

Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen

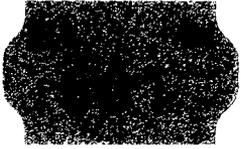
von

Matias Krauß

Heft 179

BRAUNSCHWEIG

2004



UB Braunschweig 84

2840-487-9



BA N 601

2840 - 4879

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

iBMB **MIPA**
TU BRAUNSCHWEIG

Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen

von

Matias Krauß

Heft 179

BRAUNSCHWEIG
ISBN 3-89288-160-X
ISSN 1439-3875

2004

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers

1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. F. S. Rostásy,
2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. D. Dinkler
Eingereicht am: 3.11.2003
Mündliche Prüfung am: 4.10.2004



Bibliografische Information Der Deutschen Bibliothek

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by Die Deutsche Bibliothek

Die Deutsche Bibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.ddb.de>

Symbolverzeichnis

Große lateinische Buchstaben

A	Gesteinskörnung in kg/m^3
A_c	Querschnitt des erhärtenden Betonbauteils in m^2
A_w	Querschnitt der Wand
A_f	Querschnitt des Fundaments
A_{Ea}	Freiwert in dem Ansatz der Aktivierungsenergie nach Freiesleben Hansen in kJ/mol
B	Gesamtmenge des Bindemittels in kg/m^3
B_{Ea}	Freiwert in dem Ansatz der Aktivierungsenergie nach Freiesleben Hansen in $\text{kJ}/(\text{mol}\cdot\text{K})$
$B(p)$	Nutzen aus der Existenz einer baulichen Anlage
C	Zementgehalt in kg/m^3
C_{cr}	Rissindex
$C(p)$	Errichtungskosten einer baulichen Anlage
$D(p)$	zu erwartende Sanierungskosten
$D[X]$	Standardabweichung der Zufallsvariable X
E_a	Aktivierungsenergie in kJ/mol
E_{ct}	Zug-Elastizitätsmodul von Beton in N/mm^2
$E_{ct,28}$	Zug-Elastizitätsmodul von Beton nach 28 Tagen
$E_{ct,1}$	Zug-Elastizitätsmodul von Beton nach vollständiger Hydratation
E_{cte}	wirksamer Zug-Elastizitätsmodul von Beton
E_{ctm}	mittlerer Zug-Elastizitätsmodul von Beton
E_w	E-Modul der Wand
E_f	E-Modul des Fundaments
$E[X]$	Erwartungswert der Zufallsvariable X
FA	Gehalt an Flugasche in kg/m^3
F_γ	Verteilungsfunktion des Rissindex γ
$F_{C_{cr}}$	Verteilungsfunktion des Rissindex C_{cr}
F_X	Verteilungsfunktion der Zufallsvariable X
F_σ	Fourier-Zahl
I_{cr}	Rissindex nach JSCE - „Thermal Cracking Index“ (TCI)
$\lim I_{cr}$	zugehörige nach Grenzwerte nach JSCE
M_r	Zwangschnittmoment

$\text{Min} [X]$	Minimum der Zufallsvariable X
$\text{Max} [X]$	Maximum der Zufallsvariable X
N_{01}	Standard-Normalverteilung
N_r	Zwangskraft
Q_{ad}	adiabatische Wärmefreisetzung von Beton in kJ/m^3
$Q_p [X]$	p -% Quantile der Zufallsvariable X
Q_{pot}	maximale adiabatische Wärmefreisetzung von Beton in kJ/m^3
$Q_{pot,Z}$	maximale adiabatische Wärmefreisetzung des Zements in kJ/kg
P	Wahrscheinlichkeit
R	Zufallsvariable des Widerstandes
R	universelle Gaskonstante
R_z, R_k	Zwanggrad der Wand in Abhängigkeit der Höhe
R_{ae}	Behinderungsgrad der Dehnbehinderung nach Ende der Erhärtung
R_{be}	Behinderungsgrad der Biegebehinderung nach Ende der Erhärtung
S	Zufallsvariable der Einwirkung
S_B	Steifigkeitszahl der Biegebehinderung
S_D	Steifigkeitszahl der Dehnbehinderung
S_{Be}	Steifigkeitszahl der Biegebehinderung nach Ende der Erhärtung
S_{De}	Steifigkeitszahl der Dehnbehinderung nach Ende der Erhärtung
SF	Gehalt an Silikastaub in kg/m^3
T	Temperatur
T_m	mittlere Temperatur
$\max T$	maximale Temperatur
T_0	Anfangstemperatur in $^\circ\text{C}$
T_a	Umgebungstemperatur in $^\circ\text{C}$
T_o	Oberflächentemperatur in $^\circ\text{C}$
T_{am}	mittlere Umgebungstemperatur in $^\circ\text{C}$
T_{c0}	Frischbetontemperatur in $^\circ\text{C}$
T_L	Lufttemperatur in $^\circ\text{C}$
T_{N1}	Erste Nullspannungstemperatur
T_{N2}	Zweite Nullspannungstemperatur
$V_X, V [X]$	Variationskoeffizient der Zufallsvariable X
v_m	mittlere Windgeschwindigkeit
W	Wassermenge in kg/m^3
Z	Sicherheitsabstand
$Z(p)$	Gewinn aus der Existenz einer baulichen Anlage

Kleine lateinische Buchstaben

a_1, a_2	Freiwerte im Kriechmodell nach Gutsch
a_{as}	Freiwert im Modell des autogenen Schwindens
a_c	Temperaturleitfähigkeit von Beton in m^2/s
b_1, b_2	Freiwerte im Kriechmodell nach Gutsch
b_{as}	Freiwert im Modell des autogenen Schwindens
b_c	Breite des erhärtenden Betonbauteils in m
b_f	Breite des Fundaments
b_{fe}	wirksame Breite des Fundaments nach Dreischichtenmethode
b_w	Breite der Wand
c_c	spezifische Wärmekapazität von Beton in $kJ/(kg \cdot K)$
c_{c0}	spezifische Wärmekapazität von Beton am Beginn der Hydratation
$c_{1,I}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradiententwicklung gemäß Jonasson
$c_{1,I4p}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradiententwicklung gemäß Jonasson mit vier Parametern
$c_{1,H}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradiententwicklung gemäß HETEK
d_c	Dicke des erhärtenden Betonbauteils in m
d_{cw}	wirksame Dicke des erhärtenden Betonbauteils
f_c	Druckfestigkeit in MPa
$f_{cc,28}$	Druckfestigkeit nach 28 Tagen
$f_{cc,1}$	Druckfestigkeit nach vollständiger Hydratation
f_{ct}	Zugfestigkeit in MPa
$f_{ct,28}$	Zugfestigkeit nach 28 Tagen
$f_{ct,1}$	Zugfestigkeit nach vollständiger Hydratation
f_{cte}	wirksame Zugfestigkeit, Bauwerkszugfestigkeit in MPa
f_{cts}	Spaltzugfestigkeit in MPa
f_γ	Verteilungsdichte (Dichtefunktion) des Rissindex γ
g	Grenzzustandsgleichung
h_c	Höhe des erhärtenden Betonbauteils in m
h_f	diskrete Dichtefunktion (Histogramm) der Zugfestigkeit
h_σ	diskrete Dichtefunktion (Histogramm) der Zugspannung
h_w	Höhe der Wand in m
k_e	Vorfaktor zu Berücksichtigung der Bauwerkszugfestigkeit
ℓ	Länge des Systems in m
ℓ_c	Länge des erhärtenden Betonbauteils in m
ℓ_e	(mittlere) Einleitungslänge zum Aufbau eines Trennrisses im WFS

m_e	Freiwert im Modell des E-Moduls
m_t	Freiwert im Modell der Zugfestigkeit
n_e	Freiwert im Modell des E-Moduls gemäß MC90
n_r	Anzahl der Risse
n_t	Freiwert im Modell der Zugfestigkeit gemäß MC90
obs n_r	Anzahl der beobachteten Risse
p	Höhenbeiwert für WFS nach DSM
max n_r	Anzahl der theoretisch möglichen Risse
$n_{\gamma cr}$	Anzahl der Trennrisse zum Rissindex γ_{cr}
p_{cr}	Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung
cal p_{cr}	berechnete Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung
lim $p_{cr,1}$	Grenzwert gemäß Sicherheitsklasse I
lim $p_{cr,2}$	Grenzwert gemäß Sicherheitsklasse II
lim $p_{cr,3}$	Grenzwert gemäß Sicherheitsklasse III
p_f	Versagenswahrscheinlichkeit
p_s	Eintretenswahrscheinlichkeit der Überschreitung eines Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit
s	Freiwert im Modell der mechanischen Eigenschaften gemäß MC90
s	Schätzwert der Standardabweichung
s_w	Schlankheit der Wand (Länge : Höhe)
t_e	wirksames Alter
t_{e0}	wirksames Alter bei Beginn der mechanischen Eigenschaften
$t_{k,I}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradiententwicklung gemäß Jonasson
$t_{k,I4p}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradiententwicklung gemäß Jonasson mit vier Parametern
$t_{k,H}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradiententwicklung gemäß HETEK
t_{N1}	erster Nullspannungszeitpunkt
t_{N2}	zweiter Nullspannungszeitpunkt
w_k	charakteristische Rissbreite
obs w_k	beobachtete charakteristische Rissbreite
lim $w_{cr,1}$	Grenzwert gemäß Sicherheitsklasse I
lim $w_{cr,2}$	Grenzwert gemäß Sicherheitsklasse II
lim $w_{cr,3}$	Grenzwert gemäß Sicherheitsklasse III
z'	Höhenkoordinaten ab OK Fundament bei WFS

Griechische Buchstaben

α Hydratationsgrad

α_0	Hydratationsgrad bei Beginn der mechanischen Eigenschaften
α_{ii}	Wärmeübergangskoeffizient in $W/(m^2 \cdot K)$
$\alpha_{üe}$	wirksamer Wärmeübergangskoeffizient in $W/(m^2 \cdot K)$
α_D	Sensitivität der Standardabweichung
α_E	Sensitivität des Erwartungswertes
α_E	Sensitivität des Variationskoeffizienten
α_T	Wärmedehnzahl in $1/K$
$\alpha_{inf,I4p}$	(gemessener) Endwert des Hydratationsgrades gemäß IPACS
$\alpha_{inf,J}$	(gemessener) Endwert des Hydratationsgrades gemäß JSCE
β	Sicherheitsindex
γ_{cr}	Rissindex (Ausnutzungsgrad der Zugfestigkeit)
γ_{cr}^{-1}	Kehrwert des Rissindexes
γ_{cre}	wirksamer Rissindex
$\gamma_{1,J}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradentwicklung gemäß JSCE
$\Delta\gamma_{cr}$	additives Sicherheitsmaß
$\lim \gamma_{cr}$	Grenzwert des Rissindexes
δ	absoluter Fehler, Irrtumswahrscheinlichkeit
Δt	Zeitinkrement
Δz	Ortsinkrement
ΔT_{pot}	maximale adiabatische Temperaturerhöhung in K
ε_{as}	Dehnung aus autogenem Schwinden
ε_{cu}	Bruchdehnung
ε_{cr}	Kriechdehnung
ε_{el}	elastische Dehnung
ε_0	lastunabhängige freie Dehnung
ε_{0k}	lastunabhängige freie Dehnung in der Höhe z_k
ε_{0m}	über den Querschnitt in Dickenrichtung gemittelte lastunabhängige freie Dehnung
ε_{0me}	wirksame, mittlere, lastunabhängige freie Dehnung
ε_{vis}	viskoelastische Dehnung
η_{cr}	Rissindex nach Larson
κ	Krümmung
κ_0	freie Krümmung
κ_R	resultierende Krümmung
λ_c	Wärmeleitfähigkeit von Beton in $W/(m \cdot K)$
λ_{c0}	Wärmeleitfähigkeit von Beton am Beginn der Hydratation
$\lambda_{k,I4p}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradentwicklung gemäß Jonasson mit vier Parametern
μ_X	Mittelwert der Zufallsvariable X (Schätzer)
ω_{cr}	Rissemempfindlichkeit nach HETEK

ω_{cr}^{-1}	Kehrwert der Rissempfindlichkeit nach HETEK
$\lim \omega_{cr}$	Grenzwert nach HETEK (Rissempfindlichkeit)
ϕ	Kriechfunktion
ρ_c	Rohdichte von Beton in kg/m^3
σ	Spannung in MPa
σ_{ct}	Zugspannung
σ_x	Hauptzugspannung
σ_m	Über den Querschnitt in Höhenrichtung gemittelte Zugspannung
σ_X	Standardabweichung der Zufallsvariable X (Schätzer)
χ^2	χ^2 -Verteilung
\bar{x}	Mittelwert
$x_{5\%}$	5%-Quantile
$x_{95\%}$	95%-Quantile
ξ_{cr}	Rissempfindlichkeit nach IPACS

Abkürzungen

AW	Außenwand
BO	Boden
CPM	Compensation Plane Method nach JSCE
DS	Drän- und Sauberkeitsschicht
DSM	Dreischichtenmethode
DV	Differenzenverfahren
FORM	First-Order Reliability Method
FOSM	First-Order Second Moment Reliability Method
FEM	Finite-Elemente Methode
GK	Gesamtkosten
IPACS	Improved Production of Advanced Concrete Structures
JCSS	Joint Committee of Structural Safety
JSCE	Japan Society of Civil Engineering
KS	Konstruktionssohle
LHS	Latin-Hypercube Sampling
LNV	Lognormalverteilung
MCS	Monte-Carlo Simulation, Monte-Carlo Methode
NV	Normalverteilung
OK	Oberkante
OPM	One-Point Method (Einpunktmethode)
PFEM	Stochastische Finite-Elemente Methode
RI-Pfähle	Rüttelinjektions-Pfähle

RV	Rechteckverteilung
SK	Sicherheitsklasse bzw. Risikoklasse
SLS	Service-Limit State
SORM	Second-Order Reliability Method
TR	Trennriss
TSA	Temperaturspannungsanalyse
UWS	Unterwasserbetonsohle
WFS	Wand-Fundament System
ZV	Zufallsvariable

Inhaltsverzeichnis

Symbolverzeichnis	iii
Summary	xii
Vorwort	xvi
1. Einleitung	1
1.1. Problemstellung und Ziele	2
1.2. Gliederung der Arbeit	4
2. Probabilistisches Nachweiskonzept	6
2.1. Definition von Sicherheitsklassen	7
2.2. Beurteilung der Gegenmaßnahmen	12
2.3. Versagenswahrscheinlichkeit	18
2.4. Lebensphasen eines Bauwerks	27
2.5. Wirtschaftliche Bewertung - Versagen und Risiko	29
2.6. Probabilistisches Nachweiskonzept	32
3. Berechnung von Zwangspannungen	35
3.1. Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Temperatur	35
3.2. Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Zwangspannungen	36
3.3. Genauigkeit	42
4. Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten	47
4.1. Versagenswahrscheinlichkeit	48
4.2. Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung	49
4.3. Monte-Carlo Methode	51
5. Unsicherheiten in der Prognose der Werkstoffeigenschaften	60
5.1. Wärmekapazität, Rohdichte und Wärmeleitfähigkeit	62
5.2. Wärmefreisetzung, Aktivierungsenergie und Hydratationsgrad	68
5.3. Wärmedehnzahl	83
5.4. Mechanische Kurzzeiteigenschaften	84
5.5. Kriechen und Relaxation	93
5.6. Autogenes Schwinden	95

5.7. Stoffwerte des Bodens	98
6. Unsicherheiten aus klimatischen Einwirkungen	100
6.1. Frischbetontemperatur	100
6.2. Tagesmitteltemperatur	102
6.3. Wärmeübergangskoeffizient	103
7. Zuverlässigkeitsorientierte Analyse der Temperaturspannungen	107
7.1. Zentrisch gezwängter Stab	111
7.2. Sohle auf Baugrund	143
7.3. Zusammenfassung	145
8. Anwendung auf ein Trogbauwerk	149
8.1. Bauwerk und Bauteil, Beton und geometrisches Modell	149
8.2. Bauteiltemperatur und freie Verformungen	157
8.3. Zwang nach Dreischichtenmethode	160
8.4. Abschätzung des Zwangs mit Einpunktmethoden	165
8.5. Konzept zur Beurteilung der Rissempfindlichkeit der Außenwände im Überblick	166
8.6. Zuverlässigkeitsorientierte Beurteilung der Rissbildung	167
9. Zusammenfassung und offene Probleme	178
9.1. Zusammenfassung	178
9.2. Offene Probleme	180
Literatur	182
A. Temperaturfelder	198
A.1. Vernachlässigung der Längsrichtung	198
A.2. Vereinfachte Berücksichtigung der Strahlung	199
A.3. Konvektion in Spalten	200
A.4. Crank-Nicolson Verfahren	201
A.5. Eindimensionale analytische Näherungsverfahren	202
B. Zementanalysen	203
C. Betonrezepturen	205
D. Werkstoffmodelle	207
E. Weitere Ergebnisse	218

Probabilistic concept for the validation of the effectiveness of measures against early-age cracking in massive concrete structures¹

Abstract In order to ensure a desired service lifetime and function (tightness) of a massive concrete structure, it is of great importance to avoid thermal cracking. Therefore, it is indispensable to perform a reliability-based thermal stress analysis to predict the initiation of thermal cracks by considering the parameters of analysis as random variables. The uncertainties depend on the materials in use; their composition and environmental conditions etc. This approach needs a reliability-oriented crack criterion to forecast the effectiveness of countermeasures during design and planning stages. The effectiveness can be described by the so-called thermal cracking index. The cracking index is defined as the ratio of the effective structural tensile strength and the maximum tensile stress in structure. This thesis describes a concept, to evaluate the possibility of thermal cracking based on probability theory. Focusing on mass concrete, the sensitivity of the thermal cracking index with respect to the variation of the parameters is investigated using Monte-Carlo simulations. Calculating the probability of thermal cracking, reliability-oriented crack criteria are defined for a wide use in practice. The proposed model can be used, if a reliable estimation of all load-independent strains and the restraint of the hardening concrete structure as well as the uncertainty of all parameters can be obtained. An application for a railway trough structure is presented.

A substantial part of this work was supported by a research grant for the program “Reliability oriented prediction of thermal stresses in hardening concrete structures“ (Deutsche Forschungsgemeinschaft, project Ro288/40, finished 2003).

Introduction The model presented follows the approach of JSCE [65]. The idea of the model is to introduce the probability of crack occurrence p_{cr} to assess the risk of thermal cracking. The model defines three different service limit states depending on the requirements of serviceability, here the tightness of structure against ingress of water. The correspondent values of $\lim p_{cr}$

¹Dipl.-Math. Matias Krauß; Institute of Building Materials, Concrete Construction and Fire Protection; Technical University of Braunschweig; Germany; email: m.krauss@junger-beton.de

are presented in Tab. I. They differ with respect to the required levels of reliability. The probability of thermal crack occurrence can be calculated, if the probability density function of the so-called thermal cracking index C_{cr} is known. p_{cr} can be calculated with the Monte-Carlo simulation technique. For this purpose it is necessary to define: a) a simple and deterministic engineering method for the prediction of restraint stresses in hardening concrete structures; b) a comprehensive model to describe the scatter of properties of young concrete and other related materials; c) a simple stochastic model to describe the impact of the variance of the climate on the prediction of restraint stresses. To calculate the restraint stresses, the model uses the Three-Layer-Method according to [122]. Following the recommendations of JCSS [64] a statistical standard framework is used to describe the uncertainties of all basic variables. The models are implemented in a software, available by the author.

Tab. I.: Service limit states (tightness) and probability of thermal crack occurrence

	reliability		
limit state	SLS I	SLS II	SLS III
input	low	normal	high
period	service life-time		
lim p_{cr}	p_{cr} lower than 5%	p_{cr} between 5% and 25%	p_{cr} greater than 25%
requirement	no thermal cracks are permitted	few thermal cracks with limit crack width are permitted	thermal cracks with limit crack width are permitted

Reliability-based cracking criterion The Monte-Carlo Simulation is used to calculate reliability-based cracking criterion for axially restrained bars of different concrete mixes, climates, restraint levels and thicknesses (see Fig.1). This cracking criterion covers a wide area of climates, geometries, levels of restraint and levels of uncertainties. Under specific conditions they can be used to estimate the cracking risk of massive slabs cast on ground, wall on slab systems.

The main results of the investigations are:

- The cracking index C_{cr} can be described as a log-normal distributed random variable. The coefficient of variation $V[C_{cr}]$ was estimated between 27% (high strength concrete) and 41% (normal strength concrete with ground-blast furnace slag cement with fly ash addition).

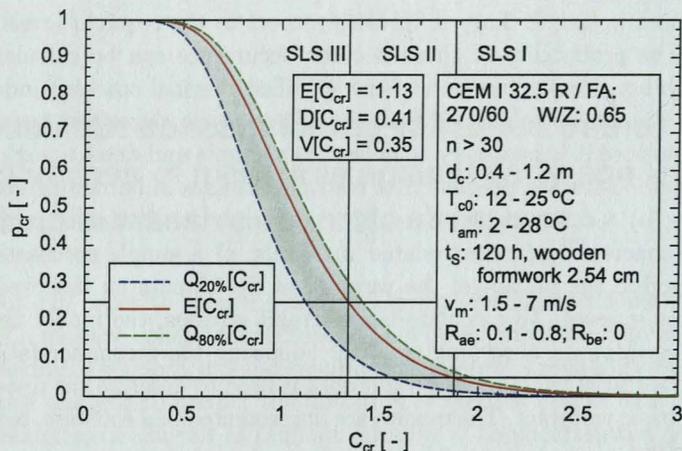
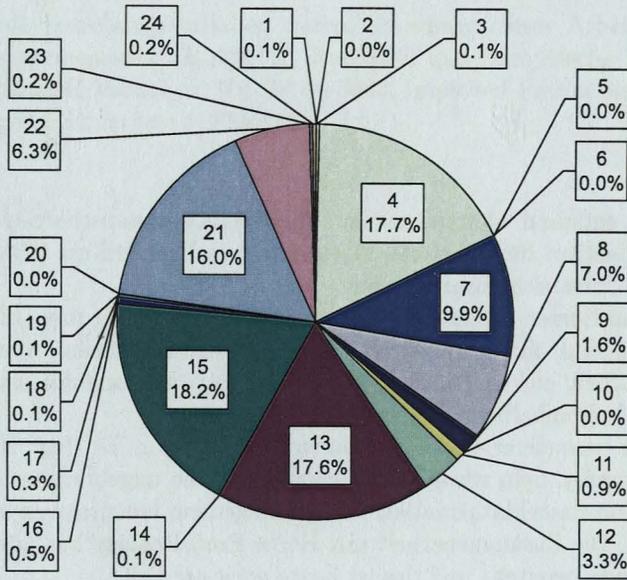


Fig. I.: Calculated distribution function of the cracking index C_{cr} and the correspondent confidence interval at a significant level of 20% - definition of a reliability-based cracking criterion for axially restrained bars.

- $V[C_{cr}]$ significantly depends on geometry. With increasing thickness, $V[C_{cr}]$ decreases,
- $V[C_{cr}]$ significantly depends on concrete strength class. With increasing compressive strength, $V[C_{cr}]$ decreases,
- $V[C_{cr}]$ does not depend on the climate and restraint conditions.
- The First Order Reliability Method (FORM) can be used to calculate the probability of thermal cracking, if the coefficient of variation of thermal stresses and the coefficient of variation of axial tensile strength can be obtained.

Sensitivity Further-on, the influence of all (basic) variables on the probability of cracking was investigated in terms of sensitivity. The analysis shows, that by comprehensive concrete tests all uncertainties in the prediction of restraint stresses can be reduced by 50% and up to 70% (see Fig. II).

Application The proposed concept is used, to evaluate the early-age cracking risk of a trough structure taking the uncertainty of the prediction into account. The main purpose of the study was to estimate the effectiveness of planned countermeasures against early age-cracking of the outer-walls. These walls are exposed to ground water pressure. For this reason, it was necessary



basic variable

no.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
name	c_c	λ_c	ρ_c	α_T	A_{Ea}	B_{Ea}	ΔT_{pot}	$t_{k,l}$	$c_{1,l}$	$f_{ct,28}$	s	t_{e0}
no.	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
name	$f_{ct,28}$	n_t	$E_{ct,28}$	n_E	a_1	b_1	a_2	b_2	T_{c0}	T_{am}	$\alpha_{ue,s}$	$\alpha_{ue,f}$

Fig. II.: Sensitivity of the coefficient of variation of the cracking index for an axially restrained bar: thickness 0.8 m; level of restraint 20%; climate spring; concrete mix acc. to Fig. I

to evaluate the risk of not to fulfilling the requirements of tightness. In order to verify these requirements, the expected number of thermal cracks in the walls was calculated for different climates. This forecast was compared with the observed thermal crack occurrence in the walls on-site. The study shows, that a reasonably low risk of early-age cracking prevails. Only few thermal cracks may be expected.

Summary This thesis proposes a decision tool - based on probability theory - for the efficient and reliable early-age crack-control in hardening massive concrete structures to achieve serviceability (tightness) during life-time.

1. Einleitung

Die Vorhersage des Zwangs und der Rissbildung in erhärtenden Betonbauteilen ist seit der Erstellung der ersten massigen und bewehrten Betonbauwerke eine Herausforderung für planende Bauingenieure. Von Anfang an werden verschiedene Ansätze verfolgt. Auf der einen Seite stand und steht heute noch die Erforschung des Werkstoffs Beton im Labor und die Übertragung dort gewonnener Erkenntnisse auf das Bauwerk. Auf der anderen Seite steht das Bauwerk selbst im Mittelpunkt. Eine Vielzahl von konstruktiven und ausführungstechnischen Empfehlungen stehen dem Planer zur Seite. So manifestieren sich die praktischen Erfahrungen von vielen Forscher- und Bauingenieurgenerationen in den Regelwerken. Beispielhaft zeigt die Abb. 1.1 einige Ansatzpunkte für Gegenmaßnahmen zur Minimierung von Trennrissen aufgrund abfließender Hydratationswärme.

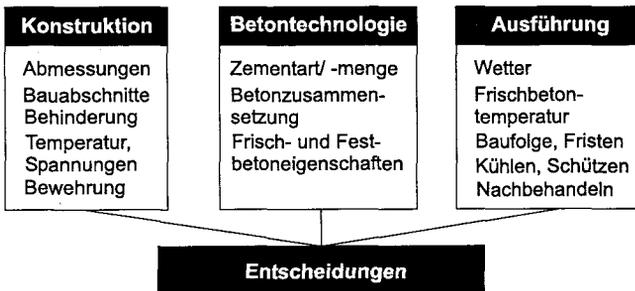


Abb. 1.1.: Ansatzpunkte für Gegenmaßnahmen zur Minimierung von Trennrissen aufgrund abfließender Hydratationswärme in massigen Betonbauteilen [122]

Die Praxis zeigt jedoch, dass das gesammelte Wissen nicht ausreicht, risskontrollierende Maßnahmen schon im Vorfeld einer Baumaßnahme zu planen und zu bewerten, um das Ziel einer zuverlässigen und wirtschaftlichen Risskontrolle zu erreichen.

Die Gründe dafür sind vielfältig. Einige seien hier kurz angesprochen. Festzustellen ist die Tatsache, dass die Fälle „Last“ und „Zwang“ in den Bemessungsvorschriften und Regelwerken nicht gleichberechtigt behandelt werden. So werden die Einwirkungen infolge Lasten mit ihren stochastischen Eigen-

schaften erfasst, bei lastunabhängigen Einwirkungen ist dies dagegen nicht der Fall. Das gilt insbesondere für den Zwang aus abfließender Hydratationswärme. Eine zuverlässige Beurteilung der Rissempfindlichkeit ist damit nicht möglich.

1.1. Problemstellung und Ziele

Die Abb. 1.2 verdeutlicht die Problemstellung am Beispiel eines Wand-Fundament Systems. Die Trennrisse entstehen, wenn in einem kritischen Bereich die lokale Zwangspannung die lokale Betonzugfestigkeit überschreitet. In der frühen Phase ist die Temperaturentwicklung der Hauptantriebsmotor, in der späteren Phase das Trocknungsschwinden und ggf. das autogene Schwinden.

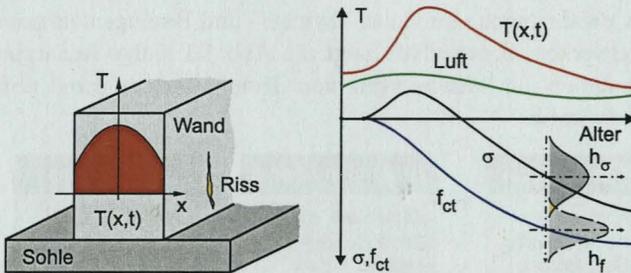


Abb. 1.2.: Rissbildung in einem Wand-Fundament System aufgrund abfließender Hydratationswärme

Temperatur, Spannung und Zugfestigkeit sind stark streuende Größen, da sie einer Vielzahl zufälliger Einflüsse ausgesetzt sind (vgl. Abb. 1.2). Neben den Werkstoffstreuungen beeinflussen Schwankungen aus klimatischen Einwirkungen maßgeblich die Prognose. Daraus ergibt sich, dass die Frage nach (dem Zeitpunkt) der Erstrissbildung nur unzureichend mit deterministischen Ansätzen beschrieben werden kann, ein Nachweiskonzept zur Beurteilung der Rissempfindlichkeit massiger Betonbauteile probabilistischer Natur sein muss.

Ein probabilistischer Nachweis wird mit der Einhaltung einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit $\lim p_f$ geführt (vgl. Abb. 1.3). Er stellt alle streuenden Eingangsparameter und Modellunsicherheiten mit ihren stochastischen Eigenschaften eines Problems zusammen und definiert eine probabilistische Grenzzustandsgleichung zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f . Gefordert ist $p_f \leq \lim p_f$. Die Übertragung dieses allgemeinen Konzepts auf

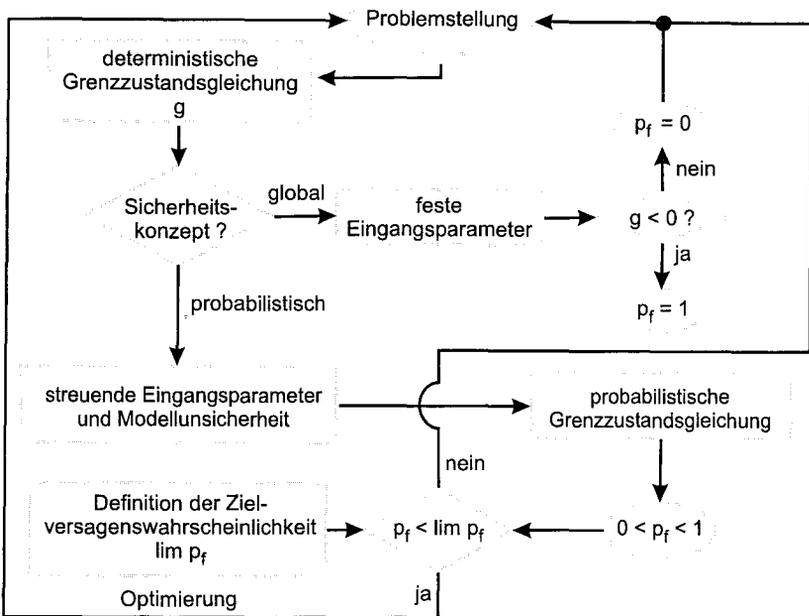


Abb. 1.3.: Allgemeiner Nachweis einer Versagenswahrscheinlichkeit [115]

die Beurteilung der Rissempfindlichkeit massiger Betonbauteile erfordert zusätzliche Überlegungen.

Das Eintreten eines Trennrisses aus abfließender Hydratationswärme betrifft in der Regel nur den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit, nicht aber den der Tragfähigkeit. Die Berechnung der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung p_{cr} und die Definition (entsprechender) Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit ($\lim p_{cr}$) sind die zentrale Zielsetzung dieser Arbeit. Dabei werden die in der Praxis oft anzutreffenden mechanischen Modelle „Decke“, „Sohle auf Baugrund“ und „Wand auf Fundament“ betrachtet.

Das Konzept kann an beliebige Bausituationen angepasst werden, sofern die lastunabhängigen Verformungen und die Behinderung des Bauteils realistisch abgebildet werden können und eine fundierte Schätzung aller Eingangsparameter samt Modellunsicherheiten vorliegt. Weiterhin gibt das Konzept Auskunft über die Empfindlichkeit der Trennrissbildung gegenüber den Unsicherheiten einzelner Eingangsparameter. Dieses Vorgehen schafft einen

Maßstab zur wirtschaftlichen Bewertung von betontechnologischen und ausführungstechnischen Maßnahmen der Risskontrolle.

1.2. Gliederung der Arbeit

In Anlehnung an bestehende Nachweiskonzepte wird in Kap. 2 ein Vorschlag für ein eigenes Konzept entwickelt. Insbesondere werden dort Sicherheitsklassen (Grenzzustände) in Abhängigkeit der Anforderungen an die Dichtigkeit des Bauwerks durch die Festlegung von Grenzwerten für p_{cr} definiert. Die grundsätzlichen Zusammenhänge zur wirtschaftlichen Bewertung risskontrollierender Maßnahmen werden aufgezeigt.

Die benötigten Grundlagen der Temperaturspannungsanalyse werden in Kap. 3 besprochen. Dabei werden effektive Näherungsverfahren zur einfachen Abschätzung des Zwangs betrachtet, wie sie z.B. in der Planungsphase benötigt werden. Die Genauigkeit der verwendeten numerischen Verfahren wird untersucht.

In Kap. 4 werden die benötigten Grundlagen zur Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten p_f zusammengestellt. Dabei steht die Umsetzung einer leistungsfähigen Monte-Carlo Methode (MCS) zur direkten Berechnung von p_f im Mittelpunkt. Verschiedene Kennzahlen zur Beschreibung der Sensitivität von p_f werden definiert. Eine Abschätzung der Genauigkeit der MCS wird angegeben.

Die Unsicherheiten aus der Modellierung der Werkstoffeigenschaften jungen Betons werden in Kap. 5 behandelt. Zusätzlich werden auch Abschätzungen der Streuungen anderer benötigter Größen wie z.B. des Bodens angegeben. Alle benötigten statistischen Eigenschaften der Materialien werden hier zusammengestellt.

Die Unsicherheiten aus den klimatischen Einwirkungen werden in Kap. 6 betrachtet. Mit Kap. 6 sind die Vorbereitungen zur Durchführung einer zuverlässigkeitsorientierten Temperaturspannungsanalyse (TSA) abgeschlossen.

In Kap. 7 werden verschiedene Grundtypen von Betonbauteilen einer vollprobabilistischen TSA unterzogen. Dabei steht der Zwang des zentrisch gezwängten Stabs als Modellfall im Mittelpunkt der Untersuchungen. Mit Hilfe dieses Modellfalls wird ein für ein weites praktisches Anwendungsfeld gültiger Zusammenhang zwischen dem globalen Sicherheitsbeiwert gegen Durchreißen und der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung entwickelt. Daneben werden Sensitivitätsstudien durchgeführt.

Abschließend wird in Kap. 8 das Nachweiskonzept beispielhaft an einem

erstellten Trogbauwerk angewendet und erprobt. Dabei wird die Prognose der Rissempfindlichkeit aus der Planungs- und Konstruktionsphase heraus erstellt, d.h. es wird untersucht ob, es mit den geplanten, risskontrollierenden Maßnahmen (Betonzusammensetzung, Frischbetontemperatur u.a.m.) gelingen kann, die Dichtigkeitsanforderungen an die durch Grundwasserdruck beanspruchten Bauteile einzuhalten. Untersucht werden die Westwände eines bestimmten Bauabschnitts. Mit Hilfe der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung kann die Anzahl der zu erwartenden Trennrisse für Wand-Fundament Systeme berechnet werden. So wird die durchschnittliche Anzahl der Risse bezogen auf den gesamten Bauabschnitt je Außenwand ermittelt und ein Vergleich zwischen Prognose und Beobachtung diskutiert. Das Kap. 9 stellt eine Zusammenfassung der Arbeit dar und betrachtet offene Probleme.

2. Probabilistisches Nachweiskonzept

Die Anforderungen an ein Nachweiskonzept umfassen die Definitionen von Regeln und Methoden, mit denen Bauwerke ausreichend sicher und wirtschaftlich bemessen, ausgeführt und genutzt werden können. Bezogen auf die Vermeidung von Rissen aus abfließender Hydratationswärme können folgende Anforderungen formuliert werden:

1. Definition einer Maßzahl, dem Rissindex γ_{cr} , definiert als Ausnutzungsgrad der Zugfestigkeit gegenüber der Hauptzugspannung.
2. Zuordnung des Rissindex γ_{cr} zur Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung p_{cr} (Reißwahrscheinlichkeit) durch die Definition einer Verteilungsfunktion F_γ .
3. Definition von Grenzwerten der Eintretenswahrscheinlichkeit $\lim p_{cr}$ in Abhängigkeit der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit (Dichtigkeit) des Bauwerks.
4. Gewährleistung ausreichender Sicherheit gegen Trennrissbildung in allen Projektphasen des Bauwerks, also in
 - der Planungs-, Konstruktions- und Ausführungsphase sowie
 - der Nutzungsphase.

Ein Sicherheitskonzept vermittelt zwischen der im allgemeinen Interesse liegenden Sicherheit und der aus Kostengründen notwendigen Wirtschaftlichkeit. Eine ausreichende Sicherheit liegt vor, wenn das Unterschreiten eines geforderten Grenzwertes innerhalb der geplanten Projektphase mit einer akzeptabel kleinen Wahrscheinlichkeit auftritt. Versagen tritt ein, wenn einer der möglichen Grenzzustände der Konstruktion erreicht ist, d.h. lokal die Bauwerkszugfestigkeit von der Hauptzugspannung überschritten wird.

Allgemein kann dieser Zustand an jedem beliebigen Ort des Bauwerks und zu jedem Zeitpunkt der Lebensdauer formuliert werden als

$$Z = R - S. \quad (2.1)$$

Hierin bezeichnet Z den Sicherheitsabstand, R die Zufallsvariable des Widerstandes und S die Zufallsvariable der Einwirkung. R ist durch die wirksame

Bauwerkszugfestigkeit f_{cte} gegeben und S durch die Zugspannung σ_{ct} definiert. Der Grenzzustand wird bei $Z = 0$ erreicht, für $Z < 0$ tritt das Versagen ein. Aufgabe des Konzeptes ist es, alle Unsicherheiten möglichst umfassend und effektiv abzudecken, so dass $Z > 0$ ist. Kernaufgabe bei der Erstellung des Nachweiskonzeptes ist die Erarbeitung einer Methode zur Einstufung von Bemessungssituationen in Risikoklassen mit zugehörigen Zielwahrscheinlichkeiten des Auftretens eines Trennrisses [113, 115, 131].

2.1. Definition von Sicherheitsklassen

Voraussetzung für eine wirtschaftliche Bemessung ist eine an das Problem angepasste Bewertung des Risikos [113, 115]. Das Risiko kapitalisiert definitionsgemäß die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Versagenszustandes. Die Anpassung erfolgt über die Definition von Sicherheitsklassen/Risikoklassen zur Beschreibung der Grenzzustände. Voraussetzung ist, dass das Bauwerk nach anerkannten Regeln erstellt wird. Die Anwendung der in DIN 1055-100 [32], EC1 [38] und GruSiBau [94] eingeführten Sicherheitsklassen auf die Problematik der Risskontrolle in massigen Betonbauteilen erfordert weitere Überlegungen.

Das Eintreten eines wasserführenden Trennrisses, z.B. bei einem Verkehrstunnel mindert die Gebrauchstauglichkeit. Deren Sicherstellung ist das maßgebende Bemessungskriterium in der Praxis. Die Gebrauchstauglichkeit ist eng mit der Art, der Anzahl und der Breite der Risse verbunden. Grundsätzlich können drei Sicherheitsklassen (SK) zur Definition des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit unterschieden werden [38], [113], [115].

Sicherheitsklasse I: In der SK I werden bedeutende wirtschaftliche Folgen und Nutzungsbeeinträchtigungen durch Überschreiten des Grenzzustandes erwartet. Bauwerke dieser Klasse müssen besonders hohe Anforderungen an die Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit erfüllen. Das trifft z.B. auf submarine Verkehrstunnel [86] zu. Für diese Bauwerke sind die Kosten für den Erhalt der Zuverlässigkeit eher niedrig, da sie mit einer großen Qualität erstellt werden. Daher wird ein hohes Sicherheitsniveau bei der Bemessung gewählt. Übertragen auf die Problematik der Risskontrolle bedeutet das, dass Trennrisse nicht gestattet sind. Die Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung ist klein. Der Nachweis

$$\text{cal } p_{cr} \leq \lim p_{cr,1} \quad (2.2)$$

ist zu führen.

Sicherheitsklasse II: In der SK II werden große wirtschaftliche Folgen und Nutzungsbeeinträchtigungen durch Überschreiten des Grenzzustandes erwartet. In diesem Fall wird das Auftreten von nur wenigen Trennrissen gestattet, sofern Grenzzrissbreiten eingehalten werden. Diese Forderung kann nur bei erhöhten Aufwendungen für die Planung, Konstruktion und Ausführung erreicht werden. Die Kosten für den Erhalt der Zuverlässigkeit sind als normal hoch anzusehen, und ein mittleres Standard-Niveau der Sicherheit ist zu wählen. Die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses ist nicht hoch und der Nachweis

$$\text{cal } p_{cr} \leq \lim p_{cr,2} \quad (2.3)$$

ist gefordert. Für die beobachteten Rissbreiten vor Ort obs w_k gilt dann

$$\text{obs } w_k \leq \lim w_{k,2}. \quad (2.4)$$

Sicherheitsklasse III: In der SK III werden geringe wirtschaftliche Folgen und Nutzungseinschränkungen durch Überschreiten des Grenzzustandes erwartet. Das bedeutet in Bezug auf die Art und Anzahl der Trennrisse, dass Trennrisse gestattet sind, sofern deren Breite gemäß der Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit begrenzt wird. Dieses Konzept ist dann wirtschaftlich, wenn Schäden, d.h. Risse mit zu großen Rissbreiten, jederzeit saniert werden können. Das schließt z. B. auch die technische Umsetzbarkeit dieser Maßnahmen ein. Gegenmaßnahmen werden im Vorfeld geplant und fließen in die Kosten des Bauwerks ein.

Die Kosten für den Erhalt der Zuverlässigkeit sind groß. Ein niedriges Sicherheitsniveau ist zu wählen. Die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses ist hoch und der Nachweis

$$\text{cal } p_{cr} \leq \lim p_{cr,3} \quad (2.5)$$

ist verbunden mit

$$\text{obs } w_k \leq \lim w_{k,3}. \quad (2.6)$$

Die Grenzwerte der SK sind als Anhaltswerte für die Bemessung zu verstehen. Das gilt insbesondere für SK III. Die Angabe von $\lim p_{cr,3}$ soll wirtschaftliche Lösungen in den Standardfällen der Bemessung ermöglichen.

Anforderungen müssen während der Nutzungsdauer des Bauwerks erfüllt werden. Die Sicherheitsklassen sind definitionsgemäß mit einem Sicherheitsindex β und einer Versagenswahrscheinlichkeit p_{cr} durch $\beta = -N_{01}^{-1}(p_{cr})$ verbunden (N_{01}^{-1} : Inverse der Standard-Normalverteilung).

Die Grenzwerte $\lim p_{cr}$ sind in der internationalen Normung in Abhängigkeit der Aufgabenstellung unterschiedlich definiert. Sie dienen umfassend der Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit und beinhalten eine bestimmte Sichtweise. Der Fall „Zwang aus abfließender Hydratationswärme“ ist nur eine der möglichen Problemstellungen. Daher wird im weiteren Teil dieses Abschnittes die Eintretenswahrscheinlichkeit des Überschreitens eines Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit mit p_s bezeichnet.

Nachfolgend werden einige Beispiele exemplarisch vorgestellt. Bestehende Konzepte der Risskontrolle massiger Betonbauteile werden in Abschnitt 2.2 diskutiert.

EC 1 [38] und GruSiBau [94] definieren allgemein gültige Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit gemäß Tab. 2.1 und Tab. 2.2.

Tab. 2.1.: Definition der Sicherheitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit nach [94]

GruSiBau	Erhalt der Zuverlässigkeit		
Klasse	SK I	SK II	SK III
Aufwand	niedrig	mittel	hoch
Zeitraum	ein Jahr		
β	3,50	3,00	2,50
$\lim p_s$	0,00023	0,0014	0,0062

Tab. 2.2.: Definition der Sicherheitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit nach [38]

EC 1	Erhalt der Zuverlässigkeit		
Klasse	SK I	SK II	SK III
Aufwand	niedrig	mittel	hoch
Zeitraum	beabsichtigte Nutzungsdauer		
β	2,00	1,50	1,00
$\lim p_s$	0,0062	0,067	0,16

Die GruSiBau [94] stellt hohe Anforderungen an die Nachweise. Sie sind pro Jahr definiert. Die Werte zwischen 0,2‰ und 6,2‰ lassen sich nicht auf

Tab. 2.3.: Definition der Sicherheitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit nach [113]

mod. EC 1	Erhalt der Zuverlässigkeit		
Klasse	SK I	SK II	SK III
Aufwand	niedrig	mittel	hoch
Zeitraum	beabsichtigte Nutzungsdauer		
β	2,30	1,70	1,30
$\lim p_s$	0,011	0,045	0,097

die Trennrissbildung übertragen. Das wird in Abschn. 2.2 gezeigt. Der EC 1 [38] bezieht die Grenzwerte auf die gesamte Nutzungsdauer des Bauwerks. Werte für p_s zwischen 6,7% und 16% führen nach [113] zu unwirtschaftlichen Bemessungen. Daher modifiziert Rackwitz in [113] die Grenzwerte für p_s auf 1,1% bis 9,7% (vgl. Tab. 2.3).

Die Richtlinie „Wasserundurchlässige Betonbauwerke“ des Österreichischen Betonvereins [101] definiert die Sicherheitsklassen für die Bemessung von Außenwänden, Bodenplatten und Decken über die Menge des durchtretenden Wassers. Die Anforderungen an das Bauwerk bezüglich der Dichtigkeit werden durch die Klassen „vollständig trocken“ bis „nass“ definiert und mit Hilfe von Wasserdurchtrittsmengen nachgewiesen. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zielt auf die Beschränkung der rechnerischen Rissbreiten. Für die Konstruktion werden drei Anforderungsklassen definiert und den Anforderungen der Dichtigkeit zugeordnet [61].

Die Richtlinie des Deutschen Ausschuss für Stahlbetonbau „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“ [27] fasst die erweiterten Anforderungen an wasserundurchlässige Betonbauteile zusammen, wie sie nach Neuregelung der DIN 1045 notwendig wurden. Insbesondere werden die Expositionen der durch Grundwasser beaufschlagten Bauwerke berücksichtigt. In Anlehnung an [101] unterscheidet die Richtlinie drei Nutzungsklassen und zwei Beanspruchungsarten. Die Anforderungen werden erreicht, indem die Rissbildung im folgenden Sinne kontrolliert wird [27]:

- Vermeidung von Trennrissen durch konstruktive, betontechnische und ausführungstechnische Maßnahmen.
- Planmäßiges Zulassen von Trennrissen mit im Entwurf vorgesehenen Abdichtungen als Bestandteil der Baumaßnahme.
- Begrenzung der rechnerischen Rissbreite von entstehenden Trennrissen auf einen Wert, der die Selbstheilung der Risse oder die Einhaltung des

Tab. 2.4.: Definition der Sicherheitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit nach [18]

BRO	Erhalt der Zuverlässigkeit		
Klasse	SK I	SK II	SK III
Aufwand	niedrig	mittel	hoch
Zeitraum	beabsichtigte Nutzungsdauer		
β	1,25 bis 1,67	1,18 bis 1,54	1,11 bis 1,42
$\lim p_s$	0,05 bis 0,11	0,06 bis 0,12	0,08 bis 0,13
Bedeutung	Bewehrung extrem gefährdet	Bewehrung sehr gefährdet	Bewehrung wenig gefährdet

vereinbarten Wasserdurchtrittes erwarten lässt.

In beiden Richtlinien wird indirekt das Auftreten eines Trennrisses planmäßig erfasst. Benötigte Gegenmaßnahmen werden mit eingeplant. Eintretenswahrscheinlichkeiten werden nicht angegeben. Der Nachweis ist für die Nutzungsdauer zu führen.

Die Norwegische Norm BRO 2002 [18] zum Brückenbau setzt die Expositionsklasse eines Betonbauwerks über den Grad der Gefährdung der Bewehrung mit der Versagenswahrscheinlichkeit in Beziehung. Die Grenzwerte sind in Bandbreiten angegeben und beziehen sich auf die gesamte Nutzungsdauer. Ist die Bewehrung extrem gefährdet, dann ist p_s kleiner als 5% bis 11% gefordert. Ist die Bewehrung wenig gefährdet, dann ist p_s größer als 6% bis 12% gefordert. Die Sicherheitsklassen berücksichtigen Betonzusammensetzung und Kenntnisstand der Betonuntersuchungen. Nilsson wendet in [97] dieses Konzept auf die frühe Rissbildung in massigen Betonbauteilen an. Der Nachweis wird mit Hilfe von Teilsicherheitsbeiwerten geführt; rechnerische Rissbreiten sind einzuhalten.

Die japanische Norm des JSCE (Japan Society of Civil Engineers) [65] widmet sich umfassend der Problematik der Risskontrolle massiger Betonbauteile im jungen Alter (vgl. auch Abschn. 2.2.3). Zielsetzung ist die Sicherstellung der Dichtigkeit. Somit ist die Frage zu beantworten, ob Trennrisse gestattet sind oder nicht. p_s wird als Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses interpretiert. Die Grenzwerte sind durch langjährige empirische Untersuchungen abgesichert. Werden keine Trennrisse gestattet, dann ist p_s kleiner als 5% gefordert. Werden wenige Trennrisse gestattet, dann kann der Grenzwert auf 25% angehoben werden. Wird dieser Grenzwert überschritten, dann sind Trennrisse gestattet; wieder sind rechnerische Rissbreiten einzuhalten.

Tab. 2.5.: Definition der Sicherheitsklassen zur Sicherstellung der Dichtigkeit nach [65]

JSCE	Erhalt der Zuverlässigkeit		
Klasse	SK I	SK II	SK III
Aufwand	niedrig	mittel	hoch
Zeitraum	beabsichtigte Nutzungsdauer		
β	1,64	0,67	-
$\lim p_s$	0,05	0,25	0,85
Bedeutung	Trennrisse werden nicht gestattet	wenige Trennrisse werden gestattet	Trennrisse werden gestattet

An den Beispielen ist zu erkennen, dass die SK II und SK III Bestandteile der klassischen Nachweisformate des Stahlbetonbaus sind und Bauteile im gerissenen Zustand betrachten. Nach SK I bemessene Bauteile müssen eine Mindestbewehrung aufweisen. Sie nehmen in diesem Zusammenhang eine Sonderstellung ein, da das Bauteil im ungerissenen Zustand betrachtet wird. Zum Nachweis der Anforderungen der SKI sind die klassischen Methoden des Stahlbetonbaus ungeeignet, da die frühe Rissbildung aus lastunabhängigen Verformungen zu berücksichtigen ist, um das Ziel der Erstellung eines möglichst rissarmen Bauwerks zu erreichen.

2.2. Beurteilung der Wirksamkeit betontechnologischer und konstruktiver Maßnahmen zur Vermeidung früher Risse

Zur Beurteilung der Wirksamkeit betontechnologischer und konstruktiver Maßnahmen zur Vermeidung früher Trennrisse aufgrund der Behinderung lastunabhängiger Verformungen in massigen Betonbauteilen existiert eine Vielzahl von Konzepten, z.B. [58], [63], [65], [122], [139]. Die Gesamtheit dieser Maßnahmen werden auch als Maßnahmen der Risskontrolle bezeichnet (vgl. Abb.1.1).

Ein Vergleichsmaßstab ist notwendig. Indikator der Rissbildung ist der Ausnutzungsgrad der Zugfestigkeit. Er wird als Rissindex γ_{cr} bezeichnet. Es gilt

$$\gamma_{cr} = \frac{f_{ct}}{\sigma_{ct}}. \quad (2.7)$$

f_{ct} bezeichnet die Zugfestigkeit; σ_{ct} bezeichnet die Zugspannung. Der Kehrwert γ_{cr}^{-1} wird als Rissempfindlichkeit bezeichnet.

Eine Trennrissbildung ist mit einem minimalen Rissindex (maximale Rissempfindlichkeit) verbunden. Dazu ist es notwendig, die in Raum und Zeit

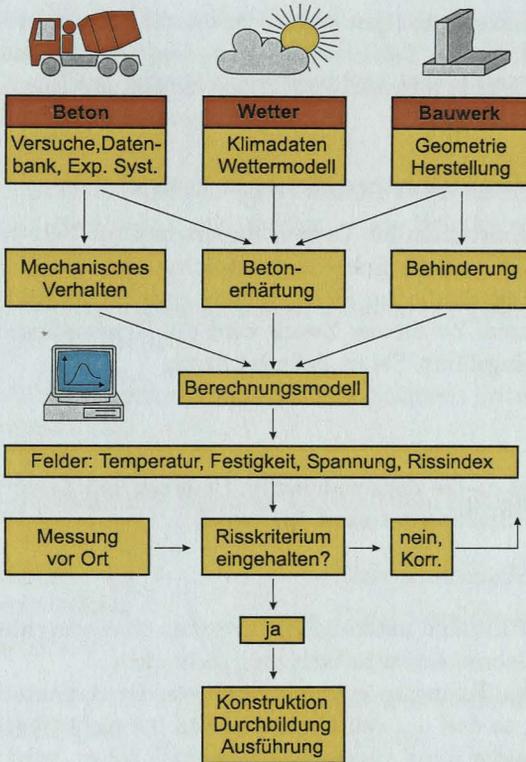


Abb. 2.1.: Bausteine eines Ingenieurmodells zur Beurteilung der Wirksamkeit betontechnologischer und konstruktiver Gegenmaßnahmen zur Vermeidung früher Trennrisse aufgrund abfließender Hydratationswärme in massigen Betonbauteilen (Planungswerkzeug aus [122])

veränderliche Entwicklung des Zwangs ab dem Beginn der Erhärtung zu prognostizieren. Dieses Vorgehen erfordert umfangreiche Untersuchungen des Betons im jungen Alter. Die Bausteine eines solchen Modells sind in Abb. 2.1 aus [122] dargestellt. Der berechnete Rissindex wird Grenzwerten $\lim \gamma_{cr}$ gegenübergestellt.

Der Nachweis fordert

$$\gamma_{cr} \geq \lim \gamma_{cr}. \quad (2.8)$$

Die Grenzwerte werden in Abhängigkeit der Anforderungen an die Dichtigkeit des Bauwerks (Sicherheitsklassen, Grenzzustände) gewählt. Die Mehrzahl

der bestehenden Konzepte führt den Nachweis mit deterministischen Methoden oder mit Hilfe von Teilsicherheitsbeiwerten. Im folgenden werden die Konzepte von HETEK [58], IPACS [63], JSCE [65] und Rostásy et al. [122] vorgestellt.

2.2.1. Richtlinien des Dänischen Ministeriums für Verkehr

Das Dänische Ministerium für Verkehr fordert in ihrer 1997 veröffentlichten Richtlinie HETEK [58] die Erstellung möglichst rissarmer Verkehrsbauwerke aus Hochleistungsbeton zur Sicherstellung einer Nutzungsdauer von mindestens 100 Jahren. Zu diesem Zweck wird die Rissempfindlichkeit ω_{cr} als Entwurfsgröße eingeführt. Sie ist definiert durch

$$\omega_{cr} = \frac{\sigma_{ct}}{f_{ct}}. \quad (2.9)$$

Hierin bezeichnet σ_{ct} die Zugspannung im Bauwerk und f_{ct} die Zugfestigkeit. Sie wird aus der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,s}$ gemäß

$$f_{ct} \approx 0,9 \cdot f_{ct,s} \quad (2.10)$$

abgeleitet. Die Richtlinie unterscheidet zwischen zwei verschiedenen Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Dichtigkeit.

Sind nur wenige Trennrisse mit zu kontrollierender charakteristischer Rissbreite gestattet, so darf ω_{cr} den Grenzwert von 0,8 nicht überschreiten. Für den Fall, dass solche Risse ausgeschlossen werden sollen, wird dieser Grenzwert auf 0,65 gesenkt. Die Grenzwerte werden mit langjährigen Rissbeobachtungen begründet. Eintretenswahrscheinlichkeiten zu diesen Grenzwerten werden nicht genannt. Die Tab. 2.6 fasst die Grenzwerte zusammen und ordnet ihnen Sicherheitsklassen zu.

Tab. 2.6.: Grenzwerte der Rissempfindlichkeit $\lim \omega_{cr}$ nach der Richtlinie des Dänischen Ministeriums für Verkehr [58]

Anforderungen	SK	ω_{cr}	p_{cr}
keine Trennrisse gestattet	I	< 0,65	klein
wenige Trennrisse mit begrenzter Rissbreite gestattet	II	0,65 bis 0,80	mittel
Trennrisse mit begrenzter Rissbreite gestattet	III	> 0,80	groß

Der Nachweis ist erbracht, sofern

$$\omega_{cr} \leq \lim \omega_{cr} \quad (2.11)$$

gilt. Die Grenzwerte sind für jeden Einwirkungsfall des Klimas am realen Bauteil rechnerisch nachzuweisen.

Der Nachweis wird im Rahmen eines Qualitätssicherungsprogramms gefordert. Die Eckpunkte des Konzepts sind:

1. Bereitstellung von Modellen zur Erfassung der zeitlichen Entwicklung der thermodynamischen und mechanischen Betoneigenschaften während der Hydratation.
2. Analyse der Temperaturspannungen während der gesamten Erhärtung in jedem Ort des Bauteils.
3. Temperaturmessungen am Bauwerk zum Nachweis kritischer Temperaturdifferenzen.

Dabei wird die Untersuchung folgender Eigenschaften empfohlen:

- Adiabatische Wärmeentwicklung
- Wärmekapazität
- Rohdichte
- Wärmeleitfähigkeit
- Temperaturexpansionskoeffizient
- Elastizitätsmodul
- Querkontraktionszahl
- Zugfestigkeit
- autogenes Schwinden
- Kriechen

Das Konzept umfasst Empfehlungen zum Bauablauf, Art und Dauer der Nachbehandlung, Schalung und Einschaldauer, Kühlen und Erwärmung von Betonbauteilen, Kontrolle der Frischbetontemperatur und Ausbildung von Fugen.

Die Temperaturspannungen können mit unterschiedlichen numerischen Methoden berechnet werden. Empfohlen werden problemgerechte Werkzeuge. Ein eigenes Finite-Elemente Programm wird zu Verfügung gestellt [35]. Die stochastischen Parameter werden in Form von Quantilwerten berücksichtigt.

Diese genannten Elemente des Qualitätssicherungsprogramms sind unverzichtbarer Bestandteil des Konzepts. Sie finden sich in abgeänderter Form auch in den nachfolgend beschriebenen Ansätzen wieder. In der Hauptsache unterscheiden sie sich in der Definition der Grenzzustände (Sicherheitsklassen).

2.2.2. IPACS - Expertensystem (Improved Production of Advanced Concrete Structures)

In dem Europäischen Forschungsvorhaben IPACS [63] wurde ein Expertensystem zur einfachen und effektiven Beurteilung der Rissempfindlichkeit massiger Betonbauteile entwickelt. Dieses System orientiert sich in seinen Grundzügen an den Richtlinien von [58] und Abschn. 2.2.1. Dabei liegt der Schwerpunkt bei der Bereitstellung eines leistungsfähigen Werkzeugs zur Unterstützung der unternehmerischen Entscheidungen in jeder Lebensphase des Bauwerks.

Als Vergleichsmaßstab wird das Rissrisiko ξ_{cr} eingeführt [81]. Er ist als Rissempfindlichkeit aufzufassen. Es gilt

$$\xi_{cr} = \frac{\sigma_{ct}}{f_{ct}}. \quad (2.12)$$

Hierin ist σ_{ct} die Zugspannung und f_{ct} die zentrische Zugfestigkeit. Empfehlungen zu Grenzwerten von ξ_{cr} werden nicht gegeben. Als Risskriterium wird unter der Voraussetzung einer Normalverteilung der Spannungen mit einem Variationskoeffizient von 10% sowie der Normalverteilung der zentrischen Zugfestigkeit mit einem Variationskoeffizient von 8% eine Versagenswahrscheinlichkeit von 5% verwendet. Die Modellierung der thermodynamischen und mechanischen Eigenschaften des Betons folgt dem Stand des Wissens.

2.2.3. Norm der Japan Society of Civil Engineers

Ein umfassendes Konzept zur Beurteilung der Rissempfindlichkeit von massigen Betonbauteilen ist in der Japanischen Norm des JSCE [65] verankert. Neben den Anforderungen an die Qualitätssicherung definiert die Norm ein zuverlässigkeitsorientiertes Risskriterium. Als Vergleichsmaßstab wird der „Thermal Cracking Index“ (TCI) I_{cr} eingeführt. Er ist definiert durch

$$I_{cr} = \frac{f_{ct}}{\sigma_{ct}}. \quad (2.13)$$

f_{ct} bezeichnet die zentrische Zugfestigkeit; σ_{ct} ist die kritische Zugspannung.

Die Norm unterscheidet drei verschiedene Grenzwerte des TCI in Abhängigkeit der Anforderungen an die Dichtigkeit. Sie sind in Tab. 2.7 definiert.

Dem TCI wird eine Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses p_{cr} zugeordnet. Die zugehörige Verteilungsfunktion ist durch umfangreiche Rissbeobachtungen an Bauwerken in Verbindung mit der statistischen Auswertung der zugehörigen berechneten Werte des TCI entstanden. Sie ist damit empirischer

Tab. 2.7.: Anforderungen an die Dichtigkeit und Grenzwerte nach Norm[65]

Anforderungen	SK	lim I_{cr}	p_{cr}
keine Trennrisse gestattet	I	1,75	0,05
wenige Trennrisse mit begrenzter Rissbreite gestattet	II	1,45	0,25
Trennrisse mit begrenzter Rissbreite gestattet	III	1,00	0,85

Natur und umfasst sämtliche Unsicherheiten aus klimatischen Einwirkungen, Werkstoffprüfungen, Berechnungsvorschriften des TCI und Modellunsicherheiten u.s.w. Sie gilt für alle in der Praxis auftretenden Bauwerkstypen und üblichen Betonrezepturen. Die Abb. 2.2 zeigt die ermittelte Abhängigkeit der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses vom Rissindex.

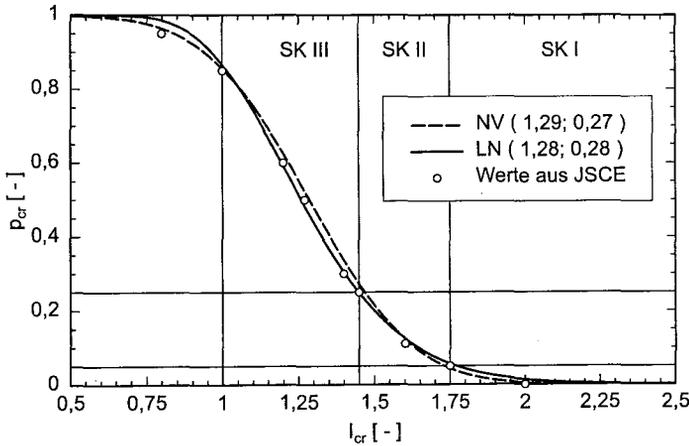


Abb. 2.2.: Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses in Abhängigkeit des Rissindexes nach JSCE [65]

Der TCI kann näherungsweise als normalverteilte oder log-normalverteilte Zufallsvariable aufgefasst werden. Es gilt:

$$p_{cr} \approx NV(1,29; 0,27; I_{cr}) \tag{2.14}$$

bzw.

$$p_{cr} \approx LNV(1,28; 0,28; I_{cr}). \tag{2.15}$$

Der Erwartungswert von 1,29 (1,28) und die Standardabweichung von 0,27 (0,28) wurde mittels nichtlinearer Regression mit den Daten aus [65] be-

rechnet. Es ist zu erkennen, dass die Definition von I_{cr} ein additives Sicherheitsmaß („Vorhaltmaß“) von ca. 0,27 gegenüber dem klassischen RS-Modell besitzt (vgl. Abschn. 2.3). Es wird durch Kalibrierung des I_{cr} -Konzeptes mit Rissbeobachtungen festgelegt. Die Ermittlung solcher Verteilungsfunktionen und die praktische Bedeutung einer Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses werden in Abschn. 2.3 diskutiert. In der Richtlinie werden Ingenieurmodelle zur Abschätzung der Betoneigenschaften im jungen Alter, der Behinderung und anderes mehr zur einfachen Prognose der Temperaturspannungen empfohlen.

2.2.4. Rissindex nach Rostásy et al.

Der Ansatz nach Rostásy et al. [122, 123] folgt den Empfehlungen nach [65]. Es wird ein Rissindex C_{cr} mit

$$C_{cr} = \frac{f_{cte}}{\sigma_{ct}} \quad (2.16)$$

eingeführt. Bezugsgröße für diesen Index ist die wirksame Bauwerkszugfestigkeit f_{cte} (vgl. [104]). σ_{ct} bezeichnet die Zugspannung.

Zur Bestimmung der Eintretenswahrscheinlichkeit wird angenommen, dass σ_{ct} und f_{cte} normalverteilte Zufallsgrößen darstellen. Die Anwendbarkeit der FORM wird vorausgesetzt. p_{cr} hängt dann ausschließlich von den Variationskoeffizienten $V_S = V[\sigma_{ct}]$ und $V_R = V[f_{cte}]$ ab. So gilt

$$p_{cr} = N_{01} \left(\frac{1 - C_{cr}}{\sqrt{C_{cr}^2 \cdot V_R^2 + V_S^2}} \right). \quad (2.17)$$

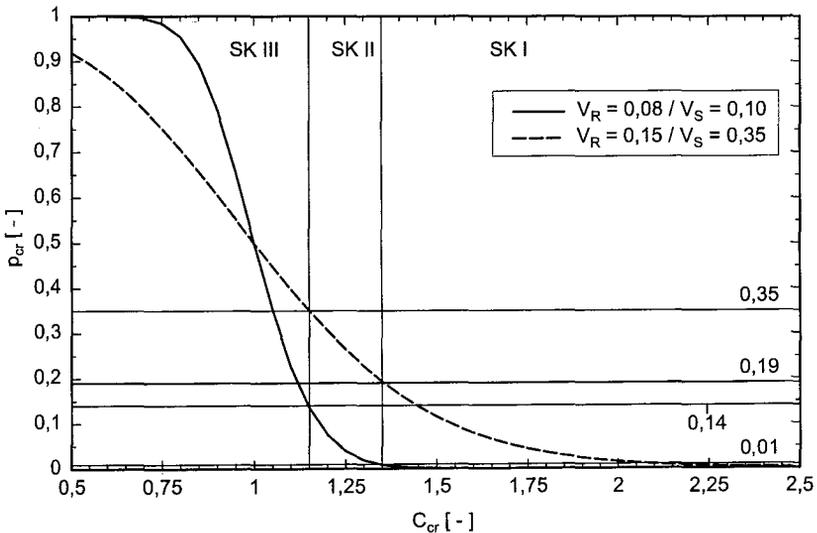
N_{01} bezeichnet die Standard-Normalverteilung. Die Grenzwerte $\lim p_{cr}$ werden durch die globalen Sicherheitsbeiwerte $C_{cr} = 1,35$ (keine Trennrisse gestattet) und $C_{cr} = 1,15$ (wenige Trennrisse gestattet) sowie durch die Annahmen der Variationskoeffizienten der Zugfestigkeit und Spannung definiert. Die Tab. 2.8 zeigt beispielhaft die Auswertung der FORM für zwei Kombinationen der Variationskoeffizienten. Vergleiche dazu auch Abb. 2.3.

2.3. Versagenswahrscheinlichkeit

Dieser Abschnitt widmet sich grundsätzlichen Überlegungen zur Bestimmung der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung. Alle Konzepte definie-

Tab. 2.8.: Anforderungen an die Dichtigkeit und Grenzwerte $\lim C_{cr}$ nach Rostásy et al. [122, 123]

Anforderungen	SK	$\lim C_{cr}$	p_{cr}	
			$V_R = 0,08$ $V_S = 0,10$	$V_R = 0,15$ $V_S = 0,35$
keine Trennrisse gestattet	I	1,35	0,01	0,19
wenige Trennrisse mit begrenzter Rissbreite gestattet	II	1,15	0,14	0,35
Trennrisse mit begrenzter Rissbreite gestattet	III	1,00	0,50	0,50

Abb. 2.3.: Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses in Abhängigkeit des Rissindex C_{cr} nach [122]

ren einen Zusammenhang zwischen dem globalen Sicherheitsindex γ_{cr} und seiner Verteilungsdichte (Dichtefunktion) f_γ . Aus dieser Verteilungsdichte wird die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses p_{cr} aus der Forderung

$$\gamma_{cr} \leq 1,0 \quad (2.18)$$

berechnet. Diese Zuordnung ist eindeutig in beide Richtungen. Der Modellfehler wird z.B. in Form eines additiven Sicherheitsmaßes $\Delta\gamma_{cr}$ berücksichtigt.

Die Größen p_{cr} und γ_{cr} können jeweils durch empirische Untersuchungen oder durch rechnerische Untersuchungen (Simulationen) angegeben werden.

Drei verschiedene Ansätze zur Definitionen der Dichte f_7 können unterschieden werden.

(A) Komplexe Verfahren: Die komplexeren Verfahren verwenden nur ein Minimum an Vereinfachungen. Sie sind in der Regel numerischer Natur. Das gilt sowohl für die deterministischen Modelle zur Berechnung der Zwangsspannungen, als auch für die probabilistischen Modelle zur Beschreibung der Unsicherheiten der Prognose und der Berechnung der Wahrscheinlichkeiten. Die Genauigkeit der Verfahren ist nicht durch ihre Komplexität definiert, sondern vielmehr durch ihren zu erwartenden Modellfehler. Als Beispiele seien die Finite-Elemente Methoden und die Monte-Carlo Methode genannt.

(B) Weniger komplexere Verfahren: Die weniger komplexeren Verfahren nehmen einen größeren Modellfehler in Kauf. Ein einfaches analytisches und probabilistisches Verfahren wird durch das RS-Format der Grenzzustandsgleichung definiert. Es kann mit beliebigen Verfahren der deterministischen Temperaturspannungsanalyse kombiniert werden.

(C) Empirische Verfahren: Die Anwendung der empirischen Verfahren setzt das Wissen voraus, wann und wo und unter welchen Umständen Trennrisse bei vorangegangenen Bausituationen eingetreten sind. Diese Informationen wird durch die systematische Aufbereitung der Qualitätssicherungspläne und Bautagebücher ausgeführter Bauwerke gewonnen. Sinnvoll ergänzt werden diese Informationen durch die Aufnahme von Rissbildern während der Bau- und Nutzungsphase.

Die Zuordnung $p_{cr} \leftrightarrow \gamma_{cr}$ wird nach JSCE [65] durch folgende Schritte definiert:

1. Für jedes rissgefährdete Bauteil wird der minimale Rissindex bestimmt.
2. An diesem Bauteil wird zu einem bestimmten Zeitpunkt das Rissbild aufgenommen.
3. Tritt in dem Bauteil ein Trennriss auf, dann wird der zugehörige Rissindex auf einer Liste vermerkt.
4. Sind alle Bauteile auf diese Weise ausgewertet worden, wird die Urliste $\gamma_{cr} \rightarrow n_{cr}$ (n_{cr} : Anzahl der Trennrisse zum Rissindex γ_{cr}) als Histogramm für die Häufigkeit des Rissindex aufbereitet. Dieses Histogramm definiert die empirische Dichtefunktion f_7 .

Die Berechnung von γ_{cr} erfolgt mit einer vom Anwender gewählten Methode. Das Verfahren der JSCE besitzt aus der Sicht der Praxis die höchste Aussagekraft. Denn: Beobachteten Rissereignissen - aufgetreten bei einer Vielzahl von Bauteilen (erstellt unter unterschiedlichen Voraussetzungen) - werden berechnete (oder aus in-situ Messungen abgeleitete) Werte des Rissindex zugeordnet. Insbesondere berücksichtigt es das tatsächliche Materialverhalten im Bauwerk. Das können die Verfahren nach (A) und (B) trotz Kalibrierung an in-situ Messungen in der Praxis nur begrenzt leisten. Die Bedeutung des Verfahrens nach (C) liegt darin, dass es implizit einen „Vorhaltemaß“ $\Delta\gamma_{cr}$ für den Rissindex definiert, und somit als Referenz für die Verfahren nach (A) und (B) dienen kann.

$\Delta\gamma_{cr}$ lässt sich durch folgende Überlegungen motivieren: Für die Vorplanung ist ein einfaches probabilistisches Modell zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Vorteil, wie es z.B. durch das klassische RS-Format der Grenzzustandsgleichung (FORM) formuliert wird. Nach FORM liegt in diesem Fall der Erwartungswert von $\gamma_{cr,F}$ $E[\gamma_{cr,F}]$ in der Nähe von Eins, also

$$E[\gamma_{cr,F}] = 1 \pm \delta, \quad (2.19)$$

mit $\delta \geq 0$. Der Wert von δ richtet sich nach den Verteilungen für R und S . Sind sie normalverteilt, dann ist $\delta = 0$. Wird $\gamma_{cr,F}$ aus FORM berechnet, dann ist das Sicherheitsmaß

$$\Delta\gamma_{cr} = E[\gamma_{cr}] - E[\gamma_{cr,F}]. \quad (2.20)$$

2.3.1. Anwendungen

In der Literatur sind die Ansätze (A) bis (C) verschiedentlich verwendet worden.

Kimura/Ono (1986) [72] berichten über ihre Erfahrungen mit der Anwendung der Richtlinie der JSCE 1986 (Ansatz nach (C)). In der Arbeit wird über die Untersuchung der Rissbildung in 655 massigen Betonbauteilen berichtet. Davon sind 362 sohlenartige Bauteile, 293 wandartige Bauteile. Insgesamt werden 47 Projekte analysiert und 233 Trennrisse festgestellt (vgl. Abb. 2.4). Die Berechnung der Spannungen wird nach den Empfehlungen der Norm durchgeführt. Die wirksame Zugfestigkeit wird gemäß

$$f_{cte} = 0,25 \cdot \sqrt[3]{f_c^2} \quad (2.21)$$

aus der Zylinderdruckfestigkeit f_c berechnet. Für den Rissindex I_{cr} wird ein Mittelwert von 0,87 bei einer Standardabweichung von 0,5 festgestellt. Wei-

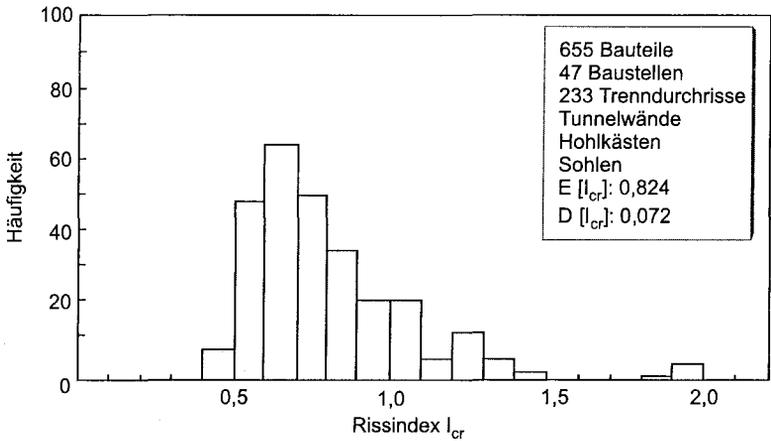


Abb. 2.4.: Empirische Risshäufigkeiten aus Kimura/Ono [72] ermittelt nach JSCE [65]

terhin kann bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 20% von einer Normalverteilung ausgegangen werden. Dann ist

$$p_{cr} \approx 1,0 - NV(0,87; 0,50). \tag{2.22}$$

Zu erkennen ist, dass diese Auswertung für $I_{cr} = 1$ eine Wahrscheinlichkeit von 40% liefert. Weiterhin sind Werte von $I_{cr} \geq 2,0$ mit sehr kleinen Wahrscheinlichkeiten verbunden. Weitere Werte sind $P(I_{cr} = 1,45) = 0,123$ und $P(I_{cr} = 1,75) = 1,25 \cdot 10^{-3}$.

Tab. 2.9.: Die Entwicklung der Grenzwerte des TCI in Abhängigkeit des Erscheinungsjahres der Norm [65]

Erscheinungsjahr	Trennrisse werden gestattet		wenige Trennrisse werden gestattet		Trennrisse werden nicht gestattet	
	p_{cr}	TCI	p_{cr}	TCI	p_{cr}	TCI
-						
1986	0,37 - 0,90	0,7 - 1,1	0,10 - 0,25	1,2 - 1,4	0,07	1,5
1996	0,85	0,7	0,25	1,2	0,05	1,5
2002	0,85	1,0	0,25	1,45	0,05	1,75

Nishida et al. (1995) [98] berichten, dass in der Praxis höhere Wahrscheinlichkeiten für die Werte von $I_{cr} \geq 2,0$ festgestellt wurden. Mit dieser Erkenntnis empfiehlt die JSCE Richtlinie 2002, den Rechenwert für I_{cr} für eine

Wahrscheinlichkeit von 50% auf 1,2 bis 1,3 anzuheben. Die Korrektur ergibt $P(I_{cr} = 1,0) = 0,85$; $P(I_{cr} = 1,45) = 0,25$ und $P(I_{cr} = 1,75) = 0,05$. Das entspricht einem $\Delta\gamma_{cr}$ von 0,26. Die Entwicklung der Grenzwerte in Abhängigkeit des Erscheinungsjahres der Norm zeigt Tab. 2.9.

Lykke et al. (2000) [86] berichten über die Erfahrungen mit der Richtlinie HETEK [58] beim Bau des Øresund-Tunnels. 350 einzelne Wände werden hergestellt. Für 65 Wände wird die Rissempfindlichkeit ω_{cr} mittels FEM-Analysen ermittelt. Die Abb. 2.5 zeigt die Abhängigkeit der Rissempfindlichkeit gegenüber der gemessenen kritischen mittleren Temperaturdifferenz $\Delta\Delta T$ zwischen Wand und Fundament.

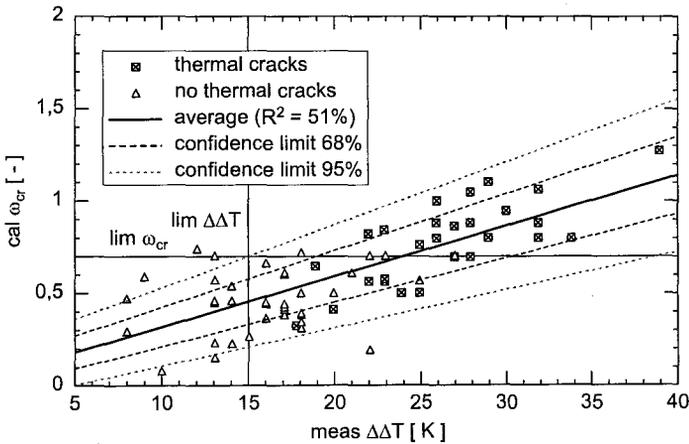


Abb. 2.5.: Rissempfindlichkeit in Abhängigkeit der kritischen Temperaturdifferenz $\Delta\Delta T$ zwischen Wand und Fundament beim Bau des Øresund-Tunnels (Daten aus Lykke et al. [86])

Die Zugfestigkeit wird über die Spaltzugfestigkeit mit

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{cts} \quad (2.23)$$

geschätzt. Eine Abminderung auf die wirksame Bauwerkszugfestigkeit wird nicht vorgenommen. 27 dieser 65 Wände zeigten Trennrisse. Die statistische Analyse durch Klassifizierung der graphisch abgelesenen 27 ω_{cr} -Werte aus Abb. 2.5 in acht Klassen ergibt $E[\omega_{cr}^{-1}] \approx 1,27$ und $D[\omega_{cr}^{-1}] \approx 0,30$. Der χ^2 -Anpassungstest bestätigt die Hypothese einer Normalverteilung bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 20% und einem Auslastungsgrad des Tests von 53%. Die Regressionsanalyse ergibt einen Korrelationskoeffizienten von 0,86.

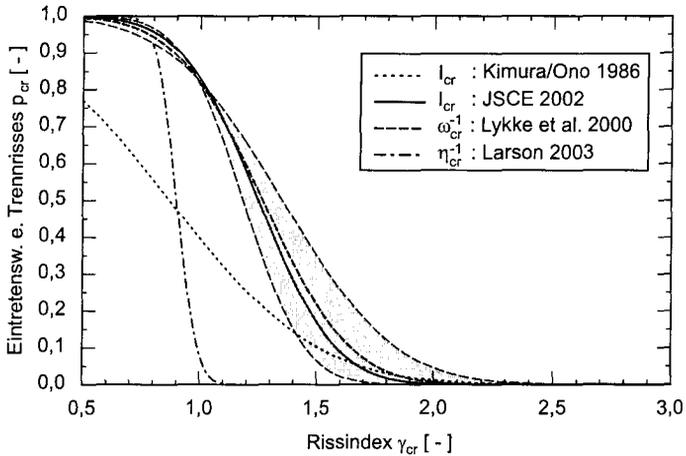


Abb. 2.6.: Abhängigkeit der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses vom Rissindex - Vergleich verschiedener Literaturquellen

Larson (2003) [80, 81] analysiert die Risempfindlichkeit von Wänden und Decken des Øresund-Tunnels. Dabei konnte nicht festgestellt werden, ob seine Beobachtungen und Simulationen bereits in [86] enthalten sind. Larson definiert die Risempfindlichkeit η_{cr} als Dehnungskriterium. Dabei wird die Bruchdehnung ε_{cu} einheitlich auf 0,1‰ festgelegt. Diese Methode bestimmt das Rissrisiko am kritischen Punkt des Bauteils und kommt ohne komplizierte numerische Verfahren aus (vgl. [123]). Larson analysiert in seiner Studie die Behinderung von ca. 60 Wänden und Decken des Tunnels (Wand auf Fundament; Wand an Wand; Decke auf Wand). 35 dieser Bauteile zeigen Trennrisse. Die Rechenwerte von η_{cr} sind in tabellarischer Form in [80] angegeben. Die Kehrwerte η_{cr}^{-1} werden in der gleichen Weise wie ω_{cr}^{-1} ausgewertet. Es ist $E[\eta_{cr}^{-1}] \approx 0,9$ und $D[\eta_{cr}^{-1}] \approx 0,07$. Der χ^2 -Anpassungstest bestätigt die Hypothese einer Normalverteilung bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 20% und einem Auslastungsgrad des Tests von 99%. Die Regressionsanalyse ergibt einen Korrelationskoeffizienten von 0,68.

Allen Auswertungen ist gemeinsam (vgl. Abb. 2.6), dass Trennrisse bei einem Rissindex bezogen auf die Laborzugfestigkeit größer als 2,0 nur sehr selten auftreten $P(\gamma_{cr} = 2,0) \approx 0,05$. Zu erkennen ist auch, dass die Anzahl der untersuchten Bauteile einen großen Einfluss auf die Definition der Dichtefunktion besitzt. Weiterhin kommt der Art der Berechnung des Rissindex eine große Bedeutung zu. Die Untersuchung von Larson und Kimura/Ono verwendet weniger komplexere Methoden zur Berechnung der Temperaturspan-

nungen. Die Auswertung nach Lykke und JSCE beruhen auf FE-Methoden [86, 95, 96, 98]. Da mit genaueren Methoden zur Berechnung auch der Modellfehler abnimmt, ist zu erwarten, dass die aus solchen Untersuchungen ermittelte Verteilungsfunktion einen Mittelwert größer als Eins besitzt. Die Werte von Larson stehen in einem gewissen Widerspruch zu den Werten aus Lykke. Dies zeigen die berechneten Mittelwerte. Die Gründe dafür können nicht vollständig geklärt werden, da dem Autor keine genauen Angaben über die Berechnungsannahmen vorliegen. So erzeugt ein Fehler von 10% in der Annahme des Temperatureausdehnungskoeffizienten oder Elastizitätsmoduls einen entsprechenden Fehler im Rissindex gleicher Größenordnung. Es ist zu erkennen, dass die Verteilungsfunktion für den Kehrwert ω_{cr}^{-1} sehr gut mit den Angaben der JSCE-Richtlinie übereinstimmt. Das ergibt die Werte $P(\omega_{cr}^{-1} = 1,0) = 0,817$; $P(\omega_{cr}^{-1} = 1,45) = 0,27$ und $P(\omega_{cr}^{-1} = 1,75) = 0,053$. Der 95%-Vertrauensbereich von ω_{cr}^{-1} ist in der Abb. 2.6 mit dargestellt.

2.3.2. Geometrie und Versagenswahrscheinlichkeit

Neben der Bedeutung von p_{cr} als objektiver Vergleichsmaßstab kann der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses eine weitere Interpretation zugeordnet werden. Zu einem festen Zeitpunkt wird die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses p_{cr} in einem Bauabschnitt durch

$$p_{cr} = \frac{\text{Anzahl der beobachteten Risse}}{\text{Anzahl der theoretisch möglichen Risse}} = \frac{\text{obs } n_r}{\max n_r} \quad (2.24)$$

definiert. Am Beispiel einer Wand auf einem Fundament wird die Anzahl der theoretisch möglichen Risse durch eine geometrische Überlegung gewonnen (vgl. Abb. 2.7).

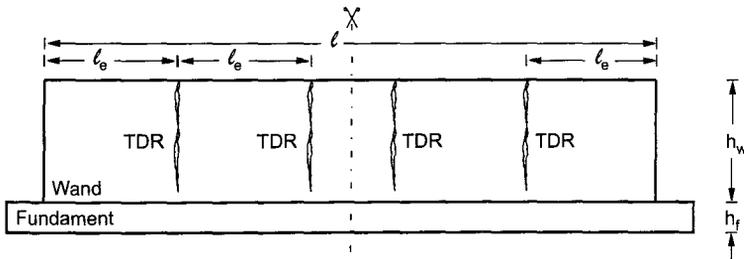


Abb. 2.7.: Maximale Anzahl von Trennrissen im Wand-Fundament System

Sei l_e die (mittlere) Einleitungslänge zum Aufbau der Dehnungsebene

im Wand-Fundament System; ℓ die Wandlänge, h_w die Wandhöhe und

$$s_w = \frac{\ell}{h_w} \quad (2.25)$$

die Wandschlankheit. Die Einleitungslänge lässt sich als Vielfaches der Wandhöhe ausdrücken, also

$$l_e = k_{le} \cdot h_w. \quad (2.26)$$

Der Faktor k_{le} bewegt sich aufgrund von Beobachtungen zwischen 1 und 2. Können sich die Risse frei von Randeinflüssen ausbilden, dann ist die Anzahl der theoretisch möglichen Risse durch

$$\max n_r = \frac{\ell - 2 \cdot l_e}{l_e} \quad (2.27)$$

gegeben. Die Anzahl der zu erwartenden Risse bei einer geforderten Wahrscheinlichkeit $\lim p_{cr}$ ergibt sich dann zu

$$\text{cal } n_r = \lim p_{cr} \cdot \max n_r. \quad (2.28)$$

Die Anwendbarkeit der Gleichungen(2.24) bis (2.28) ist bei Wand-Fundament Systemen mit einer Schlankheit von ca. $s_w \geq 2,5$ verbunden [119]. Die Abbildung 2.8 zeigt die Anzahl der zu erwartenden Trennrisse $\text{cal } n_r$ in Wand-Fundament Systemen mit unterschiedlichen Schlankheiten in Abhängigkeit von I_{cr} (TCI) [65] mit $l_e = 1,5 h_w$.

2.3.3. Einfluss der Bauwerkszugfestigkeit

Die verschiedenen Definitionen des Rissindex aus Abschn.2.2 können bedingt direkt miteinander verglichen werden, da teilweise sehr verschiedene Annahmen zur Bestimmung der Spannungen und der Zugfestigkeit getroffen werden. Der Vergleich gelingt, wenn der Modellfehler z.B. mit Gl.(2.20) berücksichtigt wird. Dies wird am Beispiel der Bauwerkszugfestigkeit f_{cte} kurz erläutert.

Die Bauwerkszugfestigkeit ist aus verschiedenen Gründen geringer als die zentrische Laborzugfestigkeit f_{ct} [104], [122]. Wird diese Tatsache nicht berücksichtigt, dann wird der Rissindex überschätzt. Es gilt:

$$f_{cte} = k_e \cdot f_{ct}. \quad (2.29)$$

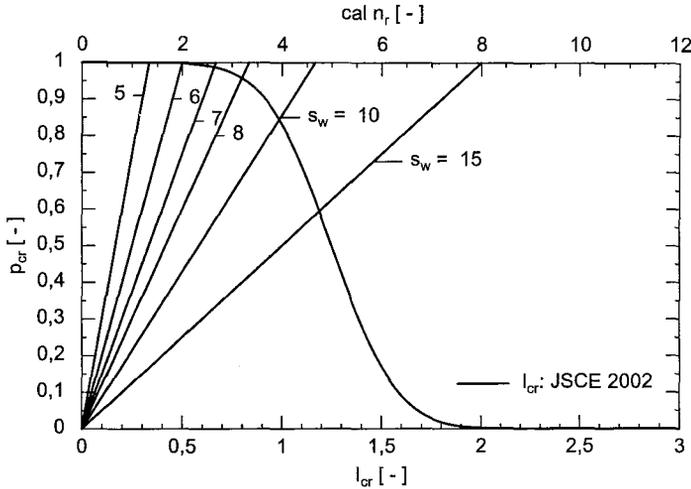


Abb. 2.8.: Anzahl der zu erwartenden Trennrisse $cal n_r$ in Wand-Fundament Systemen verschiedener Schlankheiten in Abhängigkeit des Rissindex I_{cr} (TCI) [65] mit $\ell_e = 1,5 h_w$.

Wird die Gl.(2.29) in der Definition des Rissindex verwendet, dann ergibt sich der wirksame Rissindex γ_{cre} aus

$$\gamma_{cre} = k_e \cdot \gamma_{cr}. \quad (2.30)$$

Für den Rissindex C_{cr} aus [122] ergibt sich mit $k_e \approx 0,75$ nach [104] ein additives Sicherheitsmaß von $\Delta\gamma_{cr} \approx 0,33$. Dies ist beim Vergleich mit anderen Definitionen zu beachten.

2.4. Lebensphasen eines Bauwerks

Die zuverlässige Vorhersage der Eintretenswahrscheinlichkeit hängt von der Erfassung aller Unsicherheiten der Prognose ab. Der Erkenntnisstand des Projektes ist naturgemäß von seinen „Lebensphasen“ abhängig. Die Unsicherheit der Prognose findet sich in den Parametern (z.B. Vertrauensintervalle, Variationskoeffizienten usw.) des verwendeten Modells und dessen Modellunsicherheit wieder. Da die Prognose von den Modellen selbst abhängt, ist es wichtig, den Einfluss eines Modells auf die Prognose - ausgehend von einem wohldefinierten gleichen Stand der Unkenntnis - zu vergleichen. Dieser elementare Zusammenhang führt in seiner praktischen Umsetzung oft zu Miss-

verständnissen [63]. Die Eignung eines Modells ist aus der Sicht eines probabilistischen Nachweiskonzeptes nur die Frage nach seiner Modellunsicherheit (vgl. Abb. 1.3). Andere wünschenswerte Anforderungen an ein Modell wie die physikalische Interpretierbarkeit, die robuste Anwendbarkeit oder die numerische Umsetzbarkeit bleiben davon unberührt. Diese Sicht garantiert die Unabhängigkeit des probabilistischen Nachweiskonzeptes von der Auswahl seiner deterministischen Modelle.

Aus praktischen Erwägungen werden den vier Lebensphasen entsprechende Stufen der Unsicherheit zugeordnet [120]. Diese vier Stufen unterscheiden sich insbesondere in den Punkten: Art und Umfang der betontechnologischen Untersuchungen; Prognose der klimatischen Einwirkungen; Prognose der Zwangspannungsentwicklung.

In der Planungsphase wird nach Vorplanung und Ausführungsplanung unterschieden. Vorplanungen werden unterschiedliche Ziele verfolgen. Sie befassen sich z.B. mit Fragen der Machbarkeit oder sind Bestandteil der Preisfindung in der Angebotsphase. Vorplanungen finden im Vorfeld der Bauwerksrealisierung statt (vor Auftragserteilung). Das Wissen um Werkstoffe, meteorologische Bedingungen und den Bauablauf ist unsicher. Erfahrungen und Expertenwissen sind für die Planung der risskontrollierenden Maßnahmen unerlässlich.

Die Ausführungsplanung setzt ein, wenn die Entscheidung für die Errichtung des Bauwerks gefallen ist. Sie findet - mit wechselnden Zielen - in den Folgephasen Konstruktion und Ausführung statt.

In der Konstruktionsphase werden die Entscheidungen zu den Abmessungen, Bauabschnitten, Fugen, Beton, Bewehrung usw. getroffen. Diese Entscheidungen betreffen auch die anzusetzende Behinderung des Bauteils. Die Erkenntnisse über die Betontechnologie nehmen in dieser Phase zu. Umfangreichere Prüfungen des Betons, wie z.B. Untersuchungen zum viskoelastischen Verhalten oder Elastizitätsmodul sind notwendig. Die Prüfungen werden wiederholt, um Werkstoffstreuungen einzuschätzen. So werden die Werkstoffansätze geschärft, und die Modellunsicherheit wird geringer. Generell ist der experimentelle Umfang der Untersuchungen als hoch einzuschätzen. Mit Annahmen zu Bauabläufen, Fristen und Klima können Untersuchungen des Zwangs durchgeführt werden. Dafür wird ein realistisches Prognosemodell erstellt.

In der Ausführungsphase werden Bauabläufe, Fristen, Nachbehandlungsmaßnahmen u.s.w. in Abhängigkeit des Wetters festgelegt. In-situ Messungen von Temperaturen, Spannungen, Dehnungen und Festigkeiten dienen zur Kalibrierung des Prognosemodells. Die Adaption des Modells ermöglicht eine

verbesserte Prognose des Zwangs.

In der Nutzungsphase werden die klimatischen Einwirkungen tagesgenau vorhergesagt. Unsicherheiten in der zeitlichen Entwicklung der lastunabhängigen Verformungen aus Schwindverformungen und Setzungen verbleiben. Werden weiterhin Bauwerksmessungen durchgeführt, dann kann das Prognosemodell zu einem Monitoringsystem erweitert werden.

2.5. Wirtschaftliche Bewertung - Versagen und Risiko

Optimale Grenzwerte für Zuverlässigkeitsmaße werden erhalten, wenn nicht minimale Eintretenswahrscheinlichkeiten sondern das minimale Risiko als Zielgröße gewählt wird [113]. Definitionsgemäß kapitalisiert das Risiko das Eintreten eines Schadens:

Risiko = Kosten des Schadens · Eintretenswahrscheinlichkeit des Schadens.

Aus wirtschaftlicher Sicht, stellt die Struktur mit minimalem Risiko auch die zuverlässige dar. Abb. 2.9 stellt den prinzipiellen Zusammenhang zwischen den Kosten risskontrollierender Maßnahmen und deren Qualität dar. Es kann davon ausgegangen werden, dass eine Qualitätssteigerung einer Maßnahme die Investitionen zur Umsetzung dieser Maßnahme proportional erhöht. Die zu erwartenden Sanierungskosten werden mit zunehmender Qualität überproportional abnehmen [113].

Die Kosten risskontrollierender Maßnahmen umfassen alle Aufwendungen zur der Umsetzung in der Bauphase und der zugehörigen Qualitätssicherung. Die Aufwendung für die Sanierung des Schadens, z.B. das Verpressen wasserführender Risse, steigen mit dem Alter der Lebensphase und sind mitunter in der Nutzungsphase am Größten. So definieren die minimalen Gesamtkosten das optimale Sicherheitsniveau.

Zur Bestimmung des optimalen Sicherheitsniveau hat Rackwitz 1998 in [113] ein neues Konzept vorgestellt. Es ist universell einsetzbar und bindet die zuverlässigkeitsorientierten Betrachtungen in wirtschaftliche Optimierungsprozesse ein. Dieses Konzept wird im nächsten Abschnitt kurz vorgestellt.

2.5.1. Optimales Sicherheitsniveau

Die Ansätze zur Beschreibung der Aufwendungen richten sich nach dem Standpunkt des Betroffenen. Dies kann der Bauherr, der Planer, der Ausführende, der Nutzer oder die Öffentlichkeit sein. Grundlage der Beurteilungen

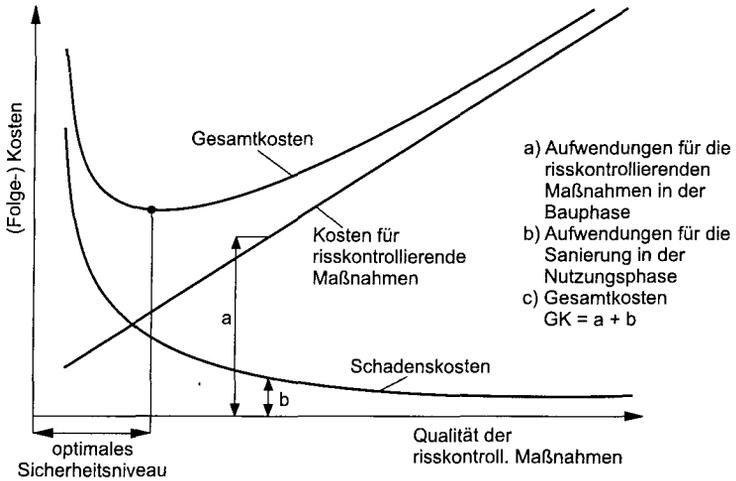


Abb. 2.9.: Kosten risikokontrollierender Maßnahmen in Abhängigkeit von deren Qualität

ist folgende Zielfunktion:

$$Z(p) = B(p) - C(p) - D(p) \quad (2.31)$$

mit

- p Bemessungsparameter (Rissindex), der den Entwurf bestimmt;
- $B(p)$ Nutzen aus der Existenz der baulichen Anlage;
- $C(p)$ Errichtungskosten;
- $D(p)$ zu erwartende Sanierungskosten;
- $Z(p)$ Gewinn.

Nach Rackwitz [113] hängt der Nutzen nicht merklich vom Bemessungsparameter p ab und B wird als konstant angesehen. Die Errichtungskosten nehmen mit p zu und besitzen einen maßgebenden Anteil, der nicht von einem Bemessungsparameter abhängt. Für jeden der Beteiligten muss die Zielfunktion positiv ausfallen, anderenfalls wird auf die Realisierung des Bauwerks verzichtet. Diesen Sachverhalt verdeutlicht die Abb. 2.10. Der Bemessungsparameter ist mit einem Sicherheitsniveau verbunden.

2.5.2. Anwendung auf die Risikontrolle

Rackwitz leitet in [113] aus Gl.(2.31) eine einfache Beziehung für das RS-Modell ab. Sie wird auf den Rissindex C_{cr} angewendet.

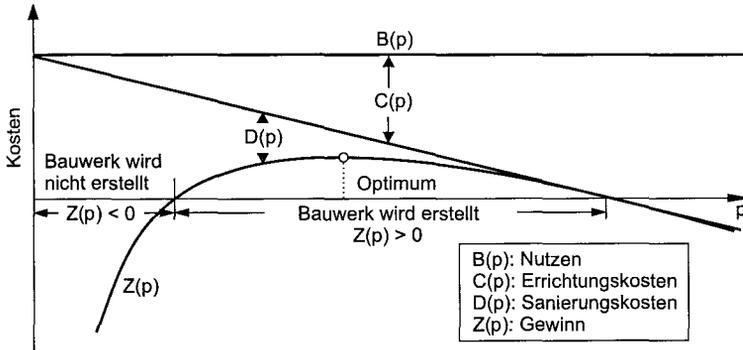


Abb. 2.10.: Kosten und Nutzen in Abhängigkeit des Bemessungsparameters p nach Rackwitz [113]

Sei p der zentrale Sicherheitsbeiwert mit

$$p = \mu_Z = \frac{\mu_R}{\mu_S} = C_{cr} \quad (2.32)$$

und der Sicherheitsindex definiert durch

$$\beta_{cr} = \frac{C_{cr} - 1}{\sqrt{C_{cr}^2 \cdot V_R^2 + V_S^2}} \quad (2.33)$$

Mit folgenden wirtschaftlichen Kenngrößen

- b Nutzen pro Zeiteinheit (Betrachtungszeitraum),
- γ Kapitalzins pro Zeiteinheit,
- C_0 von p unabhängige Errichtungskosten,
- C_1 von p abhängige Errichtungskosten,
- U zeitunabhängige Reparaturkosten,
- A Kosten aus Ermüdung und Alterserscheinungen,
- H Sanierungskosten und
- ω^{-1} mittleres Ermüdungsalter

wird die Gl.(2.31) dann formuliert als

$$Z(C_{cr}) \approx \frac{b}{\gamma} - (C_0 + C_1 \cdot C_{cr}) - \frac{U}{\gamma} \cdot N_{01}(-\beta) - (C_0 + C_1 \cdot C_{cr} + A) \cdot \frac{\omega}{\gamma} - \frac{H}{\gamma} \cdot N_{01}(-\beta). \quad (2.34)$$

Die optimale Versagensrate wird durch numerisches Differenzieren von Gleichung (2.34) und Lösung der Bedingung

$$\frac{\partial Z}{\partial C_{cr}}(C_{cr}) = 0 \quad (2.35)$$

erhalten. Die Gl.(2.34) zeigt, dass das optimale Sicherheitsniveau von den Variationskoeffizienten der Zufallsvariablen und den Kostenansätzen abhängt. Die Ermittlung dieser Ansätze kann in dieser Arbeit nicht geleistet werden. Eine ausführliche Diskussion der Bedeutung der einzelnen Parameter ist in [113] nachzulesen.

2.6. Probabilistisches Nachweiskonzept zur Beurteilung der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen

Die Auswertung der Literatur in Kap. 2 hat gezeigt, dass eine objektive Beurteilung der Rissempfindlichkeit nur unter der Berücksichtigung der Streuungen und Unsicherheiten aller beteiligten Parameter gelingt. Folgende Grundbausteine sind dazu unverzichtbar:

- Definition der Grenzzustände der Dichtigkeit (Gebrauchstauglichkeit, Sicherheitsklassen),
- Modelle zur Berechnung des Zwangs,
- Modelle zur Berechnung der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung (zuverlässigkeitsorientiertes Risskriterium).

Ein umfassendes Gesamtkonzept ist dazu zur Zeit nicht vorhanden. Daher wird im folgenden eine probabilistisches Nachweiskonzept zur Beurteilung der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen vorgeschlagen. Die Grundzüge werden hier kurz vorgestellt und in den folgenden Kapiteln ausführlich beschrieben. Die Bausteine des eigenen Konzepts - genannt „TempSpanM-CS“ - sind im wesentlichen dem Planungswerkzeug [122, 123] entnommen (vgl. Abb. 2.1). Sie werden durch Modelle zur Berechnung der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses ergänzt und mit der Definition von Sicherheitsklassen zur Beschreibung der Anforderungen an die Dichtigkeit zum Gesamtmodell zusammengefasst. Die Abb. 2.11 zeigt alle Bausteine des eigenen Ansatzes.

Zunächst werden Grenzwerte für die Eintretenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Anforderungen der Dichtigkeit des Bauwerkes gewählt. Die

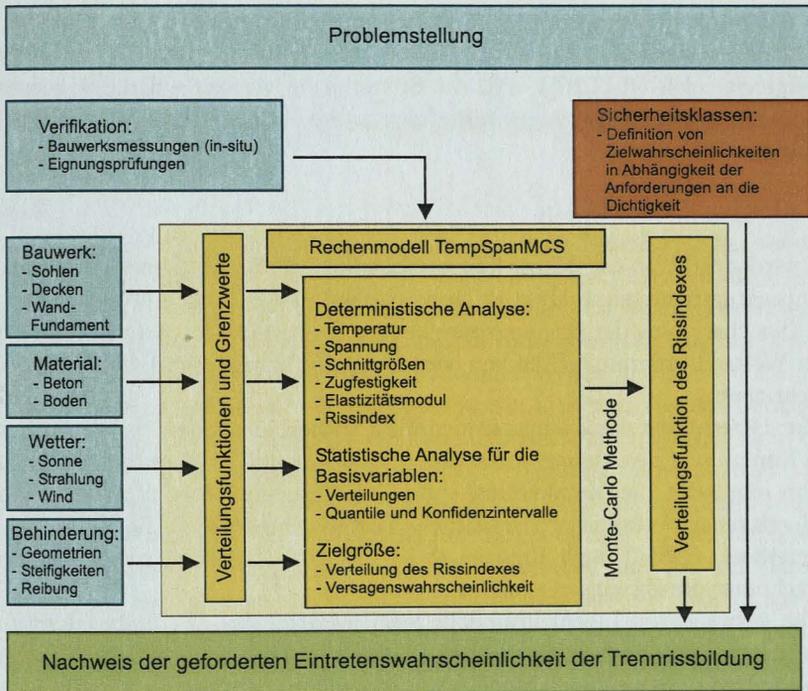


Abb. 2.11.: Probabilistisches Nachweiskonzept zur Beurteilung der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen - „TempSpanMCS“

Definitionen sind Abschn. 2.1 zu entnehmen. Mit den Erkenntnissen aus Abschn. 2.3.1 werden die Sicherheitsklassen in Anlehnung an die JSCE-Norm [65] festgelegt. Daher wird vorgeschlagen:

SK I: Trennrisse werden nicht gestattet. Nachzuweisen ist

$$p_{cr} \leq 0,05.$$

SK II: Nur wenige Trennrisse werden gestattet. Nachzuweisen ist

$$p_{cr} < 0,25.$$

SK III: Trennrisse werden gestattet. Für diesen Fall gilt

$$p_{cr} \geq 0,25.$$

Der Nachweis der zugehörigen charakteristischen Rissbreiten für SK II und SK III ist getrennt zu führen (vgl. Kap.2). Als Rissindex wird C_{cr} verwendet (Definition nach Gl.(2.16)), d.h. die Spannungen werden auf die wirksame Bauwerkszugfestigkeit bezogen. Die Grenzwerte $\lim C_{cr}$ ergeben sich aus der Lösung der Gleichung

$$\lim p_{cr} = F_{cr}(\lim C_{cr}). \quad (2.36)$$

F_{cr} wird mit Hilfe der Monte-Carlo Methode (MCS) berechnet, indem die Temperaturspannungsanalyse zu einer Monte-Carlo Methode erweitert wird. Die Unsicherheiten der Eingangsparameter z.B. aus der Materialprüfung oder dem Wetter werden mit Hilfe von Verteilungsfunktionen (und Grenzwerten) beschrieben.

Zur Berechnung des Zwangs stehen die üblichen Methoden zur Verfügung. Die Einbindung der Temperaturspannungsanalyse in die Monte-Carlo Simulation empfiehlt die Verwendung einfacher Methoden, damit rechnerischer und zeitlicher Aufwand wirtschaftlich bleiben. Daher wird die Dreischichtenmethode (DSM) nach Rostásy et al. [122] als Näherungsverfahren zur Berechnung des Zwangs verwendet.

Die verwendeten Ingenieurmodelle zur Beschreibung des Materialverhaltens jungen Betons werden ausführlich in [65, 122, 123] beschrieben. Zur Beschreibung des mechanischen Kurzzeitverhaltens werden die Ansätze nach Rostásy et al. ([48], [53], [82], [104]) und den Normen JSCE, HETEK sowie MC90 (mit Modifikationen [55], [81], [154]) verwendet. Die Hydratationswärme und der Hydratationsgrad werden nach den Ansätzen von Bogue [146]; Freiesleben Hansen [45], Jonasson [66]; und JSCE und HETEK modelliert. Das viskoelastische Verhalten wird mit den Ansätzen nach Gutsch [48] beschrieben. Das autogene Schwinden wird mit den Ansätzen aus [8], [55] und [123] erfasst.

Die Modelle zur Beschreibung der klimatischen Einwirkungen verwenden mehrjährige, statistisch abgesicherte, mittlere Kennwerte der Lufttemperatur auf der Grundlage der Messdaten aus [89].

In der Monte-Carlo Methode selbst werden die Varianz reduzierende Methoden zur Steigerung der Effektivität verwendet. Hier wird das „Latin Hypercube Sampling“ Verfahren verwendet [141]. Zur Berechnung der Verteilungen, Quantile und Konfidenzintervalle werden Standardmethoden der angewandten Statistik verwendet. Alle Stichproben werden mit dem Hampel-Test [70] auf Ausreißer überprüft. Dabei werden unterschiedliche Irrtumswahrscheinlichkeiten verwendet [129].

3. Berechnung von Zwangspannungen in massigen Betonbauteilen

Für die Prognose der Zwangspannungen in massigen Betonbauteilen werden Ingenieurmodelle für folgende Fragestellungen benötigt: Eigenschaften jungen Betons, klimatische Einwirkungen, numerische Modelle zur Berechnung der Temperaturfelder und der Zwangspannungen sowie Modelle zur Erfassung der Behinderung. Die wichtigsten Modelle werden hier nur kurz angesprochen, da über den Stand des Wissens in der Literatur vielfach berichtet worden ist. Die zeitliche Änderung der Feuchtefelder können aus der Sicht des Zwangs in massigen Betonbauteilen in erster Näherung vernachlässigt werden. Der Schwerpunkt dieses Kapitels liegt in der Bereitstellung der in Kap. 7 benötigten Grundlagen zur Berechnung der Temperaturfelder aus abfließender Hydratationswärme in erhärtenden Betonbauteilen und den sich daraus ergebenden Zwangspannungen. Dabei wird insbesondere auf Näherungsverfahren eingegangen. Die Modelle zur Beschreibung der Werkstoffeigenschaften werden in Kap. 5 und die Modelle zur Beschreibung der klimatischen Einwirkungen werden in Kap. 6 besprochen.

In diesem Kapitel wird eine Zusammenstellung der verwendeten Modelle zur Beschreibung der Behinderung zur Verfügung gestellt. Weiterhin ist die Kenntnis der Genauigkeit der numerischen Verfahren von Bedeutung. Dazu wird im letzten Abschnitt ein einfaches Instrument zur Abschätzung des Fehlers abgegeben. Einen aktuellen Überblick zum Stand der Technik geben z.B. die Veröffentlichungen [63], [122], [123] und [139].

3.1. Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Temperatur

Das Feld der Temperatur T im erhärtenden Betonbauteil wird durch die Lösung der Fourierschen Differentialgleichung berechnet. Dazu werden Angaben zu den Rand- und Anfangsbedingungen benötigt. Unter der Voraussetzung einer ortsunabhängigen und zeitinvarianten Temperaturleitfähigkeit a_c lautet die Differentialgleichung in koordinatenfreier Schreibweise:

$$\rho_c \cdot c_c \cdot \dot{T} = a_c \cdot \Delta T + q_i. \quad (3.1)$$

Hierin sind

- ρ_c die Rohdichte,
 c_c die spezifische Wärmekapazität,
 \dot{T} die zeitliche 1.Ableitung der Temperatur,
 Δ der Laplace-Operator und
 q_i die Ergiebigkeit der Wärmequelle.

Die Anfangstemperatur T_0 wird als Funktion des Ortes \vec{r} festgeschrieben mit

$$T(t = 0) = T_0(\vec{r}). \quad (3.2)$$

Die Randbedingungen werden durch das Newtonsche Abkühlungsgesetz berücksichtigt:

$$\lambda_c \cdot \text{grad}_{\vec{n}} T = \alpha_{\ddot{u}} \cdot (T_o - T_a). \quad (3.3)$$

Hierin sind

- λ_c die Wärmeleitfähigkeit,
 $\text{grad}_{\vec{n}} T$ der Gradientenvektor der Temperatur in Richtung der
Normalen der Oberfläche,
 $\alpha_{\ddot{u}}$ der Wärmeübergangskoeffizient
 T_o die Oberflächentemperatur und
 T_a die Umgebungstemperatur.

Mit der Gl.(3.3) können die Anteile des Wärmestroms aus Konvektion berücksichtigt werden. Die Anteile aus Strahlung könne mit Gl.(3.3) indirekt berücksichtigt werden (siehe Anhang. A.2).

3.2. Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Zwangsspannungen

Werden die freien Verformungen des Bauteils behindert, entstehen Zwangsspannungen. Die Ursachen für die Behinderung sind sehr vielfältig. Behinderung und Zwangsspannungen bedingen einander und stehen in Interaktion. Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt bei ingenieurmäßigen Verfahren zur schnellen Abschätzung des Zwangs in Bauteilausschnitten. Alle folgenden Beziehungen gelten für den ungerissenen Zustand.

3.2.1. Beschreibung des Zwangs

Die Behinderung der freien Verformungen kann nach folgenden Ursachen gegliedert werden: Behinderung innerhalb des Bauteilquerschnitts; Behinderung

durch Nachbarbauteile; Behinderung durch Lagerung. Die Folgen der Erwärmung und der Abkühlung des jungen Bauteils lassen sich wie folgt beschreiben.

In der Erwärmungsphase setzen sich hohe positive Dehnungen in nur geringen Druck um, weil der Elastizitätsmodul niedrig und das Relaxationsvermögen des jungen Betons beträchtlich ist. Ab dem zweiten Nullspannungszeitpunkt t_{N2} beginnt die Kontraktionsphase, und es entstehen Zugspannungen. Der Elastizitätsmodul wächst nur noch langsam, und das Relaxationsvermögen nimmt ab. Trennrisse können sich nur in der Kontraktionsphase bilden.

Der Verlauf der freien Dehnungen über dem Querschnitt ist nichtlinear. Dies führt in der Expansionsphase zu oberflächennahen Zugspannungen mit der möglichen Folge von Oberflächeneinrissen. Diese Spannungen werden ggf. durch die Risse abgebaut. Für den in der Kontraktionsphase einsetzenden Zugzwang können die Oberflächenrisse jedoch Kerben für spätere Trennrisse darstellen.

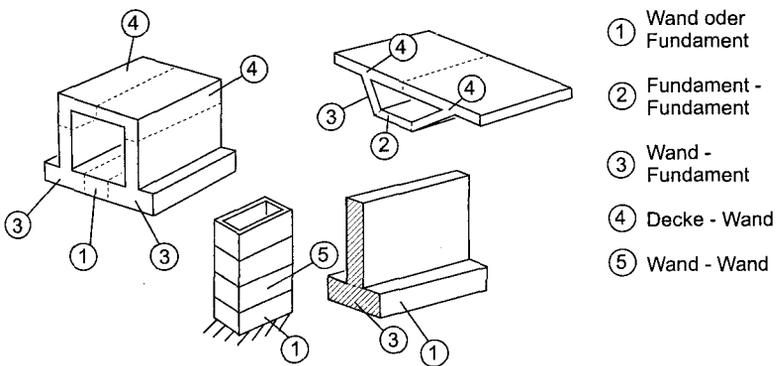


Abb. 3.1.: Verschiedene Grundfälle der Behinderung an typischen Bauteilen der Praxis [37]

In vielen Fällen genügt es, den Zwang an repräsentativen Bauteilausschnitten zu untersuchen. Man unterscheidet z.B. zwischen Stab-, Sohlen- und Scheibenzwang. Die Abb. 3.1 zeigt Beispiele für typische Grundfälle der Behinderung [37].

3.2.2. Stabzwang

Der Grundfall des Stabzwangs ist in der Mehrzahl der praxisrelevanten Fälle des Zwangs zu finden und vielfach untersucht worden. Die Behinderung des

Einzelstabs wird durch Dehn- und Drehfedern modelliert. Die Behinderung von Stabzügen wird in [137] behandelt. Die Berechnung der Spannungen ist mit der Lamellenmethode zu bewerkstelligen. Die nötigen Grundgleichungen sind z.B. in Rostásy et al. [122] angegeben.

3.2.3. Sohlenzwang

Sohlen auf Böden mit einem Steifemodul $E_s \leq 200 \text{ MN/m}^2$ werden überwiegend durch Biegezwang beansprucht. Trennrisse sind infolgedessen nicht zu erwarten. Dies gilt nicht mehr für Gründung auf Fels. Die in der Praxis beobachteten Trennrisse sind durch Festhaltungen bedingt. Einen Überblick über den Zwang in dicken Sohlen geben z.B. die Arbeiten [36], [109], [122], [126]. Daher wird diese Art der Behinderung nicht vorrangig betrachtet.

3.2.4. Scheibenzwang

Der häufigste Fall des Scheibenzwangs tritt beim Wand-Fundament-(Sohle) System (WFS) auf. Die freien Wandverformungen werden vom Fundament entlang der Arbeitsfuge behindert. Die Kräfteinleitung durch Fußschub führt zu Scheibenspannungen in der Wand.

Der Scheibenzwang tritt nicht nur beim WFS, sondern auch in anderen Fällen auf, z.B. in Deckenscheiben zwischen steifen Altbauteilen oder in einer Unterwasserbetonsohle zwischen Schlitzwänden. Neben der Bauteilgröße übt auch die Baufolge, die Art und Anordnung von Fugen u.a.m. einen Einfluss auf den Scheibenzwang aus. Dieser kann sich auch im Zuge des Baufortschritts ändern. So entsteht beispielsweise bei der Herstellung einer großflächigen Sohle in durch Arbeitsfugen begrenzte Teilsohlen ein Sohle-Sohle System. Bei der abschnittweisen Herstellung einer hohen Wand durch aufeinanderfolgende Wandscheiben entsteht ein Wand-Wand System.

Alle diese Fälle des Scheibenzwangs sind bezüglich Kräfteinleitung und Behinderung ähnlich. Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit der Scheibenzwang exemplarisch für das WFS behandelt. Dieses Vorgehen stellt keine Beschränkung der Allgemeinheit dar.

Behinderung des Wand-Fundament Systems Die Querschnittsgeometrie eines WFS auf Streifenfundament und Sohle sind in Abb. 3.2 dargestellt.

Bei steifem Baugrund und hoher Biegesteifigkeit des Wand-Fundament Systems kann sich an den Enden ein Riss in der Sohlfläche zum Baugrund bilden. Bei hoher Biegebehinderung der Wand kann die Arbeitsfuge aufreißen. Die

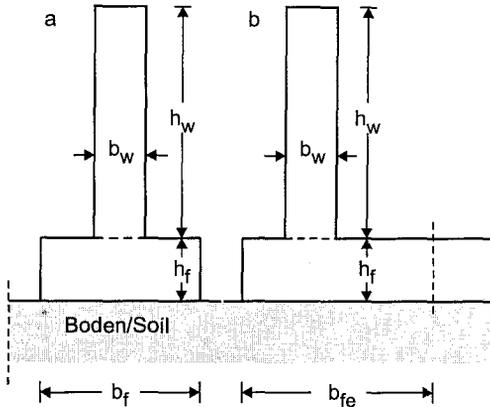


Abb. 3.2.: Querschnittsgeometrie eines Wand-Fundament Systems auf Streifenfundament und Sohle

Erfahrung zeigt, dass Trennrisse nur in der Kontraktionsphase des Wandbetons entstehen können. Beim gedrungenen WFS treten meist nur Anrisse auf, die nicht bis zur Wandkrone reichen. Beim schlanken Wand-Fundament Systemen können zudem Trennrisse auf ganzer Wandhöhe entstehen. Sie beginnen etwas oberhalb der Arbeitsfuge.

Das Wand-Fundament System wird durch die Kopplung mit dem Baugrund zusätzlich behindert. In [122] wird gezeigt, dass diese zusätzliche Behinderung bei Böden mit einem Steifemodul $E_s \leq 200 \text{ MN/m}^2$ gegenüber der Behinderung des „frei schwebenden“ Wand-Fundament System gering ist. Nicht nur wegen der den Zwang mindernden Risse und anderer Unschärfen wird hier vom freien WFS ausgegangen. Hierfür lauten die Steifigkeitszahlen (vgl. Abb. 3.2):

$$S_D(t) = \frac{E_w(t) \cdot A_w}{E_f \cdot A_f}, \quad (3.4)$$

$$S_B(t) = \frac{E_w(t) \cdot I_w}{E_f \cdot I_f}. \quad (3.5)$$

Zur Bestimmung von A_f und I_f für eine Wand auf ausgedehnter Sohle ist die mitwirkende Sohlbreite b_{fe} festzulegen. Diese kann nach [102] für den Mittenbereich der Wand zu

$$b_{fe} \approx \frac{l_c}{2} + b_w \quad (3.6)$$

und bei Randstellung zu

$$b_{fe} \approx \frac{l_c}{4} + b_w \quad (3.7)$$

geschätzt werden. Die Annahme vollständigen Zwangs ist unreal. In [119] sind die Steifigkeitszahlen ausgeführter Wand-Fundament System ausgewertet worden. Ihre Endwerte bewegen sich im folgenden Bereich:

$$0,2 \leq S_{De} \leq 2,$$

$$0,5 \leq S_{Be} \leq 50.$$

Berechnung nach der Dreischichtenmethode: Die Erfahrung zeigt, dass neben komplexen Verfahren zur Zwangermittlung auch ingenieurmäßige Näherungen notwendig sind. Hierfür sprechen mehrere Gründe.

Bei einer Vorplanung sind die Kenntnisse über den Ausführungsbeton, das Wetter bei Erstellung etc. gering. Angesichts unsicherer Eingangsdaten ist die Anwendung komplexer Methoden wenig sinnvoll. Zweckmäßiger kann in solchen Fällen ein Näherungsverfahren sein. Aber auch für die Ausführung können Letztere nützlich sein. Bei abschnittsweiser Herstellung eines Bauteils können sich Wetter, Geometrie, Beton u.a.m. ändern. Die Baustelle verlangt schnelle Antworten darauf, wie sich dies auf Zwang und Rissbildung auswirkt. In vielen Fällen können komplexe und ingenieurmäßige Verfahren gemeinsam eingesetzt werden und einander ergänzen.

Ein ingenieurmäßiges Verfahren zu Zwangermittlung ist die Dreischichtenmethode nach Rostásy et al. ([122], [123], [125]). Hierbei wird unterstellt, dass hinsichtlich des für die Rissbildung relevanten Bereich des jungen Bauteils Dehnungsebenheit angenommen werden darf. Diese Voraussetzung ist bei stabförmigen Bauteilen bzw. Bauteilausschnitten fern ab von den Enden berechtigt. Dieses Verfahren wird in den folgenden Abschnitten kurz beschrieben.

In der Dreischichtenmethode werden Wand und Fundament gedanklich in Lamellen der Höhe d_k äquidistant eingeteilt (Rostásy et al. [123]). Aus den Temperaturen werden die Felder der freien Dehnungen, des Hydratationsgrades und der mechanischen Eigenschaften berechnet. Der Fundamentbeton wird i.d.R. als ausgehärtet mit $E_f = \text{konst.}$ angenommen, der junge Beton als alternder, viskoelastischer Baustoff betrachtet. Die Zwangverformungen erhält man analog zum Stabzwang. Dies gilt auch für die Zwangsschnittgrößen. Die Spannungen nach DSM sind i.allg. etwas höher als nach FEM. In

[122] wird gezeigt, dass eine ebene Dehnungsverteilung bereits ab

$$\frac{l_c}{h_w} \geq 2,5$$

eintritt, weshalb die DSM ab diesem Wert angewendet werden darf.

Ansatz nach Olofsson/Uhlán (STSM): Ein weiteres ingenieurmäßiges Verfahren beruht auf dem Ansatz von Olofsson / Uhlán ([73], [102]). Er gehört zu den Einpunktmethoden (OPM). Das Verfahren beruht auf der Beobachtung, dass Trennrisse etwas oberhalb der Arbeitsfuge beginnen. Der für wandhohe Trennrisse maßgebende Wandbereich erstreckt sich zu beiden Seiten der Symmetrieachse der Wand. Aus ihm wird in der kritischen Höhe gedanklich ein Ersatzstab mit dem Querschnitt herausgeschnitten, an dem der Zwang bestimmt wird. Zunächst muss das Temperaturfeld der Gesamtstruktur berechnet werden. Hieraus erhält man die über die Wanddicke gemittelten mittleren Temperaturen $T_m(z, t)$ und mittleren Betoneigenschaften für Wand und Fundament. Die über die Wanddicke gemittelte Dehnung $\varepsilon_{0m}(z, t)$ muss das autogene Schwinden beinhalten, sofern $W/B < 0,5$.

Zur Bestimmung der kritischen Höhe $\text{crit } z'$ wird die Zwangsspannung $\sigma_x(z, t)$ in der Symmetrieachse $x = 0$ nach der FEM berechnet. Hierbei wird elastischer Beton unterstellt und als Einwirkung $-\varepsilon_{0m}(z, t) = \text{konst.}$ angenommen. Die Höhe $\text{crit } z'$ mit der höchsten Zwangsspannung wird i.d.R. mit $0,75 b_w$ bis $1,50 b_w$ bzw. $0,1 h_w$ bis $0,15 h_w$ über der Oberkante des Fundaments geschätzt. Der maßgebende Zwanggrad wird dort abgelesen.

Alternativ kann die kritische Höhe auch mit der DSM bestimmt werden. Eine genauere Eingrenzung von $\text{crit } z'$ erfordert die Berechnung der über die Dicke der Wand gemittelten Spannung $\sigma_{m,y}(z, t)$ in Abhängigkeit der Höhe der Wand ($0 \leq z \leq h_c$) mit der DSM.

Teilt man $\sigma_{m,y}$ durch die Zwangsspannung $\sigma_{\max}(z, t)$ bei totaler Behinderung ($\varepsilon_R = \kappa_R = 0$), dann erhält man den Zwanggrad R_z in Abhängigkeit der Höhe der Wand aus

$$R_z(z, t) = \frac{\sigma_{m,y}(z, t)}{\sigma_{\max}(z, t)}. \quad (3.8)$$

Durch Auswertung von Gl.(3.8) über die Wandhöhe, kann man die Stelle des Maximalwertes $\max R_z(\text{crit } z', t)$ bestimmen (siehe Abb. 3.3).

Der Zwang im Ersatzstab in Höhe $\text{crit } z'$ mit dem Lamellenquerschnitt $A_k = b_w \cdot d_k$ wird mit Hilfe einer behindernden Parallelfeder beschrieben. Diese Feder bildet die Behinderung durch das Fundament ab (vgl. Abb. 3.3).

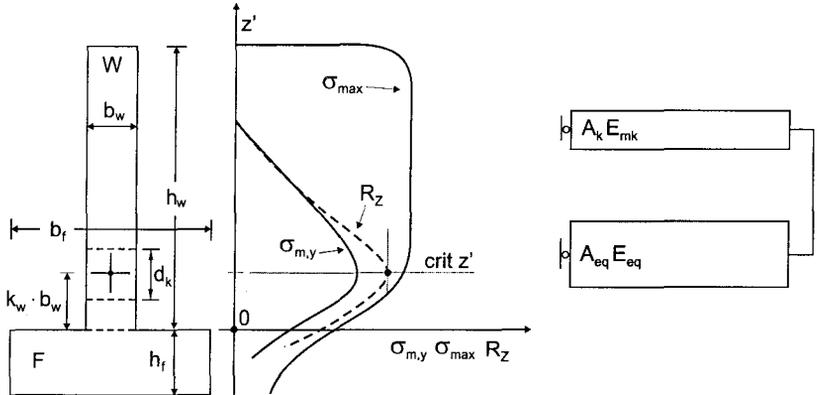


Abb. 3.3.: Bestimmung des Ortes des höchsten Zwangs in Wand-Fundament-Systemen und Ersatzmodell [103]

Die für die Rissauslösung maßgebende Spannung an der Stelle $z' = \text{crit } z'$ lautet dann mit dem zugehörigen wirksamen E-Modul

$$\text{crit } \sigma(z', t) = - \int_0^t \varepsilon_{0m,y}(z', \tau) \cdot \max R_z(\tau) \cdot E_{me}(z', \tau) d\tau. \quad (3.9)$$

3.3. Genauigkeit

Vereinfachung der Geometrie: Bei Wänden großer Schlankheit $s_w = l_w/h_w$ ist es vertretbar, den Wärmestrom q_x in Wandlängsrichtung x im Wandmittenbereich zu vernachlässigen und dort eine zweidimensionale Wärmeleitung zu unterstellen. Die Konsequenz der Vernachlässigung des Wärmestroms q_x für die mittlere Wandtemperatur wird näherungsweise mit der wirksamen Wanddicke $d_{cw} = 2V/O$ erfasst, die einen Kennwert für die mittlere Temperatur im halben Wandschuss darstellt.

Der Wert $d_{cw}(s_w = \infty) = d_{cw,2D}$ beschreibt die mittlere Temperatur im zweidimensionalen Fall, $q_x = 0$, der Wert $d_{cw,3D}(s_w)$ jene bei dreidimensionaler Wärmeleitung. In Abb. 3.4 ist das Verhältnis $d_{cw,2D}/d_{cw,3D}$ abhängig von der Wandschlankheit s_w und vom Verhältnis h_w/d_w aufgetragen. Die Vernachlässigung des Wärmeflusses q_x erhöht die rechnerisch wirksame Dicke. Dies bedeutet, dass bei Annahme von $q_x = 0$ sowohl die mittlere Temperatur als auch die Zwangspannungen rechnerisch überschätzt werden. Bei $s_w > 2$ und $h_w/b_w \geq 5$ ist die Vernachlässigung von q_x nach Abb. 3.4 mit einem maximalen Fehler von 15% verbunden.

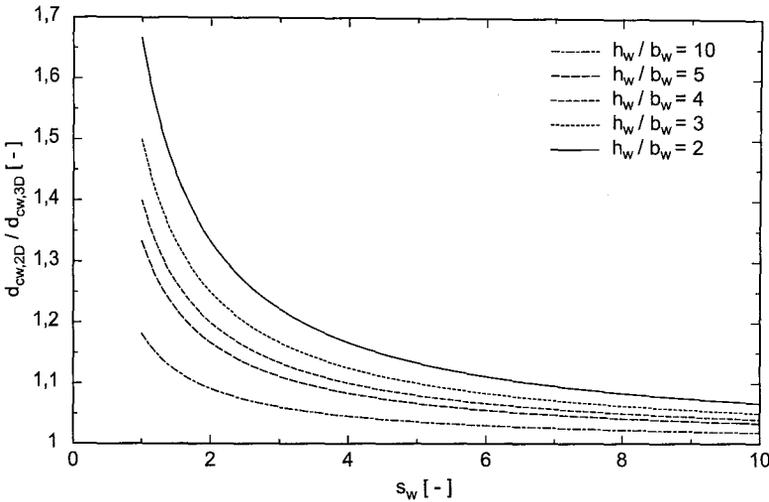


Abb. 3.4.: Einfluss der Unterdrückung des Wärmestroms in Längsrichtung

Konvergenz der numerischen Verfahren Die Rechenmodelle stellen aus ihrer Sicht jeweils den Stand der Technik dar. Dennoch können in der Simulationspraxis trotz gleicher Güte der Eingangsdaten erhebliche Unterschiede im Vergleich der Ergebnisse von verschiedenen Rechenmodellen auftreten. Dieser Tatsache ist im Rahmen des Forschungsprogramms IPACS nachgegangen worden.

Olofsson/Uhlán [103] und Larson [79] nennen unabhängig folgende Gründe:

1. Verwendung unterschiedlicher Werkstoffmodelle, insbesondere für das Kriechen und nichtlinearer Spannungs-Dehnungslinie.
2. Verwendung unterschiedlicher Ansätze zur Modellierung der Behinderung.
3. Unterschiedliche Diskretisierung des Systems (der partiellen Differentialgleichung) in Ort und Zeit.
4. Unterschiedliche Ansätze und Prozeduren zur Auswertung der Baustoffuntersuchungen und damit verbundene unterschiedliche Modellunsicherheiten.

Aus mathematischer Sicht ist dieses Ergebnis nicht überraschend (Grundlagen z.B. [49]), so berühren doch die genannten Bereiche Fragen der Konvergenz der numerischen Verfahren, sowie der problemgerechten Einordnung der

Aufgabenstellung in das Rechenmodell und seiner Modellunsicherheit.

Die Wahl des numerischen Modells besitzt einen erheblichen Einfluss auf das Resultat der Temperaturspannungsanalyse. In Finite-Elemente Methoden beeinflussen Elementgröße und Elementansatz die berechnete Näherungslösung [133]. In Differenzenverfahren trifft das auf die Kontrollvolumen zu. Ebenso ist die Wahl der zeitlichen Auflösung der Prognose für das Ergebnis von großer Bedeutung. Als Konvergenz wird die Unabhängigkeit des Ergebnisses von den gewählten Diskretisierungen in Ort und Zeit bezeichnet.

Die Erfahrungen des Autors zeigen, dass die üblichen Werkzeuge zur Simulation des zeitlichen Verlaufs von Temperaturspannungen die Konvergenz nicht selbstständig überprüfen. Das bleibt dem Anwender selbst überlassen. Die Nicht-Einhaltung stellt einen systematischen Fehler dar und ist damit auszuschließen. Daher wird in diesem Abschnitt ein einfaches empirisches Verfahren zum Beleg der Konvergenz und der Abschätzung des Rechenfehlers des numerischen Verfahrens gegeben. Die Grundidee des Verfahrens ist, die gesuchte Zielgröße in Abhängigkeit der Diskretisierung empirisch zu untersuchen. Dabei wird nur eine minimale Anzahl von deterministischen Temperaturspannungsanalysen benötigt. Das Verfahren soll am Beispiel eines symmetrisch auskühlenden Stab veranschaulicht werden. Es ist aber sehr leicht auf alle üblichen Problemstellungen der Temperaturspannungsanalyse übertragbar. Es werde angenommen, dass das Problem mit einem eindimensionalen Differenzenverfahren untersucht werden soll.

Ein problemgerechter Parameter zur Beschreibung der Diskretisierung ist die Fourier-Zahl F_σ . Sie ist im eindimensionalen Fall der Wärmeleitung definiert durch

$$F_\sigma = a_c \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2}. \quad (3.10)$$

a_c beschreibt die Temperaturleitfähigkeit des Betons, Δt die gewählte Länge der Zeitintervalle und Δz die Länge der Ortsintervalle (Elemente). Weiterhin sei jeweils eine äquidistante Einteilung angenommen. Als Zielgröße für die Wärmestromanalyse bietet sich die maximale mittlere Temperatur $\max T_m$ an. Für die Kräfte sei entsprechend die maximale mittlere Spannung $\max \sigma_m$ gewählt. Zu Untersuchung der Konvergenz wird zunächst ein fester Wert für Δz gewählt. Danach wird die Temperaturspannungsanalyse für mindestens drei verschiedene Längen der Zeitintervalle durchgeführt und die Zielgrößen $\max T_m$ und $\max \sigma_m$ in Abhängigkeit der Fourier-Zahl dargestellt. Die so gewonnenen Daten können mit dem Ansatz

$$Z(F_\sigma) = a + b \cdot \exp(-F_\sigma) \quad (3.11)$$

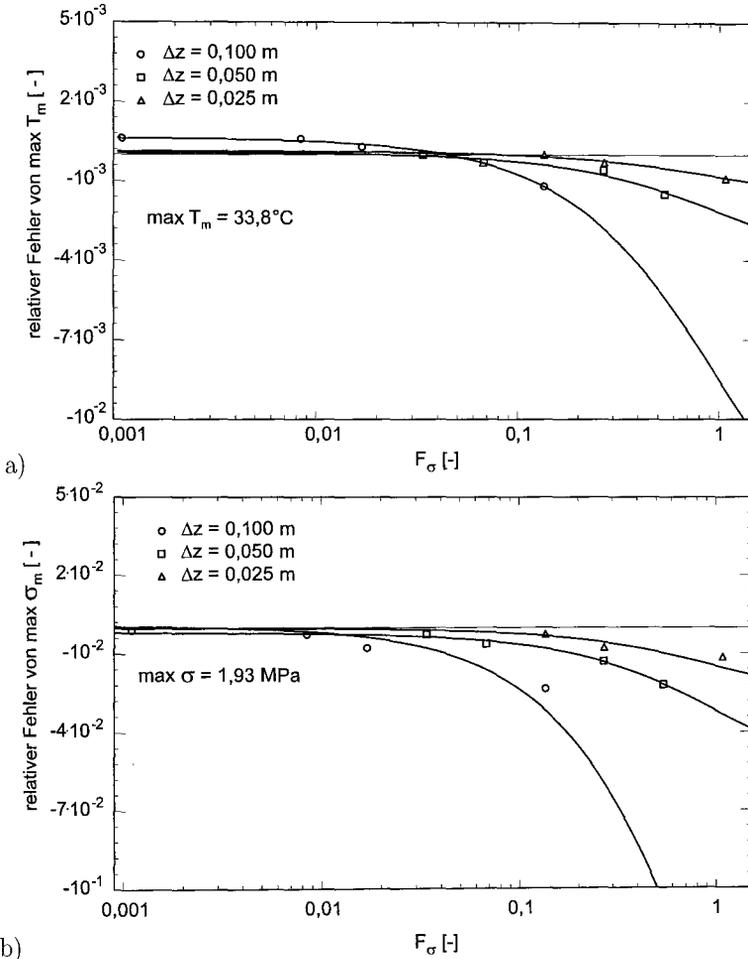


Abb. 3.5.: Abhängigkeit des relativen Fehlers der a) maximalen mittleren Temperatur und b) der Spannung von der Fourier-Zahl für einen symmetrisch auskühlenden Deckenstreifen bei Anwendung eines eindimensionalen Differenzenverfahrens

beschrieben werden. Der Werte der exakten Lösung ergibt sich aus $Z(0) = a + b$. Die Abb. 3.5 zeigt die Anwendung dieses Verfahrens auf den Deckenstreifen aus [127]. Der relative Fehler von $\max T_m$ und $\max \sigma_m$ in Abhängigkeit von F_σ ist dargestellt.

Deutlich zu erkennen ist, dass der Fehler mit kleiner werdender Fourier-Zahl abnimmt und in der Temperaturberechnung um eine Potenz kleiner ist als für die Spannung. Somit ist die Konvergenz der Spannung maßgebend für den Rechenfehler des numerischen Verfahrens. Mit Abb. 3.5 steht dann ein objektives Entscheidungskriterium für die Wahl der Diskretisierung zur Verfügung.

4. Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten

In diesem Kapitel werden die Grundlagen für die Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten zusammengestellt. Auf die Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie in [40], [131], [136] und [141] wird verwiesen. Ziel dieses Kapitels ist die Bereitstellung von Verfahren und Methoden zur Berechnung der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses. Dabei werden auch Fragen der Genauigkeit der numerischen Methoden diskutiert.

Eine Definition des Begriffs Zuverlässigkeit ist nur im Zusammenhang seiner Anwendung sinnvoll. Im Bauwesen ist Zuverlässigkeit der Oberbegriff für die Sicherheit, Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Baukonstruktion [40]. Die Methoden der Zuverlässigkeitstheorie werden nach JCSS (Joint Committee of Structural Safety) [64] gemäß Tab. 4.1 und Abb. 4.1 eingeteilt.

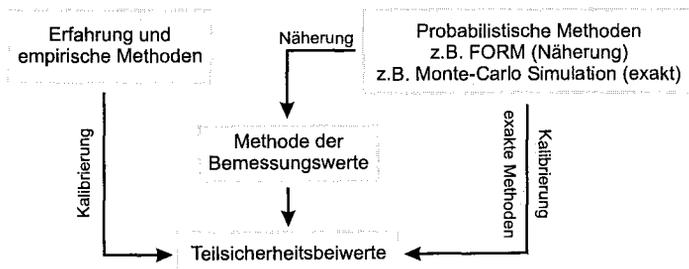


Abb. 4.1.: Methoden zur Beschreibung der Zuverlässigkeit - Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Eurocode 1 [38], vgl. Tab. 4.1

Die einfachste Methode ist das Teilsicherheitskonzept, welches den Normen des konstruktiven Ingenieurbaus zu Grunde liegt. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden durch Verfahren der Stufe II und Stufe III kalibriert. Die probabilistischen Näherungsverfahren bilden die zweite Stufe. Mit Hilfe der Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung können beliebige Verteilungen berücksichtigt werden. Die Grenzzustandsfunktion wird durch eine lineare oder quadratischen Hyper-Fläche ersetzt. Die dritte Stufe ist durch die probabilistisch exakten Verfahren bestimmt, d.h. es werden keine Vereinfachungen in dem stochastischen Modell und bei der Beschreibung der Grenzzustandsfunk-

Tab. 4.1.: Methoden der Zuverlässigkeitstheorie im Überblick

Ebene	Bezeichnung	Methode	Verteilungen	Grenzzustandsfunktion
Stufe I	semi-probabilistische Verfahren	Kalibrierung mit Stufe I und Stufe II	keine Verteilungen, nur charakteristische Werte	linear
Stufe II	probabilistische	FOSM (First Order Second Moment)	nur Normalverteilungen	lineare Approximation
	Näherungsverfahren	Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung FORM/SORM	beliebige Verteilungen	lineare und quadratische Approximation
Stufe III	probabilistisch exakte Verfahren	numerische Integration, stochastische Simulation, MCS, PFEM	beliebige Verteilungen	beliebige Funktionen

tion vorgenommen. Zu diesen Methoden gehören die Verfahren der numerische Integration, die Monte-Carlo Methode (MCS) und die stochastischen Finite-Elemente (PFEM).

4.1. Versagenswahrscheinlichkeit, Sicherheitsindex und Grenzzustandsgleichung

Als Maß für die Sicherheit wird die Versagenswahrscheinlichkeit eingeführt. Sie ist definiert durch

$$p_f = P[g(\vec{X}) < 0] = \int_{D^-} f_{\vec{X}}(\vec{x}) d\vec{x}. \quad (4.1)$$

p_f bezeichnet die Versagenswahrscheinlichkeit; $g(\vec{X})$ die Grenzzustandsfunktion als Funktion des Vektors \vec{X} der Zufallsvariablen X_i mit $\vec{X} = (X_1, \dots, X_p)^T$; diese Variablen definieren den Zustandsraum D des Problems; $f_{\vec{X}}$ ist die Verteilungsdichte sowie D^- ein Gebiet im Zustandsraum D , in dem g nur negative Werte annimmt.

Der Sicherheitsindex ist definiert als p_f -Quantile der Standard-Normalverteilung $N_{0,1}$, also

$$\beta = -N_{0,1}^{-1}(p_f). \quad (4.2)$$

In allgemeiner Form wird ein einzelner Grenzzustand als Funktion des Vektors der Zufallsvariable \vec{X} , auch Basisvariable genannt, durch folgende Zustände beschrieben:

$g(\vec{X}) > 0$: Der Grenzzustand wird nicht erreicht. Die Realisationen der Basisvariablen liegen innerhalb des sicheren Bereichs.

$g(\vec{X}) < 0$: Der Grenzzustand wird erreicht und überschritten. Die Realisationen der Basisvariablen liegen innerhalb des unsicheren Bereichs.

$g(\vec{X}) = 0$: Trennt die beiden Bereiche und ist die Funktion g selbst.

g ist durch \vec{X} eindeutig definiert. In der Regel lassen sich in diesem Vektor p Zufallsgrößen X_i von d deterministischen Größen x_i unterscheiden, also

$$\vec{X} = (x_1, \dots, x_d, X_1, \dots, X_p)^T. \quad (4.3)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit wird mit den in Tab. 4.1 genannten Methoden berechnet.

4.2. Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung

Die Verfahren der Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung FORM und SORM wurden mit den Arbeiten von Basler 1960 [2] und Cornell 1969 [26] begründet. Sie entwickelten eine analytische Methode zur Berechnung des Sicherheitsindex β . Hashofer und Lind [54] erweiterten 1974 diese Methode für allgemeine Grenzzustandsgleichungen und normalverteilte Basisvariablen. Rackwitz und Fießler (1974) [42] modifizierten dieses Verfahren für beliebige verteilte und korrelierte Zufallsvariablen ([131]). Die allgemeinen Begriffe und Vorgehensweise werden im folgenden am klassischen RS-Format einer Grenzzustandsgleichung behandelt.

Im einfachsten Fall lässt sich eine Grenzzustandsgleichung g mit den Zufallsvariablen der Einwirkung S und des Widerstandes R formulieren als

$$Z = g(R, S) = R - S. \quad (4.4)$$

R und S hängen wiederum von vielen Parametern ab. Ohne Beschränkung der Allgemeinheit lassen sich Produktansätze für R und S der Form [40]

$$R = \text{Modellunsicherheit} \cdot \text{Geometrie} \cdot \text{Baustoff} \quad (4.5)$$

$$S = \text{Modellunsicherheit} \cdot \text{Geometrie} \cdot \text{Einwirkung} \quad (4.6)$$

finden. In erster Näherung können R und S als normalverteilte und stochastisch unabhängige Zufallsvariablen mit den Mittelwerten $E[R] = \mu_R$ und $E[S] = \mu_S$ und den Standardabweichungen $D[R] = \sigma_R$ und $D[S] = \sigma_S$ betrachtet werden. In diesem Fall ist Z wieder eine normalverteilte Zufallsvariable. Für den Erwartungswert $E[Z] = \mu_Z$ gilt dann

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S. \quad (4.7)$$

Entsprechend ergibt sich für die Standardabweichung $D[Z] = \sigma_Z$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}. \quad (4.8)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f ist

$$p_f = P\{Z < 0\} = N(\mu_Z; \sigma_Z; z \leq 0). \quad (4.9)$$

Die Transformation von Z auf die normierte Zufallsvariable

$$Y = \frac{z - \mu_Z}{\sigma_Z}$$

liefert für $z = 0$ die Versagenswahrscheinlichkeit

$$p_f = N_{01} \left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \right), \quad (4.10)$$

also

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}. \quad (4.11)$$

Das Gewicht der Zufallsvariablen R und S , bzw. die Empfindlichkeit von g bzw. β gegenüber der Unsicherheiten in der Definition von R und S , wird mit den so genannten Sensitivitäten α_R und α_S bestimmt. Sie sind definiert durch

$$\alpha_R = -\frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}, \quad (4.12)$$

$$\alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}. \quad (4.13)$$

Das RS-Modell besitzt auch eine geometrische Bedeutung. Im Zustandsraum der normierten Variablen \hat{R} und \hat{S} bezeichnet β den Abstand der Geraden $\hat{R} - \hat{S} = 0$ vom Ursprung. Der zugehörige Fußpunkt des Lotes auf der

Geraden ist der Bemessungspunkt. Aus der Hesseschen Normalform lässt sich erkennen, dass α_R und α_S der jeweilige Richtungskosinus der Normalen auf der Grenzzustandsgleichung ist. In diesem Sinne können α_R und α_S als Gewichte betrachtet werden, denn sie geben an, in welche Richtung der Vektor zum Bemessungspunkt zeigt [75].

Die Beschränkung auf lineare Grenzzustände, zwei Variablen und deren stochastische Unabhängigkeit wird mit Hilfe der FORM/SORM-Ansätze aufgehoben. Die Grundidee ist, g in den Zustandsraum der normierten Variablen zu transformieren [26] und im Bemessungspunkt in eine Taylor-Reihe 1. oder 2. Ordnung zu entwickeln.

4.3. Monte-Carlo Methode

Zur dritten Stufe der probabilistischen Methoden gehört die Monte-Carlo Methode. Sie ist ein anerkanntes numerisches Verfahren zur näherungsweise Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit der Gl.(4.1). Die theoretischen Grundlagen dieser Methode können z.B. [41], [136] und [141] entnommen werden. Die Grundzüge seien hier kurz erläutert.

Die Grenzzustandsgleichung g wird durch die p stochastisch unabhängigen Basisvariablen definiert. g wird mit der Modellunsicherheit U (Zufallsvariable) bewertet:

$$Z = U \cdot g(X_1, \dots, X_p) = U \cdot g(\vec{X}). \quad (4.14)$$

Damit ist Z auch eine Zufallsvariable.

Sei D_X der Zustandsraum der Basisvariablen. Sei weiterhin I^- die Indikatorfunktion definiert durch

$$I^- = \begin{cases} 1 & \text{für } Z \leq 0 \\ 0 & \text{für } Z > 0 \end{cases}. \quad (4.15)$$

Sei f_g die Dichtefunktion von Z . Die gesuchte Wahrscheinlichkeit p_f wird dann berechnet durch

$$p_f = \int_{D_X} I^-(\vec{x}) \cdot f_{\vec{X}}(\vec{x}) d\vec{x}. \quad (4.16)$$

Zur Lösung dieser Gleichung wird die Gl.(4.14) n -mal mit jeweils stochastisch unabhängigen p -Tupeln \vec{X}_i ausgewertet. Damit entsteht eine Menge von n -Realisationen der Zufallsvariable Z . Sei n_f die Anzahl der Realisationen, für

die Z negative Werte annimmt. Da das beschriebene Vorgehen ein reellwertiges Bernoulli-Experiment darstellt, wird p_f näherungsweise berechnet zu

$$p_f \approx \frac{n_f}{n}. \quad (4.17)$$

Der Erwartungswert $E[Z]$ von Z ist dann

$$E[Z] = n \cdot p_f. \quad (4.18)$$

Standardabweichung $D[Z]$ und Variationskoeffizient $V[Z]$ von Z berechnen sich aus

$$D[Z] = \sqrt{n \cdot p_f \cdot (1 - p_f)} \quad (4.19)$$

und

$$V[Z] = \sqrt{\frac{1 - p_f}{n \cdot p_f}}. \quad (4.20)$$

Das „Schwache Gesetz der Großen Zahlen“ garantiert die Konvergenz dieses Verfahrens.

Genauigkeit Die Gl.(4.20) zeigt, dass für sehr kleine Werte von p_f

$$V[Z] \approx \frac{1}{\sqrt{n \cdot p_f}} \quad (4.21)$$

gilt. Daraus lässt sich bei Vorgabe des Variationskoeffizienten und der Versagenswahrscheinlichkeit die Anzahl der benötigten Realisationen der Monte-Carlo Simulation schätzen. Eine Einschätzung der Genauigkeit des Erwartungswertes wird mit der Tschebyscheffschen Ungleichung erhalten. Sie lautet:

$$P \{ |E(Z) - n \cdot p_f| < \varepsilon \} \geq 1 - \frac{p_f \cdot (1 - p_f)}{n \cdot \varepsilon^2}. \quad (4.22)$$

Die Zahlenpaare (P, ε) sind ein Maß für die Genauigkeit der Simulation; ε wird als Rechengenauigkeit interpretiert. P wird als Wahrscheinlichkeit angesehen, dass der Schätzwert des Mittelwertes von Z auch dieser Genauigkeit genügt. Zu erkennen ist, dass n mit steigender Genauigkeit stark zunimmt. Die Abb. 4.2 zeigt die Auswertung der Gl.(4.22) mit $P = 0,9$.

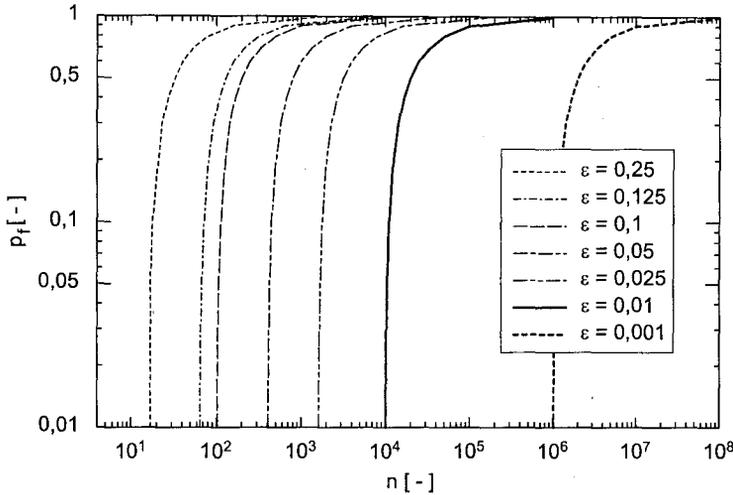


Abb. 4.2.: Auswertung der Tschebyscheff'schen Ungleichung (4.22) für $P = 0,9$ und unterschiedlich geforderter Genauigkeiten ε

Die Werte für n lassen sich unter Umständen senken, wenn obere und untere Grenzen für die Versagenswahrscheinlichkeit (p_f^L, p_f^U) bekannt sind. In [41] ist dazu folgender Zusammenhang angegeben:

$$n = \begin{cases} \lceil p_f^L \cdot (1 - p_f^L) \cdot a \rceil & \text{für } p_f^U \leq 0,5 \\ \lceil \min\{p_f^L \cdot (1 - p_f^L), p_f^U \cdot (1 - p_f^U)\} \cdot a \rceil & \text{für } p_f^L \leq 0,5 \leq p_f^U \\ \lceil p_f^U \cdot (1 - p_f^U) \cdot a \rceil & \text{für } p_f^L \geq 0,5 \end{cases} \quad (4.23)$$

Dabei definiert $m = \lceil x \rceil$ die kleinste natürliche Zahl mit $m \geq x$. Der Wert a ist definiert durch

$$a = \left(\frac{N_{0,1}^{-1}(1 - 0,5\delta)}{\varepsilon} \right)^2 \quad (4.24)$$

$N_{0,1}^{-1}$ ist der Quantilwert der Standard-Normalverteilung, δ die Irrtumswahrscheinlichkeit von p_f und ε die Rechengenauigkeit. Eine Anwendung zeigt die Tab. 4.2.

Die angegebenen Beziehungen für n liefern i.d.R. sehr große Werte. Das ist ein Charakteristikum der direkten Monte-Carlo Methode. Eine Reduzierung von n wird erreicht, wenn erweiterte MC-Techniken eingesetzt werden. Zu

Tab. 4.2.: Mindestanzahl der Realisationen n nach Gl.(4.23) in Anlehnung der Grenzwerte der Versagenswahrscheinlichkeit p_f aus [65] (ε - geforderte Genauigkeit; δ - Irrtumswahrscheinlichkeit)

Bereich	p_f	p_f	$\varepsilon = 0,001$	$\varepsilon = 0,001$	$\varepsilon = 0,01$	$\varepsilon = 0,01$
	L	U	$\delta = 0,1$	$\delta = 0,2$	$\delta = 0,1$	$\delta = 0,2$
I	0,85	0,95	129319	77824	1293	778
II	0,25	0,85	347119	208271	3471	2083
III	0,05	0,25	129319	77824	1293	778

diesen Techniken gehört das „Latin-Hypercube Sampling“. Dieses Verfahren wird in dieser Arbeit verwendet und im übernächsten Abschnitt vorgestellt.

Simulation beliebig verteilter Zufallszahlen Ein zentraler Bestandteil einer Monte-Carlo Methode ist die gezielte Generierung von Zufallszahlen. In der MCS-Technik hat es sich durchgesetzt, Zufallszahlengeneratoren zu verwenden, die auf dem Einheitsintervall eine Gleichverteilung (RV) erzeugen und danach die RV auf beliebige Verteilungen zu transformieren. In dieser Arbeit wird zur Bereitstellung von Zufallszahlen ein Verfahren von Park und Miller verwendet [107].

Die Transformation einer gleichverteilten Zufallsvariablen auf eine F_X -verteilte Zufallsvariable (ZV) geschieht in der Regel mit Hilfe der Inversen von F_X . Da sich die Werte von F_X selbst als Realisationen u_i einer Rechteck verteilten ZV auffassen lassen, entsteht durch die Transformation

$$z_i = F_X^{-1}(u_i) \tag{4.25}$$

eine F_X verteilte Zufallsvariable. Die in dieser Arbeit verwendeten Verfahren und Algorithmen zur Umsetzung der Gl.(4.25) sind z.B. in [41], [42] und [111] zu finden.

Erweiterte Monte-Carlo Methoden Die Anzahl der Realisationen der Zielgröße Z von Gl.(4.14) erreicht sehr schnell erhebliche Größenordnungen, wenn kleine Wahrscheinlichkeiten und große Genauigkeiten für Z gefordert werden. Das wird aus Tab. 4.2 und Abb. 4.2 deutlich.

Eine Steigerung der Effizienz, d.h. eine Verringerung der benötigten Realisationen bei gleicher geforderter Genauigkeit, lässt sich durch die Anwendung Varianz reduzierender Methoden erreichen [41, 141].

In dieser Arbeit wird das Verfahren „Latin-Hypercube Sampling“ (LHS) angewendet (z.B. [62]). Grundgedanke des LHS ist, die Realisationen der Ba-

sisvariablen gezielt über den gesamten Definitionsbereich zu erzeugen (siehe Abb. 4.3).

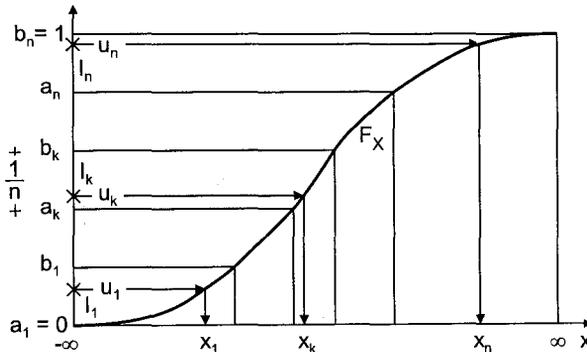


Abb. 4.3.: Latin-Hypercube Sampling zum Erzeugen beliebig verteilter Zufallsvariablen

Diese Methode lässt sich folgendermaßen beschreiben: Ziel sei die Generierung von n Realisationen der Variablen X , x_k , $k = 1, \dots, n$.

- Zunächst werden n disjunkte, gleichmäßig verteilte Teilintervalle $I_k = (a_k, b_k)$ mit $a_k = (k - 1) / n$ und $b_k = k / n$ berechnet.
- Danach wird ein Intervall I_k zufällig ausgewählt. Dabei darf jedes Intervall nur einmal ausgewählt werden (Urnenmodell: Ziehen ohne Zurücklegen).
- Im nächsten Schritt wird eine Zahl u_k zufällig aus I_k gezogen. Ist i eine Realisation aus dem Einheitsintervall $I_{0,1}$, dann ist

$$u_k = \frac{i + k - 1}{n}$$

eine Realisation aus I_k .

- Im vorletzten Schritt wird u_k mit Hilfe von F_X^{-1} auf die gesuchte Realisation z_k transformiert; also $x_k = F_X^{-1}(u_k)$.
- Die letzten vier Schritte werden solange wiederholt, bis alle Intervalle I_k einmal ausgewählt worden sind.

In der Regel werden die n Realisationen von jeweils p Basisvariablen X_i gesucht. Die stochastische Unabhängigkeit der X_i wird durch das Ziehen der

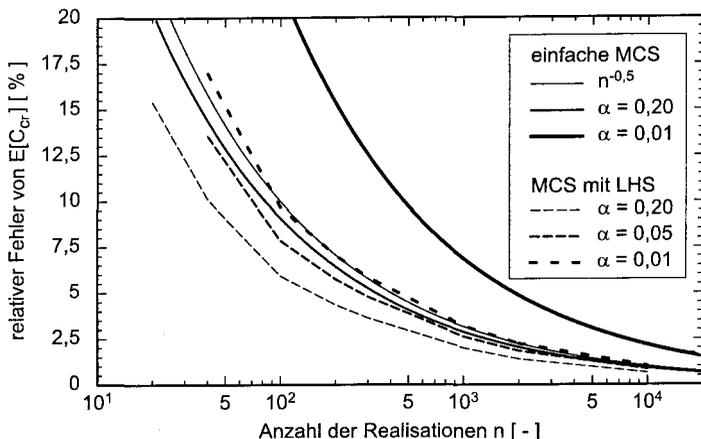


Abb. 4.4.: Relativer Fehler des Mittelwerts des Rissindex in Abhängigkeit der Realisationen - berechnet mit und ohne Latin-Hypercube Sampling

Intervalle I_k ohne Zurücklegen garantiert. Mit diesem Vorgehen kann eine erhebliche Verbesserung der Effizienz erreicht werden.

Dies verdeutlicht Abb. 4.4 ohne Beschränkung der Allgemeinheit. Die Abbildung zeigt die Anwendung der Monte-Carlo Methode auf die Zwangspannungsentwicklung eines gezwängten Deckenstreifens unter symmetrischer Auskühlung. Das System wird in Kap. 7 genau definiert, ist aber auch in [127] zu finden. Die durchgezogenen Linien in der Abb. 4.4 zeigen den relativen Fehler in der Berechnung des Erwartungswertes der Zielgröße Rissindex für Irrtumswahrscheinlichkeiten von $\alpha = 0,2$ und $\alpha = 0,01$ bei Anwendung der einfachen Monte-Carlo Methode. Die gestrichelten Linien zeigen die entsprechenden Fehler bei Verwendung des LHS.

Der relative Fehler ist definiert als die Länge des Vertrauensintervalls bezogen auf die Mitte des Intervalls. Zu erkennen ist, dass der relative Fehler ε bei gleicher Anzahl der Realisationen deutlich kleiner ist (vgl. auch Tab. 4.2). Bei einem Signifikanzniveau von 0,2 und bei 1000 Realisationen ist der relative Fehler kleiner als 3%; bei 200 Realisationen kleiner als 5%. Diese Aussage ist auch für die Standardabweichung richtig. In der Literatur werden Werte von n zwischen 100 bis 3000 angegeben. In Anbetracht der großen Unsicherheiten in den Basisvariablen, wird für alle weiteren Anwendungen der Monte-Carlo Methode $n = 1000$ gewählt und ein relativer Fehler kleiner als 5% für $E[Z]$ und $D[Z]$ als ausreichend genau angesehen.

Sensitivität Eine weitere Möglichkeit zur Verbesserung der Effizienz der Monte-Carlo Methode besteht in der Reduzierung der Anzahl der Basisvariablen. Die Grundidee besteht darin, Basisvariablen, die keinen signifikanten Beitrag zur Versagenswahrscheinlichkeit liefern, als deterministisch anzusehen. Das Gewicht der einzelnen BV an der Versagenswahrscheinlichkeit wird mit Hilfe der Sensitivitäten α_i bestimmt. Es werde angenommen, dass die Gl.(4.14) gilt. In der Regel kann auch angenommen werden, dass g q -mal stetig differenzierbar ist und in eine Taylor-Reihe der Ordnung $q - 1$ um einen Punkt \bar{r} im Zustandsraum entwickelt werden kann. Wird die Reihe um den Mittelwert aller Basisvariablen entwickelt, also

$$\bar{r} = (\bar{X}_1, \dots, \bar{X}_p)^T,$$

dann gilt

$$Z = g(\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_p) + \sum_{i=1}^p \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\bar{r}} \cdot (x_i - \bar{x}_i) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^p \left. \frac{\partial^2 g}{\partial x_i \partial x_j} \right|_{\bar{r}} \cdot (x_i - \bar{x}_i) \cdot (x_j - \bar{x}_j) + \dots + \mathcal{O}(p). \quad (4.26)$$

Werden die Terme der Reihe höherer Ordnung vernachlässigt (FORM), dann gilt

$$E[Z] \approx g(\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_p) \quad (4.27)$$

und

$$D[Z] \approx \sqrt{\sum_{i=1}^p \left(\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\bar{r}} \cdot \sigma_i \right)^2} \quad (4.28)$$

mit σ_i als Standardabweichung der Basisvariable X_i . Die Anwendung dieser Beziehungen zeigt, dass eine Verallgemeinerung der Sensitivitäten aus Gl.(4.12) durch

$$\alpha_{D,i} = \alpha(\sigma_i) = \frac{\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\bar{r}} \cdot \sigma_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^p \left(\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\bar{r}} \cdot \sigma_i \right)^2}} \quad (4.29)$$

erhalten wird. Es gilt $\|\alpha(\sigma_i)\| = 1$. Diese Maßzahl wird als Sensitivität der Standardabweichung bezeichnet. Eine entsprechende Bewertung des Beitrags zum Mittelwert liefert die Beziehung

$$\varepsilon(\bar{x}_i) = \frac{\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\bar{r}} \cdot E[X_i]}{E[Z]} \quad (4.30)$$

Durch Normierung erhält man die Sensitivität des Mittelwertes

$$\alpha_{E,i} = \alpha(\bar{x}_i) = \frac{\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\bar{r}} \cdot \frac{E[X_i]}{E[Z]}}{\sqrt{\sum_{i=1}^p \left(\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\bar{r}} \cdot \frac{E[X_i]}{E[Z]} \right)^2}} \quad (4.31)$$

Eine Sensitivität des Variationskoeffizienten lässt sich durch folgende Überlegungen definieren. Sei Z_i diejenige Zufallsvariable, die aus der folgenden Auswertung der Grenzzustandsgleichung entstanden ist:

$$Z_i = g \left(\underbrace{\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_{i-1}}_{\text{deterministisch}}, \quad \begin{array}{c} \text{Zufallsvariable} \\ \downarrow \\ X_i \end{array}, \quad \underbrace{\bar{x}_{i+1}, \dots, \bar{x}_p}_{\text{deterministisch}} \right). \quad (4.32)$$

Dann ist

$$\varepsilon_{V,i} = \frac{V[Z_i]}{V[X_i]} \quad (4.33)$$

wohldefiniert und es ist

$$\alpha_{V,i} = \frac{\varepsilon_{V,i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^p \varepsilon_{V,i}}} \quad (4.34)$$

die gesuchte Sensitivität. Die partiellen Ableitungen von g in den obigen Gleichungen werden durch Differenzenquotienten ersetzt.

$$\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\bar{r}} \approx \frac{g(\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_{i-1}, x_i + \Delta x, \bar{x}_{i+1}, \dots, \bar{x}_p) - g(\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_p)}{\Delta x} \quad (4.35)$$

Δx kann im Zusammenhang der Temperaturspannungsanalyse auf 10% des Mittelwertes von X_i festgelegt werden. Das haben eigene Vorstudien ergeben.

Sensitivitäten mit positivem Vorzeichen kennzeichnen definitionsgemäß Parameter der Widerstandsseite. Sensitivitäten mit negativem Vorzeichen entsprechend Parameter der Einwirkungsseite.

Sensitivitäten der Widerstandsseite größer als 0,8 werden als dominant bezeichnet, kleiner als 0,32 als nicht dominant. Für Sensitivitäten der Einwirkungsseite sind die Grenzwerte auf 0,7 (dominant) und 0,28 (nicht dominant) festgelegt [38].

Eine weitere Möglichkeit zur Quantifizierung der Dominanz ist die Anwendung der multiplen Regressionsanalyse (z.B. [129]). Einen ersten Überblick erhält man durch die Berechnung der Regressionskoeffizienten $r_i^2 = R[Z, X_i]$ für alle Basisvariablen X_i . Basisvariablen mit $r_i < 0,2$ heißen schwach korreliert; mit $0,4 < r_i < 0,6$ heißen mittelmäßig korreliert; und mit $r_i < 0,8$ heißen stark korreliert [40].

5. Unsicherheiten in der Prognose der Werkstoffeigenschaften

Das Ingenieurmodell des eigenen Ansatzes aus Abschnitt 2.6 benötigt Angaben über die statistischen Kenngrößen der Basisvariablen. Sie werden durch die thermodynamischen und mechanischen Eigenschaften des jungen Betons festgelegt. Dies sind im Einzelnen:

- Wärmefreisetzung, Wärmeleitfähigkeit, Wärmekapazität, und Rohdichte,
- Temperaturexpansionskoeffizient,
- mechanische Kurzzeiteigenschaften (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Zug-Elastizitätsmodul, Zug-Bruchdehnung, Querkontraktionszahl und Bruchenergie)
- Spannungs-Dehnungs Verhalten,
- viskoelastisches Verhalten und
- autogenes Schwinden.

Die Unsicherheiten in der Vorhersage der Werkstoffwerte erhärtenden Betons lassen sich in interne und externe Faktoren unterteilen. Zu den internen Faktoren zählen die Streuungen aus den thermodynamischen Prozessen der Hydratation. Weiterhin sind die Variationen der Materialwerte aus der Unterschiedlichkeit der Betonzusammensetzungen zu erklären. Als externe Faktoren sind unterschiedliche Lagerungsbedingungen sowie Prüfbedingungen zu nennen. Aus diesem Grunde werden die statistischen Parameter der Basisvariablen aus einer abgesicherten und standardisierten Datenbasis ermittelt. Die Basisvariablen werden durch das Werkstoffmodell festgelegt.

Sei Y also eine bestimmte Werkstoffeigenschaft und die Funktion m das zugehörige Modell mit den Variablen X_1, \dots, X_l und der Modellunsicherheit Θ . Dann wird dieses Modell nach den Empfehlungen des JCSS [64] ohne Beschränkung der Allgemeinheit durch

$$Y = \Theta \cdot m(X_1, \dots, X_l) \quad (5.1)$$

beschrieben. Die Parameter X_1, \dots, X_l sind bekannt und in der Regel nicht frei von zufälligen Einflüssen Q_i . Die Modellunsicherheit Θ umfasst alle unbekanntes Einflussgrößen und Vereinfachungen in den mathematischen Formulierungen. Damit ist Θ selbst als Zufallsvariable aufzufassen und Y stellt wiederum eine Zufallsvariable dar. Die Parameter fließen in das Rechenmodell zur Vorhersage der Zwangsspannungen ein.

Naturgemäß hängt jeder Parameter X_i wieder von vielen Einflussfaktoren Q_i ab mit

$$X_i = f_i(Q_1, \dots, Q_r). \quad (5.2)$$

Die Unsicherheiten in diesen Faktoren können wieder interner oder externer Natur sein und spiegeln sich in den Variationskoeffizienten und den Vertrauensintervallen der X_i wider. Die Q_i werden nicht als Basisvariablen betrachtet, da sie entweder unbekannt sind oder nur indirekt in die Gl.(5.1) einfließen. Die wichtigsten Einflussgrößen dieser Art sind

- Frischbetontemperatur,
- Art, Menge, Zusammensetzung und Mahlfeinheit der Bindemittel,
- Art, Menge und Zusammensetzung der Zusatzmittel und Zusatzstoffe,
- Prüfbedingungen,
- Zuschlagart und Sieblinie,
- Wasser-Bindemittel-Wert,

und andere mehr. Zur Quantifizierung der Werkstoffstreuungen werden daher Betonuntersuchungen an jeder Rezeptur unter definierten Laborbedingungen vorausgesetzt.

Die Gültigkeit der Gl.(5.2) kann dazu führen, dass zwischen den einzelnen X_i Korrelationen bestehen können. Sind diese Korrelationen statistisch signifikant quantifiziert, dann müssen diese in der Berechnung der Reißwahrscheinlichkeit berücksichtigt werden.

Betone Die in dieser Arbeit untersuchten Betonrezepturen waren Gegenstand von umfangreichen Betonuntersuchungen am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig (iBMB) bzw. der Materialprüfanstalt für das Bauwesen des Landes Niedersachsen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden teilweise schon in früheren Veröffentlichungen präsentiert ([48], [53], [77], [82], [104], [122]).

Eine weitere Quelle dieser Arbeit sind die Ergebnisse aus dem Europäischen Forschungsprogramm IPACS [63], an dem das iMBB teilgenommen hat. In diesem Rahmen wurden umfangreiche Untersuchungen an hochfesten Betonen bzw. normalfesten Betonen durchgeführt [8, 9, 55, 81, 154].

Sämtliche Messergebnisse in dieser Arbeit werden nach einheitlichen statistischen Gesichtspunkten ausgewertet. Die statistischen Verfahren werden bereits in Abschnitt 2.6 genannt. Ziel ist die Bereitstellung einer homogenen Datenbasis für die stochastischen Simulationen in Kap. 7. Die Tab. C.1 und C.2 zeigen die Betonzusammensetzungen, mit denen die Untersuchungen durchgeführt werden. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind umfassend in den Anhängen B, C und D dokumentiert.

5.1. Wärmekapazität, Rohdichte und Wärmeleitfähigkeit

Die Analyse der zeitlichen Entwicklung der Erhärtungstemperatur eines massigen Betonbauteils setzt die Kenntnis der Wärmekapazität c_c , der Rohdichte ϱ_c und der Wärmeleitfähigkeit λ_c voraus. In die Modellierung der Hydratationswärme des Betons fließen die Größen ϱ_c und c_c direkt ein. Grundsätzlich hängen die genannten Größen von der Temperatur, der Feuchte, dem Hydratationsgrad α und der Betonzusammensetzung ab. Dennoch üben ϱ_c , c_c und λ_c in der Temperaturspannungsanalyse nur einen geringfügigen Einfluss aus. In der Regel werden nur konstante Werte in der Analyse angesetzt und nur wenige Arbeiten berücksichtigen die zeitliche Abhängigkeit.

Rohdichte Ist die Betonzusammensetzung bekannt, dann wird die Frischbetonrohddichte ϱ_c mittels Stoffraumrechnung bestimmt. Werden Betonuntersuchungen durchgeführt, dann kann die Rohdichte an den Probekörpern zur Bestimmung der Druckfestigkeit bestimmt werden. Die Rohdichte wird in der Regel als nahezu unabhängig von dem Erhärtungszustand angesehen. Der Variationskoeffizient $V[\varrho]$ ist relativ klein und wird nach [112] auf 3% bis 4% geschätzt. Die eigenen Untersuchungen ergeben unabhängig von der Betonzusammensetzung einen Variationskoeffizienten von 1% (siehe Anh. D). Nach [64] wird ϱ_c als lognormalverteilte Zufallsvariable angesehen.

Wärmekapazität Der Endwert der Wärmekapazität c_c wird aus der Betonzusammensetzung geschätzt. Es gilt:

$$c_{c0} = \frac{C \cdot c_C + W \cdot c_W + A \cdot c_A + FA \cdot c_{FA} + SF \cdot c_{SF}}{\varrho_c} \quad (5.3)$$

Hierin sind:

c_{c0}	Wärmekapazität gemäß Gl.(5.3) in kJ/(kg·K),
C	Zementgehalt in kg/m ³ ,
W	Wassergehalt in kg/m ³ ,
A	Gehalt an Zuschlag in kg/m ³ ,
FA	Gehalt an Flugasche in kg/m ³ ,
SF	Gehalt an Silikastaub in kg/m ³ ,
ρ_c	Rohdichte,
$c_C \dots c_{FA}$	spez. Wärmekap. c_i der einzelnen Komponenten gemäß Tab. 5.1.

Die spezifischen Wärmekapazitäten c_i der einzelnen Komponenten werden gemäß Tab. 5.1 gewählt.

Tab. 5.1.: Anhaltswerte für die spezifischen Wärmekapazitäten und Wärmeleitfähigkeiten der Betonausgangsstoffe

	c_i [kJ/(kg·K)]	f_i [W/(m·K)]
Wasser	4,18	0,6
natürlicher Zuschlag	0,7 - 0,9	2,6 - 4,2
Zement	0,8	1,3
Flugasche	0,75	1,3
Silikastaub	0,8	1,3

In [17] gibt v.Breugel eine Modifikation der Gl.(5.3) an, um die Hydratation zu berücksichtigen. Das geschieht durch eine Korrektur, die den Einfluss des physikalisch und chemisch gebundenen Wassers auf c_c erfasst. Danach gilt:

$$c_{c,bindW} = \frac{0,2 \cdot C \cdot c_W \cdot \alpha}{\rho_c} \quad (5.4)$$

c_c berechnet sich dann zu

$$c_c = c_{c0} - c_{c,bindW} \quad (5.5)$$

Eine weitere Modifikation der Gl.(5.5) wird in [85] präsentiert. Dort wird die Temperaturabhängigkeit des Zements und der Gesteinskörnung berücksichtigt. Die Gesteinsart wird dabei nicht genannt. Die entsprechenden empirischen Zusammenhänge lauten dort:

$$c_C = 0,1812 \cdot \sqrt{T} + 2,168 \cdot T + 431, \quad (5.6)$$

$$c_A = 0,064 \cdot \sqrt{T} + 0,468 \cdot T + 662. \quad (5.7)$$

c_C und c_A werden in J/(kg·K) angegeben und T bezeichnet darin die Prozesstemperatur in °C.

Reinhardt gibt in [114] folgenden Zusammenhang zwischen Hydratationsgrad und Wärmekapazität kJ/(kg·K) an:

$$c_c = 0,8 \cdot c_{c0} \cdot (1,25 - 0,25 \cdot \alpha). \quad (5.8)$$

Staffa präsentiert in [140] Messergebnisse zur Bestimmung von c_c des Betons ICO-04. In den Messungen wird die Auswirkung der erhöhten Temperatur im Bereich zwischen 16 °C und 35 °C berücksichtigt. Einen Vergleich der Messwerte aus Staffa und den Ansätzen der Gleichungen(5.3) bis (5.8) zeigt die Abb.5.1. Dabei wird ein isothermer Versuch bei 25 °C vorausgesetzt. Zusätzlich sind in der Abbildung Literaturwerte anderer Normalbetone aufgenommen worden.

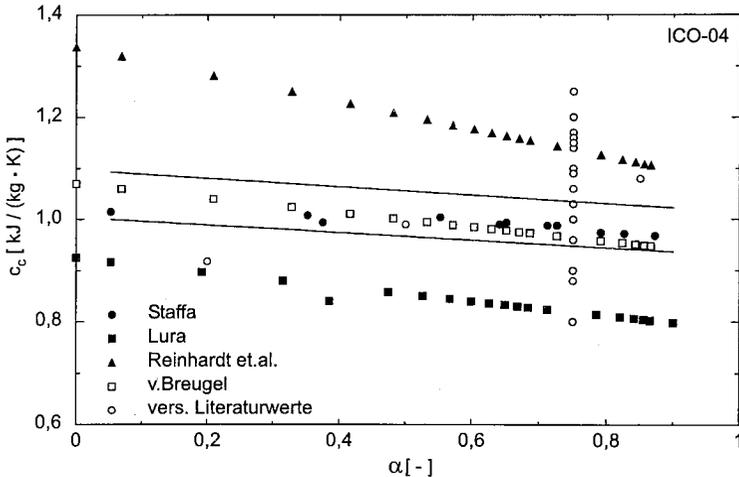


Abb. 5.1.: Zusammenhang zwischen Hydratationsgrad α und Wärmekapazität c_c für die Rezeptur ICO-04

Die Abb.5.1 zeigt die Abhängigkeit vom Hydratationsgrad α . Die Messwerte zeigen, dass in erster Näherung von einem linearen Ansatz zwischen c_c und α ausgegangen werden kann.

Der Ansatz von Reinhardt (Gl. (5.8)) scheint eine obere Grenze darzustellen, der Ansatz Lura/v.Breugel dagegen eine untere. Die Gl.(5.5) liefert eine geeignete Näherung. Aus der Abbildung wird ebenso ersichtlich, dass ein Wert für c_c von 1,0 kJ/(kg·K) unabhängig von der Rezeptur für Normal-

betone gerechtfertigt ist. Die Literaturwerte besitzen eine Spannweite von 0,50 kJ/(kg·K).

Morabito [92] untersucht ebenfalls die Temperaturabhängigkeit der Wärmekapazität sowie deren Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für Kies-Betone und Kalkstein-Betone im Alter von 28 Tagen mit CEM II/A, CEM III/A und CEM IV/A Zementen bei Wasser-Zement-Werten zwischen 0,58 und 0,59. Der bekannte lineare Zusammenhang zwischen c_c und der Temperatur wird dabei bestätigt. Für die erhärtenden Betone werden Mittelwerte von 0,90 kJ/(kg·K) für die Kalkstein-Betone und von 0,82 kJ/(kg·K) für die Kies-Betone im Temperaturbereich von 0 bis 80 °C gemessen. Die Abweichungen gegenüber 20 °C betragen bei 60 °C etwa 10%, Kalkstein-Beton (4% Kies-Beton) und bei 0 °C etwa jeweils 3%.

Die Stoffraumrechnung ergibt Werte zwischen 1,04 und 1,06 kJ/(kg·K). Eine ausgeprägte Abhängigkeit vom Hydratationsgrad kann dabei nicht festgestellt werden. Das Streuband der Messwerte aus [92] und [140] ist in Abb. 5.1 mit aufgenommen worden. Die grafische Auswertung der Mess-Streuung mittels 3σ -Regel ergibt im Mittel eine Standardabweichung von ca. 4% für alle Betone.

Tab. 5.2.: Statistische Parameter der Wärmekapazität der untersuchten Betone bei Annahme einer Lognormalverteilung und einem Variationskoeffizienten von 4%

Rezeptur	c_c [kJ/(kg·K)]						
	ICO-01	ICO-02	ICO-03	ICO-04	ICO-05	ICO-06	ICO-07
Mittelwert	1,050	1,015	1,022	1,062	1,016	1,002	1,011
Standardabw.	0,042	0,041	0,041	0,042	0,041	0,040	0,040
Variationskoef.	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04

Zusammenfassend lässt sich zu den stochastischen Eigenschaften der Wärmekapazität folgendes feststellen: die Gl.(5.3) liefert im Mittel etwas höhere Werte (etwa 5%) für die Wärmekapazität. Ein Vergleich mit Messwerten zeigt, dass die Erweiterung nach Gl.(5.5) eine bessere Näherung darstellt. Die Literatursauswertung zeigt, dass die Streuungen der Messergebnisse bei etwa 4% liegen.

Die beschriebenen Unsicherheiten und die Tatsache, dass die betrachteten Eigenschaften nicht direkt aus der Mikrostruktur abgeleitet werden, gestatten die Annahme einer vom Hydratationsgrad unabhängigen Wärmekapazität. Aus diesem Grund wird in dem eigenen Modell auch auf die Modellierung der Temperaturabhängigkeit verzichtet. Lediglich die Art des Zuschlags und

die Betonzusammensetzung wird berücksichtigt. In Anlehnung an Abschn. 5.1 wird angenommen, dass c_c eine lognormalverteilte Zufallsvariable ist. Die Gl.(5.3) stellt gemäß

$$c_c \approx c_{c0} \tag{5.9}$$

eine brauchbare Näherung dar. Der Variationskoeffizient wird mit 4% angenommen.

Wärmeleitfähigkeit Der Endwert der Wärmeleitfähigkeit wird ebenfalls aus der Betonrezeptur geschätzt. Dazu müssen die Werte c_i in Gl.(5.3) lediglich durch die Werte f_i aus Tab. 5.1 ersetzt werden. Die Wärmeleitfähigkeit nach dieser Mischungsregel sei mit λ_{c0} bezeichnet. Für die Wärmeleitfähigkeit sind in der Literatur sehr unterschiedliche Richtwerte zu finden. Die Altersabhängigkeit wird erkannt, aber nur selten untersucht. So wird wieder auf die Arbeiten [71, 92, 96, 99, 114, 140] verwiesen.

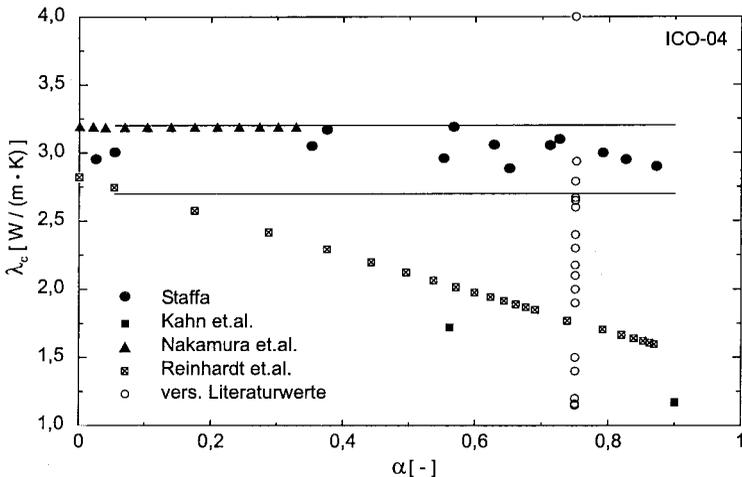


Abb. 5.2.: Zusammenhang zwischen Hydratationsgrad α und Wärmeleitfähigkeit λ_c für den Beton ICO-04

Die Abb. 5.2 zeigt wieder den Vergleich der Messdaten aus [140] für den Beton ICO-04 mit Literaturwerten anderer Betonzusammensetzungen aus unterschiedlichen Quellen. Der gekennzeichnete Bereich umfasst die Schwankungsbreite der Messergebnisse aus [140].

In Nakamura et.al. [96] wird über die Berechnung von λ_c aus gemessenen Temperaturgeschichten eines Laborkörpers berichtet. Dazu wird ein stochastisches Optimierungsverfahren verwendet. Es wird der Verlauf der ersten 48 Stunden für einen Normalbeton bei einer Temperatur von ca. 25 °C untersucht. Der Mittelwert liegt ungefähr bei 3,19 W/(m·K). Das entspricht den höchsten gemessenen Werten aus [140]. Die Werte selbst schwanken zwischen 1,15 W/(m·K) und 4,0 W/(m·K). Diese Schwankungsbreite wird auch durch weitere Literaturwerte abgedeckt. Eine ausgeprägte lineare Abhängigkeit zum Hydratationsgrad ist nicht festzustellen.

Reinhardt schlägt in [114] folgenden linearen Zusammenhang vor [W/(m·K)]:

$$\lambda_c = 0,5 \cdot \lambda_{c0} \cdot (2,0 - \alpha). \quad (5.10)$$

Khan et.al. [71] berichten über Untersuchungen zu λ_c an Leichtbetonen, Normalbetonen und hochfesten Betonen im Alter von 2 und 28 Tagen. Dort wird über deutlich niedrigere Werte von λ_c für Normalbetone und hochfeste Betone berichtet. Dabei werden unterschiedliche Feuchten und Temperaturen mit in die Analyse einbezogen. Im Mittel liegen die Endwerte ausgehärteter Normalbetone ca. ein Drittel unter den Werten nach zwei Tagen. Für hochfeste Betone ist kein nennenswerter Unterschied festzustellen. Eine ausgeprägte Temperaturabhängigkeit kann ebenfalls nicht festgestellt werden.

In [92] wird die lineare Abhängigkeit von der Temperatur bestätigt. Dabei zeigt es sich, dass Kies-Betone höhere Wärmeleitfähigkeiten besitzen als Betone mit kalzitischem Zuschlag (ca. 5% bei 20 °C). Betone mit kalzitischem Zuschlag sind in etwa 2,5 mal empfindlicher gegenüber Temperaturänderungen als Betone mit quarzitischem Zuschlag. Es ergeben sich folgende Werte für die Betone (Kalkstein-Beton : Kies-Beton)[W/(m·K)]: Bei 0 °C: (2,83 : 2,96); bei 20 °C: (2,76 : 2,89); bei 60 °C: (2,60 : 2,81). Aus der Rezeptur werden die Werte 2,29 W/(m·K) und 2,68 W/(m·K) geschätzt. Die Abhängigkeit von der Hydratation wird in [92] über das wirksame Alter t_e modelliert. Für die Betone werden dabei folgende Aktivierungsenergien experimentell ermittelt:

$$E_a = \begin{cases} 45,114 \text{ kJ/mol für CEM III/A 325} \\ 58,80 \text{ kJ/mol für CEM II/A 425-L} \end{cases} .$$

Siehe auch Kap. 5.2.

Es wird festgestellt, dass sich die Wärmeleitfähigkeit in den ersten 48 Stunden stark ändert. Danach kann sie als konstant angesehen werden. Das entspricht auch den Quellen [99, 153]. Für die Kalkstein-Betone wird folgender

empirischer Zusammenhang unabhängig von der Zementsorte festgestellt:

$$\frac{\lambda(t_e)}{\lambda_{20}} = 0,92 + 0,08 \cdot \exp\left(\frac{-8,2}{t_e}\right) \text{ mit } \lambda_{20} = 2,75 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K}). \quad (5.11)$$

Die Untersuchungen aus [99] zeigen ebenso, dass die Wärmeleitfähigkeit stark von dem verwendeten Zuschlag abhängt. Für Kiessand-Betone nimmt λ_c Werte zwischen 3,0 und 3,5 W/(m·K), für Basalt-Betone Werte zwischen 1,9 und 2,2 W/(m·K) an. Deshalb wird in [122] folgende Schätzung für λ_c vorgeschlagen:

$$\lambda_c = 1,2 \cdot \lambda_{c0}. \quad (5.12)$$

Tab. 5.3.: Statistische Parameter der Wärmeleitfähigkeit der untersuchten Betone bei Annahme einer Lognormalverteilung und einem Variationskoeffizienten von 4%

Rezeptur	λ_c [W/(m·K)]						
	ICO-01	ICO-02	ICO-03	ICO-04	ICO-05	ICO-06	ICO-07
Mittelwert	3,194	3,170	3,190	3,130	3,179	3,220	3,212
Standardabw.	0,128	0,127	0,128	0,125	0,127	0,129	0,128
Variationskoef.	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04

Zusammenfassend lässt sich feststellen: Die Gl.(5.3) liefert im Mittel zu niedrige Werte (etwa 20%). Ein Vergleich mit Messwerten zeigt, dass eine Korrektur nach Gl.(5.12) eine gute Näherung darstellt. Die Literaturoauswertung zeigt, dass die Streuungen der Messergebnisse auch bei etwa 4% liegen. Die Wärmeleitfähigkeit im Bauwerk scheint deutlich höheren Schwankungen zu unterliegen (etwa 14%, [96]). Die Wärmeleitfähigkeit wird ebenfalls als zeitinvariante Größe aufgefasst. Die Auswertung der Literaturangaben für λ_c ergibt, dass eine Lognormalverteilung für λ_c angenommen werden kann. Der Variationskoeffizient wird mit 4% angenommen.

5.2. Wärmefreisetzung, Aktivierungsenergie und Hydratationsgrad

Definition des Hydratationsgrades In der Temperaturspannungsanalyse hat es sich durchgesetzt, den Hydratationsgrad näherungsweise mit dem Grad der Wärmefreisetzung gleichzusetzen [139]. Für den Fall der Anwendung der

adiabatischen Kalorimetrie ist

$$\alpha(t) \approx \frac{Q_{ad}(t)}{Q_{pot}}. \quad (5.13)$$

Darin ist Q_{pot} maximale Wärmefreisetzung des Betons, Q_{ad} die adiabatische Wärmefreisetzung. Q_{ad} wird aus der gemessenen adiabatischen Temperaturerhöhung ΔT_{ad} bestimmt:

$$\Delta T_{ad}(t) = \frac{Q_{ad}(t)}{c_c \cdot \rho_c}. \quad (5.14)$$

Analog lässt sich auch ein Grenzwert für die maximale adiabatische Temperaturerhöhung ΔT_{pot} angeben:

$$\Delta T_{pot} = \frac{Q_{pot}}{c_c \cdot \rho_c}. \quad (5.15)$$

Also lässt sich der Hydratationsgrad näherungsweise durch

$$\alpha(t) \approx \frac{\Delta T_{ad}(t)}{\Delta T_{pot}} \quad (5.16)$$

bestimmen.

Maximale Wärmefreisetzung Die maximale Wärmefreisetzung Q_{pot} wird durch die Superposition der individuellen Wärmefreisetzungen Q_i der einzelnen Klinkerphasen des Portland-Zements bestimmt. Es ist

$$Q_{pot} = C \cdot \left[(1 - m_{SL}) \cdot \sum_{i=1}^6 m_i \cdot Q_i + m_{SL} \cdot Q_7 \right] + FA \cdot Q_8. \quad (5.17)$$

Hierin sind Q_1, \dots, Q_8 die individuellen Wärmefreisetzungen der Klinkerphasen, des freien CaO und des MgO sowie des Hüttensandes und der Flugasche in kJ/kg gemäß Tab. 5.4. m_1, \dots, m_6 und m_{SL} bezeichnen die zugehörigen Massenanteile. C und FA bezeichnen den Zement-, Flugaschegehalt des Betons in kg/m³.

Zur Berechnung des Phasenbestandes empfiehlt sich das Verfahren von Bogue [10]. Nach [122] gilt:

$$\begin{aligned} m(C3S) &= 4,071 CaO - 7,6024 SiO_2 - 1,4297 Fe_2O_3 \\ &\quad - 6,7189 Al_2O_3 - 2,852 SO_3 \\ m(C2S) &= 2,8675 SiO_2 - 0,7544 \cdot m(C3S) \\ m(C3A) &= 2,6504 Al_2O_3 - 1,692 Fe_2O_3 \\ m(C4AF) &= 3,0432 Fe_2O_3. \end{aligned} \quad (5.18)$$

Tab. 5.4.: Anhaltswerte individueller Hydratationswärmen in kJ/kg (aus [122])

Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6	Q_7	Q_8
C3S	C2S	C3A	C4AF	freies CaO	freies MgO	SL	FA
500	250	1340	420	1150	840	290	35

Klinkerphasen Die Literaturlauswertung in [15] empfiehlt die Verwendung der Bogue-Methode, da die anderen bekannten Verfahren keine wesentliche Verbesserung in den Aussagen bringen, zumal die experimentelle Verifikation sehr schwierig ist. Für die Klinkerphasen werden in [15] Variationskoeffizienten zwischen 6% und 15% angegeben (vergl. Abb. 5.3).

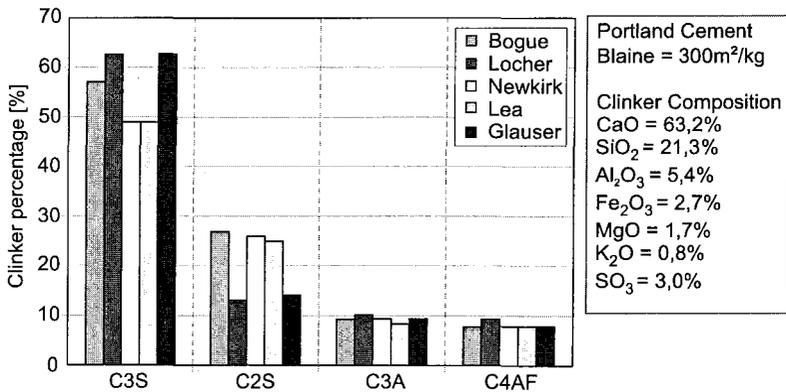


Abb. 5.3.: Vergleich von Berechnungen der Klinkerphasen eines Portland-Zements mit Hilfe verschiedener Ansätze der Literatur (aus [15])

Eigene Untersuchungen werden in [77] präsentiert. Die verwendeten Zemente der Tab. B.1 zeigen Werte für die Variationskoeffizienten der Klinkerphasen 0,08% und 3,3%. In der Untersuchung wird die Annahme der Normalverteilung bestätigt. Im Anhang B sind die Parameter der Zementanalysen und ihre statistischen Auswertungen aus [77] zu finden.

Maximale Wärmefreisetzung In [15] wird außerdem ein Vergleich der Berechnungsmethoden für Q_{pot} präsentiert. Es wird ein Variationskoeffizient zwischen 4% und 7% bei Anwendung verschiedener Methoden festgestellt.

Die Berechnung von Q_{pot} nach Bogue wurde ursprünglich nur für CEM I-Zemente entwickelt. Für alle anderen Zemente liefert diese Methode nur Näherungen. In [15] wird in diesem Fall von einem Variationskoeffizienten von

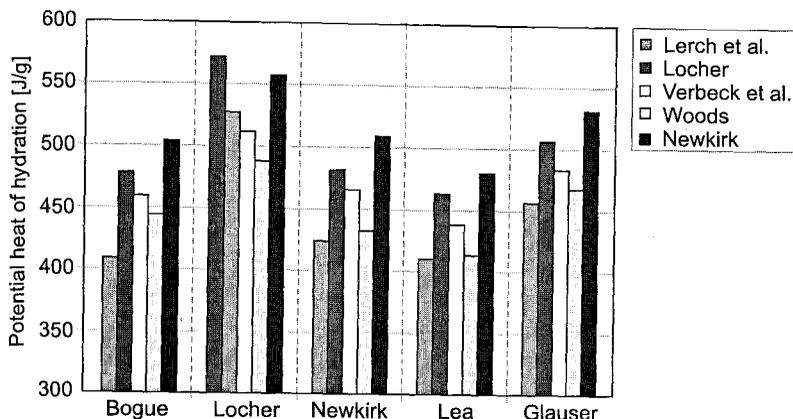


Abb. 5.4.: Vergleich von Berechnungen der maximalen Wärmefreisetzung eines Portland-Zements mit Hilfe verschiedener Ansätze der Literatur (aus [15])

maximal 7,5% berichtet.

In [77] werden die statistischen Eigenschaften von Q_{pot} von CEM I- und CEM III/B-Zementen mit Hilfe der Monte-Carlo Methode und den Gleichungen (5.17) und (5.18) untersucht. Grundlage sind dabei die statistischen Analysen der mehrjährigen Analysen der Zemente. Dabei wird ein Variationskoeffizient von 1,5% für CEM I Zemente und ein Variationskoeffizient von 2,3% für CEM III Zemente festgestellt. Die Annahme einer Normalverteilung wird auf einem Signifikanzniveau von 5% bestätigt.

Somit wird vorgeschlagen, Q_{pot} mit Hilfe der Bogue-Methode (Tab. 5.4 und Gl.(5.18)) für alle Zementarten zu bestimmen. Dabei wird Q_{pot} als normalverteilte Zufallsvariable betrachtet. Die Mittelwerte und Variationskoeffizienten werden aus den Zementanalysen geschätzt. Die Tab. 5.5 fasst die ermittelten Kennwerte für die untersuchten Betone zusammen.

Tab. 5.5.: Statistische Kennwerte der Hydratationswärme Q_{pot} für die untersuchten Betone bei Annahme einer Normalverteilung

Rezeptur	Q_{pot} [kJ/m ³]						
	ICO-01	ICO-02	ICO-03	ICO-04	ICO-05	ICO-06	ICO-07
Mittelwert	141078	173153	102322	140629	107806	102374	96149
Standardabw.	2116	2597	2046	3234	2480	2355	2211
Variationskoef.	0,015	0,015	0,02	0,023	0,023	0,023	0,023

Aktivierungsenergie Die Prognose von Zwangsspannungen aus abfließender Hydratationswärme setzt eine Transformation der durch die Hydratation gesteuerten Prozesse auf einen Referenzprozess voraus. Der zeitliche Verlauf dieses Referenzprozesses wird im wesentlichen von der Aktivierungsenergie E_a gesteuert. Die Bestimmung von E_a ist weiterhin Gegenstand der aktuellen Forschung. Einen Überblick zum Stand der Technik geben die Arbeiten [1], [24], [74], [130], [143]. Die benötigten Kennwerte für das Modell aus Abschn. 2.6 werden aus der Literatur gewonnen. Die Tab. D.5 fasst die gefundenen Werte aus einer Vielzahl von Literaturquellen zusammen. Die angegebenen Werte der Aktivierungsenergie sind großen Schwankungen unterworfen. Dies ist auch durch die Methoden ihrer Bestimmung zu erklären. Die wichtigsten Gründe sind:

- Aktivierungsenergien abgeleitet aus (teil)adiabatischer Kalorimetrie und Druckfestigkeiten ergeben nicht die gleichen Kennwerte (unterschiedliche Mikrostruktur).
- Untersuchungen an Mörteln oder Betonen ergeben ebenfalls signifikante Unterschiede.
- Einige Autoren verallgemeinern den Begriff der Alterstransformation. Sie unterstellen, dass die Aktivierungsenergie von der Betoneigenschaft, wie z.B. mechanischen Kurzzeiteigenschaften oder viskoelastischem Verhalten abhängt. So können deutlich höhere Werte für E_a erhalten werden. [48, 55, 154].

Das RILEM TC-119 TCE empfiehlt die Verwendung des Ansatzes nach P. Freiesleben Hansen / E.J. Petersen [45]. Demnach berechnet sich das wirksame Alter t_e zu:

$$t_e = \int_0^t k_T(\tau) d\tau \quad (5.19)$$

mit

$$k_T(\tau) = \exp\left(\frac{E_a}{R} \cdot \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(\tau)}\right]\right) \quad (5.20)$$

Hierin bezeichnet T die Prozesstemperatur in K, E_a in J/mol und R die universelle Gaskonstante mit $R = 8,315 \text{ J}/(\text{mol}\cdot\text{K})$. Der Ansatz [45] unterstellt

eine lineare Beziehung zwischen T und E_a :

$$E_a = \begin{cases} A_{E_a} & \text{für } T \geq 20^\circ\text{C} \\ A_{E_a} + B_{E_a} \cdot (20 - T) & \text{für } T < 20^\circ\text{C} \end{cases} \quad (5.21)$$

mit $A_{E_a} = 33,5 \text{ kJ/mol}$ und $B_{E_a} = 1,47 \text{ kJ}/(\text{mol}\cdot\text{K})$. Diese Beziehung behält ihre Gültigkeit in einem Temperaturbereich zwischen -10°C und 90°C und ist nur gültig für CEM I Zemente. Alleiniger Parameter dieser Transformation ist E_a . In der Literatur wird berichtet, dass der Wasser-Zement-Wert für hochfeste Betone nur einen sehr kleinen Einfluss auf E_a ausübt. Das Gleiche gilt auch für die Gesteinskörnung. Maßgebend dagegen sind die Zementart (Festigkeit, Mahlfineinheit, Zusammensetzung), weitere Zusatzstoffe und Zusatzmittel, sowie die Temperatur.

Hintzen vergleicht in seiner Arbeit [59] den Ansatz Gl.(5.21) mit der c-Wert Methode [7], [19], [152]. In der niederländischen Zementindustrie wird diese Methode systematisch auf die nationalen Zemente angewendet. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen haben Eingang in die niederländischen Normen gefunden. Die Tab. 5.6 zeigt die c-Werte verschiedener Normzemente gemäß NEN5970 [7].

Tab. 5.6.: Aktivierungsenergie und c-Wert verschiedener Zemente gemäß NEN5970 [7]

Zementart	c- Wert [-]	E_a [kJ/mol]
ENCI CEM I 32,5 R	1,25	27,96
ENCI CEM I 52,5	1,25	27,96
ENCI CEM I 52,5 R	1,25	27,96
ENCI CEM II/B-V 32,5 R	1,25	27,96
ENCI CEM III/B 42,5 LHHS	1,65	44,65
ENCI CEM III/B 42,5 LHHS plus	1,60	42,66
ENCI CEM III/A 52,5	1,40	34,26
ENCI CEM V/A 42,5	1,40	34,26

Eine Übertragung auf deutsche Zemente ist in [19] zu finden. Dieses Vorgehen gestattet eine Abschätzung von E_a auch für Nicht-CEM I-Zemente. Dazu wird in [59] folgender empirischer Zusammenhang zwischen dem c- Wert $c(SL)$ und der Aktivierungsenergie vorgeschlagen:

$$\frac{E_a}{R} = 5050 \cdot c(SL) - 2950. \quad (5.22)$$

Auf eine Temperaturkompensation unterhalb von 20°C wird verzichtet, da diese Beziehung gute Näherungen für E_a im Bereich zwischen 10°C und 70°C

liefert. Der c -Wert wird in Abhängigkeit des Anteils an Hüttensand (SL) gewählt. Die Tab. 5.7 schlägt eine Einordnung der Zemente gemäß DIN1164 und DIN EN196 in dieses Konzept vor [19]. Die Werte werden in [78] für CEM III-Zemente bestätigt.

Tab. 5.7.: Zuordnung von Aktivierungsenergie und Zementen nach DIN 1164-1(1994) und DIN EN196

PZ- Gehalt [M%]	c- Wert [-]	E_a [kJ/mol]	Zementart
10 - 34	1,6	42,66	CEM III/B
35 - 49	1,5	38,46	CEM III/A
50 - 64	1,4	34,26	CEM III/A
65 - 79	1,36	32,26	CEM II/B-S
80 - 94	1,33	31,32	CEM II/A-S
> 91	1,3	30,06	CEM I

Tab. 5.8.: Verschiedene Aktivierungsenergien deutscher CEM III- Zemente nach [78]

Zementart	c- Wert [-]	E_a [kJ/mol]
CEM III/A 42,5	1,3	30,06
CEM III/A 32,5	1,45	36,36
CEM III/A 32,5 NWHS	1,4	34,26
CEM III/B 32,5 NWHS	1,6	42,66

Jonasson modelliert in [66] die Temperaturabhängigkeit der Aktivierungsenergie von CEM I-Betone durch den Ansatz

$$E_a = \Theta_{ref} \cdot \left(\frac{30}{T + 10} \right)^\kappa \tag{5.23}$$

mit $\Theta_{ref} = 47,39$ kJ/mol und $\kappa = 0,54$. Eine umfangreiche Sammlung von Wertepaaren nach diesem Ansatz für Normalbetone und hochfeste Betone mit CEM I- und CEM II-Zementen ist in [55] zu finden.

V. Breugel untersucht in [16] die Temperaturabhängigkeit von E_a an CEM I- und CEM III-Betonen mit Wasser-Zement-Werten zwischen 0,4 und 0,6 mittels teiladiabatischer Kalorimetrie. Die Studie ergibt keine ausgeprägte Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Wert bei Aktivierungsenergien von 35 kJ/mol (CEM I 52,5 R) und 40 kJ/mol (CEM III/B 42,5 LHHS). Dabei werden Werte zwischen 20 kJ/mol und 50 kJ/mol gemessen. Diese Spannweite entspricht einem Variationskoeffizient zwischen 8% und 17%.

Lura et.al. stellt in [85] einen vereinfachten Ansatz von v.Breugel aus [12] vor. Er berücksichtigt den C_3S -Gehalt des Zements. Er lautet:

$$E_a = 30 + 0,33 \cdot m(C_3S) \text{ kJ/mol.} \quad (5.24)$$

Dieser Ansatz beruht auf Literaturwerten und bedarf noch der experimentellen Absicherung.

Morabito untersucht die Aktivierungsenergie in [93]. Er vergleicht dabei die Verwendung zweier verschiedener Zemente - CEM III/A 32,5 und CEM II 42,5 A-L - bei einem Wasserzementwert von 0,58 und einem Zementgehalt von 300 kg/m^3 . Morabito verwendet die adiabatische Kalorimetrie und setzt die Gültigkeit des Ansatzes von Gl.(5.22) voraus. Die ermittelten Werte sind in Tab.D.5 zu finden. Aus den Messwerten wird ein Variationskoeffizient von ca. 8% abgeleitet.

In [56] wird über die Ermittlung der Aktivierungsenergie einer Rezeptur ähnlich zum Beton ICO-02 im Rahmen eines Ringversuchs berichtet. Es wird der gleiche Zement verwendet (CEM I 52,5 R-LA). Die Aktivierungsenergie wird über die teiladiabatische Kalorimetrie bestimmt und durch umfangreiche Druckfestigkeitsprüfungen abgesichert. Dabei werden folgende Werte festgestellt: $A_{E_a} = 26,18 \text{ kJ/mol}$ und $B_{E_a} = 1,169 \text{ kJ/(mol}\cdot\text{K)}$ bei einem Variationskoeffizient von ca. 6,7%.

Eine sehr umfangreiche Untersuchung der Abhängigkeit der Aktivierungsenergie von der Prozesstemperatur und dem Hydratationsgrad wird von D'Aloia in [1] präsentiert. Hier wird die teiladiabatische Kalorimetrie verwendet. Die Ergebnisse zu E_a werden mittels Druckfestigkeitsuntersuchungen überprüft. Betrachtet werden dort Betone und Mörtel mit Wasserzementwerten zwischen 0,4 und 0,6. Verwendung finden Rezepturen mit CEM I, CEM III/A und CEM IV/A der Festigkeitsklassen 42,5 und 52,5. Teile des Bindemittels werden durch Silikastaub und Flugasche ersetzt.

Die Untersuchungen bestätigen, dass E_a nur wenig vom Wasserzementwert abhängt. Vielmehr ist die mineralogische Zusammensetzung von entscheidender Bedeutung. Das gilt insbesondere für den Gehalt an C_3S . Eine Korrektur für Temperaturen unter 20°C wird ebenfalls nicht erwogen. Für französische Standardzemente vom Typ CEM I 52,5 werden Werte zwischen 37,7 und $46,5 \text{ kJ/mol}$ angegeben. Der Variationskoeffizient für alle Ergebnisse wird mit ca. 10% bis 15% angegeben.

So lassen sich folgende Schlussfolgerungen für diese Arbeit ableiten: die Aktivierungsenergie wird mit Hilfe der Gl.(5.22) in Kombination mit Tab.5.7 abgeschätzt. Dabei wird die Temperaturkompensation für Prozesstemperatur

Tab. 5.9.: Statistische Parameter für E_a bei Annahme einer Normalverteilung und einem Variationskoeffizient von 9% (A_{Ea} : [J/mol]; B_{Ea} : [J/(mol·K)])

Rezeptur	ICO-01		ICO-02		ICO-03, ICO-05 ICO-06, ICO-07		ICO-04	
	A_{Ea}	B_{Ea}	A_{Ea}	B_{Ea}	A_{Ea}	B_{Ea}	A_{Ea}	B_{Ea}
Mittelwert	33500	1470	26000	1200	34260	1050	42660	1120
Standardabw.	3015	132	2340	108	3083	95	3839	101
Variationskoef.	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09

ren unter 20 °C nach Gl.(5.21) durch folgende Erweiterung realisiert:

$$\frac{E_a}{R} = 5050 \cdot c(SL) - 2950 + 84 \cdot c(SL) \cdot (20 - T). \quad (5.25)$$

Die Erweiterung basiert auf den Versuchen [93, 123]. Da sich die mineralischen Komponenten als normalverteilte Zufallsvariable auffassen lassen und E_a linear von dem Anteil des Hüttensandes abhängt, wird E_a selbst als normalverteilt angenommen. Der mittlere Variationskoeffizient aller Literaturangaben beträgt - unabhängig von der Zementsorte - 9,4%. Daher wird in dieser Arbeit der Variationskoeffizient unabhängig von der Zementsorte betrachtet und mit 9% angenommen. Die Tab. 5.9 fasst alle statistischen Kennwerte der Parameter A_{Ea} und B_{Ea} zusammen.

Hydratationsgrad Die zeitliche Entwicklung der Hydratation wird z.B. durch die Messung der adiabatischen Wärmefreisetzung des Betons und mit Hilfe der Gl.(5.16) erfasst.

Die Literatur nennt eine Vielzahl von mathematischen Formulierungen zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Hydratationsgrades. Sie wird in der Regel durch stetige Funktionen beschrieben. Die Parameter dieser mathematischen Formulierungen fließen direkt in die Temperaturspannungsanalyse ein und sind als Basisvariablen zu betrachten.

Die Parameter werden durch nichtlineare Regression berechnet. Dieses Vorgehen legt die statistischen Kenngrößen fest. Damit hängen diese Größen von der Betonzusammensetzung, der Frischbetontemperatur, dem Versuchsaufbau, der Versuchsdurchführung, der Auswertungsmethode u.a.m. ab. Diese Zusammenhänge treffen natürlich auch auf alle anderen Werkstoffwerte zu. In diesem Zusammenhang gibt es nur wenige verbindliche und umfassende Richtlinien und Empfehlungen. Daher sei darauf hingewiesen, dass die statistischen Kenngrößen nur in ihrem Kontext beurteilt werden können.

In der numerischen Temperaturspannungsanalyse werden verschiedene Modelle (M) verwendet. Es haben sich Ansätze (M) bewährt, die bis zu vier Freiwerte in ihre Definition aufnehmen, also

$$\text{cal } \alpha(t_e) \approx f^{(M)}(t_e, a, b, c, d). \quad (5.26)$$

Einen Überblick über weitere Ansätze geben die Arbeiten [138, 139]. Aus der großen Vielzahl der Ansätze werden die folgenden untersucht:

IPACS (Modell I): Der Ansatz aus IPACS [63] geht auf die Arbeit von Jonasson et al. [55, 66, 154] zurück. In der obigen Notation lautet er

$$f^{(I)}(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \exp \left(-a \cdot \left(\ln \left(1 + \frac{t_e}{b} \right) \right)^{-c} \right). \quad (5.27)$$

JSCE (Modell J): Der in der Richtlinie JSCE [65] verankerte Ansatz lautet:

$$f^{(J)}(t_e, a, b, c, d) = d \cdot (1 - \exp(-b \cdot t_e)). \quad (5.28)$$

HETEK (Modell H): Der in der Richtlinie HETEK [58] verankerte Ansatz geht auf die Arbeiten von Freiesleben Hansen et al. [45] zurück. Er lautet:

$$f^{(H)}(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \exp \left(-a \cdot \left(\frac{t_e}{b} \right)^{-c} \right). \quad (5.29)$$

t_e bezeichnet wieder das wirksame Alter in Stunden. Aus der Hydratation lässt sich ableiten, dass die Zeitfunktion der Wärmeentwicklung eine horizontale Tangente im Ursprung besitzen muss. Die Hydratation strebt asymptotisch einem Endwert zu, der durch die vollständige Umsetzung der Klinkerphasen bzw. durch die starke Verlangsamung der Hydratation durch Selbst-austrocknung gekennzeichnet ist.

Ansätze mit mehr als zwei Parametern sind überbestimmt und die Parameter dieser Ansätze sind nicht unabhängig voneinander. Dennoch werden in der Praxis überbestimmte Ansätze verwendet, da sie im Einzelfall in der Lage sind, als Interpolationsfunktion die Messwerte besser wieder zu geben. Aus der Sicht eines konstitutiven Stoffmodells für die Planungsphase ist dieses Vorgehen ungeeignet.

Vergleich ausgewählter Ansätze In der Literatur wird der Ansatz nach Gl. (5.27) mit bis zu vier Parametern verwendet ([66], [91], [104]). Um die Auswirkung der Überbestimmtheit zu untersuchen, werden diese Ansätze (Gl.(5.27) bis Gl.(5.29)) exemplarisch auf die Daten der Rezepturen aus Tab. C.1 und Tab. C.2 angewendet. Dabei werden umfangreiche statistische Tests - insbesondere zur minimalen Anzahl der benötigten Parameter - durchgeführt. Das Signifikanzniveau wird stets zu 5% gewählt. Die statistischen Grundlagen sind z.B. [129] zu entnehmen.

Als Datengrundlage stehen die Ergebnisse von umfangreichen Prüfungen zur Verfügung. In diesem Abschnitt werden nur die Ergebnisse für die Rezeptur ICO-02 dargestellt. Diese Rezeptur wurde im Rahmen eines europäischen Ringversuchs, an dem das iBMB teilgenommen hat, untersucht. Eine ausführliche Darstellung der anderen Ergebnisse ist im Anhang zu finden.

Das Ergebnis der Untersuchungen für den Beton ICO-02 ist in Tab. 5.10 dargestellt. Erwartungsgemäß zeigen die überbestimmten Ansätze deutlich kleinere Korrelationskoeffizienten R^2 und maximale Fehler $\max \delta$. Dennoch ist die Vertrauenswürdigkeit der drei- u. vierparametrischen Ansätze deutlich geringer einzustufen. Dies zeigt ein Blick auf die Variationskoeffizienten und Konfidenzintervalle der Regressionsparameter. V_x liegt bei dem Modell I-4p zwischen 1% und 107% und bei dem Modell I-3p zwischen 68% und 246%. Die entsprechenden Werte der anderen Ansätze sind um ein Vielfaches kleiner. Das Gleiche gilt auch für die Längen der Konfidenzintervalle. Weiterhin wechseln die Quantilwerte der überbestimmten Ansätze ihr Vorzeichen.

Zu jedem der vier Parameter $p = a, \dots, d$ wird die Null-Hypothese „Parameter überflüssig ($p = 0$)“ überprüft. Für jedes der 12 durchgeführten Messungen ergab sich eine Wahrscheinlichkeit von mindestens 20%, dass die Parameter a und d keine Verbesserung der Aussagekraft liefern, also in der Definition des Modells überflüssig sind.

In Abb. 5.5 ist der zeitliche Verlauf des Hydratationsgrades in Abhängigkeit des wirksamen Alters für die Rezeptur ICO-02 dargestellt. Es sind sowohl die Ergebnisse der Einzelmessungen als auch der Modellierungen in der Abbildung dokumentiert. Zu erkennen ist, dass nur der vierparametrische Ansatz im Streuband der Messwerte liegt. Alle anderen Ansätze zeigen deutliche Überschätzungen von α_m im Anfangsbereich der Hydratation ($\alpha \leq 0,3$). Dabei ist der maximale Fehler des Ansatzes nach Modell H-2p etwa doppelt so groß, wie der maximale Fehler des Ansatzes nach Modell I-2p. Der Ansatz Modell I-3p zeigt keinen Vorteil gegenüber den anderen Ansätzen.

Daher wird in dieser Arbeit der Ansatz I-2p (Jonasson et al.) verwendet.

Tab. 5.10.: Auswertung ausgewählter Ansätze zur zeitlichen Beschreibung des Hydratationsgrades am Beispiel der Rezeptur ICO-02

		Jonasson et al.			Freisleben Hansen et al.	
ICO-02		4p	3p	2p	2p	
n	-	12	12	12	12	
a	\bar{x}	-	4,79	1,34	1	1
	s	-	5,15	2,26	-	-
	V_x	-	1,07	1,69	-	-
	$x_{5\%}$	-	-5,31	-3,26	-	-
	$x_{95\%}$	-	14,88	5,94	-	-
b	\bar{x}	h	2,71	7,88	12,5	21,94
	s	h	1,90	19,35	0,92	0,54
	V_x	-	0,70	2,46	0,07	0,02
	$x_{5\%}$	h	-1,02	-31,45	9,54	20,22
	$x_{95\%}$	h	6,44	47,20	15,4	23,66
c	\bar{x}	-	2,40	1,10	0,98	0,45
	s	-	0,52	0,75	0,14	0,09
	V_x	-	0,22	0,68	0,14	0,20
	$x_{5\%}$	-	1,39	-2,62	0,54	0,16
	$x_{95\%}$	-	3,42	0,42	1,43	0,74
d	\bar{x}	-	0,80	1	1	1
	s	-	0,01	-	-	-
	V_x	-	0,01	-	-	-
	$x_{5\%}$	-	0,79	-	-	-
	$x_{95\%}$	-	0,82	-	-	-
R^2	%	99,92	99,83	98,75	94,29	
max δ	%	0,6	3,14	3,17	5,8	

Er lautet

$$\alpha(t_e, t_{k,I}, c_{1,I}) = \exp\left(-\left(\ln\left(1 + \frac{t_e}{t_{k,I}}\right)\right)^{c_{1,I}}\right). \quad (5.30)$$

Als alternative Formulierung kann auch der Ansatz H-2p (Hansen et al.) verwendet werden:

$$\alpha(t_e, t_{k,H}, c_{1,H}) = \exp\left(-\left(\frac{t_e}{t_{k,H}}\right)^{c_{1,H}}\right). \quad (5.31)$$

Die nötige Alterstransformation wird dabei stets mit den Referenzmodell aus Abschn. 5.2 realisiert.

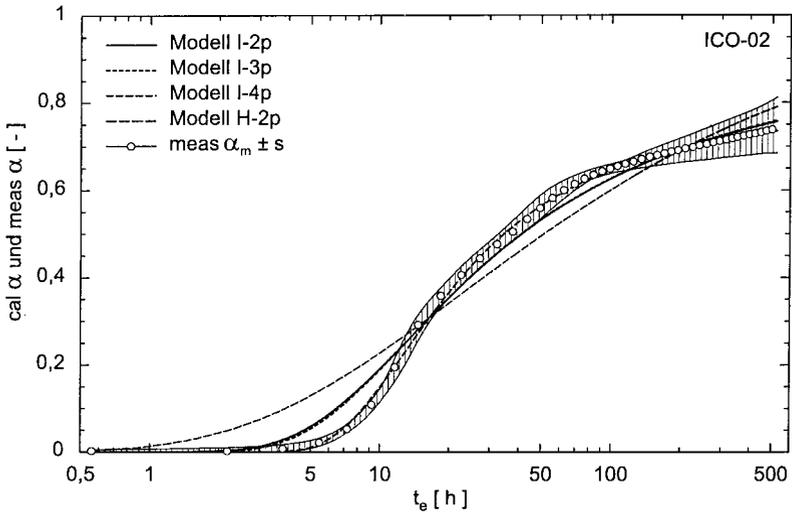


Abb. 5.5.: Zeitliche Entwicklung des Hydratationsgrades für die Rezeptur ICO-02

Einfluss der Auswertungsmethode Die Auswertungsmethode besitzt einen direkten Einfluss auf die Modellparameter a bis d. Das zeigen beispielhafte Auswertungen im Anhang D der Rezeptur ICO-02 für die Parameter $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$.

In der Tab. D.3 wird eine Abschätzung zum Einfluss der Anzahl der Messpunkte der adiabatischen Kalorimetrie gegeben. Dieser Einfluss kann vernachlässigt werden.

In der Tab. D.7 wird der Einfluss des maximal gemessenen Hydratationsgrades aufgezeigt. Die Mindestlaufzeit einer kalorimetrischen Messung sollte mindestens fünf Tage bzw. einem gemessenen Hydratationsgrad von 60% entsprechen.

Abschließend wird der Einfluss der Variation der volumenspezifischen Wärmekapazität auf die Auswertung der Hydratationsgradentwicklung aufgezeigt. Die Tab. D.8 bestätigt die in erster Näherung bestehenden linearen Abhängigkeiten der Regressionsparameter von der maximalen adiabatischen Temperaturerhöhung. Somit sollte die in der Auswertung verwendete volumenspezifische Wärmekapazität immer mit angegeben werden. Das entspricht auch den Erfahrungen anderer Autoren (z.B. [121]).

Vergleichbarkeit und Wiederholbarkeit der adiabatischen Kalorimetrie In [139] (TC-119TCE, 1996) und [91] (IPACS, 2000) wird über die Ergebnisse internationaler Ringversuche zur Evaluierung der adiabatischen Kalorimetrie berichtet, an denen auch das iBMB teilgenommen hat. Die Ergebnisse dieser Versuche dienen dazu, Aussagen über die Vergleichbarkeit und der Wiederholbarkeit der Versuchsergebnisse des iBMB zu liefern. Das Datenmaterial stammt aus den Quellen [48, 77, 91, 139].

Im Forschungsprogramm des TC-119TCE wird ein Portlandzement- Beton von neun Institutionen untersucht. Im Forschungsprogramm IPACS sind fünf Partner an der Untersuchung des Betons ICO-02 beteiligt. Es werden insgesamt 9 bzw. 12 Serien untersucht. Berichtet wird von Variationskoeffizienten von 9,2% bzw. 2,6%. Die statistische Analyse der Varianzen und Mittelwerte dieser Ringversuche führen zu folgender Einschätzung der Qualität der adiabatischen Kalorimetrie am iBMB: Festzustellen ist, dass die Qualität der Untersuchungen auf hohem Niveau in den letzten Jahren gleich geblieben ist. Es besteht kein signifikanter Unterschied in den Streuungen der verschiedenen Ringversuche.

Frischbetontemperatur und gemessene adiabatische Temperaturerhöhung

Es ist zu erwarten, dass sich die Schwankungen der gemessenen Frischbetontemperatur und der gemessenen adiabatischen Temperaturerhöhung direkt in den Schwankungen der Formparameter widerspiegeln. Daher werden die statistischen Eigenschaften von T_{c0} und ΔT_{pot} in den Tabellen für die Rezepturen im Anhang angegeben. Für ΔT_{pot} werden Variationskoeffizienten zwischen 3 und 10% festgestellt. Die Variationskoeffizienten der Frischbetontemperatur liegen in der gleichen Größenordnung.

Bestimmung der Verteilung Mit den Versuchswerten der Rezeptur ICO-01 wird der Typ der Verteilungen der Parameter $c_{1,I}$, $t_{k,I}$, $c_{1,H}$ und $t_{k,H}$ festgelegt. Dabei wird angenommen, dass der Stichprobenumfang von mehr als 20 Realisationen ausreichend ist. Weiterhin wird angenommen, dass die Verteilungen unabhängig von der Rezeptur sind und für alle anderen Rezepturen übernommen werden können. Untersucht werden die Hypothesen zur Annahme einer Normalverteilung bzw. Lognormalverteilung.

Die Hypothesen werden mit dem Kolomogorov-Smirnoff-Test (K-S) und dem χ^2 -Anpassungstest überprüft (siehe z.B. [129]). Das Signifikanzniveau wird zu 95% gewählt. Als Vergleichskriterium der Tests wird der Ausnutzungsgrad v gewählt. Der Ausnutzungsgrad eines Tests ist durch das Ver-

Tab. 5.11.: Ausnutzungsgrade der Hypothesen - Tests zur Bestimmung der Verteilungen der Parameter $c_{1,I}$, $t_{k,I}$, $c_{1,H}$ und $t_{k,H}$

ICO-01 v [%]	$t_{k,I}$		$c_{1,I}$		$t_{k,H}$		$c_{1,H}$	
	NV	LNV	NV	LNV	NV	LNV	NV	LNV
χ^2	65	47	76	92	79	67	82	111
K-S	17	16	26	31	30	34	31	42
R^2 [%]	94	94	99	94	100	82	83	45

Tab. 5.12.: Teststatistik zur Ermittlung der stochastischen Unabhängigkeit der Parameter $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$

		$c_{1,I}[-]$		
		Klassen	kleiner -0,88	größer -0,88
$t_{k,I}[\text{h}]$	kleiner 14,28	1	3	4
	14,28 bis 15,87	3	2	5
	15,87 bis 17,45	4	2	6
	größer 17,45	2	3	5
SPS		10	10	20
FG = 3; $\alpha = 0,05$; TG = 1,03; $\chi^2_{3,0,05} = 7,81$				

hältnis der Testgröße zum zugehörigen Grenzwert definiert.

Die Ergebnisse der 16 durchgeführten Tests zeigt Tab.5.11. Von den 16 Tests führt nur einer zur Ablehnung der Verteilungsannahme (Null-Hypothese). Die Annahme der Normalverteilung kann bei allen vier Parametern nicht abgelehnt werden. Die gleiche Tendenz zeigt der Vergleich der Korrelationskoeffizienten aus der nichtlinearen Regressionsanalyse bei Annahme der zugehörigen Verteilungstypen. So ist von einer Normalverteilung der Parameter $c_{1,I}$, $t_{k,I}$, $c_{1,H}$ und $t_{k,H}$ auszugehen. Das entspricht auch der Sichtweise aus [48].

Stochastische Unabhängigkeit Aus der Sicht einer zuverlässigkeitsorientierten Temperaturspannungsanalyse ist die Frage zu klären, ob die Parameter $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$ bzw. $t_{k,H}$ und $c_{1,H}$ voneinander stochastisch unabhängig sind. Diese Fragestellung wird repräsentativ für die Messdaten der Rezeptur ICO-01 untersucht.

Die Bewertung der stochastischen Unabhängigkeit erfolgt mit Hilfe der linearen Regression und dem χ^2 -Unabhängigkeitstest z.B. [129]. Die Abb. 5.6 zeigt die Ergebnisse der linearen Regression.

Für beide Ansätze werden nur kleine Korrelationskoeffizienten (<15%) fest-

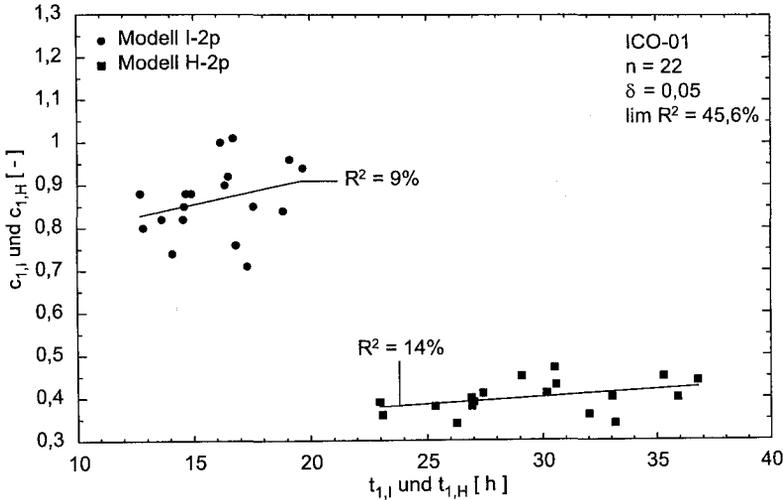


Abb. 5.6.: Statistischer Zusammenhang zwischen den Parametern $c_{1,I}$, $t_{k,I}$, $c_{1,H}$ und $t_{k,H}$

gestellt. Diese Werte sind bei einem Stichprobenumfang von ca. 20 und einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5% wahrscheinlich nicht von Null verschieden. Dazu ist ein Korrelationskoeffizient von ca. 46% notwendig. Die Hypothese der Abhängigkeit kann nicht bestätigt werden. Der χ^2 -Unabhängigkeitstest bestätigt ebenfalls dieses Ergebnis (vgl. Tab. 5.12). Daher wird von einer stochastischen Unabhängigkeit der Parameter $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$ bzw. $t_{k,H}$ und $c_{1,H}$ ausgegangen.

5.3. Wärmedehnzahl

Die Wärmedehnzahl α_T des Betons hängt von zahlreichen Parametern ab (s. Tab. 5.13): Wärmedehnzahl α_{TA} des Zuschlags und anteiliges Volumen V_A ; Wärmedehnzahl α_{TCS} des Zementsteins und anteiliges Volumen V_{TCS} ; verdampfbarer Feuchtigkeitsgehalt des Betons.

Das bezogene Volumen des Zementsteins wird wie folgt geschätzt:

$$V_{TCS} \approx B \cdot (0,32 + W/B) \cdot 10^{-3} \quad (5.32)$$

Die Tab. 5.13 enthält Anhaltswerte der Wärmedehnzahl der Betonausgangsstoffe.

Tab. 5.13.: Anhaltswerte für die Wärmedehnzahlen der Ausgangsstoffe von Beton [123]

Stoffart	α_T [$10^{-6}/K$]	Bezeichnung
Zementstein	9 bis 12	α_{TCS}
Flugasche	7	α_{TFA}
quarzitischer Zuschlag	9 bis 13	α_{TA}
Granit	6 bis 12	
Basalt	6 bis 10	
Dolomit	5 bis 9	
Kalkstein	4 bis 8	

Mit der Beziehung

$$\alpha_{T,0} \approx \alpha_{TA} - (\alpha_{TA} - \alpha_{TCS}) \cdot V_{TCS}^n \quad (5.33)$$

kann man die Wärmedehnzahl des Betons eingrenzen, wobei der Exponent $n = 1,5$ beträgt. Die Modellunschärfe von Gl.(5.33) liegt bei $\Delta\alpha_T \pm 2 \cdot 10^{-6}/K$.

Der Zementgehalt und der Wassermenge üben - im praktischen Bereich - einen geringen Einfluss aus. Messungen zeigen, dass sich der Einfluss des Alters auf die Wärmedehnzahl auf die ersten 24 h beschränkt. Ab diesem Zeitpunkt bleibt die Wärmedehnzahl im Wesentlichen konstant. In der Praxis ergeben sich für Festbeton Mittelwerte von α_T [$10^{-6}/K$] zwischen 6 und 16 [117]. Die Tab. D.2 zeigt die Auswertung der Literatur in Bezug auf die stochastischen Eigenschaften der Wärmedehnzahl.

Die Bestimmung von α_T ist mit einer Vielzahl von Schwierigkeiten verbunden (z.B. [8], [135]). Aus diesem Grunde wird in der Zwangspannungsanalyse ein zeitunabhängiger Wert gemäß

$$\alpha_T \approx \alpha_{T,0} \quad (5.34)$$

gewählt. Der maximale Variationskoeffizient liegt bei etwa 4% (nach 2 Tagen). Das haben auch die Untersuchungen [63], [99] und [135] gezeigt (vgl. auch Tab. D.2).

5.4. Mechanische Kurzzeiteigenschaften

Nach dem Stand der Technik wird die zeitliche Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften - Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Bruchdehnung, Bruchenergie und Querkontraktionszahl - in Abhängigkeit des wirksamen Alters oder des Hydratationsgrades dargestellt. Die Pa-

Tab. 5.14.: Statistische Parameter der Wärmedehnzahl bei Annahme einer Lognormalverteilung und einem Variationskoeffizient von 4% für die untersuchten Rezepturen

Rezeptur	α_T [$10^{-6}/K$]						
	ICO-01	ICO-02	ICO-03	ICO-04	ICO-05	ICO-06	ICO-07
Mittelwert	10,93	10,92	10,93	10,91	10,93	10,94	10,94
Standardabw.	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
Variationskoef.	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04

parameter der mathematischen Formulierungen zur Beschreibung dieser Abhängigkeit werden wiederum mit Hilfe der nichtlinearen Regression aus den Messergebnissen der Betonuntersuchungen gewonnen. Damit gelten auch die in der Einleitung des Abschn. 5.2 ausgeführten Bemerkungen.

Mathematische Formulierungen In Anlehnung an das Vorgehen in Abschn. 5.2 werden aus der Vielzahl der mathematischen Formulierungen 4-parametrische Ansätze (M) betrachtet. Also

$$\text{cal } Y(t_e) \approx f_Y^{(M)}(t_e, a, b, c, d) \quad (5.35)$$

bzw.

$$\text{cal } Z(\alpha) \approx f_Z^{(M)}(\alpha, a, b, c, d). \quad (5.36)$$

Dabei bezeichnet Y bzw. Z eine mechanische Kurzzeiteigenschaft in Abhängigkeit des wirksamen Alters bzw. Hydratationsgrades. Folgende Ansätze werden verwendet:

IPACS (Modell I): IPACS [63] verwendet u.a. den folgenden Ausdruck:

$$f_Y^{(I)}(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \left\{ \exp \left(a \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{672}{t_e - b}} \right] \right) \right\}^c \quad (5.37)$$

Dieser Ansatz stellt eine Modifikation des Vorschlages des MC90 [22] dar. Er wird traditionell in den skandinavischen Ländern verwendet [68].

JSCE (Modell J): In der Richtlinie JSCE wird folgender mathematischer Ausdruck verwendet:

$$f_Y^{(J)}(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \left(\frac{t_e}{b + a \cdot t_e} \right)^c \quad (5.38)$$

HETEK (Modell H:) Die Richtlinie HETEK übernimmt die Formfunktion des Hydratationsgrades:

$$f_Y^{(H)}(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \exp\left(-\left[\frac{t_e}{b}\right]^c\right) \quad (5.39)$$

IBMB (Modell R:) Die eigenen Ansätze verwenden den Hydratationsgrad als unabhängige Größe. Sie gehen auf die Arbeiten [48], [53], [82], [121] und [122] zurück. Die mathematische Formulierung lautet:

$$f_Z^{(R)}(\alpha, a, b, c, d) = d \cdot \left(\frac{\alpha - b}{1 - b}\right)^c \quad (5.40)$$

Zur Beschreibung der Entwicklung der Eigenschaften sind grundsätzlich drei Parameter notwendig. Ein Parameter zur Beschreibung des Endwertes, ein zweiter zur Festlegung des Beginns der Entwicklung der Eigenschaft (Ende der Ruhephase) und ein dritter zur Beschreibung der Geschwindigkeit der Entwicklung.

5.4.1. Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen werden auf Würfel der Kantenlänge 200 mm bezogen. Als Zugfestigkeit wird die zentrische Zugfestigkeit betrachtet. Als E-Modul wird der Zug-E-Modul betrachtet. Für Temperaturspannungsanalysen wird der Druck-E-Modul dem Zug-E-Modul gleichgesetzt. Der E-Modul wird als Sekanten-Modul definiert.

Über die Prüfbedingungen der einzelnen Größen geben die Arbeiten [48], [55], [68], [91] und [122] Auskunft. Prüfeinflüsse aus Geometrie, Lagerungsbedingungen, Belastungsgeschwindigkeit u.a. werden durch Abschlagsfaktoren berücksichtigt [92], [121], [122]. Die Tab. 5.15 zeigt die Freiwerte der Modelle der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls und erläutert deren Ermittlung.

Vergleich der Ansätze Um die Leistungsfähigkeit der Ansätze beurteilen zu können, werden die Modelle aus Abschn. 5.4 auf die Ergebnisse des Ringversuchs IPACS [91] angewendet. Untersucht wird die Rezeptur ICO-02.

Die Abb. 5.7 zeigt den Vergleich der Ansätze 5.37 bis 5.40 mit den gemessenen Druckfestigkeiten der Rezeptur ICO-02 in Abhängigkeit des wirksamen Alters. Die zugehörigen Freiwerte sind in der Tab. 5.16 zusammengefasst.

Tab. 5.15.: Parameter der Modelle der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls

	IPACS	JSCE	HETEK	iBMB
Variable	t_e	t_e	t_e	α
Parameter a	-	$a_{t,J}$	-	-
	s	$a_{e,J}$	-	-
	-	$a_{c,J}$	-	-
Parameter b	-	$b_{t,J}$	$\tau_{t,H}$	-
	t_{e0}	$b_{e,J}$	$\tau_{e,H}$	α_0
	-	$b_{c,J}$	$\tau_{c,H}$	-
Parameter c	n_t	0,5	$\gamma_{t,H}$	1
	n_E	0,5	$\gamma_{e,H}$	m_e
	1	0,5	$\gamma_{c,H}$	m_c
Parameter d	$f_{ct,28}$	$f_{ct,28}$	$f_{ct,\infty}$	$f_{ct,1}$
	$E_{ct,28}$	$E_{ct,28}$	$E_{ct,\infty}$	$E_{ct,1}$
	$f_{cc,28}$	$f_{cc,28}$	$f_{cc,\infty}$	$f_{cc,1}$
Bemerkung	s und t_{e0} aus f_{cc} bestimmen und übernehmen. Endwerte ggf. auch aus 56d oder 91d Werten bestimmen	Endwerte ggf. auch aus 56d oder 91d Werten bestimmen. f_{ct} und E_{ct} können auch aus f_{cc} abgeleitet werden.		α_0 aus f_{ct} bestimmen und übernehmen. Standardwerte: $m_e = 0,67$; $m_c = 1,5$

Tab. 5.16.: Ermittelte Freiwerte für die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit der Rezeptur ICO-02

$\bar{x} \pm s$					
Parameter	Einheit	IPACS	JSCE	HETEK	iBMB
a	[-]	$0,19 \pm 0,008$	153 ± 12	-	-
b	[-],[h]	$10,1 \pm 0,89$	$0,74 \pm 0,06$	$30,0 \pm 1,6$	$0,08 \pm 0,018$
c	[-]	1	0,5	$0,91 \pm 0,07$	1,5
d	[MPa]	$71,5 \pm 4,5$	$71,5 \pm 4,5$	$73 \pm 2,3$	$109 \pm 2,3$
R^2	[%]	92,94	85,72	93,17	92,45

In Abb. 5.7 sind die Achsen im logarithmischen Maßstab angegeben. Deutlich zu erkennen ist, dass alle Ansätze ihre größten Schwächen für kleine Hydratationsgrade besitzen. Die Messwerte bilden im Mittel eine Wurzelfunktion im logarithmischen Koordinatensystem. Daher folgt das Modell I

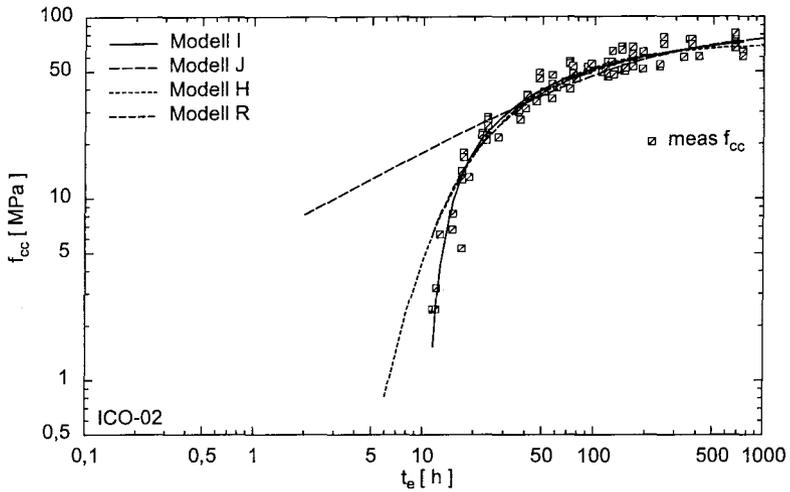


Abb. 5.7.: Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit f_{cc} in Abhängigkeit des wirksamen Alters t_e für die Rezeptur ICO-02 - Vergleich verschiedener Ansätze

dem Augenschein nach den Messwerten am besten.

Die Modelle J und R bilden die Messwerte in der gleichen Güte ab. Das belegen die Korrelationskoeffizienten. Lediglich der Ansatz nach JSCE (Modell J) scheint nur bedingt geeignet zu sein. Der Grund dafür ist, dass die Gl.(5.38) den Beginn der Entwicklung der Eigenschaften nicht richtig vorher-sagen kann.

Die Abb.5.8 zeigt die zugehörige Auswertung der Zugfestigkeit, die Abb.5.9 zeigt die Auswertung des E-Moduls. Im Vergleich der drei Auswertungen wird deutlich, dass das Modell I alle drei Eigenschaften am besten abbilden kann. Dies ist nach den Erfahrungen des Autors auch für beliebige andere Betonzusammensetzungen richtig. Das zeigen auch die Auswertungen der anderen Betonprüfungen im Anhang D.

Typisch sind auch die festgestellten Streuungen der Messwerte der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls. Auf die Diskussion der Druckfestigkeit wird an dieser Stelle verzichtet, da sie in der Temperaturspannungsanalyse keine direkte Rolle spielt.

Für die Zugfestigkeit ergeben sich für den Beton ICO-02 nach einem Tag wirksamen Alters Variationskoeffizienten von 25% (Standardabweichung 0,42 MPa), 13% (Standardabweichung 0,42 MPa) nach sieben Tagen wirksamen Alters sowie 13% (Standardabweichung 0,45 MPa) nach 28 Tagen wirksa-

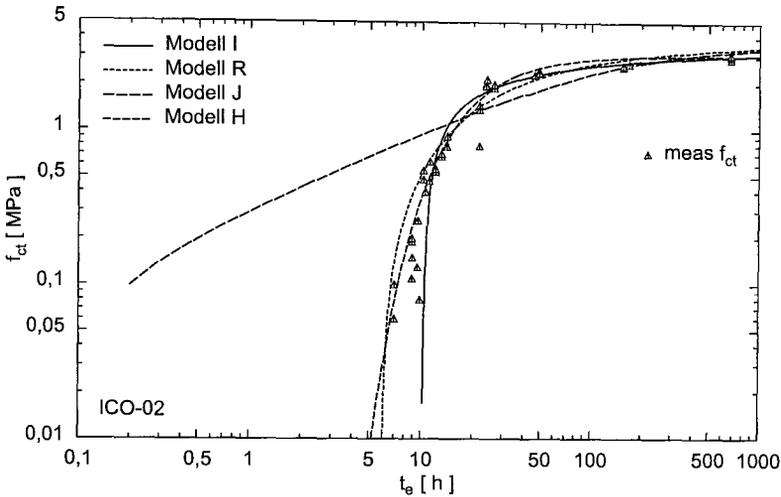


Abb. 5.8.: Zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit f_{ct} in Abhängigkeit des wirksamen Alters t_e für die Rezeptur ICO-02 - Vergleich verschiedener Ansätze

men Alters. Die Standardabweichung ist nach einem Tag nahezu unabhängig vom Fortschritt der Hydratation. Als zeitlicher Mittelwert der Standardabweichung ergibt sich ein Wert von 0,45 MPa. Als Verteilungsfunktion liefert der χ^2 -Anpassungstest zu den genannten Zeitpunkten eine Normalverteilung bei einem Signifikanzniveau von 5%. Auch die Annahme einer Lognormalverteilung kann aus Sicht nicht abgelehnt werden.

Für den Elastizitätsmodul ergibt sich für den Beton ICO-02 nach einem Tag wirksamen Alters Variationskoeffizienten von 17% (Standardabweichung 0,36 GPa), 9% (Standardabweichung 0,26 GPa) nach sieben Tagen wirksamen Alters sowie 9% (Standardabweichung 0,30 GPa) nach 28 Tagen wirksamen Alters.

Neben Prüfbedingungen haben die Anzahl der durchgeführten Versuche und die gewählten Zeitpunkte der Auswertung einen deutlichen Einfluss auf das Ergebnis. Die Literatur kennt nur wenige Empfehlungen in Bezug auf die Ermittlung der mechanischen Eigenschaften im jungen Alter. Wünschenswert ist eine kontinuierliche Ermittlung der Messdaten. HETEK [58] empfiehlt für hochfeste Betone Prüfungen nach 12, 24, 48, 72, 168, 336 und 672 Stunden wirksamen Alters bei Anwendung der Ingenieurmodelle H. JSCE [65] empfiehlt zusätzlich 91 Tage-Werte bei Betonen mit hohen Gehalten an Flugasche.

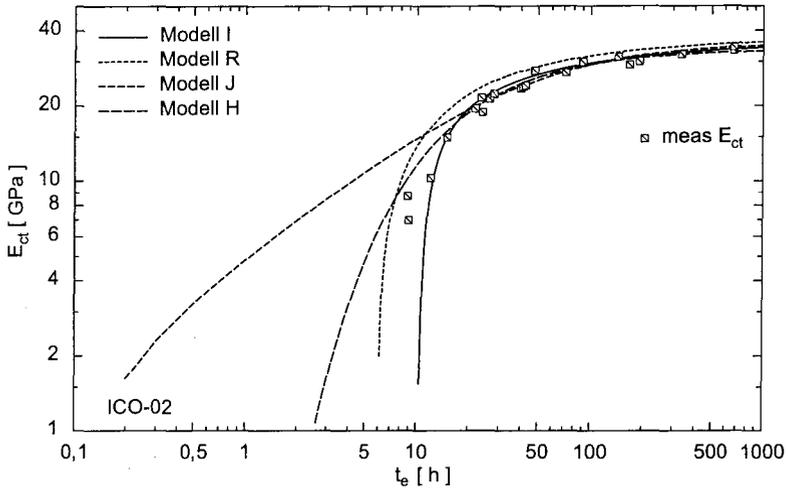


Abb. 5.9.: Zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls E_{ct} in Abhängigkeit des wirksamen Alters t_e für die Rezeptur ICO-02 - Vergleich verschiedener Ansätze

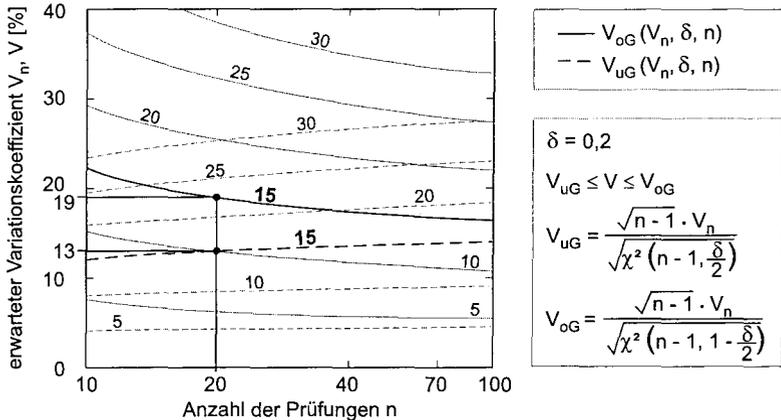


Abb. 5.10.: Vertrauensintervall des erwarteten Variationskoeffizienten $V[X]$ bei einem Signifikanzniveau von 20% in Abhängigkeit der Anzahl der Versuchswerte n und dem Variationskoeffizienten bei Durchführung von n Versuchen $V_n[X]$

Das entspricht auch der Sichtweise der DIN 1045 [31] und EC2 [39].

Die Erfahrungen des Autors zeigen, dass Messwerte in sehr frühen Alter

die Aussagekraft deutlich verbessern [77]. Eine sehr robuste Auswertung wird erhalten, wenn die Messwerte auf die Viertel-Stunde genau dokumentiert werden. Das gilt insbesondere für den Elastizitätsmodul.

Zur Abschätzung der Anzahl der benötigten Versuchswerte zu einem festen Prüfzeitpunkt sei für Prüfungen der Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit im hohen Alter auf die in der DIN 1045 festgelegten Konformitätsbedingungen hingewiesen. Eine grobe und allgemein gültige Abschätzung für Prüfergebnisse im Alter älter als $1,5 \cdot t_{e0}$ kann mit Hilfe des Vertrauensintervalls des angestrebten Variationskoeffizienten erhalten werden, wenn eine Normalverteilung des Messwerte vorausgesetzt wird, z.B. [129]. Die Abb. 5.10 zeigt die Abhängigkeit des erwarteten Variationskoeffizienten $V[X]$ von der Anzahl der Versuchswerte n und dem Variationskoeffizienten bei Durchführung von n Versuchen $V_n[X]$ bei einem Signifikanzniveau von 20%.

Zur Veranschaulichung: zehn Messwerte des E-Moduls des Betons ICO-02 liegen im Alter von 24 h wirksamen Alters vor. Daraus ergibt sich ein Variationskoeffizient von ca. 17%. Die Abb. 5.10 liefert ein Vertrauensintervall für den Variationskoeffizienten zwischen 12% und 21%.

Das JCSS [64] empfiehlt die Größen f_{cc} , f_{ct} und E_{ct} als lognormalverteilte Zufallsvariable aufzufassen. Andere Autoren stellen auch Normalverteilungen fest (z.B. [48]).

Aus der sehr großen Anzahl der statistischen Untersuchungen zur Druckfestigkeit z.B. Rüschi et al. [128] seien nur wenige betrachtet. Chmielewski/Konopka untersuchen in [25] die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen von Rüschi [128] neu (ca. 7200 Einzelwerte). Dabei wird für die Baustellenbetone der Festigkeitsklassen C35 und C45 im Alter von 28 Tagen folgendes festgestellt: Die Normalverteilung stellt nur eine Näherung zur Beschreibung der Verteilung dar. Eine Lognormalverteilung ist zutreffend. Die Variationskoeffizienten nehmen mit der Festigkeitsklasse ab und liegen zwischen 8,2% und 12,5%. Lauer/Sequeira [83] bestätigen diese Ergebnisse mit Hilfe einer Monte-Carlo Simulation.

Bramshuber/Brockmann [11] präsentieren die Ergebnisse eines Ringversuchs zur Ermittlung des statischen Elastizitätsmoduls. Es werden C25 und C45 Betone untersucht. Festgestellt werden Variationskoeffizienten zwischen 1% und 13%. Die Annahme einer Normalverteilung kann nicht abgelehnt werden.

Statistische Kennwerte zu den Eigenschaften im jungen Alter sind nur selten zu finden. Die Ergebnisse aus [48], [91] und [121] sind in die eigenen Auswertungen mit eingeflossen, da die Messdaten zur Verfügung standen (siehe Anhang). Weiterhin sei auf die Arbeit von Onken/Rostásy [104] verwiesen.

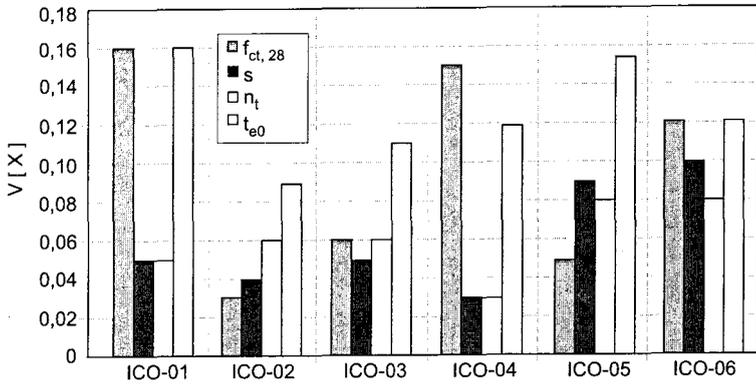


Abb. 5.11.: Statistische Auswertung der Zugfestigkeit nach Modell I für alle untersuchten Betone - Variationskoeffizienten

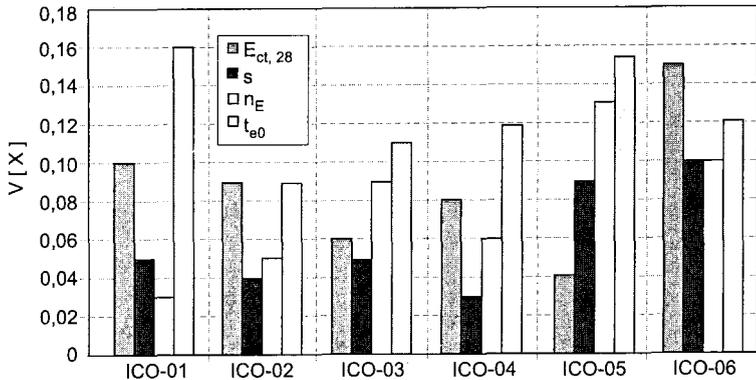


Abb. 5.12.: Statistische Auswertung des Elastizitätsmoduls nach Modell I für alle untersuchten Betone - Variationskoeffizienten

Generell lässt sich feststellen, dass die Variationskoeffizienten im jungen Alter deutlich höher sind und mit zunehmendem Alter einen Grenzwert annehmen. Das ist dadurch zu erklären, dass die Streuungen im jungen Alter schneller steigen und im späten Alter langsamer als ihre zugehörigen Mittelwerte. Die zentrische Zugfestigkeit besitzt die höchsten Variationskoeffizienten, vor dem E-Modul und der Druckfestigkeit. Dies gilt nahezu unabhängig vom Alter der Proben. Die eigenen Betonprüfungen können dies bestätigen (vgl. Abb. 5.11 und 5.12). Statistische Angaben zu den Parametern der zeitlichen Entwicklung (Parameter a bis c in Tab.5.15) sind noch seltener in der Literatur dokumentiert z.B. [122].

5.4.2. Bruchdehnung, Bruchenergie und Querkontraktionszahl

Nur mehrdimensionale Rechenmodelle mit nichtlinearer σ - ε -Linie benötigen Angaben über die Bruchdehnung, der Bruchenergie und Querkontraktionszahl. Alle drei Größen können mit den Modellen I, H und R abgebildet werden ([6], [53], [58]). Die Bruchdehnung ist eine stark schwankende Größe. Die Literatur berichtet von Variationskoeffizienten von mehr als 50% [121] auch im höheren Alter. Damit ist die Annahme einer (Log)-Normalverteilung statistisch nicht ablehnbar. Die Bruchenergie weist je nach Alter die üblichen Variationskoeffizienten für Beton auf. Dies gilt auch für die Querkontraktionszahl [77].

5.5. Kriechen und Relaxation

Junger Beton ist ausgeprägt viskoelastisch. Die realistische Abschätzung von Temperaturspannungen bedingt die Kenntnis des Kriech- und Relaxationsverhaltens des Betons in Abhängigkeit des Hydratationsgrades bzw. des wirksamen Alters. In den vergangenen Jahren wurden umfangreiche Versuche durchgeführt und mehrere Stoffmodelle entwickelt. Einen Überblick zum Stand des Wissens geben die Arbeiten [23], [48], [81], [82], [154].

Maßgebend ist das Grundkriechen, da im massigen jungen Betonbauteil Trocknungseffekte nur eine untergeordnete Rolle spielen. In [48], [81] und [154] wird der Stand des Wissens und die offenen Fragen zu diesem Themenkomplex wie folgt zusammengefasst:

1. Kriechen und Relaxieren nehmen bei einer erhöhter Betontemperatur während der Belastungsdauer zu. Die Modellierung dieses Einflusses kann mit Hilfe des E_a -Konzeptes aus Abschn. 5.2 und Gl.(5.25) beschrieben werden. Dazu sind Versuche unter verschiedenen isothermen Bedingungen notwendig.
2. Das Boltzmannsche Superpositionsprinzip kann zur Berechnung der Spannungen in erhärtenden Betonbauteilen verwendet werden, da die lineare Viskoelastizitätstheorie näherungsweise vorausgesetzt werden darf.
3. Die Aussagekraft der Modelle zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens hängt in besonderen Maße von der Anzahl der Versuche, der Auswertemethode sowie vom Belastungsalter und von der Belastungsdauer ab.

4. Übereinstimmend stellen die Autoren große bis sehr große Schwankungen der viskoelastischen Verformungen fest. Unabhängig von Belastungsalter und Festigkeitsklasse sind Variationskoeffizienten zwischen 8% und 32% festgestellt worden.
5. Für den in der Praxis relevanten Bereich der Spannungsanalyse kann das Kriechen unter Druck- bzw. Zugbelastung näherungsweise gleich gesetzt werden. Das vorhandene Datenmaterial lässt eine statistisch signifikante Unterscheidung der Verformungen nicht zu.

In dieser Arbeit werden die Modelle von Gutsch [48] verwendet.

5.5.1. Kriechfunktion

Die Kriechfunktion φ bei Belastungsbeginn im Alter t_i und nach der Belastungsdauer $t - t_i$ wird nach [48] wie folgt beschrieben ($t_c = 1 h$):

$$\varphi(t - t_i; t_i) = \frac{\varepsilon_{cr}(t - t_i)}{\varepsilon_{el}(t_i)} = p_1 \cdot \left(\frac{t_{ecr} - t_{ecr,i}}{t_c} \right)^{p_2}. \quad (5.41)$$

Die Parameter p_1 und p_2 sind betonspezifisch und hängen näherungsweise linear vom Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn α_i ab:

$$p_1 \approx a_1 - b_1 \cdot \alpha_i \text{ und } p_2 \approx a_2 + b_2 \cdot \alpha_i. \quad (5.42)$$

Die Mittelwerte der Faktoren a_1 , b_1 , a_2 und b_2 sind im Anhang D zu finden.

Der Parameter p_1 beschreibt den Einfluss des Erstbelastungsalters, p_2 den Zeitverlauf des Kriechens. Mit t_{ecr} wird das wirksame Alter des Kriechens bezeichnet, der den Einfluss erhöhter Temperaturen berücksichtigt. Es wird sinngemäß mit Gl.(5.25) und $E_a = 50 \text{ kJ/mol}$ berechnet. Das entspricht auch den Ergebnissen anderer Quellen ([23] 45 kJ/mol).

5.5.2. Relaxationsfunktion

Der Zwang im jungen Bauteil im Zustand I stellt ein Relaxationsproblem dar. Auf der Basis der Versuche aus [48] wird folgende Relaxationsfunktion vorgeschlagen:

$$\psi(t - t_i; t_i) = \frac{\sigma(t - t_i)}{\sigma(t_i)} \approx \frac{1 - (1 - \varrho_i) \cdot \varphi(t_{ecr} - t_{ecr,i}; t_{ecr,i})}{1 + \varrho_i \cdot \varphi(t_{ecr} - t_{ecr,i}; t_{ecr,i})}. \quad (5.43)$$

ϱ_i bezeichnet den Relaxationskoeffizienten nach Trost [148]. Er berücksichtigt die mit dem Alter abnehmende Relaxationsfähigkeit. Für die Rezeptur ICO-01 kann z.B. in [48] folgender empirischer Zusammenhang festgestellt werden

$(\alpha_i \geq \alpha_0)$:

$$\varrho(\alpha_i) = \varrho_i \approx 0,55 + 0,6 \cdot \alpha_i. \quad (5.44)$$

Aufgrund der beschriebenen Unsicherheiten wird davon ausgegangen, dass die Gleichungen (5.43) und (5.44) für alle Rezepturen des Anhangs D gelten.

5.5.3. Statistische Kennwerte

Die Untersuchungen in [48] und [154] belegen unabhängig vom Alter eine Normalverteilung der Kriechdehnung bei einem Signifikanzniveau $\delta = 5\%$. Aus physikalischen Überlegungen und der Höhe der Variationskoeffizienten größer 7% ist auch eine Lognormalverteilung auf dem selben Signifikanzniveau nicht ablehnbar. Für die Parameter a_1 , b_1 , a_2 und b_2 kann eine Normalverteilung angenommen werden. Die festgestellten Streuungen sind in den Tabellen im Anhang dokumentiert. Weitere Werte sind in [4] und [6] zu finden.

5.6. Autogenes Schwinden

Bei Betonen mit Wasserbindemittelwerten kleiner als 0,5 tritt zur thermischen Dehnung das autogene Schwinden hinzu. Selbst bei versiegelter Lagerung kann das autogene Schwinden einen beträchtlichen Beitrag zur frühen Rissbildung liefern. Es wird durch Selbstaustrocknung und Unterdruck im Porenraum des Zementsteins verursacht.

Die Literatursauswertung zeigt, dass das autogene Schwinden noch Gegenstand der aktuellen Forschung ist. Die Arbeiten [8], [9], [48], [55], [145] geben einen Überblick zum Stand des Wissens. Nach Bjøntegaard [8] lassen sich die offenen Fragen folgendermaßen formulieren:

1. Die grundlegenden Mechanismen zur Beschreibung der thermischen Dehnungen $\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T$ und des autogenen Schwindens sind noch nicht geklärt.
2. Von dem heutigen Wissensstand aus ist eine verlässliche Angabe der gesamten lastunabhängigen Verformungen aus thermischen Dehnungen und autogenen Schwinden für die Spannungsberechnung nur durch Messungen dieser Verformungen unter bauteilähnlichen Temperaturbeanspruchungen im Labormaßstab möglich. Die Verformungen aus thermischen Dehnungen und autogenen Schwinden können superponiert werden. Die so erhaltenen Gesamtverformungen gelten nur für die spezielle Temperaturgeschichte.

3. Die angesprochenen Antriebskräfte reagieren empfindlich auf Änderungen der Betonrezeptur und von Eigenschaften der Ausgangsstoffe. Hierzu existieren noch zu wenige experimentelle Erfahrungen, um ein umfassendes Stoffmodell angeben zu können.

Es sei bemerkt, dass andere Autoren die Gültigkeit des E_a -Konzeptes (Punkt 2.) auch für das AS unterstellen z.B [55].

In Anbetracht der beschriebenen Unsicherheiten ist es vernünftig, ein einfaches Modell zur Beschreibung des autogenen Schwindens zu verwenden. Auf der Basis von Untersuchungen der Rezeptur ICO-01 am iBMB und der Auswertung der Literatur wird in [48] folgendes Modell vorgeschlagen:

$$\varepsilon_{as}(t_e - t_{e0}) = \varepsilon_{as0} \cdot \beta_t \cdot \beta_T. \quad (5.45)$$

Hierin sind ε_{as0} das Endschwindmaß bei versiegelter Lagerung unter 20°C; β_t ein Faktor zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs; β_T ein Faktor zur Beschreibung des Einflusses von Temperaturen höher 20°C. Das Endschwindmaß wird durch folgende Beziehung für CEM I-Betone abgeschätzt [48]:

$$\varepsilon_{as0} \approx 1,3 \cdot 10^{-3} \cdot \exp\left(-6 \frac{W}{B}\right). \quad (5.46)$$

Es ist zu vermuten, dass CEM II und CEM III-Betone mit geringeren Werten verbunden sind ($B = SF + C$). Das autogene Schwinden beginnt ggf. mit einer Quelldehnung im noch weichen Zustand des Betons ($t_e \leq t_{e0}$). Daher ist es vertretbar, den Beginn der Kontraktion im wirksamen Alter t_{e0} anzusetzen.

Nach [55] wird der zeitliche Verlauf des autogenen Schwindens mit

$$\beta_t \approx 1 - \exp\left[-a_{as} \left(\frac{t_e - t_{e0}}{t_1}\right)^{b_{as}}\right] \quad (5.47)$$

beschrieben ($t_1 = 1h$). Die Abb. 5.13 enthält einige Anhaltswerte für a_{as} und b_{as} . Das Schwinden wird durch erhöhte Temperaturen gesteigert. Dieser Effekt wird durch den Faktor β_T erfasst. Der in [55] erarbeitete Vorschlag ist in Abb. 5.13 dargestellt.

5.6.1. Statistische Kennwerte

In der Literatur sind nur wenige Angaben über die statistischen Eigenschaften des autogenen Schwindens zu finden. Grundlegende Erkenntnisse zu Modellen, ihren Unsicherheiten und Variationskoeffizienten liefern die Arbeiten von

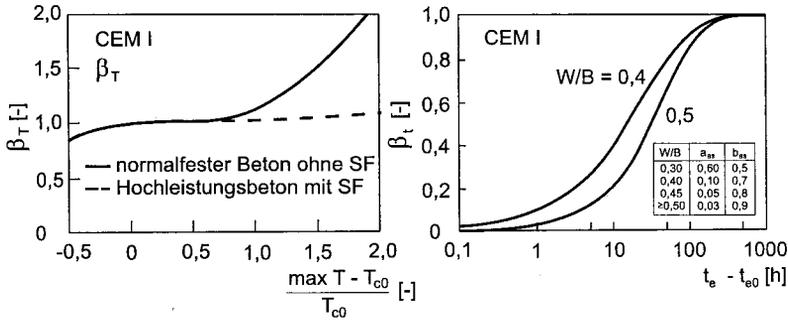
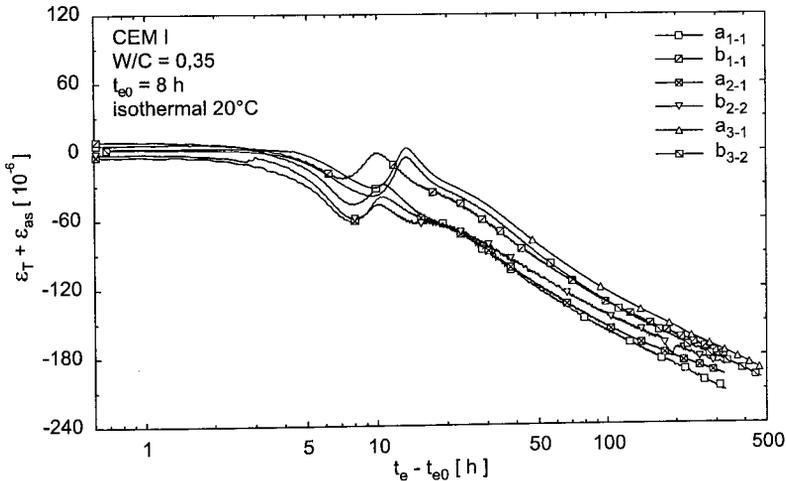


Abb. 5.13.: Temperaturfaktor des autogenen Schwindens

Abb. 5.14.: Gemessene freie Dehnungen eines hochfesten Betons mit einem W/B-Wert von 0,35 (CEM I 42,5R; 521,8 kg/m³) unter isothermen Bedingungen (20°C) und versiegelter Lagerung. Eigene Untersuchungen im Rahmen des Ringversuchs RILEM DTD [100].

Tsubaki et al. (z.B. [149, 150]). Weitere Angaben sind in [8] und [55] aufgeführt.

Um diese Fragestellungen im internationalen Maßstab zu bearbeiten, hat sich aufgrund der offenen Fragen 2003 eine RILEM-Gruppe (TC 195-DTD) gegründet. An dieser Forschergruppe ist das iBMB beteiligt. Im Rahmen dieser Gruppe wurde 2004 ein Ringversuch durchgeführt. Über erste Ergebnisse des iBMB 2004 wird in [100] berichtet. Abb.5.14 zeigt die freien Dehnungen

in Abhängigkeit des wirksamen Alters für diese Versuche. Untersucht wurde ein CEM I-Beton mit $521,8 \text{ kg/m}^3$ bei einem W/C-Wert von 0,35 ohne Zugabe von Silikastaub.

Tab. 5.17.: Vergleich verschiedener Variationskoeffizienten des autogenen Schwindens in Abhängigkeit des wirksamen Alters

Quelle					
[150]		Abb.5.14		[55]	
t_e [h]	V[X] [%]	t_e [h]	V[X] [%]	t_e [h]	V[X] [%]
24	4	48	20	10% unabhängig vom Alter	
240	11	168	8		
672	9	336	7		
Hochfester Beton n = 30; LNV		Hochfester Beton n = 6; LNV		Hochfester Beton keine Angaben zu Umfang und Verteilung	

Die Tab.5.17 zeigt einen Vergleich verschiedener Variationskoeffizienten des autogenen Schwindens in Abhängigkeit des wirksamen Alters. Es ist zu erkennen, dass die Variationskoeffizienten des autogenen Schwindens die für Betonfestigkeiten üblichen Größenordnungen erreichen. Es wird eine Lognormalverteilung bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 20% angenommen [100], [150]. Somit ist es vertretbar, den Vorschlag aus [55] aufzunehmen und einen Variationskoeffizienten von 10% unabhängig vom Alter für alle hochfesten Betone anzunehmen. Für die Rezeptur ICO-02 ergaben sich folgende Kennwerte nach Gleichungen (5.45) bis (5.47): $\varepsilon_{as0} \approx -210 \mu\text{m/m}$; $t_{e0} \approx 8\text{h}$; $a_{as} = 0,1$; $b_{as} = 0,7$.

5.7. Stoffwerte des Bodens

Das in dieser Arbeit verwendete Modell zur TSA benötigt folgende Stoffwerte: Wärmeleitfähigkeit λ_s , Wärmekapazität c_s , Rohdichte ρ_s und Steifemodul E_s . Naturgemäß hängen ihre Werte von dem Grad der Verdichtung und dem Feuchtegehalt ab. Aufgrund der großen Schwankungen der Größen ist es vertretbar, in der Prognose der Temperaturspannungen Nominalwerte zu verwenden. Mittelwerte können z.B. [122] entnommen werden. Die Literaturauswertung ergibt, dass die Variationskoeffizienten von λ_s , c_s und ρ_s jenen von Beton ähneln. So können in erster Näherung die Verteilungsannahmen von Beton übernommen werden (λ_s , c_s : LNV mit $V[X] \approx 4\%$; ρ_c : LNV mit $V[X] \approx 1\%$).

Schönhardt et al. bewertet in [132] die Prognose von Setzungen mit unsicheren Baugrunddaten eines rückverfüllten Tagebaus. Festgestellt wurden Steifemoduli zwischen 76 MN/m^2 bis 500 MN/m^2 bei Variationskoeffizienten zwischen 2% bis 30% und $V[X]$ nimmt mit steigendem E_s zu. Außerdem ist E_s eine lognormalverteilte Zufallsvariable.

6. Unsicherheiten aus klimatischen Einwirkungen

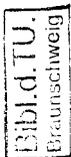
Die Eingangsparameter der Temperaturspannungsanalyse mit den größten Unsicherheiten lassen sich in zwei Gruppen einteilen. 1. Unsicherheiten aus den Werkstoffeigenschaften und 2. Unsicherheiten aus den klimatischen Einwirkungen. Letztere beziehen sich vor allem auf folgende Punkte:

- Einfluss der Lufttemperatur auf die Einbautemperatur des Betons (Frischbetontemperatur).
- Einfluss der Lufttemperatur auf die Oberflächentemperatur des Bauwerks in Abhängigkeit der Jahreszeit.
- Einfluss der Lufttemperatur, der Globalstrahlung und der mittleren Windgeschwindigkeit auf den Wärmeübergangskoeffizienten.

In der Literatur sind eine Vielzahl von Empfehlungen und Erfahrungen zu diesem Themenkomplex zu finden. In dieser Arbeit werden die Erkenntnisse der Arbeiten [43], [57], [58], [67], [69], [81], [106], [112], [116], [122], [134], [137] und [140] genutzt. Um eine möglichst umfassende und allgemein gültige Abschätzung der benötigten statistischen Kennwerte zu erhalten, werden die Literaturangaben unter statistischen Gesichtspunkten zusammengefasst und in eigene Modelle überführt. Dabei fließen auch eigene Erfahrungen des Autors mit ein ([57], [124]). Seltene und extreme klimatische Ereignisse werden nicht berücksichtigt. Die Messdaten stammen aus den Quellen [30], [34], [44], [47] und [89].

6.1. Frischbetontemperatur

Die Einbautemperatur des Betons beeinflusst entscheidend die Temperaturentwicklung im Bauwerk und ist damit einer der wichtigsten Parameter zur Beurteilung der Rissempfindlichkeit. In der Praxis wird die Einbautemperatur mit der Frischbetontemperatur T_{c0} gleich gesetzt. Anforderungen an T_{c0} sind in Normen und Richtlinien verankert und werden mit Hilfe von QS-Plänen umgesetzt z.B. [29], [31], [39].



T_{c0} kann in einem weiten Bereich mit technologischen Maßnahmen auf jeden beliebigen Wert eingestellt werden. Dieses Vorgehen ist aus wirtschaftlichen Gründen nur selten sinnvoll, das gilt insbesondere für massive Betonbauteile. Im Regelfall ist T_{c0} direkt mit den klimatischen Einflüssen verknüpft, insbesondere der Lufttemperatur T_a . So werden in den QS-Plänen obere und untere Grenzwerte in Abhängigkeit der Jahreszeit angegeben.

Um statistische Kenndaten für die Abhängigkeit der Frischbetontemperatur von der Lufttemperatur zu gewinnen, werden die Auswertungen verschiedener Quellen miteinander verglichen. Da in der Regel selten Aussagen über die Schwankungsbreiten gemacht werden, werden die mit den Modellen berechneten Werte als gemessene Größen betrachtet. Diese Sichtweise ermöglicht eine erste Abschätzung der Schwankungsbreiten von T_{c0} . In Anbetracht der sehr großen Unsicherheiten, ist dieser Ansatz für die Planungsphase ausreichend genau. Als Datengrundlage werden die folgenden Quellen verwendet: Staffa [140], Hennig et al. [57], Larson [81] und Sommer [137].

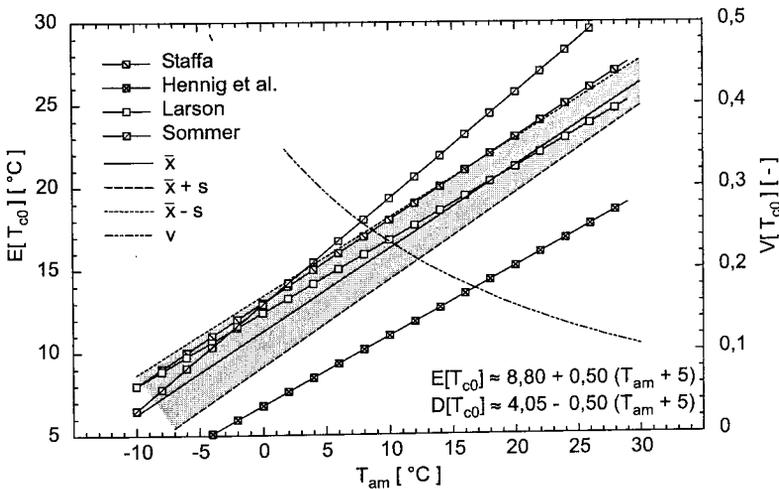


Abb. 6.1.: Zusammenhang zwischen der mittleren Tagesmitteltemperatur T_{am} und der Einbautemperatur des Betons T_{c0} - Vergleich verschiedener Auswertungen aus der Literatur

Alle Quellen nehmen einen linearen Zusammenhang zwischen T_a und T_{c0} an. Einem Vorschlag aus [137] folgend, wird die Abhängigkeit wie folgt beschrieben:

$$T_{c0} \approx a_{T_{c0}} + b_{T_{c0}} \cdot (T_a + 5). \quad (6.1)$$

Die Auswertung der Quellen ist in Abb. 6.1 zu sehen. Dabei wird angenommen, dass T_a und T_{c0} normalverteilte Größen sind. Der Erwartungswert $E[T_{c0}]$ wird über den Erwartungswert der mittleren Lufttemperatur $E[T_{am}]$ abgeschätzt:

$$E[T_{c0}] \approx 8,8 + 0,5 \cdot (E[T_{am}] + 5). \tag{6.2}$$

Die Standardabweichung $D[T_{c0}]$ schätzt sich zu

$$D[T_{c0}] \approx 4,05 - 0,05 \cdot (E[T_{am}] + 5). \tag{6.3}$$

Zu erkennen ist, dass die Schwankungsbreite i.M. nur wenig von der mittleren Lufttemperatur beeinflusst wird. Für eine Lufttemperatur von 10°C ergibt sich eine geschätzte Frischbetontemperatur von ca. 16°C und eine Standardabweichung von ca. 3,3°C. Das entspricht einem Variationskoeffizienten von ca. 20%. Die Gleichungen (6.2) und (6.3) sind für Lufttemperaturen zwischen -5°C und 30°C gültig.

6.2. Tagesmitteltemperatur

Die Beschreibung des täglichen Verlaufs der Lufttemperatur geschieht mit Hilfe der kleinsten und größten Tagesmitteltemperatur $\min T_{am}$ und $\max T_{am}$. Umfangreiche Daten stehen für nahezu jeden Standort zur Verfügung (z.B. DIN 4710 [33] und Deutscher Wetterdienst [89]).

Die Abb. 6.2 zeigt exemplarisch den jahreszeitlichen Verlauf der minimalen und maximalen Tagesmitteltemperatur für den Standort Berlin als 12-jähriges Mittel der Jahre 1991 bis 2002. Die Daten sind [89] entnommen und in Tab. 6.1 zusammengefasst.

Tab. 6.1.: Statistische Kennwerte der Tagesmitteltemperatur für den Standort Berlin in Abhängigkeit der Jahreszeit. Zeitraum: 1991-2002, Daten aus [89].

Tagesmitteltemperatur von Berlin [°C]									
-	$E[T_{am}]$	$D[T_{am}]$	$V[T_{am}]$	$\min[T_{am}]$	$\max[T_{am}]$	$x_{5\%}$	$x_{95\%}$	$x_{2\%}$	$x_{98\%}$
Winter	1,54	4,65	4,18	-6,82	8,72	-5,36	7,63	-6,24	8,28
Frühling	9,77	3,69	0,46	3,70	16,07	4,74	14,97	4,11	15,63
Sommer	19,02	3,52	0,19	13,78	25,45	14,50	24,15	14,07	24,93
Herbst	10,09	3,28	0,54	4,78	15,29	5,52	14,51	5,07	14,98

Die Wetterdaten aus Berlin werden in Kap. 8 benötigt. Die Analyse der Daten der Abb. 6.2 ergab, dass die Spannweite zwischen der minimalen und

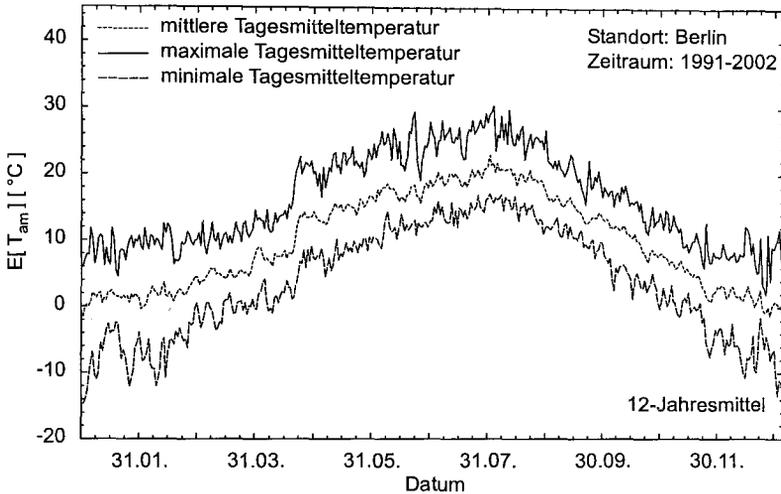


Abb. 6.2.: Jahreszeitlicher Verlauf der maximalen, der minimalen und mittleren Tagesmitteltemperatur als 12-jähriges Mittel der Jahre 1991 bis 2002 [89] für den Standort Berlin.

maximalen Tagesmitteltemperatur $R[T_{am}]$ in Berlin nur wenig von der Jahreszeit beeinflusst wird. Typisch ist, dass die Spannweiten im Winter am größten sind, im Herbst am kleinsten. Für den Standort Berlin ergeben sich folgende Werte: Winter $15,5^\circ\text{C}$; Frühling $12,0^\circ\text{C}$; Sommer $11,7^\circ\text{C}$ und Herbst $10,5^\circ\text{C}$. Dieses Verhalten spiegelt sich auch in den zugehörigen Standardabweichungen und Variationskoeffizienten wider.

Aus Abb. 6.3 ergibt sich für den Winter eine mittlere Standardabweichung von ca. $4,7^\circ\text{C}$ bei einem Variationskoeffizient von 4,2. Die entsprechenden Werte für den Frühling sind $3,7^\circ\text{C}$ und 0,46; Sommer $3,5^\circ\text{C}$ und 0,19; sowie Herbst $3,3^\circ\text{C}$ und 0,54. T_{am} kann nach [89] als normalverteilte Größe angesehen werden. Auf eine Modellierung des zeitlichen Verlaufs der Lufttemperatur, wie sie z.B. in [43] verwendet wird, wird in dieser Arbeit verzichtet, da dies keine Vorteile in einer Vorstudie bietet.

6.3. Wärmeübergangskoeffizient

Der Wärmeübergang zur Umgebungsluft wird nach dem Newtonschen Abkühlungsgesetz durch den Wärmeübergangskoeffizient $\alpha_{\dot{u}}$ beschrieben. Vereinfachend wird $\alpha_{\dot{u}}$ als wirksamer Wärmeübergangskoeffizient $\alpha_{\dot{u}e}$ betrachtet,

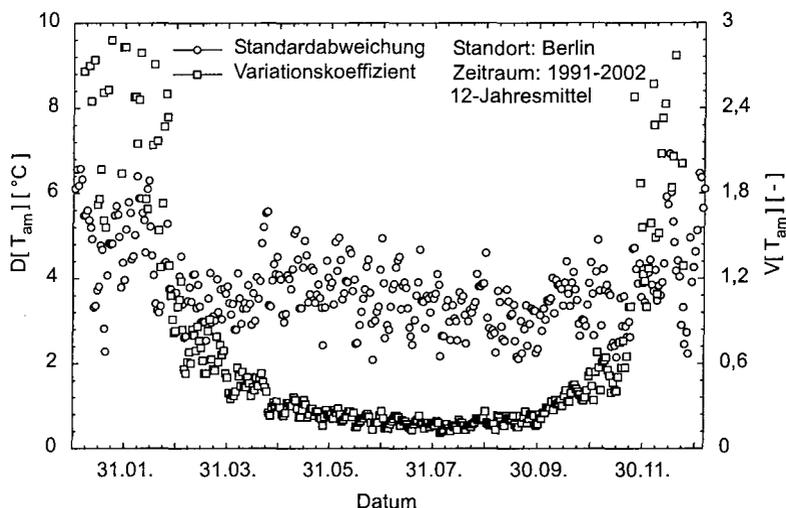


Abb. 6.3.: Jahreszeitlicher Verlauf der Standardabweichung der mittleren Tagesmitteltemperatur als 12-Jahresmittel für den Standort Berlin und deren zugehörigen Variationskoeffizienten.

der die Anteile aus Strahlung und Konvektion gemeinsam berücksichtigt. Vergleiche dazu auch Anh. A.2.

Strahlung Eine genaue Erfassung des Strahlungseinflusses auf eine beliebig orientierte Bauteiloberfläche erfordert eine Implementierung komplexer Methoden mit einer Vielzahl von Freiwerten [43]. Der messtechnische Aufwand zur Erfassung dieser Parameter ist sehr groß und nur in Einzelfällen gerechtfertigt. In der Regel wird in der Klimaerfassung die Globalstrahlung I_s dokumentiert. Entsprechend sind statistische Kennwerte vorhanden [89].

Die Simulationspraxis verwendet feste Kennzahlen zur Beschreibung der Strahlungseigenschaften, wie sie z.B. ausführlich in [34] zu finden sind.

Die Auswertung der Literatur zeigt, dass die Berücksichtigung der Strahlung den Eigenspannungsanteil der Zwangspannung und das Gesamtniveau der Spannungen erhöht. Der Zeitpunkt der Erstrissbildung wird früher festzustellen sein. Das gilt insbesondere für Wand-Fundament Systeme z.B. [14], [47], [138]. Aus der Sicht eines Planungswerkzeugs ist es daher vertretbar, die Strahlungseinflüsse auf die Bauteiltemperatur in der Planungsphase nur vereinfacht zu berücksichtigen, da davon ausgegangen werden kann, dass ein Vergleich der Effektivität der Maßnahmen der Risskontrolle im wesentlichen

von Strahlungseinflüssen unberührt bleibt. Eine Möglichkeit zur vereinfachten Erfassung der Strahlungseffekte wird in Kap. 8 und Anh. A.2 erläutert.

Konvektion Der Wärmeübergangskoeffizient $\alpha_{üe}$ hängt von der mittleren Windgeschwindigkeit v_m ab. In dieser Arbeit werden die Ansätze aus Rostásy et al. [122], Kehlbeck [69], Shiina [134], Rackwitz [112] und Jürgens [67] analysiert. Aus diesen Daten wird ein eigenes Modell entwickelt. Das Ergebnis ist in Abb. 6.4 zu sehen.

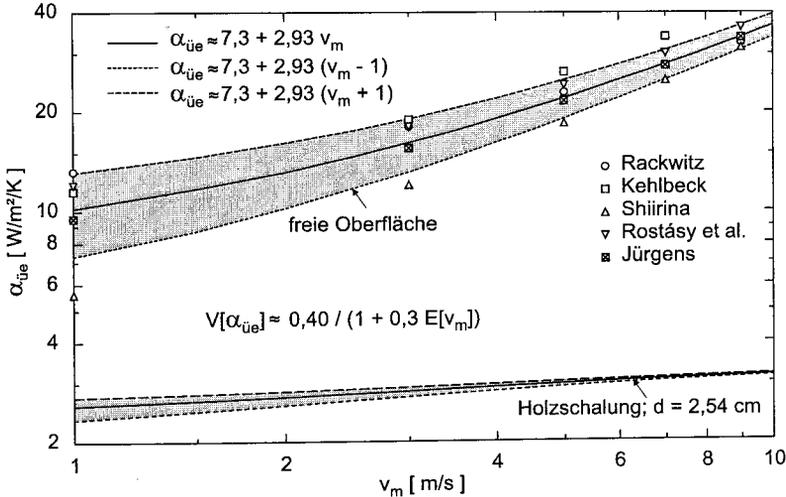


Abb. 6.4.: Mittlerer Wärmeübergangskoeffizient $\alpha_{üe}$ an einer freien Bauteiloberfläche mit und ohne Holzschalung in Abhängigkeit der mittleren Windgeschwindigkeit v_m .

In erster Näherung kann ein linearer Zusammenhang zwischen $\alpha_{üe}$ und v_m angenommen werden. Für eine freie Oberfläche wird im Mittel folgender Zusammenhang vorgeschlagen:

$$E[\alpha_{üe}] \approx 7,3 + 2,93 \cdot E[v_m]. \quad (6.4)$$

Für eine feuchte Holzschalung der Dicke 2,54 cm ergibt sich

$$E[\alpha_{üe}] \approx \frac{7,3 + 2,93 \cdot E[v_m]}{1 + 0,29 \cdot (7,3 + 2,93 \cdot E[v_m])}. \quad (6.5)$$

Nach [112] kann für die Windgeschwindigkeit eine Schwankungsbreite von ca. 1 m/s angenommen werden. Diese Abweichung erzeugt in Gl.(6.4) folgen-

den Variationskoeffizienten $V[\alpha_{üe}]$ in Abhängigkeit des Erwartungswertes der mittleren Windgeschwindigkeit:

$$V[\alpha_{üe}] \approx \frac{0,40}{1 + 0,3 \cdot E[v_m]}. \quad (6.6)$$

Nach [89] kann die mittlere Windgeschwindigkeit als normalverteilte Zufallsvariable angesehen werden. Mit Gl.(6.4) kann $\alpha_{üe}$ ebenfalls als normalverteilt angesehen werden.

Eine Zuordnung der mittleren Windgeschwindigkeit zur Jahreszeit wird hier nicht vorgenommen (siehe dazu z.B. [112]). Nach [112] ist es empfehlenswert einen Mindestwert von 1 m/s für v_m in Vorplanungen zu verwenden. Empfehlungen zur Wahl von Rechenwerten für den Wärmeübergangskoeffizienten werden nicht gegeben. Die benötigten Erwartungswerte können mit Hilfe der Gl.(6.4) und Anh. A.3) bestimmt werden.

7. Zuverlässigkeitsorientierte Analyse der Temperaturspannungen

In den vorangegangenen Kapiteln wurde ein Rechenmodell entwickelt, das es gestattet, eine zuverlässigkeitsorientierte Analyse der Temperaturspannungen aufgrund abfließender Hydratationswärme (TSA) in massigen Betonbauteilen durchzuführen. Dabei werden die Unsicherheiten der TSA möglichst umfassend in eigenen Modellen erfasst. Entscheidungen über die Wirksamkeit risskontrollierender Maßnahmen werden mit Hilfe der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses getroffen. Grenzwerte für die Eintretenswahrscheinlichkeit werden in Abhängigkeit der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit (Dichtigkeit) angegeben (siehe Kap. 2).

In diesem Kapitel werden mit Hilfe eines einfachen Modellfalls - dem symmetrisch abkühlenden zentrisch gezwängten Stab (ZGS) - folgende Fragestellungen unter Verwendung des Ingenieurmodells aus Abschnitt 2.6 bearbeitet:

1. Die Verteilungsfunktionen aus Abb. 2.6 sind ihrer Definition nach unabhängig vom betrachteten mechanischen System, denn sie gelten für den Zeitpunkt der ersten Rissbildung, d.h. für den Ort der größten Trennrissempfindlichkeit. Somit sind sie auch für den ZGS gültig. Diese These wird mit dem entwickelten Modell „TempSpanMCS“ überprüft. Zu diesem Zweck werden in Abschn. 7.1 umfangreiche Parameterstudien durchgeführt.
2. Die Erkenntnisse aus der Parameterstudie werden dazu verwendet, die Sensitivität, d.h. die Rissempfindlichkeit des Stabs zu berechnen. Diese Analyse liefert die Beiträge der einzelnen Einflussgrößen (Basisvariablen) zur Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses. Damit steht ein Maß als Entscheidungshilfe zur Minimierung der Unsicherheiten in der Prognose der Temperaturspannungen zur Verfügung.
3. Aus der Sicht der Praxis ist es wünschenswert, eine weniger komplexe zuverlässigkeitsorientierte Methode zur näherungsweisen Berechnung der Rissempfindlichkeit anwenden zu können. Die FORM im RS-Format erfüllt diese Forderung. Daher wird die FORM auf die Ergebnisse der Parameterstudie aus Punkt 1 angewendet. Damit werden rea-

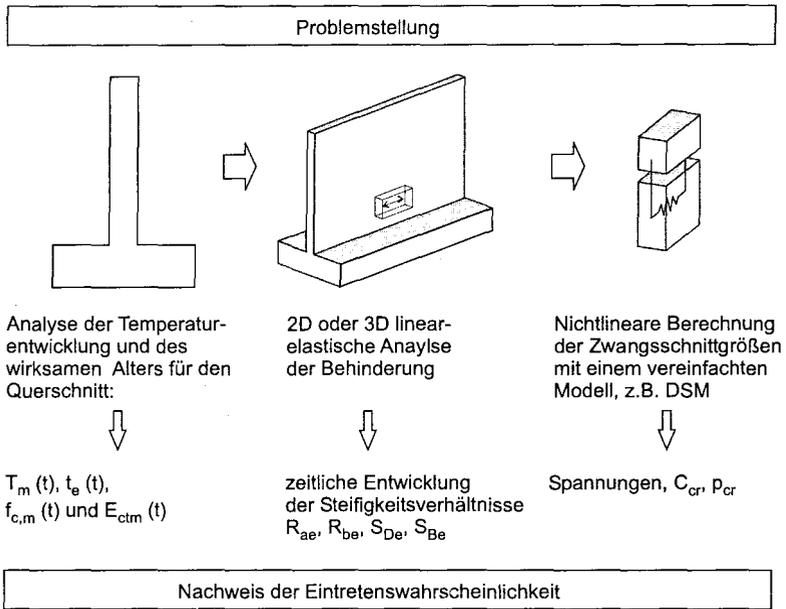


Abb. 7.1.: Vereinfachte Berechnung des Zwangs (nach [73]) und der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses für beliebige Bauteile mit Hilfe des zentrisch gezwängten Stabs und der zuverlässigkeitsorientierten Analyse von Temperaturspannungen aus abfließender Hydratationswärme

listische Größenordnungen der Variationskoeffizienten der Zwangsspannungen abgeschätzt.

Die Wahl des zentrisch gezwängten Stabs stellt kaum eine Beschränkung der Allgemeinheit dar. Für alle in der Praxis relevanten massigen Betonbauteile, die durch abfließende Hydratationswärme durch Trennrisse gefährdet sind, kann gedanklich ein prismatischer Bauteilausschnitt gefunden werden, der sich näherungsweise mechanisch wie ein zentrisch gezwängten Stab verhält. Wird der Ausschnitt im Bereich der Rissempfindlichkeit gewählt, dann stellen die Zwangsspannungen dieses Stabs eine gute Näherung für das tatsächliche Bauteilverhalten dar [73, 123]. Die allgemeine Vorgehensweise verdeutlicht die Abb. 7.1 am Beispiel eines Wand-Fundament Systems.

Das Vorgehen erfordert drei Schritte:

Schritt 1: Der betrachtete Ausschnitt muss die realistische Temperaturge-

schichte enthalten. Die wird durch eine 2D- oder 3D-Wärmestromanalyse am Gesamtsystem erhalten. Hieraus werden das wirksame Alter und die damit verbundenen Größen Hydratationsgrad und mechanische Eigenschaften berechnet. Diese Größen werden in Schritt 2 bzw. Schritt 3 benötigt.

Schritt 2: Die Behinderung des Stabes muss die tatsächlichen Steifigkeitsverhältnisse widerspiegeln. Dies wird mit einer 2D- oder 3D-linear-elastischen Berechnung des Zwangs erfasst. Diese setzt die Einwirkung der mittleren Temperatur aus Schritt 1 voraus. Alternativ kann eine beliebige Temperaturgeschichte angenommen werden [9, 123].

Schritt 3: Die mittlere Temperatur, die Behinderung und die mittleren Werkstoffwerte werden zeitabhängig auf den Stab übertragen und die mittleren Zwangsspannungen berechnet. Dazu wird der Beton als alternierender und viskoelastischer Baustoff betrachtet. Das nichtlineare Last-Verformungsverhalten kann berücksichtigt werden. Der Rissindex wird ausgewertet. Aus der Verteilungsfunktion des (mittleren) Rissindex wird die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses für das Gesamtbau teil geschätzt.

Der Modellfall „Sohle auf Baugrund“ wird nur kurz betrachtet. Über die Anwendung der Monte-Carlo Methode auf den Zwang in solchen Systemen ist schon vielfach in der Literatur berichtet worden z.B. [95, 98]. Die dort gewonnenen Erkenntnisse werden aus der Sicht des eigenen Modells diskutiert und mit den Ergebnissen der Parameterstudie zum ZGS verglichen.

Eine zuverlässigkeitsorientierte Analyse des Zwangs in Wand-Fundament Systemen wird in der Literatur nicht berichtet. In diesem Kapitel wird ein Weg aufgezeigt, wie die Berechnung der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses aus abfließender Hydratationswärme auch für komplizierte Scheibenzwänge angewendet werden kann. Eine praxisnahe Anwendung auf Wand-Fundament Systeme wird in Kap. 8 vorgestellt.

Eine weitere Fragestellung leitet sich aus der Unsicherheit des gewählten stochastischen Modells für die Basisvariablen ab. Es ist zu klären, wie die zu berechnenden Eintretenswahrscheinlichkeiten von den Verteilungsannahmen abhängen. Diese Fragestellung wird in einer zweiten Parameterstudie exemplarisch untersucht. Mit den Erkenntnissen der Sensitivitätsstudie können unter anderem Rückschlüsse auf den Mindestaufwand von Betonuntersuchungen in der Planungsphase getroffen werden.

Das allgemeine Vorgehen zur Berechnung einer Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses mit Hilfe des Modells „TempSpanMCS“ zeigt die Abb. 7.2.

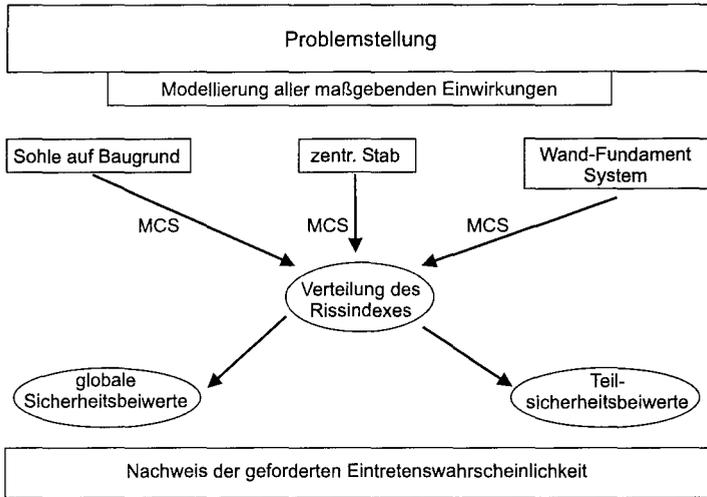


Abb. 7.2.: Allgemeines Vorgehen zum Nachweis einer Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses mit Hilfe des Modells „TempSpanMCS“

Ist die Problemstellung in Abhängigkeit der Projektphase definiert und ist die Modellierung aller maßgebenden Einflussgrößen abgeschlossen, kann mit Hilfe einer Monte-Carlo Simulation die Verteilungsfunktion des Rissindex direkt berechnet werden. Die gesuchte Wahrscheinlichkeit wird aus der berechneten Verteilungsfunktion oder mit Hilfe der FORM bestimmt. Globale Sicherheitsbeiwerte oder Teilsicherheitsbeiwerte können ebenfalls auf diesem Wege abgeleitet werden.

Die Verteilungsfunktion des Rissindex ist eine Funktion des Ortes und der Zeit. Die höchsten Wahrscheinlichkeiten ergeben sich zum Zeitpunkt des minimalen Rissindex am Ort der größten Rissempfindlichkeit. Der Zeitpunkt kann mit einer deterministischen Vorbetrachtung unter Verwendung von Mittelwerten bestimmt werden. Der risskritische Ort wird durch das Auftreten der höchsten Hauptzugspannung bestimmt.

7.1. Zentrisch gezwängter Stab

Der zentrisch gezwängte Stab wird in der Baupraxis angetroffen. Sei z.B. eine Decke auf Unterzügen gelagert, dann zeigt Abb. 7.3, dass ein Deckenausschnitt in der Symmetrieachse als zentrisch gezwängter Stab aufgefasst werden kann. Voraussetzung dafür ist Mindestschlankheit der Decke größer als drei bis fünf.

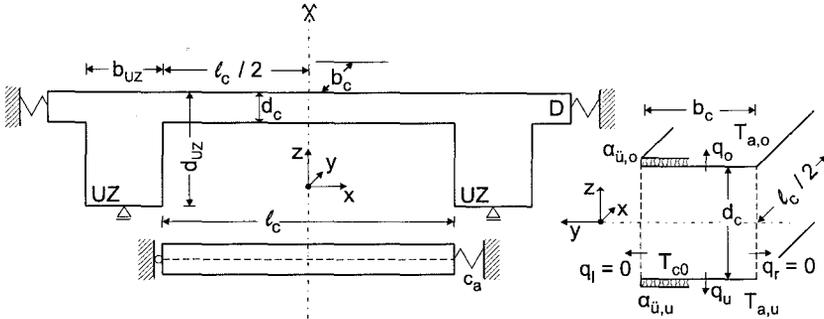


Abb. 7.3.: Definition des Modells des symmetrisch abkühlenden Deckenstreifens

Das System wird wie folgt beschrieben: Sei A_c der Querschnitt des Deckenstreifens mit der Dicke d_c und der Breite b_c . Seine Länge sei l_c ; es gilt $l_c \gg d_c$. Vorausgesetzt sei, dass keine Randwärmeströme in den Koordinatenrichtungen x und y existieren, d.h. $q_x = q_y = 0$. Die oberen und unteren Randwärmeströme $q_{z,u}$ und $q_{z,o}$ in z -Richtung werden durch das Newtons Abkühlungsgesetz Gl.(A.13) und die Parameter $\alpha_{üe,u}$, $T_{a,u}$ bzw. $\alpha_{üe,o}$, $T_{a,o}$ beschrieben. Weiterhin sei vorausgesetzt, dass symmetrische Temperaturrandbedingungen vorliegen. Der Körper besitze zum Zeitpunkt des Beginns der Analyse die Temperatur $T_0 = T_{c0}$. Als Koordinatenursprung sei der geometrische Schwerpunkt gewählt. Die Frischbetontemperatur wird in Abhängigkeit der Lufttemperatur aus der Gl.(6.2) geschätzt. Die Lufttemperaturen werden in Abhängigkeit der Jahreszeit für den Standort Berlin aus Tab. 6.1 geschätzt. Als Schalung wird eine feuchte Holzschalung der Dicke 2,54 cm angenommen. Die Schaldauer wird auf 120 h festgesetzt. Die Schalung wird mit Hilfe der Wärmeübergangskoeffizienten modelliert. Die Abhängigkeit des Wärmeübergangskoeffizienten von der mittleren Windgeschwindigkeit wird mit Gl.(6.5) erfasst. Die Werkstoffeigenschaften werden, wenn keine anderen Angaben gemacht werden, mit folgenden Modellen beschrieben:

- Rohdichte nach Abschn. 5.1, Wärmekapazität nach Gl.(5.9) und Wärmeleitfähigkeit nach Gl.(5.12);
- maximale Wärmefreisetzung Q_{pot} (ΔT_{pot}) nach Gl.(5.17);
- Hydratationsgrad nach Gl.(5.30) (Modell I-2p);
- wirksames Alter und Aktivierungsenergie nach Gl.(5.19) und Gl.(5.25);
- Wärmedehnzahl nach Gl.(5.34);
- zentrische Zugfestigkeit, Zug-Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit nach Gl.(5.37) und Tab. 5.15 (Modell I);
- Relaxieren nach Gl.(5.43) (Modell R);
- Autogenes Schwinden nach Gl.(5.45).

Generell wird der Beton als alternder viskoelastischer Baustoff mit linearer σ - ε Linie beschrieben. Berechnungen erfolgen für den Zustand I, d.h. es wird nur der ungerissene Zustand betrachtet. Das autogene Schwinden wird nicht berücksichtigt. Biegeeffekte z.B. infolge Eigengewicht werden außeracht gelassen.

Die Spannungen werden mit der Dreischichtenmethode nach Rostásy et al. [122] berechnet. Die Behinderung wird mit der Dehnfeder c_a modelliert.

Nach Abschn. 3.3 wird eine Diskretisierung von $\Delta t = 0,5$ h und $\Delta z = 0,05$ m gewählt.

Zur Einschätzung der Rissempfindlichkeit wird der über den Querschnitt gemittelte Rissindex C_{crm} betrachtet. Diese Sichtweise setzt das vollständige und plötzliche Versagen des Querschnitts bei Erreichen der Risskraft voraus.

7.1.1. Parameterstudie

Der Einfluss der Parameter Geometrie, Behinderungsgrad, Lufttemperatur, mittlere Windgeschwindigkeit und Betonzusammensetzung auf die Systemantwort wird mit folgenden Varianten untersucht. Der Schwerpunkt liegt dabei auf einer Studie der Auswirkungen der klimatischen Einwirkungen. Die markierten Parameter definieren das Referenzmodell.

- Geometrie (Angaben in m): $l_c = 8$, $b_c = 1$,

$$d_c \in \{0,4; 0,6; \underline{0,8}; 1,2; 2,4\}.$$

- Behinderungsgrade:

$$R_{be} = 0 \text{ und } R_{ae} \in \{0,1; 0,12; \dots \underline{0,3} \dots 0,8\}.$$

- Lufttemperatur (Angaben in °C):

$$T_{am} \in \{2; \underline{9}; 13; 19; 23; 28\}.$$

Frühling, Sommer, Herbst und Winter jeweils „kalt“, „normal“ und „warm“. Diese Lufttemperaturen korrespondieren mit folgenden Frischbetontemperaturen:

$$T_{c0} \in \{12,3; \underline{15,8}; 17,8; 20,8; 22,8; 25,3\}.$$

- mittlere Windgeschwindigkeit (Angaben in m/s):

$$v_m \in \{1,5; \underline{3}; 7\}.$$

Die zugehörigen Wärmeübergangskoeffizienten (in $W/(m^2 \cdot K)$) lauten (Schalung/freie Oberfläche):

$$\alpha_{\ddot{u},e} \in \{(\underline{2,7/12}); (2,8/16); (3,1/28)\}.$$

- Betonrezeptur: ICO-01; ICO-02; ICO-03; ICO-04; ICO-05; ICO-06 (siehe Anh. C).

Weiterhin wird eine Variation der stochastischen Annahmen in einer weiteren Parameterstudie untersucht.

7.1.2. Basisvariable

Aus den getroffenen Annahmen leiten sich folgende Basisvariablen ab:

- Grundgrößen: Wärmekapazität c_c , Betonrohddichte ρ_c , Wärmeleitfähigkeit λ_c , Wärmedehnzahl α_T
- Aktivierungsenergie: A_{Ea} , B_{Ea}
- Hydratationswärme: ΔT_{pot} , $c_{1,I}$, $t_{k,I}$
- mechanische Kurzzeiteigenschaften: s , t_{e0} , $f_{ct,28}$, n_t , $E_{ct,28}$, n_E
- Relaxation: a_1 , b_1 , a_2 , b_2
- Randbedingungen: T_{am} , $\alpha_{\ddot{u},e,f}$ (freie Oberfläche), $\alpha_{\ddot{u},e,s}$ (geschaltete Oberfläche)

- Anfangsbedingung: T_{c0}

Die Parameter der Geometrie, die Kennwerte der Dehnfedern und die Parameter der Schalung bzw. Schalldauer werden als nicht streuende Größen angesehen. $f_{cc,28}$ wird nicht benötigt. Damit ergeben sich 24 BV. Die berechneten Verteilungsfunktionen für den Referenzfall sind in den Abb. E.1 bis E.3 zu sehen. Die Basisvariablen sind nicht stochastisch unabhängig voneinander. Für die Basisvariablen des Referenzfalls sind die minimalen und maximalen Ausprägungen in Tab.7.1 zusammengestellt.

Tab. 7.1.: Berechnete Minimal- und Maximalwerte der BV für den Referenzfall

Größe	Einheit	min	max	Größe	Einheit	min	max
ϱ_c	kg/m ³	2280	2436	A_{Ea}	kg/m ³	22751	42882
c_c	kJ/(kg·K)	0,25	0,33	B_{Ea}	kJ/(kg·K)	702	1352
λ_c	W/(m·K)	2,74	3,62	$c_{1,I}$	-	0,513	1,223
ΔT_{pot}	K	56,6	62,4	$t_{k,I}$	h	10,8	20,6
$f_{cc,28}$	MPa	20,9	45,9	$E_{ct,28}$	MPa	23633	46107
s	-	0,215	0,302	n_E	-	0,327	0,401
t_{e0}	h	5,0	16,1	α_T	1/K	9,48E-06	1,24E-05
$f_{ct,28}$	MPa	0,97	2,80	a_1	-	0,204	0,442
n_t	-	0,346	0,476	b_1	-	0,058	0,466
-	-			a_2	-	0,142	0,389
-	-			b_2	-	0	0
T_{c0}	°C	3,80	28,08	T_{am}	°C	-4,05	20,76
$\alpha_{\ddot{u}e,s}$	W/(m ² ·K)	0,38	5,05	$\alpha_{\ddot{u}e,f}$	W/(m ² ·K)	2,50	31,54

Zur Überprüfung der stochastischen Modelle der Basisvariablen werden die Fälle adiabatischer und isothermer Randbedingungen am Referenzbeispiel betrachtet. Die Modellunsicherheit ist zu Eins gesetzt und wird als deterministische Größe angesehen, da sie aufgrund des zu geringen Stichprobenumfanges nicht für alle Parameter statistisch abgesichert bestimmt werden konnte. Diese Annahme wird auch für alle weiteren Monte-Carlo Analysen beibehalten. Dieses Vorgehen stellt keine Beschränkung der Allgemeinheit dar, da die Modellunsicherheit für das Gesamtmodell auch noch im nachhinein bestimmt werden kann.

Mit Hilfe der Monte-Carlo Simulation wird im ersten Fall die adiabatische Temperaturerhöhung des Betons ICO-01 nachgerechnet. Den zeitlichen Verlauf des Mittelwertes und der 1%- bzw. 99%-Quantile zeigt die Abb. 7.4. Sie zeigt ebenfalls die gemessenen adiabatischen Temperaturverläufe.

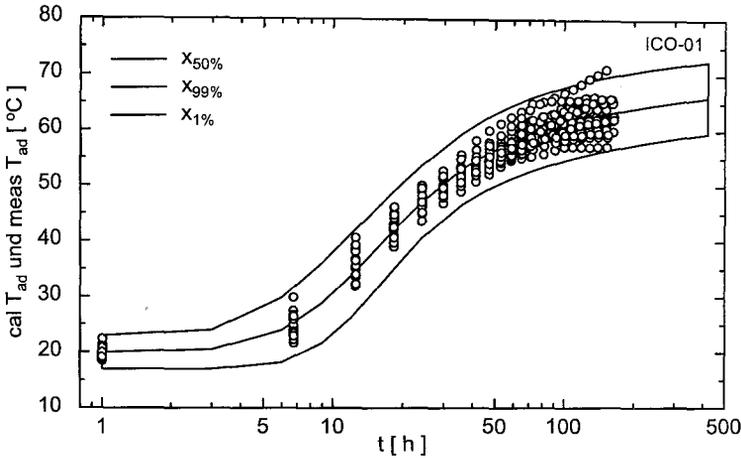


Abb. 7.4.: Vergleich der gemessenen und berechneten adiabatischen Temperaturverläufe für die Rezeptur ICO-01

In der Abbildung bezeichnet t die Zeitskala der Simulation. Alle Quantile wurden aus den Ergebnissen der Monte-Carlo Simulation berechnet. Die Parameter des wirksamen Alters (A_{Ea} , B_{Ea}) und der Wärmequellfunktion (ΔT_{pot} , $c_{1,I}$, $t_{k,I}$) wurden gemäß Tab. D.9 gewählt. Der Mittelwert der Frischbetontemperatur wurde zu $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ und die Standardabweichung zu $1,3\text{ K}$ gewählt. Das entspricht den in den Betonuntersuchungen festgestellten Werten. Zu erkennen ist, dass der Bereich zwischen der 1%- und 99%-Quantile die gesamte Schwankungsbreite der Versuche abdeckt. Ein großer Teil der Schwankungen wird durch die variable Frischbetontemperatur erzeugt. Eine Standardabweichung der Frischbetontemperatur von ca. $1,3\text{ K}$ erzeugt am Anfang der Simulation eine Spannweite der adiabatischen Temperaturerhöhung von ca. 6 K . Am Ende der Simulation beträgt die Spannweite ca. 13 K . Die Quantile sind symmetrisch um den Mittelwert angeordnet; die berechnete adiabatische Temperaturerhöhung ist normalverteilt.

Zur Überprüfung der Modelle der mechanischen Kurzzeiteigenschaften wurden auch isotherme Randbedingungen ($20\text{ }^{\circ}\text{C}$) auf den Referenzfall angewendet. Die Abb. 7.5 zeigt den berechneten zeitlichen Verlauf verschiedener Quantile der wirksamen Zugfestigkeit und den Vergleich mit den gemessenen Werten. Wieder wurden die Verteilungsannahmen der Tab. D.9 entnommen. Die Zugfestigkeit ist eine lognormalverteilte Zufallsgröße. Auch hier decken die 1%- und 99%-Quantile nahezu die gesamte Schwankungsbreite der Ver-

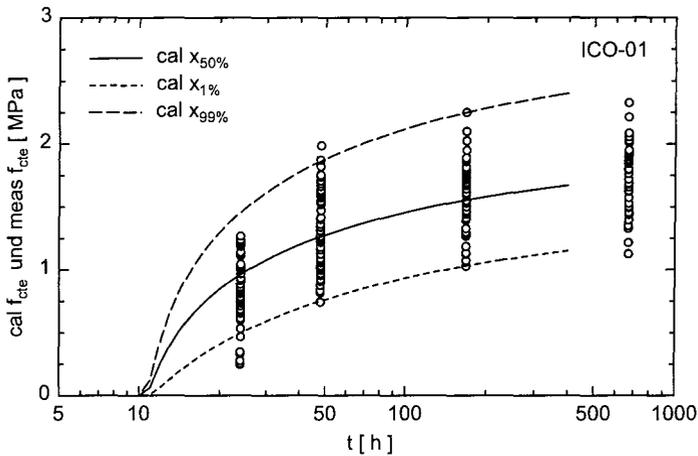


Abb. 7.5.: Vergleich der gemessenen und berechneten wirksamen Zugfestigkeiten unter isothermen Bedingungen (20 °C) für die Rezeptur ICO-01

suche ab.

Diese Untersuchung bestätigt, dass die Modelle zur Beschreibung der Unsicherheiten aus Kap. 5 die Versuchsergebnisse zutreffend abbilden.

7.1.3. Einfluss der Geometrie

Der Einfluss der Geometrie wird mit folgenden Parametern untersucht:

- Geometrie (Angaben in m): $\ell_c = 8$, $b_c = 1$, $d_c \in \{0,4; 0,6; 0,8; 1,2; 2,4\}$.
- Betonrezeptur: ICO-01.
- Behinderungsgrad: $R_{be} = 0$ und $R_{ae} \in \{0,1; 0,12; \dots 0,3 \dots 0,8\}$.
- Lufttemperatur (Angaben in °C): $T_{am} = 9$; Frühling; $T_{c0} = 15, 8$.
- mittlere Windgeschwindigkeit (Angaben in m/s): $v_m = 3$. Die zugehörigen Wärmeübergangskoeffizienten (in $W/(m^2 \cdot K)$) lauten (Schalung/freie Oberfläche): $\alpha_{üe} = (2,8/16)$.

Die Mittelwerte, Standardabweichungen und Verteilungstypen der Basisvariablen gemäß den Modellen aus Kap. 5 und Kap. 6 zeigt die Tab. 7.2.

Tab. 7.2.: Basisvariablen der Parameterstudie „Einfluss der Geometrie“

Basisvariable					
Nummer	Name	Einheit	E [X]	D[X]	Typ
1	c_c	kJ/(kg·K)	0,2917	0,01167	LNV
2	λ_c	W/(m·K)	3,19	0,1276	LNV
3	ρ_c	kg/m ³	2354	23,54	LNV
4	ΔT_{pot}	K	59,4	0,89	LNV
5	$t_{k,I}$	h	15,96	1,436	NV
6	$c_{1,I}$	-	0,86	0,1118	NV
7	A_{Ea}	J/mol	33500	3015	NV
8	B_{Ea}	J/(mol·K)	1047	94,23	NV
9	α_T	1/K	1,09E-05	4,37E-07	LNV
10	$f_{cc,28}$	MPa	32,9	3,619	LNV
11	s	-	0,26	0,013	NV
12	t_{e0}	h	10,5	1,68	NV
13	$f_{ct,28}$	MPa	1,725	0,276	LNV
14	n_t	-	0,41	0,0205	NV
15	$E_{ct,28}$	MPa	33680	3368	LNV
16	n_E	-	0,36	0,0108	NV
17	a_1	-	0,32	0,0352	NV
18	b_1	-	0,27	0,0594	NV
19	a_2	-	0,26	0,0364	NV
20	b_2	-	0	0	-
21	T_{e0}	°C	15,77	3,85	NV
22	T_{am}	°C	9	3,78	NV
23	$\alpha_{ües}$	W/(m ² ·K)	2,8	0,7	NV
24	$\alpha_{üef}$	W/(m ² ·K)	16	4	NV

Auswertung Der Zeitpunkt der Erstrissbildung wird durch C_{cr} aus deterministischen Vorbetrachtungen in Abhängigkeit der Behinderung bestimmt. Dazu wurden die Mittelwerte der Basisvariablen verwendet.

Der Rissindex hängt umgekehrt proportional vom Endbehinderungsgrad R_{ae} ab. Damit der vollständige Verlauf der Verteilungsfunktion berechnet werden konnte, ist

$$R_{ae} \in \{0,1; 0,12; \dots 0,4; 0,5; \dots 0,8\}$$

gewählt worden. Jeder Behinderungsgrad definiert eine Monte-Carlo Simulation. Jede der Simulationen liefert einen Wert für den minimalen Rissindex C_{cr} und die zugehörige Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses p_{cr} zum

Erstrisszeitpunkt am kritischen Ort. An diese Wertepaare wurden folgende Modelle der gesuchten Verteilungsfunktion F_{cr} von C_{cr} mittels nichtlinearer Regression angepasst:

Modell 1 (MCS): Die Verteilungsfunktion $F_{cr,M}$ aus der MC-Anwendung wird durch

$$F_{cr,M}(C_{cr}) = \text{LNV}(\mu_{cr}, \sigma_{cr}, C_{cr}) \quad (7.1)$$

$E[C_{cr}] \approx \mu_{cr}$ und $D[C_{cr}] \approx \sigma_{cr}$ beschrieben. Dieses Modell gibt die Ergebnisse der Simulation exakt wider und liefert den Variationskoeffizienten von C_{cr} . Ein Konfidenzintervall für C_{cr} in Abhängigkeit von p_{cr} wird angegeben. Als Irrtumswahrscheinlichkeit wird $\delta = 0,2$ gewählt.

Modell 2 (FORM): Für den Fall, dass die Einwirkungsseite als auch die Widerstandsseite lognormalverteilte Zufallsvariablen darstellen, wird die Verteilungsfunktion $F_{cr,L}$ durch Gl.(E.6) beschrieben. Die Parameter der Funktion sind der Variationskoeffizient des Widerstandes V_{fct} und der Einwirkung V_{σ} , also

$$F_{cr,L}(C_{cr}) \approx \text{LNV}(C_{cr}, V_{fct}, V_{\sigma}). \quad (7.2)$$

Modell 2 ist eine Näherung von Modell 1.

Modell 3 (FORM): Für den Fall, dass sowohl die Einwirkungsseite als auch die Widerstandsseite normalverteilte Zufallsvariablen darstellen, wird die Verteilungsfunktion $F_{cr,N}$ durch Gl.(2.17) beschrieben. Also gilt analog zu Modell 2

$$F_{cr,N}(C_{cr}) \approx \text{NV}(C_{cr}, V_{fct}, V_{\sigma}). \quad (7.3)$$

Die Modelle der FORM benötigen gegebenenfalls ein additives Maß $\delta = \Delta C_{cr}$, um die Ergebnisse der MCS zutreffend beschreiben zu können. Dieses Maß beschreibt die Abweichung der FORM von der MCS. Die Abb. 2.6 verdeutlicht, dass es aus der Sicht der Risskontrolle vernünftig ist, den Verlauf der Verteilungsfunktion von C_{cr} ab p_{cr} -Werten kleiner 50% genau zu kennen. Daher werden die Modelle der FORM ausschließlich auf diesen Bereich angewendet. Als Variationskoeffizient der Zugfestigkeit V_{fct} wird in dieser Arbeit immer der Variationskoeffizient nach 28 Tagen gewählt, also

$$V_{fct} = V_{fct,28}. \quad (7.4)$$

Ergebnisse Die Abb.7.6 zeigt das Ergebnis der Parameterstudie. Jedes Symbol bezeichnet das Ergebnis einer Monte-Carlo Simulation. Zu erkennen ist, dass der Mittelwert, die Standardabweichung und der Variationskoeffizient von C_{cr} mit Zunahme der Dicke abnehmen. Als Verteilungsfunktion wird Modell 1 bestätigt. Das größte mittlere Residuum aller Regressionsanalysen ist kleiner als 10^{-4} . Die Regressionskoeffizienten sind alle größer als 99,99%.

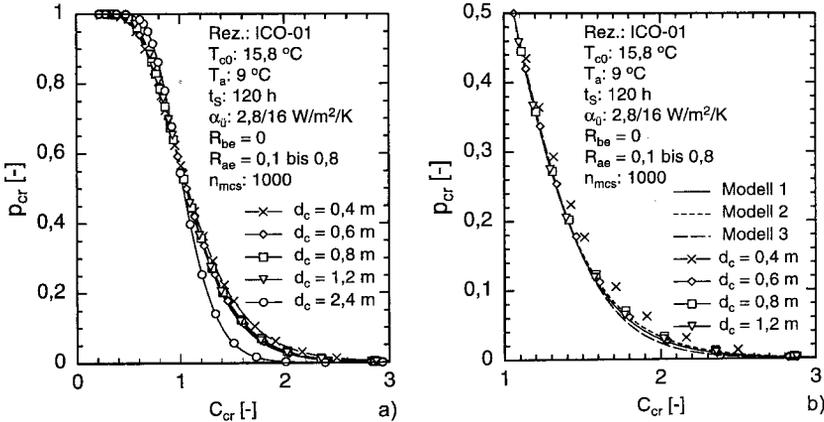


Abb. 7.6.: Einfluss der Geometrie des symmetrisch abkühlenden zentrisch gezwängten Stabs auf die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses. Rezeptur ICO-01; Jahreszeit Frühling; Windgeschwindigkeit 3m/s. a) F_{cr} berechnet nach Modell 1 in Abhängigkeit der Stabdicke. b) F_{cr} berechnet nach den Modellen 1 bis 3 in Abhängigkeit der Stabdicke und $p_{cr} \leq 0,5$.

Die Tab. 7.3 zeigt die berechneten Parameter für Modell 1. Unter den gemachten Voraussetzungen gelten folgende empirische Zusammenhänge zwischen d_c in [m] und $E\{C_{cr}\}$ bzw. $V\{C_{cr}\}$ in [-]:

$$E\{C_{cr,m}\} \approx 1,16 - 0,041 \cdot d_c, \quad (7.5)$$

$$V\{C_{cr,m}\} \approx 0,41 - 0,067 \cdot d_c. \quad (7.6)$$

Die Abb. 7.7 zeigt die zugehörige graphische Auswertung. Die Abbildungen 7.6 und 7.7 verdeutlichen, dass sehr dicke Bauteile bei gleicher Behinderung sich robuster gegenüber Trennrissbildung verhalten als dünne. Als sehr dick können hierbei Bauteile mit $d_c > 1,6$ m gelten. Für den in der Praxis interessanten Bereich der Geometrie von 0,4 m bis 1,2 m sind die Verteilungsfunktionen statistisch kaum unterscheidbar. Die Variationskoeffizienten der

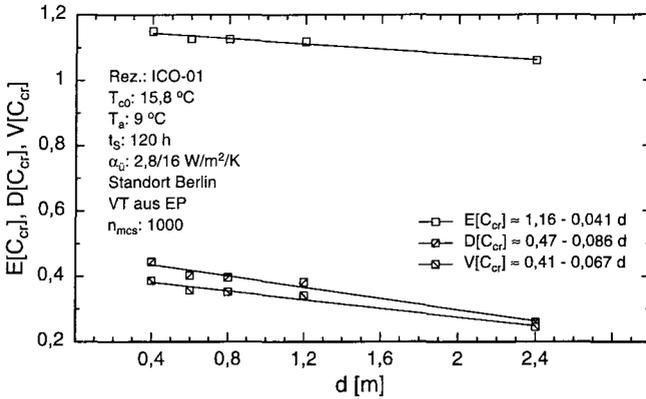


Abb. 7.7.: Einfluss der Geometrie des symmetrisch abkühlenden zentrisch gezwängten Stabs auf den Erwartungswert $E[C_{cr}]$, die Standardabweichung $D[C_{cr}]$ und Variationskoeffizienten $V[C_{cr}]$ des Rissindex C_{cr} .

Tab. 7.3.: Auswertung der Modelle 1 bis 3 zum Einfluss der Geometrie auf C_{cr}

d	Modell 1			Modell 2			Modell 3		
	μ	σ	$V[C_{cr}]$	V_R	V_S	ΔC_{cr}	V_R	V_S	ΔC_{cr}
0,4	1,1497	0,4446	0,3867	0,1600	0,4010	0,1320	0,1600	0,4192	0,0714
0,6	1,1265	0,4027	0,3575	0,1600	0,3493	0,1066	0,1600	0,3643	0,0630
0,8	1,1255	0,3964	0,3522	0,1600	0,3533	0,1049	0,1600	0,3772	0,0548
1,2	1,1184	0,3822	0,3417	0,1600	0,3385	0,0971	0,1600	0,3575	0,0536
2,4	1,0605	0,2597	0,2449	0,1600	0,1956	0,0356	0,1600	0,1956	0,0356

Tab. 7.4.: Mittelwerte aus den Untersuchungen der Geometrie $d_c = 0,4$ m bis 1,2 m

Modell 1:	$E[C_{cr}] = 1,13$	$D[C_{cr}] = 0,41$	$V[C_{cr}] = 0,36$
Modell 2:	$V[f_{ct,28}] = 0,16$	$V[\sigma_m] = 0,36$	$\Delta C_{cr} = 0,11$
Modell 3:	$V[f_{ct,28}] = 0,16$	$V[\sigma_m] = 0,38$	$\Delta C_{cr} = 0,06$

Spannungen und des Rissindex nehmen erhebliche Größenordnungen an (vgl. Tab. 7.3). Für die Risskontrolle bedeutet dieses Ergebnis, dass eine Veränderung der Geometrie in diesem Bereich keine signifikante Verbesserung oder Verschlechterung der Rissempfindlichkeit verursacht.

Die Tab. 7.3 zeigt die Auswertung der FORM-Modelle 2 und 3. Mit Hilfe der nichtlinearen Regression werden die Variationskoeffizienten der mittleren

Spannung berechnet, also $V_S = \text{cal } V_{\sigma_m}$. Als Variationskoeffizient des Widerstandes wird der Variationskoeffizienten der Zugfestigkeit nach 28-Tagen gewählt, also $V_{f_{ct,28}} = 0,16$. Die Regressionskoeffizienten des Modells 2 sind alle größer als 99,99%, das maximale Residuum kleiner als 10^{-4} . Für das Modell 3 lauten die zugehörigen Werte 98,85% und 10^{-3} . Auch hier ist ein signifikanter linearer Einfluss der Geometrie zu erkennen. Größere Dicken sind mit kleineren Variationskoeffizienten verbunden, da dünnere Querschnitte größere Schwankungsbreiten der mittleren Spannungen aufweisen. Die Einzelergebnisse legen nahe, die Werte der Geometrien 0,4 m bis 1,2 m in einem gemeinsamen Modell zu erfassen. Die berechneten Werte sind in Tab. 7.4 zu sehen. Sie entsprechen den Mittelwerten aus den vier Untersuchungen.

7.1.4. Einfluss der Randspannungen

Der Einfluss der Randspannungen auf den Rissindex wird am Beispiel des Referenzfalls näher untersucht. Die Abbildungen 7.8, 7.9 und 7.10 zeigen das Ergebnis der Untersuchungen. Verglichen wird der über den Querschnitt gemittelte Rissindex (Abb.7.8) mit dem Rissindex für $z = 5 \text{ cm}$ und $z = 35 \text{ cm}$. Dargestellt ist jeweils der zeitliche Verlauf a) der geschätzten Erwartungswerte der Zugfestigkeit, Spannung und Rissindex; b) der Temperatur sowie der 5%- und 95%-Quantile; c) 5%- und 95%-Quantile der Zugfestigkeit, Spannung und Rissindex und d) den geschätzten Dichten der Zugfestigkeit und der Spannung zum Erstrisszeitpunkt.

Die Untersuchung zeigt das erwartete Phänomen: Die Rissbildung beginnt am Rand kurz nach dem Ausschalen (ca. 128 h). Die Wahrscheinlichkeit ist klein, nimmt jedoch mit der Zeit schnell zu, bis auch die mittlere Faser ihre Zugfestigkeit erreicht hat und der Trennriss sich vollständig ausbilden kann (ca. 270 h). Der über den Querschnitt gemittelte Rissindex schätzt den Erstrisszeitpunkt auf ca. 265 h und stellt eine gute Näherung dar. Daher wird der gemittelte Rissindex zur Beurteilung der Rissemphindlichkeit verwendet.

Im Teil d) der Abbildungen ist auch der Überschneidungsbereich der Histogramme der Spannung und der Zugfestigkeit zu erkennen. Er definiert den gesuchten Sicherheitsabstand für die FORM im RS-Format. Zu erkennen ist, dass bereits ab einer Zugspannung von ca. $0,8 \text{ N/mm}^2$ eine erhebliche Wahrscheinlichkeit für die Bildung eines Risses besteht.

7.1.5. Einfluss der Umgebungstemperatur

Der Einfluss der Umgebungstemperatur wird am folgenden System studiert:

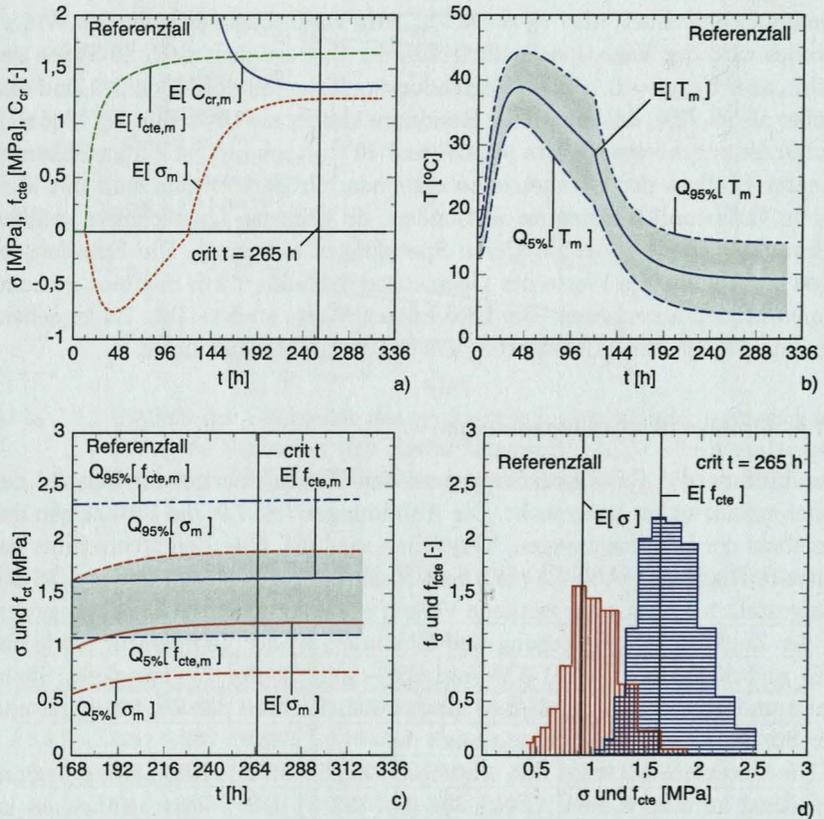


Abb. 7.8.: Exemplarische Auswertung der mit Hilfe der MCS berechneten Verteilungen der über den Querschnitt gemittelten Größen für den Referenzfall. a) Geschätzte Erwartungswerte der mittleren Zugfestigkeit, Spannung und Rissindex in Abhängigkeit der Zeit. b) Geschätzter Erwartungswert der mittleren Temperatur sowie 5%- und 95%-Quantile in Abhängigkeit der Zeit. c) 5%- und 95%-Quantile der mittleren Zugfestigkeit und Spannung in Abhängigkeit der Zeit. d) Geschätzte Dichtefunktionen der mittleren Zugfestigkeit und Spannung zum Erstrisszeitpunkt $t = 265 \text{ h}$.

- Geometrie (Angaben in m): $l_c = 8$, $b_c = 1$, $d_c = 0,8$.
- Betonrezeptur: ICO-01.
- Behinderungsgrade: $R_{be} = 0$ und $R_{ae} \in \{0,2; 0,3; 0,6\}$.

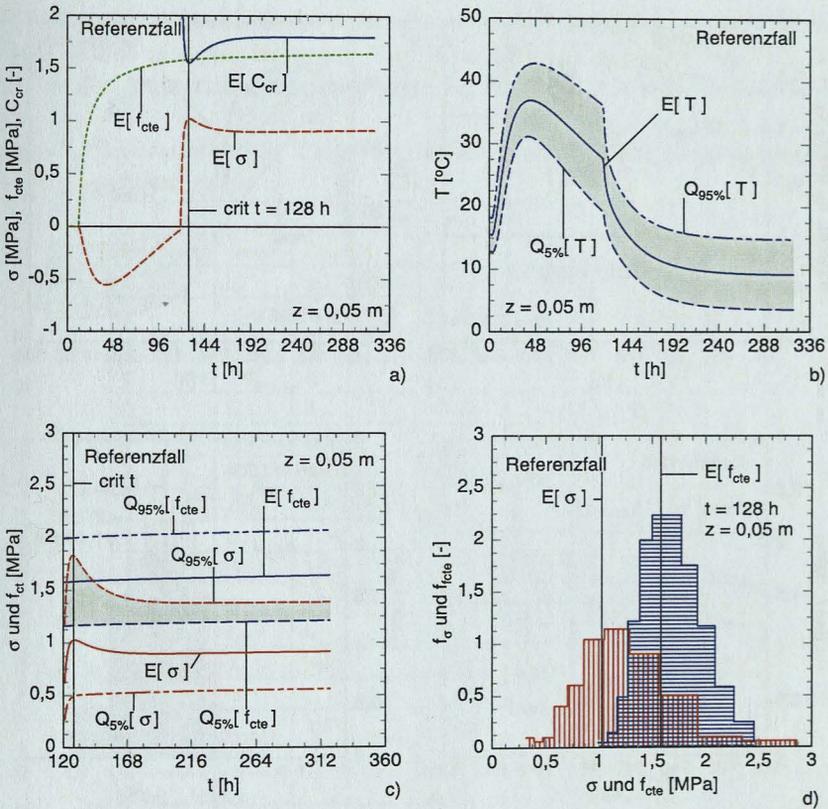


Abb. 7.9.: Exemplarische Auswertung der mit Hilfe der MCS berechneten Verteilungen des Referenzfalls für $z = 5$ cm. a) Geschätzte Erwartungswerte der Zugfestigkeit, Spannung und Rissindex in Abhängigkeit der Zeit. b) Geschätzter Erwartungswert der Temperatur sowie 5%- u. 95%-Quantile in Abhängigkeit der Zeit. c) 5%- u. 95%-Quantile der Zugfestigkeit und Spannung in Abhängigkeit der Zeit. d) Geschätzte Dichtefunktionen der mittleren Zugfestigkeit und Spannung zum Erstrisszeitpunkt $t = 128$ h.

- Lufttemperatur (Angaben in $^{\circ}\text{C}$): $T_{am} \in \{2; 9; 13; 19; 23; 28\}$. Die Lufttemperaturen korrespondieren nach Kap. 6 mit folgenden Frischbetontemperaturen:

$$T_{c0} \in \{12,3; 15,8; 17,8; 20,8; 22,8; 25,3\}.$$

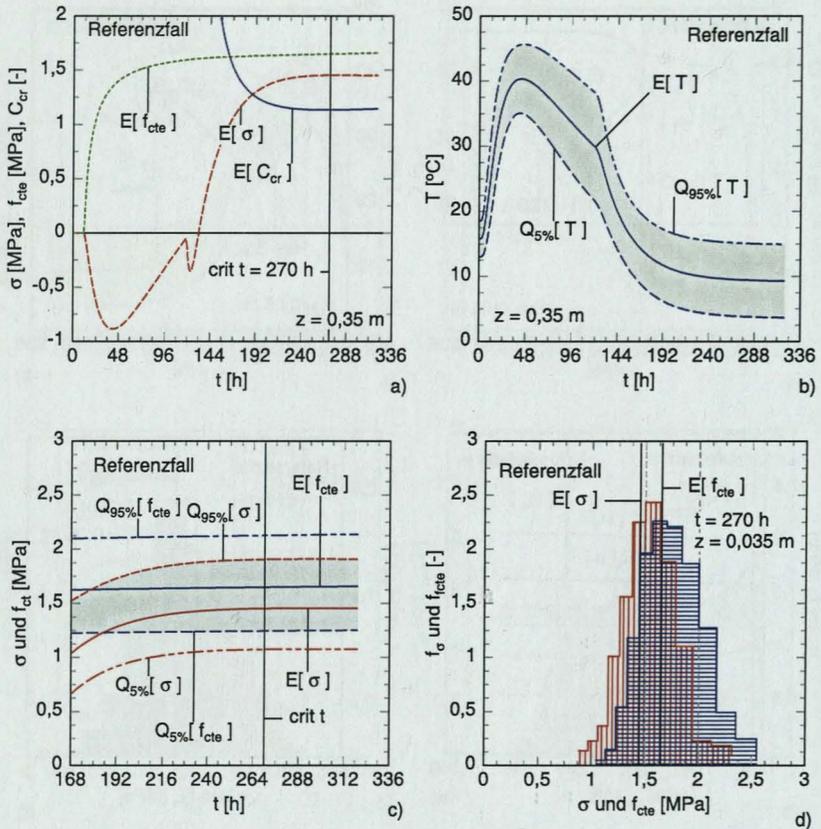


Abb. 7.10.: Exemplarische Auswertung der mit Hilfe der MCS berechneten Verteilungen des Referenzfalls für $z = 35 \text{ cm}$. a) Geschätzte Erwartungswerte der Zugfestigkeit, Spannung und Rissindex in Abhängigkeit der Zeit. b) Geschätzter Erwartungswert der Temperatur sowie 5%- u. 95%-Quantile in Abhängigkeit der Zeit. c) 5%- u. 95%-Quantile der Zugfestigkeit und Spannung in Abhängigkeit der Zeit. d) Geschätzte Dichtefunktionen der mittleren Zugfestigkeit und Spannung zum Erstrisszeitpunkt $t = 270 \text{ h}$.

- mittlere Windgeschwindigkeit (Angaben in m/s): $v_m = 3$. Die zugehörigen Wärmeübergangskoeffizienten (Schalung/freie Oberfläche) lauten für: $\alpha_{ie} = (2,8/16)$ (in $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$).

Die Mittelwerte, Standardabweichungen und Verteilungstypen der Basisvariablen gemäß den Ansätzen aus Kap. 5 und Kap. 6 zeigt die Tab. 7.5. Die Ansätze der Auswertung werden gegenüber Abschn. 7.1.3 nicht geändert.

Tab. 7.5.: Basisvariable der Parameterstudie „Variation der Umgebungstemperatur“

Basisvariable					
Nummer	Name	Einheit	E [X]	D[X]	Typ
1	c_c	kJ/(kg·K)	0,2917	0,01167	LNV
2	λ_c	W/(m·K)	3,19	0,1276	LNV
3	ρ_c	kg/m ³	2354	23,54	LNV
4	ΔT_{pot}	K	59,4	0,89	LNV
5	$t_{k,I}$	h	15,96	1,436	NV
6	$c_{1,I}$	-	0,86	0,1118	NV
7	A_{Ea}	J/mol	33500	3015	NV
8	B_{Ea}	J/(mol·K)	1047	94,23	NV
9	α_T	1/K	1,09E-05	4,37E-07	LNV
10	$f_{cc,28}$	MPa	32,9	3,619	LNV
11	s	-	0,26	0,013	NV
12	t_{e0}	h	10,5	1,68	NV
13	$f_{ct,28}$	MPa	1,725	0,276	LNV
14	n_t	-	0,41	0,0205	NV
15	$E_{ct,28}$	MPa	33680	3368	LNV
16	n_E	-	0,36	0,0108	NV
17	a_1	-	0,32	0,0352	NV
18	b_1	-	0,27	0,0594	NV
19	a_2	-	0,26	0,0364	NV
20	b_2	-	0	0	--
21	T_{c0}	°C	12,3 15,8 17,8 20,8 22,8 25,3	4,2 3,9 3,7 3,4 3,2 2,9	NV
22	T_{am}	°C	2,0 9,0 13,0 19,0 23,0 28,0	4,2 3,9 3,7 3,4 3,2 2,9	NV
23	$\alpha_{ües}$	W/(m ² ·K)	2,8	0,7	NV
24	$\alpha_{üef}$	W/(m ² ·K)	16	4	NV

Ergebnisse Der Rissindex hängt von der Differenz $\Delta T = T_{am} - T_{c0}$ ab. Bleiben alle anderen Parameter unverändert, dann ist zu erwarten, dass für

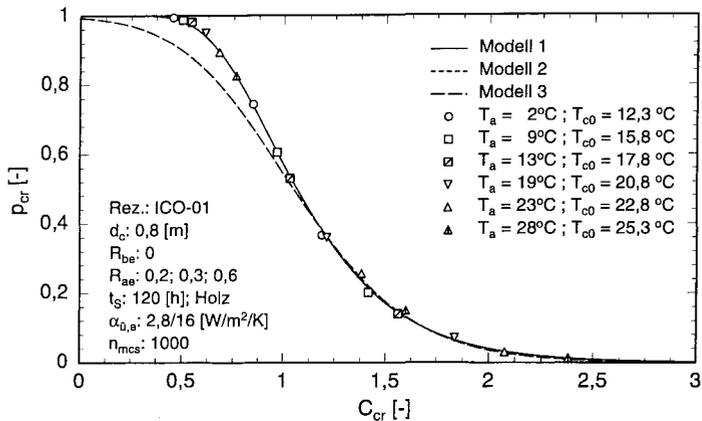


Abb. 7.11.: Einfluss der Lufttemperatur auf die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses bei einem symmetrisch abkühlenden zentrisch gezwängten Stab.

$\Delta T < 0$ niedrige C_{crm} -Werte, für positive ΔT höhere C_{cr} -Werte berechnet werden. Der Ansatz für T_{co} (Gl.6.2) aus Kap. 6 unterstellt, dass die Frischbetontemperatur die Lufttemperatur ab einem Wert $T_a = 22,6^\circ\text{C}$ übersteigt. Extreme Einwirkungskombinationen wie z.B. $T_{co} = 2^\circ\text{C}$ und $T_{am} = 28^\circ\text{C}$ oder umgekehrt treten in der Praxis eher selten auf. Durch den linearen Zusammenhang zwischen T_{co} und T_{am} besitzen beide Größen die gleiche Streuung. Die Variationskoeffizienten der Frischbetontemperatur liegen zwischen 11% im Sommer und 34% im Winter. Die zugehörigen Variationskoeffizienten der Lufttemperatur sind 10% im Sommer und 210% im Winter.

Tab. 7.6.: Auswertung der Modelle 1 bis 3 zur Untersuchung des Einflusses der Lufttemperatur

Modell 1:	$E[C_{cr}] = 1,14$	$D[C_{cr}] = 0,42$	$V[C_{cr}] = 0,37$
Modell 2:	$V[f_{ct,28}] = 0,16$	$V[\sigma_m] = 0,39$	$\Delta C_{cr} = 0,12$
Modell 3:	$V[f_{ct,28}] = 0,16$	$V[\sigma_m] = 0,42$	$\Delta C_{cr} = 0,05$

Diese Studie befasst sich mit den Auswirkungen der Änderung verschiedener äußerer Einwirkungen auf ein System bei verschiedenen Anfangsbedingungen. Im Gegensatz zu Abschn. 7.1.3 erzeugen in diesem Fall verschiedene Einwirkungskombinationen keine eigenen Verteilungsfunktionen des Rissindex. Dies verdeutlicht Abb. 7.11. Die verschiedenen Lufttemperaturen erzeugen Werte des Rissindex im gesamten zu erwartenden Wertebereich. Je

höher die Lufttemperatur und je niedriger die Behinderungsgrade, desto größer sind die Werte $C_{cr,m}$. Mit den Modellen 1 bis 3 wurden die Ergebnisse in Tab. 7.6 berechnet. Die zugehörigen Regressionskoeffizienten sind alle größer als 99,5%. Die berechneten Werte stimmen mit denen aus Tab. 7.4 nahezu überein. Die relativen Fehler der Regression sind ebenfalls identisch.

7.1.6. Einfluss der mittleren Windgeschwindigkeit

Die Variation der Windgeschwindigkeit hat einen direkten Einfluss auf den Wärmeübergangskoeffizienten. Folgendes System wird untersucht:

- Geometrie (Angaben in m): $\ell_c = 8$, $b_c = 1$, $d_c = 0,8$.
- Behinderungsgrade: $R_{be} = 0$ und $R_{ae} = 0,1$ bis $0,8$.
- Lufttemperatur (Angaben in °C): $T_{am} = 9^\circ\text{C}$ und $T_{co} = 15,8^\circ\text{C}$.
- mittlere Windgeschwindigkeit (Angaben in m/s): $v_m \in \{1, 5; 3; 7\}$.
Die zugehörigen Wärmeübergangskoeffizienten (in $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$)
lauten (Schalung/freie Oberfläche):
 $\alpha_{üe} \in \{(2,7/12); (2,8/16); (3,1/28)\}$.
- Betonrezeptur: ICO-01.

Ergebnisse Die Modelle und Auswertungsmethoden werden beibehalten. Die Basisvariablen sind in Tab. 7.7 definiert. Eine Änderung der Wärmeübergangskoeffizienten wird in diesem Fall durch eine Änderung der klimatischen Einwirkungen verursacht. Daher erzeugen die drei verschiedenen Stufen der mittleren Windgeschwindigkeit keine eigenen Verteilungsfunktionen des Rissindexes. Das zeigt Abb. 7.12. Die Wärmeübergangskoeffizienten zeigen keinen großen Einfluss $C_{cr,m}$. Die Auswertung der Modelle 1 bis 3 (vgl. Tab. 7.8) liefert leicht niedrigere Werte als die vorherigen Untersuchungen. Dies ist durch die verringerte Anzahl von Monte-Carlo Analysen zu erklären.

7.1.7. Einfluss der Betonzusammensetzung

In einer weiteren Parameterstudie werden die Verteilungsfunktionen von $C_{cr,m}$ unter Verwendung der Ergebnisse der Betonuntersuchungen der Rezepturen ICO-01 bis ICO-06 für den Referenzfall berechnet. Die Eigenschaften der Basisvariablen sind in den Tabellen D.9 bis D.14 definiert. Die Eigenschaften der Basisvariablen der klimatischen Einwirkungen sind Tab. 7.2 zu entnehmen. Die Modelle und Annahmen zur Auswertung bleiben unverändert.

Tab. 7.7.: Basisvariable der Parameterstudie „Variation der Windgeschwindigkeit“

Basisvariable					
Nummer	Name	Einheit	E [X]	D[X]	Typ
1	c_c	kJ/(kg·K)	0,2917	0,01167	LNV
2	λ_c	W/(m·K)	3,19	0,1276	LNV
3	ρ_c	kg/m ³	2354	23,54	LNV
4	ΔT_{pot}	K	59,4	0,89	LNV
5	$t_{k,I}$	h	15,96	1,436	NV
6	$c_{1,I}$	-	0,86	0,1118	NV
7	A_{Ea}	J/mol	33500	3015	NV
8	B_{Ea}	J/(mol·K)	1047	94,23	NV
9	α_T	1/K	1,09E-05	4,37E-07	LNV
10	$f_{cc,28}$	MPa	32,9	3,619	LNV
11	s	-	0,26	0,013	NV
12	t_{e0}	h	10,5	1,68	NV
13	$f_{ct,28}$	MPa	1,725	0,276	LNV
14	n_t	-	0,41	0,0205	NV
15	$E_{ct,28}$	MPa	33680	3368	LNV
16	n_E	-	0,36	0,0108	NV
17	a_1	-	0,32	0,0352	NV
18	b_1	-	0,27	0,0594	NV
19	a_2	-	0,26	0,0364	NV
20	b_2	-	0	0	-
21	T_{r0}	°C	15,8	3,9	NV
22	T_{am}	°C	9	3,9	NV
23	$\alpha_{ües}$	W/(m ² ·K)	2,7 2,8 3,1	0,68 0,70 0,34	NV
24	$\alpha_{üef}$	W/(m ² ·K)	12 16 28	3 4 3	NV

Tab. 7.8.: Auswertung der Modelle 1 bis 3 zur Untersuchung des Einflusses der mittleren Windgeschwindigkeit

Modell 1:	$E[C_{cr}] = 1,12$	$D[C_{cr}] = 0,39$	$V[C_{cr}] = 0,34$
Modell 2:	$V[f_{ct,28}] = 0,16$	$V[\sigma_m] = 0,34$	$\Delta C_{cr} = 0,10$
Modell 3:	$V[f_{ct,28}] = 0,16$	$V[\sigma_m] = 0,35$	$\Delta C_{cr} = 0,06$

Ergebnisse Generell ist ein Vergleich verschiedener Verteilungsfunktionen nur möglich, wenn von einem gleichen Stand der Unsicherheit ausgegangen wird. Diese Voraussetzung ist in diesem Fall nicht gegeben. Die Qualität der Datenbasis der Rezepturen ist sehr verschieden. Die Stichproben der Rezep-

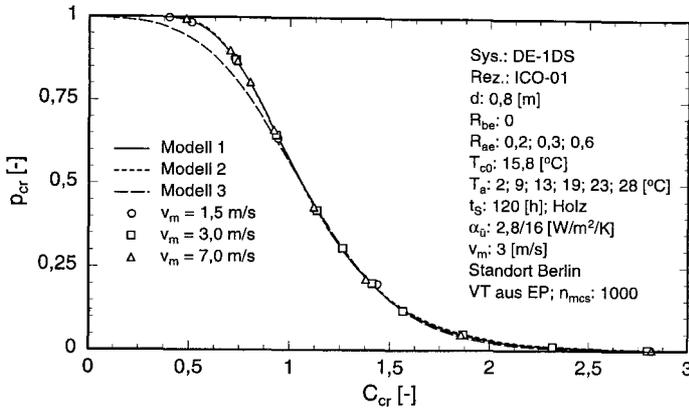


Abb. 7.12.: Einfluss der mittleren Windgeschwindigkeit auf die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses eines symmetrisch abkühlenden zentrisch gezwängten Stabs.

Tab. 7.9.: Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Parameter der Modelle 1 bis 3

Rez.	Modell 1			Modell 2			Modell 3		
	$E[X]$	$D[X]$	$V[X]$	V_R	V_S	ΔC_{cr}	V_R	V_S	ΔC_{cr}
ICO-01	1,1260	0,3972	0,3528	0,1600	0,3533	0,1049	0,1600	0,3772	0,0548
ICO-02	1,0742	0,2899	0,2699	0,0300	0,2910	0,0751	0,0300	0,2626	0,0528
ICO-04	1,1634	0,4723	0,4060	0,1500	0,4421	0,1499	0,1500	0,4058	0,0944

turen ICO-01, ICO-02 und ICO-04 können jeweils als homogen und repräsentativ bezeichnet werden, d.h. sie stellen eine abgesicherte Stichprobe der Grundgesamtheit dar. Die Anzahl der hergestellten Proben ist ausreichend groß, und die Variationskoeffizienten nehmen realistische Größenordnungen an. Für die Stichproben der Rezepturen ICO-03, ICO-05 und ICO-06 gilt das nicht.

Die Abb. 7.13 zeigt die Auswertung des Modells 1 für die Rezepturen ICO-01 bis ICO-06. Das autogene Schwinden ist nicht berücksichtigt worden.

Die Erfahrungen mit Festigkeitsprüfungen belegen, dass Betone mit niedrigem Wasserzementwert in der Tendenz niedrige Variationskoeffizienten der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls aufweisen. Die Untersuchungen deuten darauf hin, dass die Variationskoeffizienten der Hydratationswärme nahezu unabhängig von der Rezeptur sind. Aufgrund dieser Phänomene ist zu erwarten, dass CEM I-Betone bei gleichem (wirksamen) Wasserbindemittelwert

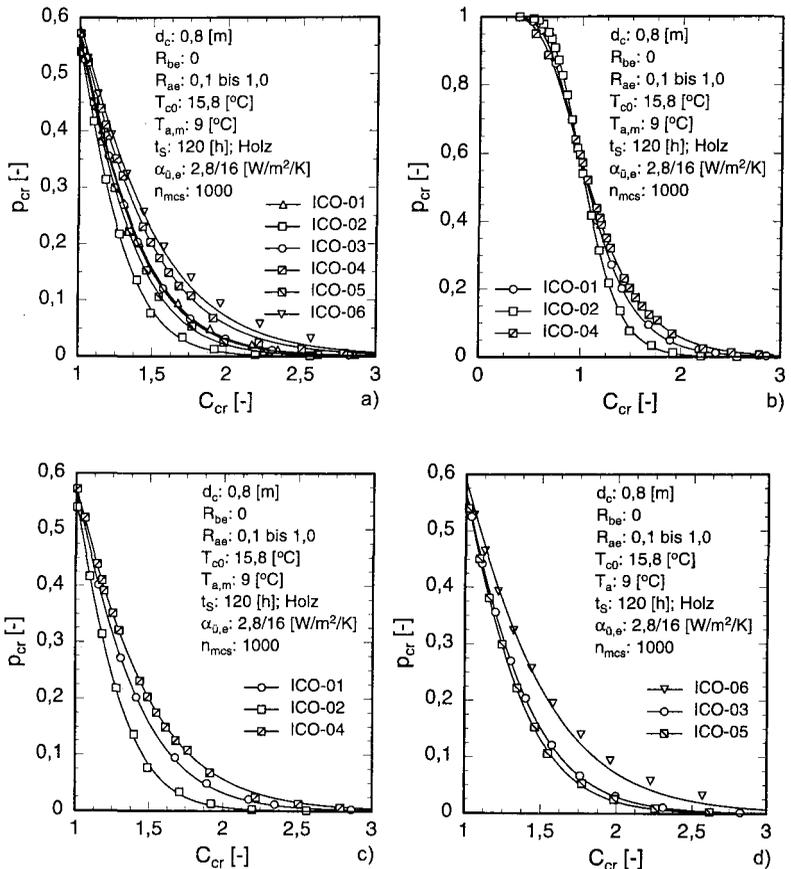


Abb. 7.13.: Einfluss der Betonzusammensetzung auf die die Verteilungsfunktion des Rissindex bei Annahme des Referenzfalls. a) F_{cr} der Rezepturen ICO-01 bis ICO-06 bis $p_{cr} = 0,6$. b) F_{cr} der Rezepturen ICO-01, ICO-02 und ICO-04 bis $p_{cr} = 1,0$. c) F_{cr} der Rezepturen ICO-01, ICO-02 und ICO-04 bis $p_{cr} = 0,6$. d) F_{cr} der Rezepturen ICO-03, ICO-05 und ICO-06 bis $p_{cr} = 0,6$.

kleinere Variationskoeffizienten der Verteilungsfunktion des Rissindex C_{cr} erzeugen, als CEM III/A-Betone mit einem hohen Anteil an Flugasche oder CEM III/B-Betone ohne Zusatzstoffe. Diese Tendenz wird durch Abb.7.13 angedeutet. $V[C_{cr}]$ nimmt von ICO-02 bis ICO-04 zu. Die Variationskoeffizienten der Basisvariablen der übrigen Betone sind in der Regel zu klein und

die aus ihnen geschätzten Verteilungsfunktionen unterschätzen die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses. Die Auswertung der Modelle 1 bis 3 zeigt die Tab. 7.9. Eine allgemein gültige Aussage kann jedoch nicht getroffen werden. Wenn die Rezepturen ICO-03, ICO-05 oder ICO-06 in die Analysen mit einbezogen werden sollen, dann müssen die Variationskoeffizienten dieser Rezepturen durch Schätzung oder weitere Betonuntersuchungen verbessert werden. Als Schätzung können die Werte der Rezeptur ICO-01 gelten. Eine Verbesserung der Verteilungsfunktion des Rissindex bei Verwendung der Rezeptur ICO-03 wird in Kap. 8 vorgestellt.

7.1.8. Einfluss der stochastischen Annahmen

Die Ergebnisse der vorhergehenden Abschnitte zeigen, dass unterschiedliche Umfänge der Stichproben einen erheblichen Einfluss auf die Berechnung der Verteilungsfunktion F_{cr} des Rissindex ausüben. Die verschiedenen Umfänge spiegeln sich in unterschiedlichen Variationskoeffizienten der Basisvariablen wider. In diesem Abschnitt wird exemplarisch untersucht, wie sich verschiedene Variationskoeffizienten der Basisvariablen der Hydratationswärme (Gruppe I) und der mechanischen Eigenschaften sowie der Relaxation (Gruppe II) auf F_{cr} auswirken.

Tab. 7.10.: Definition der Stufen der Unsicherheit der Prüfung der mechanische Eigenschaften und der Hydratationswärme (Variationskoeffizienten in Prozent)

Größe	Stufe			Typ
	I	II	III	
$V[f_{cc}]$	5	10	15	LNV
$V[f_{ct}]$	5	10	25	LNV
$V[E_{ct}]$	5	10	20	LNV
$V[\phi]$	15	25	35	NV
$V[\Delta T_{pot}]$	0,5	1,5	2,5	NV
$V[c_{1,I}]$	5	12	20	NV
$V[t_{k,I}]$	5	12	20	NV

Zur Variation der statischen Annahmen wird abweichend von der ersten Parameterstudie folgendes System gewählt. Die Art der Schalung und die Schalldauer bleiben unverändert.

- Geometrie (Angaben in m): $d_c = 0,8$, $\ell_c = 8$, $b_c = 1$.
- Betonrezeptur: ICO-03.

- Behinderungsgrade: $R_{be} = 0$ und $R_{ae} \in \{0,1; 0,12; \dots 0,3 \dots 0,8\}$.
- Lufttemperatur (Angaben in °C): $T_{am} = 9$; $T_{c0} = 15,8$.
- mittlere Windgeschwindigkeit (Angaben in m/s): $v_m = 3$. Die zugehörigen Wärmeübergangskoeffizienten (in $W/(m^2 \cdot K)$) lauten (Schalung/freie Oberfläche): $\alpha_{üe} = (2,7/12)$.

Die Unsicherheiten aus der Prüfung der mechanischen Eigenschaften und der Hydratationswärme werden unabhängig voneinander behandelt. Die gewählten Variationskoeffizienten gelten einheitlich für alle Parameter der einzelnen Modelle der Gruppe. Die sonstigen Verteilungsannahmen aus Kap. 5 bleiben erhalten. Die Stufen der Unsicherheit sind in Tab. 7.10 definiert.

Betrachtet werden für beide Gruppen der BV drei verschiedene Stufen der Unsicherheit, da eine beliebige Stichprobe die wahren Werte entweder über- oder unterschätzen kann. Die aufgeführten Variationskoeffizienten entsprechen in etwa den kleinsten, mittleren und größten Werten der Eigenschaften aus den Laboruntersuchungen.

Ergebnisse Zunächst werden die BV der Gruppe I betrachtet. Die Abb. 7.14 zeigt, dass die Variationskoeffizienten der BV ΔT_{pot} , $c_{1,I}$ und $t_{k,I}$ keinen großen Einfluss ausüben, da sich die Ergebnisse der Stufe I kaum von denen der Stufe III unterscheiden. Ein völlig anderes Ergebnis zeigt Abb. 7.15. Der Einfluss der BV der Gruppe II (s , t_{e0} , n_t , n_E , $f_{ct,28}$, $E_{ct,28}$) ist deutlich zu erkennen. Es zeigt sich, dass zu optimistisch geschätzte Variationskoeffizienten den Variationskoeffizient von $C_{cr,m}$ zu günstig beeinflussen.

Das arithmetische Mittel der Variationskoeffizienten der Stufe II nach Tab. 7.10 beträgt für die BV der Gruppe I ca. 9% und für die Gruppe II ca. 14%. Dies entspricht den zugehörigen Werten der sehr gut untersuchten Betonrezepturen IC0-01, IC0-02 und ICO-04. Da davon ausgegangen werden kann, dass der Variationskoeffizient des Rissindexes vom mittleren Variationskoeffizienten dominanter Gruppen von BV abhängt, wird in dieser Arbeit vorgeschlagen, im Falle einer ungenügenden Anzahl von Messwerten, die Variationskoeffizienten aus Tab. 7.10 der Stufe II zu übernehmen.

7.1.9. Bewertung der Ergebnisse

In den vorangegangenen Abschnitten wurde die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses p_{cr} und die zugehörige Verteilungsfunktion F_{cr} des Rissindexes C_{cr} für den zentrisch gezwängten, symmetrisch auskühlenden Stab (ZGS) berechnet (vgl. Abb. 7.3). Dabei wurden die Unsicherheiten aus den

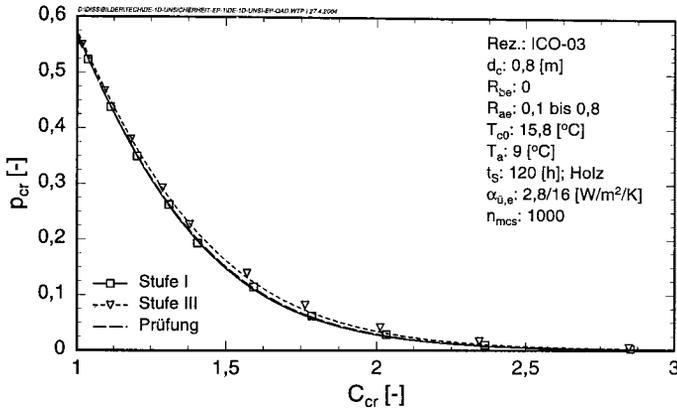


Abb. 7.14.: Einfluss der Unsicherheit in der Wahl der Variationskoeffizienten der Basisvariablen der Hydratationswärme auf die Verteilungsfunktion des Rissindex für die Rezeptur ICO-03.

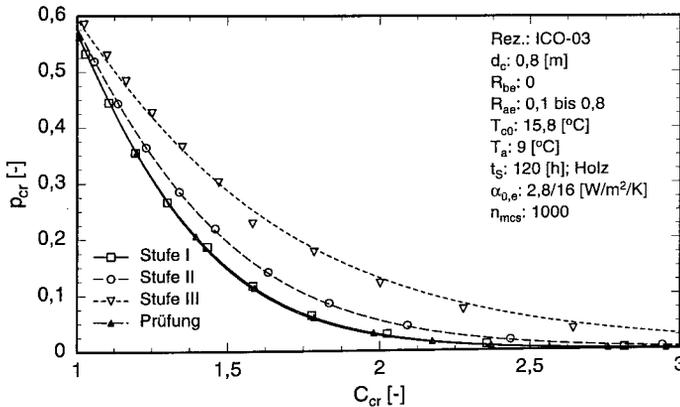


Abb. 7.15.: Einfluss der Unsicherheit in der Wahl der Variationskoeffizienten der Basisvariablen der mechanischen Eigenschaften und der Relaxation auf die Verteilungsfunktion des Rissindex für die Rezeptur ICO-03.

maßgebenden Basisvariablen umfassend in Form von verschiedenen Verteilungsfunktionen berücksichtigt. Der Einfluss der deterministischen Systemgrößen auf p_{cr} wurde in einem weiten Bereich untersucht. Die Verteilungsfunktionen wurden direkt mit einer Monte-Carlo Methode berechnet. Dabei wurde

vorausgesetzt, dass die Verteilungsfunktionen der Basisvariablen homogene und repräsentative Stichproben der jeweiligen Grundgesamtheit beschreiben. Für drei verschiedene Betone (ICO-01, ICO-02 und ICO-04) wurde eine solche Stichprobe nachgewiesen (vgl. Tab.C.1 u. Tab.C.2). Modellunsicherheiten wurden als deterministisch angesehen.

Der Rissindex C_{cr} wurde als der über den Querschnitt gemittelte minimale Rissindex C_{crm} definiert. Beton wurde als viskoelastischer und alternder Baustoff betrachtet. Das autogene Schwinden wurde nicht berücksichtigt. Als Widerstand wurde die Bauwerkszugfestigkeit zu 75% der zentrischen Laborzugfestigkeit definiert. Der Einfluss der Strahlung blieb unberücksichtigt.

Die Ergebnisse der Untersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden:

Die Verteilungsfunktion F_{cr} wird durch die mittleren Variationskoeffizienten bestimmter Gruppen von Basisvariablen bestimmt, insbesondere von den mechanischen Kurzzeiteigenschaften. Daraus folgt, dass die berechnete Verteilungsfunktion F_{cr} des Rissindex nur für die zugehörige Betonzusammensetzung gültig ist. Betone mit hohem Zementgehalt unter Zusatz von Flugasche und Silikastaub sowie niedrigem Wasserzementwert weisen niedrige Variationskoeffizienten auf und sind damit mit niedrigen Variationskoeffizienten des Rissindex $V[C_{cr}]$ bei gleichzeitiger höherer Rissempfindlichkeit verbunden. Eine Substitution von Zement durch Flugasche sowie erhöhtem Wassergehalt hat eine Erhöhung von $V[C_{cr}]$ zur Folge. Dies zeigt der Vergleich der Rezepturen ICO-01, ICO-02 und ICO-04.

Auch die Geometrie übt einen deutlichen Einfluss auf F_{cr} aus. Stabdicken wurden für den Beton ICO-01 im Bereich 40 cm bis 240 cm untersucht. Es wurde gezeigt, dass dicke Systeme bei gleichzeitiger Zunahme der Rissempfindlichkeit deutlich unempfindlicher gegenüber klimatischen Schwankungen reagieren als dünnere. Weiterhin wurde gezeigt, dass sich die Verteilungsfunktionen F_{cr} im Bereich von 40 cm bis 120 cm nur wenig voneinander unterscheiden und somit aus statistischer Sicht gleichwertig sind. Der erhaltene Mittelwert stimmt mit dem Fall $d_c = 80$ cm überein.

Die klimatischen Einwirkungen mittlere Windgeschwindigkeit und Lufttemperatur wurden mit für die Jahreszeit typischen Mittelwerten und Streuungen variiert. Die Lufttemperatur beeinflusst die Umgebungstemperatur und die Frischbetontemperatur. Eine Änderung dieser Größen erzeugt im Gegensatz zur Geometrie keine eigenen Verteilungsfunktionen F_{cr} . Dasselbe gilt auch für die Windgeschwindigkeit. Das bedeutet F_{cr} ist unabhängig von den klimatischen Einwirkungen. Der Dehnbehinderungsgrad beeinflusst F_{cr} ebenfalls nicht.

Da in den betrachteten Fällen keine Zwangsmomente auftreten, wird die Empfindlichkeit gegenüber dem Eintreten eines Risses durch den gesamten Querschnitt untersucht. Dies erklärt, dass alle Parameter, die die Steifigkeit des Systems beeinflussen eigene Verteilungsfunktionen für C_{cr} definieren. Eine Änderung der Schalungsdauer und Schalungsart wird bereits durch die bestimmten Verteilungsfunktionen F_{cr} erfasst.

Unter den genannten Voraussetzungen sind die Verteilungsfunktionen F_{cr} für die Rezepturen ICO-01, ICO-02 und ICO-04 mit den Parametern aus Tab. 7.9 für Dicken im Bereich von 40 cm bis 120 cm allgemein gültig für andere mechanische Systeme und der Mehrzahl der wahrscheinlichen klimatischen Einwirkungen für den Standort Berlin. Die zugehörigen Verteilungsfunktionen werden als $ref F_{cr,1}$, $ref F_{cr,2}$ und $ref F_{cr,4}$ bezeichnet. Um aus diesen Verteilungsfunktionen Empfehlungen für die Grenzwerte des Rissindex $lim C_{cr}$ ableiten zu können, wurden die 20% bzw. 80%-Quantile $Q_{20\%}$ und $Q_{80\%}$ berechnet und mit denen aus Kap. 2 beschriebenen Verteilungsfunktionen der Abb. 2.6 verglichen.

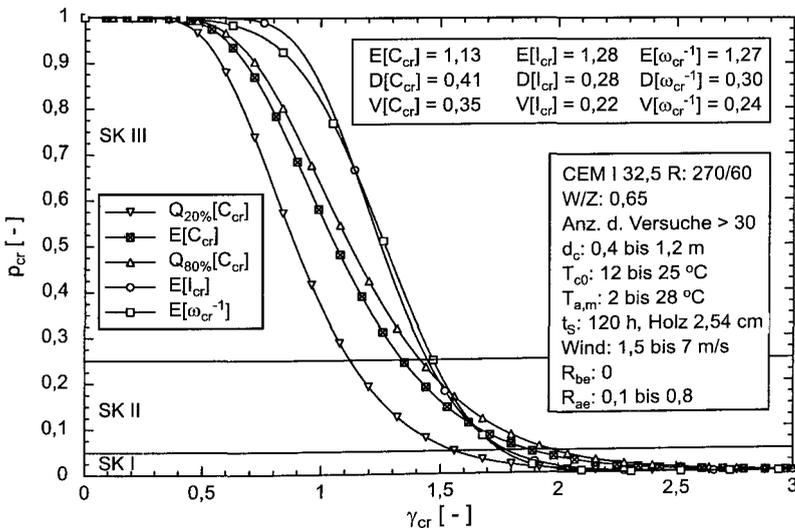


Abb. 7.16.: Einfluss des Rissindex auf die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses für den symmetrisch abkühlenden zentrisch gezwängten Stab für die Rezeptur ICO-01 sowie der Vergleich mit den Ergebnissen aus Abb. 2.6.

Da verschiedene Definitionen des Rissindex verwendet wurden, wird in

der Ordinate der Abb. 7.16 der Rissindex γ_{cr} als Oberbegriff eingeführt. Die Auswertungen der Quellen Kimura/Ono [72] und Larson [81] wurden nicht mit in den Vergleich einbezogen. Der Rissindex ω_{cr}^{-1} nach Lykke et al. [86] und die Richtlinie nach JSCE [65] (I_{cr}) wurden aufgenommen.

Ihrer Definition nach beziehen sich diese beiden Größen auf die Laborzugfestigkeit; C_{cr} auf die Bauwerkszugfestigkeit (vgl. Kap. 2). Zunächst werden die Ansätze unkorrigiert miteinander verglichen. Die wichtigsten Werte sind in Tab. 7.11 dokumentiert.

Tab. 7.11.: Vergleich der berechneten Grenzwerte $\lim C_{cr}$ für den zentrisch gezwängten Stab mit Werten aus der Literatur

	Sicherheits- klasse	SK I	SK II	SK III	
Rissindex	p_{cr}	0,05	0,25	0,5	0,85
C_{cr}	-	1,88	1,34	1,1	0,74
I_{cr}	-	1,75	1,45	1,26	1,0
ω_{cr}^{-1}	-	1,67	1,47	1,27	0,96

Tab. 7.12.: Korrigierte Vergleich der berechneten Grenzwerte $\lim C_{cr}$ für den zentrisch gezwängten Stab mit Werten aus der Literatur

		bezogen auf die Bauwerkszugfestigkeit			
	Sicherheits- klasse	SK I	SK II	SK III	
Rissindex	p_{cr}	0,05	0,25	0,5	0,85
\hat{I}_{cr}	-	1,45	1,15	0,96	0,69
$\hat{\omega}_{cr}^{-1}$	-	1,37	1,17	0,97	0,69

Allen Verteilungsfunktionen ist gemeinsam, dass Eintretenswahrscheinlichkeiten für $\gamma_{cr} > 2,5$ viel kleiner als 1% sind. Für $\gamma_{cr} > 2,0$ ist p_{cr} kleiner als 5%. Die Variationskoeffizienten liegen zwischen 35% ($V_{C_{cr}}$) und 24% bzw. 22% ($V_{\omega_{cr}}, V_{I_{cr}}$). Werden die Sicherheitsklassen nach JSCE vorausgesetzt, ergeben sich deutlich verschiedene Grenzwerte $\lim \gamma_{cr}$ (vgl. Tab. 7.11).

Die Verteilungsfunktionen von I_{cr} und ω_{cr}^{-1} unterscheiden sich kaum. ω_{cr}^{-1} bezieht sich auf eine bestimmte Rezeptur (ähnlich zu ICO-02) und eine bestimmte Geometrie ($d_c \approx 65$ cm). Die Berechnungsvorschriften von I_{cr} und ω_{cr}^{-1} unterscheiden sich nicht sehr stark voneinander. So liegt die Vermutung nahe, dass der Ansatz aus JSCE hauptsächlich für Hochleistungsbetone gilt. Die eigenen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Verteilungsfunktion für solche Rezepturen kleinere Variationskoeffizienten für C_{cr} aufweist. Da der

eigene berechnete Variationskoeffizient für ICO-02 bei ca. 26% liegt, ist eine Korrektur der C_{cr} - bzw. I_{cr} -Werte für einen objektiven Vergleich notwendig.

Der wichtigste Unterschied besteht in der Berücksichtigung der Bauwerkszugfestigkeit. Die Annahme $f_{cte} \approx 0,75f_{ct}$ führt auf $\Delta\gamma_{cr} = 0,3$. Dieses Sicherheitsmaß ist in Tab. 7.12 berücksichtigt.

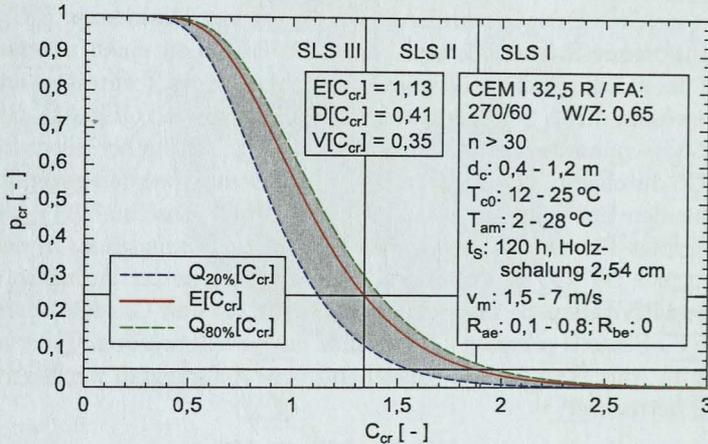


Abb. 7.17.: Einfluss des Rissindexes C_{cr} auf die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses für den symmetrisch abkühlenden zentrisch gezwängten Stab unter Berücksichtigung der Bauwerkszugfestigkeit - Rezeptur ICO-01.

Die Abb. 7.17 zeigt den Einfluss des Rissindexes C_{cr} auf die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses für den symmetrisch abkühlenden zentrisch gezwängten Stab am Beispiel der Rezeptur ICO-01.

Die schraffierten Bereiche kennzeichnen den Vertrauensbereich des Erwartungswertes auf einem Signifikanzniveau von 20%. Werden I_{cr} und ω_{cr}^{-1} auf die Bauwerkszugfestigkeit bezogen, dann zeigt der Vergleich mit Abb. 2.6 eine sehr gute Übereinstimmung. Damit ist belegt, dass das eigene Modell realitätsnahe Grenzwerte für C_{cr} liefert.

Die Untersuchungen zeigen weiterhin, dass die FORM im klassischen RS-Format geeignet ist, die Verteilungsfunktion F_{cr} zutreffend zu beschreiben. Voraussetzung dafür ist, dass sich sowohl Einwirkung als auch Widerstand sich als lognormalverteilte Zufallsvariablen beschreiben lassen. Es wird vorgeschlagen, den Variationskoeffizienten des Widerstandes aus der 28-Tage Festigkeit abzuleiten. Die Simulationen haben gezeigt, dass Variationskoeffizienten der Einwirkung in der Größenordnung von gut 20% für hochfeste

CEM I-Betone und mindestens 40% für CEM III/A-Betone mit Flugasche und CEM III/B-Betone liegen.

7.1.10. Sensitivität

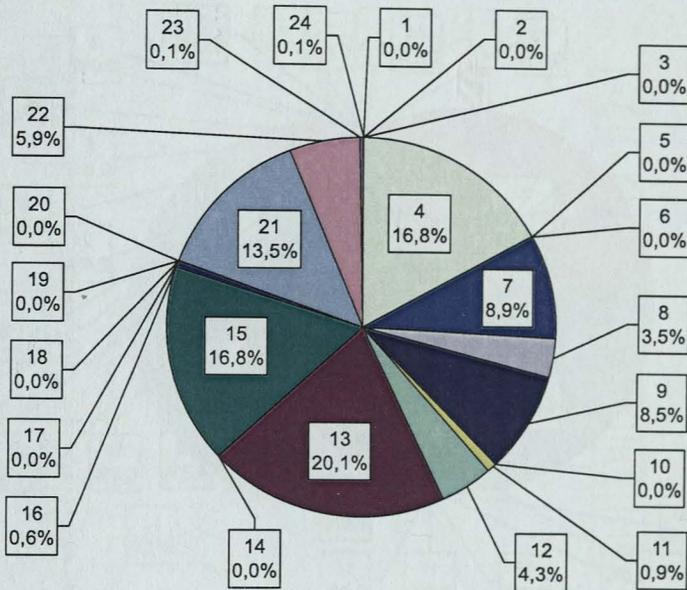
In den vorhergehenden Parameterstudien ist deutlich geworden, dass nicht alle BV den gleichen Beitrag zum Erwartungswert des Rissindex $E[C_{cr}]$ bzw. zum Variationskoeffizienten leisten. D.h. die BV üben einen unterschiedlichen Einfluss auf die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses aus. Dieser Einfluss kann durch Sensitivitäten - Definitionen nach Gl.(4.31), Gl.(4.29) und Gl.(4.34) - quantitativ bestimmt werden. Dazu wird eine Sensitivitätsstudie am ZGS durchgeführt. Die Parameter und Modelle werden gegenüber den vorhergehenden Betrachtungen nicht geändert (vgl. Abschn. 7.1.1). Die Auswertung erfolgt für den Zeitpunkt des minimalen Rissindex. In der MCS werden für jede BV 250 Realisationen erzeugt. Für jede der Varianten werden die drei Sensitivitätsmaße nach Gl.(4.31), Gl.(4.29) und Gl.(4.34) berechnet. Nicht alle 30 Einzelergebnisse können hier dargestellt werden. Teilergebnisse sind auch im Anh. E zu finden. Ausgehend vom Referenzfall werden folgende Varianten betrachtet:

- Variation der Rezeptur: ICO-01, ICO-03, ICO-04;
- Variation der Geometrie: $d_c = 0,6\text{ m}; 0,8\text{ m}; 1,2\text{ m};$
- Variation der Behinderung: $R_{ae} = 0,2; 0,4; 0,8;$
- Variation der Jahreszeit: Sommer, Winter, Frühling/Herbst.

Vergleich der Sensitivitätsmaße Die Abbildungen 7.18 bis 7.20 zeigen die Beiträge der Basisvariablen zum Erwartungswert, der Standardabweichung und Variationskoeffizienten des Rissindex am Beispiel des Referenzfalls.

Die 24 BV können in verschiedene Gruppen eingeteilt werden. Die Nummerierung der BV ist den Bildern zu entnehmen. Die Gruppe I sei durch die BV 1 bis 4 definiert - Grundgrößen ($c_c, \lambda_c, \rho_c, \alpha_T$) - die Gruppe II durch die BV 5 bis 9 - Hydratationswärme ($A_{Ea}, B_{Ea}, \Delta T_{pot}, t_{k,I}, c_{1,I}$) - die Gruppe III durch die BV 10 bis 16 - mechanische Kurzzeiteigenschaften ($f_{ct,28}, s, t_{e0}, f_{ct,28}, n_t, E_{ct,28}, n_E$) - die Gruppe IV durch die BV 17 bis 20 - Relaxation (a_1, b_1, a_2, b_2) - und die Gruppe V durch die BV 21 bis 24 - Rand- u. Anfangsbedingungen ($T_{c0}, T_{am}, \alpha_{üe,s}, \alpha_{üe,f}$).

Werden die Beiträge der einzelnen Gruppenmitglieder addiert und die Sensitivitätsmaße für die Gruppen I bis V untereinander verglichen, dann ist festzustellen, dass α_E^2 und α_V^2 näherungsweise die selben Relationen der Gruppen



Basisvariable

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Name	c_c	λ_c	ρ_c	α_T	A_{Ea}	B_{Ea}	ΔT_{pot}	$t_{k,l}$	$c_{1,l}$	$f_{ct,28}$	s	t_{90}
Nr.	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Name	$f_{ct,28}$	n_t	$E_{ct,28}$	n_E	a_1	b_1	a_2	b_2	T_{c0}	$T_{a,m}$	$\alpha_{ü,e,s}$	$\alpha_{ü,e,f}$

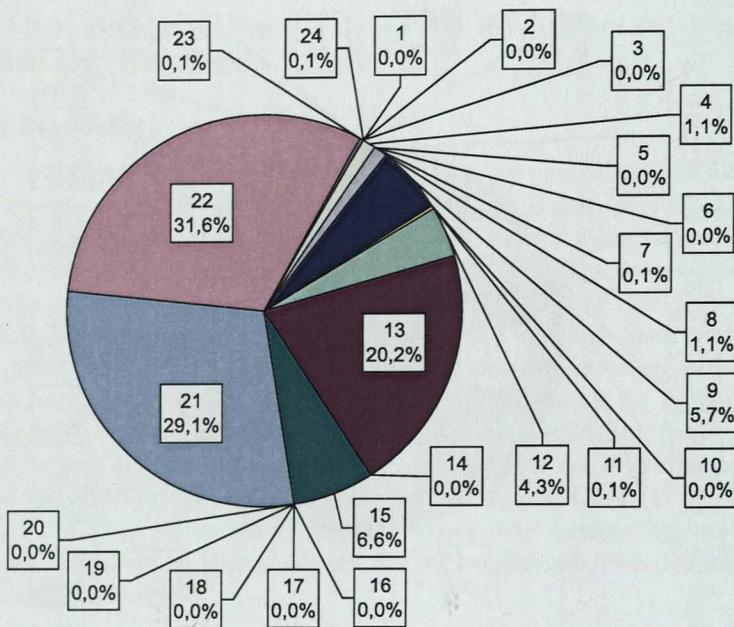
Abb. 7.18.: Beitrag der BV zum Erwartungswert des Rissindex des ZGS für den Referenzfall. System: ICO-01, Frühling/Herbst, $d_c = 0,8$ m und $R_{ae} = 0,2$. Dargestellt ist α_E^2 .

untereinander aufweisen. Dies gilt für alle durchgeführten Sensitivitätsstudien.

Da sich die Sensitivität der Variationskoeffizienten α_V^2 besonders einfach aus der MCS bestimmen lässt und sie den Einfluss auf Erwartungswert und Standardabweichung enthält, wird im folgenden nur die Sensitivität mit Gl.(4.34) diskutiert.

Das Ergebnis der Sensitivitätsanalyse kann wie folgt zusammengefasst werden:

1. Die Korrelationsanalyse zwischen Basisvariablen und Rissindex ergibt, dass Basisvariablen mit $\alpha_V^2 > 1,5\%$ als signifikant (Irrtumswahrschein-

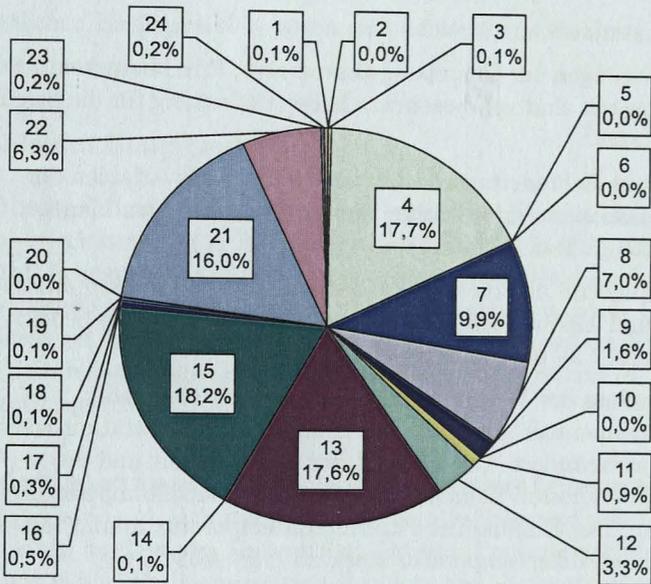


Basisvariable												
Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Name	c_c	λ_c	ρ_c	α_T	A_{Ea}	B_{Ea}	ΔT_{pot}	$t_{k,l}$	$c_{1,l}$	$f_{cc,28}$	s	t_{e0}
Nr.	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Name	$f_{ct,28}$	n_t	$E_{ct,28}$	n_E	a_1	b_1	a_2	b_2	T_{c0}	$T_{a,m}$	$\alpha_{ü,e,s}$	$\alpha_{ü,e,f}$

Abb. 7.19.: Beitrag der BV zur Standardabweichung des Rissindex des ZGS für den Referenzfall. System: ICO-01, Frühling/Herbst, $d_c = 0,8$ m und $R_{ae} = 0,2$. Dargestellt ist α_f^2 .

lichkeit 5%, zweiseitiger Test [129]) anzusehen sind. In Sinne des EC1 [38] ist keine der Basisvariablen als dominant zu bezeichnen.

2. Folgende Basisvariablen liefern unabhängig von der Definition des Systems einen signifikanten Beitrag zum Variationskoeffizienten des Rissindex: Wärmedehnzahl, Hydratationswärme, Endwert der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls, Beginn der Entwicklung der mechanischen Eigenschaften und seine Geschwindigkeit, Frischbetontemperatur, Umgebungstemperatur.
3. Die Basisvariablen Wärmekapazität, Wärmeleitfähigkeit, Rohdichte, Aktivierungsenergie, Beschleunigung der zeitlichen Entwicklung der



Basisvariable

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Name	c_c	λ_c	ρ_c	α_T	A_{Ea}	B_{Ea}	ΔT_{pot}	$t_{k,l}$	$c_{1,l}$	$f_{ct,28}$	s	t_{e0}
Nr.	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Name	$f_{ct,28}$	η_t	$E_{ct,28}$	n_E	a_1	b_1	a_2	b_2	T_{c0}	$T_{a,m}$	$\alpha_{u,e,s}$	$\alpha_{u,e,f}$

SEN-1988-00-01-006-RAE2-FH-ALPHA-V

Abb. 7.20.: Beitrag der BV zum Variationskoeffizienten des Rissindex des ZGS für den Referenzfall. System: ICO-01, Frühling/Herbst, $d_c = 0,8$ m und $R_{ae} = 0,2$. Dargestellt ist α_c^2 .

Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls sowie Wärmeübergangskoeffizienten haben keinen signifikanten Einfluss auf den Variationskoeffizienten des Rissindexes.

- Die fünf wichtigsten Basisvariablen sind (in Reihenfolge ihrer größten Sensitivität): Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Wärmedehnzahl, Hydratationswärme und Frischbetontemperatur.
- Für diese fünf Basisvariablen ist bei steigendem Behinderungsgrad folgendes festzustellen: Der Einfluss der Wärmedehnzahl nimmt leicht ab; der Einfluss der (maximalen) Hydratationswärme nimmt stark zu; der Einfluss der Zugfestigkeit bleibt nahezu gleich; der Einfluss des Elastizitätsmoduls nimmt leicht ab; der Einfluss der Frischbetontemperatur

nimmt stark ab.

6. Die Streuungen der Umgebungstemperatur, Frischbetontemperatur und Zugfestigkeit sind von besonders hoher Bedeutung für die Streuung des Rissindexes.
7. Bei hohen Behinderungsgraden liefern die Basisvariablen der Relaxation einen signifikanten Beitrag, bei niedrigen hingegen keinen (vgl. Abb. 7.20 u. Abb. E.7).
8. Die Geometrie übt für die hier betrachteten Stabdicken zwischen 60 cm und 120 cm keinen signifikanten Einfluss auf die Sensitivität aus (vgl. Abb. 7.20 u. Abb. E.5).
9. Der Einfluss der Wärmedehnzahl nimmt mit steigender Außentemperatur stark ab. Der Einfluss der Hydratationswärme bleibt unverändert. Der Einfluss der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls nehmen mit steigender Außentemperatur ebenfalls stark ab. Der Einfluss der Frischbetontemperatur nimmt mit steigender Außentemperatur stark zu (vgl. Abb. E.4).

Zwei weitere Gruppen lassen sich unterscheiden. Zu der ersten Gruppe gehören die Größen, die durch verhältnismäßig einfache Betonuntersuchungen bestimmt werden können. Das sind i.W. die Wärmefreisetzung, die mechanischen Eigenschaften und das viskoelastische Verhalten. Zusammen beteiligen sie sich mit ca. 50% bis 70% am Variationskoeffizienten des Rissindexes. Durch eine Verbreiterung der Versuchsbasis kann diese Unsicherheit gezielt verringert werden.

Zur zweiten Gruppe gehören i.W. die thermischen Größen T_{am} und α_T an. Für sie stehen i.d.R. Messwerte nicht zur Verfügung. Sie stellen Schätzgrößen dar, die zum einen mit Klimadaten bzw. zum anderen durch ein physikalisches Modell beschrieben werden. Ihr Beitrag liegt zwischen 30% und 50%. Die mit diesen Basisvariablen verbundenen Unsicherheiten sind im Allgemeinen nicht zu verringern.

Weiterhin können die Basisvariablen in die Gruppen der Widerstandsseite und der Einwirkungsseite unterteilt werden. Basisvariablen die die Widerstandsseite des Systems beeinflussen sind: maximale Hydratationswärme, Endwert der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls, Wärmedehnzahl, Wärmekapazität, Rohdichte, Aktivierungsenergie und Frischbetontemperatur. Zur Einwirkungsseite gehören die Wärmeleitfähigkeit, Zuwachsraten der mechanischen Eigenschaften (s , t_{e0} , n_t , n_E), Relaxation, und Umgebungstemperatur.

Die restlichen Basisvariablen lassen sich keiner dieser beiden Gruppen zuordnen.

7.2. Sohle auf Baugrund

Das in Abschn. 7.3 vorgestellte Konzept zur Beurteilung der Rissempfindlichkeit zentrisch gezwängter Stäbe lässt sich auch auf Biegung mit und ohne Normalkraft beanspruchte Bauteile übertragen. Voraussetzung dafür ist, dass der risskritische Ort problemabhängig sinnvoll bestimmt wird. Dies soll am Beispiel massiger Sohlplatten erläutert werden. Zu diesem Zweck wurden keine eigenen Untersuchungen durchgeführt. Vielmehr wird auf die Ergebnisse aus [98] zurückgegriffen.

Rissempfindlichkeit massiger Sohlplatten auf felsigem Untergrund nach Nishida et al. Nishida et al. untersuchen in [98] die Rissempfindlichkeit massiger Sohlplatten auf felsigem Untergrund. In ihrer Parameterstudie gehen die Autoren von einem eindimensionalen Problem aus. Betrachtet werden Sohlplatten zwischen 0,75 m und 5 m. Die Länge der Sohle wird auf 10 m festgelegt. Als Sohlenrezeptur wird ein Beton mit mäßiger Hydratationswärme (300 kg/m^3 CEM I, adiabatischen Temperaturerhöhung 46 K) und einer Druckfestigkeit von 35 MPa nach 91 d gewählt. Die Eigenschaften des Betons werden mit den Ansätzen der Japanischen Norm [65] festgelegt. Das bedeutet, dass Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul aus der Druckfestigkeit berechnet werden. Weiterhin berücksichtigen die Autoren vereinfacht die Relaxation mit Hilfe eines wirksamen E-Moduls. Als Klima wird der Fall „Frühling“ betrachtet. Die Behinderung der Sohle durch den Baugrund wird ebenfalls mit den Modellen der genannten Norm berücksichtigt. Der Steifemodul des felsigen Untergrundes wird mit 2600 MPa angenommen. Als risskritischer Ort wird der obere Rand 5 cm unterhalb der Oberfläche (Betondeckung) identifiziert (minimaler Rissindex). Der Erstrisszeitpunkt wird zu ca. 30 d berechnet.

Die Autoren binden ebenfalls die Temperaturspannungsanalyse in eine Monte-Carlo Simulation ein. Im Unterschied zum zentrisch gezwängten Stab werden die Basisvariablen Wärmeleitfähigkeit u. Wärmekapazität des Bodens und die Modellunsicherheiten der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls zusätzlich betrachtet. Der Steifemodul des Bodens wird als nicht streuende Größe betrachtet. Im ganzen werden 15 Basisvariablen festgelegt und für jede Zufallsvariable 200 Realisationen erzeugt, vereinfacht eine gleiche Normalverteilung für alle Basisvariablen angenommen. Die Variationskoeffizienten

werden zwischen 5% und 40% variiert.

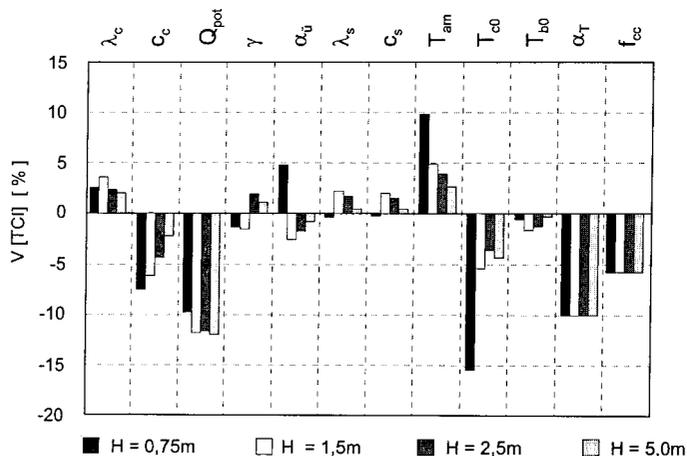


Abb. 7.21.: Abhängigkeit des Variationskoeffizienten des TCI nach [65] massiger Sohlplatten auf felsigem Untergrund von den BV für verschiedene Sohlendicken im Alter von 30 Tagen und das Klima „Frühling“ [98]

Die Abb. 7.21 zeigt die Abhängigkeit des Variationskoeffizienten TCI nach [65] von den Basisvariablen des Klimas „Frühling“ und der Sohlendicke im Alter von 30 Tagen. Zu erkennen ist, dass der Beitrag der Basisvariablen in analoger Weise zum zentrisch gezwängten Stab aus Abschn. 7.1.10 beschrieben werden kann. Einige Teilergebnisse der Untersuchungen sind:

1. Maximale Hydratationswärme, Umgebungstemperatur, Zugfestigkeit, Wärmedehnzahl und Elastizitätsmodul beeinflussen die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses am stärksten.
2. Für Sohlen, die einen TCI größer als Eins erreichen, nimmt die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses mit zunehmenden mittleren Variationskoeffizient der BV zu. Für Sohlen, die einen TCI kleiner als Eins erreichen, nimmt die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses mit zunehmenden mittleren Variationskoeffizient der BV ab.
3. Der Rissindex kann als lognormalverteilte Zufallsvariable angesehen werden.
4. Die erzielten Ergebnisse zur Rissempfindlichkeit sind auch für andere klimatische Einwirkungen, Betonrezepturen und Baugründe zu erwarten.

Damit kommen Nishida et al. i.W. zu den selben Schlussfolgerungen zur Beschreibung der Rissempfindlichkeit von dicken Sohlplatten, wie sie in Abschn. 7.1.10 gezogen worden sind.

Die eigenen Untersuchungen haben gezeigt, dass ein veränderter Behinderungsgrad keinen großen Einfluss auf die Bedeutung der wichtigsten BV (Punkt 1.) hat. Daher kann davon ausgegangen werden, dass sich die Ergebnisse aus Nishida et al. auch auf beliebige Sohle-Baugrund Systeme übertragen lassen. Diese Auffassung deckt sich mit den Schlussfolgerungen aus [52], [88] und [98].

7.3. Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurden mit Hilfe eines einfachen Modellfalls - dem symmetrisch auskühlenden zentrisch gezwängten Stab (ZGS) - und der Einbindung der Temperaturspannungsanalyse in eine Monte-Carlo Methode folgende Problemstellungen bearbeitet:

- a) Ein Zusammenhang zwischen dem Rissindex und der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses p_{cr} wird durch die zugehörige Verteilungsfunktion F_{cr} des Rissindex festgelegt. Ziel ist ein möglichst allgemeingültiger Zusammenhang für beliebige Bausituationen zwischen dem Rissindex und der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Trennrisses.
- b) Weiterhin ist von Bedeutung, welchen Einfluss die Basisvariablen auf p_{cr} besitzen. Zu diesem Zweck wird die Rissempfindlichkeit (Sensitivität) des zentrisch gezwängten Stabs berechnet. Ziel ist die Erarbeitung einer objektiven Methode zur Minimierung der Unsicherheiten in der Prognose von Temperaturspannungen aufgrund abfließender Hydrationswärme in massigen Betonbauteilen.
- c) Die Verteilungsfunktion F_{cr} sollte auch mit vereinfachten zuverlässigkeitsorientierten Methoden wie die FORM (im RS-Format) berechnet werden können. Ziel ist die Definition einer einfachen Methode zur Berechnung von p_{cr} .

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind:

- zu a) Die Verteilungsfunktion F_{cr} kann mit der Monte-Carlo Methode „Temp-SpanMCS“ berechnet werden. Dazu sind die relevanten Basisvariablen zu identifizieren und mit ihren individuellen Unsicherheiten umfassend zu erfassen. Es wurden verschiedene Varianten des zentrisch gezwängten

Stabs analysiert: Stabdicken zwischen 0,4 m und 2,4 m; mittlere Tagesmitteltemperaturen zwischen 2°C und 28°C mit zugehörigen Frischbetontemperaturen zwischen 12°C und 25°C; mittleren Windgeschwindigkeiten zwischen 1,5 m/s und 7 m/s sowie sechs Betonzusammensetzungen. Für drei der sechs Rezepturen wurde eine repräsentative und homogene Datenbasis für einen Großteil der zugehörigen Basisvariablen zur Verfügung gestellt. Die Basisvariablen der klimatischen Einwirkungen wurden durch 12-Jahresmittel für den Standort Berlin [89] bestimmt.

Die verschiedenen Varianten zeigen einen sehr unterschiedlichen Einfluss auf F_{cr} :

- Der Rissindex C_{cr} ist eine lognormalverteilte Zufallsvariable. Die Verteilungsfunktion F_{cr} wird vom mittleren Variationskoeffizienten bestimmter Gruppen der Basisvariablen bestimmt (vgl. die Ergebnisse der Sensitivitätsstudie). Unter den getroffenen Verteilungsannahmen wurden Variationskoeffizienten des Rissindex zwischen 27% für hochfeste CEM I-Betone mit SF, 35% für CEM I-Betone mit FA und niedriger Hydratationswärme, sowie 41% für CEM III/A-Betone mit FA bzw. CEM III/B-Betone berechnet.
- Die Geometrie übt einen Einfluss auf F_{cr} aus. Für den Bereich zwischen 60 cm und 120 cm sind die einzelnen Verteilungsfunktionen jedoch statistisch nicht voneinander unterscheidbar und können zusammengefasst werden.
- F_{cr} ist unabhängig von den klimatischen Einwirkungen und dem Dehnbehinderungsgrad.

Die Parameterstudie hat gezeigt, dass die Verteilungsfunktion von C_{cr} von der verwendeten Rezeptur und der Stabdicke d_c abhängt. Im Bereich zwischen $d_c = 60$ cm und 120 cm ist ausschließlich die Kenntnis der Betonrezeptur nötig.

Die Problemstellung a) befasst sich mit dem Einfluss der deterministischen Systemparameter auf p_{cr} . Problemstellung b) befasst sich hingegen mit dem Einfluss der Basisvariablen.

- zu b)** Zur Berechnung der Sensitivität wurden verschiedene Varianten des zentrisch gezwängten Stabs betrachtet: drei Rezepturen; Stabdicken zwischen 60 cm und 120 cm; Dehnbehinderungsgrade zwischen 0,2 und 0,8 sowie vier Jahreszeiten. Als Sensitivitätsmaße wurden die Sensitivi-

täten des Erwartungswertes, der Standardabweichung und des Variationskoeffizienten betrachtet.

Unabhängig von der Definition des Systems des zentrisch gezwängten Stabs liefern die Basisvariablen der Wärmefreisetzung, der mechanischen Eigenschaften, der Frischbetontemperatur, der Umgebungstemperatur und der Wärmedehnzahl einen erheblichen Beitrag zu den Verteilungsparametern des Rissindex. Der Beitrag der Basisvariablen aus Wärmekapazität, Wärmeleitfähigkeit, Rohdichte, Aktivierungsenergie, Geschwindigkeit der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit und Elastizitätsmoduls sowie Wärmeübergangskoeffizienten ist hingegen vernachlässigbar.

Die Sensitivitäten der Basisvariablen selbst sind von der Geometrie, der Rezeptur, dem Behinderungsgrad und den klimatischen Einflüssen in unterschiedlichem Maße abhängig.

Zentrales Ergebnis der Sensitivitätsstudie ist, dass es i.W. zwei unterschiedliche Gruppen von Basisvariablen gibt. Zu der ersten Gruppen gehören Basisvariablen, deren Unsicherheiten gezielt durch eine Verbreiterung der Versuchsbasis verringert werden können. Diese sind vor allem die Wärmefreisetzung und mechanischen Eigenschaften. Zusammen beteiligen sie sich mit ca. 50% bis 70% am Variationskoeffizienten des Rissindex. Zur zweiten Gruppe gehören Basisvariablen, für die nur selten Messwerte zur Verfügung stehen, wie die Wärmedehnzahl. Der Beitrag solcher Basisvariablen liegt zwischen 30% und 50%. Die mit ihnen verbundenen Unsicherheiten sind i.d.R. nicht zu verringern.

zu c) Es konnte gezeigt werden, dass p_{cr} in gleicher Güte mit der FORM (RS-Format) berechnet werden kann. Voraussetzung hierfür ist, dass sowohl die Zugfestigkeiten als auch die Spannungen als lognormalverteilte Zufallsvariablen betrachtet werden und ein „Vorhaltmaß“ ΔC_{cr} als weitere Variable eingeführt wird. Die berechneten Variationskoeffizienten liegen leicht über denen des Rissindex. ΔC_{cr} wurde für hochfeste CEM I-Betone mit SF zu 0,08; 0,11 für CEM I-Betone mit FA und niedriger Hydratationswärme; sowie zu 0,15 für CEM III/A-Betone mit FA bzw. CEM III/B-Betone bestimmt. Eine Vernachlässigung von ΔC_{cr} führt zu einer deutlichen Unterschätzung von p_{cr} .

Die genannten Schlussfolgerungen gelten ohne Einschränkung im kritischen Ort und dem Erstrisszeitpunkt eines gezwängten Betonbauteils. Dies hat ein Vergleich mit Literaturergebnissen zur zuverlässigkeitsorientierten Analy-

se von Temperaturspannungen aufgrund abfließender Hydratationswärme in massigen Sohlplatten auf felsigem Untergrund ergeben. Hierin liegt die Bedeutung für die praktische Anwendung des Modells. Die Rissempfindlichkeit von Wand-Fundament Systemen wird im folgenden mit Hilfe dieser Erkenntnisse im folgenden Kapitel beispielhaft näher untersucht.

8. Anwendung auf ein Trogbauwerk

Im folgenden wird die Rissempfindlichkeit der Außenwände eines in Berlin ausgeführten Trogbauwerks mit dem eigenen Modell untersucht. Die Prognose erfolgt für die Konstruktionsphase des Bauwerks. In dieser Phase hat der Konstrukteur - neben anderen Aufgaben - zu prüfen, ob es mit den geplanten Maßnahmen (Betonzusammensetzung, Frischbetontemperatur u.a.m.) gelingen kann, die Dichtigkeitsanforderungen an die durch Grundwasserdruck beanspruchten Bauteile einzuhalten.

Es wird unterstellt, dass die Abmessungen, Herstelltermine, Betoneigenschaften usw. der Wände bekannt sind. Zu modellieren sind u.a. die schwankenden und streuenden meteorologischen Eigenschaften während der Bauphase und danach.

Zunächst werden die Daten, Beziehungen und Modelle für die deterministische Berechnung der Bauteiltemperaturen und Spannungen zusammengestellt. Der Wandbeton wird als alternder, viskoelastischer Baustoff betrachtet. Das Materialverhalten der behindernden Nachbarbauteile wird als elastisch angesehen. Trocknungseffekte werden nicht berücksichtigt.

Nach Lokalisierung der kritischen Stelle im Wandquerschnitt wird für die Untersuchung der Rissempfindlichkeit eine sog. Einpunktmethode (OPM) für die ingenieurmäßige Spannungsanalyse angewandt (vgl. auch Kap. 3). Diese ermöglicht die Übertragung der im Kap. 7 für den zentrisch gezwängten Stab abgeleiteten zuverlässigkeitsorientierten Vorgehensweise auf das Wand-Fundament-Sohle System.

Mehrere Wochen nach Herstellung wurden in einigen Außenwänden sog. „normale“ Trennrisse geringer Breite festgestellt. Diese Tatsache ermöglicht die Verifizierung der rechnerischen Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung durch die beobachtete.

8.1. Bauwerk und Bauteil, Beton und geometrisches Modell

Die Abb. 8.1 zeigt die rechte Hälfte des zur Verkehrsrichtung (Nord-Süd: Längsrichtung) symmetrischen Trogquerschnitts. Die Außenwände AW stehen auf der Konstruktionssohle KS. Die Höhe der AW variiert entsprechend dem Gefälle der KS ($\approx 2\%$). Sie beträgt am Anschluss zum Tunnel ca. 11 m

und am Trogende ca. 1,6 m. Der Spiegel des höchsten Grundwasserstands liegt ca. 2 m unter der Wandkrone. Die Wandhöhe von Abb. 8.1 gilt für den Schnitt in halber Feldlänge.

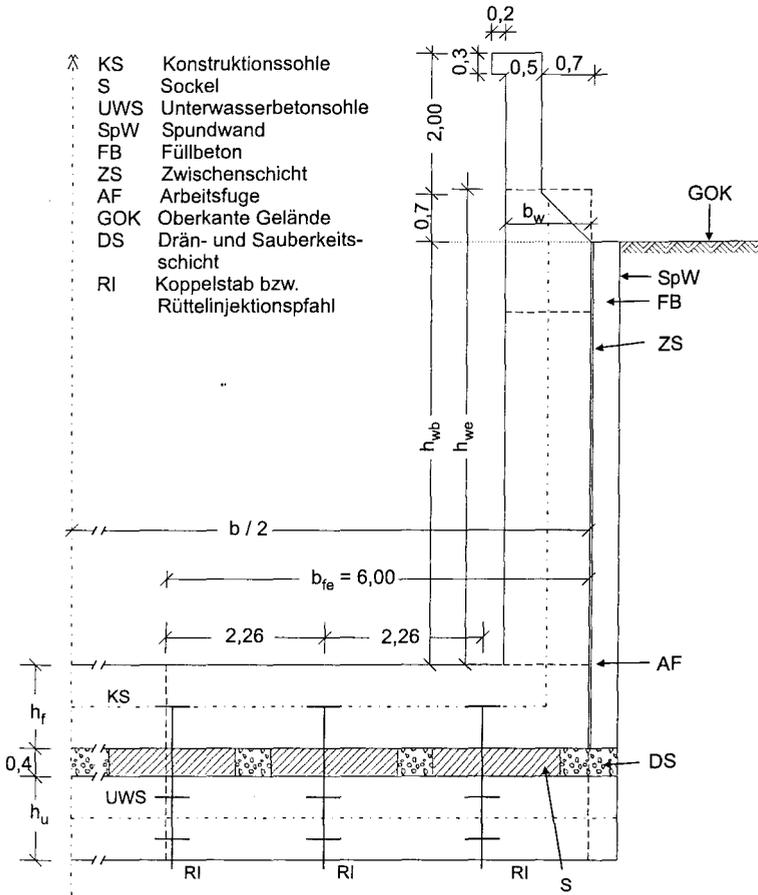


Abb. 8.1.: Ausführungs- und repräsentativer Querschnitt der rechten Hälfte des Trogs

Das Trogbauwerk schließt an einen Tiefbahnhof an und ist ca. 320 m lang. Der Trog wird feld- und abschnittsweise hergestellt (umlaufende Raumfugen, -dichtungen). Die Felder weisen in Längsrichtung (x-) Längen von 19 bis 26 m auf.

Die KS (C30/37) und die Unterwasserbetonsohle UWS (C20/25) sind durch

Stahlpfähle gekoppelt, die dann als RI-Pfähle permanent im Baugrund verankert sind und damit die Auftriebssicherheit des Gesamtsystems gewährleisten. Die KS liegt über quadratische Sockel S (Abmessungen $1,5 \times 1,5 \times 0,4 \text{ m}^3$; bzw. $2,0 \times 2,0 \times 0,4 \text{ m}^3$) im Pfahlraster auf der UWS. Der Raum zwischen den Sockeln wird mit Dränbeton verfüllt, auf den eine Sauberkeitsschicht ($d = 0,1 \text{ m}$) aufgebracht ist (DS). Pro Baufeld sind jeweils 100 Sockel und 100 RI-Pfähle angeordnet. Der Trog besteht insgesamt aus 17 Feldern.

8.1.1. Bauablauf und Wandbeton

Auf die Herstellung der Unterwasserbetonsohle und Konstruktionssohle wird hier nicht eingegangen. Bei Herstellung der Außenwände weisen die KS ein Alter von 4 bis 6 Wochen auf - in Ausnahmefällen bis zu 10 Wochen. Die AW eines Feldes wird nacheinander im zeitlichen Abstand von rd. 4 Wochen - stets auf gesamter Feldlänge - betoniert. Die Ostwände mit großer Höhe werden in zwei Höhenabschnitten, die Westwände auf gesamter Höhe hergestellt. Die Wandaußenflächen werden im unteren Wandbereich gegen die Spundwand (SpW) des Baugrubenvorbaus betoniert, deren Täler vorab mit einem Füllbeton (FB) geschlossen wurden. Die so entstandene ebene Fläche wird durch eine ca. 2 cm Kunststoffmatte (ZS) belegt (mechanische Entkoppelung).

Wandinnenflächen und Kopfteil der AW oberhalb der Spundwand werden gegen eine Holzschalung betoniert. Alle holzgeschalteten Flächen bleiben fünf Tage in Schalung. Der Wandbeton entspricht jenem der KS (Beton ICO-03 s. Tab. D.11).

8.1.2. Modell für die Temperaturberechnung

Es wird eine zweidimensionale Wärmeleitung unterstellt. Für die Temperaturberechnung ist die reale Anordnung der Außenwand auf der KS zu berücksichtigen. Betrachtet werden die Blöcke 6 bis 14, die den Regelquerschnitt von Abb. 8.1 besitzen. Exemplarisch untersucht werden die Felder 6, 7, 10, 13 und 14.

Die Abb. 8.2 zeigt das verwendete Modell, die Rand- u. Anfangsbedingungen sowie die Wärmeübergangskoeffizienten. Der Querschnitt der jeweiligen AW wird in ein Rechteck $b_w \times h_{we}$ transformiert, dessen Dehn- und Biegesteifigkeit im Zustand I den tatsächlichen Werten i.W. entspricht. Die wirksame Breite b_{fe} des stellvertretenden Sohlstreifens wird nach [122] und eigenen Voruntersuchungen zum Zwang der Wand durch die gesamte Unterkonstruktion festgelegt. Die Tab. 8.1 fasst die Geometrien zur Berechnung der Temperaturen zusammen. Die Sohlen und Wände werden zwischen Frühsommer und

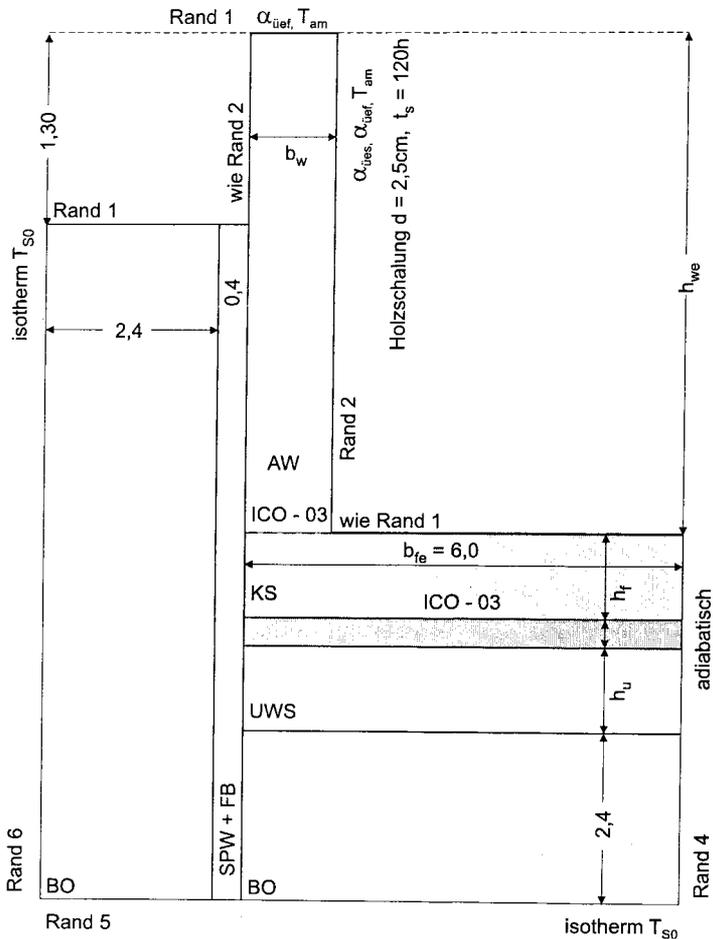


Abb. 8.2.: Geometrisches Modell des WFS der Westwände zur Temperaturberechnung

Spätherbst betoniert. Die Tab. 8.2 zeigt Termine der Erstellung der Sohlen und Westwände.

Die Werte der mittleren Lufttemperatur und der Frischbetontemperatur werden mit den Modellen aus Kap. 6 (Abb. 6.2 mit Gl.(6.2)) geschätzt. Die Bauphase - definiert als derjenige Zeitabschnitt, in der die Hydratationswärme vollständig abfließt - wird für die jeweilige AW nach ca. 2 Monaten (56 Tage) als beendet angesehen. Innerhalb dieses Zeitraums wird die Lufttempe-

Tab. 8.1.: Modellgeometrien zur Berechnung der Temperaturen und des Zwangs

Baufeld	AW [m]			KS [m]		UWS [m]	
	b_w	h_{we}	h_{wb}	b_{fe}	d_f	b_u	d_u
Block 14	1,2	7,00	5,70	6,0	1,2	6,0	1,2
Block 13	1,2	6,50	5,20	6,0	1,2	6,0	1,2
Block 12	1,2	7,00	4,70	6,0	1,0	6,0	1,2
Block 11	1,2	5,50	4,20	6,0	1,0	6,0	1,2
Block 10	1,2	5,00	3,70	6,0	1,0	6,0	1,2
Block 9	1,2	4,50	3,20	6,0	1,0	6,0	1,2
Block 8	1,2	4,00	2,70	6,0	1,0	6,0	1,2
Block 7	1,2	3,50	2,20	6,0	1,0	6,0	1,2
Block 6	1,2	3,00	1,70	6,0	1,0	6,0	1,2

Tab. 8.2.: Termine der Erstellung der Sohlen und Westwände

Baufeld	Herstellungstermin	
	Sohle	Westwand
Block 14	Anfang Juli	Mitte September
Block 13	Ende Juni	Anfang August
Block 12	Mitte Juni	Mitte Juli
Block 11	Anfang Juni	Anfang Juli
Block 10	Ende Mai	Ende Juni
Block 9	Anfang Juni	Mitte Juli
Block 8	Mitte Juni	Ende Juli
Block 7	Ende Juni	Anfang August
Block 6	Mitte Juli	Mitte August

ratur abschnittsweise über 14 Tage als konstant angesehen und danach gemäß Abb. 6.2 angepasst.

Zur Verbesserung der Prognose wird der ganzjährige Einfluss der Globalstrahlung vereinfacht mit den Modellen aus Anh. A.2 in Form einer wirksamen Lufttemperatur $T_a + T_s$ berücksichtigt. Grundsätzlich werden drei verschiedene Klimata betrachtet (vgl. Abb. 6.2):

- T_a als mittlere Tagesmitteltemperatur (durchschnittliche jahreszeitliche Tagesmitteltemperatur; genannt Klima N),
- T_a als maximale mittlere Tagesmitteltemperatur (überdurchschnittliche jahreszeitliche Tagesmitteltemperatur; genannt Klima W) und
- T_a als minimale mittlere Tagesmitteltemperatur (unterdurchschnittli-

Tab. 8.3.: Geschätzte Luft- u. Frischbetontemperaturen für die Bauabschnitte 6, 7, 10, 13 und 14 (Angaben in °C)

Baufeld	Periode	Zeitraum	T_{am}	$T_a + T_s$	T_{c0}	T_{f0}	T_{D0}	T_{U0}	T_{B0}
14	I	Mitte Sept. - Ende Sept.	14±5	21,6±5	18±3	18±5	16±3	16±3	12±2
	II	Ende Sept. - Mitte Okt.	12±5	17,5±5					
	III	Mitte Okt. - Ende Okt.	9±5	14,5±5					
	IV	Ende Okt. - Mitte Nov.	6±5	9,6±5					
7,13	I	Anf. Aug. - Mitte Aug.	21±5	30,7±5	22±3	25±3	22±2	17±2	12±1
	II	Mitte Aug. - Ende Aug.	19±5	28,7±5					
	III	Ende Aug. - Mitte Sept.	16±5	23,6±5					
	IV	Mitte Sept. - Ende Sept.	14±5	21,6±5					
10	I	Ende Juni - Mitte Juli.	18±5	29±5	20±3	22±5	20±3	17±2	12±2
	II	Mitte Juli - Ende Juli	19±5	30±5					
	III	Ende Juli - Mitte Aug.	21±5	30,7±5					
	IV	Mitte Aug. - Ende Aug.	19±5	28,7±5					
6	I	Mitte Aug. - Ende Aug.	19±5	28,7±5	21±3	23±5	20±3	16±2	12±2
	II	Ende Aug. - Mitte Sept.	16±5	23,5±5					
	III	Mitte Sept. - Ende Sept.	14±5	21,5±5					
	IV	Ende Sept. - Mitte Okt.	12±5	17,5±5					

che jahreszeitliche Tagesmitteltemperatur; genannt Klima K).

Die Tab. 8.3 enthält die Schätzungen der Luft- u. Frischbetontemperaturen sowie Schwankungsbreiten für die ausgewählten Wände.

Der komplizierte und massige Aufbau des Trogs lässt erwarten, dass sich die Konstruktionssohle vier Wochen nach Herstellung noch nicht vollständig abgekühlt hat. Dies wurde durch eigene Voruntersuchungen bestätigt. Daher

werden die Startwerte für die vier Schichten Boden BO (T_{B0}), UWS (T_{U0}), DS (T_{D0}) und KS (T_{K0}) diesen Untersuchungen entnommen. Die Werte sind mit ihren Schwankungsbreiten in Tab. 8.3 aufgenommen.

Die verwendeten Stoffwerte des Bodens (wassersatt), der Unterwasserbetonsohle, der Konstruktionssohle und der Dränschicht für die Temperaturberechnung sind in Tab. 8.4 zusammengefasst.

Tab. 8.4.: Kennwerte des Bodens (wassersatt), der Unterwasserbetonsohle, der Konstruktionssohle und der Dränschicht für die Temperaturberechnung

Stoff	c [kJ/(kg·K)]	λ [W/(m·K)]	ρ [kg/m ³]
BO	1,3	2,0	2000
UWS	1,1	2,6	2350
DS	0,9	1,53	1800
KS	1,1	2,8	2350

Die Wärmeübergangszahlen werden nicht in Abhängigkeit der Jahreszeit formuliert. Die Tabelle 8.5 und die Abbildung 8.2 zeigen die angenommenen Werte.

Tab. 8.5.: Wärmeübergangskoeffizienten und thermische Rand- und Anfangsbedingungen

Wärmeübergang	Wärmeübergangszahl in Schalung / Dauer	Wärmeübergangszahl freie Oberfläche / Dauer	Umgebungstemperatur
Rand 1 und Rand 3	nicht eingeschalt	6 W/(m ² ·K) 8 Wochen	während der gesamten
Rand 2	2,8 W/(m ² ·K) bis 5 Tage	16 W/(m ² ·K) ab 5 Tage	Erhärtungsdauer $T_a + T_S$ aus Tab. 8.3
Rand 4	adiabatisch während der gesamten Erhärtungsdauer		
Rand 5	isotherm bei T_{B0} während der gesamten Erhärtungsdauer		
Rand 6	isotherm bei T_{B0} während der gesamten Erhärtungsdauer		

Für alle Wände wird der gleiche Bauablauf unterstellt. Die thermisch mitwirkenden Bodenschichten neben der Außenwand und unterhalb der Unterwasserbetonsohle besitzen bei $t = 0$ die über die Schichtdicke von 2,4 m konstante Anfangstemperatur T_{B0} . Die äußere Randtemperatur der Bodenschicht bleibt isotherm auf $T_B(t) = T_{B0}$.

Wand

$$\ell_i \approx s_w \cdot h_w - 2 \cdot h_w \quad (8.2)$$

ausgeht.

8.2. Bauteiltemperatur und freie Verformungen

Das Verfahren zur Berechnung der Temperatur ist bereits in Abschn. 3.1 beschrieben worden. Aufgrund des geometrischen Modells und der Randbedingung stellt sich sowohl in der Wand als auch in den Nachbarschichten das Temperaturfeld $T(z, y, t)$ und die Felder der freien Temperaturdehnung $\varepsilon_0(z, y, t)$ ein. Die Wand wird horizontal in ℓ äquidistante Schichten mit der Fläche ΔA eingeteilt (siehe Abb. 8.3). Als Koordinatenursprung wird der wirksame Wandschwerpunkt C_{we} gewählt. Für die Berechnung der Zwangsspannungen in Wandscheibenebene ist der Mittelwert der freien Dehnungen über die k -ten Wandschicht ε_{0mk} maßgebend. Die Krümmung $\hat{\kappa}_0$ normal zu Scheibenebene wird unterdrückt, weil i. Allg. sehr klein und für den Scheibenzwang ohne Belang.

Die freien thermischen Verformungen werden außer Acht gelassen [122].

8.2.1. Mittlere Temperaturen

Von den 15 durchgeführten Temperaturanalysen werden exemplarisch die Ergebnisse des Einwirkungsfalls W diskutiert.

Die Abb. 8.4 zeigt den Vergleich der mittleren Temperaturen der AW und KS der Felder 7 und 13 jeweils für die Fälle N, W, K. Feld 7 und Feld 13 wurden - im Abstand von nur wenigen Tagen - im Zeitraum Anfang August bis Anfang September erstellt. Somit sind die Unterschiede zwischen den Temperaturen der Blöcke durch die Geometrie zu erklären.

Allen betrachteten Feldern ist gemeinsam, dass sich die AW unter den getroffenen Annahmen nach ca. 18 Stunden zu erwärmen beginnt. Das Maximum der mittleren Temperatur der AW wird nach ca. 2 bis 2.5 Tagen erreicht; die Temperaturerhöhung beträgt ca. 19 ± 2 K. Weiterhin ist festzustellen, dass sich die KS nur langsam abkühlt. Das führt dazu, dass nach 56 Tagen nur im Feld 14 ein Temperatenausgleich zwischen AW und KS festzustellen ist. Im Alter von 56 Tagen beträgt die maximale mittlere Temperaturdifferenz $\max \Delta \Delta T$ zwischen AW und KS ca. 18 K. Aufgrund der klimatischen Einwirkungen weist Feld 10 zu diesem Zeitpunkt ein $\max \Delta \Delta T$ von ca. 9 K -

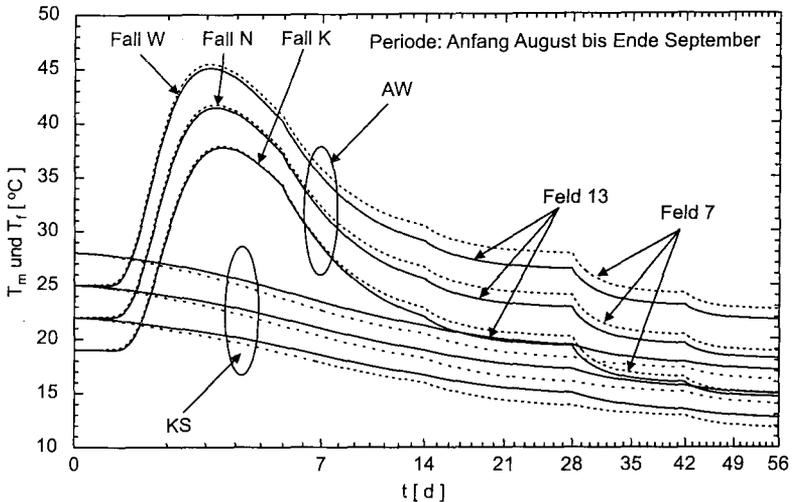


Abb. 8.4.: Berechneter zeitlicher Verlauf der mittleren Temperatur der AW und KS für die Felder 7 und 13 für die Klimata N, W und K

Feld 6 hingegen 13 K und Feld 7 ca. 12 K auf (vgl. auch Abb. 8.5). Diese Temperaturdifferenzen geben einen Hinweis darauf, dass die Rissempfindlichkeit des Feldes 14 gegenüber den Feldern 6 bis 13 höher einzuschätzen ist. Zur Bestätigung dieser These ist die Analyse der Zwangsspannungen erforderlich.

8.2.2. Freie Verformungen der Wand und des Fundaments

Näherungsverfahren wie die Einpunktmethode gehen davon aus, die Zwangswirkung infolge der freien Krümmungen κ_0 in der Wandebene gegenüber jener infolge der freien Dehnungen vernachlässigbar ist. Aus diesem Grund kann die über dem Querschnitt der Wand gemittelte freie Dehnung ε_{0m} als maßgebende Einwirkung angesetzt werden.

Die Abb. 8.6 und 8.7 zeigen den berechneten zeitlichen Verlauf der mittleren freien Dehnungen der AW ε_{0m} und KS ε_{0mf} und die zugehörigen freien Krümmungen κ_0 und κ_{0f} für die betrachteten Felder und das Klima W. Zu erkennen ist, dass sich die Dehnungen ε_{0m} der Felder in den ersten sieben Tagen der Hydratation kaum voneinander unterscheiden. Danach ist der Einfluss des Klimas maßgebend. Sowohl ε_{0m} als auch ε_{0mf} nehmen nach 56 Tagen erheblich zu.

Die Krümmungen κ_0 der AW unterscheiden sich voneinander. AW mit

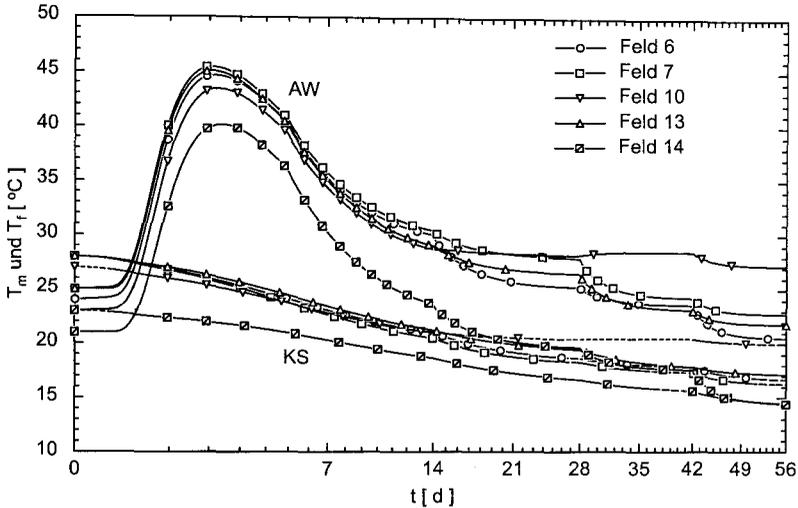


Abb. 8.5.: Zeitlicher Verlauf der mittleren Temperaturen der AW und KS für die Felder 6, 7, 10, 13 und 14 für den Einwirkungsfall W

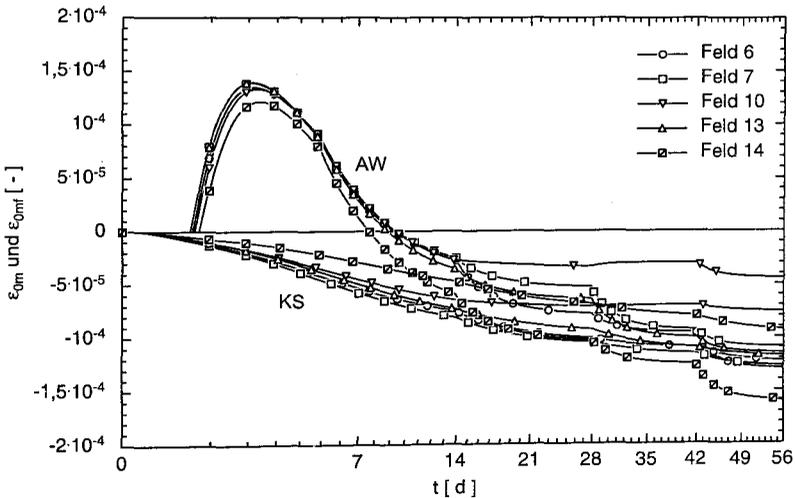


Abb. 8.6.: Zeitlicher Verlauf der freien Dehnungen der AW und KS für die Felder 6, 7, 10, 13 und 14 für den Einwirkungsfall W

großer Schlankheit h_{we}/b_w weisen über den gesamten Betrachtungszeitraum sehr geringe Krümmungen auf. Bei AW mit niedriger Schlankheit treten etwas

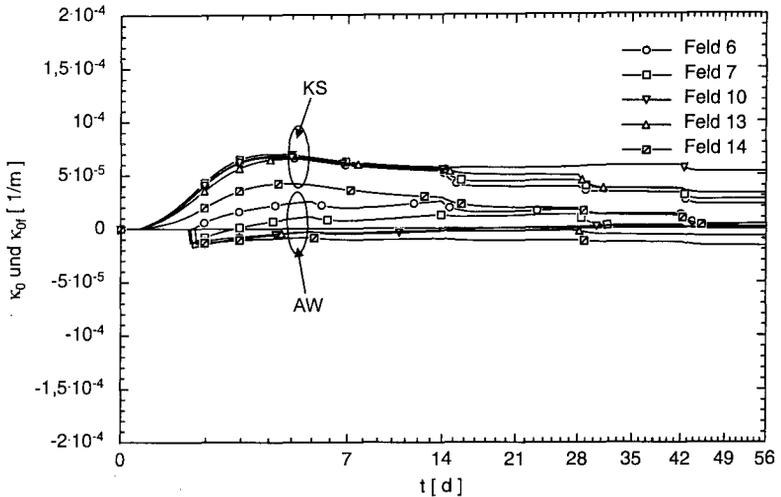


Abb. 8.7.: Zeitlicher Verlauf der freien Krümmungen der AW und KS für die Felder 6, 7, 10, 13 und 14 für den Einwirkungsfall W

größere Krümmungen auf. Hierin ist der Einfluss der holzgeschalteten Wandköpfe zu erkennen. Die Krümmungen der KS κ_{of} sind im Schnitt mindestens drei mal so groß wie κ_0 . Sie steigen in den ersten drei Tagen bis zu ihrem Maximum an und fallen danach nur sehr langsam ab. Auch hieran ist zu erkennen, dass der Temperatureausgleich im System noch nicht erreicht wurde. Diese Ergebnisse sind auf die anderen Klimata übertragbar.

Der Vergleich zwischen den freien Krümmungen und Dehnungen der AW zeigt, dass nach 56 Tagen der Einfluss von κ_0 für alle Felder klein ist. Für den gesamten Betrachtungszeitraum hingegen ist der Beitrag der Krümmungen nicht vernachlässigbar.

8.3. Zwang nach Dreischichtenmethode

8.3.1. Voruntersuchungen zur zusätzlichen Behinderung der Außenwand durch die UWS, Sockel, RI-Pfähle und den Boden

In Abschn. 8.1 wurde auf diese Fragestellung stichwortartig eingegangen. Die Entscheidung, den Zwang am freien WFS mit ausreichender Genauigkeit untersuchen zu dürfen, beruht auf mehreren Voruntersuchungen. Auf diese und deren wesentlichen Ergebnisse wird im folgenden eingegangen. Bei diesen Untersuchungen wurde ein altersunabhängiges, elastisches Verhalten aller Bau-

teile unterstellt. Als zwangverursachende Einwirkung wurde eine freie Wanddehnung $\varepsilon_0(x, y, z, t) = \varepsilon_{0m} = \text{konst.}$ angenommen. Die Voruntersuchungen umfassen:

- FEM-Analyse der Gesamtstruktur;
- Stabwerksanalysen für die Systeme [AW, S, KS, UWS, und RI] sowie [AW, S, und KS] am Trogrand in Längsrichtung;
- Analyse für das WFS mit DSM gemäß Abb. 8.3.

Die Ergebnisse der FEM-Analysen stellen die Referenz für die Stabwerksanalysen und die DSM dar. Die Schlussfolgerungen lauten:

- Die zusätzliche Zwängung durch den wassergesättigten Sandboden und die RI-Pfähle ist vernachlässigbar.
- Die zusätzliche Zwängung des WFS durch die UWS, Sockel und Koppelstäbe sind nicht vernachlässigbar. Sie kann aber durch entsprechende Wahl der mitwirkenden Breite b_{fe} des Sohlausschnitts erfasst werden.
- Mit der in Abb. 8.3 dargestellten Geometrie des freien WFS kann die weitgehende Übereinstimmung mit der FEM-Analyse erzielt werden.

8.3.2. Maßgebende freie Verformungen

Die freie Dehnung $\varepsilon_{0mk}(t)$ der beliebigen Lamelle k verläuft im Zuge der Hydratation und auch danach nichtlinear, wie in Abb. 8.8 schematisch dargestellt.

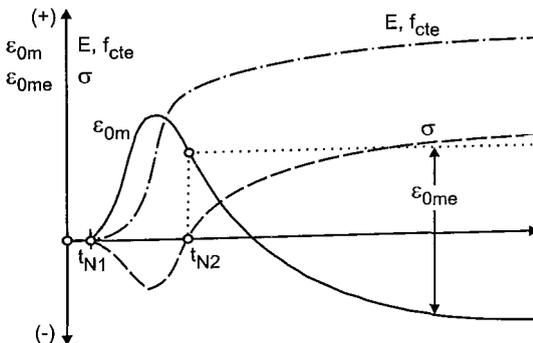


Abb. 8.8.: Freie und wirksame Dehnung beim zentrisch gezwängten Stab

Auf Expansion folgt Kontraktion. Hieraus resultiert - bei bestimmter axialer Behinderung - die Zwangsspannung. Auf Druck- folgen Zugspannungen, deren Zeitbereiche durch die Nullspannungsalter t_{N1} und t_{N2} markiert sind. Innerhalb des Zeitraums $t_{N2} - t_{N1}$ wird der Druck durch Relaxation vollständig abgebaut.

Die nichtlineare Spannungsberechnung beginnt im Alter t_{N1} . Weil Trennrisse erst ab $t > t_{N2}$ entstehen können, betrachten manche Näherungsverfahren nur diesen Zeitbereich und die in ihm auftretende, wirksame freie Dehnung ε_{0mke} . Ab $t \gg t_{N2}$ ändert sich der zugehörige Elastizitätsmodul wenig, auch das Relaxationsvermögen ist nur noch gering. Wie sich diese Tatsachen in Näherungsverfahren umsetzen, wird später erläutert. Die maßgebenden Verformungen des freien WFS sind in Abb. 8.9 dargestellt.

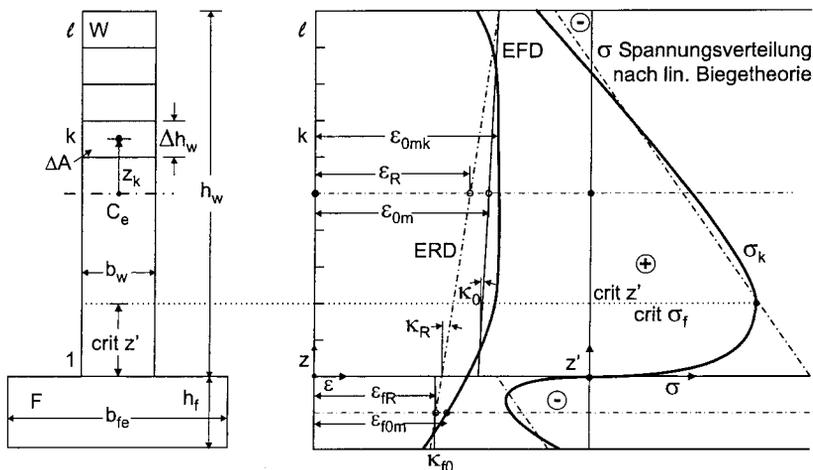


Abb. 8.9.: Maßgebende Verformungen und Zwangsspannungen nach DSM

Die freie Dehnung ε_0 ist über die Wandhöhe und -dicke nichtlinear verteilt: $\varepsilon_0(z, y, t) = \varepsilon_{0kj}(t)$. Sie wird durch ihren Mittelwert ε_{0mk} über die Wanddicke ersetzt. Die Beziehungen für die residuellen Verformungen (Nachgiebigkeiten) für das System WFS lauten nach [122, 123]:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_R &= \varepsilon_{0m} + \varepsilon_m \\ \kappa_R &= \kappa_0 + \kappa \\ \varepsilon_{Rf} &= \varepsilon_R - \kappa_R \cdot p \cdot 0,5 h_{we} \\ \kappa_{Rf} &= \kappa_R \end{aligned} \right\} \quad (8.3)$$

Hierin sind ε_m und κ die zu Schnittgrößen führenden Verformungen. In den

Beziehungen der Gl.(8.3) sind die freien Verformungen des Sohlstreifens unterdrückt worden. Abgesehen davon, dass diese meist gering sind, führt ihre Vernachlässigung zu einer geringfügigen Überschätzung des Zwangs im WFS. Schließlich lautet die maßgebende, spannungserzeugende wirksame Dehnung

$$\varepsilon_{0mke} = -(\varepsilon_{0mk} - \varepsilon_R - \kappa_R \cdot z_k). \quad (8.4)$$

8.3.3. Einfache, linear-elastische Ansätze für die Zwangsschnittgrößen in der Kontraktionsphase des WFS

Vergleichsrechnungen für WFS mit schlanken Wänden (Schlankheit größer drei) aus [118] zeigen, dass der Beitrag der freien Krümmung κ_0 zum Zwang meist viel geringer ist, als jener der mittleren freien Dehnung ε_{0m} über die Wandhöhe und deshalb näherungsweise außeracht bleiben darf.

Werden im Kontraktionszeitraum $t - t_{N2} > 0$ die Elastizität und Relaxation des Betons näherungsweise durch einen effektiven, mittleren Elastizitätsmodul E_{me} beschrieben, dann lauten die Zwangsschnittgrößen N_0 und M_0 des freien WFS aus elastischem Beton nach [119]:

$$N_0 = -\frac{\varepsilon_{0m} \cdot E_{me} \cdot A_w \cdot (1 + S_B)}{3p^2 S_B + (1 + S_B) \cdot (1 + S_D)}, \quad (8.5)$$

$$M_0 = -\frac{\varepsilon_{0m} \cdot h_w \cdot E_{me} \cdot A_w \cdot p S_B}{6p^2 S_B + 2(1 + S_B) \cdot (1 + S_D)}. \quad (8.6)$$

Die Querschnittswerte, die Steifigkeitszahlen und der Höhenfaktor p sind in Abb. 8.3 definiert. Eine Abschätzung des Einflusses der freien Krümmungen auf die Schnittgrößen gelingt durch die Beziehungen

$$\tilde{N} \approx N_0 \left[1 - \frac{\kappa_0 \cdot h_w}{2\varepsilon_{0m}} p \right], \quad (8.7)$$

$$\tilde{M} \approx M_0 \left[1 - \frac{\kappa_0 \cdot h_w}{2\varepsilon_{0m}} p \right]. \quad (8.8)$$

Der Klammerterm beschreibt die Veränderung der Schnittgrößen gegenüber dem Fall $\varepsilon_{0m}, \kappa_0 = 0$. In der rissrelevanten Kontraktionsphase ist stets $\varepsilon_{0m} < 0$; die Krümmung κ_0 kann je nach Wärmeabflussbedingung positiv oder negativ sein. Berechnungen im Rahmen der Voruntersuchungen zeigen,

dass sich der Klammerterm für die Geometrien des Trogs - je nach Vorzeichen von κ_0 - im Wertebereich von 0,9 bis 1,1 bewegt.

Mit den Gleichungen (8.5) bis (8.8) werden nur lineare Spannungen nach Balkenbiegelehre berechnet. Sie sind jedoch für die erste Abschätzung des Zwangs geeignet, sofern die Bauteiltemperaturen und freie Verformungen realistisch bestimmt werden können.

8.3.4. Nichtlineare Ansätze für die Zwangsschnittgrößen nach DSM

Mit ihnen kann die Entwicklung des Zwangs in der Wand des WFS ab dem Alter t_{N1} und das nichtlineare Verhalten des Betons erfasst werden. Die Diskretisierung der Querschnitte ist in Abb. 8.9 angedeutet. Die physikalischen Nichtlinearitäten erzwingen die inkrementelle und iterative Berechnung. Die Verformungen Dehnungen werden als Inkremente $\Delta\varepsilon_i = \text{konst.}$ und $\Delta\kappa_i = \text{konst.}$, die im Alter $t_i \geq t_{N1}$ beginnen, abgebildet. Die Beziehungen der Zwangsschnittgrößen und -spannungen im Zustand I sind [122], [123] zu entnehmen. Die orts- und altersabhängig Zwangsspannung - im Alter t_n und in Höhe z_k -, die ab dem Alter t_1 einsetzt lautet

$$\sigma_{kn1} = - \sum_{i=1}^n (\Delta\varepsilon_{0mki} - \Delta\varepsilon_{Ri} - \Delta\kappa_{Ri} \cdot z_k) \cdot E_{mki} \cdot \Psi_{mkni} \quad (8.9)$$

mit

$$\varepsilon_R = \frac{\varepsilon_{0m} \cdot (3p^2 S_B + S_D \cdot (1 + S_B))}{3p^2 S_B + (1 + S_B) \cdot (1 + S_D)} + \frac{\varepsilon_{f0m} \cdot (1 + S_B) + 0,5 \cdot (\kappa_0 S_B + \kappa_{f0}) \cdot p \cdot h_w}{3p^2 S_B + (1 + S_B) \cdot (1 + S_D)}, \quad (8.10)$$

$$\kappa_R = \frac{(\kappa_0 S_B + \kappa_{f0}) \cdot (1 + S_D)}{3p^2 S_B + (1 + S_B) \cdot (1 + S_D)} + \frac{(\varepsilon_{0m} - \varepsilon_{0mf}) \cdot S_B}{3p^2 S_B + (1 + S_B) \cdot (1 + S_D)} \cdot \frac{6p}{h_w}. \quad (8.11)$$

Abgesehen von bestimmten Vereinfachungen liefert die DSM im Symmetrieschnitt halbe Wandlänge ein vergleichbares Resultat zur nichtlinearen FE-Methode.

Die Spannung σ_{kn1} stellt eine mittlere Hauptspannung (x-Richtung) über die Wanddicke dar. Weil die freien Dehnungen nicht nur über die Wandhöhe,

sondern auch über die Wanddicke variieren, erhält man die lokale Gesamtspannung σ_x durch Überlagerung mit einem „Eigenspannungsanteil“. In der für die Trennrissbildung maßgebenden Kontraktionsphase des Wandbetons ist die Dehnungsnichtlinearität über die Wanddicke i.W. abgeklungen. Sie kann deshalb außeracht bleiben, zumal ihr die mittlere, wirksame Zugfestigkeit über die Wanddicke gegenüber gestellt wird.

8.4. Abschätzung des Zwangs mit Einpunktmethoden (One-Point-Method OPM)

In der Praxis werden die FEM und DSM vor allem in der Konstruktionsphase angewendet. Für bestimmte Geometrien und repräsentative Parametersätze werden die Zwangspannungen realitätsnah eingeschätzt. Während der Ausführungsphase können derartige Analysen aus einer Reihe von Gründen nicht durchgeführt werden. Gesucht sind deshalb effizientere Verfahren, mit denen die Zwangspannung an der risskritischen Stelle des Bauteil mit akzeptabler Genauigkeit abgeschätzt werden kann. Die Einpunktmethoden erfüllen diese Forderung. Die Ergebnisse der FEM oder DSM stellen hierbei den Vergleichsmaßstab dar und liefern die Basis für spezielle Annahmen.

8.4.1. Einpunktmethode mit lokalen Größen nach DSM

Es sind zunächst zwei Berechnungsschritte notwendig:

1. Temperaturfeld und freie Verformungen im Symmetrieschnitt der Wand.
2. Spannungen nach Abschn. 8.3. Der Wandbeton wird als alternder elastischer Baustoff unterstellt. Der Sohlbeton wird als altersunabhängiger elastischer Baustoff unterstellt.

Diese Schritte dienen dazu, den lokalen Behinderungsgrad R_k zu berechnen:

$$R_k = - \frac{\sigma_{kn1}}{n \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{0ki} \cdot E_{ki}} \quad (8.12)$$

Der maximale Wert über die Wandhöhe $\max R$ definiert die kritische Stelle $crit z'$. Die kritische elastische Spannung im zugehörigen Ersatzstab mit den

Querschnitt A_k berechnet sich zu

$$\text{crit } \sigma_{kn1,el} = - \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{0ki} \cdot E_{ki} \cdot R_{ki}. \quad (8.13)$$

Unter Berücksichtigung der Relaxation ergibt sich

$$\text{crit } \sigma_{kn1} = - \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{0ki} \cdot E_{ki} \cdot \Psi_{kni} \cdot R_{ki}. \quad (8.14)$$

Dieses Vorgehen entspricht dem Ansatz nach [103] und wird hier als Modell OPM-I bezeichnet.

8.4.2. Einpunktmethode mit mittleren Größen und wirksamen E-Modul nach DSM

Bei der praktischen Umsetzung der OPM werden meist weitere Vereinfachungen vorgenommen [80], [81], [123]:

1. Es wird nur die Kontraktionsphase $t - t_{N2} \geq 0$ betrachtet.
2. An Stelle der lokalen Dehnungen ε_{0k} tritt die mittlere freie Dehnung ε_{0m} der ganzen Wand; die freie Krümmung κ_0 wird nicht berücksichtigt.
3. An die Stelle der lokalen Größen E_k und Ψ_{nlk} treten die Mittelwerte E_m und Ψ_{n1} über die Wandhöhe.
4. Die Relaxation wird mit dem mittleren wirksamen E-Modul $E_{me} = k_r \cdot E_m$ mit $k_r \approx 0,70$ bis $0,90$ berücksichtigt.

Diese Schritte definieren das Modell OPM-II. Mit den Vereinfachungen lautet die Spannung an der kritischen Stelle für $t \geq t_{N2}$:

$$\text{crit } \sigma_{n,N2} \approx -k_r \cdot \sum_{i=N2}^n (\Delta \varepsilon_{0mi} - \Delta \varepsilon_{0mN2}) \cdot E_{me} \cdot R_{ki}. \quad (8.15)$$

8.5. Konzept zur Beurteilung der Rissempfindlichkeit der Außenwände im Überblick

Die deterministisch berechneten Spannungen bilden die Grundlage zur Beurteilung der Rissempfindlichkeit der Blöcke 6 bis 14. Die Beurteilung kann mit den zuverlässigkeitsorientierten Methoden des Kap. 7.1 geschehen, da nach

Abschn. 8.3 der Zwang im kritischen Ort des WFS die Spannungsentwicklung in einem zentrisch gezwängten Ersatzstab repräsentiert. Die Beurteilung erfolgt in mehreren Schritten:

1. Für jede Wand wird der Zwang mit der DSM als Einpunktmethode nach Gl.(8.9) sowie Gl.(8.14) und Gl.(8.15) - Modelle OPM-I und -II - unter realen Bedingungen deterministisch geschätzt und aus ihm mit

$$C_{cr} = \frac{f_{cte}}{\text{crit } \sigma} \quad (8.16)$$

der kritische Rissindex bestimmt.

2. In Kap. 7 wurde die Verteilungsfunktion F_{cr} des Rissindex C_{cr} für den zentrisch gezwängten Stab mit der Dicke b_w und der Rezeptur ICO-03 berechnet. Der so erhaltene Zusammenhang zwischen C_{cr} und p_{cr} gilt nach den Ergebnissen aus Kap. 7 für alle beliebigen klimatischen Einwirkungen und alle möglichen Behinderungsgrade und wird auf die Außenwände angewendet. Die Eintretenswahrscheinlichkeit p_{cr} wird aus

$$\text{cal } p_{cr} = F(C_{cr}) \quad (8.17)$$

berechnet und mit den Grenzwerten $\lim p_{cr}$ der Sicherheitsklassen nach Abschn. 2.6 verglichen.

3. Die Anzahl der zu erwartenden Risse wird mittels

$$\text{cal } n_r = \text{cal } p_{cr} \cdot \max n_r \quad (8.18)$$

abgeschätzt. Nach Gl.(2.27) ist

$$\max n_r \approx s_w - 2. \quad (8.19)$$

Diese Prognose wird den beobachteten Rissen gegenüber gestellt.

8.6. Berechnungsergebnisse der Zwangspannungen und zuverlässigkeitsorientierte Beurteilung der Rissbildung

8.6.1. Zwangspannungen nach DSM

Der zeitlicher Verlauf der Zwangspannungen und wirksamen Zugfestigkeit der AW des Block 6 für Klima K ist in Abb. 8.10 dargestellt. Das Ergebnis der Spannungsanalyse für Klima W zeigt Abb. 8.11.

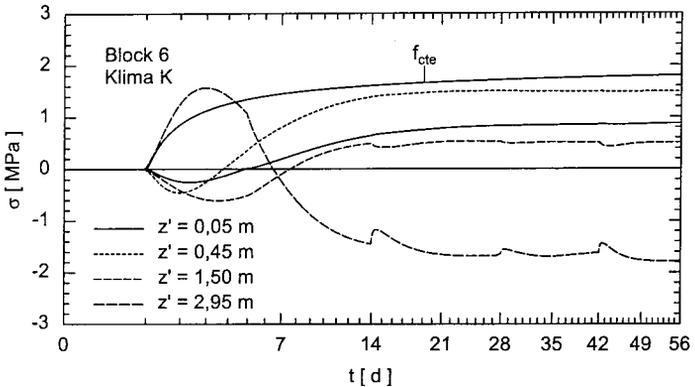


Abb. 8.10.: Zeitlicher Verlauf der Zwangsspannungen in ausgewählten Höhen z' und der wirksamen Zugfestigkeit der AW des Blocks 6 für das Klima K

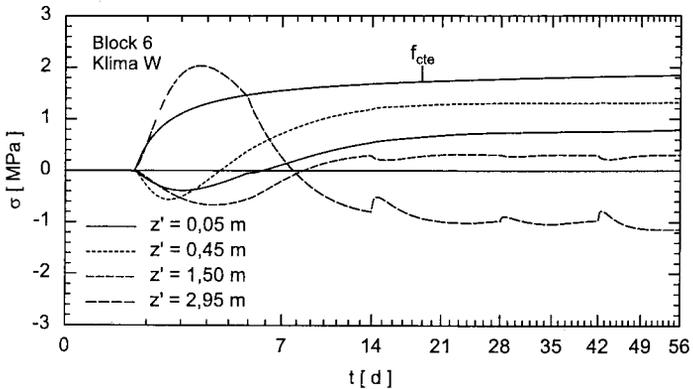


Abb. 8.11.: Zeitlicher Verlauf der Zwangsspannungen in ausgewählten Höhen z' und der wirksamen Zugfestigkeit der AW des Block 6s für das Klima W

Die Spannungen werden mit DSM nach Gl.(8.9) berechnet. Das autogene Schwinden wird aufgrund der Zusammensetzung des Betons vernachlässigt. Die Zwangsspannungen bauen sich unabhängig vom Ort und der betrachteten klimatischen Einwirkung nach ca. 24 Stunden auf.

In allen betrachteten Fällen erfährt der Kopfbereich der AW in den ersten 3 bis 7 Tagen erhebliche Zugspannungen, die die Zugfestigkeiten deutlich überschreiten. Das betrifft den Bereich von ca. 30 bis 40 cm ab OK AW

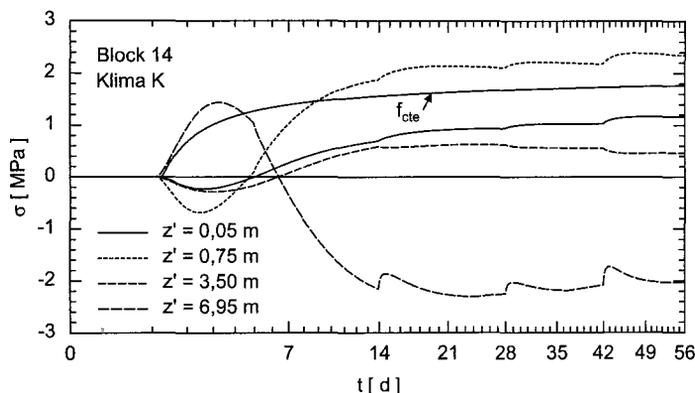


Abb. 8.12.: Zeitlicher Verlauf der Zwangsspannungen in ausgewählten Höhen z' und der wirksamen Zugfestigkeit der AW des Blocks 14 für das Klima K

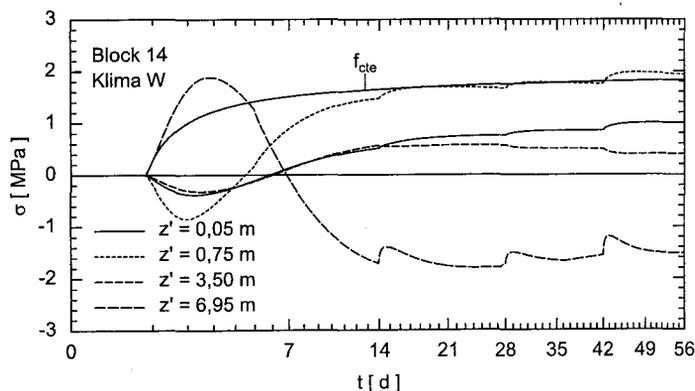


Abb. 8.13.: Zeitlicher Verlauf der Zwangsspannungen in ausgewählten Höhen z' und der wirksamen Zugfestigkeit der AW des Blocks 14 für das Klima W

($f_{cte} \approx 1,16$ MPa). Die in diesem Bereich möglicherweise auftretenden Risse beeinträchtigen jedoch nicht die Dichtigkeit der AW, zumal sich in diesem Fall bereits ab ca. 7 Tagen wieder Druckspannungen in der Wandkrone aufbauen. Die über die Wand gemittelten Spannungen bzw. die Zwangskraft der Wand zeigen, dass die AW ab ca. 5 bis 6 Tagen in die Kontraktionsphase übergeht. Nach ca. 14 Tagen ist der Einfluss der Hydratation auf die Zwangsspannungen vernachlässigbar, und die klimatischen Einwirkungen werden für die weitere

Entwicklung verantwortlich. Ab diesem Zeitpunkt ändern sich die mechanischen Eigenschaften nur noch wenig, und sie können durch zeitlich gemittelte Größen ersetzt werden.

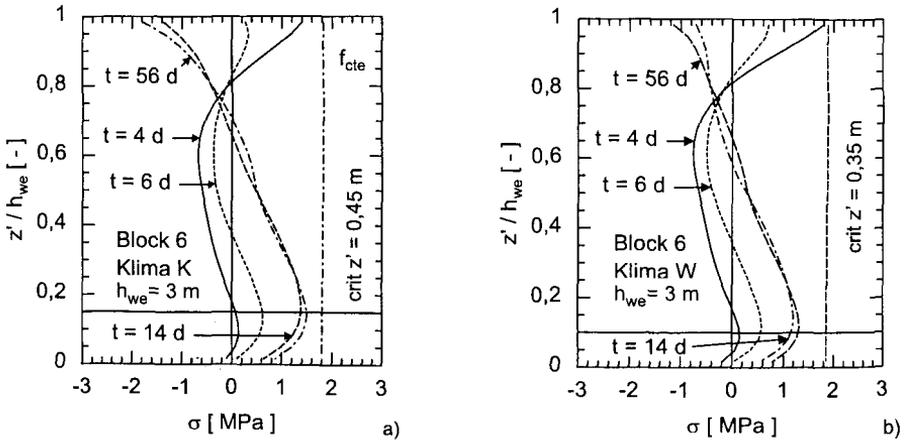


Abb. 8.14.: Verlauf der Zwangsspannungen und der wirksamen Zugfestigkeit der AW des Blocks 6 über die Wandhöhe. a) Klima K, b) Klima W

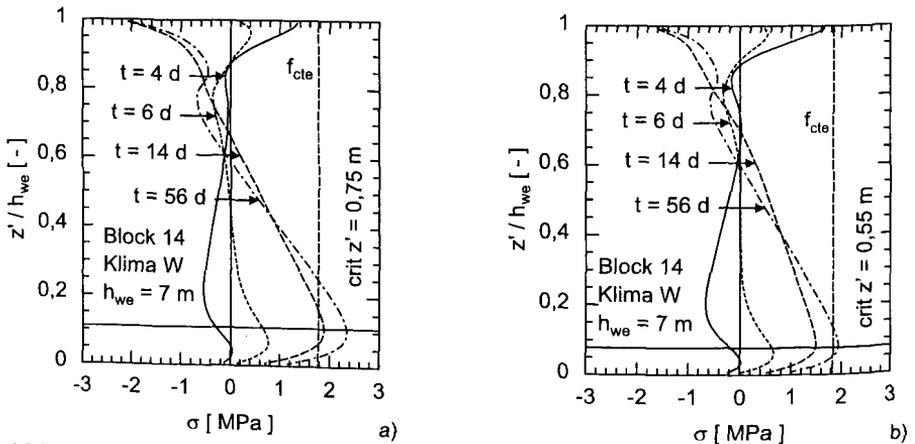


Abb. 8.15.: Verlauf der Zwangsspannungen und der wirksamen Zugfestigkeit der AW des Blocks 14 über die Wandhöhe. a) Klima K, b) Klima W

Aus dem Verlauf der Spannungen über dem Querschnitt der AW wird der risskritische Ort $crit\ z'$ bestimmt. Die Abb.8.14 zeigt die Auswertung der

Spannungen zu verschiedenen Zeitpunkten und Klimata. Unter der Annahme, dass die Rissbildung nach acht Wochen nahezu vollständig abgeschlossen ist, wird die Auswertung zu diesem Zeitpunkt vorgenommen. Diese Annahme stellt keine Einschränkung der Allgemeinheit dar, da sich die kritische Höhe $critz'$ etwa mit Beginn der Kontraktionsphase der AW wenig ändert.

Mit den hier untersuchten Geometrien ergeben sich kritische Orte zwischen $0,075 h_{we}$ und $0,15 h_{we}$ ab OK KS. Dabei wird folgender empirische Zusammenhang zwischen S_D und $critz'$ [m] festgestellt ($R^2 > 95\%$):

$$critz' \approx 0,37 m \cdot S_D + 0,11 m. \tag{8.20}$$

Dies entspricht in etwa den Ergebnissen anderer Untersuchungen [9].

8.6.2. Zwangspannungen nach OPM

Wirksame freie Dehnung, E-Modul und lokaler Behinderungsgrad Zur Berechnung der Zwangspannungen nach OPM ist die Kenntnis des zeitlichen Verlaufs der wirksamen freien Dehnung, dem zugehörigen Elastizitätsmodul und des lokalen Behinderungsgrads notwendig. Die Abb.8.16 zeigt die Berechnungen für den Block 14 und Klima W.

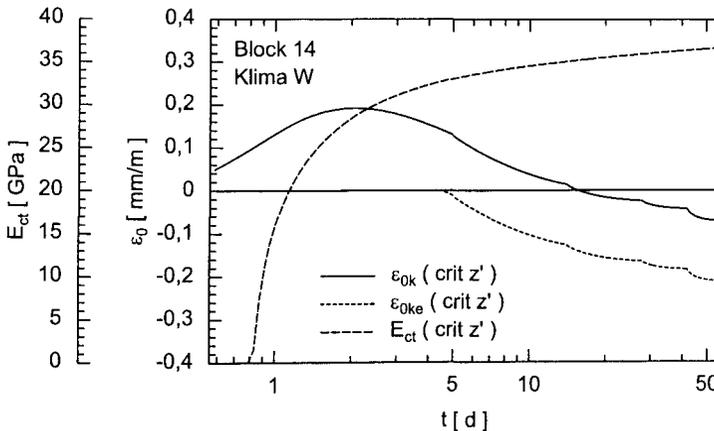


Abb. 8.16.: Zeitlicher Verlauf der freien Dehnungen an der risskritischen Stelle der AW und zugehörigen Elastizitätsmodul für Block 14 und Klima W

Nach 56 Tagen erreichen die wirksamen Dehnungen ein Mehrfaches der Bruchdehnung mit Werten zwischen 1,4‰ und 2,3‰. Der zugehörige Elastizitätsmodul wird in allen Fällen mit 35,8 GPa geschätzt, die wirksame Zugfestigkeit wird mit $f_{cte} = 1,84$ MPa angesetzt. Der lokale Behinderungsgrad

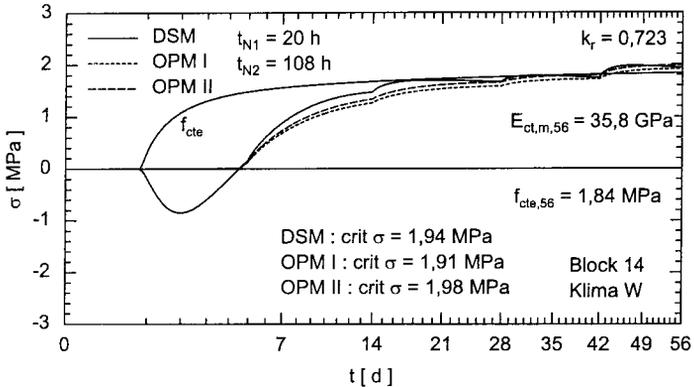


Abb. 8.17.: Zeitlicher Verlauf der Zwangsspannungen nach DSM Gl.(8.9), OPM-I Gl.(8.14) und OPM-II Gl.(8.15) für Block 14 und Klima W

strebt - beginnend mit einem Wert kleiner gleich Eins - schnell seinem Endwert entgegen. Mit Gl.(8.12) weist R_k für alle Blöcke und Klimata Werte zwischen 0,18 und 0,25 auf.

Risskritische Spannungen am Ort Höhe critz' Die Abb.8.17 zeigt die Auswertung der Spannungen nach DSM Gl.(8.9), OPM-I Gl.(8.14) und OPM-II Gl.(8.15) für Block 14 und Klima W. Die Spannungen nach DSM konnten mit OPM-I u. -II gut geschätzt werden. Die Verwendung eines zeitunabhängigen k_r -Faktors zur Definition des wirksamen E-Moduls bei OPM-I, sowie die zusätzliche Verwendung eines ab $t > t_{N2}$ zeitlich gemittelten E-Moduls bewirken, bezogen auf den 56 Tage Wert nach DSM, einen absoluten Fehler von ca. $\pm 5\%$. In allen betrachteten Fällen werden k_r -Faktoren zwischen 0,70 u. 0,75 verwendet. Als Werte für die wirksame Zugfestigkeit im Alter von 56 Tagen ergeben sich Werte zwischen 1,81 und 1,86 MPa.

8.6.3. Rissindex und Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung

Zur Berechnung der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung im stabförmigen Ausschnitt in Längsrichtung der AW in Höhe critz' wird die Verteilungsfunktion (VF) F_{03} von C_{cr} benötigt. Für die Rezeptur ICO-03 wird die VF mit Hilfe der Monte-Carlo Methode und den Ansätzen von Kap.7 berechnet.

Die Variationskoeffizienten der Rezeptur ICO-03 werden korrigiert, da sie

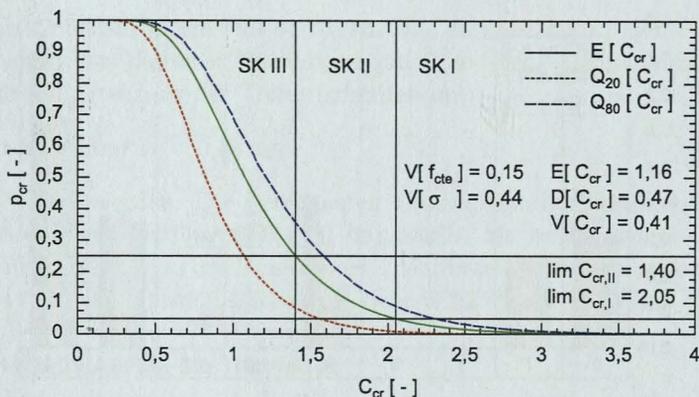


Abb. 8.18.: Zusammenhang zwischen der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung von Rissindex C_{cr} berechnet nach FORM $V[f_{ct}] = 15\%$ und $V[\sigma] = 44\%$ unter der Voraussetzung lognormalverteilter Zufallsvariablen für den Wandbeton (ICO-03)

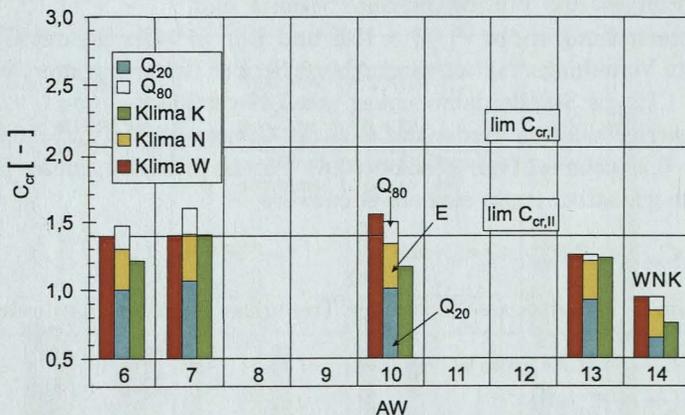


Abb. 8.19.: Rissindex C_{cr} in Abhängigkeit der Klimata N, W, K im Alter von 56 Tagen für die Blöcke 6 bis 14.

nicht den allgemein erwarteten Werten entsprechen, d.h im Mittel zu groß waren (zu kleine Stichprobe). Die Variationskoeffizienten der Rezeptur ICO-01 werden verwendet. Die Untersuchungen in Kap. 7 haben gezeigt, dass sich sowohl die Spannungen als auch die Zugfestigkeiten als lognormalverteilte Zufallsvariablen auffassen lassen. Damit können die Eintretenswahrscheinlichkeiten auch mit FORM berechnet werden, wenn die Variationskoeffizienten

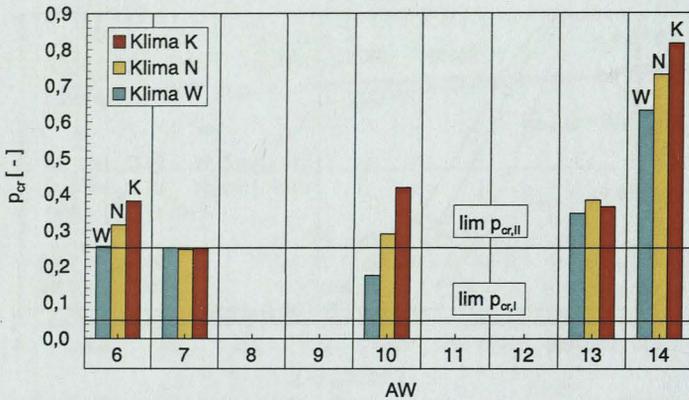


Abb. 8.20.: Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung für die Westwände der Felder 6, 7, 10, 13 und 14 nach 56 Tagen in Abhängigkeit der klimatischen Einwirkungen

der Einwirkungs- und Widerstandsseite bekannt sind.

Die Untersuchung ergibt $V[f_{ct}] = 15\%$ und $V[\sigma] = 44\%$. Die mit Gl.(E.6) berechnete Verteilungsfunktion zeigt Abb. 8.18. Der Erwartungswert von C_{cr} wird mit 1,16; die Standardabweichung mit 0,47 geschätzt.

Die Sicherheitsklassen werden mit Hilfe der Grenzwerte $\lim p_{cr} = 0,05$ und $\lim p_{cr} = 0,25$ definiert (vgl. Abschnitt 2.6). Für die Sicherheitsklasse I (keine Trennrisse gestattet) ergibt sich ein Grenzwert

$$\lim C_{cr,I} = 1,62,$$

und für die Sicherheitsklasse II (wenige Trennrisse gestattet, Rissbreite kontrolliert)

$$\lim C_{cr,II} = 1,40.$$

Zusätzlich zeigt die Abb. 8.18 die 20% und 80%-Quantile Q_{20}, Q_{80} von C_{cr} .

Die Auswertung aller 15 durchgeführten Analysen zeigt die Abb. 8.19. Erwartungsgemäß stellen sich bei Klima K geringere rechnerische Rissindices ein als bei Klima W. Mit Ausnahme des Falls Block 10, Klima W, erreichen die Rissindices den Grenzwert der SK III (Trennrisse mit zu kontrollierender Rissbreite sind gestattet; Beschränkungen der Risszahl werden nicht gefordert). Die oberen Grenzen des Konfidenzintervalls von $E[C_{cr}]$ erreichen für die Blöcke 6, 7 und 10 die SK II. Das bedeutet, dass sich die kritischen Rissindices in den AW in einem Bereich bewegen, in dem Trennrisse wahrscheinlich

sind, aber nicht in jedem Fall auftreten. Dies entspricht auch den Planungsvorgaben für das Bauwerk. Nach diesen muss der Grenzzustand Dichtheit der AW durch Begrenzung der Trennrissbreiten mit

$$cal w_k \leq \lim w_k = 0,15 \text{ mm}$$

nachgewiesen werden. Die berechneten Eintretenswahrscheinlichkeiten der Trennrissbildung sind in Abb.8.20 dargestellt. Sie bestätigen die Zusammenhänge der Analyse des Rissindex. Die größte Wahrscheinlichkeit ist für Block 14 (Klima K) festzustellen, die kleinste für Block 10 (Klima W).

8.6.4. Mittlere Anzahl der Trennrisse

Eine Abschätzung der wahrscheinlich auftretenden, mittleren Anzahl von Trennrissen ist im Vorfeld aus Gründen der Kosten für deren Sanierung etc. wünschenswert. Mit Hilfe von p_{cr} und Gl.(2.27) kann die Abschätzung durchgeführt werden. Betrachtet wird die mittlere Anzahl von Rissen n_{rm} bezogen auf den gesamten Bauabschnitt Block 6 bis Block 14.

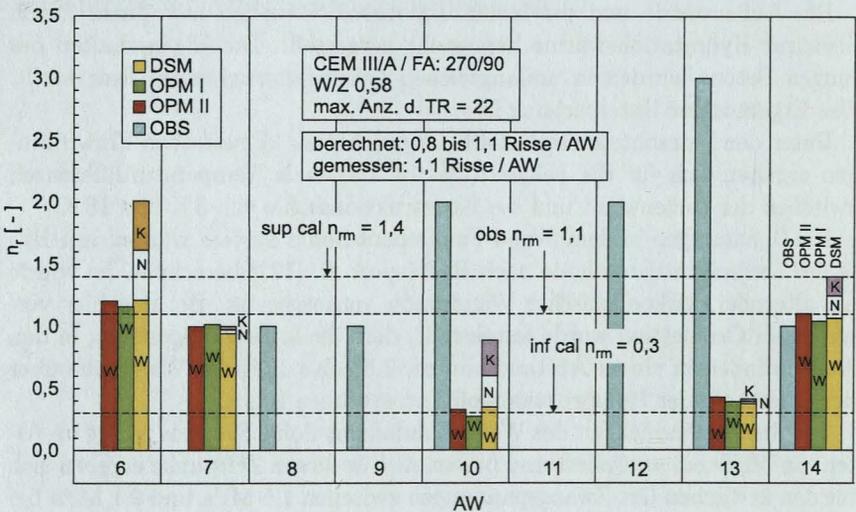


Abb. 8.21.: Schätzung der mittleren Anzahl der Risse pro Block und Vergleich mit beobachteten Rissereignissen im Alter von 56 Tagen

Die Abb. 8.21 zeigt die Schätzung der mittleren Anzahl der Risse je AW und den Vergleich mit beobachteten Rissereignissen. In einzelnen Fällen (Block

7, 8 und 14) konnte n_r gut prognostiziert werden; in anderen hingegen nur schlecht (Block 13). Dies ist dadurch zu erklären, dass keine Möglichkeit bestand, die berechneten Temperaturen in der AW durch Messungen zu bestätigen. Werden jedoch die berechnete und beobachtete Gesamtanzahl der Risse gemittelt, dann ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen Prognose und Beobachtung. Beobachtet wurden 1,1 Risse pro Block; berechnet je nach Klima 0,3 bis 1,4.

8.6.5. Zusammenfassung

Die Beurteilung des Zwangs in den Außenwänden des Trogs in seiner Planungsphase erforderte aufgrund des komplizierten Aufbaus der Unterkonstruktion der Wände eine Reihe von Voruntersuchungen. Diese betrafen i.W. die Abschätzung der Temperaturverhältnisse in der Konstruktionssohle bei Herstellungsbeginn der Außenwände und die Beschreibung der Behinderung der Außenwände durch die Unterkonstruktion. Die Voruntersuchungen waren nicht Gegenstand der Arbeit.

Die Außenwände und die Konstruktionssohle wurden mit einem Beton niedriger Hydratationswärme hergestellt hergestellt. Die Eigenschaften des jungen Betons wurden in umfangreichen Laboruntersuchungen festgestellt. Das Ergebnis der Untersuchung ist:

Unter den betrachteten statistisch, abgesicherten klimatischen Einwirkungen ergaben sich für die Felder 6 bis 14 maximale Temperaturdifferenzen zwischen der Außenwand und der Konstruktionssohle von 8 K und 18 K.

Die Spannungen in dem Wand-Fundament-Sohle System wurden mit Hilfe der Dreischichtenmethode nach Rostásy et al. [122] berechnet. Es wurde ein alternder, viskoelastischer Wandbeton vorausgesetzt. Bei den hier verwendeten Geometrien wurde festgestellt, dass die kritische Spannung in den Außenwänden in einem Abstand von ca. 7,5% bis 15% der Wandhöhe über der Oberkante der Konstruktionssohle zu erwarten ist.

Die Rissempfindlichkeit des Wand-Fundament-Sohle Systems wurde im Alter von 56 Tagen analysiert und bewertet. Für diesen Zeitpunkt ergeben sich für den kritischen Ort Zwangspannungen zwischen 1,5 MPa und 2,1 MPa bei Zugfestigkeiten zwischen 1,7 MPa und 1,86 MPa.

Zur ingenieurmäßigen Schätzung der Zwangspannungen wurden zwei Einpunktmethoden definiert und anhand der Dreischichtenmethode kalibriert. Es konnte eine gute Übereinstimmung aller drei Methoden in der Berechnung der Spannungen gefunden werden.

Die Beurteilung der Rissempfindlichkeit erfolgte mit einem zuverlässig-

keitsorientierten Ansatz. Dazu wurden problemspezifische Sicherheitsklassen zur Definition des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit eingeführt. Als Grenzwert des Rissindex für die Sicherheitsklasse I - Trennrisse sind nicht gestattet - wurde $\lim C_{cr,I} = 2,05$ berechnet. Als Grenzwert des Rissindex für die Sicherheitsklasse II - wenige Trennrisse mit zu kontrollierender Rissbreite sind gestattet - wurde $\lim C_{cr,II} = 1,40$ berechnet. Die berechneten C_{cr} -Werte der Felder liegen im Bereich der Sicherheitsklasse III, d.h. beliebige Trennrissbildung mit zu kontrollierender Rissbreite ist gestattet.

Abschließend wurde mit Hilfe der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung und einem einfachen geometrischen Modell die Anzahl der zu erwartenden Trennrisse im Mittel je Außenwand bestimmt. Für die Felder 6 bis 14 wurden, bezogen auf den Bauabschnitt, im Mittel 0,3 bis 1,4 Risse je Außenwand berechnet. Die beobachteten Rissereignisse im selben Bauabschnitt ergaben im Mittel ca. 1,1 Risse je Außenwände.

Die Untersuchung hat gezeigt, dass mit den angestrebten risskontrollierenden Maßnahmen die Anforderungen an die Dichtigkeit erreicht werden können. Das betrifft insbesondere den geplanten Bauablauf, die gewählte Betonrezeptur und die rissbeschränkende Bewehrung.

9. Zusammenfassung und offene Probleme

9.1. Zusammenfassung

Die Vorhersage des Zwangs und der Rissbildung in erhärtenden Betonbauteilen hängt von einer Vielzahl zufälliger Einflüsse ab. Dies erschwert im erheblichen Maße die zuverlässige und wirtschaftliche Planung und Kontrolle von Gegenmaßnahmen. Die Gründe hierfür sind vielfältig. Festzustellen ist die Tatsache, dass die Fälle „Last“ und „Zwang“ in den Bemessungsvorschriften nicht gleichberechtigt behandelt werden. So werden die Einwirkungen infolge Lasten mit ihren stochastischen Eigenschaften in Form von Teilsicherheitsbeiwerten erfasst. Bei lastunabhängigen Einwirkungen werden weder Teilsicherheitsbeiwerte, noch komplexere Methoden zur Erfassung ihrer stochastischen Eigenschaften verwendet. Das gilt insbesondere für den Fall „Zwang aus abfließender Hydratationswärme“. Eine zuverlässige Beurteilung der Rissempfindlichkeit ist damit nicht möglich. Dies zeigt, dass ein probabilistisches Konzept zur zuverlässigen Beurteilung der Wirksamkeit risskontrollierender Maßnahmen nötig ist.

In dieser Arbeit wird ein solches Nachweiskonzept vorgeschlagen. Es betrachtet die lastunabhängige Dehnung. Der Nachweis der Tragfähigkeit ist in diesem Konzept nicht integriert. Das Konzept ist für beliebige Bausituationen anwendbar, sofern die lastunabhängigen Dehnungen und die Behinderung des Bauteils realistisch abgebildet werden können, und eine fundierte Schätzung aller Eingangsparameter samt Modellunsicherheiten vorliegt.

Als Vergleichsmaßstab wird die Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung eingeführt. Die zugehörigen Grenzwerte in Abhängigkeit der Anforderungen an die Dichtigkeit und die Gebrauchstauglichkeit des Bauteil definieren drei Sicherheits- bzw. Risikoklassen. Sie unterscheiden nach dem Aufwand zum Erhalt der Zuverlässigkeit bzw. Dichtigkeit.

Die Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung p_{cr} steht in einem direkten Zusammenhang mit dem Ausnutzungsgrad der Bauwerkszugfestigkeit - genannt Rissindex C_{cr} - gegenüber der Zwangsspannung. Eine Rissbildung setzt danach ein, wenn der Rissindex Werte kleiner oder gleich Eins annimmt. Ist die Verteilungsfunktion des Rissindex F_{cr} bekannt, dann kann aus ihr p_{cr} berechnet werden.

Zur Berechnung der Zwangspannung kann ein beliebiges Ingenieurmodell verwendet werden. Die benötigte Verteilungsfunktion des Rissindex erhält man, wenn das Ingenieurmodell zu einer Monte-Carlo Methode erweitert wird. Dieses Vorgehen erfordert eine umfassende Beschreibung der Streuungen der Betoneigenschaften und anderer Größen. Ebenso müssen die Streuungen der klimatischen Einwirkungen beschrieben werden.

Eine realistische Beschreibung der Streuungen der Werkstoffeigenschaften des jungen Betons setzt umfangreichen Betonuntersuchungen voraus. Für drei Rezepturen konnten repräsentative und homogene Stichproben der Eigenschaften Hydratationswärme, Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Relaxation und autogenes Schwinden abgeleitet werden. Für vier weitere Rezepturen wurden Schätzungen angegeben.

Die statistischen Eigenschaften der klimatischen Einwirkungen wurden anhand von gemessenen Daten und mit Hilfe eines vereinfachten probabilistischen Modells abgeleitet.

Mit Hilfe dieses Ansatzes werden zuverlässigkeitsorientierte Risskriterien für Stäbe und Ausschnitte aus Deckenplatten entwickelt. Ihre Gültigkeit erstreckt sich über einen weiten Bereich von Geometrien, Betonzusammensetzungen, Behinderungsgraden und klimatischen Einwirkungen. Die Risskriterien können auch auf beliebige Biege- und Scheibenzwänge angewendet werden. Insbesondere kann damit die Rissempfindlichkeit massiger Sohlplatten und Wand-Fundament-Sohle Systeme beurteilt werden.

Der Einfluss aller Parameter auf die Trennrissbildung wird mit Hilfe von umfangreichen Sensitivitätsstudien untersucht. Zentrales Ergebnis der Untersuchungen ist, dass 50% bis 70% aller Unsicherheiten in der Prognose der Zwangspannungen durch umfassende und sorgfältige Betonuntersuchungen verringert werden können.

Die Anwendung der Monte-Carlo Methode ist mit großem Rechenaufwand verbunden. Daher wird ein Näherungsverfahren auf der Basis der FORM zur schnellen Berechnung der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung vorgeschlagen. Dieses Verfahren benötigt lediglich Verteilungsannahmen für die Bauwerkzugfestigkeit und die Zwangspannung.

Abschließend wird das eigene Nachweiskonzept an einem erstellten Trogbauwerk erprobt. Mit Hilfe der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung wird die Anzahl der zu erwartenden Trennrisse für Wand-Fundament Systeme berechnet. Die Prognose erfolgt für die Konstruktionsphase des Bauwerks, d.h. es wird untersucht, ob es mit den geplanten, risskontrollierenden Maßnahmen (Betonzusammensetzung, Frischbetontemperatur, rissbeschränkende Bewehrung, u.a.m.) gelingen kann, die Dichtigkeitsanforderungen an

die durch Grundwasserdruck beanspruchten Bauteile einzuhalten. Untersucht werden die Wände eines Bauabschnitts. Dazu wird die durchschnittliche Anzahl der beobachteten Risse bezogen auf den gesamten Bauabschnitt je Außenwand ermittelt. Der Vergleich zwischen der Prognose und den beobachteten Rissen zeigt eine gute Übereinstimmung. In den betrachteten Wänden muss mit einigen wenigen Trennrissen gerechnet werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das vorgeschlagene Konzept in der Lage ist, eine zuverlässige und wirtschaftliche Planung und Kontrolle von Maßnahmen der Risskontrolle in massigen Betonbauteilen zu unterstützen.

9.2. Offene Probleme

Empirisches Spannungskriterium Das vorgestellte Konzept lehnt sich an das Nachweisformat der japanischen Stahlbetonnorm des JSCE zur Vermeidung von Trennrissen in massigen Betonbauteilen aufgrund abfließender Hydratationswärme an. Kernpunkt des japanischen Konzepts ist die Verwendung einer allgemein gültigen empirischen Verteilungsfunktion des Rissindex. Der Index wird dort TCI genannt. Die Verteilungsfunktion ist durch umfangreiche Rissbeobachtungen an Bauwerken in Verbindung mit der statistischen Auswertung der zugehörigen berechneten Werte des TCI verifiziert worden. Sie umfasst damit sämtliche Unsicherheiten aus klimatischen Einwirkungen, Werkstoffprüfungen, Berechnungsvorschriften des TCI und Modellunsicherheiten. Sie gilt für alle in der japanischen Baupraxis auftretenden Bauwerkstypen und üblichen Betonrezepturen. Sie stellt ein empirisches Spannungskriterium dar. Dieser Ansatz konnte in dieser Arbeit nicht verfolgt werden, da entsprechende systematische und langjährige Untersuchungen auf Baustellen zur Trennrissbildung in erhärtenden Betonbauteilen im europäischen Raum nicht zur Verfügung stehen. Die in JSCE enthaltenen Grenzwerte konnten deshalb nicht direkt überprüft werden.

Der Autor ist jedoch davon überzeugt, dass dieses Vorgehen erheblich zur Verbesserung der Kontrolle der Zwangrissbildung erhärtender Betonbauteile im jungen Alter beitragen kann und somit auch mittelfristig wirtschaftlichere Bauweisen entwickelt werden können.

Betontechnologische Maßnahmen Die Untersuchungen des Zwangs in Wand-Fundament-Sohle Systemen haben bestätigt, dass die Verwendung von Rezepturen mit möglichst niedriger Hydratationswärme ein viel versprechen-

der Ansatz zur Minimierung der Trennrissbildung darstellt. Für diese Rezepturen sind stets umfassende Laborprüfungen durchzuführen.

Der Autor ist der Auffassung, dass sich der Aufwand lohnt. Das haben viele Berichte aus der Praxis gezeigt. Daher ist es empfehlenswert diesen Weg weiter zu verfolgen, damit in Zukunft die Streuungen der Werkstoffeigenschaften dieser Betone auch im frühen Alter zutreffender beschrieben werden können.

Hochfeste Betone und Hochleistungsbetone werden in dieser Arbeit nur am Rande behandelt. Diese Betone werden für Bauwerke verwendet, an die besonders hohe Anforderungen an die Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit gestellt werden. Die Kontrolle der Rissbildung aus abfließender Hydratationswärme erfordert in diesem Fall besondere Gegenmaßnahmen, wie z.B. das Kühlen der Betonbauteile. Die Leistungsfähigkeit dieses Ansatzes ist hier nicht untersucht worden. Dies ist eine zukünftige Aufgabe, da mit diesem Konzept im Ausland gute Erfahrungen gemacht werden.

Werkstoffeigenschaften Die Ermittlung der Wärmedehnzahl von jungem Beton und des autogenen Schwindens ist Gegenstand der aktuellen Forschung. Die anderen Werkstoffeigenschaften des jungen Betons und die zugehörigen Streuungen können für übliche Betonrezepturen, bei denen das autogene Schwinden vernachlässigbar ist, mit einer ausreichenden Genauigkeit beschrieben werden.

Rissfortschritt und Rissweite Die Rissbreite und der Rissfortschritt können mit dem vorgestellten Modell nicht vorhergesagt werden. Überlegungen zur Festlegung zulässiger Rissbreiten und zur Auslegung der Bewehrung zur Sicherstellung der Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit sind im Anschluss der Zwangprognose anzustellen. Aufgrund der großen Modellunsicherheiten der Verbundgesetze zwischen Bewehrung und Beton im jungen Alter empfiehlt die JSCE die Prognose der Rissbreiten nicht in ein probabilistisches Modell zur Prognose von Zwangspannungen zu integrieren.

Der Rissindex ist aus der Sicht der Normung seinem Wesen nach ein globaler Sicherheitsbeiwert gegen Trennrissbildung. Dieser kann bei der Auslegung der Bewehrung berücksichtigt werden. Entsprechende Empfehlungen sind in der Zukunft problemabhängig zu erarbeiten.

Anwendung des Nachweiskonzeptes in der Praxis Das vorgeschlagene Konzept kommt ohne eine Computer-Unterstützung nicht aus. Voraussetzung ist eine realistische Schätzung der Temperaturentwicklung im erhärtenden Be-

tonbauteil zur Bestimmung der lastunabhängigen Verformungen. In Abhängigkeit der Betonrezeptur muss das autogene Schwinden ggf. berücksichtigt werden. Die Berechnung der lastunabhängigen Verformungen stellt in der Praxis kein Hindernis dar, da kommerzielle Programme zur Verfügung stehen. Voraussetzung ist die sorgfältige Ermittlung der Datenbasis.

Die Ermittlung der Zwangsspannungen ist in der Regel mit höherem Aufwand verbunden, da die Behinderung des erhärtenden Bauteils ebenfalls realistisch abgebildet werden muss. Dazu wurden in der Vergangenheit vereinfachte Modelle für viele Standardfälle entwickelt. Doch viele in der Realität anzutreffende Fälle der Behinderung entziehen sich einem Standardmodell. Die Einordnung in die Standardfälle oder die Entwicklung eines problemspezifischen Modells ist eine Ingenieursaufgabe.

Die Berechnung der Eintretenswahrscheinlichkeit der Trennrissbildung mit Hilfe der Monte-Carlo Methode bleibt nur wenigen Einzelfällen vorbehalten. Doch auch hierzu existieren bereits kommerzielle Programme. Das in dieser Arbeit vorgeschlagene Modell auf der Basis der FORM ist einfach anwendbar, doch bedarf es der Verifikation der berechneten Variationskoeffizienten der Zwangsspannungen. Dazu sind umfassende und systematische Analysen der Zwangbeanspruchung erhärtender Betonbauteilen aus der Baupraxis notwendig. Die Verifikation der Variationskoeffizienten kann nur gelingen, wenn die Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen direkt in zukünftige Bauvorhaben einfließen.

Literaturverzeichnis

- [1] D'Aloia, L.: Détermination de l'énergie d'activation du beton dans le cadre de l'application de la methode du temps équivalent à la prévision de la résistance en compression au jeune âge: approches experimentales mécanique et calorimetrique, simulations numeriques. Dissertation, Lyon, 1998.
- [2] Basler, E.: Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1960.
- [3] Bažant, Z. P.; Carol, I. (Hrsg.): Creep and shrinkage of concrete. Proc. of Int. Symposium, RILEM Proceedings 22, Barcelona, E&FN Spon London, 1993.
- [4] Bažant, Z. P.: Guidelines for charcterizing concrete creep and shrinkage in structural design codes or recommendations. Materials and Structures, No. 28, 1995, pp. 52-55.
- [5] Bažant, Z. P.; Zebich, S.: Statistical linear regression analysis of prediction models for creep and shrinkage. Cement and Concrete Research, Vol. 13, Pergamon Press, 1983, pp. 869-876.
- [6] Bažant, Z. P.; Becq-Giraudon, E.: Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choise of testing standard. Cement and Concrete Research, Vol. 32, Pergamon Press, 2002, pp. 529-556.
- [7] BETONIEK: Rijpheid in ontwikkeling. Betoniek, Oktober, 1999.
- [8] Bjøntegaard, Ø: Thermal dilitation and autogenous deformation as driving forces to self-induces in high performance concrete. Doctoral Thesis, Division of Structural Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, 1999.
- [9] Bosnjak, D.: Self-induced cracking problems in hardening concrete structures. Dissertation, TU Trondheim Norwegen, 2000.
- [10] Bogue, R. H.: The chemistry of Portland cement. Reinhold, New York, 2.Auflage, 1950.

- [11] Brameshuber, W.; Brockmann, A.: Ringversuch zur Ermittlung des statistischen Elastizitätsmoduls von Beton. Erschienen in: beton, Nr. 6, 2003, S. 294ff.
- [12] Breugel, van, K.: Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials. Dissertation, TH Delft Niederlande, 1991.
- [13] Breugel, van, K.; Lokhorst, S. J.: Stress-based crack criterion as a basis for prevention of through-cracks in concrete structures at early ages. Erschienen in: Pre-Proceedings, RILEM International Conference on Early Age Cracking in Cementitious Systems (EAC'01), Haifa, Israel, 2001, pp. 229-236.
- [14] Breugel, van, K.; Koenders, E. A. B.: Solar radiation - effect on solar radiation on the risk of cracking in young concrete. Erschienen in [63], 2001.
- [15] Breugel, van, K.: Hydration in cement based systems. Erschienen in [63], 2001.
- [16] Breugel, van, K.: Heat of hydration and apparent activation energy. Erschienen in [63], 2001.
- [17] Breugel, van, K.: Artificial cooling of hardening concrete. Research report 5-80-D8, Delft University of Technologie, 1980.
- [18] Swedish National Road Administration: BRO 94 „General technical description for bridges, 9-th part“. Börlänge Sweden: Publ. 1999:20. 1999, 2002 (in schwedisch).
- [19] Bunke, N.: Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 422, Beuth GmbH, Berlin, 1991.
- [20] Carino, N. J.: The Maturity Method: theory and application. Cement, Concrete and Aggregates, Vol.6, No.2, 1984, pp. 61-73.
- [21] Carino, N. J.; Tank, R. C.: Maturity function of concrete made with various cements and mixtures. ACI Materials Journal, Vol.94, No.6, 1997, pp. 520-530.
- [22] CEB (Comité Euro-International du Béton): CEB-FIP Model Code 1990. Final Draft, Lausanne. 1991, chapters 1-3.

- [23] Charron, J. P.; Zuber, B.; Marchand, J.; Bissonette, B.; Pigeon, M.: Influence of temperature on the early-age behaviour of concrete. Erschienen in: Concrete science and engineering. Proc. Int. RILEM Symposium, Evanston/IL, USA, 2004, pp. 67-84. Edt.: Kovler, K.; Marchand, J.; Mindess, S.; Weiss, J.: RILEM Proceedings 36, 2004.
- [24] Chengju, G.: Maturity of concrete: method for prediction early-stage strength. ACI Materials Journal, Title no. 86, No.4, 1989, pp. 341-353.
- [25] Chmielewski, T.; Konopka, E.: Statistical evaluations of field concrete strength. Erschienen in: Magazine on Concrete Research, No. 1, Thomas Telford Ltd., 1999, pp. 45-52.
- [26] Cornell. C. A.: A probability-based structural code. ACI Journal, Vol. 12, 1969, p. 974-985.
- [27] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAFStb-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“. Beuth, Berlin 2003.
- [28] Dalmagioni, P.: IPACS thermal solver: Users' guide. Improved production of advanced concrete structures - IPACS. Report No: 2001:92-1, Hrsg.: [63], 2001.
- [29] DBV (Deutscher Betonverein): Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau. Merkblatt, September 1996. Sowie Beschränkung von Temperaturrissen im Beton. Sachstandsbericht, Deutscher Betonverein E.V. Wiesbaden, 1996.
- [30] Deutscher Wetterdienst: Agrarmeteorologisches Modell zur Berechnung von Evaporation, Transpiration und Interzeption (AMBETI). DWD Agrarmeteorologische Forschung, Braunschweig, 2003.
- [31] DIN 1045, Ausgabe 2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1 bis Teil 3. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2001.
- [32] DIN 1055-100 , Ausgabe 2001-03 : Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100 : Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln . Beuth , Berlin , 2001.
- [33] DIN 4710: Meteorologische Daten zur Berechnung des Energieverbrauchs von heiz- und raumlufttechnischen Anlagen. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1982.
- [34] Dittmann, A.; Fischer, S.; Huhn, J.; Klinger, J.: Repetitorium der technischen Thermodynamik. B.G. Teubner Verlag, Stuttgart, 1995.

- [35] Danish Technological Institut (DTI): 4C-Temp&Stress, Ver. 2.0 for Windows, User Manual. DTI Building Technology, Taastrup, 1998.
- [36] Eierle, B.; Schikora, K.: Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme - Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 512, Beuth, Berlin, 2000.
- [37] Emborg, M.; Gram, H.-E.; Öberg, M.: IPACS - Improved production of advanced concrete structures - final technical report. Hrsg.: [63], 2001.
- [38] Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke - Einwirkungen im Brandfall. Deutsche Fassung ENV 1991-2-2: 1995 / Hrsg.: DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., 1. Aufl., Beuth, Berlin, 2000.
- [39] Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. Deutsche Fassung ENV 1992-1-2:1995 / Hrsg.: DIN, Deutsches Institut für Normung e.V. 1. Aufl., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2000.
- [40] Fischer, L.: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen. Ein Leitfa-den für Bauingenieure, Architekten und Studenten. Bautechnik Spezial (Sonderheft), Ernst&Sohn Verlag, Berlin, 2001.
- [41] Fishman, G.S.: Monte Carlo - concepts, algorithms and applications. Springer Series in Operations Research, 1996.
- [42] Fießler, B.; Hawranek, H.; Rackwitz, R.: Numerische Methoden für probablistische Bemessungsverfahren und Sicherheitsnachweise. Berichte zur Sicherheitstheorie der Bauwerke, LKI der TU München, Heft 14, 1976.
- [43] Fouad, N. A.: Rechnerische Simulation der klimatisch bedingten Temperaturbeanspruchungen von Bauwerken. Dissertation, TU Berlin, 1998.
- [44] Franke, H.: Temperaturverteilung und Wärmefluß in mehrschichtigen Wänden bei instationären Umgebungslufttemperaturen und Sonnenbestrahlung. Bautechnik, Nr. 7, 1970, S. 245ff, S. 273ff.
- [45] Freiesleben Hansen, P.; Petersen, E. J.: Måleinstrument til kontrol af betongs hærdening. Nordisk Betong 1, Stockholm. 1977.

- [46] Gauthier, E.; Regoud, M.: The hardening of cement in function of temperature. Proceedings of RILEM International Conferences on Concrete at early Ages, Paris, 1982, pp. 145-150.
- [47] Giesecke, J.: Betrachtung eindimensionaler Temperaturfelder in Massenbetonbauwerken. Erschienen in: Beton- und Stahlbetonbau, Nr. 4, 1966, S. 89ff.
- [48] Gutsch, A.-W.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 495, Beuth, Berlin, 1999.
- [49] Hackbusch, W.: Theorie und Numerik elliptischer Differentialgleichungen. Stuttgart: Teubner 1986.
- [50] Hampfler, H.: Berechnung der Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfelder in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 395, Beuth, Berlin, 1988.
- [51] Han, S.-H.; Kim, J.-H.; Park, Y.-D.: Prediction of compressive strength of fly ash concrete by new apparent activation energy function. Cement and Concrete Research, No. 33, 2003, pp. 965-971.
- [52] Harada, S.; Maekawa, K.; Tsuji, Y.; Okamura, H.: Nonlinear coupling analysis of heat conduction and temperature-dependent hydration of cement. Concrete Library of JSCE, No. 18, 1991, pp. 155-169.
- [53] Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 509, Beuth, Berlin, 2000.
- [54] Hasofer, A. M.; Lind, N. C.: An extract and invariant second-order reliability format. Journal of Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineering, Vol. 100, 1974, p.111-121.
- [55] Hedlund, H.: Hardening concrete - measurements and evaluation of non-elastic deformation and associated restraint stresses. Doctoral Thesis, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Sweden, Luleå, 2000.
- [56] Helland, S.; Smepllass, S.: Concrete for the Maridal Culvert Round Robin Test. Erschienen in: [63], 2001.

- [57] Hennig, J.; Krauß, M.; Nothnagel, R.; Gutsch, A.; Laube, M.: Zwangsspannungsentwicklung in der Schleuse Hohenwarthe/Rothensee - Bemessungskonzept für Schleusenbauteile. Forschungsbericht des iBMB/MPA zum Forschungsvorhaben der Bundesanstalt für Wasserbau, F+E 41/83, TU Braunschweig, 2004.
- [58] HETEK: Control of early age cracking of concrete - guidelines. The Danish Road Directorate - Ministry of Transportation, Report No. 120, 1997.
- [59] Hintzen, W.: Zum Verhalten des jungen Betons unter zentrischen Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 59, Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf, 1998.
- [60] Hock, B.: Über die Verformungen und Beanspruchungen von Stahlbetonskeletten infolge Temperatur- und Feuchtigkeitsänderungen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1984.
- [61] Huber, H.; Nesitka, W.: Weiße Wannen - Wasserundurchlässige Betonbauwerke. Bauingenieur, Band 75, 2000, S. 164ff.
- [62] Iman, R. L.; Canover, W. J.: Small sample sensitivity analysis techniques for computer models with an application to risk assessment. Erschienen in: Communications in Statistics, Theorie and Methods A9, No. 17, 1980, pp. 1746-1842.
- [63] IPACS: Improved Production of Advanced Concrete Structures. Brite-EuRam Projekt BRPR-CT97-0437, Juni 1997 - Mai 2001. Koordinator Dr. M. Emborg; H.-E. Gram; M. Öberg. Edt.: Elfgrén, L.: Luleå University of Technology, Department of Civil & Mining Engineering, Division of Structural Engineering, Schweden.
- [64] JCSS (Joint Committee on Structural Safety): Probabilistic model code. Part 1 - Basis of design, Part 2 - Load models, Part 3 - Material properties. Erhältlich unter www.jcss.ethz.ch - Stand August 2002.
- [65] JSCE (Japan Society of Civil Engineers): Standard specification for design and construction of concrete structures. 1. Ausgabe (englisch) 1986, 2. Ausgabe (japanisch) 1995, 3. Ausgabe (Japanisch) 1996, 4. Ausgabe (japanisch) 1999, 5. Ausgabe (japanisch) 2002.
- [66] Jonasson, J.-E.: Modelling of temperature, moisture and stresses in young concrete. Ph.D Thesis, Luleå University of Technology, Sweden, Luleå, 1994.

- [67] Jürgens, W.: Der Wärmeübergang an einer ebenen Wand. Beihefte zum Gesundheits-Ingenieur, Nr. 19, Reihe 1, 1924.
- [68] Kanstad, T.: Mechanical properties of young concrete; evaluation of test methods for tensile strength and modulus of elasticity; Determination of model parameters. Erschienen in [63], 2001.
- [69] Kehlbeck, F.: Einfluß der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken. Dissertation, TU Hannover, 1975.
- [70] Keller, C.: Ausreißer - und dann? Qualität und Zuverlässigkeit, Jahrg. 44, Heft 1, 1999, S. 91ff.
- [71] Khan, A. A.; Cook, W. D.; Mitchell, D.: Thermal properties and transient thermal analysis of structural members during hydration. ACI Materials Journal, Vol. 95, No.3, 1998, pp. 293-303.
- [72] Kimura, K.; Ono, S.: Evaluation of thermal crack occurrence in massive concrete structures. Reprint from Transaction of JSCE, Vol.6, No.378, 1987, pp. 59-82.
- [73] Kjellmann, O.; Olofsson, J.: 3D structural analysis of crack risk in hardening concrete structures - Verifikation of a three step engineering method. Erschienen in [63], 1999.
- [74] Kjellsen, K. O.; Detwiler, R. J.: Later-age strength prediction by a modified maturity model. ACI Material Journal, Vol. 90, No. 3, 1993, pp. 220 -227.
- [75] König, G.; Hosser, D.; Schobbe, W.: Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach Empfehlungen des NABau - eine Erläuterung. Bauingenieur 57, Springer - Verlag, 1982, S. 69ff.
- [76] Kölling, W.: Aus der Reihe getanz - Identifikation von Ausreißern mit dem Hampel-Test. Erschienen in: QZ - Qualität und Zuverlässigkeit, Nr. 3, Jahrg. 46, Carl Hanser Verlag, München, 2001, S. 315ff.
- [77] Krauß, M.: Modelling of degree of hydration on basis of adiabatic heat release. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, iBMB, TU Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Heft 154, iBMB, Braunschweig, 2001.
- [78] Lang, E.: Die Bestimmung des c-Wertes. Beton-Informationen, Nr. 3, 1997, S. 46ff.

- [79] Larson, M.: Comparison of programmes aimed for computation of thermal stresses in concrete structures. Erschienen in [63], Rep. No. 2001-58-03, 2001.
- [80] Larson, M.: Estimation of crack risk in early age concrete - simplified methods for practical use. Licentiate Thesis, Luleå University of Technology, Sweden, 2000.
- [81] Larson, M.: Thermal crack estimation in early age concrete - models and methods for practical application. Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Sweden, 2003.
- [82] Laube, M.: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Dissertation, TU Braunschweig, 1990.
- [83] Lauer, K. R.; Sequeria, B.: Monte-Carlo simulations of statistical parameters of concrete strength data. Erschienen in: Maso, J. C. (Ed.): Combining materials - design, production and properties. Proceedings of the first International Congress held by RILEM, Sept. 7-11, Versailles, France, 1987, pp.808 - 811.
- [84] Lu, H. R.; Swaddiwudipong, S.; Wee, T. H.: Evaluation of internal restrained strain in concrete members at early age. ACI Materials Journal, Vol. 97, 2000, pp. 612-618.
- [85] Lura, P.; Breugel, van, K.: Thermal properties of concrete - sensitivity studies. Erschienen in [63], 2001.
- [86] Lykke, S; Skotting, E.; Kjaer, U.: Prediction and control of early-age cracking - experiences from the Øresund-Tunnel. ACI Concrete International, 2000 , pp. 61-65.
- [87] MAGMA GmbH: Kackertstr. 11, 52072 Aachen, Deutschland. Handbuch zu MagmaConcrete, Aachen, 2003.
- [88] Matsui, K.; Nishida, N.; Dobashi, Y.; Ushioda, K.: Sensitivity analysis and reliability evaluation of thermal cracking in mass concrete. International Symposium on Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, RILEM, 1994 ([138]), pp. 305-312.
- [89] Maier, U.; Kudlinski, J.; Müller-Westermeier, G.: Klimatologische Auswertung von Zeitreihen des Monatsmittels der Lufttemperatur und der

- monatlichen Niederschlagshöhe im 20. Jahrhundert. Deutscher Wetterdienst, Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach am Main, 2003. Sowie: Klimatologische Daten ausgewählter Standorte der Bundesrepublik Deutschland. Zugänglich unter www.dwd.de, Deutscher Wetterdienst, Offenbach am Main, 2003.
- [90] Mihashi, H.; Wittmann, F. H.: Control of cracking in early age concrete. Proceedings of International Workshop on Control of Cracking in Early Age Concrete, Sendai, Japan, 23.-24. August 2000. Balkema Publishers, Lisse, 2002.
- [91] Morabito, P.: Round Robin testing programme: equipments, testing methods, test results. Erschienen in [63], 2001.
- [92] Morabito, P.: Thermal properties of concrete - variations with the temperature and during the hydration phase. Report No: 2001:18-4, Task/Subtask no: T2/T2.3. Erschienen in [63], 2001.
- [93] Morabito, P.: Apparent activation energy: an example of determination from adiabatic hydration tests. Report No: 2001:19-2, Task/Subtask no: T2/T2.2. Erschienen in [63], 2001.
- [94] NABau-Arbeitsausschuss „Sicherheit im Bauwesen“ : Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (GruSi-Bau). Beuth, Berlin, 1981.
- [95] Nakamura, H.; Hamada, S.: The finite element analysis of heat conduction for concrete structures with uncertain material properties. Translation from Proceedings of JSCE, No.496/V-24, 1994, pp. 167-180.
- [96] Nakamura, H.; Tanaka, S.; Akimoto, S.; Hamada, S.: Estimation of thermal properties of concrete using extended Kalman Filter algorithm. Transaction of Japan Concrete Institute, Vol. 14, 1992, pp. 57-62.
- [97] Nilsson, M.: Thermal Cracking of Young Concrete - Partial Coefficients, Restraint Effects and Influence of Casting Joints. Licentiate Thesis, Luleå Univ. of Technology, Sweden, 2000.
- [98] Nishida, N.; Ushioda, K.; Dobashi, Y.; Matsui, K.: Evaluation of Thermal Cracking Index in slab-concrete under uncertain parameters. Transactions of the JCI, Vol. 17, 1995, pp. 127-140.
- [99] Nolting, E. H.: Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärmedehnzahlen junger Betone. Dissertation, Universität Hannover, 1989.

- [100] Nothnagel, R.; Sprenger, K.-H.; Krauß, M.; Rostásy, F. S.: RILEM TC-195 DTD Round Robin Test - Results of IBMB. Vortrag auf dem RILEM Spring Meeting 2004, Evanston / IL, USA, 2004.
- [101] Österreichischer Betonverein: OBV-Richtlinie „Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen“, Wien 03/1999.
- [102] Oloffson, J.; Uhlán, M.; Hedlund, H.: 2D and 3D restraint analysis. Typical cases wall on slab. Erschienen in [63], Rep. No. 2001-64-8, 2001.
- [103] Oloffson, J.; Uhlán, M.: Round Robin simulation - ground slab example. Erschienen in [63], Rep. No. 1999-04-28, 1999.
- [104] Onken, P.; Rostásy, F. S.: Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzenden Temperaturzwang. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 449, Beuth, Berlin, 1995.
- [105] Ono, S.: Procedures for evaluation of various factors affecting the temperature rise in mass concrete. Reprint from Proceedings of JSCE, No.348, 1984, pp. 43-63.
- [106] Paas, U.: Mindestbewehrung für verformungsbehinderte Betonbauteile im jungen Alter. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 489, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1998.
- [107] Park, S. K.; Miller, K. W.: Random number generators - good ones are hard to find. Communications of the ACM, 1988, pp. 1192-1201.
- [108] Park, K. B., Nogushi, T., Tomosawa, F.: Prediction of temperature rise and risk of thermal cracking in massive and high- strength concrete members based on kinetics hydration model of cement. Proceedings of the International Workshop on Control of Cracking in Early- Age Concrete, 23.8.2000 und 24.08.2000 Tohoku University Sendai Japan, 2000. Erschienen [90].
- [109] Plannerer, M.: Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung. Dissertation , TU München , 1998
- [110] Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1993.
- [111] Press, W. H.: Numerical recipes in C: the art of scientific computing. Cambridge University Press, 1992.

- [112] Rackwitz, R.: Einwirkungen auf Bauwerke. In Mehlhorn, G. (Hrsg.): Der Ingenieurbau - Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1996, S. 73ff.
- [113] Rackwitz, R.: Zuverlässigkeitsbetrachtungen bei Verlust der Dauerhaftigkeit von Bauteilen und Bauwerken. Forschungsbericht T28947, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1999.
- [114] Reinhardt, H. W. (Hrsg.): Testing during concrete construction. Proceedings of the International Workshop, Mainz 5. bis 7. März 1990. RILEM, E&FN Spon London, 1990.
- [115] Richwien, W.; Lesny, K.: Ein probabilistisches Nachweis-konzept für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen. Erneuerbare Energien 13, Heft 2, 2003, S. 30ff.
- [116] Röhling, S.: Problematik, Ursachen, Beurteilung - Temperaturverhältnisse und Rissgefahr in erhärtenden Stahlbetonwänden. Beton, Nr. 5, Verlag Bau+Technik, 2002, S. 256ff.
- [117] Röhling, S.; Eifert, H.; Kaden, R.: Betonbau - Planung und Ausführung. Verlag Bauwesen, Berlin, 2000.
- [118] Rostásy, F. S.; Henning, W.: Zwang in Stahlbetonwänden auf Fundamenten. Beton- und Stahlbetonbau 84, Heft 8, Ernst & Sohn, Berlin, 1989, S. 208ff.
- [119] Rostásy, F. S.; Henning, W.: Zwang und Rissbildung in Wänden auf Fundamenten. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 407, Beuth, Berlin, 1990.
- [120] Rostásy, F. S.; Laube, M.; Onken, P.: Zur Kontrolle früher Temperaturrisse in Betonbauteilen. Bauingenieur 68, Springer-Verlag, 1993, S. 5ff.
- [121] Rostásy, F. S.; Onken, P.: Konstitutives Stoffmodell für jungen Beton. Abschlußbericht des DFG- Forschungsvorhabens RO 288/25, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1994.
- [122] Rostásy, F. S.; Krauß, M.: Frühe Risse in massigen Betonbauteilen - Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., Heft 520. Beuth, Berlin, 2001.

- [123] Rostásy, F. S.; Krauß, M.; Budelmann, H.: Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen. Erschienen in: Bautechnik, 79. Jahrg., Heft 7, S. 431ff; Heft 8, S. 523ff; Heft 9, S. 641ff; Heft 10, S. 697ff; Heft 11 S. 778ff; Heft 12, S. 869ff. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2002.
- [124] Rostásy, F. S.; Budelmann, H.; Flender, E.; Krauß, M. (Hrsg.): Rissbeherrschung massiger Betonbauteile: Bauwerk, Werkstoff, Simulation, TU Braunschweig. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, iBMB, TU Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen, MPA Braunschweig, Heft 153, 2001.
- [125] Rostásy, F. S.; Krauß, M.; Gutsch, A.: Spannungsberechnung und Risskriterien für jungen Beton: Methoden des iBMB - Bericht; Forschungsprojekt der europäischen Gemeinschaft: Brite Euram BE96-3843, IPACS - Improved Production of Advanced Concrete Structures. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, iBMB, TU Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen, MPA Braunschweig, Heft 156, 2001.
- [126] Rostásy, F. S.; Krauß, M.; Gutsch, A.: Früher Zwang in massigen Sohlplatten - Bericht; Forschungsprojekt der europäischen Gemeinschaft: Brite Euram BE96-3843 , IPACS - Improved Production of Advanced Concrete Structures. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, iBMB, TU Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen, MPA Braunschweig, Heft 157, 2001.
- [127] Rostásy, F. S.; Krauß, M.: Zuverlässigkeitsorientierte Beurteilung der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen. Erschienen in: Brandschutz und mehr ... Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hossler. Hrsg.: Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter des Fachgebiets Brandschutz und Grundlagen des Massivbaus, Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, iBMB, TU Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen, MPA Braunschweig, Heft 173.
- [128] Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton, Nr. 2, 1975, S. 55ff.
- [129] Sachs, L.: Angewandte Statistik - Anwendung statistischer Methoden. 10. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, 2002.

- [130] Schindler, A. K.: Concrete hydration, temperature development and setting at early-ages. Doctoral Thesis, University of Texas, Austin, 2002.
- [131] Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen - Grundwissen für Ingenieure. vdf - Hochschulverlag AG an der ETH, Zürich, 1996.
- [132] Schönhardt, M.; Witt, K. J.; Wuttke, F.: Methodenvergleich einer Setzungsprognose mit unsichern Baugrunddaten. Forschungsbericht der Bauhaus-Universität Weimar, 2004.
- [133] Schwarz, H. R.: Methode der finiten Elemente - eine Einführung unter besonderer Berücksichtigung der Rechenpraxis. 3. neubearb. Aufl., Teubner Verlag, Stuttgart, 1991.
- [134] Shiina, T.; Nishida N.; Ushida, K.; Takahashi, S.; Matsui, K.; Smith, T. F.: Influence of environmental parameters on thermal stresses. Erschienen in [90], 2002, pp. 139-152.
- [135] Shimasaki, I.; Rokugo, K.; Morimoto, H.: Thermal expansion coefficient of concrete at very early ages. Erschienen in [90], 2002, pp. 29-36.
- [136] Späthe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Springer Verlag, Wien, 1992.
- [137] Sommer, R.: Wasserundurchlässige Becken und Behälter in Stahlbeton. Dissertation, Universität (GH) Essen, 1994.
- [138] Springenschmidt, R. (Hrsg.): Thermal cracking in concrete at early ages. Proceedings of International Symposium, RILEM Proceedings 25, München, Okt. 1994. E&FN Spon, London.
- [139] Springenschmidt, R. (Hrsg.): Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. RILEM Report 15, E&FN Spon, London, 1998.
- [140] Staffa, M.: Vermeidung von Hydratationsrissen in Stahlbetonwänden. Bericht aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 17, Dissertation, TU Berlin, 1993.
- [141] Sundararajan, C.R. (Hrsg.): Probabilistic structural mechanics handbook - theory and industrial applications. Chapman & Hall, Houston, Texas, 1995.

- [142] Suzuki, Y.; Harada, S.; Maekawa, K.; Tsuji, Y.: Method for evaluation performance of testing apparatus for adiabatic temperature rise of concrete. Concrete Library of JSCE, No. 14, 1990, pp. 151-162.
- [143] Suzuki, Y.; Tsuji, Y.; Maekawa, K.; Okamura, H.: Quantification of hydration-heat generation process of cement and concrete. Concrete Library of JSCE, No. 16, 1990, pp. 111-124.
- [144] Tanabe, T.; Haraguchi, A., Uchida, T.: Thermal stress of a concrete dam at heightening construction. Transactions of JSCE, Vol. 337, Sep. 1983. Nachdruck in Concrete Library of JSCE No. 7, 1986, pp.113-126.
- [145] Tazawa, E. (Ed.): Autogenous shrinkage of concrete. Proc. Int. Workshop, EFN-Spon, Hiroshima, 1999.
- [146] Taylor, H. F. W.: Cement chemistry. Academic Press, London, 1990.
- [147] Teblý, B.; Keršner, Z.; Novák, D.: Sensitivity study of BP-KX and B3 creep and shrinkage models. Materials and Structures, Vol. 29, 1996, pp. 500-505.
- [148] Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzip auf Kriech- und Relaxationsverhalten bei Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, 1967, S.261ff.
- [149] Tsubaki, T.: Uncertainty of prediction. Erschienen in [3], pp. 831-847.
- [150] Tsubaki, T.: Sensitivity of factors in relation to prediction of creep and shrinkage of concrete. Erschienen in [3], pp. 611-622.
- [151] Ushioda, K.; Nishida, N.; Matsui, K.: Estimation of external restraint coefficient and effective elastic modulus by the Compensation-line Method using measured data. Erschienen in: Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 17, 1995, pp. 111-118.
- [152] Vree, de, R.; Tegelaar, A.: Gewichtete Reife des Betons. Beton 48, Heft 11, 1998, S. 674ff.
- [153] Wagner, A.; Hundt, J.: Einfluss des Feuchtigkeitsverhaltens und des Reifegrades auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 297, Beuth, Berlin, 1978.
- [154] Westman, G.: Concrete creep and thermal stresses - new creep models and their effects on stress development. Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Sweden, Luleå, 1999.

- [155] Zeitler, W.: Untersuchungen zu Temperatur- und Spannungszuständen in Betonbauteilen infolge Hydratation. Dissertation, TU Darmstadt, 1983.

A. Temperaturfelder

A.1. Vernachlässigung der Längsrichtung

Hier wird kurz eine Abschätzung des Fehlers der mittleren Temperatur bei Vernachlässigung des Wärmestroms in Längsrichtung angegeben. Betrachtet werde ein Halbraum. Es sei

$$V = 0,5 \cdot l \cdot h \cdot d, \quad (\text{A.1})$$

$$O = 2 \cdot h \cdot d + l \cdot d + l \cdot h, \quad (\text{A.2})$$

$$\xi = \frac{l}{h}, \quad (\text{A.3})$$

$$\phi = \frac{d}{h} \quad (\text{A.4})$$

mit l als Länge, d der Dicke und h der Höhe, V als Volumen und O der Oberfläche des Körpers. ξ ist ein Maß für die Schlankheit der Wand, ϕ ist ein Maß für die Schlankheit des Wandquerschnittes. Dann gilt:

$$V = 0,5 \cdot \phi \cdot \xi \cdot h^2, \quad (\text{A.5})$$

$$O = h^2 \cdot (2 \cdot \phi + \phi \cdot \xi + \xi). \quad (\text{A.6})$$

Es sei die wirksame Dicke der Wand d_w definiert durch

$$d_w = 2 \frac{V}{O}. \quad (\text{A.7})$$

Dann ist

$$d_w = \frac{\phi}{\frac{2\phi}{\xi} + 1 + \phi}. \quad (\text{A.8})$$

Für eine unendlich lange Wand gilt:

$$d_w(\xi \rightarrow \infty) = \frac{\phi}{1 + \phi}. \quad (\text{A.9})$$

Somit ist

$$\frac{d_w(\xi \rightarrow \infty)}{d_w(\xi)} = 1 + \frac{2\phi}{\xi \cdot (1 + \phi)} \quad (\text{A.10})$$

das gesuchte Maß.

A.2. Vereinfachte Berücksichtigung der Strahlung

Der Wärmeaustausch eines Festkörpers findet an der Oberfläche durch Strahlung, Leitung und Konvektion statt. Die normal zur Oberfläche strömende Wärmemenge durch Konvektion wird mit dem Newtonschen Abkühlungsgesetz

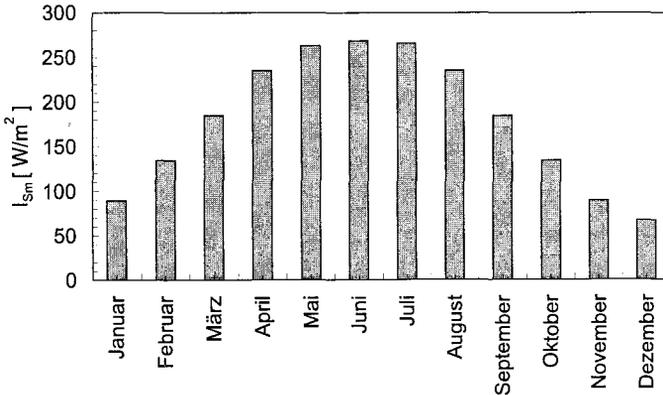


Abb. A.1.: Monatliche mittlere Globalstrahlung von Berlin

$$q_{n,K} = -\alpha_{\ddot{u},K} \cdot (T_O - T_U) \quad (\text{A.11})$$

beschrieben. Aus der Strahlung geschieht dies mit Hilfe des Stephan-Boltzmann Gesetzes:

$$q_{n,S} = -C_S \cdot \epsilon \cdot (T_O^4 - T_U^4). \quad (\text{A.12})$$

Hierin bezeichnen T_O die Oberflächen- u. T_U die Umgebungstemperatur, $\alpha_{\ddot{u},K}$ den Wärmeübergangskoeffizient aus Konvektion, $C_S = 5,67 \text{ W/m}^2\text{K}^4$ den Strahlungskoeffizienten des Schwarzen Strahlers und ϵ das Emissionsvermögen des Körpers. Die Parameter $\alpha_{\ddot{u},K}$ und ϵ hängen von zahlreichen meteorologischen Einflüssen und der Oberflächengeometrie ab. So hat es sich durchgesetzt die Gleichungen (A.11) und (A.12) durch ein fiktives Abkühlungsgesetz der Form

$$q_n = -\alpha_{\ddot{u},e} \cdot (T_O - T_{U,e}) \quad (\text{A.13})$$

zu ersetzen z.B. [43]. Es gilt weiterhin:

$$\alpha_{\ddot{u},e} = \alpha_{\ddot{u},K} + \alpha_{\ddot{u},S}, \quad (\text{A.14})$$

und

$$T_{U,e} = T_U + \frac{\epsilon_a \cdot I_S - J_S}{\alpha_{\ddot{u},e}} \quad (\text{A.15})$$

mit $\alpha_{\ddot{u},S}$ als dem Wärmeübergangskoeffizienten aus der Strahlung, ϵ_a als Absorptionszahl der Oberfläche, I_S als Globalstrahlung und J_S als Abstrahlung des Körpers. Für J_S wird ein Wert von 90 W/m^2 angenommen. ϵ_a ist bei Betonoberflächen zu 0,65 zu wählen.

A.3. Konvektion in Spalten

Die Abschätzung der Wärmeübergangskoeffizienten für Spundwände wird mit folgenden Beziehungen ausreichend genau abgebildet [34]. Gegeben sei die Lufttemperatur im inneren der Spalte T_i und die Breite der Spalte b_S . T_U sei die Umgebungstemperatur. Dann gilt mit der Nusselt-Zahl Nu

$$\alpha_{\ddot{u}} \approx Nu \cdot \frac{\lambda_L}{b_S}. \quad (\text{A.16})$$

Nu berechnet sich zu

$$Nu \approx \left\{ 0,6 + 0,387 \cdot Ra^{\frac{1}{6}} \cdot \left[1 + \left(\frac{0,559}{Pr_L} \right)^{\frac{9}{16}} \right]^{-\frac{8}{27}} \right\}^2 \quad (\text{A.17})$$

mit

$$Ra = 9,81 \cdot \frac{\beta_{T,L}}{a \cdot \nu_L} \cdot b_S^3 \cdot (T_i - T_U) \quad (\text{A.18})$$

und

$$a = \frac{\nu_L}{Pr_L}. \quad (\text{A.19})$$

Hierin ist ν_L die Viskosität von Luft in m^2/s , $\beta_{T,L}$ der Volumenausdehnungskoeffizient von Luft in $1/\text{K}$, λ_L die Wärmeleitfähigkeit von Luft in $\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$, Pr_L die Prandtl-Zahl¹. Diese Stoffwerte werden für die mittlere Temperatur von T_i und T_U bestimmt. Diese Stoffwerte sind z.B. in Tab. 15.5 aus [34] zu finden.

¹ohne Einheit

A.4. Crank-Nicolson Verfahren

Eine höhere Genauigkeit des Differenzenverfahrens wird erreicht, wenn zur zeitlichen Integration der Fourierschen Differentialgleichung das Crank-Nicolson Verfahren verwendet wird. Die Anwendung führt auf ein lineares Gleichungssystem der Form $Ax = b$. Dabei bezeichnet x die gesuchten Temperaturen zu einem festen Zeitpunkt und an den gewählten diskreten Punkten.

Für den Fall einer unendlich ausgedehnten, beidseitig auskühlenden Wand werde angenommen, dass M Zeitschritte und N Ortselemente zur Diskretisierung gewählt werden. Dann lässt sich das eindimensionale Temperaturfeld T durch M mal N Punkte im Zustandsraum beschreiben und es gilt

$$T(z, t) = T(z_k, t_i) = T_{i,k} \quad (\text{A.20})$$

mit $i \in \{0, \dots, M\}$ und $k \in \{1, \dots, N\}$. Zur Beschreibung dieses Systems ist es nützlich, folgende Abkürzungen einzuführen:

$$F_\sigma = \frac{\lambda_c}{\rho_c \cdot c_c} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2}, \quad (\text{A.21})$$

$$c_o = \frac{1}{\rho_c \cdot c_c}, \quad (\text{A.22})$$

$$B_{io} = \frac{\alpha_{ü,e} \cdot \Delta z}{\lambda_c}, \quad (\text{A.23})$$

$$K = \frac{B_{io}}{1,0 + 0,5 \cdot B_{io}}, \quad (\text{A.24})$$

$$T_{hi} = K \cdot T_{a,m} + (1 - K) \cdot T_{i,k}. \quad (\text{A.25})$$

Hierin bezeichnen Δt und Δz die äquidistanten Zeit- und Ortsinkremente. *Neu* bezeichne den aktuellen Zeitschritt. Die Systemmatrix A lautet in Komponentenschreibweise

$$a_{j,l}^{neu} = \begin{cases} 1 + F_\sigma & : j = l \\ -0,5 \cdot F_\sigma & : l = j - 1 \text{ und } l = j + 1 \\ 0 & : \text{sonst} \end{cases} \quad (\text{A.26})$$

Diese Beziehungen gelten für alle $j, l \in \{2, \dots, N - 1\}$. Die Randbedingungen werden folgendermaßen berücksichtigt. Für den *Rand 1* ($z = 0$; $k = 1$) gilt

$$a_{1,1}^{neu} = 1 + F_\sigma - 0,5 \cdot F_\sigma \cdot (1 - K^{neu}), \quad (\text{A.27})$$

$$a_{1,2}^{neu} = -0,5 \cdot F_\sigma. \quad (\text{A.28})$$

Für den *Rand 2* ($z = d$; $k = N$) gilt dann entsprechend:

$$a_{N,N}^{neu} = 1 + F_\sigma - 0,5 \cdot F_\sigma \cdot (1 - K^{neu}), \quad (\text{A.29})$$

$$a_{N,N-1}^{neu} = -0,5 \cdot F_\sigma. \quad (\text{A.30})$$

Dabei ist darauf zu achten, dass die Werte für K von den Rändern abhängen.

Sei q die innere Wärmequelle. Der Systemvektor b ergibt sich dann zu:

$$b_k^{alt} = T_{k-1}^{alt} \cdot 0,5 \cdot F_\sigma + T_k^{alt} \cdot (1 - F_\sigma) + T_{k+1}^{alt} \cdot 0,5 \cdot F_\sigma + q_k^{alt} \quad (\text{A.31})$$

für $k \in \{2, \dots, N-1\}$. Für den *Rand 1* ergibt sich

$$b_1^{alt} = 0,5 \cdot F_\sigma \cdot (T_{hi}^{alt} + K^{neu} \cdot T_a^{neu}) \quad (\text{A.32})$$

$$+ T_1^{alt} \cdot (1 - F_\sigma) + T_2^{alt} \cdot 0,5 \cdot F_\sigma + q_1^{alt}. \quad (\text{A.33})$$

Für den *Rand 2* ergibt sich:

$$b_N^{alt} = 0,5 \cdot F_\sigma \cdot (T_{hi}^{alt} + K^{neu} \cdot T_a^{neu}) \quad (\text{A.34})$$

$$+ T_N^{alt} \cdot (1 - F_\sigma) + T_{N+1}^{alt} \cdot 0,5 \cdot F_\sigma + q_N^{alt}. \quad (\text{A.35})$$

Auch hier ist zu bedenken, dass die Parameter K und T_{hi} von den Rändern abhängen.

A.5. Eindimensionale analytische Näherungsverfahren

In einigen Fällen ist es von Vorteil, eindimensionale analytischen Methoden zur Ermittlung der mittleren Bauteiltemperatur T_m zu verwenden. Dabei ist die Vorstellung einer halbunendlichen Wand vorteilhaft. Es gilt:

$$T_m(t) = T_a \cdot (1 - r) + (T_{c0} + \Delta T_{ad}(t)) \cdot r. \quad (\text{A.36})$$

Der Wichtungsfaktor $r(t)$ ist angebar durch:

$$r = \exp\left(-\frac{F_\sigma \cdot B_{io} \cdot \xi}{B_i + \xi}\right). \quad (\text{A.37})$$

F_σ und B_i sind diesmal definiert durch:

$$F_\sigma = \frac{\lambda_c}{\rho_c \cdot c_c} \cdot \frac{\Delta t}{d_c^2}, \quad (\text{A.38})$$

$$B_{io} = \frac{\alpha_{ü,e} \cdot d}{\lambda_c}. \quad (\text{A.39})$$

Der Formparameter ξ kann problemabhängig bestimmt werden.

B. Zementanalysen

Tab. B.1.: Zusammensetzungen der Portlandzement-Klinker verschiedener Hersteller

	Einheit	CEM I 32,5 R	CEM I 52,5 R- LA	CEM III/A 32,5 N-NW/HS
Hersteller		A	B	C
CaO	m-%	64,66	64,36	66,55
SiO ₂	m-%	21,26	21,56	20,89
Al ₂ O ₃	m-%	5,58	4,08	5,65
Fe ₂ O ₃	m-%	1,58	3,44	2,46
SO ₃	m-%	2,92	3,84	0,96
Hüttensand	m-%	-	-	63,0
freies CaO	m-%	1,31	0,8	-
C3S	m-%	53,53	57,68	67,9
C2S	m-%	20,58	18,31	8,68
C3A	m-%	12,12	4,99	10,81
C4AF	m-%	4,81	10,47	7,49

	Einheit	CEM III/B 32,5 N-NW/HS	CEM III/A 32,5 N-NW/HS	CEM III/A 32,5 N-NW/HS
Hersteller		D	E	F
CaO	m-%	67,50	-	64,50
SiO ₂	m-%	22,52	-	21,30
Al ₂ O ₃	m-%	5,99	-	4,90
Fe ₂ O ₃	m-%	1,64	-	2,40
SO ₃	m-%	0,71	-	1,00
Hüttensand	m-%	68,5	62,0	56,0
freies CaO	m-%	1,31	1,30	0,0
C3S	m-%	58,97	60,00	59,63
C2S	m-%	20,09	16,00	16,09
C3A	m-%	13,10	8,10	6,78
C4AF	m-%	4,99	7,90	11,17

Tab. B.2.: Statistische Eigenschaften der Zementmineraleien:
CEM I 32,5 R (Hersteller A)

$n \geq 30$	Einheit	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₃
Mittelwert	m-%	64,7	21,3	5,6	1,6	2,9
Standardabweichung	m-%	0,23	0,40	0,15	0,24	0,15
Variationskoeffizient	%	0,4	1,9	2,7	15,2	5,0
5%-Quantile	m-%	64,3	20,6	5,3	1,2	2,7
95%-Quantile	m-%	65,0	21,9	5,8	2,0	3,2

Tab. B.3.: Statistische Eigenschaften der Klinkerphasen:
CEM I 32,5 R (Hersteller A)

$n \geq 30$	Einheit	C3S	C2S	C3A	C4AF	freies CaO
Mittelwert	m-%	53,5	20,6	12,1	4,8	0,97
Standardabweichung	m-%	3,0	3,3	0,6	0,7	0,08
Variationskoeffizient	%	5,7	16,2	4,5	15,2	8,3
5%-Quantile	m-%	48,3	14,9	11,2	3,6	0,8
95%-Quantile	m-%	58,7	26,4	13,1	6,0	1,1

Tab. B.4.: Statistische Eigenschaften der Zementmineraleien:
CEM III/B 32,5N-HSNA (Hersteller A)

$n \geq 30$	Einheit	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₃
Mittelwerte	m-%	66,4	21,7	5,6	2,00	1,6
Standardabweichung	m-%	0,23	0,40	0,15	0,24	0,15
Variationskoeffizient	%	0,3	1,8	2,8	12,2	9,5
5%-Quantile	m-%	65,9	21,0	5,3	1,5	1,3
95%-Quantile	m-%	66,7	22,4	5,8	2,4	1,8

Tab. B.5.: Statistische Eigenschaften der Klinkerphasen:
CEM III/B 32,5N-HSNA (Hersteller A)

$n \geq 30$	Einheit	C3S	C2S	C3A	C4AF	freies CaO
Mittelwert	m-%	60,5	16,5	11,4	6,0	67,6
Standardabweichung	m-%	3,85	3,04	1,19	0,64	3,23
Variationskoeffizient	%	6,4	18,4	10,5	10,6	4,8
5%-Quantile	m-%	53,5	11,0	9,2	4,9	61,8
95%-Quantile	m-%	67,4	22,0	13,50	7,2	73,5

C. Betonrezepturen

Tab. C.1.: Zusammensetzung der Rezepturen ICO-01 bis ICO-03

Zusammensetzung	Einheit	ICO-01	ICO-02	ICO-03
Datum		1992-1998	1998	2003
Anzahl der Versuche	-	22	12	1
Zementart		CEM I 32,5 R	CEM I 52,5 R-LA	CEM III/A 32,5 NWHSNA
Zementhersteller		T	N	E
Größtkorn	mm	16	16	16
Zementgehalt	kg/m ³	270,0	386,1	270
Flugasche	kg/m ³	60	0	90
Silika	kg/m ³	0,0	18,4	0
Wassergehalt	kg/m ³	175,0	154,6	156
Gesteinskörnung	kg/m ³	1849,0	1869,7	1836
W/Z-Wert		0,648	0,400	0,58
W/B-Wert		0,530	0,382	0,43
Zusatzmittel BV	kg/m ³	2,76	2,00	3,51
Zusatzmittel FM	kg/m ³	-	2,00	0,54
Zusatzmittel VZ	kg/m ³	-	-	-

Tab. C.2.: Zusammensetzung der Rezepturen ICO-04 bis ICO-07

Zusammensetzung	Einheit	ICO-04	ICO-05
Datum		1991-1997	2003
Anzahl der Versuche	-	7	1
Zementart		CEM III/B 32,5 N-NWHS	CEM III/A 32,5 N-NW/NA
Zementhersteller		T	E
Größtkorn	mm	16	32
Zementgehalt	kg/m ³	390,0	280,0
Flugasche	kg/m ³	0	100
Silika	kg/m ³	0,0	0,0
Wassergehalt	kg/m ³	183,0	152,0
Gesteinskörnung	kg/m ³	1786,0	1826,0
W/Z-Wert		0,469	0,543
W/B-Wert		0,469	0,400
Zusatzmittel BV	kg/m ³	1,95	3,50
Zusatzmittel FM	kg/m ³	-	-
Zusatzmittel VZ	kg/m ³	-	0,56

Zusammensetzung	Einheit	ICO-06	ICO-07
Datum		2003	2003
Anzahl der Versuche	-	3	1
Zementart		CEM III/A 32,5 N-NW/NA	CEM III/A 32,5 N-NW/NA
Zementhersteller		R	S
Größtkorn	mm	32	32
Zementgehalt	kg/m ³	270,0	240,0
Flugasche	kg/m ³	80	110
Silika	kg/m ³	0,0	0,0
Wassergehalt	kg/m ³	143,0	150,0
Gesteinskörnung	kg/m ³	1876,0	1872,0
W/Z-Wert		0,530	0,625
W/B-Wert		0,409	0,429
Zusatzmittel BV	kg/m ³	2,70	1,92
Zusatzmittel FM	kg/m ³	-	-
Zusatzmittel VZ	kg/m ³	-	-

D. Werkstoffmodelle

Tab. D.1.: Literaturlauswertung zur Wärmekapazität c_c [kJ/(kg·K)] und der Wärmeleitfähigkeit λ_c [W/(m·K)] verschiedener Betonzusammensetzungen aus verschiedenen Quellen

Quelle	c_c	λ_c	Bemerkung
[81]	0,8	2,1	CEM I
[55]	1	1,9	CEM I
[154]	1,1	2,1	CEM I
[9]	1,17	2,6	CEM I
[88]	1,03	2,79	CEM I
[142]	1,25	2,79	CEM III
	1,06	2,97	CEM I
[52]	1,17	2,67	CEM I
[98]	1,03	2	CEM I
[116]	1	2,3	CEM I
[144]	0,96	2,6	CEM III
[84]	1,03	2,6	CEM I

Quelle	c_c	λ_c	Bemerkung
[60]	1,09	2,65	CEM III
[155]	1,14	2,65	CEM III
	1,16	2,4	CEM I
[48]	0,9	2,1	CEM I
[104]	1,15	2,1	CEM I
	0,9	1,2	CEM I
[50]	1,15	4	CEM I
	1,25	1,16	CEM I
[105]	0,8	1,15	CEM I
[71]	-	1,72	CEM I
	-	1,17	CEM I
	1,2	2,18	CEM I
	0,99	3,1	CEM III
[140]	0,92	2,7	CEM III
	1,08	3,2	CEM III

Tab. D.2.: Literatúrauswertung zur Wärmedehnzahl aus verschiedener Betonzusammensetzungen aus verschiedenen Quellen (gemessene Werte in Abhängigkeit des Alters)

Quelle	$\alpha_{T,m}$ [$10^{-6}/K$]	W/B	Streuung	Bemerkung
[99, 123]	Gl.(5.33) mit Tab.5.13	-	$V[X] \approx 2\%$	
[8]	8 bis 12	0,4	maximal nach 48h: $V[X] \approx 4\%$	SF, nach 7 d Streuung sehr klein, mind. 10 Versuche
[9]	8,5	0,4	-	ICO-02
[85]	12	0,425	$V[X] \approx 2\%$	CEM I 52,5
[91]	9,8	0,4	$V[X] \approx 3,4\%$	ICO-02; Ringversuch; n = 4
[48]	12,4	0,56	-	ICO-01
[135]	7,9	0,5	$V[X] \approx 3,4\%$	CEM I 52,5; n = 9
[135]	8	0,5	$V[X] \approx 2,7\%$	CEM I 32,5; t = 7 d

Tab. D.3.: Einfluss der Abtastrate der kalorimetrischen Messung auf die Parameter $c_{1,I}$ und $t_{k,I}$ (Gl.(5.30)) für die Rezeptur ICO-02

Δt	$t_{k,I}$ [h]	$c_{1,I}$ [-]	R^2 [%]
5 Min.	12,39	-0,96	98,95
10 Min.	12,35	-0,96	98,95
20 Min.	12,35	-0,96	98,95
40 Min.	12,34	-0,96	98,93

Tab. D.4.: Statistische Kennwerte der gemessenen Frischbetontemperatur der Rezepturen ICO-01 und ICO-02

	ICO-01		ICO-02	
n	22	-	12	-
\bar{x}	19,61	°C	18,99	°C
s	1,98	°C	0,94	°C
$x_{5\%}$	17,41	°C	18,34	°C
$x_{95\%}$	21,57	°C	20,12	°C
V_x	10	%	5	%

Tab. D.5.: Literaturlauswertung zur Aktivierungsenergie verschiedener Beton-
zusammensetzungen aus verschiedenen Quellen

Quelle	A_{Ea} [kJ/mol]	B_{Ea} [kJ/(mol·K)]	Bemerkung
Freiesleben [45]	33,5	1,47	CEM I
Hedlund, Westman, Larson [55, 154, 81]	22,2 bis 45,4	-	CEM I 42,5; CEM I 52,5; CEM II/A 42,5; OPC und HPC; Rezepturen mit FA und SF
Bosnjak [9]	25,59	1,2	CEM I 52,5 mit SF, Maridal - Tunnel Oslo; n = 6, V_x = 11,7%
Jonasson [66]	44,6	-	CEM I
Gauthier [46]	42,0 bis 47,0 56,0	- -	CEM I CEM III, 70m-%Schlacke
Kjellsen [74]	31,0	1,2	CEM I
Carino [20]	30 bis 55	-	CEM I, V_x = 7% bis 12%
v. Breugel [16]	35,0 40,0	- -	CEM I 52,5 R CEM III/B 42,5 LHHS; V_x = 8% bis 17%
Morabito [93]	45,19 58,8	0,99 1,43	CEM III/A 32,5, n = 4, V_x = 2% bis 12% CEM II 42,5 L-A, n = 4, V_x = 3% bis 11%
D'Aloia [1]	35,7 bis 46,5 36,8 bis 42,0 56 50 bis 55,7 34,5	- - - - -	CEM I 52,5 R; V_x = 10% bis 15% für alle Zemente; C_3A ca. 7M-% CEM I 52,5 LA; C_3A ca. 3m-% CEM III/A 52,5 LA CEM IV/A 52,5 CEM I 42,5
Park [108]	49,9 43,4	- -	CEM I CEM III
Helland [56]	26,2	1,17	CEM I 52,5 R-LA, V_x = 6,7%
Han, Park, Kim [51]	38 - 46	-	CEM I mit FA, V_x = 2,7%
Schindler [130]	45,72 41,79 49,96	- - -	CEM I mit FA, V_x = 8,6% CEM II mit FA, V_x = 7,2% CEM III mit FA, V_x = 8,8%

Tab. D.6.: Statistische Kennwerte der gemessenen adiabatischen Temperaturerhöhung der Rezepturen ICO-01 und ICO-02 zu verschiedenen Zeitpunkten

t	ICO-01			ICO-02		
	48 h	120 h	168 h	48 h	120 h	168 h
n	22	22	22	12	12	-
\bar{x}	35,43 K	42,58 K	43,13 K	51,36 K	56,04 K	-
s	2,50 K	3,61 K	4,09 K	1,34 K	4,61 K	-
$x_{5\%}$	31,94 K	37,70 K	37,80 K	49,90 K	52,04 K	-
$x_{95\%}$	39,56 K	48,48 K	50,94 K	52,68 K	61,37 K	-
V_x	7%	8%	9%	3%	8%	-

Tab. D.7.: Einfluss des Endes der kalorimetrischen Messung auf die Parameter $c_{1,I}$ und $t_{k,I}$ (Gl.(5.30)) für die Rezeptur ICO-02

ICO-02		Gemessener Hydratationsgrad am Ende der ad. Kalorimetrie						
		0,2	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
t_e	h	11,76	13,21	15,02	22,16	36,55	62,45	235
$E[t_{k,I}]$	h	11,20	10,60	10,39	10,98	11,89	12,27	12,50
$E[c_{1,I}]$	-	-1,53	-1,65	-1,71	-1,54	-1,30	-1,20	-1,04
R^2	%	99,43	99,51	99,67	99,65	99,33	99,47	99,52
$D[t_{k,I}]$	-	0,106	0,073	0,047	0,039	0,053	0,051	0,069
$D[c_{1,I}]$	-	0,021	0,019	0,015	0,012	0,012	0,008	0,004

Tab. D.8.: Einfluss der Variation der volumenspezifischen Wärmekapazität auf die Parameter $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$ für den Beton ICO-02

$\varrho_c \cdot c_c$	2150		2350		2550	
	$t_{k,I}$	$c_{1,I}$	$t_{k,I}$	$c_{1,I}$	$t_{k,I}$	$c_{1,I}$
\bar{x}	14,751	-0,795	12,395	-0,962	10,824	-1,163
s	0,106	0,003	0,462	0,018	0,046	0,002
$x_{5\%}$	14,542	-0,800	11,456	-1,006	10,734	-1,168
$x_{95\%}$	14,959	-0,789	13,330	-0,932	10,914	-1,158
V_x	0,7%	-0,3%	4%	-2%	0,4%	-0,2%
R^2	98,37		98,75		98,75	

$t_{k,I}$ in Stunden, $c_{1,I}$ ohne Einheit, R^2 in Prozent,
 $\varrho_c \cdot c_c$ in kJ/m^3

Tab. D.9.: Ermittelte Parameter der Rezeptur ICO-01

-	Einheit	E[X]	D[X]	V[X]	Verteilung	Gleichung	Bemerkung
Name	-	ICO-01	-	-	-	-	PZ-Beton. CO1
Umfang	-	22	-	-	-	-	mehr als 30 Betona- gen; Stichprobe ho- mogen
meas ΔT_{ad}	K	42,58	3,61	0,08	NV	-	-
meas T_{c0}	°C	19,61	1,98	0,10	NV	-	-
ϱ_c	kg/m ³	2354	24	0,01	LNV	-	
c_c	kJ/(kg·K)	1,05	0,042	0,04	LNV	(5.9)	
λ_c	W/(m·K)	3,19	0,13	0,04	LNV	(5.12)	
α_T	10 ⁻⁶ /K	10,93	0,44	0,04	LNV	(5.34)	
A_{Ea}	J/mol	33500	3015	0,09	NV	(5.25)	
B_{Ea}	J/(mol·K)	1470	132	0,09	NV		
Q_{pot}	kJ/m ³	141078	2116	0,02	NV	(5.17)	
$Q_{pot,Z}$	kJ/(kg·K)	523	8	0,02	NV	-	
ΔT_{pot}	K	60,03	0,90	0,02	NV	(5.15)	
$c_{1,I}$	-	-0,86	0,08	-0,09	NV	(5.27)	Modell I-2p
$t_{k,I}$	h	15,96	2,04	0,13	NV		
$c_{1,H}$	-	0,40	0,04	0,10	NV	(5.29)	Modell H-2p
$t_{k,H}$	h	29,62	4,12	0,14	NV		
$\alpha_{inf,14p}$	-	0,95	0,01	0,01	NV	(5.27)	Modell I-4p
$\lambda_{1,14p}$	-	0,76	0,07	0,09	NV		
$t_{k,14p}$	h	21,96	3,46	0,16	NV		
$c_{1,14p}$	-	0,83	0,02	0,03	NV		
$\alpha_{inf,J}$	-	0,70	0,01	0,02	NV	(5.28)	Modell J
$\gamma_{1,J}$	-	0,02	0,00	0,10	NV		
ε_{as}	$\mu m/m$	-	-	-	-	-	Modell R
a_{as}	-	-	-	-	-	(5.45)	-
b_{as}	-	-	-	-	-	-	-
$f_{cc,28}$	MPa	32,87	3,58	0,11	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,26	0,01	0,05	NV		
n_c	-	1	-	-	-		
t_{e0}	h	10,47	1,67	0,16	NV		
$f_{cc,1}$	MPa	56,40	1,38	0,02	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,17	0,02	0,10	NV		
m_c	-	1,37	0,04	0,03	NV		
$f_{ct,28}$	MPa	2,31	0,36	0,16	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,26	0,01	0,05	NV		
n_t	-	0,41	0,02	0,05	NV		
t_{e0}	h	10,47	1,67	0,16	NV		
$f_{ct,1}$	MPa	3,87	0,07	0,02	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,17	0,02	0,10	NV		
m_t	-	1	-	-	-		
$E_{ct,28}$	MPa	33680	3456	0,10	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,26	0,01	0,05	NV		
n_E	-	0,36	0,01	0,03	NV		
t_{e0}	h	10,47	1,67	0,16	NV		
$E_{ct,1}$	MPa	35343	1071	0,03	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,17	0,02	0,10	NV		
m_E	-	0,38	0,03	0,07	NV		
a_1	-	0,32	0,03	0,11	NV	(5.43)	Modell R
b_1	-	0,27	0,06	0,22	NV		
a_2	-	0,26	0,04	0,14	NV		
b_2	-	0	0	-	NV		

Tab. D.10.: Ermittelte Parameter der Rezeptur ICO-02

-	Einheit	E[X]	D[X]	V[X]	Verteilung	Gleichung	Bemerkung
Name	-	ICO-02	-	-	-	-	mehr als 12 Betona- gen; Stichprobe homogen; Ringver- such
Umfang	-	12	-	-	-	-	
meas ΔT_{ad}	K	56,04	1,94	0,035	NV	-	
meas T_{e0}	°C	18,99	1,79	0,094	NV	-	
ρ_c	kg/m ³	2429	24,29	0,010	LNV	-	
c_c	kJ/(kg·K)	1,02	0,04	0,040	LNV	(5.9)	
λ_c	W/(m·K)	3,17	0,13	0,040	LNV	(5.12)	
α_T	10 ⁻⁶ /K	10,92	0,44	0,040	LNV	(5.34)	
A_{Ea}	J/mol	26000	2340	0,090	NV	(5.25)	
B_{Ea}	J/(mol·K)	1200	108	0,090	NV	-	
Q_{pot}	kJ/m ³	173153	2597	0,015	NV	(5.17)	
$Q_{pot,Z}$	kJ/(kg·K)	448,47	6,73	0,015	NV	-	
ΔT_{pot}	K	73,68	1,11	0,015	NV	(5.15)	
$c_{1,I}$	-	0,98	0,14	0,143	NV	(5.27)	Modell I-2p
$t_{k,I}$	h	12,47	0,92	0,074	NV	-	
$c_{1,H}$	-	0,45	0,09	0,200	NV	(5.29)	Modell H-2p
$t_{k,H}$	h	21,94	0,54	0,025	NV	-	
$\alpha_{mf,I4p}$	-	-	-	-	NV	(5.27)	Modell I-4p
$\lambda_{1,14p}$	-	-	-	-	NV	-	
$t_{k,14p}$	h	-	-	-	NV	-	
$c_{1,14p}$	-	-	-	-	NV	-	
$\alpha_{mf,J}$	-	-	-	-	NV	(5.28)	Modell J
$\gamma_{1,J}$	-	-	-	-	NV	-	
ε_{as}	$\mu\text{m}/\text{m}$	210	21	0,100	LNV	(5.45)	Modell R
a_{as}	-	0,1	0,01	0,100	NV	-	
b_{as}	-	0,7	0,07	0,100	NV	-	
$f_{cc,28}$	MPa	71,54	4,5	0,063	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,19	0,01	0,043	NV	-	
n_c	-	1	1	-	-	-	
t_{e0}	h	10,07	0,89	0,088	NV	-	
$f_{cc,1}$	MPa	110	1,28	0,012	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,08	0,02	0,206	NV	-	
m_c	-	1,5	-	-	NV	-	
$f_{ct,28}$	MPa	3,06	0,1	0,033	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,19	0,01	0,043	NV	-	
n_t	-	0,47	0,03	0,060	NV	-	
t_{e0}	h	10,07	0,89	0,088	NV	-	
$f_{ct,1}$	MPa	4,49	0,12	0,027	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,08	0,02	0,206	NV	-	
m	-	1	-	-	-	-	
$E_{ct,28}$	MPa	33670	3030	0,090	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,19	0,01	0,043	NV	-	
n_E	-	0,40	0,02	0,050	NV	-	
t_{e0}	h	10,07	0,89	0,088	NV	-	
$E_{ct,1}$	MPa	40899	634	0,016	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,08	0,02	0,206	NV	-	
m_E	-	0,5	-	-	NV	-	
a_1	-	0,29	0,038	0,131	NV	(5.43)	Modell R
b_1	-	0,21	0,044	0,210	NV	-	
a_2	-	0,24	0,022	0,092	NV	-	
b_2	-	0	-	-	NV	-	

Tab. D.11.: Ermittelte Parameter der Rezeptur ICO-03

-	Einheit	E[X]	D[X]	V[X]	Verteilung	Gleichung	Bemerkung
Name	-	ICO-03	-	-	-	-	-
Umfang	-	1	-	-	-	-	-
meas ΔT_{ad}	K	36,49	0,00	0,000	NV	-	-
meas T_{c0}	°C	20,54	0,00	0,000	NV	-	-
ρ_c	kg/m ³	2352	23,52	0,010	LNV	-	-
c_c	kJ/(kg·K)	1,02	0,04	0,040	LNV	(5.9)	-
λ_c	W/(m·K)	3,19	0,13	0,040	LNV	(5.12)	-
α_T	10 ⁻⁶ /K	10,93	0,44	0,040	LNV	(5.34)	-
A_{Ea}	J/mol	34260	3083	0,090	NV	(5.25)	-
B_{Ea}	J/(mol·K)	1050	95	0,090	NV	-	-
Q_{pot}	kJ/m ³	102322	2046	0,02	NV	(5.17)	-
$Q_{pot,Z}$	kJ/(kg·K)	379	7,58	0,02	NV	-	-
ΔT_{pot}	K	43,54	0,87	0,02	NV	(5.15)	-
$c_{1,I}$	-	1,37	0,2	0,146	NV	(5.27)	Modell I-2p
$t_{k,I}$	h	20,14	3	0,149	NV	-	-
$c_{1,H}$	-	0,65	0,1	0,153	NV	(5.29)	Modell H-2p
$t_{k,H}$	h	35,6	5	0,141	NV	-	-
$\alpha_{inf,14p}$	-	-	-	-	NV	(5.27)	Modell I-4p
$\lambda_{1,14p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$t_{k,14p}$	h	-	-	-	NV	-	-
$c_{1,14p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$\alpha_{inf,J}$	-	0,81	0,015	0,02	NV	(5.28)	Modell J
$\gamma_{1,J}$	-	0,016	0,0025	0,16	NV	-	-
ε_{as}	$\mu\text{m}/\text{m}$	-	-	-	LNV	(5.45)	Modell R
a_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
b_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
$f_{cc,28}$	MPa	42,32	2,2	0,052	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,48	0,02	0,045	NV	-	-
n_c	-	1	-	-	-	-	-
t_{e0}	h	22	2,4	0,109	NV	-	-
$f_{cc,1}$	MPa	77,5	3,325	0,043	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,21	0,024	0,114	NV	-	-
m_c	-	2,52	0,147	0,058	NV	-	-
$f_{ct,28}$	MPa	2,32	0,15	0,065	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,48	0,02	0,045	NV	-	-
n_t	-	0,41	0,02	0,061	NV	-	-
t_{e0}	h	22,00	2,4	0,109	NV	-	-
$f_{ct,1}$	MPa	3,01	0,18	0,060	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,21	0,02	0,114	NV	-	-
m_t	-	1	-	-	-	-	-
$E_{ct,28}$	MPa	35163	2000	0,057	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,48	0,02	0,045	NV	-	-
n_E	-	0,20	0,02	0,090	NV	-	-
t_{e0}	h	22,00	2,40	0,109	NV	-	-
$E_{ct,1}$	MPa	37778	2200	0,058	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,21	0,02	0,114	NV	-	-
m_E	-	0,42	0,0490	0,116	NV	-	-
a_1	-	0,2975	0,0500	0,168	NV	(5.43)	Modell R
b_1	-	0,2691	0,0500	0,186	NV	-	-
a_2	-	0,2630	0,0500	0,190	NV	-	-
b_2	-	0,0000	0,0000	-	NV	-	-

Tab. D.12.: Ermittelte Parameter der Rezeptur ICO-04

-	Einheit	E[X]	D[X]	V[X]	Verteilung	Gleichung	Bemerkung
Name	-	ICO-04	-	-	-	-	-
Umfang	-	7	-	-	-	-	mehr als 10 Betonagen; Stichprobe homogen
meas ΔT_{ad}	K	42,5	1,94	0,05	NV	-	-
meas T_{cd}	°C	21,2	1,8	0,084	NV	-	-
ρ_c	kg/m ³	2359	24	0,010	LNV	-	-
c_c	kJ/(kg·K)	1,06	0,04	0,040	LNV	(5.9)	-
λ_c	W/(m·K)	3,13	0,13	0,040	LNV	(5.12)	-
α_T	10 ⁻⁶ /K	10,91	0,44	0,040	LNV	(5.34)	-
A_{Ea}	J/mol	42660	3839	0,090	NV	(5.25)	-
B_{Ea}	J/(mol·K)	1120	101	0,090	NV	-	-
Q_{pot}	kJ/m ³	140629	3234	0,023	NV	(5.17)	-
$Q_{pot,Z}$	kJ/(kg·K)	361	8,3	0,023	NV	-	-
ΔT_{pot}	K	59,8	1,38	0,023	NV	(5.15)	-
$c_{1,I}$	-	0,83	0,11	0,133	NV	(5.27)	Modell I-2p
$t_{k,I}$	h	26,35	4,29	0,163	NV	-	-
$c_{1,H}$	-	0,39	0,06	0,154	NV	(5.29)	Modell H-2p
$t_{k,H}$	h	49,30	8,5	0,172	NV	-	-
$\alpha_{inf,I4p}$	-	-	-	-	NV	(5.27)	Modell I-4p
$\lambda_{1,I4p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$t_{k,I4p}$	h	-	-	-	NV	-	-
$c_{1,I4p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$\alpha_{inf,J}$	-	-	-	-	NV	(5.28)	Modell J
$\gamma_{1,J}$	-	-	-	-	NV	-	-
ε_{as}	$\mu\text{m}/\text{m}$	-	-	-	LNV	(5.45)	Modell R
a_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
b_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
$f_{cc,28}$	MPa	44,1	4,9	0,110	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,59	0,02	0,031	NV	-	-
n_E	-	1	1	-	-	-	-
t_{e0}	h	17	2	0,118	NV	-	-
$f_{cc,1}$	MPa	46,5	1,5	0,032	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,22	0,01	0,050	NV	-	-
m_c	-	1,5	-	-	NV	-	-
$f_{ct,28}$	MPa	2,63	0,4	0,152	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,59	0,02	0,031	NV	-	-
n_t	-	0,56	0,02	0,032	NV	-	-
t_{e0}	h	17,00	2	0,118	NV	-	-
$f_{ct,1}$	MPa	4,10	0,096	0,023	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,22	0,01	0,050	NV	-	-
m_t	-	1	-	-	-	-	-
$E_{ct,28}$	MPa	34010	2580	0,076	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,59	0,02	0,031	NV	-	-
n_E	-	0,08	0,01	0,063	NV	-	-
t_{e0}	h	17,00	2,00	0,118	NV	-	-
$E_{ct,1}$	MPa	43000	7290	0,170	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,22	0,01	0,050	NV	-	-
m_E	-	0,50	-	-	NV	-	-
a_1	-	0,50	0,0730	0,146	NV	(5.43)	Modell R
b_1	-	0,62	0,1400	0,226	NV	-	-
a_2	-	0,38	0,0210	0,055	NV	-	-
b_2	-	0,00	-	-	NV	-	-

Tab. D.13.: Ermittelte Parameter der Rezeptur ICO-05

-	Einheit	E[X]	D[X]	V[X]	Verteilung	Gleichung	Bemerkung
Name	-	ICO-05	-	-	-	-	-
Umfang	-	1	-	-	-	-	-
meas ΔT_{ad}	K	37,2	-	-	NV	-	-
meas T_{c0}	°C	21,1	-	-	NV	-	-
ρ_c	kg/m ³	2358	24	0,010	LNV	-	-
c_c	kJ/(kg·K)	1,02	0,04	0,040	LNV	(5.9)	-
λ_c	W/(m·K)	3,18	0,13	0,040	LNV	(5.12)	-
α_T	10 ⁻⁶ /K	10,93	0,44	0,040	LNV	(5.34)	-
A_{Ea}	J/mol	34260	3083	0,090	NV	(5.25)	-
B_{Ea}	J/(mol·K)	1050	95	0,090	NV	-	-
Q_{pot}	kJ/m ³	107806	2480	0,023	NV	(5.17)	-
$Q_{pot,Z}$	kJ/(kg·K)	385	8,9	0,023	NV	-	-
ΔT_{pot}	K	45,9	1,06	0,023	NV	(5.15)	-
$c_{1,I}$	-	0,86	0,08	0,094	NV	(5.27)	Modell I-2p
$t_{k,I}$	h	21,91	3	0,137	NV	-	-
$c_{1,H}$	-	1,34	0,16	0,119	NV	(5.29)	Modell H-2p
$t_{k,H}$	h	29,62	4,12	0,139	NV	-	-
$\alpha_{inf,I4p}$	-	-	-	-	NV	(5.27)	Modell I-4p
$\lambda_{1,I4p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$t_{k,I4p}$	h	-	-	-	NV	-	-
$c_{1,I4p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$\alpha_{inf,J}$	-	0,80	0,02	0,025	NV	(5.28)	Modell J
$\gamma_{1,J}$	-	0,02	0,002	0,130	NV	-	-
ϵ_{as}	$\mu\text{m}/\text{m}$	-	-	-	LNV	(5.45)	Modell R
a_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
b_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
$f_{cc,28}$	MPa	51,0	2,2	0,043	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,43	0,04	0,093	NV	-	-
n_c	-	1	-	-	-	-	-
t_{e0}	h	19,30	3	0,155	NV	-	-
$f_{cc,1}$	MPa	120	6,0	0,050	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,23	0,06	0,285	NV	-	-
m_c	-	1,8	0,085	0,047	NV	-	-
$f_{ct,28}$	MPa	2,47	0,14	0,055	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,43	0,04	0,093	NV	-	-
n_t	-	0,42	0,03	0,078	NV	-	-
t_{e0}	h	19,30	3	0,155	NV	-	-
$f_{ct,1}$	MPa	3,78	0,19	0,050	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,23	0,06	0,285	NV	-	-
m_t	-	1	-	-	-	-	-
$E_{ct,28}$	MPa	34228	1500	0,044	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,43	0,04	0,093	NV	-	-
n_E	-	0,19	0,02	0,127	NV	-	-
t_{e0}	h	19,30	3,00	0,155	NV	-	-
$E_{ct,1}$	MPa	41712	1814	0,043	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,23	0,06	0,285	NV	-	-
m_E	-	0,37	0,0552	0,149	NV	-	-
a_1	-	0,32	0,0500	0,155	NV	(5.43)	Modell R
b_1	-	0,35	0,0500	0,144	NV	-	-
a_2	-	0,29	0,0500	0,175	NV	-	-
b_2	-	-	-	-	NV	-	-

Tab. D.14.: Ermittelte Parameter der Rezeptur ICO-06

-	Einheit	E[X]	D[X]	V[X]	Verteilung	Gleichung	Bemerkung
Name	-	ICO-06	-	-	-	-	-
Umfang	-	1	-	-	-	-	-
meas ΔT_{ad}	K	36,2	1,81	0,050	NV	-	-
meas T_{c0}	°C	18,3	1,1	0,060	NV	-	-
ρ_c	kg/m ³	2369	24	0,010	LNV	-	-
c_c	kJ/(kg·K)	1,00	0,04	0,040	LNV	(5.9)	-
λ_c	W/(m·K)	3,22	0,13	0,040	LNV	(5.12)	-
α_T	10 ⁻⁶ /K	10,94	0,44	0,040	LNV	(5.34)	-
A_{Ea}	J/mol	34260	3083	0,090	NV	(5.25)	-
B_{Ea}	J/(mol·K)	1050	95	0,090	NV	-	-
Q_{pot}	kJ/m ³	102374	2355	0,023	NV	(5.17)	-
$Q_{pot,Z}$	kJ/(kg·K)	379	8,7	0,023	NV	-	-
ΔT_{pot}	K	43,6	1,00	0,023	NV	(5.15)	-
$c_{1,I}$	-	1,01	0,10	0,099	NV	(5.27)	Modell I-2p
$t_{k,I}$	h	25,44	3	0,118	NV	-	-
$c_{1,H}$	-	0,49	0,05	0,102	NV	(5.29)	Modell H-2p
$t_{k,H}$	h	46,34	3,6	0,078	NV	-	-
$\alpha_{inf,I4p}$	-	-	-	-	NV	(5.27)	Modell I-4p
$\lambda_{1,I4p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$t_{k,I4p}$	h	-	-	-	NV	-	-
$c_{1,I4p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$\alpha_{inf,J}$	-	0,71	0,015	0,021	NV	(5.28)	Modell J
$\gamma_{1,J}$	-	0,01	0,0014	0,098	NV	-	-
ε_{as}	$\mu\text{m}/\text{m}$	-	-	-	LNV	(5.45)	Modell R
a_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
b_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
$f_{cc,28}$	MPa	44,4	5,0	0,113	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,44	0,04	0,096	NV	-	-
n_c	-	1	-	-	-	-	-
t_{e0}	h	19,08	2,3	0,121	NV	-	-
$f_{cc,1}$	MPa	83	7,7	0,092	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,23	0,02	0,071	NV	-	-
m_c	-	1,7	0,196	0,113	NV	-	-
$f_{ct,28}$	MPa	2,47	0,30	0,121	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,44	0,04	0,096	NV	-	-
n_t	-	0,65	0,05	0,084	NV	-	-
t_{e0}	h	19,08	2,3	0,121	NV	-	-
$f_{ct,1}$	MPa	3,50	0,08	0,023	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,19	0,02	0,085	NV	-	-
m_t	-	1	-	-	-	-	-
$E_{ct,28}$	MPa	34228	5222	0,153	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,44	0,04	0,096	NV	-	-
n_E	-	0,22	0,02	0,100	NV	-	-
t_{e0}	h	19,08	2,30	0,121	NV	-	-
$E_{ct,1}$	MPa	39032	4322	0,111	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,19	0,02	0,085	NV	-	-
m_E	-	0,36	0,0274	0,076	NV	-	-
a_1	-	0,47	0,1943	0,413	NV	(5.43)	Modell R
b_1	-	0,72	0,4854	0,672	NV	-	-
a_2	-	0,42	0,0896	0,212	NV	-	-
b_2	-	-	-	-	NV	-	-

Tab. D.15.: Ermittelte Parameter der Rezeptur ICO-07

-	Einheit	E[X]	D[X]	V[X]	Verteilung	Gleichung	Bemerkung
Name	-	ICO-07	-	-	-	-	-
Umfang	-	1	-	-	-	-	-
meas ΔT_{ad}	K	27,2	-	-	NV	-	-
meas T_{co}	°C	18,1	-	-	NV	-	-
ρ_c	kg/m ³	2372	24	0,010	LNV	-	-
c_c	kJ/(kg·K)	1,01	0,04	0,040	LNV	(5.9)	-
λ_c	W/(m·K)	3,21	0,13	0,040	LNV	(5.12)	-
α_T	10 ⁻⁶ /K	10,94	0,44	0,040	LNV	(5.34)	-
A_{Ea}	J/mol	34260	3083	0,090	NV	(5.25)	-
B_{Ea}	J/(mol·K)	1050	95	0,090	NV	-	-
Q_{pot}	kJ/m ³	96149	2211	0,023	NV	(5.17)	-
$Q_{pot,Z}$	kJ/(kg·K)	401	9,2	0,023	NV	-	-
ΔT_{pot}	K	40,9	0,94	0,023	NV	(5.15)	-
$c_{1,I}$	-	0,92	0,20	0,217	NV	(5.27)	Modell I-2p
$t_{k,I}$	h	28,03	3	0,107	NV	-	-
$c_{1,H}$	-	0,47	0,1	0,214	NV	(5.29)	Modell H-2p
$t_{k,H}$	h	51,94	5	0,096	NV	-	-
$\alpha_{inf,I4p}$	-	-	-	-	NV	(5.27)	Modell I-4p
$\lambda_{1,I4p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$t_{k,I4p}$	h	-	-	-	NV	-	-
$c_{1,I4p}$	-	-	-	-	NV	-	-
$\alpha_{inf,J}$	-	0,67	0,01	0,015	NV	(5.28)	Modell J
$\gamma_{1,J}$	-	0,02	0,0017	0,109	NV	-	-
ε_{as}	$\mu\text{m}/\text{m}$	-	-	-	LNV	(5.45)	Modell R
a_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
b_{as}	-	-	-	-	NV	-	-
$f_{cc,28}$	MPa	26,3	3,0	0,114	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,51	0,06	0,113	NV	-	-
n_c	-	1	-	-	-	-	-
t_{e0}	h	20,00	3	0,150	NV	-	-
$f_{cc,1}$	MPa	78	9,5	0,122	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,18	0,03	0,173	NV	-	-
m_c	-	2,3	0,237	0,104	NV	-	-
$f_{ct,28}$	MPa	1,80	0,23	0,127	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,51	0,06	0,113	NV	-	-
n_t	-	0,65	0,03	0,041	NV	-	-
t_{e0}	h	20,00	3	0,150	NV	-	-
$f_{ct,1}$	MPa	2,75	0,15	0,053	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,18	0,03	0,173	NV	-	-
m_t	-	1	-	-	-	-	-
$E_{ct,28}$	MPa	30531	4478	0,147	LNV	(5.37)	Modell I
s	-	0,51	0,06	0,113	NV	-	-
n_E	-	0,23	0,03	0,127	NV	-	-
t_{e0}	h	20,00	3,00	0,150	NV	-	-
$E_{ct,1}$	MPa	36002	2150	0,060	LNV	(5.40)	Modell R
α_0	-	0,18	0,03	0,173	NV	-	-
m_E	-	0,44	0,0664	0,149	NV	-	-
a_1	-	0,73	0,1307	0,179	NV	(5.43)	Modell R
b_1	-	1,08	0,3457	0,319	NV	-	-
a_2	-	0,35	0,0527	0,153	NV	-	-
b_2	-	-	-	-	NV	-	-

E. Weitere Ergebnisse

Sei

$$F(x) = LNV(x; \mu, \sigma) \quad (\text{E.1})$$

die Verteilungsfunktion der logarithmisch verteilten ZV X mit dem Mittelwert μ , der Standardabweichung σ und dem Variationskoeffizient ν . Seien λ und ξ die Lageparameter der Verteilung. λ und ξ μ berechnen sich aus μ und σ wie folgt [110]:

$$\lambda = 0,5 \cdot \ln \left(\frac{\mu^2}{1 + \nu^2} \right), \quad (\text{E.2})$$

$$\xi^2 = \ln(1 + \nu^2). \quad (\text{E.3})$$

Die Umkehrtransformation lautet:

$$\mu = \exp(\lambda + 0,5 \cdot \xi^2), \quad (\text{E.4})$$

$$\sigma^2 = \mu^2 \cdot (\exp(\xi^2) - 1). \quad (\text{E.5})$$

Die FORM im RS-Format lässt sich auch auf logarithmisch verteilten Größen anwenden. Seien $E[R] = \mu_R$ und $E[S] = \mu_S$ die Mittelwerte und $D[R] = \sigma_R$ und $D[S] = \sigma_S$ die Standardabweichungen der Zufallsvariablen R und S . Seien ν_R und ν_S die zugehörigen Variationskoeffizienten. Sei weiterhin $\gamma_Z = \frac{\mu_R}{\mu_S}$. Mit den Bezeichnungen ergibt sich p_f zu:

$$p_f = N_{0,1} \left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_z} \right) \quad (\text{E.6})$$

mit

$$\mu_Z = 0,5 \cdot \ln \left(\gamma^2 \cdot \frac{1 + \nu_S^2}{1 + \nu_R^2} \right)$$

und

$$\sigma_Z^2 = \ln(1 + \nu_R^2) + \ln(1 + \nu_S^2).$$

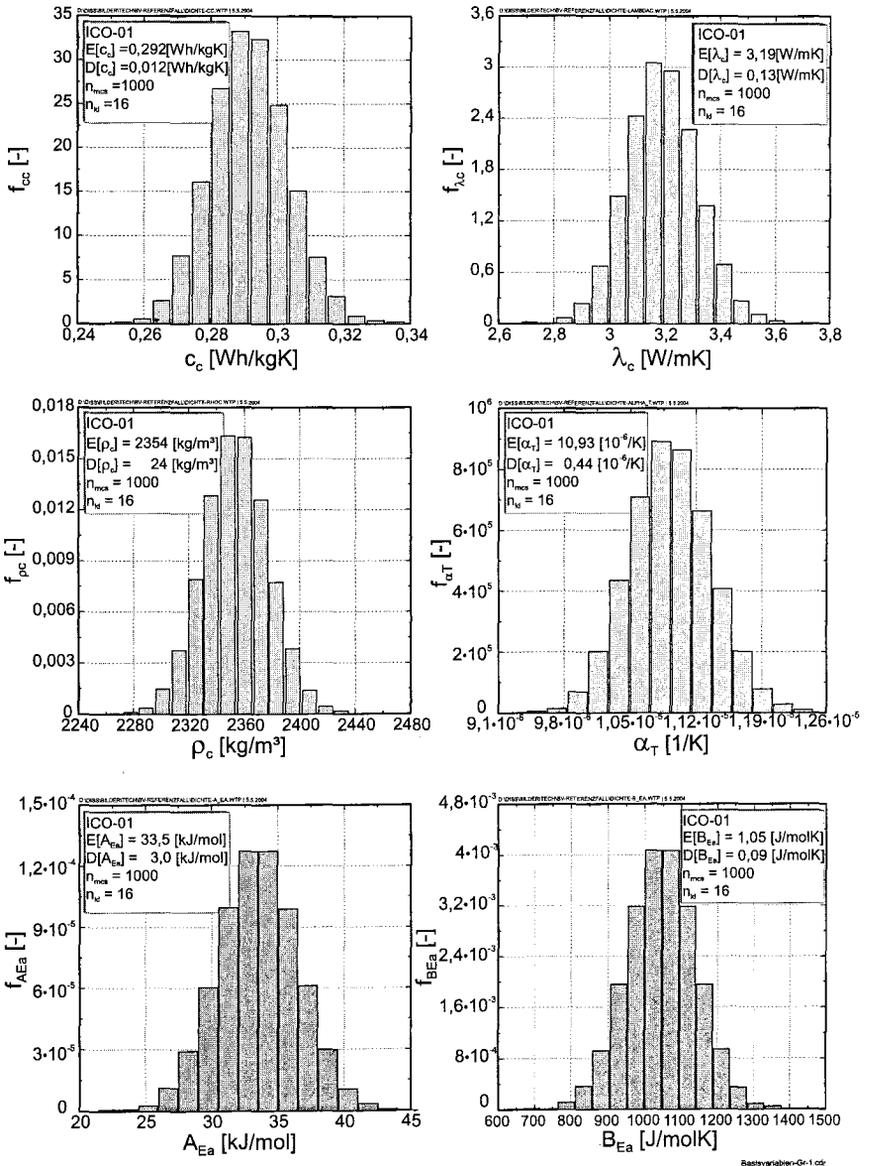


Abb. E.1.: Mit „TempSpanMCS“ berechnete Verteilungsfunktionen für den Referenzfall der Basisvariablen c_c , ρ_c , λ_c , α_T , A_{Ea} und B_{Ea}

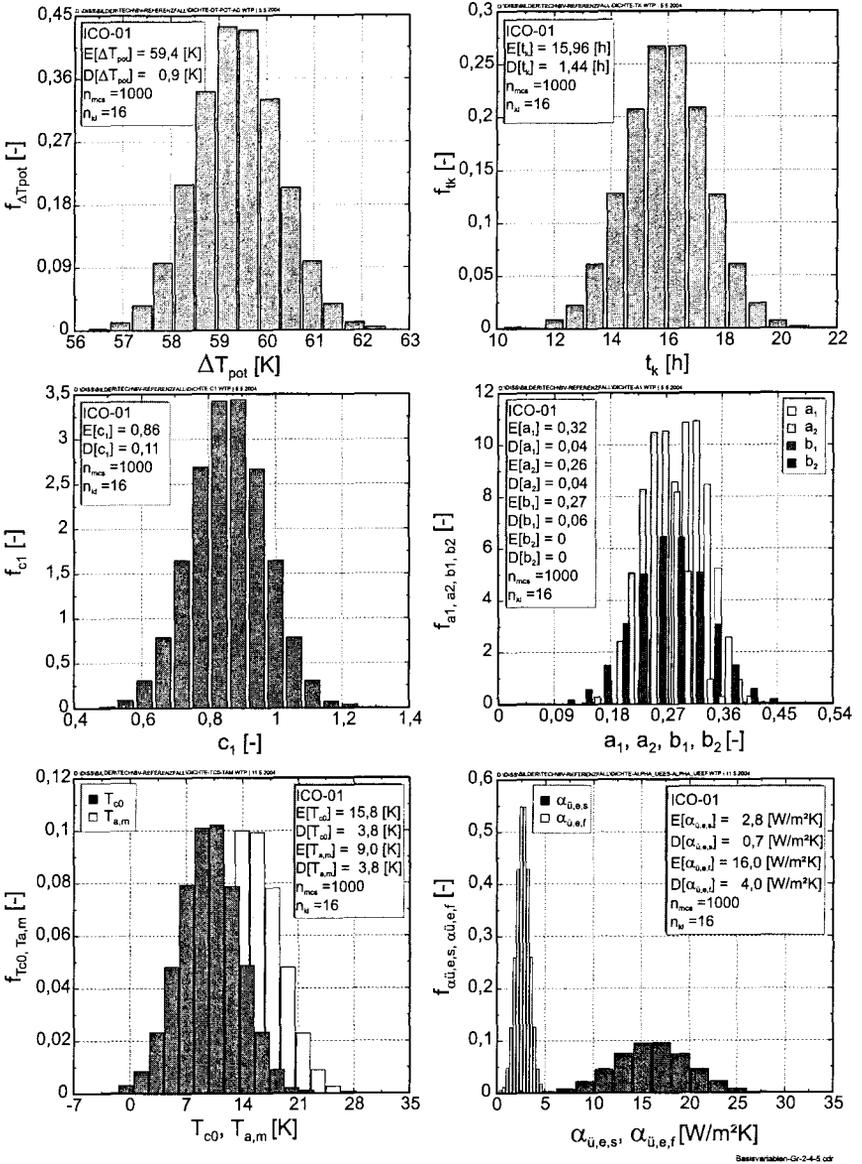


Abb. E.2.: Mit „TempSpanMCS“ berechnete Verteilungsfunktionen für den Referenzfall der Basisvariablen ΔT_{pot} , $c_{1,I}$, $t_{k,I}$, $f_{cc,2s}$, s , te_0

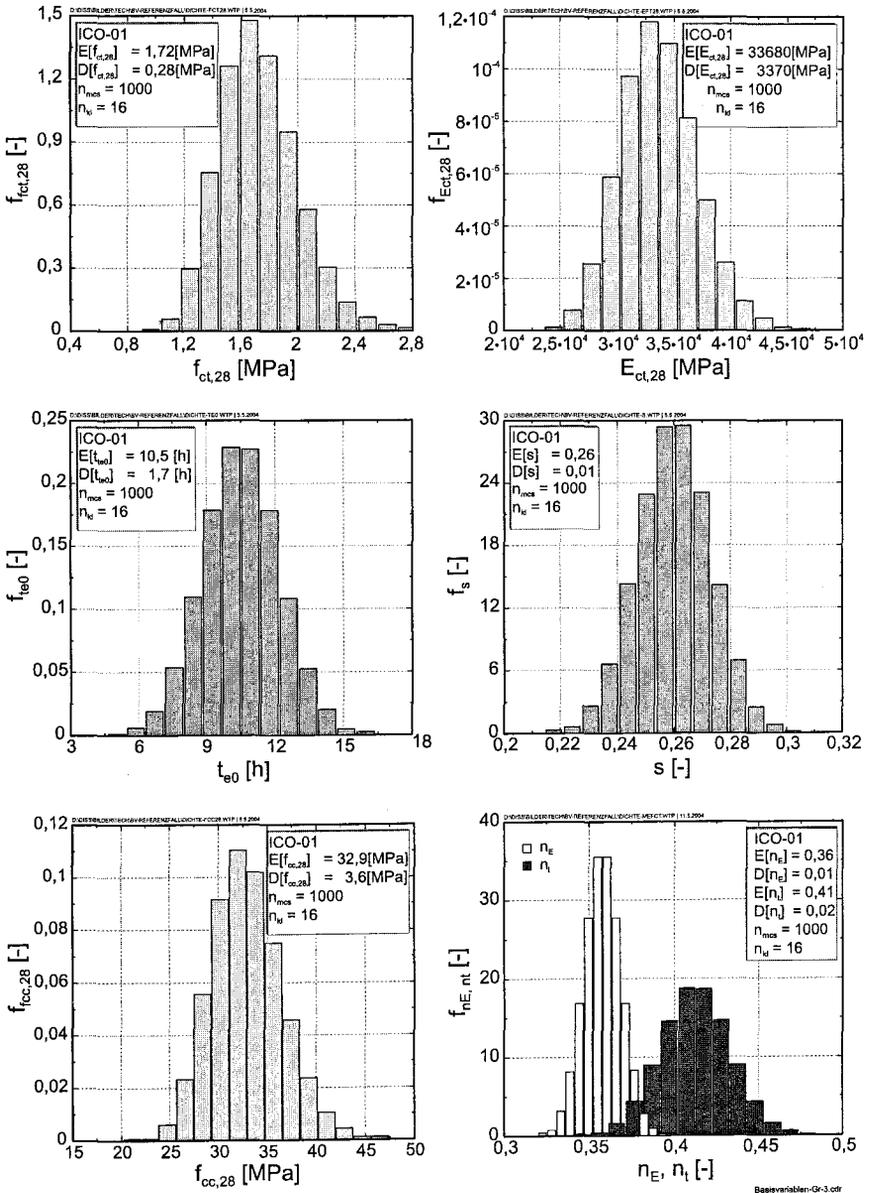
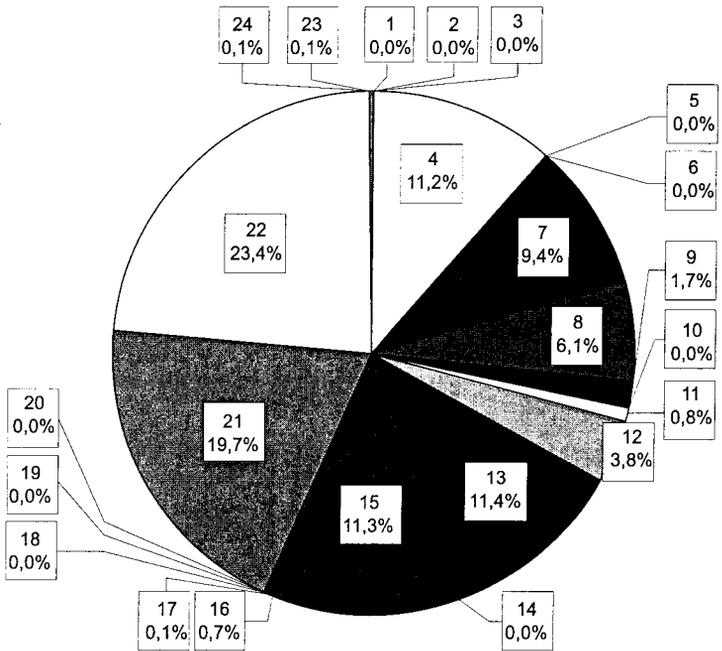
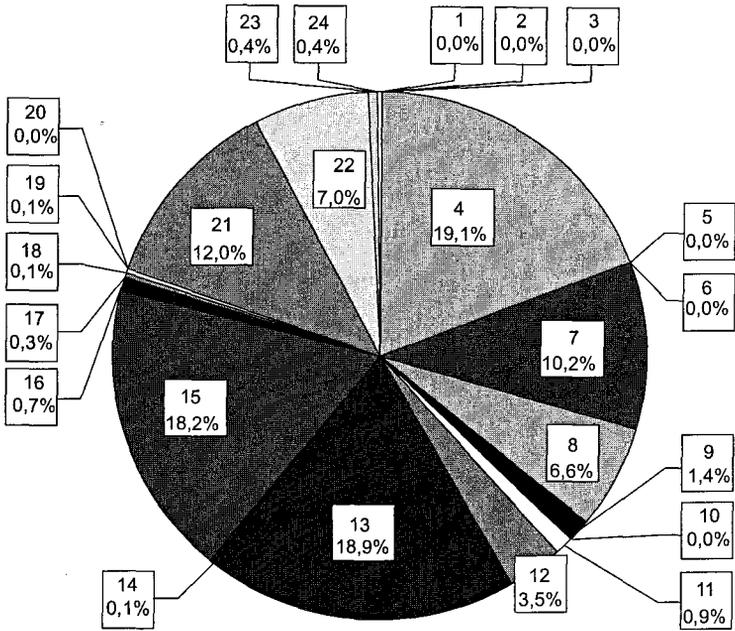


Abb. E.3.: Mit „TempSpanMCS“ berechnete Verteilungsfunktionen für den Referenzfall der Basisvariablen $f_{ct,28}$, n_t , $E_{ct,28}$, n_E , a_1 , b_1 , a_2 , b_2



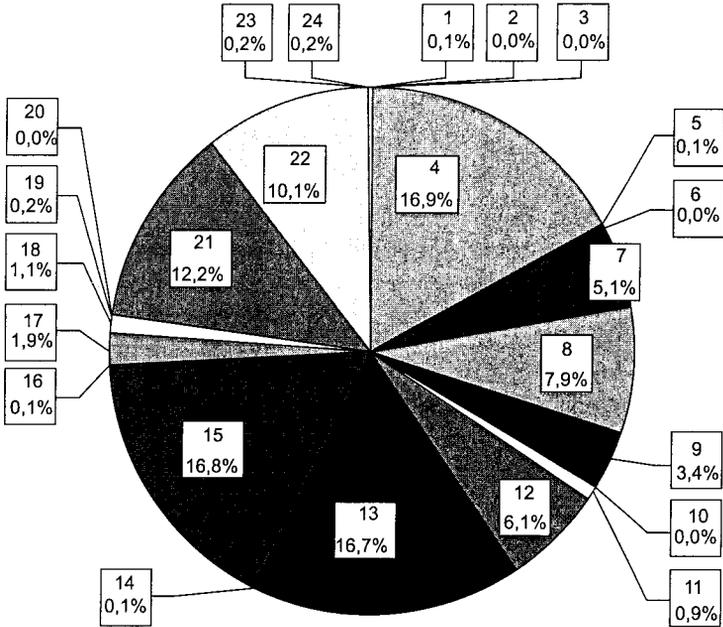
Basisvariable												
Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Name	c_c	λ_c	ρ_c	α_T	A_{Ea}	B_{Ea}	ΔT_{pot}	$t_{k,l}$	$c_{1,l}$	$f_{\text{ct},28}$	s	t_{e0}
Nr.	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Name	$f_{\text{ct},28}$	n_t	$E_{\text{ct},28}$	n_E	a_1	b_1	a_2	b_2	T_{c0}	$T_{a,m}$	$\alpha_{\text{ü,e,s}}$	$\alpha_{\text{ü,e,l}}$

Abb. E.4.: Berechnete Sensitivität des ZGS nach Gl.(4.34) für ICO-01, Sommer, $d_c = 0,8 \text{ m}$ und $R_{ae} = 0,2$



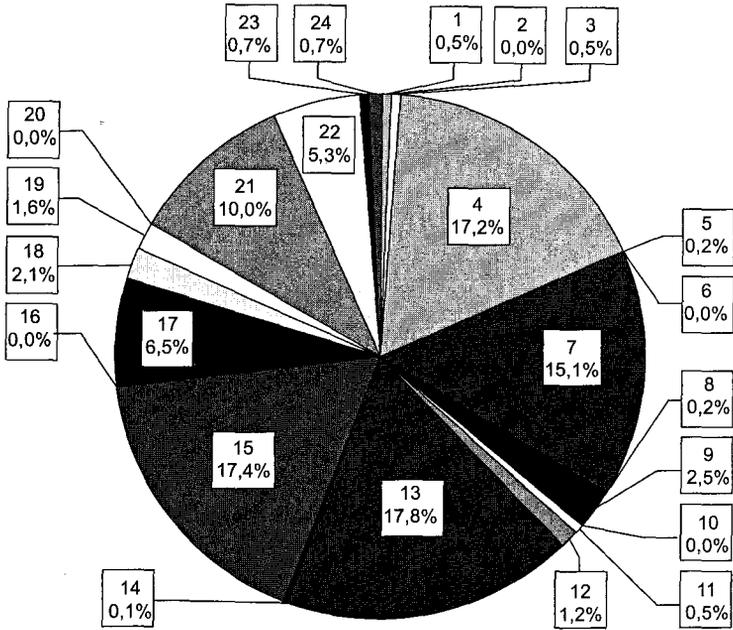
Basisvariable												
Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Name	c_c	λ_c	ρ_c	α_T	A_{Ea}	B_{Ea}	ΔT_{pot}	$t_{k,l}$	$c_{1,1}$	$f_{cc,28}$	s	t_{e0}
Nr.	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Name	$f_{ct,28}$	n_l	$E_{ct,28}$	n_E	a_1	b_1	a_2	b_2	T_{c0}	$T_{a,m}$	$\alpha_{q,e,s}$	$\alpha_{q,e,f}$

Abb. E.5.: Berechnete Sensitivität des ZGS nach Gl.(4.34) für ICO-01, Frühling/Herbst, $d_c = 1,2\text{ m}$ und $R_{ae} = 0,2$



Basisvariable												
Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Name	c_c	λ_c	ρ_c	α_T	A_{Ea}	B_{Ea}	ΔT_{pot}	$t_{k,l}$	$c_{1,l}$	$f_{cc,28}$	s	t_{e0}
Nr.	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Name	$f_{ct,28}$	η_t	$E_{ct,28}$	η_E	a_1	b_1	a_2	b_2	T_{c0}	$T_{a,m}$	$\alpha_{\bar{u},e,s}$	$\alpha_{\bar{u},e,f}$

Abb. E.6.: Berechnete Sensitivität des ZGS nach Gl.(4.34) für ICO-04, Frühling/Herbst, $d_c = 0,8m$ und $R_{ae} = 0,2$



Basisvariable												
Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Name	c_c	λ_c	ρ_c	α_T	A_{Ea}	B_{Ea}	ΔT_{pot}	t_{kl}	$c_{1,j}$	$f_{cc,28}$	s	t_{ed}
Nr.	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Name	$f_{ct,28}$	η_t	$E_{ct,28}$	η_E	a_1	b_1	a_2	b_2	T_{c0}	$T_{a,m}$	$\alpha_{ü,e,s}$	$\alpha_{ü,e,f}$

Abb. E.7.: Berechnete Sensitivität des ZGS nach Gl.(4.34) für ICO-01, Frühling/Herbst, $d_c = 0,8\text{ m}$ und $R_{ae} = 0,8$

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-5900
E-Mail o.dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:

Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:
www.ibmb.tu-bs.de (→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen
Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekörpern und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufll. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnbergger, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Ein- schluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Uni- versität Braunschweig, 1981, ISBN 3- 89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verfor- mungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Be- anspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Bau- stoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwen- dung Bayes'scher Verfahren bei der Stich- probenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rech- teckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Ver- formungsverhaltens segmentärer Spannbe- tonbauteile. Braunschweig. Institut für Bau- stoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Uni- versität Braunschweig, 1982, ISBN 3- 89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Ver- klebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nach- druck der Ausgabe 1982. Institut für Bau- stoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Uni- versität Braunschweig, 1982, ISBN 3- 89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Tempe- raturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universi- tät Braunschweig, 1982; Zugl.: Disserta- tion, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physika- lisch nichtlineares Rechenmodell zur opti- malen Biegebemessung ebener Stahlbeton- rahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universi- tät Braunschweig, 1982; Zugl.: Disserta- tion, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nöltling, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisingerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Riß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Ein-schluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zwei-achsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur Sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbänden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.
Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

- Heft 111:
Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5
- Heft 112:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1
- Heft 113:
Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3
- Heft 114:
Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8
- Heft 115:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X
- Heft 116:
Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6
- Heft 117:
Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4
- Heft 118:
Kubat, B.: Durchstanverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2
- Heft 119:
Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3
- Heft 120:
Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9
- Heft 121:
Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6
- Heft 122:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4
- Heft 123:
Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4
- Heft 124:
Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0
- Heft 125:
Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

Heft 142:
Betonbau - Forschung, Entwicklung und
Anwendung : Festschrift zum 60. Ge-
burtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst
Falkner am 20.4.1999. 1999.
ISBN 3-89288-121-9

Heft 143:
Teutsch, M ; Klinkert, H.
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton.
1999.
ISBN 3-89288-122-7

Heft 144:
Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.
ISBN 3-89288-123-5

Heft 145:
Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braun-
schweig., Kurzreferate. 1999.
ISBN 3-89288-124-3

Heft 146:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-
12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar
1999.
ISBN 3-89288-125-1

Heft 147:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei
Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braun-
schweig; Kurzreferate, 2000.
ISBN 3-89288-126-X

Heft 148:
Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten
jungen Betons - Laser-Speckle-Interferome-
trie und Modellierung der Rißprozeßzone.
2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:
Wigger, H.: Rissbildung in historischem
Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Ver-
suche und Berechnungsmodelle. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:
Neubauer, U.: Verbundtragverhalten ge-
klebter Lamellen aus Kohlenstoffaser –
Verbundwerkstoff zur Verstärkung von
Betonbauteilen. 2000
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-129-4.

Heft 151:
Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.
ISBN 3-89288-130-8

Heft 152:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Trends und Entwicklungen im Bauwesen :
9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bausemi-
nar 2000.
ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:
Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile :
Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braun-
schweig, 20.3.2001.
ISBN 3-89288-132-4

Heft 154:
Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur
Beschreibung der Erhärtung, bruchmecha-
nisches Verhalten jungen Betons : Berichte
; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram
BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-135-9.

Heft 155:
Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches
Verhalten und autogenes Schwinden jungen
Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der
EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS.
2001.
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Spannungsberechnung und Risskriterien für
jungen Beton – Methoden des iBMB : Be-
richt ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten :
Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:

Braunschweiger Brandschutztage 2001: 9.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braun-
schweig., Kurzreferate. 2001.
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ;
Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:

Beiträge zum 40. Forschungskolloquium
des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton :
11.-12.10.2001 in Braunschweig. 2001.
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:

Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe
aus Betonbrechsand – Phasenveränderun-
gen durch Temperaturbehandlung und
Einsatzmöglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Disser-
tationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. zum
70 Geburtstag gewidmet. 2002.
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbau-
ten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braun-
schweig ; Kurzreferate.
2002.
ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:

Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Ma-
terial? ; 14.-15. November - Braunschwei-
ger Bauseminar 2002.
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:

Niemann, P.
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus
Beton unter Einwirkungen infolge Last und
Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.,
2002.
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 25. März 2003.
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-
schutztechnischen Bemessung von Bautei-
len auf der Basis von experimentell ermit-
telten Verbrennungseffektivitäten. 2003.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:

Braunschweiger Brandschutztage 2003: 10.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig.,
Kurzreferate. 2003.
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauforschung und -praxis in schwierigen
Zeiten : 13. und 14. November ; Braun-
schweiger Bauseminar 2003.
ISBN 3-89288-150-2

H 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-151-0

H. 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-153-7

H. 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-154-5

Heft 173:

Festschrift zum 60 Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hossler : Brandschutz und mehr... 2003. ISBN 3-89288-152-9

Heft 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000, 2004. ISBN 3-89288-156-1

Heft 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-155-3

Heft 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-157-X

Heft 177:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.] Bauen im Bestand : 23. März 2004. ISBN 3-89288-158-8

H. 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. - 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004. ISBN 3-89288-159-6

H. 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-160-X.

H. 180:

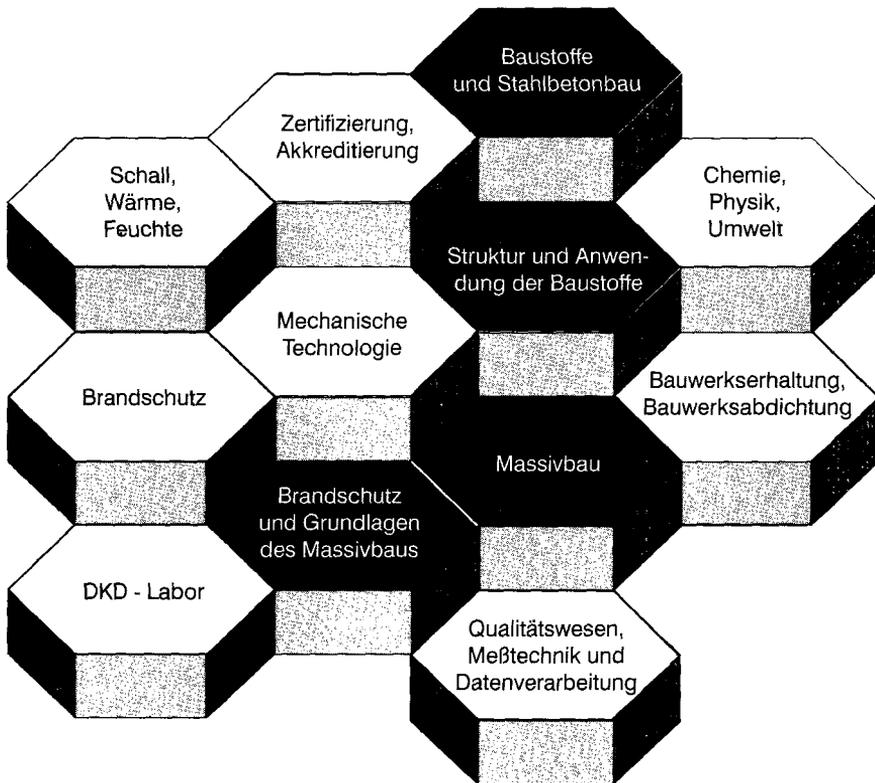
Weiske, R. Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-161-8.

H. 181:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004. ISBN 3-89288-162-6

Druck und Einband
Druckerei & Buchbinderei Wolfram Schmidt
38114 Braunschweig · Hamburger Str. 267
Telefon: 0531/ 33 75 89 · Fax: 0531/ 34 44 49
E-Mail: Schmidt.Druck.BS@t-online.de

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-160-X
ISSN 1439-3875