

# **TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN**

**Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt**

**Lehrstuhl für Verkehrswegebau**

## **Untersuchungen zur Kerbtiefe bei Querscheinfugen in Betonfahrbahnen**

**Michael H. Witt**

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Gebhard Wulfhorst

Prüfende der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein
2. Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher

Die Dissertation wurde am 16.08.2018 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 19.11.2018 angenommen.



Für Cristina



## Kurzfassung (Abstract)

Die Kerbtiefe bei Querscheinfugen in Betonfahrbahnen beeinflusst die Rissinduktion im jungen Beton und die Spannungszustände bei Temperaturbelastung im Betriebszustand. Eine Reduktion der Kerbtiefe von 25 % (Regellösung) auf 10 % der Deckendicke beeinflusst die Erstrissbildung unter der Voraussetzung geringer Streuungen der Stoffparameter und großer Maßhaltigkeit beim Einbau der Betonfahrbahn nicht negativ. Im Betriebszustand bewirkt eine reduzierte Kerbtiefe unter großer Temperaturbelastung eine Verminderung der Wahrscheinlichkeit eines Hitzeschadens um den Faktor 50.

The sawcut depth of transverse contraction joints in concrete roads affect the crack induction in early age concrete and the states of stress caused by temperature during operation. The reduction of the sawcut depth from 25 % according to design regulations to 10 % of the concrete pavement thickness does not affect the first cracking negatively if material parameters scatter little and the concrete road is constructed with great dimensional accuracy. During operation the reduced sawcut depth causes a diminished heat damage probability by the factor 50 with the temperature load of a hot summer day.



# Inhaltsverzeichnis

Abkürzungen .....	3
Formelzeichen.....	4
1 Einleitung .....	10
1.1 Hintergründe der Arbeit.....	10
1.2 Zielsetzung der Arbeit .....	12
2 Literaturrecherche .....	14
2.1 Scheinfugenkonstruktionen .....	14
2.2 Schäden im Scheinfugenbereich aus Temperatureinwirkung .....	23
3 Messungen in Betondecken während der Hydratation .....	26
3.1 Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend.....	27
3.2 Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend.....	31
3.3 Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag .....	35
3.4 Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen.....	39
3.5 Vergleich und Wertung der Lastfälle .....	45
4 Laboruntersuchungen zu den Stoffparametern.....	47
4.1 Druckfestigkeit sowie anfänglicher und stabilisierter Elastizitätsmodul.....	49
4.2 Zentrische Zugfestigkeit .....	51
4.2.1 Entwicklung einer Probekörpergeometrie und Versuchsdurchführung .....	51
4.2.2 Messwerte und Entwicklungsfunktion .....	57
4.3 Kriechverhalten .....	58
4.4 Querdehnungsverhalten.....	61
4.5 Wärmedehnzahl .....	63
4.6 Bewertung und Zusammenfassung der Untersuchungen.....	63
5 Modellverfahren zum Rissnachweis im Scheinfugenbereich .....	65
5.1 Einflüsse auf die Entwicklung von Zwangsspannungen .....	65
5.2 Aufbereitung der Temperaturmessdaten .....	70
5.3 Anpassung der Stoffparameter an die Hydratationsrandbedingungen .....	74
5.4 Spannungsrelaxation .....	75

---

5.5	Reißrahmenversuch .....	77
5.6	Verfahren zur zeitschrittweisen Berechnung der Nullspannungstemperatur..	83
5.7	Wahl der Finiten-Elemente .....	90
5.8	Verifikation des Verfahrens .....	91
5.9	Semiprobabilistisches Bewertungsverfahren zum Rissnachweis .....	94
6	Berechnungen zum Reißverhalten der Querscheinfugen .....	101
6.1	Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend .....	103
6.2	Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend .....	107
6.3	Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag .....	110
6.4	Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen .....	113
6.5	Bewertung des Reißverhaltens .....	117
7	Bewertung der Kerbtiefen im Betriebszustand .....	119
7.1	Temperaturmessung in Betondecken im Betriebszustand .....	119
7.2	Versagensmodell nach Ottosen .....	121
7.3	Zuverlässigkeitstheorie.....	126
7.4	Nullspannungstemperaturverlauf und Stoffparameter.....	128
7.5	Untersuchungsmodell.....	133
7.6	Untersuchung unterschiedlicher Kerbtiefen.....	134
8	Bewertung der Ergebnisse und Ausblick.....	139
8.1	Zusammenfassung .....	139
8.2	Schlussfolgerung .....	142
	Literatur .....	145
	Abbildungsverzeichnis.....	155
	Tabellenverzeichnis.....	160
	Anlagenverzeichnis .....	161
	Anlagen .....	162

## Abkürzungen

A 9	Bezeichnung für Bundesautobahn A 9
BV	Betonverflüssiger
CEM	Zement
CEM I	Portlandzement
CEM I 42,5 N	Portlandzement der Festigkeitsklasse 42,5 N
CEM III/..S	Portlandhüttenzement
CNC	computerized numerical control
C1	Verdichtungsmaß des Frischbetons im Konsistenzbereich steif
C30/37	Betonfestigkeitsklasse 30/37
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DIN	Deutsches Institut für Normung
DMS	Dehnmessstreifen
DN	Nennweite
GK	Gesteinskörnung
GK22	Gesteinskörnungsgemisch mit Größtkorn 22 mm
LP	Luftporenbildner
NTC	negative temperature coefficient
OB-RH	Oberflächenbehandlung mit Reaktionsharz
PZ	Portlandzement
PZ 35F	Portlandzement der Festigkeitsklasse 35F
RDO	Richtlinien für die Dimensionierung von Oberbauten
TL	Technische Lieferbedingungen
TV	Technische Vorschriften und Richtlinien
TST	Temperatur-Spannungs-Test
ZTV	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien

# Formelzeichen

## Griechische Formelzeichen

Zeichen	Erklärung	Einheit
$\alpha_T$	Wärmedehnzahl	1/K
$\alpha_T(i), \alpha_T(k)$	Wärmedehnzahl im Zeitschritt i bzw. k	1/K
$\alpha_{T,i}$	Wärmedehnzahl in Schicht i	1/K
$\beta_c$	Beanspruchungszahl	-
$\beta$	Sicherheitsindex nach Cornell	-
$\gamma$	zentraler Sicherheitsfaktor	-
$\partial$	partiell Differential	-
$\delta$	Verformungsbehinderung	%
$\Delta l$	Längendifferenz	mm
$\Delta t$	Zeitdifferenz	s, h, a
$\Delta T$	Temperaturdifferenz	K
$\Delta T_{\text{Beton}}$	Differenz der Betontemperatur	K
$\Delta T_{\text{max}}$	maximale Temperaturdifferenz	K
$\Delta T_N$	Temperaturanteil, der zentrische Spannungen begründet	K
$\Delta T_{\text{Null}}$	Differenz der Nullspannungstemperatur	K
$\Delta T^I$	Zunahme der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der Relaxation	K
$\Delta T^{II}$	Zunahme der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der Dehnungsbehinderung	K
$\Delta x$	horizontaler Abstand in x-Richtung (kartesische Koordinaten)	mm, cm
$\Delta y$	horizontaler Abstand in y-Richtung (kartesische Koordinaten)	mm, cm
$\Delta z$	vertikaler Abstand in z-Richtung (kartesische Koordinaten)	mm, cm
$\varepsilon$	Dehnung	-
$\varepsilon_{\text{as},0}$	Koeffizient zur Berechnung des autogenen Schwindens	-
$\varepsilon_{\text{as}}(t, t_0)$	autogenes Schwinden im Betrachtungszeitraum $t - t_0$	-
$\varepsilon_{\text{cc}}(t, t_0)$	zeitabhängige Kriechdehnung	-
$\varepsilon_{\text{cs}}(t, t_s)$	zeitabhängige Schwinddehnung	-
$\varepsilon_{\text{el}}(t_0)$	elastische Dehnung	-
$\varepsilon_f$	Dehnung beim Höchstwert der Spannung entspr. Dehnung beim Versagen	-
$\varepsilon_{\text{ges}}(t)$	zeitabhängige Gesamtdehnung	-
$\varepsilon_l$	Längsdehnung	-
$\varepsilon_q$	Querdehnung	-
$\varepsilon_s$	In den Längsholmen des Reißrahmens gemessene Dehnung	-
$\varepsilon_x$	Dehnung in x-Richtung	-
$\varepsilon_y$	Dehnung in y-Richtung	-
$\varepsilon_{y0}$	Dehnung an der Fließgrenze	-
$\varphi(i)$	Kriechzahl im Zeitschritt i	-
$\varphi_i$	Kriechzahl in Schicht i	-

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl zum Zeitpunkt $t$ mit Belastung zum Zeitpunkt $t_0$	-
$\varphi(t_0)$	Grundkriechzahl	-
$\Phi(\chi)$	Funktionswert der Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung	-
$\Theta$	Winkel in der Deviatorebene	rad
$\lambda$	Kalibrierparameter des Versagenskriteriums nach Ottosen	-
$\lambda_B$	Wärmeleitfähigkeit des Betons	W/(mK)
$\mu$	Reibungsbeiwert	-
$\mu_R$	Erwartungswert der widerstehenden Seite	entspr.
$\mu_S$	Erwartungswert der einwirkenden Seite	entspr.
$\nu$	Querdehnzahl	-
$\nu_i$	Querdehnzahl in Schicht $i$	-
$\rho$	elektrischer Widerstand unter teilweiser Wassersättigung	$\Omega$
$\rho_B$	Rohdichte von Beton	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_0$	elektrischer Widerstand bei vollständiger Wassersättigung	$\Omega$
$\sigma_f$	Höchstwert der Spannung entspr. Spannung beim Versagen	MPa
$\sigma(k), \sigma(i)$	Spannung im Zeitschritt $k$ bzw. $i$	MPa
$\sigma_{oct}$	Oktaederspannung bzw. hydrostatische Spannung	MPa
$\sigma_P$	Spannung aus zentrischer Last	MPa
$\sigma_R$	Standardabweichung der Dichtefunktion der widerstehenden Seite	entspr.
$\sigma_{Rei\betarahmen}$	im Reißrahmen indirekt gemessene Spannung	MPa
$\sigma_{Rei\betarahmen,max}$	maximale im Reißrahmen indirekt gemessene Spannung	MPa
$\sigma_{Rei\betarahmen,min}$	minimale im Reißrahmen indirekt gemessene Spannung	MPa
$\sigma_S$	Standardabweichung der Dichtefunktion der einwirkenden Seite	entspr.
$\sigma_{Superposition}$	Auf Grundlage des Superpositionsprinzips errechnete Spannung	MPa
$\sigma_{Superposition,min}$	minimale mittels Superpositionsprinzip errechnete Spannung	MPa
$\sigma_{TNull}$	Über die errechnete Nullspannungstemperatur ermittelte Spannung	MPa
$\sigma_x$	Spannung in kartesischer x-Richtung	MPa
$\sigma_y$	Spannung in kartesischer y-Richtung	MPa
$\sigma_{y0}$	Fließspannung	MPa
$\sigma_M$	Standardabweichung der Sicherheitsmarge	entspr.
$\sigma_W$	Wölbspannung	MPa
$\sigma_1$	1. Hauptspannung	MPa
$\sigma_2$	2. Hauptspannung	MPa
$\sigma_3$	3. Hauptspannung	MPa
$\sigma_{1max}$	maximale 1. Hauptspannung	MPa
$\sigma_{2max}$	maximale 2. Hauptspannung	MPa
$\sigma_{3max}$	maximale 3. Hauptspannung	MPa
$\tau$	Tangentenwinkel	rad
$\tau_{oct}$	Oktaederschubspannung bzw. Deviatorspannung	MPa

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
$\chi$	Koordinate der Standardnormalverteilung	-
$\psi(t, t_0)$	Spannungsrelaxation zum Zeitpunkt $t$ unter $\varepsilon = \text{const}$ ab Zeitpunkt $t_0$	-
$\dot{\omega}$	Wärmestromdichte	W/m <sup>3</sup>

**Lateinische Formelzeichen**

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
A	Kalibrierparameter des Versagenskriteriums nach Ottosen	-
a	Parameter	-
$A_c$	Querschnittfläche eines Probekörpers	mm <sup>2</sup>
$A_K$	Parameter der Klothoide	mm
$A_{K_r}$	Kalibrierfaktor zur Bestimmung der Grundkriechzahl	-
$A_S$	Querschnitt der Längsholme des Reißrahmens	mm <sup>2</sup>
$A_T$	Summe der quadrierten Temperaturresiduen	K <sup>2</sup>
B	Kalibrierparameter des Versagenskriteriums nach Ottosen	-
$B_K$	Kalibrierfaktor zur Bestimmung der Grundkriechzahl	MPa
b	Parameter	-
$b_D$	Breite der Betondecke	mm
c	Parameter	-
$c_B$	spezifische Wärmekapazität des Betons	J/(kgK)
$c_i$	Beiwert zur Berechnung der Ersatzdicke des gebundenen Oberbaus	-
$c_F$	Federsteifigkeit des Reißrahmens	N/mm
$C(k), C(i)$	Spannungsabhängige Dehnung im Zeitschritt $k$ bzw. $i$	1/MPa
D	Größtkorn	mm
$d_D$	Deckendicke	cm
$d_{TS}$	Dicke der Tragschicht	cm
d	Parameter	-
e	Parameter	-
E	Einheitsmatrix	-
$E_A$	Aktivierungsenergie des Zements	kJ/mol
$E_{anf,m}$	mittlerer anfänglicher Elastizitätsmodul	MPa
$E_{anf,m}(t)$	mittlerer vom Alter abhängiger anfänglicher Elastizitätsmodul	MPa
$E_{Beton}$	Elastizitätsmodul Beton	MPa
$E(i), E(k)$	Elastizitätsmodul im Zeitschritt $i$ bzw. $k$	MPa
$E_i$	Elastizitätsmodul in Schicht $i$	MPa
$E_s$	Elastizitätsmodul der Längsholme des Reißrahmens	MPa
$E_{stab,m}$	mittlerer stabilisierter Elastizitätsmodul	MPa
$E_{stab,m}(t)$	mittlerer vom Alter abhängiger stabilisierter Elastizitätsmodul	MPa
$E_{TS}$	Elastizitätsmodul der gebundenen Tragschicht	MPa
$E_U$	Elastizitätsmodul des Untergrundes	MPa
$E_{v2}$	Verformungsmodul (zweiter Belastungszyklus beim Plattendruckversuch)	MPa
$E(z)$	Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Koordinate $z$	MPa

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
F	Last	kN
f	Parameter	-
$f_c$	Zylinderdruckfestigkeit / Druckfestigkeit ohne Querdehnungsbehinderung	MPa
$f_{c,k}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	MPa
$f_{c,m}$	mittlere Zylinderdruckfestigkeit	MPa
$f_{ct}$	zentrische Zugfestigkeit	MPa
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit	MPa
$f_{ct,m}$	mittlere zentrische Zugfestigkeit	MPa
$f_{c,m}(t)$	mittlere vom Alter abhängige Zylinderdruckfestigkeit	MPa
$f_{ct,m}(t)$	mittlere vom Alter abhängige zentrische Zugfestigkeit	MPa
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit	MPa
$f_{ct,sp,m}$	mittlere Spaltzugfestigkeit	MPa
$F_{max}$	Höchstlast	kN
$f_{2t}$	zweiachsiale Zugfestigkeit	MPa
$f_{3t}$	dreiachsiale Zugfestigkeit	MPa
G	Stundenwert der Globalstrahlung	Wh/m <sup>2</sup>
g	Erdbeschleunigung	m/s <sup>2</sup>
$G_{max}$	Maximaler Stundenwerte der Globalstrahlung	Wh/m <sup>2</sup>
h	Höhe	mm
$h^*$	Ersatzdicke des gebundenen Oberbaus	mm
i	Laufvariable über die Zeitschritte	-
$I_{1\sigma}$	1. Invariante des Spannungstensors	MPa
$I_{2\sigma}$	2. Invariante des Spannungstensors	MPa <sup>2</sup>
$I_{3\sigma}$	3. Invariante des Spannungstensors	MPa <sup>3</sup>
$J_{1\sigma}$	1. Invariante des deviatorischen Spannungstensors	MPa
$J_{2\sigma}$	2. Invariante des deviatorischen Spannungstensors	MPa <sup>2</sup>
$J_{3\sigma}$	3. Invariante des deviatorischen Spannungstensors	MPa <sup>3</sup>
k	Zeitschritt	-
K	Gerätekonstante des Reißrahmens	1/MPa
$K_{fikt}$	fiktiver Bettungsmodul	N/mm <sup>3</sup>
$K_{If}$	stress intensity factor	MPa $\sqrt{mm}$
$K_{Ottosen}$	mit dem Versagenskriterium nach Ottosen errechneter Wert	-
$k_{Sim}$	Mittels numerischer Simulation ermittelter Kalibrierfaktor	-
$k(T)$	Geschwindigkeitskonstante in Abhängigkeit der Temperatur	-
$K(t_i)$	Geschwindigkeitskonstante im Zeitschritt i	-
$K_1$	Kalibrierparameter des Versagenskriteriums nach Ottosen	-
$K_2$	Kalibrierparameter des Versagenskriteriums nach Ottosen	-
L	Länge der Klothoide	mm
l	Länge	mm, cm, m
$l_c$	Länge des halben Probekörpers beim Reißrahmenversuch	mm

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
$l_{ch}$	charakteristische Länge	mm
$L_{\mu}$	Länge des freien Plattenendes	mm
$l_R$	Länge der Längsholme des halben Reißrahmensystems	mm
$M$	Moment	Nmm
$N$	Sättigungsexponent	-
$n$	Anzahl	-
$\emptyset$	Durchmesser	mm
$P_f$	Versagenswahrscheinlichkeit	%
$P(t)$	Zeitabhängiger Stoffparameter	entspr.
$P_{max}$	Stoffparameter bei $t \rightarrow \infty$	entspr.
$P_1$	Regressionsparameter	-
$P_2$	Regressionsparameter	-
$P_3$	Regressionsparameter	-
$P_4(t_0)$	vom Hydratationsgrad abhängiger Kalibrierfaktor	-
$P_5(t_0)$	vom Hydratationsgrad abhängiger Kalibrierfaktor	-
$Q_T$	Summe der quadrierten Temperaturabweichungen vom Mittelwert	K <sup>2</sup>
$R_G$	Universelle Gaskonstante (0,008314)	kJ/(molK)
$R$	Radius	mm
$r$	nichtlinearer Korrelationskoeffizient	-
$r_F$	Relative Feuchte	%
$r_{min}$	minimaler nichtlinearer Korrelationskoeffizient	-
$S$	Spannungstensor	MPa
$S_s$	Spannungszustand am Punkt S	MPa
$S_c$	Spannungszustand auf der Bruchfläche	MPa
$S_H$	Sperrkoeffizient eines Nachbehandlungsmittels	%
$\tilde{S}_{oct}$	deviatorischer Spannungstensor	MPa
$SumNN$	Stundenwert der Niederschlagshöhe	mm
$S_w$	Wassersättigung	-
$T$	Temperatur	°C
$t$	Zeit	s, h, a
$t_{as}$	Referenzzeit	h
$T_{ber,i}$	errechneter Temperatureinzelwert	°C
$T_{Beton}$	Betontemperatur	°C
$T_{Beton,max}$	maximale Betontemperatur	°C
$T_{Beton,min}$	minimale Betontemperatur	°C
$T_{Boden}$	Bodentemperatur	°C
$T_e$	Temperaturanteil, der Eigenspannungen begründet	K
$T_{gem,i}$	gemessener Temperatureinzelwert	°C
$T(i), T(k)$	Temperatur im Zeitschritt i bzw. k	°C

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
$T_i$	Temperatur in Schicht i	°C
$t_k$	Kerbtiefe im Verhältnis zur Deckendicke bzw. absolut	%, mm
$T_{\text{Kryostat}}(t)$	zeitabhängige Temperatur im Kryostat	K
$t_{\text{lin}}$	Linearer Temperaturgradient	K/mm
$t_{\text{lin,max}}$	maximaler linearer Temperaturgradient	K/mm
$T_{\text{Luft}}$	Lufttemperatur	°C
$T_{\text{Luft,max}}$	maximale Lufttemperatur	°C
$T_{\text{Luft,min}}$	minimale Lufttemperatur	°C
$T_{N,\text{max}}$	Maximale über die Deckenhöhe gleichmäßige Temperatur	°C
$T_{\text{Null}}$	Nullspannungstemperatur	°C
$T_{\text{Null},i}$	Nullspannungstemperatur in Schicht i	°C
$T_{\text{Null}}(k)$	Nullspannungstemperatur im Zeitschritt k	°C
$t_{\text{Null,lin}}$	linearer Nullspannungstemperaturgradient	K/mm
$T_N(t)$	Zeitabhängige über die Deckenhöhe gleichmäßige Temperatur	°C
$t_p$	Proportionalitätsfaktor	d, h
$T_{\text{Soll}}(t)$	Zeitabhängige Soll-Temperatur	K
$T_{\text{TS}}$	Temperatur in der gebundenen Tragschicht	°C
$t_w$	wirksame Zeit	h
$t_{w,i}$	wirksame Zeit in Schicht i	h
$t_w(i), t_w(k)$	Wirksame Zeit im Zeitschritt i bzw. k	h
$t_{w,0}$	wirksame Zeit zum Belastungszeitpunkt	h
$f(x)$	Funktion in der Näherungsformel für $\Phi(x)$	-
$T(z)$	Temperatur in Abhängigkeit der Koordinate z	°C
$t_0$	Belastungszeitpunkt	s
$u$	Verformung	mm
$u_x$	Verschiebung in x-Richtung	mm
$u_y$	Verschiebung in y-Richtung	mm
$\text{Var}$	Variationskoeffizient	-
$\text{Var}_i$	Variationskoeffizient i	-
$\text{Var}_R$	Variationskoeffizient der widerstehenden Seite	-
$\text{Var}_S$	Variationskoeffizient der einwirkenden Seite	-
$v_w$	Windgeschwindigkeit	m/s
$w$	Öffnungsweite	mm
$w_{\text{max}}$	maximale vertikale Verformung bei einem „blow up“	cm
$X$	Kalibrierfaktor nach Dahl	-
$x$	Koordinate in x-Richtung (kartesische Koordinate)	mm, cm
$y$	Koordinate in y-Richtung (kartesische Koordinate)	mm, cm
$z$	Koordinate in z-Richtung (kartesische Koordinate)	mm, cm
$Z(x)$	Funktion in der Näherungsformel für $\Phi(x)$	-

# 1 Einleitung

## 1.1 Hintergründe der Arbeit

Betonfahrbahnen werden in Deutschland mit Ausnahme einiger Versuchsstrecken unbewehrt ausgeführt und durch die Anordnung von Quer- und Längsscheinfugen so in Einzelplatten unterteilt, dass Beanspruchungen aus Temperatur- und Feuchteänderungen in Kombination mit den Beanspruchungen aus Verkehr den Widerstand des unbewehrten Straßenbetons nicht überschreiten.

Im Juni 2013 trat auf Bundesautobahnen im Süden Deutschlands während einer Hitzeperiode, die sehr kühl und nasser Witterung folgte, eine Vielzahl an Hitzeschäden an Fahrbahnbetondecken auf, die das Ende ihrer der Dimensionierung zugrunde gelegten Nutzungszeit erreicht oder zum Teil schon deutlich überschritten hatten. Hierbei zeigten sich zumeist Abplatzungen im Bereich der Querscheinfugen oder aber die Betondecke versagte vollständig durch „Übereinanderschieben“ oder Aufstellen zweier aufeinander folgender durch Querscheinfugen getrennter Platten. Aufgrund dieser Schäden, die auf einzelnen Streckenabschnitten aus Gründen der Verkehrssicherungspflicht Geschwindigkeitsbeschränkungen während heißer Witterung erforderlich machten, wird die Betondeckenbauweise in der Öffentlichkeit und Politik derzeit kritisch hinterfragt.

Nach den Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken werden in Deutschland Betondecken konstruktiv so bemessen, dass auf Grundlage eines semiprobabilistischen Verfahrens zum Ende des 30-jährigen Nutzungszeitraums ein Anteil von 5 % der Betonplatten Schäden in Form von Rissen aufgrund der Einwirkungen aus Verkehrslast und Temperatur aufweisen [1]. Oberbauaufbauten mit Fahrbahnbetondecken stellen daher sehr dauerhafte und bei entsprechender Belastung beispielsweise auf einem Autobahnabschnitt äußerst wirtschaftliche Bauweisen dar, da während der vorbeschriebenen Nutzungszeit vergleichsweise geringe Aufwendungen für Instandhaltung und Instandsetzung wie die Erneuerungen von Fugenfüllungen anfallen. Bei Asphaltbauweisen hingegen müssen während des 30-jährigen Nutzungszeitraums die Deckschicht mehrmals und die Binderschicht mindestens einmal erneuert werden. Auch ökologische Gesichtspunkte finden aufgrund des gesteigerten Umweltbewusstseins zukünftig mehr Beachtung. Milachowski et al. [2] kommen bei

vergleichenden Untersuchungen von Asphalt- und Betonoberbauweisen auf Basis von Ökobilanzen zu dem Schluss, dass Betonbauweisen bei einer den Herstellungs- und Erhaltungsaufwand zusammenfassenden Betrachtung bei den Wirkungskategorien „Abbau der stratosphärischen Ozonschicht bzw. Bildung von sogenannten Ozonlöchern“, „Bildung von bodennahem Ozon bzw. Sommersmog“, „Versauerung von Böden und Überdüngung von Gewässern“ deutlich geringere potentielle Umweltwirkungen aufweisen; beim Treibhauspotential besteht zwischen den Beton- und Asphaltbauweisen kein signifikanter Unterschied. Weiter berichten mehrere Autoren wie Patten et al. [3] von Treibstoffeinsparungen des Schwerverkehrs bei den im Vergleich zu den Asphaltoberbauten steiferen Betondecken. Bei Vorhandensein ausreichender Schwerverkehrsbelastung kann die Betondeckenbauweise gegenüber der Asphaltbauweise wirtschaftliche und auch ökologische Vorteile aufweisen. Die oben dargestellte Fugenproblematik hingegen stellt derzeit einen Nachteil im Wettbewerb nachhaltiger Bauweisen dar.

In den vergangenen Jahren wurden in umfangreichen Forschungsarbeiten die Grundlagen für die richtlinienbasierte rechnerische Dimensionierung von Betondecken geschaffen. Die Konstruktionsgrundlagen der Scheinfugenkonstruktionen hingegen fußen auf Forschungsergebnissen von vor zum Teil 45 Jahren (siehe Kapitel 2.1). Dies ist bemerkenswert, da Scheinfugen aufgrund ihrer konstruktiven Gestaltung mit planmäßiger Schwächung des Bauteils Betondecke im Hinblick auf die Versagenssicherheit unter Zwangsspannungen infolge Temperaturbelastung ein sehr wichtiges Konstruktionsdetail der Betondeckenbauweise darstellen und daher entsprechend dem heutigen Wissensstand überprüft und weiterentwickelt werden sollten. Dies vor dem Hintergrund, dass auch am Ende der für die Dimensionierung der Fahrbahnbetondecke zugrunde gelegten Nutzungsdauer unter regelgerechtem Betrieb und unter Durchführung der erforderlichen Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen ein Versagen der Betondeckenkonstruktion im Fugenbereich mit ausreichender Sicherheit ausgeschlossen werden soll. Von zentraler Bedeutung ist die Tiefe der unter den später endgültig ausgeführten Scheinfugen geschnittenen Fugenkerben, da durch sie zum einen die Rissinduktion gesteuert wird und zum anderen eine Abhängigkeit der im Betriebszustand aus Temperaturbelastung herrührenden Zwangsspannungen im Scheinfugenbereich von der Querschnittsschwächung besteht.

## 1.2 Zielsetzung der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit werden nach einer Literaturrecherche zum derzeitigen Stand der Wissenschaft und Technik zur Thematik der Scheinfugenkonstruktionen (Kapitel 2) Verfahren mit dem Ziel entwickelt, die instationären Spannungszustände im Scheinfugenbereich sowohl während der Zementhydratation (Kapitel 5) als auch im Betriebszustand (Kapitel 7) unter Einsatz der Berechnungsmethode der Finiten Elemente abzubilden und unter wahrscheinlichkeitsbasierten Ansätzen zu bewerten. Abbildung 1.1 gibt einen Überblick über die Unterschiede bei den Stoffparametern, mechanischen Modellen, maßgebenden kritischen Spannungszuständen und im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zur Beurteilung von unterschiedlichen Kerbtiefen bei Scheinfugenkonstruktionen in unbewehrten Betonfahrbahnen während der Hydratation und im Betriebszustand.

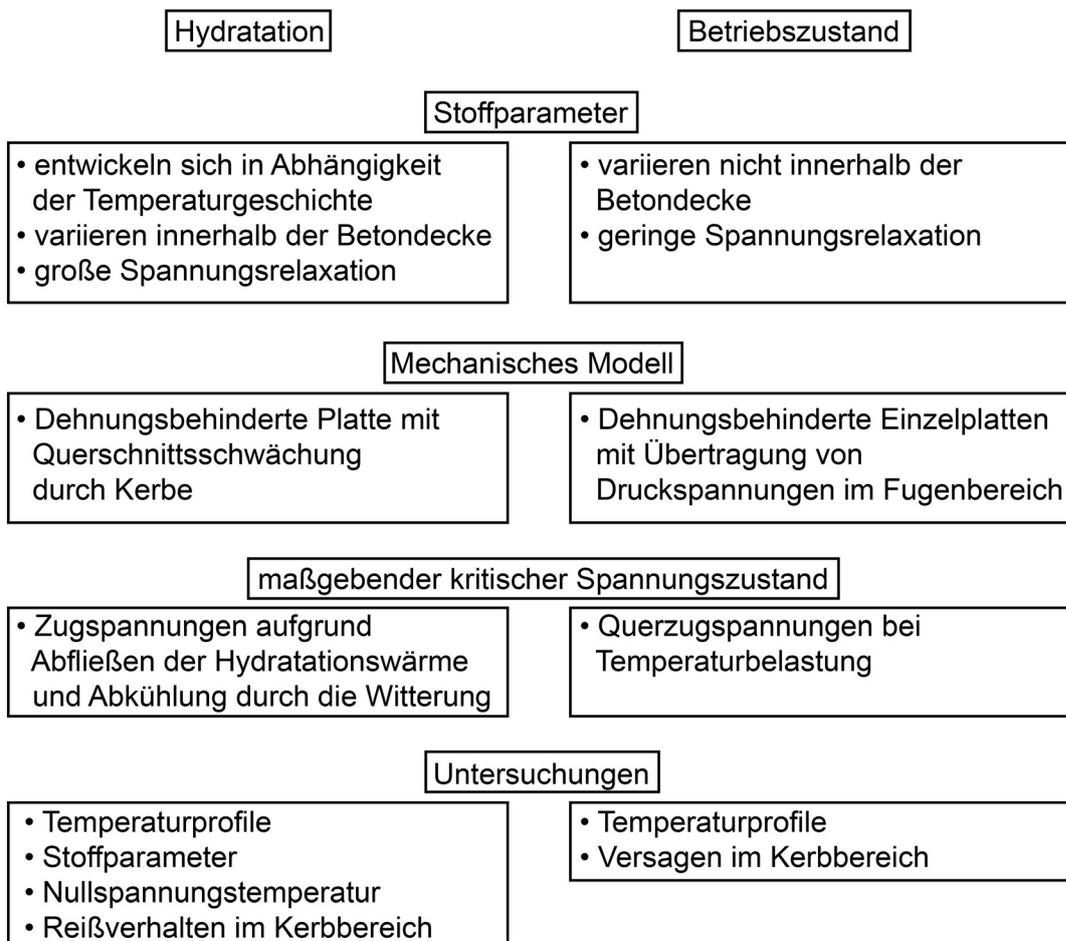


Abbildung 1.1: Stoffparameter, Mechanische Modelle, maßgebende kritische Spannungszustände und durchgeführte Untersuchungen während der Hydratation und im Betriebszustand

Sowohl die während der Hydratation (Kapitel 3) als auch die im Betriebszustand (Kapitel 7) auftretenden Temperaturbelastungen wurden im Zuge von Messungen in Betondecken gewonnen. Zur Ermittlung der für die Finite-Elemente-Modellierungen erforderlichen und vom Hydratationsfortschritt abhängenden Stoffparameter erfolgten Laborversuche (Kapitel 4). Zur wirklichkeitsnahen Abbildung des mechanischen Verhaltens eines gekerbten und aufgrund des Hydratationsprozesses über die Deckendicke nicht konstante Materialparameter aufweisenden Deckensystems und des Rissnachweises im Scheinfugenbereich wird ein neues Berechnungsverfahren entwickelt (Kapitel 5), wobei die instationären Verläufe der Nullspannungstemperaturen in der Betondecke abgebildet werden. Die Bewertung der Spannungszustände im Scheinfugenbereich erfolgt unter Einsatz eines dreidimensionalen Versagensmodells und eines semiprobabilistischen Verfahrens (Kapitel 7).

Die Untersuchungen der Stoffparameter blieben aufgrund des zur Versuchsdurchführung großen Aufwands auf eine Fahrbahnbetonrezeptur beschränkt und sämtliche Untersuchungsmodelle bilden eine mögliche in der Belastungsklasse Bk100 der Richtlinien zur Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen [4] auszuführende Betondecke mit der Dicke  $d_D = 26$  cm auf Asphalttragschicht mit der Dicke  $d_{TS} = 10$  cm ab. Daher bestand eine Zielsetzung dieser Arbeit darin, Untersuchungsverfahren so zu entwickeln, dass sie unter Einsatz von Standard-Finite-Elemente-Softwareprodukten, die eine Skripteingabe unterstützen, bzw. in Standardprogrammiersprachen umgesetzt werden können und somit weitere Berechnungen möglich sind.

Weiter wurde Wert darauf gelegt, dass möglichst praxistaugliche Methoden zur Bestimmung der zeitabhängigen Entwicklung der Stoffparameter während der Hydratation eingesetzt werden, so dass auch in diesem Zusammenhang die entwickelten Verfahren unter Zugrundelegung der an anderen Betonrezepturen gewonnenen Versuchsergebnisse anwendbar sind.

## 2 Literaturrecherche

### 2.1 Scheinfugenkonstruktionen

Seit den 70er Jahren des letzten Jahrhunderts werden unbewehrte Betonfahrbahnen in Deutschland raumfugenlos hergestellt. Die Fahrbahnbetondecke wird mittels Scheinfugen so in Einzelplatten unterteilt, dass Einwirkungen aus Temperatur, Schwinden und Quellen und Verkehrslast nicht zu einer Überschreitung der Festigkeit führt. Zuvor wurden bis 1952 die Fahrbahnbetondecken mit Raumfugen bestehend aus einem 14 mm bis 18 mm dicken astfreien Holzbrett im Abstand von 10 m bis 20 m in Einzelplatten unterteilt, mit dem Ziel bei Erwärmung eine Verlängerung dieser Platten zu ermöglichen. Aufgrund des großen Instandhaltungsaufwands wurden ab 1952 der Abstand der Raumfugen auf 30 m bis 50 m erhöht und zwischen diesen Scheinfugen in einem Abstand von 7,5 m bis 10 m erstellt. [5] Die Bauweise mit Anordnung von Raumfugen führt im Vergleich zu einer Bauweise ohne diese zu einem stärkeren Öffnen der Scheinfugen, da auch die damals verwendeten Holzeinlagen der Raumfugen ein nur sehr geringes Rückstellvermögen bei tiefen Temperaturen aufwiesen. [6] Dies hatte zur Folge, dass – auch aufgrund nicht ausreichender Fugenpflege und Instandhaltung – Schmutz und Feinanteile in die Scheinfuge eindringen. Dies führte zu erhöhten Spannungen im Fugenbereich bei heißer Witterung und in der Folge zu Hitzeschäden oder auch zu einem Ausknicken der Plattenenden nach oben. [5] Mit Einführung der TV Beton 72 [7] entfielen zur Vermeidung der vorbeschriebenen Schäden die Raumfugen und der Scheinfugenabstand wurde auf 5 m verkürzt. Die Konstruktionsmerkmale der Scheinfugen haben sich in der Zwischenzeit nur wenig verändert. Nach den derzeit gültigen ZTV Beton-StB 07 [8] wird die Betonfahrbahn so durch Fugen unterteilt, dass die Plattenabmessungen in der Regel das 25-fache der Plattendicke bzw. eine Kantenlänge von 7,50 m nicht überschreiten. Zur Sicherstellung der Querkraftübertragung im Scheinfugenbereich werden kunststoffbeschichtete Dübel mit Durchmesser 25 mm in halber Deckenhöhe eingebaut. Die Ausbildung von Querscheinfugen ist in Abbildung 2.1 dargestellt.

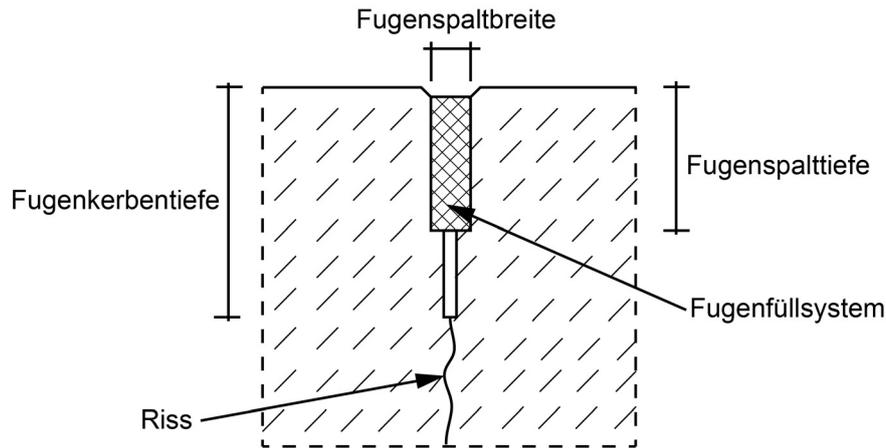


Abbildung 2.1: Ausschnitt einer Querscheinfuge in Fahrbahndecken aus Beton nach [9]

Die Kerben von Querscheinfugen weisen von der Oberseite der Decke gemessen eine Tiefe von  $25\% \leq t_k \leq 30\%$  der Deckendicke auf. Sie müssen in Abhängigkeit vom Erhärtungsgrad zum richtigen Zeitpunkt geschnitten werden, so dass sie zum einen als Sollbruchstelle wirken bevor in der erhärtenden Betondecke Zugspannungen wirken, die die Festigkeit übersteigen, und zum anderen Kantenschäden vermieden werden [10].

In Österreich werden Scheinfugen in Betonfahrbahndecken, wie in den RVS 08.17.04 [11] festgelegt, ebenfalls nach den oben dargestellten Konstruktionsgrundlagen hergestellt. Zu beachten ist jedoch, dass hier Portlandhüttenzemente CEM III/..S mit latent hydraulischen Eigenschaften zum Einsatz kommen und der Hydratationsvorgang im Vergleich zu den in Deutschland hauptsächlich eingesetzten Portlandzementen CEM I verlangsamt abläuft.

Im deutschsprachigen Raum sind neuere Untersuchungen zur konstruktiven Ausbildung von Scheinfugen nicht bekannt.

Gnad [12] untersuchte in einem im Freigelände des Prüfamtes für Verkehrswegebau aufgebauten steifen Spannbetonrahmen mit einer lichten Weite von 31 m an  $b_D = 75$  cm breiten und  $d_D = 21$  cm bzw.  $d_D = 16$  cm dicken Fahrbahnbetondecken mit verdübelten und unverdübelten Scheinfugen im Abstand von 7,5 bzw. 5,0 m das Hitzeschadenverhalten. Bei den beiden 16 cm dicken Betondecken mit verdübelten und unverdübelten Scheinfugen konnte jeweils ein Hitzeschaden an einer Scheinfuge bei einer Längsdruckspannung in der Betondecke von  $\sigma = 16$  MPa bzw.  $\sigma = 17$  MPa ausgelöst werden. Dabei wurde eine über die Deckendicke gleichmäßige Temperatursteigerung und ein nach Lechner [13] auch in situ an heißen Sommertagen auftretender positiver Temperaturgradient von  $t_{in} = 0,08$  K/mm bis  $t_{in} = 0,09$  K/mm mit

Infrarotstrahlern herbeigeführt; hydraulische Pressen erzeugten die zum Versagen der Konstruktion erforderlichen zusätzlichen Längsdruckspannungen. Abbildung 2.2 zeigt die im Scheinfugenbereich in der Folge des Hitzeschadens übereinander geschobenen Betondeckenplatten. Folgende Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchungen sind im Rahmen dieser Arbeit von Interesse:

- Der Einfluss der Dübel auf den Eintritt eines Hitzeschadens ist von untergeordneter Bedeutung.
- Das Versagen des Betons ist auf Querkzugspannungen im Umlenkungsbereich der Spannungstrajektorien zurückzuführen.
- Der Kerbschnitt sollte auf höchstens 30 % der Deckendicke begrenzt werden.
- Schwankungen in der Deckendicke und Betonfestigkeit sollten vermieden werden und auf Raumfugen sollte zur Vermeidung der oben beschriebenen Verschmutzung der Scheinfugen aufgrund vergrößerter Fugenöffnungen verzichtet werden.

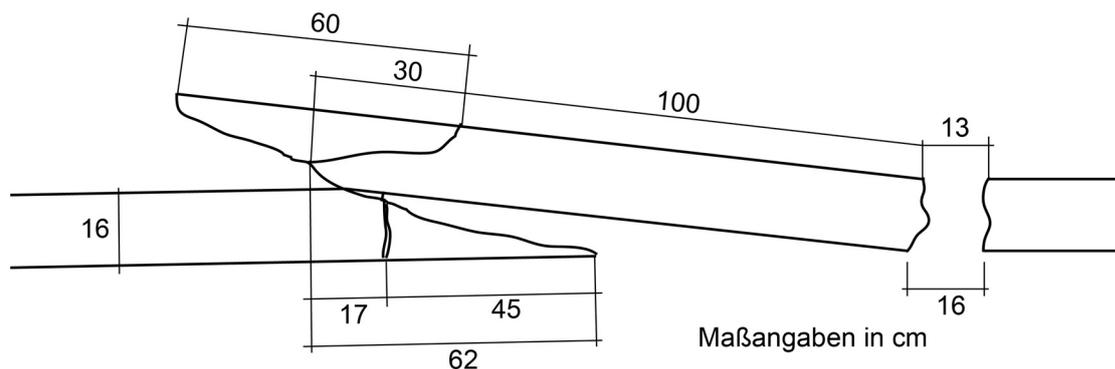


Abbildung 2.2: Hitzeschaden im Großversuchsstand nach [12]

Lempe [14] untersuchte den Einfluss kammartig ausgebildeter Kerben bezüglich der Rissbildung. Hierzu wurden Betonprüfkörpern, die den Nahbereich einer Fugenkerbe in einer Betonfahrbahn abbilden, mit den Abmessungen  $l = 200$  cm,  $b_D = 150$  cm und  $d_D = 22$  cm mit unterschiedlich ausgebildeten kammartigen Querschnittsschwächungen in der Mitte der Prüfkörper auf Schienen gelagert und zentrisch bis zum Bruch belastet. In Abbildung 2.3 sind die unterschiedlichen untersuchten Formen der Fugeneinlagen und die Querschnittsschwächung gegenüber dem rechnerisch ermittelten Verhältniswert aus Bruchspannung am geschwächten zum ungeschwächten Betonquerschnitt dargestellt. Die lineare Abhängigkeit lässt darauf schließen, dass die Geometrie der Kerbe wenig Auswirkung auf das Reißverhalten hat; wesentlich ist in diesem Zusammenhang die Größe der Querschnittsschwächung. Theoretische Überlegungen

zeigten, dass sich die Lage der Schwerachse des Restquerschnittes durch kammartige Kerben günstig beeinflussen lässt, das heißt die Exzentrizität der resultierenden Kraffteinleitung im Restquerschnitt ist im Fugenbereich geringer.

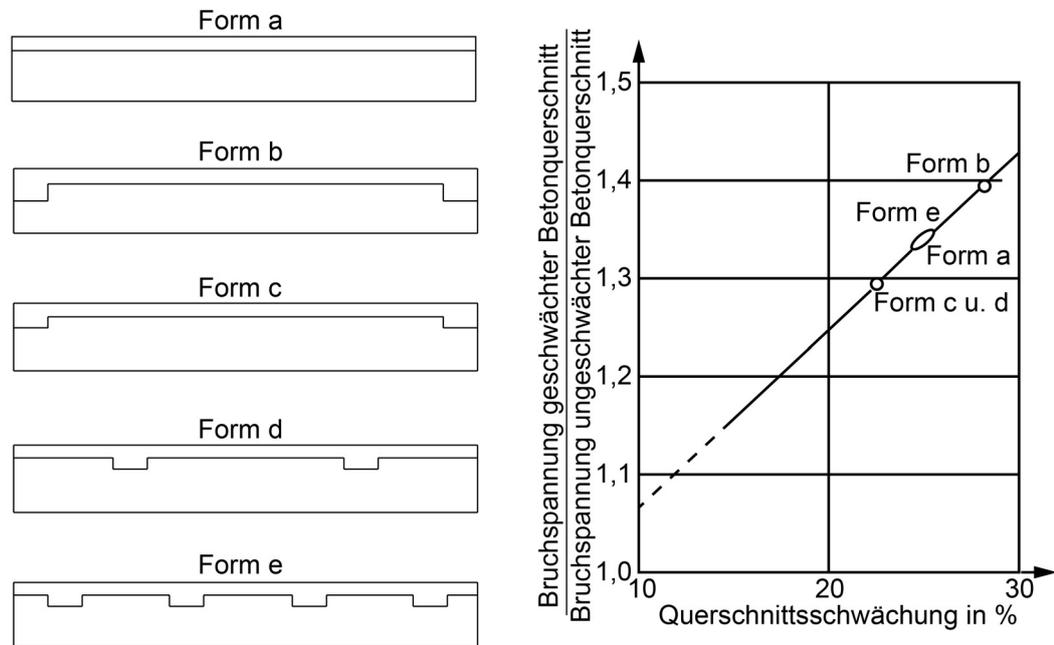


Abbildung 2.3: Art der Fugeneinlage und Spannungsverhältnisse beim Bruch in Abhängigkeit der Querschnittsschwächung nach [14]

Zachleher [15] führte Versuche an gekerbten Betondeckenstreifen entsprechend einem Querschnitt einer Richtungsfahrbahn mit zwei Fahr- und einem Seitenstreifen bestehend aus  $d_D = 20$  cm bzw.  $d_D = 22$  cm dicken Betondecken mit und ohne Verbund auf einer 15 cm bzw. 25 cm dicken hydraulisch gebundenen Tragschicht während der Hydratation durch und untersuchte die Entwicklung der Zwangs- und Eigenspannungen theoretisch. Die Ergebnisse zeigten, dass die Witterungseinflüsse erheblichen Einfluss auf die Entwicklung der Zwangs- und Eigenspannungen haben. Bei einem Einbau an einem heißen Sommertag führen durch das Abfließen der Hydratationswärme bedingte Biegezwangsspannungen aus Temperaturgradient und Eigengewicht nach einer klaren Nacht mit Abkühlung der Luft um  $\Delta T > 15$  K zur Rissbildung. Witterungen mit geringen Tag- / Nachttemperaturschwankungen haben geringere Biegezwangsspannungen zur Folge. Die Rissbildung tritt dann aufgrund von zentrischen Zwangsspannungen, hervorgerufen durch die Reibung zwischen Betondecke und Tragschicht, später auf. In diesem Fall ist der Rissabstand größer und er kann mehrere Plattenlängen betragen. Abbildung 2.4 zeigt die Ergebnisse von mechanisch / probabilistischen Berechnungen nach der Momentenmethode (diese wird in Kapitel 5.9 erläutert) bezüglich der

Rissbildung in einer Scheinfuge in Abhängigkeit der Kerbtiefe für reine Zugbeanspruchung ( $\sigma_w = 0$ ) und reine Biegebeanspruchung ( $\sigma_p = 0$ ) unter Annahme der Variationskoeffizienten für die Zugfestigkeit von  $\text{Var} = 0,2$  und für die Biegezugfestigkeit von  $\text{Var} = 0,16$ . Bei einer Kerbtiefe von  $t_k = 30\%$  der Deckendicke ergeben sich Wahrscheinlichkeiten für das Reißen der Scheinfuge von  $P_f = 89,0\%$  bei zentrischer Zugbelastung und von  $P_f = 98,1\%$  bei Biegebeanspruchung. Damit ist nach Zachlehner eine ausreichende Sicherheit gegen wilde Rissbildung gegeben.

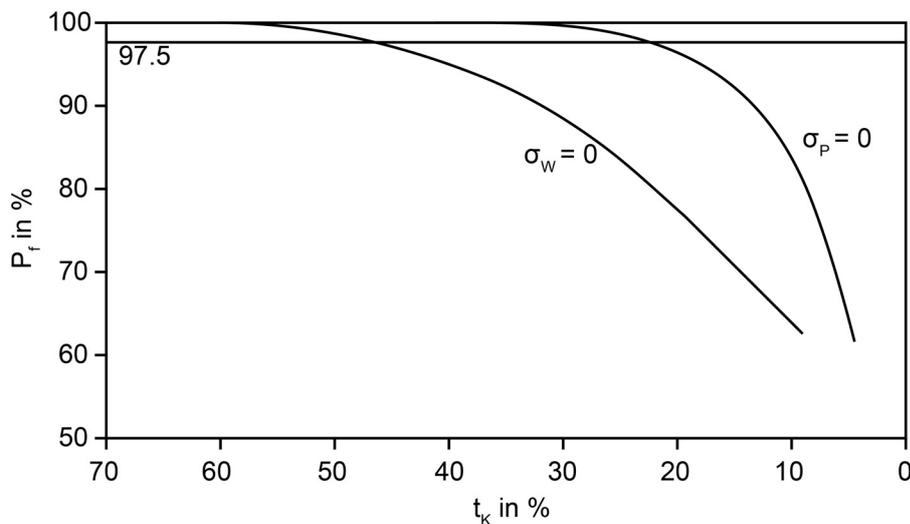


Abbildung 2.4: Wahrscheinlichkeit für das Eintreten eines Risses im Fugenbereich getrennt nach reiner Zugbeanspruchung und reiner Biegebeanspruchung nach [15]

Guericke berichtete in [16] von der Herstellung „Überdeckter Fugen“ in der ehemaligen DDR. Bei dieser Bauweise wurden zugkraftunterbrechende aber druckkraftübertragende wechselseitig profilierte Fugeneinlagen mit einer Höhe von bis zu 90 % der Deckendicke (siehe Abbildung 2.5) in den Frischbeton eingerüttelt, sodass zum einen aufgrund der großen Querschnittsschwächung die Fugen gleichmäßig reißen und zum anderen aufgrund der Konsolgeometrie der Fugeneinlage eine querkraftübertragende Fuge ausgebildet wird. Weingart [17] nennt diese Art der Fugen „Konsolscheinfugen“ und beschreibt den Einbau in einer Versuchsstrecke bei Neuss mit Fließbeton unter Einsatz eines Fugenschwertes. Die Fugen rissen gleichmäßig und auf ein Nachschneiden und Fugenverguss konnte verzichtet werden. Weingart kommt zu dem Schluss, dass Konsolscheinfugen eine alternative Scheinfugenkonstruktion beispielsweise bei Bushaltestellen, Containerstellflächen, Lagerflächen, Hallenfußböden oder auch Radwegen darstellen.

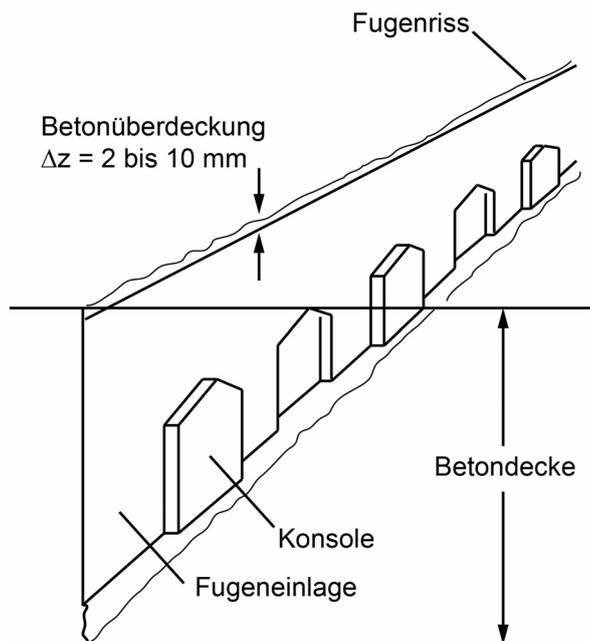


Abbildung 2.5: Überdeckte Fuge mit wechselseitig profilierter Fugeneinlage nach Guericke in [16]

Förster [18] untersuchte unter Einsatz der Methode der Finiten Elemente die Temperaturentwicklung innerhalb einer Betondecke mit der Belastung aus Lufttemperatur und Globalstrahlung aus dem „Hitzesommer“ 2003. Für den Tag mit der größten Temperaturbeanspruchung erfolgte eine mechanische Spannungsanalyse in einem dreidimensionalen Modell unter Ansatz mehrerer Szenarien angenommener Nullspannungstemperaturverläufe innerhalb der Betondecke. Im Ergebnis kann allein aus Temperatureinwirkung ohne Vorschädigung kein Hitzeschaden eintreten. Aufbauend auf den Untersuchungen schlägt Förster als Alternative zur Regellösung mit Rissinduktion durch Ankerben von oben eine Querschnittsschwächung mit einer kippsicheren, steifen T-Profil-Einlage vor, die auf der Unterlage der Betondecke befestigt wird. Berechnungen mit diesem Alternativsystem zeigten eine erhebliche Reduktion der mechanischen Spannungen im Fugenbereich, da aufgrund des Entfalls der Fugenkerbe Querspannungen aus dem Umlenken der Spannungstrajektorien vermieden werden. Untersuchungen zum Reißverhalten und zur Ausbildung der Fuge an der Betondeckenoberkante wurden nicht durchgeführt.

In den USA werden unbewehrte Fahrbahnbetondecken ebenfalls mit Scheinfugen in Einzelplatten unterteilt. Die Regelkerbtiefe bei Querscheinfugen beträgt hier ebenfalls mindestens 25 % der Deckendicke [19]. Seit 1988 sind aber auch Sägen für das sogenannte „early entry sawing“ verfügbar. Hierbei wird die Betondecke sobald sie

betretbar ist mit Trockensägen in einer Tiefe von 1 inch entsprechend  $t_K = 25,4$  mm tief gekerbt. Das „Ausfransen“ der Kerbe wird mit sogenannten „skid plates“, die den noch sehr plastischen Beton neben dem Schneidblatt nach unten drücken, verhindert und durch die Rotation des Schneidblattes in Schneidrichtung aus der Kerbe hinaus („up-cutting“) wird der Schneidabfall von der Kerbe ferngehalten. Der Kerbzeitpunkt hängt von der Witterung und dem verwendeten Zement ab und liegt zwischen 3 und 5 Stunden nach dem Betoneinbau.

Zollinger et al. [20] führten bruchmechanische Untersuchungen unter Ansatz von Spannungen aus Temperatureinwirkungen und Schwinden und der Relaxation durch und entwickelten das in Abbildung 2.6 dargestellte Diagramm zur Bestimmung der erforderlichen Kerbtiefe. In Abhängigkeit des „stress intensity factor“  $K_{If}$  können in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz zwischen Betondeckenoberfläche und Betondeckenunterkante  $\Delta T_{\text{Beton}}$  die erforderlichen Kerbtiefen abgelesen werden. Der „stress intensity factor“ wird im Betonalter von 12 h mit  $K_{If} = 17,38 \text{ MPa}\sqrt{\text{mm}}$  für Beton aus Flusskiesen und mit  $K_{If} = 27,80 \text{ MPa}\sqrt{\text{mm}}$  für Beton aus Kalkstein angegeben. Eine Kerbtiefe von  $t_K = 25,4$  mm ist somit bei einem Beton aus Flusskiesen und  $\Delta T_{\text{Beton}} > 11,1 \text{ K}$  ausreichend; bei einem Beton aus Kalkstein hingegen erfordert  $\Delta T_{\text{Beton}} > 16,7 \text{ K}$  schon eine Kerbtiefe von  $t_K = 43,18$  mm.

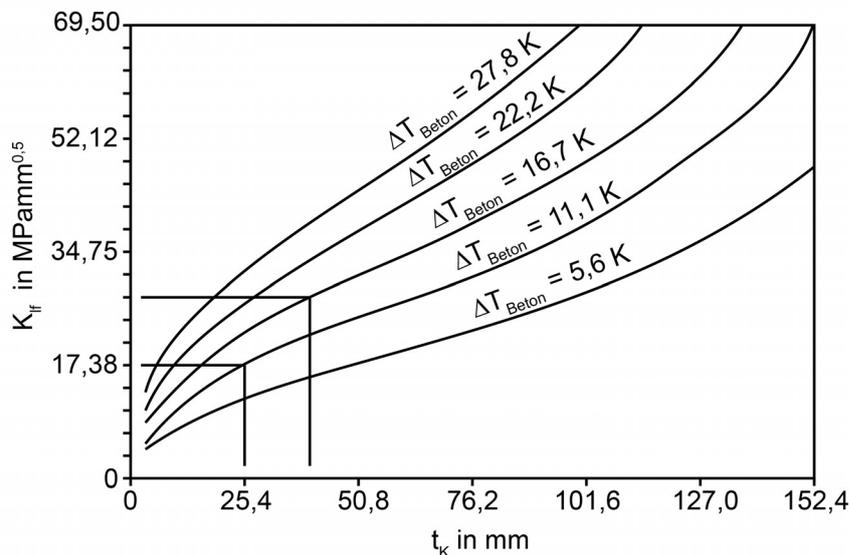


Abbildung 2.6: Bestimmung der Kerbtiefe nach [20]

Die vergleichsweise größeren Temperatur- und Feuchteveränderungen im Beton an der Oberfläche der Betondecke sollen günstige Auswirkungen auf das Reißen früh aber

weniger tief erstellter Kerben haben. Feldversuche zeigten, dass mit der „early entry sawing“ – Methode erstellte Scheinfugen unter kühlen Witterungsbedingungen später rissen als konventionell erstellte.

Auch Choynecki [21] konnte dies in einem Feldversuch, bei dem das Reißverhalten von konventionell und mit dem „early entry“ Verfahren erstellten Scheinfugen untersucht wurde, bestätigen. Die Sicherheit gegenüber wilder Rissbildung war auch bei den nur 1/8 der Deckendicke tief gekerbten Scheinfugen gegeben; jedoch bildeten sich bei den unter Einsatz des „early entry“ Verfahrens tiefer gekerbten Scheinfugen die Risse früher aus.

Krstulovich et al. [22] überprüften in einem Feldversuch an einer an einem frühen Nachmittag eines heißen Sommertages hergestellten rund 305 m langen Betondecke das Langzeitverhalten von im „early entry“ Verfahren im Vergleich zu konventionell erstellten Scheinfugen. Die Betondecke wurde unter Einsatz von Portlandflugaschement mit  $d_D \approx 25$  cm auf einer Asphalttragschicht mit  $d_{TS} \approx 7,6$  cm auf einer Schottertragschicht mit  $d_{TS} \approx 23$  cm hergestellt, wobei der Abstand der Querscheinfugen  $\Delta x \approx 4,6$  m betrug. 10 Tage nach Betoneinbau waren 99 % der Scheinfugen unabhängig von der Art der Ausführung gerissen und bei den nach dem „early entry“ Verfahren erstellten zeigten sich geringfügig verstärkt Kantenausbrüche. Wilde Rissbildung war nicht zu verzeichnen und im Bereich der „early entry“-Fugen konnte bei petrografischen Untersuchungen auch keine verstärkte Mikrorissbildung aus Spannungseinwirkung nachgewiesen werden.

Auf dem von Zollinger et al. entwickelten Kerbtiefen-Modell aufbauend (siehe oben) untersuchten Gaedicke et al. [23] den Einfluss unterschiedlicher Betonrezepturen auf den Kerbzeitpunkt und die Kerbtiefe. Im Ergebnis erfordern spätere Kerbzeitpunkte und höhere Zementgehalte tiefere Kerben; dünnere Betondecken reagieren dabei sensibler auf Veränderungen der Kerbtiefe als dickere.

Nach Raoufi et al. [24] hängt der zur Vermeidung wilder Rissbildung einzuhaltende späteste Zeitpunkt, zu dem die Betondecke gekerbt werden muss, bei verringerter Kerbtiefe stärker von den Streuungen der Stoff- und Konstruktionsparameter ab als dies bei Betondecken mit tiefer ausgebildeten Fugenkerben der Fall ist. Auf Grundlage von Untersuchungen unter Einsatz der Finiten Elemente konnte festgestellt werden, dass der Zeitpunkt des Reißens der Scheinfugen unabhängig vom Zeitpunkt des Kerbens ist. Jedoch führt ein sehr spätes Schneiden zum Reißen während des Schneidvorgangs. Weiter soll bei dünn gekerbten Decken vor dem Reißen der Scheinfugen aufgrund der

hohen Zugbeanspruchung die Möglichkeit von Mikrorissen mit Verminderung der Dauerhaftigkeit gegeben sein.

Entsprechend Zollinger [25] übertrifft das „early entry sawing“-Verfahren das konventionelle Kerbverfahren bei der Sicherheit gegenüber wilder Rissbildung bei allen untersuchten Witterungsrandbedingungen - tiefe ( $T_{\text{Luft}} = 16^{\circ}\text{C}$  bis  $T_{\text{Luft}} = 27^{\circ}\text{C}$ ) und hohe Lufttemperaturen ( $T_{\text{Luft}} = 29^{\circ}\text{C}$  bis  $T_{\text{Luft}} = 38^{\circ}\text{C}$ ) und niedrige (10 % rF bis 50 % rF) und hohe relative Luftfeuchten (50 % rF bis 95 % rF) – wobei bei der Berechnung der Wahrscheinlichkeit für wilde Rissbildung das Trocknungsschwinden an der Betondeckenoberfläche berücksichtigt wurde. Die Wahrscheinlichkeit für das Reißen der Betondecke unter der Kerbe wurde unter Ansatz einer Kombination aus Schwinden und thermisch induzierten Spannungen errechnet.

Wang et al. [26] untersuchten die Auswirkungen unterschiedlicher Kerbzeitpunkte und Kerbtiefen auf den Risszeitpunkt sowie die sich einstellenden Fugenbewegungen und wilde Rissbildung in einer mit Flugaschезement auf einer Schottertragschicht erstellten Fahrbahnbetondecke mit  $d_D \approx 26$  cm und einem Querscheinfugenabstand von  $\Delta x \approx 6$  m. Hierzu wurden 10 Scheinfugen im „early entry“ Verfahren mit einer Kerbtiefe von  $t_K = 38$  mm und 10 Scheinfugen konventionell – 5 davon mit  $t_K = 33$  % und 5 mit  $t_K = 25$  % der Deckendicke – gekerbt. Die Fugenbewegungen wurden mit Messwertaufnehmern nach dem Schwingsaitenverfahren gemessen. In den nach dem „early entry“ Verfahren erstellten Fugen wurden jeweils 2 Messwertaufnehmer und in den konventionell erstellten Fugen wurde jeweils 1 Messwertaufnehmer installiert. Der Betondeckeneinbau fand unter sommerlichen Witterungsbedingungen im Juni 2008 bei  $T_{\text{Luft}} = 27^{\circ}\text{C}$  zwischen 12:00 Uhr und 15:00 Uhr statt; das Kerben mit den vorbeschriebenen Kerbtiefen erfolgte zwischen 18:15 Uhr und 20:52 Uhr. Im Zeitraum von  $t = 30$  d nach dem Einbau herrschte warmes bis heißes Sommerwetter mit  $T_{\text{Luft,max}} = 35^{\circ}\text{C}$  und  $T_{\text{Luft,min}} = 13^{\circ}\text{C}$  in der Nacht. Im Ergebnis rissen alle Scheinfugen innerhalb von 25 Tagen nach Herstellung der Betondecke, wobei keine wilde Rissbildung auftrat. Die mit der „early entry“ Methode gekerbten Fugen rissen später als die konventionell gekerbten Scheinfugen. Die gemittelten Zeitpunkte, zu denen nach Herstellung der Betondecke die Scheinfugen rissen, lagen bei  $t = 12,3$  d bei den „early entry“ Fugen und  $t = 2,2$  d ( $t_K = 25$  %) bzw.  $t = 0,6$  d ( $t_K = 33$  %) bei den konventionell erstellten Fugen. Der Zusammenhang zwischen Kerbtiefe und in Abhängigkeit der Zeit nach Betondeckenherstellung anteilig gerissenen Fugen ist in Abbildung 2.7 dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass verringerte Kerbtiefen im Zusammenhang mit einer späteren

Erstrissbildung stehen. Weiter führte die Rissbildung bei den nach dem „early entry“ Verfahren gekerbten Fugen zu größeren Fugenöffnungen nach der Erstrissbildung als bei den mit  $t_K = 25\%$  bzw.  $t_K = 30\%$  der Deckendicke gekerbten Fugen. Die mit den Messwertaufnehmern gemessenen Fugenöffnungen lagen bei  $\Delta x = 0,14\text{ mm}$  bis  $\Delta x = 1,58\text{ mm}$  („early entry“) bzw.  $\Delta x = 0,03\text{ mm}$  bis  $\Delta x = 1,04\text{ mm}$  ( $t_K = 25\%$  der Deckendicke) bzw.  $\Delta x = 0,11\text{ mm}$  bis  $\Delta x = 1,16\text{ mm}$  ( $t_K = 33\%$  der Deckendicke).

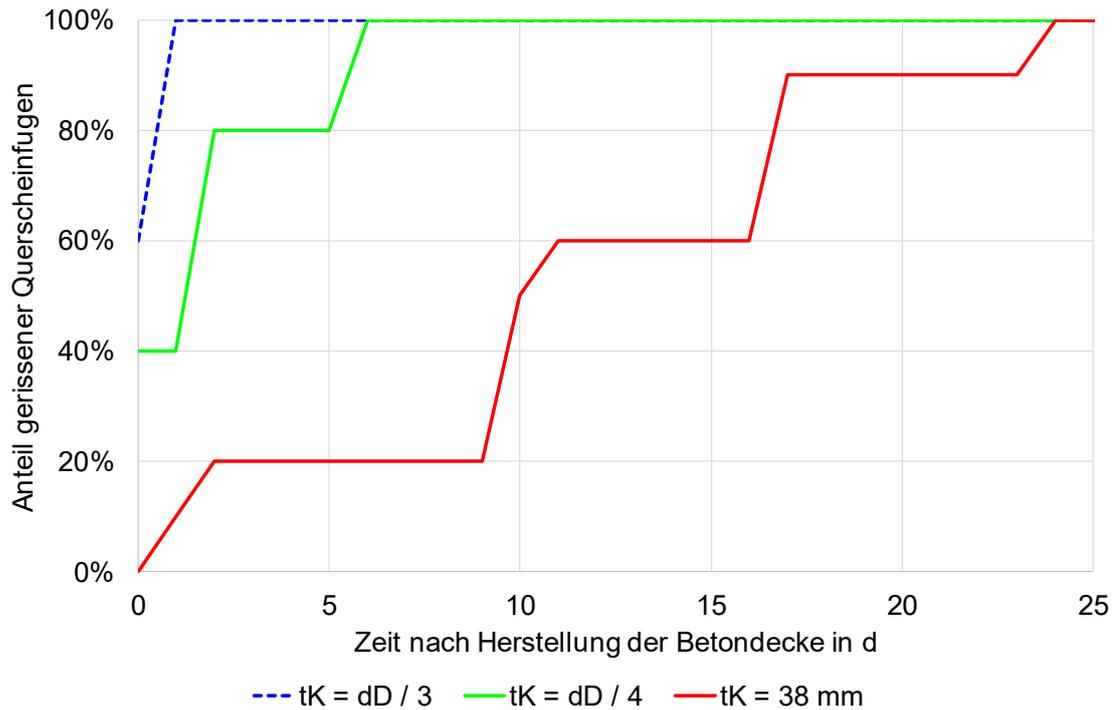


Abbildung 2.7: Anzahl der gerissenen Querscheinfugen in Abhängigkeit der Zeit nach Herstellung auf Datengrundlage von [26]

Mittlerweile erlauben 25 der 33 verantwortlichen „highway agencies“ in den USA „early entry sawing“. Vorgaben und Anforderungen an die Ausführung und die eingesetzten Geräte haben jedoch nur wenige „highway agencies“ in ihren Regelwerken fixiert. [27]

## 2.2 Schäden im Scheinfugenbereich aus Temperatureinwirkung

Es muss zwischen einem Hitzeschaden im Scheinfugenbereich und einem auch als „blow up“ bezeichneten Ausknicken von zwei durch eine Scheinfuge getrennte Plattenenden nach oben unterschieden werden, da die mechanischen Hintergründe beider Schäden unterschiedlich sind.

Ein Hitzeschaden ist, wie schon bei Gnad [12] beschrieben, auf Querkzugspannungen bedingt durch den Einfluss der Kerbe auf die Lage und die Umlenkungen der Hauptspannungstrajektorien zurückzuführen, wobei die Exzentrizität positiv ist, das heißt die Schwerachse des im Bereich der Scheinfuge geschwächten Querschnittes liegt unter der Schwerachse des ungeschwächten Querschnittes. In Kapitel 7 wird dargestellt, dass die auftretenden Spannungszustände mit einem dreidimensionalen Versagenskriterium auf Grundlage der Tensorrechnung bruchmechanisch bewertet werden können.

Kerr [28] hat die mechanischen Hintergründe des „blow up“ herausgearbeitet. In Abbildung 2.9 sind die Gleichgewichtskurven für die maximale vertikale Verformung  $w_{\max}$  in Abhängigkeit der Steigerung der Temperatur in der Betondecke ( $T_{\text{Beton}}$ ) gegenüber der Temperatur in der Betondecke, bei der diese spannungsfrei ist ( $T_{\text{Null}}$ ), mit  $\Delta T_{\text{Beton}} = T_{\text{Beton}} - T_{\text{Null}}$  dargestellt. Hierbei wird im Bereich einer Querscheinfuge der Betondecke ein Gelenk angenommen. Diese Verhältnisse können bei keilförmigen Rissen im unteren Scheinfugenbereich (siehe Abbildung 2.8) durchaus gegeben sein.



Abbildung 2.8: Keilförmige Risse im unteren Scheinfugenbereich [29]

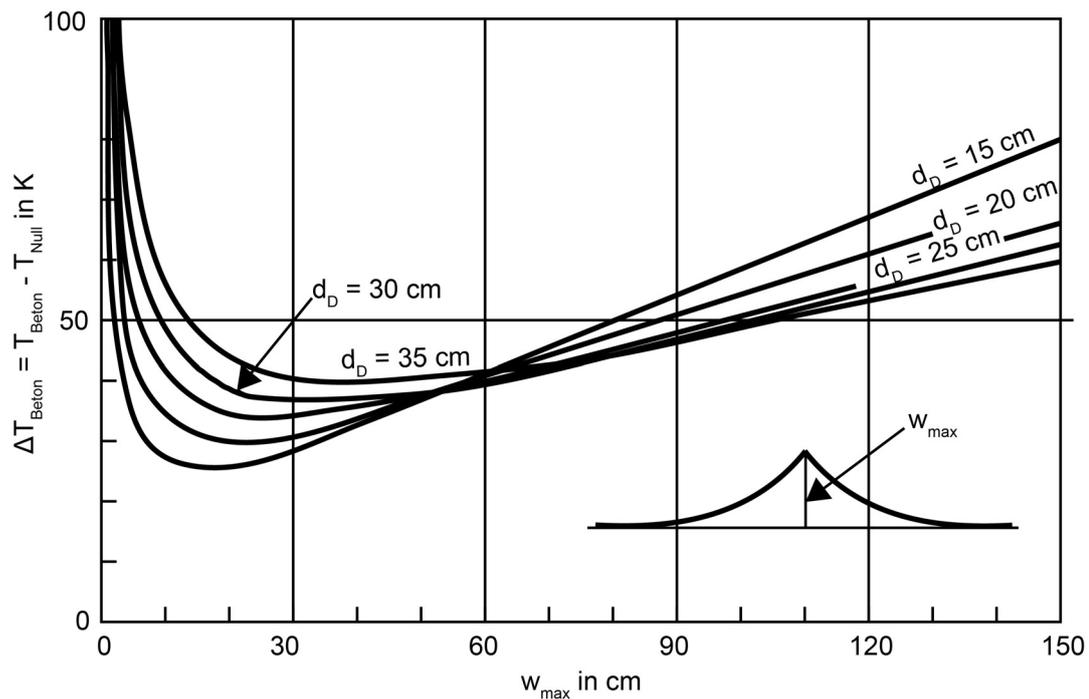


Abbildung 2.9: Gleichgewichtskurven für eine Betondecke mit einer gelenkigen Fuge nach [28]

Eine Betonfahrbahn mit einer Deckendicke von  $d_D = 20$  cm würde unter diesen Annahmen im Fugenbereich bei einem Anstieg der Betontemperatur um  $\Delta T_{\text{Beton}} = 30$  K nach oben um  $w_{\text{max}} = 20$  cm ausknicken. Bei einer im Spätherbst betonierten Betondecke mit einer angenommenen Nullspannungstemperatur von  $T_{\text{Null}} = 10^\circ\text{C}$  führen sommerliche Witterungen jedenfalls durchaus zu Steigerungen der Betondeckentemperatur um  $\Delta T_{\text{Beton}} = 30$  K. Verstärkt wird die Möglichkeit eines „blow up“ noch durch die Abnahme der Nullspannungstemperatur über die Betriebsdauer (siehe Kapitel 7.4).

Im weiteren Verlauf dieser Arbeit werden Bewertungen von Spannungen im Betriebszustand, die Einfluss auf die Möglichkeit des Eintritts eines Hitzeschadens haben, durchgeführt. Blow up – Schäden werden im Folgenden nicht weiter betrachtet, da über die zum Schadenseintritt erforderlichen Vorschädigungen – Risse und Ausbrüche im unteren Scheinfugenbereich – Datenerhebungen bisher nicht verfügbar sind.

### 3 Messungen in Betondecken während der Hydratation

Zur Beurteilung des Reißverhaltens einer Betondecke im Scheinfugenbereich ist die Kenntnis der Temperaturverhältnisse innerhalb der Betondecke während der Hydratation zur Ermittlung der Spannungsverhältnisse in Abhängigkeit der meteorologischen Randbedingungen erforderlich. Im Rahmen dieser Arbeit wurden daher bei vier durch die Autobahndirektion Südbayern durchgeführten Baumaßnahmen Messungen zur Ermittlung der instationären Temperaturprofile während der Zementhydratation in den Betondecken durchgeführt. Bei einer Baumaßnahme wurden zusätzlich instationäre elektrische Widerstandsprofile des Betons während der Hydratation ermittelt, damit auf die Entwicklung der Feuchteverhältnisse im Inneren der Fahrbahnbetondecke während der Hydratation rückgeschlossen werden kann.

Die Mess- und Einbauzeiträume decken mit den vier sich daraus ergebenden Lastfällen

- Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend (August)
- Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend (November)
- Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag (August)
- Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen (September)

maßgebende Randbedingungen der Witterung während der Hydratation ab. Elektrische Widerstände wurden beim Lastfall 4 gemessen.

Zur Veranschaulichung der Witterungsrandbedingungen während der Hydratation werden zusätzlich die bei den benachbarten Wetterstationen gemessenen Verläufe der Lufttemperatur  $T_{\text{Luft}}$  - hier werden die 20 cm über dem Boden gemessenen Werte herangezogen - und die Stundenwerte der Globalstrahlung  $G$  dargestellt. Diese am Boden von einer horizontalen Ebene empfangene Sonnenstrahlung setzt sich aus einem direkten und einem aus der Himmelshalbkugel gestreutem Anteil zusammen und wird unter Einsatz von Pyranometern gemessen. [30] In der Anlage A. 1 finden sich Fotos zu den Messaufbauten, die Anlage A. 2 beinhaltet Darstellungen sämtlicher Messwerte zu den vier Lastfällen und in der Anlage A. 3 sind weitere Wetterdaten zu den Zeiträumen der Temperaturmessungen dargestellt.

### 3.1 Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend

Im Zuge der Baumaßnahme „Erweiterung und Ausbau der Tank- und Rastanlage Fürholzen Ost (Bundesautobahn A 9)“ erfolgte im Jahr 2016 die Herstellung der LKW–Stellflächen samt Durchfahrtsgassen in Betonbauweise. Die Betondecke wurde einlagig und einschichtig mit  $d_D = 26$  cm auf einer Asphalttragschicht mit  $d_{TS} = 10$  cm erstellt. Die Betonrezeptur ist in Tabelle 3.1 dargestellt. Die Nachbehandlung erfolgte durch Aufsprühen eines den TL NBM-StB 09 [31] entsprechenden Nachbehandlungsmittels mit einem Sperrkoeffizienten  $S_H \geq 85\%$ .

Tabelle 3.1: Betonzusammensetzung Lastfall 1 nach [32]

<b>Ausgangsstoffe</b>	<b>Masse in kg pro m<sup>3</sup> Frischbeton</b>
feine GK 0/4	728
grobe GK 4/8	188
grobe GK 8/16 Kiessplitt	471
grobe GK 16/22 Kiessplitt	471
<b>Summe GK</b>	<b>1856</b>
CEM I 42,5 N	340
Leitungswasser	142
LP	0,37
BV	0,85

In einer Durchfahrtsgasse wurden vor dem Einbau der Betondecke Messeinrichtungen zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Temperaturen in der Betondecke installiert. So befinden sich mit einem Abstand von  $\Delta x = 170$  cm zur nächsten Querscheinfuge und  $\Delta y = 75$  cm bzw.  $\Delta y = 155$  cm zum Plattenrand an zwei Stellen im Bereich einer Platte der Betondecke jeweils sieben NTC–Sensoren zur Temperaturmessung (Messkanäle 0–6 bzw. Messkanäle 10–16) in der Höhenlage der Betondecke und zwei NTC–Sensoren (Messkanäle 7 und 8 bzw. Messkanäle 17 und 18) in senkrechten Bohrungen in der Asphalttragschicht (siehe Abbildung 3.1). Der Aufbau zur Fixierung der Sensoren in der Betondecke ist in Abbildung 3.2 dargestellt. Dieser besteht aus einem Stahlrahmen und einer darin befestigten Kunststoffplatte aus Polyvinylchlorid mit einer deutlich geringeren Wärmeleitfähigkeit als Beton. In dieser wurden die NTC–Sensoren in Bohrlöcher eingeklebt. Zwei weitere Sensoren der Messkanäle 20 und 21 befinden sich in rund 50 mm tiefen horizontalen Bohrlöchern ausgehend von einer Pressfuge in einem

Teilabschnitt der Betondecke (siehe Abbildung 3.1), der rund einen Monat vor dem Teilabschnitt mit den vorbeschriebenen Messeinrichtungen hergestellt wurde. Da in diesem schon älteren Abschnitt der Betondecke die Hydratationsprozesse schon weitgehend abgeklungen waren, konnten mittels dieser Sensoren die Temperaturen in der Betondecke gemessen werden, die nur von den Einflüssen der Witterung abhängen.

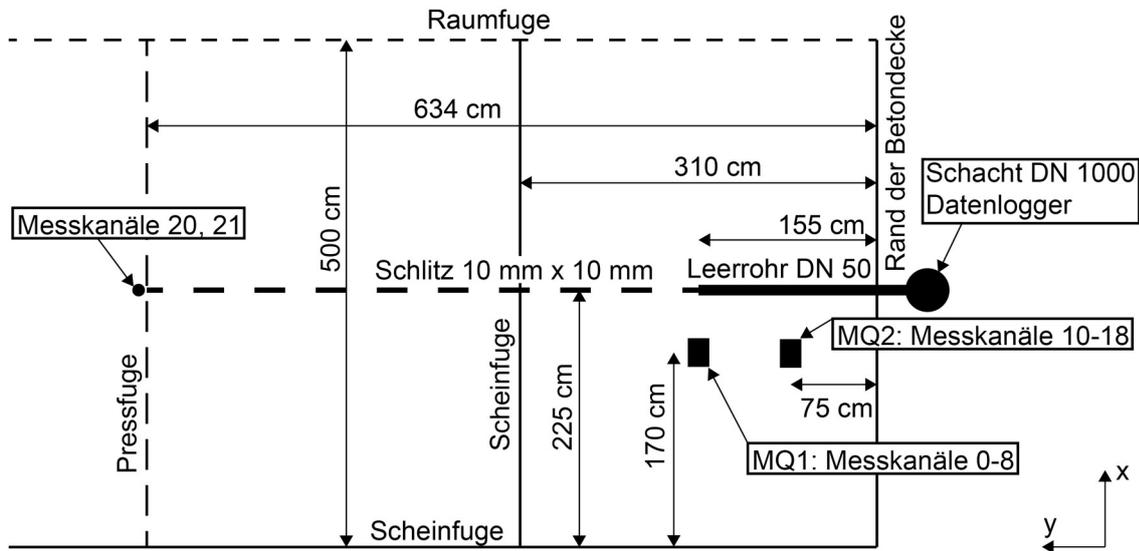


Abbildung 3.1: Horizontale Lage der Messkanäle Lastfall 1

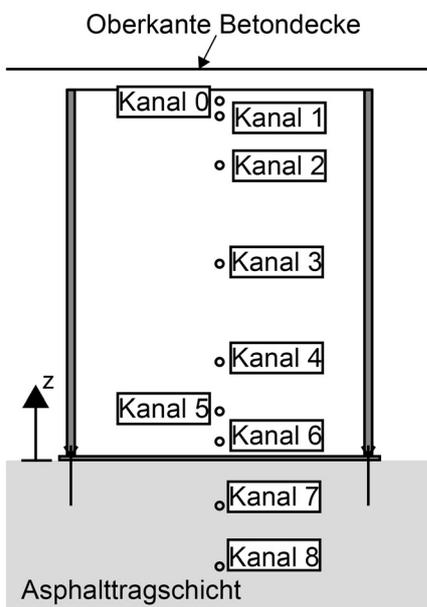


Abbildung 3.2: Aufbau zur Sensorfixierung

Tabelle 3.2: Vertikale Sensorlage Lastfall 1

Messkanal-Nr.		z in mm	
MQ1	MQ2	MQ1	MQ2
0	10	237,0	236,5
1	11	226,5	226,0
2	12	195,0	194,5
3	13	130,0	129,5
4	14	65,0	65,0
5	15	32,5	31,5
6	16	13,0	11,0
7	17	-30,0	-30,0
8	18	-70,0	-70,0
20 (Referenz 1)		65,0	
21 (Referenz 2)		195,0	

Bezüglich der Beurteilung der aus den Hydratationsprozessen herrührenden Wärmefreisetzung dienen diese beiden Sensoren zur Feststellung der Referenztemperatur. Im Folgenden werden die zugehörigen Messkanäle mit Referenzkanal 1 (Sensor 20) und Referenzkanal 2 (Sensor 21) bezeichnet. Die vertikale Höhenlage z sämtlicher Sensoren ist in Tabelle 3.2, die horizontale Lage der Messaufbauten ist in Abbildung 3.1 dargestellt.

Die Messwerterfassung erfolgte mittels Datenlogger Typ ALMEMO 5690 (Ahlborn Mess- und Regelungstechnik GmbH) mit einem Messintervall von 5 Minuten. Der Datenlogger befand sich während der Aufzeichnung der Messwerte in einem Schacht DN 1000 neben der Betondecke. Die Kabel zwischen dem Datenlogger und den NTC-Sensoren wurden vom vorbeschriebenen Schacht durch ein Leerrohr DN 50 geführt und auf der Asphalttragschicht mittels Lochbändern verschraubt. Die Kabel der Messkanäle 20 und 21 wurden in einem in der Asphalttragschicht befindlichen Schlitz verlegt. Fotos zum Aufbau der Messeinrichtungen finden sich in Anlage A. 1.

Der Einbau der Betondecke mittels Fertiger fand im Bereich der Messstelle am 22.08.2017 um 17:05 Uhr statt, nachdem der Frischbeton um 16:03 Uhr in einem 7 km entfernten Lieferwerk gemischt wurde. Für den Zeitraum bis 72 Stunden nach dem Betoneinbau sind in Abbildung 3.3 die in den Kanälen 0, 3 und 6 gemessenen Temperaturen  $T_{\text{Beton}}$ , die Temperaturdifferenzen  $\Delta T_{\text{Beton}}$  zwischen den in den Kanälen 4 und dem Referenzkanal 1 und die an der rund 12 km entfernten Wetterstation Freising [33] gemessenen Verläufe für  $T_{\text{Luft}}$  und die Stundenwerte der Globalstrahlung  $G$  dargestellt. Die Werte aller Messkanäle des Messaufbaus MQ1 sind in Anlage A. 2 dargestellt; weitere meteorologische Angaben finden sich in Anlage A. 3. Auf eine Darstellung der im Messaufbau MQ2 (Kanäle 10 bis 18) gemessenen Temperaturen wird verzichtet, da die Abweichungen von den in entsprechender Höhenlage im Messaufbau MQ1 (Kanäle 0 bis 8) ermittelten Temperaturen mit  $\Delta T_{\text{max}} = 0,9 \text{ K}$  sehr gering sind. Die maximale Differenz zwischen der im Kanal 4 im Messaufbau MQ1 und der im Referenzkanal 1 ermittelten Temperatur ist in den frühen Morgenstunden des 23.08.2016 mit  $\Delta T_{\text{max}} = 5,8 \text{ K}$  zu verzeichnen. Rund sieben Tage nach Betoneinbau betragen die Differenzen zwischen den im Messkanal 4 und den im Referenzkanal 1 ermittelten Temperaturen  $\Delta T_{\text{Beton}} = 0,4 \text{ K}$ . Die aus dem Hydratationsvorgang noch herrührende Wärmefreisetzung scheint demnach bei diesem Lastfall rund eine Woche nach Herstellung der Betondecke gering. Die maximale Betontemperatur wurde am 23.08.2016 um 15:40 Uhr im der Oberkante der Fahrbahnbetondecke nächsten

Messkanal 0 mit  $T_{\text{Beton,max}} = 41,5^{\circ}\text{C}$  ermittelt. Der maximale Stundenwert der Globalstrahlung betrug rund 3h zuvor  $G_{\text{max}} = 790 \text{ Wh/m}^2$ ; dieser Wert charakterisiert einen strahlungsreichen Sommertag.

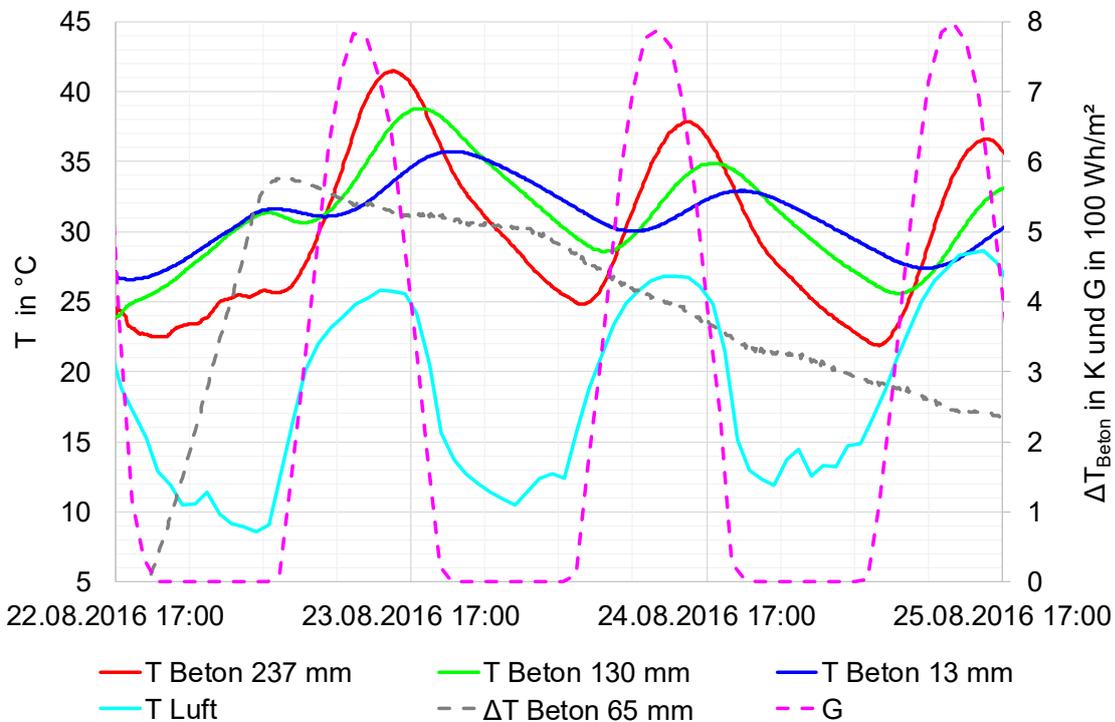


Abbildung 3.3: Temperaturen in der Betondecke Lastfall 1, Wetterdaten nach [33]

Nach der auf den Betoneinbau folgenden zweiten Nacht betrug die minimale Betontemperatur am 24.08.2016 um 06:47 Uhr  $T_{\text{Beton,min}} = 24,8^{\circ}\text{C}$  (Messkanal 0). Am 25.08.2017 betrug die minimale Betontemperatur  $T_{\text{Beton,min}} = 21,9^{\circ}\text{C}$ . Aus dem Verlauf der in Abbildung 3.3 dargestellten Lufttemperatur mit  $T_{\text{Luft,max}} > 25^{\circ}\text{C}$  in den Nachmittagsstunden ist ersichtlich, dass im betrachteten Zeitraum sommerliche Witterungsbedingungen vorherrschten. In den Nachtstunden fiel die Lufttemperatur auf minimale Werte zwischen  $T_{\text{Luft,min}} = 9^{\circ}\text{C}$  und  $T_{\text{Luft,min}} = 12^{\circ}\text{C}$  ab.

In Abbildung 3.4 finden sich ausgewählte vertikale Temperaturprofile der im Messaufbau MQ1 ermittelten Temperaturen mit Darstellung der zeitlichen Abfolge. Positive Temperaturgradienten stellten sich bis auf den Zeitraum direkt nach dem Betoneinbau (22.08.2016 18:02 Uhr) in den Nachmittags- und frühen Abendstunden ein; negative Temperaturgradienten sind hingegen in Morgenstunden zu verzeichnen.

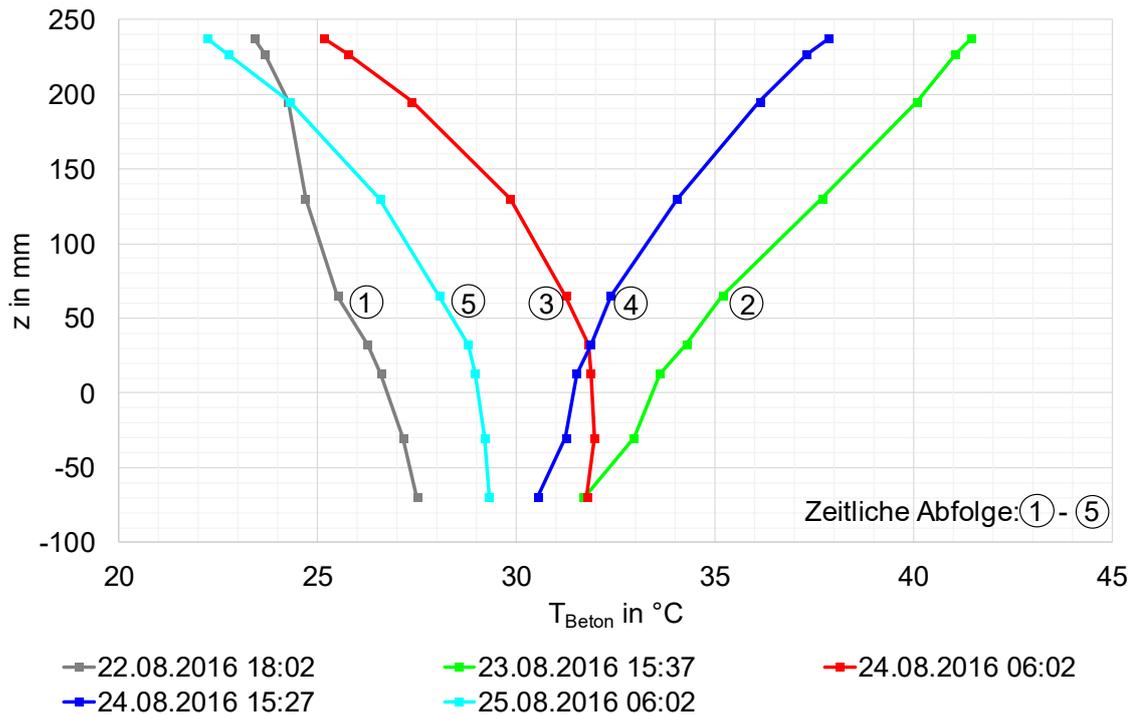


Abbildung 3.4: Vertikale Temperaturprofile Lastfall 1

An elf Querscheinfugen, die sich im Bereich der Messstelle zwischen zwei Raumfugen befinden, wurde am Rand der Betondecke visuell das Reißen bis zum achten Tag nach Herstellung der Betondecke überwacht, um weitere Informationen bezüglich der Auswirkungen der Herstellung einer Betondecke am Abend eines Sommertages auf das Reißverhalten der Querscheinfugen zu erhalten. Die Ergebnisse sind in Anlage A. 4 dargestellt. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass erst ab dem zweiten Tag nach Herstellung der Betondecke eine Rissbildung festzustellen war, wobei zunächst nur an zwei Querscheinfugen ein vollständiges Reißen und an drei Querscheinfugen ein teilweises Reißen beobachtet wurde. Bis zum Ende der Überwachung am sechsten Tag nach Einbau der Betondecke rissen fünf der elf beobachteten Scheinfugen.

### 3.2 Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend

Die messtechnische Erfassung der Temperaturprofile erfolgte wie schon beim Lastfall „Betoneinbau Sommer Abend“ im Rahmen der Baumaßnahme „Erweiterung und Ausbau der Tank- und Rastanlage Fürholzen Ost“ im Bereich einer Durchfahrtsgasse. Die horizontale Lage der Messkanäle ist in Abbildung 3.5 dargestellt.

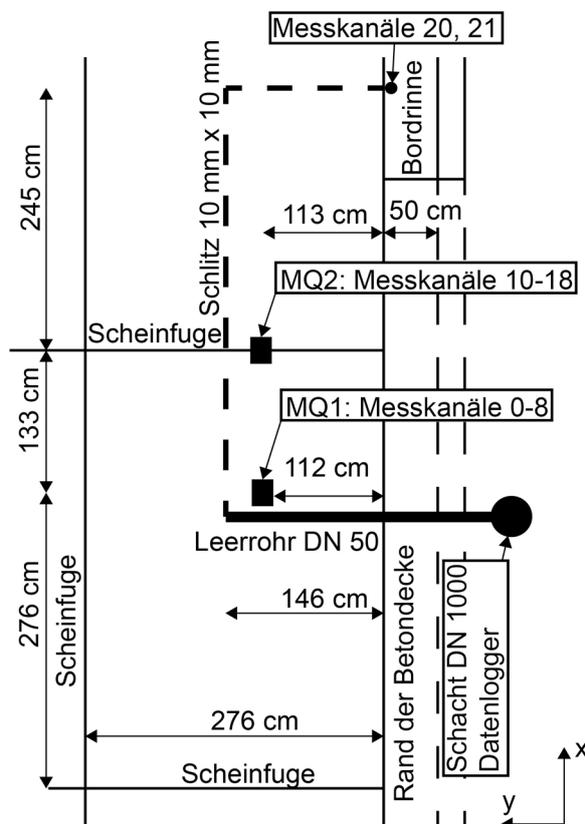


Abbildung 3.5: Horizontale Lage der Messkanäle Lastfall 2

Tabelle 3.3: vertikale Sensorlage Lastfall 2

Messkanal-Nr.		z in mm	
MQ1	MQ2	MQ1	MQ2
0	10	238,5	237,5
1	11	228,0	227,0
2	12	195,5	194,5
3	13	131,0	129,0
4	14	65,0	64,5
5	15	33,0	31,5
6	16	13,5	12,0
7	17	-30,0	-30,0
8	18	-50,0	-50,0
20 (Referenz 1)		65,0	
21 (Referenz 2)		195,0	

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Temperaturprofile entspricht der unter Kapitel 3.1 beschriebenen, auch der konstruktive Aufbau und die baustofflichen Angaben sind diesem Kapitel zu entnehmen. Die beiden Messaufbauten (siehe Abbildung 3.2) befinden sich  $\Delta y = 112$  cm bzw.  $\Delta y = 113$  cm neben dem Rand der Betondecke. Mit den Messkanälen 0 bis 8 (MQ1) wurden die Temperaturen in einem Abstand von  $\Delta x = 276$  cm von einer Scheinfuge, mit den Messkanälen 10 bis 18 hingegen  $\Delta x = 20$  mm neben dem Kerbschnitt einer Scheinfuge ermittelt. Die Messkanäle 20 und 22 dienten als Referenzkanäle (siehe Kapitel 3.1). Deren Sensoren befinden sich in einem 50 mm tiefen horizontalen Bohrloch in einer Bordrinne mit der der Betondecke entsprechenden Dicke von  $d_D = 26$  cm. Die vertikale Höhenlage sämtlicher Sensoren ist in Tabelle 3.3 dargestellt. Die Kabel zwischen dem sich während der Messung in einem Schacht DN 1000 befindlichen Datenlogger und den NTC-Sensoren wurden durch ein Leerrohr DN 50 und einen Schlitz (10 mm x 10 mm) in der Asphalttragschicht geführt und auf dieser mittels Lochbänder und Verschraubungen befestigt. Der Einbau der Betondecke fand am 17.11.2016 um 18:00 Uhr statt; im 7 km entfernten Liefermischwerk wurde der Frischbeton zuvor um 16:28 Uhr gemischt. Mit der Aufzeichnung der

Messwerte konnte erst um 18:30 Uhr begonnen werden, da der Datenlogger in dem in Abbildung 3.5 dargestellten Schacht erst nach dem „Überfahren“ der Kettenlaufwerke des Fertigers installiert und gestartet werden konnte.

In Abbildung 3.6 ist der zeitliche Verlauf der bis 72 h nach Herstellung der Betondecke in den Messkanälen 0, 3 und 6 ermittelten Temperaturen  $T_{\text{Beton}}$  sowie der an der Wetterstation Freising (siehe Kapitel 3.1) gemessenen Werte für  $T_{\text{Luft}}$  sowie der Stundenwerte der Globalstrahlung  $G$  aufgetragen. Auswertungen sämtlicher Kanäle des Messaufbaus MQ1 und weitere meteorologische Daten befinden sich in den Anlage A. 2 und A. 3. Auf eine Darstellung der in den Messkanälen 10 bis 18 (MQ2) ermittelten Temperaturen wird verzichtet, da sich die Messwerte um lediglich  $\Delta T_{\text{max}} = 0,2 \text{ K}$  von den Messwerten in den entsprechenden Kanälen 0 bis 8 unterscheiden. Lediglich zum Zeitpunkt des Kerbschnittes am 18.11.2016 um 21:30 Uhr ist bedingt durch den Wärmeeintrag aufgrund der Schneidarbeiten ein Anstieg auf  $\Delta T_{\text{max}} = 1,1 \text{ K}$  zu verzeichnen.

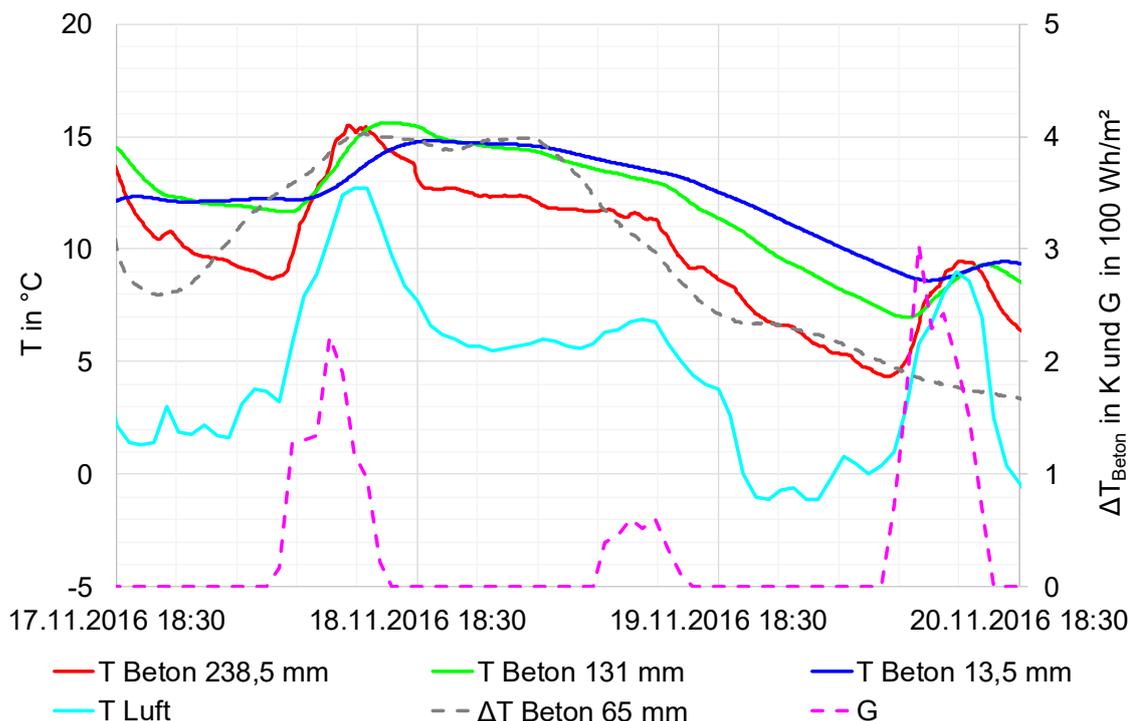


Abbildung 3.6: Temperaturen in der Betondecke Lastfall 2, Wetterdaten nach [33]

In Bezug auf die im Referenzkanal 1 gemessenen Betontemperaturen ergaben sich im Messkanal 4 um  $\Delta T_{\text{max}} = 4 \text{ K}$  erhöhte Betontemperaturen im Zeitraum zwischen den Mittagsstunden des 18.11.2016 und den frühen Morgenstunden des 19.11.2016. Eine Woche nach Herstellung der Betondecke lagen die im Referenzkanal 1 gemessenen

Temperaturen noch um  $\Delta T_{\text{Beton}} = 0,7 \text{ K}$  über den Messwerten im Kanal 4. Im Vergleich zum Lastfall Sommer Abend (siehe Kapitel 3.1) scheint der Hydratationsvorgang aufgrund der geringeren Betontemperaturen langsamer abzulaufen.  $T_{\text{Beton,max}} = 15,5^\circ\text{C}$  trat am 18.11.2016 um 13:02 Uhr im Messkanal 0 auf. Aufgrund geringer Sonneneinstrahlung am 19.11.2016 mit  $G_{\text{max}} = 222 \text{ Wh/m}^2$  erfolgte eine kontinuierliche Abkühlung der jungen Betondecke bis in die Morgenstunden des 20.11.2016. Im Messkanal 0 wurde an diesem Tag um 07:58 Uhr  $T_{\text{Beton,min}} = 4,3^\circ\text{C}$  ermittelt.

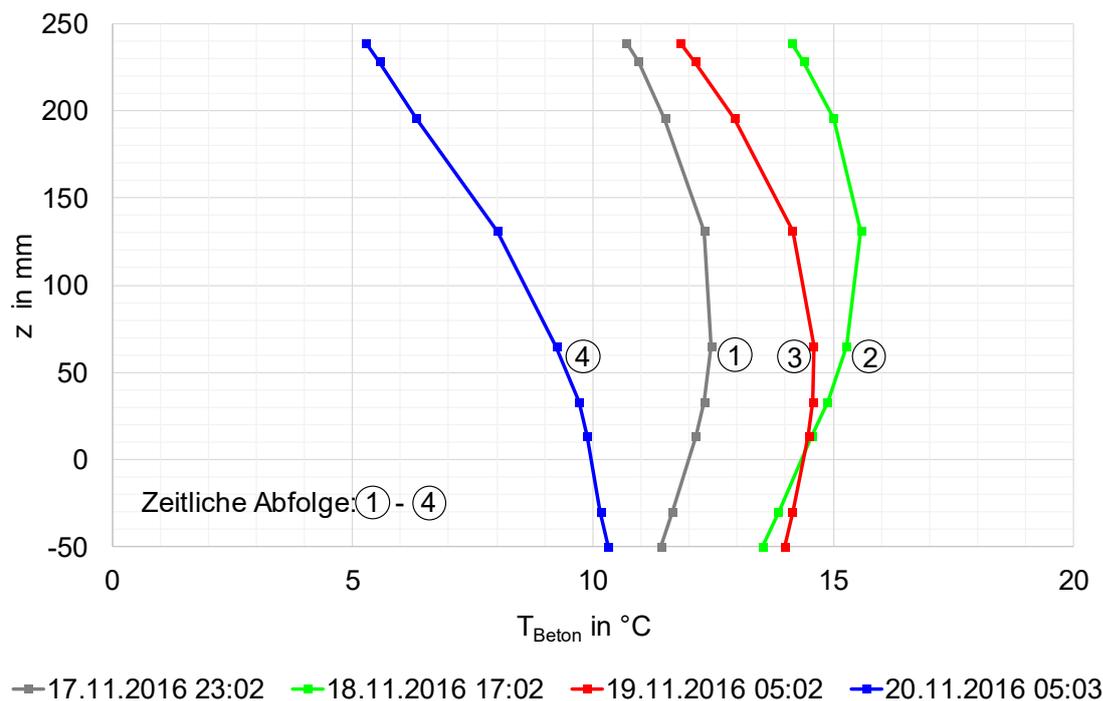


Abbildung 3.7: Vertikale Temperaturprofile Lastfall 2

Die vertikalen Temperaturprofile (siehe Abbildung 3.7) weisen bei diesem Lastfall bis auf einen Zeitraum in den Mittags- und Nachmittagsstunden des 18.11.2016, in dem auch  $T_{\text{max,Luft}} = 12,7^\circ\text{C}$  gemessen wurde, durchwegs negative Temperaturgradienten auf.

Bis zum achten Tag nach Herstellung der Betondecke (25.11.2016) war nach visueller Beobachtung am Betondeckenrand lediglich eine von 11 im Bereich der Messstelle zwischen zwei Raumfugen befindlichen Querscheinfugen gerissen. 19 Tage nach Betondeckenherstellung war eine weitere Querscheinfuge gerissen; auch nach sehr starkem Frost im Winter 2016 / 2017 mit  $T_{\text{Luft,min}} = -22^\circ\text{C}$  konnte drei Monate nach Erstellung der Betondecke kein weiteres Reißen von Querscheinfugen beobachtet werden.

### 3.3 Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag

Die Temperaturmessungen dieses Lastfalls fanden bei Betriebskilometer 1,065 der Bundesautobahn A 93 Rosenheim - Kiefersfelden im Rahmen einer Baumaßnahme zur vollständigen Erneuerung der Richtungsfahrbahn Kiefersfelden statt. Die Betondecke wurde mit  $d_D = 29$  cm auf einer Asphalttragschicht mit  $d_{TS} = 10$  cm hergestellt. Die Messstelle befindet sich im Seitenstreifen der Autobahn. Die Betondecke des ersten und zweiten Fahrstreifens wies beim Einrichten der Messstelle bereits ein Alter von rund einer Woche auf. Im Bereich des Seitenstreifens erfolgte der Betoneinbau in einem separaten Arbeitsschritt, wobei maschinell eingebaut und eine Längspressfuge ausgebildet wurde. Die Sensoren der Messkanäle 0 bis 7 befinden sich  $\Delta y = 105$  cm neben der Längspressfuge und in einem Abstand von  $\Delta x = 87$  cm von der nächsten Querscheinfuge und die Sensoren 8 und 9, welche in rund 50 mm tiefe horizontale Bohrlöcher in der Betondecke des ersten Fahrstreifens geklebt wurden, bilden die Referenzkanäle 1 und 2 (siehe Abbildung 3.8). Die Kabel zwischen dem zur Diebstahlsicherung vergrabenen Datenlogger und den Sensoren wurden in einem Schlitz in der Asphalttragschicht geführt. Die vertikale Höhenlage der Sensoren ist der Tabelle 3.4 zu entnehmen.

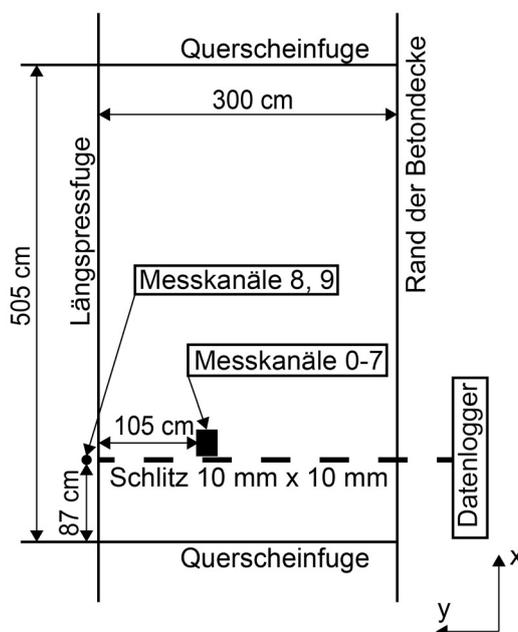


Abbildung 3.8: Horizontale Lage der Messkanäle Lastfall 3

Tabelle 3.4: vertikale Sensorlage Lastfall 3

Messkanal-Nr.	z in mm
0	252,0
1	246,5
2	210,5
3	142,0
4	71,5
5	36,0
6	11,0
7	-20,0
8 (Referenz 1)	72,5
9 (Referenz 2)	217,5

Die Sensoren der Messkanäle 0 bis 6 wurden mittels Befestigungssystem wie in Abbildung 3.9 dargestellt in der Höhenlage der Betondecke fixiert, der Sensor des Messkanals 7 wurde in ein vertikales Bohrloch in der Asphalttragschicht geklebt. Zum Einsatz kam Messtechnik der Firma Scantronic Mugrauer GmbH.

Die Betonrezeptur findet sich in Tabelle 3.5. Im Rahmen der Erhaltungsmaßnahme mit vollständiger Erneuerung des Oberbaus wird die Oberfläche der Betondecke nach einer Liegedauer von rund einem Jahr aus Gründen der Lärmvorsorge mit Reaktionsharz und Bauxit-Splitt behandelt (OB-RH entsprechend den ZTV BEB-StB [34]). Da die Betondecke nicht dauerhaft direkt befahren wird, kann auf gebrochene Gesteinskörnungen im Straßenbeton hier verzichtet werden. Wie schon bei den Lastfällen 1 und 2 kam bei der Betonherstellung ein Portlandzement CEM I 42,5 N zum Einsatz und die Nachbehandlung erfolgte durch Aufsprühen eines flüssigen Nachbehandlungsmittels entsprechend den TL NBM-StB 09 mit  $S_H \geq 85\%$  [31]. Aufgrund der maschinellen Herstellung der Betondecke mittels Gleitschalungsfertiger musste zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit des Messkanals 0 zwischen der Betondeckenoberkante und dem Sensor ein Mindestabstand von  $\Delta z = D = 32 \text{ mm}$  (Größtkorn) eingehalten werden.

Tabelle 3.5: Betonzusammensetzung  
Lastfall 3 nach [35]

Ausgangsstoffe	Masse in kg pro $\text{m}^3$ Frischbeton
feine GK 0/4	748
grobe GK 4/8	414
grobe GK 8/16	529
grobe GK 16/32	190
<b>Summe GK</b>	<b>1881</b>
CEM I 42,5 N	360
Leitungswasser	151
LP	0,04

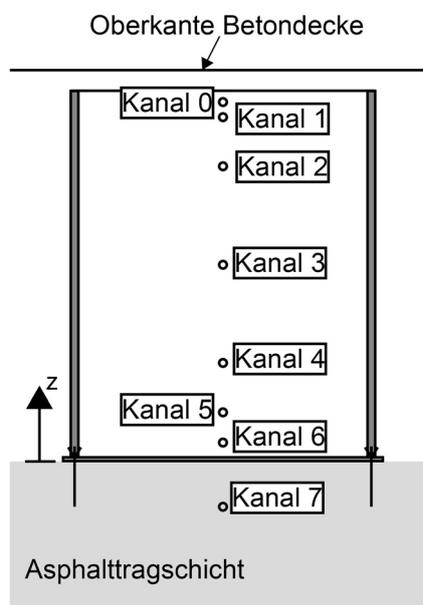


Abbildung 3.9: Aufbau zur Sensorfixierung  
Lastfall 3

Aufgrund von Einbautoleranzen bei der Asphalttragschicht kam der Sensor dieses Messkanals mit  $\Delta z = 38$  mm unter der Oberkante der Fahrbahnbetondecke zu liegen.

Der Betoneinbau fand am 15.08.2017 um 13:00 Uhr statt, nachdem die Wasserzugabe in einer mobilen Mischanlage auf der Baustelle um 11:10 Uhr erfolgt war. Für den Zeitraum bis 72 Stunden nach dem Betoneinbau sind in Abbildung 3.10 die in den Kanälen 0, 3 und 6 gemessenen Temperaturen  $T_{\text{Beton}}$ , die Temperaturdifferenzen  $\Delta T_{\text{Beton}}$  zwischen Kanal 4 und dem Referenzkanal 1 und die an der rund 12 km entfernten Wetterstation Karolinenfeld [36] ermittelten Verläufe für  $T_{\text{Luft}}$  und die Stundenwerte für  $G$  dargestellt. Die Messwerte sämtlicher Kanäle sind in Anlage A. 2 dargestellt. Im vorgenannten Zeitraum herrschte hochsommerliche Witterung vor, in Anlage A. 3 sind weitere Wetterdaten aufgeführt. Am Tag des Betoneinbaus betrug  $T_{\text{Luft,max}} = 30^\circ\text{C}$ ,  $G_{\text{max}} = 800$  Wh/m<sup>2</sup> und  $T_{\text{Luft,min}} = 12^\circ\text{C}$  trat in der zweiten Nacht nach der Herstellung der Betondecke auf. In den späten Abendstunden des 15.08.2017 um 21:10 Uhr wurde in halber Deckenhöhe (Messkanal 3)  $T_{\text{Beton,max}} = 45,5^\circ\text{C}$  gemessen. Im gleichen Zeitraum wies auch die zum Referenzkanal 1 ermittelte Differenztemperatur den Maximalwert von  $\Delta T_{\text{Beton}} = 10,9$  K auf. Nach der auf die Betondeckenherstellung folgenden ersten Nacht mit  $T_{\text{Luft,min}} = 16,1^\circ\text{C}$  wurde  $T_{\text{Beton,min}} = 31,1^\circ\text{C}$  in Kanal 0 gemessen.

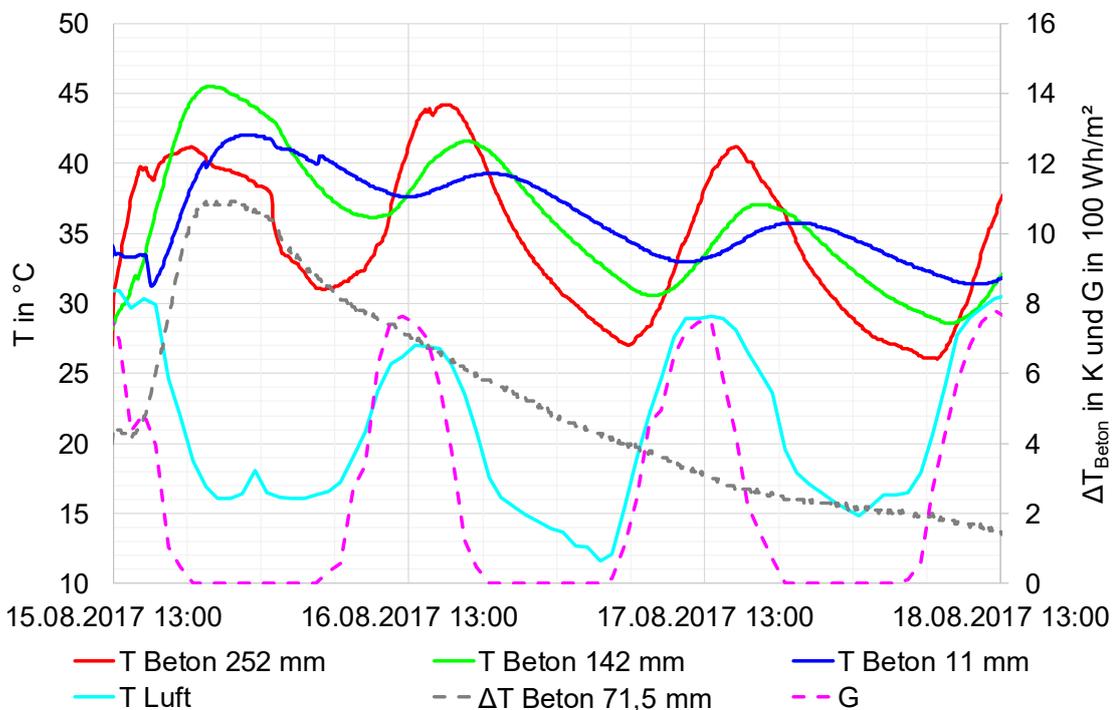


Abbildung 3.10: Temperaturen in der Betondecke Lastfall 3

Am 20.08.2017 um 04:40 Uhr (rund fünf Tage nach Herstellung der Betondecke) betrug die Temperaturdifferenz zu den Referenzkanälen rund  $\Delta T_{\text{Beton}} = 0,4 \text{ K}$  und die Wärmefreisetzung aufgrund des Hydratationsprozesses scheint weitestgehend abgeklungen.

In Abbildung 3.11 sind ausgewählte vertikale Temperaturprofile mit Angabe der zeitlichen Abfolge dargestellt. Das oben beschriebene Temperaturmaximum von  $T_{\text{Beton,max}} = 45,5^\circ\text{C}$  in halber Betondeckenhöhe während der Abendstunden des 15.08.2017 ist im Temperaturprofil um 21:10 Uhr zu erkennen. In den Morgenstunden des 16.08.2017 bildet sich ein negativer Temperaturgradient in der Betondecke aus bevor die Sonneneinstrahlung in den Nachmittagsstunden des 16.08.2017 positive Temperaturgradienten bewirkt. In dem der Betondeckenoberfläche am nächsten gelegenen Messkanal 0 wurde die maximale Betontemperatur  $T_{\text{Beton,max}} = 44,2^\circ\text{C}$  um 16:00 Uhr gemessen. Die zunehmend geringere Hydratationswärmefreisetzung führt am Morgen des 17.08.2017 zu einer im Vergleich zum Vortag weiteren Abkühlung der Betondecke.

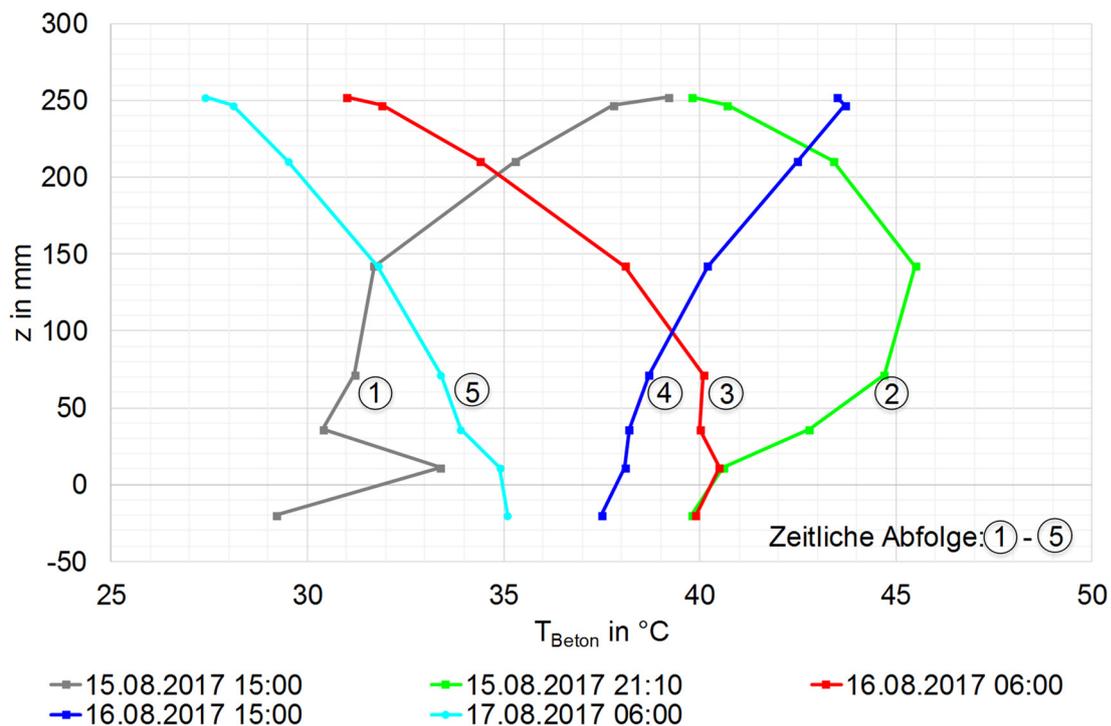


Abbildung 3.11: Vertikale Temperaturprofile Lastfall 3

### 3.4 Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen

In 2017 wurde die Tank- und Rastanlage Samerberg Nord an der Bundesautobahn A 8 (München-Salzburg) erweitert und ausgebaut. Wie schon bei der Baumaßnahme „Erweiterung und Ausbau der Tank- und Rastanlage Fürholzen (A 9)“ (Lastfälle 1 und 2) wurden auch bei dieser Baumaßnahme die Lkw-Stellflächen und Durchfahrtsgassen in Betonbauweise hergestellt. Die Betondecke wurde mit  $d_D = 26$  cm auf einer Asphalttragschicht mit  $d_{TS} = 10$  cm hergestellt. Die Betonrezeptur ist in Tabelle 3.6 dargestellt. Auch bei dieser Baumaßnahme kam zur Nachbehandlung ein flüssiges Nachbehandlungsmittel entsprechend den TL NBM-StB 09 mit  $S_H \geq 85\%$  [31] zum Einsatz.

Tabelle 3.6: Betonzusammensetzung Lastfall 4 nach [37]

<b>Ausgangsstoffe</b>	<b>Masse in kg pro m<sup>3</sup> Frischbeton</b>
feine GK 0/4	722
grobe GK 4/8	296
grobe GK 8/16	166
grobe GK 16/22 Hartstein Splitt	643
<b>Summe GK</b>	<b>1827</b>
CEM I 42,5 N	350
Leitungswasser	157
BV	1,46
LP	0,69

Unter Einsatz von Messtechnik der Firma Scantronic Mugrauer GmbH wurden beim vorliegenden Lastfall 4 zusätzlich zu den instationären Temperaturprofilen die sich während der Hydratation im Inneren der Betondecke verändernden elektrischen Widerstände mittels gepulstem Gleichstrom gemessen. Mit dem hier verwendeten Messverfahren ließen sich im Gegensatz zu den bei den Untersuchungen von Hiller [38] eingesetzten Multiringelektroden auch schon bis zu einem Betonalter von 12 h Änderungen des elektrischen Widerstandes ermitteln.

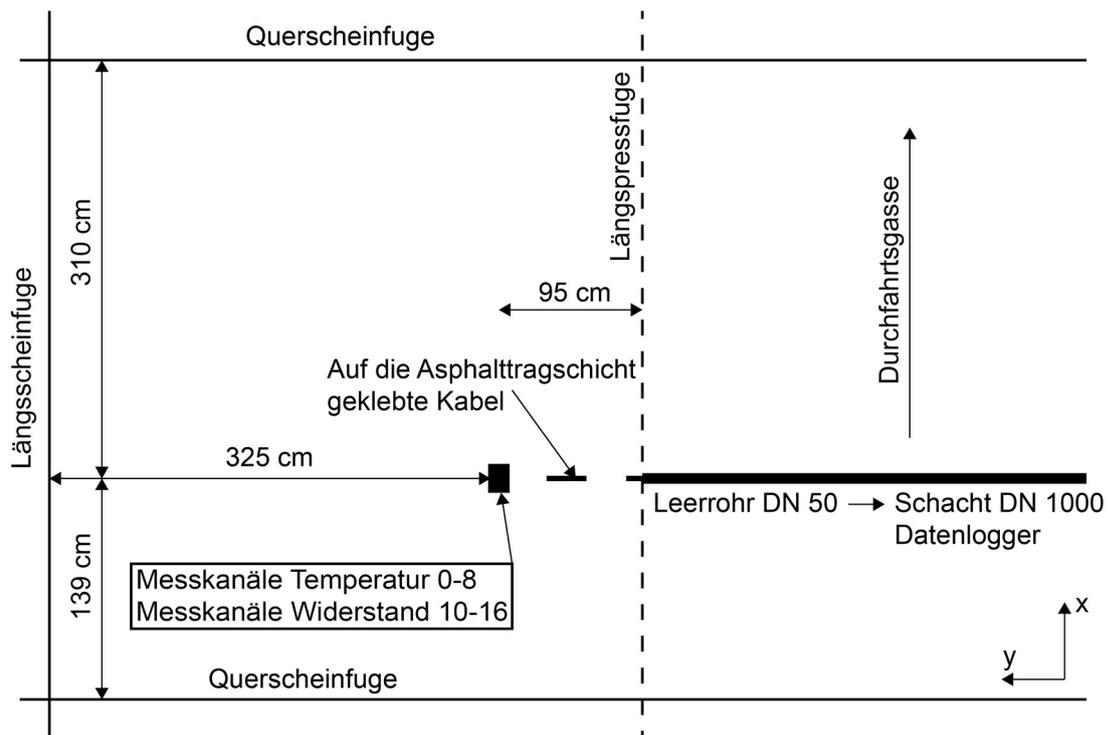


Abbildung 3.12: Horizontale Lage der Messkanäle Lastfall 4

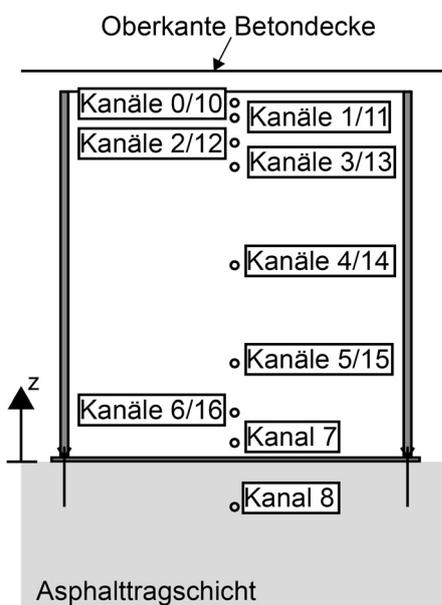


Tabelle 3.7: Vertikale Sensorlage Lastfall 4

Messkanal-Nr.	z in mm
0	245,0
1	228,0
2	211,0
3	195,0
4	130,0
5	65,0
6	33,0
7	10,0
8	-20,0

Abbildung 3.13: Aufbau zur Sensorfixierung Lastfall 4

Die Sensoren mit den Kanälen 0 bis 8 für die Messung der Temperaturen und mit den Kanälen 10 bis 16 zur Messung der elektrischen Widerstände befinden sich im Bereich von Lkw-Stellflächen mit einem Abstand von  $\Delta y = 95 \text{ cm}$  zu einer Längspressfuge, welche auch die Abgrenzung der Lkw-Stellflächen zu einer Durchfahrtsgasse darstellt, und in einem Abstand von  $\Delta y = 139 \text{ cm}$  von einer Querscheinfuge (siehe Abbildung 3.12). Die beiden Elektroden eines jeden Messkanals zur Ermittlung des elektrischen Widerstandes haben zueinander einen horizontalen Abstand von 20 mm. Die Kabel zwischen den Sensoren und dem Datenlogger, der sich in einer Messbox neben der Durchfahrtsgasse befand, wurden in einem Leerrohr DN50 in der Asphalttragschicht geführt bzw. auf die Asphalttragschicht aufgeklebt. In Abbildung 3.13 ist der Messaufbau zur Fixierung der Sensoren in den in Tabelle 3.7 dargestellten Höhenlagen z dargestellt.

Bei dieser Baumaßnahme wurde die Betondecke im Handeinbau erstellt. Daher war es hier möglich, die Sensoren der Messkanäle 0 (Temperatur) und 10 (elektrischer Widerstand) mit einem Abstand zwischen Oberkante der Betondecke und Sensorlage von lediglich  $\Delta z = 15 \text{ mm}$  einzubauen und somit sehr oberflächennahe Messergebnisse zu erzielen. Der Einbau von Messsensoren zur Referenzmessung von Temperaturen in einem Betondeckenabschnitt mit schon weit fortgeschrittener Hydratation war hingegen bei diesem Lastfall aufgrund baubetrieblicher Zwänge nicht möglich.

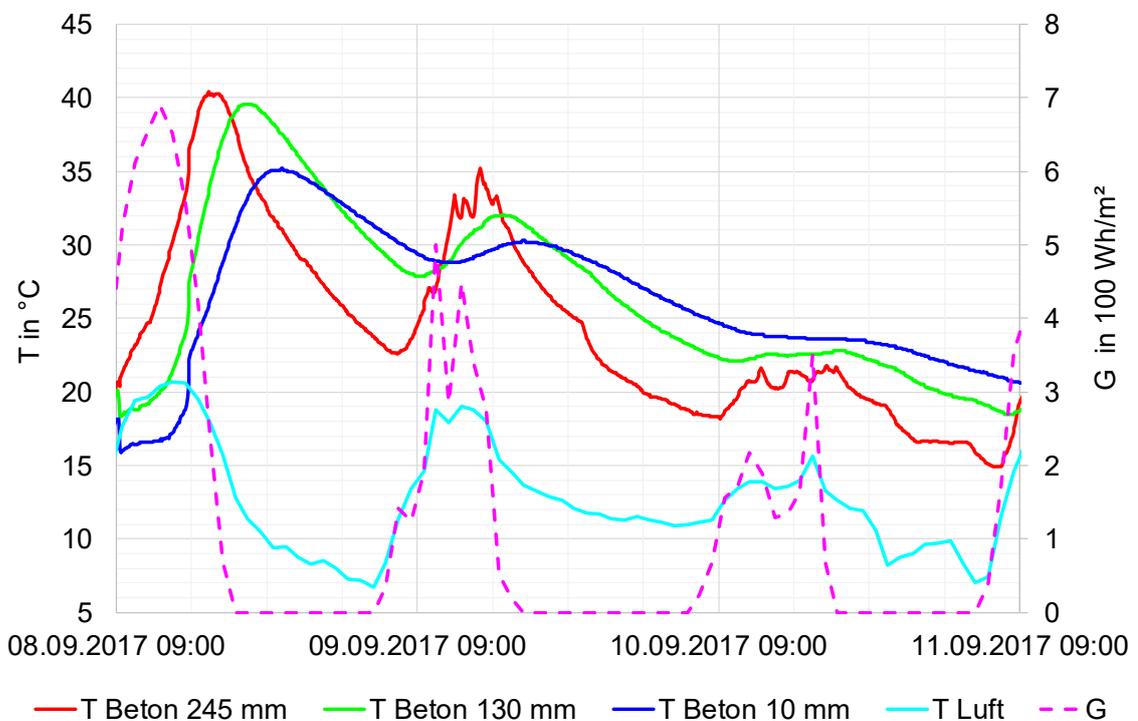


Abbildung 3.14: Temperaturen in der Betondecke Lastfall 4

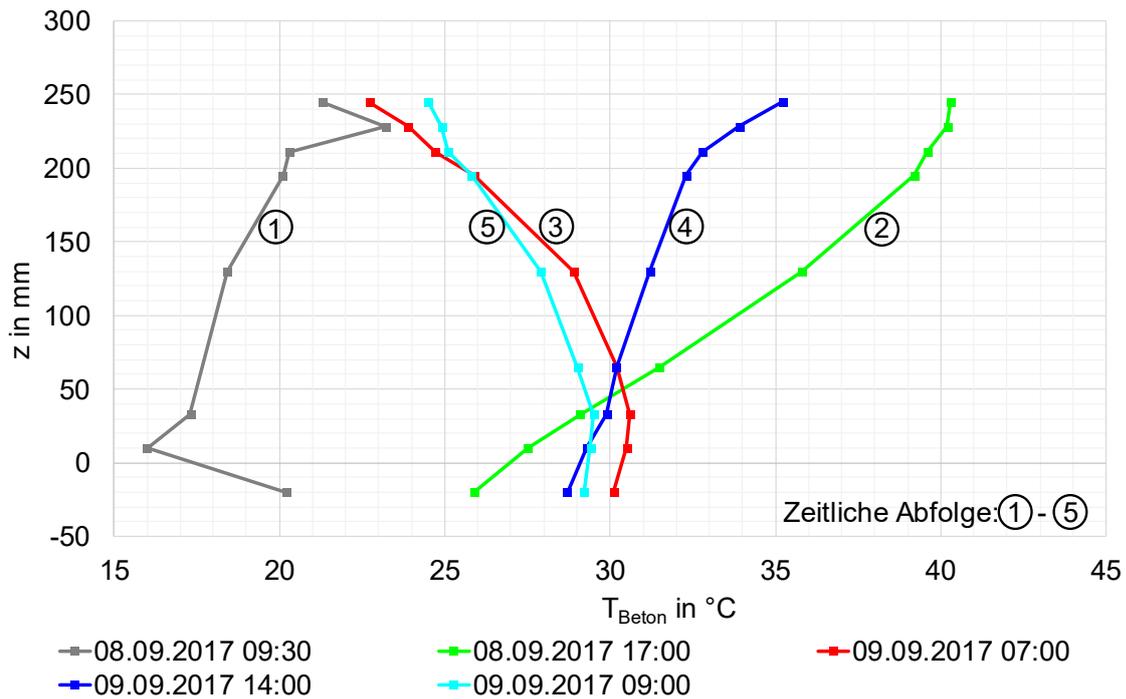


Abbildung 3.15: Vertikale Temperaturprofile Lastfall 4

Der Einbau der Betondecke erfolgte am 08.09.2017 um 08:45 Uhr; der Frischbeton wurde in einem rund 11 km entfernten Betonwerk um 08:11 Uhr gemischt. In Abbildung 3.14 sind der Verlauf der Temperaturen in der Betondecke in den Messkanälen 0, 4 und 7 und von  $T_{\text{Luft}}$  und der Stundenwerte von  $G$  an der 15 km entfernten Wetterstation Karolinenfeld [36] bis 72 h nach dem Betoneinbau dargestellt. Sämtliche Messdaten und weitere Wetterdaten sind in den Anlagen A. 2 und A. 3 dargestellt. Die Lufttemperatur erreichte am 08.09.2017 um 13:30 Uhr  $T_{\text{Luft,max}} = 20,7^\circ\text{C}$  bei einem in der Stunde zuvor aufgetretenem maximalen Stundenwert der Globalstrahlung von  $G_{\text{max}} = 692 \text{ Wh/m}^2$ . Am 08.09.2017 um 16:20 Uhr wurde im Sensor des Messkanals 0  $T_{\text{Beton,max}} = 40,4^\circ\text{C}$  gemessen. In der ersten Nacht nach Herstellung der Betondecke fiel die Lufttemperatur auf  $T_{\text{Luft,min}} = 6,7^\circ\text{C}$  und in den Morgenstunden des 09.09.2017 wurde vor einem nochmaligen Anstieg der Betontemperaturen in Messkanal 0  $T_{\text{Beton}} = 22,6^\circ\text{C}$  ermittelt. In Abbildung 3.15 ist der aus der Sonneneinstrahlung und Hydratationswärmefreisetzung herrührende stark positive Temperaturgradient am 08.09.2017 um 17:00 Uhr und der am 09.09.2017 um 07:00 Uhr aufgetretene negative Temperaturgradient ersichtlich. Aufgrund der Sonneneinstrahlung am 09.09.2017 ergeben sich am Nachmittag des 09.09.2017 wiederum positive Temperaturgradienten, bevor die nächtliche Abkühlung negative Temperaturgradienten bewirkt.

In Abbildung 3.16 wird für den Zeitraum bis 72 h nach Betoneinbau in Anlehnung an die 2. Archie-Gleichung [39]

$$S_w = \left( \frac{\rho_0}{\rho} \right)^{\frac{1}{N}} \quad 3.1$$

für die Messkanäle 10 bis 16 der Verhältniswert  $\rho_0 / \rho$  dargestellt. Nach Archie wird mit  $\rho_0$  der elektrische Widerstand bei vollständiger Wassersättigung, mit  $\rho$  der elektrische Widerstand unter teilweiser Wassersättigung bezeichnet und  $S$  gibt den Sättigungsgrad an. Der Sättigungsexponent  $N$  wird von Archie für nicht konsolidierte, saubere Sande mit  $N = 2$  angegeben. Im Rahmen dieser Arbeit stellt  $\rho$  den zeitabhängigen elektrischen Widerstand dar und für  $\rho_0$  wird der im Zeitraum nach dem Einbau des Straßenbetons minimale gemessene elektrische Widerstandswert gewählt. Der Sättigungsexponent  $N$  wird nicht weiter berücksichtigt. Wie zu erwarten nimmt der Verhältniswert  $\rho_0 / \rho$  in allen Messkanälen bis rund 24 h nach Betoneinbau stärker und in der Folge schwächer ab, da  $\rho$  während der Hydratation zunimmt. Dies wird jedoch durch tageszeitliche Schwankungen überlagert, die aus den Temperaturverläufen in der Betondecke herrühren.

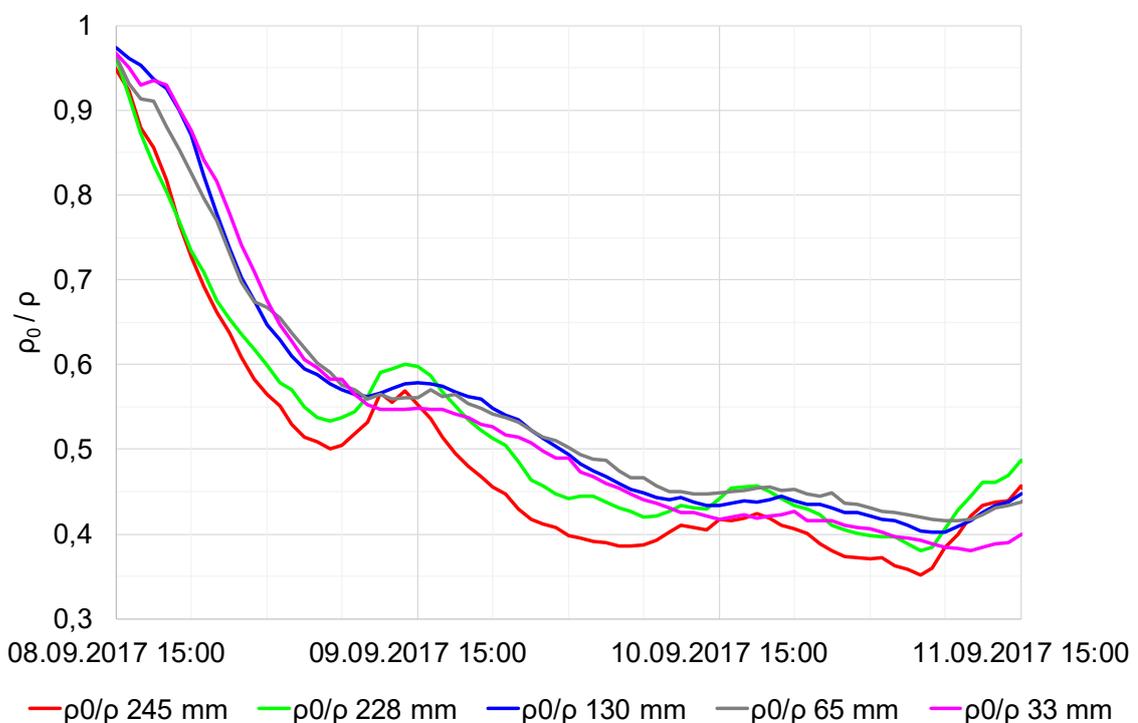


Abbildung 3.16: Verhältnis elektrischer Widerstand unter vollständiger Sättigung zu Teilsättigung Lastfall 4

Mit abnehmendem Abstand zur Betondeckenoberfläche sind größere tageszeitliche Schwankungen bei den ermittelten Widerstandswerten zu beobachten. Für den Zeitraum 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke sind die Verhältnismerte  $\rho_0 / \rho$  in der Anlage A. 2 dargestellt. Die in Abbildung 3.17 dargestellten vertikalen Profile des Elektrolytwiderstandes zeigen über die vollständige Deckenhöhe ab 08.09.2017 15:00 Uhr bis 09.09.2017 09:00 Uhr eine Zunahme des elektrischen Widerstandes gefolgt von einer wahrscheinlich temperaturbedingten Ab- und ab 09.09.2017 15:00 Uhr wieder folgenden Zunahme des Widerstandes. Die im Messkanal 15 ( $z = 65$  mm) ermittelten Widerstandswerte erscheinen durchgehend vergleichsweise gering. Messtechnische Probleme waren nicht zu erkennen. Dennoch scheint es sich hier eher um „Ausreißer“ zu handeln. Wie oben beschrieben, befinden sich bei diesem Lastfall die der Betondeckenoberfläche nächstgelegenen Sensoren 0 (Temperatur) und 10 (elektrischer Widerstand) lediglich  $\Delta z = 15$  mm unterhalb der Betondeckenoberfläche. Daher ist es möglich, die von der Oberfläche der Betondecke ausgehenden Austrocknungsvorgänge zu detektieren.

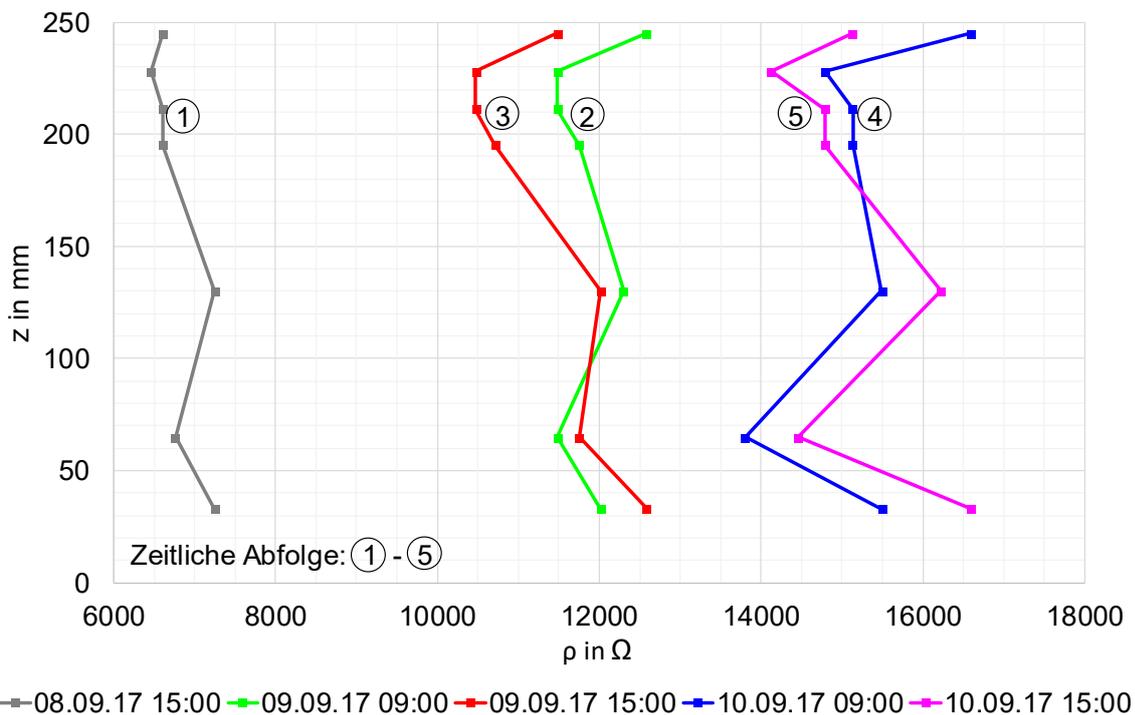


Abbildung 3.17: Vertikale Profile des elektrischen Widerstandes Lastfall 4

Auffällig sind die sich ab den Mittagsstunden des 09.09.2017 bis in die Mittagsstunden des 10.09.2017 im Messkanal 10 ermittelten und im Vergleich zu den anderen Messkanälen 11 bis 16 deutlich geringeren Werte für  $\rho_0 / \rho$  (siehe Abbildung 3.16) und

der sich in den Widerstandsprofilen ab 09.09.2017 09:00 Uhr im oberen Bereich der Betondecke (Messkanäle 10 und 11) ausbildende positive Widerstandsgradient (siehe Abbildung 3.17). Dies deutet auf Austrocknungsvorgänge, die von der Betondeckenoberfläche aus beginnen, hin und deckt sich mit den Forschungsergebnissen von Janssen [40], wonach sich Feuchtegradienten lediglich in einem Bereich bis ca. 2 inch (rund 5,1 cm) unter Oberkante der Betondecke ausbilden. Es ist davon auszugehen, dass in der Folge in der Betondecke Zwangsspannungen in Form von Eigen- bzw. Wölbspannungen auftreten (siehe Kapitel 5.1), welche einen Beitrag zur Rissbildung unter den Fugenkerben leisten. Die Größe dieser Zwangsspannungen konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht bestimmt werden, da hierzu umfangreiche Untersuchungen zur Abhängigkeit des Feuchtegehalts vom elektrischen Widerstand in Abhängigkeit des Hydratationsgrades erforderlich sind.

### 3.5 Vergleich und Wertung der Lastfälle

Im Zuge der Messungen konnten instationäre Temperaturprofile in Betondecken während der Hydratation unter sehr unterschiedlichen Witterungsverhältnissen gewonnen werden. Bei einem Einbau am Abend unter sommerlichen Randbedingungen (Lastfall 1) ergab sich die maximale Temperatur im der Betondeckenoberfläche nächstgelegenen Messkanal am Nachmittag des Folgetages mit  $T_{\text{Beton}} \approx 41,5^\circ\text{C}$  unter einem positiven Temperaturgradienten. Die Differenz zwischen der im obersten und im untersten Kanal in der Betondecke gemessenen Temperatur betrug rund  $\Delta T_{\text{Beton}} \approx 8\text{ K}$ . Bei der Herstellung der Betondecke am Abend unter kühler, herbstlicher Witterung hingegen ist schon während der Zeitraums der maximalen Temperaturdifferenz zur Referenzmessung mit  $\Delta T_{\text{Beton}} \approx 4\text{ K}$  und somit während der maximalen Hydratationswärmeabgabe ein negativer Temperaturgradient gegeben. Der Lastfall 3 mit Herstellung der Betondecke unter heißer Sommerwitterung am Mittag führte zu einer maximalen Betontemperatur in halber Deckenhöhe in den späten Abendstunden von  $T_{\text{Beton}} = 44,5^\circ\text{C}$  und zeitgleich trat zum Referenzkanal die maximale Differenztemperatur mit  $\Delta T_{\text{Beton}} = 10,9\text{ K}$  auf. Bedingt durch die Sonneneinstrahlung nach dem Betondeckeneinbau am Morgen eines warmen Herbsttages (Lastfall 4) trat am Nachmittag ein positiver Temperaturgradient mit einer Temperaturdifferenz zwischen oberstem und unterstem Messkanal von  $\Delta T_{\text{Beton}} \approx 13\text{ K}$  bei gleichzeitig maximaler Betontemperatur von  $T_{\text{Beton,max}} = 40,3^\circ\text{C}$  auf. Ein Abgleich der Betontemperaturen mit einer älteren Betondecke ohne Hydratationswärmeabgabe war bei diesem Lastfall

leider nicht möglich. Es ist aber anzunehmen, dass während des Auftretens von  $T_{\text{Beton,max}} = 40,3^{\circ}\text{C}$  bei diesem Lastfall auch die maximale Hydratationswärme freisetzung erfolgte. Der deutliche Einfluss der Witterung und vor allem der Sonneneinstrahlung während der Hydratation auf die Ausbildung der Temperaturprofile konnte messtechnisch erfasst und gezeigt werden. Insbesondere hat der Zeitraum der Einstrahlung bzw. Abstrahlung starken Einfluss auf die Temperaturzunahme. Dies zeigt sich vor allem bei einem Vergleich der Lastfälle 3 und 4. Während beim Lastfall 4 die vollständige „Ausnutzung“ der Sonneneinstrahlung am Einbautag zu einem stark positiven Temperaturgradienten während des Zeitraums der maximalen Hydratationswärme freisetzung führt, ist dies beim Lastfall 3 nicht der Fall. Hier bewirkt die abendliche bzw. nächtliche Abstrahlung schon eine Abkühlung von der Oberfläche der Betondecke ausgehend und in der Folge tritt die maximale Betondeckentemperatur in halber Deckenhöhe auf. Die messtechnisch ermittelten Werte konnten nach entsprechender Aufbereitung bei den Berechnungen zur Ermittlung der Spannungen im Scheinfugenbereich während der Hydratation in Ansatz gebracht werden (siehe Kapitel 5).

## 4 Laboruntersuchungen zu den Stoffparametern

Zwar finden sich in der Literatur umfangreiche Untersuchungen zu den zeitlichen Entwicklungen der Stoffparameter jungen Betons; es wurden jedoch in der Vergangenheit junge Straßenbetone selten untersucht. Die unter Kapitel 5 und 6 beschriebenen numerischen Modellberechnungen machten deshalb die Ermittlung der Entwicklung von spezifischen Stoffparametern während der Hydratation erforderlich.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden an dem für die Lastfälle 1 und 2 (siehe Kapitel 3.1 und 3.2) eingesetzten Straßenbeton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 die zeitabhängigen Entwicklungsfunktionen für die Stoffparameter

- mittlere Druckfestigkeit  $f_{c,m}$
- mittlerer anfänglicher Elastizitätsmodul  $E_{anf,m}$
- mittlerer stabilisierter Elastizitätsmodul  $E_{stab,m}$
- mittlere zentrische Zugfestigkeit  $f_{ct,m}$  und
- Grundkriechzahl  $\varphi(t_0)$

bei Hydratation unter isothermer Lagerung mit  $T = 20^\circ\text{C}$  bestimmt. Die einzelnen Prüfungen zur Bestimmung der Entwicklungsfunktionen für die Stoffparameter  $f_{c,m}$ ,  $E_{anf,m}$ ,  $E_{stab,m}$  und  $f_{ct,m}$  wurden 24 h, 48 h und 28 d nach der Erstellung der Probekörper durchgeführt. Werte für  $f_{c,m}$  und  $E_{anf,m}$  konnten auch 12 h nach Probekörperherstellung gewonnen werden; weitere Untersuchungen waren zu diesem Zeitpunkt aufgrund der noch nicht ausreichend fortgeschrittenen Festigkeitsentwicklung nicht möglich.

Die Entwicklungsfunktion für  $\varphi(t_0)$  unter  $T = 20^\circ\text{C}$  konnte mittels Belastungen der Probekörper im Alter von  $t_0 = 24$  h,  $t_0 = 48$  h und  $t_0 = 28$  d bestimmt werden.

Im Betonalter von 28 d wurden an einem Probekörper Untersuchungen zum Querdehnungsverhalten durchgeführt und an vier Probekörpern das Wärmedehnverhalten untersucht.

Die Betonzusammensetzung ist in Tabelle 3.1 dargestellt (siehe Kapitel 3.1). Da es aus logistischen Gründen nicht möglich war, die Laboruntersuchungen an Baustellenbeton durchzuführen wurde der Frischbeton im Centrum Baustoffe und Materialprüfung der Technischen Universität München in einem Tellermischer hergestellt. Hierbei wurden die Gesteinskörnungen und der Zement 1 min trocken vorgemischt. Anschließend erfolgte die Wasserzugabe inklusive des Luftporenbildners unter Mischen innerhalb von 30 s und

danach wurde das Zusatzmittel zur Betonverflüssigung ebenfalls innerhalb von 30 s hinzugegeben. Die gesamte „Nass-Mischzeit“ betrug 2 min. Am Frischbeton erfolgte die Bestimmung des Verdichtungsmaßes und des Luftporengehaltes. Die Werte entsprachen den Anforderungen des Regelwerks.

Die Stoffparameter  $f_{c,m}$ ,  $E_{anf,m}$ ,  $E_{stab,m}$  und  $\phi(t_0)$  wurden an DIN EN 12390-1 [41] entsprechenden zylindrischen Probekörpern mit  $\varnothing = 100$  mm und  $h = 200$  mm bestimmt; zur Untersuchung von  $f_{ct,m}$  wurde eine neue Prüfkörpergeometrie entwickelt (siehe Kapitel 4.2).

Die Prüfkörper verblieben entsprechend DIN EN 12390-2 [42] für einen Zeitraum von  $t = 16$  h nach Herstellung in der Form und wurden anschließend in der Feuchtekammer bei  $T = (20 \pm 2)$  °C und  $rF > 95$  % gelagert.

Die Beschreibung der zeitabhängigen Entwicklung der Stoffparameter  $f_{c,m}(t)$ ,  $E_{anf,m}(t)$ ,  $E_{stab,m}(t)$  und  $f_{ct,m}(t)$  erfolgt mittels Entwicklungsfunktion [43], welche die Form einer Sigmoidfunktion aufweist:

$$P(t) = P_1 * P(t = 28 \text{ d}) * \exp \left[ P_2 * \left( \frac{t}{t_p} \right)^{P_3} \right] \quad 4.1$$

Hierbei wird mit  $P(t)$  der zeitabhängige Stoffparameter und mit  $P(t = 28 \text{ d})$  der bei  $t = 28$  d bestimmte Stoffparameter bezeichnet. Im Rahmen dieser Arbeit stellt  $t = 0$  den Zeitpunkt der Wasserzugabe bei der Herstellung des Frischbetons dar. Die Ermittlung der Regressionsparameter  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  sowie des Proportionalitätsfaktors  $t_p$  erfolgte über die Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Die Entwicklungsfunktionen wurden für die Hydratationsbedingungen isotherm  $T = 20$ °C (siehe oben) ermittelt. Die Anpassung der Entwicklungsfunktionen an von  $T = 20$ °C abweichende und damit die Reaktionskinetik beeinflussende Randbedingungen erfolgte mittels Arrhenius–Ansatz (siehe Kapitel 5.3). Der Bezug der Entwicklung der Stoffparameter auf den Hydratationsgrad wäre bei den Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit nicht vorteilhafter gewesen, da die ermittelten Entwicklungsfunktionen im Rahmen der in Kapitel 5.6 und 5.9 beschriebenen numerischen Modellrechnung ohnehin zeitschrittweise diskretisiert werden mussten.

## 4.1 Druckfestigkeit sowie anfänglicher und stabilisierter Elastizitätsmodul

Die Werte für  $f_c$  wurden entsprechend DIN EN 12390-3 [44] bestimmt, die vorgesehene Belastungsgeschwindigkeit beträgt bei diesem Versuch 0,6 MPa/s. Das Alter zum Prüfzeitpunkt,  $f_{c,m}$  sowie statistische Angaben sind in Tabelle 4.1, die Mittelwerte zu den einzelnen Prüfzeitpunkten und die Entwicklungsfunktion zu  $f_{c,m}$  sind in Abbildung 4.8 dargestellt. Die ermittelte Entwicklungsfunktion in Abhängigkeit von  $t$  in Tagen lautet:

$$f_{c,m}(t) = 1,07 * 56,1 * \exp \left[ -3 * \left( \frac{t}{0,55} \right)^{-1,01} \right] \quad 4.2$$

Tabelle 4.1: Alter, Stichprobenzahl, Variationskoeffizient und Druckfestigkeit

<b>Alter</b>	<b>n</b>	<b>Var (<math>f_c</math>) in %</b>	<b><math>f_{c,m}</math> in MPa</b>
12 h	3	6,9	2,5
24 h	9	6,7	11,9
48 h	6	3,5	25,9
28 d	9	5,4	56,1

Die Ermittlung von  $E_{anf}$  und  $E_{stab}$  erfolgte entsprechend DIN EN 12390-13 [45] über die Bestimmung der Sekantenmodule nach dem in der Norm beschriebenen Verfahren A.

Abbildung 4.1 zeigt beispielhaft den Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{anf}$  und  $E_{stab}$  zum Zeitpunkt Alter = 48 h.  $E_{anf}$  wird aus den Lasten und Dehnungen zu den Zeitpunkten  $t_1$  und  $t_2$  und  $E_{stab}$  aus den Lasten und Dehnungen zu den Zeitpunkten  $t_3$  und  $t_4$  bestimmt. Die Dehnungen wurden in drei Messlinien je Probekörper in drei zueinander um 120° gedrehten Achsen mittels Dehnmessstreifen ermittelt. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt wie beim vorbeschriebenen Druckversuch 0,6 MPa/s. Weitere Zeit–Last bzw. Zeit–Dehnungs–Darstellungen finden sich in der Anlage A. 5.

Die Entwicklungsfunktionen für  $E_{anf,m}(t)$  und  $E_{stab,m}(t)$  mit  $t$  in Tagen lauten:

$$E_{anf,m}(t) = 1,0 * 36217 * \exp \left[ -2,5 * \left( \frac{t}{0,4} \right)^{-1,25} \right] \quad 4.3$$

$$E_{\text{stab},m}(t) = 1,0 * 39330 * \exp\left[-2,5 * \left(\frac{t}{0,4}\right)^{-1,25}\right] \quad 4.4$$

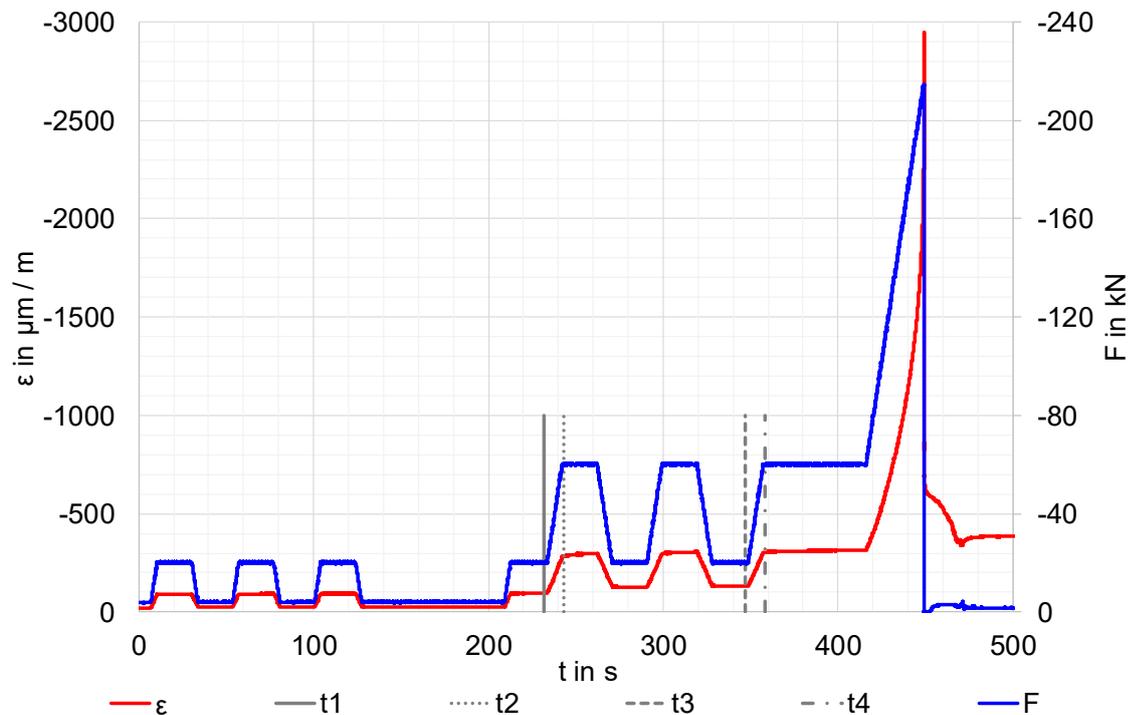


Abbildung 4.1: Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{\text{anf}}$  und  $E_{\text{stab}}$  – Alter 48 h, Prüfkörper 1

In Tabelle 4.2 sind  $E_{\text{anf},m}$  und  $E_{\text{stab},m}$  zu den einzelnen Prüfzeitpunkten sowie statistische Angaben enthalten. Für das Alter 12 h konnte  $E_{\text{anf}}$  lediglich über die aus der vertikalen Bewegung der Druckplatten der Prüfmaschine ermittelte Längsdehnung des Probekörpers errechnet werden. Aufgrund der noch sehr geringen Festigkeit waren das Kleben von Dehnmessstreifen sowie die Bestimmung von  $E_{\text{stab}}$  mit der hierzu erforderlichen Wiederbelastung zu diesem Prüfzeitpunkt noch nicht möglich.

Tabelle 4.2: Alter, Stichprobenzahl, Variationskoeffizient und anfänglicher und stabilisierter Elastizitätsmodul

Alter	$n(E_{\text{anf}})$	$\text{Var}(E_{\text{anf}})$ in %	$E_{\text{anf},m}$ in MPa	$n(E_{\text{stab}})$	$\text{Var}(E_{\text{stab}})$ in %	$E_{\text{stab},m}$ in MPa
12 h	2	4,4	420	-	-	-
24 h	4	5,0	18510	4	3,4	20896
48 h	2	9,7	25199	2	6,9	28229
28 d	4	1,6	36217	4	0,8	39330

In Abbildung 4.2 sind die Mittelwerte zu den Prüfzeitpunkten, sowie die Entwicklungsfunktionen für  $E_{anf,m}$  und  $E_{stab,m}$  dargestellt.

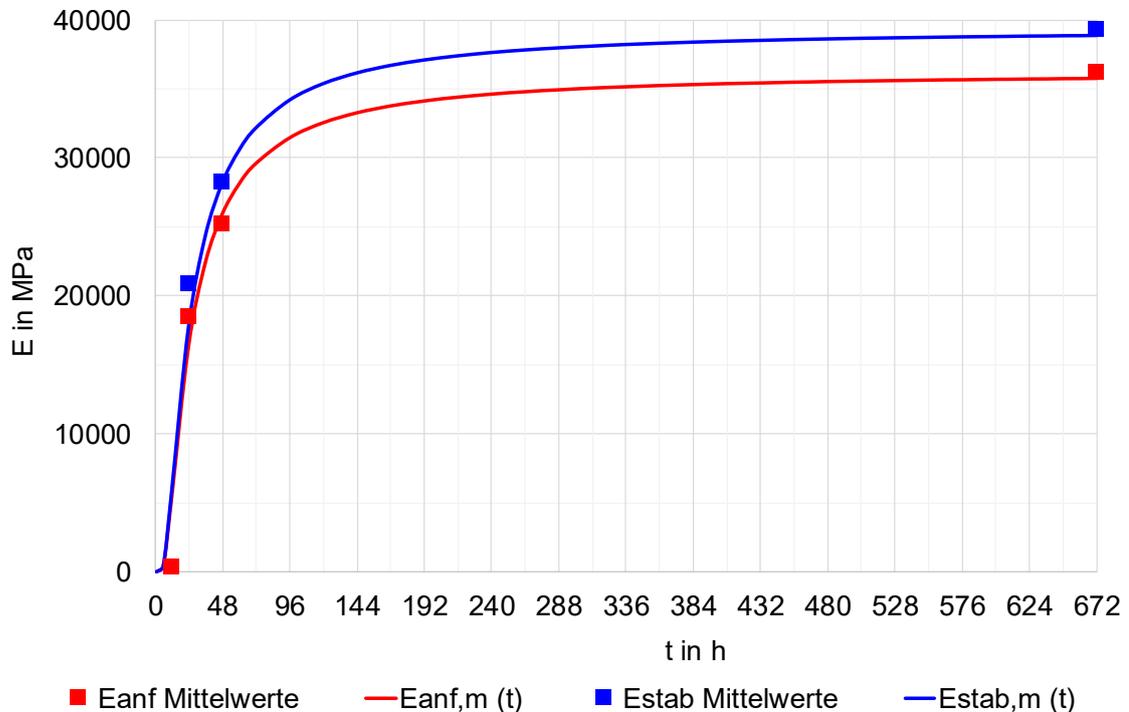


Abbildung 4.2: Mittelwerte und Entwicklungsfunktionen für  $E_{anf}$  und  $E_{stab}$

## 4.2 Zentrische Zugfestigkeit

### 4.2.1 Entwicklung einer Probekörpergeometrie und Versuchsdurchführung

Die Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ct}$  ist versuchstechnisch aufwändig. Entsprechend Heft 22 des DAfStb [46] sind zylindrische Probekörper mit  $\varnothing = 150$  mm und  $h = 300$  mm vorgesehen, wobei an den auf die Probekörper aufgeklebten Lasteintragungsplatten Verankerungsplatten befestigt werden, in denen Zugstangen kalottenartig zu lagern sind. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt  $(0,05 \pm 0,01)$  N/mm<sup>2</sup>. In Vorversuchen am Prüfamt für Verkehrswegebau konnte trotz gelenkiger Lagerung der Zugstangen kein Versagen der Prüfkörper in der in [46] beschriebenen gültigen Bruchzone mit Abstand  $\Delta z = h / 8$  von den Lasteintragungsplatten herbeigeführt werden. Dies ist wahrscheinlich mit Spannungsspitzen zu begründen, die im Lasteinleitungsbereich – Übergang Lasteinleitungsplatte-Klebstoff-Prüfkörper – nur sehr schwer zu eliminieren sind. Daher

wurde im Rahmen dieser Arbeit eine zur Mitte des Prüfkörpers hin verjüngte Geometrie entwickelt mit dem Ziel der Minimierung von Spannungsspitzen und der Anforderung, dass die Herstellung der Probekörper unter Einsatz von der DIN EN 12390-1 [41] entsprechenden Formen einfach gehalten und zudem zu einem Prüfzeitpunkt in einer Prüfmaschine hintereinander mehrere Probekörper geprüft werden können. Die Entwicklung der Probekörpergeometrie verlief schrittweise. Bei der zuerst gewählten linearen Verjüngung versagten die Probekörper bei Vorversuchen aufgrund von Spannungsspitzen im Grund der sich aus der Verjüngung ergebenden einspringenden Ecke. Illguth et al. beschreiben in [47] einen rechteckigen Probekörper mit Klothoidenübergang, wobei Zugversuche an Feinkornbetonen mit Mikrostahlfasern durchgeführt und die Probekörper direkt in die Prüfmaschine eingeklebt wurden. Der Ansatz der Verjüngung mittels Klothoide wurde übernommen und auf dieser Grundlage wurde eine „Inlay-Geometrie“ für Formen mit  $\varnothing = 150$  mm und  $h = 300$  mm entwickelt. Sowohl die zylindrischen Mittelbereiche als auch die Übergangsbereiche mit Klothoide wurden mit  $h = 66$  mm entsprechend dem dreifachen Durchmesser des beim zu prüfenden Betons eingesetzten Größtkorn von  $D = 22$  mm ausgeführt. Auf die zylindrischen Lasteinleitungsbereiche entfielen somit jeweils  $h = 51$  mm; hier konnte die Anforderung  $h \geq 3 D$  nicht erfüllt werden. Für den verjüngten, zylindrischen Mittelbereich wurde  $\varnothing = 120$  mm vorgesehen, da das Einfüllen und Verdichten des Frischbetons auch bei Konsistenz C1 noch sichergestellt werden musste. Im kartesischen Koordinatensystem ergeben sich somit am Ende der Klothoide die Koordinaten  $x = 66$  mm und  $y = 15$  mm aus der Verjüngung von  $\varnothing = 150$  mm auf  $\varnothing = 120$  mm. Die Reihenentwicklungen der Klothoide für die Koordinaten  $x$  und  $y$  lauten nach Hubeny [48]

$$x = L * \left( 1 - \frac{\tau^2}{2!5} + \frac{\tau^4}{4!9} - \frac{\tau^6}{6!13} \pm \dots \right) \quad 4.5$$

$$y = L * \left( \frac{\tau}{3} - \frac{\tau^3}{3!7} + \frac{\tau^5}{5!11} - \frac{\tau^7}{7!15} \pm \dots \right) \quad 4.6$$

mit

$$\tau = \frac{L^2}{2 * A_K^2} \quad 4.7$$

wobei  $L$  die Länge,  $A_K$  den Parameter und  $\tau$  den Tangentenwinkel der Klothoide darstellt. Mit den Gleichungen 4.5 bis 4.7 und unter Anwendung eines numerischen Näherungsverfahrens wie der „Regula falsi“ werden der Klothoidenparameter  $A$  und in der Folge die Koordinaten  $x$  und  $y$  innerhalb der Klothoide bestimmt. Abbildung 4.3 zeigt einen Schnitt durch den Zugprobekörper und in Abbildung 4.4 sind für diesen Probekörper die im Klothoidenbereich errechneten Koordinaten sowie die Krümmung dargestellt.

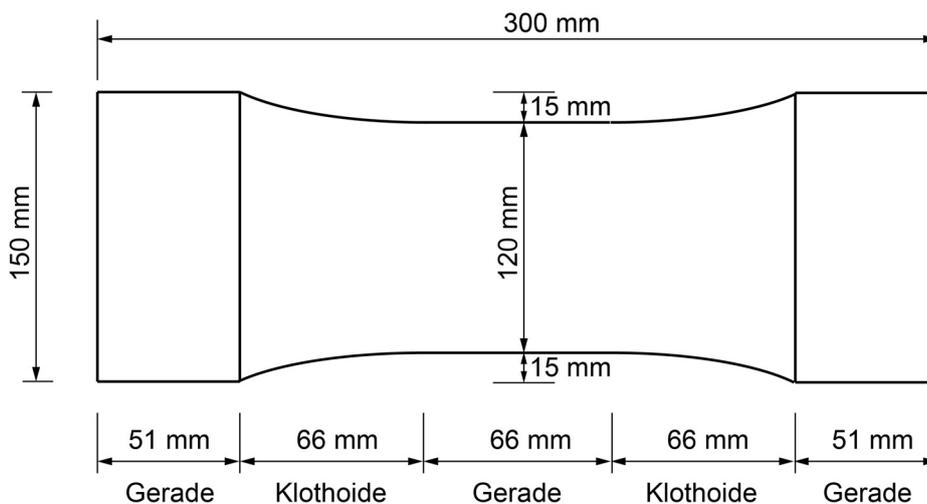


Abbildung 4.3: Schnitt durch den Zugprobekörper

Unter Einsatz der Software ANSYS Workbench, Version 17.1 wurden in einer Finite-Elemente-Analyse die Spannungen im Zugprüfkörper zu den Prüfzeitpunkten  $t = 24$  h,  $t = 48$  h und  $t = 28$  d mit den zuvor ermittelten Werten für  $E_{anf,m}$  errechnet. Der Probekörper wurde in einem Finite-Elemente-Netz mit einem Knotenabstand von  $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 5$  mm abgebildet. Gegenüber den mit

$$\sigma_f = \frac{F_{\max}}{A_c} \quad 4.8$$

aus den Höchstlasten  $F_{\max}$  und der im zylindrischen Mittelbereich der Probekörper errechneten Spannung  $\sigma$  ergeben sich im Klothoidenbereich des Probekörpers trotz linearer Zunahme der Krümmung erhöhte Spannungswerte.

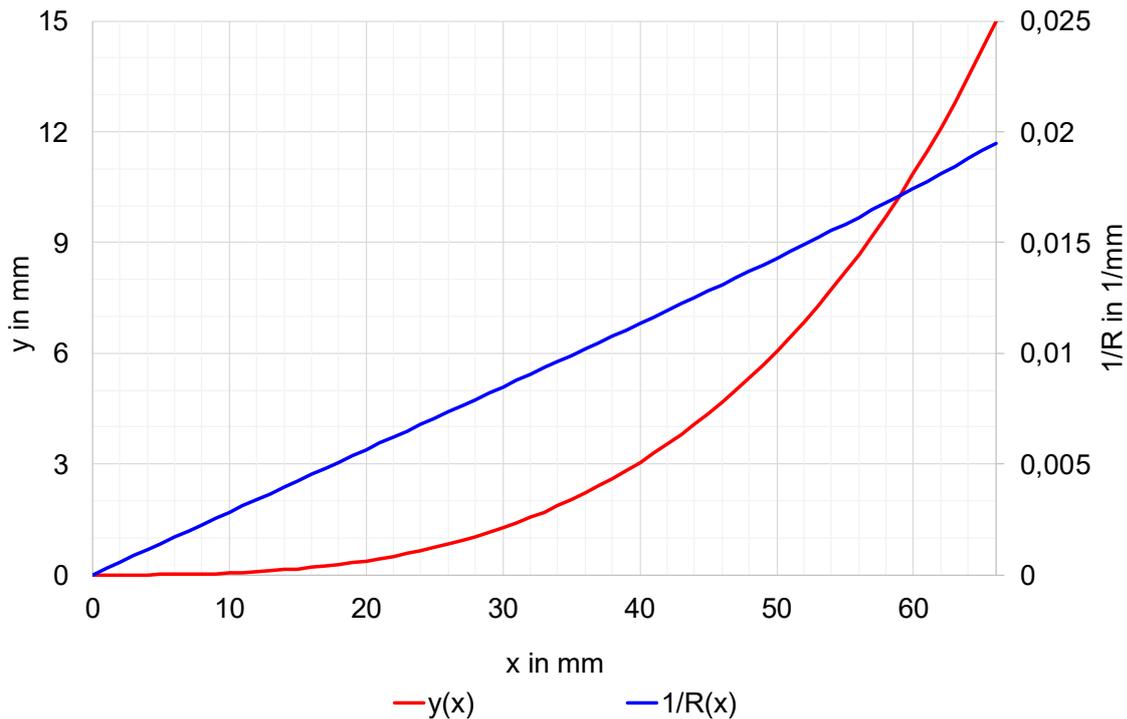


Abbildung 4.4: Errechnete Koordinaten und Krümmung im Klothoidenbereich

Bei den drei vorgenannten Prüfzeitpunkten wurde unter Ansatz der entsprechenden Stoffparameter und Lasten beim Versagen der Kalibrierfaktor

$$k_{\text{Sim}} = \frac{\sigma_{1\text{max}}}{\sigma_f} \quad 4.9$$

bestimmt.

Im Klothoidenbereich wurden gegenüber dem im zylindrischen Mittelbereich mit Formel 4.8 errechneten  $\sigma_f$  um den Faktor  $k_{\text{Sim}} = 1,17$  erhöhte maximale Hauptspannungen  $\sigma_{1\text{max}}$  errechnet. Die aus der Höchstlast  $F_{\text{max}}$  und der Querschnittsfläche  $A_c$  im Mittelbereich des Probekörpers errechnete Festigkeit  $f_{\text{ct}}$  wird daher im Rahmen der Auswertung mit  $k_{\text{Sim}} = 1,17$  skaliert. In Abbildung 4.5 sind die zum Prüfzeitpunkt  $t = 24$  h für einen Zugversuch errechneten Hauptspannungen  $\sigma_1$  dargestellt. Zu beachten ist, dass die an der Oberfläche im Mittelbereich des Probekörpers errechneten  $\sigma_1$  nicht  $\sigma_f$  aus Formel 4.8 entsprechen, da hier im Querschnitt nicht konstante Spannungen auftreten.

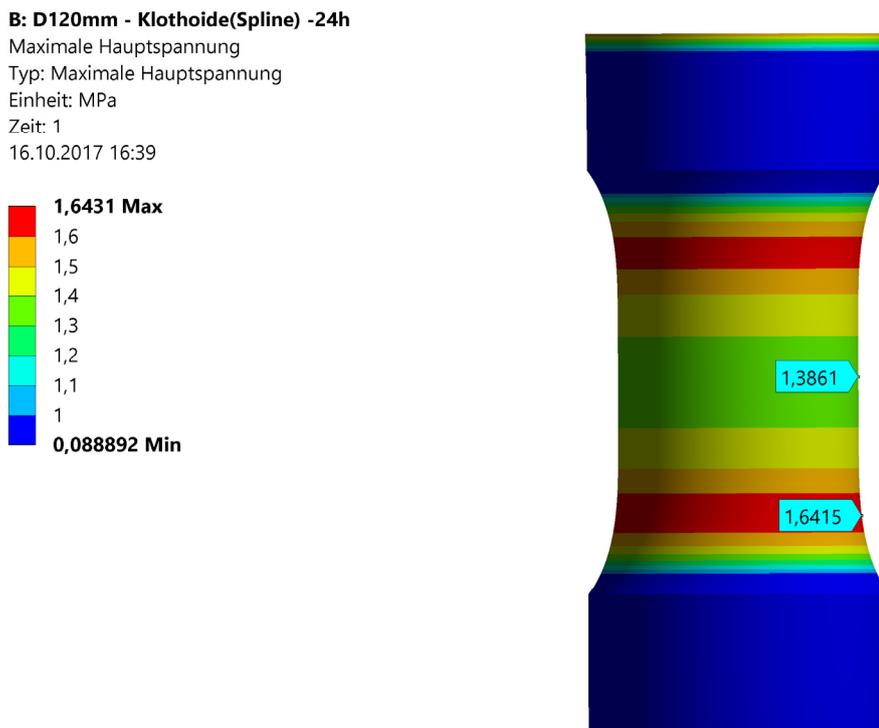


Abbildung 4.5: Finite-Elemente-Analyse eines Zugversuchs zum Prüfzeitpunkt 24 h

Vergleichsrechnungen zeigten, dass die Verjüngung des Probekörpers mittels Klothoide die Spannungsspitzen gegenüber einem linearen Übergang mit einspringender Ecke um rund 35 % verringert; auch gegenüber einem Übergang mit Kreisbogen ergeben sich beim Klothoidenübergang aufgrund der hier gegebenen linearen Krümmungszunahme größere Bereiche mit gleichmäßigen Spannungen. Eine vollständige „Spannungsberuhigung“ scheint bei einer Zugprüfkörpergeometrie mit Verjüngung und unter Einsatz von Normformen nicht möglich.

Die oben beschriebene neu entwickelte „Inlay-Geometrie“ ergibt sich aus der Differenz einer Normform mit  $\varnothing = 150 \text{ mm}$  und  $h = 300 \text{ mm}$  und dem Probekörper. Die „Inlay-Körper“ wurden aus Kunststoff PA 6 mittels „CNC-Drehen“ hergestellt und um das Ausschalen zu ermöglichen in zwei Halbschalen zerteilt. Durch Splintverbindungen in zuvor erstellten Bohrlöchern konnten die beiden Halbschalen wieder passgenau zusammengesetzt und in den Schalungen verklebt werden. In Abbildung 4.6 ist ein in der Schalung befestigter „Inlay-Körper“ dargestellt.

Zur Lasteinleitung in die Probekörper wurden diese mit den Lasteinleitungsplatten aus Stahl mit dem Klebstoff Quicksolid (MC Bauchemie GmbH) verklebt. Um ein Versagen im Bereich der Verklebung zu vermeiden wurden zur Verbesserung der Lasteinleitung in die zu verklebenden Probekörperflächen Rillen mit einer Tiefe von rund 5 mm und einem

Abstand von rund 10 mm geschnitten und die Rillenstruktur wurde mittels Stahlbürste und Druckluft gesäubert. Der Klebevorgang erfolgte in zwei Schritten unter Einsatz einer ebenfalls neu entwickelten Klebevorrichtung. Zunächst wurden die Rillen mit Klebstoff gefüllt und in einem zweiten Arbeitsschritt wurde der Klebstoff vollflächig auf die Probekörperfläche aufgebracht. In der Klebevorrichtung konnten die Prüfkörper mit den Lasteinleitungsplatten ohne Exzentrizität zusammengeführt werden. In Abbildung 4.7 ist ein mit den Lasteinleitungsplatten verklebter und nach Versuchsdurchführung wieder zusammengesetzter Prüfkörper abgebildet. Das Versagen trat bei allen Probekörpern im Klothoidenbereich mit  $\sigma_{1_{\max}}$  auf (siehe Abbildung 4.5). Weitere Fotos zur Versuchsdurchführung finden sich in Anlage A. 6.



Abbildung 4.6: Normform mit Inlay

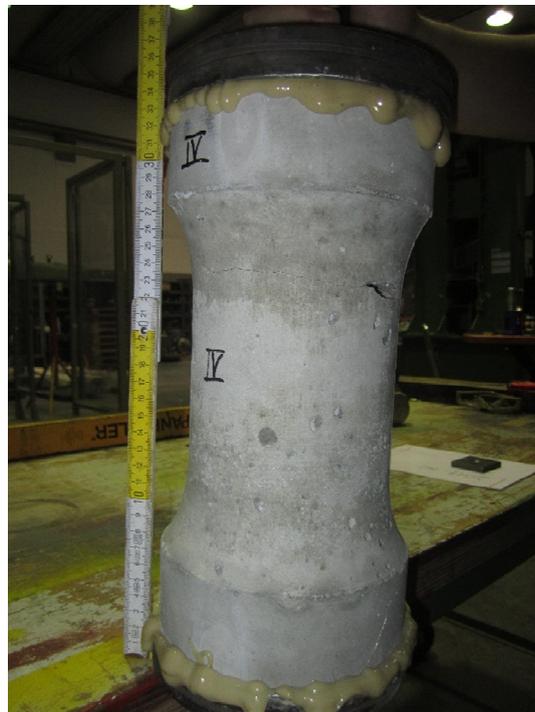


Abbildung 4.7: Nach Versuchsdurchführung zusammengesetzter Prüfkörper mit Lasteinleitungsplatten

### 4.2.2 Messwerte und Entwicklungsfunktion

Die ermittelte Entwicklungsfunktion für die zentrische Zugfestigkeit in Abhängigkeit von  $t$  in Tagen lautet:

$$f_{ct,m}(t) = 3,4 * 1,03 * \exp \left[ -3 * \left( \frac{t}{0,4} \right)^{-1,25} \right] \quad 4.10$$

In Tabelle 4.3 sind die Mittelwerte sowie statistische Angaben für  $f_{ct}$  zu den einzelnen Prüfzeitpunkten und in Abbildung 4.8 sind die Mittelwerte zu den einzelnen Prüfzeitpunkten sowie die Entwicklungsfunktionen für  $f_{c,m}$  und  $f_{ct,m}$  dargestellt.

Tabelle 4.3: Alter, Stichprobenzahl, Variationskoeffizient und zentrische Zugfestigkeit

Alter	n	Var( $f_{ct}$ ) in %	$f_{ct,m}$ in MPa
24 h	8	7,9	1,7
48 h	2	2,1	2,5
28 d	5	7,6	3,4

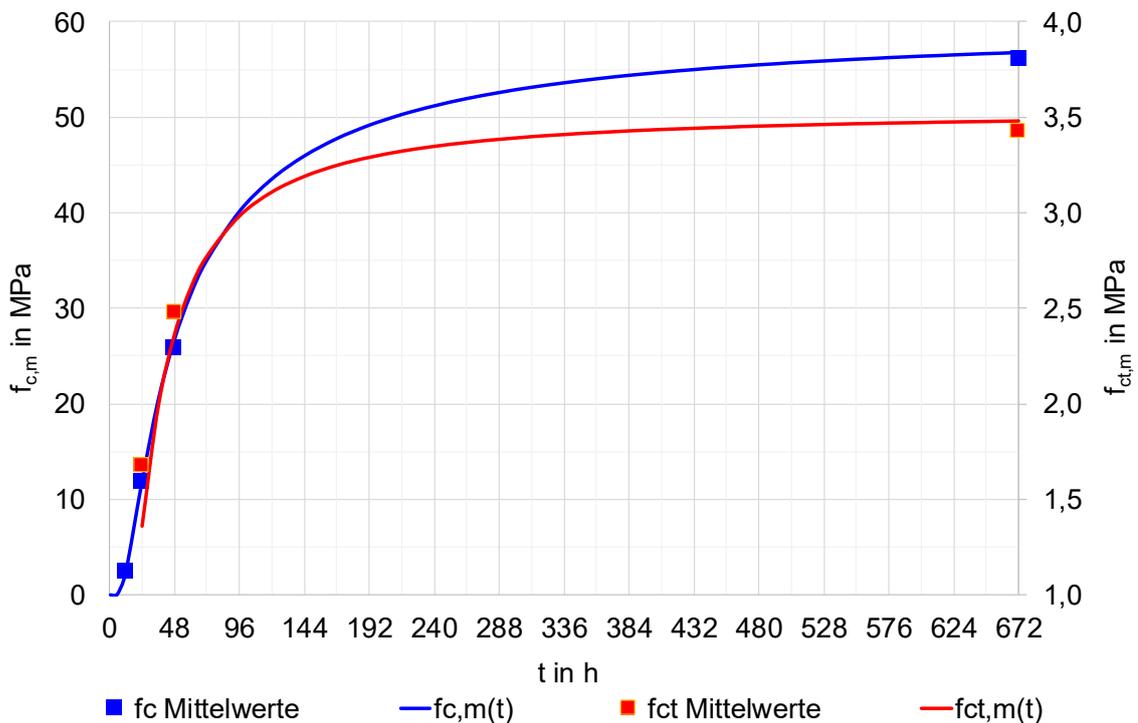


Abbildung 4.8: Mittelwerte und Entwicklungsfunktionen der Zylinderdruckfestigkeit und zentrischen Zugfestigkeit

### 4.3 Kriechverhalten

Die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  zum Zeitpunkt  $t$  mit einem Belastungsbeginn zum Zeitpunkt  $t_0$  wird aus den Kriechdehnungen  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  und den elastischen Dehnungen  $\varepsilon_{el}(t_0)$  errechnet, wobei sich  $\varepsilon_{cc}(t)$  aus den Gesamtdehnungen  $\varepsilon_{ges}(t)$ , den Schwinddehnungen  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  und den elastischen Dehnungen  $\varepsilon_{el}(t_0)$  ergibt:

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\varepsilon_{el}(t_0)} = \frac{(\varepsilon_{ges}(t) - \varepsilon_{cs}(t, t_s) - \varepsilon_{el}(t_0))}{\varepsilon_{el}(t_0)} \quad 4.11$$

Die einzelnen Verformungskomponenten von Beton sowie deren Abhängigkeit von der Be- und Entlastung bei einem Einstufen-Kriechversuch sind in Abbildung 4.9 dargestellt. Hierbei ist zu beachten, dass die elastischen, verzögert elastischen und plastischen Dehnungen von den Schwinddehnungen überlagert werden und diese zur Berechnung von  $\varphi(t, t_0)$  messtechnisch erfasst werden müssen.

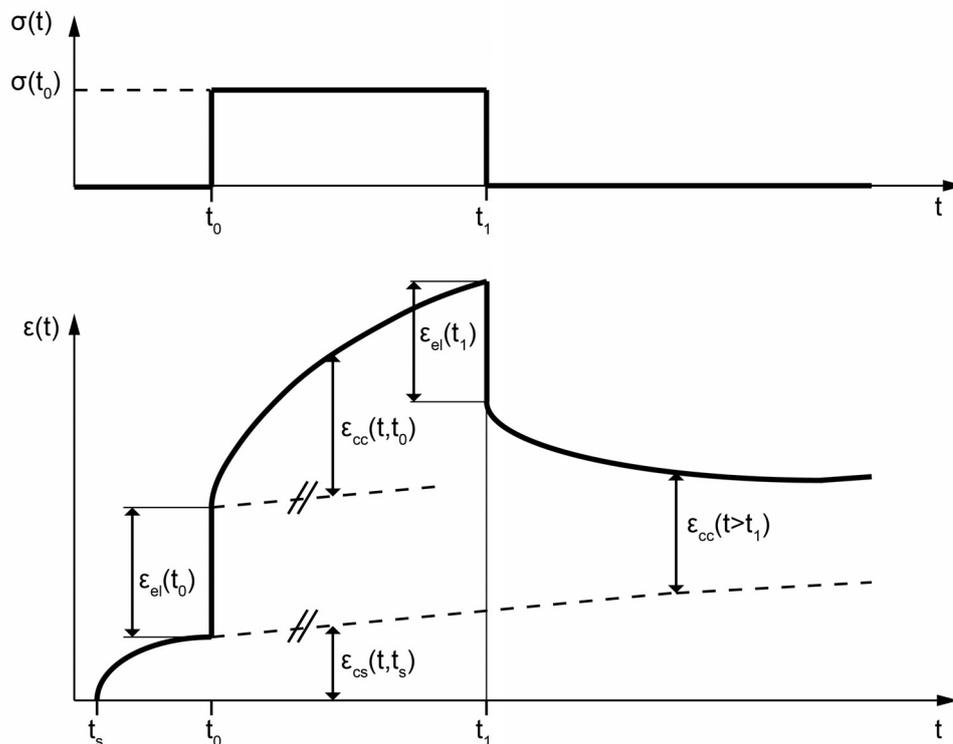


Abbildung 4.9: Definition der Dehnungskomponenten von Beton im Einstufen-Kriechversuch nach [49]

Laube [50] ermittelte

$$\varphi(t, t_0) = P_4(t_0) * \left[ \frac{t - t_0}{t_p} \right]^{P_5(t_0)} \quad 4.12$$

wobei  $P_4(t_0)$  und  $P_5(t_0)$  in Abhängigkeit des Hydratationsgrades angegeben werden.

Entsprechend Röhling [51],[43] kann in guter Näherung auf den Bezug zum Hydratationsgrad verzichtet werden und  $\varphi(t, t_0)$  in Abhängigkeit des Zeitpunktes der Erstbelastung  $t_0$  und des betrachteten Zeitpunktes  $t$  beschrieben werden;  $\varphi(t, t_0)$  ergibt sich mittels Potenzfunktion und der Grundkriechzahl  $\varphi(t_0)$  zu

$$\varphi(t, t_0) = \varphi(t_0) * [t - t_0]^{0,3} \quad 4.13$$

wobei  $\varphi(t_0)$  in Abhängigkeit von  $f_{c,m}(t)$  mit

$$\varphi(t_0) = A_{Kr} + 0,45 * \exp \left[ - \frac{f_{cm}(t)}{B_K} \right] \quad 4.14$$

angenähert werden kann.

Zur Bestimmung von  $\varphi(t_0)$  wurden in einer temperierten Kiste unter isothermen Bedingungen mit  $T = 20^\circ\text{C}$  Druckkriechversuche an Zylindern  $\varnothing = 100 \text{ mm}$  und  $h = 200 \text{ mm}$  mit einer konstanten Auflast  $P = 20 \text{ kN}$ , welche mittels Totlast aufgebracht wurde, durchgeführt (siehe Abbildung 4.10). Die Dehnungen wurden in drei Messlinien in drei zueinander um  $120^\circ$  gedrehten Achsen mittels Dehnmessstreifen ermittelt. An jeweils zwei zusätzlichen Schwindkörpern  $\varnothing = 100 \text{ mm}$  und  $h = 200 \text{ mm}$  konnten bei jedem Versuch die Schwinddehnungen  $\varepsilon_{cs}$  bestimmt werden. Diese wurden mit Dehnmessstreifen in zwei einander diametral gegenüberliegenden Messlinien bestimmt. In Abbildung 4.11 ist die Anordnung des Kriech- und der Schwindkörper in der vorgenannten temperierten Kiste ersichtlich. Die mittels Hygrometer stichprobenartig bestimmten relativen Luftfeuchten lagen während den Versuchsdurchführungen zwischen  $rF = 54 \%$  bis  $rF = 71 \%$ .



Abbildung 4.10: Totlastrahmen und temperierbare Kiste zur Durchführung der Kriechversuche



Abbildung 4.11: Kriechkörper und Schwindkörper

In Tabelle 4.4 sind Belastungszeitpunkt  $t_0$ ,  $f_{c,m}(t_0)$  und die zu diesen Zeitpunkten mit den Formeln 4.11 und 4.13 ermittelten Werte für  $\varphi(t_0)$  dargestellt. Abbildung 4.12 zeigt beispielhaft die Einzelwerte zur Regression und die Kriechfunktion  $\varphi(t, t_0)$  für  $t_0 = 24$  h.

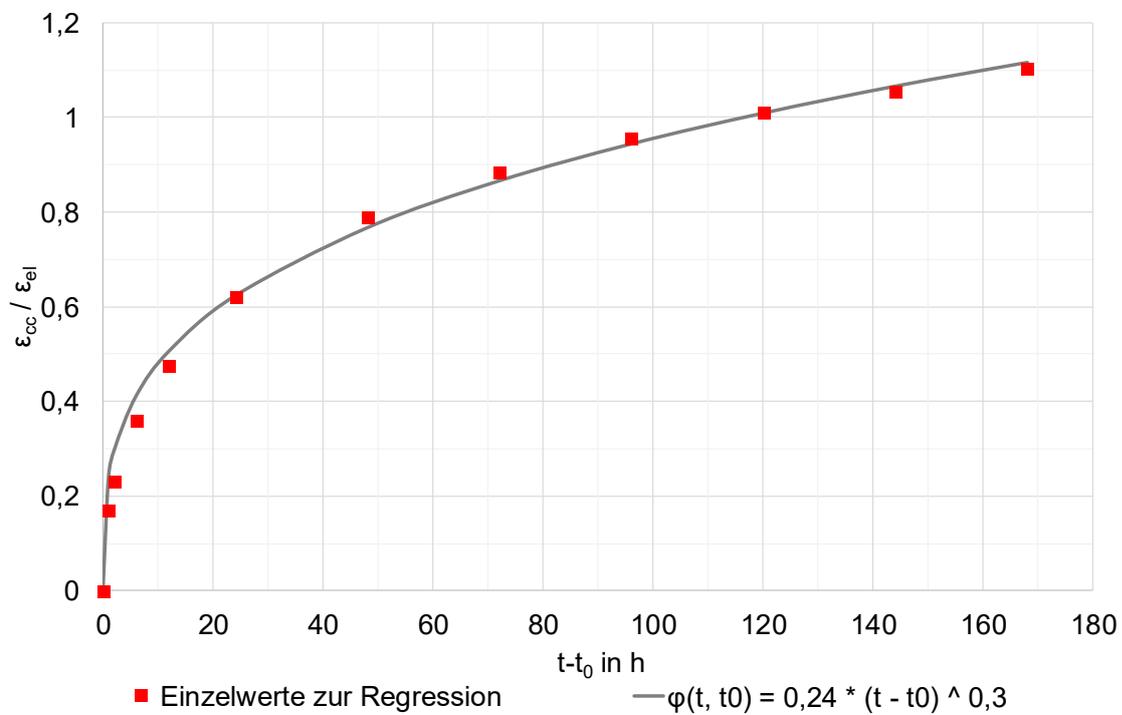


Abbildung 4.12: Einzelwerte zur Regression und Kriechfunktion für  $t_0 = 24$  h

Die Darstellungen der Messwerte und Regressionsfunktionen für  $t_0 = 48$  h,  $t_0 = 9$  d und  $t_0 = 28$  d finden sich in der Anlage A. 7. Eine Regressionsanalyse mithilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate ergab für Formel 4.14 die Parameter  $A_{Kr} = 0,08$  und  $B_K = 12$  MPa und die von  $f_{c,m}(t_0)$  abhängende Grundkriechzahl  $\varphi(t_0)$  beträgt:

$$\varphi(t_0) = 0,08 + 0,45 * \exp \left[ - \frac{f_{cm}(t)}{12} \right] \quad 4.15$$

In Abbildung 4.13 sind die in Tabelle 4.4 aufgeführten Werte und die für  $\varphi(t_0)$  ermittelte Exponentialfunktion dargestellt. Es ist zu beachten, dass diese nur für jungen Beton Gültigkeit besitzt. Der Wert  $\varphi(t_0 = 216 \text{ h}) = 0,09$  ist nur informativ in Tabelle 4.4 und Abbildung 4.13 enthalten und wurde bei der Regressionsberechnung nicht berücksichtigt, da er über die Entlastungskurve ermittelt wurde. Dieser Wert weist dennoch eine gute Übereinstimmung zur ermittelten Regressionsfunktion für  $\varphi(t_0)$  auf.

Tabelle 4.4:  $t_0$ ,  $\varphi(t_0)$  und Funktionswerte für  $f_{c,m}(t_0)$

$t_0$ in h	$\varphi(t_0)$	$f_{c,m}(t_0)$ in MPa
24	0,24	11,7
48	0,15	26,6
216	0,09	50,3
672	0,075	56,8

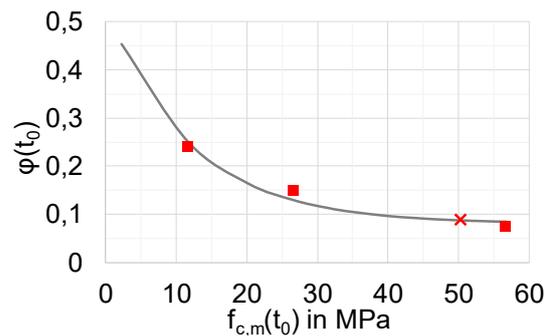


Abbildung 4.13:  $\varphi(t_0)$  in Abhängigkeit von  $f_{c,m}(t_0)$

## 4.4 Querdehnungsverhalten

Untersuchungen zum Querdehnungsverhalten erfolgten an einem Prüfzylinder mit  $\varnothing = 100$  mm und  $h = 200$  mm in einem Alter von  $t_0 = 28$  d. In drei zueinander um  $120^\circ$  gedrehten Achsen wurden sowohl in Längs- als auch in Querrichtung mit einem Setz- / Dehnungsmessgerät bei drei Laststufen entsprechend 10 %, 20 % und 30 % von  $f_{c,m}(t = 28 \text{ d})$  die Verformungen ermittelt und die Dehnungen über die Beziehung

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad 4.16$$

errechnet.

Die Querdehnzahl beträgt:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_q}{\varepsilon_l} \quad 4.17$$

In Abbildung 4.14 ist der Versuchsaufbau zur Bestimmung von  $\varepsilon_q$  und  $\varepsilon_l$  in einem Druckprüfversuchsstand dargestellt. Abbildung 4.15 zeigt die Ergebnisse für  $\varepsilon_q$ ,  $\varepsilon_l$  und  $\nu$ . Die Querdehnzahl weist in den drei vorgenannten Laststufen Werte zwischen  $\nu = 0,23$  und  $\nu = 0,28$  auf.



Abbildung 4.14: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Querdehnzahl

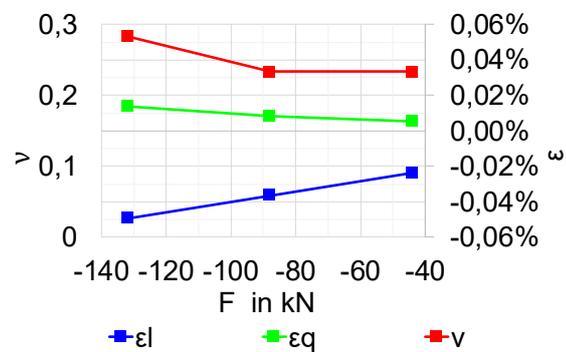


Abbildung 4.15: Querdehnzahl, Längsdehnung, Querdehnung und Lasten

Somit sind in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad keine erheblichen Änderungen von  $\nu$  erkennbar. Dies deckt sich mit den Ergebnisse von Laube [50]. Bei den folgenden Untersuchungen wird auch zur Vermeidung einer Überschätzung der aus den Querdehnungen herrührenden Spannungsanteile die Querdehnzahl stationär zu  $\nu = 0,2$  entsprechend Zeitler [52] angenommen. Auch nach dem Eurocode 2 [53] darf diese mit  $\nu = 0,2$  für ungerissenen Beton angesetzt werden und die vorbeschriebenen Versuchsergebnisse weisen bis auf die bei  $F = 30 \% f_{c,m}(t = 28 \text{ d})$  ermittelten Werte hiervon keine erheblichen Unterschiede auf.

## 4.5 Wärmedehnzahl

Zur Bestimmung der Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  wurden vier Probezylinder mit  $\varnothing = 100$  mm und  $h = 200$  mm und einem Betonalter von 28 d mit nichtpermeablen Lack zur Vermeidung von Feuchtigkeitsaustausch beschichtet und jeweils Messmarken auf einer Längsachse im Abstand von 150 mm aufgeklebt. Die Probekörper wurden in einem Klimaschrank zunächst bei  $T = 28^\circ\text{C}$  gelagert und nach der „Nullmessung“ auf  $T = 38^\circ\text{C}$  und  $T = 48^\circ\text{C}$  erwärmt und anschließend wieder auf  $T = 38^\circ\text{C}$  und  $T = 28^\circ\text{C}$  abgekühlt. Bei jeder Temperaturstufe erfolgte vor der Ermittlung der Längenänderungen mit einem Setz- / Dehnungsmessgerät eine Lagerung für einen Zeitraum von  $t = 24$  h, so dass eine gleichmäßige Erwärmung der Probekörper sichergestellt wurde. Die Wärmedehnzahl ergibt sich über die Beziehung:

$$\alpha_T = \frac{\varepsilon}{\Delta T} = \frac{\Delta l}{l * \Delta T} \quad 4.18$$

Im Rahmen des Versuchs wurde aus den bei Erwärmung und Abkühlung ermittelten Einzelwerten im Mittel eine Wärmedehnzahl von  $\alpha_T = 5,6 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  ermittelt. Dieser Wert liegt im Bereich der aus den Richtwerten von Dettling [54] durch Interpolation errechneten Wärmedehnzahl von  $\alpha_T = 5,8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  für einen wassergesättigten Beton mit einem Zuschlag aus dichtem Kalkstein und einem Zementgehalt von  $340 \text{ kg/m}^3$ . Im Kapitel 5.5 wird gezeigt, dass sich die Wärmedehnzahl während der Hydratation instationär verhält und dass dieser im Betonalter von 28 Tagen ermittelte relative geringe Wert bei Spannungsberechnungen während des Hydratationsprozesses nicht angesetzt werden sollte.

## 4.6 Bewertung und Zusammenfassung der Untersuchungen

Eine vergleichende Darstellung der zeitlichen Entwicklung der Stoffparameter  $E_{\text{anf},m}(t)$ ,  $f_{c,m}(t)$  und  $f_{c,t,m}(t)$  mit Bezug auf die gemittelten Messwerte nach  $t = 28$  d und des Kriechverhaltens unter Darstellung von  $\varphi(t_0)$  findet sich in Abbildung 4.16. Hierin ist ersichtlich, dass sich die zeitliche Entwicklung dieser Stoffparameter in der Reihenfolge  $E_{\text{anf},m}(t) - f_{c,t,m}(t) - f_{c,m}(t)$  vollzieht. Dies entspricht den Ergebnissen von Weigler und Karl [55]. In der Anlage A. 8 sind die Ergebnisse von im Centrum Baustoffe und Materialprüfung der Technischen Universität an drei Probekörpern mit  $\varnothing = 100$  mm und

$h = 200$  mm durchgeführten Spaltzugversuchen dargestellt. Der Mittelwert beträgt  $f_{ct,sp,m} = 4,1$  MPa bei einem Variationskoeffizienten von  $Var = 9,8$  %. Bei den im Rahmen dieser Arbeit im Betonalter von 28 d durchgeführten Untersuchungen ergibt sich ein mittlerer Verhältniswert der zentrischen Zugfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit von  $f_{ct,m} / f_{ct,sp,m} = 3,4 / 4,1 = 0,83$ . Dieser liegt nahe an dem im Eurocode 2 [53] angegebenen Verhältniswert von  $f_{ct} / f_{ct,sp} = 0,9$ . Die nach Weiterentwicklung der Zugprobekörpergeometrie und unter Einsatz eines Kalibrierfaktors ermittelten zentrischen Zugfestigkeitswerte erscheinen somit plausibel.

Bei dem im folgenden Kapitel dargestellten Modellverfahren zum Rissnachweis im Scheinfugenbereich wird der anfängliche Elastizitätsmodul angesetzt, da zum einen während der Hydratation wechselnde Zug- und Druckbelastungen auftreten und eine Stabilisierung nicht gegeben sein dürfte und zum anderen das Kriechverhalten auch auf die Erstbelastung ohne vorherige Stabilisierung bezogen wird. Einflüsse der viskosen und verzögert elastischen Verformungen werden daher beim Modellverfahren konsistent abgebildet.

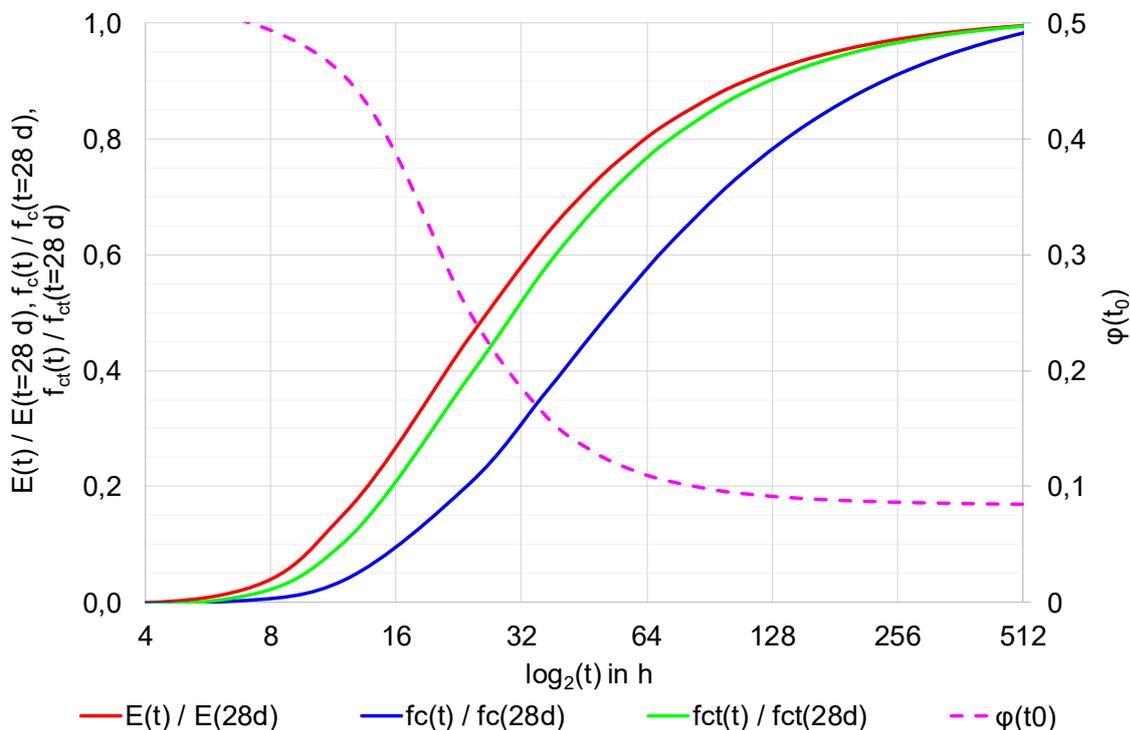


Abbildung 4.16: Vergleichende Darstellung der Entwicklungsfunktionen des Elastizitätsmoduls, der Druckfestigkeit, der zentrischen Zugfestigkeit und der Grundkriechzahl

## 5 Modellverfahren zum Rissnachweis im Scheinfugenbereich

Zur Beurteilung des Reißverhaltens einer Betondecke im Scheinfugenbereich wird ein Zeitschrittverfahren entwickelt, bei dem sowohl die Betondecke als auch die Einwirkungen und die Randbedingungen möglichst wirklichkeitsnah abgebildet werden. Insbesondere ist eine dreidimensionale Betrachtung erforderlich, da sich Betondeckensysteme bei den hier einschlägigen Temperaturbelastungen mit über die Betondecke erheblichen Temperaturgradienten zweiachsig verwölben. Dies wäre bei einer zweidimensionalen Betrachtung nicht darstellbar. Im Rahmen dieses Verfahrens werden die Spannungsrelaxation berücksichtigt und für definierte Lastfälle in jedem Zeitschritt der spannungsfreie Temperaturzustand, welcher mit der Nullspannungstemperatur  $T_{Null}$  bezeichnet wird, ermittelt. In einem zweiten Schritt folgt wiederum zeitschrittabhängig die Errechnung der Zwangsspannungen im Fugenbereich und eine semiprobabilistische Beurteilung des möglichen Versagens der Betondecke im Scheinfugenbereich und in der angrenzenden ungeschwächten Betondecke. Es erfolgt ein Vergleich der im Regelwerk beinhalteten Kerbtiefe mit im Vergleich hierzu verminderten Kerbtiefen und es wird wahrscheinkeitsbasiert untersucht, ob ein Versagen des jungen Betons nur unter den Kerben der Scheinfugen wahrscheinlich ist oder ob wilde Rissbildung zu erwarten ist. Zur Berechnung der Verformungen und Spannungen wird auf die Methode der Finiten-Elemente zurückgegriffen und die Software ANSYS Mechanical APDL, Version 17.1 eingesetzt.

### 5.1 Einflüsse auf die Entwicklung von Zwangsspannungen

Zwangsspannungen in Betondecken während der Hydratation gliedern sich in

- Thermische Spannungen
- Spannungen aus chemischem (autogenem) Schwinden und Quellen und
- Spannungen aus Trocknungsschwinden.

Die Klinkerphasen des Zements reagieren bei der Hydratation exotherm, wobei die Klinkerphasen  $C_3A$  (Tricalciumaluminat) und  $C_3S$  (Tricalciumsilicat) beim Portlandzement die größten Anteile an der Wärmefreisetzung liefern [56]. Die Reaktionsfolge bei der Hydratation von Portlandzement ist schematisch in Abbildung 5.2

dargestellt. Die durch die Hydratationsreaktion bedingte Wärmefreisetzung wird von den Einflüssen der Witterung überlagert und auch beeinflusst. Bei Dehnungsbehinderung in einem Bauteil während der Hydratation entstehen Zwangsspannungen, wobei Zugspannungen durch das Abfließen der Hydratationswärme und das Abkühlen der Betondecke durch Witterungseinflüsse begründet sind. Abbildung 5.1 zeigt den typischen Verlauf für einen im Reißrahmenversuch ohne Steuerung von  $T_{\text{Beton}}$  (siehe Kapitel 5.5) ermittelten Temperatur- und Spannungsverlauf, der auch nach Springenschmid, Nischer [57] für ein dehnungsbehindertes Bauteil mittlerer Dicke übertragbar ist.

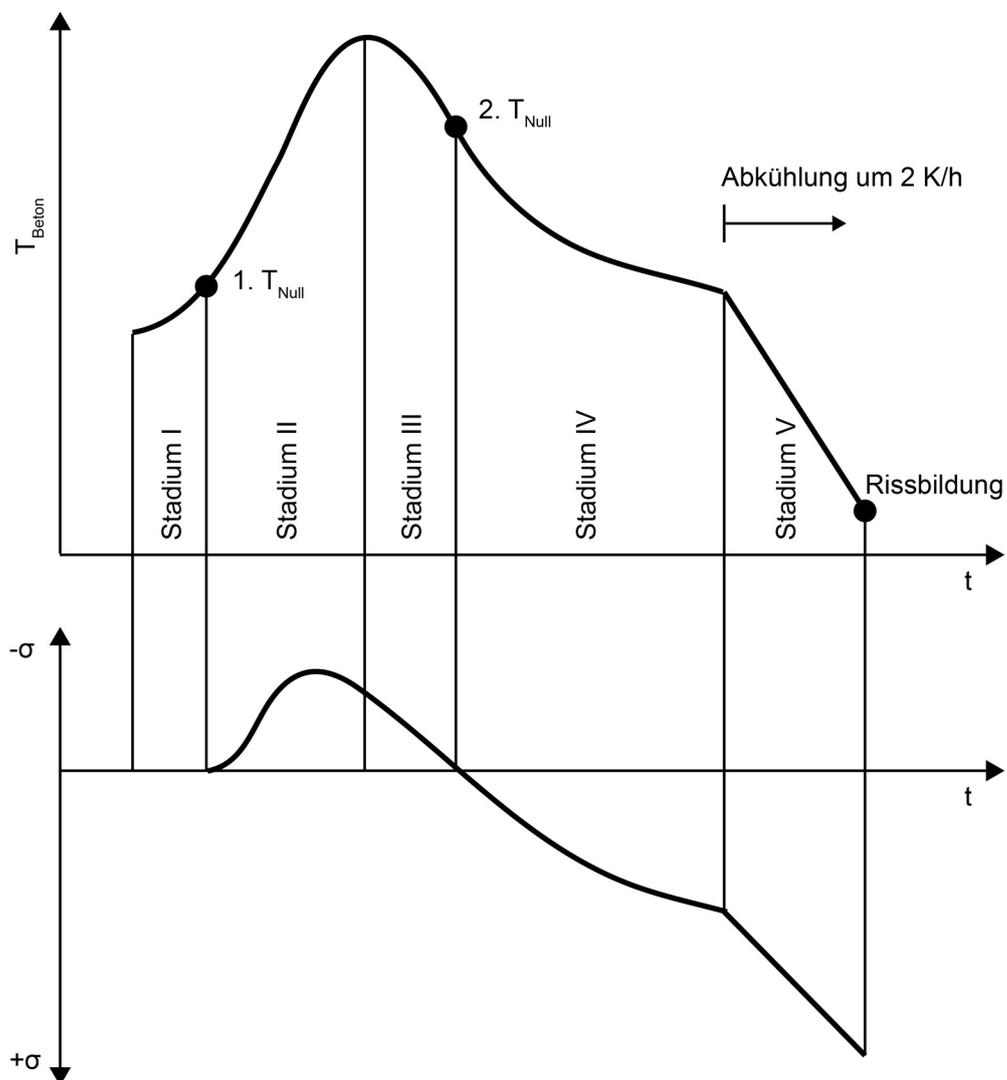


Abbildung 5.1: Im Reißrahmenversuch ermittelte Temperatur- und Spannungsentwicklung während der Hydratation nach [57] und [58]

Die Temperatur, bei der der Prüfkörper bzw. das abgebildete Bauteil spannungsfrei ist, wird mit der Nullspannungstemperatur ( $T_{Null}$ ) bezeichnet. Die erste Nullspannungstemperatur wird für den Zustand unmittelbar vor dem Beginn des Auftretens von Druckspannungen definiert. Das Maximum der Druckspannungen wird aufgrund des noch großen Relaxationsvermögens vor dem Maximum von  $T_{Beton}$  erreicht und die zweite im Versuchsverlauf auftretende Nullspannungstemperatur ( $T_{Null}$ ) weist aufgrund des stark zunehmenden Elastizitätsmoduls höhere Werte auf als die erste im Versuchsverlauf auftretende. [57]

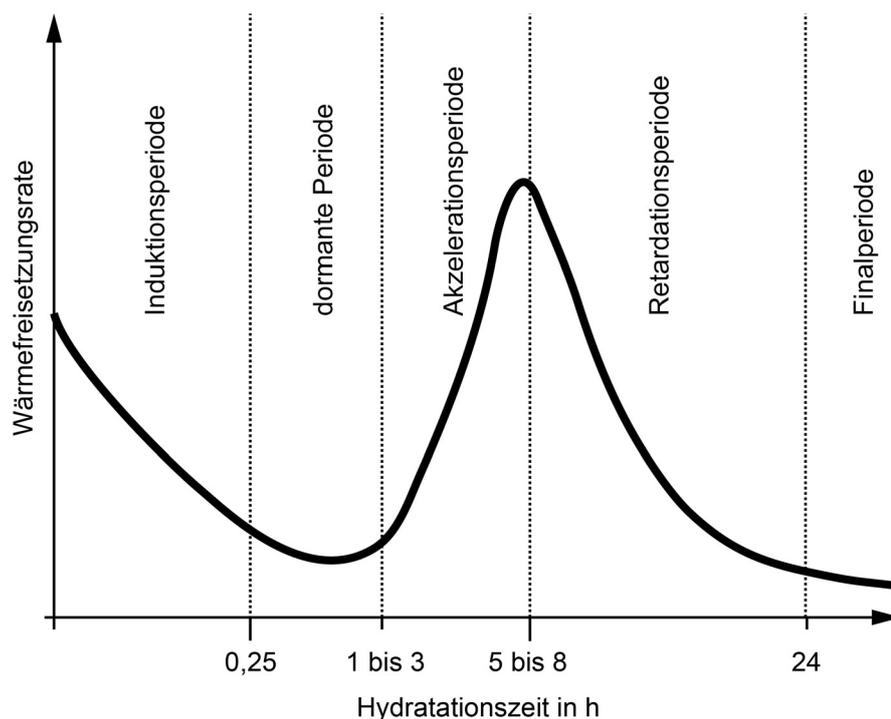


Abbildung 5.2: Qualitativer Verlauf der Wärmefreisetzungsrate bei der Hydratation von Tricalciumsilicat mit zeitlicher Angabe der Perioden für Portlandzement nach [59]

Die mathematisch definierbaren Temperaturfelder innerhalb eines Bauteils wie zum Beispiel einer Betondecke werden durch die Fourier'sche Differentialgleichung beschrieben [60]:

$$\rho_B * c_B \frac{\partial T}{\partial t} = 0 = \frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda_B \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda_B \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda_B \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \dot{\omega} \quad 5.1$$

Dabei sind  $\rho_B$  die Dichte,  $c_B$  die spezifische Wärmekapazität und  $\lambda_B$  der Wärmeleitkoeffizient des Betons.  $\dot{\omega}$  stellt als sogenannten Quellterm die interne Wärmefreisetzung bedingt durch die Hydratation dar. Bei der Lösung der

Differentialgleichung für den Zeitraum der Hydratation müssen nach Ge et al. [61] die Randbedingungen

- Wärmeübergang zur unter der Betondecke befindlichen Schicht
- Wärmeübergang in die Nachbehandlungsschicht
- Konvektion aufgrund der Luftströmung
- thermische Abstrahlung und
- solare Strahlungsabsorption berücksichtigt werden.

Probleme bei der Umsetzung von Formel 5.1 unter Einsatz der Methode der Finiten-Elemente bereiten vor allem die wirklichkeitsnahe Abbildung der Randbedingungen im Bereich der Oberfläche der Betondecke und der Hydratationswärmefreisetzung als Quelle, da diese von der Temperaturvorgeschichte während der Hydratation abhängt. Die Temperaturvorgeschichte selbst ist wiederum von der Höhenlage  $z$  im Inneren der Betondecke abhängig, da auch die Temperaturen während der Hydratation in Abhängigkeit von  $z$  variieren (siehe Kapitel 3). Im Rahmen dieser Arbeit werden daher keine numerischen Berechnungen mit dem Ziel der Errechnung von Temperaturfeldern als Eingangsgröße zur darauf folgenden mechanischen Berechnung durchgeführt, sondern es werden die Ergebnisse der unter Kapitel 3 beschriebenen Temperaturmessungen den Spannungsberechnungen zu Grunde gelegt.

Das chemische (autogene) Schwinden ist eine Folge der Abnahme der relativen Feuchtigkeit im Porensystem des Zementsteins [62].

Gutsch [63] stellte für das autogene Schwinden  $\varepsilon_{as}$  auf Grundlage der im Model Code 1990 [64] dargestellten Beziehung für das Trocknungsschwinden die Formel

$$\varepsilon_{as}(t, t_0) = \varepsilon_{as,0} \left[ \frac{t - t_0}{t_{as} + t - t_0} \right]^{0,5} \quad 5.2$$

auf. Den Koeffizienten für das autogene Schwinden bezifferte Gutsch bei einem Ein-Parameter-Modell, bei dem die Referenzzeit  $t_{as} = 500$  h beträgt, für einen untersuchten Portlandzement mit  $\varepsilon_{as,0} = -0,0861$  ‰.

Breitenbücher ermittelt im Zuge von vergleichenden Reißrahmenversuchen (siehe Kapitel 5.5) an Betonen mit  $340 \text{ kg/m}^3$  Portlandzementen PZ 35F aus drei Lieferwerken unter isothermen und quasi-adiabatischen Bedingungen nach einer Versuchszeit von  $t = 4$  Tagen an einem Beton unter isothermen Bedingungen ( $T_{\text{Beton}} = 20^\circ\text{C}$ ) eine

Zugspannung von  $\sigma = 0,4$  MPa wobei die Zwangsspannungen nach der gleichen Versuchszeit unter quasi-adiabatischen Bedingungen  $\sigma = 2,4$  MPa betragen. Bei den beiden anderen untersuchten Betonarten traten unter den isothermen Bedingungen ( $T_{\text{Beton}} = 20^\circ\text{C}$ ) nach  $t = 4$  Tagen Druckspannungen von  $\sigma = -0,2$  MPa bzw.  $\sigma = -0,4$  MPa und unter quasi-adiabatischen Zuständen Zugspannungen von  $\sigma = 1,45$  MPa bzw.  $\sigma = 0,8$  MPa auf. Die nicht-temperaturbedingten Quellverformungen waren demnach bei diesen Betonarten im vorgenannten Zeitraum größer als die Verformungen infolge chemischen Schwindens. Breitenbücher kommt zu dem Schluss, dass der aus chemischem Schwinden resultierende Anteil im Vergleich zu dem aus Temperaturbelastung herrührenden Anteil an den Zwangsspannungen im jungen Betonalter untergeordnet ist. [65]

Schöppel und Springenschmid berichten in [66] von Versuchen in der Temperatur-Spannungs-Test (TST) Maschine zu Spannungen aus chemischem Schwinden und Quellen unter Dehnungsbehinderung an Portland- und Hochofenzementen. In Abbildung 5.3 sind die Verläufe der thermischen und nicht-thermischen Dehnungen, Spannungen und des in der TST-Maschine ermittelten Elastizitätsmoduls dargestellt. Auf die primäre autogene Schwindphase, die aufgrund des noch sehr geringen E-Moduls noch keine Spannungen nach sich zog, folgte die primäre chemische Quellphase mit einem temperaturäquivalenten Druckspannungsbeitrag von 2,5 K bis 8 K. Die sekundäre autogene Schwindphase führte zu einem Abflachen des Druckspannungsbereichs, die folgende sekundäre Quellphase wiederum bewirkte eine Zunahme der Druckspannungen temperaturäquivalent 1,5 K bis 5 K. Die tertiäre autogene Schwindphase (V), die nach einer Versuchsdauer von  $t = 6$  d auftrat, verstärkte die thermischen Spannungen.

Auch diese Untersuchungen weisen darauf hin, dass die Spannungsanteile des chemischen Schwindens und Quellens im Vergleich zu den thermischen Spannungsanteilen von untergeordneter Bedeutung sind.

Die Einflüsse des Trocknungsschwindens auf die Zwangsspannungen, die während der Hydratation bei Fahrbahnbetondecken zur Erstrissbildung unter den Fugenkerben führen, sind aufgrund der eingesetzten Nachbehandlungsmittel mit einem Sperrkoeffizienten  $S_H \geq 85$  % [31] bzw. der bei Lufttemperaturen  $T_{\text{Luft}} \geq 30^\circ\text{C}$  vorgesehenen Nassnachbehandlung [8] als vergleichsweise gering einzuschätzen und werden daher nicht weiter betrachtet.

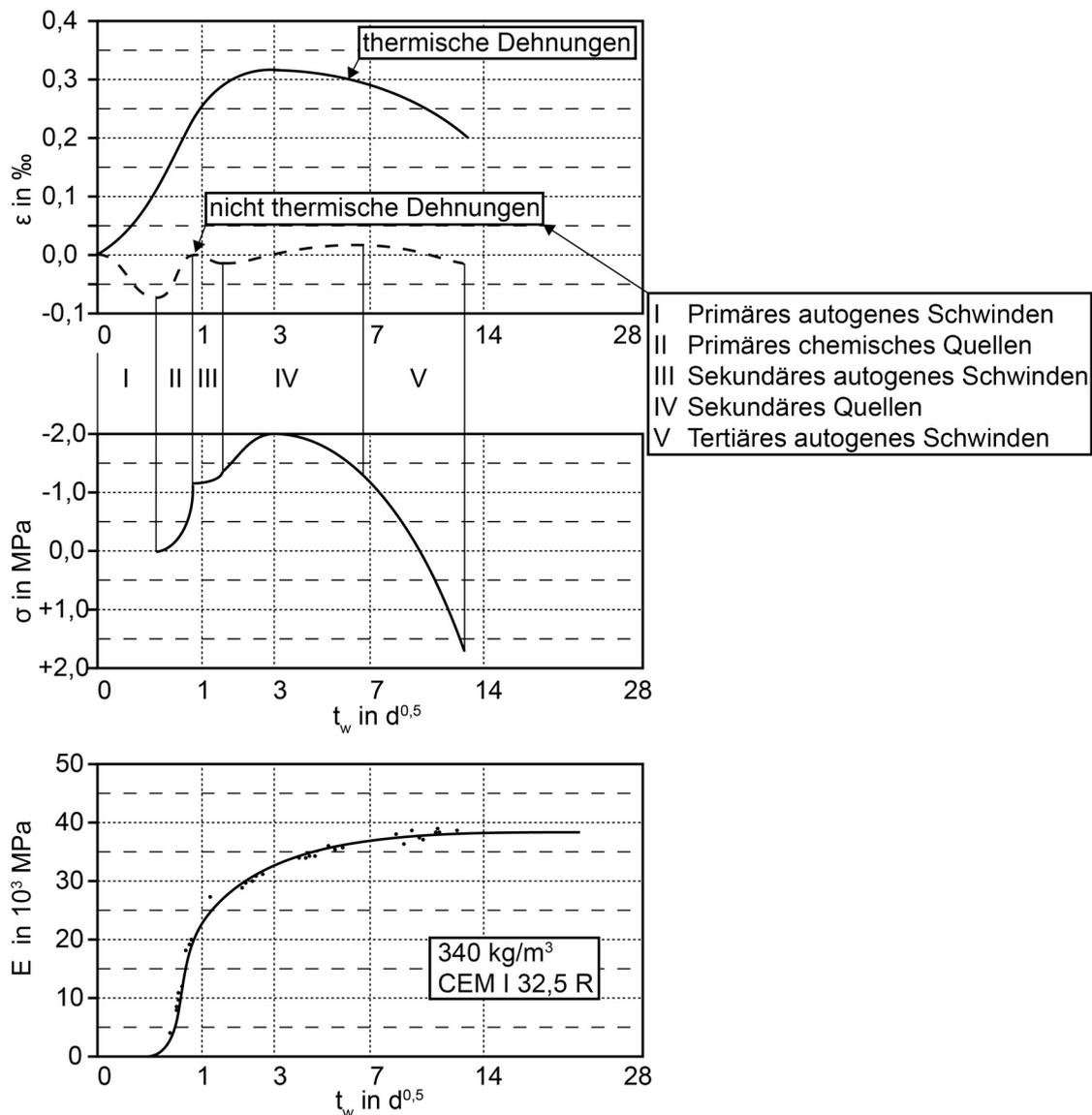


Abbildung 5.3: Thermische und nicht-thermische Dehnungen, Spannungen und E-Modul-Entwicklung nach [66]

Auf Grundlage der vorbeschriebenen Forschungsergebnisse wird bei den folgenden Untersuchungen unterstellt, dass bei der Erstrissbildung unter den Kerben von Scheinfugen in Betonfahrbahnen die durch das Abfließen der Hydratationswärme und durch die Abkühlung durch Witterung bedingten Zwangsspannungen maßgeblich sind und Schwind- bzw. Quellvorgänge nur eine untergeordnete Rolle spielen.

## 5.2 Aufbereitung der Temperaturmessdaten

Da die für die vier untersuchten Lastfälle unter Kapitel 3.1 bis 3.4 dargestellten instationären Temperaturprofile schon in der Frühphase des Hydratationsvorgangs

große Temperaturdifferenzen  $\Delta T$  über die Höhe der Betondecke aufzeigen und sich damit die Stoffparameter über die Deckenhöhe nicht gleichförmig entwickeln ist eine spannungsbezogene Aufgliederung von  $T(z)$  in

- $T_n$ : einer über die Deckenhöhe gleichmäßigen Temperatur, die zentrische Zwangsspannungen in der Betondecke bewirkt
- $t_{lin}$ : linearer Temperaturgradient, der bezüglich der Schwerachse in halber Deckendicke Biegezwangsspannungen begründet und
- $T_e$ : Temperaturanteil, der zu Eigenspannungen in der Betondecke führt

nicht zweckmäßig. In Abbildung 5.4 sind die den vorbeschriebenen Temperaturanteilen zugehörigen Spannungsanteile bei über die Deckenhöhe konstant angenommener Nullspannungstemperatur und konstantem Elastizitätsmodul dargestellt.

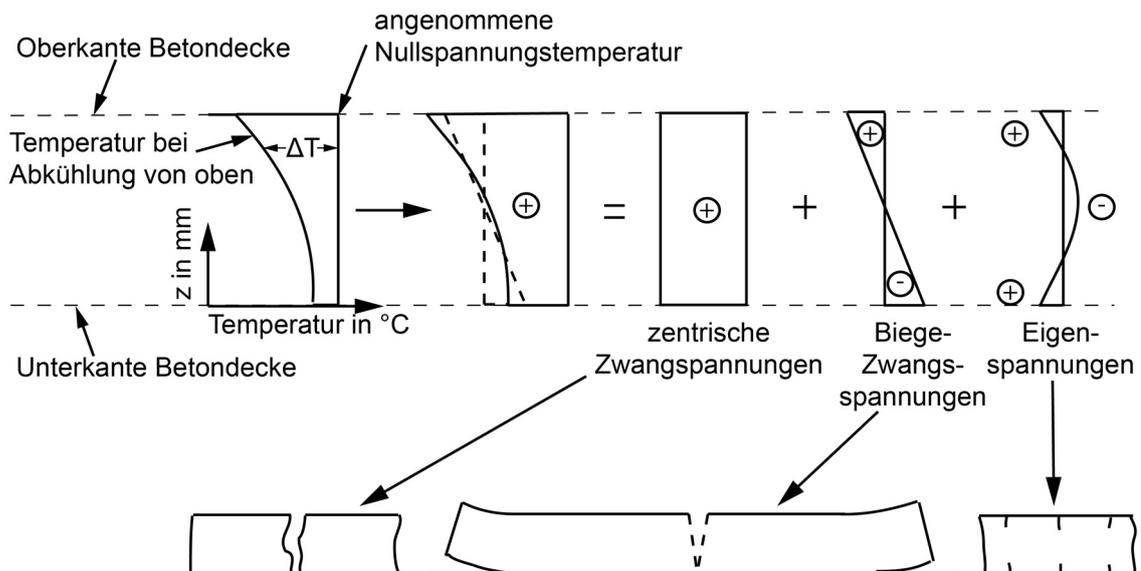


Abbildung 5.4: Unterteilung der Spannungen bei der Abkühlung einer Betonplatte von oben unter vollständiger Behinderung der Verformungen und Annahme einer über den Querschnitt konstanten Nullspannungstemperatur nach [67]

Jedoch ist diese Aufteilung nur unter der Annahme, dass über die Deckenhöhe der Elastizitäts-Modul konstant ist, einfach zu vollziehen. Unterschiedlich wirksames Alter in Abhängigkeit von  $z$  führt während der Hydratation in einer Betondecke zu ungleichförmiger Entwicklung des E-Moduls. In der Folge befindet sich die Schwerachse der Betondecke während der Hydratation grundsätzlich nicht in halber Deckenhöhe. Mit zunehmendem Betonalter gleichen sich die Stoffparameter einander an. Dann ist auch die in Abbildung 5.4 dargestellte Aufteilung zulässig.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde deshalb zur mathematischen Beschreibung der Temperaturprofile und zur Weiterverwendung dieser im Zuge von numerischen Berechnungen die quadratische Ansatzfunktion

$$T(z) = a + b * z + c * z^2 \quad 5.3$$

gewählt.

Die Regressionsanalyse erfolgt mittels der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Zur Ermittlung der Konstanten a, b und c ist ein Gleichungssystem aus folgenden Normalgleichungen zu lösen [68], wobei n die Anzahl der Einzelwerte darstellt:

$$a * n + b * \sum_1^n z + c * \sum_1^n z^2 = \sum_1^n T(z) \quad 5.4$$

$$a * \sum_1^n z + b * \sum_1^n z^2 + c * \sum_1^n z^3 = \sum_1^n z * T(z) \quad 5.5$$

$$a * \sum_1^n z^2 + b * \sum_1^n z^3 + c * \sum_1^n z^4 = \sum_1^n z^2 * T(z) \quad 5.6$$

Der nichtlineare Korrelationskoeffizient wird mit

$$r = \sqrt{1 - (A_T/Q_T)} \quad 5.7$$

bezeichnet, mit der Summe der quadrierten Temperaturresiduen

$$A_T = \sum_{i=1}^n (T_{gem,i} - T_{ber,i})^2 \quad 5.8$$

und der Summe der quadrierten Temperaturabweichungen vom Mittelwert

$$Q_T = \sum_{i=1}^n T_{\text{gem},i}^2 - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n T_{\text{gem},i}^2 \quad 5.9$$

Bei den vier untersuchten Lastfällen (siehe Kapitel 3) ließen sich die instationären Temperaturprofile mit ausreichender Genauigkeit mittels quadratischer Ansatzfunktion beschreiben. Die zeitlichen Verläufe der nichtlinearen Korrelationskoeffizienten  $r$  finden sich in der Anlage A. 9. Die Werte der Korrelationskoeffizienten betragen bis auf Ausreißer und Zeitbereiche zu Beginn der Hydratation weitestgehend  $r > 0,9$ .

Auch der während der Hydratation von  $z$  abhängende Stoffparameter des Elastizitäts - Moduls lässt sich mittels quadratischer Regression beschreiben:

$$E(z) = d + e * z + f * z^2 \quad 5.10$$

Die Vorgehensweise zur Regressionsanalyse und zur Berechnung der Korrelationskoeffizienten entspricht der oben dargestellten.

Die über die Deckenhöhe gleichmäßige Temperatur  $T_N$  lässt sich im allgemeinen Fall mit

$$T_N = \frac{\int_0^h T(z) * E(z) dz}{\int_0^h E(z) dz} \quad 5.11$$

errechnen. Unter Annahme eines über die Deckenhöhe konstanten Elastizitätsmoduls ergibt sich

$$T_N = \frac{\int_0^h T(z) dz}{h} \quad 5.12$$

Bezüglich der Schwerachse beträgt dann der Biegezugspannungen begründende lineare Temperaturgradient [15]

$$t_{\text{lin}} = \frac{\int_0^h T(z) * h(z) dz}{\frac{h^3}{12}} \quad 5.13$$

mit

$$h(z) = z - \frac{h}{2} \quad 5.14$$

Bei Annahme einer über die Deckenhöhe konstanten Nullspannungstemperatur wird mit  $T_N$  die zentrische Spannung gegenüber  $T_{Null}$  mit

$$\sigma_P = -\alpha_T * (T_N - T_{Null}) * E_{\text{Beton}} \quad 5.15$$

errechnet. Mit  $t_{in}$  ergibt sich die sogenannte ungestörte Wölbspannung an den Randfasern bei einer Platte mit so großen Abmessungen, dass sich in der Mitte der Platte keine Krümmung einstellt, zu

$$\sigma_W = \frac{h * t_{in}}{(1 - \nu) * 2} * \alpha_T * E_{\text{Beton}} \quad 5.16$$

Zur Berechnung der zur Anwendung von Formel 5.16 erforderlichen Mindestabmessungen und der gestörten und reduzierten Wölbspannungen, die bei kleineren Plattenabmessungen auftreten, wird auf Eisenmann, Leykauf [5] verwiesen.

### 5.3 Anpassung der Stoffparameter an die Hydratationsrandbedingungen

Die in Kapitel 4 unter isothermen Randbedingungen  $T = 20^\circ\text{C}$  ermittelten Stoffparameter werden mittels Arrhenius-Ansatz an die in der Hydratationsgeschichte aufgetretenen Randbedingungen angepasst, wobei mittels  $k(T)$  die im Vergleich zu  $T = 20^\circ\text{C}$  veränderten Reaktionsgeschwindigkeiten ermittelt werden:

$$k(T) = \exp \left[ \frac{E_A}{R_G} \left( \frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T} \right) \right] \quad 5.17$$

Im Rahmen dieser Arbeit wird der als Aktivierungstemperatur bezeichnete Ausdruck  $E_A/R_G$  nach Freiesleben [69] für  $T \geq 20$  mit  $E_A/R_G = 4000 \text{ K}$  und für  $T < 20^\circ\text{C}$  mit

$$\frac{E_A}{R_G} = 4000 + 175 * (20 - T) \quad 5.18$$

angesetzt. Die wirksame Zeit  $t_w(k)$  beträgt in einem Zeitschrittverfahren nach  $k$  Zeitschritten mit einer Zeitschrittlänge von  $\Delta t_i$

$$t_w(k) = \sum_0^k k(t_i) * \Delta t_i \quad 5.19$$

## 5.4 Spannungsrelaxation

Spannungen im jungen Beton aus Temperatureinwirkungen können in Zeitschrittverfahren unter Diskretisierung der Laststufen mit Betrachtung der jeweiligen Spannungsinkremente und der Spannungsgeschichte mit Berücksichtigung des Relaxationsverhaltens errechnet werden. Hierzu muss entsprechend Trost das Superpositionsprinzip Gültigkeit besitzen, was bei Spannungen mit einem gewissen Abstand zur Bruchfestigkeit gegeben ist. [70] Nach DIN EN 1992 [71] ist die Nichtlinearität des Kriechens bei Betondruckspannungen zu berücksichtigen, die  $\sigma = 0,45 * f_{ck}(t_0)$  zum Zeitpunkt der Belastung  $t_0$  übersteigen. In Abbildung 5.5 ist die Anwendung des Superpositionsprinzips dargestellt. Hierbei bewirkt jede Laständerung eine unterschiedliche Kriechfunktion [70]. Im Rahmen dieser Arbeit wird jedoch nichtlineares Kriechen nicht berücksichtigt. Erst bei den Spannungszuständen, die zum Versagen bzw. zur Rissbildung unter der Fugenkerbe führen, tritt nichtlineares Kriechen außerhalb des Scheinfugenbereichs in der Betondecke auf. Bezüglich der Entwicklung der Nullspannungstemperatur dürfte ein möglicher Einfluss aus nichtlinearem Kriechen gering sein.

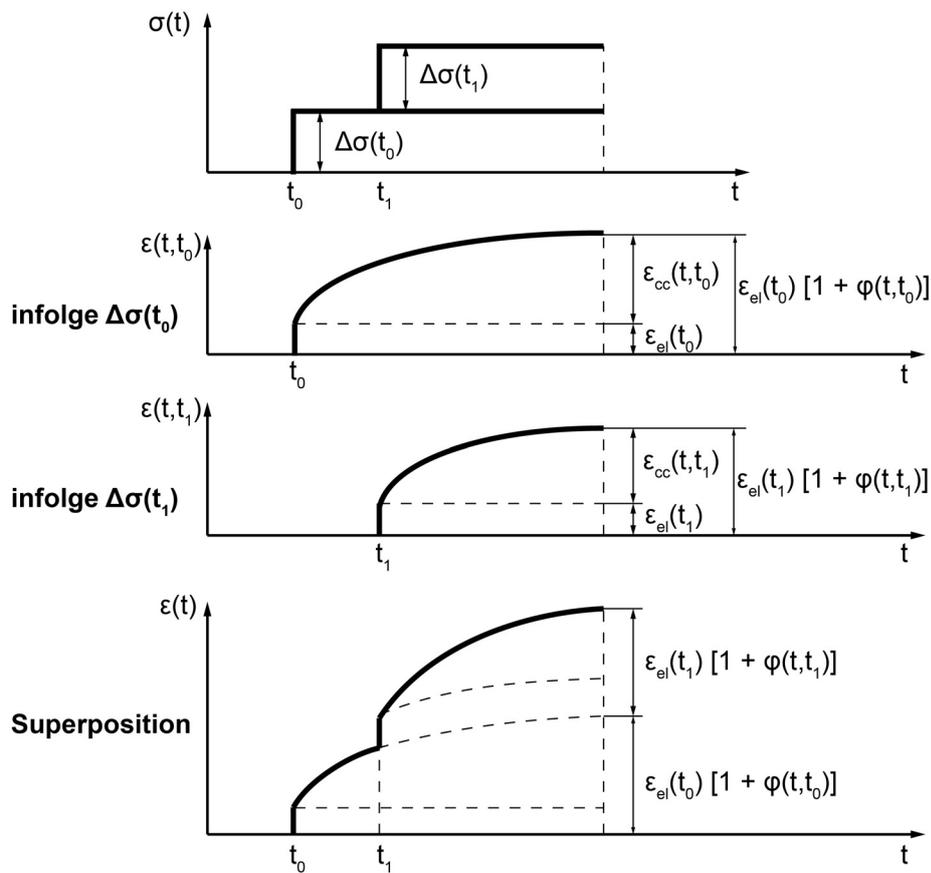


Abbildung 5.5: Superpositionsprinzip nach [70]

Laube [50] beschreibt die Spannungsrelaxation zum Zeitpunkt  $t$  unter der Dehnung  $\varepsilon = \text{const}$ , die zum Zeitpunkt  $t_0$  aufgebracht wird, mit dem Exponentialansatz

$$\psi(t, t_0) = \exp \left[ -P_4(t_0) * \left[ \frac{t - t_0}{t_p} \right]^{P_5(t_0)} \right] \quad 5.20$$

$P_4(t_0)$  und  $P_5(t_0)$  hängen hierbei vom Hydratationsgrad ab.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Ansatz

$$\psi(t, t_0) = \exp[-\varphi(t, t_0)] \quad 5.21$$

verwendet. Auf weitere Faktoren, die die Beeinflussung der Relaxation zum Beispiel durch Alterung und veränderte Feuchte- und Temperaturbedingungen innerhalb des betrachteten Zeitschrittes beschreiben, wird hier aus Gründen der Vereinfachung verzichtet. Da bei den numerischen Modellrechnungen ohnehin eine zeitliche Diskretisierung der Stoffparameter erforderlich wird (siehe Kapitel 5.6), wird in guter

Näherung auf den Bezug zum Hydratationsgrad verzichtet und  $\psi(t, t_0)$  aus dem Erstbelastungszeitpunkt  $t_0$ , der Grundkriechzahl  $\varphi(t_0)$  und dem betrachteten Zeitpunkt  $t$  errechnet.

Zur Berücksichtigung von isothermen Randbedingungen mit  $T = 20^\circ\text{C}$  abweichenden Erhärtungstemperaturen werden entsprechend Rostásy [72] in Formel 4.13 statt  $t$  und  $t_0$  die wirksamen Zeiten  $t_w$  und  $t_{w,0}$  verwendet. Es ergibt sich somit:

$$\varphi(t_w, t_{w,0}) = \varphi(t_{w,0}) * [t_w - t_{w,0}]^{0,3} \quad 5.22$$

## 5.5 Reißrahmenversuch

Die im Modellverfahren verwendeten und zuvor experimentell ermittelten Stoffparameter und die gewählten Stoffmodelle und Modellansätze wurden mit Hilfe eines Reißrahmenversuchs am Centrum für Baustoffe der Technischen Universität München evaluiert. Dies war erforderlich, da nur die Entwicklung des Druck- nicht aber des Zugkriechverhaltens des eingesetzten Straßenbetons untersucht werden konnte und die Ansätze der Anpassung der Stoffparameter an die Hydratationsrandbedingungen und der Spannungsrelaxation der Literatur entnommen und nicht experimentell überprüft werden konnten. In Abbildung 5.6 ist der Aufbau des verwendeten Reißrahmens dargestellt. Der Probekörper wird direkt in der temperierbaren Schalung betoniert. Die Krafteinleitung in die Längsholme erfolgt über Querhäupter, die ebenfalls als Schalung dienen, und eine Aufweitung aufweisen. Dem Probekörper wird ein Temperaturverlauf während der Hydratation vorgegeben. Ein Wasser-Glysantin-Gemisch wird mittels eines Kryostat temperaturgeregelt und durchströmt dann die beiden Querhäupter und die Schalung des Reißrahmens. Beim Reißrahmenversuch ohne Temperatursteuerung hingegen (siehe Abbildung 5.1 in Kapitel 5.1) ist die Schalung wärmeisoliert und die Abkühlung des Probekörpers wird über die Raumluft gesteuert.  $T_{\text{Beton}}$  wird in Probekörpermitte und im Querhauptbereich mittels NTC-Sensoren gemessen. Die aus Edelstahl ( $E_S = 135.000 \text{ MPa}$ ) bestehenden massiven Längsholme mit einer Querschnittsfläche von  $A_S = 15.700 \text{ mm}^2$  führen bei einem zu prüfenden Beton mit  $E_{\text{Beton}} = 30.000 \text{ MPa}$  und einer Querschnittsfläche des Probekörpers von  $A_c = 22500 \text{ mm}^2$  zu einer Verformungsbehinderung von  $\delta \geq 75 \%$  [65]. An zwei Dehnmessstreifen (DMS) werden die Dehnungen  $\varepsilon_S$  gemessenen und daraus die hier mit  $\sigma_{\text{Reißrahmen}}$  im Probekörper auftretenden Zwangsspannungen errechnet:

$$\sigma_{\text{Reißrahmen}} = \frac{\varepsilon_s * E_s * A_s}{A_c} \quad 5.23$$

Mittels Formel 5.12 wurden aus den im Lastfall 1 (siehe Kapitel 3.1) gemessenen  $T_{\text{Beton}}$  die über die Deckenhöhe gleichmäßigen Temperaturen  $T_N(t)$  errechnet. Die Werte des E-Moduls wurden vereinfachend über die Deckenhöhe als konstant gewählt. Aus  $T_N(t)$  wurden durch Mittelung 2-h-Werte errechnet und daraus eine Stufenfunktion aufgestellt, die dem Kryostat als  $T_{\text{Soll}}(t)$  vorgegeben wurde. Der Temperaturverlauf folgt mit geringen Abweichungen dem in halber Deckenhöhe im Messkanal 3 (siehe Kapitel 3.1) ermittelten Temperaturen. Die Betonzusammensetzung des Probekörpers findet sich in Tabelle 3.1. Der Frischbeton wurde von der in Kapitel 3.1 und 3.2 beschriebenen Baustelle geliefert.

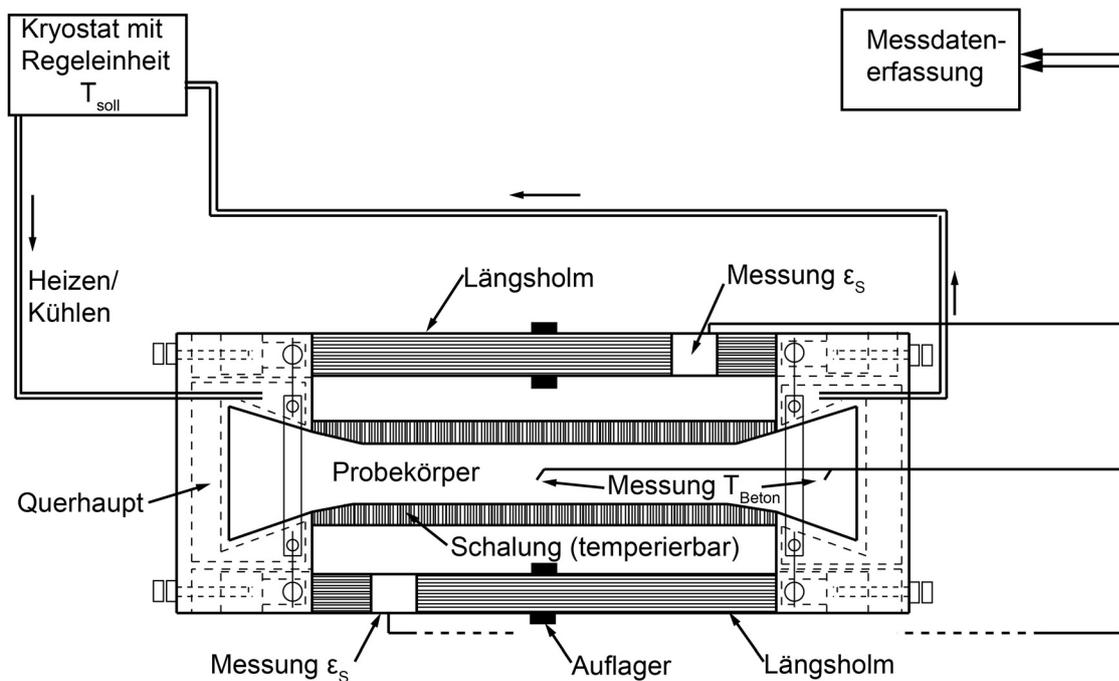


Abbildung 5.6: Reißrahmen mit Temperaturregelung nach [67]

Mit Reißrahmenversuchen können somit in situ aufgetretene Verläufe von Temperatur- und Stoffparametern abgebildet und untersucht werden. Es wird darauf hingewiesen, dass mit dem hier durchgeführten Reißrahmenversuch die während der Hydratation der Betondecke aufgetretenen Spannungszustände nicht abgebildet werden, da zum einen bei der Ermittlung von  $T_N(t)$  die Stoffparameter über die Deckenhöhe als konstant

angenommen wurden und zum anderen Verwölbungen der Betondecke nicht abgebildet werden.

In Abbildung 5.8 sind die durch Messungen ermittelten  $\sigma_{\text{Reißrahmen}}$  und  $T_{\text{Beton}}$  dargestellt. Die hier ebenfalls abgebildete Entwicklung von  $f_{\text{ct,m}}(t)$  gründet auf der in Kapitel 4.2.2 ermittelten Regressionsfunktion, welche mittels Arrheniusansatz an die wirksame Zeit angepasst wurde (siehe Kapitel 5.3).

Weiter beinhaltet Abbildung 5.8 die Darstellung der auf Grundlage des Superpositionsprinzips in einem Zeitschrittverfahren errechneten Spannungen  $\sigma_{\text{Superposition}}$  unter Berücksichtigung der in Kapitel 4 bestimmten Stoffparameter. Hierbei wurde die nur teilweise Dehnungsbehinderung  $\delta$  folgendermaßen berücksichtigt:

Der Reißrahmen samt Probekörper kann mit dem in Abbildung 5.7 dargestellten statisch unbestimmten System abgebildet werden.

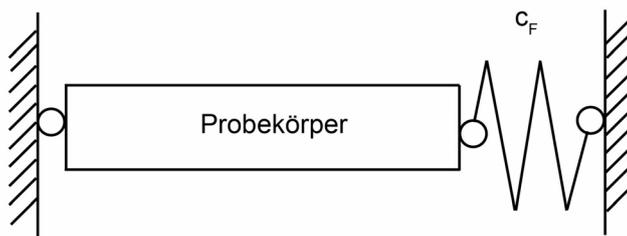


Abbildung 5.7: Statisches System des Reißrahmens nach [67]

Die Federsteifigkeit des Reißrahmens errechnet sich mit

$$c_F = \frac{E_S * A_S}{l_R} \quad 5.24$$

am halben System des Reißrahmens zwischen den Verschraubungen und der Symmetrieachse in Rahmenmitte mit  $l_R = 675 \text{ mm}$  zu  $c_F = 3,1416 \cdot 10^6 \text{ N/mm}$ .

Für die Länge des Probekörpers am halben Reißrahmensystem wird ebenfalls die Länge zwischen den Verschraubungen des Quer- mit dem Längshaupt - hier die Lasteinleitung angenommen - und der Symmetrieachse des Reißrahmens mit  $l_C = 675 \text{ mm}$  angesetzt und die Querschnittsfläche des Probekörpers beträgt  $A_C = 22500 \text{ mm}^2$ . Eine statische Berechnung mit dem Verschiebungsgrößenverfahren ergibt die Verformungen zu

$$u = \frac{\alpha_T * \Delta T * E_{\text{Beton}} * A_C}{\frac{E_{\text{Beton}} * A_C}{l_C} + c_F} \quad 5.25$$

Mittels Rückrechnung erhält man

$$\sigma = \alpha_T * \Delta T * E_{\text{Beton}} * \left[ -1 + \frac{E_{\text{Beton}} * A_C}{l_C * \left( \frac{E_{\text{Beton}} * A_C}{l_C} + c_F \right)} \right] \quad 5.26$$

In einem Zeitschrittverfahren beträgt  $\sigma(k)$  beim  $k$ -ten Zeitschritt unter Berücksichtigung der Spannungsrelaxation (siehe Formel 5.21) und unter Berücksichtigung der wirksamen Zeit  $t_w$  (siehe Formel 5.22)

$$\sigma(k) = \sum_{i=1}^k \alpha_T(i) * [T(i) - T(i-1)] * E(i) * \left[ -1 + \frac{E(i) * A_C}{l_C * \left( \frac{E(i) * A_C}{l_C} + c_F \right)} \right] * \exp[-\varphi(i) * [t_w(k) - t_w(i)]^{0,3}] \quad 5.27$$

Der Modellvorstellung liegt die Zeitdiskretisierung der Stoff- und Einwirkungsparameter zu Grunde. Diese ändern sich sprunghaft zu Beginn eines jeden Zeitschrittes. Die Stoffparameter  $E(i)$  und  $\varphi(i)$  wurden nach Kapitel 5.3 an das wirksame Alter  $t_w$  angepasst (Formel 5.17 bis 5.19). Formel 5.27 lässt sich in der Syntax aller gängigen Programmiersprachen in einer Doppelschleife mit den Laufvariablen  $k$  und  $i$  abbilden. Dabei wird die Relaxation jedes aus der zeitschrittweisen Änderung von  $T(i)$  und  $T(i-1)$  resultierenden Spannungszinkrements verfolgt. Der in Abbildung 5.8 dargestellte Verlauf von  $\sigma_{\text{Superposition}}$  wurde nach dem Superpositionsprinzip mit Formel 5.27 und einer Zeitschrittweite von  $\Delta t = 5$  min errechnet.

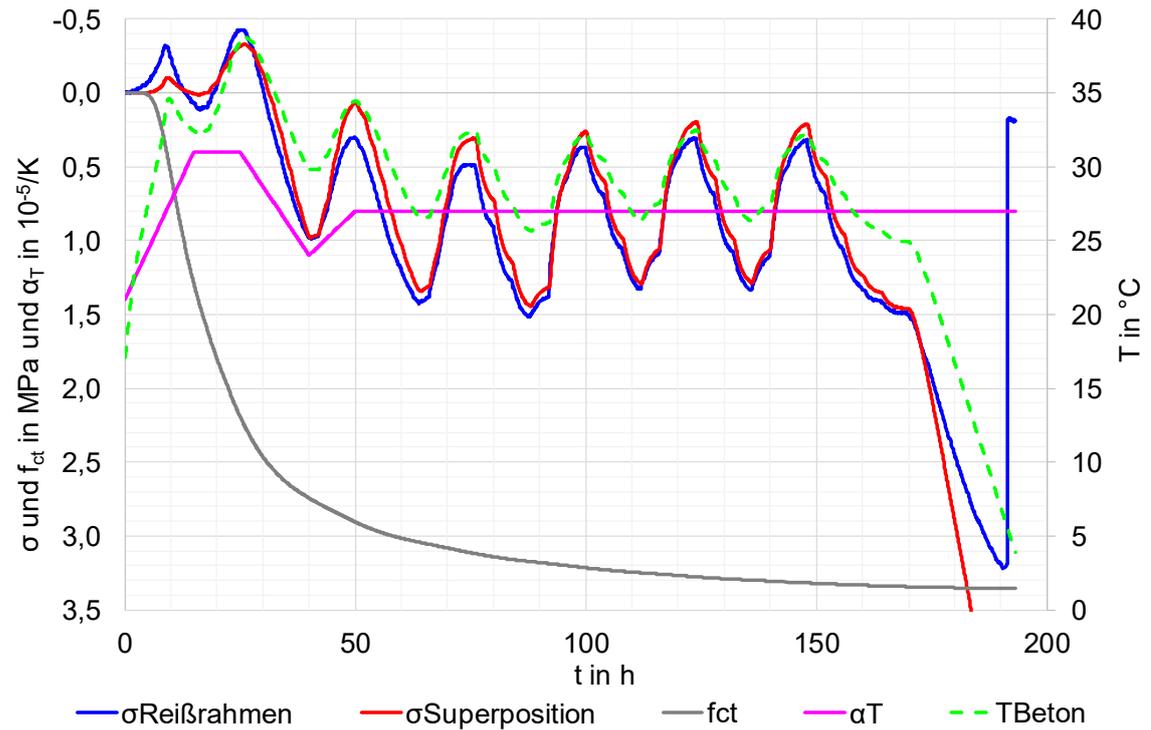


Abbildung 5.8: Spannungen, Temperaturen, Wärmedehnzahl und Zugfestigkeit beim Reißrahmenversuch

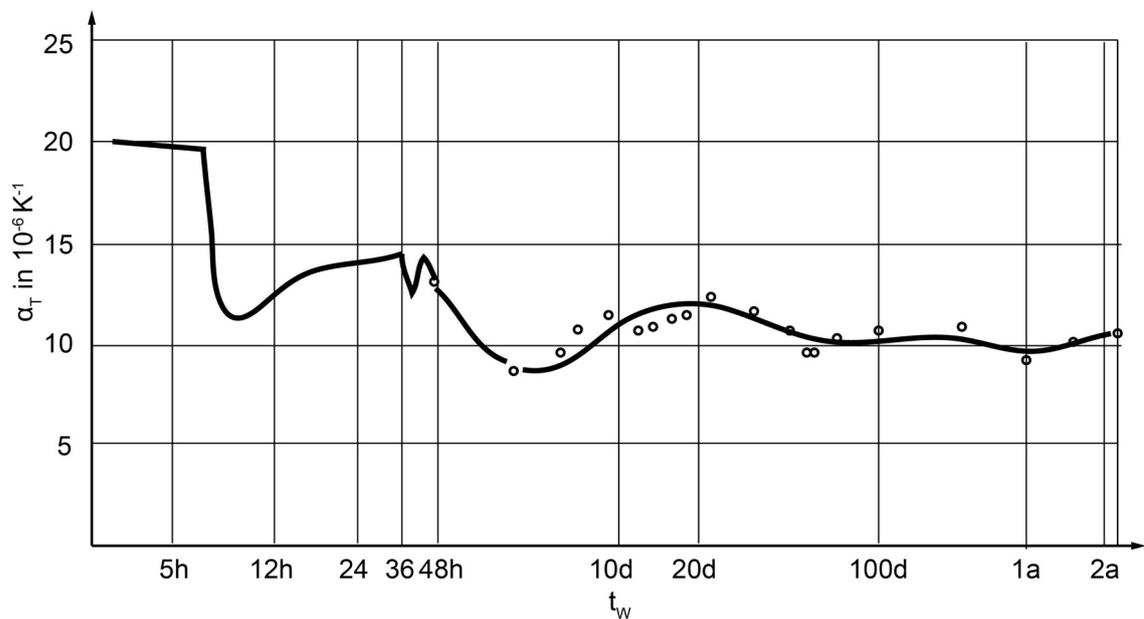


Abbildung 5.9: Entwicklung der Wärmedehnzahl eines aus einem Zement PZ 35F hergestellten Betons nach [73]

Die in Abbildung 5.8 ebenfalls dargestellten Werte für  $\alpha_T$  sind hierbei nicht stationär und variieren zu Beginn des Versuchs zwischen  $1,4 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  und  $0,4 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  und betragen ab einer Versuchsdauer von rund 50 h konstant  $\alpha_T = 0,8 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ . Nolting [73]

beobachtete bei Untersuchungen mit einem aus PZ 35F hergestellten Beton ebenfalls eine schwingungsförmige Auf- und Abwärtsbewegung von  $\alpha_T$  im jungen Betonalter, welche erst nach mehr als einem Jahr abgeklungen war (siehe Abbildung 5.9).

Nach rund 10 h Versuchsdauer ist ein Übersteuern der Temperaturen und Spannungen zu beobachten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Hydratationswärmeentwicklung durch den Kryostat nicht in ausreichendem Maß zurückgeregelt werden konnte. Nach 26 h Versuchsdauer betragen  $T_{\text{Beton,max}} = 38,8^\circ\text{C}$ ,  $\sigma_{\text{Reißrahmen,min}} = -0,42 \text{ MPa}$  und  $\sigma_{\text{Superposition,min}} = -0,4 \text{ MPa}$ . Ab 31 h nach Versuchsbeginn treten sowohl bei der Messung im Reißrahmen als auch bei der Berechnung nach dem Superpositionsprinzip Zugspannungen auf, welche dem Verlauf von  $T_{\text{Beton}}$  folgen. Ab einer Versuchsdauer von 170 h erfolgte eine konstante Abkühlung von  $\Delta T = 1\text{K/h}$  bis zum Zugversagen des Prüfkörpers bei  $T_{\text{Beton,min}} = 5,6^\circ\text{C}$  und  $\sigma_{\text{Reißrahmen,max}} = 3,2 \text{ MPa}$ . Dieser Wert deckt sich gut mit dem nach der unter Kapitel 4.2.2 ermittelten Regressionsfunktion errechneten Zugfestigkeitswert von  $f_{\text{ct,m}}(7\text{d}) = 3,19 \text{ MPa}$ . Vor der Abkühlung betrug  $\sigma_{\text{Reißrahmen,max}} = 1,5 \text{ MPa}$  bei einer Versuchsdauer von 88 h und  $T_{\text{Beton}} = 25,7^\circ\text{C}$ . Der Verlauf der nach dem Superpositionsprinzip mit Formel 5.27 errechneten  $\sigma_{\text{Superposition}}$  folgt dem Verlauf von  $\sigma_{\text{Reißrahmen}}$ ; die Werte weichen maximal  $\Delta\sigma = 0,3 \text{ MPa}$  bei einer Versuchsdauer  $t = 52 \text{ h}$  ab. Die Spannungsdifferenzen in der vorbeschriebenen Abkühlphase sind auf nichtlineares Materialverhalten zurückzuführen, welche in Formel 5.27 nicht berücksichtigt werden können.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass

- sowohl die Stoffparameter als auch die Stoffmodelle und statischen Modellansätze dem instationären Verhalten des jungen Betons während der Hydratation gerecht werden und
- die gemessenen Spannungen für die weiteren Untersuchungen ausreichend genau abgebildet werden können.

Bei der hier durchgeführten Betrachtung sind die Einflüsse der unter Kapitel 5.1 dargestellten autogenen Schwind- und Quelleffekte in der Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  mit enthalten bzw. stellen die verbleibenden Differenzen zwischen den gemessenen und errechneten Werten dar. Für die weiteren Untersuchungen ist der Ansatz der Spannungsanteile aus den Temperaturbelastungen ausreichend (siehe Kapitel 5.1).

## 5.6 Verfahren zur zeitschrittweisen Berechnung der Nullspannungstemperatur

Die Erstrissbildung erfolgt bei einer Betondecke in Abhängigkeit der bei ihrer Herstellung und während der Hydratation auftretenden Witterungsrandbedingungen und der daraus resultierenden Entwicklung der Stoffparameter. Maßgebend für das hierfür ursächliche Auftreten von Zwangsspannungen ist die Freisetzung der Hydratationswärme, ihr Abfließen und die in Witterungseinflüssen begründete Abkühlung der Betondecke (siehe Kapitel 5.1). Dies spiegelt sich auch in den Ergebnissen des Reißrahmenversuchs (siehe Kapitel 5.5) wider.

Es existieren Verfahren zur Berechnung von Spannungen während der Hydratation wie das Lamellen-Verfahren nach Emborg [74]. Hierbei wird das betrachtete Bauteil in Lamellen aufgeteilt (siehe Abbildung 5.10), denen altersabhängig Materialeigenschaften und Temperaturlasten zugewiesen werden. Auf Grundlage der Balkentheorie werden die Spannungen unter Berücksichtigung der Spannungsrelaxation berechnet. Dabei ist es auch möglich, unterschiedliche Grade der Verformungsbehinderung  $\delta$  abzubilden.

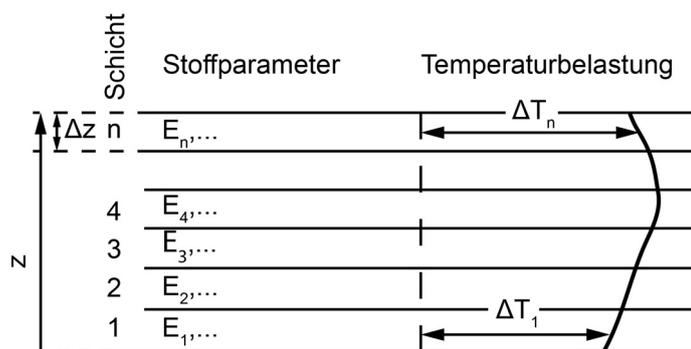


Abbildung 5.10: Lamellenverfahren nach [74]

Die Berechnung der Spannungen im Bereich der im Rahmen der Scheinfugenkonstruktion erstellten Kerben während der Hydratation ist jedoch nur in einem dreidimensionalen numerischen Modell wirklichkeitsnah möglich. Mit der Balkentheorie sind realitätsnahe Antworten eines Plattensystems in Lastfällen, die zweidimensionales Verwölben hervorrufen, nicht möglich; auch ist die zur Beurteilung des Reißens einer Scheinfuge erforderliche Abbildung der Spannungstrajektorien im Kerbbereich bei einer Spannungsberechnung mit der Balkentheorie nicht möglich.

Daher wurde ein Zeitschrittverfahren zur Berechnung der Spannungen während der Hydratation des jungen Betons entwickelt, bei dem sowohl die instationären

Stoffparameter als auch die geometrischen Randbedingungen möglichst wirklichkeitsnah abgebildet werden sollten. Zur Berechnung der Verformungen und Spannungen selbst wurde auf das Verfahren der Finiten-Elemente zurückgegriffen und die Software ANSYS Classic eingesetzt. Mittels der Skriptsprache ANSYS Parametric Design Language können sämtliche Eingaben implementiert werden.

Unter vollständiger Dehnungsbehinderung ( $\delta = 1$ ) kann unter Reduktion des nicht behinderten Verformungsanteils in Formel 5.27 bei eindimensionaler Betrachtung die Spannung zum Zeitpunkt  $k$  mit

$$\sigma(k) = \sum_{i=1}^k \alpha_T(i) * [T(i) - T(i - 1)] * E(i) * \exp[-\varphi(i) * [t_w(k) - t_w(i)]^{0,3}] \quad 5.28$$

errechnet werden.

Die Nullspannungstemperatur  $T_{Null}(k)$  beschreibt zum Zeitschritt  $k$  die Temperatur, bei der  $\sigma(k) = 0$  ist. Bei vollständiger Dehnungsbehinderung ( $\delta = 1$ ) beträgt die Nullspannungstemperatur

$$T_{Null}(k) = T(k) + \frac{\sigma(k)}{E(k) * \alpha_T(k)} \quad 5.29$$

Ist  $\delta \neq 1$  beträgt die Nullspannungstemperatur im Reißrahmenversuch nach Mangold [67]

$$T_{Null}(k) = \left[ \frac{1}{\alpha_T(k)} * \left( \frac{1}{E(k)} + K \right) * \sigma(k) \right] + T(k) \quad 5.30$$

wobei  $K$  eine Gerätekonstante des Reißrahmens ist. Diese beträgt beim im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Reißrahmen  $K = 10,61 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{N}$  [67].

Die dreidimensionale Betrachtung eines Plattensystems mit gebundener Tragschicht und Bettung erfordert aufgrund der sich ergebenden Nichtlinearitäten die Betrachtung des zeitlichen Verlaufs der Nullspannungstemperatur, da diese als Eingangsgröße für die Spannungsberechnung in jedem Zeitschritt  $k$  notwendig ist. Wiederum unter Zugrundelegung des Superpositionsprinzips beträgt die Nullspannungstemperatur im Zeitschritt  $k+1$  bei vollständiger Dehnungsbehinderung ( $\delta = 1$ )

$$\begin{aligned}
& T_{\text{Null}}(k+1) \\
&= T_{\text{Null}}(k=1) \\
&+ \sum_{i=1}^k \frac{[\sigma(i) - \sigma(i-1)] * (\exp[-\varphi(i) * [t_w(k+1) - t_w(i)]^{0,3}] - 1)}{E(i) * \alpha_T(i)} \quad 5.31 \\
&= T_{\text{Null}}(k=1) + \Delta T^I(k)
\end{aligned}$$

Mit Formel 5.31 wird die unter vollständiger Dehnungsbehinderung durch die Spannungsrelaxation der einzelnen Spannungszinkremente  $\Delta\sigma = \sigma(i) - \sigma(i-1)$  verursachte Veränderung der Nullspannungstemperatur unter Berücksichtigung der wirksamen Zeiten errechnet. Dabei ergeben sich folgende Grenzwerte:

- $\varphi(i) = 0$ :  $(\exp[-\varphi(i) * [t_w(k+1) - t_w(i)]^{0,3}] - 1) = 0$ :  
Die Nullspannungstemperatur verändert sich nicht:  $\Delta T^I(k) = 0$
- $\varphi(i) \rightarrow \infty$ :  $(\exp[-\varphi(i) * [t_w(k+1) - t_w(i)]^{0,3}] - 1) = -1$ :  
Die Nullspannungstemperatur verändert sich entsprechend  $\Delta T$ , welches  $\Delta\sigma = \sigma(i) - \sigma(i-1)$  begründet

Auch in einer in Längs- und Querrichtung vollständig dehnungsbehinderten Platte führt das durch die Temperaturgradienten und durch die über die Plattendicke nicht konstanten Materialparameter bedingte Aufschüsseln und Verwölben zu Dehnungen in der Platte. Diese bewirken ebenfalls eine Veränderung der Nullspannungstemperatur, die folgendermaßen abgeschätzt werden kann: Führt man in Formel 5.30 anstatt der Gerätekonstante  $K$  die zeitschrittabhängige Variable  $C(k)$ , welche die spannungsabhängige Dehnung abbildet, ein, so beträgt diese

$$C(k) = \frac{[T_{\text{Null}}(k) - T(k)] * \alpha_T(k)}{\sigma(k)} - \frac{1}{E(k)} \quad 5.32$$

Entsprechend der Herleitung der temperaturbedingten Spannungen von Westergaard [75] beträgt die temperaturinduzierte Spannung in einer Platte mit großen Abmessungen und ausreichend großer Reibung zwischen Plattensystem und Unterlage, sodass  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$  gilt, unter Berücksichtigung der Querdehnzahl  $\nu$  und unter Vernachlässigung von  $\sigma_z$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{[T_{\text{Null}} - T_{\text{Beton}}] * \alpha_T * E_{\text{Beton}}}{1 - \nu} \quad 5.33$$

Aus Formel 5.32 ergibt sich dann

$$C(k) = \frac{[T_{\text{Null}}(k) - T(k)] * \alpha_T(k)}{[1 - \nu] * \sigma(k)} - \frac{1}{E(k)} \quad 5.34$$

Formel 5.31 wird um den Nullspannungstemperaturanteil  $\Delta T^{\text{II}}$  erweitert, mit dem die Veränderung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der Dehnungsbehinderung abgeschätzt wird:

$$\begin{aligned} T_{\text{Null}}(k+1) &= T_{\text{Null}}(k=1) + \Delta T^{\text{I}} - \sum_{i=1}^k \left[ \frac{C(i) * \sigma(i) - C(i-1) * \sigma(i-1)}{\alpha_T(i)} \right] \\ &= T_0(k=1) + \Delta T^{\text{I}} + \Delta T^{\text{II}} \end{aligned} \quad 5.35$$

Im Fall der vollständigen Dehnungsbehinderung ( $\delta = 1$ ) ergibt sich  $C(k)=0$  in Formel 5.32 bzw. 5.34 und  $\Delta T^{\text{II}} = 0$  in Formel 5.35. Für  $\delta < 1$  und unter der Annahme keiner Spannungsrelaxation im Grenzfall  $\varphi(i) = 0$  ergibt sich  $\Delta T^{\text{I}} = 0$  (siehe oben). Bei Betrachtung des statischen Ersatzsystems für den Reißrahmenversuch in Abbildung 5.7 führen unter diesen Randbedingungen ( $\delta < 1$  und  $\varphi(i) = 0$ ) eine Erwärmung des Probekörpers zu Druckspannungen und in der Folge zu einem Ansteigen von  $T_{\text{Null}}$  ( $\Delta T^{\text{II}} > 0$ ) und ein Abkühlen des Probekörpers zu einer Verminderung von  $T_{\text{Null}}$  ( $\Delta T^{\text{II}} < 0$ ). Im Grenzfall  $\delta = 0$  (keine Dehnungsbehinderung) gilt  $T_{\text{Null}} = T_{\text{Beton}}$ , da keine Spannungen aufgebaut werden. Dieser Grenzfall ist mit Formel 5.35 nicht abbildbar. Im weiteren Grenzfall vollständiger Dehnungsbehinderung und keiner Spannungsrelaxation ( $\delta = 1$  und  $\varphi(i) = 0$ ) verändert sich die Nullspannungstemperatur nicht, da  $\Delta T^{\text{I}} = 0$  und  $\Delta T^{\text{II}} = 0$ .

Zur numerischen Berechnung wurde eine gekerbte aber noch ungerissene Betondecke, die bei Temperatureinwirkung aufgrund ihrer großen Abmessungen die Westergaard'sche Annahme  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$  erfüllt (siehe Abbildung 5.11), zugrunde gelegt.

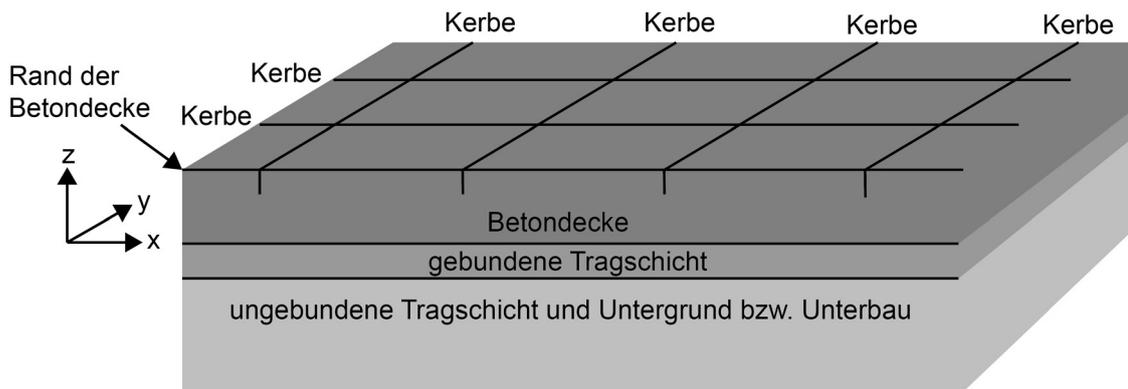


Abbildung 5.11: Gekerbte und nicht gerissene Betondecke

Aus Symmetriegründen kann das System auf eine durch die Kerben definierte Platte mit den Verschiebungsrandbedingungen  $u_x = 0$  und  $u_y = 0$  bis zur Unterkante der Kerbe reduziert werden. Dabei wird die betrachtete Platte zur zeit- und ortsdiskretisierten Zuteilung der Stoff- und Temperaturparameter in ein Fünf-Schicht-System mit  $d_{\text{Beton}} = 26 \text{ cm}$  aufgelöst. Dieses ist in Abbildung 5.12 skizziert.

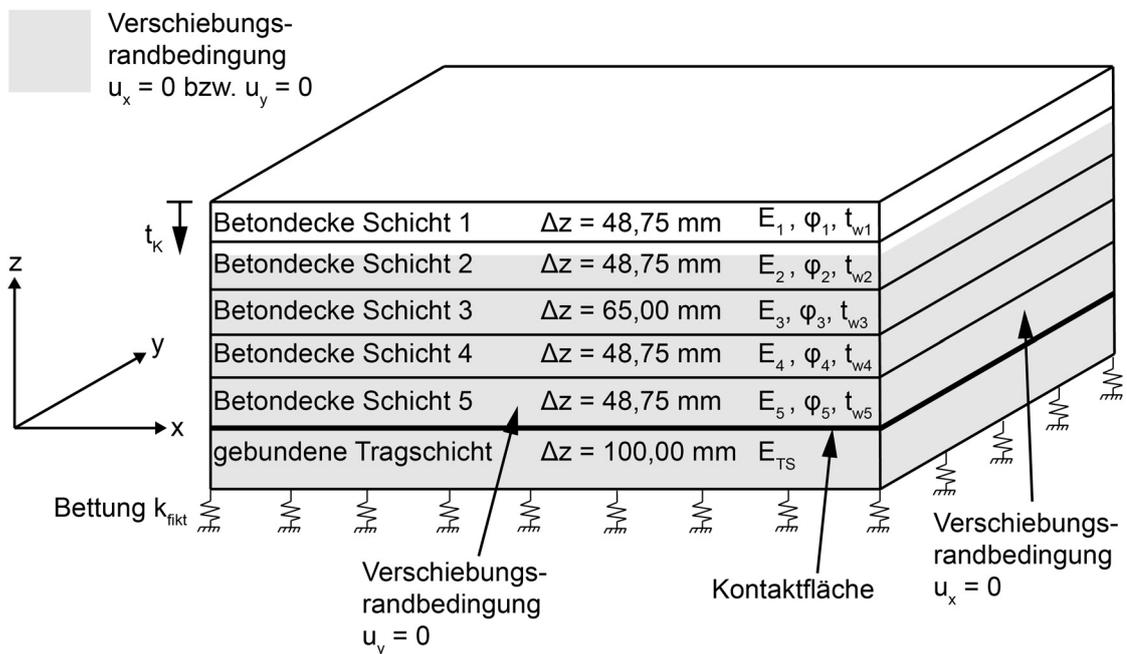


Abbildung 5.12: Mehrschichtensystem

Die mittlere Schicht 3 erhält eine Dicke von  $\Delta z = d_{\text{Beton}} / 4 = 65 \text{ mm}$ . Zur beanspruchungsnahen Abbildung der Temperatur- und Spannungsgradienten werden die sich näher zur Betondeckenoberfläche bzw. zur gebundenen Tragschicht

befindlichen Bereiche mit dünneren Schichten mit  $\Delta z = 48,75$  mm ausgeführt. Die Tragschicht wird mit  $\Delta z = d_{TS} = 100$  mm entsprechend der Dicke einer unter der Betondecke in der Belastungsklasse Bk100 [4] zu erstellenden Asphalttragschicht modelliert. Dieser werden in Anlehnung an Eisenmann und Leykauf [5] die Stoffparameter  $E_{TS} = 1000$  MPa bei hohen Temperaturen und  $E_{TS} = 5000$  MPa bei niedrigen Temperaturen zugewiesen. Zu beachten ist, dass das Verwölben bzw. Schüsseln einer Betonplatte mit langen Belastungszeiträumen in den Auflagerbereichen zum Kriechen des Asphalts führt. Dies wird hier vereinfachend durch die Wahl reduzierter E-Moduln berücksichtigt.

Die Stoff- und Temperaturparameter werden diesen Schichten zeit- und ortsdiskretisiert zugeteilt. Über die Höhe der einzelnen Schichten erfolgt für jeden Zeitschritt eine Mittelung der Stoffparameter. Dies erfolgt unter der Voraussetzung, dass in den einzelnen Zeitschritten sowohl die Stoff- als auch die Temperaturparameter in Plattenlängs- und Plattenquerrichtung als konstant anzunehmen sind und nur in z-Richtung Gradienten aufweisen. Die zeitliche Entwicklung der Stoffparameter an die Hydratationsrandbedingungen wird entsprechend Kapitel 5.3 berücksichtigt und ist für die untersuchten Lastfälle in der Anlage A. 10 dargestellt. Die Temperaturparameter werden über die in Kapitel 5.2 beschriebenen Regressionsparameter der Betondecke in Abhängigkeit von z zugewiesen.

Das Finite-Elemente-Modell besteht aus einer allseits bis zur Unterkante der Fugenkerbe festgehaltenen Betonplatte mit den Abmessungen  $l = 5.000$  mm und  $b_D = 4250$  mm und dem in Abbildung 5.12 dargestellten Schichtenaufbau. Der horizontale Knotenabstand beträgt 50 mm der vertikale 13 mm. Zwischen Schicht 5 und der gebundenen Tragschicht wurden Kontaktelemente der Gestalt modelliert, dass kein Verbund zwischen der Betondecke und der Tragschicht gegeben ist. Die Betondecke kann sich von der Tragschicht lösen, ein Durchdringen ist jedoch - abgebildet durch eine Kontaktsteifigkeit – nur bedingt möglich. Die Dichte der modellierten Betondecke beträgt  $\rho_B = 2400$  kg/m<sup>3</sup> und durch die Berücksichtigung der Erdbeschleunigung von  $g = 9,81$  m/s<sup>2</sup> kann das Verwölben der Betondecke infolge von Temperaturgradienten über die Deckendicke abgebildet werden. Die Auswertung der Spannungen  $\sigma_x$  erfolgt an den Schichtmittelknoten in Plattenmitte. Hierbei wird vorausgesetzt, dass  $\sigma_x$  außerhalb des Einflussbereiches der Verschiebungsrandbedingung in x- und y-Richtung konstante Werte aufweist und von  $\sigma_y$  nur geringfügig abweicht. In der Anlage A. 11 ist der Verlauf der Schichtspannungen für einen Zeitschritt bei der Berechnung der

Nullspannungstemperatur beim Lastfall 4 dargestellt. Es zeigt, sich, dass die vorgenannten Voraussetzungen mit geringen Abweichungen zutreffen. An den Schichtgrenzen bewirken die Sprünge der Werte der Stoffparameter aufgrund der diskretisierten Modellierung Sprünge bei den Spannungszuständen. Voruntersuchungen haben gezeigt, dass die zeitliche Diskretisierung mit Zeitschritten von  $\Delta t = 1$  h ausreichend ist.

Das Plattensystem wird auf einer gebundenen Tragschicht mit  $d_{TS} = 100$  mm und diese auf einer Bettung mit dem fiktiven Bettungsmodul  $k_{fikt}$  modelliert.

Dieser errechnet sich nach Meier, Eisenmann et al. [76] zu

$$k_{fikt} = \frac{E_U}{h^*} \quad 5.36$$

Für  $E_U$  wird entsprechend den Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus [4] der Mindestwert des beim Plattendruckversuch mit dem zweiten Belastungszyklus an der Oberseite der unter der Asphalttragschicht (siehe oben) befindlichen Frostschutzschicht ermittelte Verformungsmodul mit  $E_{V2} = 120$  MPa angesetzt. Nach der Äquivalenztheorie von Odemark [77] beträgt

$$h^* = \sum c_i * h_i * \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_U}} \quad 5.37$$

mit  $c_i = 0,83$  für hydraulisch gebundene und  $c_i = 0,9$  für bituminös gebundene Schichten.

Die Stoff- und Lastparameter werden mit Hilfe von Arrays in jedem Zeitschritt eingelesen und nach Berechnung der Verformungen und Spannungen erfolgt im Postprocessing mittels Formel 5.35 die schichtweise Berechnung der Nullspannungstemperatur  $T_{Null,i}$  zu Beginn des nächsten Zeitschrittes. Mit dem im Kapitel 5.2 beschriebenen Regressionsverfahren werden die zeitschrittabhängigen Nullspannungstemperaturprofile unter Verwendung quadratischer Ansatzfunktionen errechnet. Die Temperaturlast beträgt dann in jedem Zeitschritt und in jeder Schicht die Differenz aus Temperatur und Nullspannungstemperatur. In Abbildung 5.13 ist das Verfahren zur zeitschrittabhängigen Bestimmung der Nullspannungstemperatur dargestellt. Sämtliche Schritte zur „Numerischen Berechnung im Zeitschrittverfahren“ wurden in Skriptform programmiert und automatisiert durchgeführt.

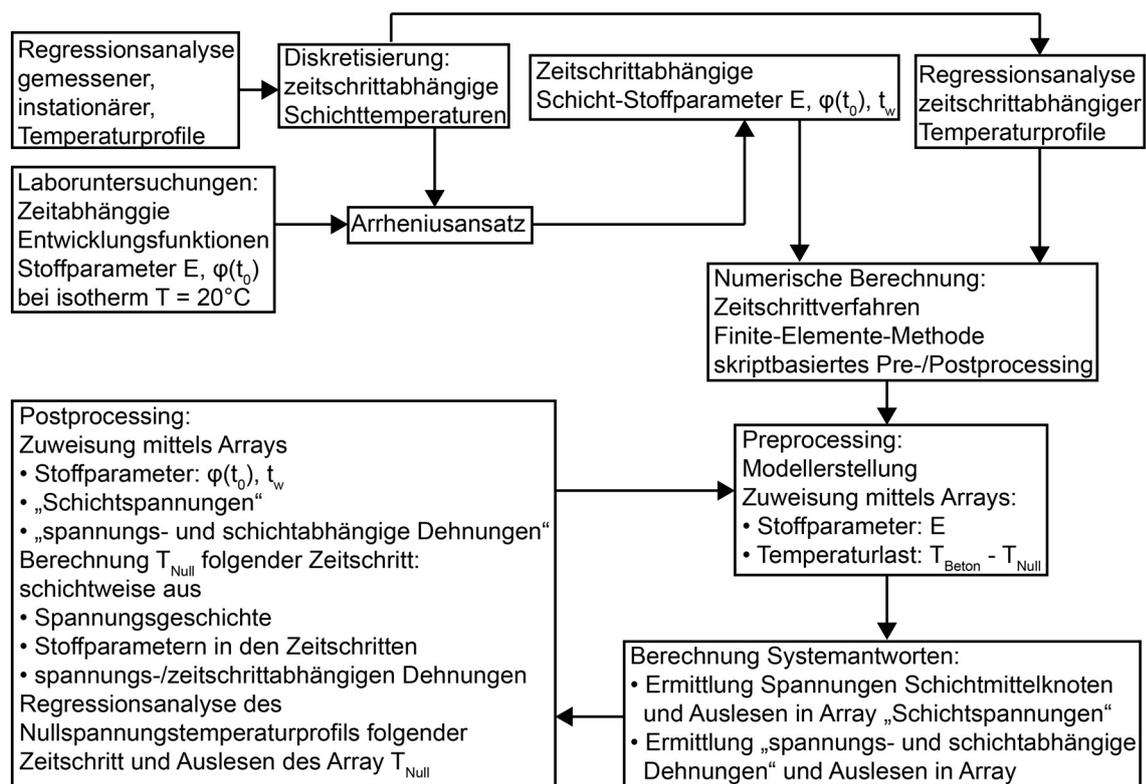


Abbildung 5.13: Verfahren zur Bestimmung der instationären Nullspannungstemperaturprofile

## 5.7 Wahl der Finiten-Elemente

Die zur sachgerechten Abbildung der Modellantworten erforderliche Modellgröße, Elementfeinheit und Zeitschrittgröße von lediglich  $\Delta t = 1$  h lässt den Einsatz von Elementen mit quadratischen Ansatzfunktionen nicht zu. Diese würden Biegebeanspruchungen im Allgemeinen besser abbilden, führen aber beim vorliegenden Finite-Elemente-Modell unter Einsatz der derzeit üblichen Personal Computer zu äußerst langen Rechenzeiten. Daher mussten Elemente mit linearen Ansatzfunktionen verwendet werden. Bei diesen ist bei der hier aus den Temperaturgradienten herrührenden Biegebeanspruchung die Gefahr des „Schublockings“ gegeben. Hierbei führt die nicht abbildbare Krümmung aus Biegung zu Scherverzerrungen an den im Rahmen der zur Ermittlung der Steifigkeitsmatrix herangezogenen Gaußpunkten trotz nicht vorhandener Querkräfte. Dies bewirkt eine Versteifung der Elemente (siehe Abbildung 5.14). [78] Abhilfe kann mit Einsatz von Elementen mit quadratischen Ansatzfunktionen oder reduzierter Integration geschaffen werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurde der letztgenannte Weg gewählt, da Proberechnungen unter Einsatz von Elementen mit quadratischen Ansatzfunktionen nicht darstellbare Rechenzeiten zur

Folge hatten. Zur Vermeidung des „Hourglassing“-Effekts, bei dem regelmäßig verzerrte Elemente auftreten, wurde die Vermaschung entsprechend verfeinert. Nach Nasdla [79] tritt bei hinreichend feinen Netzen kein „Hourglassing“ auf. Weiter überprüft die eingesetzte Finite-Elemente-Software die „Hourglassing“-Stabilisierungsenergie.

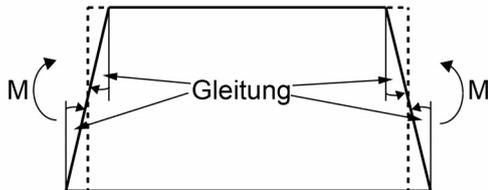


Abbildung 5.14: Schublocking bei linearen Ansatzfunktionen nach [79]

## 5.8 Verifikation des Verfahrens

Mit den im Kapitel 5.5 beschriebenen Verfahren und Eingangsgrößen zur Spannungsberechnung nach dem Superpositionsprinzip wurden mit Formel 5.28 die Spannungen im Reißrahmenversuch mit vollständiger Dehnungsbehinderung ( $\delta = 1$ ) berechnet und diese in Abbildung 5.15 den mit dem im Kapitel 5.6 beschriebenen Modellverfahren errechneten Spannungen  $\sigma_x$  gegenübergestellt. Die Wärmedehnzahl beträgt  $\alpha_T = 8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  und die Querdehnzahl wurde auf  $\nu = 1/6$  reduziert, um den Einfluss der Querdehnung nicht zu stark zu gewichten. Die Zeitschrittlänge betrug  $\Delta t = 5 \text{ min}$ . Der Spannungsverlauf aus der Finite-Elemente-Berechnung folgt demjenigen aus der eindimensionalen Betrachtung. Bezüglich der Maximal- und Minimalwerte ist zu berücksichtigen, dass bei der Finite-Elemente-Berechnung der Einfluss der (behinderten) Querdehnung enthalten ist. Weiter ist in Abbildung 5.15 der Verlauf der Nullspannungstemperatur  $T_{\text{Null}}$  dargestellt. Diese weist auch nach längerer Versuchszeit keinen konstanten Wert auf; der Schwingungsverlauf folgt hierbei  $T_{\text{Beton}}$ . Dies ist auf das Relaxationsverhalten des Betons zurückzuführen, welcher auch noch im erhärteten Zustand Werte von  $\psi(t, t_0) < 1$  aufweist.

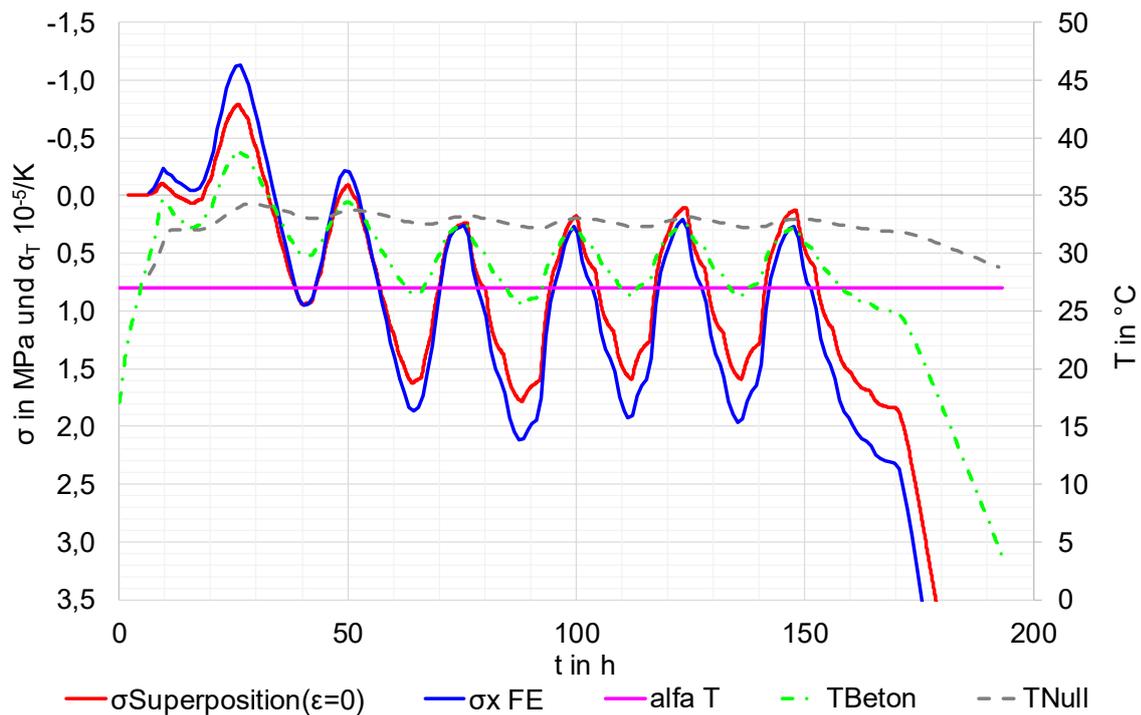


Abbildung 5.15: Gegenüberstellung der Spannungen im Reißrahmenversuch unter vollständiger Dehnungsbehinderung und der Finite-Elemente-Berechnung

Die eindimensionale Spannungsberechnung mit den Formeln 5.31 und 5.35 unter Berücksichtigung der im Reißrahmen gegebenen nicht vollständigen Dehnungsbehinderung ( $\delta \neq 1$ ) ist in Abbildung 5.16 dargestellt. Auch hier wurde eine Zeitschrittlänge  $\Delta t = 5 \text{ min}$  gewählt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der nach dem Superpositionsprinzip und dem vorbeschriebenen Verfahren mittels Berechnung der Nullspannungstemperatur errechneten Spannungen. Die maximale Spannungsdifferenz beträgt  $\Delta\sigma = 0,2 \text{ MPa}$ . Auch nach einer Versuchszeit von rund 1 Woche variiert die Nullspannungstemperatur  $T_{\text{Null}}$  entsprechend der Temperatureinwirkung. Dies ist zum einen auf das Relaxationsverhalten des Betons und zum anderen auf die nicht vollständige Dehnungsbehinderung im Reißrahmen zurückzuführen. Ein Vergleich mit Abbildung 5.15 zeigt, dass bei  $\delta = 1$  am Ende des Versuchs geringere Veränderungen von  $T_{\text{Null}}$  auftreten. Dies ist auf den Entfall des Terms  $\Delta T^{\text{II}}$  in 5.35 zurückzuführen.

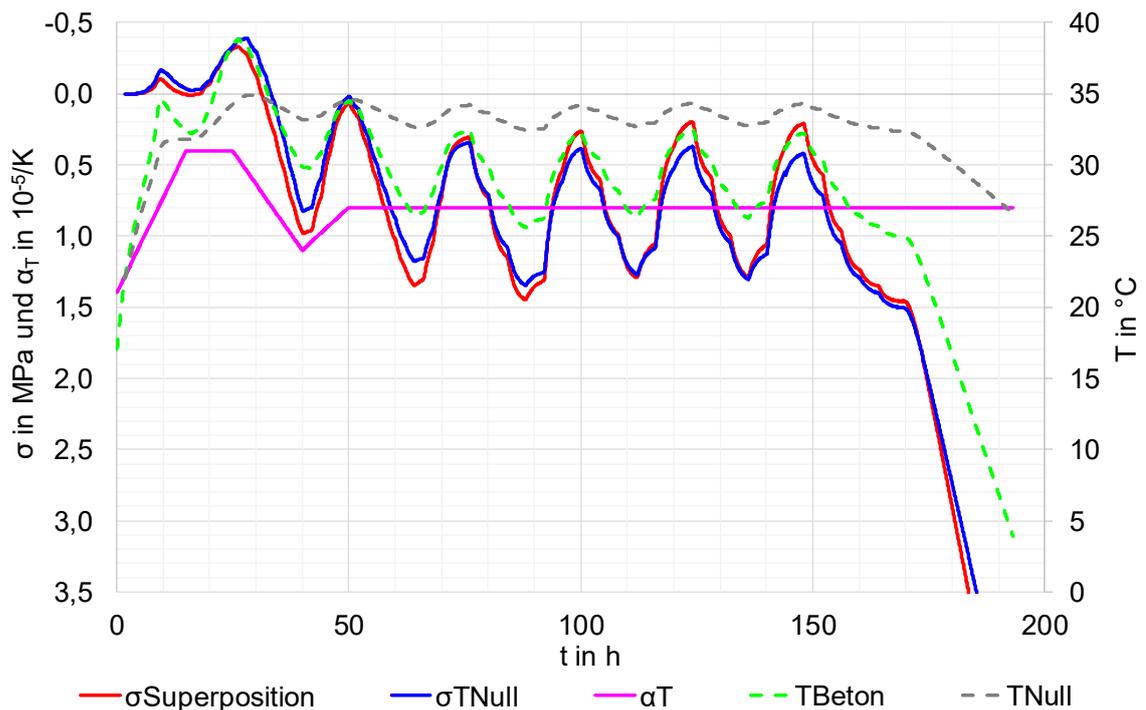


Abbildung 5.16: Mit dem Superpositionsprinzip und über die Nullspannungstemperatur errechnete Spannungen beim Reißrahmenversuch sowie Nullspannungstemperaturverlauf, Wärmedehnzahl und Betontemperatur

Es muss darauf hingewiesen werden, dass der vorbeschriebene Modellansatz mit einer allseits festgehaltenen Platte, um der Annahme nach Westergaard [75] mit  $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$  gerecht zu werden, die Spannungsverhältnisse in Querrichtung einer Fahrbahn nur zum Teil widerspiegelt. Weil [80] ermittelte bei der Erstverschiebung einer Betonplatte auf Asphaltfeinbeton einen Reibungsbeiwert  $\mu \approx 1,8$ . Unter Ansatz Coulomb'scher Reibung beträgt nach Eisenmann, Leykauf [5] die Länge eines „freien Plattenendes“  $L_\mu$  innerhalb dessen  $\sigma_P$  linear ansteigt

$$L_\mu = 42 \cdot 10^3 \cdot \frac{\Delta T \cdot \alpha_T \cdot E}{\mu} \quad 5.38$$

Als Temperaturdifferenz ist  $\Delta T = T_N - T_{Null}$  anzusetzen. Betrachtet man den bezüglich der Erstrissbildung nach einer Versuchszeit von  $t = 40$  h auftretenden kritischen Spannungszustand und setzt in Formel 5.38  $\Delta T = T_N - T_{Null} = 3$  K (siehe Abbildung 5.16),  $\alpha_T = 10^{-5}$  1/K,  $E = 29550$  MPa und  $\mu = 1,8$  so erhält man  $L_\mu \approx 20700$  mm. In Querrichtung einer Betonfahrbahn mit einer Breite von  $b_D = 11,0$  m (RQ 31,5 entsprechend den Richtlinien für die Anlage von Autobahnen [81]) trifft somit die Annahme  $\epsilon_y = 0$  nicht zu, weil sich der gesamte Querschnitt der Betonfahrbahn im Bereich des „freien

Plattenendes“ in Querrichtung befindet. Da beim Reißen der Querscheinfugen die Längsspannung  $\sigma_x$  betrachtet und ausgewertet wird (siehe Kapitel 5.9), ein erheblicher Anteil an  $\sigma_x$  aus Wölbspannungen herrührt und schon im Bereich der vierten Querscheinfuge einer Fahrbahnbetondecke bei dieser Spannungsbetrachtung in Längsrichtung eine vollständige Dehnungsbehinderung gegeben ist, scheinen die Modellannahmen unter Kapitel 5.6 dennoch gerechtfertigt. Weiter ist die Größe des Reibungsbeiwerts  $\mu$  noch nicht ausreichend untersucht. Maitra et al. [82] ermittelten beim Erstverschieben einer Betondecke auf einer „dry lean concrete“ Unterlage (Betontragschicht) beispielsweise Werte von  $\mu > 20$  und auch auf einer rauen „wet mix macadam“ – Schicht (hydraulisch gebundene Tragschicht) ergaben sich mit  $\mu = 3,16$  bis  $\mu = 3,56$  relativ hohe Werte. Bei Asphalttragschichten als Unterlage für Betondecken dürfte der Wert des Reibungsbeiwertes darüber hinaus auch noch temperaturabhängig sein.

## 5.9 Semiprobabilistisches Bewertungsverfahren zum Rissnachweis

Im angewendeten Finite-Elemente-Modell trennt eine Fugenkerbe die Fahrbahnbetondecke in zwei Platten mit den Abmessungen  $l = 5000$  mm und  $b_D = 4250$  mm. Die Knotenabstände betragen in x-Richtung im Bereich  $\Delta x = 500$  mm vor bis  $\Delta x = 500$  mm nach der Kerbe 8 mm und außerhalb dieses verfeinerten Bereichs 50 mm und in Vertikalrichtung 8 mm. Die Kerbe wird vereinfachend mit einer Breite von 5 mm abgebildet. Schicht 1 weist eine Dicke entsprechend der Kerbtiefe auf, Schicht 2 wird so angepasst, dass die Schichten 3 bis 5 bei den beiden untersuchten Kerbtiefen immer die gleiche Dicke wie im Modell zur Berechnung von  $T_{Null}$  (siehe Abbildung 5.12) aufweisen. Schicht 1 weist somit eine Störung in Form der Kerbe auf, die darunterliegende Schichten laufen als ungestörte Ligamente unter der Kerbe durch. Das Plattenpaar ist am Rand bis zur Unterkante von Schicht 1 entsprechend der Unterkante der Kerbe in x- und y- Richtung festgehalten. Alle anderen Modellparameter werden aus Kapitel 5.6 übernommen. In Abbildung 5.17 ist das Finite-Elemente-Modell zum Rissnachweis während der Hydratation dargestellt.

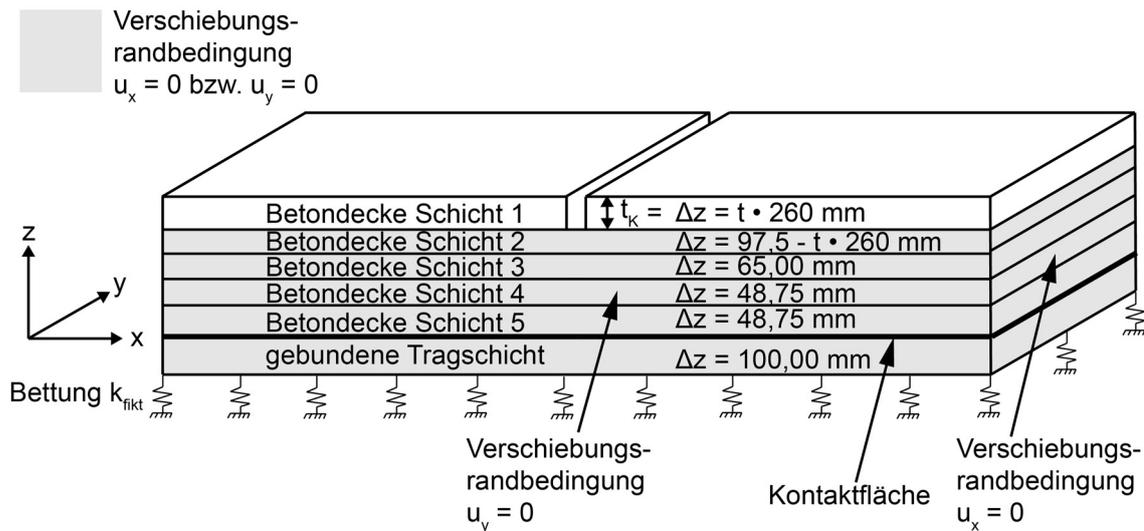


Abbildung 5.17: Finite-Elemente-Modell zum Rissnachweis

Als Temperaturlast wird zeitschrittweise die Differenz der Temperaturprofile aus  $T_{\text{Beton}}$  und  $T_{\text{Null}}$  (siehe Kapitel 5.6) aufgebracht. Die Berechnungen erfolgen in einem Zeitschrittverfahren mit  $\Delta t = 1 \text{ h}$ . Dieser Zeitschritt hat sich in Vorberechnungen als ausreichend zur Darstellung der Spannungsspitzen herausgestellt (siehe oben).

Eine Auswertung der Hauptspannungen im Fugenbereich zeigt, dass hier zu den risskritischen Zeitpunkten ein dreiachsiger Spannungszustand gegeben ist, wobei alle Hauptspannungen positive Werte aufweisen. Nach Kupfer [83] ist annähernd im ganzen Bereich von zweiachsigen Zugspannungsbeanspruchungen in Richtung der größeren Zugspannung die einachsige Zugfestigkeit bezüglich des Versagens maßgebend (siehe Abbildung 5.18). Für dreiachsige Zugspannungszustände ist dies ebenfalls zutreffend (siehe Kapitel 7.2), sodass eine mögliche Rissbildung über eine Auswertung der auftretenden 1. Hauptspannung  $\sigma_1$  und der gegebenen zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ct}$  beurteilt werden kann. Es wird in diesem Zusammenhang angenommen, dass die „Kupfer-Kurven“ auch bei hydratisierendem Beton Gültigkeit besitzen.

Nach dem „Fiktiven Rissmodell“ nach Hillerborg et al. [84], welches eine fundamentale Grundlage zur Modellierung von Rissen in Beton darstellt [78], bildet sich ein Riss weiter aus, wenn an der Spitze des Risses  $\sigma = f_{ct}$  gegeben ist (siehe Abbildung 5.19). Die Zugfestigkeit  $f_{ct}$  ist somit unabhängig von der Art der Lasteinwirkung für die Rissbildung maßgebend. Hierbei wird angenommen, dass sich der Beton bis zum Erreichen von  $f_{ct}$  linear-elastisch verhält. Die von Hillerborg angesetzte tension-softening Beziehung ist in Abbildung 5.20 dargestellt.

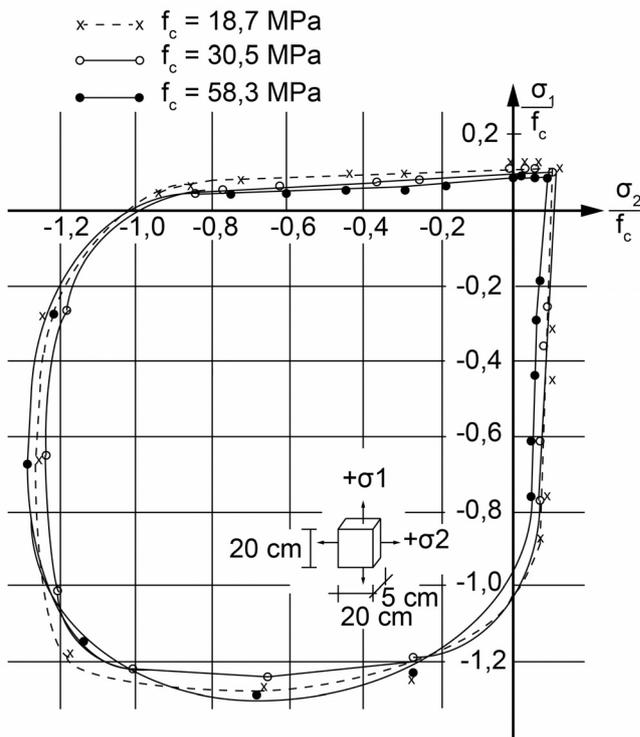


Abbildung 5.18: Festigkeit des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung nach [83]

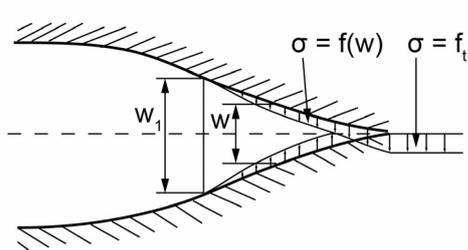


Abbildung 5.19: Fiktives Rissmodell nach Hillerborg [84]

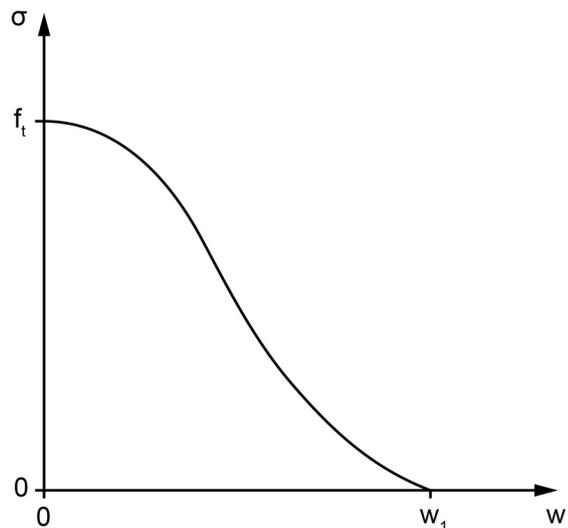


Abbildung 5.20: tension-softening nach Hillerborg [84]

Für die folgenden Betrachtungen und Berechnungen wird entsprechend Eierle und Schikora [85] unterstellt, dass sich bei der Erstrissbildung ein Riss reiverschlussartig über den gesamten Querschnitt öffnet, sobald die größte Hauptspannung  $\sigma_1$  die

Zugfestigkeit  $f_{ct}$  in einem Ligament der Betondecke im Bereich der Fugenkerbe überschreitet.

Die Auswertung der errechneten Hauptspannungen erfolgt in den Knoten des Finite-Elemente-Netzes im Bereich der Fugenkerbe in der vertikalen Mitte der einzelnen modellierten Schichten, in der Höhenlage der Fugenkerbe und  $\Delta z = 16,25$  mm entsprechend zwei Elementgrößen unter der Fugenkerbe. Voruntersuchungen haben gezeigt, dass die maximalen Hauptspannungen bei  $y = 2125$  mm (Plattenmitte in Querrichtung) auftreten. Weiter werden in den vorbeschriebenen Höhenlagen die Hauptspannungen in Längsschnitten bei  $y = 2125$  mm (Plattenmitte in Querrichtung) im Bereich  $\Delta x = 100$  mm vor bis  $\Delta x = 100$  mm nach der Fugenkerbe bestimmt und analysiert. Hierzu wurde ein entsprechendes Skript erstellt. In Abbildung 6.1 (siehe Kapitel 6) sind die bei den untersuchten Kerbtiefen angewendeten Längsschnitte dargestellt.

Der Sicherheitsnachweis der Rissbildung im Querscheinfugenbereich wird mit der Momentenmethode durchgeführt. Diese ist nur anwendbar, wenn R - widerstehende Seite - und S - einwirkende Seite - beide normalverteilt sind. Nach Rüsç et al. [86] ist dies für die Betonfestigkeit gegeben, wobei nach Spaethe [87] ein Variationskoeffizient von  $\text{Var}_R = 0,15$  angesetzt werden kann. Rostásy et al. [88] schlagen dies ebenfalls vor und nehmen auf der einwirkenden Seite bei den Temperaturbelastungen während der Hydratation auch eine Normalverteilung und  $\text{Var}_S = 0,15$  bzw.  $\text{Var}_S = 0,2$  an. Weiter ist zu beachten, dass der Variationskoeffizient auf der einwirkenden Seite auch durch das Oberbausystem selbst beeinflusst wird. Insbesondere die Größe der Wölbspannungen in einer Betondecke hängen von der Steifigkeit der darunter befindlichen Schichten ab. Die Größe von  $\text{Var}_S$  ergibt sich nach Eger [89] aus vektorieller Addition der einzelnen Variationskoeffizienten  $\text{Var}_i$  mit

$$\text{Var}_S = \sqrt{\sum_{i=1}^k \text{Var}_i^2} \quad 5.39$$

Im Rahmen dieser Arbeit konnten die einzelnen  $\text{Var}_i$  nicht weiter betrachtet werden. Beispielhaft wurde in einer Bachelor's Thesis am Lehrstuhl und Prüfant für Verkehrswegebau [90] im Rahmen einer Deckenbaustelle die Größe des Variationskoeffizienten für den Verdichtungsgrad einer Asphaltbinderschicht mit  $\text{Var} = 0,2$  % unter Einsatz von thermoisolierten Transportmulden und mit  $\text{Var} = 0,25$  %

unter Einsatz nicht thermoisolierter Transportmulden bestimmt. Die Größe dieses Variationskoeffizienten hat wiederum Einfluss auf die Streuung der Steifigkeit der Asphaltbinderschicht und beeinflusst somit  $\text{Var}_S$ . Ebenso weisen beispielsweise auch die Einbaudicke und die Wärmedehnzahl Streuungen auf, welche Einfluss auf den Variationskoeffizienten der einwirkenden Seite haben.

In Abbildung 5.21 ist die zweidimensionale Verteilungsdichte, die sich aus den Randverteilungen von R und S ergibt, dargestellt. Das hier durch die lineare Grenzzustandsgleichung  $G = R - S$  abgeschnittene Volumen entspricht der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  [87],[91]. So ergibt sich beispielsweise bei normalverteilten Dichtefunktionen für R und S mit  $\mu_R = \mu_S$  eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 50\%$ .

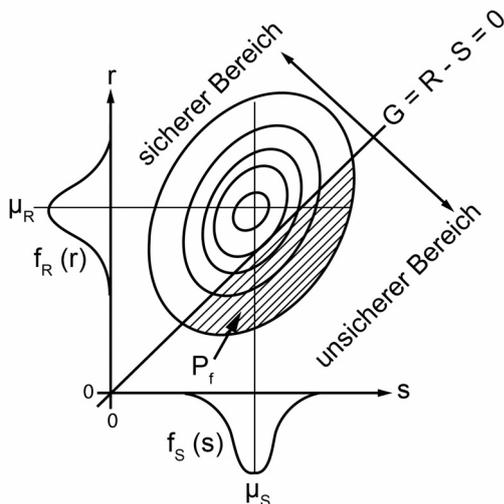


Abbildung 5.21: Zweidimensionale Verteilungsdichte nach [91]

Unter der vorgenannten Bedingung, dass sowohl die einwirkende als auch die widerstehende Seite normalverteilt sind, bietet die Momentenmethode ein praktisch gut anwendbares Verfahren zur Errechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten. Der Sicherheitsindex  $\beta$  nach Cornell [92] (siehe Abbildung 5.22) errechnet sich aus den beiden Momenten Mittelwert und Varianz zu

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad 5.40$$

In die Berechnung fließt die aus der Varianz abgeleitete Größe der Standardabweichung  $\sigma$  ein. Sind R und S voneinander unabhängig und normalverteilt, so ist auch deren Differenz M normalverteilt.

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  beträgt als Funktionswert  $\Phi(\chi)$  der Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = \Phi(-\beta) \quad 5.41$$

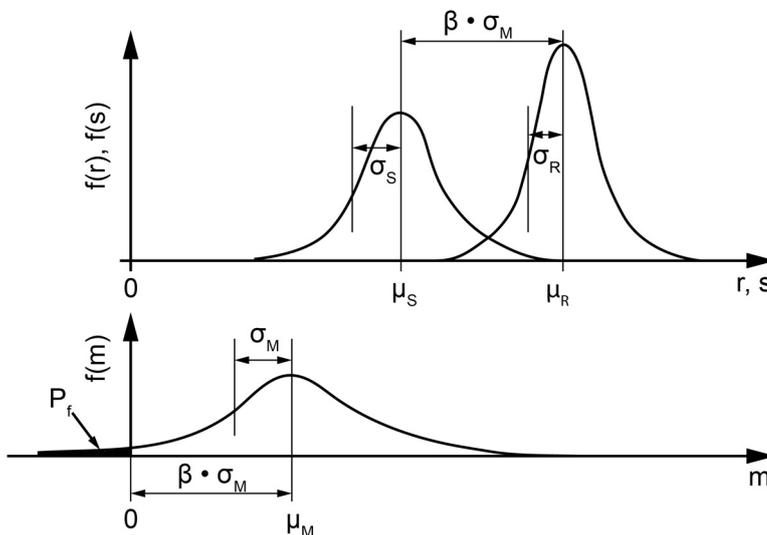


Abbildung 5.22: Definition des Sicherheitsindex nach Cornell nach [91]

Zur Berechnung von  $P_f$  im Rahmen des Postprocessing wurde bei den durchgeführten Modellrechnungen eine Näherungsformel verwendet (siehe Abramowitz und Stegun [93]), da für  $\Phi(\chi)$  keine geschlossene Lösung existiert:

$$\Phi(\chi) = 1 - Z(\chi)(b_1 * t + b_2 * t^2 + b_3 * t^3 + b_4 * t^4 + b_5 * t^5) \quad 5.42$$

mit

$$Z(\chi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{\chi^2}{2}\right) \quad 5.43$$

$$t(\chi) = \frac{1}{1 + p * \chi} \quad 5.44$$

mit  $b_1 = 0,31981530$ ,  $b_2 = -0,356563782$ ,  $b_3 = 1,781477937$ ,  $b_4 = -1,821255978$ ,  
 $b_5 = 1,330274429$  und  $p = 0,2316419$

Für  $\chi < 0$  ist die Berechnung mit

$$\Phi(\chi) = 1 - \Phi(-\chi) \quad 5.45$$

durchzuführen.

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  kann somit zeitschrittweise in den vorbeschriebenen Knoten und Längsschnitten (siehe Abbildung 6.1 in Kapitel 7) ausgewertet werden.

Mit dem Einsatz numerischer Berechnungs- und semiprobabilistischer Bewertungsverfahren ist es möglich die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Risses im Kerbbereich einer Betondecke während der Hydratation zu beurteilen. Das vorbeschriebene Verfahren ermöglicht es nicht, den weiteren Rissfortschritt abzubilden. Dies würde die Implementierung eines Betonstoffmodells bei der Berechnung der Spannungen erforderlich machen. Dies ist grundsätzlich möglich, würde aber bei der Vielzahl der bei der vorliegenden Problemstellung zu rechnenden Zeitschritte und dem an sich schon nichtlinearen Modell zu äußerst langen Rechenzeiten führen. Nach dem „Fiktiven Rissmodell“ nach Hillerborg ermöglichen die innerhalb eines Risses auftretenden Spannungen (siehe oben) beispielsweise bei reiner Biegebelastung in einem Balken auch nach der Erstrissbildung eine weitere Steigerung des ertragbaren Momentes. [84] Dennoch ist schließlich davon auszugehen, dass in der Folge von Spannungszuständen, die in einer Schicht einer Betondecke zu erheblichen Versagenswahrscheinlichkeiten von  $P_f > 50 \%$  führen, die Betondecke auch vollständig reißt.

## 6 Berechnungen zum Reißverhalten der Querscheinfugen

Die unter Kapitel 3 dargestellten bei unterschiedlichen Randbedingungen gemessenen instationären Temperaturprofile in Betondecken während der Hydratation stellen die vier Lastfälle dar, die mit den unter Kapitel 5 dargestellten Verfahren untersucht werden. Hierbei werden die Auswirkungen der Kerbtiefen

- $t_K = 25\%$  der Deckendicke als derzeitige Regellösung und
- $t_K = 10\%$  der Deckendicke als zu untersuchende 1. Alternative und
- $t_K = 17,5\%$  der Deckendicke als zu untersuchende 2. Alternative

auf das Erstrissverhalten untersucht. Die Querdehnzahl wurde zu  $\nu = 0,2$  und die Wärmedehnzahl zu  $\alpha_T = 8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  gewählt.

Tabelle 6.1: Untersuchte Einwirkungen, Variationskoeffizienten und Kerbtiefen

Einwirkung	Var	$t_K / d_D$
Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend Charakteristik: Sommerwitterung mit sehr großer Sonneneinstrahlung	Var <sub>R</sub> = Var <sub>S</sub> = 0,3	25 %
		10 %
		17,5 %
Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend Charakteristik: kühle Herbstwitterung mit sehr geringer Sonneneinstrahlung	Var <sub>R</sub> = Var <sub>S</sub> = 0,15 und Var <sub>R</sub> = Var <sub>S</sub> = 0,3	25 %
		10 %
		17,5 %
Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag Charakteristik: heiße Sommerwitterung mit sehr großer Sonneneinstrahlung	Var <sub>R</sub> = Var <sub>S</sub> = 0,15 und Var <sub>R</sub> = Var <sub>S</sub> = 0,3	25 %
		10 %
		17,5 %
Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen Charakteristik: warme Herbstwitterung mit großer Sonneneinstrahlung	Var <sub>R</sub> = Var <sub>S</sub> = 0,15 und Var <sub>R</sub> = Var <sub>S</sub> = 0,3	25 %
		10 %
		17,5 %

Zur Bewertung unterschiedlicher Stoff- und Einbauqualitäten wurden folgende Variationskoeffizienten den Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeiten zu Grund gelegt:

- $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$ : Anforderungen an die Stoffe und Einbauqualität im Wesentlichen eingehalten. Spaethe [87] schlägt  $\text{Var}_R = 0,15$  für Beton mit

mittlerer Druckfestigkeit - diese ist im Zeitraum der Erstrissbildung gegeben - bei Herstellung mit guten Ausgangsstoffen, geschultem Personal und einwandfreier Fertigungskontrolle vor.

- $Var_R = Var_S = 0,3$ : Anforderungen an die Stoffe und Einbauqualität im Wesentlichen nicht eingehalten.  $Var_R = 0,3$  entspricht nach Spaethe [87] der Herstellung des Betons auf kleineren Baustellen.

Im Einzelnen wurden die in Tabelle 6.1 dargestellten Kombinationen aus Einwirkungen und Kerbtiefen untersucht.

Die vertikale Lage der Schnitte im Kerbbereich bei  $y = 2125$  mm (Plattenmitte in Querrichtung) ist in Abbildung 6.1 dargestellt (vergleiche Kapitel 5.9). Um die Vergleichbarkeit der Auswertungen in der mit entsprechend der Kerbtiefe mit variabler Dicke ausgeführten Schicht 2 sicherzustellen, erfolgt hier die Spannungsauswertung bei allen untersuchten Kerbtiefen  $\Delta z = 16,25$  mm entsprechend der Größe zweier Finite-Elemente im untersuchten Modell unter der Kerbe. Zur Auswertung der maximalen Knotenspannungen werden mittels einer Selektionsroutine im Kerbbereich auf Höhe der vorbeschriebenen Schnitte der Knoten mit  $\sigma_{1max}$  detektiert und für diesen Knoten die beiden weiteren Hauptspannungen bestimmt und abgespeichert.

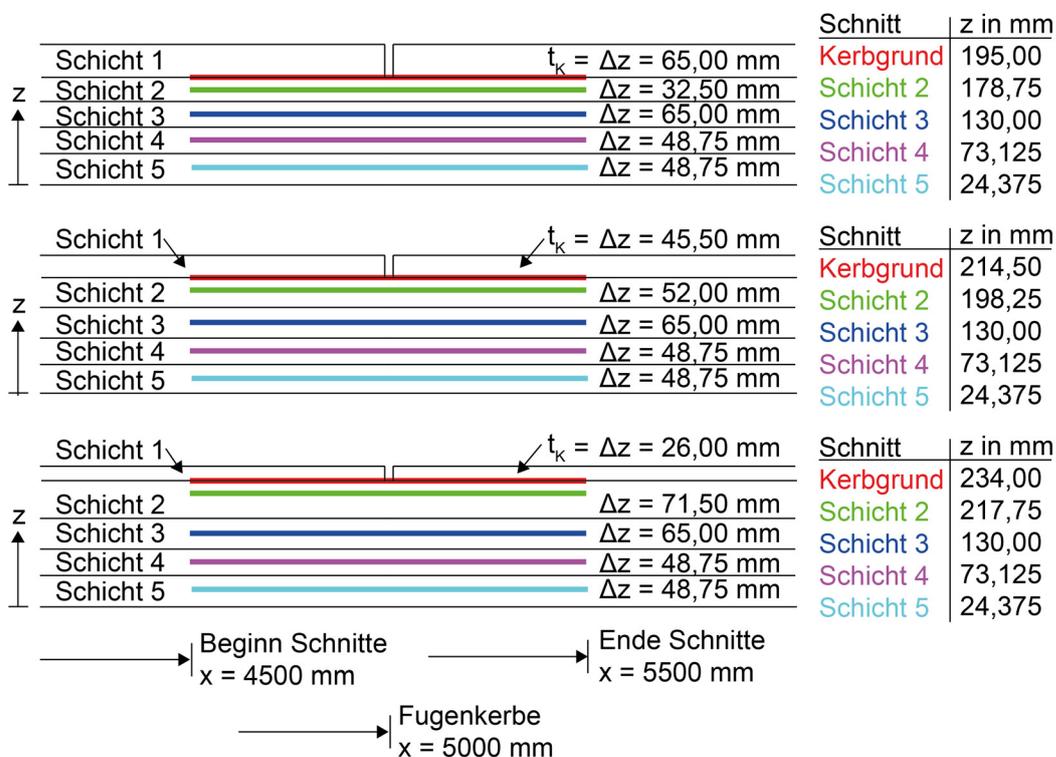


Abbildung 6.1: Vertikale Lage der Schnitte zur Auswertung der Spannungen

## 6.1 Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend

In Abbildung 6.2 sind die zeitlichen Verläufe für die Spannung  $\sigma_x$ , die zentrische Zugfestigkeit  $f_{ct,m}$  und die Nullspannungstemperatur  $T_{Null}$  in den vertikalen Mittelknoten der modellierten Schichten der Betondecke (siehe Abbildung 5.12 in Kapitel 5.6) bis rund 67 h nach Herstellung der Betondecke dargestellt. In der Folge des Betoneinbaus am Abend ergeben sich bedingt durch die Wärmeabstrahlung in der Nacht zunächst negative Gradienten für  $T_{Null}$  (siehe Abbildung 6.3). Im weiteren Verlauf während des Zeitraums, in dem die größten Druckspannungen auftreten, weist  $T_{Null}$  lediglich einen sehr geringen Gradienten über die Deckendicke auf (siehe Nullspannungstemperaturprofil 23.08.2016 15:32 Uhr in Abbildung 6.3).

Ab den Abendstunden des 23.08.2016 bedingt die Abkühlung der Betondecke negative Nullspannungstemperaturgradienten und ab 23.08.2016 23:30 Uhr Zugspannungen in Schicht 1. Dies deckt sich mit den Ergebnissen des Reißrahmenversuchs (siehe Abbildung 5.16).

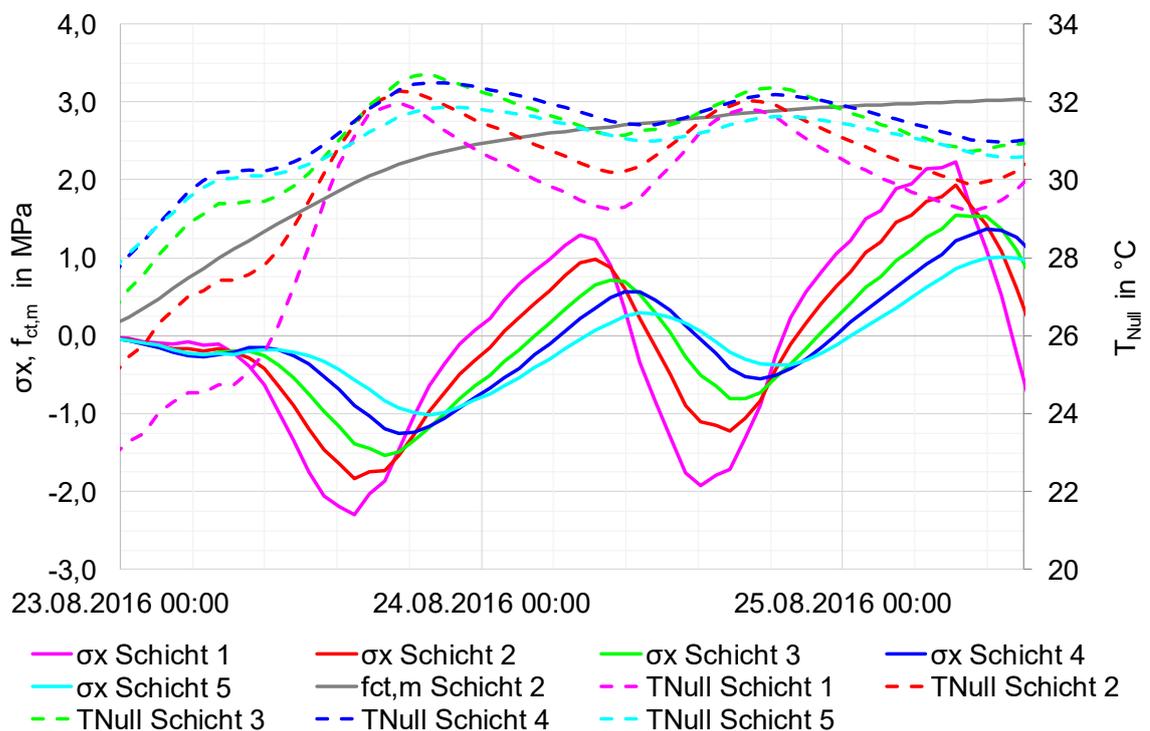


Abbildung 6.2: Schichtspannungen, Zugfestigkeit und Nullspannungstemperaturen beim Lastfall 1,  $t_K = 25\%$

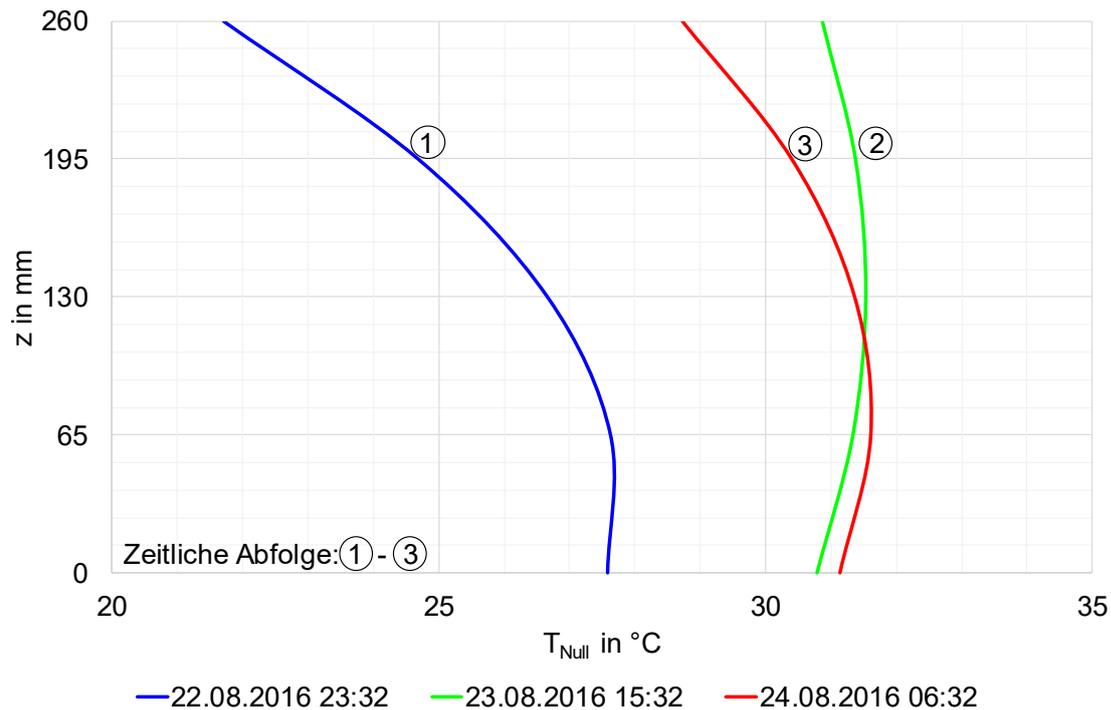


Abbildung 6.3: Nullspannungstemperaturprofile beim Lastfall 1

Auch hier sinken beim Auftreten von Zugspannungen die Nullspannungstemperaturen ab. Weiter zeigt sich in Abbildung 6.2 wie auch schon beim Reißrahmenversuch, dass  $T_{\text{Null}}$  auch mehr als  $\Delta t = 48$  h nach Betoneinbau starken einwirkungsabhängigen Schwankungen unterworfen ist.

Hierbei ist zu beachten, dass Schicht 3 nicht durch den Reißrahmenversuch (Kapitel 5.5) abgebildet werden kann, da zum einen die Stoffparameter keine über die Deckendicke konstanten Werte aufweisen, im Reißrahmenversuch die durch die im Betondeckensystem auftretenden Temperaturgradienten verursachten Verwölbungen nicht abgebildet werden und das Übersteuern der Hydratationswärmeabfuhr im Reißrahmenversuch Differenzen zu den gemessenen  $T_{\text{Beton}}$  begründet. Dies führte im Reißrahmenversuch zu vergleichsweise höheren Nullspannungstemperaturen.

In Abbildung 6.4 sind die Verläufe von  $\sigma_1$  in den in Abbildung 6.1 dargestellten Höhenlagen im Kerbbereich sowie  $P_f$  und  $f_{ct,m}$  in Schicht 2 für  $t_K = 10$  % der Deckendicke dargestellt.  $P_f$  wurde mit  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  berechnet. Die für die Kerbtiefen  $t_K = 25$  % und  $17,5$  % berechneten Verläufe sind in Anlage A. 12 abgebildet. Bei allen untersuchten Kerbtiefen ist von einer Erstrissbildung im Kerbbereich in den Nacht- bzw. frühen Morgenstunden des 24.08.2016 auszugehen und die maximalen 1. Hauptspannungen und in der Folge die maximalen Versagenswahrscheinlichkeiten treten ungefähr zum

gleichen Zeitpunkt auf. Lediglich die Maximalwerte sind bei den verminderten Kerbtiefen auch verringert. Dennoch beträgt die Versagenswahrscheinlichkeit im vorgenannten Zeitraum auch bei der auf  $t_k = 10\%$  verringerten Kerbtiefe noch  $P_f = 95\%$ .

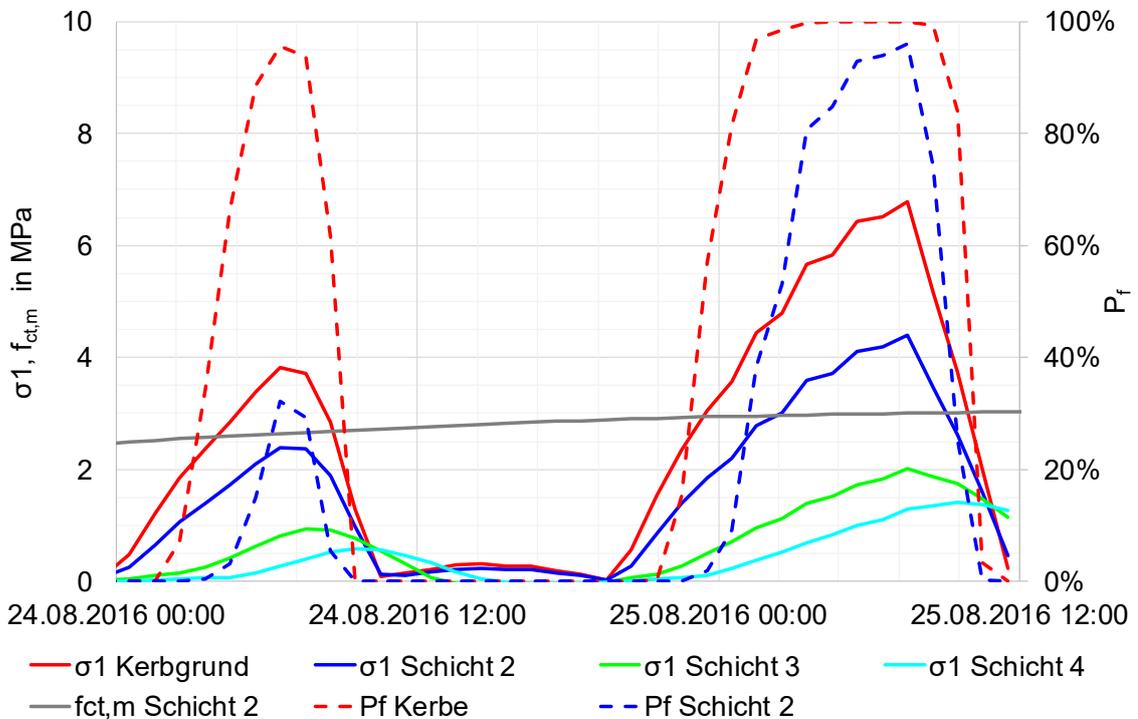


Abbildung 6.4: Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 1,  $t_k = 10\%$ ,  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$

Die für die Kerbtiefen  $t_k = 25\%$  und  $t_k = 10\%$  errechneten Versagenswahrscheinlichkeiten in den Längsschnitten in der Höhenlage des Kerbgrundes und der Schicht 2 zu für die Erstrissbildung kritischen Zeitpunkten sind in Abbildung 6.5 (24.08.2016 um 02:30 Uhr) und Abbildung 6.6 (24.08.2016 um 04:30 Uhr) dargestellt. Die Auswertung für  $t_k = 17,5\%$  findet sich in Anlage A. 13. Deutlich zu erkennen ist der sprunghafte Anstieg von  $P_f$  im Bereich der Scheinfugenkerbe.

Die unterschiedlichen Werte für  $P_f$  in Abbildung 6.4 und im Längsschnitt in Abbildung 6.6 resultieren daraus, dass bei der Auswertung der Längsschnitte Elementspannungen verwendet werden, die in Abbildung 6.4 errechneten Versagenswahrscheinlichkeiten aber auf den abgeleiteten Knotenspannungen basieren.

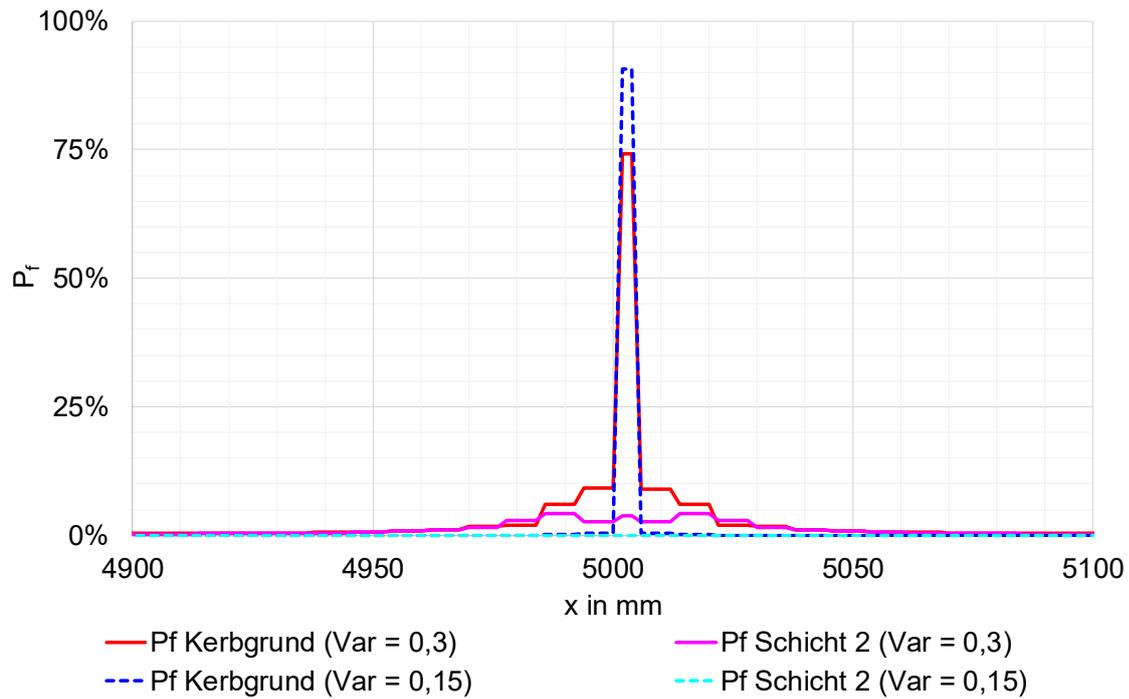


Abbildung 6.5: Versagenswahrscheinlichkeiten am 24.08.2016 um 02:30 Uhr beim Lastfall 1,  $t_k = 25\%$ ,  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  und  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$

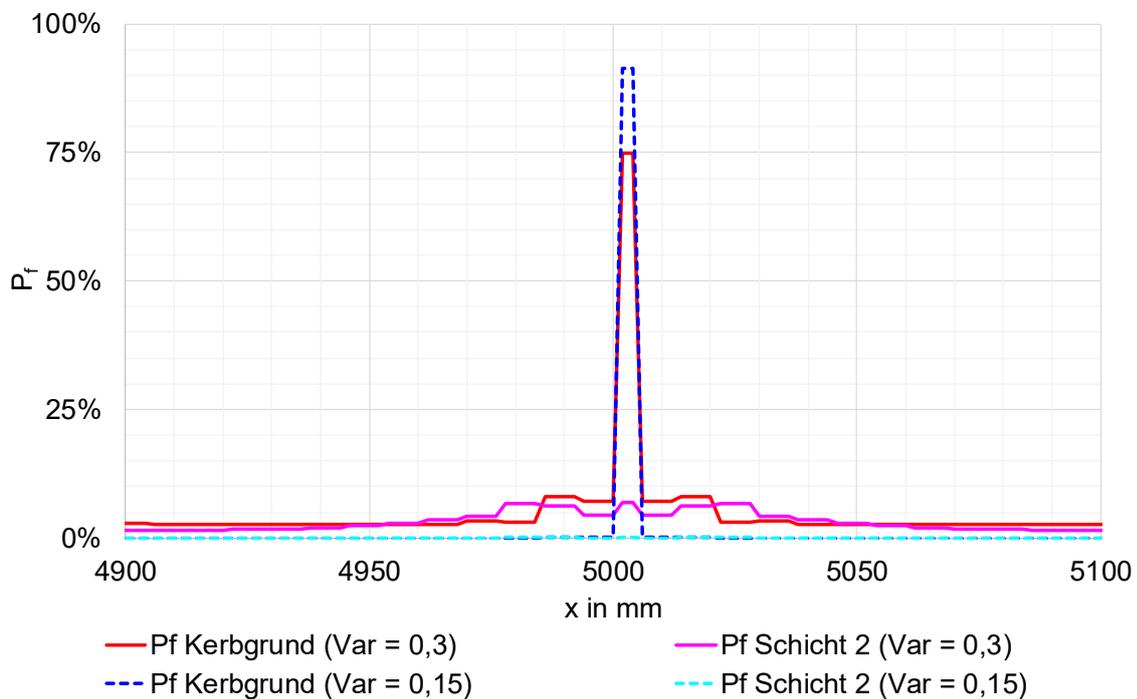


Abbildung 6.6: Versagenswahrscheinlichkeiten am 24.08.2016 um 04:30 Uhr beim Lastfall 1,  $t_k = 10\%$ ,  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  und  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$

Beim Vergleich der für die beiden Kerbtiefen  $t_k = 25\%$  und  $t_k = 10\%$  berechneten Versagenswahrscheinlichkeiten in Abbildung 6.5 und Abbildung 6.6 fällt auf, dass eine

Erhöhung des Variationskoeffizienten sowohl auf der einwirkenden wie auch auf der widerstehenden Seite auf  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$  bei der verminderten Kerbtiefe auch im Abstand von  $\Delta x = 100$  mm von der Fugenkerbe zu Versagenswahrscheinlichkeiten von  $P_f = 2,7$  % führt. Bei  $t_K = 25$  % hingegen führt eine Erhöhung des Variationskoeffizienten zu einer treppenstufenartigen Zunahme von  $P_f$  zur Kerbe hin. Bei beiden Kerbtiefen verringert eine Erhöhung der Variationskoeffizienten die Wahrscheinlichkeit der Rissinduktion im Kerbbereich. Schließlich ergeben sich durch die Verminderung der Kerbtiefe auf  $t_K = 10$  % im Vergleich zu  $t_K = 25$  % erst rund  $\Delta t = 2$  h später im Kerbbereich selbst annähernd gleiche Versagenswahrscheinlichkeiten.

Die während der risskritischen Zeiten auftretenden negativen Temperaturgradienten führen trotz der ebenfalls negativen Nullspannungstemperaturgradienten zum Aufschüsseln der durch die Fugenkerben definierten Plattenbereiche der Betondecke. Die hieraus resultierenden Biegezugspannungen führen in Überlagerung mit den aus der Längsdehnungsbehinderung und dem über die Deckendicke gleichmäßigen Abkühlen herrührenden zentrischen Spannungen zum Erstreifen der Betondecke im Kerbbereich von oben. Dies wird auch als „top down cracking“ bezeichnet.

## 6.2 Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend

In Abbildung 6.7 sind der Verlauf der Schichtspannungen, der schichtweisen Nullspannungstemperaturen und der Zugfestigkeit bis rund 66 h nach Herstellung der Betondecke dargestellt. Aufgrund der jahreszeitlich bedingt geringen Lufttemperaturen und Globalstrahlungseinwirkung (siehe Kapitel 3.2) verlief der Hydratationsprozess und damit auch die Hydratationswärmeabfuhr im Vergleich zum Lastfall 1 verlangsamt ab. Erst rund  $\Delta t = 48$  h nach der Betondeckenherstellung treten nennenswerte Zugspannungen auf. Während der gesamten Erhärtungsphase sind negative Nullspannungstemperaturgradienten zu verzeichnen (siehe Abbildung 6.8). Die Nullspannungstemperaturen variieren bei diesem Lastfall mit  $\Delta T_{\text{Null}} \approx 4$  K in geringerem Umfang als beim Lastfall 1 (siehe Kapitel 6.1). Mit zunehmenden Zugspannungen ist wiederum eine Abnahme der Nullspannungstemperatur zu beobachten. Beim vorliegenden Lastfall 2 führen die Witterungseinflüsse am 19.11.2016, die aufgrund geringer Sonneneinstrahlung ein Abkühlen der Betondecke begünstigen, erst rund  $\Delta t = 48$  h nach der Herstellung der Betondecke zu Spannungszuständen, die als risskritisch bewertet werden können.

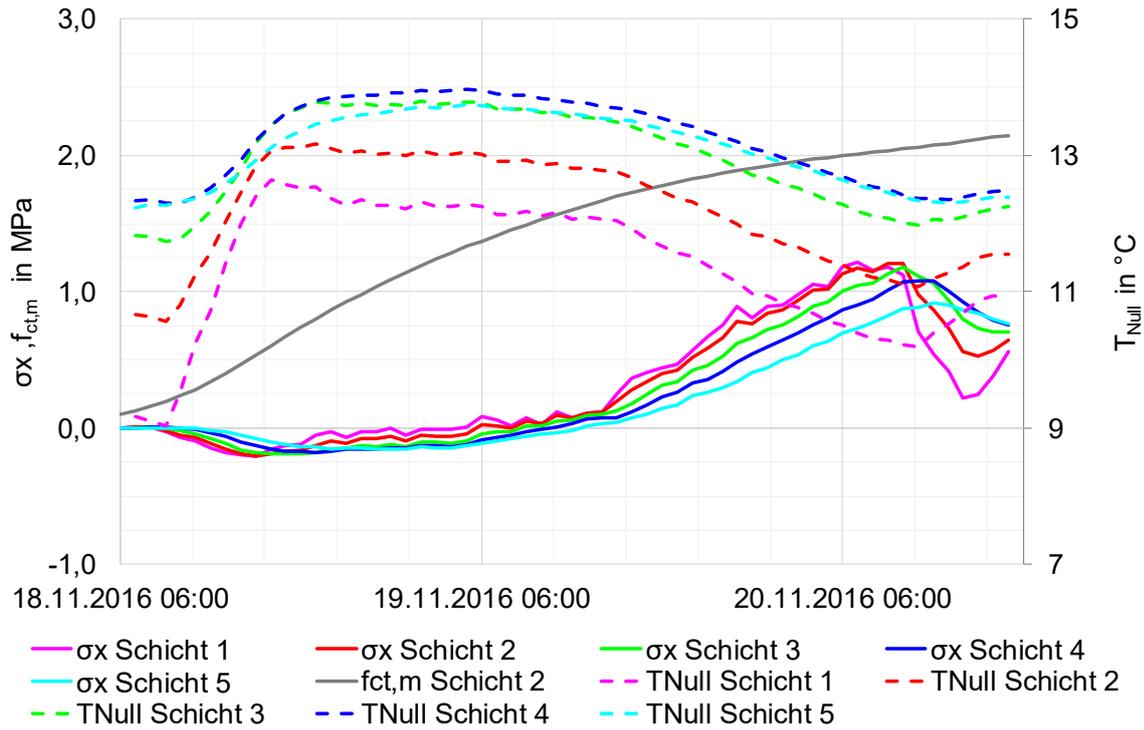


Abbildung 6.7: Schichtspannungen, Zugfestigkeit und Nullspannungstemperaturen beim Lastfall 2,  $t_k = 25\%$

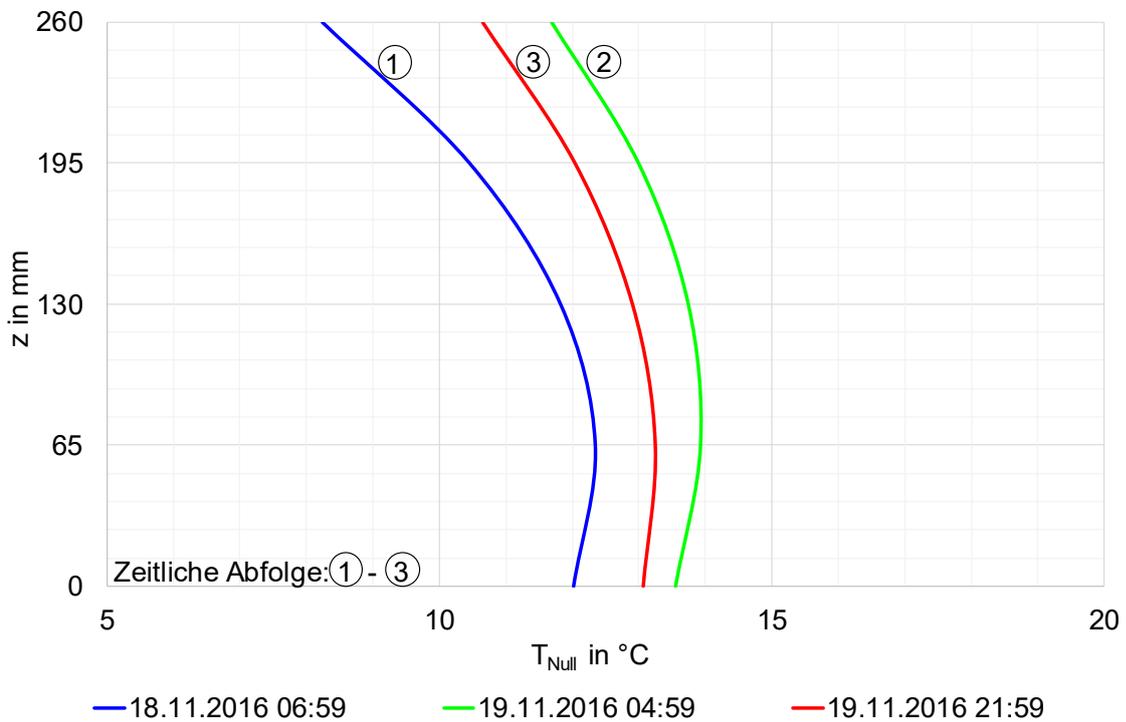


Abbildung 6.8: Nullspannungstemperaturprofile beim Lastfall 2

Abbildung 6.9 zeigt die Verläufe der ersten Hauptspannung in den modellierten Schichten, der Zugfestigkeit und der Versagenswahrscheinlichkeiten in der Höhenlage

des Kerbgrundes und der Schicht 2 für die Alternativkerbtiefe von  $t_K = 10\%$ . Für die Kerbtiefen  $t_K = 25\%$  und  $t_K = 17,5\%$  sind die entsprechenden Darstellungen in der Anlage A. 12 aufgeführt. Wie schon beim Lastfall 1 stellen sich bei allen untersuchten Kerbtiefen die Maximalwerte der Spannungen und Versagenswahrscheinlichkeiten in den jeweiligen Schichten ungefähr zu den gleichen Zeitpunkten ein, lediglich die Werte für die Spannungen und Versagenswahrscheinlichkeiten in den einzelnen Schichten nehmen mit abnehmender Kerbtiefe ab. Bei diesem Lastfall wird für  $t_K = 10\%$  eine maximale Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 93\%$  im Kerbgrund festgestellt und auch in Schicht 2 ergibt sich  $P_f = 44\%$  bei Ansatz der Variationskoeffizienten  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$ .

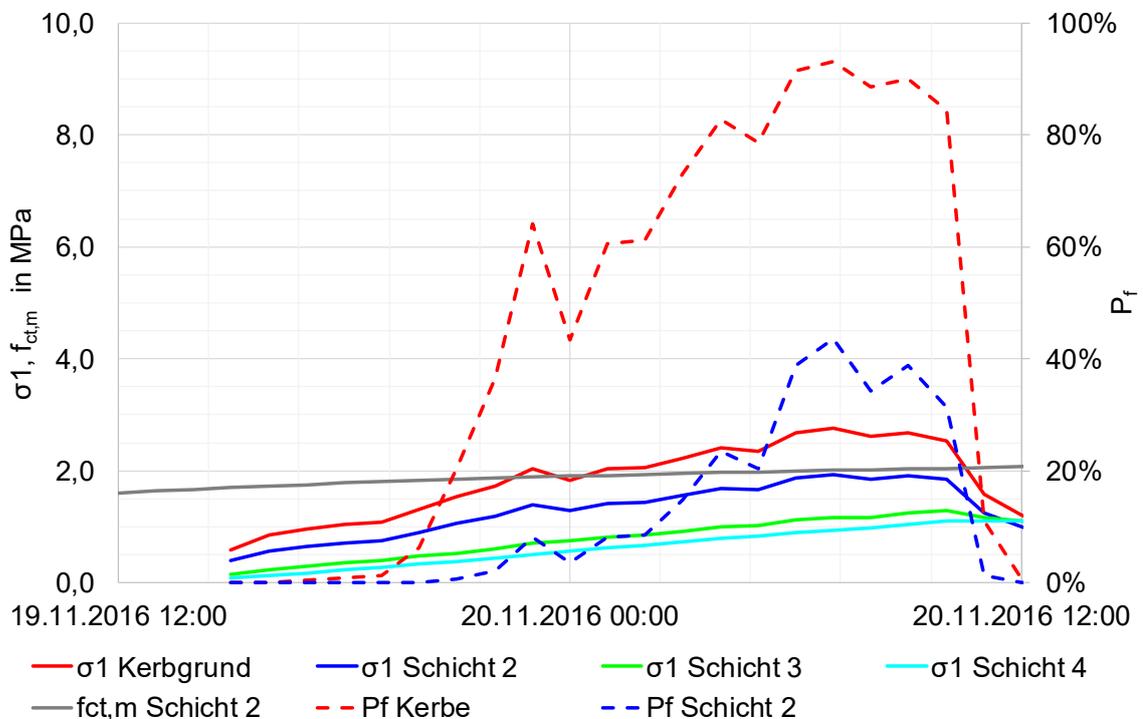


Abbildung 6.9: Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 2,  $t_K = 10\%$ ,  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$

Bei dem in Abbildung 6.10 dargestellten Längsschnitt am 19.11.2016 um 21:00 Uhr für die Alternativkerbtiefe  $t_K = 10\%$  ergibt sich wiederum bei der Berechnung mit  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$  bei  $x = 4900\text{ mm}$  bzw.  $x = 5100\text{ mm}$  eine im Vergleich zur Regelkerbtiefe mit  $P_f = 2,4\%$  erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit und auch  $\Delta x = 20\text{ mm}$  vor und nach der Kerbe tritt in Schicht 2  $P_f = 8,4\%$  auf bei gleichzeitiger Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 71\%$  im Kerbbereich.

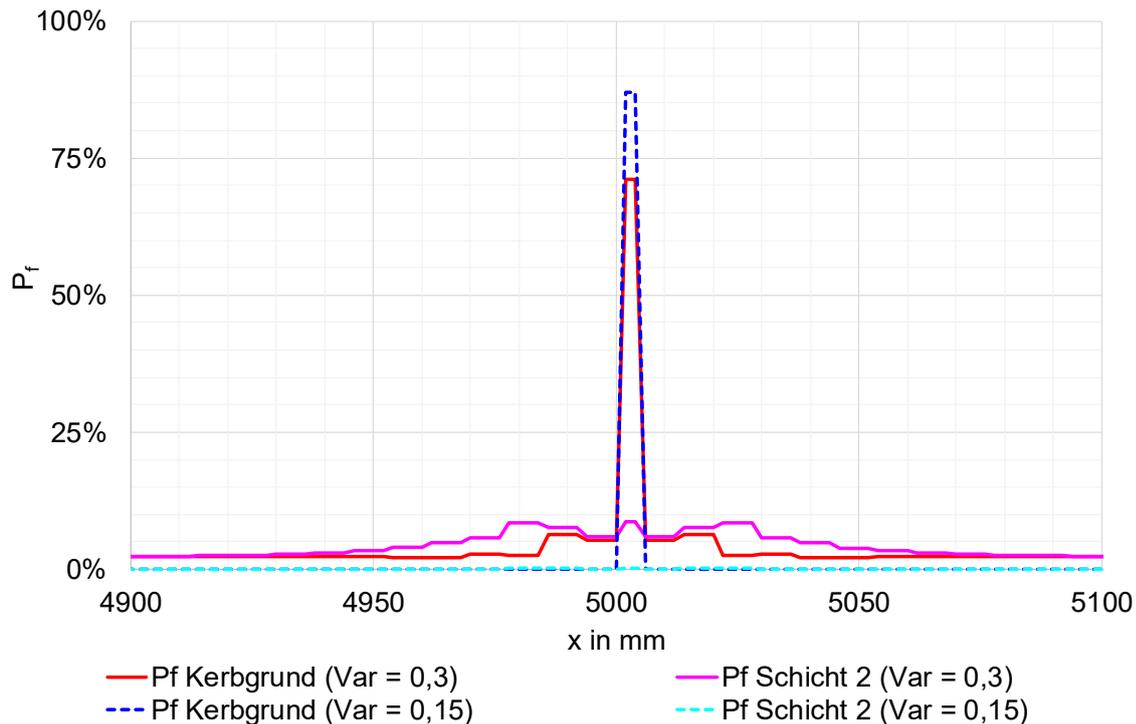


Abbildung 6.10: Versagenswahrscheinlichkeiten am 19.11.2016 um 21:00 Uhr beim Lastfall 2,  $t_K = 10\%$ ,  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  und  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$

Bei den mit  $t_K = 25\%$  und  $t_K = 17,5\%$  der Deckendicke gekerbten Systemen (siehe Anlage A. 13) ergeben sich bei  $x = 4900$  mm bzw.  $x = 5100$  mm günstigere Spannungszustände mit Versagenswahrscheinlichkeiten im Promillebereich bei Ansatz der erhöhten Variationskoeffizienten  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$ .

### 6.3 Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag

Auf Grundlage der im Lastfall 3 gemessenen zeitabhängigen Temperaturprofile (siehe Kapitel 3.3) ergibt sich der in Abbildung 6.11 dargestellte Verlauf der Schichtspannungen und schichtabhängigen Nullspannungstemperaturen; die Entwicklung der Zugfestigkeit in Schicht 2 ist ebenfalls dargestellt. Aufgrund der durch die hohen Globalstrahlungswerte bedingten starken oberflächlichen Erwärmung der Betondecke ist in Schicht 1 ab 18:00 Uhr des Einbautages (15.08.2017) keine Zunahme von  $T_{\text{Null}}$  zu verzeichnen. Die Maximalwerte für  $T_{\text{Null}}$  stellen sich in Schicht 3 ein. Abbildung 6.12 zeigt die Nullspannungstemperaturprofile zu den Zeitpunkten des erstmaligen Auftretens von nennenswerten Druckspannungen (15.08.2017 18:40 Uhr), während des errechneten Minimums der Schichtspannungen (15.08.2017 23:40 Uhr) und zum Zeitpunkt der bei

einer Kerbtiefe von  $t_K = 25\%$  im Kerbgrund berechneten Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 41\%$  (16.08.2017 01:40 Uhr) (siehe Anlage A. 12).

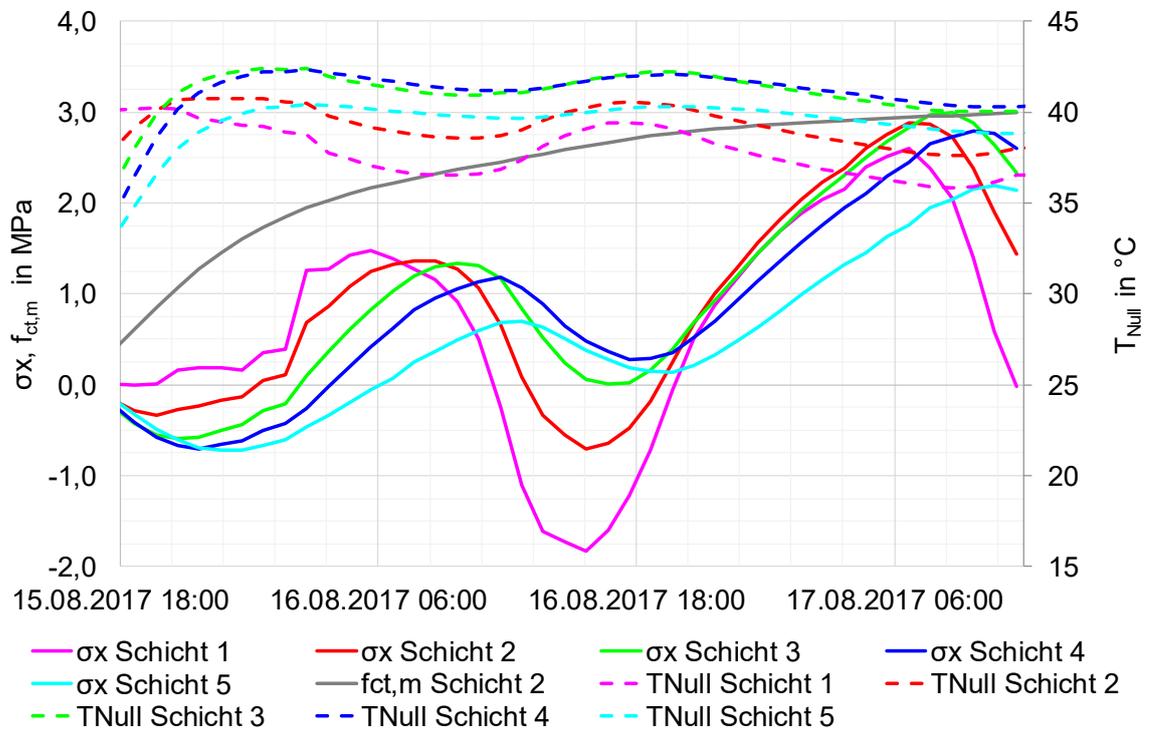


Abbildung 6.11: Schichtspannungen, Zugfestigkeit und Nullspannungstemperaturen beim Lastfall 3, Kerbtiefe  $t = 25\%$

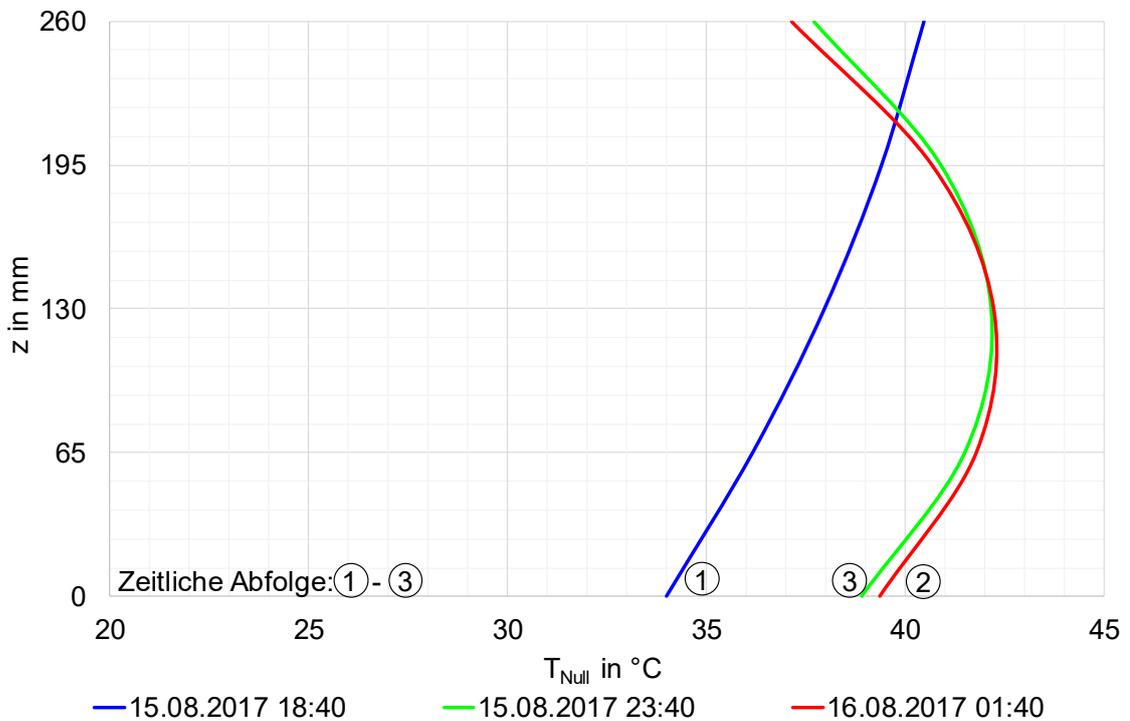


Abbildung 6.12: Nullspannungstemperaturprofile Lastfall 3

Von einer Rissbildung ist bei diesem Lastfall bei allen Kerbtiefen in den Nacht- bzw. frühen Morgenstunden des 16.08.2017 auszugehen. In Abbildung 6.13 sind die Spannungs- und Versagensverläufe für  $t_K = 10\%$  dargestellt. Eine Rissbildung mit  $P_f = 97\%$  ausgehend von der Kerbe stellt sich nach der Modellrechnung um 02:40 Uhr ein. Im Vergleich zu den Lastfällen 1 und 2 weisen die Nullspannungstemperaturgradienten lediglich leicht negative Werte auf und die große Sonneneinstrahlung am Nachmittag des 15.08.2017 hat schon zu einer so weit fortgeschrittenen Hydratation geführt, dass die Abkühlung der Betondecke bedingt durch die nächtliche Abstrahlung rund  $\Delta t = 13$  h nach der Betondeckenherstellung zum Reißen der Scheinfuge führt. Die Darstellungen für  $t_K = 25\%$  und  $t_K = 17,5\%$  finden sich in Anlage A. 12.

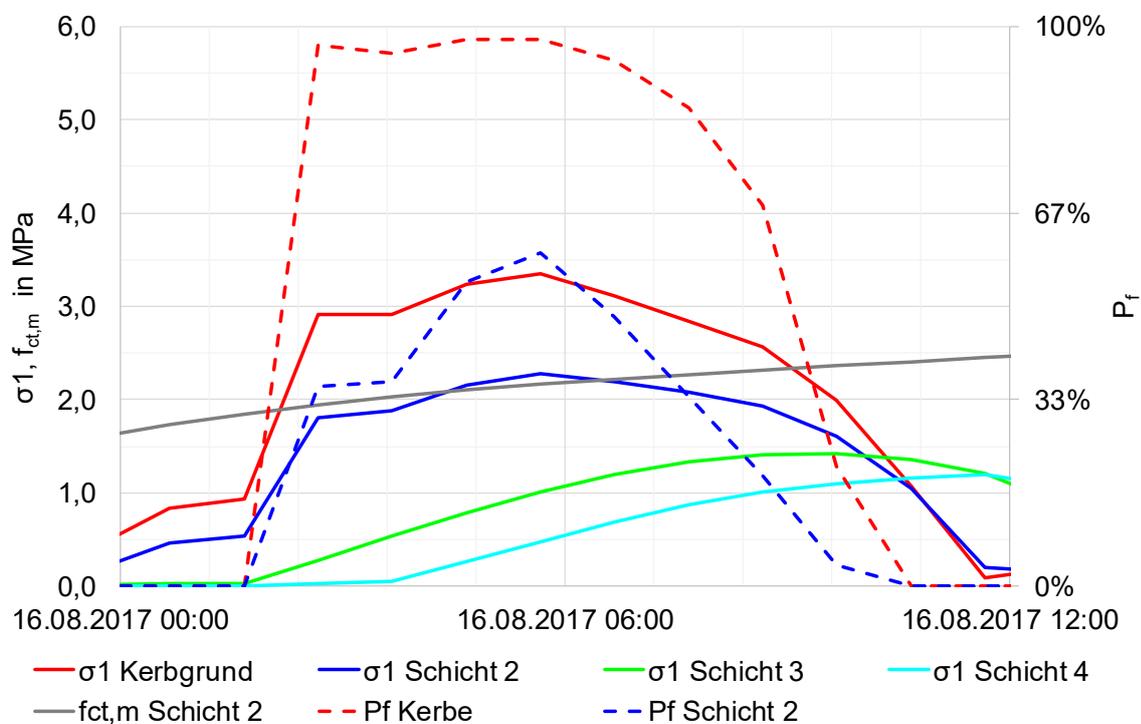


Abbildung 6.13: Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 3,  $t_K = 10\%$ ,  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$

Bei einer Kerbtiefe von  $t_K = 10\%$  der Deckendicke zeigen die Ergebnisse der Modellrechnung in Abbildung 6.14 wie schon bei den vorherbeschriebenen Lastfällen 1 und 2 (siehe Kapitel 6.1 und 6.2) unter zu Grunde legen eines mit  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$  erhöhten Variationskoeffizienten im Längsschnitt auch außerhalb der Kerbe bei  $x = 4900$  mm und  $x = 5100$  mm erhöhte Versagenswahrscheinlichkeiten von  $P_f = 16\%$  in der Höhenlage des Kerbgrundes bei gleichzeitiger Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 96\%$  unter der Fugenkerbe. Bei den Kerbtiefen von  $t_K = 25\%$  und  $t_K = 17,5\%$  (siehe Anlage A. 13)

der Deckendicke hingegen ist wiederum ein treppenstufenartiges Ansteigen der Versagenswahrscheinlichkeit zur Kerbe hin zu beobachten. Weiter ist bei  $t_K = 10\%$  zu beobachten, dass sich auch bei  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  im Abstand von  $\Delta x = 10\text{ mm}$  von der Fugenkerbe ein zweites Maximum mit  $P_f = 29\%$  in der Höhe des Kerbgrundes und von  $P_f = 20\%$  im Abstand von  $\Delta x = 10\text{ mm}$  von der Fugenkerbe in Schicht 2 ausbildet. Zum gleichen Zeitpunkt beträgt die Versagenswahrscheinlichkeit unter der Fugenkerbe  $P_f = 99,9\%$ . Bei den Kerbtiefen von  $t_K = 25\%$  und  $t_K = 17,5\%$  treten diese Maxima der Versagenswahrscheinlichkeiten außerhalb der Fugenkerbe lediglich in Schicht 2 nicht aber in Höhe der Fugenkerbe auf.

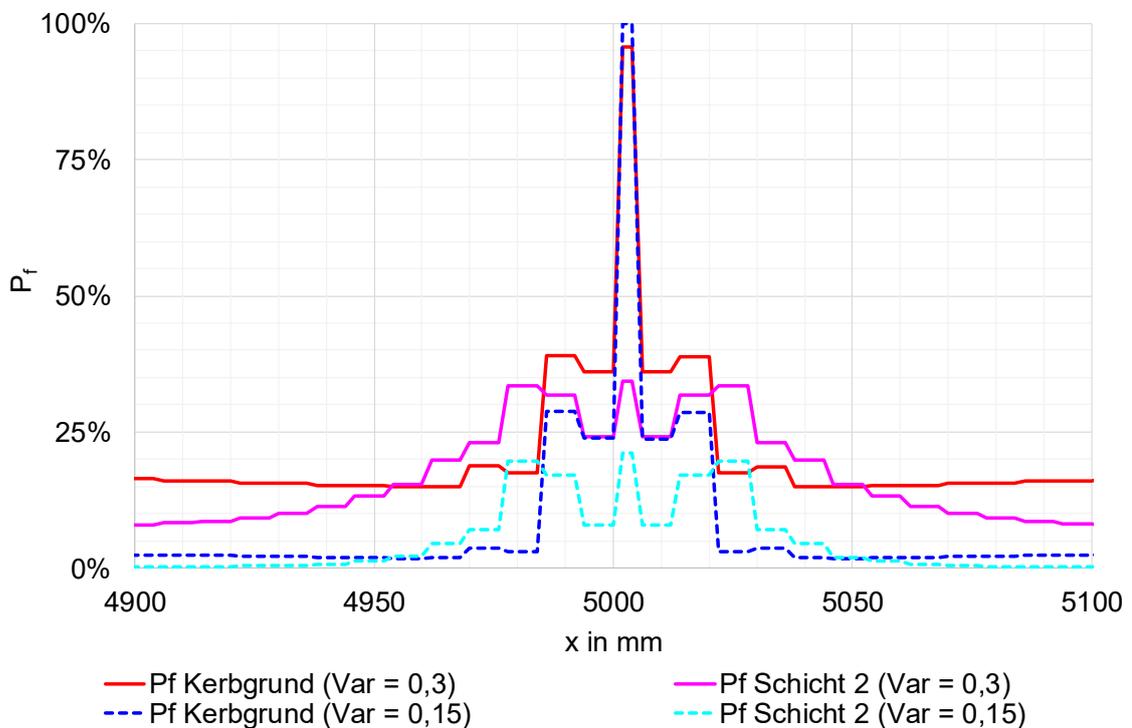


Abbildung 6.14: Versagenswahrscheinlichkeiten am 16.08.2017 um 02:40 Uhr beim Lastfall 3,  $t_K = 10\%$ ,  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  und  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$

## 6.4 Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen

Der bei diesem Lastfall erfolgte Einbau der Betondecke in den Vormittagsstunden eines Herbsttages (siehe Kapitel 3.4) führt trotz der im Vergleich zu den Sommermonaten schon reduzierten Globalstrahlung zu einem Ansteigen der Nullspannungstemperatur auf maximal  $T_{\text{Null}} = 36,7^\circ\text{C}$  in Schicht 2 in den frühen Abendstunden des 08.09.2017 (siehe Abbildung 6.15).

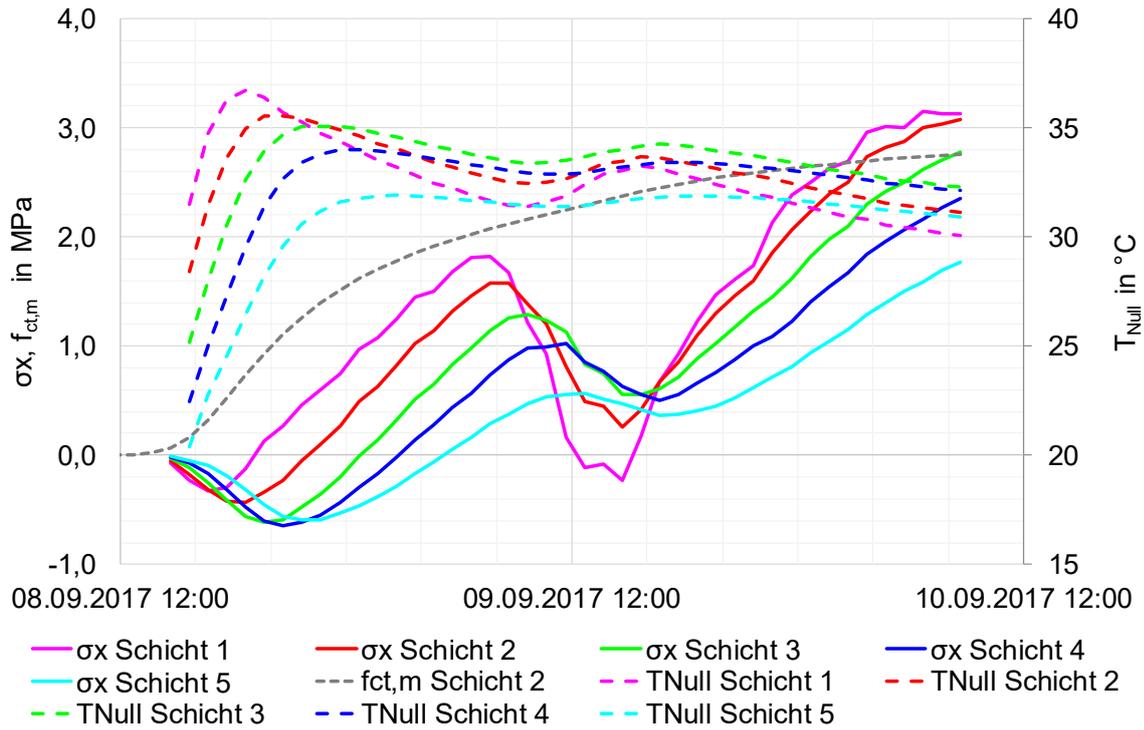


Abbildung 6.15: Schichtspannungen, Zugfestigkeit und Nullspannungstemperaturen beim Lastfall 4, Kerbtiefe  $t = 25\%$

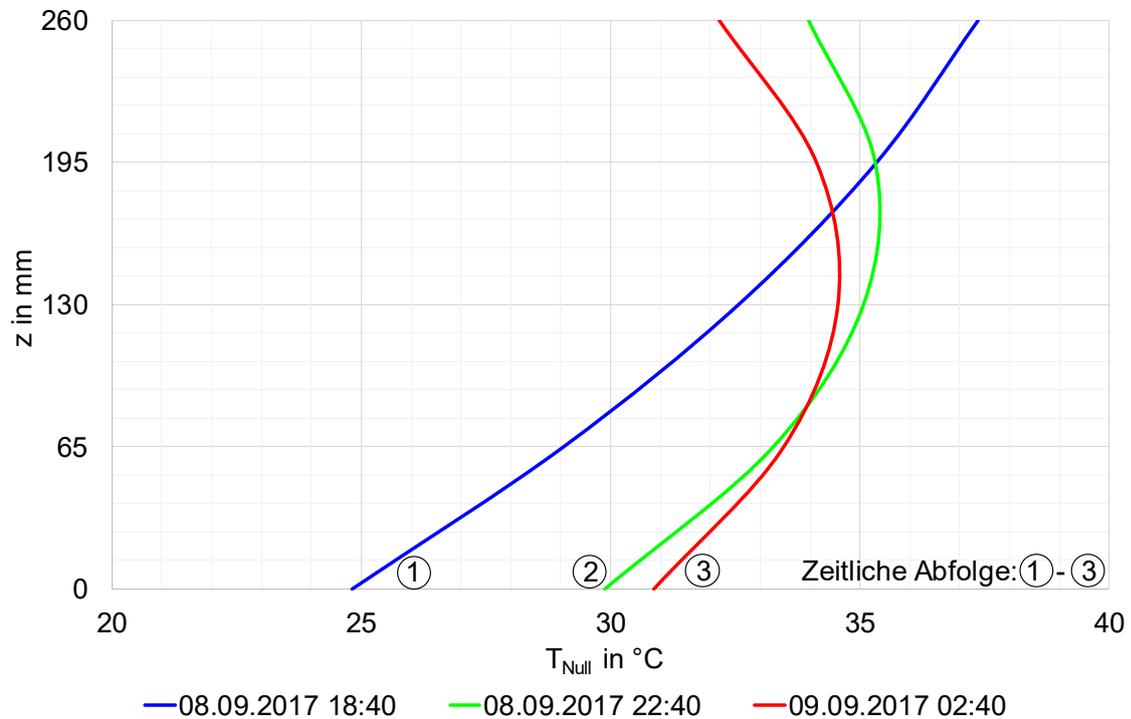


Abbildung 6.16: Nullspannungstemperaturprofile Lastfall 4

Die Schichtspannungen verbleiben nach einer anfänglichen Phase mit Druckspannungen mit Ausnahme eines kurzen Zeitbereichs in den frühen

Nachmittagsstunden des 09.9.2017, in dem in Schicht 1 Druckspannungen auftreten, im Zugbereich, was in der Folge zu einem Absinken von  $T_{Null}$  führt. Spätestens in den frühen Morgenstunden des 10.09.2017 wäre ohne die Anlage von Scheinfugen allein schon aus dem Abfließen der Hydratationswärme und witterungsbedingter Abkühlung von wilder Rissbildung auszugehen, da dann die Spannung  $\sigma_x$  in den Schichten 1 und 2 die Zugfestigkeit überschreitet.

Die Nullspannungstemperaturprofile (siehe Abbildung 6.16) weisen bei diesem Lastfall zunächst stark positive Gradienten (08.09.2017 18:40 Uhr) auf und auch während des risskritischen Zeitraums (siehe Profile 08.09.2017 22:40 Uhr und 09.09.2017 02:40 Uhr in Abbildung 6.16) sind trotz der in Schicht 1 und 2 auftretenden Zugspannungen noch positive Nullspannungstemperaturgradienten zu verzeichnen. Dies ist auf die Sonneneinstrahlung in den Nachmittagsstunden des 08.09.2017 zurückzuführen, welche einen starken Fortschritt der Hydratation vor allem in den oberen Bereichen der Betondecke in diesem Zeitraum bewirkt mit einem in der Folge stark positiven Nullspannungstemperaturgradienten (siehe Nullspannungstemperaturprofil 08.09.2017 18:40 Uhr in Abbildung 6.16).

Auch bei einer auf  $t_k = 10\%$  der Deckendicke reduzierten Kerbtiefe ist entsprechend der Modellrechnung von einer Rissbildung im Scheinfugenbereich noch in den Nachtstunden des 08.09.2017 auszugehen (siehe Abbildung 6.17). Ab ca. 02:40 Uhr ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit in der Höhenlage der Fugenkerbe zu  $P_f = 98\%$ . Beim Vergleich mit der Regellösung ( $t_k = 25\%$ ) und der 2. Alternativlösung ( $t_k = 17,5\%$ ) zeigt sich wie schon bei den vorherbeschriebenen Lastfällen, dass sich die Zeitpunkte der Spannungs- und damit der Versagensmaxima bei unterschiedlichen Kerbtiefen nicht verändert. Lediglich die Werte der Spannungen bzw. Versagenswahrscheinlichkeiten nehmen mit abnehmender Kerbtiefe ab (siehe Anlage A. 12).

Die auf  $t_k = 10\%$  der Deckendicke reduzierte Kerbtiefe bewirkt wie schon bei den Lastfällen 1 bis 3 unter zu Grunde Legung eines von auf  $Var_R = Var_S = 0,3$  gesteigerten Variationskoeffizienten in der Höhenlage des Kerbgrundes bei  $x = 4900\text{ mm}$  und  $x = 5100\text{ mm}$  erhöhte Versagenswahrscheinlichkeiten von  $P_f = 2,3\%$  und von  $P_f = 8,8\%$  direkt neben der Fugenkerbe bei gleichzeitiger Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 75\%$  unter der Fugenkerbe. Ebenso ergibt sich unter diesen Randbedingungen auch in Schicht 2 im Abstand von  $\Delta x = 10\text{ mm}$  von der Fugenkerbe  $P_f = 2,2\%$  (siehe Abbildung 6.18).

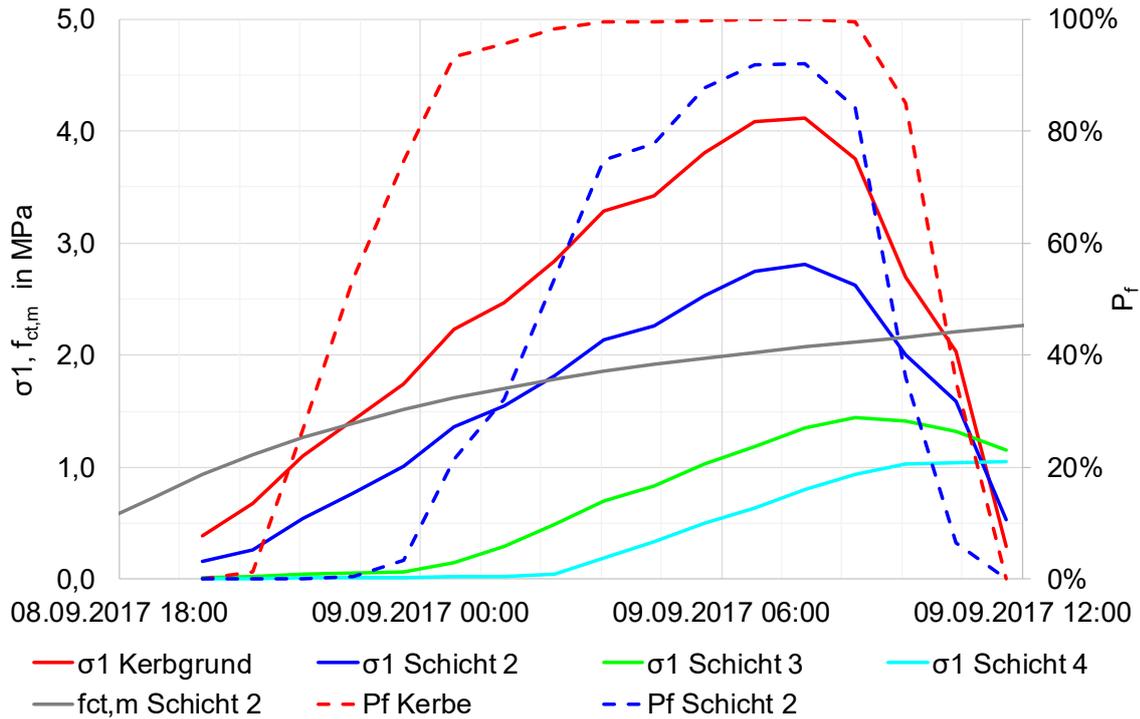


Abbildung 6.17: Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 4,  $t_k = 10 \%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$

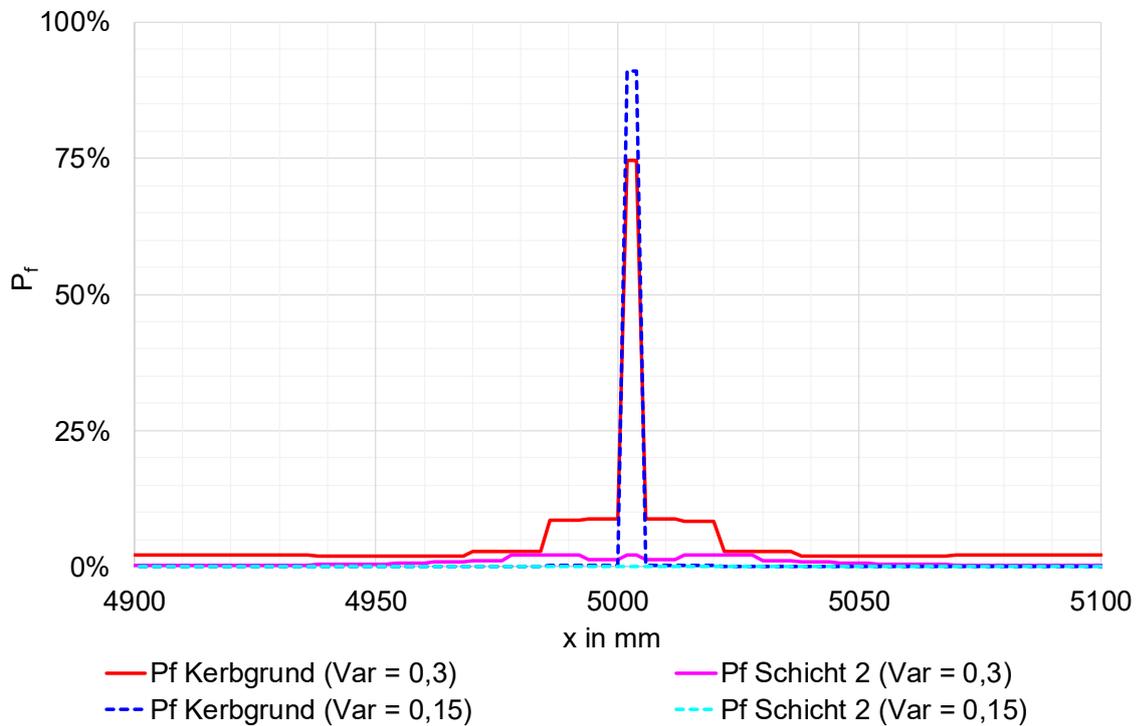


Abbildung 6.18: Versagenswahrscheinlichkeiten am 08.09.2017 um 21:40 Uhr beim Lastfall 4,  $t_k = 10 \%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$  und  $Var_R = Var_S = 0,3$

## 6.5 Bewertung des Reißverhaltens

In Abhängigkeit der Witterung während der Hydratation stellen sich unterschiedliche Nullspannungstemperaturprofile in der Betondecke ein. Bei einer Herstellung der Betondecke am Abend bei sehr kühler Witterung und mit geringer Sonneneinstrahlung am Folgetag (Lastfall 2) vollzieht sich das Reißen unter der Fugenkerbe bei negativen Nullspannungstemperaturgradienten erst bei einer Abkühlung der Betondecke nach den wärmeren Tagesstunden. Bei den untersuchten Randbedingungen war dies erst rund 48 h nach der Betondeckenherstellung der Fall. Auch der Einbau am Abend in der Sommerzeit (Lastfall 1) verursacht rund 33 h später beim Erstreißen negative Nullspannungstemperaturgradienten. Die kürzeste Zeitspanne zwischen Einbau der Betondecke in den Mittagsstunden eines heißen Sommertages und errechnetem Erstreißen rund 13 h später in den folgenden Nachtstunden wurde beim Lastfall 3 errechnet. Hier führt die abendliche bzw. nächtliche Abstrahlung während des Maximums der Hydratationswärmefreisetzung zu leicht negativen Nullspannungstemperaturgradienten beim Erstreißen, wobei das Maximum der Nullspannungstemperatur in halber Plattenhöhe bei  $T_{\text{Null}} = 42^{\circ}\text{C}$  liegt. Einzig beim untersuchten Lastfall 4 mit Betondeckeneinbau am Vormittag eines warmen Herbsttages ergeben sich beim Erstreißen in der folgenden Nacht positive Nullspannungstemperaturgradienten. Dies ist auf die Sonneneinstrahlung, die in den Nachmittagsstunden nach dem Einbau die Hydratation stark fortschreiten lässt und damit verbunden eine große Wärmefreisetzung bewirkt, und auf den Betondeckeneinbau auf eine kalte Tragschicht zurückzuführen. Weiter weist der hydratisierende Beton in diesem Zeitraum noch ein großes Relaxationsvermögen auf. In der Folge ergeben sich stark positive Temperaturgradienten. Die Ergebnisse decken sich mit den Untersuchungen von Hiller und Springenschmid [94], wonach eine am Vormittag eines heißen Sommertages hergestellte Betondecke in der folgenden Nacht besonders rissgefährdet ist.

Die Betonrezepturen der Lastfälle 3 (Betoneinbau Sommer Mittag) und 4 (Betoneinbau Herbst Morgen) unterscheiden sich in der Sieblinie von den bei den Lastfällen 1 (Betoneinbau Sommer Abend) und 2 (Betoneinbau Spätherbst Abend) verwendeten Rezepturen, wobei immer zwischen  $340 \text{ kg/m}^3$  und  $360 \text{ kg/m}^3$  Portlandzement CEM I 42,5 N verwendet wurde. Weiter betrug die Einbaudicke beim Lastfall 3  $d_D = 29 \text{ cm}$  (siehe Kapitel 3.3). Da die hier gemessenen Temperaturprofile im asphalttragschichtnahen im Vergleich zum oberflächennahen Bereich geringe

Gradienten aufweisen, konnten den Modellrechnungen, die mit einer Betondecke mit  $d_D = 26$  cm durchgeführt wurden, die in den oberen 26 cm gemessenen Temperaturprofile zu Grunde gelegt werden. Bei allen anderen Lastfällen wurden die Temperaturprofile an Betondecken mit  $d_D = 26$  cm ermittelt. Die Laboruntersuchungen (siehe Kapitel 4) wurden an im Labor hergestelltem Beton mit der Rezeptur der Lastfälle 1 und 2 durchgeführt. Insofern stellen die Berechnungen zu den Nullspannungstemperaturprofilen und zum Erstrissverhalten im Scheinfugenbereich bei den Lastfällen 3 und 4 fiktive Betrachtungen dar. Die Ergebnisse bezüglich der Nullspannungstemperaturgradienten bei diesen Lastfällen erscheinen sinnvoll und lassen den Schluss zu, dass die Spannungsverhältnisse wirklichkeitsnah berechnet wurden.

Die semiprobabilistische Betrachtung des Reißverhaltens selbst zeigt, dass sich die zur Festigkeit ins Verhältnis gesetzten Spannungszustände, die zur Rissinduktion unter der Fugenkerbe führen, bei allen Lastfällen ähneln. Entsprechend der Witterung und damit verbunden der zeitlichen Entwicklung der Stoffparameter und Spannungen und der sich ausbildenden Nullspannungstemperaturgradienten tritt dieser kritische Spannungszustand zeitlich versetzt auf. Die kürzeste Zeitspanne zwischen Herstellung der Betondecke und errechnetem Erstreißen ergab sich beim Einbau der Betondecke am Mittag unter heißer Witterung, die Längste beim Betondeckeneinbau am Abend unter herbstlicher Witterung mit einem Erstreißen erst rund 48 h später. Selbst unter diesen Randbedingungen führt die auf  $t_K = 10$  % der Deckendicke reduzierte Kerbtiefe zur Rissinduktion, mit einem für eine gute Einbauqualität auf der einwirkenden wie widerstehenden Seite mit  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  angesetzten Variationskoeffizienten. Es zeigt sich aber bei allen Lastfällen, dass eine schlechte Einbauqualität mit auf  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$  erhöhten Variationskoeffizienten bei der Alternativkerbtiefe von  $t_K = 10$  % zu gesteigerten Versagenswahrscheinlichkeiten außerhalb der Kerbe führt. Beispielsweise ergibt sich dann beim Lastfall 4 eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 8,8$  % direkt neben der Fugenkerbe und von  $P_f = 2,3$  % im Abstand von  $\Delta x = 100$  mm neben der Fugenkerbe bei gleichzeitiger Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 75$  % unter der Fugenkerbe. Bei der Regelkerbtiefe mit  $t_K = 25$  % der Deckendicke wirkt sich hingegen eine verschlechterte Einbauqualität nicht so negativ aus. Hier ergibt sich zwar beispielsweise beim Lastfall 1 bei  $P_f = 74$  % unter der Kerbe ebenfalls eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f = 9,0$  % direkt neben der Fugenkerbe, mit größerem Abstand zur Fugenkerbe nimmt die Wahrscheinlichkeit der Rissbildung hingegen treppenstufenförmig ab.

## 7 Bewertung der Kerbtiefen im Betriebszustand

Die im Scheinfugenbereich einer Betondecke im Betriebszustand auftretenden Spannungszustände hängen von den Betontemperaturen und den Nullspannungstemperaturen, bei denen die Betondecke definitionsgemäß spannungsfrei ist, ab. Die bei der Bewertung unterschiedlicher Kerbtiefen in Ansatz zu bringenden Betontemperaturen wurden im Rahmen dieser Arbeit messtechnisch ermittelt. Bezüglich der Nullspannungstemperaturen müssen Annahmen getroffen werden, da diese wie im Folgenden gezeigt wird, nicht nur von den Witterungsrandbedingungen während und nach der Herstellung der Betondecke und den Stoffparametern, sondern auch vom Umfang der Instandsetzungsmaßnahmen während der Nutzungszeit abhängt.

### 7.1 Temperaturmessung in Betondecken im Betriebszustand

An der zur Ermittlung der vertikalen Temperaturprofile beim Lastfall 2 (Betoneinbau Herbst Abend) an der Tank- und Rastanlage Fürholzen eingerichteten Temperaturmessstelle wurden im Betriebszustand während einer Hitzeperiode Anfang Juli 2017 Temperaturmessungen durchgeführt. Der Aufbau der Messstelle und sämtliche Angaben zu Sensorlagen sind in Kapitel 3.2 dargestellt. Auch die Wetterdaten entstammen wie schon bei der Messung der Betontemperaturen während der Hydratation beim Lastfall 2 der 12 km entfernten Wetterstation Freising.

$T_{\max, \text{Beton}} = 43,8^\circ\text{C}$  wurde in der Betondecke am 06.07.2017 um 15:45 Uhr in der Betondeckenoberkante nächsten Messkanal 0 bei  $z = 238,5$  mm ermittelt. Die in diesem Messkanal aufgetretene minimale Temperatur betrug  $T_{\min, \text{Beton}} = 22,8^\circ\text{C}$  am 06.07.2017 um 06:55 Uhr. Die maximale Lufttemperatur wurde um 15:30 Uhr mit  $T_{\max, \text{Luft}} = 32,7^\circ\text{C}$  und der maximale Stundenwert für die Globalstrahlung wurde mit  $G_{\max} = 895 \text{ Wh/m}^2$  zeitverschoben zu  $T_{\max, \text{Beton}}$  schon in den Mittagsstunden gemessen. In Abbildung 7.1 sind der Verlauf von  $T_{\text{Beton}}$  in den Messkanälen 0, 3 und 6 und von  $T_{\text{Luft}}$  und  $G$  an der Wetterstation Freising [33] im Zeitraum 06.07.2017 05:00 Uhr bis 07.07.2017 05:00 Uhr dargestellt. Die Daten der restlichen Messkanäle und weitere meteorologische Daten sind in der Anlage A. 14 aufgeführt.

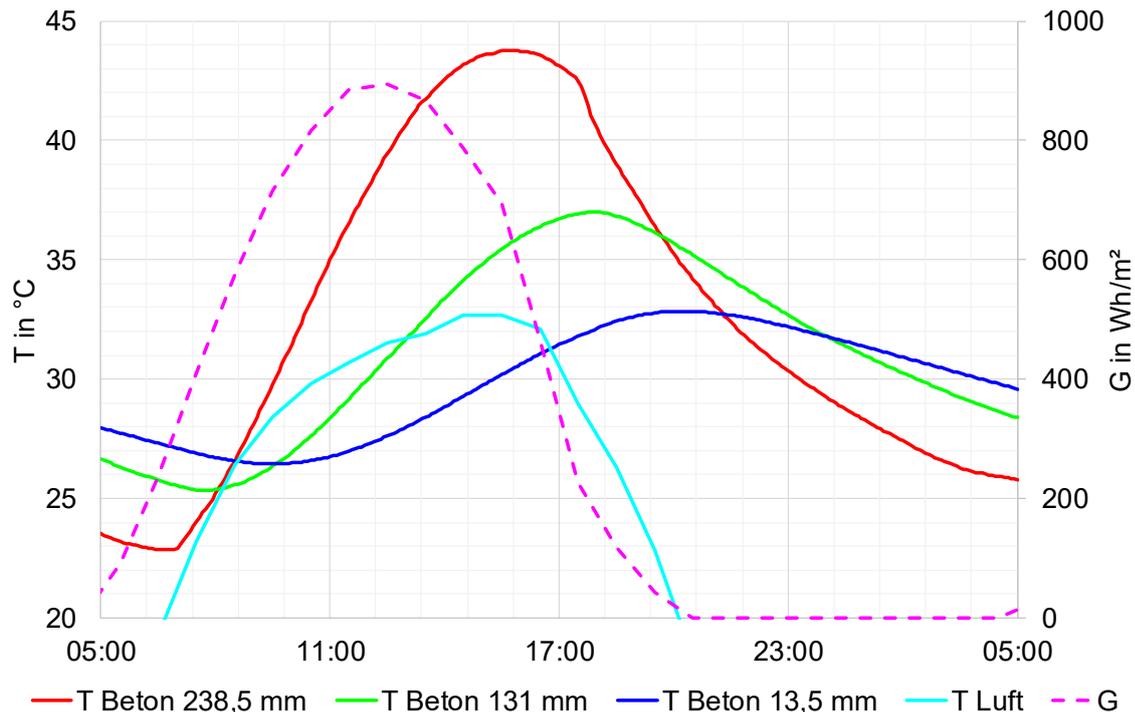


Abbildung 7.1: Temperaturen in der Betondecke, Wetterdaten nach [33]

Mittels der Formeln 5.4 bis 5.6 wurden die Regressionsparameter für  $T(z)$  (Formel 5.3) errechnet. Der minimale Korrelationskoeffizient betrug  $r_{\min} = 0,94$  im betrachteten Zeitraum, in der Anlage A. 14 ist der zeitliche Verlauf für  $r$  dargestellt. Die Regression bildet somit die Messwerte sehr gut ab. In Abbildung 7.2 ist das vertikale Temperaturprofil der Messwerte und der quadratischen Regression für den Zeitpunkt des Auftretens von  $T_{\text{Beton,max}}$  am 06.07.2017 um 15:45 Uhr dargestellt. Es wird darauf hingewiesen, dass die Darstellung der Regressionsfunktion von  $T(z)$  eine Extrapolation bis zur Betondeckenoberkante bei  $z = 260$  mm enthält. Die mit den Formeln 5.12 und 5.13 errechneten Werte für die über die Deckenhöhe gleichmäßige Temperatur  $T_N$  und den linearen Temperaturgradienten  $t_{\text{lin}}$  am 06.07.2017 sind in der Anlage A. 14 dargestellt. Der maximale lineare Temperaturgradient mit  $t_{\text{lin,max}} = 0,063$  K/mm tritt an diesem Tag um 14:45 Uhr rund drei Stunden vor dem Maximum der gleichmäßigen Temperatur  $T_{N,\text{max}} = 37,1^\circ\text{C}$  auf.

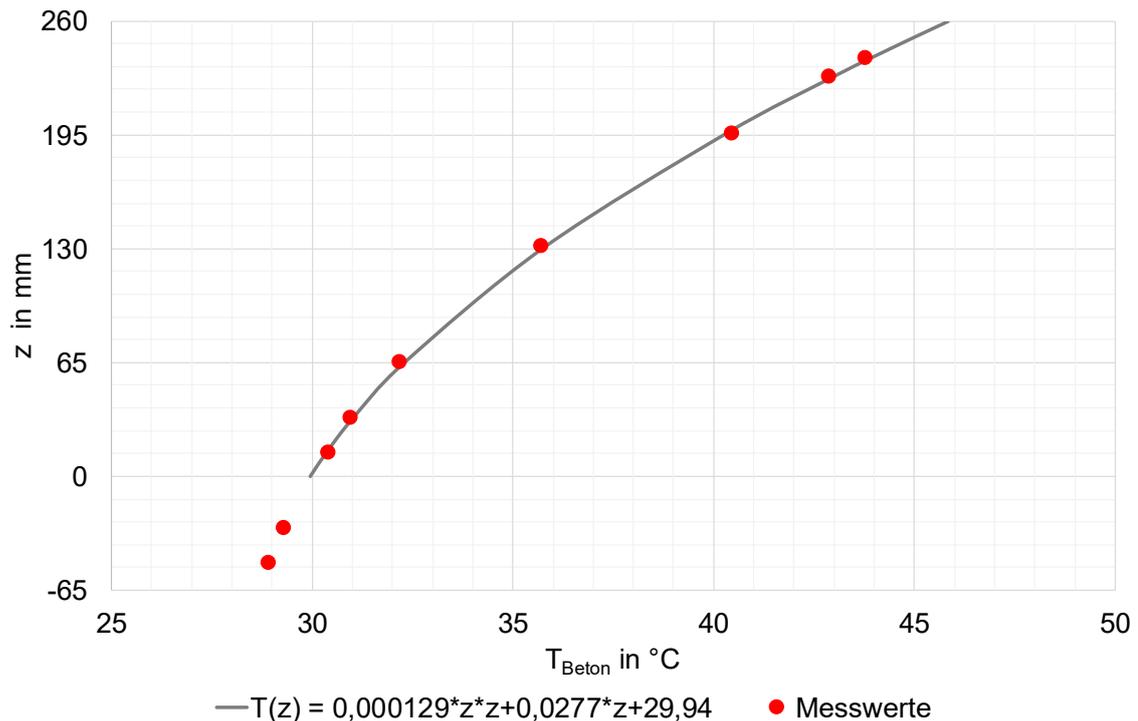


Abbildung 7.2: Vertikales Temperaturprofil mit Messwerten und quadratischer Regression am 06.07.2017 um 15:45 Uhr

## 7.2 Versagensmodell nach Ottosen

Im Querscheinfugenbereich einer unbewehrten Fahrbahnbetondecke treten dreidimensionale Spannungszustände auf, die es erforderlich machen eine Auswertung mit einem Bruchkriterium durchzuführen, welches diesen Spannungszuständen gerecht wird. Unbewehrte Betonbauteile wie Fahrbahnbetondecken versagen grundsätzlich auf Zug bzw. auf Querkzug; auch ein Hitzeschaden im Bereich einer Querscheinfuge ist auf diese Art des Versagens zurückzuführen. Abbildung 7.3 zeigt die in der Folge der Umlenkung der Spannungstrajektorien auftretenden Querkzugspannungen für den Fall, dass sich die Resultierende aufgrund der Querschnittsschwächung durch eine Fugenkerbe unter der Schwerachse der Betondecke befindet.

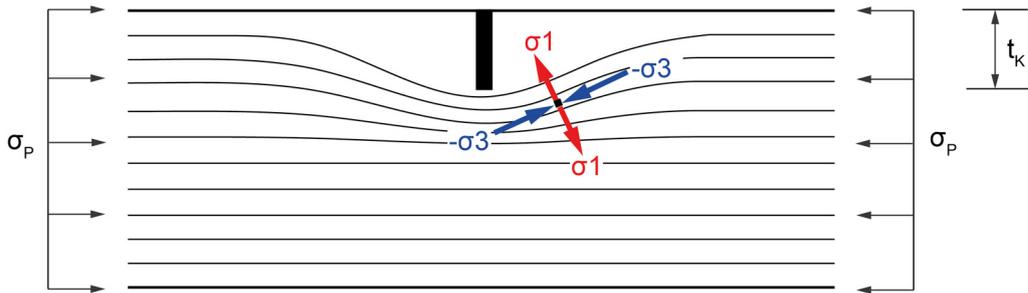


Abbildung 7.3: Spannungstrajektorien im Querschnittsbereich nach [5]

Für den Hauptspannungsraum, in dem keine Schubspannungen auftreten, sind in Abbildung 7.4 die hydrostatische Achse sowie Druck- und Zugmeridiane der Versagensoberfläche für Beton bei  $\theta = 0, 60^\circ$  und  $240^\circ$  und die zweiaxiale Versagensfläche sowie die dreiaxiale Versagensoberfläche mit Deviatorebene für Beton dargestellt. In Abhängigkeit der hydrostatischen Spannungen erträgt der Baustoff Beton deviatorische Spannungen in unterschiedlicher Größe.

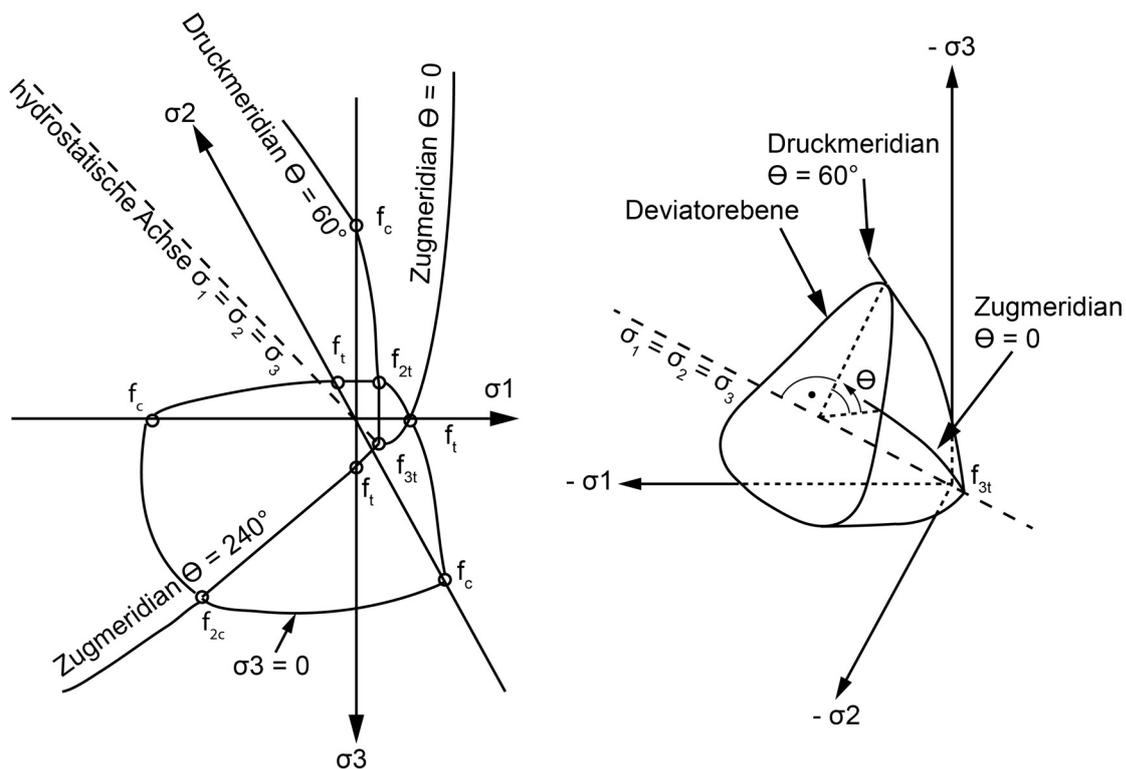


Abbildung 7.4: Ausgewählte Meridiane der dreiaxialen Versagensoberfläche und zweiaxiale Versagensfläche nach [95] und dreiaxiale Versagensoberfläche mit Deviatorebene nach [96]

Im Folgenden wird der Hauptspannungsraum betrachtet und der Spannungstensor stellt sich als

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad 7.1$$

dar. Mit der Einheitsmatrix E ergeben sich aus

$$\det(S - \sigma E) = \sigma^3 - I_1 * \sigma^2 + I_2 * \sigma - I_3 = 0 \quad 7.2$$

die Invarianten des Spannungstensors zu

$$I_{1\sigma} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad 7.3$$

$$I_{2\sigma} = -(\sigma_1 * \sigma_2 + \sigma_2 * \sigma_3 + \sigma_3 * \sigma_1) \quad 7.4$$

$$I_{3\sigma} = \sigma_1 * \sigma_2 * \sigma_3 \quad 7.5$$

Die Oktaederspannung, auch hydrostatische Spannung genannt, beträgt

$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3} I_{1\sigma} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad 7.6$$

Der deviatorische Spannungstensor errechnet sich im Hauptspannungsraum zu

$$\tilde{S}_{\text{oct}} = \begin{bmatrix} \sigma_1 - \sigma_{\text{oct}} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - \sigma_{\text{oct}} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - \sigma_{\text{oct}} \end{bmatrix} \quad 7.7$$

Aus

$$\det(\tilde{S}_{\text{oct}} - sE) = s^3 - J_1 * s^2 - J_2 * s - J_3 = 0 \quad 7.8$$

lassen sich die Invarianten des deviatorischen Spannungstensors errechnen:

$$J_{1\sigma} = 0 \quad 7.9$$

$$J_{2\sigma} = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad 7.10$$

$$J_{3\sigma} = (\sigma_1 - \sigma_{\text{oct}}) * (\sigma_2 - \sigma_{\text{oct}}) * (\sigma_3 - \sigma_{\text{oct}}) \quad 7.11$$

Die Oktaederschubspannung auch Deviatorspannung genannt ergibt sich zu

$$\tau_{\text{oct}} = \sqrt{\frac{2}{3}} J_{2\sigma} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad 7.12$$

Eine detaillierte Herleitung der Invarianten findet sich beispielsweise bei Kiener [97].

Das Bruchkriterium nach Ottosen [98, 99] stellt ein praktisch gut anwendbares Versagenskriterium dar, da es relativ leicht anwendbar ist und gut mit den zugrunde liegenden Testreihen korreliert. [64, 100] Es lautet:

$$A * \frac{J_{2\sigma}}{|f_c|^2} + \lambda * \frac{\sqrt{J_{2\sigma}}}{|f_c|} + B * \frac{I_{1\sigma}}{|f_c|} \leq 1 \quad 7.13$$

Versagen tritt ein, wenn die Ungleichung 7.13 nicht erfüllt ist, mit

$$\lambda = K_1 * \cos \left[ \frac{1}{3} * \arccos(K_2 * \cos(3\theta)) \right] \text{ für } 3\theta \geq 0 \quad 7.14$$

$$\lambda = K_1 * \cos \left[ \frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} * \arccos(-K_2 * \cos(3\theta)) \right] \text{ für } 3\theta \leq 0 \quad 7.15$$

mit

$$\cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}}{2} * \frac{J_{3\sigma}}{J_{2\sigma}^{\frac{3}{2}}} \quad 7.16$$

Da im Rahmen dieser Arbeit die Bestimmung des zur vollständigen Kalibrierung des Versagensmodells nach Ottosen neben der einaxialen Zugfestigkeit weiter erforderlichen Festigkeitswertes der zweiaxialen Druckfestigkeit  $f_{cc}$  sowie eines weiteren Wertes ( $\sigma_{\text{oct}}$  und  $\tau_{\text{oct}}$ ) auf dem Druckmeridian mit möglichst großer hydrostatischer

Spannung [98, 99] nicht möglich war, wird die von Dahl [101] herausgearbeitete modifizierte Kalibrierung angewendet. Er konnte nachweisen, dass die Anwendung der im CEB-FIP Model Code 90 [64] empfohlenen Kalibrierung in vielen Fällen wie im zweiaxialen Druckbereich zu falschen Ergebnissen führt. Dahl setzte die Festigkeitsverhältnisse  $f_t/f_c = 0,1$  und entsprechend Kupfer [83]  $f_{cc} = 1,16 * f_c$  fest und erarbeitete auf Basis von Versuchsergebnissen als Ersatz zur Bestimmung des Wertes auf dem Druckmeridian (siehe oben) zur Kalibrierung quadratische Ansatzfunktionen:

$$X = \left| \frac{f_c}{100 \text{ MPa}} \right| \quad 7.17$$

$$A = -1,66 * X^2 + 3,49 * X + 0,73 \quad 7.18$$

$$B = -0,19 * X^2 + 0,41 * X + 3,13 \quad 7.19$$

$$K_1 = 0,46 * X^2 - 0,97 * X + 11,89 \quad 7.20$$

$$K_2 = -0,02 * X^2 + 0,04 * X + 0,974 \quad 7.21$$

Das im CEB-FIP Model Code 2010 [100] aufgeführte Kalibrierverfahren beinhaltet neben der Kalibrierung nach Ottosen (siehe oben) die Möglichkeit der Abschätzung von  $f_{cc}$  und des Wertes ( $\sigma_{Oct}$  und  $\tau_{Oct}$ ) mit möglichst großer hydrostatischer Spannung auf dem Druckmeridian auf Grundlage der einaxialen Druckfestigkeit, wobei  $\sigma_{Oct}$  in diesem Fall zu  $\sigma_{Oct} = -240 \text{ MPa}$  gewählt wird. Da für Straßenbetone keine diesbezüglichen Werte vorliegen, kann nicht beurteilt werden, ob durch diese Vorgehensweise Verbesserungen bei der Berechnung erzielt werden können.

Unter Anwendung des Kriteriums auf die Knoten im Bereich einer Querscheinfuge kann nach linear-elastischer Berechnung eruiert werden, ob bezüglich Versagen kritische Spannungszustände auftreten. Da die untersuchten Modelle (siehe Kapitel 7.5) an sich schon erhebliche Nichtlinearitäten aufweisen, können stoffliche Nichtlinearitäten – „hardening-softening“ (siehe Abbildung 7.5) – aus Gründen der numerischen Konvergenz nicht berücksichtigt werden. Es muss darauf hingewiesen werden, dass hierbei Spannungs- und Festigkeitsmittelwerte betrachtet werden und die Berechnungen selbst unter Ansatz eines linear-elastischen Materialmodells durchgeführt werden. Wie

in Abbildung 7.5 zu erkennen ist wird bei Dehnungen größer  $\epsilon_{y_0}$  die Spannung bei Vernachlässigung des „hardening“ Effekts überschätzt. Das Maximum der dargestellten Spannungs-Dehnungs-Funktion stellt dabei einen Punkt auf der Bruchfläche dar.

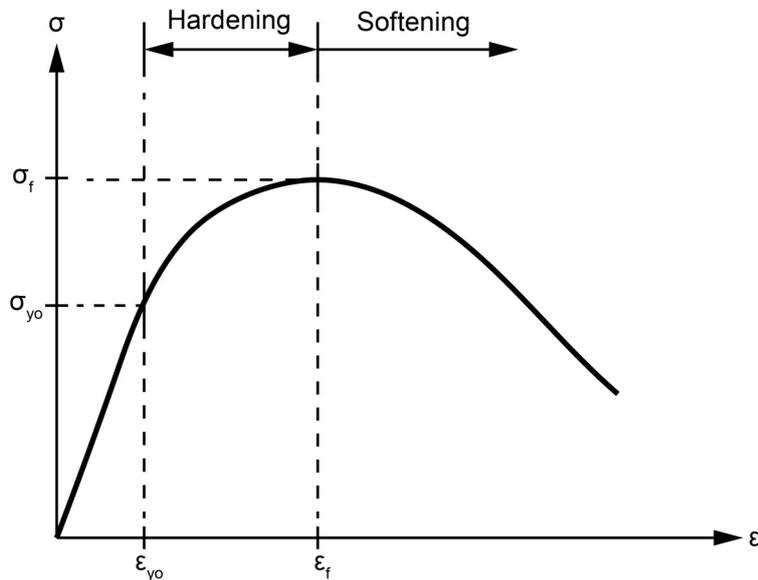


Abbildung 7.5: hardening-softening nach [98]

### 7.3 Zuverlässigkeitstheorie

Führt man in der unter Kapitel 5.9 dargestellten Momentenmethode entsprechend Spaethe [87] den zentralen Sicherheitsfaktor

$$\gamma = \frac{\mu_R}{\mu_S} \quad 7.22$$

ein, so ergibt sich der Sicherheitsindex  $\beta$  zu

$$\beta = \frac{\gamma - 1}{\sqrt{\gamma^2 * \text{Var}_R^2 + \text{Var}_S^2}} \quad 7.23$$

mit  $\text{Var}_R = \sigma_R/\mu_R$  und  $\text{Var}_S = \sigma_S/\mu_S$ . Die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit auf Basis von  $\beta$  ist unter Kapitel 5.9 dargestellt.

Da das kalibrierte Versagenskriterium von den Festigkeitswerten  $f_{cc}$ ,  $f_c$  sowie einem weiteren Wert auf dem Druckmeridian abhängig ist und davon auszugehen ist, dass

diese Festigkeitswerte normalverteilt sind, kann der auf die Mittelwerte bezogene Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit des Versagenskriterium nach Formel 7.13 mit

$$\gamma = \frac{\mu_R}{\mu_S} = \frac{1}{A * \frac{J_{2\sigma}}{|f_c|^2} + \lambda * \frac{\sqrt{J_{2\sigma}}}{|f_c|} + B * \frac{I_{1\sigma}}{|f_c|}} \quad 7.24$$

bestimmt werden. Der Ausdruck  $A * \frac{J_{2\sigma}}{|f_c|^2} + \lambda * \frac{\sqrt{J_{2\sigma}}}{|f_c|} + B * \frac{I_{1\sigma}}{|f_c|}$  wird im Folgenden mit Versagenskriterium  $K_{\text{Ottosen}}$  bezeichnet und mittels Formel 7.24 ist die Verknüpfung des dreidimensionalen Versagensmodells nach Ottosen mit der Momentenmethode zur Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten möglich. Dies ist nur unter den folgenden vereinfachenden Annahmen möglich:

- Sämtliche Zustände auf der Versagensoberfläche sind normalverteilt.
- Die Versagensoberfläche kann statistisch mit einem Variationskoeffizienten beschrieben werden.
- Die Einwirkungen können mit einer Normalverteilung ausgedrückt werden.

In Abbildung 7.6 und Abbildung 7.7 sind Auswertungen bei  $\theta = 0$  (Zugmeridian beim Versagen) und  $\theta = 60^\circ$  (Druckmeridian beim Versagen) dargestellt. Es ist ersichtlich, dass bei  $\theta = 0$  eine direkte Übereinstimmung der eindimensionalen und dreidimensionalen Betrachtung von Formel 7.24 gegeben ist. Bei  $\theta = 60^\circ$  ist dies nicht der Fall.

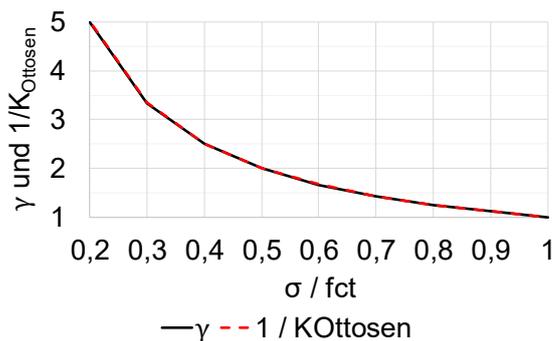


Abbildung 7.6: Zentraler Sicherheitsfaktor und Ottosenkriterium bei  $\theta = 0$

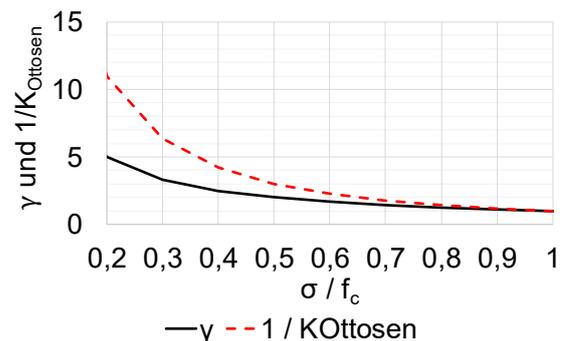


Abbildung 7.7: Zentraler Sicherheitsfaktor und Ottosenkriterium bei  $\theta = 60^\circ$

Hier nähert sich die aus der dreidimensionalen Betrachtung ergebende Kurve bis zum Versagen der aus der eindimensionalen Betrachtung herrührenden Kurve an. Dies ist

auf die Berücksichtigung der hydrostatischen und deviatorischen Spannungstensoren bei der Auswertung mit Formel 7.24 zurückzuführen.

Weber [102] untersuchte die Beanspruchung von Beton auf Grundlage der Beanspruchungszahl

$$\beta_c = \frac{|S|}{|S_c|} \quad 7.25$$

Hierbei ist  $S$  der Spannungszustand am Punkt  $S$  und  $S_c$  ergibt sich aus geradliniger Verlängerung des Vektors  $0-S$  auf die Bruchspannungsglocke hin. In Abbildung 7.8 ist ersichtlich, dass die Spannungspunkte  $S$  mit der gleichen Beanspruchungszahl eine zur Bruchspannungsfläche affine Fläche beschreiben. Im Rahmen dieser Arbeit wird davon ausgegangen, dass diese Beanspruchungsflächen den Isoflächen, die mit dem Bruchkriterium von Ottosen errechnet werden, entsprechen.

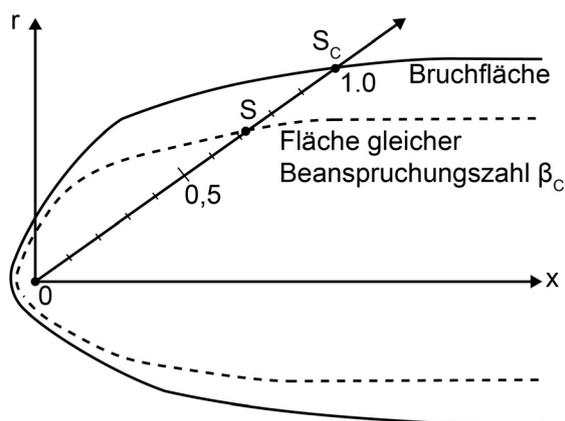


Abbildung 7.8: Beanspruchungszahl zum Spannungspunkt  $S$  nach [102]

## 7.4 Nullspannungstemperaturverlauf und Stoffparameter

Die über die Deckenhöhe nicht konstante, sondern einen Gradienten aufweisende Nullspannungstemperatur hängt aufgrund der Spannungsrelaxation von den Temperatureinwirkungen ab. Auch Fahrbahndeckenbetone am Ende ihrer normativen Nutzungsdauer von 30 Jahren entsprechend den RDO Beton 2009 [1] weisen Relaxationsverhalten auf. Bei der Berechnung von Spannungen im Fugenbereich während des Betriebszustandes ist somit ein Ansteigen der Nullspannungstemperatur,

welches die maximalen Druck- und Querkzugspannungen in den Nachmittagsstunden eines heißen Sommertages vermindert, gegeben. Mitte Juni 2013 war auf südbayerischen Autobahnen mit Betonfahrbahnen eine Vielzahl an Hitzeschäden zu verzeichnen. Zwischen Anfang und Mitte Juni 2013 führte die Witterung an der Wettermessstelle Freising [33] innerhalb von  $\Delta t = 14$  d zu einem Ansteigen der 5 cm unter der Geländeoberkante gemessenen Bodentemperatur von  $T_{\text{Boden}} = 8,6^\circ\text{C}$  auf  $T_{\text{Boden}} = 32,8^\circ\text{C}$  (siehe Anlage A. 14). Unter der Annahme, dass die Nullspannungstemperatur der Betondecke im Bereich  $T_{\text{Null}} = 10^\circ\text{C}$  liegt (siehe unten), geht in diesem Zeitraum mit der Spannungsrelaxation ein Anstieg der Nullspannungstemperatur einher. Weiter beträgt die in Anlage A. 14 dargestellte über die Deckendicke gleichmäßige Temperatur am Bemessungstag (06.07.2017) um 07:00 Uhr  $T_N = 25,3^\circ\text{C}$  und steigt um  $\Delta T = 11,8$  K auf  $T_{N,\text{max}} = 37,1^\circ\text{C}$  um 17:30 Uhr an. Auch die am Bemessungstag selbst auftretenden Zwangsspannungen relaxieren und in der Folge steigt die Nullspannungstemperatur an. Die Absolutwerte können schlecht abgeschätzt werden, da keine Daten zum Kriechen bzw. der Spannungsrelaxation von altem Straßenbeton vorliegen. Der bezüglich der im Betriebszustand auftretenden Spannungszustände im Scheinfugenbereich günstige Anstieg der Nullspannungstemperatur wird nicht weiter betrachtet, da wie im Folgenden gezeigt wird andere die Spannungszustände ungünstig beeinflussende Effekte ebenfalls nicht genau beziffert werden können.

Wie auch bei der Bestimmung der Nullspannungstemperaturprofile während der Hydratation (siehe Kapitel 5.6) ist der Einfluss von Schwind- und Quellvorgängen auf die Nullspannungstemperatur noch nicht geklärt. Nach Untersuchungen von Springenschmid [103] weisen im Freien liegende Betonfahrbahnen unter mitteleuropäischen Witterungseinflüssen mit im Jahresmittel  $T_{\text{Luft}} = 8^\circ\text{C}$  und 85 % rF kein Trocknungsschwinden auf. Oberbeck [104, 105] untersuchte mit numerischen Methoden die instationären Feuchteverhältnisse in einer der Witterung und dem Streuen von Tausalz im Winter ausgesetzten Brückenkappe. Die Materialfeuchte nahm jährlich zu wobei im oberflächennahen Bereich eine Austrocknung von Mai bis November mit Befeuchtung in der kalten Jahreszeit zu verzeichnen war und dieser Zyklus im Bauteilinneren gedämpft und verzögert ablief. Oberbeck begründet die zunehmende Materialfeuchte damit, dass die Befeuchtung durch kapillare Wasseraufnahme leistungsfähiger sei als die Austrocknung durch Verdunstung. Beim Auftreten großer Temperaturbelastungen im Frühsommer muss somit aufgrund der noch sehr hohen

Materialfeuchte der Fahrbahnbetondecke von im Vergleich zum Spätsommer niedrigeren Nullspannungstemperaturverhältnissen ausgegangen werden.

Burke [106] beschreibt qualitativ, dass in einer unbewehrten und mit Scheinfugen ausgeführten Fahrbahnbetondecke die maximalen jährlichen Zwangsspannungen während der Nutzungszeit zunehmen und der von ihm angenommene Kurvenverlauf (siehe Abbildung 7.9) ähnelt hierbei einer Sigmoidalfunktion. Burke begründet die Zunahme der Spannungen damit, dass mit der Liegedauer aufgrund von Undichtigkeiten im Fugenverguss Feinteile bis in den Kerbriss eindringen. Das Absinken der Nullspannungstemperatur aufgrund dieser stark vom Umfang der während der Nutzungsdauer durchgeführten Instandhaltungsarbeiten abhängenden Verschmutzung der Fugen kann kaum abgeschätzt werden.

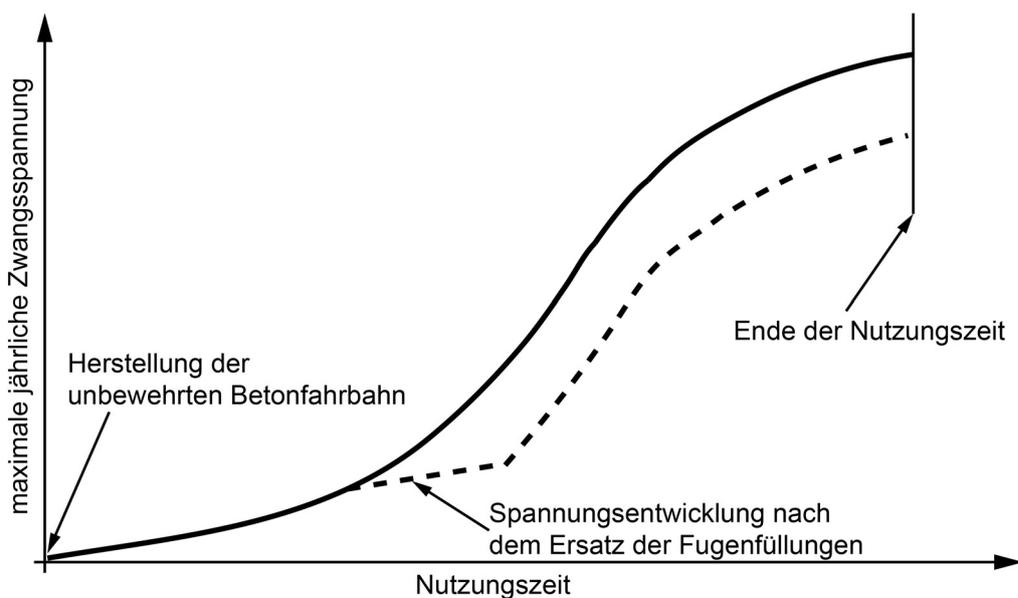


Abbildung 7.9: Hypothetische Entwicklung der maximalen jährlichen Zwangsspannung in unbewehrten Betondeckensystemen nach [106]

Wicke [107] bestimmte an einer Betondecke mit nicht vergossenen Scheinfugen aus gemessenen Werten der Längsdruckspannungen – ermittelt in einer „Kraftmessfuge“ anhand eines Feinmessmanometers – und der Temperaturprofile in der Betondecke den zeitlichen Verlauf der Nullspannungstemperatur. Diese sank innerhalb von  $\Delta t = 5$  a von  $T_{Null} = 35^\circ\text{C}$  nach der Herstellung der Betondecke aufgrund der Füllung der nicht vergossenen Fugen mit Fremdstoffen asymptotisch auf  $T_{Null} = 6^\circ\text{C}$  ab (siehe Abbildung 7.10). Eine Zunahme der gemessenen Fugenfüllungen und eine weitere Abnahme der

Nullspannungstemperatur war danach nicht mehr zu verzeichnen. Eine derart große Abnahme der Nullspannungstemperatur dürfte bei vergossenen Scheinfugen und regelrechtem Ersatz nicht mehr abdichtender Fugenfüllungen nach den ZTV BEB-StB [34] nicht gegeben sein.

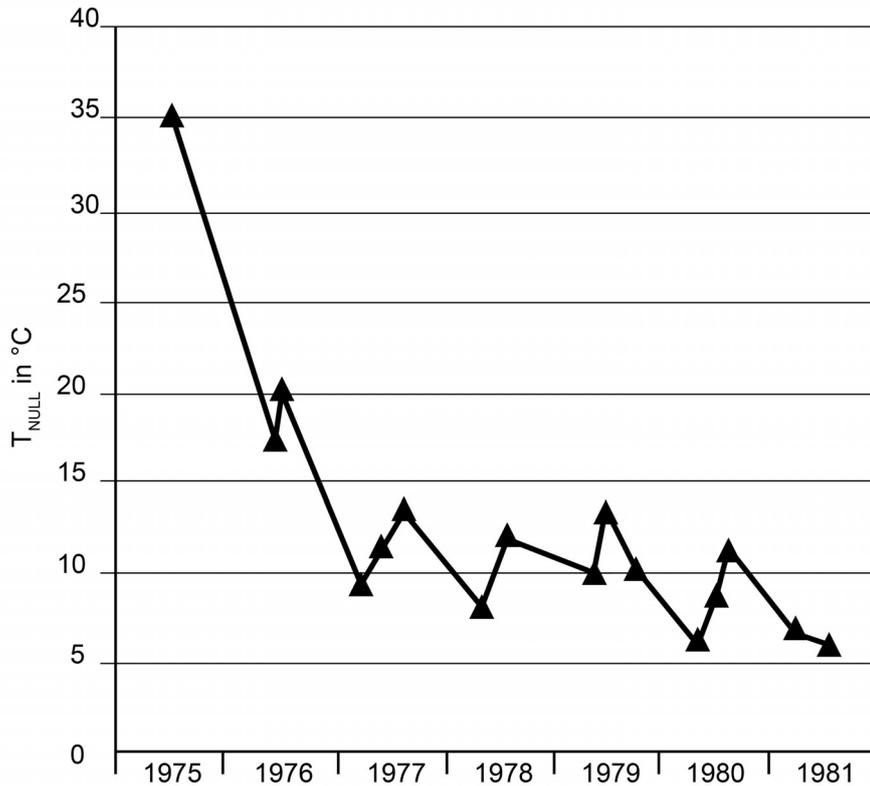


Abbildung 7.10: Zeitlicher Verlauf der Nullspannungstemperatur nach [107]

Da die Bestimmung der Nullspannungstemperatur aufgrund der vielen unwägbaren Einflüsse wie Art und Umfang der durchgeführten Instandhaltungs- und Instandsetzungsarbeiten, das bisher nicht untersuchte Quellverhalten der Betondecke in der „nassen“ Jahreszeit und dessen Einflüsse auf die mechanischen Spannungen während einer Hitzewelle im darauf folgenden Frühsommer im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich ist, werden die fiktiven in Tabelle 7.1 und Abbildung 7.11 aufgeführten Nullspannungstemperaturprofile den Berechnungen zu Grunde gelegt. Das Nullspannungstemperaturprofil I weist über die Deckenhöhe eine konstante Nullspannungstemperatur von  $T_{\text{Null}} = 10^{\circ}\text{C}$  auf; das Nullspannungstemperaturprofil II wurde anhand der im Lastfall 2 (Betoneinbau Herbst Abend) berechneten Minimalwerte am 20.11.2016 11:00 Uhr (siehe Kapitel 6.2) ermittelt. Unter Abzug von  $\Delta T = 2 \text{ K}$  für hier

nicht berücksichtigte Unwägbarkeiten ergibt sich an der Unterseite der Betondecke  $T_{\text{Null}} = 10^\circ\text{C}$  und ein linearer Nullspannungstemperaturgradient von  $t_{\text{Null,lin}} = -0,01 \text{ K/mm}$ .

Tabelle 7.1: Nullspannungstemperaturen im Betriebszustand

I	$T_{\text{Null}} = 10^\circ\text{C}$
II	$T_{\text{Null}} = 9,3^\circ\text{C} / t_{\text{Null,lin}} = -0,01 \text{ K/mm}$

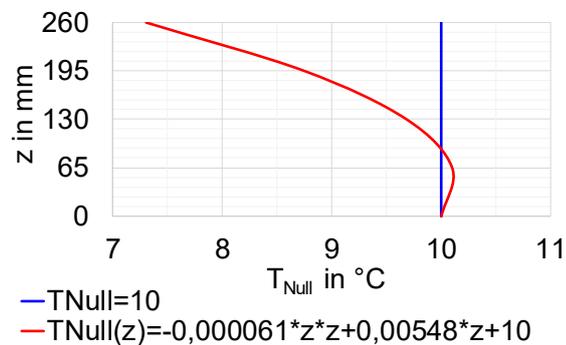


Abbildung 7.11:  
Nullspannungstemperaturprofile im Betriebszustand

Villaret hat im Auftrag der Autobahndirektion Südbayern Ergebnisse von Baustoffuntersuchungen alter Bestandstrecken in Betonbauweise ausgewertet [108]. Im Rahmen einer Bachelor's Thesis am Lehrstuhl und Prüfamf für Verkehrswegebau [109] erfolgte eine weitere statistische Betrachtung dieser Ergebnisse im Hinblick auf Zusammenhänge der Stoffparameter und aufgetretener Hitzeschäden. In Anlehnung an diese Arbeiten wurde die Stoffparameterkombination B (siehe Tabelle 7.2) gewählt. Sie spiegelt die Verhältnisse der rund 30 Jahre alten Betondecke der Bundesautobahn A 92 im Bereich aufgetretener Hitzeschäden wieder. Auf der widerstehenden Seite wurde der tendenziell geringere Variationskoeffizient der Spaltzugfestigkeit zu Grunde gelegt. Die im Rahmen der Baustoffuntersuchungen ermittelten Werte für die Spaltzugfestigkeit werden hier zur Kalibrierung des Versagensmodells nicht angesetzt, da diese bei der Kalibrierung nach Dahl (siehe oben) nicht erforderlich sind.

Tabelle 7.2: Stoffparameter Betriebszustand

Kombination	A	B
E-Modul in MPa	35000	41200
$\alpha_T$ in $10^{-6} \text{ 1/K}$	11	10,6
$f_{c,m}$ in MPa	50	80,5
$\text{Var}_R$	0,15	0,12
$\text{Var}_S$	0,15	0,15

In der Stoffparameterkombination A werden fiktiv für eine noch junge Betondecke bei relativ hohen Werten für den E-Modul und die Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  eher geringe Festigkeitswerte für  $f_{c,m}$  angesetzt; die Stoffparameter liegen somit auf der ungünstigen Seite. Mit den im Kapitel 7.2 dargestellten Methoden wird die Versagenswahrscheinlichkeit der Fugenkonstruktion in Abhängigkeit der Kerbtiefe abgeschätzt. Da wie oben beschrieben eine Bestimmung der Nullspannungstemperatur im Betriebszustand einer alten Fahrbahnbetondecke im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich war, werden bei den Berechnungen unter Ansatz der in Tabelle 7.1 aufgeführten Nullspannungstemperaturprofile, bei denen das Absenken der Nullspannungstemperatur für eine im Herbst bei geringer Globalstrahlung und Lufttemperatur erstellten Betondecke über die Liegedauer nur mit fiktiv  $\Delta T = 2\text{K}$  angesetzt wurde, das Relaxationsverhalten des Betons nicht betrachtet. Diese Modellansätze scheinen unter der Bedingung regelgerechter Fugenpflege und auch vor dem Hintergrund sachgerecht, dass der durch Trocknungsschwinden bedingte Anstieg der Nullspannungstemperatur nicht in die Überlegungen mit einbezogen wurde. Darüber hinaus führt die Spannungsrelaxation selbst während einer Hitzeperiode, wie oben beispielhaft beschrieben, unter Ansatz geringer Kriechwerte zu einem Anstieg der Nullspannungstemperatur von rund  $\Delta T_{\text{Null}} = 5\text{K}$ . Damit ergeben sich Temperaturbelastungen in der Fahrbahnbetondecke, die die Verhältnisse unter ungünstigen Randbedingungen widerspiegeln. Es wird darauf hingewiesen, dass das Ziel dieser Arbeit nicht das Nachrechnen eines Hitzeschadens, sondern die Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Kerbtiefen auf die Spannungszustände in der Betondecke ist.

## 7.5 Untersuchungsmodell

Die unter Anwendung der Methode der Finite-Elemente durchgeführten Untersuchungen zum Versagensverhalten eines durch einen Scheinfugenriss und eine Kerbe getrennten Plattenpaares wurden mit dem in Abbildung 7.12 dargestellten Berechnungsmodell durchgeführt. Die Einzelplatten weisen die Abmessungen  $l = 5000\text{ mm}$ ,  $b_D = 4250\text{ mm}$  und  $d_D = 260\text{ mm}$  auf. Zur wirklichkeitsnäheren Abbildung der Verformungsfigur wird das Plattenpaar mit Balken, die sich in Querrichtung ( $y$ -Richtung) verwölben, an der Ausdehnung in Längsrichtung ( $x$ -Richtung) gehindert. Die Scheinfugenrisse zwischen dem Plattenpaar als auch in den Anschlüssen zu den nächsten Platten, die durch die vorbeschriebenen Balken abgebildet werden, stellen im Modell Kontaktflächen dar. Die

hierin modellierten Kontaktelemente lassen wie auch der Scheinfugenriss die Übertragung von Druckspannungen nicht aber von Zugspannungen und die Berücksichtigung Coulomb'scher Reibung zu. Auch mit Kontaktflächen wird die verbundlose aber reibungsbehaftete Auflagerung der Betondecke auf der Tragschicht abgebildet. Der Reibbeiwert wird zu  $\mu = 0,78$  gewählt, da von wiederholter Verschiebung ausgegangen wird [80]. Der Knotenabstand beträgt im verwendeten Finite-Elemente-Modell in Querrichtung  $\Delta y = 50$  mm, im vertikaler Richtung  $\Delta z = 8$  mm, im feinen Mittelbereich  $\Delta y = 500$  mm vor bis  $\Delta y = 500$  mm nach der Fuge in Längsrichtung  $\Delta x = 8$  mm und außerhalb dieses verfeinerten Bereichs  $\Delta x = 50$  mm. Die gebundene Tragschicht wird als Asphalttragschicht abgebildet mit  $E_{TS} = 1000$  MPa (siehe Kapitel 5.6) und der Bettungsmodul wurde nach einer Kalibrierung des Modells anhand einer Handrechnung [5] unter Ansatz eines linearen Temperaturgradienten von  $t_{lin} = 0,06$  K/mm mit  $k_{fikt} = 0,023$  N/mm<sup>3</sup> festgelegt. Die Bewertung unterschiedlicher Kerbtiefen bezüglich der Spannungszustände erfolgte in Plattenmitte bei  $y = 2125$  mm, da am Plattenrand ( $y = 0$  und  $y = 4250$  mm) numerische Singularitäten eine wirklichkeitsnahe Auswertung nicht möglich machten.

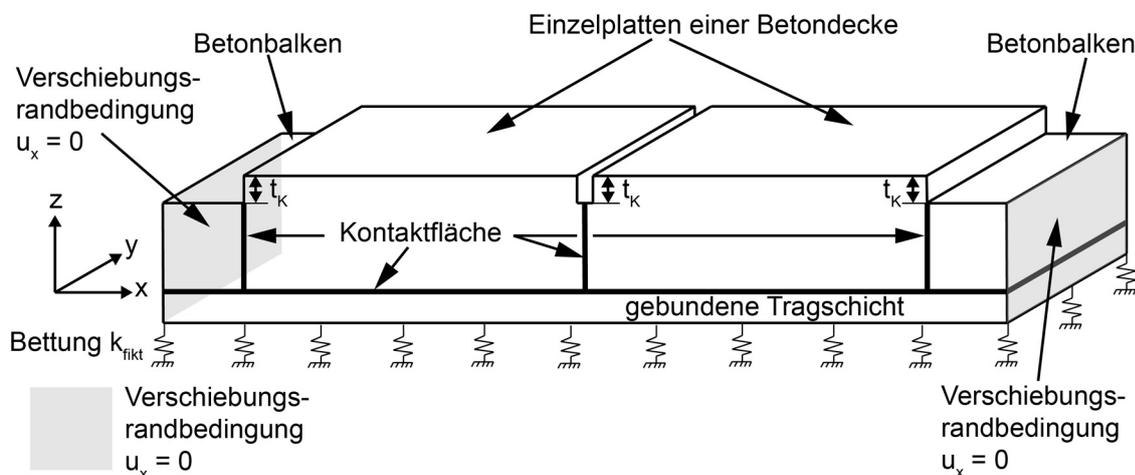


Abbildung 7.12: Untersuchungsmodell Betriebszustand

## 7.6 Untersuchung unterschiedlicher Kerbtiefen

In Plattenmitte ( $y = 2125$  mm) liegt der Ort der maximalen 1. Hauptspannung bei den untersuchten Kerbtiefenvariationen in etwa auf Höhe der Unterkante der Kerbe, wobei die horizontale Entfernung zur Kerbe von  $\Delta x = 21$  mm bei  $t_k = 5\%$  bis auf  $\Delta x = 93$  mm bei  $t_k = 30\%$  zunimmt. Abbildung 7.13 zeigt für das Nullspannungstemperaturprofil I und

die Stoffparameterkombination A eine fast lineare Zu- bzw. Abnahme der Beträge von  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  und des Versagenskriteriums  $K_{\text{Ottosen}}$  in Abhängigkeit der Kerbtiefe. Die 2. Hauptspannung hingegen bleibt konstant bei Werten von im Mittel  $s_2 = -0,6$  MPa. Diese Druckspannungen sind hauptsächlich auf das Verwölben der Platte in Querrichtung zurückzuführen. Auch wenn sie vom Betrag her klein sind bildet sich dennoch ein dreidimensionaler Spannungszustand aus und die Betrachtung eines ebenen Spannungszustandes wäre in diesem Zusammenhang fehlerhaft.

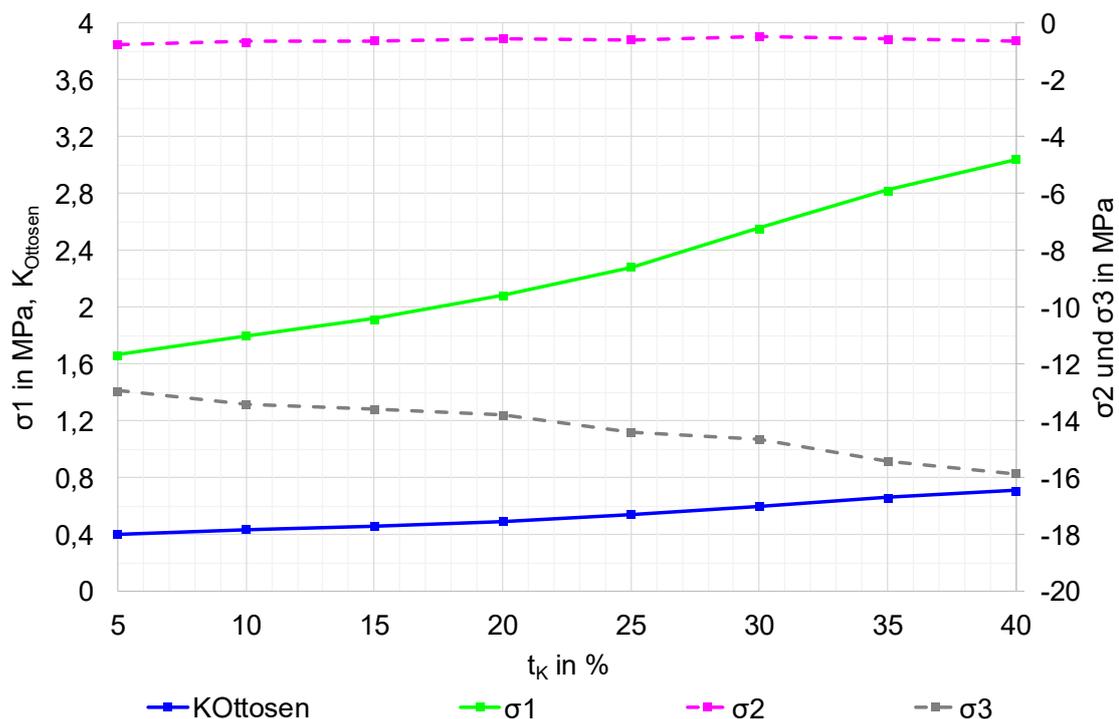


Abbildung 7.13: Maximale 1. Hauptspannung, zugehörige 2. und 3. Hauptspannungen und Ottosen-Kriterium beim Nullspannungstemperaturprofil I und Stoffparameterkombination A

Obwohl die Werte der Hauptspannungen bei den beiden betrachteten Nullspannungstemperaturprofilen nur wenig voneinander abweichen (siehe Anlage A. 15), ergeben sich bei der Auswertung von  $K_{\text{Ottosen}}$  beträchtliche Unterschiede bei der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$ . In Abbildung 7.14 sind die Werte der maximalen 1. Hauptspannung, des Ottosen-Kriteriums und der Versagenswahrscheinlichkeit dargestellt. Es fällt auf, dass der sich aus dem Nullspannungstemperaturprofil II ergebende Lastfall zu rund 1,5-fach höheren Versagenswahrscheinlichkeiten als bei einem Ansatz des Nullspannungstemperaturprofils I (siehe Anlage A. 15) führt. Dies wird damit begründet, dass negative Nullspannungstemperaturgradienten bei ansonsten gleicher Temperaturbelastung in der Betondecke zu zusätzlichen Wölbspannungen führen, welche sich wiederum ungünstig auf den dreidimensionalen Spannungszustand

im Nahbereich der Scheinfuge auswirken. Bei der Stoffparameterkombination B wird daher die Versagensbetrachtung unter Ansatz des Nullspannungstemperaturprofils I durchgeführt. Auffällig ist weiter die geringere Zunahme des Gradienten von  $P_f$  bei den Kerbtiefen  $t_K > 35\%$ . Es ist zu beachten, dass die Scheinfuge mittels Kontaktfläche abgebildet wird und hier „Durchdringungen“ aus Gründen der Konvergenz nicht vermieden werden können. Folglich bildet sich bei großen Spannungen und Verformungen ein „Betongelenk“ aus.

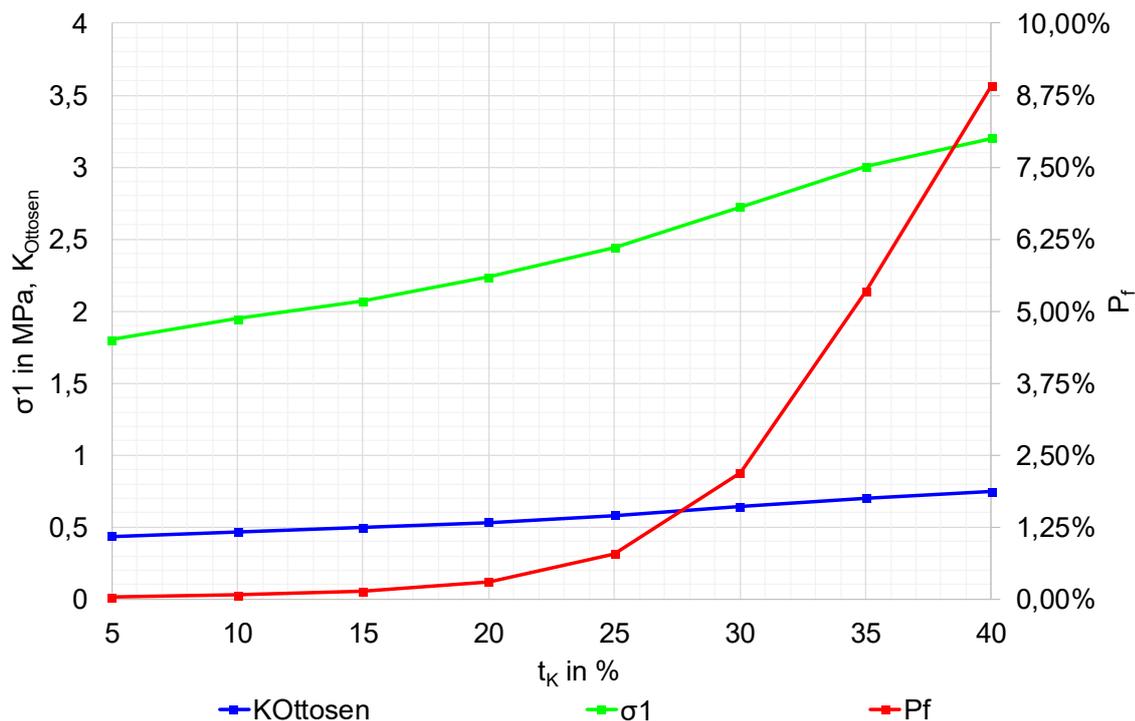


Abbildung 7.14: Maximale 1. Hauptspannung, Ottosen-Kriterium und Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Kerbtiefe, Nullspannungstemperaturprofil II und Stoffparameterkombination A

Bis  $t_K = 15\%$  nimmt die Versagenswahrscheinlichkeit linear von  $P_f = 0,03\%$  ( $t_K = 5\%$ ) auf  $P_f = 0,13\%$  zu, mit zunehmender Kerbtiefe stellt sich eine exponentieller Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit ein. Die Unterschiede zwischen der Regelkerbtiefe ( $t_K = 25\%$ ) mit  $P_f = 0,79\%$  und  $t_K = 35\%$  mit  $P_f = 5,34\%$  sind beträchtlich.

Die mit der Stoffparameterkombination B, welche die Verhältnisse im Bereich von aufgetretenen Hitzeschäden an der Bundesautobahn A 92 widerspiegelt, und dem Nullspannungstemperaturprofil II errechneten Werte für die maximale 1. Hauptspannung  $\sigma_1$  im Nahbereich der Fuge in Plattenmitte mit den zugehörigen Hauptspannungen  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  sowie dem Ottosenkriterium sind in Anlage A. 15 dargestellt. Mit zunehmender Kerbtiefe zeigt sich wiederum eine annähernd lineare Zunahme von  $\sigma_1$  und  $K_{Ottosen}$  und

eine lineare Abnahme von  $\sigma_3$ . Die Werte für die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  hingegen folgen einer exponentiellen Abhängigkeit von der Kerbtiefe  $t_K$  (siehe Abbildung 7.15). Im Gegensatz zur fiktiven Stoffparameterkombination A ergeben sich Absolutwerte für  $P_f$ , die um mehrere Zehnerpotenzen niedriger liegen. So beträgt bei einer Kerbtiefe  $t_K = 25\%$  bzw.  $t_K = 10\%$  der Deckendicke die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f = 1,43 \cdot 10^{-6}$  bzw.  $P_f = 2,86 \cdot 10^{-8}$  und sie steigt bei  $t_K = 40\%$  auf  $P_f = 1,6 \cdot 10^{-4}$  an.

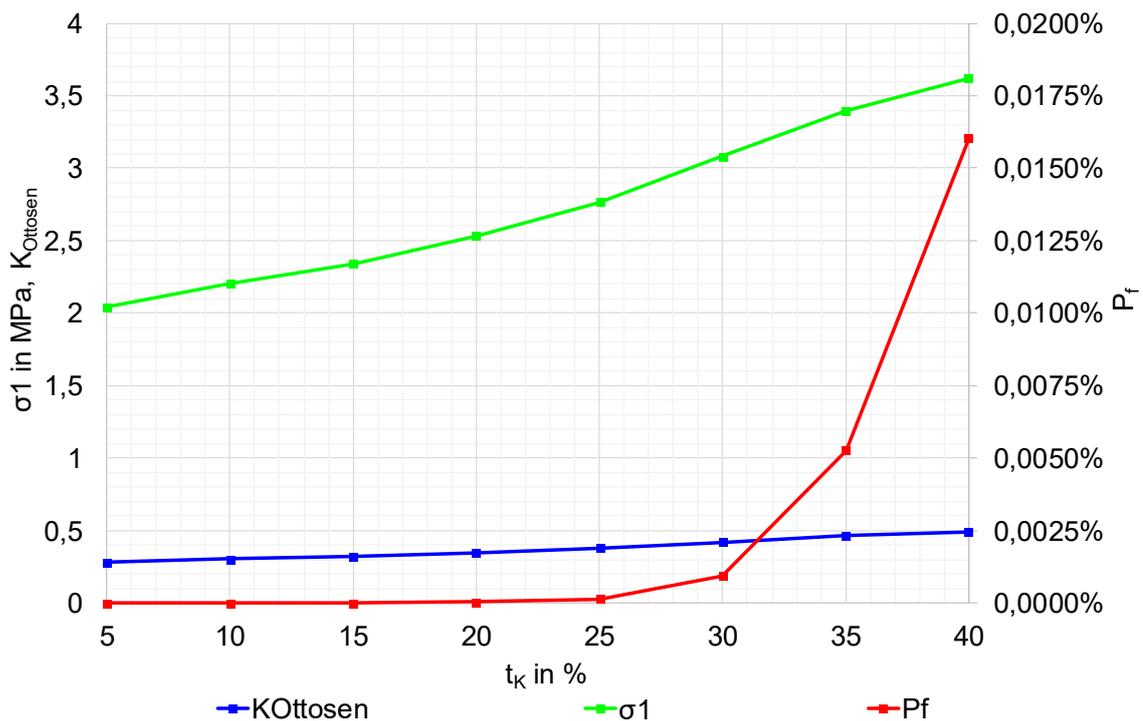


Abbildung 7.15: Maximale 1. Hauptspannung, Ottosen-Kriterium und Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Kerbtiefe, Nullspannungstemperaturprofil II und Stoffparameterkombination B

Wie schon bei der Stoffparameterkombination A zeigt sich eine erhebliche Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit bei Überschreitung der Kerbtiefe von  $t_K = 25\%$  der Deckendicke. In diesem Zusammenhang muss nochmals darauf hingewiesen werden, dass bei den hier durchgeführten numerischen Untersuchungen „hardening–softening“ beim Stoffmodell aus numerischen Gründen nicht berücksichtigt wurde. Daher können aus den errechneten Versagenswahrscheinlichkeiten keine Rückschlüsse auf das Auftreten von Hitzeschäden mit Versagen der Betonfahrbahn gezogen werden; vielmehr stellen die Werte die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Rissen unter Ansatz eines linear-elastischen Materialmodells dar. Damit geht eine Schädigung der Betondecke einher, welche vermieden werden sollte. Es zeigt sich aber, dass, wie zu erwarten,

verringerte Kerbtiefen zu verringerten Versagenswahrscheinlichkeiten im Scheinfugenbereich unter Temperaturlast führen. Weiter ergibt sich mit zunehmender Kerbtiefe eine exponentielle Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit. Auch bei Berücksichtigung hoher Festigkeitswerte und geringer Streuungen ( $\text{Var}_R = 0,12$  und  $\text{Var}_S = 0,15$ ) ist die Versagenswahrscheinlichkeit mit  $t_K = 25\%$  gegenüber  $t_K = 10\%$  um den Faktor 50 erhöht. Auch bei der Regelkerbtiefe von  $t_K = 25\%$  der Deckendicke entspricht die Versagenswahrscheinlichkeit mit  $P_f \approx 10^{-6}$  den Anforderungen an ein Bauteil bei beachtlichen Folgen bei Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit. [110]

## 8 Bewertung der Ergebnisse und Ausblick

### 8.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die für numerische Berechnungen an Fahrbahnbetondecken während der Hydratation erforderlichen Stoffparameter untersucht. Die hydrationsabhängige Entwicklung der Werte für den Elastizitäts-Modul, die Druckfestigkeit und zentrische Zugfestigkeit konnte bei der untersuchten Betonrezeptur unter isothermen Bedingungen von  $T = 20^{\circ}\text{C}$  gut mittels Sigmoidalfunktionen unter Anwendung der Methode der kleinsten Fehlerquadrate beschrieben werden. Die Ergebnisse eines Reißrahmenversuchs bestätigten die Anwendbarkeit des auf die Grundkriechzahl gründenden, verwendeten Relaxationsansatz bei instationärer Temperaturbelastung während der Hydratation eines Straßenbetons; die hydrationsabhängige Grundkriechzahl wurde in Kriechversuchen in einem temperierbaren Versuchsstand ermittelt. Die Bestimmung der hydrationsabhängigen Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit des untersuchten Straßenbetons machte die Entwicklung einer neuen rotationssymmetrischen Prüfkörpergeometrie mit Verjüngung von  $d = 150$  mm auf  $d = 120$  mm zur Sicherstellung eines zielgerichteten Versagens erforderlich. Der Übergang zum verjüngten Bereich wird hierbei mit einer Klothoidenfunktion beschrieben, da durch die lineare Zunahme der Krümmung im Übergangsbereich Spannungsspitzen vermindert werden. In einer Finite-Elemente-Analyse konnte ein Kalibrierfaktor zur Berücksichtigung der im Übergangsbereich im Vergleich zum Prüfquerschnitt verbleibenden Spannungssteigerung ermittelt werden. Es wurden teilbare Inlays aus Kunststoff entwickelt, die die Verjüngung abbilden und in Normformen aus Stahl mit Innendurchmesser  $d = 150$  mm eingesetzt werden können, so dass die Herstellung der Probekörper vereinfacht wurde.

Die darüber hinaus als Eingangsgröße für mechanische Untersuchungen in erhärtenden Betondecken anzusetzenden Temperaturlasten aus exothermer Hydrationsreaktion und Witterungseinflüssen wurden in Messungen gewonnen. Diese fanden während der Hydratation ab dem Betondeckeneinbau unter den meteorologischen Randbedingungen „Sommer Abend“, „Spätherbst Abend“, „Sommer Mittag“ und „Herbst Morgen“ statt, welche auch für die nachfolgenden numerischen Berechnungen die Lastfälle bildeten. Die gemessenen Temperaturprofile konnten in mathematischen Regressionsrechnungen gut mit quadratischen Ansatzfunktionen beschrieben werden,

so dass deren skriptbasierter Ansatz bei den numerischen Modellrechnungen möglich wurde. Die aus Referenzmessungen an bereits erhärteten Betondeckenabschnitten unter den gleichen Witterungseinflüssen ermittelten Temperaturdifferenzen ergaben bei der Messung zum Lastfall „Sommer Mittag“ ein Maximum von  $\Delta T_{\max} \approx 11$  K, beim Lastfall „Sommer Abend“ fiel dieses mit  $\Delta T_{\max} \approx 6$  K erheblich geringer aus und beim Lastfall „Spätherbst Abend“ wurden lediglich noch  $\Delta T_{\max} \approx 4$  K ermittelt. Hier zeigt sich schon, dass die Witterungseinflüsse erheblichen Einfluss auf den Hydratationsablauf und damit auch auf die Entwicklung von Zwangsspannungen haben. Für Untersuchungen der Spannungszustände im Fugenbereich einer Fahrbahnbetondecke im Betriebszustand wurden darüber hinaus die instationären Temperaturprofile an einem heißen Sommertag messtechnisch ermittelt. Die maximal gemessene Temperatur in der Sensorlage mit einem Abstand von  $\Delta z = 21,5$  mm zur Betondeckenoberfläche betrug  $T_{\text{Beton,max}} \approx 44^\circ\text{C}$ .

Weiter wurde ein Zeitschrittverfahren, bei dem die Betondecke in einem Fünf-Schicht-System aufgelöst wird, unter Anwendung der Methode der Finiten-Elemente zur direkten Berechnung der Nullspannungstemperaturprofile in Betondecken unter Berücksichtigung des Relaxationsverhaltens und unter Berücksichtigung der aus der exothermen Hydratationsreaktion und den Witterungseinflüssen herrührenden Temperaturlasten entwickelt. Die Nullspannungstemperaturprofile werden mittels Regressionsrechnung mit quadratischen Ansatzfunktionen mathematisch dargestellt. Bei allen untersuchten Lastfällen zeigten sich Abhängigkeiten der Nullspannungstemperaturen von der Temperaturbelastung. Dies ist auf das Relaxationsverhalten des Baustoffs Beton zurückzuführen, welches zwar zeitabhängig abnimmt aber auch bei sehr alten Betonen (Alter > 30 Jahre) noch vorhanden ist. Zugspannungen vermindern die Nullspannungstemperatur während Druckspannungen diese erhöhen. Die mathematische Beschreibung der Nullspannungstemperaturprofile ermöglicht die wirklichkeitsnahe Berechnung von Spannungszuständen in einem mit Fugenkerben versehenen Betondeckensystem, da nun ein zeitschrittexakter Temperaturlastansatz möglich ist. Das Reißverhalten der Scheinfugen wurde wahrscheinlichkeitsbasiert unter Anwendung der Momentenmethode untersucht. Im Ergebnis tritt die Erstrissbildung bei allen untersuchten Lastfällen in Form des Versagens der unter der Fugenkerbe befindlichen Schicht auf („top down cracking“). Weiter sind bei allen untersuchten Lastfällen und einer im Vergleich zur derzeitigen Regellösung – Kerbtiefe  $t_k = 25$  % der Deckendicke – auf  $t_k = 10$  % der Deckendicke reduzierten Kerbtiefe (Alternativvariante) keine auffälligen zeitlichen Verschiebungen des Auftretens des ersten Maximums der errechneten Versagenswahrscheinlichkeit in der unter der

Fugenkerbe befindlichen Schicht zu verzeichnen. Lediglich die Maximalwerte der Versagenswahrscheinlichkeiten sind bei verringerten Kerbtiefen vermindert. In der Folge treten die bei auf  $t_k = 10\%$  bzw.  $t_k = 17,5\%$  der Deckendicke reduzierten Kerbtiefen errechneten risskritischen Spannungszustände rund  $\Delta t = 2\text{ h}$  später auf. Große Unterschiede zeigen sich jedoch bei der Berücksichtigung unterschiedlicher Streuungen auf der einwirkenden und widerstehenden Seite bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten mit der Momentenmethode bei den untersuchten, unterschiedlichen Kerbtiefen. Bei allen untersuchten Lastfällen führt eine schlechte Einbauqualität mit auf  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$  erhöhten Variationskoeffizienten bei der Alternativkerbtiefe von  $t_k = 10\%$  zu gesteigerten Versagenswahrscheinlichkeiten außerhalb der Kerbe.

Bei einer Herstellung der Betondecke am Vormittag bei warmer Witterung und großer Sonneneinstrahlung (Lastfall Herbst Morgen) ergeben sich nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen während des Zeitraums der Erstrissbildung positive Nullspannungstemperaturgradienten. Unter allen anderen untersuchten Witterungsrandbedingungen sind zu den risskritischen Zeiten negative Nullspannungstemperaturgradienten zu verzeichnen. Die positiven Nullspannungstemperaturgradienten beim Lastfall Herbst Morgen sind auf den großen Energieeintrag in Form von Globalstrahlung während des Zeitraums eines sehr großen Hydratationsfortschrittes im Zusammenhang mit einem noch großen Relaxationsvermögen des Betons und die Herstellung der Betondecke auf eine kalte Tragschicht zurückzuführen. Dies lässt die Nullspannungstemperaturen in den oberflächennahen Bereichen der Betondecke vergleichsweise stark ansteigen. Beim Lastfall Betoneinbau Sommer Mittag tritt die maximale Nullspannungstemperatur in halber Deckendicke auf. Die zur Ausbildung von positiven Nullspannungstemperaturgradienten erforderlichen Randbedingungen sind bei der Herstellung von Betondecken vormittags bei sonnig warmer Witterung gegeben. Wie zu erwarten ergeben sich in der Betondecke bei Hydratation unter diesen Witterungseinflüssen generell höhere Nullspannungstemperaturen als bei einem Betondeckeneinbau unter kühler Witterung. So liegen die Nullspannungstemperaturen beim Lastfall Spätherbst Abend zum Zeitpunkt der wahrscheinlichen Erstrissbildung im Bereich zwischen  $T_{\text{Null}} = 10^\circ\text{C}$  und  $T_{\text{Null}} = 12,5^\circ\text{C}$ , beim Lastfall Sommer Mittag hingegen wurden im risskritischen Zeitraum Werte zwischen  $T_{\text{Null}} = 37^\circ\text{C}$  und  $T_{\text{Null}} = 42,5^\circ\text{C}$  errechnet. Es muss aber darauf hingewiesen werden, dass sämtliche Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit mit den Stoffparametern des aus dem Zement CEM I 42,5 N

eines Herstellers gemischten Straßenbetons durchgeführt wurden, auch wurde das Gesteinskörnungsgemisch nicht variiert.

Die wahrscheinlichkeitsbasierte Beurteilung des Auftretens eines Hitzeschadens im Scheinfugenbereich einer Betondeckenkonstruktion unter der Temperaturbelastung eines heißen Sommertages unter Ansatz eines dreidimensionalen Versagensmodells zeigt, dass vor allem bei Kerbtiefen mit  $t_K > 25\%$  der Deckendicke die Wahrscheinlichkeit für eine Rissbildung in der Betondecke stark ansteigt. Eine dreidimensionale Betrachtung der Hauptspannungen ist erforderlich, da sich aufgrund der Temperaturbelastung in der Betondecke und der Querschnittsschwächung durch die Fugenkerbe im Nahbereich ein dreidimensionaler Spannungszustand ausbildet und die Konstruktion auf Querkraft versagt. Die Beurteilung des Spannungszustandes ist nur unter Berücksichtigung der dem Baustoff Beton eigentümlichen Abhängigkeit der ertragbaren deviatorischen Spannungen von den hydrostatischen Spannungen möglich. Dieser Umstand wurde unter Ansatz des Versagensmodells von Ottosen [98, 99] berücksichtigt. Die Berechnungen zeigen, dass mit zunehmender Kerbtiefe die Wahrscheinlichkeit für eine Schädigung des Betons im Scheinfugenbereich exponentiell zunimmt. Unter Ansatz der Stoffparameter aus einer mehr als 30 Jahre alten Betonfahrbahn ergibt der Ansatz der Temperaturbelastung an einem heißen Sommertag eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f \approx 10^{-6}$  bei einer Kerbtiefe von  $t_K = 25\%$  der Deckendicke. Dies entspricht den Anforderungen an ein Bauteil mit beachtlichen Folgen beim Versagen. [110] Bei einer auf  $t_K = 10\%$  der Deckendicke reduzierten Kerbtiefe ist die Versagenswahrscheinlichkeit um den Faktor 50 vermindert.

## 8.2 Schlussfolgerung

Im Vergleich zur derzeitigen Regellösung mit Kerbtiefen  $25\% \leq t_K \leq 30\%$  führen verringerte Kerbtiefen zu einem späteren Reißen der Betondecke im Scheinfugenbereich. Nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen ist bei allen im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Lastfällen auch bei einer Reduktion der Kerbtiefe auf  $t_K = 10\%$  der Deckendicke von einer Erstrissbildung unter der Kerbe auszugehen. Jedoch führt eine Erhöhung der Streuungen auf der einwirkenden und auf der widerstehenden Seite bei einer verringerten Kerbtiefe zu einer größeren Wahrscheinlichkeit wilder Rissbildung während der Hydratation. Dies stellt sich bei der Regelkerbtiefe von  $t_K = 25\%$  der Deckendicke differenziert dar, da die

Spannungszustände ein zur Kerbe hin treppenstufenartiges Zunehmen der Versagenswahrscheinlichkeit bewirken.

Das auf das erste Reißen einer Scheinfuge eines neu erstellten Betonfahrbahnabschnittes folgende Reißen der restlichen Scheinfugen in Abhängigkeit der Kerbtiefe konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht bewertet werden. Hierzu sind weitere Untersuchungen zum elastisch-plastischen Kontaktverhalten von Betondecken während der Hydratation auf unterschiedlichen Unterlagen wie Asphalttragschichten und Schottertragschichten erforderlich, da dieses von großer Bedeutung bezüglich der Entwicklung von Zwangsspannungen in einer Betondecke mit schon teilweise gerissenen Scheinfugen ist.

Die Anforderungen an die Kerbtiefe von Scheinfugen im Betriebszustand, bei dem eine verringerte Kerbtiefe verminderte Zwangsspannungen bewirkt, und bezüglich des planmäßigen Reißens während der Hydratation, welches möglichst frühzeitig durch Spannungsspitzen im Scheinfugenbereich induziert werden soll, unterscheiden sich. Auch bei den Betondecken mit einer Zementhydratation unter kühler, herbstlicher Witterung erfolgt nach den Ergebnissen dieser Arbeit bei einer auf  $t_k = 10\%$  der Deckendicke reduzierten Kerbtiefe mit großer Wahrscheinlichkeit eine Erstrissbildung unter der Fugenkerbe. Eine vergrößerte Gefahr der Entstehung von „Plattenpaketen“ mit großen Abmessungen (auch Paketreißen genannt) kann unter diesen Witterungsbedingungen bei verringerten Kerbtiefen nicht ausgeschlossen werden. Gerade aber bei den Betonfahrbahnen mit Zementhydratation unter kühler Witterung und mit geringer Sonneneinstrahlung ergeben sich unter heißer Witterung mit großer Temperaturbelastung im Betriebszustand aufgrund der niedrigen Nullspannungstemperatur große Zwangsspannungen und eine erhöhte Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Hitzeschäden im Scheinfugenbereich. Nach den Ergebnissen dieser Arbeit kann unter Ansatz von Stoffparametern von Betonfahrbahnen am Ende der Nutzungszeit von 30 Jahren durch die Reduktion der Kerbtiefe von  $t_k = 25\%$  auf  $t_k = 10\%$  der Deckendicke die Versagenswahrscheinlichkeit von  $P_f \approx 10^{-6}$  um den Faktor 50 vermindert werden.

Mit den Ergebnissen dieser Arbeit kann jedenfalls empfohlen werden, im Zuge von Versuchsstrecken die Kerbtiefe im Rahmen der Erstellung von Scheinfugen in unbewehrten Betonfahrbahnen auf eine Kerbtiefe von  $t_k = 10\%$  der Deckendicke zu reduzieren. Zur Vermeidung von Schäden in Folge wilder Rissbildung ist die Qualitätssicherung von großer Bedeutung. Sowohl die Streuung der Stoffparameter als

auch die Maßhaltigkeit der erstellten Bauteile haben Einfluss auf eine erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit außerhalb der Fugenkerbe. Untersuchungen zum erforderlichen Zeitpunkt der Kerbarbeiten wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. Eine unkontrollierte Rissbildung beispielsweise in einer auf einen Einbautag mit heißer Witterung und großer Sonneneinstrahlung folgenden Nacht aufgrund verspäteter Schneidarbeiten und damit Schäden in der Betondecke könnten jedenfalls durch das „early entry cut“-Verfahren mit verminderter Kerbtiefe vermieden werden.

## Literatur

- [1] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen. RDO Beton 09. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 497. FGSV, Köln, 2010.
- [2] Milachowski, C.; Stengel, T.; Gehlen, C.: Ökobilanz: Herstellung und Nutzung eines Autobahnabschnitts. Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TU München, Erkrath, 2010.
- [3] Taylor, G.; Patten, J.: Effects of Pavement Structure on Vehicle Fuel Consumption. <http://road-transport-technology.org/conferenceproceedings/2000s/ishvwd-9/> (Abruf: 09.04.2018).
- [4] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. RStO 12. FGSV R1, Regelwerke, Heft 499. FGSV Verl., Köln, 2012.
- [5] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Betonfahrbahnen. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. Ernst, Berlin, 2003.
- [6] Eisenmann, J.; Leykauf, G.; Lempe, U.: Experimentelle Untersuchungen an Betonfahrbahndecken. Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 114. Bonn, 1971.
- [7] Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton. Forschungsges. für das Straßenwesen, Köln, 1972.
- [8] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. ZTV Beton-StB 07/ Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Betonbauweisen. FGSV R1, Regelwerk, Heft 899. FGSV-Verl., Köln, 2008.
- [9] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen. ZTV Fug-StB 15. FGSV-Verl., Bonn, 2016.
- [10] Eger, W.: ZTV/TL Beton-StB. Fassung 2007; Handbuch und Kommentar mit Kompendium Bauliche Erhaltung; unter Berücksichtigung der nationalen und europäischen Regelwerke. Kirschbaum, Bonn, 2010.

- [11] Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie: Fugen in Betonfahrbahnen. RVS 08.17.04. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr.
- [12] Eisenmann, J.; Gnad, H.: Experimentelle Ermittlung der Knickkraft bei Betonstraßen mit unterschiedlicher Fugenausbildung. Forschungsbericht Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 145. Bundesminister für Verkehr Abt. Straßenbau, Bonn, 1973.
- [13] Lechner, B.: Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken, Techn. Univ., Diss.--München, 1996. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 69. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der Techn. Univ, München, 1996.
- [14] Eisenmann, J.; Lempe, U.: Forschungsbericht über die Ermittlung des Einflusses gekerbter Scheinfugenausbildung auf die Rißentstehung an Scheinfugen. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, 1975.
- [15] Zachlehner, A.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen durch Einflüsse aus Hydratation und Witterung. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 57. Lehrstuhl u. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen d. Techn. Univ, München, 1989.
- [16] Roads and traffic 2000. Proceedings = Routes et circulation routière pour l'an 2000 = Straßen und Verkehr 2000. Köln, 1988.
- [17] Weingart, W.; Jacob, L.: Bau einer Fließbetonversuchsstrecke mit Konsolscheinfugen. Straße und Autobahn 43 (1992), S. 24–26.
- [18] Förster, M.-O.: Temperaturbedingte Beanspruchung von Betonfahrbahnen, @Hannover, Univ., Diss., 2005.
- [19] Federal Highway Administration (FHWA): Concrete pavement joints. Technical Advisory, T 5040.30. Washington, DC, 1990.
- [20] Zollinger, D. G.; Tang, T.; Xin, D.: Sawcut Depth Considerations for Jointed Concrete Pavement Based on Fractur Mechanics Analysis. Transportation Research Record (1994), Heft 1449, S. 91–100.
- [21] Choynecki, P. E.: Evaluation of Early Entry Sawing of PCC Pavement, 2001.

- [22] Krstulovich, Jr., J. M.; Van Dam, T.; Smith, K. D. et al.: Evaluation of Potential Long-Term Durability of Joints Cut With Early-Entry Saws on Rigid Pavements. *Transportation Research Record* 2235 (2011), S. 103–112.
- [23] Gaedicke, C.; Villalobos, S.; Roesler, J. et al.: Fracture Mechanics Analysis for Saw Cutting Requirements of Concrete Pavements. *Transportation Research Record* (2007), Heft 2020, S. 20–29.
- [24] Raoufi, K.; Radlinska, A.; Nantung, T. et al.: Methodology for Determining the Timing of Saw Cutting in Concrete Pavements. *Transportation Research Record* 2081 (2008), S. 110–117.
- [25] Zollinger, D. G.: The Case for Early-Entry Saws. *Concrete Construction* (2001), Heft 2, S. 48–53.
- [26] Wang, K.; Hu, J.; Bektas, F. et al.: Crack Development in Ternary Mix Concrete Utilizing Various Saw Depths. Ames, USA, 2009.
- [27] Smith, P. E.: Early-Entry Sawing of Portland Cement Concrete Pavements, TechBrief. U.S. Department of Transportation, Washington, DC, 2007.
- [28] Kerr; Arnold: Assessment of Concrete Pavement Blowups. *Journal of Transportation Engineering* (1997), Heft 2, S. 123–131.
- [29] Autobahndirektion Südbayern: A 92, Oberschleißheim-Unterschleißheim, Ersatz des 1. Fahrstreifens und Seitenstreifens. Fotodokumentation. Autobahndirektion Südbayern, 2015.
- [30] Deutscher Wetterdienst: Die Globalstrahlung.  
<https://www.dwd.de/DE/leistungen/solarenergie/globalstrahlung.html>.
- [31] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Technische Lieferbedingungen für flüssige Beton-Nachbehandlungsmittel. TL NBM-StB 09. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 814. FGSV-Verl., Köln, 2009.
- [32] TBR Technologiezentrum GmbH & Co. KG: Sortenausdruck C30/37 C1GK22. Auszug aus dem Betoneinbaukonzept A9 / Nürnberg - München Ausbau der Rastanlage Fürholzen Ost, Bickhardt Bau Aktiengesellschaft; Austauschseite vom 15. Juli 2016. TBR Technologiezentrum GmbH & Co. KG, 2016.
- [33] Agrarmeteorologie Bayern: Wetterstation Freising (LfL).  
<http://www.am.rlp.de/Internet/AM/NotesBAM.nsf/bamweb/89952241408487f9c12573920045299b?OpenDocument>.

- [34] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweisen. ZTV BEB-StB. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 898. FGSV-Verl., Köln, 2015.
- [35] ABE Bauprüf- und -beratungsgesellschaft mbH: Erstprüfung Beton nach TL Beton-StB 07. unter Berücksichtigung der AL Sp-Beton 06, Anlage 53/359/16-1. ABE Bauprüf- und -beratungsgesellschaft mbH, 2017.
- [36] Agrarmeteorologie Bayern: Wetterstation Karolinenfeld (LfL).  
<http://www.am.rlp.de/Internet/AM/NotesBAM.nsf/bamweb/b25e8f8e5f1c39f8c1257393002e12bc?OpenDocument>.
- [37] Betonwerk Neuner: Frisch- und Festbetonprüfung. Erstprüfung C 30/37 F1-2. Betonwerk Neuner, 2017.
- [38] Hiller, E.: Auswirkungen von Temperatur- und Feuchteverläufen in jungen Betondecken, 2001.
- [39] Archie, G. E.: The Electrical Resistivity Log as an Aid in Determining Some Reservoir Characteristics. Transactions of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineers 146 (1942), S. 54–62.
- [40] Janssen, D. J.: Moisture in Portland Cement Concrete. Transportation Research Record (1987), Heft 1121, S. 40–44.
- [41] DIN EN 12390-1, Prüfung von Festbeton, Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen.
- [42] DIN EN 12390-2, Prüfung von Festbeton, Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen.
- [43] Röhling, S.: Betonbau. Fraunhofer IRB-Verl., Stuttgart, 2012.
- [44] DIN EN 12390-3, Prüfung von Festbeton, Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.
- [45] DIN EN 12390-13, Prüfung von Festbeton, Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul).
- [46] Bunke, N.: Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 422. Beuth, Berlin, 1991.
- [47] Illguth, S.; Lowke, D.; Gehlen, C.: Effiziente Schalenträgerwerke aus funktional gradierten Betonfertigteilen. Funktionale Gradierung, Schalungs- und Herstelltechnologie unter Berücksichtigung der Segmenttopologie. In: Scheerer, S.; Curbach, M. (Hrsg.): Leicht bauen mit Beton. Forschung im Schwerpunktprogramm 1542 ; Förderphase 1, S. 152–161. Dresden, 2014.

- [48] Hubeny, K.: Die Klotoide. Formeln, Tafeln und Beispiele. Mitteilungen der geodätischen Institute der Technischen Universität Graz. Graz, 1980.
- [49] Müller, H. S.; Kvitsel, V.: Kriechen und Schwinden von Beton. Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. Beton und Stahlbetonbau 97 (2002), Heft 1, S. 8–19.
- [50] Laube, M.: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter, @Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 1990.
- [51] Röhling, S.: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme. Edition Beton. Verl. Bau + Technik, Düsseldorf, 2009.
- [52] Zeitler, W.: Untersuchungen zu Temperatur- und Spannungszuständen in Betonbauteilen infolge Hydratation.
- [53] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Eurocode 2 - design of concrete structures = Eurocode 2 - calcul des structures en béton. Deutsche Norm. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2011.
- [54] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone. [Schriftenreihe / Otto-Graf-Institut, H.] 3. Otto-Graf-Institut, Stuttgart-Vaihingen, 1962.
- [55] Weigler, H.; Karl, S.: Junger Beton. Beanspruchung - Festigkeit - Verformung. Betonwerk+Fertigteil-Technik 40 (1974), 6 und 7, 392–401 und 481-484.
- [56] Czernin, W.: Zementchemie für Bauingenieure. Bauverl., Wiesbaden & Berlin, 1977.
- [57] Springenschmid, R.; Nischer, P.: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973), Heft 9, S. 221–226.
- [58] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.; Mangold, M.: Development of the cracking frame and the temperature-stress testing machine. In: Springenschmid, R. (Hrsg.): Thermal cracking in concrete at early ages. RILEM proceedings, Heft 25, S. 137–144. E & FN Spon, London, 1995.
- [59] Henning, O.; Knöfel, D.: Baustoffchemie. Eine Einführung für Bauingenieure und Architekten; mit 104 Tafeln und zahlreichen Übungsbeispielen. Verl. Bauwesen, Berlin, 2002.

- [60] Willems, W. M. (Hrsg.): Lehrbuch der Bauphysik. Schall - Wärme - Feuchte - Licht - Brand - Klima. Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH; Springer Vieweg, Wiesbaden, 2017.
- [61] Ge, Z.; Wang, K.; Gao, Z.: Prediction of Pavement Concrete Strength Development, Joint Sawing, and Opening Time Using FEMLAB. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 26 (2012), Heft 2, S. 162–169.
- [62] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile, Zugl.: Darmstadt, Techn. Hochsch., Habil.-Schr. : 1990. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52. Beton-Verl., Düsseldorf, 1991.
- [63] Gutsch, A.-W.; Rostásy, F. S.: Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 155. IBMB Bibliothek, Braunschweig, 2001.
- [64] Euro-International Committee for Concrete: CEB-FIP model code 1990. Design code. Bulletin d'information / Comité Euro-International du Béton, 213/214. Telford, London, 1993.
- [65] Breitenbücher, R. K.: Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme. München, 1989.
- [66] Schöppel, K.; Springenschmid, R.: The effect of thermal deformation, chemical shrinkage and swelling on restraint stresses in concrete at early ages. In: Springenschmid, R. (Hrsg.): Thermal cracking in concrete at early ages. RILEM proceedings, Heft 25, S. 213–220. E & FN Spon, London, 1995.
- [67] Mangold, M.: Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation, Techn. Univ., Diss.--München, 1994. Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft 1, 1994. Baustoffinstitut, München, 1994.
- [68] Sachs, L.: Angewandte Statistik. Anwendung statistischer Methoden. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, s.l., 1999.
- [69] Freiesleben, H. P.; Pedersen, J.: Maleinstrument til kontrol af betons haerdening. *Nordisk Betong* (1977), Heft 1, S. 21–25.
- [70] Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton- und Spannbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 62 (1967), 10, 11, 230-238 (H.10), 261-269 (H.11).
- [71] Deutsches Institut für Normung: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. DIN EN 1992-1-1 = General rules and rules for buildings = Règles

- générales et règles pour les bâtiments = Règles générales et règles pour les bâtiments. Deutsche Norm, DIN EN 1992-1-1. Beuth, Berlin, 2011.
- [72] Rostásy, F. S.; Krauß, M.; Gutsch, A.-W.: Spannungsberechnung und Risskriterien für jungen Beton - Methoden des IBMB. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 156. IBMB Bibliothek, Braunschweig, 2001.
- [73] Nolting, E. H.: Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärmedehnzahlen junger Betone, Zugl.: Hannover, Univ., Diss., 1988. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Heft 56. Inst, Hannover, 1989.
- [74] Emborg, M.: Thermal Stresses in concrete structures at early ages. Doctoral Thesis. University of Luleå, Heft 73. Luleå, 1989.
- [75] Westergaard, H. M.: Analysis of stresses in concrete roads caused by variations of temperature. *public roads* 8 (1927), Heft 3, S. 54–59.
- [76] Meier, H.; Eisenmann, J.; Koroneos, E.: Beanspruchung der Strasse unter Verkehrslast. Forschungsarbeiten aus dem Strassenwesen, N.F., 76. Kirschbaum, Bad Godesberg, 1968.
- [77] Odemark, N.: Undersökning av elasticitetsegenskaperna hos olika jordarter samt teori för beräkning av beläggningar enligt elasticitetsteorin. Investigations as to the elastic properties of soils and design of pavements according to the theory of elasticity. *Meddelande / Statens Väginstytut*, Heft 77. Stockholm, 1949.
- [78] Maurer, R.; Kattenstedt, S.; Gleich, P. et al.: Nachrechnung von Betonbrücken - Verfahren für die Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie. Tragsicherheitsbeurteilung von Bestandsbauwerken. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 1120. Fachverlag NW in der Carl Schünemann Verlag GmbH, Bremen, 2016.
- [79] Nasdala, L.: FEM-Formelsammlung Statik und Dynamik. Hintergrundinformationen, Tipps und Tricks. Springer Vieweg, Wiesbaden, 2015.
- [80] Weil, G.: Die Formänderungen von Betonfahrbahnplatten und Folgerungen für die Straßenkonstruktion. *Beton* 14 (1964), Heft 7, S. 277–284.
- [81] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinien für die Anlage von Autobahnen. RAA. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 202. FGSV-Verl., Köln, 2008.
- [82] Maitra, S. R.; Reddy, K. S.; Ramachandra, L. S.: Experimental Evaluation of Interface Friction and Study of its Influence on Concrete Pavement Response. *Journal of Transportation Engineering* (2009), Heft 8, S. 563–571.

- [83] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 229. Ernst in Komm, Berlin, 1973.
- [84] Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P. E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research* 6 (1979), Heft 6, S. 773–781.
- [85] Eierle, B.; Schikora, K.: Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme - Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 512. Beuth, Berlin, 2000.
- [86] Rüschi, H.; Sell, R.; Rackwitz, R.: Statistische Analyse der Betonfestigkeit. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 206. Ernst, Berlin, 1969.
- [87] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Springer, Vienna, 1992.
- [88] Rostásy, F. S.; Krauß, M.; Gutsch, A.-W.: Spannungsberechnung und Risskriterien für jungen Beton - Methoden des IBMB. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 156. IBMB Bibliothek, Braunschweig, 2001.
- [89] Eger, W.: Langzeitverhalten von Betonstrassen. Eine Untersuchung mit statistischen und wahrscheinlichkeitstheoretischen Methoden, Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 1995. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 68. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der Techn. Univ, München, 1995.
- [90] Rogg, D.: Asphalt einbauqualität unter Einsatz thermoisolierter Transportfahrzeuge am Beispiel einer Autobahndeckenbaustelle auf der A 96. Bachelor's Thesis am Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, 2016.
- [91] Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen. Grundwissen für Ingenieure. Verl. der Fachvereine; Teubner, Zürich, Stuttgart, 1994.
- [92] Benjamin, J. R.; Cornell, C. A.: Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers. McGraw-Hill, New York, 1970.
- [93] Abramowitz, M.; Stegun, I. A. (Hrsg.): Handbook of mathematical functions. With formulas, graphs, and mathematical tables. Dover Publ, New York, 1972.
- [94] Springenschmid, R.; Hiller, E.: Einfluß der Temperatur während der Nachbehandlung von Betondecken. *Straße und Autobahn* (1999), Heft 3, S. 130–132.

- [95] Eibl, J.; Aschl, H.: Concrete under multiaxial states of stress constitutive equations for practical design. Synthesis report. Bulletin d'information. Comité Européen du Béton, Heft 156. Comité Euro-International du Béton, Paris, 1983.
- [96] Speck, K.: Beton unter mehraxialer Beanspruchung. Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung, Zugl.: Dresden, Techn. Univ., Diss., 2008. Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 16. Inst. für Massivbau Techn. Univ, Dresden, 2008.
- [97] Kiener, G.: Tensor Analysis. Course material. München, 2000.
- [98] Saabye Ottosen, N.; Ristinmaa, M.: The mechanics of constitutive modeling. Elsevier, Amsterdam, 2005.
- [99] Ottosen, N. S.: A Failure Criterion for Concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE 103 (1977), S. 527–535.
- [100] International Federation for Structural Concrete: Model Code 2010. First complete draft Volume 1. Bulletin / International Federation for Structural Concrete Draft model code, Heft 55. International Federation for Structural Concrete, Lausanne, 2010.
- [101] Dahl, K. K. B.: A failure criterion for normal and high strength concrete, Zugl.: Lyngby, Techn. Univ., Diss. (Teil) : 1992. Serie R / Afdelingen for Baerende Konstruktioner, Danmarks Tekniske Højskole, Heft 286. Techn. Univ, Lyngby, 1992.
- [102] Weber, M.: Dreidimensionale Analyse von unbewehrtem Beton mit nichtlinear-elastischem Materialgesetz, @Berlin, Techn. Univ., FB 07 - Bauingenieur- u. Vermessungswesen, Diss.: 1983. Forschungsberichte der Bundesanstalt für Materialprüfung, BAM, Heft 91. Berlin, 1983.
- [103] Springenschmid, R.: Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärem im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984), Heft 10, S. 263–269.
- [104] Oberbeck, N.; Duddeck, H.; Ahrens, H.: Instationärer Transport von Wärme, Feuchte und Schadstoffen in Beton: Theorie, Numerik, Beispiele. Bauingenieur 71 (1996), Heft 1, S. 163–171.
- [105] Oberbeck, N.: Instationärer Wärme-Feuchte-Schadstoff-Transport in Beton. Theorie und Berechnung, Zugl.: Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 1995. Bericht / Institut für Statik, Technische Universität Braunschweig, Nr. 79. Inst. für Statik, Braunschweig, 1995.

- 
- [106] Burke Jr., M. P.: Pavement Pressure Generation Neglected Aspect of Jointed Pavement Behavior. Transportation Research Record 1627 (1998), S. 22–28.
- [107] Wicke, M.: Betondecken-Meßstrecke Golling. 2. Teil, Schlußbericht. 9 Abb. u. 4 Tab. Straßenforschung, Heft 222. Wien, 1983.
- [108] Villaret, S.: Hitzeschäden auf südbayerischen Betonautobahnen, nicht veröffentlichter Bericht, 2014.
- [109] Ebersperger, M.: Statistische Auswertung von Dicken und Festigkeitswerten alter Betondecken, Bachelor's Thesis, 2017.
- [110] Pauser, A.: Sicherheitserwartungen im Bauwesen. Gedanken zur Problematik. Zement und Beton 26 (1981), Heft 4, S. 146–158.

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Stoffparameter, Mechanische Modelle, maßgebende kritische Spannungszuständen und durchgeführte Untersuchungen während der Hydratation und im Betriebszustand.....	12
Abbildung 2.1: Ausschnitt einer Querscheinfuge in Fahrbahndecken aus Beton nach [9] .....	15
Abbildung 2.2: Hitzeschaden im Großversuchsstand nach [12] .....	16
Abbildung 2.3: Art der Fugeneinlage und Spannungsverhältnisse beim Bruch in Abhängigkeit der Querschnittsschwächung nach [14] .....	17
Abbildung 2.4: Wahrscheinlichkeit für das Eintreten eines Risses im Fugenebereich getrennt nach reiner Zugbeanspruchung und reiner Biegebeanspruchung nach [15] ..	18
Abbildung 2.5: Überdeckte Fuge mit wechselseitig profilierter Fugeneinlage nach Guericke in [16].....	19
Abbildung 2.6: Bestimmung der Kerbtiefe nach [20].....	20
Abbildung 2.7: Anzahl der gerissenen Querscheinfugen in Abhängigkeit der Zeit nach Herstellung auf Datengrundlage von [26].....	23
Abbildung 2.8: Keilförmige Risse im unteren Scheinfugenebereich [29] .....	24
Abbildung 2.9: Gleichgewichtskurven für eine Betondecke mit einer gelenkigen Fuge nach [28] .....	25
Abbildung 3.1: Horizontale Lage der Messkanäle Lastfall 1 .....	28
Abbildung 3.2: Aufbau zur Sensorfixierung.....	28
Abbildung 3.3: Temperaturen in der Betondecke Lastfall 1, Wetterdaten nach [33].....	30
Abbildung 3.4: Vertikale Temperaturprofile Lastfall 1 .....	31
Abbildung 3.5: Horizontale Lage der Messkanäle Lastfall 2 .....	32
Abbildung 3.6: Temperaturen in der Betondecke Lastfall 2, Wetterdaten nach [33].....	33
Abbildung 3.7:Vertikale Temperaturprofile Lastfall 2 .....	34
Abbildung 3.8: Horizontale Lage der Messkanäle Lastfall 3 .....	35
Abbildung 3.9:Aufbau zur Sensorfixierung Lastfall 3 .....	36
Abbildung 3.10: Temperaturen in der Betondecke Lastfall 3 .....	37
Abbildung 3.11: Vertikale Temperaturprofile Lastfall 3 .....	38
Abbildung 3.12: Horizontale Lage der Messkanäle Lastfall 4 .....	40
Abbildung 3.13: Aufbau zur Sensorfixierung Lastfall 4 .....	40
Abbildung 3.14: Temperaturen in der Betondecke Lastfall 4 .....	41
Abbildung 3.15: Vertikale Temperaturprofile Lastfall 4 .....	42

Abbildung 3.16: Verhältnis elektrischer Widerstand unter vollständiger Sättigung zu Teilsättigung Lastfall 4.....	43
Abbildung 3.17: Vertikale Profile des elektrischen Widerstandes Lastfall 4 .....	44
Abbildung 4.1: Prüfzyklus zur Bestimmung von $E_{anf}$ und $E_{stab}$ – Alter 48 h, Prüfkörper 1 .....	50
Abbildung 4.2: Mittelwerte und Entwicklungsfunktionen für $E_{anf}$ und $E_{stab}$ .....	51
Abbildung 4.3: Schnitt durch den Zugprobekörper .....	53
Abbildung 4.4: Errechnete Koordinaten und Krümmung im Klothoidenbereich .....	54
Abbildung 4.5: Finite-Elemente-Analyse eines Zugversuchs zum Prüfzeitpunkt 24 h .	55
Abbildung 4.6: Normform mit Inlay .....	56
Abbildung 4.7: Nach Versuchsdurchführung zusammengesetzter Prüfkörper mit Lasteinleitungsplatten.....	56
Abbildung 4.8: Mittelwerte und Entwicklungsfunktionen der Zylinderdruckfestigkeit und zentrischen Zugfestigkeit.....	57
Abbildung 4.9:Definition der Dehnungskomponenten von Beton im Einstufen-Kriechversuch nach [49].....	58
Abbildung 4.10: Totlastrahmen und temperierbare Kiste zur Durchführung der Kriechversuche.....	60
Abbildung 4.11: Kriechkörper und Schwindkörper .....	60
Abbildung 4.12: Einzelwerte zur Regression und Kriechfunktion für $t_0 = 24$ h .....	60
Abbildung 4.13: $\varphi(t_0)$ in Abhängigkeit von $f_{c,m}(t_0)$ .....	61
Abbildung 4.14:Versuchsaufbau zur Bestimmung der Querdehnzahl.....	62
Abbildung 4.15: Querdehnzahl, Längsdehnung, Querdehnung und Lasten .....	62
Abbildung 4.16: Vergleichende Darstellung der Entwicklungsfunktionen des Elastizitätsmoduls, der Druckfestigkeit, der zentrischen Zugfestigkeit und der Grundkriechzahl .....	64
Abbildung 5.1: Im Reißrahmenversuch ermittelte Temperatur- und Spannungsentwicklung während der Hydratation nach [57] und [58] .....	66
Abbildung 5.2: Qualitativer Verlauf der Wärmefreisetzungsrate bei der Hydratation von Tricalciumsilicat mit zeitlicher Angabe der Perioden für Portlandzement nach [59].....	67
Abbildung 5.3: Thermische und nicht-thermische Dehnungen, Spannungen und E-Modul-Entwicklung nach [66] .....	70
Abbildung 5.4: Unterteilung der Spannungen bei der Abkühlung einer Betonplatte von oben unter vollständiger Behinderung der Verformungen und Annahme einer über den Querschnitt konstanten Nullspannungstemperatur nach [67] .....	71

Abbildung 5.5: Superpositionsprinzip nach [70] .....	76
Abbildung 5.6: Reißrahmen mit Temperaturregelung nach [67] .....	78
Abbildung 5.7: Statisches System des Reißrahmens nach [67] .....	79
Abbildung 5.8: Spannungen, Temperaturen, Wärmedehnzahl und Zugfestigkeit beim Reißrahmenversuch .....	81
Abbildung 5.9: Entwicklung der Wärmedehnzahl eines aus einem Zement PZ 35F hergestellten Betons nach [73] .....	81
Abbildung 5.10: Lamellenverfahren nach [74] .....	83
Abbildung 5.11: Gekerbte und nicht gerissene Betondecke .....	87
Abbildung 5.12: Mehrschichtensystem .....	87
Abbildung 5.13: Verfahren zur Bestimmung der instationären Nullspannungstemperaturprofile .....	90
Abbildung 5.14: Schublocking bei linearen Ansatzfunktionen nach [79] .....	91
Abbildung 5.15: Gegenüberstellung der Spannungen im Reißrahmenversuch unter vollständiger Dehnungsbehinderung und der Finite-Elemente-Berechnung .....	92
Abbildung 5.16: Mit dem Superpositionsprinzip und über die Nullspannungstemperatur errechnete Spannungen beim Reißrahmenversuch sowie Nullspannungstemperaturverlauf, Wärmedehnzahl und Betontemperatur .....	93
Abbildung 5.17: Finite-Elemente-Modell zum Rissnachweis .....	95
Abbildung 5.18: Festigkeit des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung nach [83] .....	96
Abbildung 5.19: Fiktives Rissmodell nach Hillerborg [84] .....	96
Abbildung 5.20: tension-softening nach Hillerborg [84] .....	96
Abbildung 5.21: Zweidimensionale Verteilungsdichte nach [91] .....	98
Abbildung 5.22: Definition des Sicherheitsindex nach Cornell nach [91] .....	99
Abbildung 6.1: Vertikale Lage der Schnitte zur Auswertung der Spannungen .....	102
Abbildung 6.2: Schichtspannungen, Zugfestigkeit und Nullspannungstemperaturen beim Lastfall 1, $t_K = 25\%$ .....	103
Abbildung 6.3: Nullspannungstemperaturprofile beim Lastfall 1 .....	104
Abbildung 6.4: Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 1, $t_K = 10\%$ , $Var_R = Var_S = 0,15$ .....	105
Abbildung 6.5: Versagenswahrscheinlichkeiten am 24.08.2016 um 02:30 Uhr beim Lastfall 1, $t_K = 25\%$ , $Var_R = Var_S = 0,15$ und $Var_R = Var_S = 0,3$ .....	106
Abbildung 6.6: Versagenswahrscheinlichkeiten am 24.08.2016 um 04:30 Uhr beim Lastfall 1, $t_K = 10\%$ , $Var_R = Var_S = 0,15$ und $Var_R = Var_S = 0,3$ .....	106

Abbildung 6.7: Schichtspannungen, Zugfestigkeit und Nullspannungstemperaturen beim Lastfall 2, $t_K = 25\%$ .....	108
Abbildung 6.8: Nullspannungstemperaturprofile beim Lastfall 2 .....	108
Abbildung 6.9: Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 2, $t_K = 10\%$ , $Var_R = Var_S = 0,15$ .....	109
Abbildung 6.10: Versagenswahrscheinlichkeiten am 19.11.2016 um 21:00 Uhr beim Lastfall 2, $t_K = 10\%$ , $Var_R = Var_S = 0,15$ und $Var_R = Var_S = 0,3$ .....	110
Abbildung 6.11: Schichtspannungen, Zugfestigkeit und Nullspannungstemperaturen beim Lastfall 3, Kerbtiefe $t = 25\%$ .....	111
Abbildung 6.12: Nullspannungstemperaturprofile Lastfall 3 .....	111
Abbildung 6.13: Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 3, $t_K = 10\%$ , $Var_R = Var_S = 0,15$ .....	112
Abbildung 6.14: Versagenswahrscheinlichkeiten am 16.08.2017 um 02:40 Uhr beim Lastfall 3, $t_K = 10\%$ , $Var_R = Var_S = 0,15$ und $Var_R = Var_S = 0,3$ .....	113
Abbildung 6.15: Schichtspannungen, Zugfestigkeit und Nullspannungstemperaturen beim Lastfall 4, Kerbtiefe $t = 25\%$ .....	114
Abbildung 6.16: Nullspannungstemperaturprofile Lastfall 4 .....	114
Abbildung 6.17: Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 4, $t_K = 10\%$ , $Var_R = Var_S = 0,15$ .....	116
Abbildung 6.18: Versagenswahrscheinlichkeiten am 08.09.2017 um 21:40 Uhr beim Lastfall 4, $t_K = 10\%$ , $Var_R = Var_S = 0,15$ und $Var_R = Var_S = 0,3$ .....	116
Abbildung 7.1: Temperaturen in der Betondecke, Wetterdaten nach [33] .....	120
Abbildung 7.2: Vertikales Temperaturprofil mit Messwerten und quadratischer Regression am 06.07.2017 um 15:45 Uhr .....	121
Abbildung 7.3: Spannungstrajektorien im Querscheinfugenbereich nach [6].....	122
Abbildung 7.4: Ausgewählte Meridiane der dreiaxialen Versagensoberfläche und zweiaxiale Versagensfläche nach [95] und dreiaxiale Versagensoberfläche mit Deviatorebene nach [96] .....	122
Abbildung 7.5: hardening-softening nach [98].....	126
Abbildung 7.6: Zentraler Sicherheitsfaktor und Ottosenkriterium bei $\theta = 0$ .....	127
Abbildung 7.7: Zentraler Sicherheitsfaktor und Ottosenkriterium bei $\theta = 60^\circ$ .....	127
Abbildung 7.8: Beanspruchungszahl zum Spannungspunkt S nach [102].....	128
Abbildung 7.9: Hypothetische Entwicklung der maximalen jährlichen Zwangsspannung in unbewehrten Betondeckensystemen nach [106].....	130
Abbildung 7.10: Zeitlicher Verlauf der Nullspannungstemperatur nach [107] .....	131

---

Abbildung 7.11: Nullspannungstemperaturprofile im Betriebszustand.....	132
Abbildung 7.12: Untersuchungsmodell Betriebszustand.....	134
Abbildung 7.13: Maximale 1. Hauptspannung, zugehörige 2. und 3. Hauptspannungen und Ottosen-Kriterium beim Nullspannungstemperaturprofil I und Stoffparameterkombination A.....	135
Abbildung 7.14: Maximale 1. Hauptspannung, Ottosen-Kriterium und Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Kerbtiefe, Nullspannungstemperaturprofil II und Stoffparameterkombination A.....	136
Abbildung 7.15: Maximale 1. Hauptspannung, Ottosen-Kriterium und Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Kerbtiefe, Nullspannungstemperaturprofil II und Stoffparameterkombination B.....	137

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Betonzusammensetzung Lastfall 1 nach [32].....	27
Tabelle 3.2: Vertikale Sensorlage Lastfall 1 .....	28
Tabelle 3.3: vertikale Sensorlage Lastfall 2.....	32
Tabelle 3.4: vertikale Sensorlage Lastfall 3.....	35
Tabelle 3.5: Betonzusammensetzung Lastfall 3 nach [35].....	36
Tabelle 3.6: Betonzusammensetzung Lastfall 4 nach [37].....	39
Tabelle 3.7: Vertikale Sensorlage Lastfall 4 .....	40
Tabelle 4.1: Alter, Stichprobenzahl, Variationskoeffizient und Druckfestigkeit.....	49
Tabelle 4.2: Alter, Stichprobenzahl, Variationskoeffizient und anfänglicher und stabilisierter Elastizitätsmodul .....	50
Tabelle 4.3: Alter, Stichprobenzahl, Variationskoeffizient und zentrische Zugfestigkeit.....	57
Tabelle 4.4: $t_0$ , $\varphi(t_0)$ und Funktionswerte für $f_{c,m}(t_0)$ .....	61
Tabelle 6.1: Untersuchte Einwirkungen, Variationskoeffizienten und Kerbtiefen .....	101
Tabelle 7.1: Nullspannungstemperaturen im Betriebszustand.....	132
Tabelle 7.2: Stoffparameter Betriebszustand .....	132

## Anlagenverzeichnis

A. 1.	Messaufbauten zur Temperaturmessung im Oberbau mit Betondecken.....	162
A. 2.	Messwerte während der Hydratation .....	165
A. 3.	Wetterdaten zum Zeitraum der Temperaturmessungen während der Hydratation.....	170
A. 4.	Reißen der Querscheinfugen beim Lastfall 1.....	174
A. 5.	Bestimmung Elastizitätsmodul .....	175
A. 6.	Durchführung des Versuchs zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit	180
A. 7.	Kriechversuch .....	181
A. 8.	Ergebnisse Spaltzugversuch Betonalter 28 d .....	182
A. 9.	Korrelationskoeffizienten der quadratischen Regression der während der Hydratation gemessenen Temperaturprofile.....	183
A. 10.	Entwicklung der zeitabhängigen Stoffparameter im Mehrschichtenmodell bei den untersuchten Lastfällen.....	185
A. 11.	Spannungen bei der Berechnung der Nullspannungstemperatur .....	193
A. 12.	Spannungen und Versagenswahrscheinlichkeiten im Kerbbereich .....	194
A. 13.	Längsschnitte im Kerbbereich.....	198
A. 14.	Messwerte im Betriebszustand und deren Auswertung .....	201
A. 15.	Untersuchungen zur Kerbtiefe im Betriebszustand.....	204

# Anlagen

## A. 1. Messaufbauten zur Temperaturmessung im Oberbau mit Betondecken



Messaufbau beim Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend



Messaufbau beim Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend

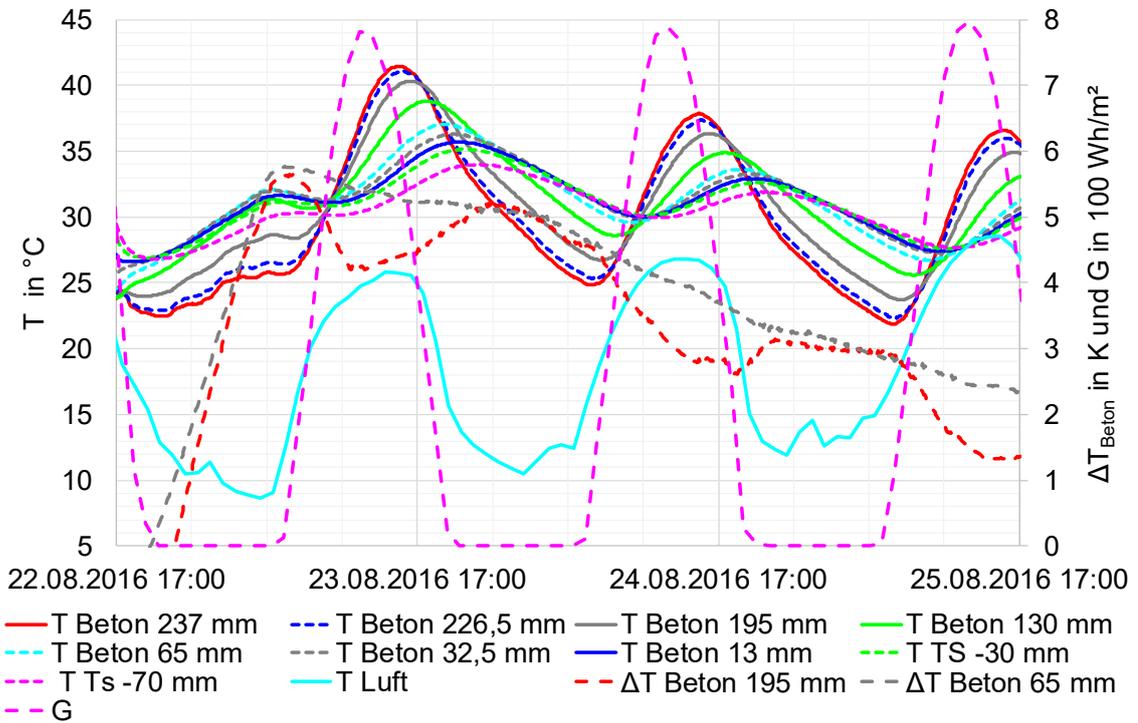


Messaufbau beim Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag

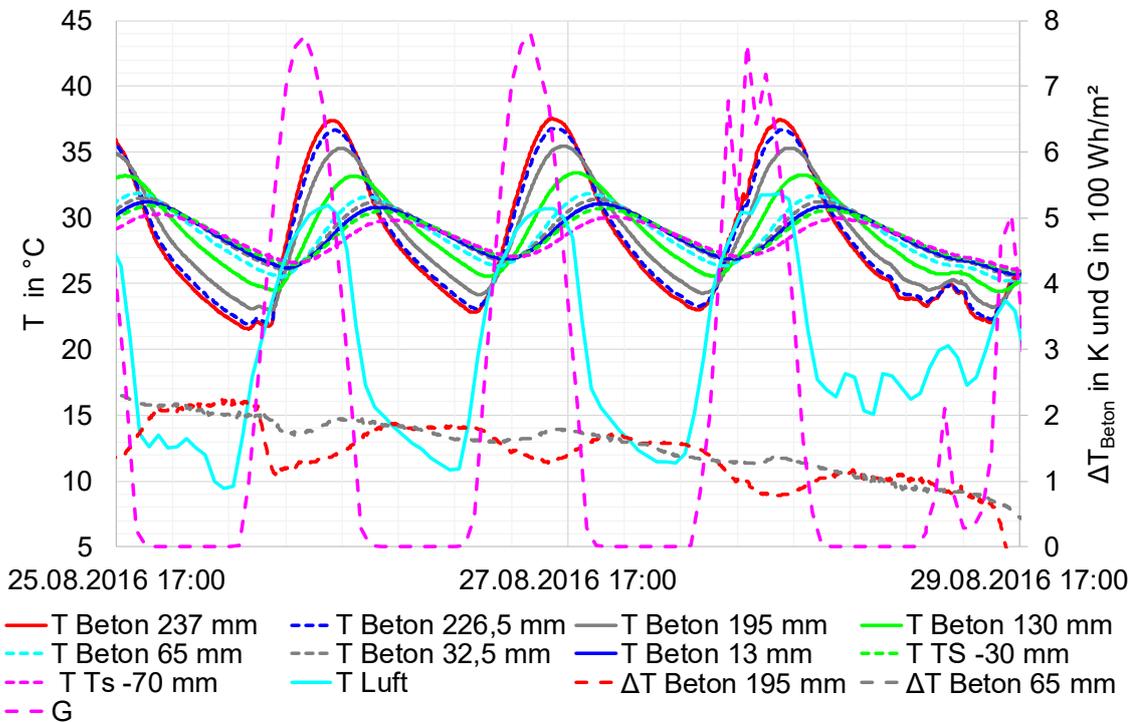


Messaufbau beim Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen

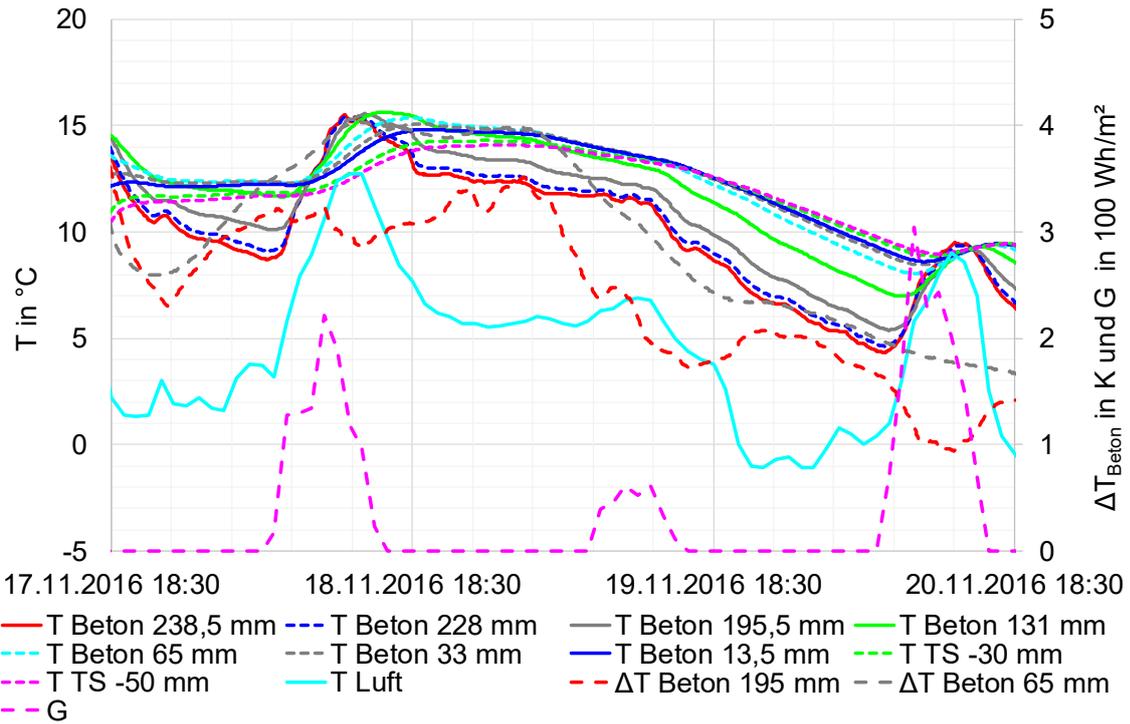
**A. 2. Messwerte während der Hydratation**



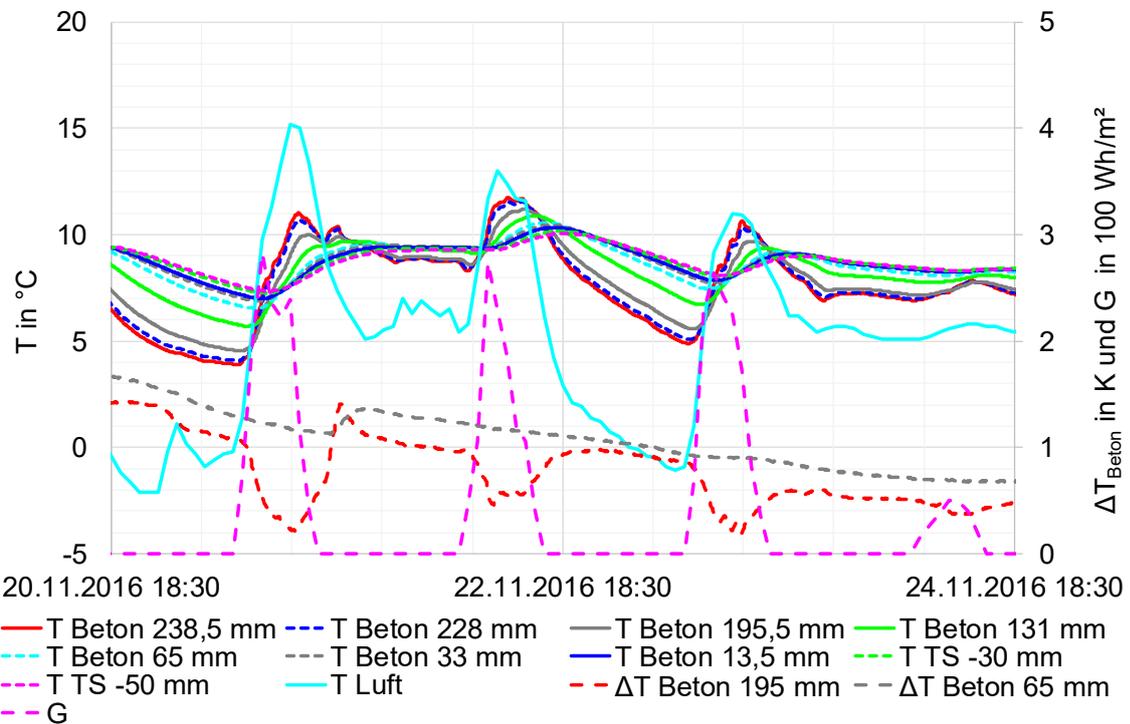
Messwerte und Wetterdaten nach [33] beim Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend bis 72 h nach Herstellung der Betondecke



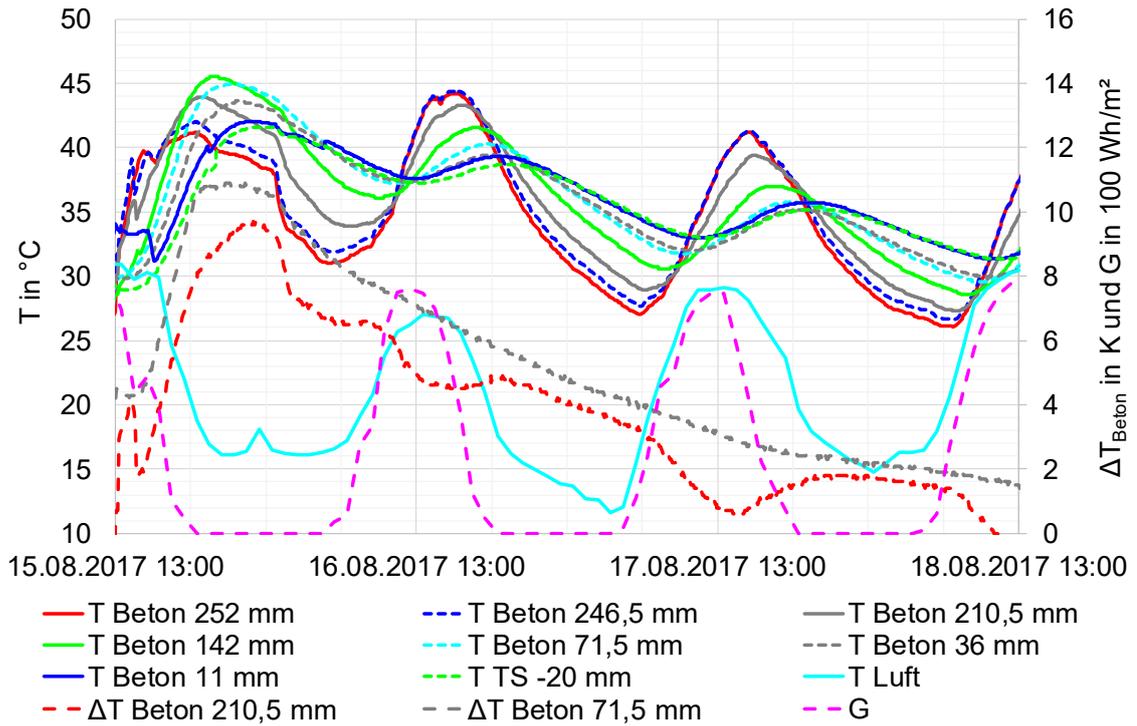
Messwerte und Wetterdaten nach [33] beim Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke



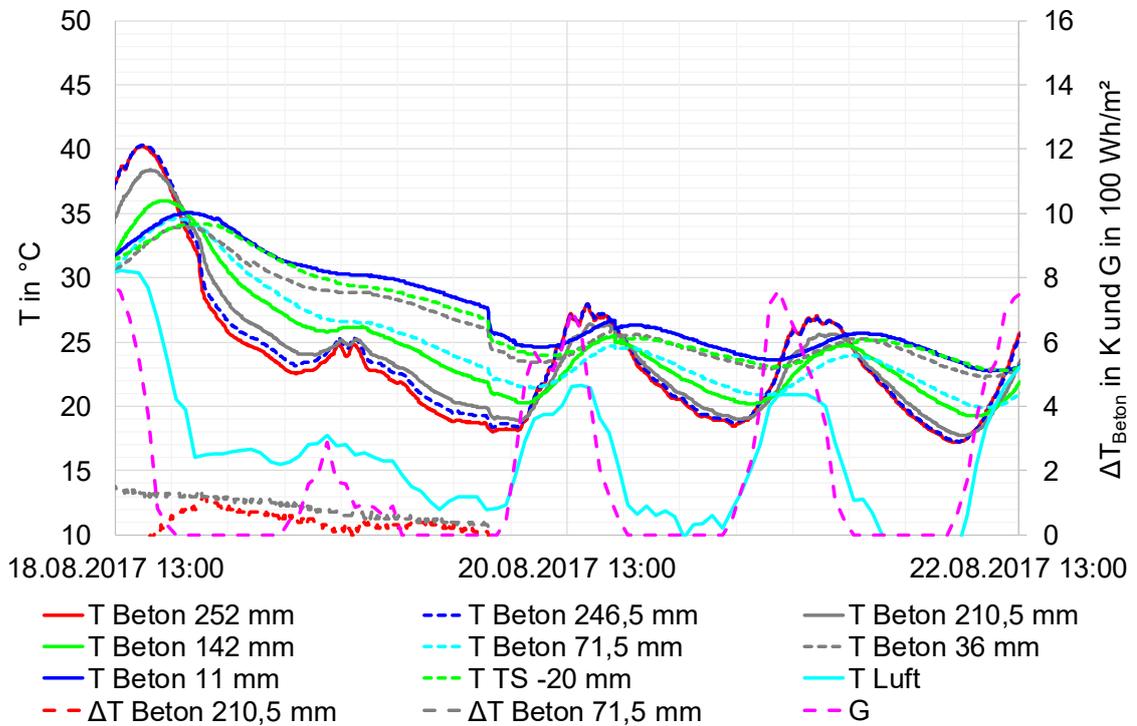
Messwerte und Wetterdaten nach [33] beim Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend bis 72 h nach Herstellung der Betondecke



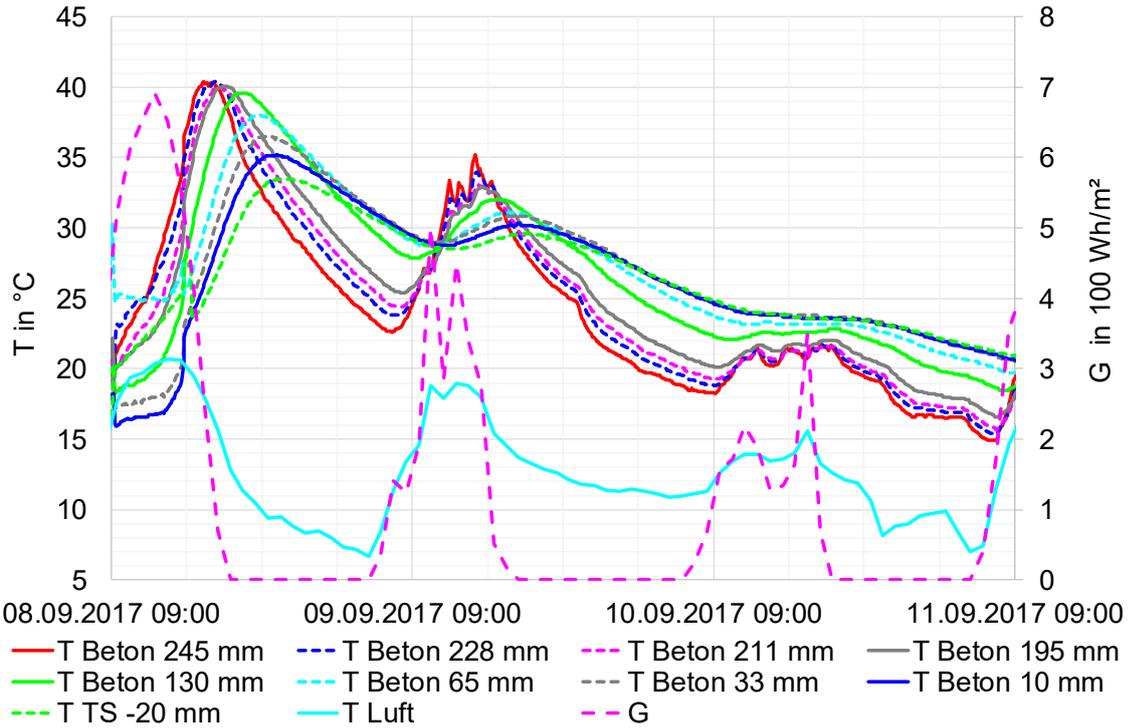
Messwerte und Wetterdaten nach [33] beim Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke



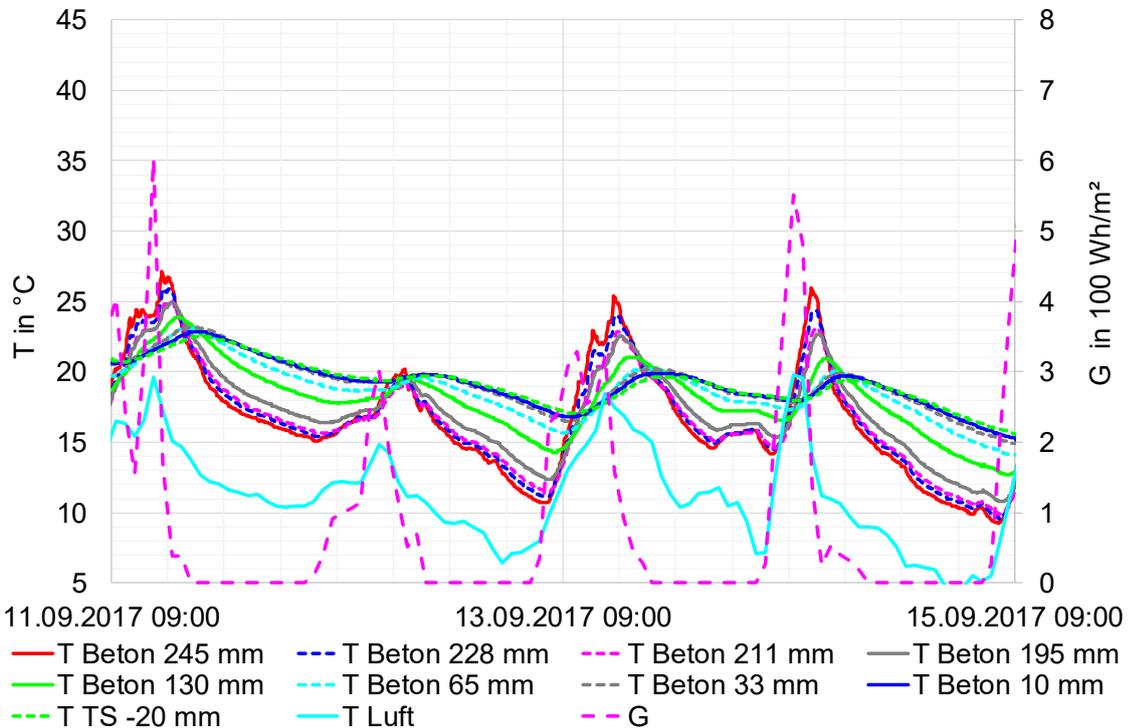
Messwerte und Wetterdaten nach [36] beim Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag bis 72 h nach Herstellung der Betondecke. Hinweis: Messkanal 2 befindet sich  $\Delta z = 7,5$  mm unter dem zur Ermittlung von  $\Delta T_{\text{Beton}}$  zugeordneten Referenzkanal 2.



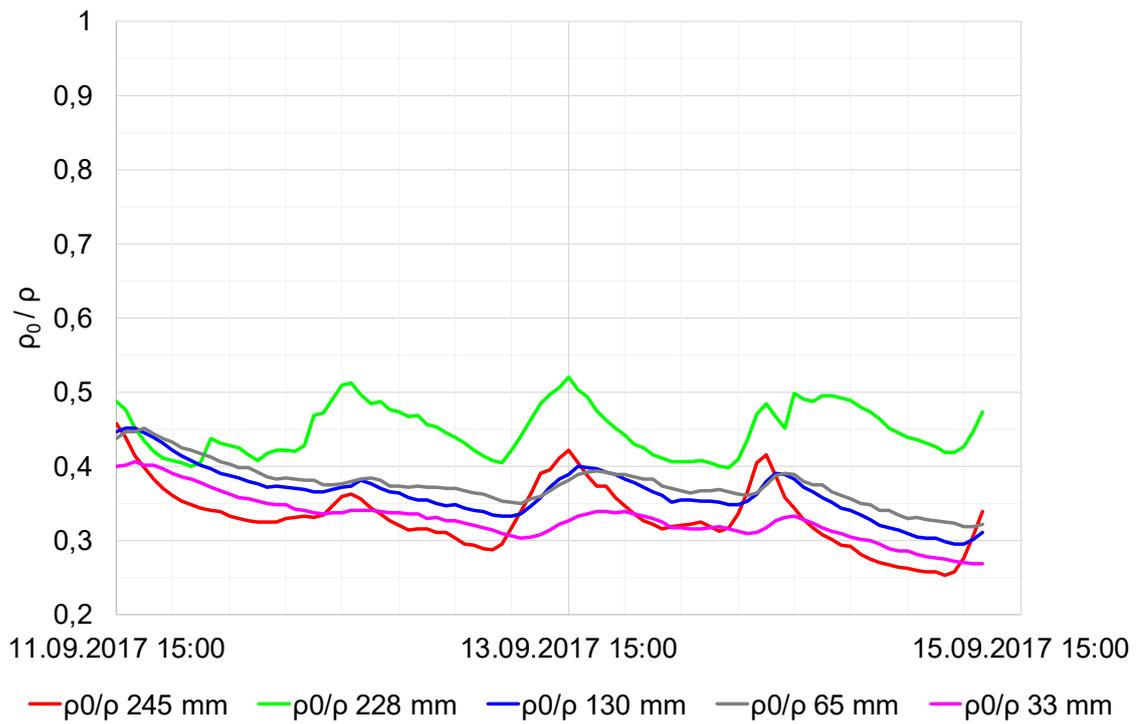
Messwerte und Wetterdaten nach [36] beim Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke. Hinweis: Ab 20.08.2017 04:40 Uhr wurden die Messwerte durch Bauaktivitäten verfälscht.



Messwerte und Wetterdaten nach [36] beim Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen bis 72 h nach Herstellung der Betondecke

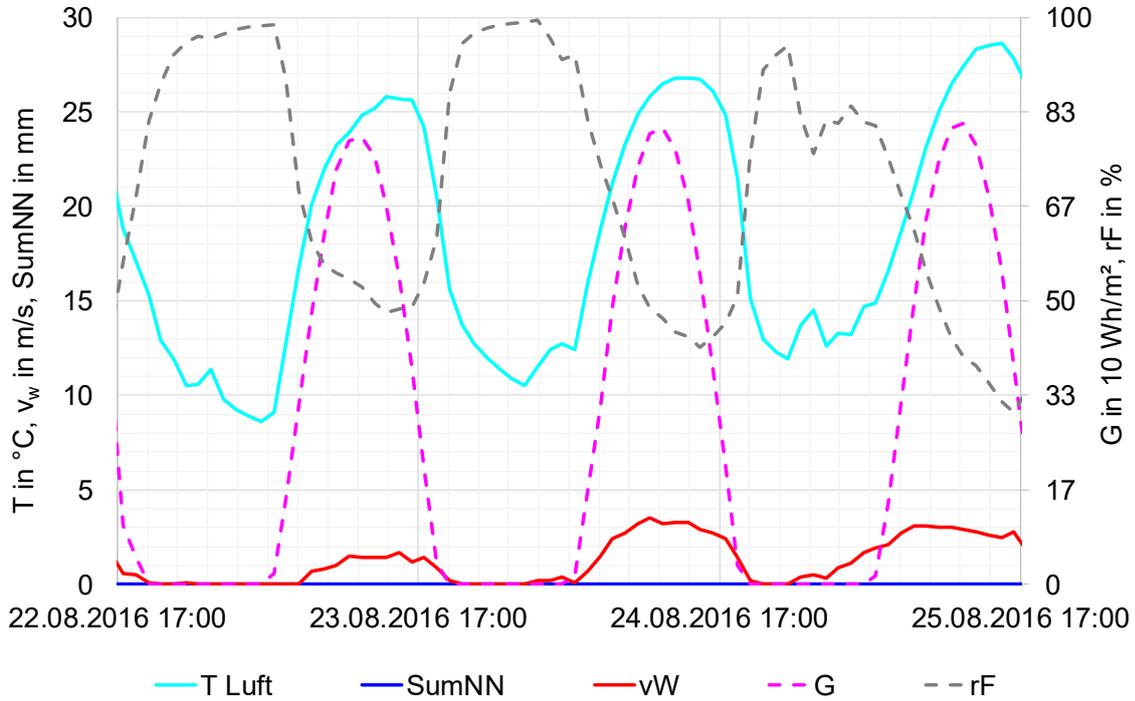


Messwerte und Wetterdaten nach [36] beim Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke

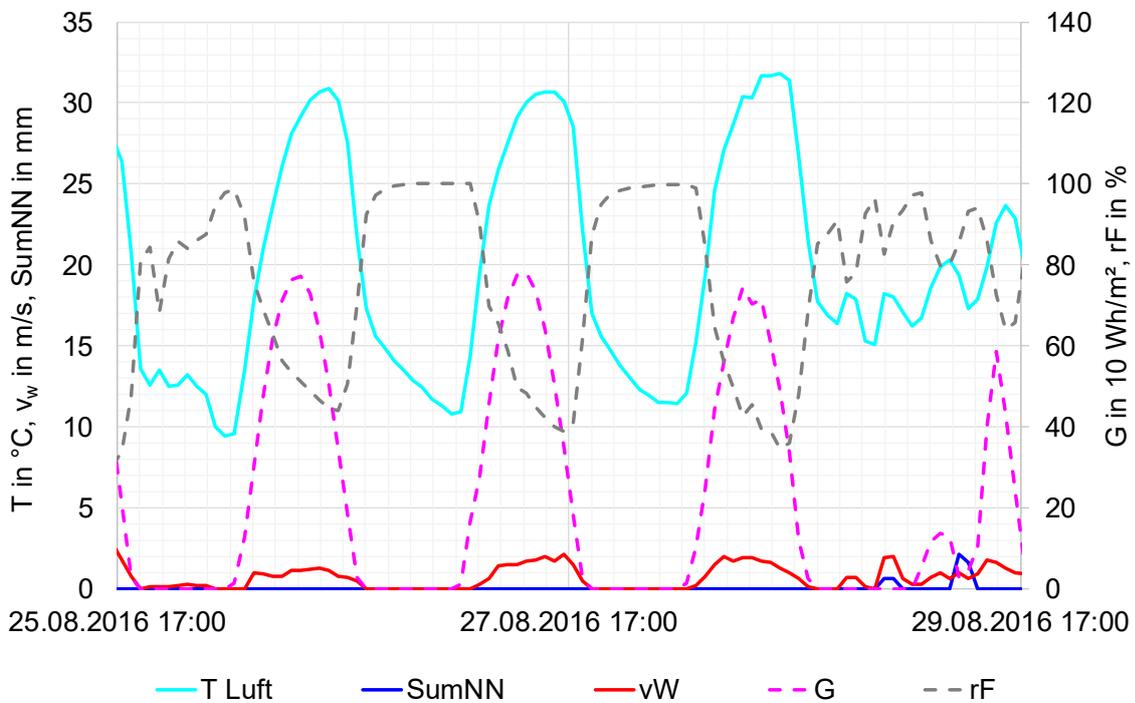


Verhältnis elektrischer Widerstand unter vollständiger Sättigung zu Teilsättigung beim Lastfall 4:  
Betoneinbau Herbst Morgen 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke

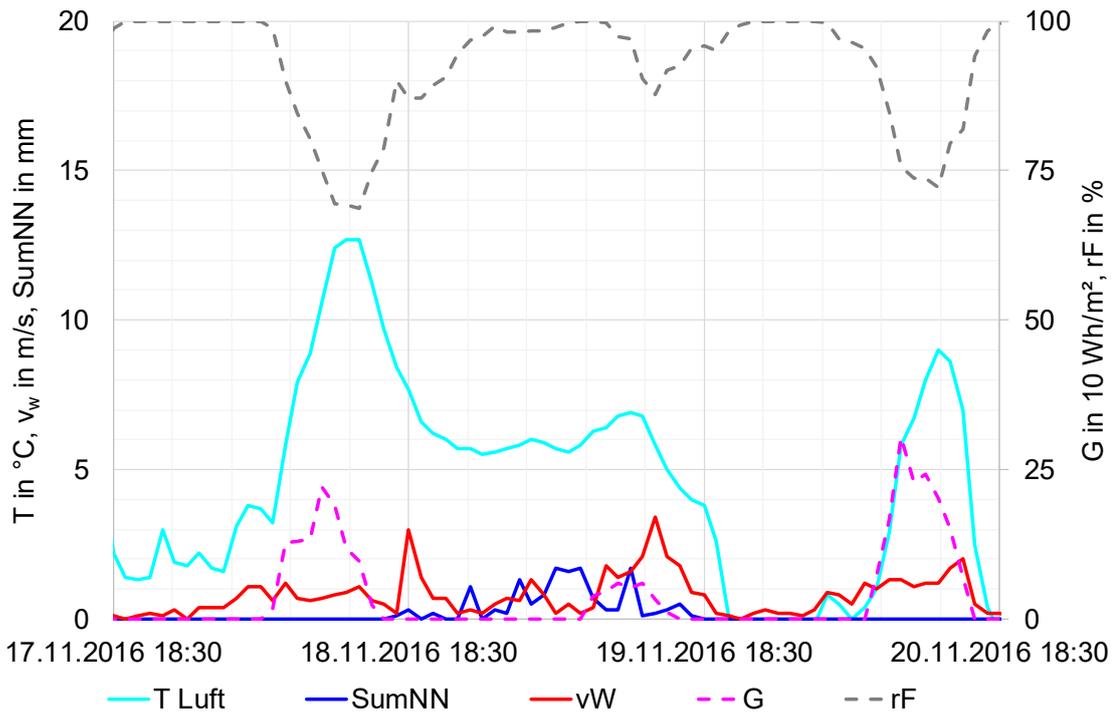
**A. 3. Wetterdaten zum Zeitraum der Temperaturmessungen während der Hydratation**



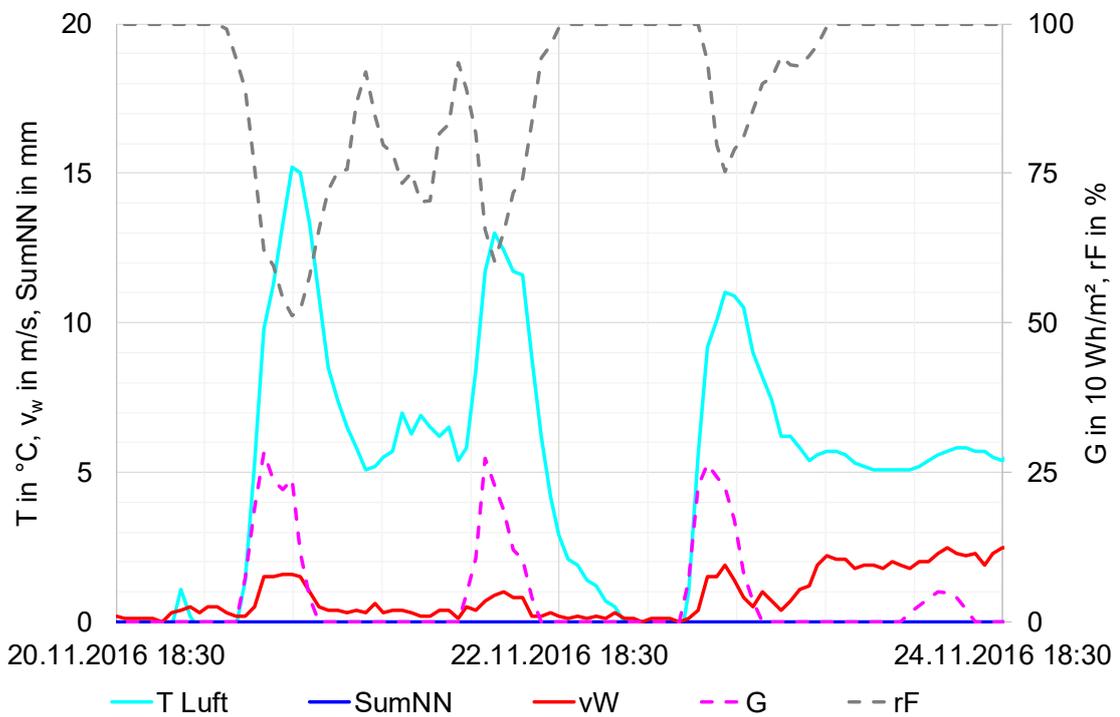
Wetterdaten zum Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend nach [33] bis 72 h nach Herstellung der Betondecke



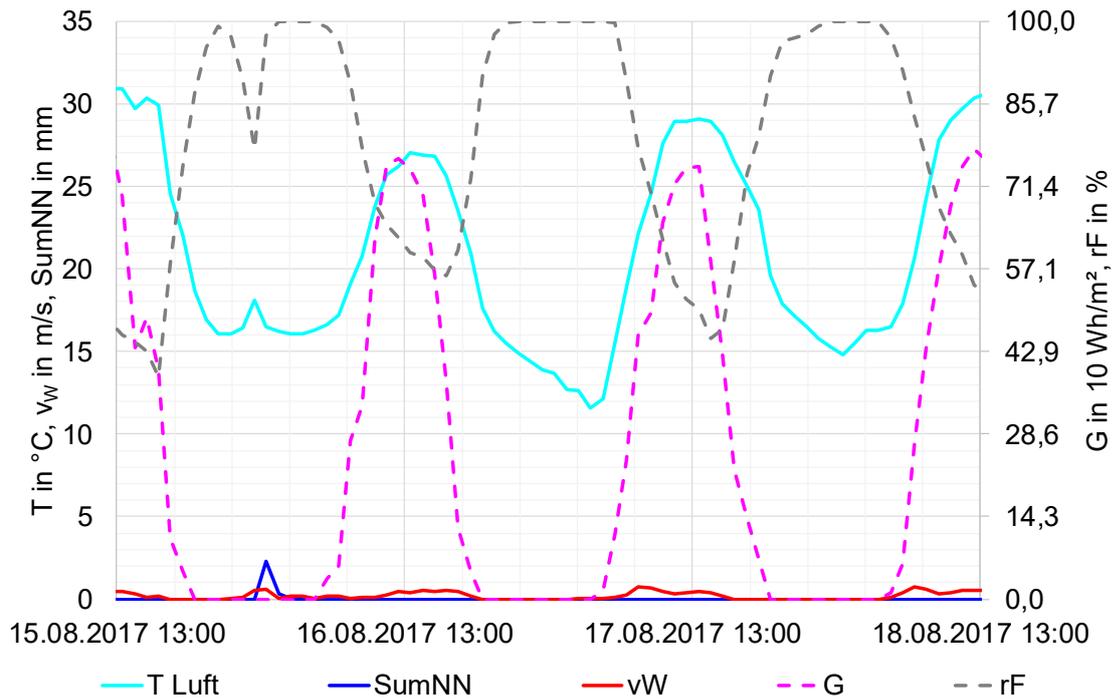
Wetterdaten zum Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend nach [33] 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke



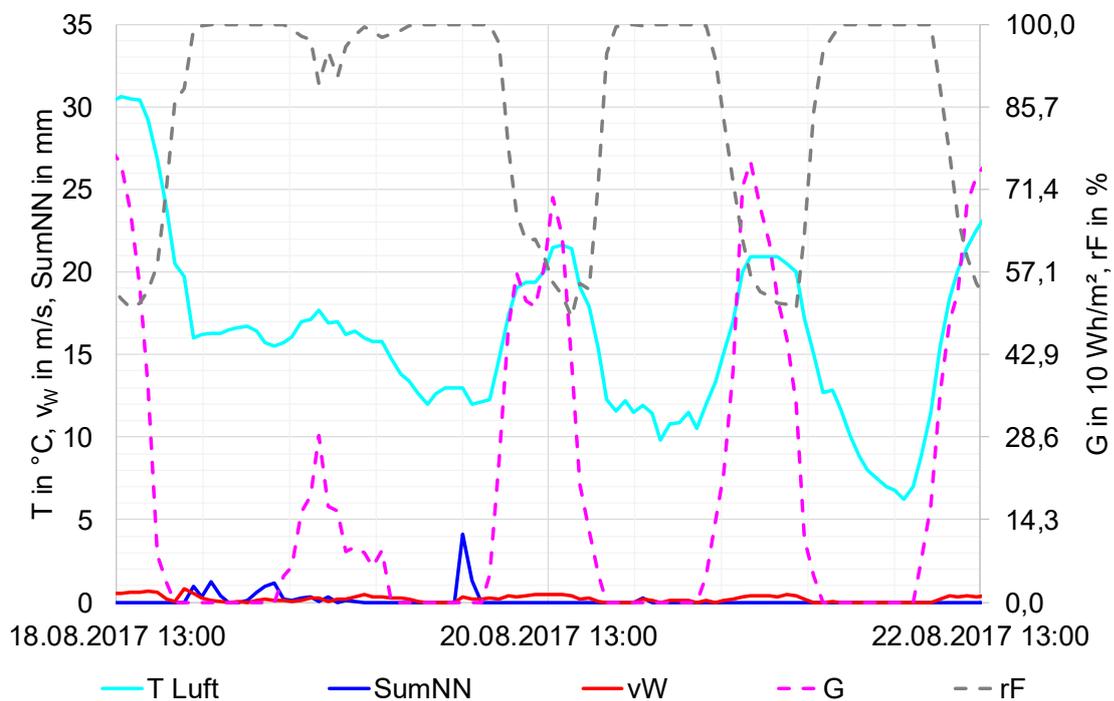
Wetterdaten zum Lastfall 2: Betoneinbau Herbst Abend nach [33] bis 72 h nach Herstellung der Betondecke



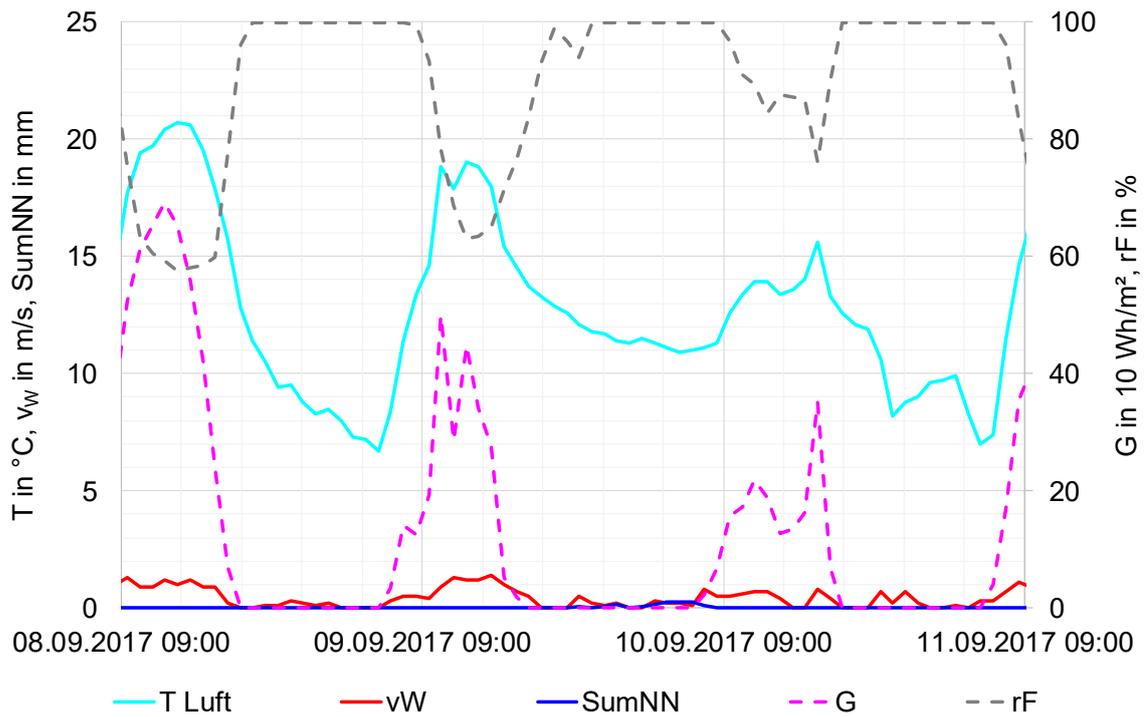
Wetterdaten zum Lastfall 2: Betoneinbau Herbst Abend nach [33] 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke



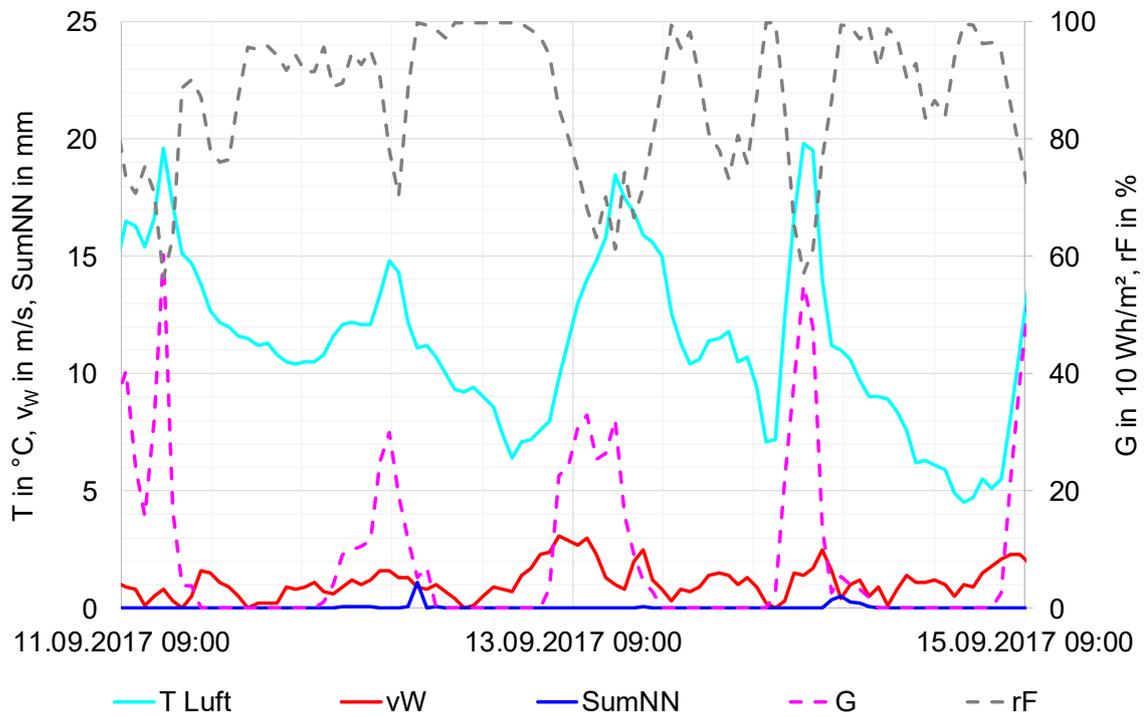
Wetterdaten zum Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag nach [36] bis 72 h nach Herstellung der Betondecke



Wetterdaten zum Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag nach [36] 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke



Wetterdaten zum Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen nach [36] bis 72 h nach Herstellung der Betondecke



Wetterdaten zum Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen nach [36] 72 h bis 168 h nach Herstellung der Betondecke

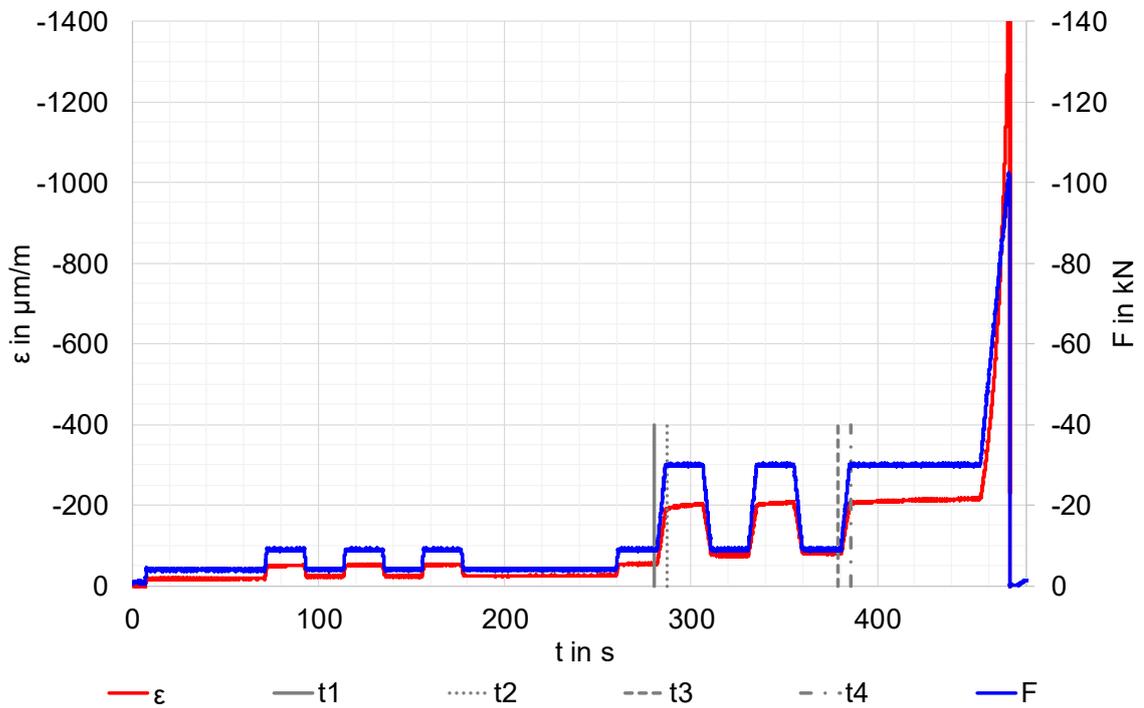
#### A. 4. Reißen der Querscheinfugen beim Lastfall 1

	23.08.16 10:00 Uhr	24.08.16 10:15 Uhr	25.08.16 08:00 Uhr	26.08.16 10:20 Uhr	29.08.16 10:45 Uhr	30.08.16 10:30 Uhr
SF 1	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.
SF 2	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.
SF 3	n.g.	z.T. ger.	ger.	ger.	ger.	ger.
SF 4	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.
SF 5	n.g.	ger.	ger.	ger.	ger.	ger.
SF 6	n.g.	z.T. ger.	z.T. ger.	z.T. ger.	ger.	ger.
SF 7	n.g.	z.T. ger.	ger.	ger.	ger.	ger.
SF 8	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.
SF 9	n.g.	ger.	ger.	ger.	ger.	ger.
SF 10	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.
SF 11	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.	n.g.

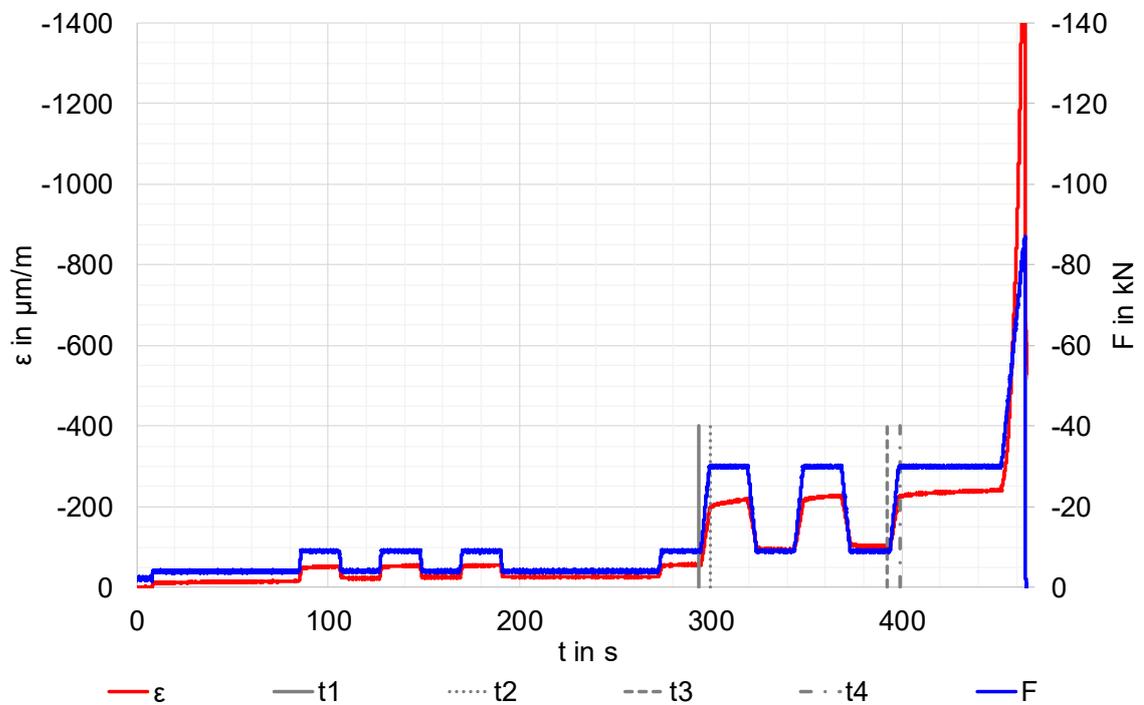
Erläuterung: Es wurde das Reißen der Querscheinfugen im Bereich der Messstelle des Lastfalls 1 zwischen zwei Raumbfugen visuell am Rand der Betondecke überwacht. In der Darstellung wird zwischen den folgenden Kategorien unterschieden:

- n.g.: nicht gerissen – ein Riss war nicht sichtbar
- z.T. ger.: zum Teil gerissen – ein Riss war in Teilbereichen zwischen Unterkante Betondecke und Unterkante Fugenkerbe erkennbar
- ger.: gerissen – ein Riss erstreckte sich von der Unterkante der Betondecke bis zur Unterkante der Fugenkerbe

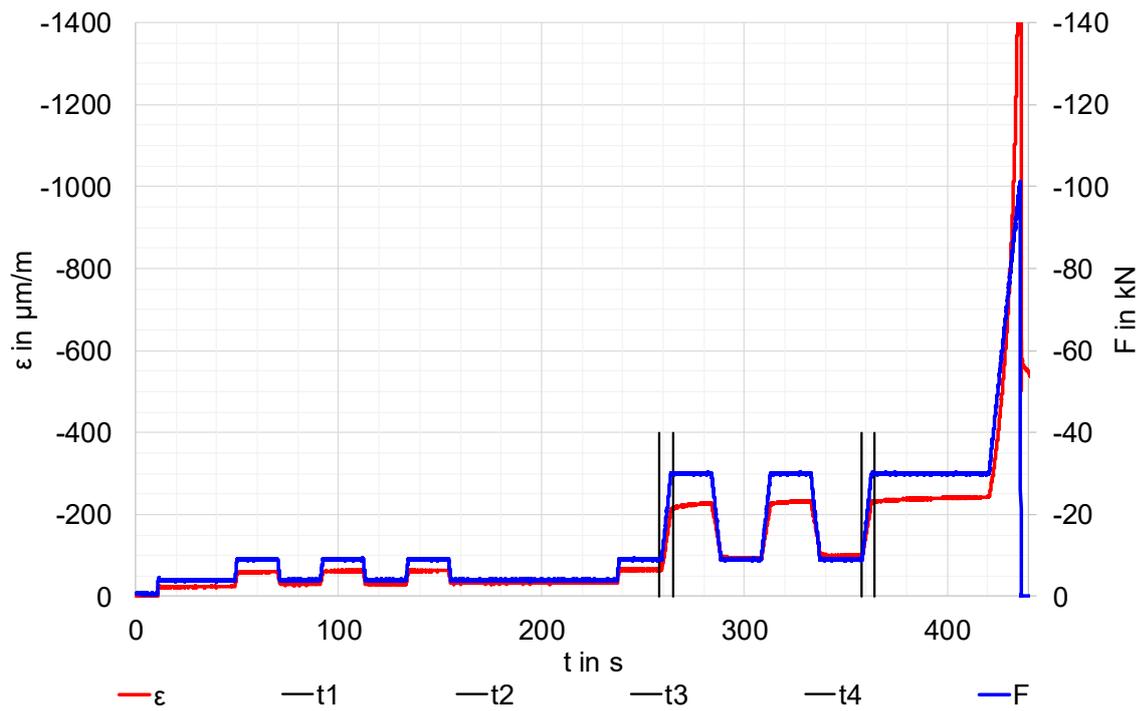
**A. 5. Bestimmung Elastizitätsmodul**



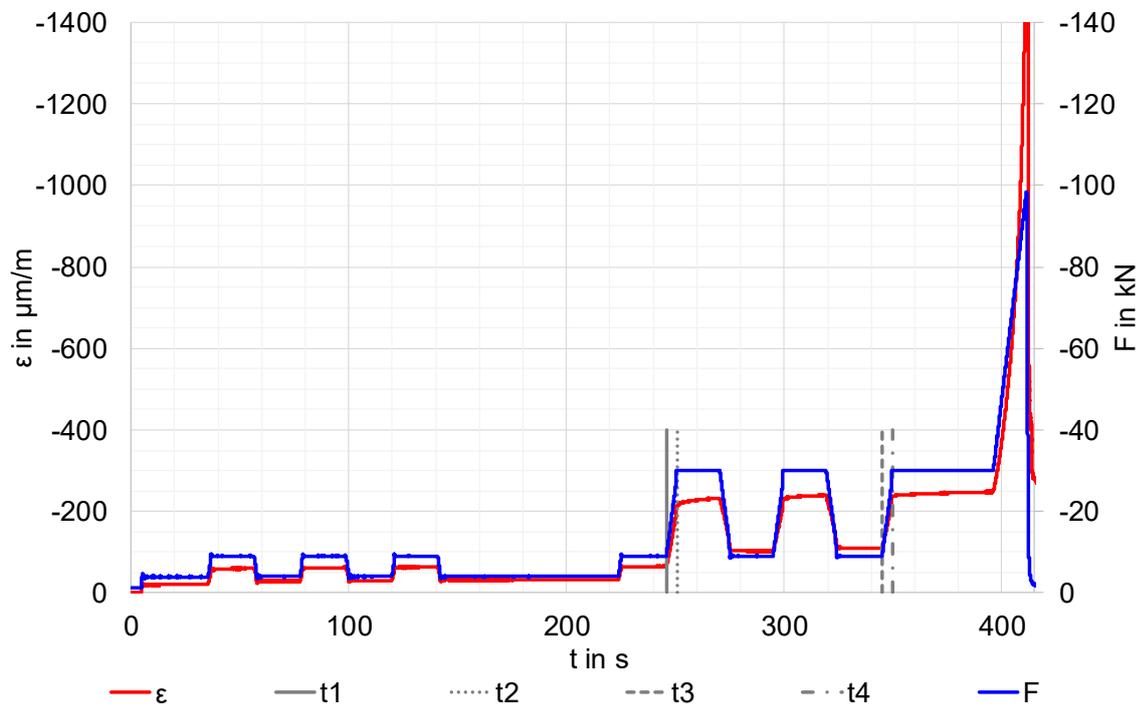
Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{anf}$  und  $E_{stab}$  – Alter 24 h, Prüfkörper 1



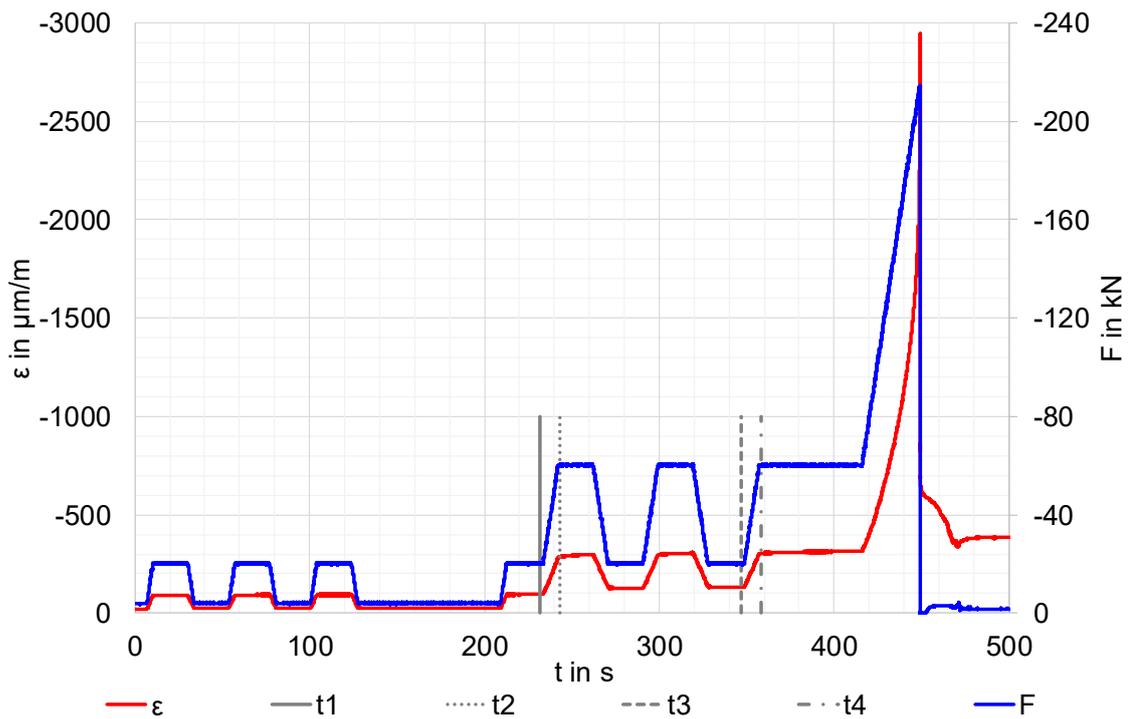
Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{anf}$  und  $E_{stab}$  – Alter 24 h, Prüfkörper 2



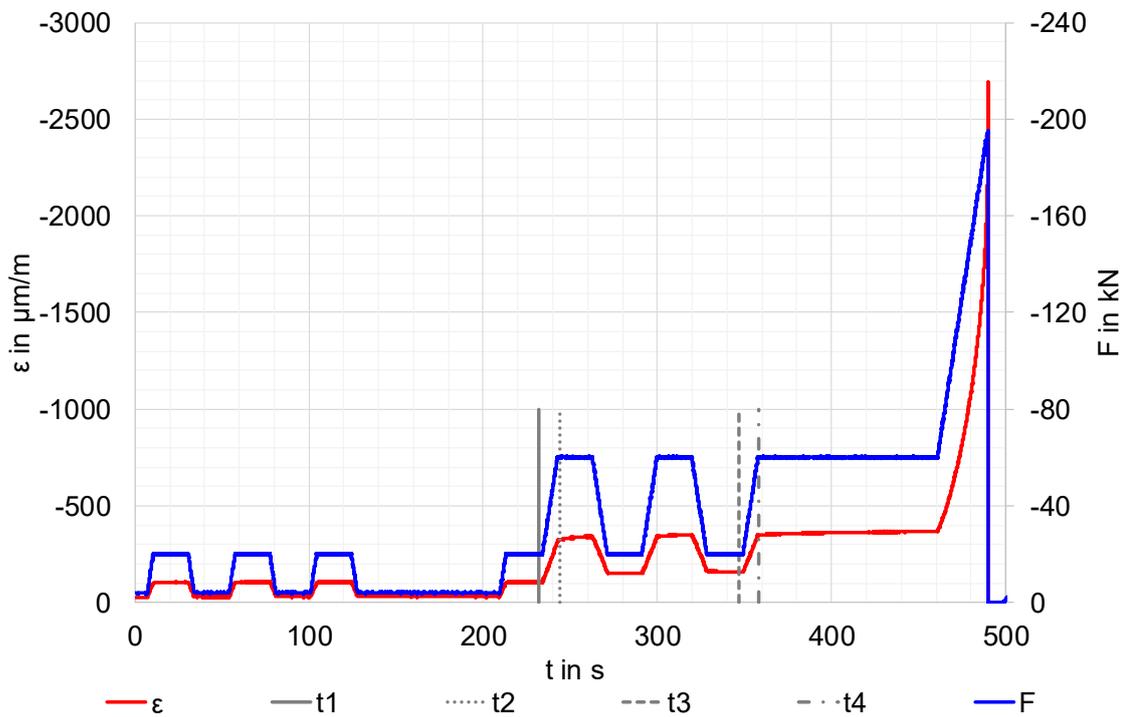
Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{\text{anf}}$  und  $E_{\text{stab}}$  – Alter 24 h, Prüfkörper 3



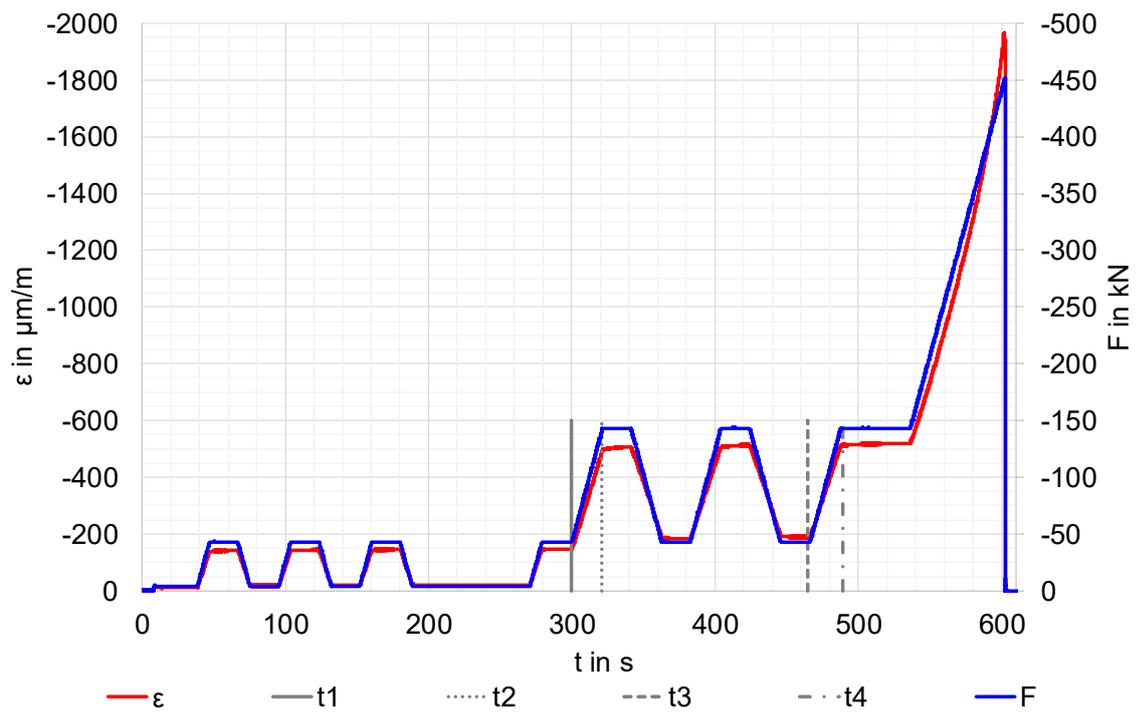
Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{\text{anf}}$  und  $E_{\text{stab}}$  – Alter 24 h, Prüfkörper 4



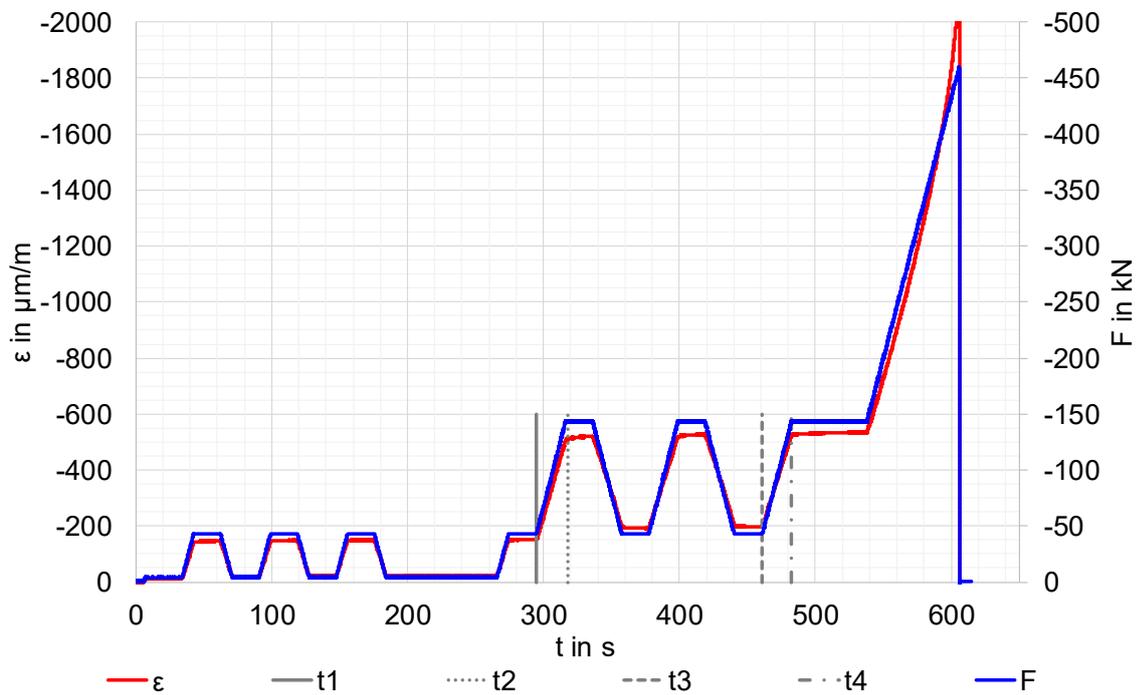
Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{anf}$  und  $E_{stab}$  – Alter 48 h, Prüfkörper 1



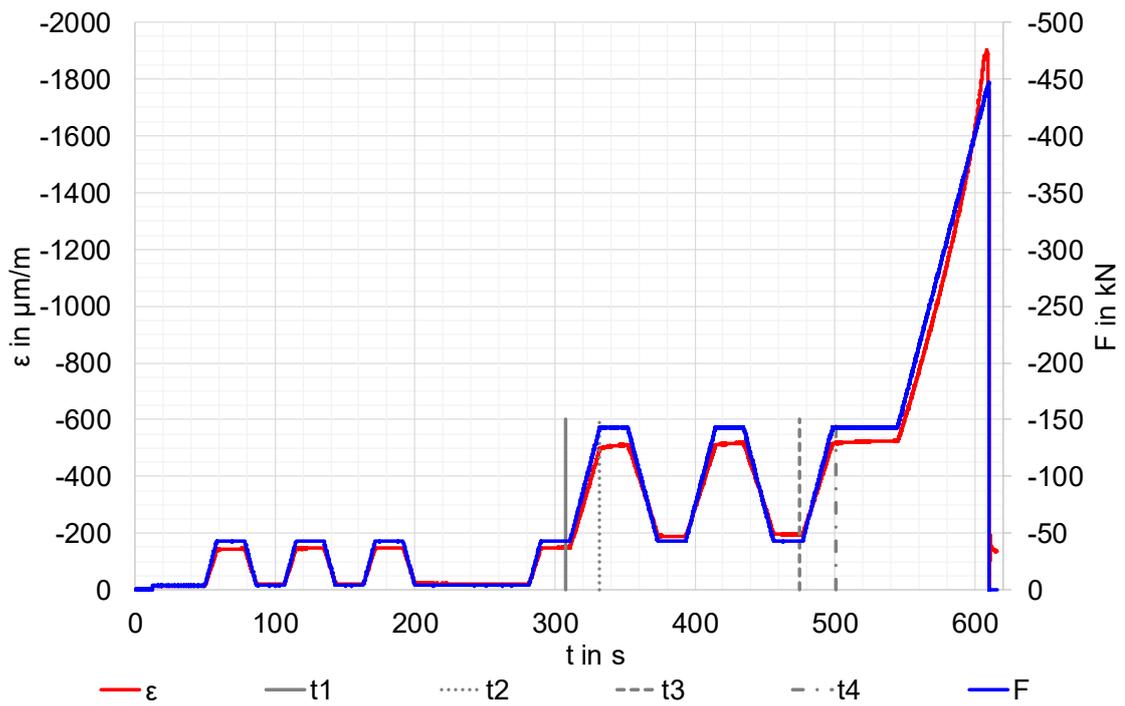
Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{anf}$  und  $E_{stab}$  – Alter 48 h, Prüfkörper 2



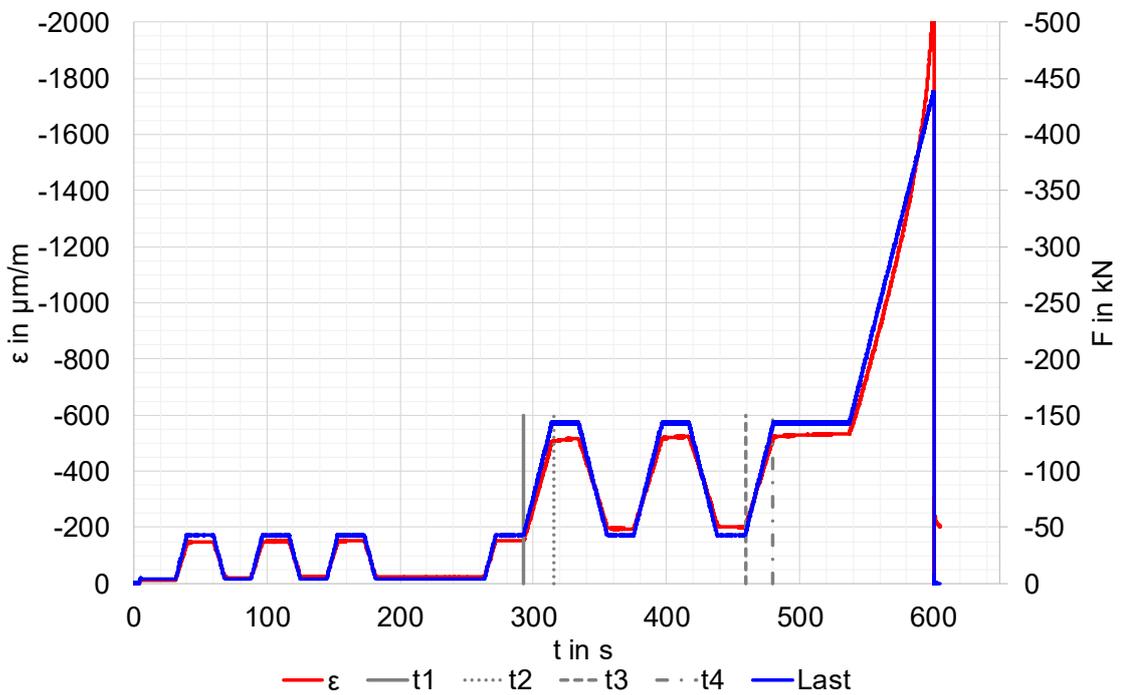
Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{\text{anf}}$  und  $E_{\text{stab}}$  – Alter 28 d, Prüfkörper 1



Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{\text{anf}}$  und  $E_{\text{stab}}$  – Alter 28 d, Prüfkörper 2



Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{anf}$  und  $E_{stab}$  – Alter 28 d, Prüfkörper 3

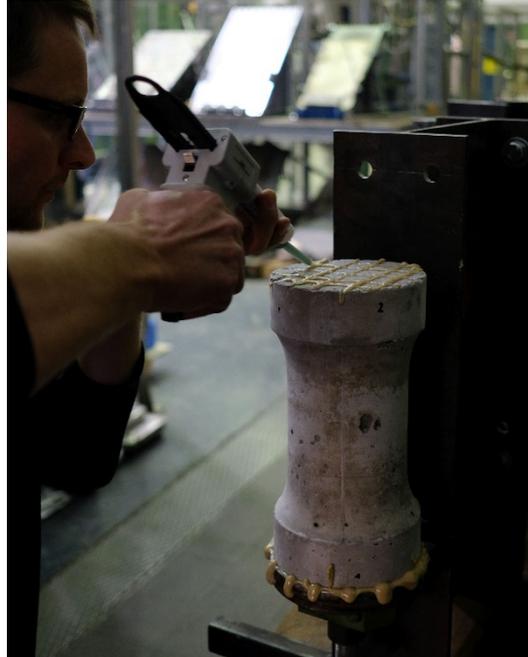


Prüfzyklus zur Bestimmung von  $E_{anf}$  und  $E_{stab}$  – Alter 28 d, Prüfkörper 4

### A. 6. Durchführung des Versuchs zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit



Ausgeschalteter Probekörper mit teilbaren Inlays



Aufbringen des Klebstoffs in die zuvor in die Stirnseiten des Probekörpers geschnittenen Rillen zur Verbesserung der Lasteinleitung

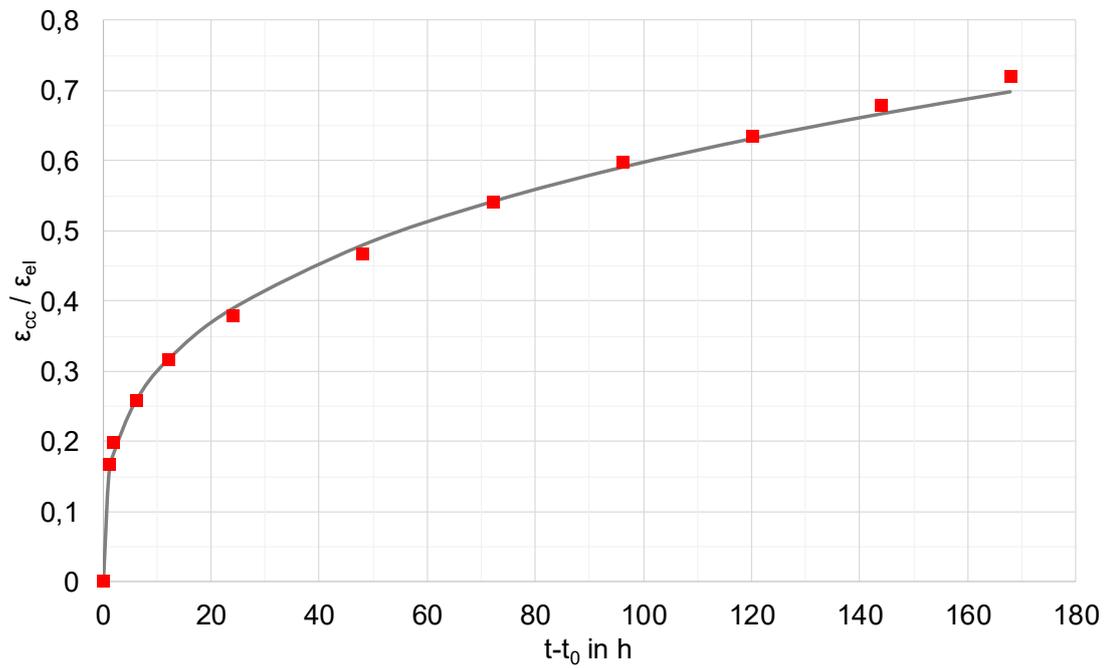


Mit Lasteinleitungsplatten verklebter Probekörper in der Klebevorrichtung



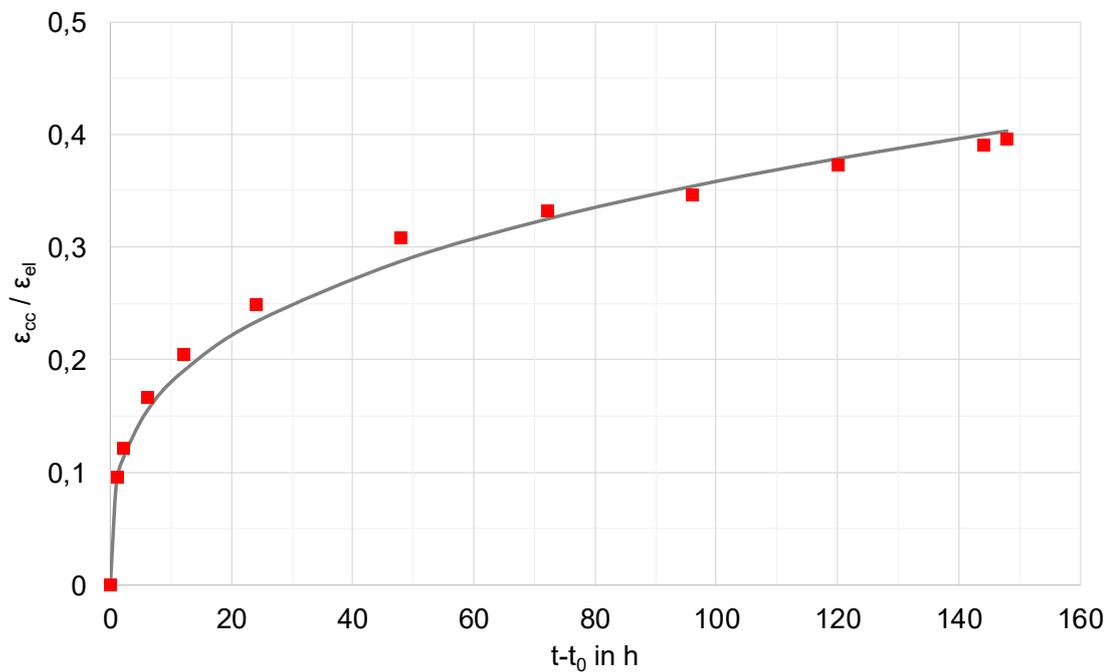
Versuchsaufbau zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit mit gelenkiger Lagerung oben und unten (Kalottenlagerung)

**A. 7. Kriechversuch**



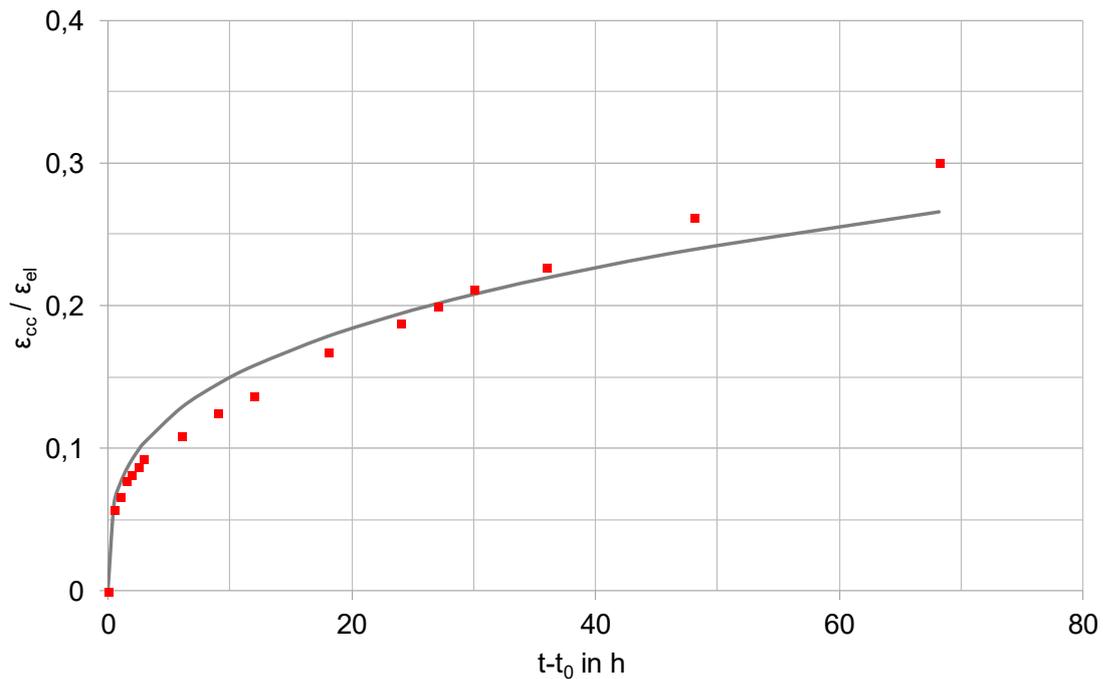
■ Einzelwerte zur Regression      —  $\varphi(t, t_0) = 0,15 * (t - t_0)^{0,3}$

Einzelwerte zur Regression und Kriechfunktion für  $t_0 = 48$  h



■ Einzelwerte zur Regression      —  $\varphi(t, t_0) = 0,09 * (t - t_0)^{0,3}$

Einzelwerte zur Regression und Kriechfunktion für  $t_0 = 9$  d (Rückkriechen)



■ Einzelwerte zur Regression      —  $\varphi(t, t_0) = 0,075 * (t - t_0)^{0,3}$   
 Einzelwerte zur Regression und Kriechfunktion für  $t_0 = 28$  d; Anmerkung: Bei  $t-t_0 = 68$  h versagte der Versuchsaufbau. Daher musste der Versuch hier abgebrochen werden.

### A. 8. Ergebnisse Spaltzugversuch Betonalter 28 d

#### cbm

#### Prüfprotokoll

Seite: 1

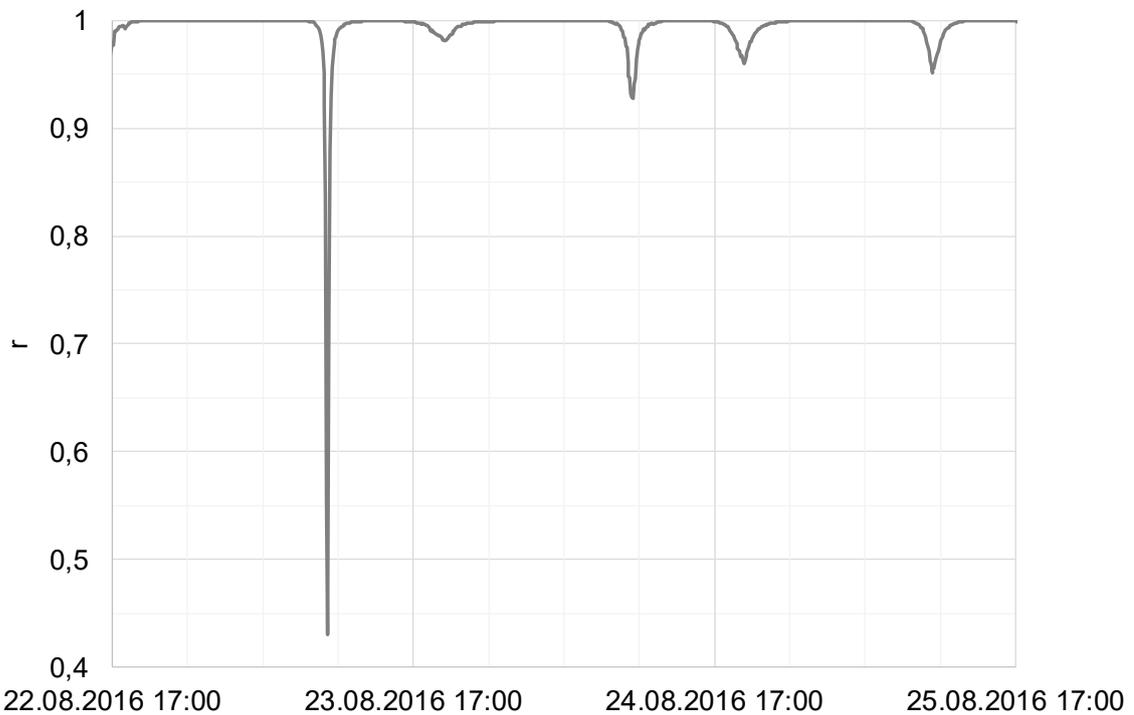
Auftragsname	20-17-0005
--------------	------------

Datum 25.04.2017

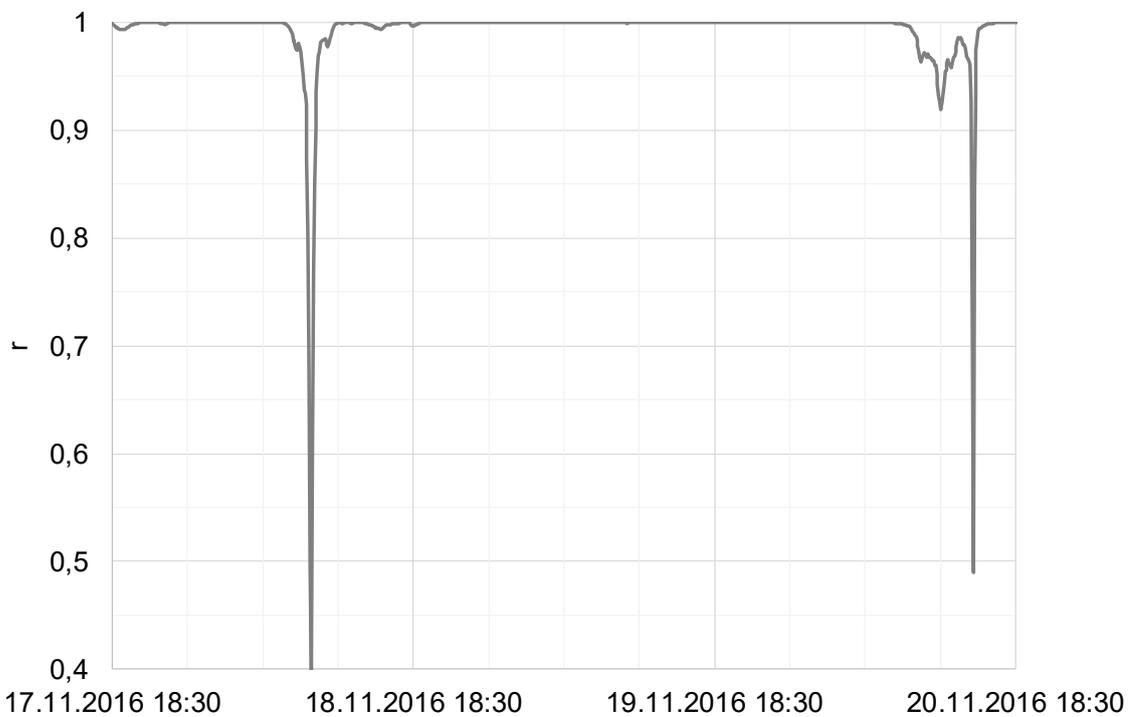
<b>Spaltzugversuch</b>	<b>EN 12390-6</b>	<b>Prüfkörper :</b>	<b>Zylinder</b>	<b>150x300</b>
Serie Bezeichnung	RR -- SpZ	Prüfer	Lz	
Herstelldatum	28.03.2017 / 00:00	Alter	28	Tage 00:00
Prüfdatum	25.04.2017 / 14:18	Probenalter nominal	0	Tage

Bezeichnung	Abmessungen [mm]			Masse [g]	Rohdichte [kg/m³]	Höchstkraft [kN]	Festigkeit [MPa]
	∅		h				
1	150.2		301.0	12999	2440	295.30	4.15
2	150.3		302.2	13051	2430	321.00	4.50
3	150.3		302.3	12979	2420	259.20	3.65
Mittelwert					2430		4.10
Standardabweichung					9.3		0.4

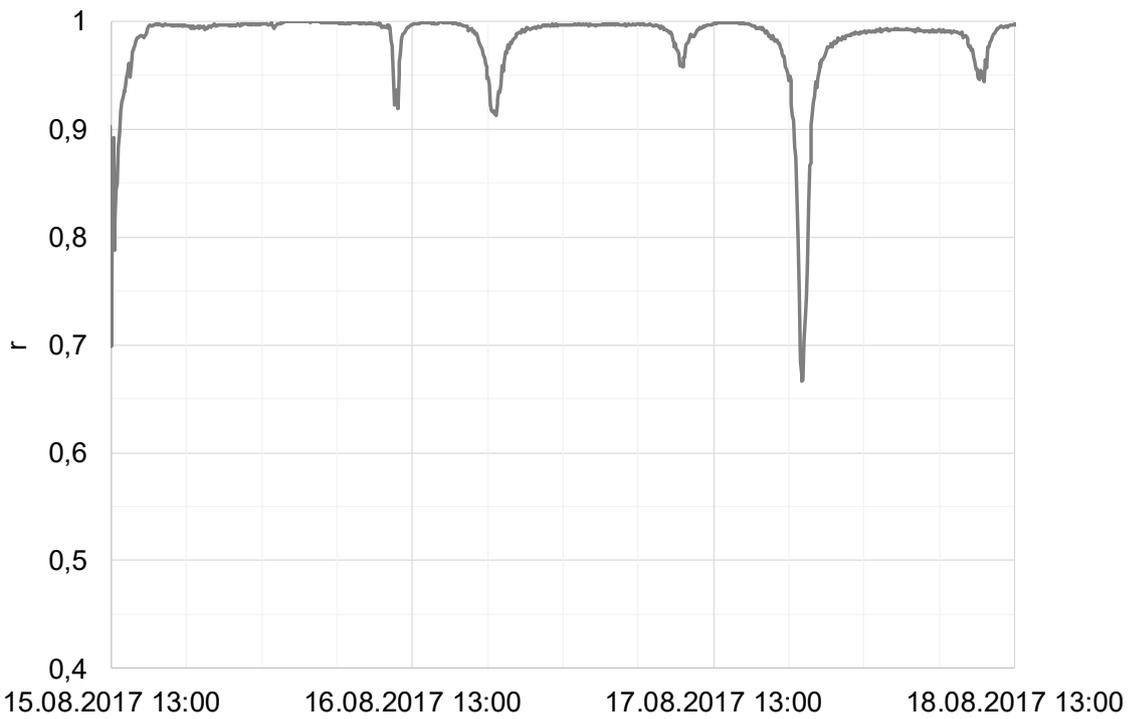
### A. 9. Korrelationskoeffizienten der quadratischen Regression der während der Hydratation gemessenen Temperaturprofile



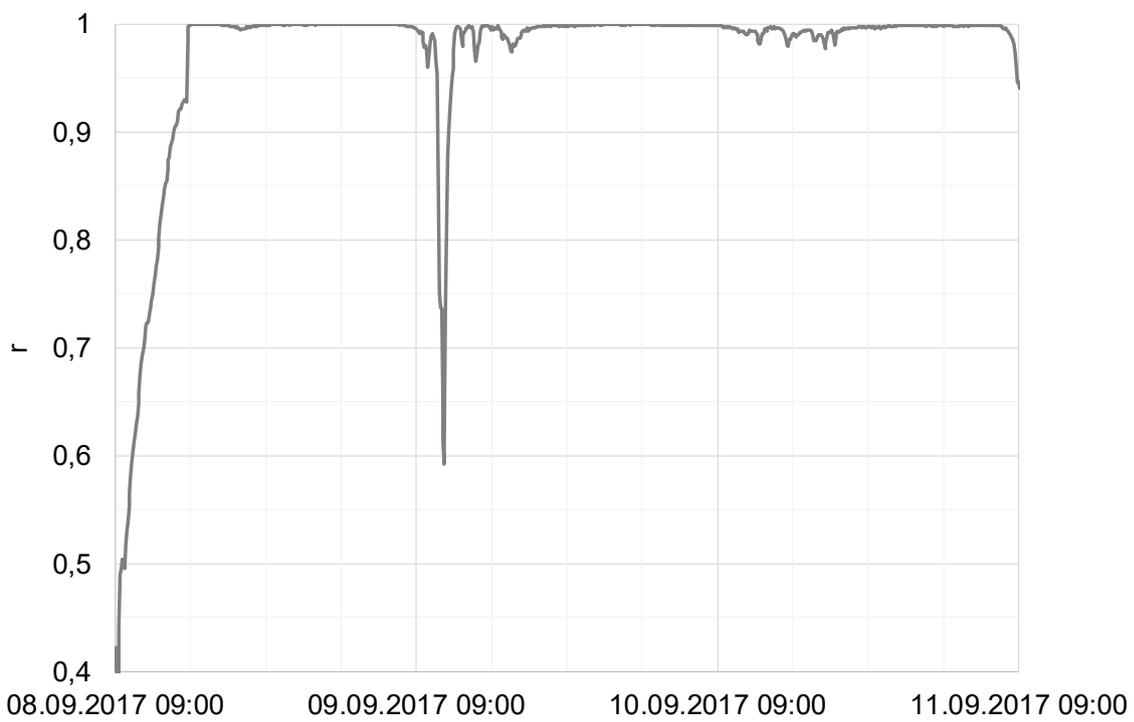
Korrelationskoeffizient der quadratischen Regression der Temperaturprofile beim Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend



Korrelationskoeffizient der quadratischen Regression der Temperaturprofile beim Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend

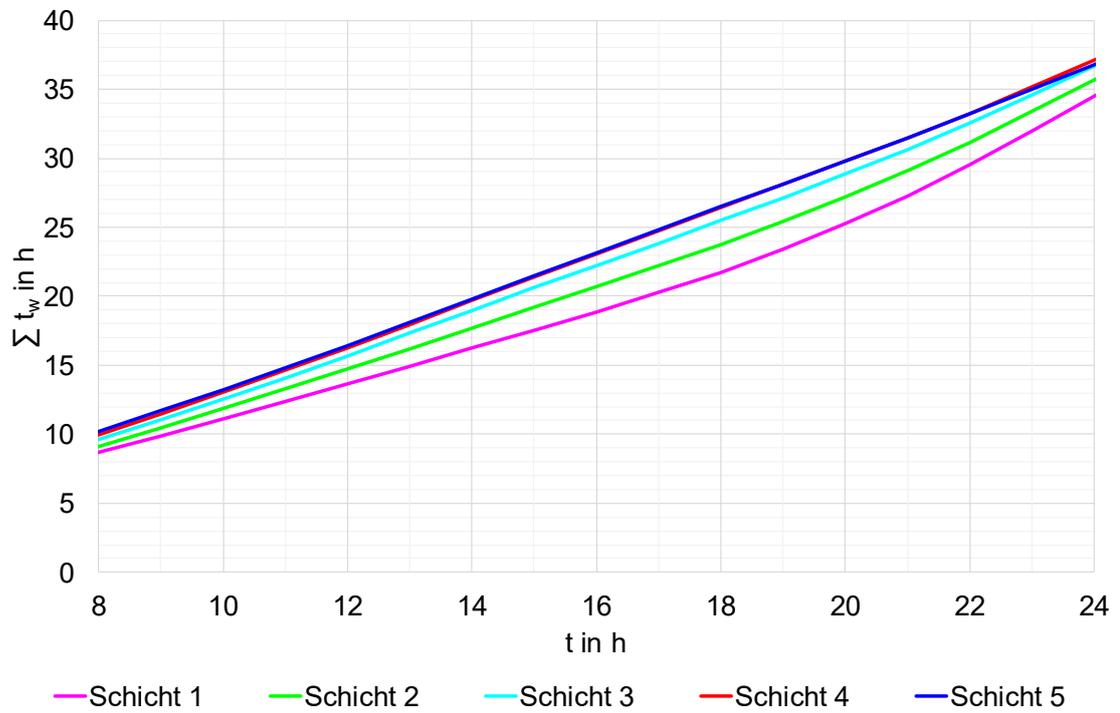


Korrelationskoeffizient der quadratischen Regression der Temperaturprofile beim  
Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag

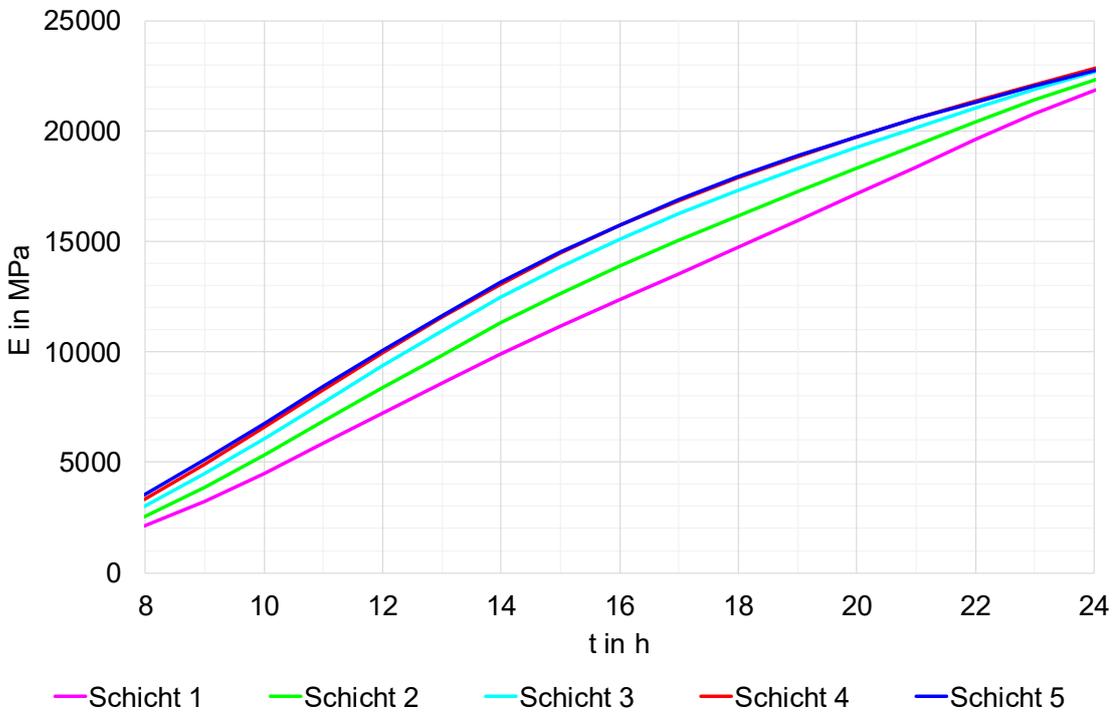


Korrelationskoeffizient der quadratischen Regression der Temperaturprofile beim  
Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen

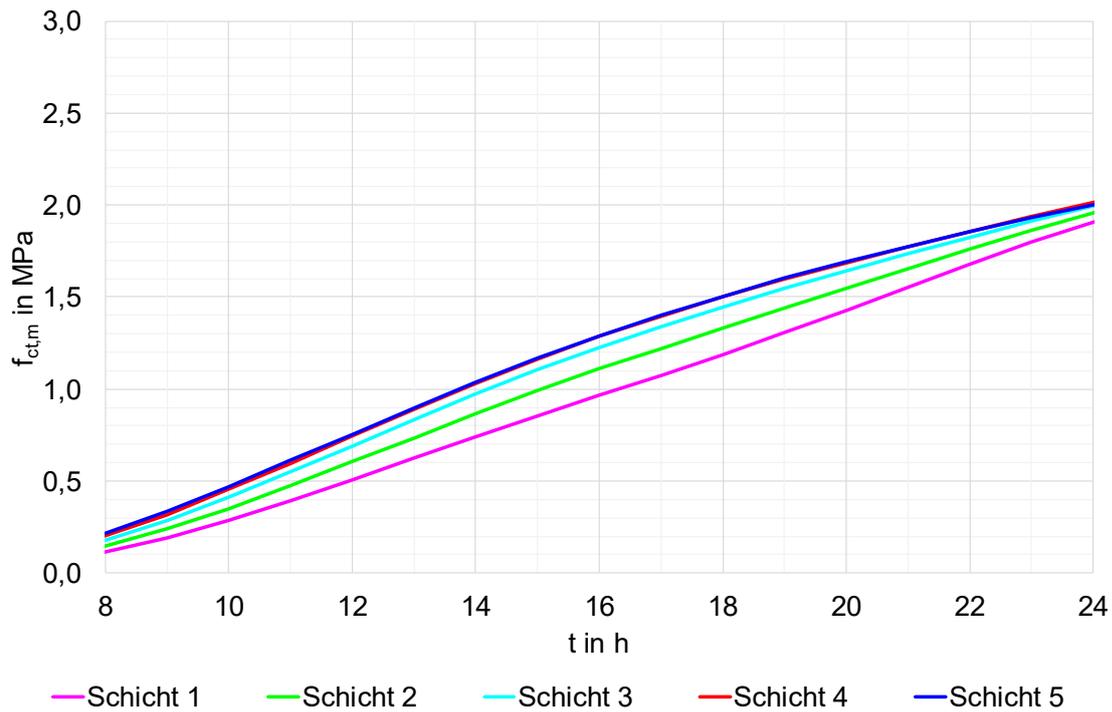
**A. 10. Entwicklung der zeitabhängigen Stoffparameter im Mehrschichtenmodell bei den untersuchten Lastfällen**



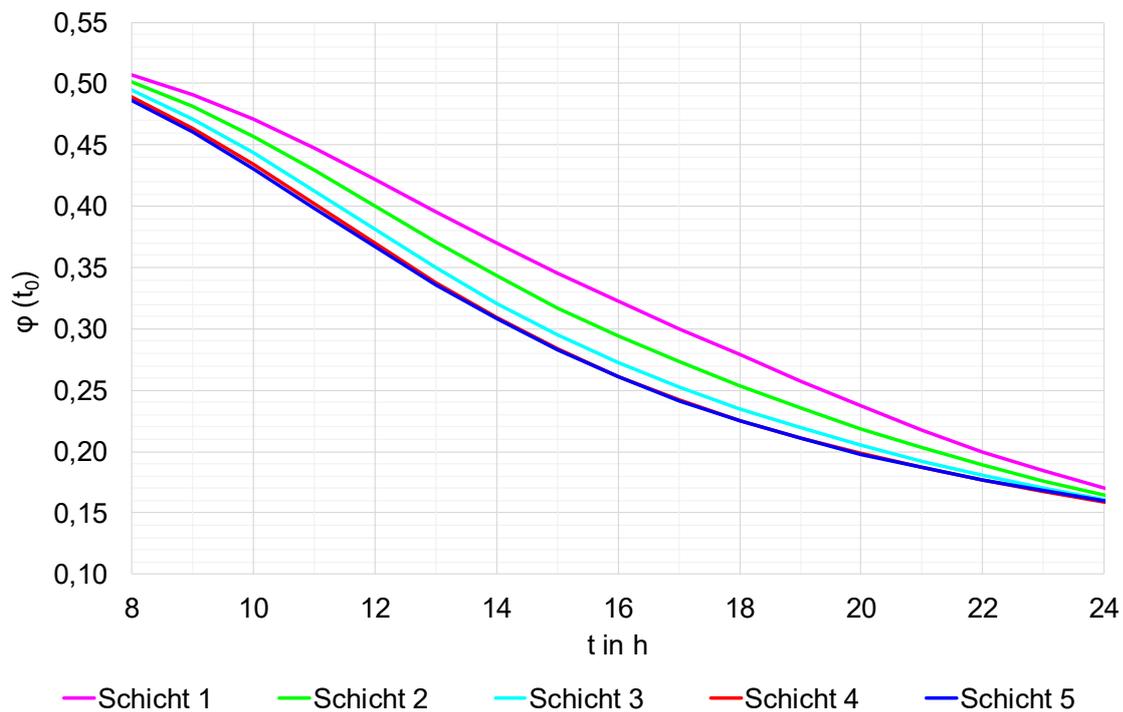
Entwicklung der wirksamen Zeit – Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend



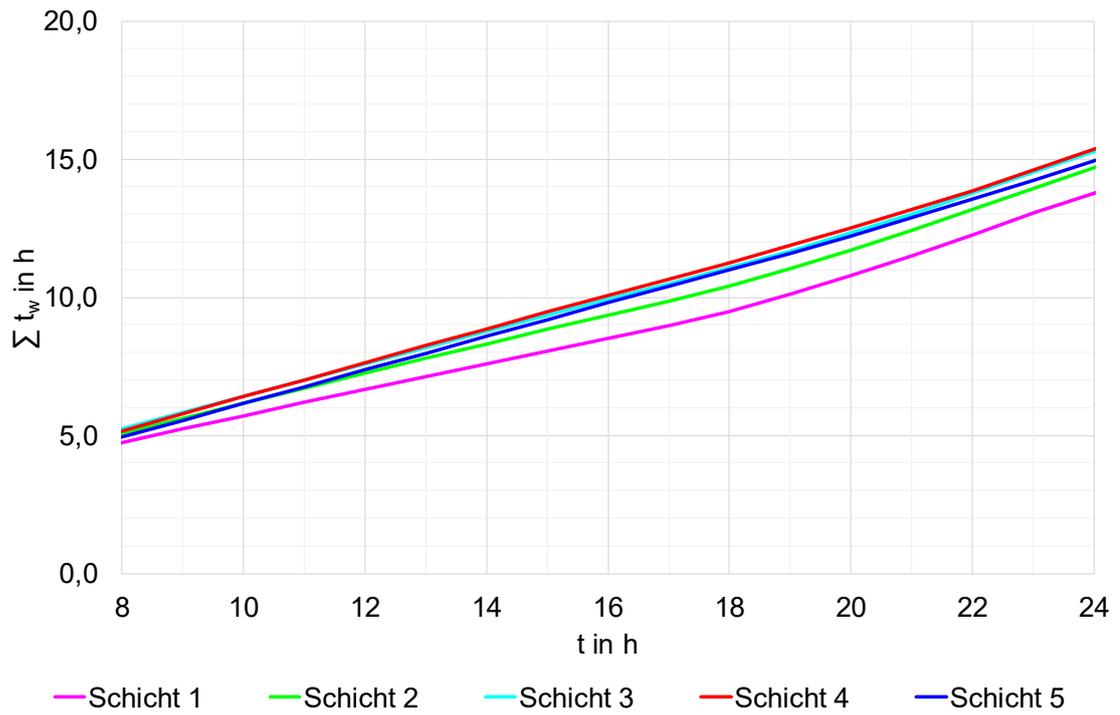
Entwicklung des Elastizitätsmoduls – Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend



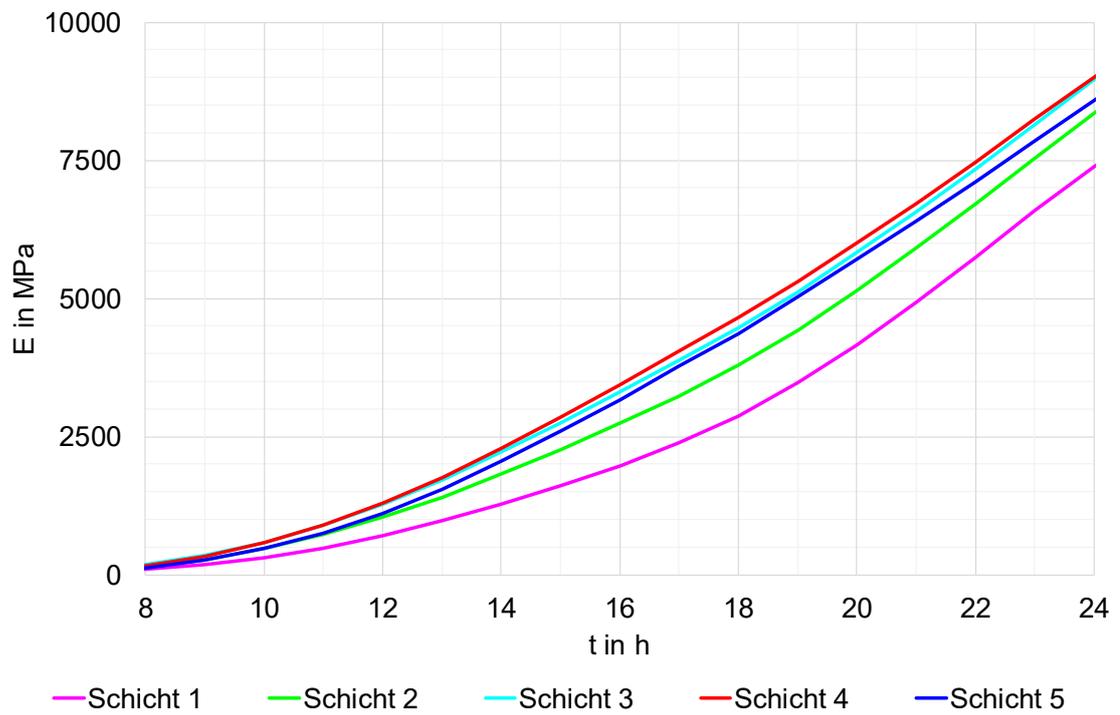
Entwicklung der zentralen Zugfestigkeit – Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend



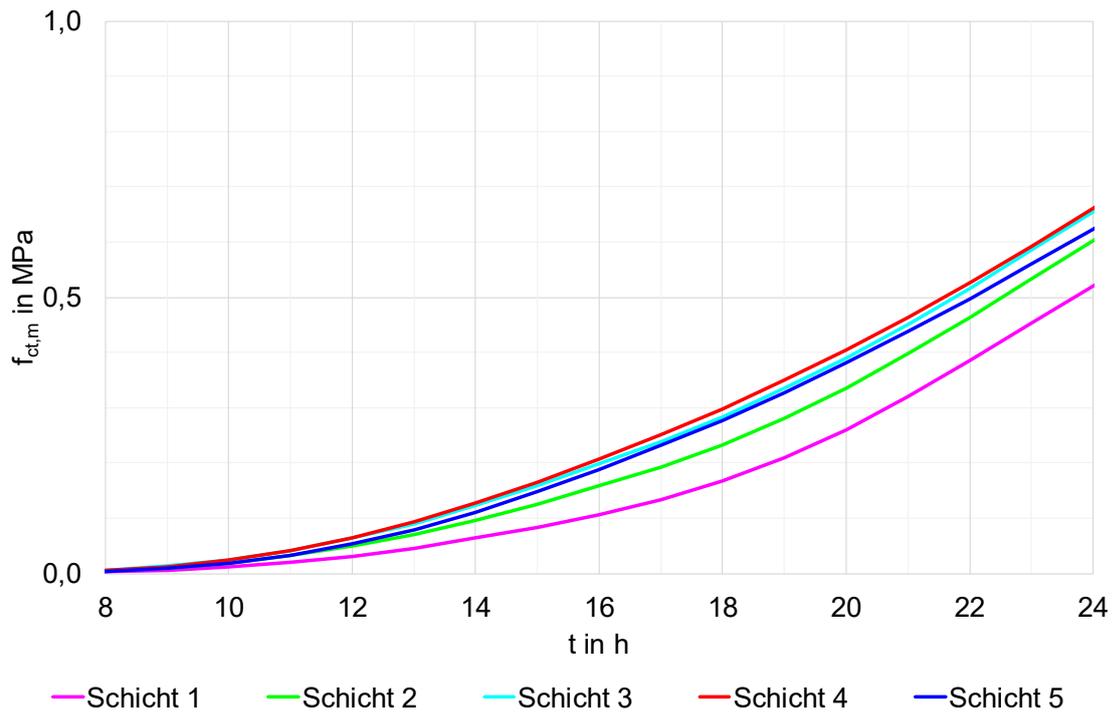
Entwicklung der Grundkriechzahl – Lastfall 1: Betoneinbau Sommer Abend



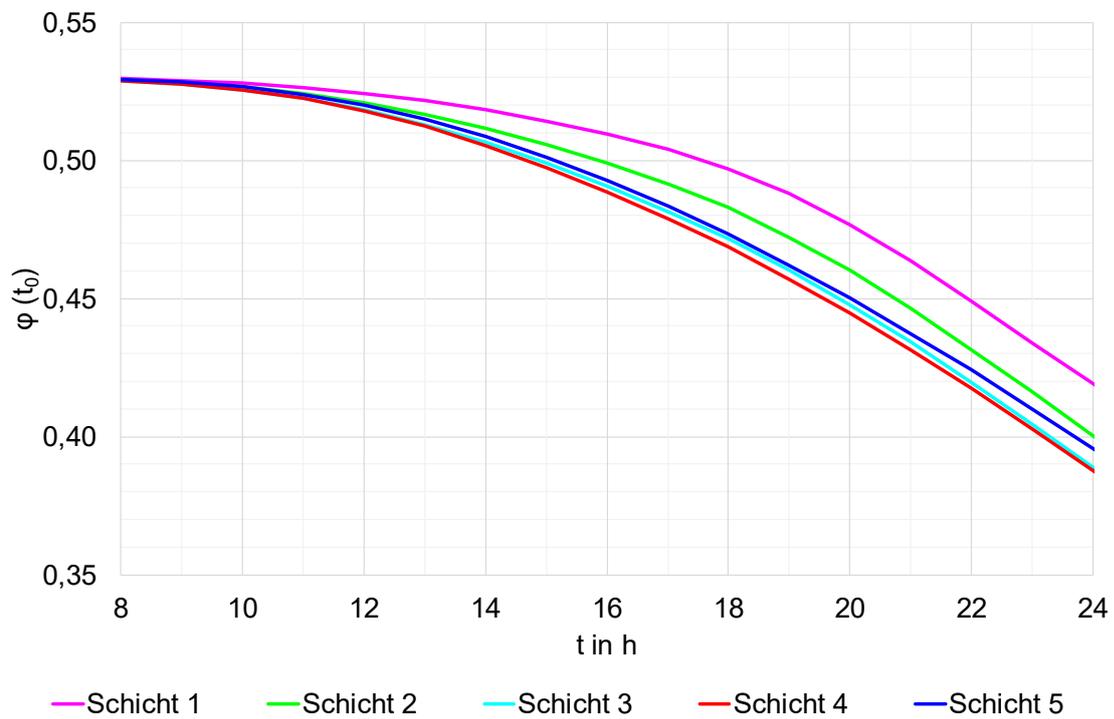
Entwicklung der wirksamen Zeit – Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend



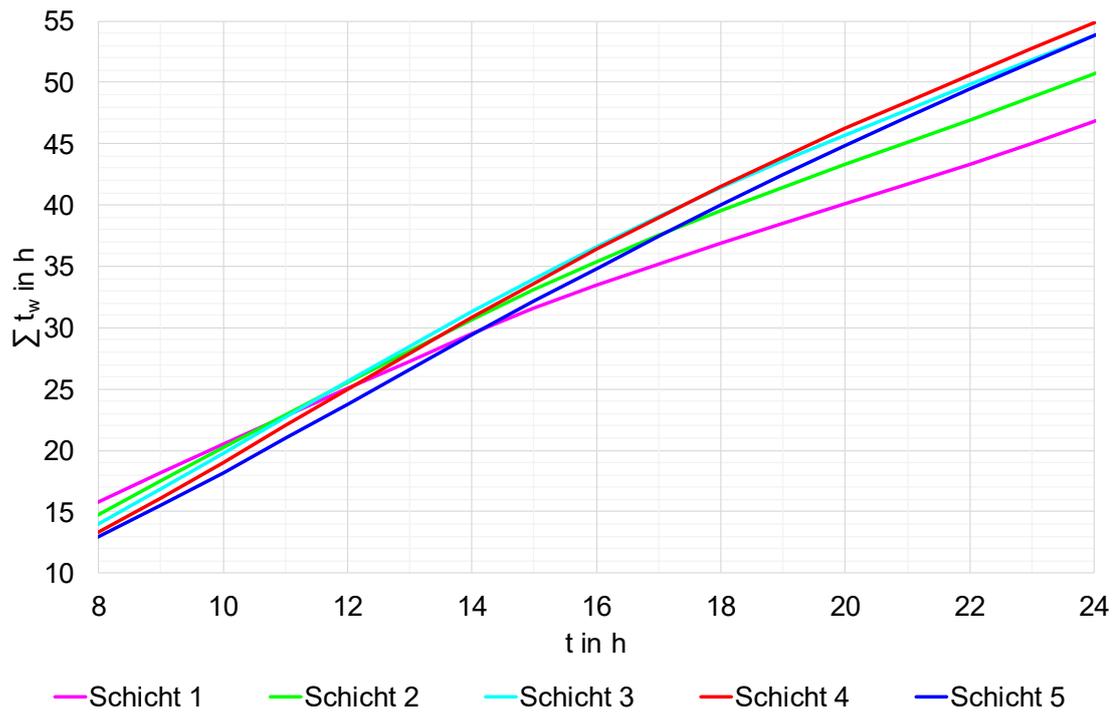
Entwicklung des Elastizitätsmoduls – Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend



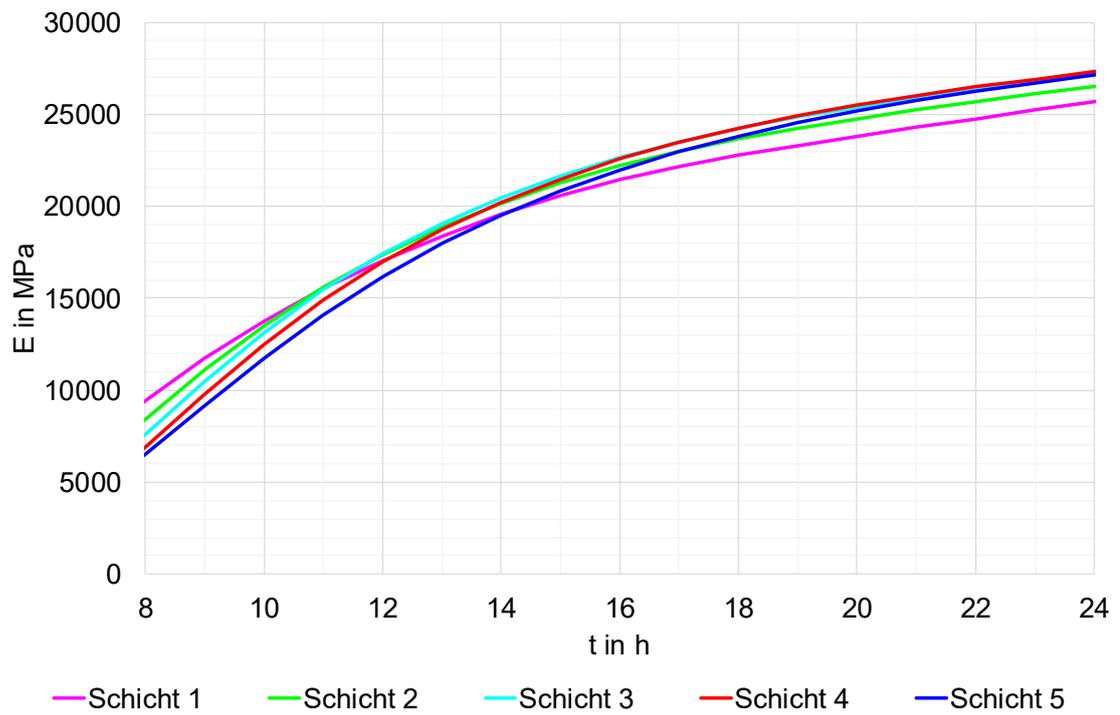
Entwicklung der zentralen Zugfestigkeit – Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend



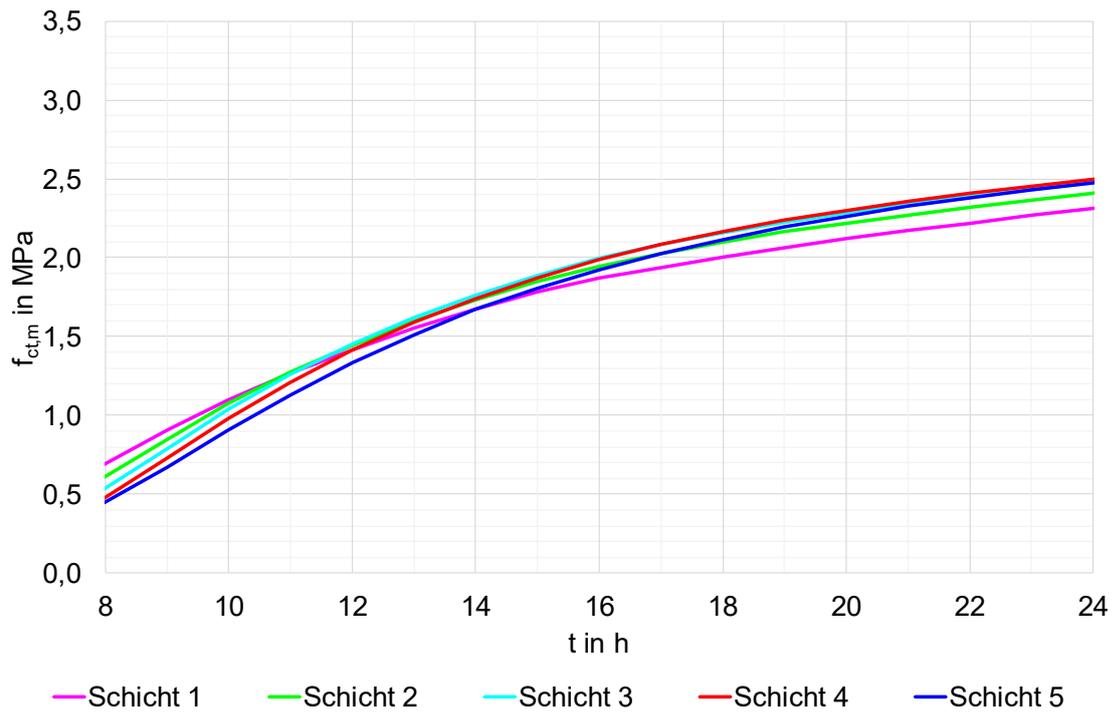
Entwicklung der Grundkriechzahl – Lastfall 2: Betoneinbau Spätherbst Abend



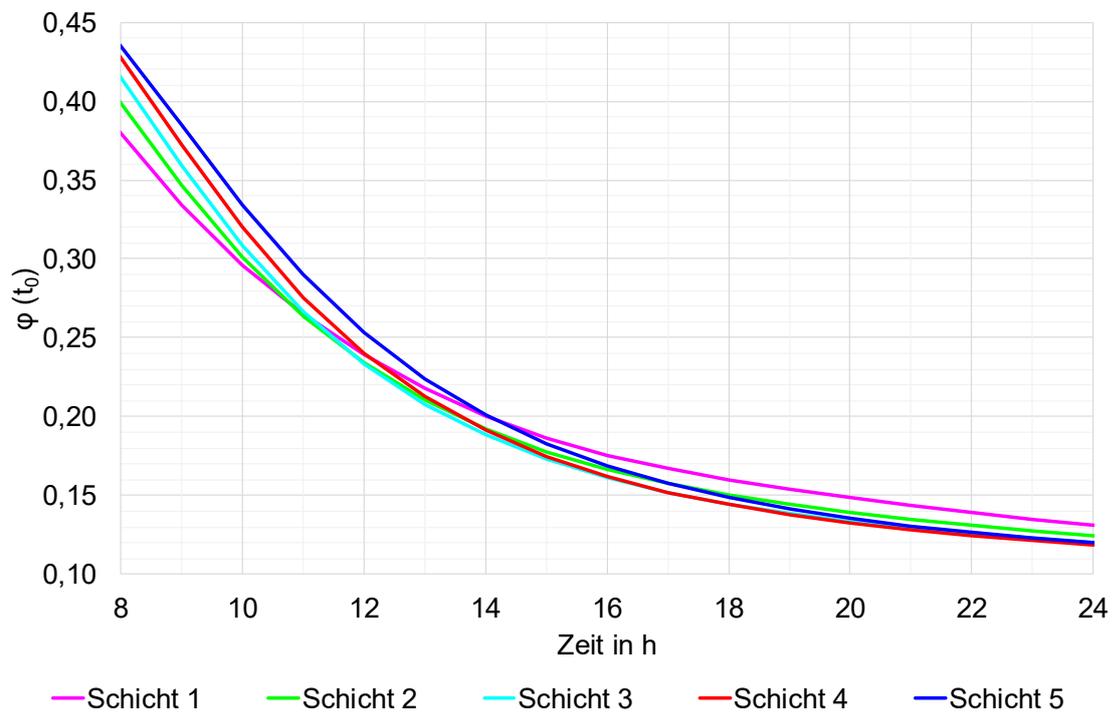
Entwicklung der wirksamen Zeit – Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag



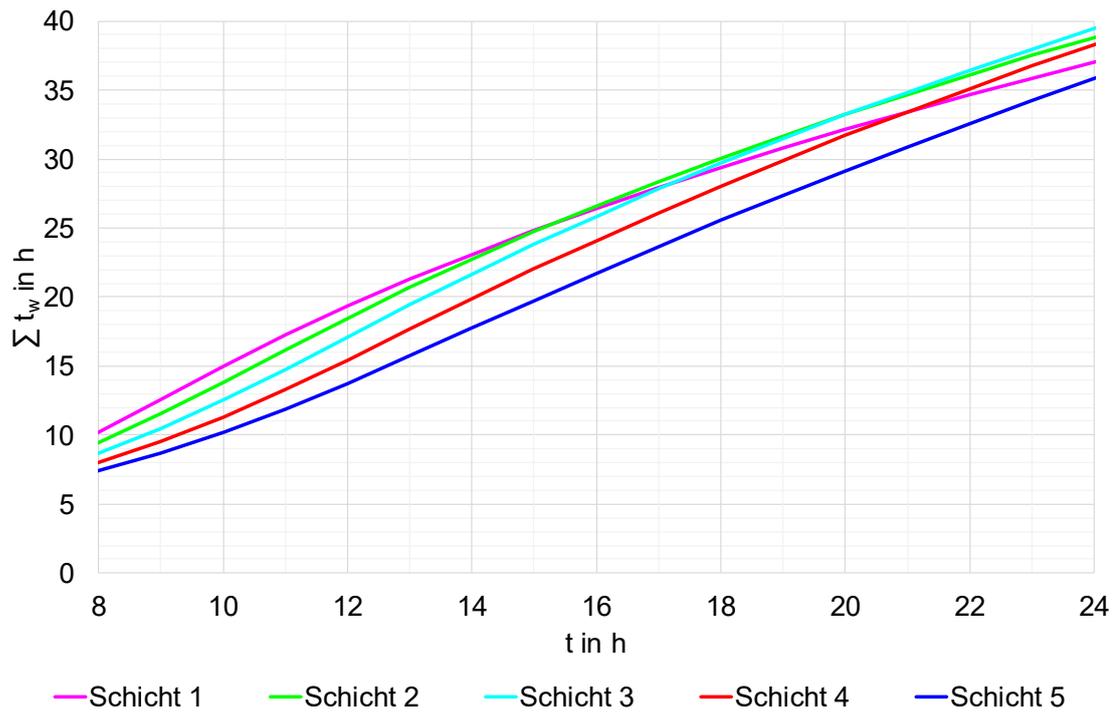
Entwicklung des Elastizitätsmoduls – Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag



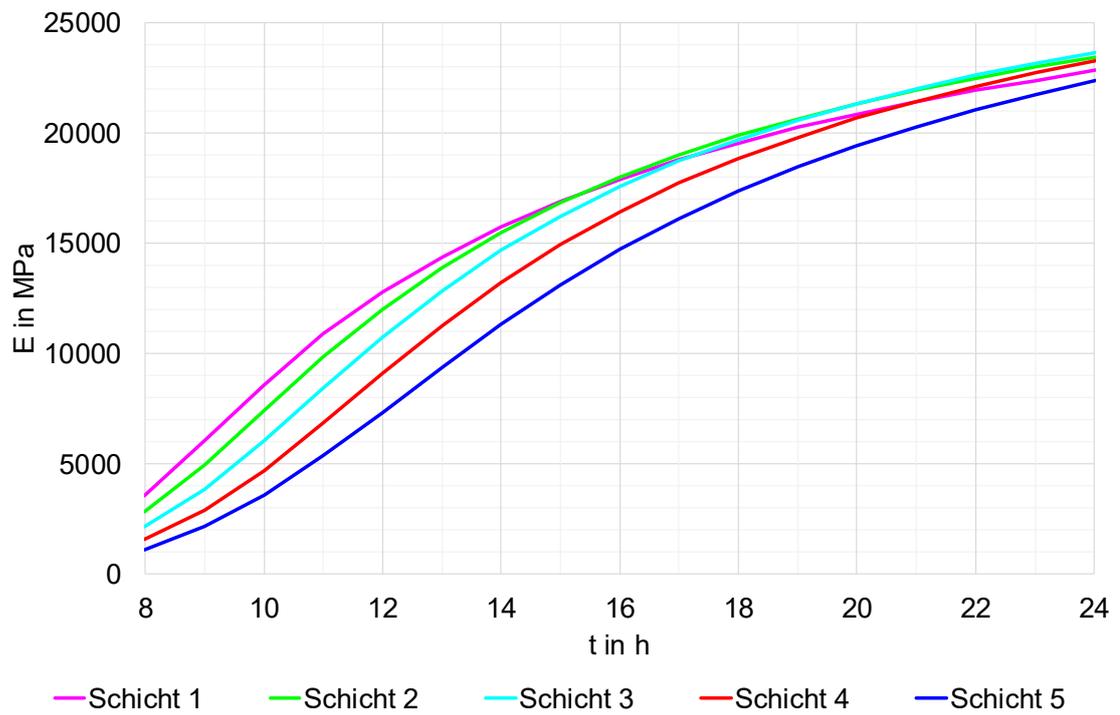
Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit – Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag



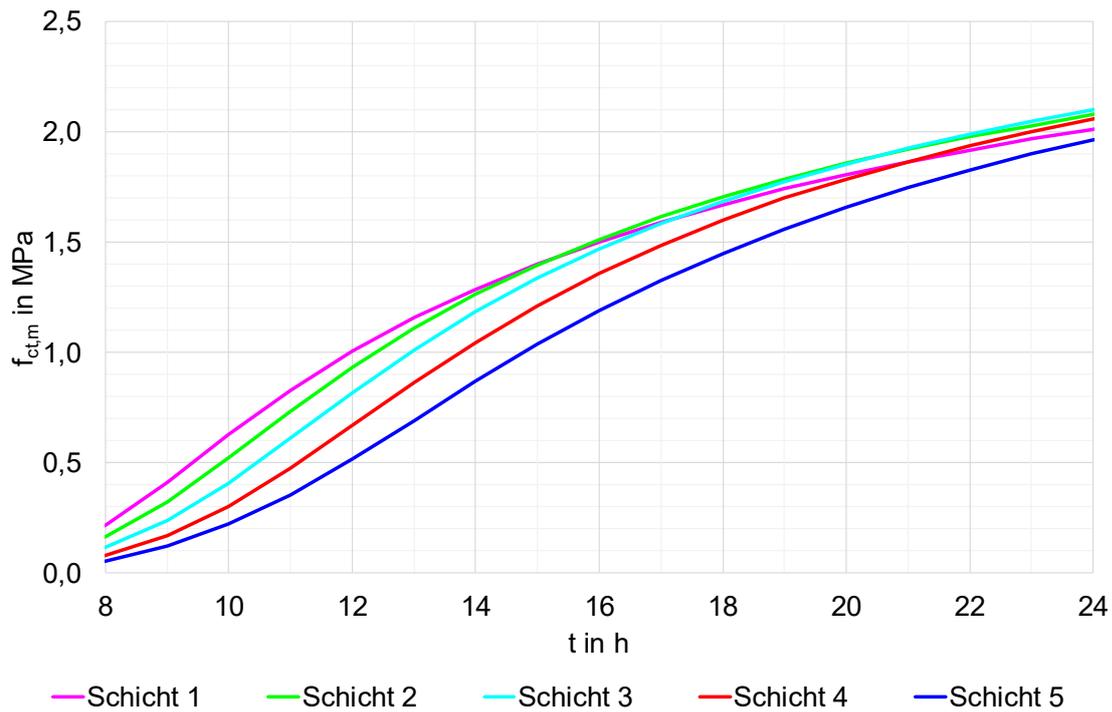
Entwicklung der Grundkriechzahl – Lastfall 3: Betoneinbau Sommer Mittag



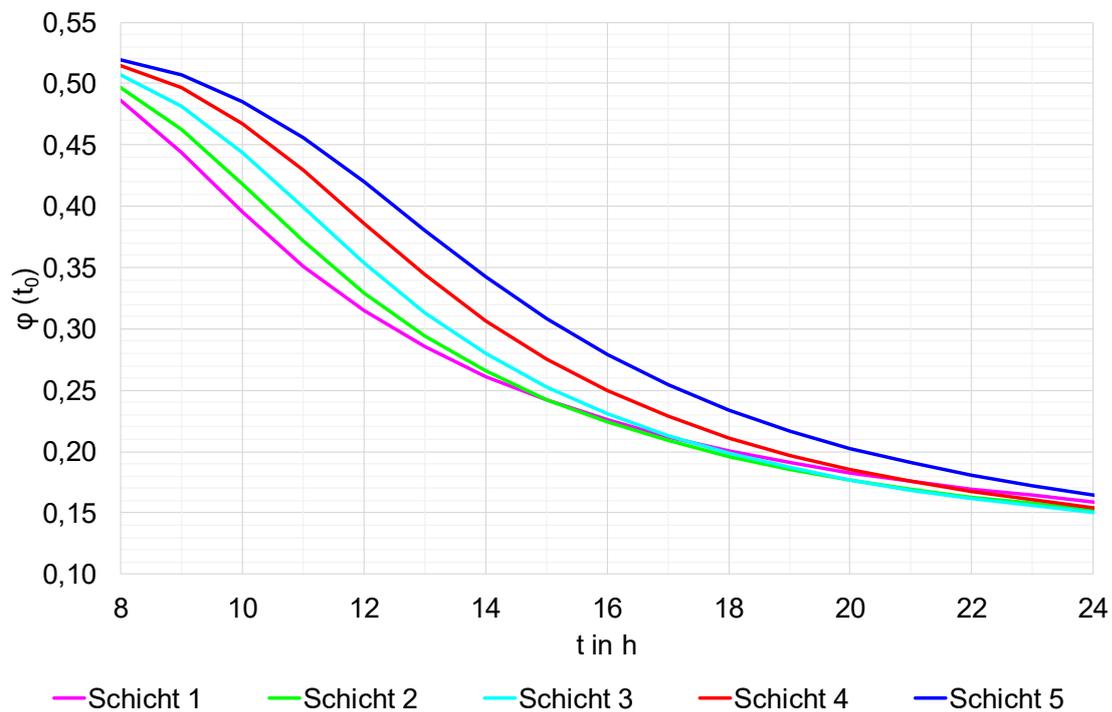
Entwicklung der wirksamen Zeit – Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen



Entwicklung des Elastizitätsmoduls – Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen

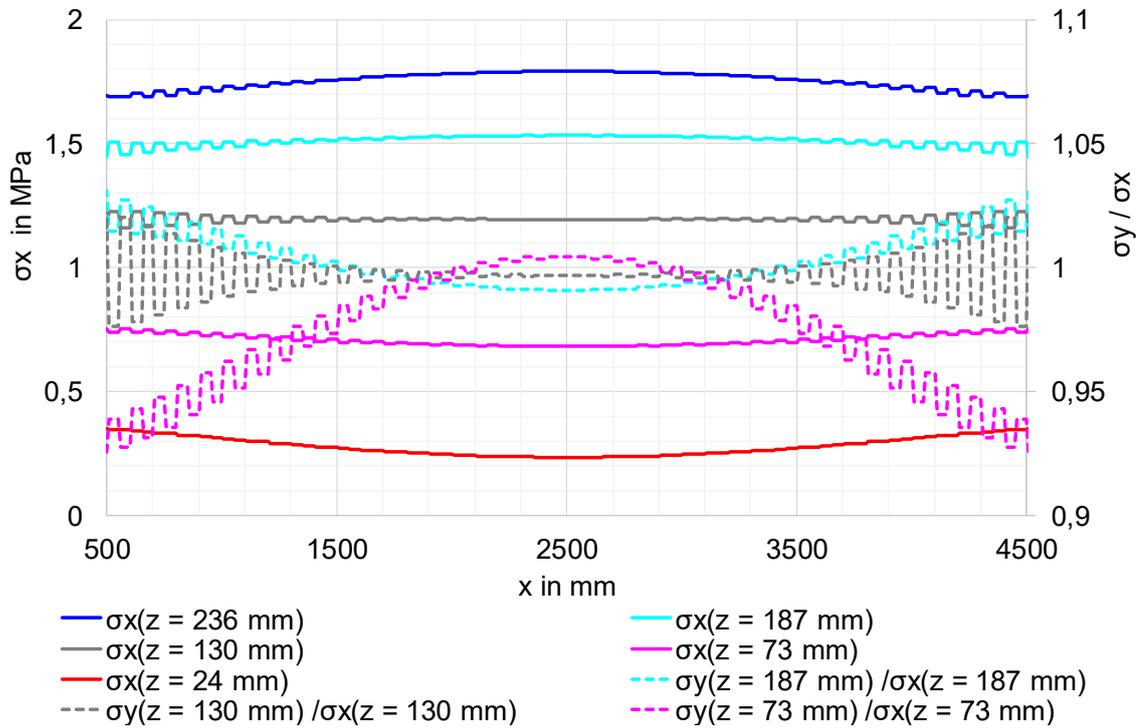


Entwicklung der zentralen Zugfestigkeit – Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen



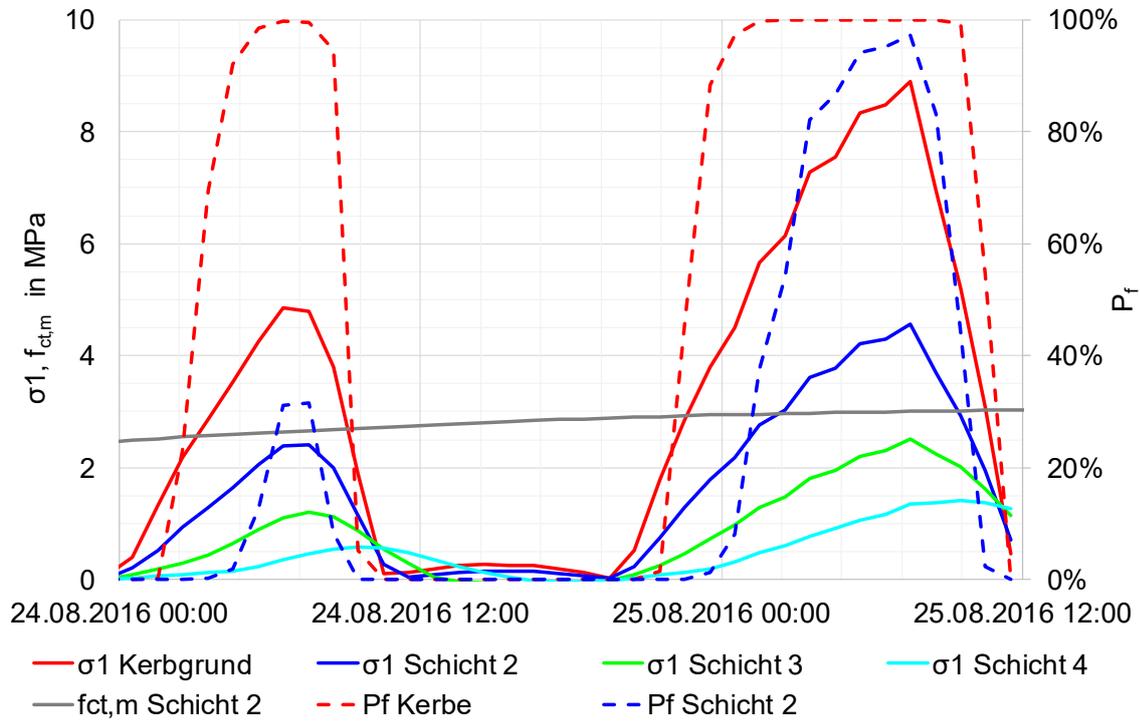
Entwicklung der Grundkriechzahl – Lastfall 4: Betoneinbau Herbst Morgen

### A. 11. Spannungen bei der Berechnung der Nullspannungstemperatur

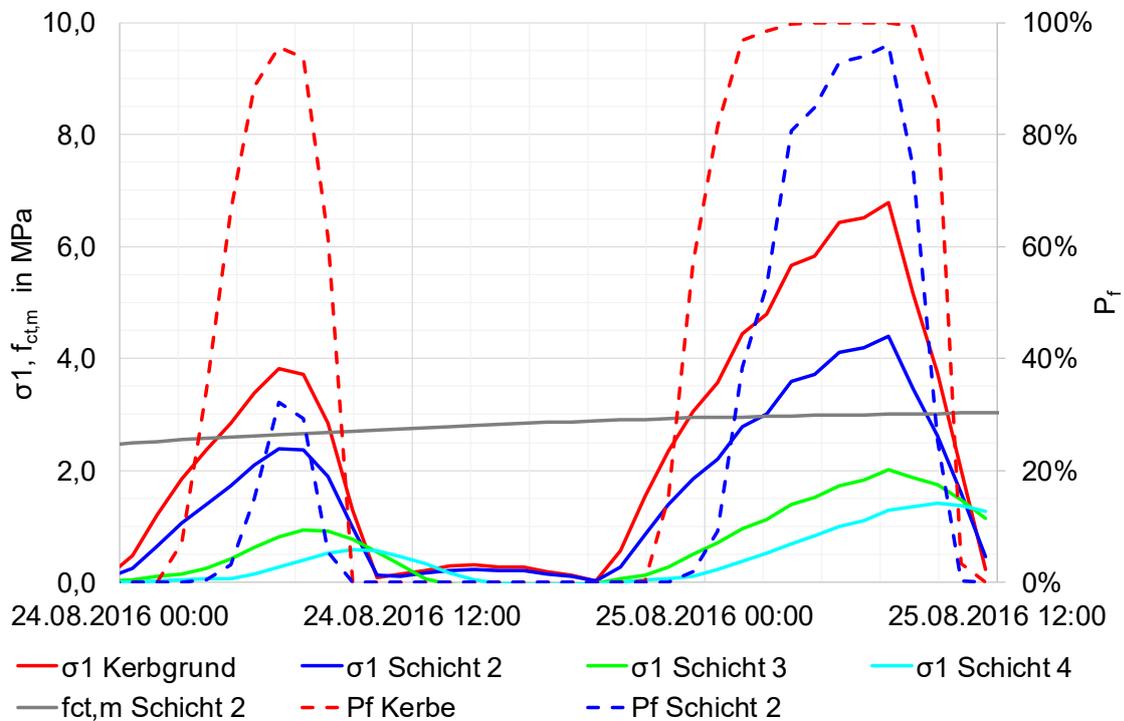


Spannungen außerhalb des Einflusses der Verschiebungsrandbedingung im Längsschnitt durch das Mehrschichtenmodell bei  $y = 2125 \text{ mm}$  beim Lastfall 4 am 09.09.2017 07:40 Uhr

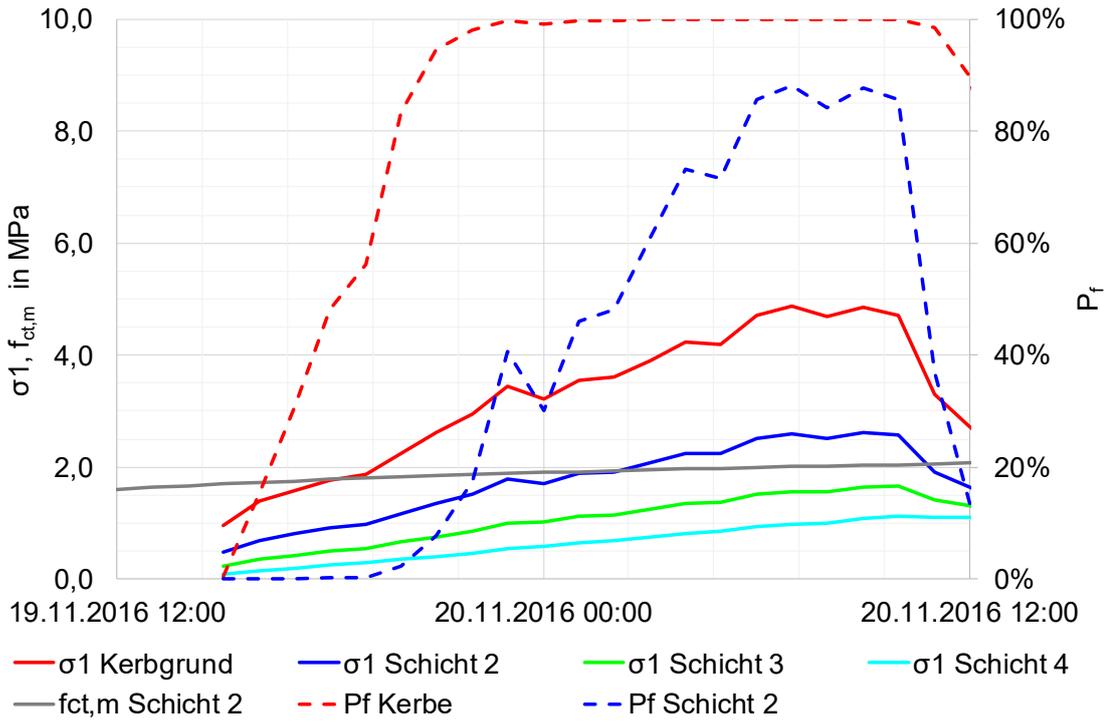
**A. 12. Spannungen und Versagenswahrscheinlichkeiten im Kerbbereich**



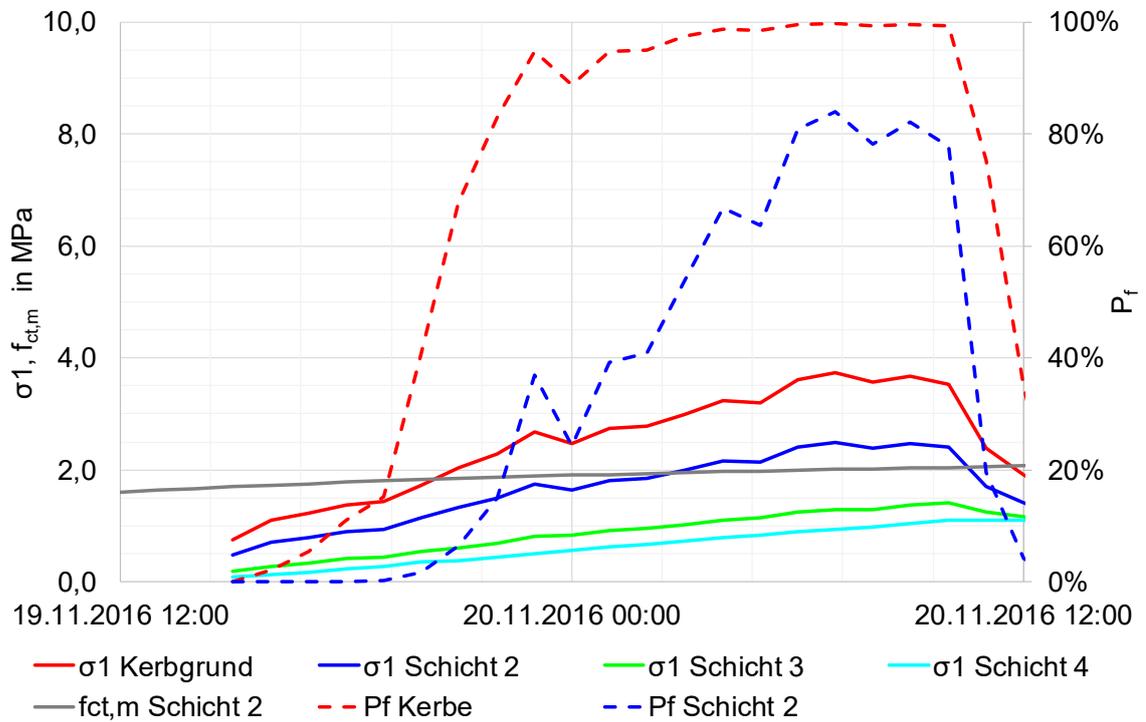
Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 1,  $t_k = 25\%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$



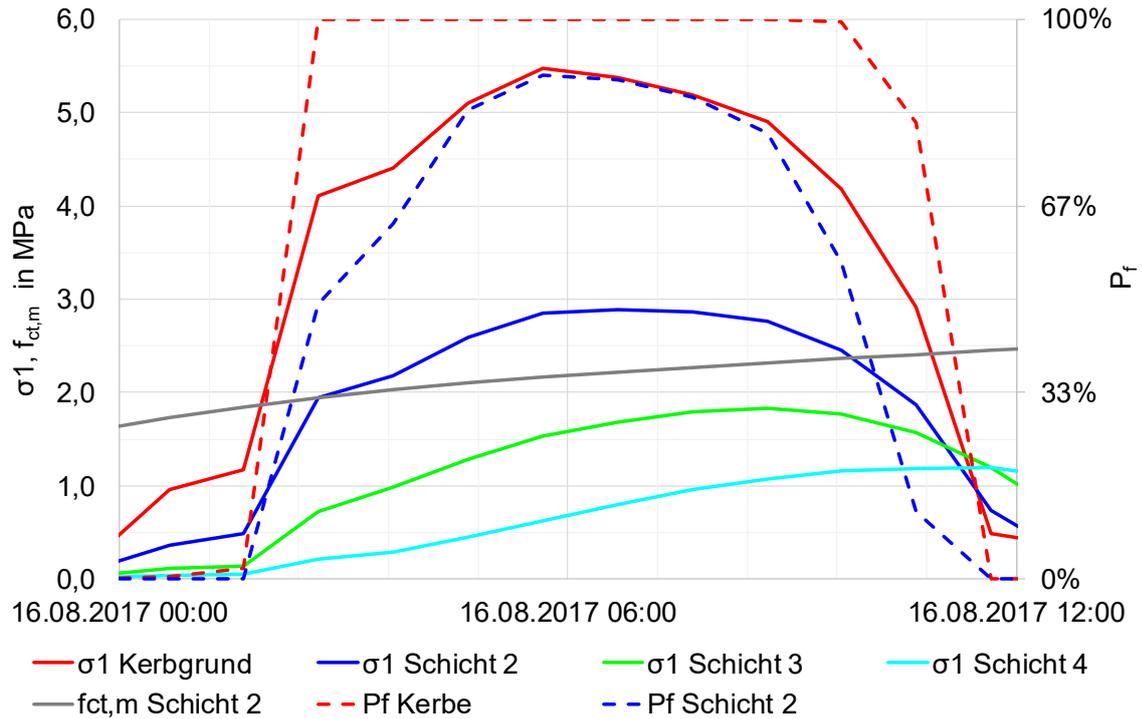
Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 1,  $t_k = 17,5\%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$



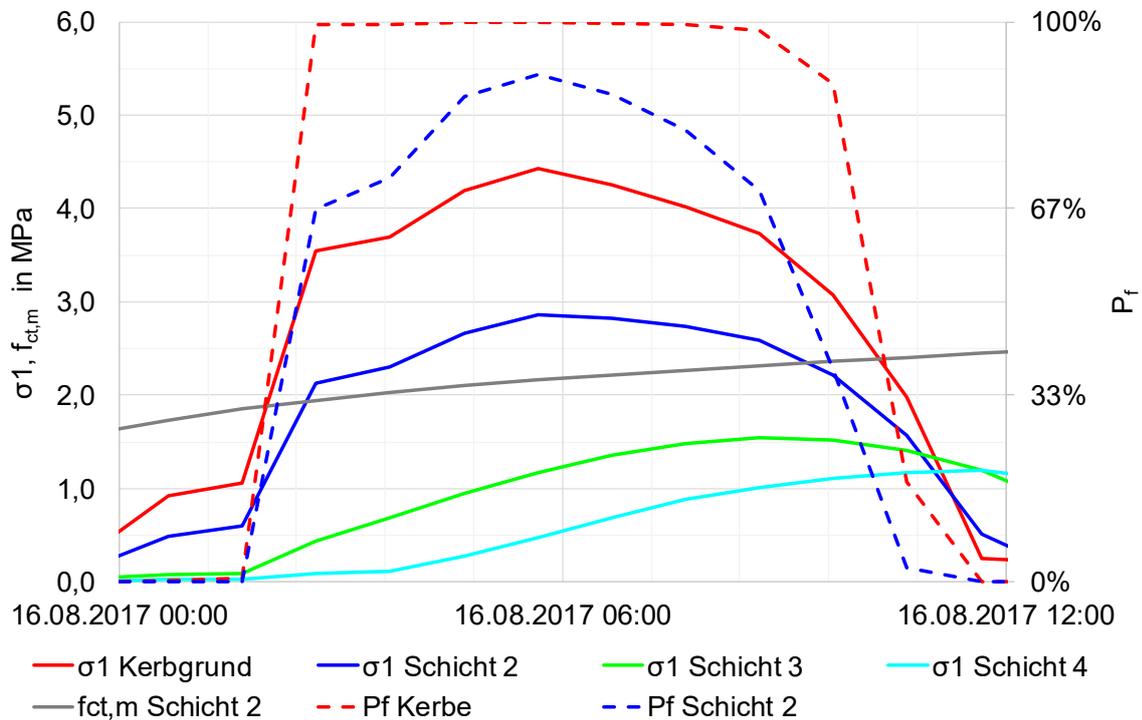
Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 2,  $t_K = 25\%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$



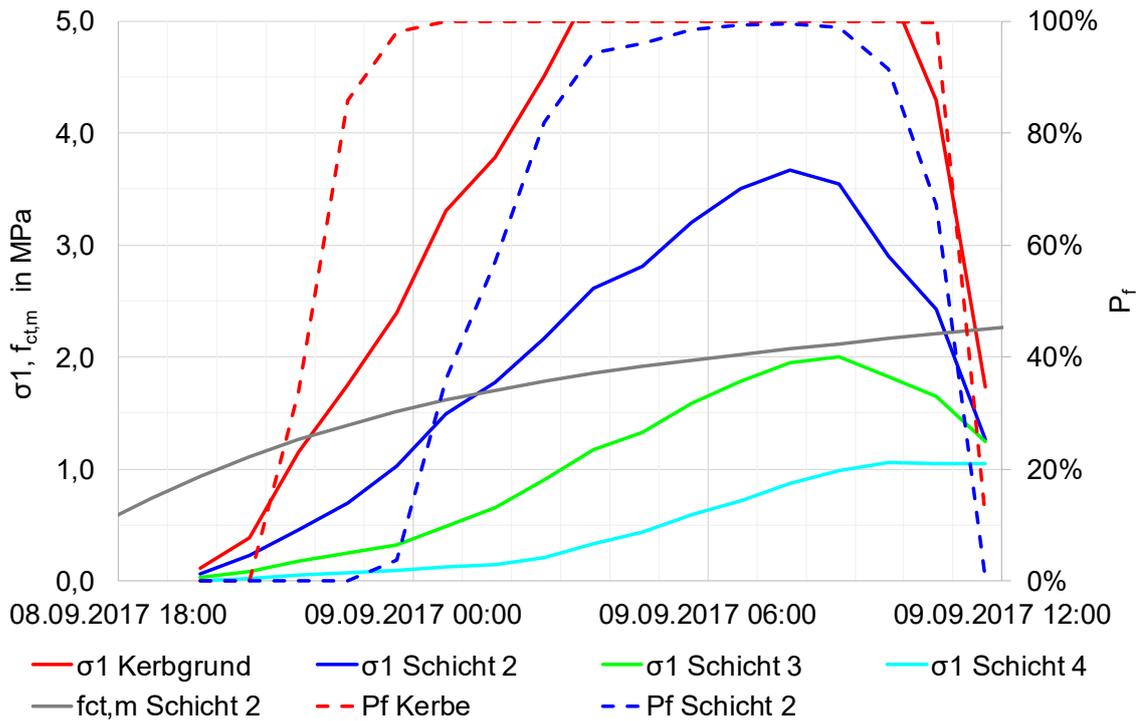
Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 2,  $t_K = 17,5\%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$



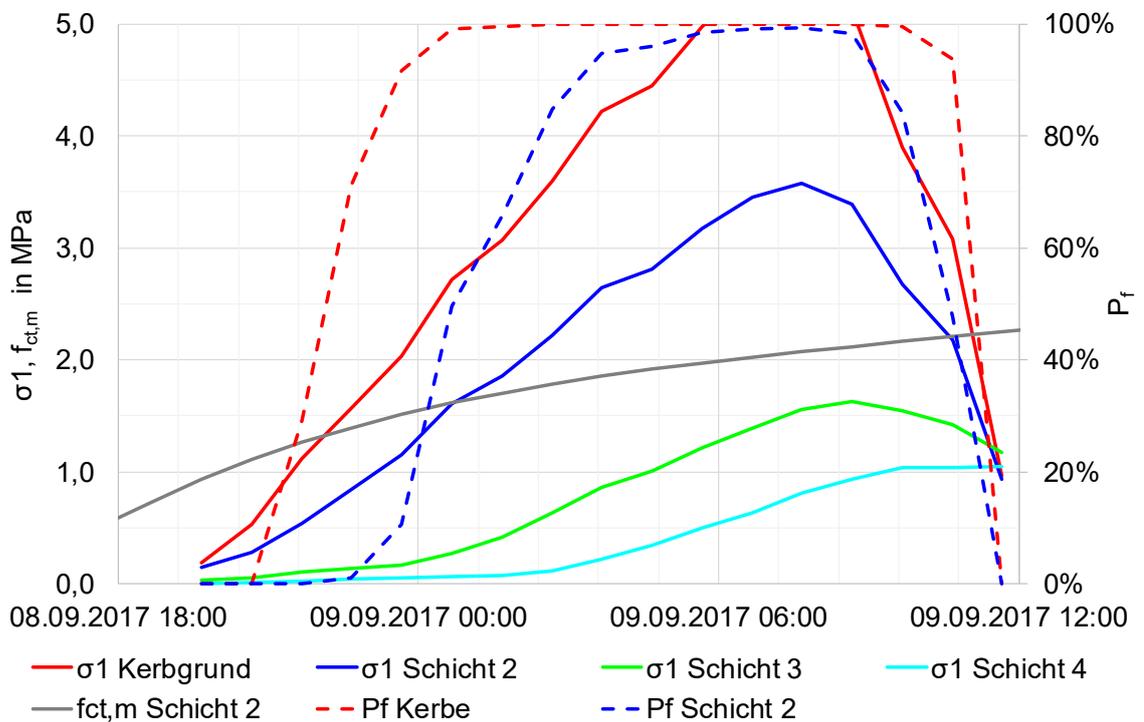
Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 3,  $t_K = 25\%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$



Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 3,  $t_K = 17,5\%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$

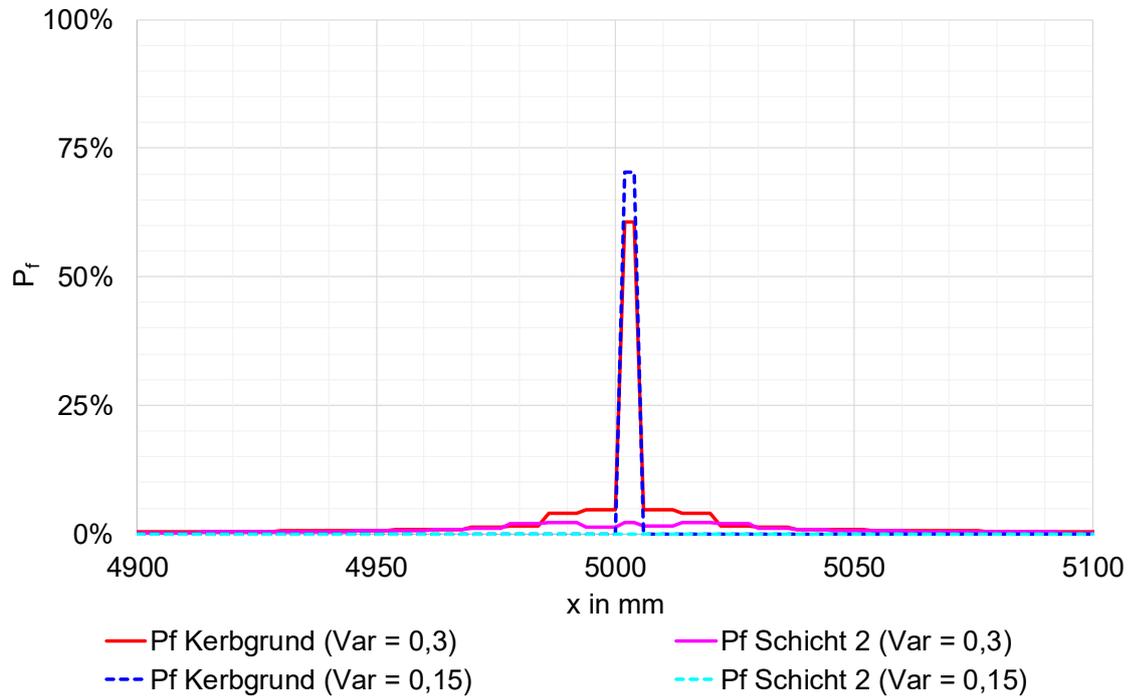


Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 4,  $t_K = 25\%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$

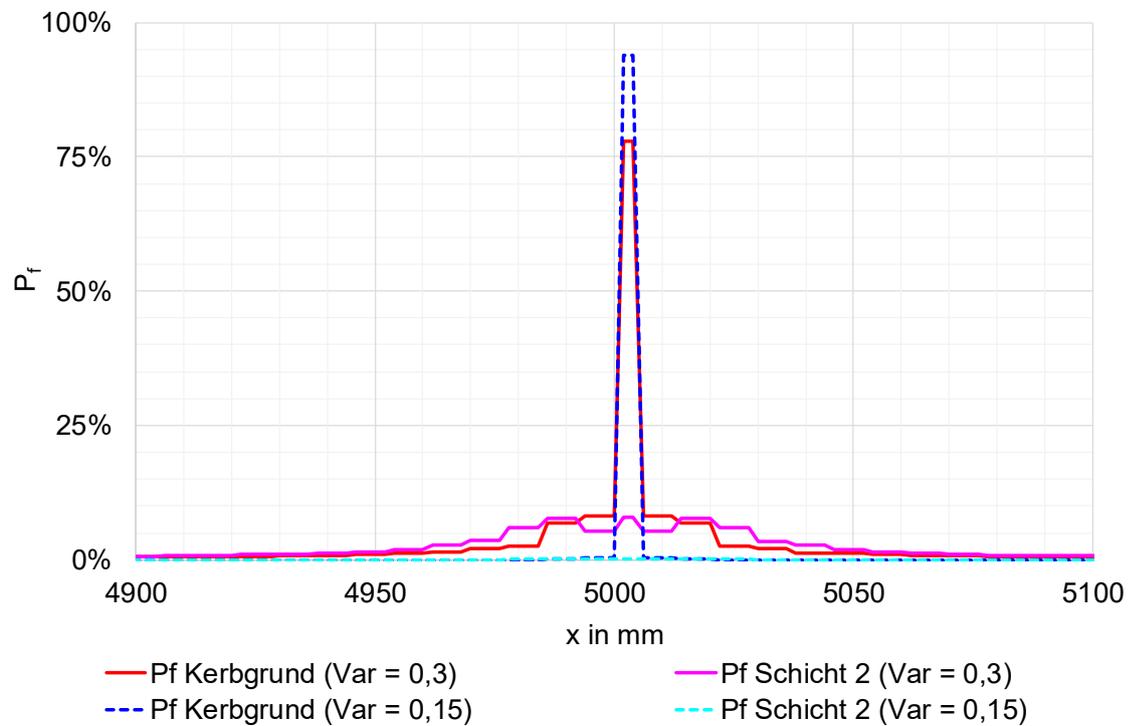


Spannungen, Zugfestigkeit und Versagenswahrscheinlichkeiten unter der Fugenkerbe beim Lastfall 4,  $t_K = 17,5\%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$

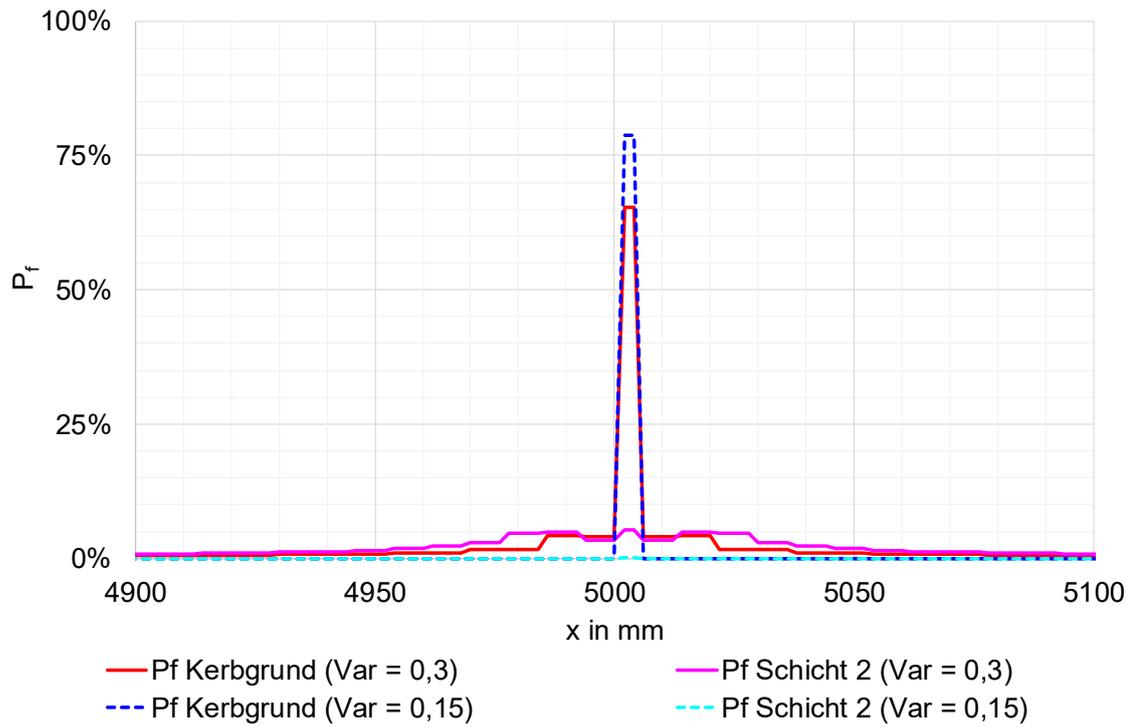
### A. 13. Längsschnitte im Kerbbereich



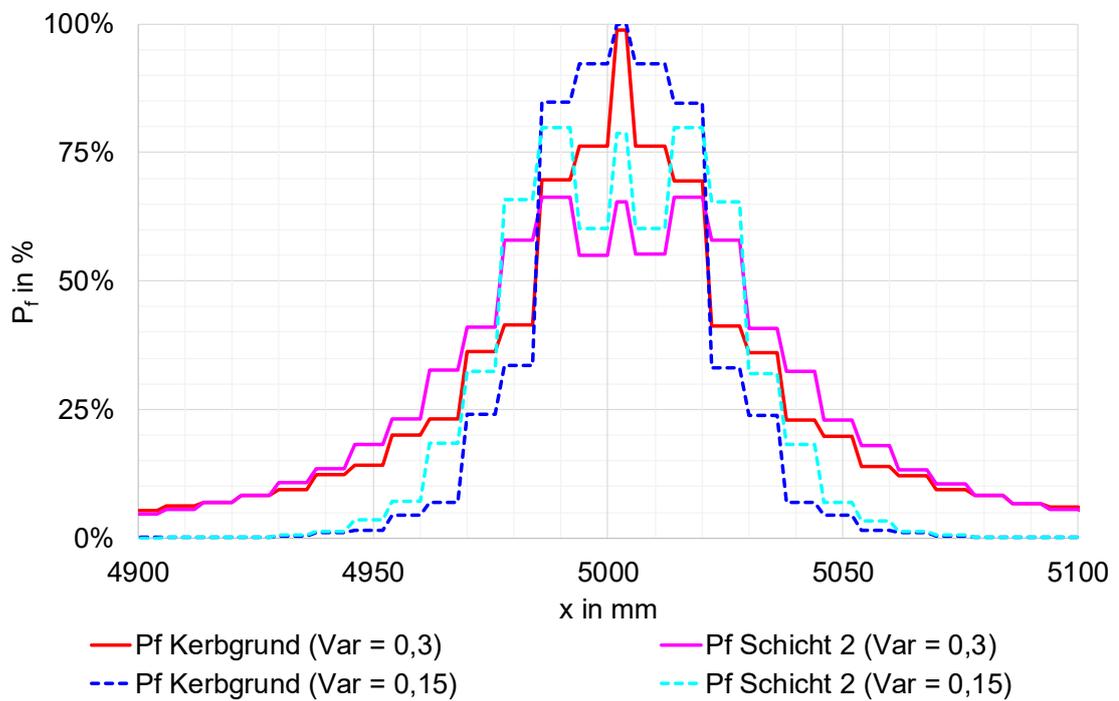
Versagenswahrscheinlichkeiten am 24.08.2016 um 02:30 Uhr beim Lastfall 1,  $t_k = 17,5\%$ ,  
 $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  und  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$



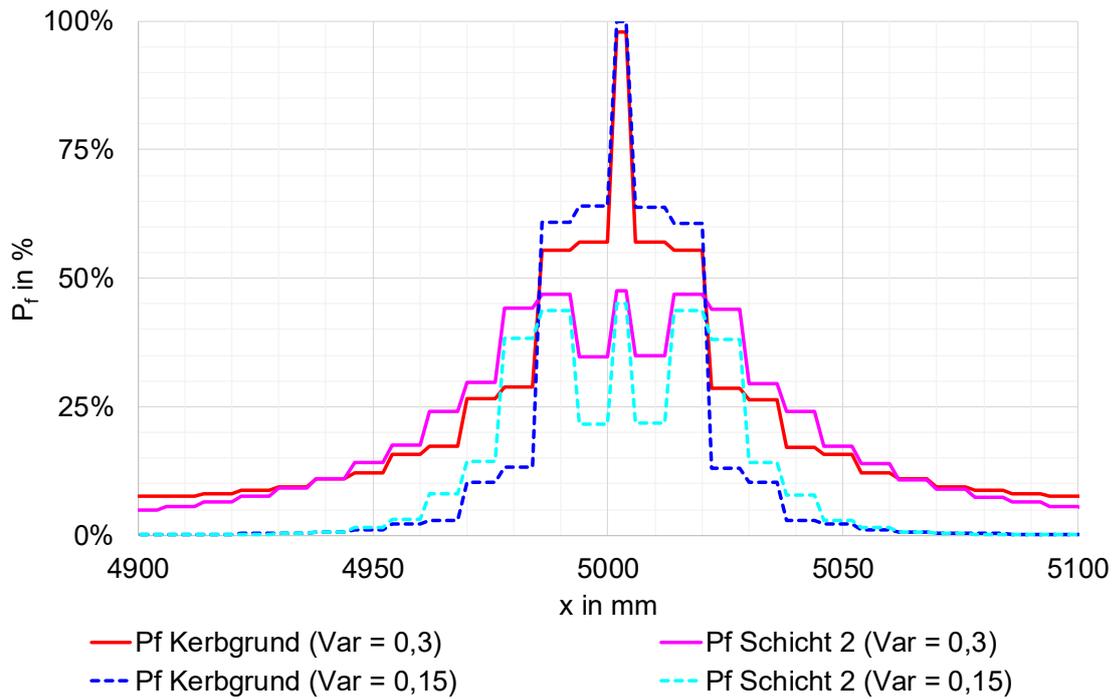
Versagenswahrscheinlichkeiten am 19.11.2016 um 17:00 Uhr beim Lastfall 2,  $t_k = 25\%$ ,  
 $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  und  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$



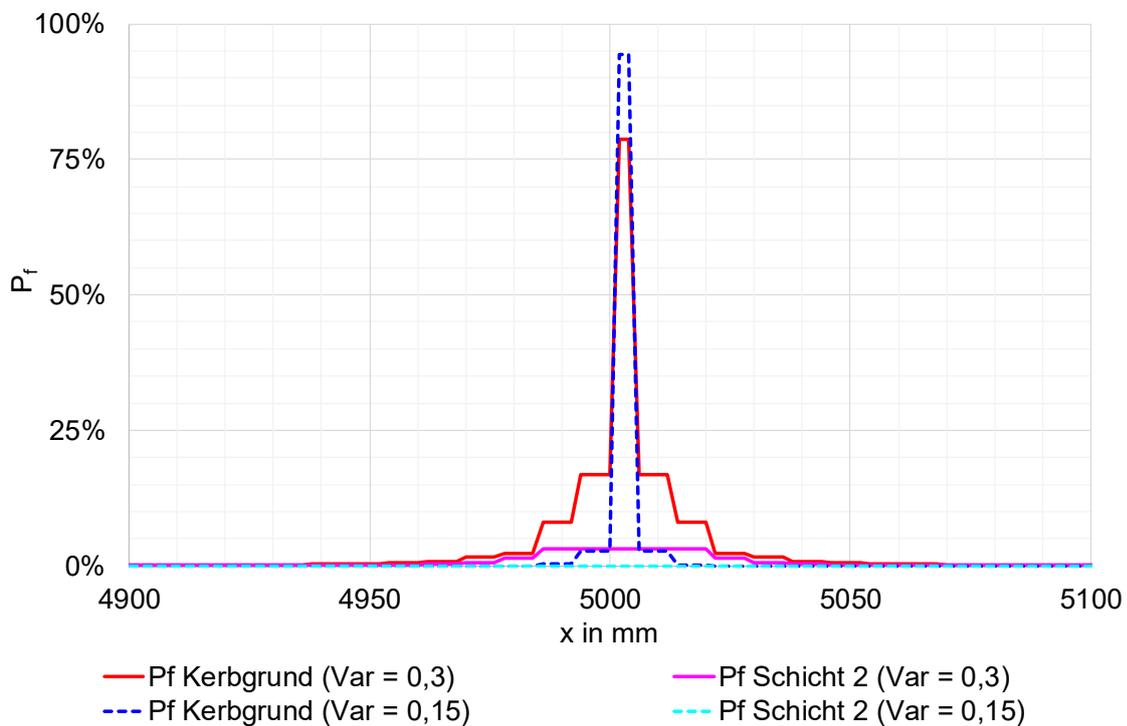
Versagenswahrscheinlichkeiten am 19.11.2016 um 18:00 Uhr beim Lastfall 2,  $t_K = 17,5 \%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$  und  $Var_R = Var_S = 0,3$



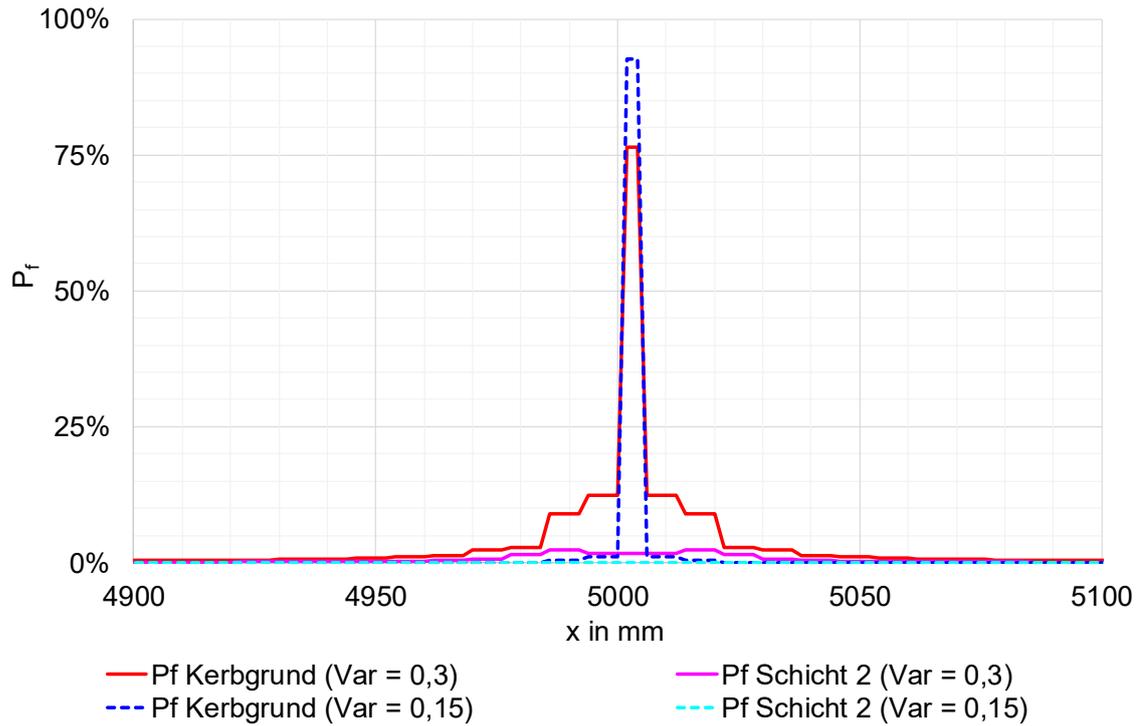
Versagenswahrscheinlichkeiten am 16.08.2017 um 02:40 Uhr beim Lastfall 3,  $t_K = 25 \%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$  und  $Var_R = Var_S = 0,3$



Versagenswahrscheinlichkeiten am 16.08.2017 um 02:40 Uhr beim Lastfall 3,  $t_k = 17,5 \%$ ,  
 $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  und  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$

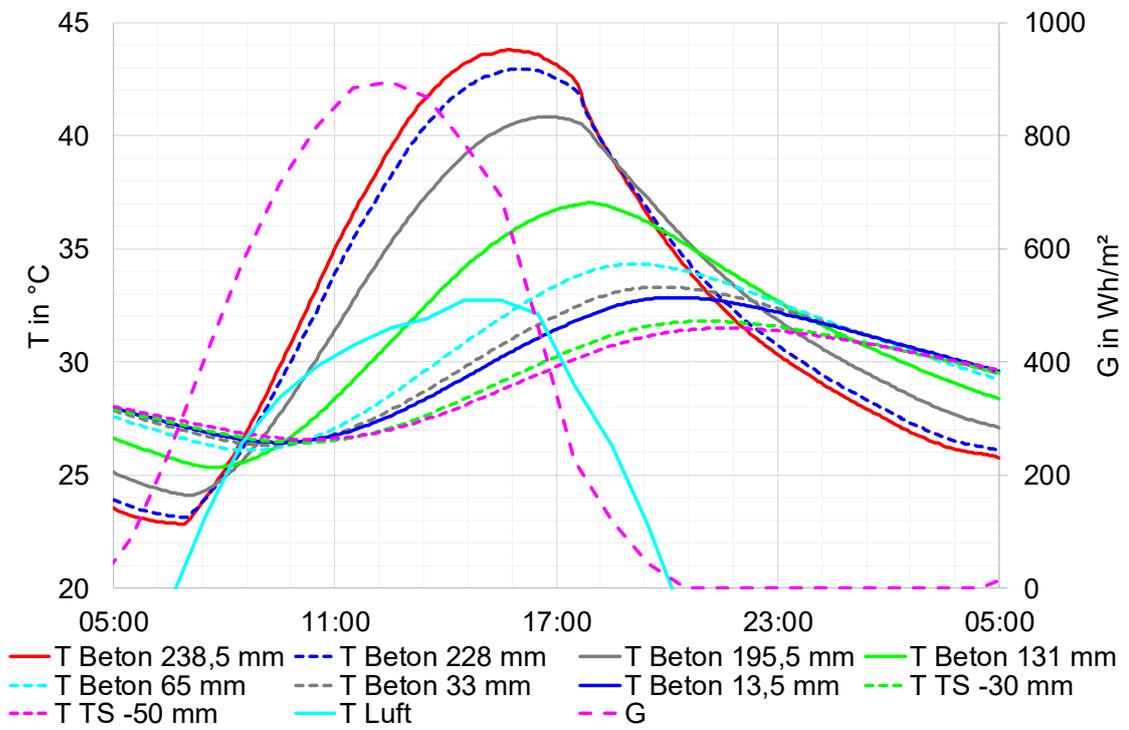


Versagenswahrscheinlichkeiten am 08.09.2017 um 21:40 Uhr beim Lastfall 4,  $t_k = 25 \%$ ,  
 $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,15$  und  $\text{Var}_R = \text{Var}_S = 0,3$

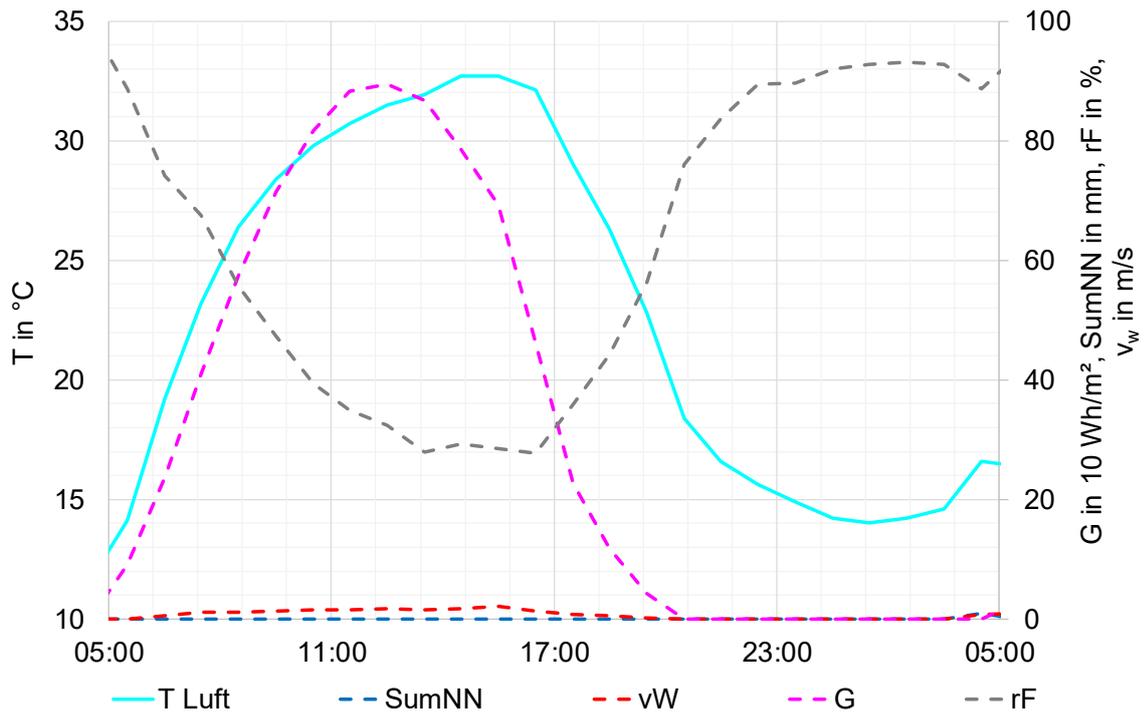


Versagenswahrscheinlichkeiten am 08.09.2017 um 21:40 Uhr beim Lastfall 4,  $t_K = 17,5 \%$ ,  $Var_R = Var_S = 0,15$  und  $Var_R = Var_S = 0,3$

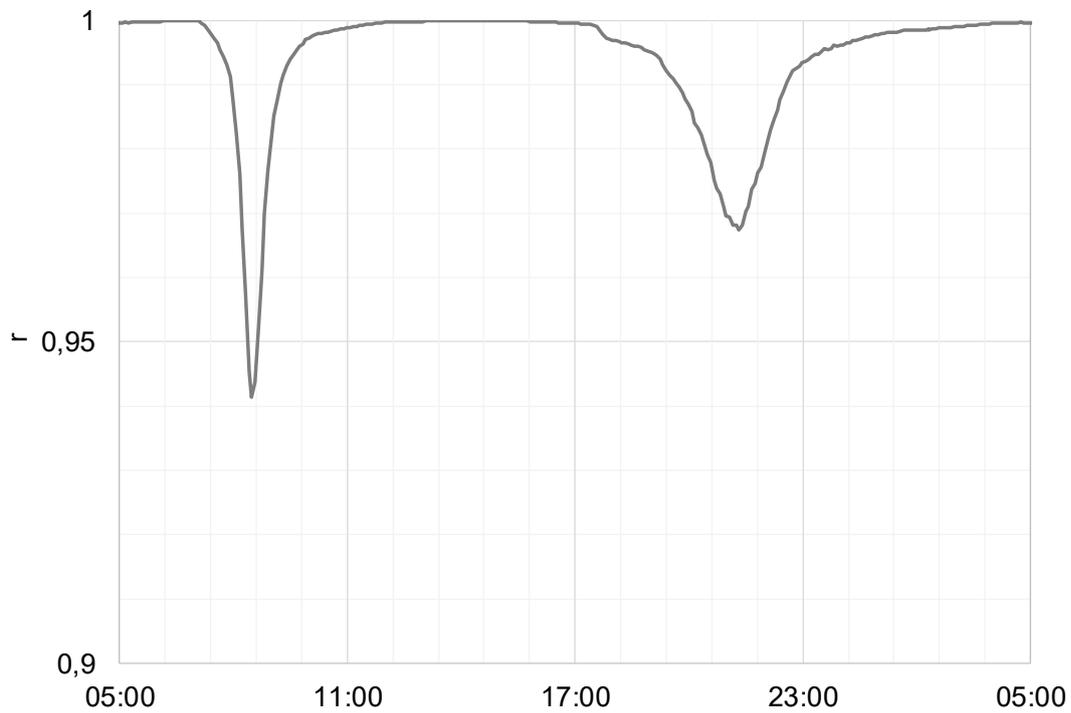
**A. 14. Messwerte im Betriebszustand und deren Auswertung**



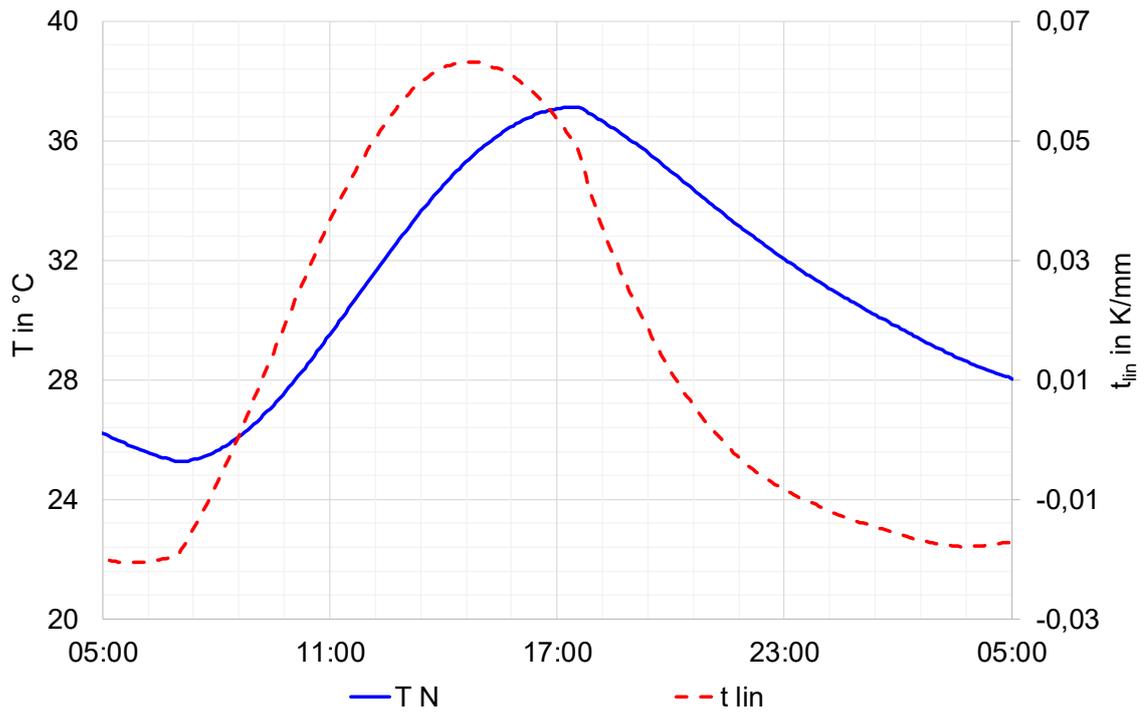
Messwerte und Wetterdaten nach [33] am 06.07.2017



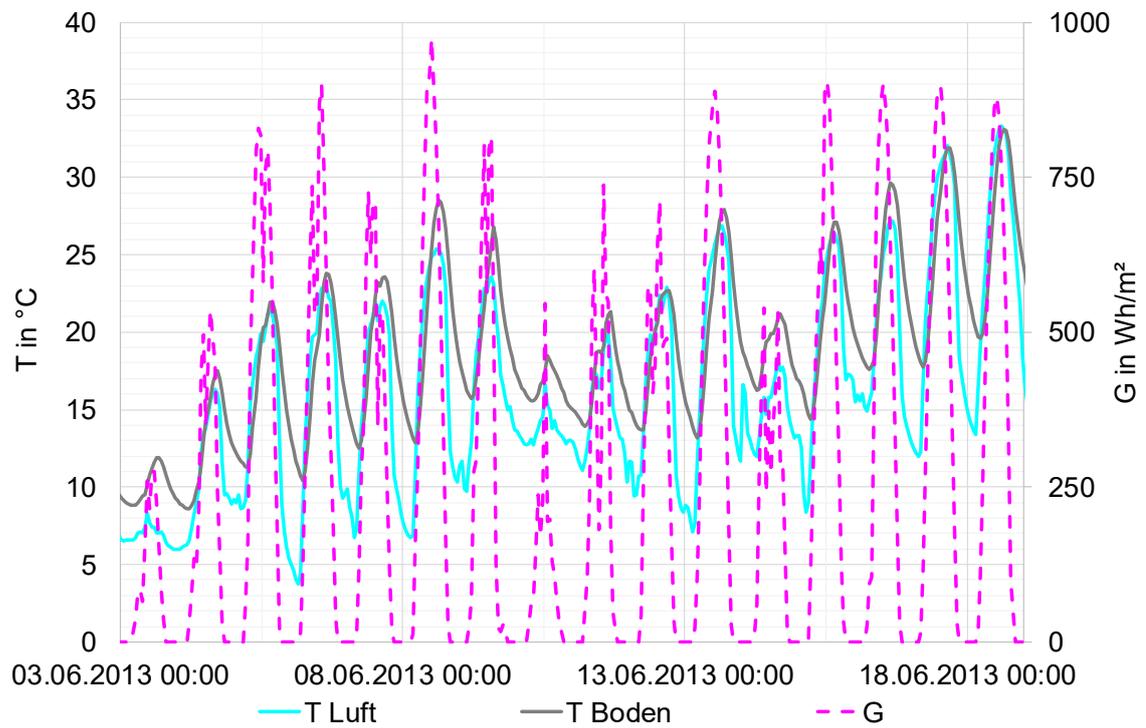
Wetterdaten zur Temperaturmessung im Betriebszustand nach [33]



Korrelationskoeffizienten der quadratischen Regression der Temperaturmessdaten am 06.07.2017

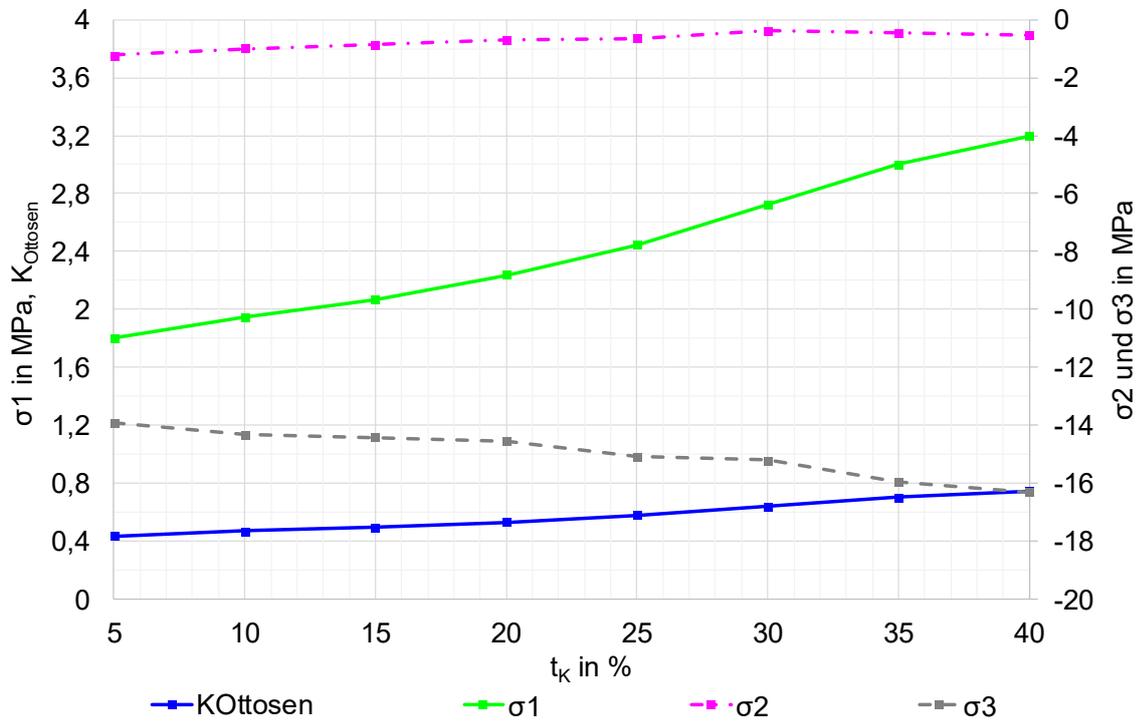


Gleichmäßige Temperatur und linearer Temperaturgradient am 06.07.2017

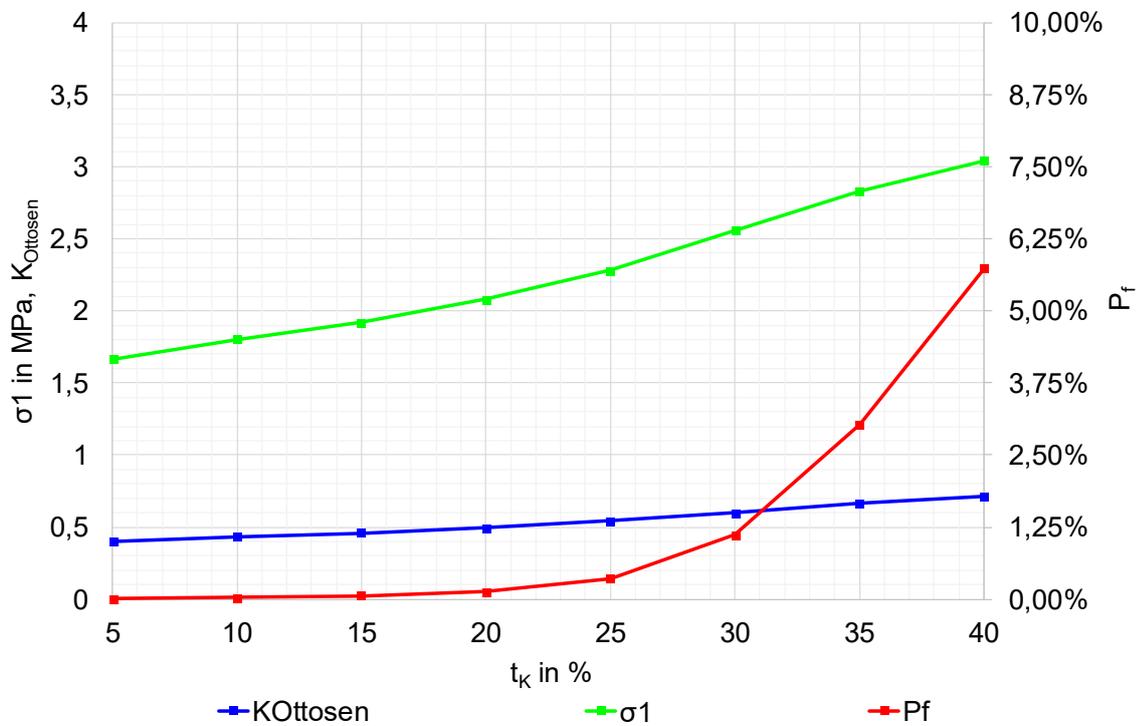


Wetterdaten Anfang Juni 2013 nach [33]

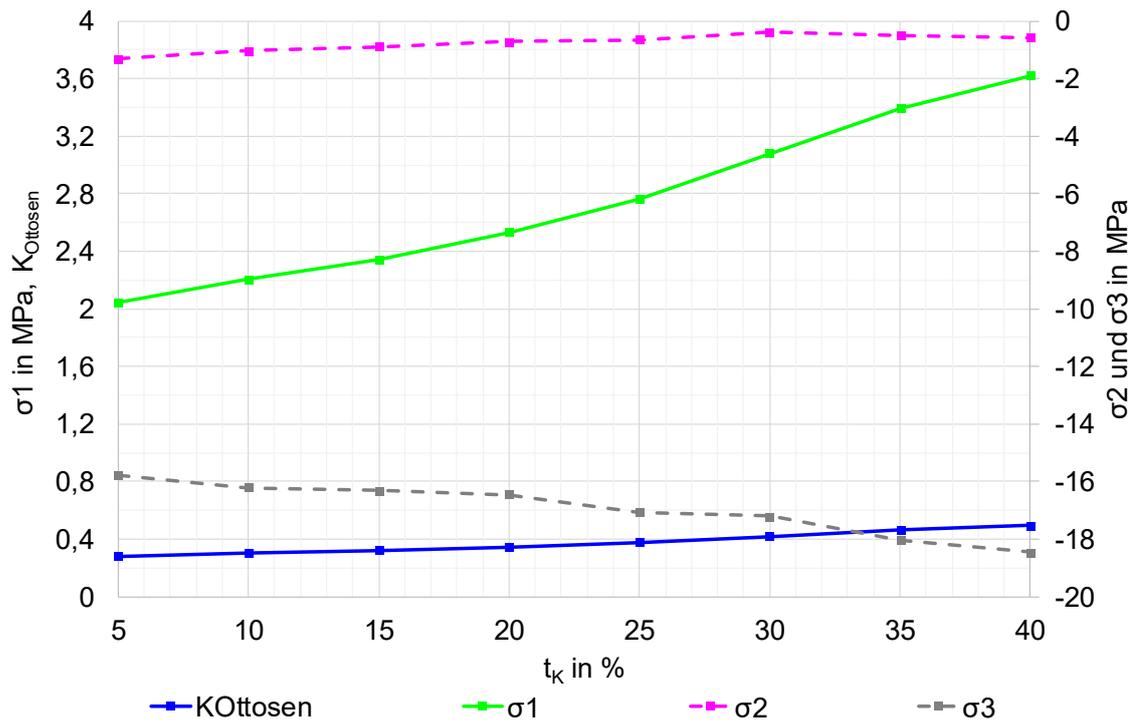
**A. 15. Untersuchungen zur Kerbtiefe im Betriebszustand**



Maximale 1. Hauptspannung, zugehörige 2. und 3. Hauptspannungen und Ottosen-Kriterium beim Nullspannungstemperaturprofil II und Stoffparameterkombination A



Maximale 1. Hauptspannung, Ottosen-Kriterium und Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Kerbtiefe, Nullspannungstemperaturprofil I und Stoffparameterkombination A



Maximale 1. Hauptspannung, zugehörige 2. und 3. Hauptspannungen und Ottosen-Kriterium beim Nullspannungstemperaturprofil II und Stoffparameterkombination B