

Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Tragwerksbau
Technische Universität München

Beurteilung der Ermüdungssicherheit
von Koppelfugenquerschnitten bestehender
Spannbetonbrücken durch Langzeitmessungen

Erwin Penka

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der
Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gert Albrecht

Prüfer der Dissertation: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch

2. Prof. Dr. sc. techn. Eugen Brühwiler
École Polytechnique Fédérale de Lausanne / Schweiz

Die Dissertation wurde am 2.9.2003 bei der Technischen Universität München eingereicht und
durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 3.12.2004 angenommen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Langzeitmessung	3
2.1	Allgemeines	3
2.2	Messeinrichtung	5
2.2.1	Messung der Rissbewegungen	6
2.2.2	Messung der Betonranddehnungen	7
2.2.3	Messung der Querschnittstemperaturen	7
2.3	Auswertung der Messdaten	8
2.3.1	Temperaturbelastung	8
2.3.2	Rissbewegungen und Dehnungen	12
2.4	Langzeitmessung: Brücke A	13
2.4.1	Bauwerk	13
2.4.2	Anordnung der Messpunkte	13
2.4.3	Temperaturbelastung und deren Einfluss auf die mittlere Rissöffnung	14
2.4.4	Riss- und Dehnungsdoppelamplituden	16
2.4.5	Verkehrsbelastung	20
2.4.6	Bewertung des Tragverhaltens	21
2.5	Langzeitmessung: Brücke B	22
2.5.1	Bauwerk	22
2.5.2	Anordnung der Messpunkte	22
2.5.3	Temperaturbelastung des Bauwerks	23
2.5.4	Rissbewegungen	26
2.5.5	Bewertung des Tragverhaltens	32
3	Materialmodelle	33
3.1	Allgemein	33
3.2	Numerische Umsetzung	33
3.3	Materialverhalten und Rechenmodelle für den Beton	36
3.3.1	Beton unter Kurzzeitbeanspruchung	37
3.3.2	Beton unter Langzeitbeanspruchung	41
3.3.3	Beton unter nicht ruhender Belastung	53
3.3.4	Einfluss der Temperatur auf die Betoneigenschaften	59
3.3.5	Gesamtmodell zum Verformungsverhalten des Betons	61
3.4	Beton- und Spannstahl	62
3.4.1	Materialverhalten und Modellierung des Betonstahls	62
3.4.2	Materialverhalten und Modellierung des Spannstahls und der Spanngliedkopplungen	65

3.4.3	Einfluss der Temperatur auf die Beton- und Spannstahleigenschaften . . .	69
3.5	Verhalten und Modellierung des Verbundes	71
3.5.1	Allgemeines	71
3.5.2	Verbundeigenschaften	71
3.5.3	Modellierung	73
4	Verifikation der Materialmodelle	77
4.1	Allgemeines	77
4.2	Materialverhalten	78
4.2.1	Kriechen des Betons	78
4.2.2	Schwinden des Betons	79
4.2.3	Beton unter zyklischer Belastung	79
4.2.4	Spannstahlrelaxation	82
4.3	Vorspannungsverluste in Spanngliedkopplungen	83
4.3.1	Nachrechnung der Versuche von <i>Giegold</i> [26]	83
4.3.2	Simulation eines abschnittswisen Bauens	88
5	Simulation des Tragverhaltens der Messquerschnitte	93
5.1	Allgemeines	93
5.1.1	Bestimmung der Parameter ständiges Moment M_{st} und Vorspannung P_{dir}	94
5.2	Brücke A	96
5.2.1	Modellierung der Rissöffnung in Querrichtung	96
5.2.2	Bestimmung der Parameter Verkehrsbelastung, ständiges Moment M_{st} und Vorspannung P_{dir}	98
5.2.3	Ergebnisse der Simulation	100
5.3	Brücke B	105
5.3.1	Bestimmung der Parameter ständiges Moment M_{st} und Vorspannung P_{dir}	105
5.3.2	Ergebnisse der Simulation	106
6	Beurteilung der Ermüdungssicherheit der Messquerschnitte	111
6.1	Brücke A	111
6.1.1	Beurteilung der Ermüdungsbruchgefährdung des Betons	111
6.1.2	Betriebsfestigkeitsnachweis der Spanngliedkopplungen	111
6.2	Brücke B	114
6.2.1	Beurteilung der Ermüdungsbruchgefährdung des Betons	114
6.2.2	Bestimmung des Schädigungsgrads des Beton- und Spannstahls zum Zeitpunkt der Messung	114
7	Zusammenfassung	119
	Literaturverzeichnis	121
	Abbildungsverzeichnis	127
	Tabellenverzeichnis	133

A	Brücke A	135
A.1	Bauwerksdaten	135
A.1.1	Brückenansicht	135
A.1.2	Angaben zu Koppelfuge 3 (halber Querschnitt)	135
A.2	Anordnung der Messpunkte der Langzeitmessung	139
A.3	Ergebnisse der Langzeitmessung	140
A.3.1	Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom Temperaturunterschied (Verkehr rechts)	140
A.3.2	Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom Temperaturunterschied (Verkehr links)	142
A.3.3	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnungen vom Temperaturunterschied	145
A.4	Tabellen des Betriebsfestigkeitsnachweises	147
A.4.1	Betriebsfestigkeitsnachweis mit gleichmäßiger Verteilung	147
A.4.2	Betriebsfestigkeitsnachweis mit einer Verteilung entsprechend der auf- getretenen Häufigkeit	147
B	Brücke B	151
B.1	Bauwerksdaten	151
B.1.1	Brückenansicht	151
B.1.2	Angaben zum Rissquerschnitt (halber Querschnitt)	151
B.2	Anordnung der Messpunkte der Langzeitmessung	155
B.3	Ergebnisse der Langzeitmessung	156
B.3.1	Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperatur- unterschied	156
B.3.2	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnungen vom vertikalen Temperatur- unterschied	159
B.4	Tabellen des Betriebsfestigkeitsnachweises	163
C	Elementnetze der Finite Elemente Berechnungen	167
C.1	Elementnetz: Versuchskörper Giegold VKA	167
C.2	Elementnetze der beiden Brücken	169
C.2.1	Brücke A	169
C.2.2	Brücke B	171

1 Einleitung

In der deutschen Normung wurden früher die Temperaturbelastungen bei der Bemessung von Spannbetonbrücken nicht berücksichtigt. Für Querschnitte von Durchlaufträgern mit einem hohen Momentenanteil aus ständigen Lasten hat diese Vernachlässigung nur einen sehr geringen Einfluss. Jedoch sind dadurch Bereiche mit niedriger ständiger Belastung nach heutigen Bemessungsansätzen oft unterdimensioniert. Besonders die rechnerischen Momentennullpunkte sind davon betroffen, in denen bei abschnittsweise hergestellten Brücken im Normalfall eine Betonierfuge angeordnet und die vorgespannte Bewehrung mit Spanngliedkopplungen verbunden wird. Die infolge der Temperatur erhöhte Belastung und eine meist verminderte Betonzugfestigkeit aufgrund des Anbetonierens führten in diesen Koppelfugen teilweise zu Rissen. Durch das stark nichtlineare Momenten-Spannungs-Verhalten vorgespannter Querschnitte werden in diesem gerissenen Zustand jedoch deutlich höhere Spannungsschwingbreiten in der Bewehrung erzeugt. Zusammen mit dem geringen Widerstand gegen Ermüdung der Spanngliedkopplungen kann dies zu einem Ermüdungsbruch und im Extremfall zu einem Versagen dieser Querschnitte führen.

Bei der Bemessung neuer Brücken wurde diese Problematik durch eine genauere bzw. auf der sicheren Seite liegende Erfassung der Belastungen und eine verbesserte konstruktive Durchbildung im Bereich der Koppelfugen behoben. Jedoch müssen die Bauwerke, die vor diesen Verbesserungen errichtet wurden, jetzt hinsichtlich eines Ermüdungsrisikos der Spanngliedkopplungen beurteilt werden. Bei den hierfür durchgeführten numerischen Untersuchungen zeigten sich teilweise gravierende Unterschiede zwischen den Ergebnissen der Berechnung und dem tatsächlichen Zustand der Fuge am Bauwerk. Zurückzuführen ist dies auf die großen Einflüsse der Verteilung des Eigengewichts im rechnerischen Momentennullpunkt, die zusätzlichen Verluste der Vorspannung, die lokalen Effekte der Lasteinleitung oder die veränderliche Temperaturbelastung. Diese Effekte lassen sich aber rechnerisch nur unzureichend erfassen.

Aufgrund des nichtlinearen Momenten-Spannungs-Verhaltens der vorgespannten Querschnitte müssen jedoch diese Einflüsse auf das Belastungsniveau der Brücke für die Bestimmung der Schwingbreiten so wirklichkeitsnah wie möglich erfasst werden. Nur so kann dann eine sinnvolle Beurteilung der Ermüdungssicherheit des Querschnitts durchgeführt werden.

In dieser Arbeit wird ein Verfahren gezeigt, bei dem zur Beurteilung des Belastungsniveaus und des Tragverhaltens der Koppelfugen Langzeitmessungen unter gleichzeitiger Temperatur- und Verkehrsbelastung durchgeführt werden. Durch die Kombination der damit erzielten Ergebnisse mit numerischen Simulationen kann mit der Messung eine Beurteilung der Ermüdungssicherheit der Spanngliedkopplungen abschnittsweise hergestellter Spannbetonbrücken durchgeführt werden, die die tatsächlichen Verhältnisse am Bauwerk gut berücksichtigt.

Die Arbeit ist dabei folgendermaßen aufgebaut:

- In Kapitel 2 wird das Messverfahren zur Bestimmung des Querschnittstragverhaltens vorgestellt. Bei der Messung werden die tatsächliche Temperaturbelastung des Bauwerks, die Rissbewegungen am Messquerschnitt und die Betonranddehnungen im angrenzenden, ungerissenen Brückenbereich aufgezeichnet. Die mit diesem Verfahren erzielten Ergebnisse werden für zwei durchgeführte Langzeitmessungen dokumentiert.
- Für eine Beurteilung des Ermüdungsrisikos werden die vorhandenen Spannungsschwingbreiten in der Bewehrung benötigt. Diese können jedoch mit der beschriebenen, zerstörungsfreien Messung nicht direkt bestimmt werden. Deshalb wird mit einer Finite Elemente Berechnung das Querschnittstragverhalten simuliert und mit den Messergebnissen verglichen, wodurch man die vorhandenen Spannungen im Querschnitt erhält. In Kapitel 3 sind die numerische Umsetzung dieser Simulation und die verwendeten Materialmodelle für den Beton, den Beton- und Spannstahl sowie das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton beschrieben.
- Die Anwendbarkeit der Materialmodelle wird in Kapitel 4 durch eine Nachrechnung von Materialversuchen überprüft. Außerdem wird durch die Simulation einer Versuchsreihe an einbetonierten Spanngliedkopplungen die ausreichende Erfassung der durch die Kopplungssysteme hervorgerufenen zusätzlichen Vorspannungsverluste kontrolliert.
- Im nächsten Kapitel wird das Tragverhalten der beiden Querschnitte, für die die Ergebnisse der Langzeitmessung in Kapitel 2 aufgeführt sind, basierend auf der Methode der Finiten Elemente mit den vorher beschriebenen Materialmodellen simuliert, und die erzielten Ergebnisse dargestellt. Wesentlich ist hierbei eine gute Erfassung der Effekte des abschnittswisen Bauens auf die Verteilung der Spannungen im Querschnitt.
- Zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit dieser Querschnitte wird in Kapitel 6 der Schädigungsgrad der Bewehrung und der Kopplungen auf der Grundlage eines Betriebsfestigkeitsnachweises und der zuvor gewonnenen Ergebnisse hinsichtlich des Tragverhaltens und der Belastung des Querschnitts ermittelt.
- Abschließend werden die Ergebnisse, die mit dem vorgestellten Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Koppelfugenquerschnitten erzielt werden können, kurz im Kapitel 7 zusammengefasst.

2 Langzeitmessung

2.1 Allgemeines

Durch die *Bundesanstalt für Straßenwesen* wird in [9] eine Vorgehensweise zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten vorgeschlagen. Darin werden neben rechnerischen Verfahren auch Messungen als Möglichkeit zur Bestimmung des tatsächlichen Grundbeanspruchungsniveaus am kritischen Querschnitt genannt. Die Kurzzeitmessungen sollen hierfür bei geöffnetem Koppelfugenriss unter definierten Lasten ausgeführt werden. Dazu sind Aufzeichnungen der Luft- und Bauwerkstemperaturen, der Dehnungsänderungen des Spannstahls und des Betons durchzuführen, sowie die wirklich auftretende Verkehrsbelastung angenähert zu bestimmen.

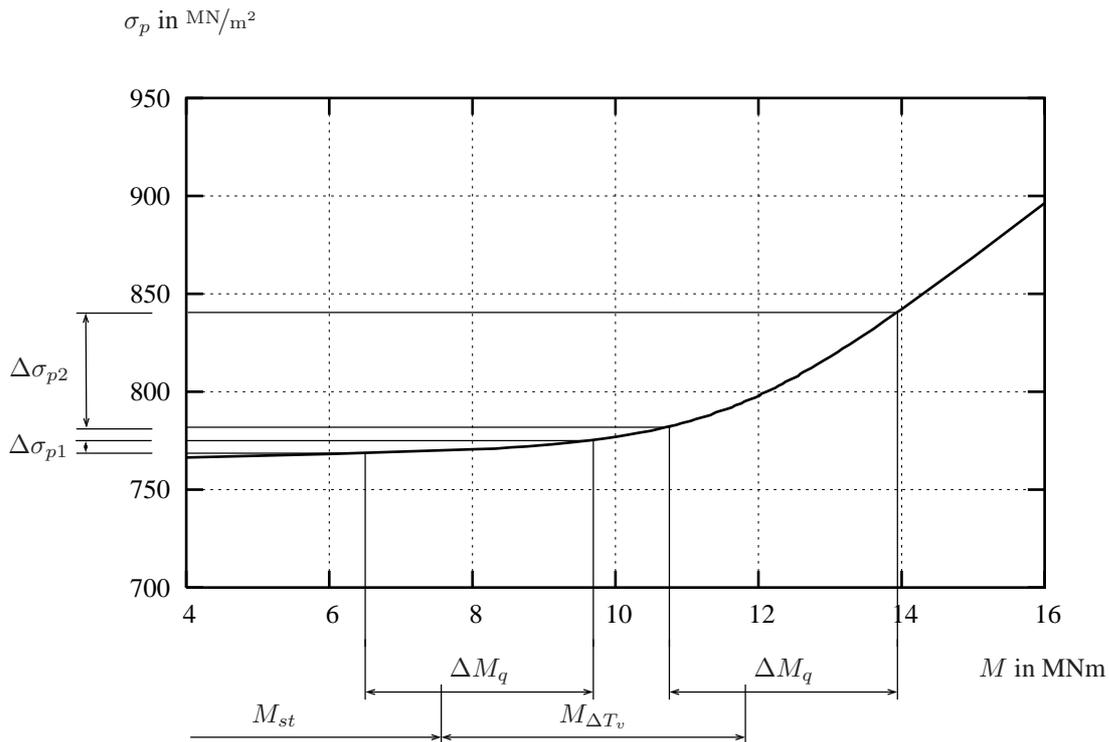


Abbildung 2.1: Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung eines vorgespannten Brückenquerschnitts

Dies bedeutet, dass sich der Querschnitt während der Messung im Zustand II (gerissener Zustand) befinden muss. Der Grund hierfür lässt sich anhand einer Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung eines vorgespannten Querschnitts darstellen (siehe Abbildung 2.1). Aufgrund der Wirkung der Vorspannung kann ein vorhandener Riss während des Messzeitraums wieder überdrückt sein, wodurch auch der Beton im eigentlich gerissenen Bereich mitträgt, und somit die Steifigkeit der eines ungerissenen Querschnitts entspricht (Zustand I). Für die dargestellte Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung erhält man bei alleinigem Ansatz des Moments aus ständigen Lasten M_{st} durch die Überfahrt eines Schwerlastfahrzeugs, das dabei die Momentenänderung ΔM_q hervorruft, die Spannungsschwingbreite im Spannstahl $\Delta\sigma_{p1}$. Bei den betrachteten Durchlaufträgern treten am Bauwerk zusätzliche Momente durch die Temperaturbelastung auf. Ein vertikaler Temperaturunterschied ΔT_v zwischen der Ober- und Unterseite des Tragwerks erzeugt dabei das Moment $M_{\Delta T_v}$. Bei üblichen Querschnittsverhältnissen ist für die Koppelfugen die Belastung mit einer wärmeren Oberseite maßgebend. Die Summe der beiden Momentenanteile ergibt das zeitlich im Tagesrhythmus veränderliche Grundmoment M_0 :

$$M_{st} = M_g + M_{\Delta g} + M_{p,ind} \quad (2.1)$$

$$M_0 = M_{st} + M_{\Delta T_v} \quad (2.2)$$

Dabei ist:

M_0	Grundmoment
M_{st}	Moment aus ständiger Belastung
$M_{\Delta T_v}$	Moment hervorgerufen durch einen vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v
M_g	Moment aus Eigengewicht
$M_{\Delta g}$	Moment aus Ausbaulasten
$M_{p,ind}$	Moment aus statisch unbestimmter Wirkung der Vorspannung

Durch die zeitweise höhere Grundmomentenbelastung kann sich der vorhandene Riss öffnen, und der Querschnitt in den Zustand II übergehen. Dadurch erreichen die Spannungsschwingbreiten im Spannstahl bei der Überfahrt des gleichen Schwerlastfahrzeugs den Wert $\Delta\sigma_{p2}$.

Man erkennt, dass durch den Übergang vom Zustand I in den Zustand II die auftretende Spannungsänderung im Spannstahl $\Delta\sigma_p$ bei gleicher Verkehrsbelastung auf ein Vielfaches ansteigt. Falls das Bauwerk durch zusätzliche Belastungen, wie zum Beispiel ein Moment aus einem Temperaturunterschied, während der Nutzung häufig in den gerissenen Zustand (Zustand II) übergeht, würde bei einer Messung der Spannungen bei überdrücktem Riss (Zustand I) die Ermüdungsgefährdung des Bauwerks unterschätzt.

Dies verdeutlicht die Notwendigkeit der Durchführung der Kurzzeitmessung, wie sie von der *Bundesanstalt für Straßenwesen* in [9] vorgeschlagen wird, bei geöffnetem Riss. Jedoch kann eine Rissöffnung mit Hilfe von optischen Verfahren oft nicht eindeutig beurteilt werden, da z. B. durch ein wiederholtes Öffnen und Schließen der Rissrand ausgeweitet sein kann, und so

der Riss optisch geöffnet erscheint, obwohl der Querschnitt überdrückt ist. Erschwert werden kann die Beurteilung auch durch eine Profilierung der Betonierfuge (siehe Abbildung 2.3).

Eine direkte Messung der Dehnungsänderungen an den Spanngliedkopplungen erfordert das Entfernen der Betondeckung in diesem Bereich, um die Dehnungsaufnehmer (z. B. Dehnmessstreifen) auf dem Stahl anzubringen. Dadurch wird jedoch der Verbund in diesem Bereich gestört, wodurch eine Umlagerung der Spannungen dieser Spanngliedkopplung auf ungestörte Bewehrungslagen erfolgen kann. Somit würde die Ermüdungssicherheit des Koppelfugenquerschnitts mit den Messergebnissen überschätzt.

In den nachfolgenden Abschnitten wird ein Messverfahren beschrieben, mit dem die vorher aufgeführten Fehlerquellen minimiert werden. Außerdem werden die Ergebnisse von zwei auf diese Weise durchgeführten Messungen dargestellt.

2.2 Messeinrichtung

Die Langzeitmessungen dienen zur Bestimmung des Tragverhaltens der Koppelfugenquerschnitte unter realen Betriebsbedingungen. Deshalb wird versucht, durch die Messeinrichtung keine Veränderung der Spannungsverteilung im Querschnitt zu erzeugen. Dieses Ziel wird erreicht, indem nur Dehnungen und Rissbewegungen an der Betonoberfläche gemessen werden. Diese Messgrößen werden mit einer Abtastrate von 100 Hz aufgezeichnet, da sich bei dynamischen Messungen von *Baumgärtner/Waubke* [3] und *Rücker et al.* [57] an Beton- und Spannbetonbrücken zeigte, dass zur Erfassung der dynamischen Effekte der Verkehrsbelastung diese Abtastrate notwendig ist.

Aufgrund der Einflüsse der Temperaturbelastung auf das Tragverhalten werden zusätzlich Querschnittstemperaturen gemessen und daraus anschließend die aktuelle Temperaturbelastung bestimmt. In [74] werden anhand von Messungen über einen Zeitraum von 9 Jahren die Temperaturbelastungen üblicher Brückenquerschnitte ermittelt. Die darin enthaltene Auswertung ergibt, dass sich in den einzelnen gemessenen Jahren eine sehr ähnliche Verteilung des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v einstellt. Bei den in Deutschland herrschenden Klimabedingungen tritt die höchste Temperaturbelastung jeweils in den Monaten Mai bis August auf, jedoch erhält man auch in diesem Zeitraum Bereiche mit niedrigen Temperaturunterschieden. Aus diesem Grund werden die Messungen über einen Zeitraum von 3 bis 6 Monaten in den Sommermonaten durchgeführt, wodurch man sowohl die sehr hohen als auch niedrige Temperaturbelastungen erhält.

Wegen der aus der Verkehrsbelastung resultierenden hohen Abtastrate und des langen Messzeitraums zur Erfassung der Temperaturbelastung, wird ein Mess-System gewählt, das die Dehnungen und Rissbewegungen mit einer Abtastrate von 100 Hz temporär aufzeichnet und anschließend die Messdaten durch eine Auswertung vor Ort reduziert. Die gespeicherten Daten werden danach zur weiteren Auswertung und zur Überprüfung der Messung per Mobiltelefon zur Auswertungsstation übermittelt. Abbildung 2.2 zeigt das verwendete Messgerät, das an der Steginnenseite einer Brücke installiert ist.

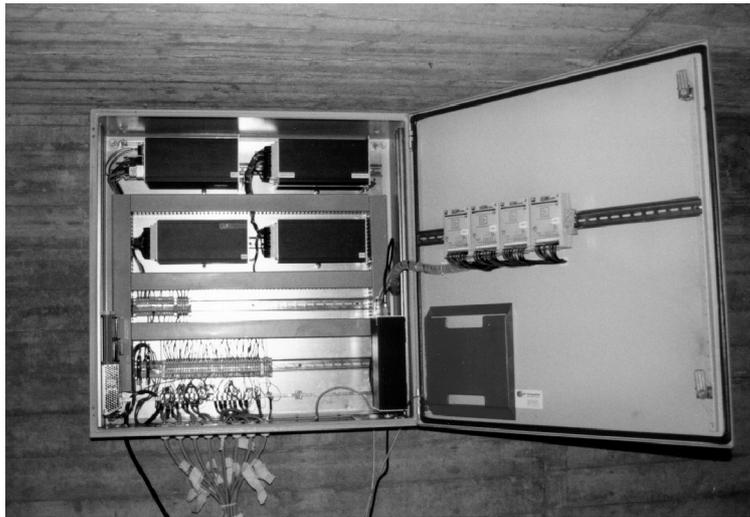


Abbildung 2.2: Geöffnetes Messgerät

2.2.1 Messung der Rissbewegungen

Zur Bestimmung der Rissbewegungen an der Koppelfuge ist das Mess-System mit 6 Wegaufnehmern ausgestattet. Besonderer Wert wird bei der Wahl der Sensoren auf Langzeitstabilität gelegt, da die Änderungen der Rissöffnung zum einen durch Fahrzeugüberfahrten und zum anderen durch Veränderungen der Temperaturbelastung erfolgen. Diese Bedingung kann mit Wegaufnehmern, die mit Dehnmessstreifen arbeiten, ausreichend erfüllt werden. Geschaltet sind die Sensoren als Wheatstonesche Vollbrücke mit einem aktiven und drei Kompensationsmessstreifen.



Abbildung 2.3: Rissmesspunkt

Die Rissaufnehmer werden direkt über dem Koppelfugenriss angebracht (siehe [Abbildung 2.3](#)) und anschließend mit einer Kunststoffabdeckung und einer Silikonabdichtung vor Witterungs-

einflüssen geschützt. Da die Rissöffnung zum Zeitpunkt des Einbaus nicht bekannt ist und sich z. B. aufgrund von Profilierungen optisch nicht bestimmen lässt (siehe Abbildung 2.3), kann mit der Messung die absolute Rissöffnung nicht bestimmt werden. Es werden somit nur Änderungen gegenüber dem Ausgangswert erfasst.

2.2.2 Messung der Betonranddehnungen

Um die Unterschiede zwischen dem Rissquerschnitt und den angrenzenden, ungerissenen Querschnittsbereichen zu bestimmen, werden an der Stegunterseite, 1 bis 3 m vom Riss entfernt, Betonranddehnungen mit temperaturkompensierten Dehnungsaufnehmern (siehe Abbildung 2.4) gemessen.



Abbildung 2.4: Dehnungsmesspunkt

Diese Aufnehmer sind ebenfalls als Wheatstonesche Vollbrücken geschaltet. Der aktive Dehnmessstreifen zur Messung der Betondehnungen ist auf einer Metallplatte appliziert, wodurch kleine Risse im Beton überbrückt werden können. Somit ergibt sich die gemessene Dehnung als eine Mittelung der Dehnungen über die Länge des Messstreifens (ca. 7 mm). Zur Reduzierung der Temperatureffekte der Aufnehmer werden die drei Kompensationsdehnmessstreifen direkt an der Messstelle angebracht, wobei diese auf einer lose liegenden Platte zur Messung der Temperaturdehnungen appliziert werden.

2.2.3 Messung der Querschnittstemperaturen

Zur Bestimmung der Temperaturbelastung des Bauwerks werden über den Querschnitt verteilt Temperatursensoren angebracht. Diese sind zum Teil in Bohrlöcher eingebracht und mit Silikon verfüllt oder auf der Betonoberfläche befestigt (siehe Abbildung 2.5). Damit dieser Sensor nur die Oberflächentemperatur misst und nicht durch Windeinflüsse oder direkte Sonnenbestrahlung gestört wird, werden die Oberflächenmesspunkte mit einer Dämmung geschützt.

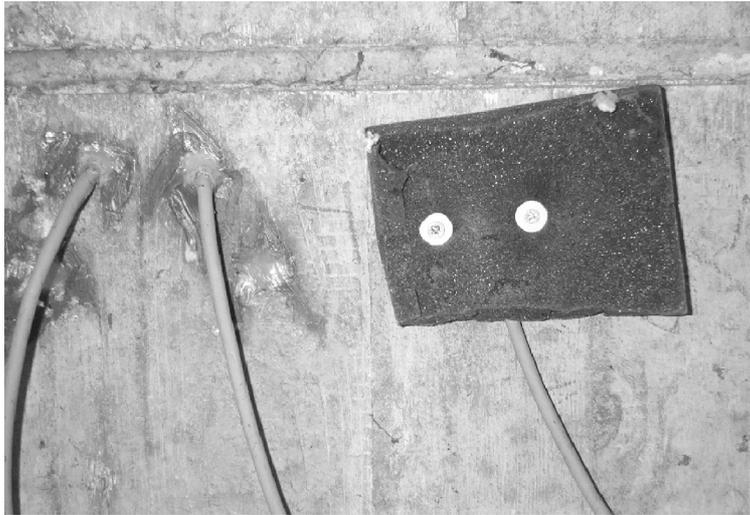


Abbildung 2.5: Temperaturmesspunkte

2.3 Auswertung der Messdaten

2.3.1 Temperaturbelastung

Die Grundlagen zur Bestimmung des Einflusses der Sonnenstrahlung auf die Temperaturbelastung von Brückenbauwerken sind in [46] und [38] gegeben. Das Temperaturfeld eines typischen Brückenquerschnitts lässt sich, wie in Abbildung 2.6 vereinfacht dargestellt, in drei Anteile unterteilen.

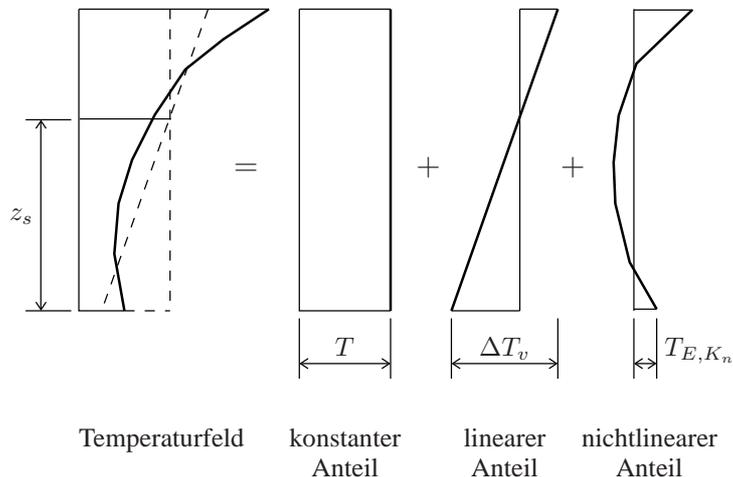


Abbildung 2.6: Temperaturfeld eines typischen Brückenquerschnitts (ohne horizontalen linearen Anteil)

Der konstante Anteil, aus dem sich die im Folgenden mit Überbautemperatur T bezeichnete Temperaturbelastung des Bauwerks ergibt, bewirkt bei einer nicht behinderten Verformung des Bauwerks und einem homogenen Querschnitt in Längsrichtung keine Schnittgrößen oder

Spannungen, sondern nur eine Längsdehnung. Bei einer Behinderung der Lagerbewegungen können jedoch auch durch diesen Verformungsanteil Spannungen hervorgerufen werden.

Der lineare Anteil, der als Temperaturunterschied ΔT bezeichnet wird, bewirkt eine Verkrümmung, die bei einer Behinderung der Durchbiegung ein Zwangsmoment erzeugt. Durch diesen Anteil der Temperaturbelastung werden bei den hier betrachteten Durchlaufträgern Schnittgrößen und somit Spannungen im Querschnitt hervorgerufen. Zusätzlich zu dem in Abbildung 2.6 dargestellten vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v tritt in Querrichtung ebenfalls ein linearer Anteil des Temperaturfeldes auf, der als horizontaler Temperaturunterschied ΔT_h bezeichnet wird. Er erzeugt am Bauwerk eine Querverformung, die bei einer Behinderung der Verformungen in Querrichtung ebenfalls zu einem Zwangsmoment und somit auch zu einem Spannungsanteil im Querschnitt führt.

Der nichtlineare Temperaturanteil T_E bewirkt weder Verformungen noch Schnittgrößen am Gesamtquerschnitt. Er kann nur für jeden Querschnittspunkt K_n mit einem Wert T_{E,K_n} ermittelt werden. Durch den nichtlinearen Temperaturanteil werden bei einem ungerissenen Querschnitt Eigenspannungen erzeugt, die beim Bauwerk keine Schnittgrößen hervorrufen. Die erzeugten Spannungen können sich bei einem gerissenen Querschnitt durch lokale Verformungen abbauen, wodurch dort die Rissöffnung beeinflusst wird.

In [40] werden von *Knabenschuh* repräsentative Temperaturwerte dargestellt, die zu einer einfachen Bestimmung der Temperaturbelastung eines Bauwerks verwendet werden können. Diese Untersuchung und die in [25] und [70] beschriebenen Temperaturmessungen werden für die Anordnung der Temperaturmesspunkte bei den hier untersuchten Querschnitten herangezogen. In Abbildung 2.7 ist für eine durchgeführte Messung mit 10 Temperatursensoren die sich daraus ergebende Verteilung der Messpunkte dargestellt. Simulationsrechnungen unter Verwendung von meteorologischen Daten in [13] und [69] zeigen, dass mit den gewählten Messpunkten das Temperaturfeld eines Plattenbalkenquerschnitts ausreichend genau beschrieben werden kann.

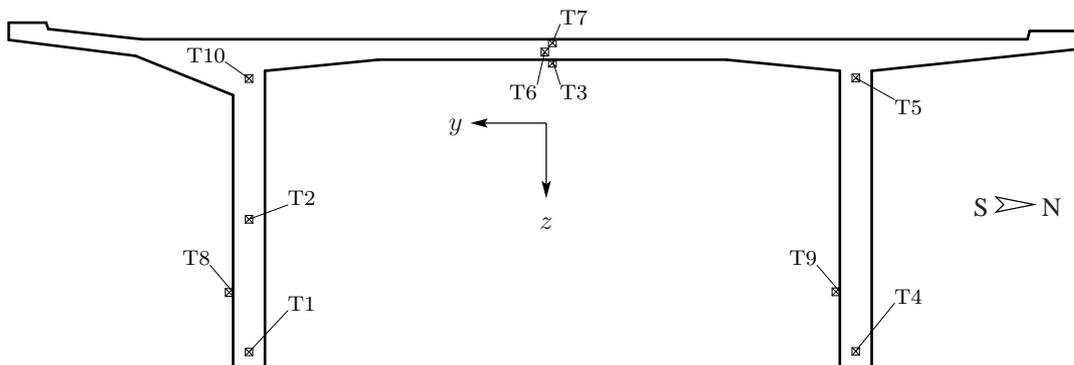


Abbildung 2.7: Anordnung der Temperaturmesspunkte bei einem Plattenbalkenquerschnitt (Brücke B)

Berechnung der äquivalenten Querschnittstemperaturwerte

Mit den Temperaturen der in Abbildung 2.7 dargestellten Messpunkte werden für jeden Messzeitpunkt die linearen Temperaturunterschiede ΔT_v und ΔT_h und die Überbautemperatur T mit einem Verfahren, das in [52] programmtechnisch umgesetzt wurde, berechnet. In einem ersten Schritt generiert das Programm aus den Eckpunkten des Querschnitts und den Messpunkten ein Gitter mit dreiknotigen Elementen. Danach wird den Außenkanten des Querschnitts über die Zuordnung zu einem repräsentativen Messpunkt eine über die Kantenlänge konstante oder linear verteilte Temperatur zugewiesen. Dazu werden aufgrund der begrenzten Anzahl der Messpunkte die nachfolgend aufgeführten, vereinfachten Annahmen getroffen:

- Die Temperatur im oberen Bereich der Fahrbahnplatte ist über die Breite in der gleichen Plattenhöhe konstant. Zur Bestimmung der Fahrbahnplattentemperatur werden die Messpunkte T6 und T7 verwendet.
- Die Temperatur der Unterseite der Fahrbahnplatte wird mit dem Messpunkt T3 bestimmt.
- Die Temperaturverteilung der von der Sonne beschienenen Außenkante des linken Steges wird durch die Temperaturen der Messpunkte T8 (sonniger Bereich) und T9 (schattiger Bereich) festgelegt.
- Die Temperatur der weiteren Außenkanten der Stege wird über die Messpunkte T9 und T3 festgelegt.

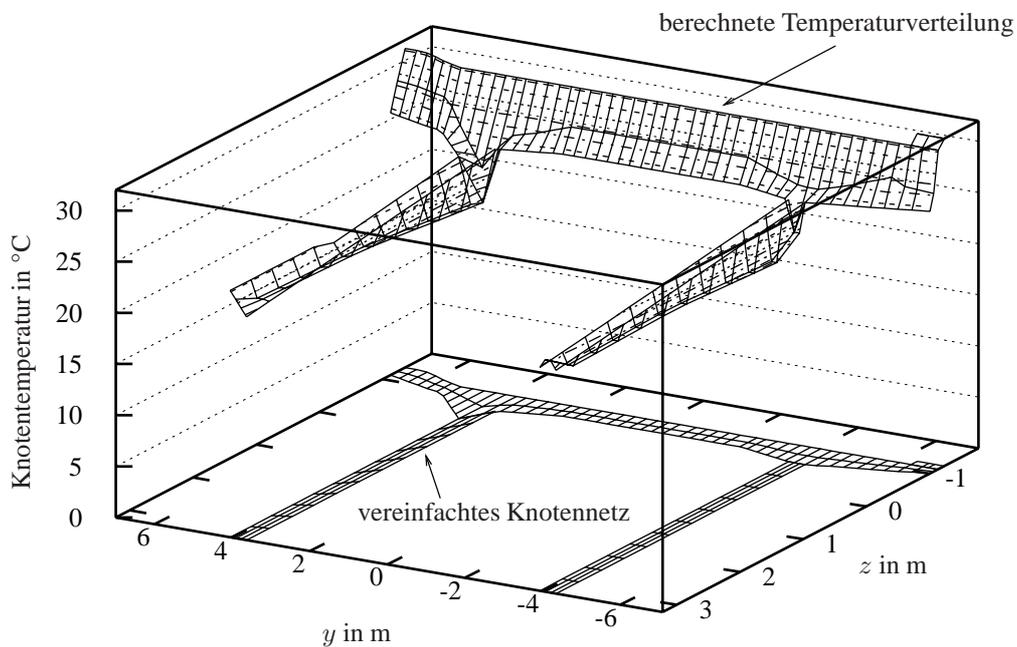


Abbildung 2.8: Berechnete Temperaturverteilung im Querschnitt

Abbildung 2.8 zeigt eine aus den 10 Temperaturmesspunkten und den beschriebenen Annahmen berechnete Temperaturverteilung im Querschnitt.

Bei der Bestimmung der äquivalenten Querschnittstemperaturwerte wird das Temperaturfeld vereinfachend mit einer zweidimensionalen Temperaturfunktion abgebildet. Die dabei verwendete stetige Funktion hat den folgenden Aufbau:

$$f(y, z) = a_6 \cdot y^2 + a_5 \cdot z^2 + a_4 \cdot y \cdot z + a_3 \cdot y + a_2 \cdot z + a_1 \cdot 1 \quad (2.3)$$

Die Faktoren a_1, \dots, a_6 des Polynoms werden durch eine Ausgleichsrechnung, basierend auf der Methode der kleinsten Fehlerquadrate, berechnet. Dabei dienen die Knotenpunkte der Außenkanten zusammen mit den Messpunkten T1 bis T10 als Stützstellen.

Mit dieser Funktion wird für jeden Gitterknoten die Temperatur bestimmt. Den Elementen des Gitters wird über die Mittelung der drei Eckknotentemperaturen T_{K_n} eine Elementtemperatur T_i zugewiesen. Damit lassen sich die Querschnittstemperaturwerte wie folgt berechnen:

$$T = \frac{\sum(A_i \cdot T_i)}{A_{ges}} \quad (2.4)$$

$$\Delta T_v = \frac{\sum(A_i \cdot T_i \cdot z_i) \cdot h}{I_y} \quad (2.5)$$

$$\Delta T_h = \frac{\sum(A_i \cdot T_i \cdot y_i) \cdot b}{I_z} \quad (2.6)$$

Dabei ist:

A_i	Elementfläche
T_i	Elementtemperatur
y_i	horizontaler Schwerpunktsabstand des Elements
z_i	vertikaler Schwerpunktsabstand des Elements
h	Höhe des Querschnitts
b	Breite des Querschnitts
I_y	Trägheitsmoment des Querschnitts um die y-Achse
I_z	Trägheitsmoment des Querschnitts um die z-Achse
A_{ges}	Fläche des Querschnitts

Bei der Berechnung ergibt sich ein positiver, vertikaler Temperaturunterschied ΔT_v , wenn die Oberseite des Querschnitts zum Berechnungszeitpunkt wärmer als die Unterseite ist. Für die in Abbildung 2.8 dargestellte Temperaturverteilung ergeben sich mit dem vorher beschriebenen Verfahren die folgenden Querschnittstemperaturwerte:

$$\Delta T_v = 8,0 \text{ K}; \Delta T_h = -0,7 \text{ K}; T = 25,4^\circ \text{C}$$

Der nichtlineare Temperaturanteil des Elements i wird als Mittelwert der nichtlinearen Anteile der drei Eckknotentemperaturen T_{K_n} folgendermaßen bestimmt:

$$T_{E,i} = T_i - T - \Delta T_v \cdot z_i - \Delta T_h \cdot y_i \quad (2.7)$$

2.3.2 Rissbewegungen und Dehnungen

Die Messung der Rissbewegungen und der Dehnungen mit einer Abtastrate von 100 Hz erfordert eine erste Auswertung der Daten am Bauwerk. Dazu werden in Abhängigkeit vom Verkehrsaufkommen Zeitintervalle von 1 bis 5 Minuten gebildet und für diese Abschnitte eine Mittelwertbildung der Messergebnisse, sowie eine Auswertung des maximalen und des minimalen Ereignisses durchgeführt.

Mittlere Rissöffnung und Dehnung

Mit dem Mittelwert der Rissbewegungen und Dehnungen im Zeitintervall kann der Riss- und Dehnungszustand nahezu ohne eine Verkehrsbelastung wiedergegeben werden. Da sich in diesem Zeitintervall die Temperaturbelastung nur geringfügig ändert, erhält man somit näherungsweise den Zustand unter einer festen Grundmomentbelastung M_0 .

Riss- und Dehnungsdoppelamplituden

Die Differenzen aus den Maximal- und Minimalwerten ergeben die Doppelamplituden der Rissbewegungen und Dehnungen für eine Überfahrt eines Lastkraftwagens. Dabei wird angenommen, dass das Fahrzeug, das den maximalen Ausschlag an dem Messaufnehmer in dem betrachteten Zeitintervall erzeugt, auch den minimalen Wert hervorruft. Bei dieser Annahme wird ein Teil der Amplituden falsch zugeordnet, falls der Lkw in jeweils einem Messintervall den Maximal- und in dem darauf folgenden Intervall den Minimalwert hervorruft. Außerdem ist dabei das Gewicht des einzelnen Fahrzeugs nicht bekannt. Hinsichtlich der Ermüdung ist jedoch bei Brücken mit großem Schwerverkehrsaufkommen die Annahme berechtigt, dass der Verkehr im Mittel konstant ist. Er kann somit als stationär angenommen werden. Damit kann die Abhängigkeit der Riss- und Dehnungsdoppelamplituden vom Temperaturunterschied ΔT_v und somit vom Grundmoment M_0 bei einer im Mittel konstanten Momentenänderung aus Verkehr ΔM_q bestimmt werden, indem eine Mittelwertbildung der Doppelamplituden für definierte Klassen des Temperaturunterschiedes durchgeführt wird.

Die gemessenen Rissdoppelamplituden setzen sich aus einem Anteil elastischer Dehnungen des Betons der Rissflanken und den eigentlichen Rissbewegungen zusammen. Im Falle eines überdrückten Risses ergibt sich die Doppelamplitude allein aus den elastischen Dehnungen des Betons. Bei den nachfolgenden Betrachtungen wird zwischen diesen Anteilen nicht unterschieden, sondern der Gesamtwert einheitlich immer als *Rissdoppelamplitude* bezeichnet.

2.4 Langzeitmessung: Brücke A

2.4.1 Bauwerk

Die 270,6 m lange Spannbetonbrücke wurde in den Jahren 1973 bis 1976 in vier Bauabschnitten unter Verwendung eines Lehrgerüsts hergestellt. Die vier Felder weisen eine Länge von je 67,65 m auf. Als Querschnitt wurde ein zweistegiger Plattenbalken mit einer konstanten Höhe von 2,95 m verwendet. Die drei Koppelfugen, in denen die Spannglieder zu 100 % gekoppelt wurden, befinden sich jeweils 13,85 m vom Pfeiler entfernt.

Auf dem Brückenüberbau werden beide Fahrtrichtungen des Verkehrs mit einem Fahrstreifen pro Richtung abgewickelt.

An den Unterseiten der Stege sind an den Koppelfugen Risse mit einer Breite von ca. 0,1 mm vorhanden, die seitlich bis zu einer Höhe von 0,4 m in den Stegen weiterlaufen. An der Koppelfuge 3 lässt sich jedoch ein Riss bis zur Höhe von 2,0 m des Steges erkennen, weshalb an dieser Fuge die Langzeitmessung durchgeführt wird.

Weitere Angaben zum Bauwerk und der Koppelfuge 3 finden sich im Anhang A.

2.4.2 Anordnung der Messpunkte

Der in Abbildung 2.9 rechts dargestellte Steg weist an der Außenseite einen Riss bis zu einer Höhe von 2,0 m auf. Beim linken Steg endet der Riss nach ca. 0,2 m Steghöhe. Deshalb wird bei der Messung vorrangig der rechte Steg untersucht. Gemessen werden die Rissbewegungen an der Stelle der maximalen Rissöffnung (Aufnehmer R1), in Höhe der untersten Spanngliedlage (R2) und in 1,25 m Steghöhe (R3). Beim linken Steg wird nur an der Stegunterseite mit dem Aufnehmer R4 gemessen. Die Aufzeichnung der Minimal-, Maximal- und Mittelwerte erfolgt in einem Intervall von jeweils einer Minute.

Die Betonranddehnungen werden am rechten Steg in 0,22 m Steghöhe mit den Aufnehmern D1 (2 m hinter der Koppelfuge in Richtung Feldmitte) und D2 (1 m vor der Koppelfuge) gemessen. Am linken Steg werden die Dehnungen vor der Fuge mit dem Aufnehmer D3 (Abstand zur Koppelfuge 2 m in Richtung Auflager) bestimmt.

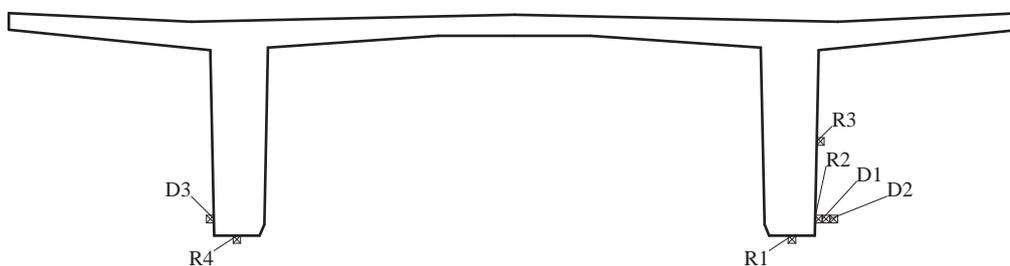


Abbildung 2.9: Anordnung der Riss- und Dehnungsmesspunkte

Die Brücke ist nahezu von Norden nach Süden ausgerichtet. In Anhang A.2 findet sich eine detaillierte Darstellung aller Messpunkte dieser Messung.

2.4.3 Temperaturbelastung und deren Einfluss auf die mittlere Rissöffnung

Querschnittstemperaturwerte

Der vertikale Temperaturunterschied ΔT_v errechnet sich im Messzeitraum in einem Bereich von $-3,5$ K bis $+8,0$ K, wobei der Mittelwert bei ca. $0,7$ K liegt. Die Auswertung erfolgt für eine Einteilung des Temperaturunterschieds in Klassen von $0,5$ K.

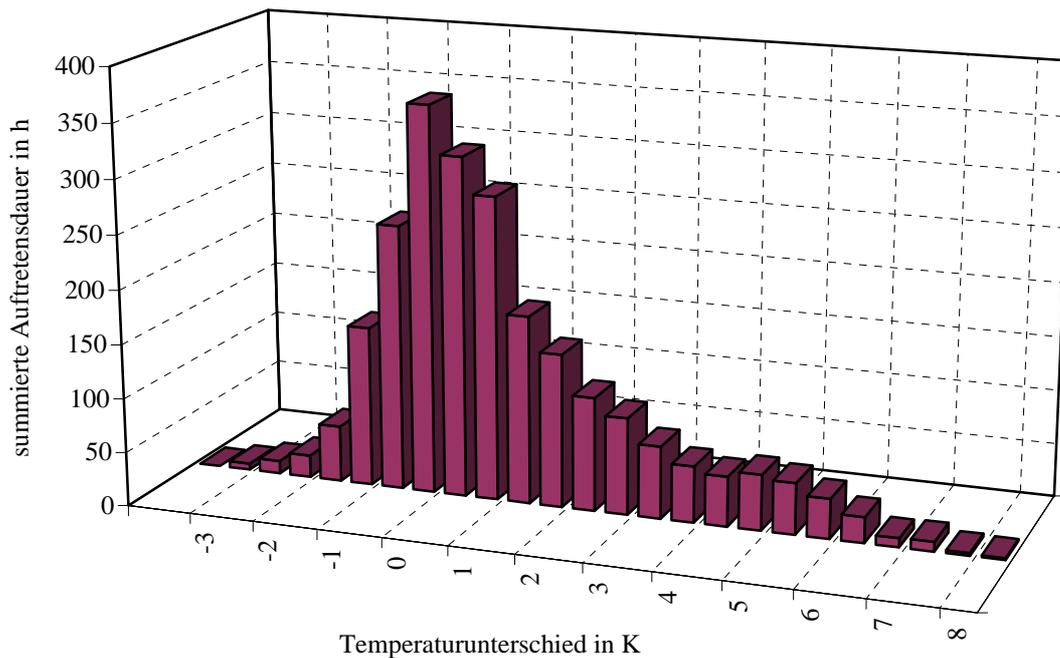


Abbildung 2.10: Verteilung des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v

In Abbildung 2.10 ist die Verteilung dieses Querschnittstemperaturwertes dargestellt. Es lässt sich erkennen, dass das Auftreten hoher Temperaturunterschiede relativ selten ist (Anteil $\Delta T_v \geq 4,0$ K kleiner 10 %). Die in [74] berechnete Verteilung des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v für einen Plattenbalken zeigt einen ähnlichen Verlauf wie die für diese Brücke bestimmte. Der Maximalwert von $9,5$ K liegt aber über dem im Messzeitraum ermittelten Wert. Somit wird durch die Messung der Großteil der wahrscheinlichen Temperaturunterschiede abgedeckt, jedoch ist davon auszugehen, dass für das Bauwerk geringfügig höhere Temperaturbelastungen auftreten können. Da diese Extremwerte nur selten auftreten, sind sie für eine Ermüdungsberechnung nicht relevant.

Der horizontale Temperaturunterschied ΔT_h erreicht bei dieser Brücke Werte zwischen $-0,2$ und $0,6$ K. Dabei bedeutet ein positiver Unterschied, dass der rechte Steg (östlicher Steg) wärmer als der linke (westlicher Steg) ist. Auswirkungen auf die Rissdoppelamplituden, die nur auf den horizontalen Temperaturunterschied ΔT_h zurückzuführen sind, konnten bei diesem Bauwerk nicht festgestellt werden. Die ermittelte Überbautemperatur T liegt in einem Bereich von -2°C bis $+27^\circ\text{C}$. Somit wird mit der Messung ein sehr breites Spektrum der klimatischen Bedingungen in dieser Region abgedeckt.

Einfluss der direkten Sonnenbestrahlung

In Abbildung 2.11 erkennt man, dass sich der Riss durch eine direkte Sonnenbestrahlung des rechten, östlichen Steges in den Morgenstunden zu schließen beginnt. Besonders ausgeprägt ist dieser Effekt beim Aufnehmer R2. Der Riss schließt sich dort am 22.08. ab ca. 6:00 Uhr um 0,1 mm. Aufgrund der niedrigen Intensität der Sonne in den Morgenstunden erhöht sich der horizontale Temperaturunterschied ΔT_h jedoch kaum. Ab ca. 9:00 Uhr liegt der Steg durch den höheren Sonnenstand dann wieder im Schatten und der Riss beginnt sich durch die Zunahme des vertikalen Temperaturunterschiedes zu öffnen. In der Abbildung sind die Mittelwerte der gemessenen Rissöffnungen für Zeitintervalle von 5 Minuten dargestellt. Somit herrscht als Belastung annähernd nur das Grundmoment M_0 . Ein Nullwertabgleich der Rissöffnung ist nicht möglich, da der Zustand beim Beginn der Messung aufgrund einer Profilierung der Fuge nicht bestimmt werden kann.

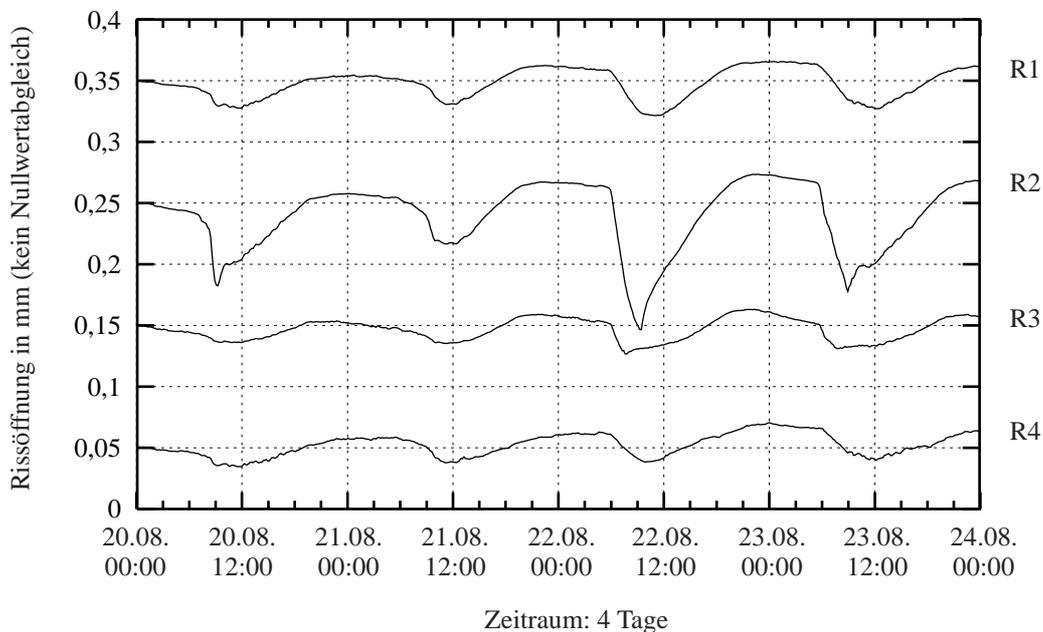


Abbildung 2.11: Einfluss einer direkten Sonnenbestrahlung des rechten Steges auf die mittlere Rissöffnung

Nichtlinearer Temperaturanteil

Der nichtlineare Temperaturanteil T_E beeinflusst durch die aus ihm resultierenden Eigenspannungen die Rissöffnung an der Koppelfuge. Aus diesem Grund werden für die einzelnen Klassen des Temperaturunterschieds ΔT_v die nichtlinearen Temperaturanteile über die Steghöhe als Mittelwert der Elemente mit gleichem Schwerpunktsabstand z_i bestimmt. Die sich daraus ergebende Verteilung ist für drei Klassen des Temperaturunterschieds in Abbildung 2.12 dargestellt. Wenn $\Delta T_v < 0$ K ist, weist der Querschnitt an der Ober- und Unterseite negative Werte des nichtlinearen Temperaturanteils auf, die bei einem ungerissenen Querschnitt in diesem Bereich zu einem Zugspannungsanteil führen. Aus den positiven Werten im mittleren

Querschnittsbereich resultieren dort Druckspannungen. Bei einem sehr hohen positiven ΔT_v tritt genau der gegenläufige Effekt auf, wodurch an der Ober- und Unterseite Druckspannungen und im mittleren Bereich Zugspannungen hervorgerufen werden. Ohne einen vertikalen Temperaturunterschied ($\Delta T_v = 0$) sind auch die nichtlinearen Temperaturanteile sehr gering.

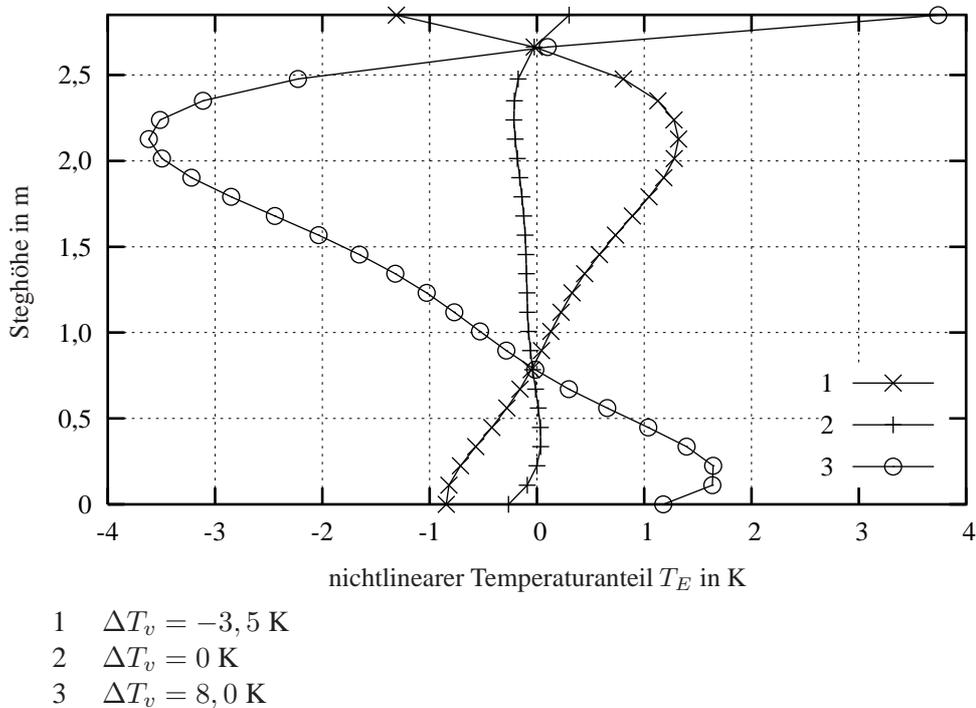


Abbildung 2.12: Nichtlinearer Temperaturanteil T_E

2.4.4 Riss- und Dehnungsdoppelamplituden

Aufgrund der geringen Verkehrsbelastung der über die Brücke führenden Kreisstraße trifft die Annahme, dass in jedem Zeitintervall von einer Minute ein Lastkraftwagen mit annähernd gleichem Maximalgewicht das Bauwerk überquert (siehe Abschnitt 2.3.2), nicht zu. Aus diesem Grund wird mit Hilfe der Dehnungsdoppelamplituden der neben der Koppelfuge angeordneten Aufnehmer D2 und D3 überprüft, ob ein Lkw in diesem Zeitintervall auf der Brücke fährt. Die Querschnitte im Bereich der beiden Dehnungsaufnehmer sind ungerissen und in einem ausreichenden Abstand zum Riss. Daher sind die auftretenden Dehnungsdoppelamplituden nahezu unabhängig von der augenblicklich herrschenden Grundbelastung. Sie hängen vorrangig von der Verkehrsbelastung im betrachteten Zeitintervall ab.

In Abbildung 2.13 sind für die einzelnen Klassen des Temperaturunterschieds ΔT_v die Mittelwerte der Rissdoppelamplituden bei Überfahrt eines Lastkraftwagens für die Rissaufnehmer R1 bis R4 dargestellt, wobei die Klassengröße 0,5 K beträgt. In der Auswertung werden nur Zeitintervalle berücksichtigt, die aufgrund der Dehnungsdoppelamplitude des Aufnehmers D2 mindestens eine Überfahrt eines Lastkraftwagens beinhalten. Zur Begrenzung der Gewichtsunterschiede der Fahrzeuge werden nur Intervalle verwendet, die eine Dehnungsdoppelamplitude

bei D2 zwischen $25 \mu\text{m}/\text{m}$ und $35 \mu\text{m}/\text{m}$ aufweisen ($1 \mu\text{m}/\text{m} \hat{=} \frac{1}{1000} \text{‰}$). Das Diagramm zeigt, dass die Rissdoppelamplituden eine Abhängigkeit vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v aufweisen. Ein negativer Temperaturunterschied von $\Delta T_v = -3,0 \text{ K}$ erzeugt am Koppelfugenquerschnitt ein Moment, das den Riss schließt. Doch auch bei dieser günstigen Temperaturbelastung treten mittlere Doppelamplituden auf (R1: $\Delta w = 0,015 \text{ mm}$), die aufgrund des Vergleichs mit den elastischen Dehnungen des Aufnehmers D2, auf einen geöffneten Riss schließen lassen. Dies deutet darauf hin, dass der Koppelfugenquerschnitt durch die Überfahrt eines Lastkraftwagens in den Zustand II übergeht. Bei höheren Temperaturbelastungen nehmen die Mittelwerte der Doppelamplituden des Rissaufnehmers R1 bis auf einen Wert von $0,029 \text{ mm}$ zu. Der Mittelwert der Doppelamplitude des Aufnehmers R2 erreicht bei einem Temperaturunterschied von $\Delta T_v = -3,0 \text{ K}$ den Wert $0,011 \text{ mm}$. Danach nimmt die Doppelamplitude sehr schnell zu und erreicht größere Werte als die des Aufnehmers R1. Der Maximalwert von R2 beträgt $0,037 \text{ mm}$. Beim Aufnehmer R3, der in einer Steghöhe von $1,25 \text{ m}$ angebracht ist, nehmen die Rissdoppelamplituden bis zu einem Temperaturunterschied $\Delta T_v = 4,0 \text{ K}$ kaum zu. Ab diesem Punkt steigen sie schnell von $0,008 \text{ mm}$ auf $0,014 \text{ mm}$ an.

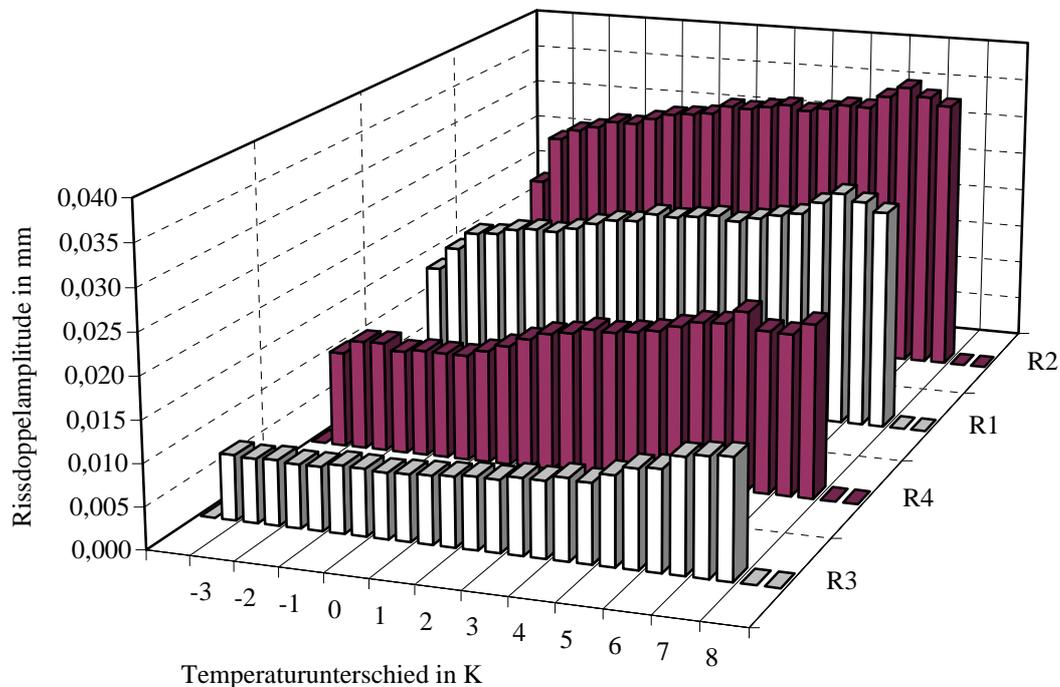


Abbildung 2.13: Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr auf rechtem Steg)

Das an diesem Querschnitt beobachtete Rissverhalten kann mit der Annahme des Ebenbleibens des Querschnitts (Bernoulli-Hypothese) nicht nachvollzogen werden. Bei dieser Annahme müsste der Aufnehmer R1 die größten Rissdoppelamplituden aufweisen. Jedoch lässt sich erkennen, dass der höher angebrachte Aufnehmer R2 bei einem negativen Temperaturunterschied erst eine kleinere Rissdoppelamplitude hat. Bei höherer Belastung nehmen sie sehr schnell zu, wodurch diese Doppelamplituden größer sind als die von R1.

Der Aufnehmer R4 am linken Steg zeigt bei Überfahrten, die den rechten Steg stärker belasten, ebenfalls über das gesamte Spektrum der Temperaturbelastung eine deutliche Abhängigkeit. Die Werte steigen von einem minimalen Wert von 0,012 mm auf einen Maximalwert von 0,022 mm an. Da in dieser Auswertung nur Zeitintervalle verwendet werden, die aufgrund der Dehnungsdoppelamplitude des Aufnehmers D2 eine Lkw-Überfahrt am rechten Steg beinhalten, zeigt die Zunahme der Rissdoppelamplituden des Aufnehmers R4, dass der Querschnitt die Lasten in Querrichtung gut verteilt.

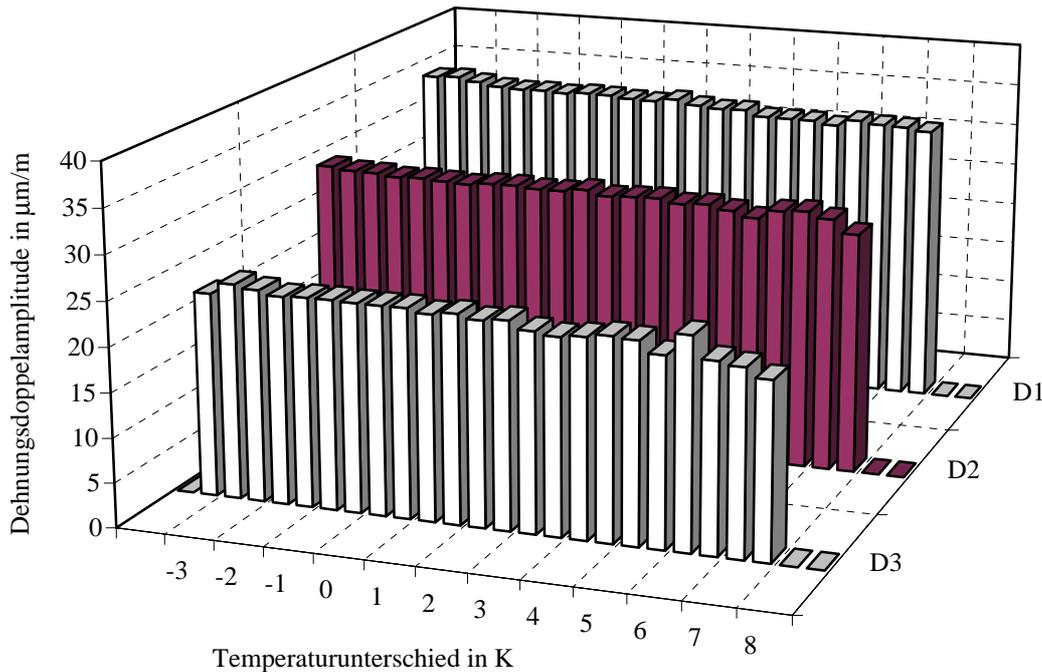


Abbildung 2.14: Abhängigkeit der Dehnungsdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr auf rechtem Steg)

In Abbildung 2.14 sind die Mittelwerte der Dehnungsdoppelamplituden in Abhängigkeit vom in Klassen eingeteilten Temperaturunterschied ΔT_v dargestellt. Dabei werden ebenfalls nur die Zeitintervalle mit Lkw Überfahrten, die den rechten Steg stärker belasten, ausgewertet. Die Aufnehmer D1 und D2 weisen dabei über das gesamte Spektrum des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v Dehnungsdoppelamplituden von ca. $30 \mu\text{m}/\text{m}$ auf. Bei hohen Temperaturunterschieden nehmen die Dehnungsdoppelamplituden im Mittel leicht ab. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Öffnen des Koppelfugenrisses zu einer Verschiebung der Nulllinie zur Stegobenseite führt, wodurch die Dehnungen im unteren Querschnittsteil der angrenzenden Bereiche abnehmen. Aufnehmer D3 erreicht Dehnungsdoppelamplituden von ca. $24 \mu\text{m}/\text{m}$, wodurch die gute Querverteilung der Lasten bestätigt wird.

Bei Überfahrten von Schwerlastfahrzeugen auf dem linken Steg verhält sich der Aufnehmer R4 ähnlich wie R1 bei einer Überquerung des rechten Steges (siehe Abbildung 2.15). Die Maximalwerte erreichen jedoch etwas geringere Werte (0,027 mm). Dies ist auf die geringere Ausbreitung des Risses über die Höhe des rechten Steges zurückzuführen. Die kleinere Schädigung führt außerdem dazu, dass die Querverteilung der Lasten vom linken auf den stärker geschädigten rechten Steg etwas geringer ausfällt. Die Rissdoppelamplituden des Aufnehmers R1 nehmen hier maximal Werte von 0,019 mm an.

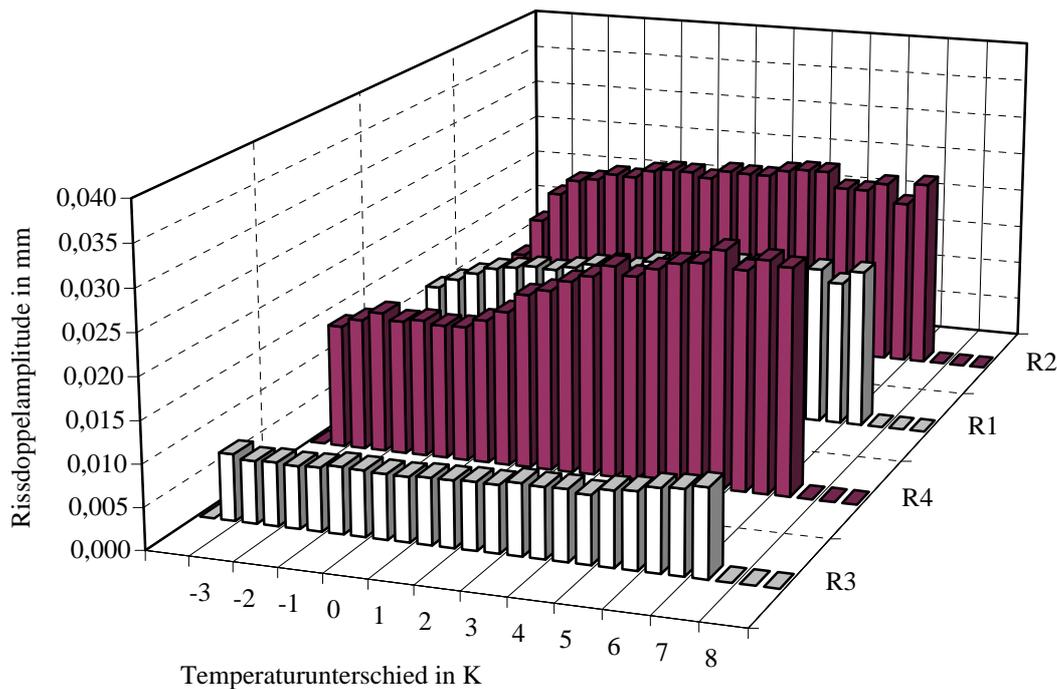


Abbildung 2.15: Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr auf linkem Steg)

In Anhang A.3 sind die einzelnen Rissdoppelamplituden, die sich aufgrund einer Lkw-Überfahrt ergeben, in Abhängigkeit vom Temperaturunterschied ΔT_v getrennt für die beiden Stege dargestellt. Außerdem sind in diesen Diagrammen die sich aus den Einzelereignissen pro Klasse ergebenden Mittelwerte der Rissdoppelamplituden, die in den Abbildungen 2.13 und 2.15 dargestellt sind, enthalten.

2.4.5 Verkehrsbelastung

Tabelle 2.1 beinhaltet die im Messzeitraum aufgetretenen Einzelereignisse der Lkw-Überfahrten am rechten Steg. Um einen Betriebsfestigkeitsnachweis zu ermöglichen (siehe Kapitel 6), werden die Einzelereignisse sowohl in Klassen des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v (Mittelwert der Klasse) als auch in Klassen der Dehnungsdoppelamplituden (oberer Grenzwert der Klasse) des Aufnehmers D2 eingeteilt.

Tabelle 2.1: Anzahl der Einzelereignisse des Aufnehmers D2

$i \backslash k$			1	2	3	4	5	6
	ΔT_v in K	Anzahl ΔT_v	Klassen der Dehnungsdoppelamplituden in $\mu\text{m}/\text{m}$					
			15	25	35	45	55	65
1	-3,5	351	188	103	54	6	0	0
2	-3	710	445	170	87	8	0	0
3	-2,5	1235	833	276	122	4	0	0
4	-2	3118	2081	702	314	21	0	0
5	-1,5	8914	6657	1457	750	48	2	0
6	-1	14778	11129	2337	1234	76	2	0
7	-0,5	21504	17041	2926	1452	81	4	0
8	0	18847	14969	2548	1221	106	2	1
9	0,5	16836	13771	1949	1038	76	2	0
10	1	10443	8429	1311	660	43	0	0
11	1,5	8528	7018	988	492	29	1	0
12	2	6317	5217	740	336	24	0	0
13	2,5	5392	4599	535	243	13	2	0
14	3	4024	3506	348	157	12	1	0
15	3,5	3130	2766	236	118	10	0	0
16	4	2776	2449	199	122	6	0	0
17	4,5	3094	2824	178	87	5	0	0
18	5	2849	2587	184	75	3	0	0
19	5,5	2216	2028	127	60	1	0	0
20	6	1430	1363	49	18	0	0	0
21	6,5	506	463	27	16	0	0	0
22	7	539	486	34	19	0	0	0
23	7,5	163	151	6	6	0	0	0
24	8	108	107	1	0	0	0	0
gesamt		137808	111107	17431	8681	572	16	1

2.4.6 Bewertung des Tragverhaltens

Aufgrund der gemessenen Riss- und Dehnungsdoppelamplituden kann man für diesen Koppelfugenquerschnitt erkennen, dass sich sowohl der Riss des rechten als auch des linken Steges bei der im Messzeitraum vorhandenen Temperaturbelastung durch die Überfahrt eines Schwerlastfahrzeugs öffnet. Somit geht der Querschnitt in den Zustand II über, und es ist davon auszugehen, dass die Spannungsschwingbreiten im Spannstahl erhöhte Werte erreichen. Das bei der Messung beobachtete Rissverhalten des Querschnitts kann mit der Bernoulli-Hypothese nur unzureichend beschrieben werden. Deshalb wird zur Bewertung eine Simulation des Querschnittstragverhaltens basierend auf der Methode der Finiten Elemente durchgeführt (siehe Kapitel 5).

2.5 Langzeitmessung: Brücke B

2.5.1 Bauwerk

Die Autobahnbrücke, die einen Fluss überquert, wurde in den Jahren 1961-1964 in Spannbetonbauweise hergestellt. Als Querschnitt wurde ein zweistegiger Plattenbalken verwendet, der über den Pfeilern mit Druckgurten verstärkt wurde. Die Brücke besteht aus 7 Feldern (Spannweiten: 33 m + 43 m + 57 m + 104 m + 51,5 m + 40 m + 30,5 m = 359 m), die abschnittsweise auf einem Lehrgerüst hergestellt wurden. Die Spannlieder sind an der Koppelfuge 1, die im Feld 3 angeordnet ist, vollständig gekoppelt. Der betrachtete Rissquerschnitt befindet sich an einer von dieser Kopplung 4 m entfernten Betonierfuge und liegt somit noch im Störbereich der Koppelstelle. Der Riss verläuft optisch erkennbar nahezu über die gesamte Höhe des Steges.

Weitere Angaben zum Bauwerk und zum betrachteten Rissquerschnitt finden sich in Anhang B.

2.5.2 Anordnung der Messpunkte

Die Schwerlastspur der Brücke befindet sich in dem Bereich direkt über dem in Abbildung 2.16 links dargestellten Steg. Das Rissbild ist auf dieser Brückenseite deutlich stärker ausgeprägt, weshalb vorrangig an diesem Steg gemessen wird. Im unteren Bereich des Steges verläuft der Riss nicht nur in der Betonierfuge, sondern teilt sich in drei Risse auf. Aus diesem Grund wird in diesem Bereich die Rissbewegung sowohl an der Innen- als auch an der Außenseite des Steges mit den Aufnehmern R1 und R2 untersucht. Außerdem wird die Rissöffnung im Bereich der untersten Spanngliedlage mit dem Messpunkt R3 bestimmt. Der Aufnehmer R4 befindet sich in 3,66 m Steghöhe und liegt knapp unter dem optisch erkennbaren Rissende. Der rechte Steg weist nur einen einzelnen Riss auf. Dieser wird mit dem Aufnehmer R5 im unteren Stegbereich und mit R6 im Bereich der untersten Spanngliedlage untersucht.

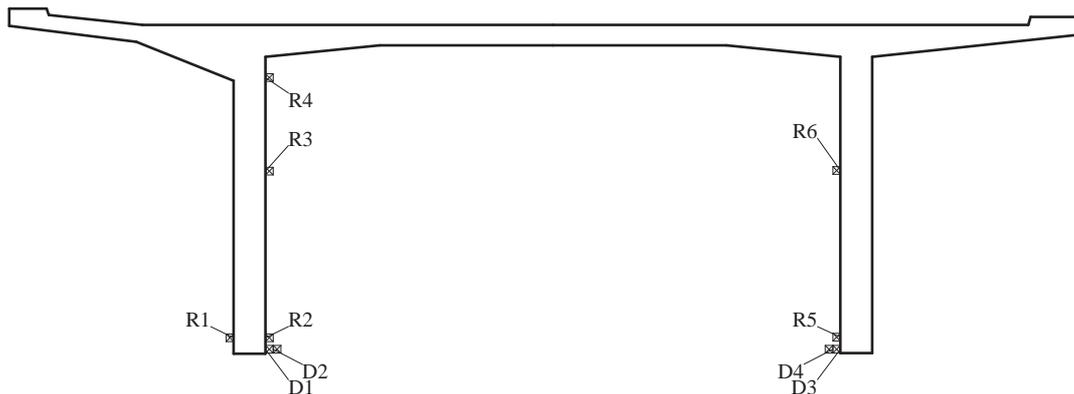


Abbildung 2.16: Anordnung der Riss- und Dehnungsmesspunkte

Die Betonranddehnungen werden jeweils an der Innenseite der beiden Stege vor und hinter dem Rissquerschnitt mit den Dehnungsaufnehmern D1 bis D4 im Abstand von einem Meter von der Betonierfuge untersucht. Die Aufzeichnung der Minimal-, Maximal- und Mittelwerte erfolgt bei dieser Messung in einem Intervall von jeweils fünf Minuten. Die Anordnung der

Temperaturmesspunkte, der von Osten nach Westen ausgerichteten Brücke, ist bereits in Abbildung 2.7 dargestellt. In Anhang B.2 findet sich eine detaillierte Darstellung aller Messpunkte dieser Messung.

2.5.3 Temperaturbelastung des Bauwerks

Vertikaler Temperaturunterschied

Der vertikale Temperaturunterschied ΔT_v weist bei dieser Messung einen Maximalwert von 8,0 K auf, wobei positive Werte zu einer Momentenbelastung um die y-Achse des Querschnitts führen, die den Querschnitt an der Unterseite auf Zug belasten. Im Mittel ergibt sich ein Wert von 1,4 K. Bei normalen Witterungsbedingungen unterschreitet der Temperaturunterschied den Wert von $-5,0$ K nicht. Jedoch zeigt sich an zwei sehr kalten Wintertagen, an denen der linke Steg von der Sonne beschienen ist, kurzzeitig eine deutliche Unterschreitung dieses Werts. Der dort beobachtete vertikale Temperaturunterschied liegt bei $-7,2$ K. In Abbildung 2.17 werden aufgrund der sehr geringen Häufigkeit in diesem Bereich nur Werte größer als $-5,0$ K angezeigt. Aufgrund der langen Messdauer und der damit verbundenen großen Datenmenge konnte hier eine Darstellung mit einer Einteilung in Klassen von 0,2 K gewählt werden. Es ergibt sich wiederum der für einen Plattenbalken typische Verlauf, wobei Temperaturunterschiede $\Delta T_v \geq 4,0$ K mit einer Häufigkeit von ca. 12 % auftreten. Auf die Rissdoppelamplituden hat dieser Temperaturwert den größten Einfluss.

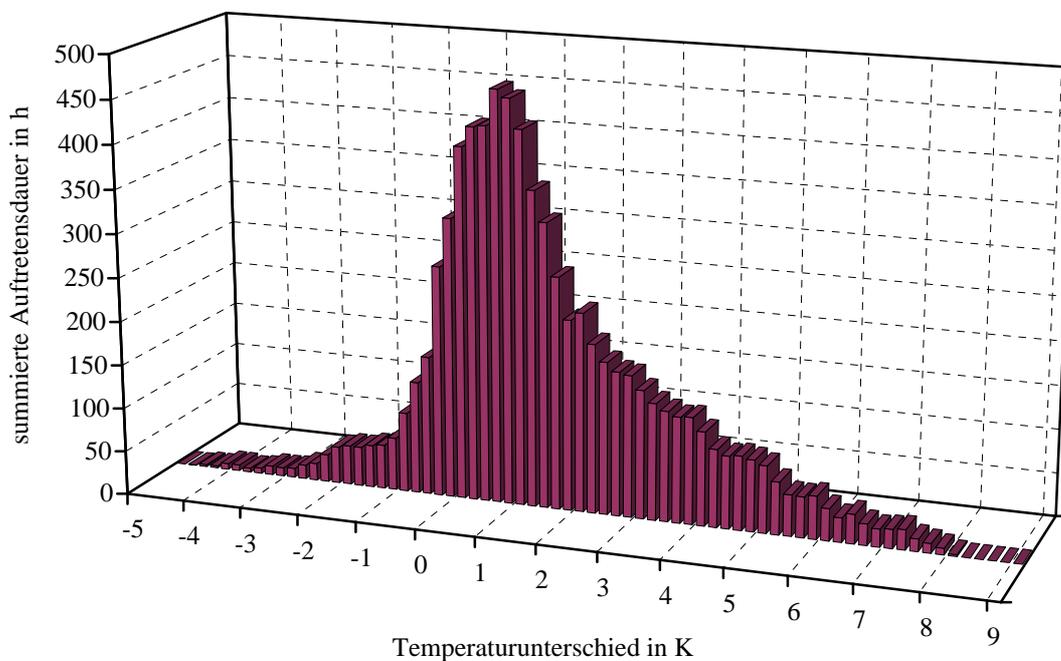


Abbildung 2.17: Verteilung des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v

Horizontaler Temperaturunterschied

Der horizontale Temperaturunterschied ΔT_h erreicht bei diesem Bauwerk Werte zwischen $-3,4\text{ K}$ und $3,2\text{ K}$, wobei ein positiver Wert ein Moment um die z-Achse des Querschnitts erzeugt, das den Riss am linken Steg gleichmäßig über die Höhe öffnet. Eine Erwärmung des linken Stegs aufgrund einer direkten Sonnenbestrahlung führt zu einem negativen ΔT_h und schließt den Riss in diesem Bereich. In Abbildung 2.18 zeigt sich, dass der Temperaturwert im Messzeitraum meist sehr gering ist. Werte zwischen -1 K und $+1\text{ K}$ treten mit einem Anteil von ca. 90 % auf. Die Auswertung erfolgt aufgrund des kleineren Wertebereichs für eine Einteilung in Klassen von $0,1\text{ K}$.

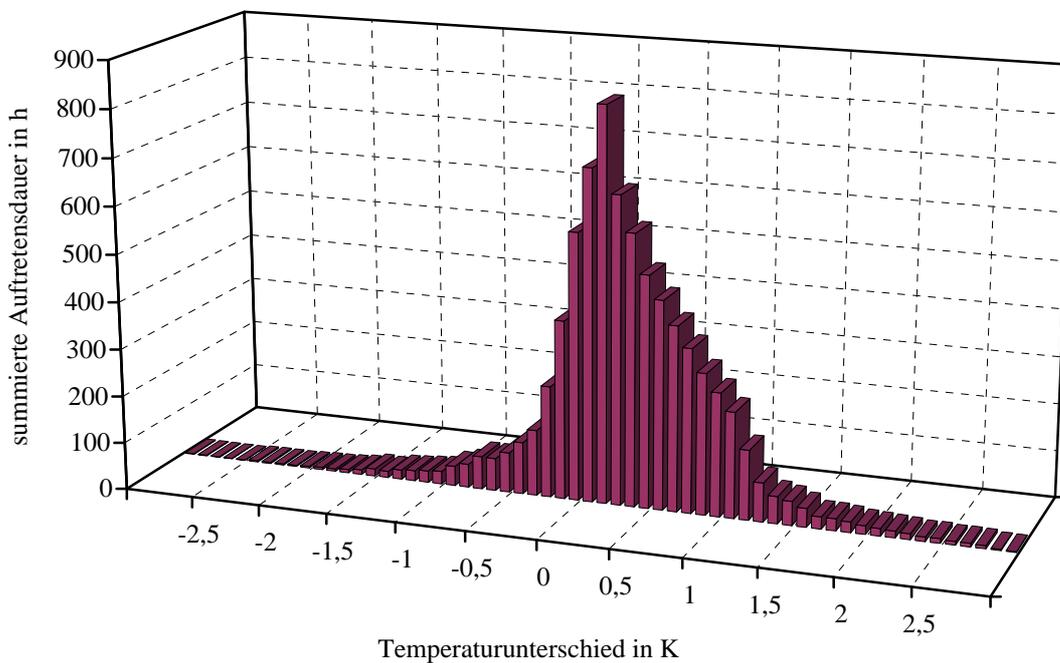


Abbildung 2.18: Verteilung des horizontalen Temperaturunterschieds ΔT_h

Aufgrund der deutlich höheren Querschnittssteifigkeit in Querrichtung ($I_z/I_y = 7,5$) führen kleine horizontale Temperaturunterschiede teilweise zu sehr großen Belastungen am Bauwerk. Hervorgerufen werden diese Temperaturbelastungen durch eine niedrig stehende Sonne. Sie tritt somit vorrangig in den Morgen- oder Abendstunden auf. Da jedoch ein positiver vertikaler Temperaturunterschied durch eine direkte Bestrahlung der Querschnittsoberseite entsteht, ist das gleichzeitige Auftreten eines hohen positiven ΔT_v und eines hohen ΔT_h sehr unwahrscheinlich. Bei der Messung ergibt sich beim Maximalwert des vertikalen Temperaturunterschieds von $+8,0\text{ K}$ ein horizontaler Wert von $+1,0\text{ K}$. Die Extremwerte von ΔT_h werden bei negativen Werten von ΔT_v bestimmt. Aufgrund des dominierenden Einflusses der vertikalen Belastung zeigt sich bei den horizontalen Maximalwerten kein ausgeprägter Einfluss auf die Rissöffnung. Nur bei einer kombinierten Belastung aus beiden Temperaturunterschieden lässt sich auch ein Einfluss des horizontalen Wertes erkennen.

Überbautemperatur

Die Überbautemperatur T gibt den konstanten Temperaturanteil im Querschnitt an. Diese sollte bei frei beweglichen Lagern keine Belastung hervorrufen. Jedoch zeigt sich bei der Auswertung der Rissdoppelamplituden (siehe Abschnitt 2.5.4), dass auch dieser Temperaturwert das Rissverhalten beeinflusst. Mit der Messung wird ein sehr breites Spektrum der Temperaturbelastung abgedeckt (siehe Abbildung 2.19), die Werte der Überbautemperatur befinden sich in einem Bereich von -13°C bis $+31^{\circ}\text{C}$. Diese große Temperaturspanne von 44°C führt zu einer Veränderung des Elastizitätsmoduls des Betons (siehe Abschnitt 3.3.4), die den Einfluss der Überbautemperatur T auf das Rissverhalten verursacht. Der Mittelwert von T liegt bei ca. $+12,8^{\circ}\text{C}$. In der Darstellung wird eine Einteilung in Klassen von 1°C gewählt.

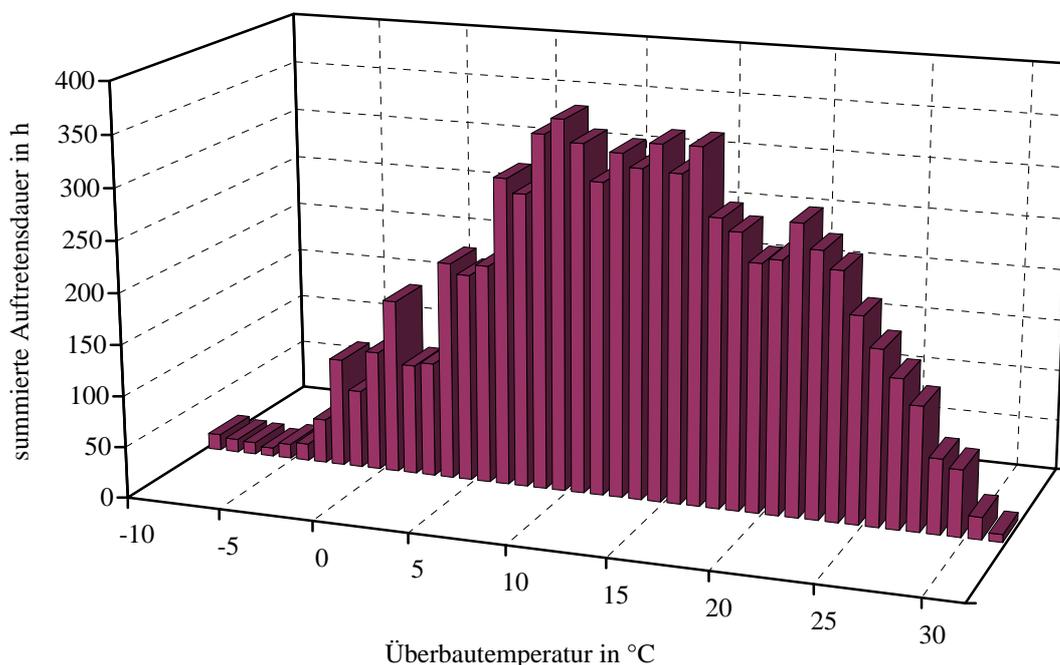


Abbildung 2.19: Verteilung der Überbautemperatur T

Nichtlinearer Temperaturanteil

In Abbildung 2.20 sind für drei Klassen des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v die nicht-linearen Temperaturanteile über die Steghöhe als Mittelwert der Elemente eines Steges mit gleichem Schwerpunktsabstand z_i dargestellt. Da in der anschließend durchgeführten Simulation nur die linke Querschnittshälfte verwendet wird, wird hier ebenfalls nur dieser Teil bei der Mittelwertbildung ausgewertet. Negative vertikale Temperaturunterschiede treten bei diesem Querschnitt bei einer direkten Sonnenbestrahlung des unteren Stegbereichs auf. Dies führt dort zu positiven nicht-linearen Temperaturanteilen. An der Oberseite treten dabei leicht negative Werte auf. Da diese Belastungsart durch die einseitige Bestrahlung des Steges große Temperaturunterschiede in Querrichtung hervorruft, ergibt die Summe der Spannungen aus den nicht-linearen Temperaturanteilen nur bei Betrachtung des Gesamtquerschnitts den Wert 0.

Ohne eine Belastung aus einem Temperaturunterschied ΔT_v sind auch die nichtlinearen Anteile relativ gering. Bei einem sehr hohen Temperaturunterschied, der durch die direkte Sonnenbestrahlung des Fahrbahnbelags hervorgerufen wird, sind sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite große positive Werte des nichtlinearen Temperaturanteils vorhanden. Unterhalb der Fahrbahnplatte herrschen dabei negative Anteile.

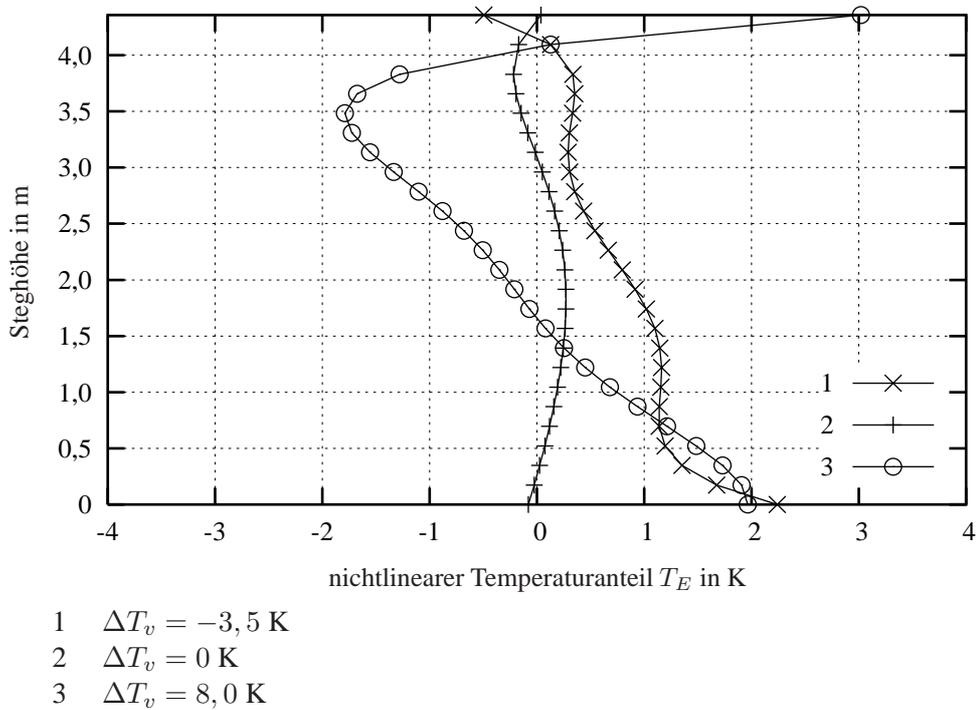


Abbildung 2.20: Nichtlinearer Temperaturanteil T_E

2.5.4 Rissbewegungen

Bei dem hier betrachteten Bauwerk handelt es sich um eine Autobahnbrücke mit einer Verkehrsbelastung, die einen sehr großen Lkw-Anteil beinhaltet. Die Auswertung der Rissdoppelamplituden erfolgt in Intervallen von jeweils 5 Minuten. Deshalb kann hier davon ausgegangen werden, dass in jedem Zeitintervall mindestens ein Lastkraftwagen die Brücke überquert, und somit die in Abschnitt 2.3.2 beschriebene Bedingung erfüllt ist.

Dynamische Rissbewegungen

Abbildung 2.21 zeigt für einen Zeitraum von 25 Sekunden die Rissbewegungen der Aufnehmer R1 bis R4, die am linken Steg des Querschnitts angebracht sind. In diesem Zeitraum wird die Brücke von zwei Lastkraftwagen überquert, die jeweils eine maximale Rissöffnung zum Zeitpunkt 4,42 s (Lkw 1) und 13,40 s (Lkw 2) hervorrufen. Zu diesem Zeitpunkt befindet sich das Fahrzeug jeweils über dem Messquerschnitt. Für den Aufnehmer R2 ergeben sich für dieses Zeitintervall ein Maximalwert von 0,0459 mm und ein Minimalwert von 0,0142 mm,

die durch das erste Fahrzeug verursacht werden. Somit erhält man die *Rissdoppelamplitude* im Zeitintervall zu 0,0317 mm. Ohne Lkw Einfluss befindet sich der Riss beim Aufnehmer R2 in einem Zustand von 0,02 mm, jedoch kann dieser Wert nicht als Rissöffnung bezeichnet werden, da zum Zeitpunkt des Einbaus der Messgeräte die aktuelle Rissöffnung nicht bekannt ist, und somit ein Nullwertabgleich nicht möglich ist. Der Wert kann daher nur als Anhaltswert für die weitere Veränderung der Rissöffnung dienen. Er wird in den nachfolgenden Auswertungen als *mittlere Rissöffnung* bezeichnet.

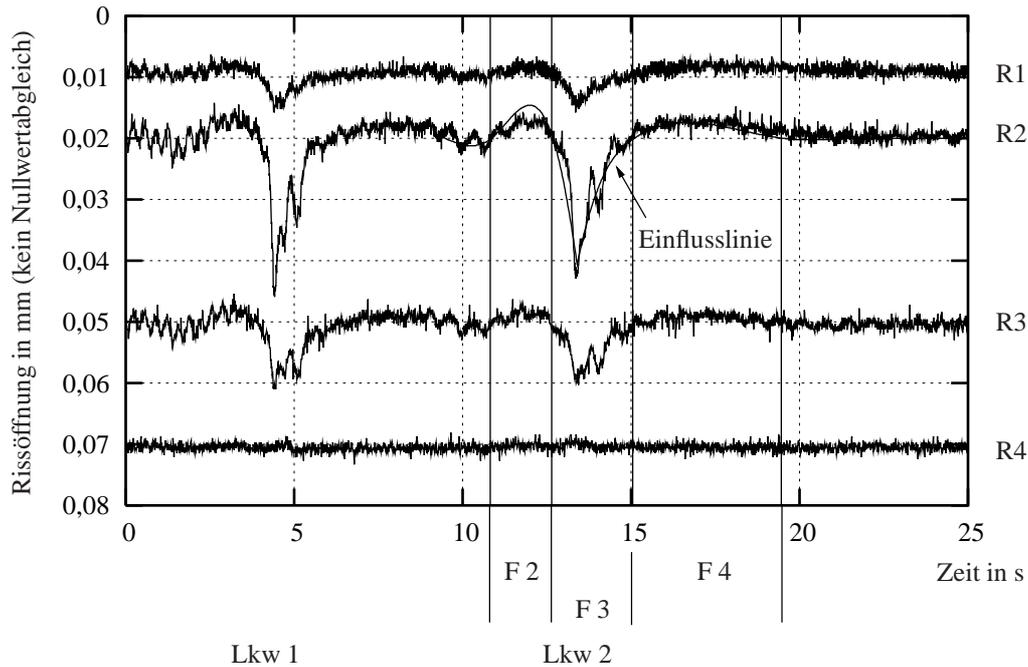


Abbildung 2.21: Dynamische Rissbewegungen

Zusätzlich ist für den Aufnehmer R2 die Momenteneinflusslinie für den Messquerschnitt eingezeichnet. Diese wird in der Darstellung über die Geschwindigkeit des Fahrzeugs und den Wert der maximalen Rissdoppelamplitude skaliert. Die mittlere Fahrzeuggeschwindigkeit bei der Überfahrt lässt sich dazu über die Summe der Längen der Felder F 2 bis F 4 und die Zeit zwischen den Nulldurchgängen des Aufnehmers R2 folgendermaßen bestimmen:

$$v_{Lkw2} = \frac{l_{F2-F4}}{t_{F2-F4}} = \frac{204 \text{ m}}{8,56 \text{ s}} = 23,84 \text{ m/s} = 85,8 \text{ km/h} \quad (2.8)$$

In der Darstellung erkennt man, dass sich im Bereich des Feldes F 3 der Riss deutlich öffnet, wobei der Maximalwert an der Stelle des Messquerschnitts erreicht wird. Außerdem erkennt man, dass sich der Riss kurzzeitig etwas schließt, wenn sich der Lkw in den Nachbarfelder F 2 und F 4 befindet und somit ein schließendes Moment am Messquerschnitt hervorruft. Beim Vergleich der Rissöffnung des Aufnehmers R2 mit der Momenteneinflusslinie erkennt man die dynamischen Effekte der Überfahrt auf die Rissöffnung. Die langwellige quasi-statische Rissöffnung stimmt mit der Einflusslinie sehr gut überein. Sie wird durch kurzweilige, dynamische Änderungen der Rissöffnung überlagert, die, nachdem der zweite Lkw die Brücke verlassen

hat, langsam abklingen. Da sich der Riss an der Außenseite des Stegs im unteren Bereich in drei Risse aufteilt, sind die Auswirkungen des Lastkraftwagens beim Aufnehmer R1 nicht so ausgeprägt. An den Punkten R3 und R4 erkennt man die Effekte über die Höhe des Steges, wobei sich R4 an der Risswurzel befindet.

Rissdoppelamplituden

Abbildung 2.22 zeigt für die einzelnen Klassen des Temperaturwertes die deutliche Abhängigkeit der Mittelwerte der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v . Die Einzelereignisse der Rissdoppelamplituden in den Zeitintervallen, aus denen sich diese Mittelwerte ergeben, finden sich im Anhang B.3.1.

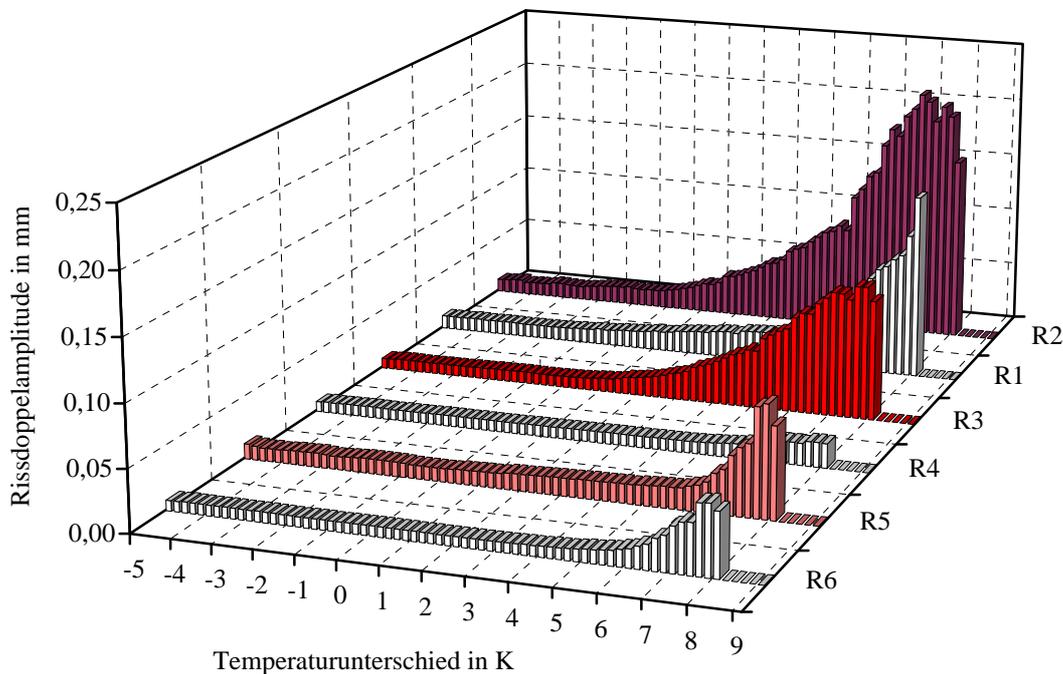


Abbildung 2.22: Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

In der Abbildung erkennt man, dass bei allen Aufnehmern unterhalb einer Belastung von $\Delta T_v < -2,0$ K die Doppelamplituden konstant verlaufen (Minimum R1 und R2 bei 0,011 mm). Ab diesem Punkt steigen die Werte bei den Aufnehmern R1 und R2 an. Der Mittelwert von R1 erreicht ein Maximum von 0,155 mm, und der Aufnehmer R2 von 0,209 mm. Beim Punkt R3, der in Höhe der untersten Spanngliedlage angebracht ist, werden die Doppelamplituden ab einer Belastung $\Delta T_v = +0,4$ K größer. Sie erreichen hier maximal 0,111 mm. Der Aufnehmer R4, der oberhalb des Schwerpunkts des Querschnitts angebracht ist, hat bis zu einem vertikalen Temperaturunterschied von ca. 6,0 K eine konstante Doppelamplitude. Über diesem Wert geht der Riss am Querschnitt über den Schwerpunkt hinaus auf, wodurch auch beim Aufnehmer R4 eine Zunahme der Doppelamplituden hervorgerufen wird (Maximum bei 0,020 mm). Der rechte Steg, der sich unterhalb der Überholspur der Autobahn befindet, ist durch den Schwerlastverkehr weniger belastet als der linke. Deshalb geht hier der Riss erst

bei einem Temperaturunterschied $\Delta T_v = +1,6 \text{ K}$ langsam auf. Bei dieser Temperaturbelastung ist der Riss am linken Steg schon über die unterste Spanngliedlage hinaus geöffnet. Beim Aufnehmer R5, der im unteren Stegbereich angebracht ist, erreicht der Mittelwert der Rissdoppelamplituden maximal 0,090 mm, und der Punkt R6 in Höhe der untersten Spanngliedlage hat ein Maximum von 0,056 mm.

Zur Darstellung der durch den Schwerverkehr aufgetretenen Rissbewegungen, ist in Abbildung 2.23 für alle Rissmesspunkte die Häufigkeit der Rissdoppelamplituden im logarithmischen Maßstab angezeigt. Die im Messzeitraum maximal gemessenen Doppelamplituden liegen beim Aufnehmer R2 bei 0,350 mm. An der Außenseite des Steges erreichen sie beim Messpunkt R1 maximal 0,250 mm. Die Differenz im Maximalwert von 0,1 mm verdeutlicht das unterschiedliche Verhalten des Querschnitts an der Innen- und Außenseite des linken Steges aufgrund der Rissaufteilung im unteren Stegbereich. Der Aufnehmer R3 in Höhe der untersten Spanngliedlage hat eine maximale Rissdoppelamplitude von 0,190 mm. Beim Messpunkt R4 befinden sich die Werte mit einer Häufigkeit von ca. 85 % in einem Bereich, der auf einen geschlossenen Riss schließen lässt. Jedoch zeigt der Maximalwert der Doppelamplitude von 0,035 mm, dass sich der Riss teilweise über den Schwerpunkt hinaus öffnet.

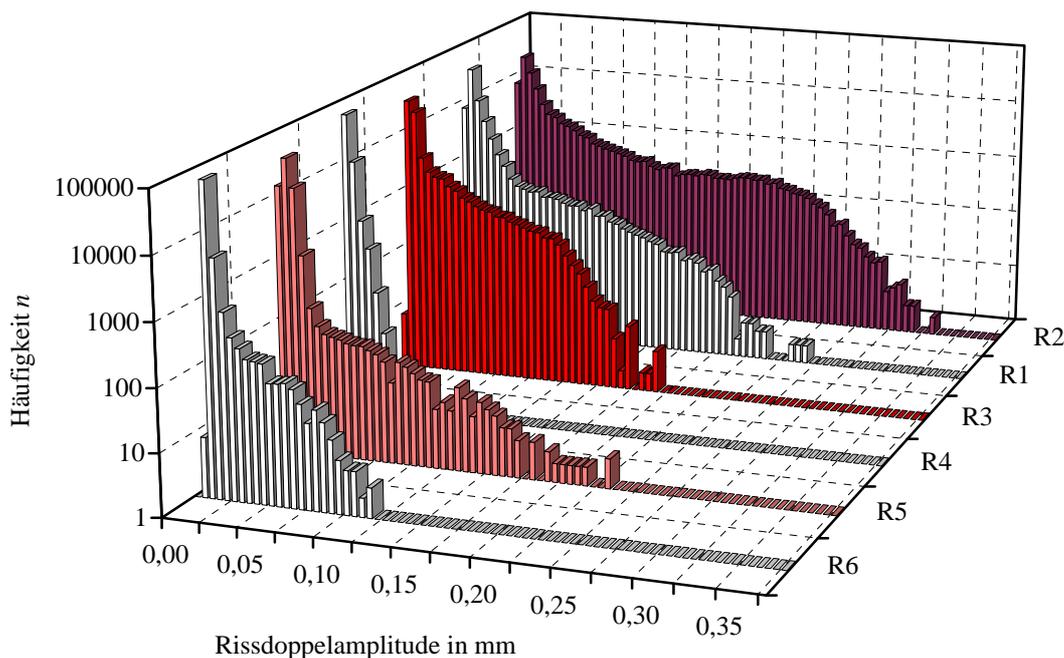


Abbildung 2.23: Häufigkeit der aufgetretenen Rissdoppelamplituden

An der Unterseite des rechten Steges beträgt die maximale Rissdoppelamplitude beim Aufnehmer R5 0,230 mm. Dieser hohe Wert ist darauf zurückzuführen, dass hier im unteren Bereich keine Aufteilung des Risses erkennbar ist. Die Doppelamplitude zeigt daher die gesamte Änderung der Rissbewegung dieses Steges. Der Aufnehmer R6 hat eine maximale Doppelamplitude von 0,115 mm.

Rissöffnung

Die mittleren Rissöffnungen der Aufnehmer R1 und R2 hängen aufgrund der Effekte der zeitweise vorhandenen direkten Sonnenbestrahlung im unteren Stegbereich von mehreren Faktoren ab. Eine alleinige Abhängigkeit vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v ist deshalb nicht erkennbar (siehe Anhang B.3.2). Messpunkt R1 zeigt über den Messzeitraum eine Schwankung der mittleren Rissöffnung von ca. 0,2 mm. Bei R2 beträgt die Änderung ca. 0,25 mm, wobei hier eine Abhängigkeit von ΔT_v deutlich zu erkennen ist. Der Wert streut jedoch aufgrund der Sonnenbestrahlung sehr stark. Beim Aufnehmer R3 hingegen ist der Einfluss der direkten Sonnenbestrahlung durch die höhere Lage nicht mehr vorhanden, weshalb hier eine deutliche Abhängigkeit der Rissöffnung vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v erkennbar und die Streuung relativ gering ist. In Abbildung 2.24 sind für diesen Messpunkt die Mittelwerte der Rissöffnung (ohne Nullwertabgleich) in den einzelnen Zeitintervallen dargestellt. Es lässt sich erkennen, dass bei Temperaturbelastungen bis ca. +2,0 K die Rissöffnung nahezu konstant ist. Danach öffnet sich der Riss durch die Zunahme von ΔT_v sehr schnell um ca. 0,18 mm.

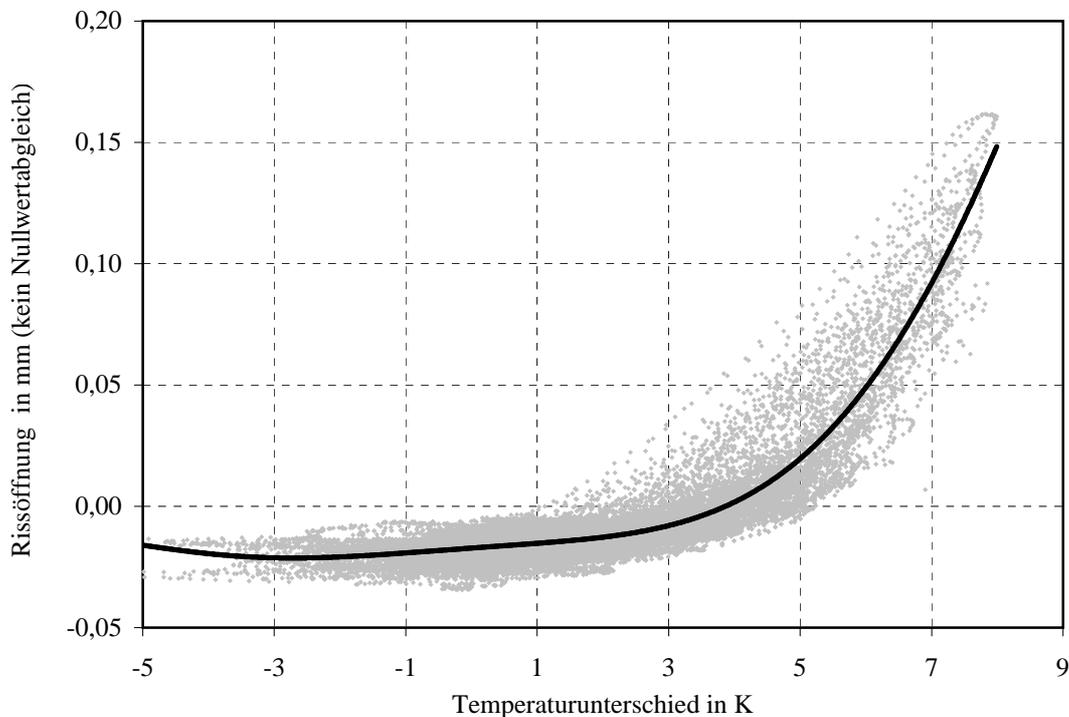


Abbildung 2.24: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R3 vom Temperaturunterschied ΔT_v

Bei den weiteren Rissaufnehmern ändert sich die Rissöffnung im Messzeitraum um ca. 0,1 mm. Die Auswertung dieser Messpunkte ist in Anhang B.3.2 angegeben.

Weitere Einflussgrößen der Rissdoppelamplitude

Der horizontale Temperaturunterschied ΔT_h beeinflusst das Rissverhalten ebenfalls. Die Auswirkungen können aufgrund des dominierenden Einflusses des vertikalen Temperaturunterschieds jedoch nur in Kombination mit diesem Temperaturwert gezeigt werden.

In Abbildung 2.25 ist die Abhängigkeit des Mittelwerts der Rissdoppelamplitude von den beiden Temperaturunterschieden für den Aufnehmer R2 dargestellt. Angezeigt werden dabei nur Doppelamplituden für $\Delta T_v < 4,0 \text{ K}$, um eine ausreichende Anzahl an Werten zu gewährleisten. Bei hohen vertikalen Temperaturunterschieden ist immer ein kleiner horizontaler Unterschied in den Bereichen von $-1,0$ bis $-0,5 \text{ K}$ oder von $0,5$ bis $1,0 \text{ K}$ vorhanden. Bei der Auswertung erkennt man, dass bei einem $\Delta T_v = 4,0 \text{ K}$ die Mittelwerte der Rissdoppelamplitude durch den ansteigenden horizontalen Temperaturunterschied ΔT_h um ca. $0,15 \text{ mm}$ größer werden.

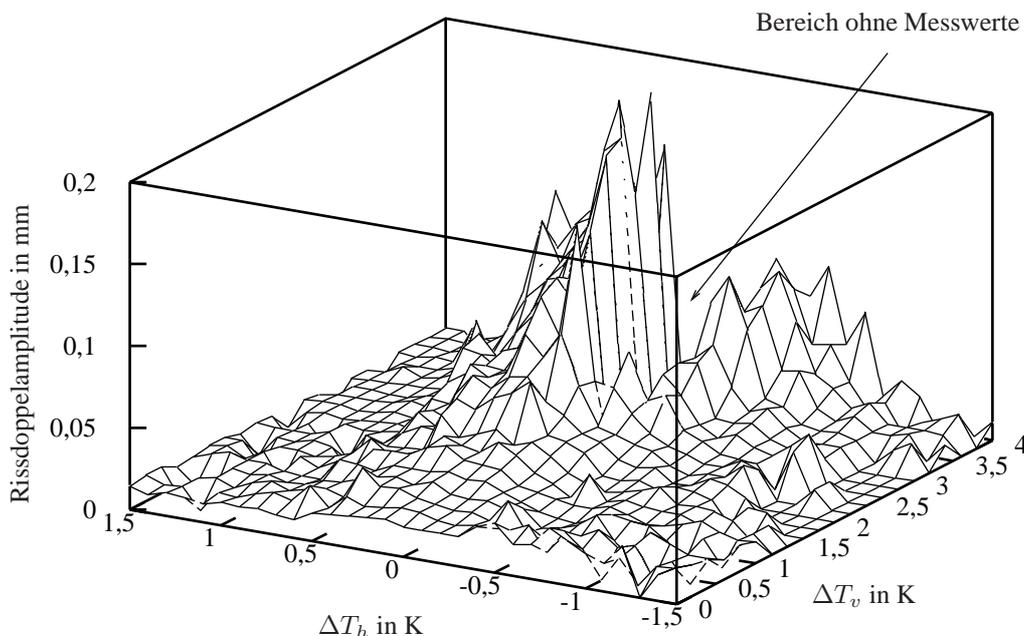


Abbildung 2.25: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R2 von den Temperaturunterschieden ΔT_v und ΔT_h

Der Einfluss der Überbautemperatur T auf die Rissdoppelamplitude ist in Abbildung 2.26 zu erkennen. Man sieht, dass durch die Zunahme des konstanten Anteils der Querschnittstemperatur die mittleren Rissdoppelamplituden des Aufnehmers R2 ebenfalls zunehmen. Verursacht wird dies durch die temperaturbedingten Veränderungen des Elastizitätsmoduls des Betons (siehe Abschnitt 3.3.4). Eine Behinderung der Lagerverformungen stellt für diesen Effekt keine Ursache dar, da diese zu einer Drucknormalkraft im Querschnitt führen würde, und somit der

Riss geschlossen wird. Auch die Exzentrizität dieser Kraft führt zu einer Momentenbelastung, die den Riss schließt.

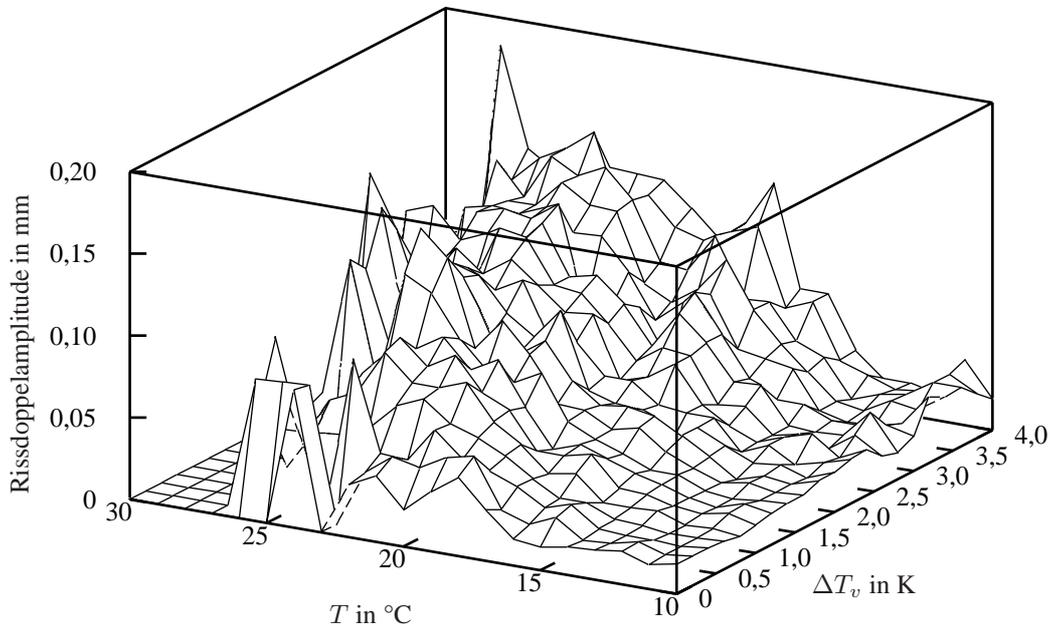


Abbildung 2.26: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R_2 vom Temperaturunterschied ΔT_v und von der Überbautemperatur T

2.5.5 Bewertung des Tragverhaltens

Die Messung zeigt, dass sich der Riss an diesem Querschnitt aufgrund von Lkw Überfahrten schon bei relativ niedrigen Temperaturunterschieden zu öffnen beginnt und damit die Spannungsschwingbreiten im Spannstahl zunehmen. Die große Steghöhe und die hohe Lage der Spannglieder führen zu einem Störbereich der Koppelfuge, der über den Rissquerschnitt hinausreicht. Um diese Effekt wirklichkeitsnah erfassen und aus der Messung Spannstahlspannungsänderungen herleiten zu können, wird in Kapitel 5 auch für diesen Querschnitt eine Simulation basierend auf der Methode der Finiten Elemente durchgeführt.

3 Materialmodelle

3.1 Allgemein

Das Tragverhalten der Koppelfugenquerschnitte von Spannbetontragwerken wird durch verschiedene Mechanismen beeinflusst, wodurch zum Teil sehr große Unterschiede zwischen rechnerischen Verfahren, die auf einer ebenen Spannungsverteilung im Querschnitt (Bernoulli-Hypothese) basieren, und dem realen Tragverhalten auftreten. Voraussetzung für eine wirklichkeitsnahe Berechnung einer Koppelfuge mittels der Methode der Finiten Elemente ist neben einer problemgerechten Diskretisierung und Elementwahl eine genügend genaue Abbildung der Materialeigenschaften und der Einflüsse des abschnittsweisen Bauens. Dazu müssen sowohl das statische System als auch das Verhalten der Werkstoffe Beton, Betonstahl und Spannstahl entsprechend der zu untersuchenden Problemstellung so wirklichkeitsnah wie notwendig, aber trotzdem so einfach wie möglich modelliert werden. Bei der hier durchzuführenden Berechnung muss sowohl das abschnittsweise Bauen als auch das Langzeitverhalten und das Zusammenwirken der Werkstoffe realitätsnah erfasst werden.

In den folgenden Abschnitten werden die numerische Umsetzung sowie die Modellierung des Tragverhaltens der Baustoffe für die Berechnung mit Finiten Elementen dargestellt.

3.2 Numerische Umsetzung

Für die hier durchgeführten Berechnungen wird das Programmsystem MSC.Marc 2001 [49] in Verbindung mit dem interaktiven Pre- und Postprozessor MSC.Marc Mentat 2001 [50] verwendet. Das Finite Elemente Programm MSC.Marc ist für lineare sowie geometrisch und physikalisch nichtlineare statische und dynamische Berechnungen geeignet. Die Materialmodelle des Spannbetons sowie die Simulation des abschnittsweisen Bauens werden über Subroutinen, die in Fortran 90 programmiert sind, implementiert.

Zur Modellierung des Plattenbalkenquerschnitts der betrachteten Spannbetonbrücken wird für den Beton ein vier-knotiges, isoparametrisches Scheibenelement verwendet, das für Berechnungen mit ebenen Spannungszuständen geeignet ist. Die vorgespannte sowie die schlaffe Bewehrung des Querschnitts werden diskret abgebildet, wofür ein zwei-knotiges, gerades Fachwerkelement verwendet wird. Das unterschiedliche Verhalten des Spannglieds und der Spanngliedkopplung wird über eine Anpassung der geometrischen Eigenschaften des Elements erzielt. Der Verbund zwischen Bewehrung bzw. Kopplungen und umliegendem Beton wird über nichtlineare Federn, die zwischen den Knoten der beiden Elementgruppen angebracht sind, modelliert (Abbildung 3.1). Die lastverteilende Wirkung der Ankerplatten wird ebenfalls mit Hilfe von Federkopplungen simuliert. Bei den an Koppelfugen aufgetretenen Rissen handelt es sich im Allgemeinen um Einzelrisse in der Betonierfuge. Die Ausbildung von neuen Rissen

muss deshalb im Normalfall nicht berücksichtigt werden, und der Riss an der Koppelfuge kann durch eine diskrete Modellierung abgebildet werden.

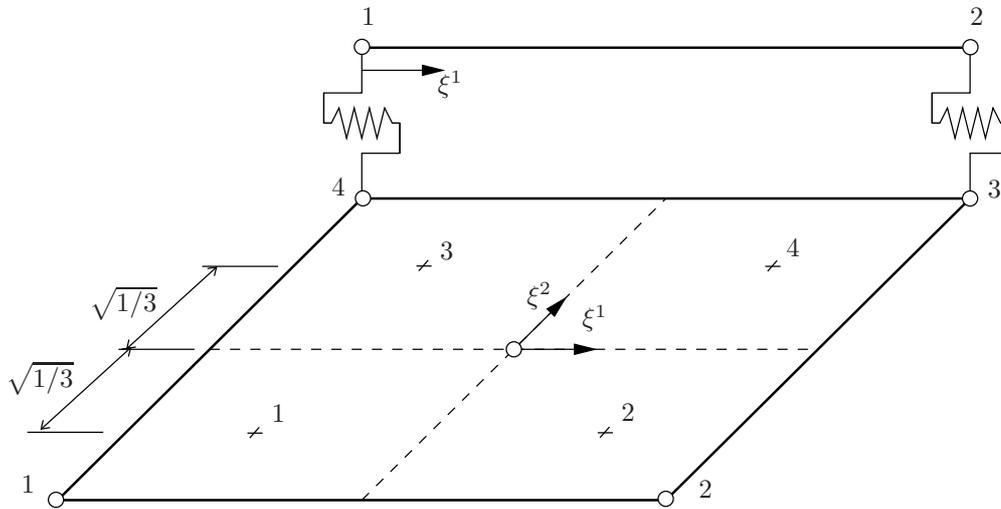


Abbildung 3.1: Fachwerkelement über Verbundfedern an das isoparametrische Scheibenelement gekoppelt

Nachfolgend werden kurz die grundlegenden Zusammenhänge der Methode der Finiten Elemente skizziert, um eine Darstellung der wesentlichen Eingriffe in das Standardsystem zu ermöglichen. Weiterführend wird auf die Fachliteratur verwiesen (siehe z.B. *Bathe* [2] und *Zienkiewicz* [71]).

Aufgrund der nichtlinearen Materialbeziehungen muss die Lösung des Systemgleichgewichts iterativ bestimmt werden. Die in MSC.Marc verwendete Iterationsmethode beruht auf dem klassischen Newton-Raphson-Verfahren. Dabei werden für $i = 1, 2, 3, \dots$, die folgenden Gleichungen verwendet (*Bathe* [2]):

$$\begin{aligned}
 {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(i-1)} \cdot \Delta\mathbf{U}^{(i)} &= {}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{(i-1)} \\
 {}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{(i)} &= {}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{(i-1)} + \Delta\mathbf{U}^{(i)}
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

Die Anfangsbedingungen lauten:

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{(0)} = {}^t\mathbf{U}; \quad {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(0)} = {}^t\mathbf{K}_{mod}; \quad {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{(0)} = {}^t\mathbf{F}_{relax} \quad (3.2)$$

Dabei ist:

t	Zeitpunkt am Inkrementanfang
Δt	Zeitschritt
(i)	Iterationsschritt
${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(i-1)}$	Inkrementelle Tangentensteifigkeitsmatrix zum Zeitpunkt $t + \Delta t$ und dem Inkrement (i - 1)
$\Delta\mathbf{U}^{(i)}$	Vektor der zusätzlichen Knotenverschiebungen im Iterationsschritt (i)
${}^{t+\Delta t}\mathbf{R}$	Vektor der äußeren Lasten
${}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{(i-1)}$	Vektor der inneren Knotenkräfte, die den Elementspannungen σ zum Zeitpunkt $t + \Delta t$ und dem Inkrement (i - 1) äquivalent sind
${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{(i-1)}$	Vektor der Knotenverschiebungen zum Zeitpunkt $t + \Delta t$ und dem Inkrement (i - 1)
${}^t\mathbf{K}_{mod}$	Inkrementelle Tangentensteifigkeitsmatrix zum Zeitpunkt t , jedoch unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Veränderungen zum Zeitpunkt $t + \Delta t$
${}^t\mathbf{F}_{relax}$	Vektor der inneren Knotenkräfte zum Zeitpunkt t , jedoch unter Berücksichtigung der zeitabhängigen, relaxierten Spannungsanteile zum Zeitpunkt $t + \Delta t$

Den Vektor der äußeren Lasten ${}^{t+\Delta t}\mathbf{R}$ erhält man aus den Volumen- und Oberflächenkräften, und der Vektor der inneren Knotenkräfte ${}^{t+\Delta t}\mathbf{F}$ wird aus den Elementspannungen des vorhergehenden Iterationsschritts gebildet, wobei die relaxierten Spannungsanteile des Zeitschritts berücksichtigt werden. Die Tangentensteifigkeitsmatrix ${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(i-1)}$, in die die Werkstoffeigenschaften der Materialien eingehen, wird aufgrund des nichtlinearen Verhaltens für jeden Iterationsschritt der Berechnung neu bestimmt. In MSC.Marc werden die dafür notwendigen numerischen Integrationen mit Standardmethoden durchgeführt (siehe z. B. *Bathe* [2]).

Zur Bestimmung der Lösung bei einer iterativen Berechnung müssen realistische Konvergenzkriterien zum Beenden der Iteration gewählt werden, die zur Überprüfung des Gleichgewichts herangezogen werden. Dazu werden im Allgemeinen Verschiebungs-, Kräfte- und Energiekriterien eingeführt. In MSC.Marc werden Konvergenzkriterien verwendet, die zum einen die maximale Restkraft $\|\mathbf{F}_{rest}\|_{\infty}$ im Iterationsschritt überprüfen und zum anderen das Verhältnis der maximalen Restkraft $\|\mathbf{F}_{rest}\|_{\infty}$ zur Reaktionskraft $\|\mathbf{F}_{reak}\|_{\infty}$ begrenzen. Sie sind bei den durchgeführten Berechnungen wie folgt gewählt:

$$\frac{\|\mathbf{F}_{rest}\|_{\infty}}{\|\mathbf{F}_{reak}\|_{\infty}} < \epsilon_{F_{rel}} = 1 \cdot 10^{-1} \quad (3.3)$$

$$\|\mathbf{F}_{rest}\|_{\infty} < \epsilon_{F_{abs}} = 1 \cdot 10^{-8}$$

Dabei ist:

$\|\mathbf{F}\|_{\infty}$ Komponente des Vektors \mathbf{F} mit größtem Absolutwert

ϵ_F Toleranzschränke

3.3 Materialverhalten und Rechenmodelle für den Beton

In diesem Abschnitt werden die Grundlagen des Verhaltens und der Eigenschaften des Betons beschrieben. Anschließend werden die in das Finite Elemente Programm implementierten Modelle zur Abbildung der Betoneigenschaften unter Gebrauchslasten dargestellt, die für eine Modellierung im Bereich von Koppelfugen bei Spannbetonbrücken notwendig sind.

Bei den betrachteten Spannbetonbrücken wurden ausschließlich Betone üblicher Festigkeiten mit Normalzuschlag verwendet (entsprechen etwa einem C20/25 bis C40/50). Die nachfolgende Zusammenstellung ist deshalb auf diese Betone beschränkt.

Das Materialverhalten des Betons wird in der durchgeführten Finite Elemente Berechnung mit einem hyperelastischen Materialmodell beschrieben. Der inkrementelle Spannungstensor $\Delta\sigma$ ist dabei folgendermaßen definiert:

$$\Delta\sigma = ED\Delta\epsilon + \Delta\mathbf{G} \quad (3.4)$$

Dabei ist:

$\Delta\sigma$ inkrementeller Tensor der Spannungen

E Elastizitätsmodul des Materials

\mathbf{D} modifizierter elastischer Materialtensor

$\Delta\epsilon$ inkrementeller Tensor der Dehnungen

$\Delta\mathbf{G}$ Tensor, der die Abzugswerte der relaxierten Spannungen enthält

Die Gesamtdehnung des Betons setzt sich aus spannungsabhängigen Anteilen, wie den Kurzzeitdehnungen und den zeitabhängigen Kriechdehnungen, sowie den spannungsunabhängigen Anteilen, hervorgerufen durch das ebenfalls zeitabhängige Schwinden oder eine Temperaturbelastung, zusammen. Zusätzlich tritt bei Bauteilen, die einer zyklischen Belastung ausgesetzt sind, eine spannungs- und zeitabhängige Dehnungszunahme im Beton auf. Nachfolgend werden die einzelnen Anteile, die mit Gleichung (3.4) zu einem Gesamtmodell gekoppelt sind, getrennt beschrieben.

3.3.1 Beton unter Kurzzeitbeanspruchung

Druckbeanspruchung

Unter einachsiger Druckbeanspruchung entstehen im Beton bereits bei geringer Belastung Mikrorisse. Diese wachsen bei weiterer Laststeigerung an und vereinigen sich zu Makrorissen. Dadurch tritt bei ca. 30 - 50 % der Kurzzeitfestigkeit eine überproportionale Zunahme der Dehnungen auf. Die damit verbundene Gefügauflockerung führt ab ca. 70 % der Bruchlast zu einem Anwachsen der Querdehnzahl. Im Bereich der maximalen Betondruckspannung wird das Risswachstum instabil. Im Nachbruchbereich entstehen Trennflächen, die zu einer endgültigen Entfestigung des Gefüges führen.

In *DIN 1045-1* [19] wird das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons bei Verwendung nichtlinearer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen unter einachsiger Druckbeanspruchung mit Gleichung (3.5) beschrieben. Dieser Ansatz entspricht weitgehend den von *Grasser* [27] aus Kurzzeitversuchen hergeleiteten Beziehungen.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right) \quad (3.5)$$

Dabei ist:

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$$

$$k = -1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\epsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

f_{cm} Mittelwert Druckfestigkeit nach 28 Tagen

E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante bei $\sigma_c \approx -0,4f_{cm}$

Die sich nach Gleichung (3.5) ergebende wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungs-Linie ist in Abbildung 3.2 dargestellt. Dabei kann man erkennen, dass Beton unter Spannungen auf Gebrauchslastniveau im Kurzzeitversuch ein annähernd linear-elastisches Verhalten zeigt. Deshalb kann nach *DIN 1045-1* [19] bis zu einem Lastniveau von $-0,4f_{cm}$ das wirklichkeitsnahe Verformungsverhalten mit dem beanspruchungsunabhängigen Elastizitätsmodul E_{cm} beschrieben werden, wobei dieser Wert vor allem durch die Steifigkeit der verwendeten Zuschläge bestimmt wird und ein relativ breites Spektrum aufweist.

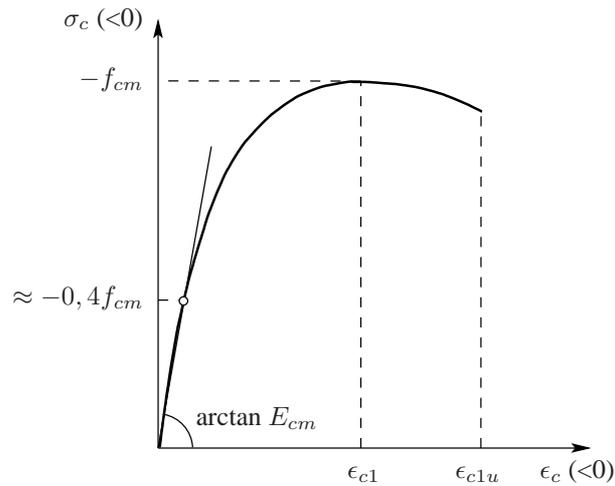


Abbildung 3.2: Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons unter Druckbelastung nach Gleichung (3.5) für Verformungsberechnungen

Unter zweiachsiger Druckbeanspruchung lässt sich eine deutliche Steigerung der Bruchspannung erkennen. *Kupfer* [42] ermittelte anhand von Kurzzeitversuchen an Betonscheiben (20 cm x 20 cm x 5 cm) die zum Versagen führenden Spannungskombinationen bei zweiachsiger Belastung ($\sigma_3 = 0$). Für eine Druckbeanspruchung $\sigma_1 = \sigma_2$ ergab sich unabhängig von der Betongüte (untersuchter Bereich: $f_c = 20$ bis 60 MN/m^2) eine Steigerung der aufnehmbaren Druckbeanspruchung von ca. 15%.

Zur Beschreibung des Verformungsverhaltens unter zweiachsiger Beanspruchung ermittelte *Kupfer* [42] aus den 3 Elastizitätsgleichungen den Elastizitätsmodul als Sekantenwert in Abhängigkeit von der Spannung, sowie die Querdehnzahl. Die Werte ν_1 und E_1 berechnete *Kupfer* aus den Dehnungen ϵ_1 und ϵ_3 wie folgt:

$$\nu_1 = \frac{\epsilon_3 \cdot \sigma_1}{\epsilon_3 \cdot \sigma_2 - \epsilon_1(\sigma_1 + \sigma_2)} \quad (3.6)$$

$$E_1 = -\frac{\nu_1}{\epsilon_3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) \quad (3.7)$$

Die Werte für E_2 und ν_2 erhält man, indem die Indizes 1 und 2 vertauscht werden. In Abbildung 3.3 ist die Abminderung des bezogenen Sekantenmoduls $\frac{E_1}{E_0}$ bzw. $\frac{E_2}{E_0}$ in Abhängigkeit vom Spannungsniveau dargestellt. Im schraffierten Bereich, der im Druckbereich bis ca. 30 % der Kurzzeitfestigkeit reicht, verhält sich der Beton, wie auch unter einachsiger Belastung, linear elastisch ($\frac{E_1}{E_0} = 1, 0$). Danach nehmen die plastischen Dehnungen langsam zu, und die Steifigkeit des Betons ($\frac{E_1}{E_0} < 1$) wird verringert. Bei Spannungen auf Gebrauchslastniveau (bis 40 % der Kurzzeitfestigkeit) beträgt die Abminderung des Sekantenmoduls nur ca. 5 %.

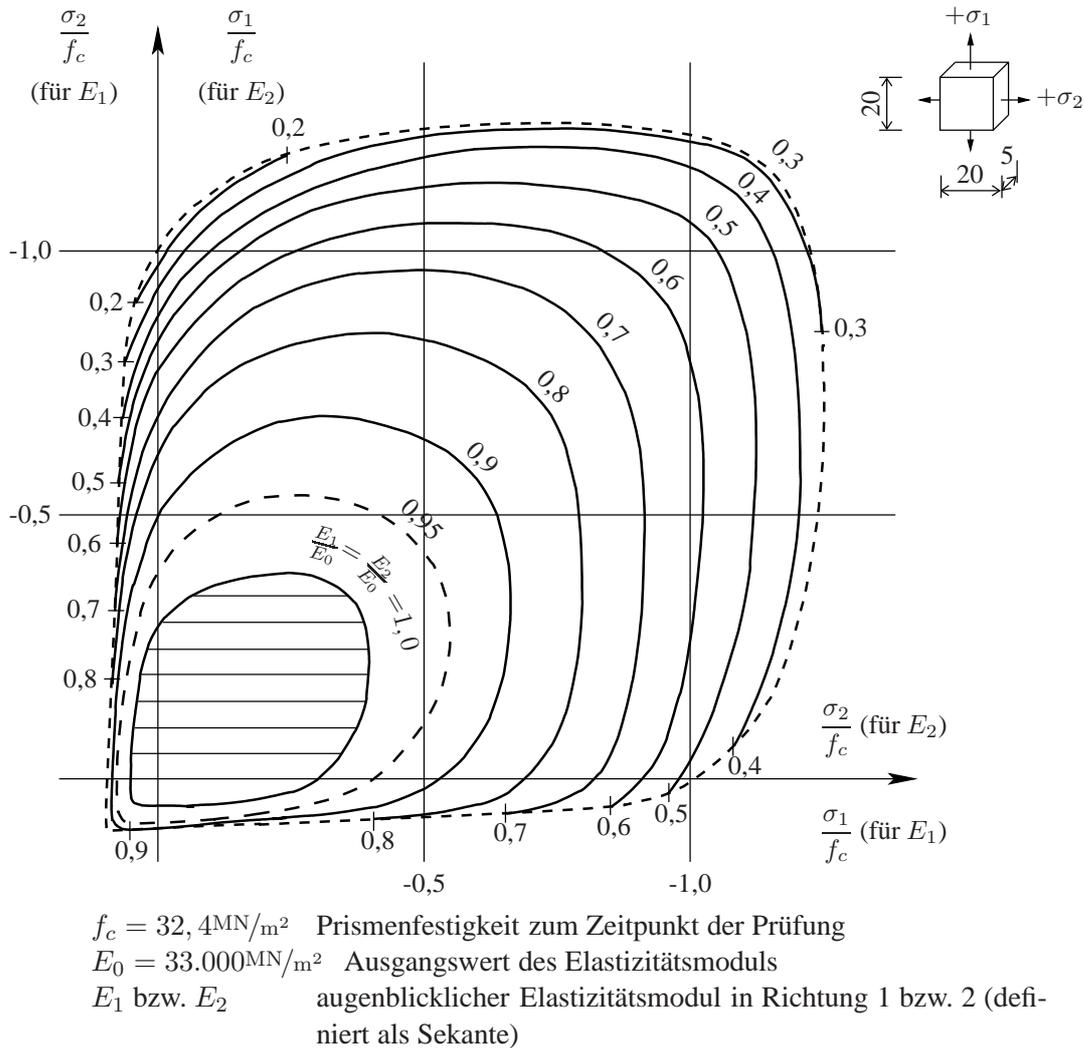


Abbildung 3.3: Parameterdarstellung des bezogenen Sekantenmoduls $\frac{E_1}{E_0}$ bzw. $\frac{E_2}{E_0}$ des Betons im $\frac{\sigma_1}{f_c} - \frac{\sigma_2}{f_c}$ - Diagramm nach Kupfer [42]

Der Ausgangswert der Querdehnzahl ν_0 wurde bei den Versuchen von Kupfer [42] mit 0,195 bestimmt. Auf Gebrauchslastniveau wurden nur sehr geringe Veränderungen dieses Wertes festgestellt. Somit kann das zweiachsige Verformungsverhalten mit der Querdehnzahl nach der Elastizitätstheorie $\nu = 0,2$ wie folgt beschrieben werden:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & -\nu E_2 \\ -\nu E_1 & E_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

Die bisher beschriebenen Effekte wurden bei Kurzzeitversuchen mit definierter Belastungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ oder Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ bestimmt. *Rasch* [56] führte an zentrisch und exzentrisch belasteten Prismen weggesteuerte Versuche mit konstanter Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ bis in den Nachbruchbereich durch. Die Dehnraten wurden dabei von Hand auf feste Werte zwischen $-1\text{‰}/1,875 \text{ min}$ und $-1\text{‰}/3600 \text{ min}$ eingestellt. In Abbildung 3.4 sind die Spannungs-Dehnungs-Linien für unterschiedliche Dehngeschwindigkeiten dargestellt.

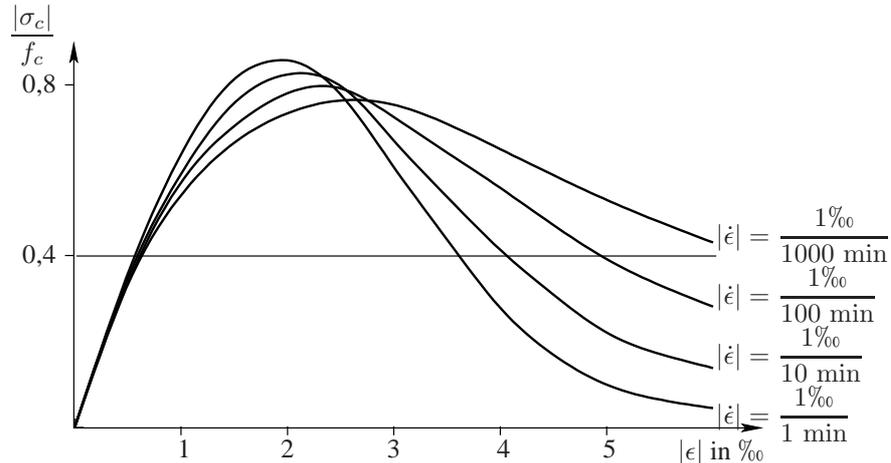


Abbildung 3.4: Spannungs-Dehnungs-Linien für unterschiedliche Dehngeschwindigkeiten nach *Rasch* [56]

Es lässt sich erkennen, dass mit steigender Dehnrates $|\dot{\epsilon}|$ die Festigkeit steigt, und die Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie bis zum Erreichen der Bruchfestigkeit abnimmt. Im Nachbruchbereich fällt die aufnehmbare Spannung jedoch schneller ab (Verschlechterung der Duktilität). Besonders bei Explosions- oder Stoßbeanspruchungen ist dieser Einfluss sehr ausgeprägt. Für die in dieser Arbeit betrachteten Lastbereiche ($\sigma_c < 0,4f_c$) und Belastungsgeschwindigkeiten sieht man, dass dort der Einfluss vernachlässigbar ist, wenn man vom linearen Kriechen, das bei den Langzeiteffekten beschrieben wird, absieht.

Zugbeanspruchung

Unter Zugbelastung lässt sich bis kurz vor Erreichen der Zugfestigkeit f_{ctm} ein linear elastisches Verhalten beobachten. Die Nichtlinearität ist nur sehr wenig ausgeprägt, wobei der Schwellwert für den Übergang hierzu in der Literatur eine erhebliche Bandbreite aufweist ($0,7 - 1,0f_{ctm}$). Bei Erreichen der Zugfestigkeit bildet sich ein Trennriss, der etwa senkrecht zur Zugspannungsrichtung verläuft. In *CEB/FIP Model Code 90* [10] wird deshalb das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons auf Zug mit der in Abbildung 3.5 dargestellten, abschnittsweise linearen Beziehung abgebildet. Bei den in dieser Arbeit betrachteten Spannbetonbrücken traten nur an den Betonierfugen Einzelrisse auf, die durch eine reduzierte Zugfestigkeit in diesem Bereich verursacht wurden. Zurückzuführen ist dies teilweise auf die zum Zeitpunkt der Herstellung üblichen Nachbehandlungsweisen der Betonflächen, an die der nächste Abschnitt anbetoniert wurde. Unter Belastungen auf Gebrauchslastniveau sind die an die Betonierfuge angrenzenden Bereiche ungerissen. Aufgrund der Tatsache, dass der Rissort bekannt ist und weitere Risse nicht vorhanden sind, wird die Abbildung der Einzelrisse in der Finite

Elemente Simulation über eine diskrete Modellierung durchgeführt und der Beton im Zugbereich in den weiteren Bereichen linear-elastisch modelliert.

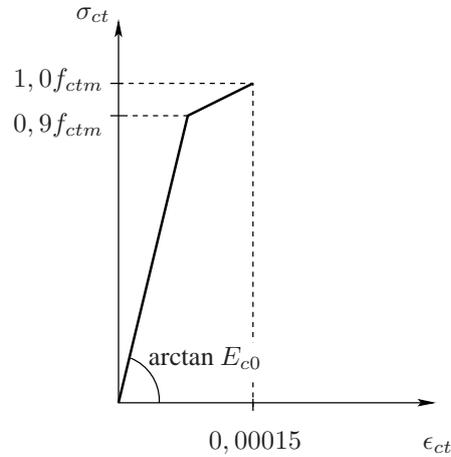


Abbildung 3.5: Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons unter einachsiger Zugbelastung nach CEB/FIP Model Code 90 [10]

3.3.2 Beton unter Langzeitbeanspruchung

Nacherhärtung

Die Eigenschaften des Betons verändern sich mit der Zeit infolge fortschreitender Hydratation. So nimmt sowohl die Druckfestigkeit als auch der Elastizitätsmodul des Betons mit steigendem Alter zu. Diese Nacherhärtung kann zum Beispiel mit den nachfolgend angegebenen Gleichungen aus dem CEB/FIP Model Code 90 [10] bestimmt werden.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.9)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t/t_1}} \right] \quad (3.10)$$

Dabei ist:

$f_{cm}(t)$ Mittelwert der Druckfestigkeit im Alter t Tage

f_{cm} Mittelwert der Druckfestigkeit nach 28 Tagen

t Alter des Betons in Tagen

$t_1 = 1$ Tag

$s = 0,25$ Koeffizient für normal erhärtenden Zement

$$E_{c0}(t) = \beta_E(t) E_{c0} \quad (3.11)$$

$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \quad (3.12)$$

Dabei ist:

$E_{c0}(t)$ Elastizitätsmodul als Tangente im Ursprung im Alter t Tage

E_{c0} Elastizitätsmodul als Tangente im Ursprung nach 28 Tagen

$\beta_E(t)$ Koeffizient, der das Alter des Betons berücksichtigt

$\beta_{cc}(t)$ Koeffizient nach Gleichung (3.10)

Festigkeit unter Langzeitbeanspruchung

Zusätzliche, zeitabhängige Verformungen des Betons treten unter Dauerlast infolge Kriechen des Werkstoffs auf. Als Kriechverformungen werden Dehnungen bezeichnet, die sowohl von der Zeit als auch von der Belastung abhängen. Verbunden ist der Effekt mit einer im Vergleich zu Kurzzeituntersuchungen verminderten Festigkeit. *Rüsch et al.* [64] führten hierzu Dauerstandversuche an zentrisch und exzentrisch auf Druck belasteten Prismen durch. Diese wurden mit 40 bis 100 % der Kurzzeitfestigkeit belastet. Dabei konnten zwei verschiedene Effekte beobachtet werden:

- Bei sehr hohen konstanten Lastniveaus versagten die Probekörper schon nach teilweise sehr kurzer Zeit, wobei die Längs- und Querdehnungen kurz vor Erreichen des Versagens deutlich zunahmen.
- Bei den Proben, die unterhalb der Dauerstandfestigkeit belastet wurden, trat auch nach mehreren Jahren kein Versagen auf, jedoch nahmen auch hier die Dehnungen überproportional zu.

Grasser/Kraemer werteten die Ergebnisse in [64] neu aus und ermittelten bei einem Belastungsbeginn von 28 Tagen eine Dauerstandfestigkeit von etwa 84 % der Kurzzeitfestigkeit [28]. Die Standzeit betrug dabei ca. 3,5 Tage.

Reinhardt/Cornelissen [59] untersuchten die Abnahme der Festigkeit in Abhängigkeit von der Standzeit t für eine zentrische Zugbelastung. Der Abfall bei konstanter Zugspannung erfolgt sehr schnell und erreicht nach etwa 24 h einen unteren Grenzwert von etwa 60 % der Kurzzeit-Zugfestigkeit f_{ctm} .

Verformungen unter Langzeitbeanspruchung

Die gesamte Kriechdehnung wird in einen Anteil aus Grundkriechen, der bei versiegelten Probekörpern ohne Feuchteaustausch mit der Umgebung auftritt, und einen Anteil aus Trocknungskriechen, der durch Wasserabgabe verursacht wird, unterteilt. Im Detail sind diese Mechanismen z. B. in [4] und [60] dargestellt. Beeinflusst wird das Kriechen im Wesentlichen von der Feuchte der Umgebung, den Abmessungen des Bauteils und der Zusammensetzung des Betons. Ein weiteres wichtiges Kriterium ist das Alter des Betons bei Belastungsbeginn.

Da sich die Kriechdehnungen bis zu einer dauerhaften Betondruckspannung von 40 % der Kurzzeitfestigkeit annähernd proportional zur kriecherzeugenden Spannung verhalten, spricht

man in diesem Bereich vom linearen Kriechen (siehe Abbildung 3.6). Die Kriechdehnungen werden deshalb im Allgemeinen über eine Kriechzahl ϕ als Vielfaches der elastischen Dehnungen angegeben. Jedoch zeigte *Hilsdorf* [30], dass bei veränderlichen Spannungen diese Vereinfachung zu Fehlern führen kann.

Über einem Spannungsniveau von 40 % der Kurzzeitfestigkeit setzt im Beton eine Mikrorissbildung ein, wodurch die Kriechdehnungen überproportional zunehmen. Man spricht hier aufgrund der, auf die Spannung bezogen, überproportionalen Zunahme der Dehnungen vom nichtlinearen Kriechen. Die Auswirkungen des nichtlinearen Kriechens auf das Tragverhalten werden zum Beispiel in [73, 72, 17] dargestellt. Nach *DIN 1045-1* [19] kann das nichtlineare Kriechen unter einer kriecherzeugenden Spannung von 45 % der Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt der Lastaufbringung vernachlässigt werden.

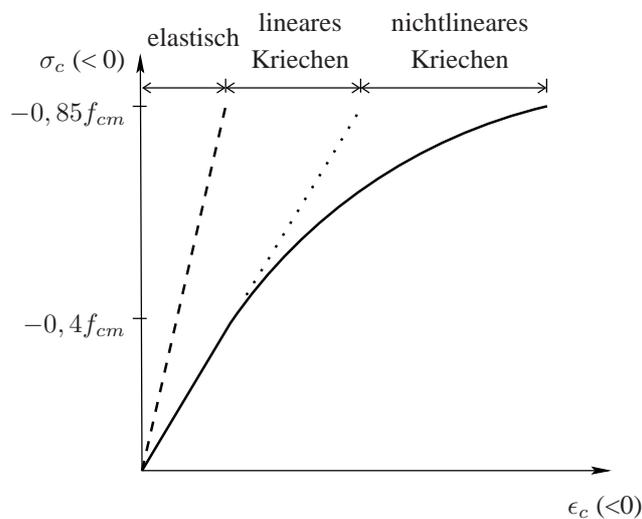


Abbildung 3.6: Qualitativer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Kriecheinfluss

Unter mehrachsiger Beanspruchung wurde das Kriechverhalten von *Hannant* [29] an versiegelten Zylindern mit hydraulisch erzeugtem Querdruck untersucht. Es ließ sich erkennen, dass für das Kriechen im linearen Bereich das mehrachsige Verhalten durch Superposition des einachsigen Verhaltens in den Hauptspannungsrichtungen unter Verwendung einer Querkriechzahl ν_{cr} , die analog zur Querdehnzahl verwendet wird, beschrieben werden kann. *Hannant* ermittelte für diese Querkriechzahl ähnliche Werte wie die elastische Querdehnzahl.

Versuche zur Bestimmung der Kriechverformungen wurden fast ausschließlich unter Druckbeanspruchung durchgeführt. Aufgrund der geringen Zugfestigkeit des Betons sind die Kriechdehnungen unter Zugbelastung so klein, dass sie messtechnisch nur sehr ungenau zu bestimmen sind [34]. *Brooks/Neville* [7] sowie *Kordina et al.* [41] ermittelten unter Zugbeanspruchungen ein im Vergleich zum Kriechen unter Druckbeanspruchung ähnliches Verhalten. Jedoch wurden in Abhängigkeit von den Lagerungsbedingungen vereinzelt auch deutliche Abweichungen beobachtet. Bis zu einer Spannung von etwa $\sigma_c \leq 0,7 f_{ctm}$ hat Beton auf Zug ein annähernd lineares Kriechverhalten. Somit kriecht Beton sowohl unter Druck als auch unter Zug bei einer Begrenzung der Belastung linear. *Kordina et al.* schlugen deshalb vor, die Linearität unabhängig von der Belastungsart als rechnerische Vereinfachung beizubehalten.

Modellierung des Betonkriechens und der Nacherhärtung

Für die Erfassung des Betonkriechens wurden in der Vergangenheit zahlreiche Modelle entwickelt, die in der Vorhersage des Kriechens unterschiedliche Vor- und Nachteile aufweisen. Grundsätzlich können die Modelle in drei Kategorien unterteilt werden:

- Modelle basierend auf einem Summationsansatz
- Modelle basierend auf einem Produktansatz
- Rheologische Modelle

Der Produktansatz wird zum Beispiel in *DIN 1045-1* [19] und im *CEB/FIP Model Code 90* [10] verwendet, der Summationsansatz in *DIN 4227 Teil 1* [20]. Diese oben genannten normativen Ansätze erfassen den Effekt des nichtlinearen Kriechens nicht. Vergleichende Untersuchungen und Zusammenstellungen verschiedener Ansätze sind zum Beispiel in [51, 5, 48, 63] zu finden.

Bei den hier durchgeführten Untersuchungen für Lastbereiche im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die maximalen Betondruckspannungen $\sigma_c(t) < 0,4 f_{cm}$. Aus diesem Grund wird auf eine Erfassung des Betonverhaltens für Spannungen oberhalb der Dauerstandfestigkeit und eine Berücksichtigung der Effekte des nichtlinearen Kriechens bei Druckbelastungen verzichtet.

Bei Zugbelastungen beträgt die Dauerstandfestigkeit ca. $0,6 f_{ctm}$, und das Kriechen verhält sich bis zu einer Spannung $\sigma_c \leq 0,7 f_{ctm}$ annähernd linear. Da das aufgetretene Rissbild im Bereich der Koppelfuge diskret modelliert wird, kann auf eine Erfassung des Betonverhaltens für Spannungen oberhalb der Dauerstandfestigkeit und eine Berücksichtigung der Effekte des nichtlinearen Kriechens auch bei Zugbelastungen verzichtet werden.

Das Kriechverhalten des Betons kann mit der folgenden elementaren Gleichung der Viskoelastizität beschrieben werden.

$$\epsilon(t) = \int_0^t \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} J(t, \tau) d\tau + \epsilon_n(t) \quad (3.13)$$

Dabei ist:

- $\epsilon(t)$ Gesamtdehnung zum Zeitpunkt t
- $J(t, \tau)$ Kriechfunktion zum Zeitpunkt t für einen Belastungsbeginn τ
- $\epsilon_n(t)$ spannungsunabhängige Dehnung zum Zeitpunkt t

Mit der Kriechfunktion $J(t, t_0)$ wird die Dehnung ausgedrückt, die zum Zeitpunkt t von einer konstanten Spannung mit Belastungsbeginn t_0 hervorgerufen wird. Sie kann über die Kriechzahl $\phi(t, t_0)$ bestimmt werden:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_{c0}(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c0}} \quad (3.14)$$

Dabei ist:

$\phi(t, t_0)$ Kriechzahl

$E_{c0}(t_0)$ Elastizitätsmodul des Betons bei Belastungsbeginn (Alter t_0)

E_{c0} Elastizitätsmodul des Betons im Alter von 28 Tagen

Das Integral der Gleichung (3.13) setzt die Gültigkeit des Superpositionsprinzips (siehe Abbildung 3.7) voraus. Dies erfordert jedoch die Bedingung, dass die resultierenden Dehnungen unabhängig von der Belastungsgeschichte und dem Vorzeichen der Spannungsänderungen sind, wodurch z. B. die Rückverformung des Betons bei Entlastung überschätzt wird. Bei üblichen Belastungspfaden im Bauwerk ist dieser Fehler jedoch vernachlässigbar gering.

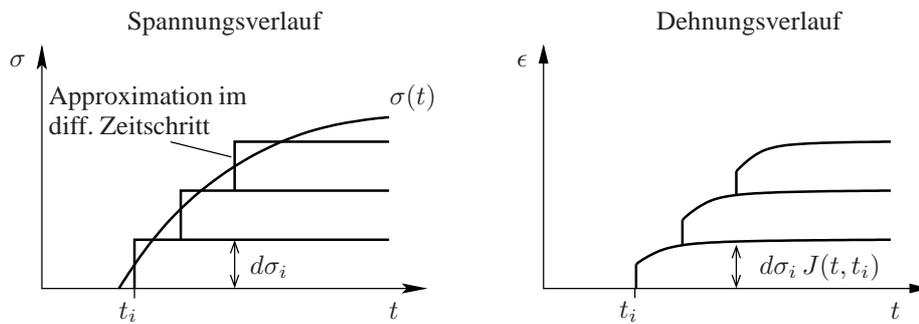


Abbildung 3.7: Superpositionsprinzip bei veränderlichen Spannungen

Die Kriechfunktion wird über Einstufenkriechversuche bestimmt, bei denen der Beton im Alter t_0 mit einer konstanten Spannung σ belastet wird und die zeitliche Entwicklung der Dehnungen bestimmt wird. Einen Überblick über die vorhandenen Modelle bietet hierzu *Bažant* [4].

Das hier verwendete Kriechmodell basiert auf dem Produktmodell des *CEB/FIP Model Code 90* [10]. Damit lässt sich die Kriechzahl $\phi(t, t_0)$ zum Zeitpunkt t für eine Spannung, die zum Zeitpunkt t_0 aufgebracht wurde, wie folgt bestimmen:

$$\phi(t, t_0) = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (3.15)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{RH_0}}{0,46 \sqrt[3]{\frac{h_0}{h_1}}} \quad (3.16)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{\sqrt[2]{\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}}} \quad (3.17)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + \sqrt[5]{\frac{t_0}{t_1}}} \quad (3.18)$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0,3} \quad (3.19)$$

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1,2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right\} \frac{h_0}{h_1} + 250 \leq 1500 \quad (3.20)$$

Dabei ist:

$h_0 = \frac{2A_c}{u}$ wirksame Bauteildicke

A_c Betonquerschnitt

u Umfang des Bauteils, der der Luft ausgesetzt ist

$h_1 = 100$ mm

f_{cm} mittlere Druckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen

$f_{cm0} = 10$ MN/m²

RH relative Luftfeuchtigkeit in %

$RH_0 = 100\%$

t betrachteter Zeitpunkt

t_0 Alter des Betons bei Belastungsbeginn

$t_1 = 1$ Tag

Für eine numerische Untersuchung basierend auf der Methode der Finiten Elemente ist eine Formulierung des Kriechverhaltens über die Relaxationsfunktion $R(t, t_0)$ besser geeignet als über die Kriechfunktion $J(t, t_0)$. Mit der Relaxationsfunktion kann die relaxierte Spannung σ bei einer abschnittsweise konstanten Dehnung ϵ bestimmt werden. Im Versuch sind die erforderlichen Randbedingungen jedoch schwierig zu realisieren, weshalb nur sehr wenige Relaxationsversuche durchgeführt wurden. Die Relaxationsfunktion lässt sich aber numerisch aus der Kriechfunktion herleiten [12].

$$\sigma(t) = \int_0^t \frac{\partial}{\partial \tau} (\epsilon(\tau) - \epsilon_n(\tau)) R(t, \tau) d\tau \quad (3.21)$$

Dabei ist:

$\sigma(t)$ Spannung zum Zeitpunkt t

$R(t, \tau)$ Relaxationsfunktion zum Zeitpunkt t für einen Belastungsbeginn τ

$\epsilon(\tau)$ Gesamtdehnung zum Zeitpunkt τ

$\epsilon_n(\tau)$ spannungsunabhängige Dehnung zum Zeitpunkt τ

Die Integralgleichung (3.21) kann dabei durch eine Diskretisierung in endliche Zeitschritte Δt numerisch gelöst werden. Dazu ist eine Auswertung der Faltungsintegrale über eine Summenbildung der Dehnungen aller vorangegangenen Zeitschritte notwendig. Daraus resultiert bei einer FE Berechnung mit einer großen Anzahl an Elementen ein sehr umfangreicher Speicherbedarf und Rechenaufwand. Aus diesem Grund ist eine Überführung der Integralmodelle in äquivalente Ratenmodelle sinnvoll. Damit sind zur Bestimmung der Spannungen am Ende des Zeitschritts nur die Werte des vorangegangenen Zeitschritts notwendig, wodurch eine deutliche Reduzierung der Datenmenge erzielt werden kann. Die Relaxationsfunktion wird hierzu als eine Exponentialreihe mit der Bedingung $\epsilon = \epsilon(t_0) = \text{konstant}$ entwickelt [6]:

$$\sigma(t) = \epsilon(t_0) \cdot R(t, t_0) \approx \sigma(t_0) \cdot \sum_{i=1}^n \alpha_{r,i}(t_0) \cdot e^{-\frac{t-t_0}{\tau_i}} \quad (3.22)$$

Diese mathematische Reihenentwicklung kann mechanisch als eine alternde Maxwellkette mit n Elementen interpretiert werden (siehe Abbildung 3.8).

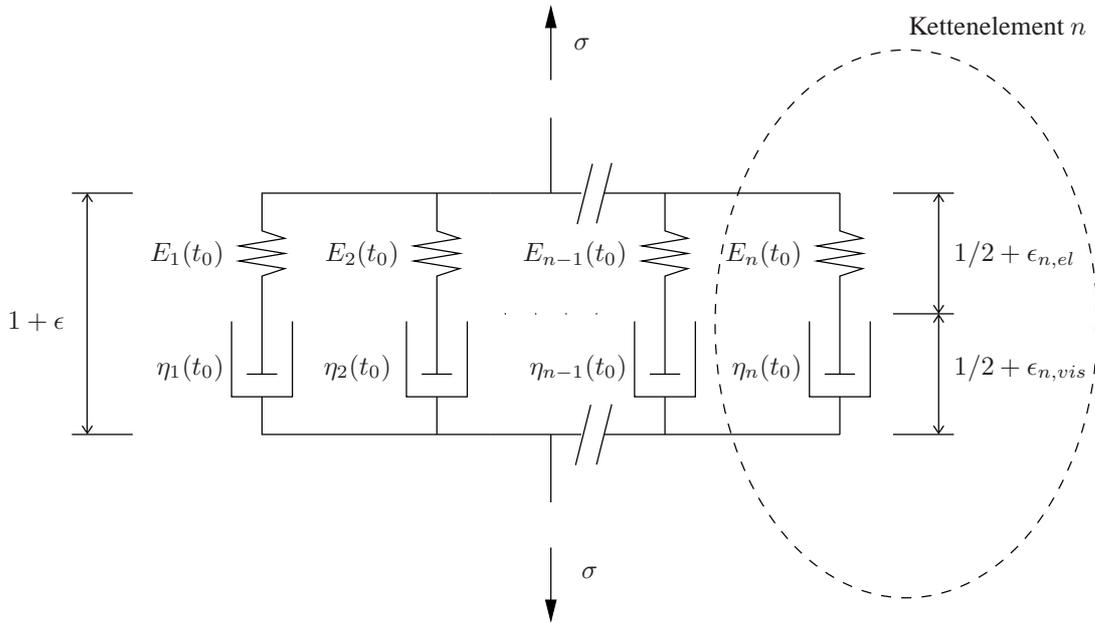


Abbildung 3.8: Maxwell-Modell bestehend aus n parallelen Elementen

Für das i -te Element der Maxwellkette ergibt sich nach dem *Hookeschen Gesetz* für das Feder-element folgender Zusammenhang zwischen der Spannung $\sigma_{i,el}$ und der elastischen Dehnung $\epsilon_{i,el}$

$$\epsilon_{i,el} = \frac{\sigma_{i,el}}{E_i(t)} \quad (3.23)$$

bzw. für die zugehörigen differentiellen Zuwächse:

$$\dot{\epsilon}_{i,el} = \frac{\dot{\sigma}_{i,el}}{E_i(t)} \quad (3.24)$$

Für den viskosen Anteil (Dämpferelement) des i -ten Elements gilt nach dem *Newtonschen Gesetz*:

$$\dot{\epsilon}_{i,vis} = \frac{\sigma_{i,vis}}{\eta_i} \quad (3.25)$$

Die Gesamtdehnung ϵ erhält man durch Addition der beiden Anteile des Elements i . Diese Dehnung ist für alle Elemente der Maxwellkette gleich.

$$\epsilon = \epsilon_i = \epsilon_{i,el} + \epsilon_{i,vis} \quad (3.26)$$

Somit erhält man durch die Differentiation nach der Zeit:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_{i,el} + \dot{\epsilon}_{i,vis} = \frac{\dot{\sigma}_{i,el}}{E_i(t)} + \frac{\sigma_{i,vis}}{\eta_i} \quad (3.27)$$

Im Element i sind die Spannungen im elastischen und im viskosen Elementteil gleich:

$$\sigma_i = \sigma_{i,el} = \sigma_{i,vis} \quad (3.28)$$

Unter Verwendung der charakteristischen Relaxationszeit $\tau_i = \frac{\eta}{E_i}$ ergibt sich die folgende Differentialgleichung:

$$\dot{\epsilon}\eta_i = \tau_i\dot{\sigma}_i + \sigma_i \quad (3.29)$$

Aufgelöst nach der differentiellen Spannung eines Maxwellelements $\dot{\sigma}_i$ erhält man:

$$\dot{\sigma}_i = E_i(t)\dot{\epsilon} - \frac{\sigma_i}{\tau_i} \quad (3.30)$$

Unter der Annahme einer echten Relaxation ($\dot{\epsilon} = 0$) erhält man die homogene Lösung der Differentialgleichung folgendermaßen:

$$\sigma_i(t) = \sigma_i(t_0) \cdot e^{\int_{t_0}^t \frac{E_i(\xi)}{\eta_i(\xi)} d\xi} = \sigma_i(t_0) \cdot e^{-\frac{t-t_0}{\tau_i}} \quad (3.31)$$

Durch eine Parallelschaltung von n Elementen ergibt sich die Differentialgleichung der gesamten Maxwellkette zu:

$$\dot{\sigma} = \sum_{i=1}^n \dot{\sigma}_i = \sum_{i=1}^n E_i(t)\dot{\epsilon} - \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i}{\tau_i} \quad (3.32)$$

Für den Sonderfall der echten Relaxation ($\dot{\epsilon} = 0$) erhält man die Gesamtspannung σ als Summe der n Elementspannungen:

$$\begin{aligned}
 \sigma(t_0) &= \sum_{i=1}^n \sigma_i(t_0) = \sum_{i=1}^n E_i(t_0) \epsilon(t_0) \\
 \Rightarrow E_c(t_0) &= \sum_{i=1}^n E_i(t_0) \\
 \Rightarrow \sigma_i(t_0) &= \sigma(t_0) \frac{E_i(t_0)}{E_c(t_0)} = \sigma(t_0) \alpha_{r,i}(t_0) \\
 \sigma(t) &= \sum_{i=1}^n \sigma_i(t_0) \cdot e^{-\frac{t-t_0}{\tau_i}} = \sigma(t_0) \sum_{i=1}^n \alpha_{r,i}(t_0) \cdot e^{-\frac{t-t_0}{\tau_i}} \quad (3.33)
 \end{aligned}$$

Durch die Modellierung mit einer Maxwellkette erzielt man somit eine identische Formulierung für die Relaxationsfunktion (siehe Gleichung (3.33)), wie mit der mathematisch entwickelten Exponentialreihe (siehe Gleichung (3.22)). Dies bedeutet, dass die augenblickliche Spannung bei der Berechnung mit Zeitschritten nicht mehr über eine Summenbildung aller vorangegangenen Zeitschritte bestimmt werden muss, sondern nur noch über die Spannungen der Maxwell-Elemente summiert wird. Dies hat eine erhebliche Reduzierung der zu speichernen Datenmenge zur Folge.

Lacidogna/Napoli bestimmen in [43] für Maxwellketten mit 6 und 7 Elementen die Parameter, um eine optimale Übereinstimmung mit dem Kriechmodell des *CEB/FIP Model Code 90* zu erzielen. Sie benötigen dazu die Eingangsparameter f_{ck}, h_0, RH, t_0 , die auch im Modell des *CEB/FIP Model Code 90* verwendet werden, und führen eine Regressionsanalyse durch, um die Steifigkeitsanteile $\alpha_{r,i}$ der einzelnen Maxwellelemente zu bestimmen. In dieser Arbeit wird das Modell mit 7 Kettenelementen und den folgenden Relaxationszeiten verwendet:

$$\tau = (0,075 ; 0,75 ; 7,5 ; 75 ; 750 ; 7500 ; 10^{30}) \text{ in d} \quad (3.34)$$

In den zeitabhängigen Steifigkeitsanteilen $\alpha_{r,i}(t)$ der einzelnen Kettenelemente wird die Änderung des Elastizitätsmoduls des Betons über die Zeit berücksichtigt. Sie lassen sich über die folgenden Beziehungen bestimmen:

$$\alpha_{r,i}(t) = C_{1i} + C_{2i}(\log_{10} t) + C_{3i}(\log_{10} t)^2 \quad (3.35)$$

Nachfolgend ist die Bestimmung der Koeffizienten $C_{\alpha i}$ der Gleichung (3.35) in Abhängigkeit von den Eingangsparametern f_{ck}, h_0, RH in Matrizenform dargestellt:

$$\begin{bmatrix} C_{11} \\ C_{21} \\ C_{31} \\ C_{12} \\ C_{22} \\ C_{32} \\ C_{13} \\ C_{23} \\ C_{33} \\ C_{14} \\ C_{24} \\ C_{34} \\ C_{15} \\ C_{25} \\ C_{35} \\ C_{16} \\ C_{26} \\ C_{36} \\ C_{17} \\ C_{27} \\ C_{37} \end{bmatrix} = 10^{-3} \begin{bmatrix} 280,238 & -1,280 & -1,200 & -19,520 \\ 126,287 & -0,600 & -0,560 & -9,090 \\ -47,910 & 0,222 & 0,209 & 3,376 \\ 114,868 & -0,390 & -0,380 & -5,950 \\ 80,727 & -0,330 & -0,310 & -5,310 \\ -23,180 & 0,083 & 0,078 & 1,344 \\ 202,136 & -0,540 & -0,510 & -9,750 \\ 70,874 & -0,240 & -0,240 & -3,710 \\ -14,670 & 0,011 & 0,017 & 0,116 \\ 180,053 & 0,218 & 0,073 & 5,762 \\ -18,790 & 0,058 & 0,053 & 0,894 \\ 13,454 & -0,100 & -0,090 & -1,570 \\ 8,385 & 0,858 & 0,410 & 35,977 \\ 1,243 & -0,070 & -0,040 & -3,020 \\ 2,806 & -0,030 & -0,030 & -0,570 \\ -13,040 & 0,235 & 0,075 & 13,451 \\ 2,417 & -0,010 & -0,010 & -0,750 \\ 0,449 & 0,000 & 0,000 & -0,400 \\ -144,200 & 0,897 & 1,526 & -19,930 \\ 86,785 & 1,225 & 1,129 & 20,975 \\ 4,678 & -0,170 & -0,170 & -2,370 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ RH \\ f_{ck} \\ f(h_0) \end{bmatrix} \quad (3.36)$$

$$f(h_0) = u \left[1 + \left(1 - \frac{RH}{50} \right) u_0 \right] \quad (3.37)$$

$$u_0 = \frac{u(u-1)(u-2)(u-3)(u-4)}{360} \quad (3.38)$$

$$u = 3,32 \log_{10} \left[\frac{h_0}{50} \right] \quad (3.39)$$

f_{ck} ist in MN/m^2 , h_0 in mm, t in d und RH in % einzusetzen.

Für einen zweiachsigen Spannungszustand ergibt sich für das Kriechmodell in Anlehnung an das Spannungs-Dehnungs-Verhalten eines elastischen, isotropen Materials:

$$\sigma = E D_{el} \epsilon \quad (3.40)$$

Dabei ist:

$$\mathbf{D}_{el} = \begin{bmatrix} \frac{1}{1-\nu^2} & \frac{\nu}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu^2} & \frac{1}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

Mit der Vereinfachung, dass die Querkriechzahl der elastischen Querdehnzahl entspricht ($\nu_{cr} = \nu_{el}$), ergibt sich durch die Analogie für die Relaxationsfunktion:

$$\mathbf{R}(t, t_0) = R(t, t_0) \mathbf{D}_{el} \quad (3.42)$$

Somit erhält man die Differentialgleichung der Maxwellkette (siehe Gleichung (3.32)) für zweiachsige Belastungen:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = E_{c0} \left(\sum_{i=1}^n \alpha_{r,i}(t) \right) \mathbf{D}_{el} \dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \sum_{i=1}^n \frac{1}{\tau_i} \boldsymbol{\sigma}_i \quad (3.43)$$

Diese Differentialgleichung wird für die Implementierung in die FE Berechnung mit impliziter Integration (siehe z. B. *Schneider* [65]) in eine inkrementelle Schreibweise überführt:

$$\Delta \boldsymbol{\sigma} = E_{c0} \left(\sum_{i=1}^n \alpha_{r,i}(t + \Delta t) \right) \mathbf{D}_{el} \Delta \boldsymbol{\epsilon} - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta t}{\tau_i} \boldsymbol{\sigma}_i(t + \Delta t) = \quad (3.44)$$

$$= E_{c0} \left(\sum_{i=1}^n \alpha_{r,i}(t + \Delta t) \right) \mathbf{D}_{el} \Delta \boldsymbol{\epsilon} - \left[\sum_{i=1}^n \frac{\Delta t}{\tau_i} \boldsymbol{\sigma}_i(t) + \sum_{i=1}^n \frac{\Delta t}{\tau_i} \Delta \boldsymbol{\sigma}_i \right]$$

$$\Delta \boldsymbol{\sigma} = E_{c0} \left(\sum_{i=1}^n \frac{\alpha_{r,i}(t + \Delta t)}{1 + \frac{1}{\tau_i} \Delta t} \right) \mathbf{D}_{el} \Delta \boldsymbol{\epsilon} - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta t}{\tau_i + \Delta t} \boldsymbol{\sigma}_i(t) \quad (3.45)$$

Somit können der Einfluss des viskosen Verhaltens im elastischen Materialtensor \mathbf{D} und die relaxierten Spannungen der Maxwellkette im Tensor $\Delta \mathbf{G}$ berücksichtigt werden (siehe Gleichung (3.4)):

$$\mathbf{D}_{cr} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{\alpha_{r,i}(t + \Delta t)}{1 + \frac{1}{\tau_i} \Delta t} \right) \mathbf{D}_{el} = f_{visk} \mathbf{D}_{el} \quad (3.46)$$

$$\Delta \mathbf{G}_{cr} = - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta t}{\tau_i + \Delta t} \boldsymbol{\sigma}_i(t) \quad (3.47)$$

Schwinden

Als Schwinddehnungen werden die zeitabhängigen Verformungen des Betons bezeichnet, die am unbelasteten Probekörper unter konstanter Temperatur beobachtet werden und somit unabhängig von den Spannungen im Beton sind. Hauptsächlich werden sie durch das Verdunsten des nicht gebundenen Wassers hervorgerufen. Dieser Vorgang wird als Trocknungsschwinden bezeichnet. Eine weitere Volumenminderung tritt bei der Hydratation durch die Umwandlung der Ausgangsprodukte Zement und Wasser zum Zementgel ein, da dies ein kleineres Volumen einnimmt. Der Vorgang wird als autogenes Schwinden bezeichnet. Weitere Mechanismen haben einen bei üblichen Verhältnissen relativ geringen Einfluss. Das Trocknungsschwinden ist von der Form, den Lagerungsbedingungen und dem Gefüge des Probekörpers abhängig. Im Randbereich läuft der Prozess schneller ab als im Kernbereich, wodurch im Querschnitt Eigenstressungen hervorgerufen werden, die im Randbereich zu Rissen führen können. Das autogene Schwinden läuft zeitversetzt zum Trocknungsschwinden ab und ist über den Querschnitt nahezu gleichmäßig verteilt.

Modellierung des Betonschwindens

Zur Berücksichtigung des Schwindens wird in dieser Arbeit der Ansatz entsprechend den Regelungen des *CEB/FIP Model Code 90* [10] verwendet. Bei den hier untersuchten Bauwerken wurden ausschließlich normalfeste Betone verwendet. Deshalb wird die in [35] durchgeführte Erweiterung des Modells für hochfeste Betone nicht berücksichtigt.

Die Schwinddehnungen zum Zeitpunkt t werden in dem Modell durch eine Multiplikation des Endschwindmaßes $\epsilon_{cs\infty}$ mit der Zeitfunktion β_s berechnet:

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cs\infty} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (3.48)$$

Das Endschwindmaß ergibt sich zu:

$$\epsilon_{cs\infty} = \epsilon_s(f_{cm})\beta_{RH} \quad (3.49)$$

Dabei ist:

$$\epsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \quad (3.50)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} \beta_{RH} = -1,55\beta_{sRH} & \text{für } 40 \% \leq RH < 99 \% \\ \beta_{RH} = +0,25 & \text{für } RH \geq 99 \% \end{cases} \quad (3.51)$$

$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \quad (3.52)$$

f_{cm} mittlere Betondruckfestigkeit

$f_{cm0} = 10 \text{ MN/m}^2$

$\beta_{sc} = 5$ (für normal erhärtenden Zement)

RH relative Luftfeuchtigkeit in %
 $RH_0 = 100$ %

Die Zeitfunktion lautet:

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{\frac{t - t_s}{t_1}}{350 \left(\frac{h_0}{h_1}\right)^2 + \frac{t - t_s}{t_1}}} \quad (3.53)$$

Dabei ist:

t betrachteter Zeitpunkt
 t_s Beginn des Schwindens
 (Ende der Nachbehandlung, Ausschalen etc.)
 $t_1 = 1$ Tag
 $h_0 = \frac{2A_c}{u}$ wirksame Bauteildicke
 A_c Betonquerschnitt
 u Umfang des Bauteils, der der Luft ausgesetzt ist
 $h_1 = 100$ mm

Zur Implementierung in der Finite Elemente Berechnung wird die einachsige Schwinddehnung $\epsilon_{cs}(t, t_s)$ aus Gleichung (3.48) in zweiachsige relaxierte Spannungen umgerechnet. Da es sich beim Schwinden um eine reine Volumenänderung handelt, tritt keine Schubverzerrung auf, und es gilt in Gleichung (3.54): $\gamma_{cs} = 0$. Somit erhält man den Schwindanteil des Tensors $\Delta \mathbf{G}$ (siehe Gleichung (3.4)) zu:

$$\Delta \mathbf{G}_{cs} = ED \Delta \epsilon_{cs} \quad (3.54)$$

3.3.3 Beton unter nicht ruhender Belastung

Beton zeigt unter nicht ruhender Belastung ein Ermüdungsverhalten, dessen Mechanismen aufgrund der sehr komplexen Abläufe der Ermüdung im Werkstoff Beton noch nicht vollständig geklärt sind. In [61] wird angenommen, dass der Beginn eines Ermüdungsbruchs auf die progressive und irreversible Schädigung des Verbundes zwischen Zuschlag und Zementmatrix zusammen mit einer Schwindbehinderung der Zementmatrix zurückzuführen ist. Nachdem sich diese Mikrorisse zu Makrorissen vereinigt haben, versagt das Bauteil schließlich durch die Schwächung des Querschnitts. Eine umfassende Literaturzusammenstellung zum Ermüdungsverhalten des Betons findet sich in [1] und [11].

Bei experimentellen Ermüdungsuntersuchungen ([32], [39], [67]) unter Druckbelastung wurde eine ausgeprägte Abhängigkeit der ertragbaren Lastwechsel von der mittleren, der minimalen

und der maximalen Spannung festgestellt. Außerdem stellt die Belastungsart (Druck, Druck-Zug, Zug) einen wichtigen Parameter dar. Für den Druck-Zug-Bereich und den Zugbereich liegen jedoch nur sehr wenige Untersuchungen vor. Eine Belastungsfrequenz von 1 Hz bis 15 Hz hat nur geringen Einfluss, wenn die maximale Spannung unter 75 % der Druckfestigkeit liegt. Über diesem maximalen Spannungsniveau lässt sich bei kleiner werdender Frequenz eine Reduktion der ertragbaren Schwingbreiten feststellen. Eine Dauerfestigkeit konnte für den Beton bis jetzt nicht nachgewiesen werden.

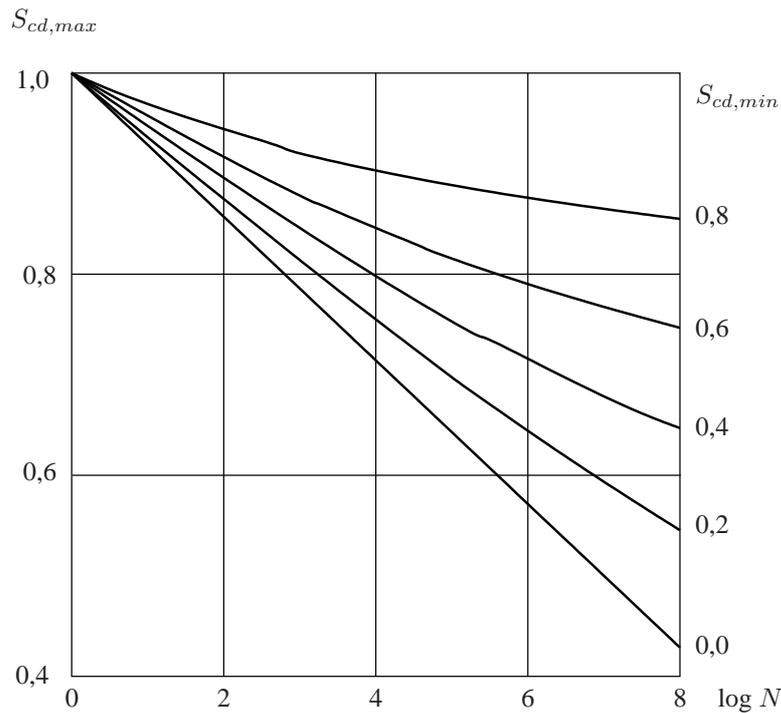


Abbildung 3.9: Wöhlerlinien für Beton unter Druckbeanspruchung nach *DIN-Fachbericht 102* [16]

Aufgrund der vorher beschriebenen Versuchsergebnisse kann das Ermüdungsverhalten des Betons nur über Wöhlerlinien mit mehreren Parametern beschrieben werden. In *DIN-Fachbericht 102* [16] wird deshalb das Ermüdungsverhalten des Betons unter Druckbeanspruchung mit den in Abbildung 3.9 dargestellten Wöhlerlinien beschrieben. Diese hängen sowohl von der minimalen als auch von der maximalen Spannung ab. Durch die Normierung mit der für die Ermüdung maßgebenden Druckfestigkeit $f_{cd,fat}$ sind die Wöhlerlinien für Betone bis zu einer Festigkeitsklasse C50/60 gültig. Für die Darstellung werden die folgenden Gleichungen in einem Bereich von $S_{cd,min} = 0,0$ bis 0,8 ausgewertet:

$$\log N = 14 \frac{1 - S_{cd,max}}{\sqrt{1 - R}} \quad (3.55)$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Ed,fat} \frac{|\sigma_{c,max}|}{f_{cd,fat}} \quad (3.56)$$

$$S_{cd,min} = \gamma_{Ed,fat} \frac{|\sigma_{c,min}|}{f_{cd,fat}} \quad (3.57)$$

$$R = \frac{S_{cd,min}}{S_{cd,max}} \quad (3.58)$$

$$f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) \cdot \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fat}} \quad (3.59)$$

Dabei ist:

$\beta_{cc}(t_0)$ Beiwert in Abhängigkeit vom Betonalter t_0 beim Aufbringen der Ermüdungslast nach Gleichung (3.10)

$\gamma_{Ed,fat}$ = 1,0 nach *DIN-Fachbericht 102*

$\gamma_{c,fat}$ = 1,5 nach *DIN-Fachbericht 102*

Holmen [32] ermittelt für Beton mit zunehmenden Lastspielzahlen eine Abnahme des Sekantenmoduls auf bis zu 60 % des Ausgangswertes (siehe Abbildung 3.10). Diese hängt sowohl von der minimalen als auch von der maximalen Spannung ab. Es wird jedoch keine Gleichung zur Bestimmung der Abnahme angegeben. Aus den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen leitet er allerdings Formeln zur Beschreibung der Verformungszunahme unter nicht ruhender Belastung ab.

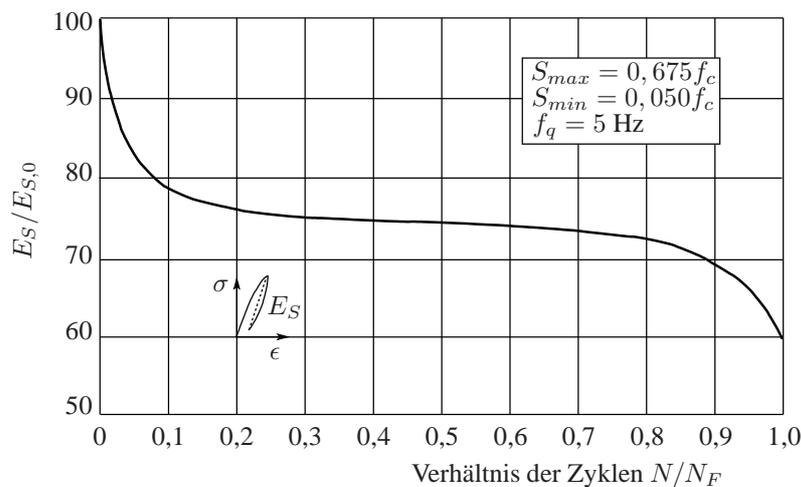


Abbildung 3.10: Beispiel für die prozentuale Abminderung des Sekanten-Elastizitätsmoduls durch eine nicht ruhende Belastung nach *Holmen* [32]

Park [55] beschreibt unter Verwendung der Ergebnisse von *Holmen* die Steifigkeitsabnahme des Betons unter nicht ruhender Belastung. Er verwendet dabei ein vereinfachtes Schädigungsmodell, indem er annimmt, dass die Mittellinie der Hystereseschleife immer durch den Bezugspunkt $(-\frac{1}{2}\epsilon_0, f_{cm})$ geht (siehe Abbildung 3.11). Die Koordinaten dieses Punktes ergeben sich aus der Verlängerung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung in den III. Quadranten mit der Tangentensteifigkeit des Nullpunktes (E_{c0}). Es wird angenommen, dass sich der Ursprung des zweiten Koordinatensystems (ξ, η) , der der temporären mittleren Dehnung $\bar{\epsilon}$ und dem mittleren

Spannungslevel $\bar{\sigma}$ entspricht, langsam innerhalb der Einhüllenden bewegt. Die veränderlichen Anteile der normierten Spannungen und Dehnungen, ξ und η , berechnen sich folgendermaßen:

$$\eta = \frac{\sigma - \bar{\sigma}}{f_{cm}} \quad (3.60)$$

$$\xi = \epsilon - \bar{\epsilon}$$

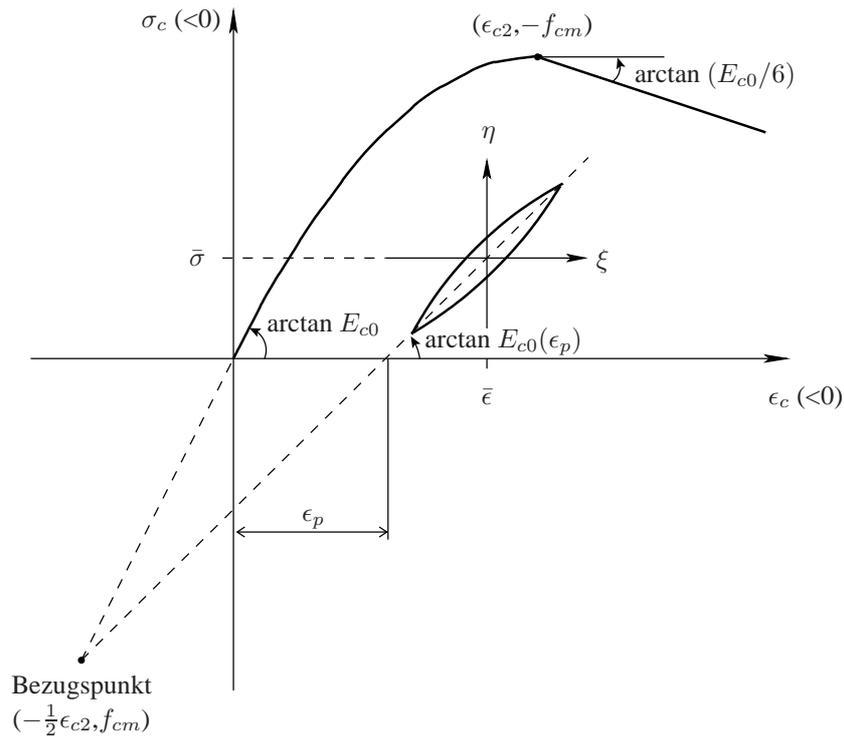


Abbildung 3.11: Steifigkeitsabnahme und plastische Dehnungen unter Ermüdungsbeanspruchung nach Park [55]

Die zunehmende Ermüdungsschädigung kann nach Park durch die monoton steigende plastische Dehnung ϵ_p ausgedrückt werden (siehe Abbildung 3.11). Der abgeminderte Elastizitätsmodul lässt sich damit nach folgender Gleichung bestimmen:

$$E_{c0}(\epsilon_p) = \frac{E_{c0}}{1 + \frac{2\epsilon_p}{\epsilon_{c2}}} = \gamma E_{c0} \quad (3.61)$$

Um die Hystereseschleife der Veränderlichen ξ und η beschreiben zu können, vereinfacht Park das *Bouc-Wen* Modell, indem er in der nachfolgenden, allgemeinen Gleichung eines Hysterese-Verhaltens von *Sues/Wen/Ang* [68] die Parameter $n = 1$ und $C = 0$ setzt, und für die normierten Größen ξ und η umformuliert.

$$\dot{z} = A\dot{u} - B|\dot{u}||z|^{n-1}z - C\dot{u}|z|^n \quad (3.62)$$

Dabei ist:

z eine allgemeine Kraftgröße

u eine allgemeine Verformungsgröße

A, B, C Parameter, die die Form der Hystereseschleife festlegen

Der Parameter B wird von *Park* durch eine Anpassung der Hystereseschleifen an die Ermüdungsversuche von *Karsan/Jirsa* [37] bestimmt, wodurch sich die vereinfachte Gleichung wie folgt ergibt:

$$\dot{\eta} = \gamma' \dot{\xi} - \frac{0,8}{\epsilon_{c2}} |\dot{\xi}| \eta \quad (3.63)$$

Dabei ist:

$$A = \gamma' = \frac{2\gamma}{\epsilon_{c2}}$$

$$B = \frac{0,8}{\epsilon_{c2}}$$

Um den Ermüdungsprozess bis zum Bruch schrittweise nachverfolgen zu können, legt *Park* die folgende deterministische Schadensfunktion fest. Damit kann der Mittelwert der Zunahme der plastischen Dehnungen ϵ_p als Funktion der zufälligen Spannungs-Dehnungs-Antwort bestimmt werden.

$$E(\dot{\epsilon}_p) = f(\bar{\sigma}) \cdot E\left(\frac{\eta^{m+1}}{|\eta|} \dot{\xi}\right) \quad (3.64)$$

Dabei ist:

$E(\cdot)$ Erwartungswert

$f(\bar{\sigma}) = \frac{c}{\left(1 - \frac{\bar{\sigma}}{f_{cm}}\right)^l}$ deterministische Funktion der Mittelspannung $\bar{\sigma}$

Mit Hilfe der verwendeten Versuchsergebnisse und einer trial-and-error Analyse zur Minimierung des Fehlers in der Vorhersage bestimmt *Park* die Konstanten der Gleichung (3.64) folgendermaßen:

$$m = 4$$

$$l = 8$$

$$c = 0,001$$

Durch Einsetzen der Gleichung (3.63) in Gleichung (3.64) erhält man für eine Belastung mit konstanter Doppelamplitude die Zunahme der plastischen Dehnungen ϵ_p pro Lastzyklus:

$$\frac{d\epsilon_p}{dN} = 2 \cdot f(\bar{\sigma}) \left(\int_0^h \frac{\eta^m}{\gamma' - \frac{0,8\eta}{\epsilon_{c2}}} d\eta + \int_0^h \frac{\eta^m}{\gamma' + \frac{0,8\eta}{\epsilon_{c2}}} d\eta \right) \quad (3.65)$$

Unter Verwendung der Konstanten und durch Lösen der Integrale der Gleichung (3.65) erhält man die folgende Gleichung zur Bestimmung der plastischen Dehnungen, die durch eine zyklische Belastung hervorgerufen werden:

$$\frac{d\epsilon_p}{dN} = \frac{-2,5c\epsilon_{c2}}{\left(1 - \frac{\bar{\sigma}}{f_{cm}}\right)^8} \cdot \left\{ \frac{2}{3}h^3g + 2hg^3 + g^4 \ln \left(\frac{g-h}{g+h} \right) \right\} \quad (3.66)$$

Dabei ist:

$$g = 2,5\gamma$$

$$h = \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min})/f_{cm}$$

dN inkrementelle Anzahl der Lastzyklen

Um die in Gleichung (3.66) angesetzte Belastung mit konstanter Doppelamplitude zu erhalten, wird das Lastmodell 3 für Ermüdungsberechnungen des *DIN-Fachberichts 101* [15] verwendet. Das schädigungsäquivalente Modell besteht aus einem Einzelfahrzeug mit vier Achsen (siehe Abbildung 3.12). Die Achslasten betragen je 120 kN. Die Spannungsschwingbreite wird aus den maximalen und minimalen Spannungen bei der Überfahrt dieses Fahrzeugs über die Brücke bestimmt. Die Anzahl der Lastzyklen pro Jahr wird aus der Tabelle 4.5 des *DIN-Fachberichts 101* entnommen (siehe Tabelle 3.1).

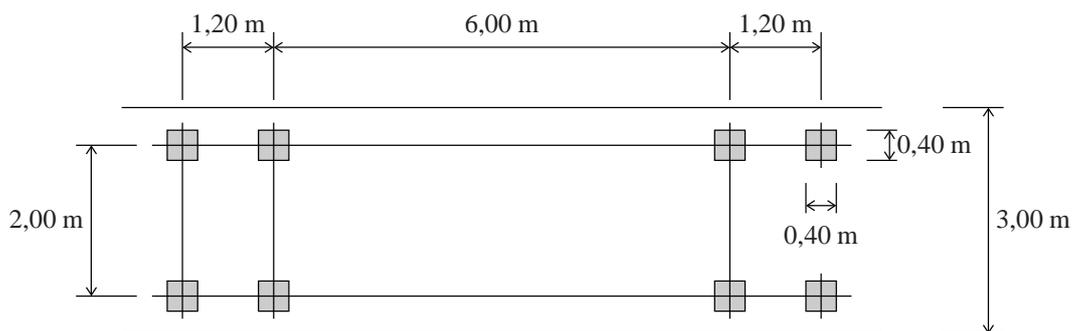


Abbildung 3.12: Ermüdungslastmodell 3 nach [15]

Tabelle 3.1: Anzahl der Lastkraftwagen pro Jahr für einen LKW-Fahrstreifen nach [15]

Verkehrskategorie	N_{obs} pro Jahr und pro LKW-Fahrstreifen
1: Autobahnen und Straßen mit 2 oder mehr Fahrstreifen je Fahrtrichtung mit hohem LKW-Anteil	$2 \cdot 10^6$
2: Autobahnen und Straßen mit mittlerem LKW-Anteil	$0,5 \cdot 10^6$
3: Hauptstrecken mit geringem LKW-Anteil	$0,125 \cdot 10^6$
4: Örtliche Straßen mit geringem LKW-Anteil	$0,05 \cdot 10^6$

Auf jeder Überholspur sollten zusätzlich 10 % von N_{obs} berücksichtigt werden.

Mit diesen Annahmen kann Gleichung (3.66) zur Beschreibung des Längstragverhaltens unter zyklischer Belastung in die Finite Elemente Berechnung integriert werden. Die Abnahme der Steifigkeit wird über eine Multiplikation des Elastizitätsmoduls mit dem Faktor γ (siehe Gleichung (3.61)) angesetzt und die hervorgerufene Längsdehnung aus Gleichung (3.66) wird in relaxierte Spannungen umgerechnet und im Tensor $\Delta \mathbf{G}$ (siehe Gleichung (3.4)) berücksichtigt:

$$\mathbf{D}_{zykl} = \gamma \mathbf{D}_{el} \quad (3.67)$$

$$\Delta \mathbf{G}_{zykl} = E \mathbf{D} \Delta \epsilon_p \quad (3.68)$$

3.3.4 Einfluss der Temperatur auf die Betoneigenschaften

Die in Versuchen bestimmten Materialeigenschaften beziehen sich im Normalfall auf eine Versuchstemperatur von 20°C. Jedoch können bei den betrachteten Bauwerken Überbautemperaturen T von -20°C bis 35°C auftreten, wodurch die Materialeigenschaften teilweise sehr starken Veränderungen unterliegen. Untersuchungen der Auswirkungen wurden vor allem im Temperaturbereich unter 0°C durchgeführt. Schnell [66] fasst die in den unterschiedlichen Versuchreihen gewonnenen Ergebnisse zusammen. Es lässt sich daraus erkennen, dass die Materialeigenschaften des Betons durch tiefe Temperaturen positiv beeinflusst werden. Im Vergleich zu den Eigenschaften bei 20°C nehmen die Festigkeit und die Steifigkeit bei Tieftemperaturen zu, jedoch wird die Bruchdehnung reduziert.

Nach CEB/FIP Model Code 90 [10] kann die Veränderung der Steifigkeit und der Druckfestigkeit des Betons aufgrund einer von 20°C abweichenden Temperatur über eine Anpassung des Elastizitätsmoduls E_{c0} und der mittleren Druckfestigkeit f_{cm} mit den nachfolgenden Gleichungen erfolgen. Bei der Druckfestigkeit wird dabei als Gültigkeitsbereich eine Temperaturspanne von 0°C bis 80°C angegeben, und es darf kein Feuchtigkeitsaustausch stattfinden.

$$E_{c0}(T) = E_{c0} \left(1,06 - 0,003 \cdot \frac{T}{T_1} \right) \quad (3.69)$$

$$f_{cm}(T) = f_{cm} \left(1,06 - 0,003 \cdot \frac{T}{T_1} \right) \quad (3.70)$$

Dabei ist:

E_{c0}	Elastizitätsmodul des Betons im Alter von 28 Tagen
f_{cm}	mittlere Betondruckfestigkeit
T	Temperatur in °C
T_1	= 1°C

Es lässt sich erkennen, dass der Elastizitätsmodul und die Druckfestigkeit des Betons durch eine Abkühlung um 1°C um 0,3 % zunehmen. Die Dehnungen ϵ_{cT} im Beton, die sich durch eine Temperaturveränderung ergeben, können nach *CEB/FIP Model Code 90* [10] über einen Temperaturexpansionskoeffizient α_T erfasst werden:

$$\epsilon_{cT} = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (3.71)$$

Dabei ist:

ϵ_{cT}	Temperaturdehnung
$\alpha_T = 10^{-5} 1/K$	Temperaturexpansionskoeffizient für Beton
ΔT	Temperaturveränderung in K

Die Dehnungen im Beton, die sich aufgrund des Querschnittstemperaturwertes ΔT_v und des nichtlinearen Temperaturanteils T_E ergeben, werden nach Gleichung (3.71) berechnet. Zur Minimierung der Steifigkeitsveränderung des Betons werden nur Messwerte aus Kapitel 2 beim Vergleich mit der Simulation verwendet, die eine Überbautemperatur T im Bereich von 20°C aufweisen.

Die Kriech- und Schwindverformungen nehmen bei niedrigen Temperaturen ab. Aufgrund des unbekanntes Verlaufs der Temperatur zwischen Herstellung des Bauwerks und Beginn der jeweiligen Bauwerksmessung kann dieser Effekt in der Simulation mit Finiten Elementen nicht berücksichtigt werden.

3.3.5 Gesamtmodell zum Verformungsverhalten des Betons

In den Abschnitten 3.3.1 bis 3.3.4 werden die zur Beschreibung des Verformungsverhaltens des Werkstoffs Beton notwendigen Rechenmodelle dargestellt. Im nachfolgenden Diagramm sind diese Einzelbausteine graphisch zu dem Gesamtmodell, das in der Finite Elemente Simulation verwendet wird, zusammengeführt. Die sich aus einer Temperaturveränderung ergebenden Dehnungsänderungen ϵ_{cT} sind dabei in der Gesamtdehnungsveränderung $\Delta\epsilon$ enthalten.

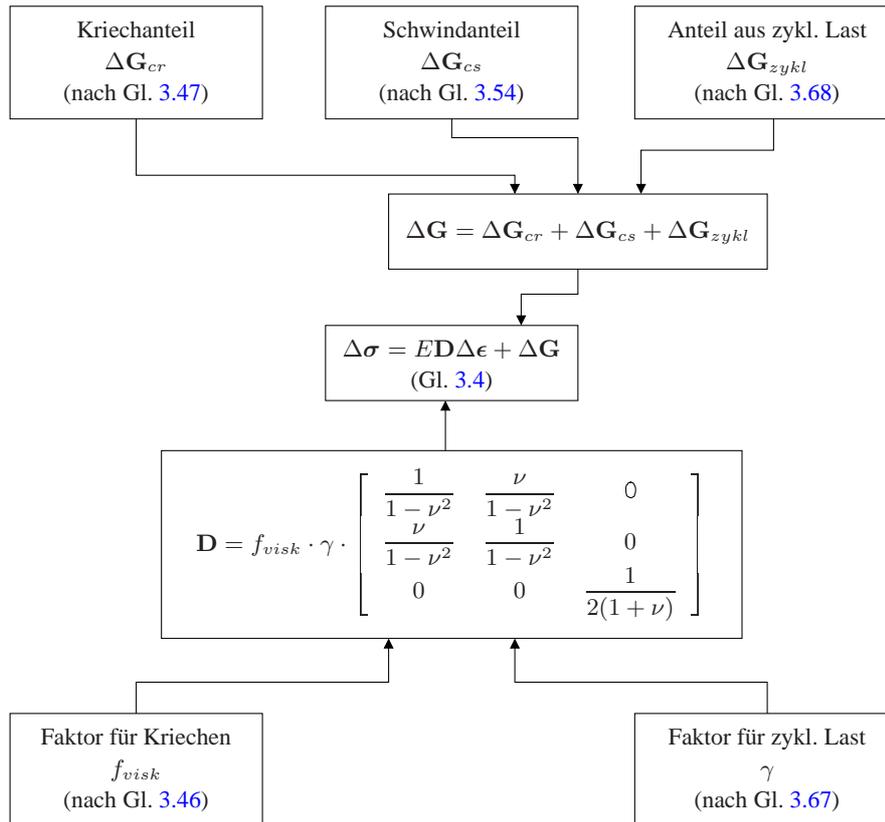


Abbildung 3.13: Rechenmodell des Betons (Darstellung nach [21], [22])

3.4 Beton- und Spannstahl

Um die Spannungsverteilung im gerissenen Koppelfugenquerschnitt wirklichkeitsnah abbilden zu können, wird sowohl der Betonstahl als auch der Spannstahl inklusive der Kopplungen in der Finite Elemente Simulation diskret abgebildet. Nachfolgend werden die Verhaltensweisen und die daraus resultierenden Modellierungen der Stähle beschrieben.

3.4.1 Materialverhalten und Modellierung des Betonstahls

Kurzzeitverhalten

Betonstahl zeigt bis zum Erreichen seiner Fließgrenze ein linear-elastisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten mit einem Elastizitätsmodul E_s , der sich im Bereich von etwa 200.000 MN/m^2 befindet. Leichte Abweichungen davon können durch die verwendete Stahlart auftreten. Nach dem Überschreiten dieser Grenze nehmen die plastischen Dehnungen bis zum Bruch stark zu. Dieser Bereich kann vereinfacht wiederum als linear angesehen werden. Deshalb wird zum Beispiel in *DIN 1045-1* [19] das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betonstahls, wie in Abbildung 3.14 dargestellt, idealisiert mit einer abschnittsweise linearen Beziehung beschrieben. Bei Belastungen auf Gebrauchslastniveau ist der Fließbereich des Stahls nicht von Bedeutung.

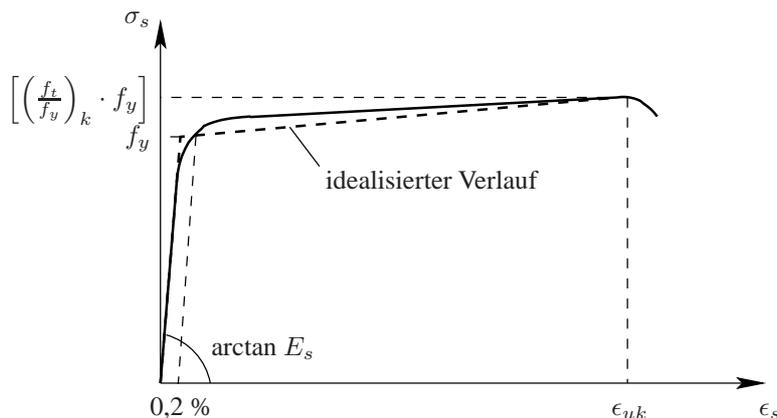


Abbildung 3.14: Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Schnittgrößenermittlung nach *DIN 1045-1* [19]

Langzeitverhalten

Unter nicht ruhender Belastung tritt bei Betonstahl ein Ermüdungsverhalten auf. Dieser Schädigungsprozess beginnt bei Stabstählen in der Regel mit einer Entfestigung, die von einer Schwachstelle (Herstellungsfehler, Inhomogenität oder Korrosion) ausgeht. Bei einbetonierten Stählen ist diese Stelle meist durch einen Riss im Beton und den damit verbundenen Spannungskonzentrationen vorgegeben. Die Entfestigung ist dabei mit plastischen, noch nicht sichtbaren Veränderungen im submikroskopischen Bereich verbunden und führt zu ersten Mikrorissen. Diese verbinden sich zu einem Makroriss, und aufgrund der Spannungskonzentration

an der Spitze des Risses findet ein lokales Plastifizieren statt. Danach breitet sich der Riss erst langsam aus, bis eine kurze Phase mit einem schnellen Risswachstum bis zum Bruch folgt. Der Bruch erfolgt dabei durch eine Überbeanspruchung des verbliebenen Restquerschnitts.

Als wichtigster Parameter für die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls wurde im Einstufenversuch die *Spannungsschwingbreite*, mit der der Stahl belastet wird, ermittelt. Die vorhandene *Mittelspannung* hat einen sehr geringen Einfluss, solange die gesamte Beanspruchung keine plastischen Dehnungen hervorruft. Deshalb kann das Ermüdungsverhalten des Betonstahls ausreichend mit einer Wöhlerlinie, die nur von dem Parameter Spannungsschwingbreite abhängt, dargestellt werden. Im *DIN-Fachbericht 102* [16] wird hierfür eine abschnittsweise lineare Beziehung mit einem Knickpunkt bei N^* Lastwechseln verwendet (siehe Abbildung 3.15). Im Gegensatz zu älteren Wöhlerlinien ist bei dieser Beziehung keine ausgeprägte Dauerfestigkeit zu erkennen. In Tabelle 3.2 kann man sehen, dass weitere Parameter die Ermüdungsfestigkeit beeinflussen und teilweise berücksichtigt werden müssen. Nachfolgend sind diese Einflussgrößen aufgeführt:

Die aufnehmbare Anzahl der Lastwechsel wird durch die *Fertigungstechnik* und die *Oberflächenbeschaffenheit* des Betonstahls beeinflusst. Die Art der Rippenausbildung hat dabei einen starken Einfluss auf das Ermüdungsverhalten. Stähle mit einer glatten Oberfläche erreichen eine deutlich längere Lebensdauer als gerippte Stähle.

Stabdurchmesser: Die Ermüdungsfestigkeit nimmt bei Betonstäben mit größeren Durchmessern ab, weil bei diesen die Oberfläche größer ist und somit die Gefahr einer Schädigung in diesem Bereich ansteigt. Jedoch zeigten Untersuchungen an Biegebalken, dass dieser Effekt bei einbetonierten Stählen vernachlässigt werden kann.

Durch das *Einbetonieren* wird das Ermüdungsverhalten durch die Reibung zwischen Beton und Betonstahl und die erhöhten Spannungen an den Rippen negativ beeinflusst. Jedoch konnte in den bis jetzt durchgeführten Versuchen keine eindeutige Schlussfolgerung über diesen Einfluss gezogen werden, da durch das Einbetonieren auch die Einflüsse einer Schwachstelle im Betonstahl verringert werden. Dies wird auf die geringe Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens einer Schwachstelle und eines Risses im Beton zurückgeführt.

Korrosion: Eine gleichmäßig verteilte Oberflächenkorrosion hat auf die Ermüdungsfestigkeit des Stahls nur einen sehr geringen Einfluss. Eine Lochfraßkorrosion hingegen vermindert aufgrund des lokal sehr ausgeprägten Querschnittsverlustes die Anzahl der aufnehmbaren Lastwechsel deutlich.

Krümmung: Bei gekrümmten Stäben nimmt die Ermüdungsfestigkeit stark ab. Falls der Biegerollendurchmesser nur den fünffachen Wert des Stabdurchmessers erreicht, kann die Reduzierung der Festigkeit bei 1 bis $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln bis zu 68 % betragen [54].

Verbindungen durch Übergreifungsstöße haben bei einer ausreichenden Übergreifungslänge keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit, solange im Übergreifungsbereich keine Aufbiegungen vorhanden sind. Schweißverbindungen und mechanische Kopplungen hingegen reduzieren die ertragbaren Lastspielzahlen im Allgemeinen deutlich.

Die *Steifigkeit* des Betonstahls wird bei Belastungen unterhalb der Fließgrenze und einer Begrenzung der Spannungsschwingbreite im Gegensatz zum Beton durch eine nicht ruhende Belastung nicht beeinflusst.

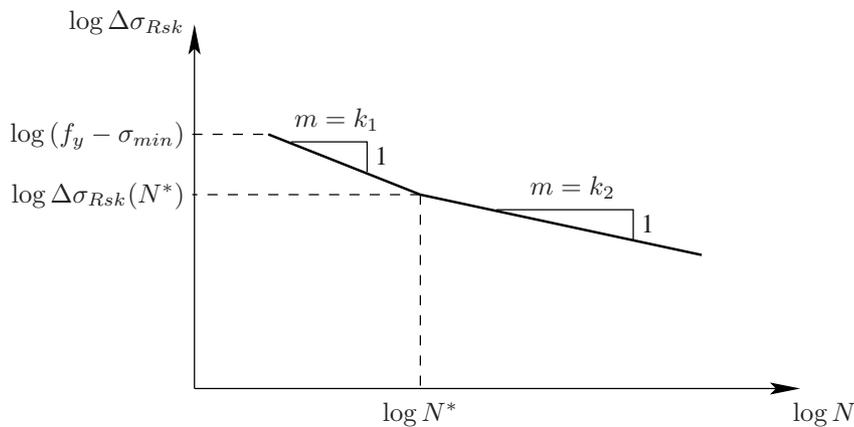


Abbildung 3.15: Wöhlerlinie für Betonstahl nach *DIN-Fachbericht 102* [16]

Tabelle 3.2: Parameter der Wöhlerlinie für Betonstahl nach *DIN-Fachbericht 102* [16]

Betonstahl	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ in MN/m^2 bei $N = N^*$
		k_1	k_2	
Gerade und gebogene Stäbe ^a	10^6	5	9^d	195
Geschweißte Stäbe einschließlich Heft- und Stumpfstoßschweißung; Kopplungen ^{b,c}	10^7	3	5	58

^a Für $d_{br} < 25 d_s$ ist $\Delta\sigma_{Rsk}$ mit dem Reduktionsfaktor $\zeta = 0,35 + 0,026 d_{br}/d_s$ zu multiplizieren.
Dabei ist:
 d_s der Stabdurchmesser
 d_{br} der Biegerollendurchmesser

^b Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall nachgewiesen werden können.

^c Die Wöhlerlinie für geschweißte Stäbe und Kopplungen gilt bis zu einer Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk} = 380 \text{ MN}/\text{m}^2$ ($N^* = 0,036 \cdot 10^6$). Darüber gilt die Linie für gerade und gebogene Stäbe mit den oben angegebenen Parametern.

^d Wert gilt für nichtkorrosionsfördernde Umgebung (keine chloridinduzierte Bewehrungskorrosion) Umgebungsbedingungen: Trocken oder ständig nass, in allen anderen Fällen ist $k_2 = 5$ zu setzen.

Modellierung

Die vorher beschriebenen Effekte beeinflussen die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls deutlich, jedoch wird das Spannungs-Dehnungs-Verhalten kaum beeinflusst. Da mit der durchgeführten Finite Elemente Simulation das Verhalten der Brücken zum Zeitpunkt der Messung, also ohne ein Ermüdungsversagen, beschrieben wird, werden die Einflüsse auf die Festigkeit hier nicht modelliert. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betonstahls kann somit für Kurzzeit- und Langzeitbelastungen auf Gebrauchslastniveau ausreichend mit einer linear-elastischen Beziehung mit dem Elastizitätsmodul E_s beschrieben werden. Die Auswirkungen auf die Festigkeit müssen jedoch bei einer Beurteilung des zukünftigen Verhaltens der Bauwerke und bei einem Betriebsfestigkeitsnachweis (siehe Kapitel 6) berücksichtigt werden.

3.4.2 Materialverhalten und Modellierung des Spannstahls und der Spanngliedkopplungen

Kurzzeitverhalten

Spannstahl zeigt bis zum Erreichen der fiktiven Fließgrenze $f_{p0,1}$ ein linear-elastisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten. Die Kopplungen weisen ebenfalls dieses Verhalten auf, werden bei den Spannsystemen jedoch mit einem Stahl geringerer Festigkeit als der Spannstahl hergestellt. Der Elastizitätsmodul des Spannstahls kann in einem Bereich von etwa 195.000 MN/m^2 (Litzen) bis 200.000 MN/m^2 (Stäbe und Drähte) angenommen werden. Nach Überschreiten der Fließgrenze nehmen die plastischen Dehnungen zu. Der Spannstahl zeigt also ein ähnliches Verformungsverhalten wie der Betonstahl. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Spannstahls wird deshalb in *DIN 1045-1* [19] ebenfalls mit einer abschnittsweise linearen Beziehung idealisiert (siehe Abbildung 3.16).

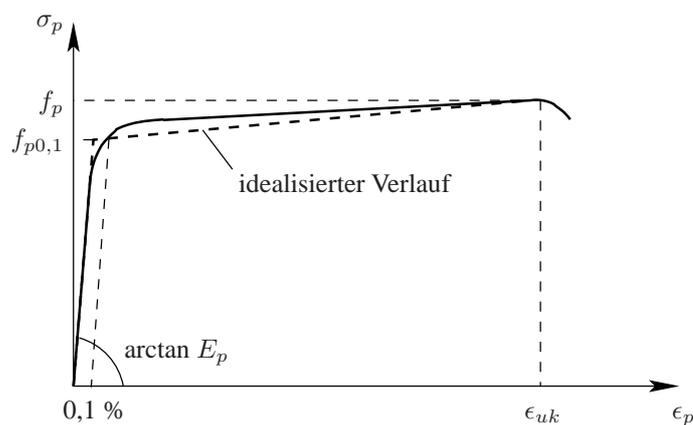


Abbildung 3.16: Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls für die Schnittgrößenermittlung nach *DIN 1045-1* [19]

Langzeitverhalten - Ermüdung

Unter nicht ruhender Belastung zeigt Spannstahl im Wesentlichen das für den Betonstahl unter Abschnitt 3.4.1 aufgeführte Ermüdungsverhalten. Zusätzlich zu den dort beschriebenen Parametern tritt beim Spannstahl der Effekt der *Reibkorrosion* auf, der je nach Größe des auftretenden Schlupfes und der vorhandenen Querpressung die Ermüdungsfestigkeit reduziert.

Die Ermüdungsfestigkeit des Spannstahls nimmt mit zunehmender *Belastungsfrequenz* zu. Zulassungsversuche werden im Vergleich zur wirklichen Lastfrequenz am Bauwerk mit einer sehr hohen Frequenz durchgeführt. Somit muss mit einer Reduzierung der ertragbaren Lastspielzahlen am Bauwerk gerechnet werden.

Die Minderung der *Steifigkeit* des Spannstahls ist bei Belastungen unterhalb der Fließgrenze und einer Begrenzung der Spannungsschwingbreite vernachlässigbar gering.

Die größte Gefahr eines Ermüdungsbruchs besteht bei vorgespannten Brücken mit abschnittsweiser Bauweise im Bereich der Koppelfugen. An diesen Betonierfugen werden die Spannglieder durch Kopplungen mit den Spanngliedern des nächsten Bauabschnittes verbunden. Diese Konstruktionselemente haben aufgrund der Bauweise eine sehr niedrige Ermüdungsfestigkeit. Dies ist auf Spannungsspitzen, Kerbwirkungen und Umlenkstellen im Kopplungsbereich zurückzuführen. Verstärkt wird die Gefährdung durch konstruktionsbedingt erhöhte Spannkraftverluste.

Durch das *Einbetonieren* nimmt die Ermüdungsfestigkeit der Kopplungen gegenüber freiliegenden Kopplungen ab. Dies ist vor allem auf die Effekte der Reibung zurückzuführen, die sich hier aufgrund des ungleichmäßigen Aufbaus noch stärker auswirken. Eine Zusammenstellung durchgeführter Ermüdungsversuche an Spanngliedkopplungen findet sich in [8].

Aus den vorher beschriebenen Gründen wurden für Kopplungen in Tabelle 3.3 die zulässigen Spannungsschwingbreiten im Vergleich zu den Spanngliedern stark reduziert. Der Verlauf der Wöhlerlinie für Spannstahl und Kopplungen (siehe Abbildung 3.17) entspricht dem Verlauf für Betonstahl.

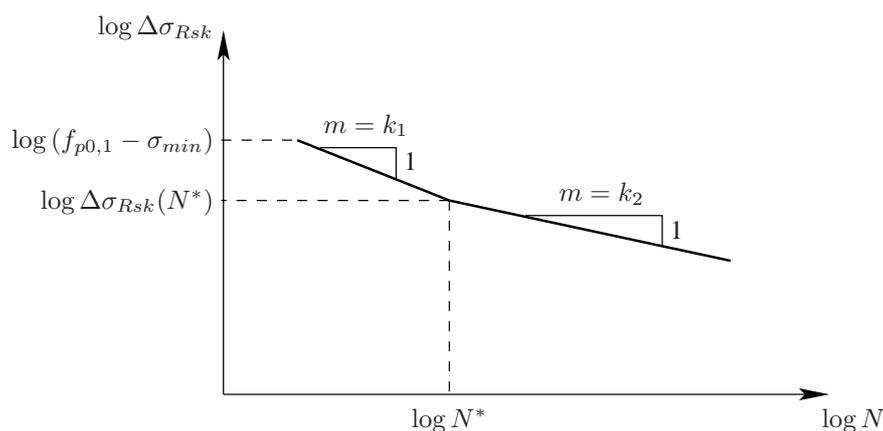


Abbildung 3.17: Wöhlerlinie für Spannstahl nach *DIN-Fachbericht 102* [16]

Tabelle 3.3: Parameter der Wöhlerlinie für Spannstahl nach *DIN-Fachbericht 102* [16]

Spannstahl	N^*	Spannungs- exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ in MN/m^2 bei $N = N^*$
		k_1	k_2	
im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185
im nachträglichen Verbund				
- Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185
- gerade Spannglieder; gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	10	150
- gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120
- Kopplungen ^a	10^6	3	5	80
^a sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall nachgewiesen werden können.				

Langzeitverhalten - Relaxation

Ein weiterer Langzeiteffekt tritt beim Spannstahl unter Dauerlast auf. Bei einer konstant gehaltenen Dehnung reduziert sich die Vorspannkraft durch Relaxation im Spannstahl. Dieser Effekt tritt ab einem Spannungsniveau von $\sigma_p \geq 0,55 f_{p0,1k}$ ein. Unterhalb dieser Grenze können die auftretenden Verluste vernachlässigt werden.

Modellierung

Die Effekte der Ermüdung haben, wie auch beim Betonstahl, nur deutliche Auswirkungen auf die Festigkeit und beeinflussen das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Spannstahls und der Kopplungen kaum. Das Verformungsverhalten für Kurzeitbelastungen auf Gebrauchslastniveau kann somit bei der Finite Elemente Simulation ausreichend mit einer linear-elastischen Beziehung mit dem Elastizitätsmodul E_p beschrieben werden.

Für Langzeitbelastungen muss zur Modellierung des Spannstahlverhaltens die Relaxation berücksichtigt werden. Aufgrund der deutlich geringeren Spannungen in den Kopplungen wirkt sich die Relaxation bei diesen Bauteilen kaum aus, sie wird jedoch bei Belastungen über 55 % der Fließgrenze ebenfalls angesetzt. Der Effekt der Relaxation wird unter Verwendung des nachfolgenden Ansatzes, der auf Untersuchungen von *Magura/Sozen/Siess* [45] basiert, modelliert:

$$\sigma_p(t) = \sigma_p^I \left[1 - \frac{\log t}{k} \left(\frac{\sigma_p^I}{f_{p0,1k}} - 0,55 \right) \right] \quad \text{für} \quad \frac{\sigma_p^I}{f_{p0,1k}} \geq 0,55 \quad (3.72)$$

Dabei ist:

- $\sigma_p(t)$ Spannstahlspannung zum Zeitpunkt t
 σ_p^I Spannstahlspannung bei Belastungsbeginn
 k Beiwert zur Anpassung der Relaxationsgeschwindigkeit
 ($k = 10$ nach [45])
 $f_{p0,1k}$ Streckgrenze des Spannstahls als 0,1 %-Dehngrenze
 t Belastungszeit t in Stunden mit $t \geq 1$

Entsprechend *Hofstetter/Walter/Mang* [31] kann für eine Berechnung mit einer aufgrund von Laständerungen oder Effekten aus Schwinden und Kriechen variierenden Spannung der Ansatz durch eine Betrachtung der einzelnen Zeitinkremente (siehe Abbildung 3.18) verwendet werden.

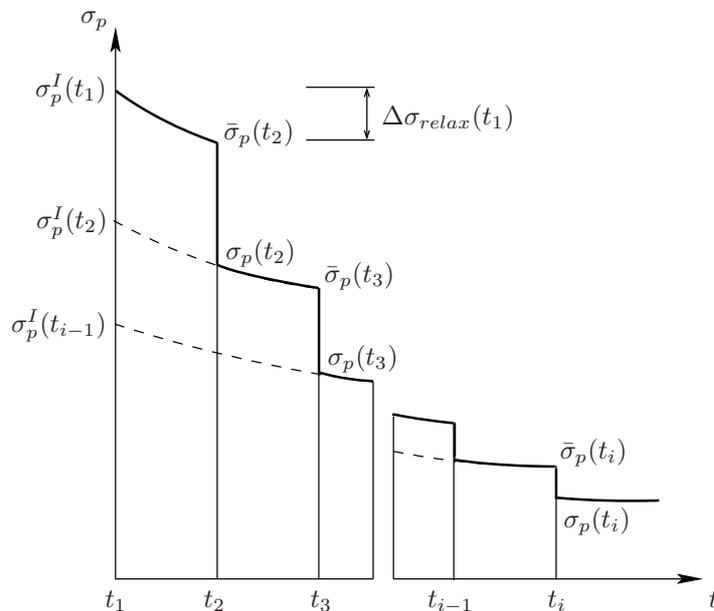


Abbildung 3.18: Inkrementelle Berechnung der Spannstahlrelaxation

Der Berechnungsablauf ergibt sich dann wie folgt:

- Die Anfangsspannung $\sigma_p(t_1) = \sigma_p^I(t_1)$ fällt durch Relaxationsverluste innerhalb des Zeitintervalls $[t_1; t_2]$ auf den Wert $\sigma_p(t_2)$ nach Gleichung (3.74) ab.
- Zusätzliche Effekte (Änderung der Vorspannung, Schwinden und Kriechen) führen zu einer weiteren Änderung der Spannstahlkraft auf den Wert $\sigma_p(t_2)$.
- Zur Berechnung des nächsten Zeitschritts muss die fiktive Anfangsspannung $\sigma_p^I(t_2)$ aus der bekannten Spannung $\sigma_p(t_2)$ ermittelt werden, um die Relaxationsverluste der Spannstahlspannungen im Zeitintervall $[t_2; t_3]$ berechnen zu können.

- Entsprechend Gleichung (3.74) kann mit der fiktiven Anfangsspannung $\sigma_p^I(t_2)$ nun die Spannstahlspannung $\bar{\sigma}_p(t_3)$ und anschließend unter Berücksichtigung sonstiger Spannkraftänderungen die Spannung $\sigma_p(t_3)$ berechnet werden.

Da für jeden Zeitpunkt die fiktive Anfangsspannung $\sigma_p^I(t)$ bestimmt werden muss, ist Gleichung (3.72) nach σ_p^I aufzulösen, wobei die Spannung durch den kleineren Wert der Lösungen der sich ergebenden quadratischen Gleichung dargestellt wird. Außerdem wird die Gleichung (3.72) für eine inkrementelle Berechnung angepasst. Somit gilt:

$$\sigma_p^I(t_i) = \frac{f_{p0,1k}}{2 \frac{\log t_i}{k}} \left[1 + 0,55 \frac{\log t_i}{k} - \sqrt{\left(1 + 0,55 \frac{\log t_i}{k} \right)^2 - 4 \frac{\log t_i}{k} \frac{\sigma_p(t_i)}{f_{p0,1k}}} \right] \quad (3.73)$$

$$\bar{\sigma}_p(t_{i+1}) = \sigma_p^I(t_i) \left[1 - \frac{\log t_{i+1}}{k} \left(\frac{\sigma_p^I(t_i)}{f_{p0,1k}} - 0,55 \right) \right] \quad (3.74)$$

$$\Delta\sigma_{relax}(t_i) = \sigma_p(t_i) - \bar{\sigma}_p(t_{i+1}) \quad (3.75)$$

Um die Vorspannungsverluste aus Relaxation in der durchgeführten Finite Elemente Berechnung berücksichtigen zu können, wird der Werkstoff Spannstahl ebenfalls mit einem hyperelastischen Material (siehe Gleichung (3.4)) beschrieben. Die inkrementelle Spannung $\Delta\sigma$ wird dabei mit einer Berücksichtigung der relaxierten Spannungen im Tensor $\Delta\mathbf{G}$ berechnet:

$$\Delta\mathbf{G} = -\Delta\sigma_{relax}(t_i) = \bar{\sigma}_p(t_{i+1}) - \sigma_p(t_i) \quad (3.76)$$

$$\Delta\sigma = E_p \Delta\epsilon + \Delta\mathbf{G} \quad (3.77)$$

3.4.3 Einfluss der Temperatur auf die Beton- und Spannstahleigenschaften

Die Materialeigenschaften des Beton- und Spannstahls werden durch Temperaturveränderungen, wie sie bei den betrachteten Bauwerken auftreten, nicht beeinflusst. Der Einfluss der Überbautemperatur T auf die Dehnungen wird dadurch reduziert, dass nur Messwerte aus Kapitel 2 beim Vergleich mit der Simulation verwendet werden, die eine Überbautemperatur T im Bereich von 20°C aufweisen. Die Dehnungen ϵ_T im Beton- und Spannstahl, die sich durch eine Temperaturveränderung aufgrund des Querschnittstemperaturwertes ΔT_v und des nichtlinearen Temperaturanteils T_E ergeben, werden nach *CEB/FIP Model Code 90* [10] über den Temperaturendeckungskoeffizient α_T erfasst:

$$\epsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (3.78)$$

Dabei ist:

ϵ_T Temperaturdehnung

$\alpha_T = 10^{-5} 1/K$ Temperatureausdehnungskoeffizient für Beton- und Spannstahl

ΔT Temperaturveränderung in K

3.5 Verhalten und Modellierung des Verbundes

3.5.1 Allgemeines

Zur Berechnung des Verformungsverhaltens bewehrter Bauteile muss das Zusammenwirken der Komponenten Beton und Bewehrung über den Verbund möglichst wirklichkeitsnah modelliert werden. Bei der hier durchgeführten Finite Elemente Berechnung werden die Verbundeigenschaften durch nichtlineare Federn (Bond-Link-Elemente), die die Werkstoffe Beton und Bewehrung verbinden, berücksichtigt. Nachfolgend werden die Eigenschaften des Verbundes beschrieben und die sich daraus ergebende Modellierung dargestellt.

3.5.2 Verbundeigenschaften

Rehm [58] zeigt, dass die Verbundspannung τ_b eine Funktion des Schlupfes s darstellt. Bei gerippten Betonstählen übernimmt die mechanische Verzahnung zwischen der Oberflächenprofilierung des Stahls und dem umgebenden Beton den Haupttraganteil des Verbundes. Bei sehr kleinen Verbundspannungen und bei glatten Stählen werden die Spannungen über chemische Adhäsion übertragen. Bei großen Verschiebungen trägt nur noch der Reibanteil zur Kraftübertragung bei. Das Versagen des Verbundes tritt durch Herausziehen der Bewehrung oder Abplatzen der Betondeckung infolge des eingeleiteten Querkzugs ein.

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist vor allem abhängig von der Betongüte, der bezogenen Rippenfläche und von der Lage der Bewehrung beim Betonieren (Absetzvorgänge beim Verdichten).

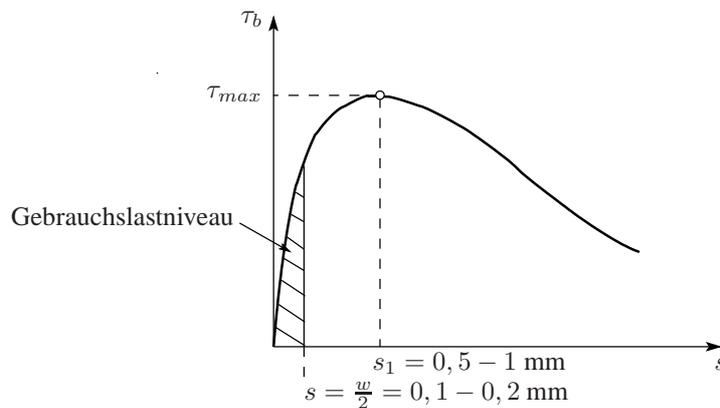


Abbildung 3.19: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im Bereich der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (nach [36])

Abbildung 3.19 zeigt eine typische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung. Dabei lässt sich erkennen, dass die Verbundspannungen für Lasten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit annähernd linear vom vorhandenen Schlupf s abhängen. Im Rissbereich ist der vorhandene Schlupf s halb so groß wie die Rissbreite w . Bei der maximal aufnehmbaren Verbundspannung τ_{max} beträgt der vorhandene Schlupf s etwa 1 mm (für normalfesten Beton nach Jaccoud [36]). Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erreichen die Rissbreiten mittlere Werte von etwa

$w = 0,2$ bis $w = 0,4$ mm, und man erhält somit einen mittleren Schlupf von 0,1 bis 0,2 mm. Dies setzt aber voraus, dass der Stahl in diesem Bereich nicht zu fließen begonnen hat.

Unter Dauerlast treten beim Verbund Kriecheffekte ein. Diese wurden zum Beispiel von *Franke* [24] untersucht. Bei konstanter Verbundspannung verhält sich die zeitliche Entwicklung des Schlupfes dabei ähnlich der des Betonkriechens.

Unter nicht ruhender Belastung nimmt der Schlupf bei konstanter Schwingbreite in Abhängigkeit von der Lastspielzahl zu. Wie auch beim Beton unter Druckschwellbelastung hängt die Zunahme des Schlupfes von der Mittelspannung und der Spannungsschwingbreite ab. Über einer maximalen Spannung von 50 % der aufnehmbaren Verbundspannung nimmt der Schlupf überproportional zu. Deshalb soll nach *Rohling* [62] ab diesem Wert ein nichtlineares Kriechen des Verbundes berücksichtigt werden.

Beim Verbundverhalten der vorgespannten Bewehrung muss zwischen Vorspannung im sofortigen Verbund und im nachträglichen Verbund unterschieden werden. Bei der vorgespannten Bewehrung im sofortigen Verbund hängt das Verbundverhalten voll vom Verbund zwischen Beton und Bewehrung ab, bei nachträglichem Verbund aber nur zum Teil vom Verbund zwischen Bewehrung und Verpressmörtel. Im Bereich der Verankerung und der Eintragungslänge treten zusätzliche Effekte aus Querverformung des Spannstahls auf. Je nach Bereichsart und Vorspannungsart dehnt sich der Stahl in Querrichtung aus oder zieht sich zusammen. Im Wesentlichen verhält sich der Verbund glatten und gerippten Spannstahls jedoch ähnlich zu dem eines Betonstahls.

Durch Temperaturveränderungen wird die Verbundfestigkeit ähnlich der Druckfestigkeit des Betons beeinflusst, wodurch bei einer Abkühlung die maximal aufnehmbare Verbundspannung zunimmt. Für eine eindeutige Formulierung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung unter Temperatureinfluss sind jedoch zu wenige Versuche vorhanden. Vereinfachend soll deshalb die Anpassung der maximal aufnehmbaren Verbundspannung im gesamten Temperaturbereich analog zur mittleren Betondruckfestigkeit durchgeführt werden (*Schnell* [66]).

3.5.3 Modellierung

Kurzeitverhalten

Das Kurzzeitverhalten des Verbundes wird mit dem nachfolgend aufgeführten, vereinfachten Modell der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung des *CEB/FIP Model Code 90* [10] abgebildet:

$$\tau = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{für } 0 \leq s \leq s_1 \quad (3.79)$$

$$\tau = \tau_{max} \quad \text{für } s_1 < s \leq s_2 \quad (3.80)$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right) \quad \text{für } s_2 < s \leq s_3 \quad (3.81)$$

$$\tau = \tau_f \quad \text{für } s_3 < s \quad (3.82)$$

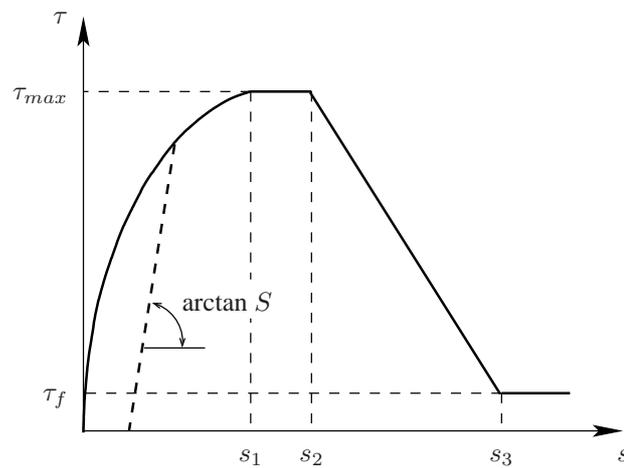


Abbildung 3.20: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach *CEB/FIP Model Code 90* [10]

Eligehausen/Bigaj-van Vliet geben in [35] für das Modell des *CEB/FIP Model Code 90* die Parameter für Betonstahl und Spannstahl im nachträglichen Verbund an. In Tabelle 3.4 sind die für die hier durchgeführten Untersuchungen notwendigen Parameter aufgeführt.

Tabelle 3.4: Parameter des Verbundmodells nach *CEB/FIP Model Code 90* für guten Verbund

Betonstahl (randnahe Bewehrung)						
Bewehrungstyp	s_1	s_2	s_3	α	τ_{max}	τ_f
gerippt	0,6	0,6	1,0	0,4	$2,0\sqrt{f_{ck}}$	$0,3\sqrt{f_{ck}}$
glatt, kaltgezogen	0,01	0,01	0,01	0,5	$2,5\sqrt{f_{ck}}$	$1,0\sqrt{f_{ck}}$
Spannstahl im nachträglichen Verbund						
Ähnlich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung des gerippten Betonstahls des gleichen Durchmessers: Für einen gegebenen Schlupf s wird die Verbundspannung eines Betonstahls mit dem Reduktionsfaktor η_p multipliziert.						
Spannstahlart	Reduktionsfaktor					
gerippt	$\eta_p = 0,6$					
Litzen	$\eta_p = 0,4$					
glatt	$\eta_p = 0,2$					

Langzeitverhalten

Die Zunahme des Schlupfes, die sich aufgrund des Verbundkriechens ergibt, wird mit den im *CEB/FIP Model Code 90* beschriebenen isochronen Kurven berechnet (siehe Abbildung 3.21). Der Gesamtschlupf unter Dauerlast oder nicht ruhender Belastung ergibt sich dabei zu:

$$s_{n,t} = s(1 + k_{t,n}) \tag{3.83}$$

Der Faktor k_t für eine Dauerlast und der Faktor k_n für eine zyklische Belastung werden dabei wie folgt bestimmt:

$$\begin{aligned} k_t &= (1 + 10t)^{0,08} - 1 \\ k_n &= (1 + n)^{0,107} - 1 \end{aligned} \tag{3.84}$$

Dabei ist:

- t Belastungsdauer in h
- n Anzahl der Lastzyklen

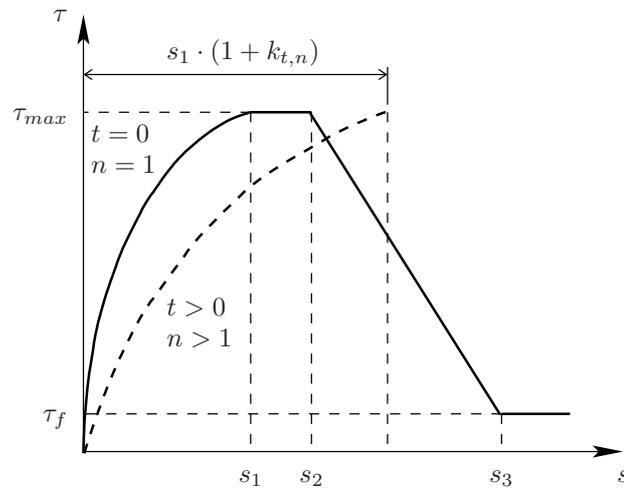


Abbildung 3.21: Langzeiteffekte der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Diese Beziehungen gelten jedoch nur für den ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung. Wie im Abschnitt 3.5.2 dargestellt, beträgt der mittlere Schlupf s im Rissbereich bei Belastungen auf Gebrauchslastniveau etwa 0,1 bis 0,2 mm. Unter Verwendung der vorher beschriebenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung erhält man somit für einen gerippten Betonstahl eine maximale Verbundspannung von etwa 65 % der maximal ertragbaren Verbundspannung. Somit ist die Gültigkeit der Formulierung der Langzeiteffekte gewährleistet. Die vorhandene Verbundspannung für einen gegebenen Schlupf s kann daher wie folgt in Abhängigkeit von $k_{n,t}$ bestimmt werden.

$$\tau = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1 \cdot (1 + k_{t,n})} \right)^\alpha \quad \text{für } 0 \leq s \leq s_1 \cdot (1 + k_{t,n}) \leq s_2 \quad (3.85)$$

Rechenmodell für den Verbund

Die Berücksichtigung des beschriebenen Verbundmodells in der Finite Elemente Berechnung erfolgt über so genannte Bond-Link-Elemente. Es handelt sich dabei um nichtlineare Federelemente, die den Stahl und Beton direkt miteinander verbinden (siehe Abbildung 3.1).

Die Ersatzfederkraft F des Bond-Link-Elements erhält man für den ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch eine Integration der Verbundspannungen τ über die Elementlänge l_E und den Umfang $U = d \cdot \pi$. Dabei wird angenommen, dass über die Elementlänge der Schlupf s konstant ist. Unter Verwendung des Hookschen Gesetzes wird anschließend die Federsteifigkeit C als Sekante berechnet.

$$\begin{aligned} F &= \int_0^{l_E} \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1 \cdot (1 + k_{t,n})} \right)^\alpha \cdot U \cdot dx \\ &= \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1 \cdot (1 + k_{t,n})} \right)^\alpha \cdot U \cdot l_E \end{aligned} \quad (3.86)$$

$$C = \frac{F}{s} = \tau_{max} \cdot \frac{s^{\alpha-1}}{[s_1 \cdot (1 + k_{t,n})]^\alpha} \cdot U \cdot l_E \quad (3.87)$$

Dabei ist:

U Umfang der Bewehrung

l_E Elementlänge

4 Verifikation der Materialmodelle

4.1 Allgemeines

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Werkstoffe Beton und Stahl wird in der Berechnung aufgrund der Belastungen auf Gebrauchslastniveau für Kurzzeitbelastungen vereinfacht linear elastisch angenommen. Die Gültigkeit dieser Vereinfachung wurde in den Abschnitten 3.3 und 3.4 gezeigt. Aus diesem Grund werden im folgenden Abschnitt nur die Modelle zur Beschreibung des Langzeitverhaltens überprüft.

Bei allen nachfolgend aufgeführten Nachrechnungen werden die Materialeigenschaften des Versuchskörpers aus Abschnitt 4.3 verwendet. Der dabei verwendete Rechteckquerschnitt hat die folgenden Abmessungen:

Tabelle 4.1: Querschnittswerte

h	= 0,35 m	Höhe
b	= 0,20 m	Breite
h_0	= 127 mm	Wirksame Bauteildicke

Die Nachrechnungen werden für einen Beton mit den in Tabelle 4.2 aufgeführten Parametern durchgeführt. Für die Kriech- und Schwindansätze wird ein normal erhärtender Zement angesetzt und von einer relativen Luftfeuchtigkeit für Außenbauteile $RH = 80\%$ ausgegangen.

Tabelle 4.2: Parameter des Betons für die Nachrechnung

f_{ck}	= 35 MN/m ²	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{cm}	= 43 MN/m ²	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit
E_{cm}	= 33.000 MN/m ²	Mittlerer Elastizitätsmodul
ν	= 0,2	Querdehnzahl

Der in den Versuchen verwendete Spannstahl hat die folgenden Materialeigenschaften:

Tabelle 4.3: Parameter des Spannstahls für die Verifikation der Materialmodelle

$f_{p0,1k}$	= 1.100 MN/m ²	Charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze
E_p	= 205.000 MN/m ²	Elastizitätsmodul

4.2 Materialverhalten

4.2.1 Kriechen des Betons

Zur Überprüfung der Umsetzung des verwendeten Rechenmodells für lineares Kriechen werden die Kriechverformungen der Berechnung mit Finiten Elementen unter Verwendung der in Abschnitt 3.3.2 beschriebenen Modellierung mit den Kriechverformungen, die sich nach dem *CEB/FIP Model Code 90* ergeben, für verschiedene Zeitpunkte des Belastungsbeginns verglichen. Bei den Berechnungen wird jeweils eine konstante Druckspannung von $-2,0 \text{ MN/m}^2$ als kriecherzeugende Last angesetzt. Die durch diese Belastung hervorgerufene elastische Verformung ist in den Ergebnissen des Diagramms enthalten. Die Zeitpunkte des Belastungsbeginns werden bei 7, 14, 28 und 56 Tagen gewählt. Bei dem simulierten Probekörper werden Abmessungen, die Materialparameter und die Randbedingungen des Abschnitts 4.1 verwendet.

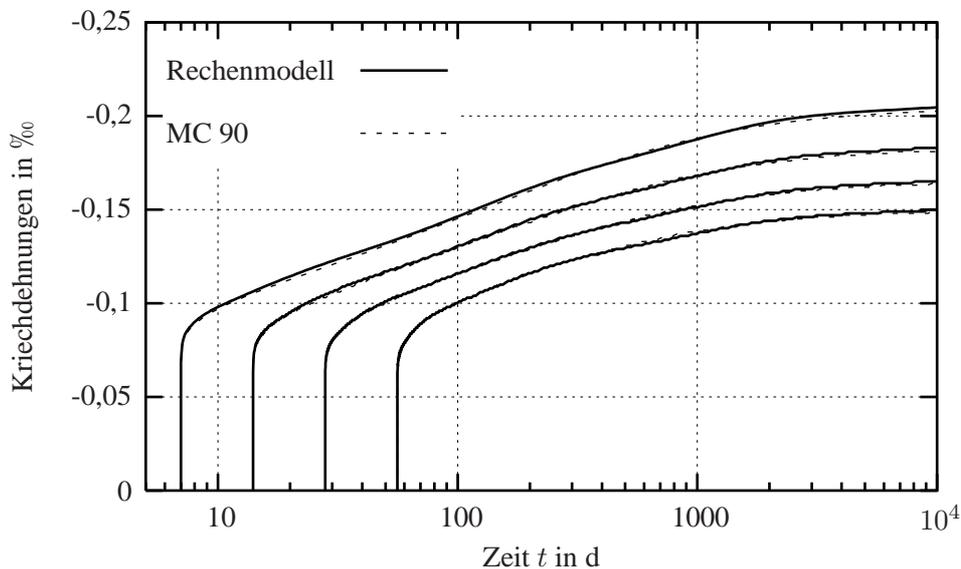


Abbildung 4.1: Vergleich der Kriechverformungen des Betonrechenmodells mit *CEB/FIP Model Code 90*

Abbildung 4.1 belegt, dass das Modell der Maxwell-Kette, bestehend aus 7 Elementen und den Parametern von *Lacidogna/Napoli* [43], in der Finiten Elemente Berechnung gut umgesetzt wird und die linearen Kriechverformungen des Modells nach *CEB/FIP Model Code 90* gut approximiert werden. Da die Gültigkeit des Kriechmodells nach *CEB/FIP Model Code 90* bereits

durch Vergleiche mit Versuchen bestätigt wurde, wird eine weitere Nachrechnung spezieller Kriechversuche nicht durchgeführt.

4.2.2 Schwinden des Betons

Für das Schwinden wird in der Finite Elemente Simulation das Modell des *CEB/FIP Model Code 90* verwendet, das aus Versuchen abgeleitet ist. Deshalb wird auch hier auf einen erneuten Vergleich mit Schwindversuchen verzichtet und nur die Umsetzung des verwendeten Algorithmus überprüft. Die Zeitpunkte des Schwindbeginns sind in Abbildung 4.2 jeweils mit 1, 7 und 56 Tagen gewählt. Die Abmessungen des Probekörpers, die Materialparameter und Randbedingungen sind in Abschnitt 4.1 angegeben. Abbildung 4.2 zeigt, dass der Ansatz nach *CEB/FIP Model Code 90* in dem Schwindmodell der Simulation exakt umgesetzt ist.

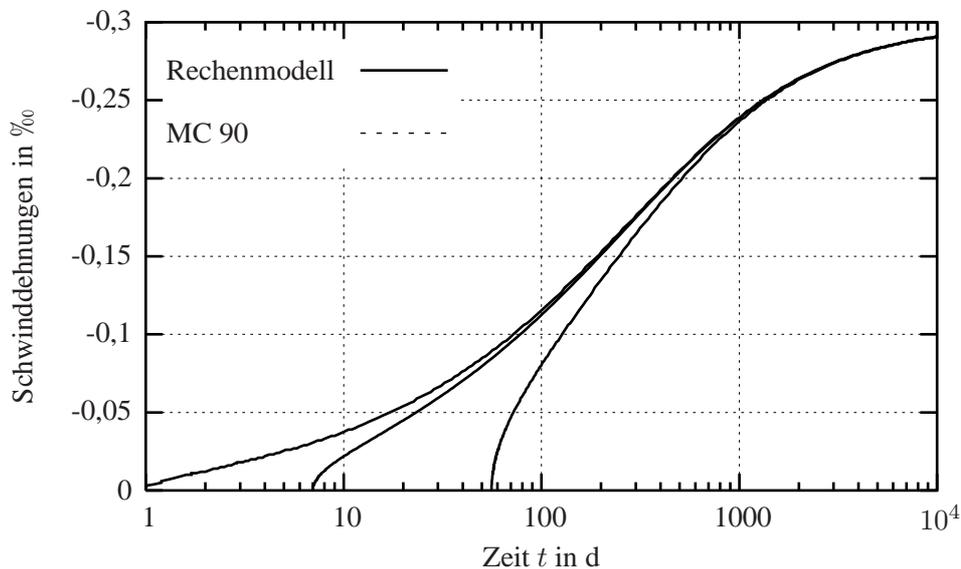


Abbildung 4.2: Vergleich der Schwindverformungen des Rechenmodells mit *CEB/FIP Model Code 90*

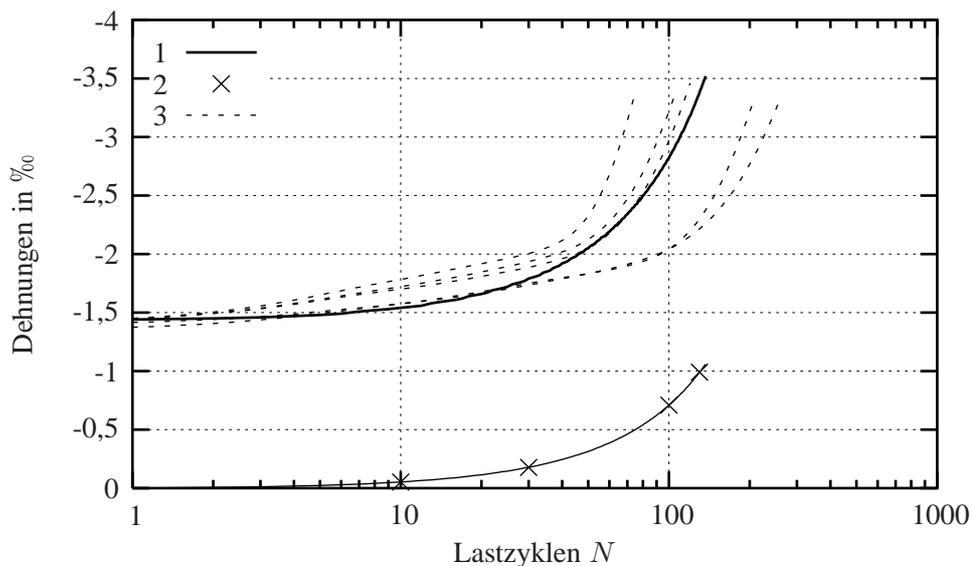
4.2.3 Beton unter zyklischer Belastung

Das Verhalten des Betons unter zyklischer Belastung wird mit dem in Abschnitt 3.3.3 beschriebenen Modell nach *Park* [55] wiedergegeben. Bei der Simulation der Koppelfugen wird für die Verkehrsbelastung das Lastmodell 3 für Ermüdungsberechnungen des *DIN-Fachberichts 101* [15] verwendet. Dabei handelt es sich um eine zyklische Belastung, die am betrachteten Brückenquerschnitt jeweils eine Momentenänderung mit konstanter Doppelamplitude hervorruft. Bei gleichem Grundmoment M_0 führt dies in den Querschnittslagen zu jeweils konstanten Spannungsschwingbreiten. In [32] führte *Holmen* für Beton unter zyklischer Belastung Versuchsreihen mit veränderlichen und konstanten Lastdoppelamplituden durch. Aufgrund der konstanten Spannungsdoppelamplitude des Lastmodells 3 werden zur Überprüfung der Gültigkeit der verwendeten Ansätze für Beton unter zyklischer Belastung die Versuche mit konstanter

Spannungsdoppelamplitude verwendet. Die Versuchsreihen wurden jeweils mit einer Unter-
spannung von $S_{min} = 0,05f_c$ durchgeführt. Nachfolgend werden zum einen die Nachrech-
nungen der Versuche mit der höchsten Oberspannung von $S_{max} = 0,95f_c$, und zum andern
die mit der niedrigsten Oberspannung von $S_{max} = 0,675f_c$ dargestellt.

In den Versuchen wurde eine *maximale Dehnung* bestimmt, die bei der zyklischen Belastung
jeweils beim höchsten Lastniveau S_{max} auftrat. Das Ermüdungsversagen des Betons wurde
über die überproportionale Zunahme dieser maximalen Dehnung bestimmt. Die Versuchsrei-
hen zeigten eine sehr breite Streuung der Lastwechsel, die zum Bruch führten, jedoch besaßen
die einzelnen Versuchskörper pro Reihe bis ca. 90 % der Bruchlastspielzahl eine ähnliche Ent-
wicklung der maximalen Dehnungen. Erst ab diesem Punkt nahmen diese Dehnungen über-
proportional zu, und die Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchkörpern prägten sich
aus.

In den Abbildungen 4.3 und 4.4 sind zum einen die maximalen Dehnungen der einzelnen Ver-
suchskörper von *Holmen*, und zum anderen die mit dem verwendeten Modell errechneten Deh-
nungen an der oberen Lastgrenze dargestellt. Zusätzlich ist die ermittelte plastische Dehnung
des Betons unter dieser zyklischen Belastung eingezeichnet.

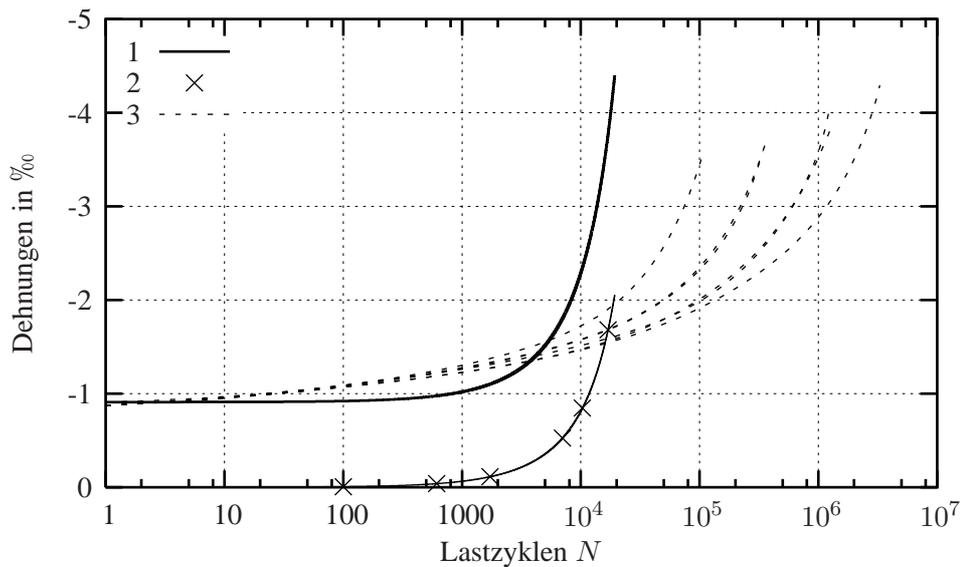


- 1 Verlauf der Maximaldehnungen aus der FE Berechnung
- 2 Verlauf der plastischen Dehnungen aus der FE Berechnung
- 3 Verlauf der Maximaldehnungen der Versuche von *Holmen*

Abbildung 4.3: Vergleich der Verformungen aus zyklischer Belastung des Rechenmodells mit
den Versuchen von *Holmen* [32] (konstante Spannungsdoppelamplitude;
 $S_{max} = 0,95f_c$; $S_{min} = 0,05f_c$; $f_q = 5$ Hz)

Man erkennt in Abbildung 4.3 die sehr gute Übereinstimmung des verwendeten Modells mit dem Mittelwert der Versuche von *Holmen* bei hoher Oberspannung ($S_{max} = 0,95f_c$). Die Maximaldehnungen der Berechnung mit Finiten Elementen verlaufen für geringe Lastspielzahlen im Bereich der Dehnungen der Versuchskörper. Das überproportionale Anwachsen der Dehnung setzt bei einer Lastspielzahl ein, die etwas über den Lastwechseln der schlechten Versuchskörper der Reihe liegen.

Bei Belastungen mit der in den Versuchen niedrigsten Oberspannung ($S_{max} = 0,675f_c$) und damit höchsten Lastspielzahlen wird die Bruchlastspielzahl mit dem Modell unterschätzt (siehe Abbildung 4.4). Der Punkt des Ermüdungsversagens wird somit auf der sicheren Seite liegend bestimmt. Jedoch wird die Dehnungszunahme im Beton bis zu einer Lastspielzahl von ca. 90 % des Maximalwertes unterschätzt, wodurch in diesem Bereich das Modell das wirkliche Verhalten zu günstig wiedergibt. Für die gesamte Modellierung des Betons unter zyklischer Belastung kann abschließend jedoch festgestellt werden, dass mit dem verwendeten Modell nach *Park* [55] in der Finiten Elemente Simulation ein Ermüdungsbruch des Betons auf der sicheren Seite liegend bestimmt werden kann. Dies erscheint sinnvoll, da das Verhalten unter realen Bedingungen aufgrund weiterer ungünstiger Einflüsse (z. B. Frost-Tau-Wechsel) schlechter als das der Versuche ist.



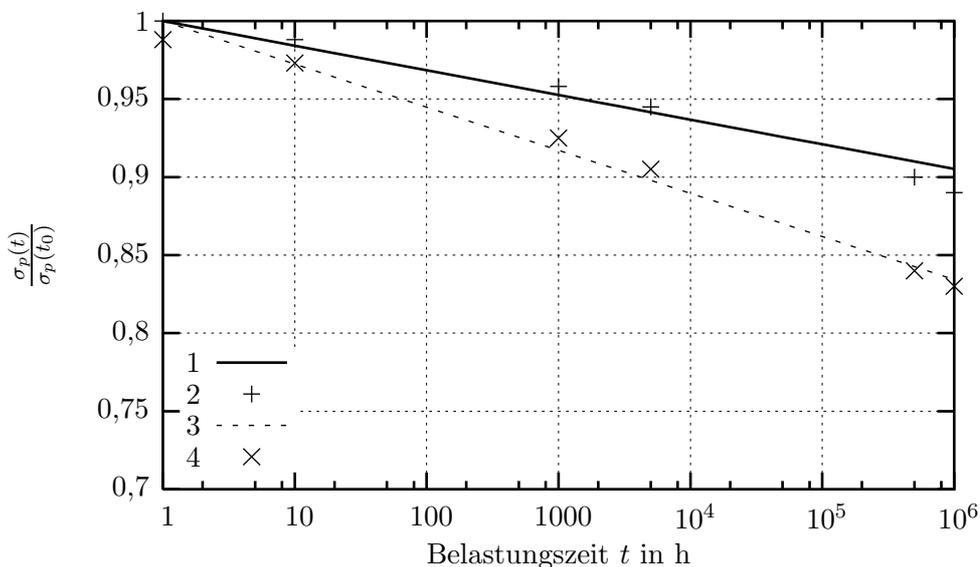
- 1 Verlauf der Maximaldehnungen aus der FE Berechnung
- 2 Verlauf der plastischen Dehnungen aus der FE Berechnung
- 3 Verlauf der Maximaldehnungen der Versuche von *Holmen*

Abbildung 4.4: Vergleich der Verformungen aus zyklischer Belastung des Rechenmodells mit den Versuchen von *Holmen* [32] (konstante Spannungsdoppelamplitude; $S_{max} = 0,675f_c$; $S_{min} = 0,05f_c$; $f_q = 5$ Hz)

4.2.4 Spannstahlrelaxation

Das aus der Relaxation des Spannstahls resultierende Langzeitverformungsverhalten des Spannstahls ist zur Modellierung der Vorspannungsverluste notwendig. Diese werden in der Berechnung mit dem in Abschnitt 3.4.2 beschriebenen Modell bestimmt. Der Ansatz basiert auf insgesamt 501 Relaxationsversuchen, die in den Jahren 1946 bis 1961 durchgeführt wurden. Die einzelnen Versuchreihen an kaltgezogenen Spannstahlsträngen sind in [44] beschrieben. Für die damals verwendeten Spannstähle kann das Relaxationsverhalten sehr gut mit dem Modell wiedergegeben werden. Bei den in der Finiten Elemente Simulation untersuchten Bauwerken wurden Spannstähle mit ähnlichem Herstellungszeitraum verwendet, weshalb auch hier von einer guten Übereinstimmung des Modells ausgegangen werden kann.

Zur Überprüfung der Gültigkeit des Modells für neuere Spannstähle werden Vergleichsrechnungen mit den in heutigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für kaltgezogene Spannstähle (Drähte bzw. Litzen) enthaltenen Verlusten bei normaler Relaxation durchgeführt. Als Anfangsspannung werden dabei 60 % und 70 % der Zugfestigkeit R_m angesetzt. Dies entspricht einem Ausgangswert der Spannung von 72 % und 84 % des charakteristischen Werts der 0,1 %-Dehngrenze $f_{p0,1k}$ (siehe Abbildung 4.5). Nach *DIN-Fachbericht 102* [16] ist eine maximale Höchstkraft während des Spannvorgangs von $P_{0,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k}$ zulässig. Der berechnete zeitliche Verlauf spiegelt das Langzeitverhalten, wie es in den heutigen bauaufsichtlichen Zulassungen vorgegeben ist, sehr gut wider.



- 1 berechneter Verlauf für $\sigma_p(t_0) = 0,72f_{p0,1k}$
- 2 Werte der Zulassung für *normale Relaxation* $\sigma_p(t_0) = 0,72f_{p0,1k}$
- 3 berechneter Verlauf für $\sigma_p(t_0) = 0,84f_{p0,1k}$
- 4 Werte der Zulassung für *normale Relaxation* $\sigma_p(t_0) = 0,84f_{p0,1k}$

Abbildung 4.5: Abnahme der bezogenen Spannstahlspannung durch Relaxationsverluste

4.3 Vorspannungsverluste in Spanngliedkopplungen

4.3.1 Nachrechnung der Versuche von Giegold [26]

Zur Überprüfung der in der Berechnung ermittelten zusätzlichen Vorspannungsverluste, die aus der Spanngliedkopplung resultieren, werden Schwind- und Kriechversuche an einbetonierten Spanngliedkopplungen im nachträglichen Verbund von Giegold [26] nachgerechnet.

Aufbau und Durchführung der Versuche

Bei dem Versuchskörper VKA wurde ein Spannverfahren eingesetzt, das als Spannstahl Gewindestäbe mit einem Durchmesser von 26,5 mm ($A_p = 0,00055 \text{ m}^2$) verwendet. Die Kopplung erfolgte mit einer sehr langen Muffe ($l = 600 \text{ mm}$), die eine Querschnittsfläche von $0,00174 \text{ m}^2$ aufwies. Die verwendeten Betone erreichten nach 28 Tagen eine Würfeldruckfestigkeit von $46,3 \text{ MN/m}^2$ (Kantenlänge 20 cm). Dies entspricht annähernd dem verwendeten Beton aus Tabelle 4.2. Die Abmessungen der Probekörper sind in Abbildung 4.6 dargestellt. Durch die zentrische Vorspannung wurde eine Anfangsdruckspannung im Beton von ca. $-4,0 \text{ MN/m}^2$ erreicht. Die Spannstahlspannung lag unter 55 % der Dehngrenze $f_{p0,1k}$, wodurch die Spannstahlrelaxation keinen Einfluss auf die Ergebnisse hatte. Im Bereich der Kopplung wurde keine Betonstahlbewehrung eingelegt, nur im Lasteinleitungsbereich befand sich eine Spaltzugbewehrung. Die Herstellung und Lagerung der Versuchskörper erfolgte im Freien. Einen Tag nach dem Betonieren wurden die Versuchskörper ausgeschalt und feucht gehalten sowie mit einer Plastikfolie abgedeckt. Nach 7 Tagen wurde die Vorspannung aufgebracht und anschließend das Hüllrohr verpresst. Für die Langzeitmessung wurden die Versuchskörper in der Prüfhalle aufgebaut.

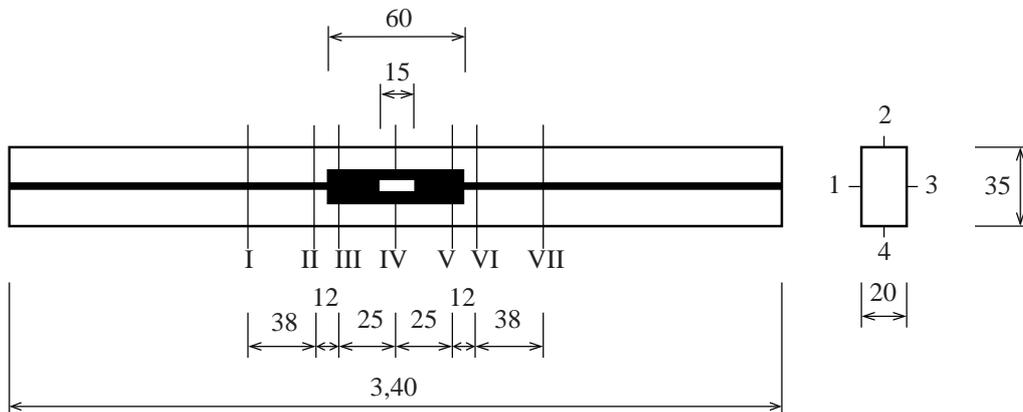


Abbildung 4.6: Versuchskörper VKA (Versuche Giegold [26])

Die Betondehnungen wurden mit Setzdehnungsmessern an den in Abbildung 4.6 markierten Querschnitten I bis VII bestimmt. Die Messungen wurden an allen 4 Seiten der Prüfkörper durchgeführt und dann gemittelt (Messpunkte 1 bis 4). Die Spannstahldehnungen wurden an den Messstellen mit paarweise angebrachten Dehnmessstreifen bestimmt. Durchgeführt wurde die Messung über einen Zeitraum von 334 Tagen.

Simulation des Versuchs

Die Simulation der Versuche der Probekörper VKA erfolgt mit einer Scheibenberechnung nach der Methode der Finiten Elemente unter Verwendung der in Kapitel 3 beschriebenen Materialmodelle in Verbindung mit den Materialeigenschaften der Tabellen 4.2 und 4.3, die den heutigen Normwerten nach *DIN 1045-1* [19] entsprechen. Abgewichen wird von diesen Werten nur beim Schwinden. Hier wird das aus den gemessenen Schwindverformungen der Probekörper extrapolierte Endschwindmaß $\epsilon_{cs\infty} = -0,88\%$ verwendet. Tabelle 4.4 zeigt den simulierten zeitlichen Ablauf der Berechnung:

Tabelle 4.4: Simulierter zeitlicher Ablauf der Herstellung des Versuchskörpers VKA

Zeitpunkt	Alter in d
Betonieren	0
Beginn des Schwindens	6,9
Vorspannen, Verkeilen, Verpressen	7

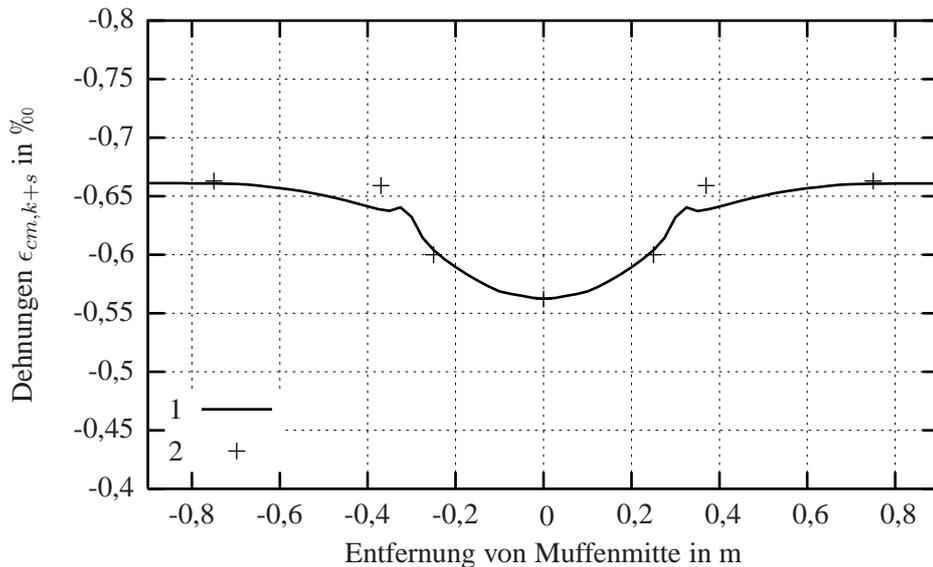
Das verwendete Elementnetz dieser Berechnung ist in Anhang C.1 abgebildet. Die Elemente haben dabei eine gleichmäßige Länge von 2,5 cm. Das Spannsystem wird über die einzelnen Querschnittsflächen, wie in Abbildung 4.6 dargestellt, modelliert.

Ergebnisse der Simulation

In Abbildung 4.7 sind die Längsdehnungen im Beton aus Kriechen und Schwinden nach 334 Tagen dargestellt (ohne elastische Verformungen). Da die Spannstahlspannungen unter 55 % der Dehngrenze $f_{p0,1k}$ liegen, ergeben sich in der Simulation bei dem verwendeten Modell keine Relaxationsverluste. Zum Vergleich mit den Ergebnissen von *Giegold* wird ein Mittelwert der Dehnung an der Querschnittsoberseite und der Querschnittsmitte gebildet. Die in den Schnitten I bis VII gemessenen, mittleren Betondehnungen des Versuchskörpers sind ebenfalls in der Abbildung enthalten.

Es zeigt sich, dass mit der Simulation die gemessenen Betondehnungen aus Schwinden und Kriechen sehr gut abgebildet werden können. Nur im Bereich kurz hinter der Muffe sind deutliche Unterschiede zwischen Berechnung und Versuchskörper zu erkennen. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass im Modell entsprechend der Scheibentheorie über die Breite des Versuchskörpers von 20 cm eine konstante Dehnung angenommen wird. Wenn man nun zusätzlich die berechnete Verteilung der Längsspannungen im Beton über die Querschnittshöhe in Abbildung 4.8 betrachtet, erkennt man, dass in diesem Bereich lokal begrenzt starke Spannungsspitzen und somit auch Dehnungsunterschiede vorhanden sind. Die Unterschiede werden

sich in ähnlicher Form auch in Querrichtung ausbilden, wodurch geringere Dehnungen in der Mitte der Außenseiten des Versuchskörpers zu erwarten sind. Da im Versuch nur an den Seitenmitten gemessen wurde, kann dies die Ursache für die Unterschiede zwischen Berechnung und Messung im Bereich kurz hinter der Muffe sein.



- 1 Verlauf der gemittelten Längsdehnungen aus der FE Berechnung
- 2 gemittelte Längsdehnungen der Messpunkte des Versuchskörpers VKA

Abbildung 4.7: Verlauf der gemittelten Längsdehnungen im Beton aus Kriechen und Schwinden des Versuchskörpers VKA nach 334 Tagen

Außerdem erkennt man in [Abbildung 4.8](#) die starken Spannungsverluste im Beton in Muffenmitte. Die Verteilung der Spannungen im Querschnitt weicht im gesamten Störbereich der Kopplung erheblich von einer gemäß der Bernoulli-Hypothese ebenen Verteilung ab. Erst im Bereich des ungestörten Spannglieds (etwa im Abstand 1 x Querschnittshöhe vom Ende der Muffe) trifft diese im Rahmen der üblichen Querschnittsberechnung getroffene Annahme wieder zu.

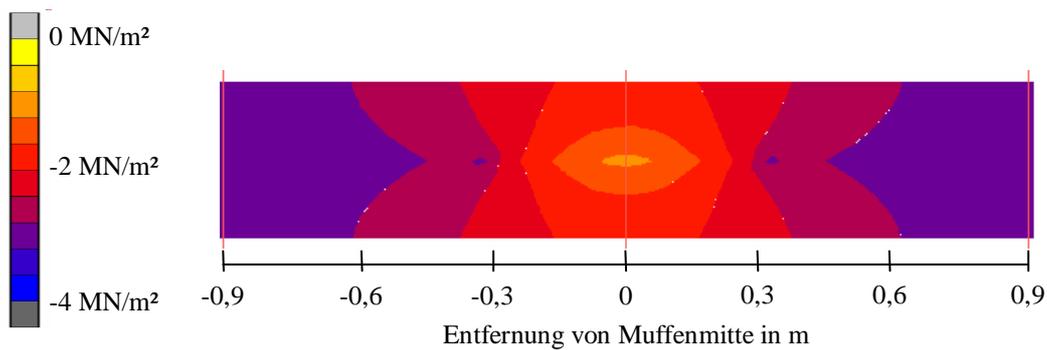


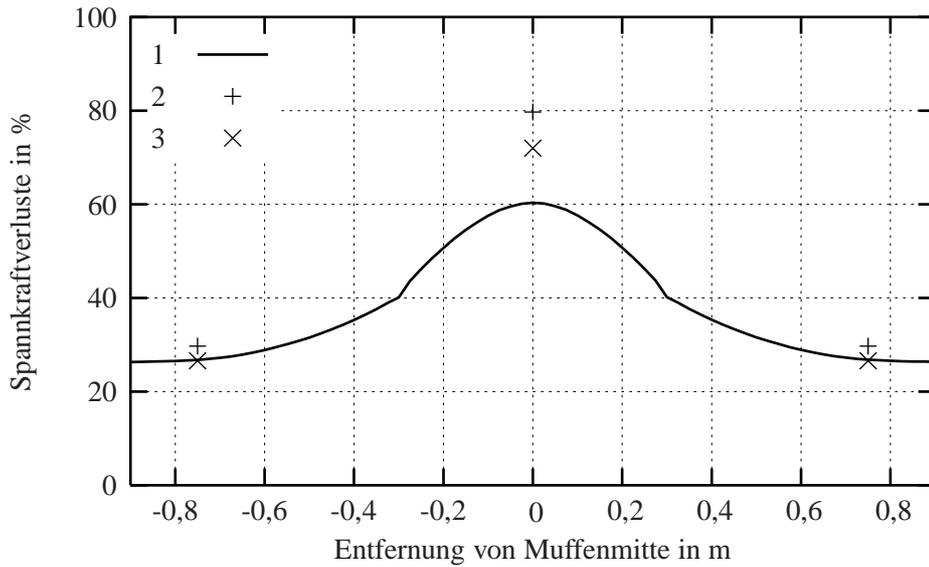
Abbildung 4.8: Verteilung der Längsspannungen im Beton nach Kriechen und Schwinden des Versuchskörpers VKA nach 334 Tagen

Die Vorspannungsverluste wurden bei den Auswertungen von *Giegold* aus dem Verhältnis der im jeweiligen Querschnitt zum Betrachtungszeitpunkt vorhandenen, gemittelten Betondehnung aus Kriechen und Schwinden $\epsilon_{cm,k+s}$ (siehe Abbildung 4.7) zur Anfangsdehnung des Spannglieds bzw. der Muffe $\epsilon_{p,0}$ rückgerechnet. Dies setzt jedoch voraus, dass die Störung, die durch den Querschnittssprung am Anfang der Kopplung hervorgerufen wird, in der Mitte der Muffe abgeklungen ist. Eine Ermittlung über die auf dem Stahl angebrachten Dehnmessstreifen erfolgte nicht. Deshalb wurde neben den in der Simulation aus den Spannstahlspannungen direkt ermittelten Verlusten auch eine Rückrechnung mit dem beschriebenen Verfahren durchgeführt. Damit ergeben sich in Muffenmitte nach 334 Tagen die folgenden Vorspannungsverluste:

$$\frac{\epsilon_{cm,k+s}}{\epsilon_{p,0}} = \frac{|-0,562\%|}{0,784\%} = 71,7\% \quad (4.1)$$

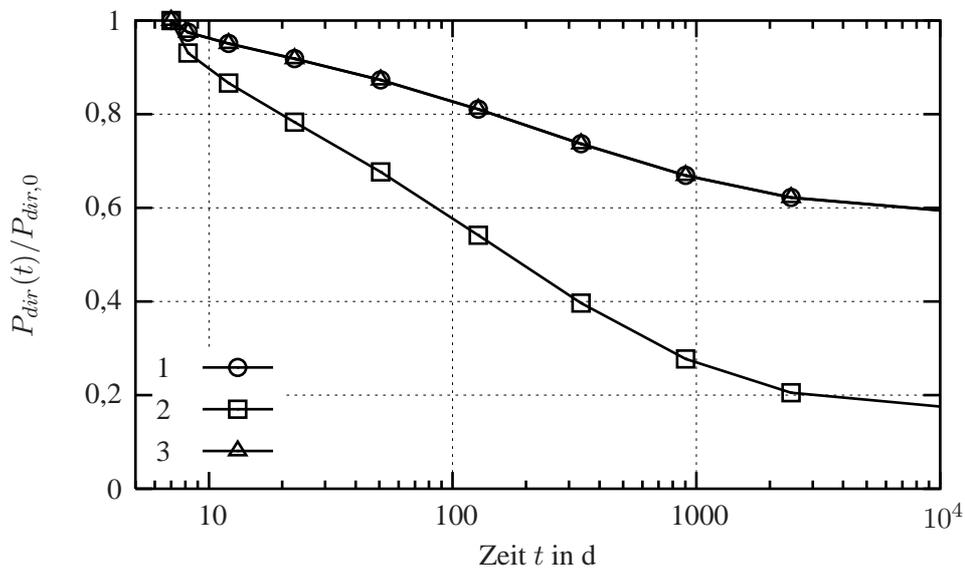
In Abbildung 4.9 sind sowohl die sich aus der Simulation direkt ergebenden Verluste, als auch die Ergebnisse der Rückrechnungen enthalten. Im Bereich des Spannglieds stimmen die Verfahren aufgrund der dort ebenen Dehnungsverteilung gut überein. Jedoch zeigt sich, dass in Muffenmitte die Störung bei den verwendeten Ansätzen noch nicht abgeklungen ist, wodurch sich der Unterschied zwischen dem Wert des berechneten Verlaufs und dem von *Giegold* rückgerechneten Wert von nahezu 20 % erklären lässt. Die Differenz von 8 % zur eigenen Rückrechnung ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die Anfangsdehnungen in der Berechnung mit dem in der Normung angegebenen Elastizitätsmodul bestimmt werden.

Die an diesen Versuchskörpern in [26] beschriebenen Zugversuche ergaben aufgrund der zugehörigen Risslasten in Muffenmitte einen Spannkraftverlust von etwa 60 %. Die gute Übereinstimmung mit dem Ergebnis der Simulation deutet darauf hin, dass mit den verwendeten Ansätzen die Spannungsentwicklung in der Muffe gut wiedergegeben werden kann. Insbesondere der Verbundansatz wird bestätigt, da ein starrer Verbund zu deutlich größeren Verlusten in Muffenmitte führen würde.



- 1 Verlauf der Spannkraftverluste aus der FE Berechnung
- 2 rückgerechnete Spannkraftverluste des Versuchskörpers VKA
- 3 rückgerechnete Spannkraftverluste aus der FE Berechnung

Abbildung 4.9: Spannkraftverluste des Versuchskörpers VKA nach 334 Tagen



- 1 ungestörter Bereich links der Muffe
- 2 Muffenmitte
- 3 ungestörter Bereich rechts der Muffe

Abbildung 4.10: Berechneter, zeitlicher Verlauf der Vorspannung des Versuchskörpers VKA

Abbildung 4.10 zeigt den berechneten zeitlichen Verlauf der Vorspannkraft im ungestörten Spanngliedbereich und in Muffenmitte bis zu einem Alter von 10^4 Tagen. Es zeigt sich, dass die Abnahme der Vorspannkraft bei dem Versuchskörper im Bereich der Kopplung auf unter

20 % der anfänglichen Vorspannung zurückgeht. Erst ab diesem Punkt findet eine Stabilisierung statt. Die Vorspannung im ungestörten Spannglied geht bei diesen ungünstigen Querschnittsverhältnissen auf ca. 60 % des Ausgangswertes zurück.

4.3.2 Simulation eines abschnittswise Bauens

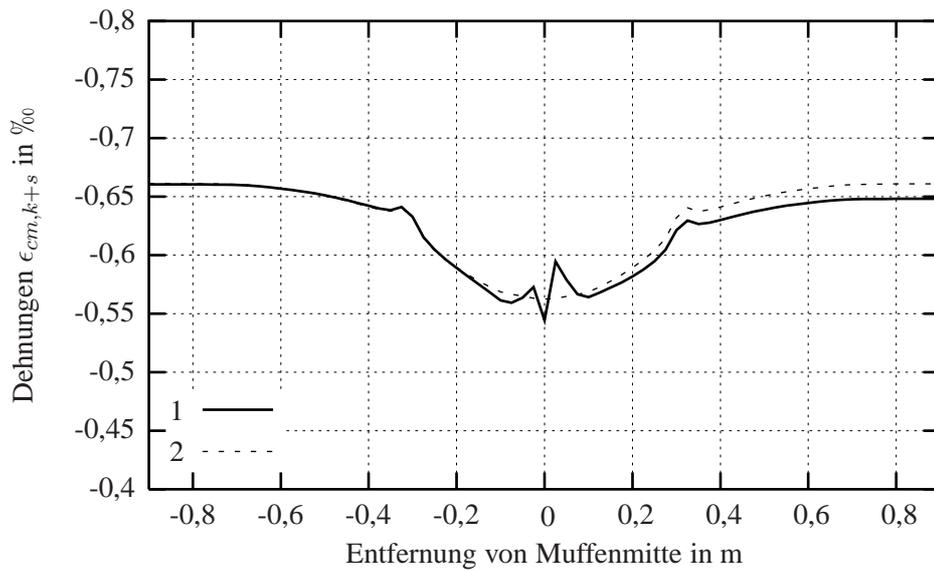
In der Praxis wird sich im Unterschied zu den Versuchen von *Giegold* [26] im Bereich der Kopplung eine Abschnittsgrenze befinden. Deshalb wird in einer Finiten Elemente Berechnung bei dem Versuchskörper VKA eine Herstellung in zwei Bauabschnitten simuliert, um die damit verbundenen Auswirkungen auf die Vorspannverluste beurteilen zu können. Die Abschnittsgrenze befindet sich in Muffenmitte. Zur Einleitung der Vorspannkraft des ersten Bauabschnitts (BA 1) wird in der Berechnung eine Ankerplatte an der Muffe durch eine Federkopplung simuliert. Weitere Unterschiede im Elementnetz sind im Vergleich zur vorherigen Berechnung nicht vorhanden. Anhang C.1 zeigt somit auch die hier verwendete Modellierung. Der Zeitablauf der Berechnung ist in der nachfolgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 4.5: Simulierter Zeitablauf der Herstellung in Bauabschnitten (Versuchskörper VKA)

Zeitpunkt	Alter in d
Betonieren BA 1	0
Beginn des Schwindens BA 1	6,9
Vorspannen, Verkeilen, Verpressen BA 1	7
Betonieren BA 2	10
Beginn des Schwindens BA 2	16,9
Vorspannen, Verkeilen, Verpressen BA 2	17

Ergebnisse der Simulation

Bei dem in Abbildung 4.11 dargestellten Verlauf der Längsdehnungen im Beton nach 334 Tagen wird zur Vergleichbarkeit ebenfalls der Mittelwert aus Querschnittsrand und -mitte verwendet. Im Bereich des ersten Bauabschnitts verlaufen die Dehnungen annähernd gleich zu denen der Abbildung 4.7. Da die dargestellten Werte nur aus Kriechen und Schwinden resultieren, sind sie im zweiten Bauabschnitt aufgrund der geringeren Kriechdauer etwas geringer. An der Abschnittsgrenze beeinflussen die Kopplung und die Ankerplatte den Verlauf, wodurch dort etwas höhere Dehnungen erreicht werden. Der Sprung in der Abschnittsgrenze ist auf die Zugehörigkeit der dortigen Elementknoten zu beiden Bauabschnitten zurückzuführen.



- 1 Verlauf der Längsdehnungen aus der FE Berechnung
- 2 Verlauf der Längsdehnungen aus Abbildung 4.7

Abbildung 4.11: Verlauf der gemittelten Längsdehnungen im Beton aus Kriechen und Schwinden für abschnittsweises Bauen nach 334 Tagen

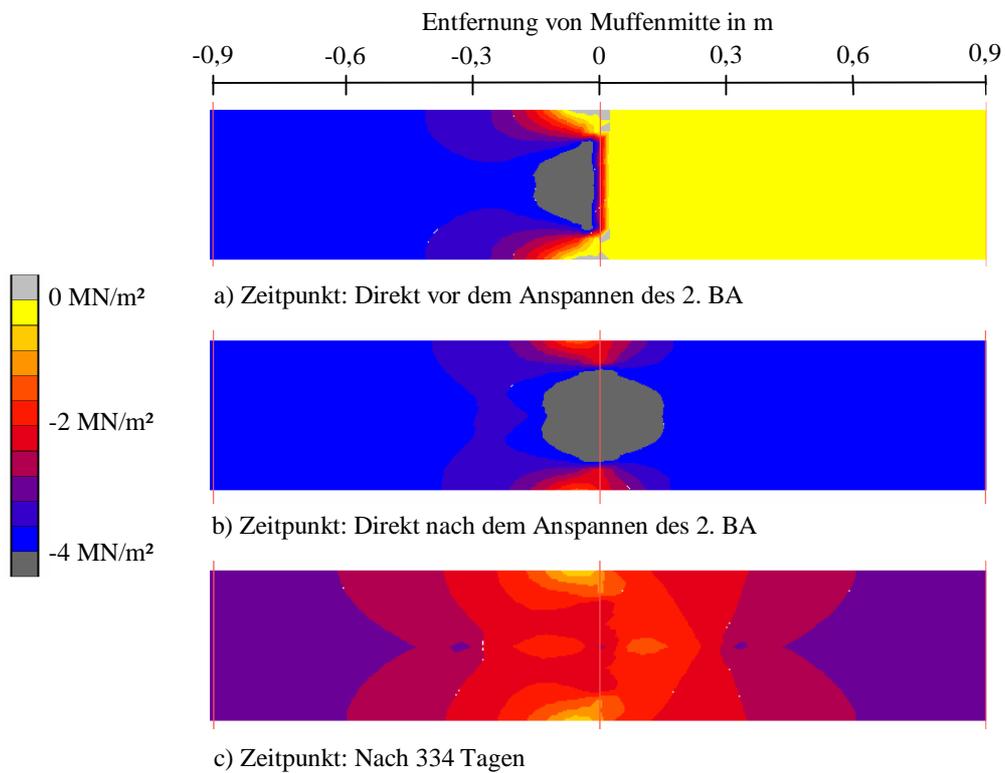
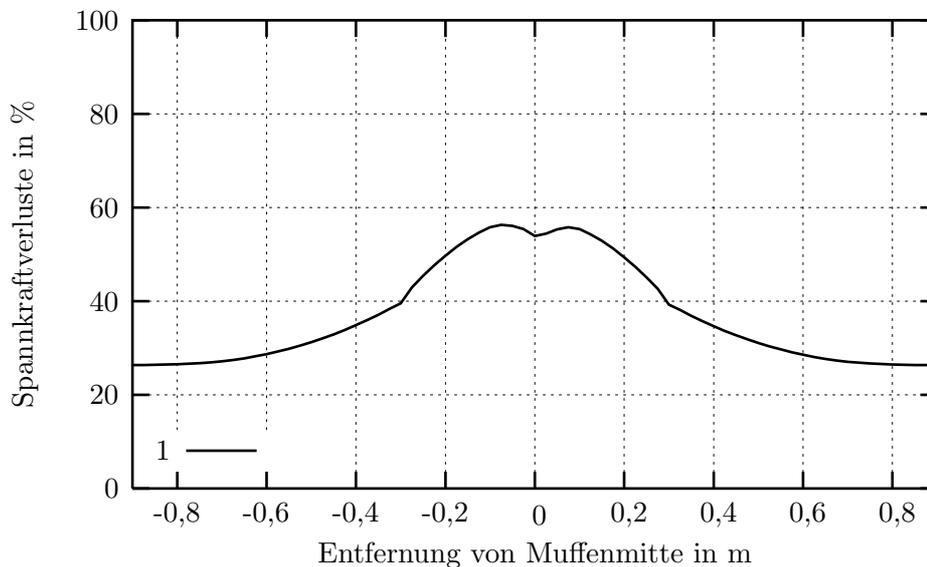


Abbildung 4.12: Verteilung der Längsspannungen im Beton für abschnittsweises Bauen

Abbildung 4.12 zeigt, dass sich die Verteilung der Längsspannungen im Vergleich zur Abbildung 4.8 aufgrund der Herstellung in Bauabschnitten an der Abschnittsgrenze deutlich verändert. Nach dem Anspannen des ersten Bauabschnitts breitet sich die Vorspannkraft im Lasteinleitungsbereich aufgrund der Scheibenwirkung langsam aus (siehe Abbildung 4.12 a). Dies führt an der Ober- und Unterseite des Querschnitts teilweise zu geringen Zugspannungen. In Querschnittsmitte wird die eigentliche Vorspannung von $-4,0 \text{ MN/m}^2$ deutlich überschritten. Das Anspannen des zweiten Bauabschnitts verringert zwar diesen Effekt, jedoch sind im Bereich der Muffe die Spannungen weiterhin nicht eben im Querschnitt verteilt (siehe Abbildung 4.12 b). Grundlegende Untersuchungen dazu wurden von *Hoshino* [33] durchgeführt, wodurch an zwei typischen Brückenquerschnitten das Rissverhalten im Koppelfugenbereich nachvollzogen werden konnte. *Mehlhorn/Dietrich* [47] beschreibt die Auswirkungen dieses Scheibeneffekts auf den Spannungszustand bei Koppelfugen und leitet daraus Tabellen für deren Erfassung ab. Darin sind jedoch die Einflüsse aus Kriechen, Schwinden und Relaxation nicht enthalten. In [18] werden diese Auswirkungen zusätzlich betrachtet. Nach 334 Tagen wird der Scheibeneffekt, wie in Abbildung 4.12 c dargestellt, durch den Einfluss aus Kriechen und Schwinden des Betons abgemindert. Jedoch ist weiterhin eine nicht ebene Spannungsverteilung im Querschnitt der Abschnittsgrenze vorhanden. Die Bereiche vor und hinter der Muffe unterscheiden sich nicht von den Ergebnissen der Berechnung mit Herstellung in einem Bauabschnitt.

Die aufgetretenen Verluste werden in Muffenmitte aufgrund der veränderten Spannungsverteilung nach 334 Tagen etwas reduziert (siehe Abbildung 4.13). Das unterschiedliche Betonalter hat im ungestörten Spanngliedbereich nach einem Jahr Kriechen und Schwinden keinen Einfluss mehr auf die Spannkraftverluste.



1 Verlauf der Spannkraftverluste aus der FE Berechnung

Abbildung 4.13: Verlauf der Spannkraftverluste für abschnittsweises Bauen nach 334 Tagen

Bei einer Berechnung bis zu einem Alter von 10^4 Tagen, ergeben sich im ungestörten Spanngliedbereich in beiden Bauabschnitten die gleichen Vorspannkraften. In Muffenmitte wird jedoch auch nach dieser Zeit die Vorspannkraft aufgrund der unterschiedlichen Spannungsverteilung im Querschnitt positiv beeinflusst (siehe Abbildung 4.14), wodurch die Verluste hier etwas geringer sind als bei der Herstellung in einem Abschnitt.

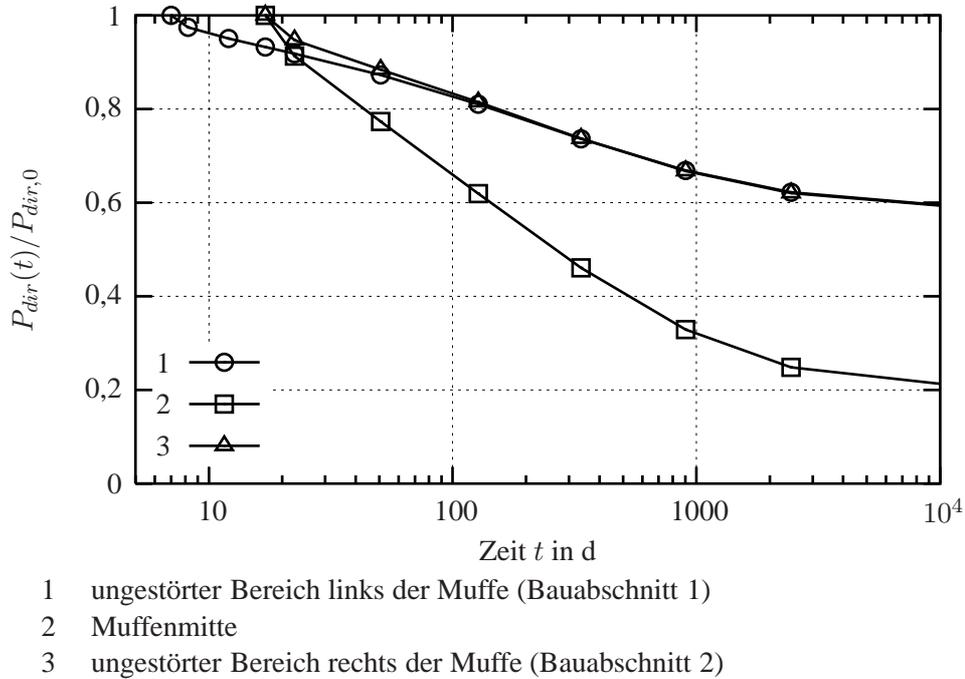


Abbildung 4.14: Berechneter, zeitlicher Verlauf der Vorspannung für abschnittsweises Bauen

5 Simulation des Tragverhaltens der Messquerschnitte

5.1 Allgemeines

Um von den gemessenen Riss- und Dehnungsdoppelamplituden auf Spannungsänderungen im Spannstahl schließen zu können, wird das Tragverhalten der Messquerschnitte mit einer Finite Elemente Berechnung simuliert. Diese wird an einem aus zwei Bauabschnitten inklusive einer Koppelfuge zusammengesetzten Ausschnitt des Trägers durchgeführt (siehe Abbildung 5.1). Die Abschnittslängen sind so gewählt, dass sich jeweils in der Mitte der beiden modellierten Bauabschnitte ein ungestörter Bereich einstellt, in dem die Bernoulli-Hypothese gültig ist. Diese Querschnitte müssen sowohl von der Koppelfuge als auch von den Trägerenden einen genügend großen Abstand aufweisen. Die ungestörten Querschnitte unterscheiden sich bis auf die Stegverbreiterung an der Koppelfuge nicht vom Messquerschnitt und stellen keinen tatsächlichen Brückenabschnitt dar, sondern dienen nur zum Vergleich mit dem jeweiligen Messquerschnitt.

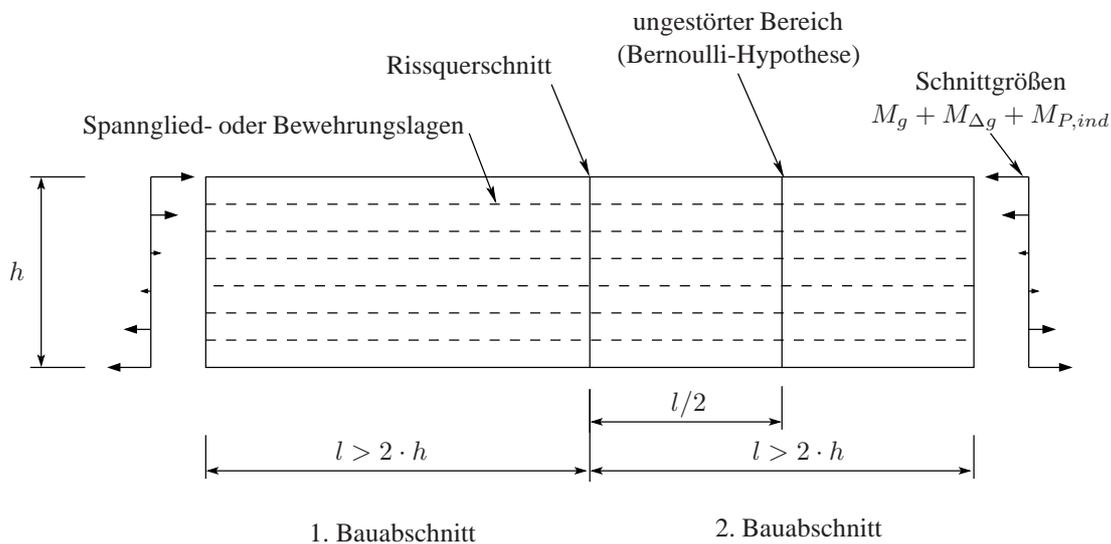


Abbildung 5.1: Modellskizze der Finite Elemente Berechnung

Die Fahrbahnplatte der Plattenbalkenquerschnitte ist zur Vereinfachung der Berechnung und zur besseren Auswertbarkeit der Ergebnisse mit Scheibenelementen modelliert, deren Dicken der mitwirkenden Breite des Gurtes entsprechen. Dadurch wird im Lasteinleitungsbereich die Mitwirkung der Platte überschätzt. Eine Vergleichsberechnung mit einem Rechteckquerschnitt, der die Breite des Steges aufweist, zeigt, dass die Auswirkungen auf die Spannungsverteilung

im unteren Stegbereich sehr gering sind. Da die Auswertungen und Messungen vorrangig in diesem Bereich durchgeführt werden, kann der Fehler aus der Scheibenmodellierung vernachlässigt werden.

Die Abmessungen der Elemente in der Finite Elemente Berechnung betragen $5 \times 5 \text{ cm}^2$. Im Rissbereich wird die Elementlänge (x-Richtung) halbiert, um die Verbundeigenschaften mit den verwendeten Federelementen besser abbilden zu können. Die numerische Umsetzung der Berechnung, sowie die verwendeten Materialmodelle sind in Kapitel 3 beschrieben.

Um die Entwicklung der Spannungen über die Zeit im Bereich der Koppelfuge wirklichkeitsnah abzubilden, wird der zeitliche Ablauf der Bauwerksherstellung in der Berechnung simuliert. Die Effekte aus Kriechen, Schwinden und Relaxation im Koppelfugenbereich werden direkt erfasst. Die Schnittgrößen des Querschnitts werden an den Modellrändern als Knotenlasten aufgebracht, wobei der zeitliche Verlauf der Umlagerungen des Eigengewichts g und der statisch unbestimmten Wirkung der Vorspannung P_{ind} über die Kriechfunktion nach dem *CEB/FIP Model Code 90* [10] berücksichtigt wird. Der Einfluss der Verkehrsbelastung auf die Dehnungen wird über eine zyklische Last, die sich aus dem Ermüdungslastmodell 3 nach [15] ergibt, modelliert (siehe Abschnitt 3.3.3). In der Kontaktfläche des Rissquerschnitts kann der Beton in der Simulation keine Zugspannungen aufnehmen.

5.1.1 Bestimmung der Parameter ständiges Moment M_{st} und Vorspannung P_{dir}

Mit den im vorherigen Abschnitt aufgeführten Eingangsgrößen wird die zeitliche Entwicklung der Spannungen und Dehnungen in der Berechnung bis zum Messzeitraum simuliert. Im Anschluss an diesen Rechenablauf wird schrittweise für jeden gemessenen vertikalen Temperaturunterschied $\Delta T_{v,mess}$ das zugehörige linear elastisch bestimmte Moment $M_{\Delta T_{v,mess}}$ zusätzlich auf das System als Knotenlasten an den Modellrändern aufgebracht. Die jeweilige Temperaturbelastung, die sich am Querschnitt aus dem linearen Temperaturunterschied und dem zugehörigen nichtlinearen Temperaturunterschied ergibt (siehe Kapitel 2), wird ebenfalls angesetzt. In diesem Zustand wird nun die obere und untere Grenze des Verkehrsmoments aufgebracht, und die rechnerische Rissdoppelamplitude ΔR_L in der jeweiligen Lage L wie folgt bestimmt:

$$\Delta R_L = R_{L,max} - R_{L,min} \quad (5.1)$$

Dabei ist:

ΔR_L rechnerische Rissdoppelamplitude der Lage L

$R_{L,max}$ Rissbreite bei einer Momentenbelastung
 $M = M_{st} + M_{\Delta T_{v,mess}} + M_{q,max}$

$R_{L,min}$ Rissbreite bei einer Momentenbelastung
 $M = M_{st} + M_{\Delta T_{v,mess}} - M_{q,min}$

Durch den Vergleich des rechnerischen und des gemessenen Rissverhaltens können das ständige Moment M_{st} und die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung P_{dir} , die am Bauwerk tatsächlich zum Zeitpunkt der Messung vorhanden sind, in der Simulation bestimmt werden. Dazu werden diese beiden Parameter in der Berechnung variiert, bis die rechnerischen Dekompressionspunkte in den einzelnen Lagen der Rissmesspunkte mit den gemessenen Punkten übereinstimmen. Das Öffnen des Risses über die Querschnittshöhe wird dabei vorrangig durch den Normalkraftanteil der statisch bestimmten Wirkung der Vorspannung P_{dir} beeinflusst, wodurch die beiden Parameter nahezu unabhängig voneinander das Rissverhalten beeinflussen. Da die angesetzte Abminderung von P_{dir} vorrangig im Koppelfugenbereich auftritt und deshalb die Auswirkungen auf das Gesamtsystem sehr gering sind, wird die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung P_{ind} dabei nicht verändert.

5.2 Brücke A

Für die Brücke A wird der in Tabelle 5.1 dargestellte Zeitablauf der Herstellung in Bauabschnitten rechnerisch simuliert. Die Materialkennwerte, Schnittgrößen und Querschnittsabmessungen dieses Bauwerks sind in Anhang A.1 aufgeführt.

Tabelle 5.1: Simulierter zeitlicher Ablauf der Herstellung in Bauabschnitten

Zeitpunkt	Datum	Alter in d
Betonieren BA 3	03.09.1974	0
Beginn des Schwindens BA 3		1
Vorspannen BA 3	10.09.1974	7
Verkeilen, Verpressen BA 3		8
Betonieren BA 4	10.10.1974	37
Beginn des Schwindens BA 4		38
Vorspannen BA 4	17.10.1974	43,5
Verkeilen, Verpressen BA 4		44,5
Schnittgrößen $M_{g,0} + M_{\Delta g,0} + M_{P,ind,0}$		45
Beginn der Verkehrsbelastung		150

5.2.1 Modellierung der Rissöffnung in Querrichtung

Die Auswertung der Messergebnisse in Abschnitt 2.4 zeigt, dass in der Höhenlage des Aufnehmers R2 (in 0,22 m Steghöhe) durch eine Verkehrsbelastung größere Rissdoppelamplituden auftreten als beim Aufnehmer R1 (an Stegunterseite). Zurückzuführen ist dies auf die Verteilung der Spannungen in Querrichtung des Steges und eine den Riss einschnürende Wirkung im Bereich der Bewehrung. Der Einfluss dieses Einschnüreffekts auf den Verlauf der Rissbreiten wurde von *Derflinger/Janovic/Kupfer* in [14] an mehreren Versuchsreihen untersucht. Da sich die Messpunkte R2 und R3 an der Stegaußenseite befinden, können bei diesen Aufnehmern die beiden Effekte mit einer zweidimensionalen Modellierung des Querschnitts in x- und z-Richtung nicht nachgebildet werden. Zur Erfassung der Querrichtung (y-Richtung) wird deshalb ein weiteres zweidimensionales Modell verwendet, mit dem die Spannungsverteilung in Querrichtung und die daraus resultierende Rissöffnung über die Stegbreite dargestellt werden können. Anschließend werden die beiden zweidimensionalen Modelle rechnerisch gekoppelt.

Um die zeitliche Entwicklung der Spannungen in diesem zusätzlichen Modell wirklichkeitsnah zu erfassen, wird auch in dieser Berechnung der in Tabelle 5.1 dargestellte zeitliche Ablauf der Herstellung simuliert. Als mitwirkende Steghöhe wird der Abstand zweier Spanngliedlagen angesetzt. Da der Riss zum Zeitpunkt der Messung bereits vorhanden ist, wird im Rissquerschnitt keine Betonzugfestigkeit angesetzt.

Mit dem beschriebenen Modell erhält man die in Abbildung 5.2 dargestellte Verteilung der Längsspannungen in der Querrichtung des Steges. Man erkennt, dass durch die Lasteinleitung im Kopplungsbereich die Druckspannungen an den Stegaußenseiten sehr gering sind. Durch

das Anspannen des nächsten Bauabschnitts wird dieser Effekt zwar reduziert, jedoch sind im Spanngliedbereich weiterhin deutlich höhere Druckspannungen vorhanden als an den Außenseiten. Durch die Langzeiteffekte im Bauwerk wird die Spannungsverteilung in Querrichtung bis zum Zeitpunkt der Langzeitmessung gleichmäßiger, weicht aber weiterhin deutlich von einer ebenen Spannungsverteilung ab.

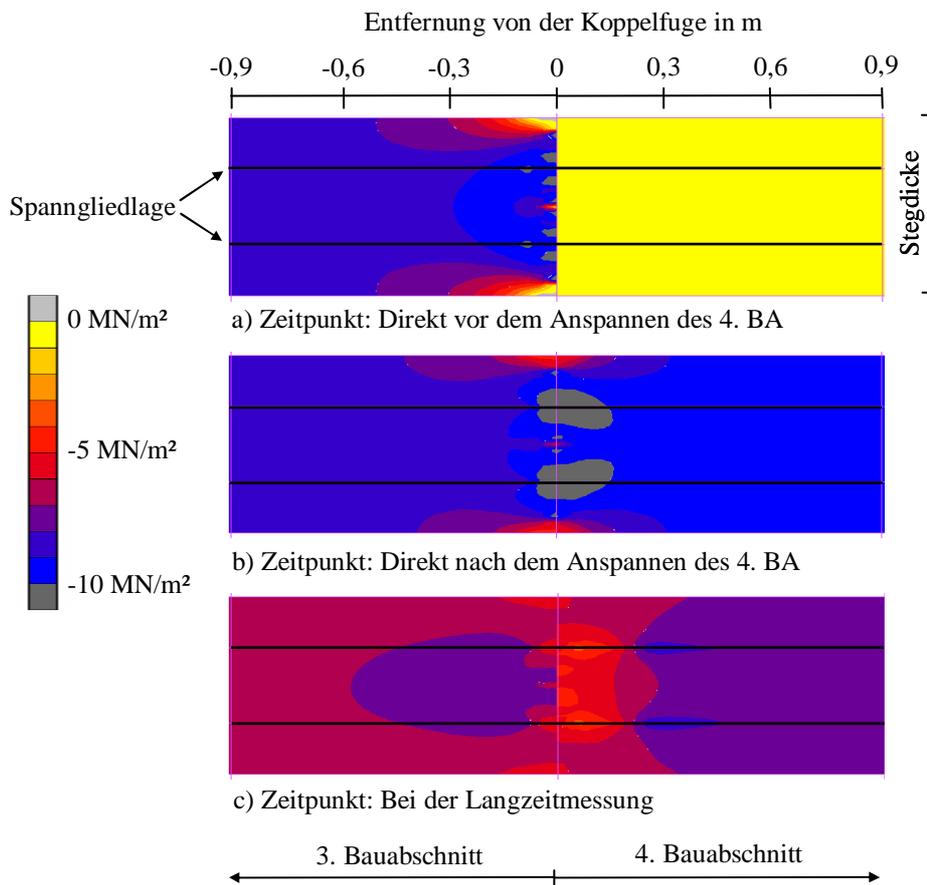


Abbildung 5.2: Verteilung der Längsspannungen in Querrichtung des Steges aufgrund des abschnittsweisen Bauens (horizontaler Schnitt)

Die vorher dargestellte Spannungsverteilung und der Einschnüreffekt führen bei diesem Querschnitt zu dem in Abbildung 5.3 aufgeführten Rissöffnungsverhalten. Der in der Finite Elemente Berechnung erzielte Einschnüreffekt stimmt mit den Versuchsergebnissen von *Derflinger/Janovic/Kupfer* in [14] qualitativ gut überein. Bei diesem Querschnitt öffnet sich der Riss bereits bei einer mittleren Querschnittslängsspannung von $-0,9 \text{ MN/m}^2$ an der Stegaußenseite. Dadurch kann man optisch bereits einen Riss an der Betonoberfläche erkennen, obwohl im Bereich der Spannglieder der Beton noch überdrückt ist. In Stegmitte öffnet sich der Riss erst, wenn keine Druckspannung mehr vorhanden ist. Auch in diesem Zustand ist die Rissbreite an den Außenseiten noch größer als die in Stegmitte. Verstärkt wird das ungleichmäßige Öffnen noch durch die nicht berücksichtigten Einflüsse des über die Dicke des Steges ungleichmäßigen Schwindens und des Abfließens der Hydratationswärme.

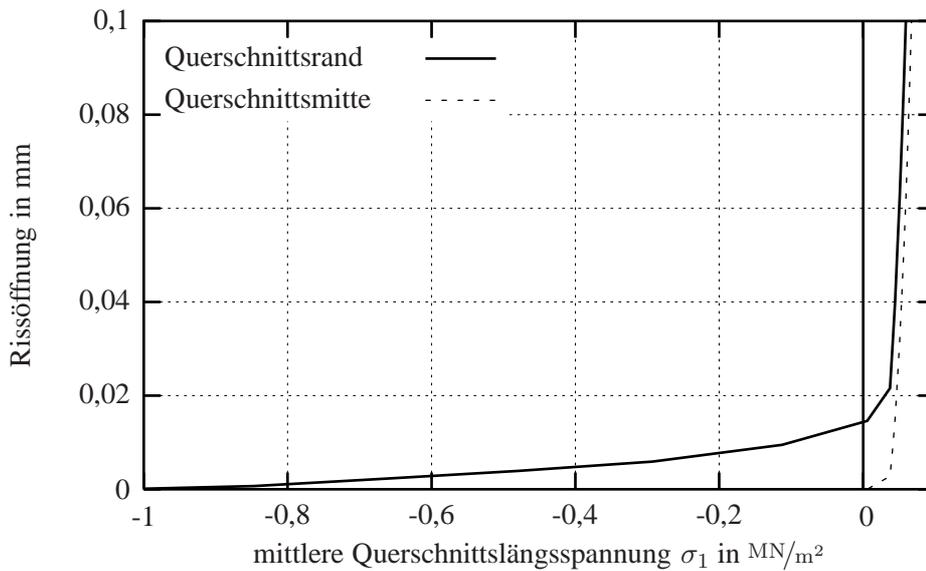


Abbildung 5.3: Öffnen des Risses in Querrichtung des Steges

5.2.2 Bestimmung der Parameter Verkehrsbelastung, ständiges Moment M_{st} und Vorspannung P_{dir}

Aufgrund der geringen Verkehrsbelastung dieses Bauwerks und der guten Querverteilung des Querschnitts führt die Annahme, dass die volle, aus dem Ermüdungslastmodell 3 resultierende Belastung auf den halben Querschnitt wirkt, hier zu einer zu großen Verkehrsbelastung. Die Auswertung der Messdaten in Kapitel 2.4 zeigt jedoch, dass die Dehnungsdoppelamplituden des Aufnehmers D2 nahezu unabhängig vom herrschenden Grundmoment M_0 sind (siehe Abbildung 2.14). Sie hängen somit allein von der in diesem Zeitintervall aufgetretenen maximalen Verkehrsbelastung ab. Deshalb wird diese Größe dazu verwendet, um die tatsächliche Verkehrsbelastung zu bestimmen. In der Simulation wird über den gesamten Bereich der aufgetretenen Grundmomente M_0 eine Verkehrsbelastung mit konstanter Doppelamplitude des Moments aufgebracht. Dazu wird beim minimalen Grundmoment (Zustand I) die Verkehrsbelastung so angesetzt, dass die rechnerische Dehnungsdoppelamplitude des Aufnehmers D2 mit der gemessenen übereinstimmt. Diese Bestimmung der tatsächlichen Verkehrsbelastung erfolgt zusammen mit der Ermittlung der Berechnungsparameter ständiges Moment M_{st} und statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung P_{dir} . Die Kalibrierung des Systems erfolgt somit über drei Parameter, weshalb bei diesem Bauwerk der Vergleich der rechnerischen und gemessenen Dehnungs- und Rissdoppelamplituden notwendig ist. Die beiden folgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse für die Parameter, bei denen die beste Übereinstimmung vorhanden ist.

In Abbildung 5.4 erkennt man, dass auch in der Berechnung trotz einer konstanten Verkehrsbelastung die Dehnungsdoppelamplituden bei steigendem Grundmoment leicht abnehmen, wobei die rechnerischen und die gemessenen Doppelamplituden im gesamten Bereich gut übereinstimmen. Die Abnahme ist auf das Öffnen des Risses und die damit verbundene Verschiebung des Schwerpunkts im Rissquerschnitt zurückzuführen.

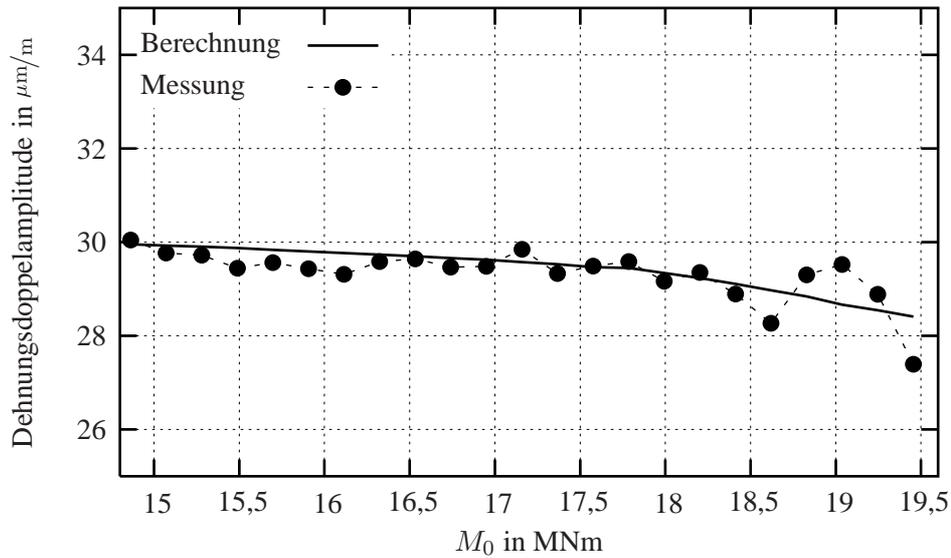


Abbildung 5.4: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Dehnungsdoppelamplituden des Aufnehmers D2

Für den Vergleich der rechnerischen und gemessenen Rissdoppelamplituden werden die vorher beschriebenen zweidimensionalen Finite Elemente Modelle rechnerisch gekoppelt. Abbildung 5.5 macht deutlich, dass mit dieser Modellierung das in der Messung festgestellte Rissverhalten gut wiedergegeben werden kann.

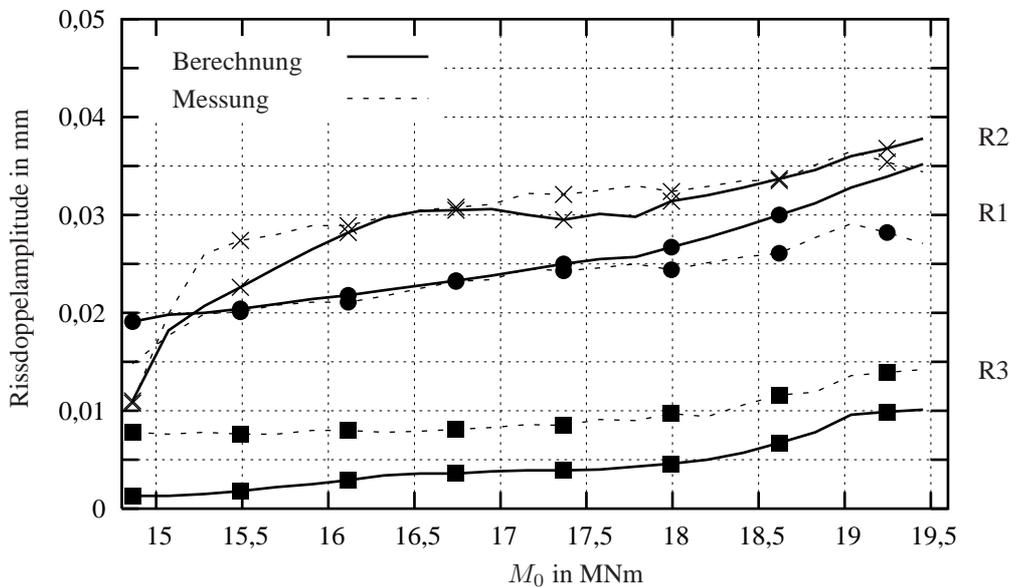


Abbildung 5.5: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Rissdoppelamplituden

Bei den Aufnehmern R1 und R2 stimmen über den gesamten Bereich des aufgetretenen Grundmoments M_0 die Rissdoppelamplituden sowohl qualitativ als auch quantitativ gut überein. Beim Aufnehmer R3 zeigt sich in der Berechnung nur ein zur Messung ähnliches Verhalten der Amplitudenzunahme. Die größenmäßige Abweichung ist vermutlich auf ein bei den Messwerten vorhandenes Rauschen zurückzuführen, das bei den Aufnehmern mit sehr geringen maximalen Rissdoppelamplituden die tatsächlich vorhandene Rissänderung übersteigt und deshalb hier den Messwert vergrößert. Da die überproportionale Zunahme der Doppelamplituden in Messung und Berechnung bei gleichem Grundmoment beginnt, kann auch in der Höhenlage dieses Aufnehmers von einer guten Darstellung des Rissverhaltens in der Berechnung ausgegangen werden. Mit den angesetzten Berechnungsparametern kann somit das wirkliche Verhalten gut wiedergegeben werden. Nachfolgend sind die über die Finite Elemente Simulation bestimmten Eingangswerte im Vergleich zu den Werten der ursprünglichen statischen Berechnung angegeben:

$$P_{dir,0,vorh} = 0,7 \cdot P_{dir,0} \quad (5.2)$$

$$M_{st,vorh} = M_{st} + 2,2 \text{ MNm} \quad (5.3)$$

Die Ursache für die deutlich reduzierte Vorspannwirkung kann auf die dokumentierten, großen Probleme beim Vorspannen dieses Spannsystems zurückgeführt werden. Aufgrund des Keilsystems rutschten teilweise einzelne Drähte, wodurch besonders im Bereich der Kopplung diese Reduzierung der Vorspannkraft aufgetreten sein kann. Der Unterschied beim ständigen Moment deutet auf eine in geringerem Umfang aufgetretene Momentenumlagerung in diesem Bereich des Bauwerks hin.

5.2.3 Ergebnisse der Simulation

Nach der im vorherigen Abschnitt beschriebenen Bestimmung der Eingangsparameter können weitere Querschnittseffekte rechnerisch untersucht werden. Abbildung 5.6 zeigt für die in der Messung vorhandenen Grundmomente die rechnerisch ermittelten Rissöffnungen ohne Verkehrsbelastung. Sie liegen für alle untersuchten Querschnittsbereiche unter 0,1 mm. Außerdem erkennt man beim Aufnehmer R2 den Effekt, der zu den größeren Rissdoppelamplituden als bei R1 führt. Bei einem Grundmoment $M_0 = 16$ bis 16,5 MNm treten in dieser Steghöhe mittlere Druckspannungen von $-0,9$ bis 0 MN/m^2 auf. Dies führt aufgrund des Einflusses der Querrichtung zu einer Öffnung des Risses an der Stegaußenseite (siehe Abbildung 5.3), die schneller verläuft als die Zunahme der Rissbreite an der Stegunterseite. Wie in Abbildung 5.5 gezeigt, sind deshalb beim Aufnehmer R2 größere Rissdoppelamplituden vorhanden. Die Rissöffnung liegt aber trotz größerer Doppelamplituden deutlich unterhalb des Wertes am Messpunkt R1.

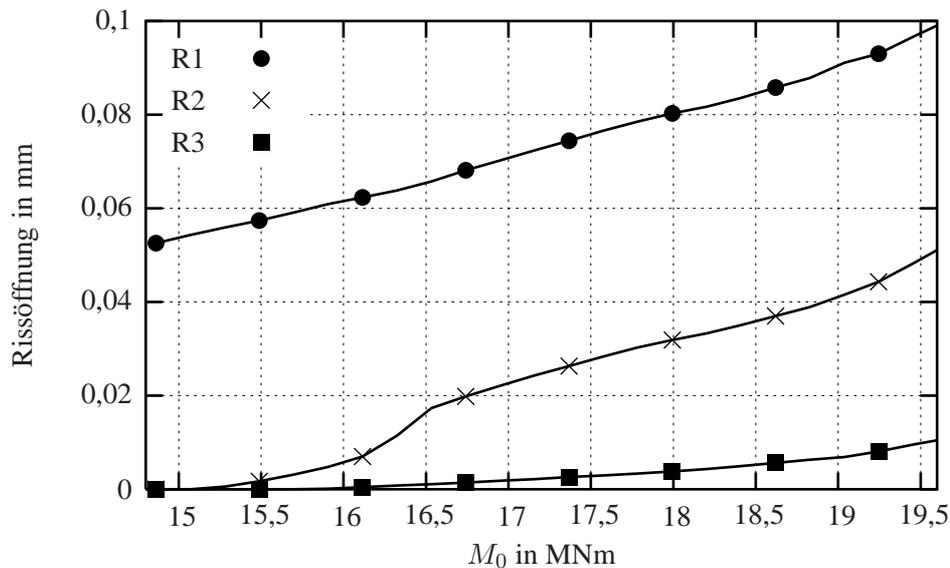
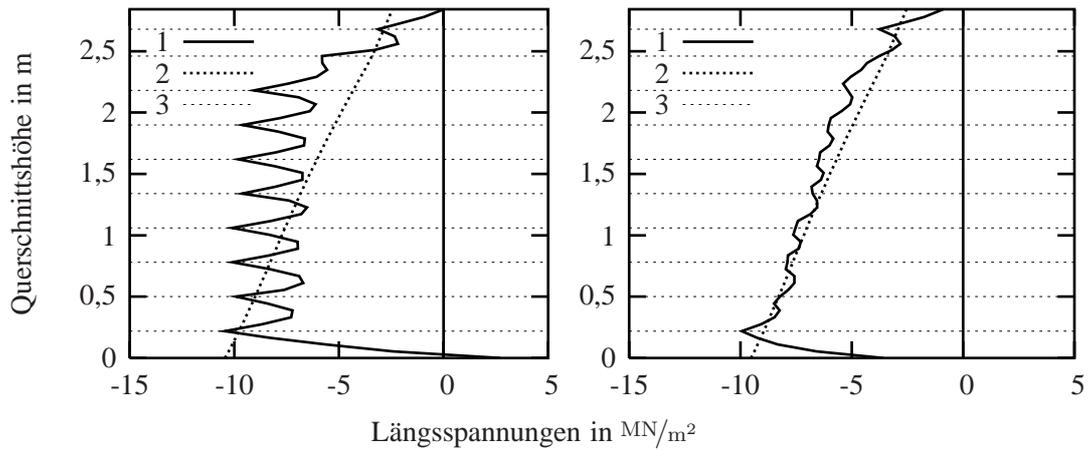


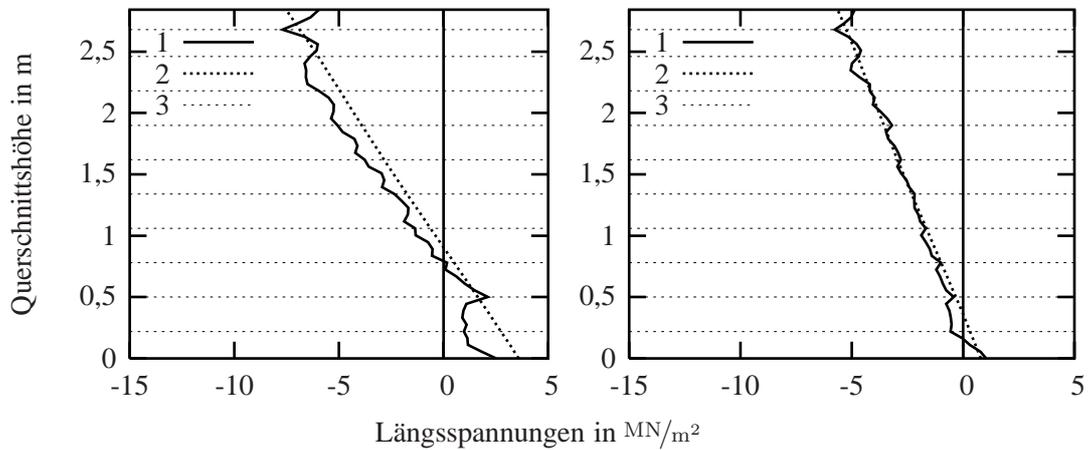
Abbildung 5.6: Rechnerische Rissöffnung (ohne Verkehrsbelastung)

In Abbildung 5.7 ist die zeitliche Entwicklung der Längsspannungen im Beton zum einen im Bereich der Spanngliedkopplung und zum anderen in einem ungestörten Bereich, in dem die Bernoulli-Hypothese gültig ist, dargestellt. Es zeigt sich, dass nach dem Anspannen des 3. Bauabschnitts im Bereich der Abschnittsgrenze die Spannungen besonders im unteren Querschnittsbereich von der Rechenannahme abweichen (siehe Abbildung 5.7 a). Dies ist auf die Effekte der konzentriert eingeleiteten Vorspannkraft zurückzuführen. Durch das Anspannen des nächsten Abschnitts gleicht sich die Spannungsverteilung dem eines kontinuierlich vorgespannten Systems etwas an. Jedoch ist in Abbildung 5.7 b am unteren Querschnittsrand weiterhin eine deutliche Abweichung zu erkennen. Die gegenüber den ursprünglichen Rechenannahmen verminderte Vorspannkraft führt an dieser Koppelfuge beim Aufbringen der Schnittgrößen zu Zugspannungen an der Unterseite des Querschnitts, die den Riss hervorgerufen haben können. Da der Querschnitt an der Koppelfuge in der Modellierung keine Zugspannungen aufnehmen kann und diese somit nur über den Verbund übertragen werden, sind in Abbildung 5.7 c im unteren Querschnittsbereich die berechneten Zugspannungen aufgrund der Nähe zum geöffneten Riss geringer als im Bernoulli-Bereich. Die Schnittgrößenumlagerungen mindern diese Zugspannungen bis zum Zeitpunkt der Messung ab. Jedoch kann man in Abbildung 5.7 d erkennen, dass unter der ständig vorhandenen Momentenbelastung M_{st} der Riss am unteren Querschnittsrand weiterhin geöffnet ist. Die Abweichungen in der Spannungsverteilung zwischen dem Bernoulli-Bereich und dem Koppelfugenbereich sind zu diesem Zeitpunkt gering. Aufgrund der guten Verteilung der Kopplungen über die Querschnittshöhe zeigt sich hier, dass durch die Effekte aus Kriechen und Schwinden zum Zeitpunkt der Messung die Spannungen in der Koppelfuge nahezu mit den Werten des Bernoulli-Bereichs übereinstimmen.



a) Anspannen 3. Bauabschnitt

b) Anspannen 4. Bauabschnitt



c) Aufbringen der Schnittgrößen
(ständige Lasten)

d) Zeitpunkt der Messung
(Belastung: ständige Lasten)

- 1 Längsspannungen im Bereich der Spanngliedkopplungen
(0,1 m links von der Koppelfuge im 3. Bauabschnitt)
- 2 Längsspannungen im ungestörten Bereich (Bernoulli-Hypothese)
(3,0 m links von der Koppelfuge im 3. Bauabschnitt)
- 3 Spanngliedlagen

Abbildung 5.7: Zeitliche Entwicklung der Längsspannungen im Beton

Durch das abschnittsweise Bauen und die damit verbundene Kopplung der Spannglieder werden die Vorspannungsverluste im Bereich der Abschnittsgrenzen stark beeinflusst. Im Unterschied zu vergleichbaren Bauwerken ist die Vorspannkraft der einzelnen Spannglieder bei dieser Brücke am Anfang des später hergestellten Abschnitts (4. Bauabschnitt) trotz der Reibungsverluste größer als am Ende des 3. Bauabschnitts. Nur in Summe ist dort aufgrund der geringeren Spanngliedanzahl die Wirkung der Vorspannung geringer. Dies führt beim Anspannen des 4. Abschnitts dazu, dass die schon vorgespannten und verpressten Spannglieder des vorherigen Brückenabschnitts nachgespannt werden. Dieser Effekt lässt sich bei den aufgetretenen Verlusten aus Kriechen, Schwinden und Relaxation erkennen (siehe Abbildung 5.8). Direkt vor der Koppelfuge gehen durch das Nachspannen besonders in der Spanngliedlage 1 die Verluste scheinbar zurück. Im 4. Bauabschnitt, wo dieser Effekt nicht auftritt, erhöhen sich bei diesem System der Spanngliedkopplung die Vorspannungsverluste in der günstigen Lage 1 um ca. 9 % und in der ungünstigen Lage 7 um ca. 20 %. Die Spanngliedlage 1 befindet sich 0,22 m und Lage 7 1,90 m oberhalb des unteren Querschnittsrandes (siehe Tabelle A.3 und Abbildung A.2).

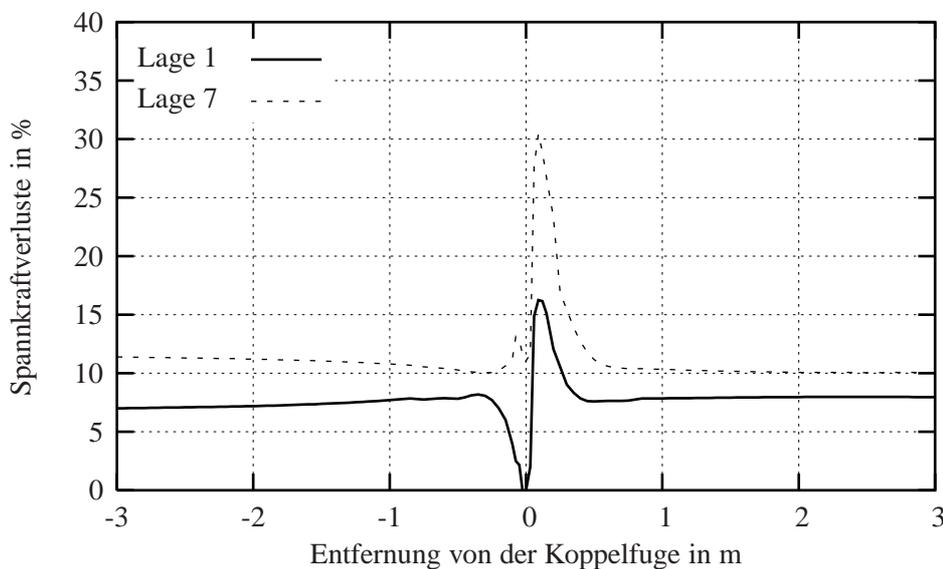


Abbildung 5.8: Verlauf der Verluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation in den Spanngliedern der Lage 1 und 7 zum Zeitpunkt der Messung

Bei einer angesetzten Lebensdauer von 100 Jahren reduziert sich mit der verwendeten Kriechfunktion vom Zeitpunkt der Messung an die Vorspannung im Kopplungsbereich maximal um weitere 3 % der Ausgangsspannung (siehe Abbildung 5.9). Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Kriechfunktionen für dieses Betonalter nicht kalibriert sind, sondern die Werte aus Versuchsergebnissen mit deutlich kürzeren Standzeiten extrapoliert sind. Bei der Lage 1 werden beim Anspannen des 4. Bauabschnitts durch die Umlagerung der Spannungen im Querschnitt, die durch die Verminderung des Effekts der lokalen Lasteinleitung hervorgerufen werden, im 3. Bauabschnitt die Spanngliedspannungen wieder erhöht. Dadurch werden die Vorspannungsverluste hier reduziert. Die unterschiedlichen Verluste in den ungestörten Bereichen der beiden Lagen sind auf die Differenz in der Vorspannkraft zwischen dem 3. und 4. Bauabschnitt zurückzuführen.

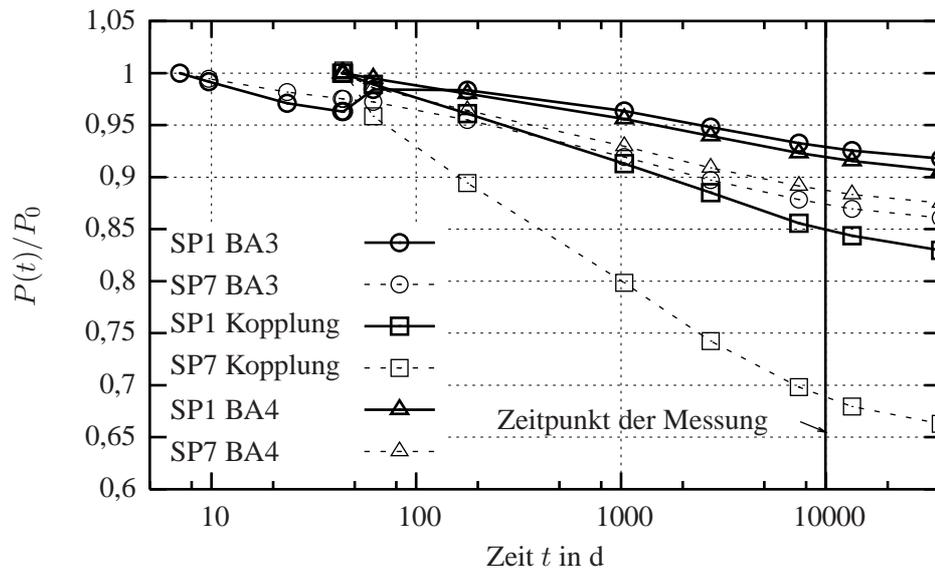


Abbildung 5.9: Zeitlicher Verlauf der Verluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation in den Spanngliedern der Lage 1 und 7

5.3 Brücke B

Bei diesem Bauwerk ist ein genauer zeitlicher Ablauf der Herstellung nicht bekannt. Aus diesem Grund wird ein Bauverlauf analog zur Brücke A angenommen (siehe Tabelle 5.2).

Tabelle 5.2: Simulierter zeitlicher Ablauf der Herstellung in Bauabschnitten

Zeitpunkt	Alter in d
Betonieren BA 1	0
Beginn des Schwindens BA 1	1
Vorspannen BA 1	7
Verkeilen, Verpressen BA 1	8
Betonieren BA 2	37
Beginn des Schwindens BA 2	38
Vorspannen BA 2	43,5
Verkeilen, Verpressen BA 2	44,5
Schnittgrößen $M_{g1,0} + M_{\Delta g,0} + M_{P,ind,0}$	45
Beginn der Verkehrsbelastung	150

5.3.1 Bestimmung der Parameter ständiges Moment M_{st} und Vorspannung P_{dir}

Die in Abbildung 5.10 dargestellten, gemessenen Rissdoppelamplituden werden über eine Mittelwertbildung für die einzelnen Klassen des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v bestimmt. Aufgrund des tageszeitlich und im Jahresverlauf schwankenden Schwerverkehrsaufkommens sind dabei auch Zeitintervalle enthalten, deren Rissdoppelamplitude durch ein Schwerlastfahrzeug erzeugt wurde, das eine geringere Gesamtmasse als den zulässigen Wert von 44 t aufweist. Um diesen Effekt näherungsweise zu berücksichtigen, wird bei der Bestimmung der rechnerischen Doppelamplituden die Belastung durch das Fahrzeug des Ermüdungslastmodells 3 nach [15] (entspricht 48 t Gesamtmasse) auf 80 % abgemindert. Das weitere Vorgehen bei der Querschnittssimulation und dem Vergleich der rechnerischen und gemessenen Rissdoppelamplituden findet sich in Abschnitt 5.1.1.

Der Vergleich in Abbildung 5.10 zeigt, dass das Rissverhalten des Aufnehmers R2, der sich im unteren Stegbereich befindet, in der Berechnung gut simuliert werden kann. Beim Aufnehmer R3 in Höhe der untersten Spanngliedlage nehmen in der Berechnung die Doppelamplituden etwas später zu, jedoch stimmen nach diesem Punkt die Ergebnisse zwischen Messung und Berechnung ebenfalls gut überein. Bei den dargestellten Rissdoppelamplituden werden in der Simulation die folgenden Parameter verwendet:

$$P_{dir,0,vorh} = 0,6 \cdot P_{dir,0} \quad (5.4)$$

$$M_{st,vorh} = M_{st} + 1,7 \text{ MNm} \quad (5.5)$$

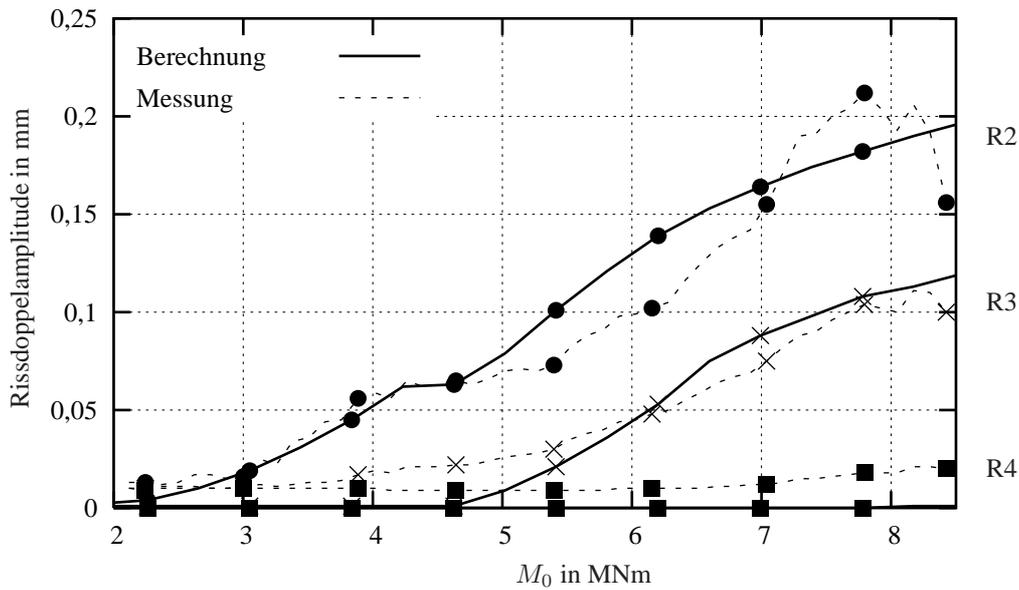


Abbildung 5.10: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Rissdoppelamplituden

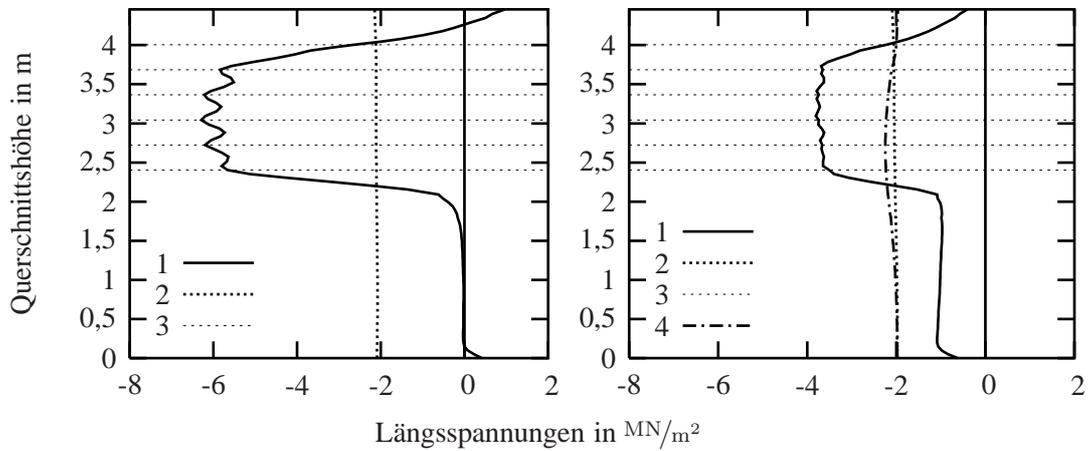
Unter Ansatz höherer Anteile der statisch bestimmten Wirkung der Vorspannung P_{dir} vergrößert sich der Abstand der Dekompressionspunkte der Aufnehmer R2 und R3, wodurch kein Zustand gefunden werden kann, der die Ergebnisse der Messung wiedergibt. Deshalb muss bei diesem Bauwerk von diesen gravierenden Vorspannungsverlusten ausgegangen werden. Beim Aufnehmer R4 können die Rissdoppelamplituden rechnerisch nur unzureichend abgebildet werden. Zurückzuführen ist dies zum Teil auf die Berechnungsannahmen, die aufgrund der Modellierung der Fahrbahnplatte das Tragverhalten in der Nähe der Querschnittsoberseite nicht ausreichend darstellen. Zusätzliche Abweichungen treten besonders im Bereich mit kleinen Doppelamplituden durch das Rauschen in den Messwerten auf. Wenn der Riss überdrückt ist, liegen durch diesen Effekt die Werte der Messung für alle Aufnehmer über den Rechenergebnissen. Bei Aufnehmer R4 sind die Auswirkungen über den gesamten Messbereich erkennbar. Die gute Übereinstimmung der Aufnehmer R2 und R3 nach dem Öffnen des Risses lässt jedoch darauf schließen, dass mit den verwendeten Parametern das wirkliche Tragverhalten des Querschnitts wiedergegeben wird.

5.3.2 Ergebnisse der Simulation

In Abbildung 5.11 ist die zeitliche Entwicklung der Längsspannungen im Beton im Bereich der Koppelfuge 1 und eines ungestörten Bereichs im 1. Bauabschnitt, in dem die Bernoulli-Hypothese gültig ist, eingezeichnet. Außerdem sind ab der Abbildung 5.11 b auch die Betonspannungen des Messquerschnitts enthalten.

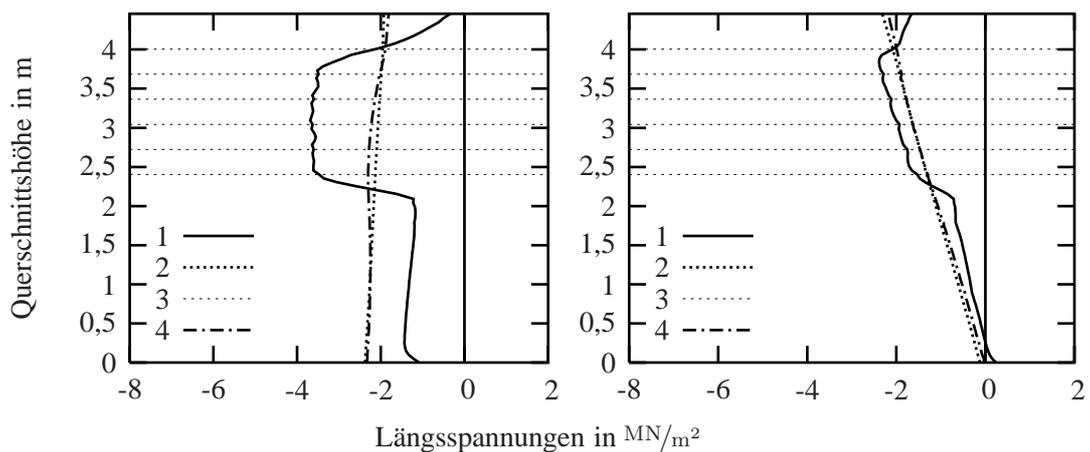
Im Bereich der Koppelfuge weichen die Spannungen nach dem Anspannen aufgrund der hohen Lage der Spannglieder gravierend von denen des Vergleichsquerschnitts ab (siehe Abbildung 5.11 a). Im unteren Querschnittsbereich sind die Druckspannungen nahezu gleich Null, im Bereich der Spannglieder dagegen um einen Betrag von bis zu $4,0 \text{ MN/m}^2$ höher als im

Bernoulli-Bereich. Dieser Effekt ist auf die konzentrierte Anordnung der Spannglieder zurückzuführen, die bei neuen Brücken nicht mehr angewendet wird.



a) Anspannen 1. Bauabschnitt

b) Anspannen 2. Bauabschnitt

c) Aufbringen der Schnittgrößen
(ständige Lasten)d) Zeitpunkt der Messung
(Belastung: ständige Lasten)

- 1 Längsspannungen im Bereich der Spanngliedkopplungen
(0,2 m links von der Koppelfuge im 1. Bauabschnitt)
- 2 Längsspannungen im ungestörten Bereich
(7,5 m links von der Koppelfuge im 1. Bauabschnitt)
- 3 Spanngliedlagen
- 4 Längsspannungen im Messquerschnitt
(4 m rechts von der Koppelfuge im 2. Bauabschnitt)

Abbildung 5.11: Zeitliche Entwicklung der Längsspannungen im Beton

Durch das Anspannen des nächsten Bauabschnitts werden die Effekte der lokalen Lasteinleitung reduziert, jedoch unterschieden sich die Spannungen im Kopplungsabschnitt weiterhin deutlich vom ungestörten Bereich (siehe Abbildung 5.11 b). Im Messquerschnitt sind die Auswirkungen des abschnittswise Bauens nahezu abgeklungen, nur im Bereich der untersten Spanngliedlage herrschen leicht höhere Druckspannungen. Das Aufbringen der ständigen Lasten verändert den Spannungszustand in allen betrachteten Querschnittsbereichen aufgrund der Nähe zum rechnerischen Momentennullpunkt nur geringfügig (siehe Abbildung 5.11 c). Durch die Langzeiteffekte bis zum Zeitpunkt der Messung gleichen sich auch im Kopplungsquerschnitt die Spannungen langsam an den Bernoulli-Bereich an (siehe Abbildung 5.11 d). Sie unterscheiden sich jedoch weiterhin um ca. $0,5 \text{ MN/m}^2$. Im Messquerschnitt herrschen zu diesem Zeitpunkt nahezu die Spannungen des ungestörten Bereichs. Nur im unteren Querschnittsbereich sind etwas geringere Druckspannungen vorhanden.

Somit kann auch bei diesen Bedingungen, die aufgrund der hohen Spanngliedlage sehr ungünstig sind, festgestellt werden, dass sich in einem Abstand, der der Höhe des Querschnitts entspricht, der Einfluss des Störbereichs (Lasteinleitung) minimiert.

In Abbildung 5.12 ist der zeitliche Verlauf der Vorspannungsverluste zum einen im Kopplungsbereich und zum anderen in ungestörten Bereichen des 1. und 2. Bauabschnitts dargestellt. Man erkennt, dass die Verluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation in den beiden Abschnitten nach ca. 200 Tagen trotz des unterschiedlichen Betonalters nahezu identisch sind. Im Kopplungsbereich treten bei der verwendeten Kriechfunktion nach 100 Jahren Verluste auf, die um ca. 8 % höher liegen als im ungestörten Bereich. Bei einer Lebensdauer von 100 Jahren nehmen sie ab dem Messzeitpunkt nur noch um ca. 1 % in allen betrachteten Bereichen zu. Es kann also nahezu von einem konstanten Spannungsniveau ab diesem Zeitpunkt ausgegangen werden.

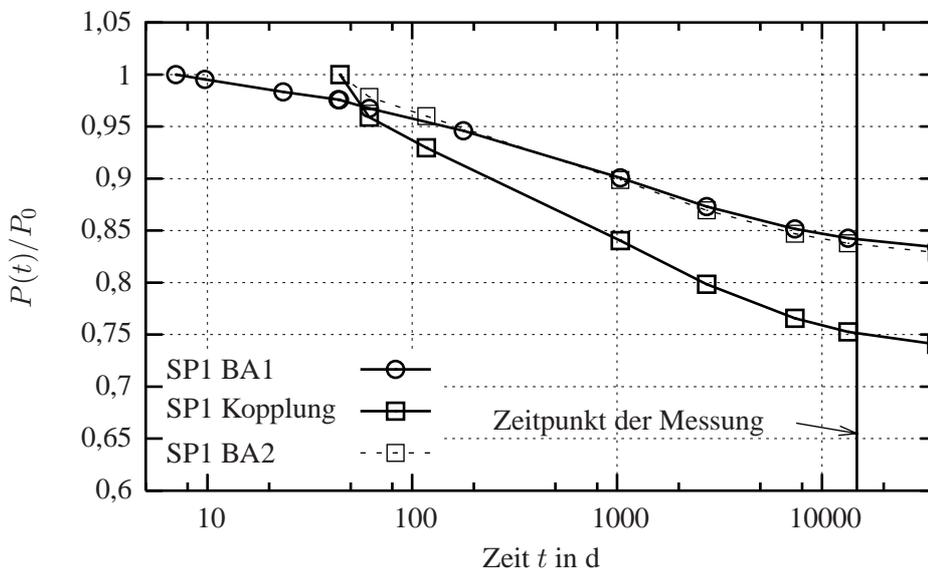


Abbildung 5.12: Zeitlicher Verlauf der Verluste in der untersten Spanngliedlage

Abbildung 5.13 zeigt den Verlauf der Vorspannungsverluste in der untersten Spanngliedlage. Die sprunghaften Veränderungen im Bereich von 4 m vor und hinter der Koppelfuge sind auf die Modellierung der Querschnittsverbreiterung zurückzuführen. Das bei diesem Bauwerk verwendete Spannsystem weist im zuerst hergestellten Bauabschnitt keine Änderung der Spanngliedfläche auf, da die gesamte Kopplung hinter der Fuge liegt. Deshalb treten hier durch diesen Effekt keine zusätzlichen Verluste auf. Das Anspannen des nächsten Bauabschnitts führt jedoch dort zu Spannungsumlagerungen im Querschnitt, wodurch direkt vor der Koppelfuge die Verluste zurückgehen.

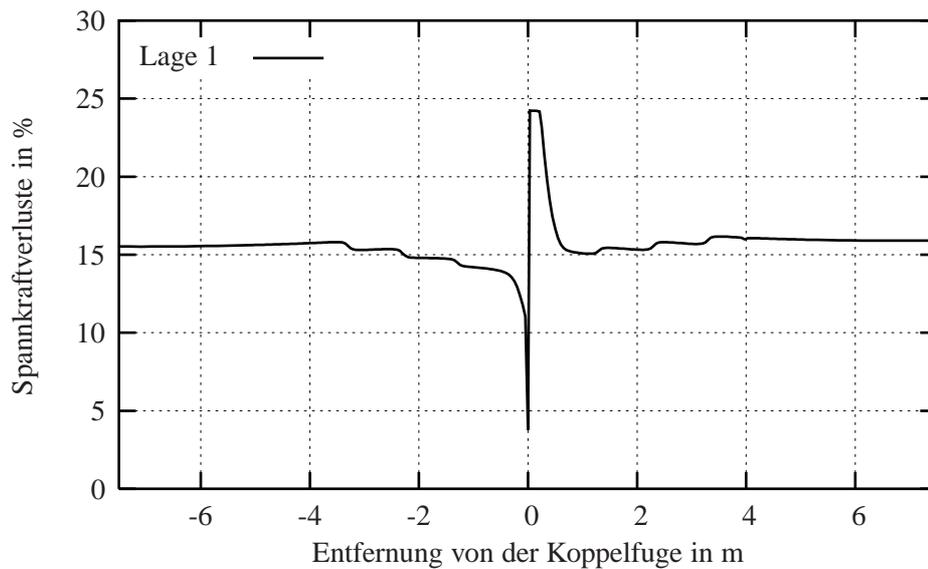


Abbildung 5.13: Verlauf der Verluste in der untersten Spanngliedlage zum Zeitpunkt der Messung

6 Beurteilung der Ermüdungssicherheit der Messquerschnitte

6.1 Brücke A

6.1.1 Beurteilung der Ermüdungsbruchgefährdung des Betons

Die Beurteilung der Gefährdung hinsichtlich eines Betonermüdungsbruchs wird direkt in der Finite Elemente Simulation des Koppelfugenquerschnitts (siehe Abschnitt 5.2) durchgeführt. Der Tragwiderstand beim Nachweis gegen Ermüdung kann dabei aufgrund der Modellierung nicht durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{c,fat} = 1,5$ dividiert werden. Diese Sicherheit wird durch die Erhöhung der zyklischen Belastung um diesen Faktor berücksichtigt. Als Verkehrsbelastung werden die Doppelamplituden des Betondehnungsmesspunktes D2 verwendet. Diese werden in Klassen eingeteilt und mit der aus der Messung auf 100 Jahre extrapolierten Anzahl an Wiederholungen in der Simulation als zyklische Last (multipliziert mit $\gamma_{c,fat} = 1,5$) aufgebracht. Ein Ermüdungsversagen des Betons würde sich dann durch eine überproportionale Zunahme der plastischen Dehnungen zeigen (vergleiche Abschnitt 4.2.3). Bei einer Simulation bis zu einer Lebensdauer von 100 Jahren tritt im Bereich der Koppelfuge dieser Effekt nicht auf. Deshalb kann bei diesem Querschnitt davon ausgegangen werden, dass für den Beton das Ermüdungsrisiko bei einer Lebensdauer von 100 Jahren und der angesetzten Verkehrsbelastung gering ist.

6.1.2 Betriebsfestigkeitsnachweis der Spanngliedkopplungen

Mit der Simulation der Koppelfuge in Abschnitt 5.2 wird das Tragverhalten und somit auch die Grundmomentbeanspruchung M_0 , sowie die vorhandene statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung P_{dir} ermittelt. Aufgrund der vorhandenen Belastung des Querschnitts ist die Gefahr einer Ermüdung des Werkstoffs in der untersten Spanngliedlage am größten. Deshalb wird für diese Lage die Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung mit den Simulationsergebnissen ermittelt, indem auf das Modell der Finite Elemente Berechnung schrittweise ein Moment aufgebracht wird. Die sich dabei ergebenden Spannungen in der Kopplung werden auf die Fläche des Spanngliedes umgerechnet. Diese Beziehung ist in Abbildung 6.1 dargestellt.

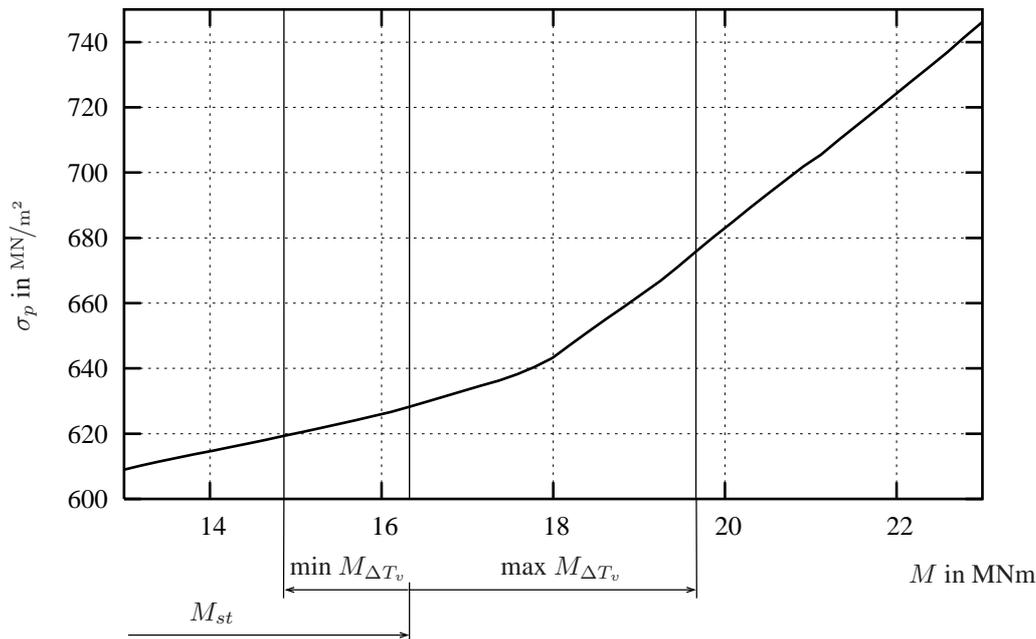


Abbildung 6.1: Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung für die unterste Spanngliedlage (auf die Spanngliedfläche umgerechnet)

Man erkennt, dass sich der Querschnitt für die ständige Belastung M_{st} noch im Zustand I befindet, jedoch durch die zusätzliche Belastung in Form eines positiven vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v in den Zustand II übergeht. In diesem Bereich nehmen die Spannungsschwingbreiten im Spannstahl $\Delta\sigma_p$ stark zu. Um diese Nichtlinearität zu berücksichtigen, werden die Spannungsänderungen für den Betriebsfestigkeitsnachweis in Abhängigkeit von der jeweils herrschenden Grundmomentbelastung bestimmt.

In Tabelle 2.1 sind die im Messzeitraum vorhandenen vertikalen Temperaturunterschiede ΔT_v und die dabei aufgetretenen Dehnungsdoppelamplituden des Aufnehmers D2 angegeben. Da sich dieser Messpunkt in einem ungerissenen Bereich befindet, können diese Amplituden als vom Grundmoment M_0 annähernd unabhängige Größe angesehen werden. Die Verkehrsbelastung im Messquerschnitt wird deshalb über die Dehnungsdoppelamplituden des Aufnehmers D2 bestimmt. Unter Ansatz dieser Belastung ergeben sich für eine Lebensdauer von 100 Jahren die in den Tabellen A.9 und A.10 angegebenen Einzelereignisse, die durch eine Lkw-Überfahrt hervorgerufen werden. Die Schwingspielzahlen $n_{E,ik}$ der Matrix $\mathbf{n}_{g,ik}$ erhält man über eine gleichmäßige Verteilung (Index g) der Gesamtanzahl der Dehnungsdoppelamplituden pro Klasse k auf die im Messzeitraum ermittelten Klassen i des Temperaturunterschieds ΔT_v . Dies bedeutet, dass in dieser ersten Auswertung die wirkliche Auftretenshäufigkeit der einzelnen Temperaturunterschiede nicht berücksichtigt wird.

Um die wirkliche Verteilung (Index w) von ΔT_v ebenfalls zu berücksichtigen, wird für die Ermittlung der Schwingspielzahlen $n_{E,ik}$ der Matrix $\mathbf{n}_{w,ik}$ (siehe Tabelle A.10) die Gesamtanzahl der Dehnungsdoppelamplituden pro Klasse k entsprechend der aufgetretenen Häufigkeit der Temperaturunterschiede ΔT_v auf die Klassen i verteilt. Damit wird die tatsächliche Bauwerksbelastung besser wiedergegeben und ein wirklichkeitsnaher Schädigungsgrad errechnet.

Die Temperaturunterschiede ΔT_v werden über die linear elastisch ermittelten Schnittgrößen (siehe Tabelle A.8) in ein zugehöriges Grundmoment M_0 umgerechnet. Mit der in Abbildung 6.1 dargestellten Beziehung werden dann für die Klassen i und die sich aus den Dehnungsdoppelamplituden der Klassen k ergebenden Verkehrsbelastungen die vorhandenen Spannungsschwingbreiten in der untersten Spanngliedlage ermittelt. Um die Unsicherheiten der Modellierung zu berücksichtigen, werden die Momente $M_{ik,min} = M_{0,i} - M_{q,min,k}$ bzw. $M_{ik,max} = M_{0,i} + M_{q,max,k}$ mit einem Sicherheitsbeiwert $\gamma = 1,1$ multipliziert. Die sich daraus ergebenden Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_p$ sind in der Matrix σ_{ik} zusammengefasst und in Tabelle A.11 angegeben.

Für die Schadensberechnung ist nach *DIN-Fachbericht 102* [16] die Wöhlerlinie der Spanngliedkopplungen (siehe Abbildung 3.17 und Tabelle 3.3) durch den Sicherheitsbeiwert $\gamma_{s,fat} = 1,15$ zu dividieren. Somit ergeben sich die Bruchschwingspielzahlen (Matrix $N_{R,ik}$) der Spannungsschwingbreiten in Matrix σ_{ik} wie folgt:

$$N_{R,ik} = \begin{cases} k_2 \cdot \left(-\log \sigma_{ik} + \log \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} + \frac{\log N^*}{k_2} \right) & \text{für } \sigma_{ik} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \\ k_1 \cdot \left(-\log \sigma_{ik} + \log \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} + \frac{\log N^*}{k_1} \right) & \text{für } \sigma_{ik} > \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \end{cases} \quad (6.1)$$

Mit den oben aufgeführten Eingangswerten kann der Schädigungsgrad der Spanngliedkopplung folgendermaßen bestimmt werden:

$$D = \sum_{i=1}^{24} \sum_{k=1}^6 \frac{n_{E,ik}}{N_{R,ik}} < D_{lim} = 1 \quad (6.2)$$

Dabei ist:

D Schädigungsgrad

$n_{E,ik}$ Schwingspielzahl eines Beanspruchungsblocks der Klasse i des Grundmoments M_0 bzw. des Temperaturunterschieds ΔT_v und der Klasse k der Verkehrsbelastung der Dehnungsdoppelamplitude des Aufnehmers D2

$N_{R,ik}$ Bruchschwingspielzahl der Spannungsschwingbreite der Klasse ik

Damit ergeben sich für die Schwingspielzahlen der Matrizen $\mathbf{n}_{g,ik}$ und $\mathbf{n}_{w,ik}$ die folgenden Schädigungsgrade für eine Betriebsdauer von 100 Jahren und eine Verkehrsbelastung, die der des Messzeitraums entspricht:

$$D_g = 0,93 = 93 \% \quad (6.3)$$

$$D_w = 0,45 = 45 \% \quad (6.4)$$

Für beide Aufteilungen der Einzelereignisse auf die Klassen des Temperaturunterschieds ist die geforderte Grenzschädigung eingehalten. Jedoch erkennt man, dass durch die wirklich-

keitsnahe Berücksichtigung der Temperaturbelastung der Schädigungsgrad in diesem Beispiel deutlich reduziert werden kann. Somit ist bei einer Verkehrsbelastung, die der des Messzeitraums entspricht, für diese Koppelfuge bei einer Betriebsdauer von 100 Jahren die Gefährdung hinsichtlich eines Ermüdungsbruchs der Spanngliedkopplung gering.

6.2 Brücke B

6.2.1 Beurteilung der Ermüdungsbruchgefährdung des Betons

Die Beurteilung der Ermüdungsgefährdung des Betons wird ebenfalls mit Hilfe der Simulation des Querschnitts durchgeführt (siehe Abschnitt 5.3). Die Sicherheiten werden, wie in Abschnitt 6.1.1 beschrieben, berücksichtigt. Als Verkehrslast (inkl. $\gamma_{c,fat} = 1,5$) wird das Ermüdungslastmodells 3 nach [15] mit der Anzahl der Lastzyklen nach Tabelle 3.1 angesetzt. Mit dieser Belastung tritt bei einer Berechnung bis zu einem Bauwerksalter von 100 Jahren keine überproportionale Zunahme der Betondehnungen und somit kein Ermüdungsversagen auf. Daher kann für diesen Querschnitt davon ausgegangen werden, dass das Risiko eines Ermüdungsbruchs im Beton durch die wechselnde Druckbelastung bei einer Lebensdauer von 100 Jahren gering ist.

6.2.2 Bestimmung des Schädigungsgrads des Beton- und Spannstahls zum Zeitpunkt der Messung

Allgemeines

Bei Brücke B soll analog zum Betriebsfestigkeitsnachweis der Schädigungsgrad der Bewehrung hinsichtlich Ermüdung zum Zeitpunkt der Messung bestimmt werden. Ein Nachweis für eine Lebensdauer von 100 Jahren wird hier nicht geführt, da bei diesem Bauwerk Schäden erkannt wurden, die diese Nutzungsdauer nicht zulassen.

Aufgrund des hohen Verkehrsaufkommens auf dieser Brücke muss davon ausgegangen werden, dass in den einzelnen Zeitintervallen der Langzeitmessung mehrere Schwerlastfahrzeuge das Bauwerk überqueren. Deshalb wird der Schädigungsgrad der Bewehrung dieses Brückenquerschnitts unter Verwendung des Ermüdungslastmodells 4 nach [23], jedoch mit einem Schwerverkehrsaufkommen, das auf Zählungen in [53] basiert, bestimmt. Die Verteilung des Aufkommens auf die fünf Lkw-Typen des Ermüdungslastmodells 4 ist für diese Autobahn in [74] angegeben. Mit der Modellierung wird die wirkliche Verkehrsbelastung genauer berücksichtigt als mit Lastmodell 3, weshalb so der Schädigungsgrad besser bestimmt werden kann. Die Verkehrszählung in [53] ergab im Jahre 1997 eine durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke von 10.989 Lastkraftwagen. Für die Bestimmung der benötigten Verkehrsstärken der weiteren Betriebsjahre wird eine jährliche Zu- bzw. Abnahme (für nachfolgende bzw. vorherige Jahre) des Verkehrsaufkommens von 2,5 % angesetzt. In der nachfolgenden Tabelle ist die verwendete Zusammensetzung des Verkehrs aus Standardfahrzeugen des Ermüdungslastmodells 4 bei der betrachteten Autobahn aufgeführt:

Tabelle 6.1: Zusammensetzung des Schwerverkehrs der betrachteten Autobahn nach [74]

Lkw-Typ	1	2	3	4	5
Anteil in %	20,7	2,1	39,6	11,4	26,2

Die Berechnung der Schädigungsgrade wird mit dem in der Simulation des Querschnitts ermittelten ständigen Moment M_{st} und der vorhandenen statisch bestimmten Wirkung der Vorspannung P_{dir} (siehe Abschnitt 5.3) durchgeführt. Zusätzlich werden die im Messzeitraum vorhandenen vertikalen Temperaturunterschiede ΔT_v nach Abbildung 2.17 verwendet und mit Hilfe der linear elastisch ermittelten Schnittgrößen (siehe Tabelle B.8) in ein zugehöriges Grundmoment M_0 umgerechnet.

Um den tatsächlichen Schädigungsgrad der Bewehrung zum Zeitpunkt der Messung zu erhalten, werden die Momente $M_{ik,min} = M_{0,i} - M_{q,min,k}$ bzw. $M_{ik,max} = M_{0,i} + M_{q,max,k}$ zur Bestimmung der Spannungsschwingbreiten mit einem Sicherheitsbeiwert $\gamma = 1,0$ multipliziert. Die Modellunsicherheiten werden somit nicht mit einer zusätzlichen Sicherheit beaufschlagt, da dies zu Schädigungsgraden führen würde, die auf der sicheren Seite liegen und somit nicht den wirklichen Zustand wiedergeben.

Für die Schadensberechnung werden die Wöhlerlinien des Spannstahls (siehe Abbildung 3.17) und des Betonstahls (siehe Abbildung 3.15) durch den Sicherheitsbeiwert $\gamma_{s,fat} = 1,15$ dividiert. Beim Betonstahl wird aufgrund einer geringen Chloridbelastung im Bereich der untersten Bewehrungslage der Wert $k_2 = 9$ nach Tabelle 3.3 verwendet.

Die Anzahl der Lastkraftwagen pro Lkw-Typ wird entsprechend der im Messzeitraum aufgetretenen Häufigkeit des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v auf die Klassen i des Temperaturunterschieds bzw. Grundmoments aufgeteilt.

Schädigungsgrad der untersten Spanngliedlage

In Abbildung 6.2 ist die Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung, die sich aufgrund der in Abschnitt 5.3 beschriebenen Querschnittssimulation ergibt, für die unterste Spanngliedlage im Messquerschnitt dargestellt. Damit werden die Spannungsschwingbreiten für die einzelnen Lkw-Typen des Ermüdungslastmodells 4 [23] bestimmt. Sie sind in Tabelle B.9 angegeben.

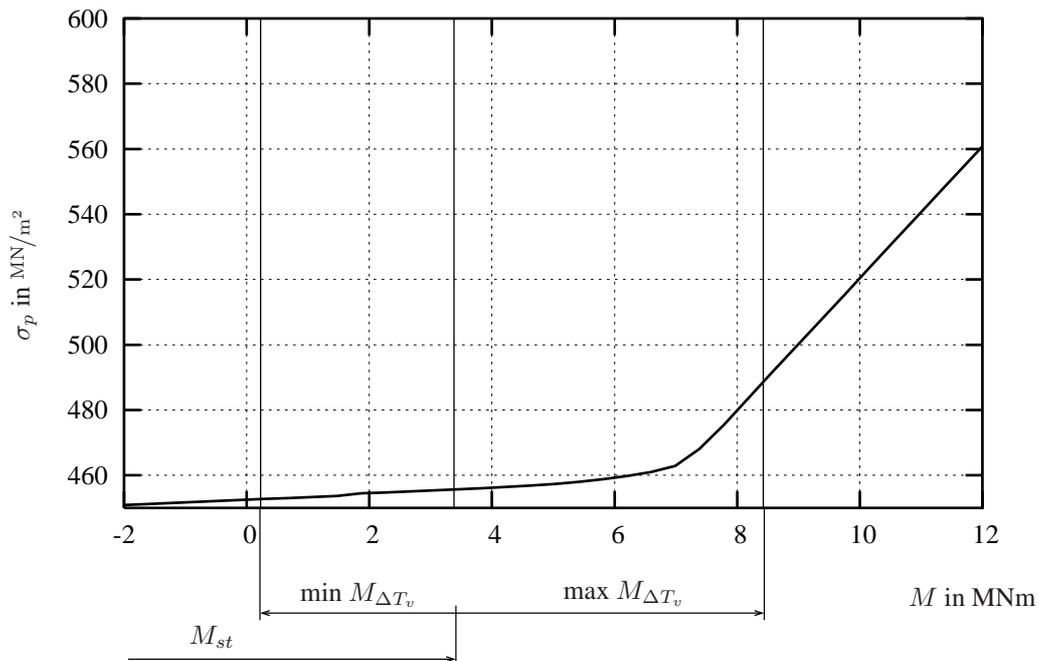


Abbildung 6.2: Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung für die unterste Spanngliedlage

Mit den vorher beschriebenen Annahmen erhält man für die unterste Spanngliedlage zum Zeitpunkt der Messung einen Schädigungsgrad von:

$$D = 0,07 = 7 \% \quad (6.5)$$

Die aufgetretene Schädigung in der untersten Spanngliedlage ist aufgrund des großen Abstands zur Querschnittsunterseite sehr gering. Eine Gefährdung hinsichtlich eines Ermüdungsbruchs der Spannglieder besteht somit zu diesem Zeitpunkt nicht.

Schadigungsgrad der untersten Bewehrungslage

Abbildung 6.3 zeigt die Momenten-Betonstahlspannungs-Beziehung für die unterste Bewehrungslage dieses Querschnitts. Die Beziehung wird ebenfalls direkt in der Finite Elemente Berechnung ermittelt. Die sich daraus ergebenden Spannungsschwingbreiten für die Schädigungsberechnung sind in Tabelle B.11 angegeben.

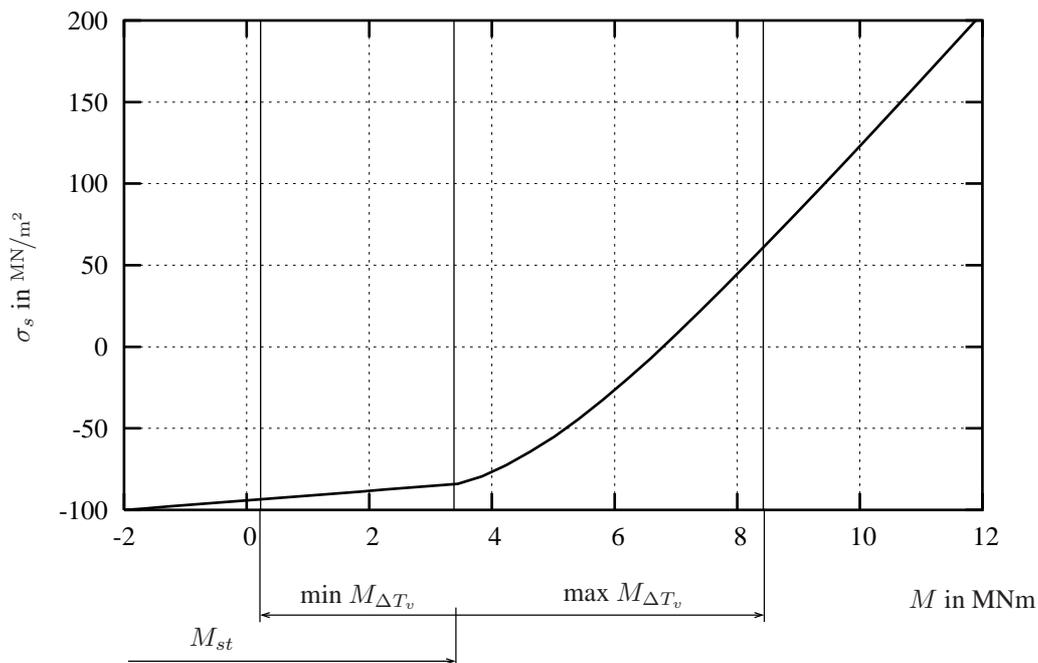


Abbildung 6.3: Momenten-Stahlspannungs-Beziehung für die unterste Bewehrungslage

Zum Zeitpunkt der Messung erhält man somit einen Schädigungsgrad der untersten Bewehrungslage von:

$$D = 0,98 = 98 \% \quad (6.6)$$

Es zeigt sich hiermit, dass bei der Betonstahlbewehrung ein hohes Risiko hinsichtlich eines Ermüdungsbruchs besteht. Die Ermüdungssicherheit ist deshalb nicht gegeben, und es muss bei diesem Querschnitt davon ausgegangen werden, dass eine planmäßige Betriebsdauer von 100 Jahren ohne Maßnahmen, die zu einer Reduzierung der Schwingbreiten führen, nicht möglich ist.

7 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wird ein Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Koppelfugenquerschnitten bestehender Spannbetonbrücken durch Langzeitmessungen vorgestellt.

Das Messverfahren zur Beobachtung des Querschnittstragverhaltens unter Betriebsbedingungen wird in Kapitel 2 beschrieben. Hierbei wird die veränderliche Temperaturbelastung des Bauwerks aus der Messung von ausgewählten Querschnittstemperaturwerten berechnet. Zur Beurteilung des Tragverhaltens ist außerdem die Ermittlung der vorhandenen Verkehrsbelastung notwendig. In der Arbeit werden dazu zwei Methoden vorgestellt. Bei weniger stark belasteten Bauwerken muss die Verkehrsbelastung explizit ermittelt werden. Dies erfolgt bei Brücke A über die Betondehnungsmessung in einem angrenzenden, ungerissenen Bereich. Bei sehr hohem Schwerverkehrsaufkommen wird davon ausgegangen, dass in jedem Zeitintervall von z. B. 5 Minuten das Bauwerk von einem schweren Lkw überquert wird (Brücke B), wodurch eine explizite Ermittlung nicht notwendig ist. Das Rissverhalten des Querschnitts wird durch die Messung der Rissbewegungen über die Höhe des Steges bestimmt. Durch die Kombination dieser Messgrößen kann das nichtlineare Verhalten der vorgespannten Querschnitte über die Ermittlung der Temperaturbelastung, die zu einer Zunahme der Rissdoppelamplituden unter der jeweiligen Verkehrsbelastung führt, nachvollzogen werden.

Eine direkte Messung der Schwingbreiten in den Spanngliedern oder Spanngliedkopplungen ist mit dem Verfahren jedoch nicht möglich, da versucht wird, das Bauwerk mit der Messung möglichst wenig zu schädigen. Ein Freilegen der Bewehrung zum Anbringen von Dehnungsmesspunkten scheidet deshalb bei der Wahl des Verfahrens aus. Um dennoch die Stahlspannungen zu untersuchen, werden die Rissquerschnitte mit der Methode der Finiten Elemente modelliert, und die Messergebnisse zur Kalibrierung der Simulation herangezogen. Die dabei verwendeten Materialmodelle für den Beton, den Beton- und Spannstahl sowie das Verbundverhalten sind in Kapitel 3 beschrieben. Die Überprüfung der Ansätze in Kapitel 4 zeigt, dass mit den Modellen das Langzeitverhalten gut wiedergegeben werden kann und sich die Ermüdungssicherheit der Querschnitte auf der sicheren Seite liegend beurteilen lässt.

Durch die Beobachtung der Rissöffnung über die Querschnittshöhe erhält man aus der Messung zusätzliche Informationen, die bei den Simulationsrechnungen in Kapitel 5 eine Aussage über die zum Zeitpunkt der Messung vorhandene statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung P_{dir} und die Momente aus ständigen Lasten M_{st} ermöglichen. Dazu werden die beiden Parameter in der Berechnung variiert bis die Ergebnisse der Simulation das Rissverhalten der Messung gut wiedergeben. Die Rissdoppelamplituden werden in der Simulation mit unterschiedlichen Ansätzen der Verkehrsbelastung für die beiden Querschnitte bestimmt. Bei Brücke A wird der Verkehr über den Vergleich der gemessenen und der rechnerisch ermittelten Dehnungsdoppelamplituden in der Simulation als Belastung aufgebracht. Bei Brücke B wird er aufgrund der großen Verkehrsbelastung als stationär angenommen, wodurch ein Belastungsmodell der

Normung verwendet werden kann. Es zeigt sich bei beiden Querschnitten, dass das gemessene Rissverhalten rechnerisch gut nachvollziehbar ist, und somit die Parameter statisch bestimmte Vorspannung P_{dir} und ständiges Moment M_{st} für die Beurteilung der Ermüdungsgefährdung bekannt sind. Bei beiden Messquerschnitten werden mit der Simulation sehr große Vorspannungsverluste festgestellt, und auch die ständige Belastung weicht bei beiden Querschnitten von den Annahmen der statischen Berechnungen ab.

Zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit werden die Simulationen mit den vorher bestimmten Parametern bis zu einem Alter von 100 Jahren durchgeführt. Für beide Brückenquerschnitte tritt dabei kein Ermüdungsversagen des Betons unter wechselnder Druckbelastung auf.

Die Ermüdungssicherheit der Bewehrung wird über die Momenten-Spannungs-Beziehung, die aus der Finite Elemente Berechnung gewonnen wird, bewertet. Für Brücke A wird mit dieser Beziehung und der ermittelten Verkehrsbelastung ein Betriebsfestigkeitsnachweis für die Spanngliedkopplungen durchgeführt. Bei einer Lebensdauer von 100 Jahren und einem Verkehr, der mit dem des Messzeitraums vergleichbar ist, ist die Schädigung in den Spanngliedkopplungen deutlich unter der Grenzschädigung. Deshalb ist die Gefährdung hinsichtlich eines Ermüdungsbruchs sehr gering.

Bei Brücke B wird ebenfalls die Momenten-Spannungs-Beziehung aus der Simulation verwendet, jedoch wird bei diesem Bauwerk der Schädigungsgrad der Bewehrung zum Zeitpunkt der Messung ermittelt. Als Verkehrsbelastung wird hier das Ermüdungslastmodell 4 verwendet. Dabei zeigt die vorgespannte Bewehrung keine nennenswerte Schädigung, die Betonstahlbewehrung hingegen weist einen Schädigungsgrad auf, der eine planmäßige Betriebsdauer von 100 Jahren ohne Maßnahmen, die zu einer Reduzierung der Schwingbreiten führen, nicht zulässt.

Das vorgestellte Verfahren ermöglicht eine wirklichkeitsnahe Beurteilung der Ermüdungssicherheit der Koppelfugenquerschnitte bestehender Spannbetonbrücken. Dadurch lassen sich die für Ertüchtigungen oder Sanierungen notwendige Finanzmittel gezielt einsetzen, wodurch der hohe Aufwand der Langezeitmessungen und der Querschnittssimulationen gerechtfertigt erscheint.

Literaturverzeichnis

- [1] ARBEITSGRUPPE SIA 162-3: *Ermüdung von Betonbauten*. SIA, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Februar 1997 [53](#)
- [2] BATHE, K.-J.: *Finite-Elemente-Methoden*. Berlin : Springer, 2002 (2. Auflage) [34](#), [35](#)
- [3] BAUMGÄRTNER, W. ; WAUBKE, H.: Traffic Load Assessment of Bridges by Permanent Stress Measurement. In: *Bridge Management 3 - Inspection, Maintenance, Assessment and Repair*. London : E & FN Spon, 1996, S. 786–794 [5](#)
- [4] BAŽANT, Z. P. (Hrsg.): *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*. New York : John Wiley & Sons, 1988 [42](#), [45](#)
- [5] BAŽANT, Z. P. ; NAJAR, J.: Comparison of approximate linear methods of concrete creep. In: *Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE Vol. 99*. 1973, S. 1851–1874 [44](#)
- [6] BAŽANT, Z. P. ; WU, S. T.: Rate Type Creep Law of Aging Concrete based on a Maxwell Chain. In: *Materials and Structures 7* (1974), Nr. 37, S. 45–60 [47](#)
- [7] BROOKS, J. J. ; NEVILLE, A. M.: A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression. In: *Magazine of Concrete Research 29* (1977), September, Nr. 100 [43](#)
- [8] BUBA, R.: *Zur stochastischen Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gegen Ermüdung*, Technische Universität München, Dissertation, 2004 [66](#)
- [9] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN, ABTEILUNG BRÜCKEN- UND INGENIEURBAU. *Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten*. 1998 [3](#), [4](#)
- [10] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON: *CEB-FIP Model Code 1990 - Design Code*. London : Thomas Telford, 1993 [40](#), [41](#), [44](#), [45](#), [52](#), [59](#), [60](#), [69](#), [73](#), [94](#), [128](#)
- [11] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB): *Fatigue of Concrete Structures*. Lausanne : CEB, 1988 (Bulletin d'Information Nr. 188) [53](#)
- [12] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB): *Structural Effects of time-dependent Behaviour of Concrete*. Lausanne : CEB, 1993 (Bulletin d'Information Nr. 215) [46](#)
- [13] CYLLOK, M.: *Rechnerische Simulation von Temperaturbelastungen bei Spannbetonbrücken*, Technische Universität München, Diplomarbeit (unveröffentlicht), 2000 [9](#)

- [14] DERFLINGER, F. ; JANOVIC, K. ; H., K.: Einfluß der Betondeckung von Spanngliedern auf den Verlauf der Rißbreite in ihrer Umgebung bei teilweiser Vorspannung / Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München. München, 1981. – Forschungsbericht [96](#), [97](#)
- [15] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: DIN-FACHBERICHT 101. *Einwirkungen auf Brücken*. März 2003 [58](#), [59](#), [79](#), [94](#), [105](#), [114](#), [128](#), [133](#)
- [16] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: DIN-FACHBERICHT 102. *Betonbrücken*. März 2003 [54](#), [63](#), [64](#), [66](#), [67](#), [82](#), [113](#), [128](#), [133](#)
- [17] DIENER, J. ; RAUE, E.: Modellierung des Tragverhaltens von Stahlbetonelementen unter Berücksichtigung des linearen und nichtlinearen Kriechens des Betons. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - 37. Forschungskolloquium*. Stuttgart : DAfStb, Oktober 1999, S. 75–81 [43](#)
- [18] DIETRICH, R.: *Ein Beitrag zum Spannungszustand in Koppelfugen von abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken unter Berücksichtigung des Kriechens und der Relaxation*, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 1980 [90](#)
- [19] DIN 1045-1. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Juli 2001 [37](#), [43](#), [44](#), [62](#), [65](#), [84](#), [128](#), [135](#), [151](#)
- [20] DIN 4227-1. *Spannbeton. Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung*. Mai 1988 [44](#)
- [21] DIN 66001. *Sinnbilder und ihre Anwendung*. Dezember 1983 [61](#), [128](#)
- [22] DIN 66002. *Handschriftliche Darstellung der Ziffer 0 und des Großbuchstabens O*. Juni 1975 [61](#), [128](#)
- [23] DIN V ENV 1991-3. *Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken*. August 1996 [114](#), [116](#), [163](#), [165](#)
- [24] FRANKE, L.: *Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen)*. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn, 1976 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 268) [72](#)
- [25] FRENZEL, B. ; FREUNDT, U. ; KÖNIG, G. ; MANGERIG, I. ; MERZENICH, G. ; NOVAK, B. ; SEDLACEK, G. ; SUKHOV, D.: *Bestimmung von Kombinationsbeiwerten und -regeln für Einwirkungen auf Brücken*. Bonn : Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 1996 (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 715) [9](#)
- [26] GIEGOLD, J.: *Ein Beitrag zur Ermittlung der erhöhten Spannkraftverluste im Bereich von Spanngliedkopplungen infolge Kriechen und Schwinden*, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 1982 [II](#), [83](#), [86](#), [88](#), [128](#)
- [27] GRASSER, E.: *Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei einachsigen Spannungszuständen*, TH München, Dissertation, 1968 [37](#)

-
- [28] GRASSER, E. ; KRAEMER, U.: *Kriechen von Beton unter hoher zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung*. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn, 1985 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 358) [42](#)
- [29] HANNANT, D. J.: Creep and Creep Recovery of Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stress. In: *ACI Journal* 66 (1969), S. 391–394 [43](#)
- [30] HILSDORF, H. K. ; ROTTNER, S. ; MÜLLER, H. S.: Versuche über das Kriechen unbewehrten Betons / Universität Karlsruhe. 1993. – Forschungsbericht [43](#)
- [31] HOFSTETTER, G. ; WALTER, H. ; MANG, H.: Finite Elemente Berechnungen von Flächentragwerken aus Spannbeton unter Berücksichtigung von Langzeitverformungen und Zustand II. In: *Bauingenieur* 64 (1989), S. 449–461 [68](#)
- [32] HOLMEN, J. O.: *Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading*, University of Trondheim, Dissertation, 1979 [53](#), [55](#), [79](#), [80](#), [81](#), [128](#)
- [33] HOSHINO, M.: *Ein Beitrag zur Untersuchung des Spannungszustandes an Arbeitsfugen mit Spanngliedkoppelungen von abschnittsweise in Ortbeton hergestellten Spannbetonbrücken*, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 1974 [90](#)
- [34] ILLSTON, J. M.: The creep of concrete under uniaxial tension. In: *Magazine of Concrete Research* 17 (1965), June, Nr. 51 [43](#)
- [35] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB) (Hrsg.): *Structural Concrete - Textbook on Behaviour, Design and Performance. Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990*. Bd. 1-3. Lausanne : International Federation for Structural Concrete (fib), 1999 [52](#), [74](#)
- [36] JACCOUD, J.: Cracking under long term loads or imposed deformations. In: COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (Hrsg.): *Serviceability Models – Behaviour and modelling in serviceability limit states including repeated and sustained loads*. Lausanne : CEB, 1997 (Bulletin d'Information Nr. 235), S. 143–155 [71](#), [128](#)
- [37] KARSAN, I. D. ; JIRSA, J. O.: Behavior of Concrete under Compressive Loadings. In: *Journal of the Structural Division* 95 (1969), Nr. 12, S. 2543–2563 [57](#)
- [38] KEHLBECK, F.: *Einfluß der Sonnenbestrahlung bei Brückenbauwerken*. Düsseldorf : Werner Verlag, 1975 [8](#)
- [39] KLAUSEN, D.: *Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung*, TH Darmstadt, Dissertation, 1978 [53](#)
- [40] KNABENSCHUH, H.: *Brücken- und Ingenieurbau*. Bd. Heft B 3: *Temperaturunterschiede an Betonbrücken*. Bergisch Gladbach : Bundesanstalt für Straßenwesen, 1993 [9](#)
- [41] KORDINA, K. ; SCHUBERT, L. ; TROITZSCH, U.: *Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchung*. Berlin : Beuth Verlag, 2000 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 498) [43](#)
- [42] KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung / Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München. 1969 (Bericht Nr. 78). – Forschungsbericht [38](#), [39](#), [128](#)

- [43] LACIDOGNA, G. ; NAPOLI, P.: Analytical modeling of relaxation in concrete in accordance with CEB MC 90 creep formulation. In: *Creep and Shrinkage of Concrete - Proceedings of the fifth Int. Rilem Symposium, Barcelona*. London : E & FN Spon, 1993, S. 665–671 [49](#), [78](#)
- [44] MAGURA, D. D. ; SOZEN, M. A. ; SIESS, C. P.: A study of stress relaxation in prestressing reinforcement / University of Illinois. Urbana, Illinois, 1963. – Forschungsbericht [82](#)
- [45] MAGURA, D. D. ; SOZEN, M. A. ; SIESS, C. P.: A study of stress relaxation in prestressing reinforcement. In: *PCI* 9 (1964) [67](#), [68](#)
- [46] MANGERIG, I.: *Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Stahlverbundbrücken*, Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, 1986 [8](#)
- [47] MEHLHORN, G. ; DIETRICH, R.: *Nichtlineare Spannungsverteilung in Koppelfugen aus Eintragung der Vorspannung - Berechnung, Tabellen, Beispiele* -. Bonn : Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 1983 (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 379) [90](#)
- [48] MÜLLER, H. S.: *Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton*. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Technische Universität Karlsruhe, Dissertation, 1986 [44](#)
- [49] MSC.Software Corporation: *MSC.Marc 2001*. 2001 [33](#)
- [50] MSC.Software Corporation: *MSC.Marc Mentat 2001*. 2001 [33](#)
- [51] NECHVATAL, D.: *Normalbeton unter hohen Dauerlasten bei verhiindertem Feuchteaus-tausch*. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Technische Universität Mün-chen, Dissertation, 1996 [44](#)
- [52] NEUGEBAUER, V.: *Programmtechnische Umsetzung der Berechnung der Querschnitt-temperaturwerte bei Brücken*, Technische Universität München, Diplomarbeit (unveröf-fentlicht), 2001 [10](#)
- [53] NIERHOFF, G. ; PALM, I. ; REGNIET, G. ; SCHMIDT, G.: *Verkehrsentwicklung auf Bundefernstraßen 1997, Jahresauswertung der automatischen Dauerzählstellen*. Bonn : Bundesanstalt für Straßenwesen, 1999 (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen Verkehrstechnik Heft V61) [114](#)
- [54] NÜRNBERGER, U.: Fatigue resistance of reinforcing steel. In: *Fatigue of Steel and Con-crete Structures* Bd. IABSE Report Vol 37. Lausanne, 1982, S. 213–220 [63](#)
- [55] PARK, Y. J.: Fatigue of Concrete under Random Loadings. In: *Journal of Structural Engineering* Vol. 116 (1990), 11, S. 3228–3235 [55](#), [56](#), [79](#), [81](#), [128](#)
- [56] RASCH, C.: *Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit*. Berlin : Ernst & Sohn, 1962 (Deut-scher Ausschuss für Stahlbeton Heft 154) [40](#), [128](#)
- [57] RÜCKER, W. F. ; ROHRMANN, R. G. ; SAID, S. ; SCHMID, W.: Ergebnisse der automa-tischen Dauerüberwachung an der Westendbrücke in Berlin / Bundesanstalt für Materi-alforschung und -prüfung (BAM) - Abteilung VII, Bauwerkssicherheit. Berlin, 1996. – Forschungsbericht [5](#)

-
- [58] REHM, G.: *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. Berlin : Ernst & Sohn, 1961 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 138) [71](#)
- [59] REINHARDT, H. W. ; CORNELISSEN, H. A. W.: Zeitstandversuche an Beton. In: *Baustoffe 1985*. Wiesbaden : Bauverlag, 1985, S. 162–167 [42](#)
- [60] REINHARDT, H. W. ; HILSDORF, H. K.: Beton. In: *Beton-Kalender 2001* Bd. I. Berlin : Ernst & Sohn, 2001, S. 1–144 [42](#)
- [61] RILEM COMMITTEE 36-RDL: Long Term Random dynamic Loading of Concrete Structures. In: *Materials and Structures, Research and Testing* (1984), Janvier-Février, Nr. 97 [53](#)
- [62] ROHLING, A.: *Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rissbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen*, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 1987 [72](#)
- [63] RÜSCH, H. ; JUNGWIRTH, D. ; HILSDORF, H.: Kritische Sichtung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 68 (1973), Nr. 3,4,6 [44](#)
- [64] RÜSCH, H. ; SELL, R. ; RASCH, C. ; GRASSER, E. ; HUMMEL, A. ; WESCHE, K. ; FLATTEN, H.: *Festigkeit und Verformung von unbewehrtem Beton unter konstanter Dauerlast*. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn, 1968 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 198) [42](#)
- [65] SCHNEIDER, R.: *Modellierung des Tragverhaltens flächenhafter Stahlbetontragwerke unter Dauerlast*, Technische Universität München, Dissertation, 2004 [51](#)
- [66] SCHNELL, J. R.: *Zur Bemessung von bewehrten Betonbauteilen für kombinierte Beanspruchung aus Last, Vorspannung und Temperaturzwang unter Berücksichtigung temperaturabhängiger Materialgesetze bei Normal- und Tieftemperatur*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1986 (Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt Heft 37) [59](#), [72](#)
- [67] SHI, X. P. ; FWA, T. F. ; TAN, S. A.: Flexural Fatigue Strength of Plain Concrete. In: *ACI Materials Journal* (1993), September-October, S. 435–440 [53](#)
- [68] SUES, R. H. ; WEN, Y. K. ; ANG, A. H.-S.: Stochastic seismic Performance Evaluation of Buildings / University of Illinois at Urbana-Champaign. 1983 (No. 506). – Forschungsbericht [56](#)
- [69] UNTERWEGER, M.: *Temperaturbelastung an Brücken*, Technische Universität München, Diplomarbeit (unveröffentlicht), 1999 [9](#)
- [70] ZICHNER, T.: *Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluß und Beheizung von massiven Brücken*. Bonn : Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 1976 (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 212) [9](#)
- [71] ZIENKIEWICZ, O. C.: *Methode der finiten Elemente*. München : Hanser-Verlag, 1984 [34](#)
- [72] ZILCH, K.: Verhinderung übermäßigen Kriechens durch Spannungsbegrenzungen. In: *4. Leipziger Massivbauseminar*. Leipzig : Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig, 1997 [43](#)

- [73] ZILCH, K. ; FRITSCH, T.: Einfluss des Kriechens auf Beton- und Stahlspannungsumlagerungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für vorwiegend auf Biegung beanspruchte Stahlbetonbauteile / Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München. 1999. – Forschungsbericht. DIBt [43](#)
- [74] ZILCH, K. ; HENNECKE, M. ; BUBA, R.: *Kombinationsregeln für Ermüdung - Untersuchung der Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnachweise bei Spannbetonbrücken*. Bonn : Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 2001 (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 824) [5](#), [14](#), [114](#), [115](#), [133](#)

Abbildungsverzeichnis

2.1	Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung eines vorgespannten Brückenquerschnitts	3
2.2	Geöffnetes Messgerät	6
2.3	Rissmesspunkt	6
2.4	Dehnungsmesspunkt	7
2.5	Temperaturmesspunkte	8
2.6	Temperaturfeld eines typischen Brückenquerschnitts (ohne horizontalen linearen Anteil)	8
2.7	Anordnung der Temperaturmesspunkte bei einem Plattenbalkenquerschnitt (Brücke B)	9
2.8	Berechnete Temperaturverteilung im Querschnitt	10
2.9	Anordnung der Riss- und Dehnungsmesspunkte	13
2.10	Verteilung des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v	14
2.11	Einfluss einer direkten Sonnenbestrahlung des rechten Steges auf die mittlere Rissöffnung	15
2.12	Nichtlinearer Temperaturanteil T_E	16
2.13	Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr auf rechtem Steg)	17
2.14	Abhängigkeit der Dehnungsdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr auf rechtem Steg)	18
2.15	Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr auf linkem Steg)	19
2.16	Anordnung der Riss- und Dehnungsmesspunkte	22
2.17	Verteilung des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v	23
2.18	Verteilung des horizontalen Temperaturunterschieds ΔT_h	24
2.19	Verteilung der Überbautemperatur T	25
2.20	Nichtlinearer Temperaturanteil T_E	26
2.21	Dynamische Rissbewegungen	27
2.22	Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	28
2.23	Häufigkeit der aufgetretenen Rissdoppelamplituden	29
2.24	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R3 vom Temperaturunterschied ΔT_v	30
2.25	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R2 von den Temperaturunterschieden ΔT_v und ΔT_h	31
2.26	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R2 vom Temperaturunterschied ΔT_v und von der Überbautemperatur T	32

3.1	Fachwerkelement über Verbundfedern an das isoparametrische Scheibenelement gekoppelt	34
3.2	Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons unter Druckbelastung nach Gleichung (3.5) für Verformungsberechnungen	38
3.3	Parameterdarstellung des bezogenen Sekantenmoduls $\frac{E_1}{E_0}$ bzw. $\frac{E_2}{E_0}$ des Betons im $\frac{\sigma_1}{f_c} - \frac{\sigma_2}{f_c}$ - Diagramm nach <i>Kupfer</i> [42]	39
3.4	Spannungs-Dehnungs-Linien für unterschiedliche Dehngeschwindigkeiten nach <i>Rasch</i> [56]	40
3.5	Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons unter einachsiger Zugbelastung nach <i>CEB/FIP Model Code 90</i> [10]	41
3.6	Qualitativer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Kriecheinfluss	43
3.7	Superpositionsprinzip bei veränderlichen Spannungen	45
3.8	Maxwell-Modell bestehend aus n parallelen Elementen	47
3.9	Wöhlerlinien für Beton unter Druckbeanspruchung nach <i>DIN-Fachbericht 102</i> [16]	54
3.10	Beispiel für die prozentuale Abminderung des Sekanten-Elastizitätsmoduls durch eine nicht ruhende Belastung nach <i>Holmen</i> [32]	55
3.11	Steifigkeitsabnahme und plastische Dehnungen unter Ermüdungsbeanspruchung nach <i>Park</i> [55]	56
3.12	Ermüdungslastmodell 3 nach [15]	58
3.13	Rechenmodell des Betons (Darstellung nach [21], [22])	61
3.14	Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Schnittgrößenermittlung nach <i>DIN 1045-1</i> [19]	62
3.15	Wöhlerlinie für Betonstahl nach <i>DIN-Fachbericht 102</i> [16]	64
3.16	Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls für die Schnittgrößenermittlung nach <i>DIN 1045-1</i> [19]	65
3.17	Wöhlerlinie für Spannstahl nach <i>DIN-Fachbericht 102</i> [16]	66
3.18	Inkrementelle Berechnung der Spannstahlrelaxation	68
3.19	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im Bereich der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (nach [36])	71
3.20	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach <i>CEB/FIP Model Code 90</i> [10]	73
3.21	Langzeiteffekte der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung	75
4.1	Vergleich der Kriechverformungen des Betonrechenmodells mit <i>CEB/FIP Model Code 90</i>	78
4.2	Vergleich der Schwindverformungen des Rechenmodells mit <i>CEB/FIP Model Code 90</i>	79
4.3	Vergleich der Verformungen aus zyklischer Belastung des Rechenmodells mit den Versuchen von <i>Holmen</i> [32] (konstante Spannungsdoppelamplitude; $S_{max} = 0,95f_c$; $S_{min} = 0,05f_c$; $f_q = 5$ Hz)	80
4.4	Vergleich der Verformungen aus zyklischer Belastung des Rechenmodells mit den Versuchen von <i>Holmen</i> [32] (konstante Spannungsdoppelamplitude; $S_{max} = 0,675f_c$; $S_{min} = 0,05f_c$; $f_q = 5$ Hz)	81
4.5	Abnahme der bezogenen Spannstahlspannung durch Relaxationsverluste	82
4.6	Versuchskörpers VKA (Versuche <i>Giegold</i> [26])	83

4.7	Verlauf der gemittelten Längsdehnungen im Beton aus Kriechen und Schwinden des Versuchskörpers VKA nach 334 Tagen	85
4.8	Verteilung der Längsspannungen im Beton nach Kriechen und Schwinden des Versuchskörpers VKA nach 334 Tagen	86
4.9	Spannkraftverluste des Versuchskörpers VKA nach 334 Tagen	87
4.10	Berechneter, zeitlicher Verlauf der Vorspannung des Versuchskörpers VKA	87
4.11	Verlauf der gemittelten Längsdehnungen im Beton aus Kriechen und Schwinden für abschnittsweises Bauen nach 334 Tagen	89
4.12	Verteilung der Längsspannungen im Beton für abschnittsweises Bauen	89
4.13	Verlauf der Spannkraftverluste für abschnittsweises Bauen nach 334 Tagen	90
4.14	Berechneter, zeitlicher Verlauf der Vorspannung für abschnittsweises Bauen	91
5.1	Modellskizze der Finite Elemente Berechnung	93
5.2	Verteilung der Längsspannungen in Querrichtung des Steges aufgrund des abschnittsweisen Bauens (horizontaler Schnitt)	97
5.3	Öffnen des Risses in Querrichtung des Steges	98
5.4	Vergleich der rechnerischen und gemessenen Dehnungsdoppelamplituden des Aufnehmers D2	99
5.5	Vergleich der rechnerischen und gemessenen Rissdoppelamplituden	99
5.6	Rechnerische Rissöffnung (ohne Verkehrsbelastung)	101
5.7	Zeitliche Entwicklung der Längsspannungen im Beton	102
5.8	Verlauf der Verluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation in den Spanngliedern der Lage 1 und 7 zum Zeitpunkt der Messung	103
5.9	Zeitlicher Verlauf der Verluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation in den Spanngliedern der Lage 1 und 7	104
5.10	Vergleich der rechnerischen und gemessenen Rissdoppelamplituden	106
5.11	Zeitliche Entwicklung der Längsspannungen im Beton	107
5.12	Zeitlicher Verlauf der Verluste in der untersten Spanngliedlage	108
5.13	Verlauf der Verluste in der untersten Spanngliedlage zum Zeitpunkt der Messung	109
6.1	Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung für die unterste Spanngliedlage (auf die Spanngliedfläche umgerechnet)	112
6.2	Momenten-Spannstahlspannungs-Beziehung für die unterste Spanngliedlage	116
6.3	Momenten-Stahlspannungs-Beziehung für die unterste Bewehrungslage	117
A.1	Ansicht Brücke A	135
A.2	Koppelfugenquerschnitt Brücke A	138
A.3	Anordnung der Messpunkte Brücke A	139
A.4	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr rechts)	140
A.5	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr rechts)	141
A.6	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr rechts)	141
A.7	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr rechts)	142

A.8	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr links)	143
A.9	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr links)	143
A.10	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr links)	144
A.11	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr links)	144
A.12	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	145
A.13	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	146
A.14	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	146
A.15	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	147
B.1	Ansicht Brücke B	151
B.2	Rissquerschnitt Brücke B	154
B.3	Anordnung der Messpunkte Brücke B	155
B.4	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	156
B.5	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	157
B.6	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	157
B.7	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	158
B.8	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R5 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	158
B.9	Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R6 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	159
B.10	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	160
B.11	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	160
B.12	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	161
B.13	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	161
B.14	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R5 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	162
B.15	Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R6 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v	162
C.1	Ansicht	167
C.2	Draufsicht	167

C.3	Vorderansicht	168
C.4	Perspektive	168
C.5	Modellierung der Stegbreite: Brücke A	169
C.6	Ansicht und Detailbereich: Brücke A	170
C.7	Detailbereich Rissquerschnitt: Brücke B	171

Tabellenverzeichnis

2.1	Anzahl der Einzelereignisse des Aufnehmers D2	20
3.1	Anzahl der Lastkraftwagen pro Jahr für einen LKW-Fahstreifen nach [15]	59
3.2	Parameter der Wöhlerlinie für Betonstahl nach <i>DIN-Fachbericht 102</i> [16]	64
3.3	Parameter der Wöhlerlinie für Spannstahl nach <i>DIN-Fachbericht 102</i> [16]	67
3.4	Parameter des Verbundmodells nach <i>CEB/FIP Model Code 90</i> für guten Verbund	74
4.1	Querschnittswerte	77
4.2	Parameter des Betons für die Nachrechnung	77
4.3	Parameter des Spannstahls für die Verifikation der Materialmodelle	78
4.4	Simulierter zeitlicher Ablauf der Herstellung des Versuchskörpers VKA	84
4.5	Simulierter Zeitablauf der Herstellung in Bauabschnitten (Versuchskörper VKA)	88
5.1	Simulierter zeitlicher Ablauf der Herstellung in Bauabschnitten	96
5.2	Simulierter zeitlicher Ablauf der Herstellung in Bauabschnitten	105
6.1	Zusammensetzung des Schwerverkehrs der betrachteten Autobahn nach [74]	115
A.1	Parameter des Betons für die Nachrechnung	135
A.2	Parameter des Spannstahls für die Nachrechnung	136
A.3	Spannstahllagen	136
A.4	Parameter des Betonstahls für die Nachrechnung	137
A.5	Betonstahllagen	137
A.6	Zustand der Koppelfuge	137
A.7	Bruttoquerschnittswerte	137
A.8	Schnittgrößen (halber Querschnitt)	138
A.9	Einzelereignisse der Matrix $\mathbf{n}_{g,ik}$ für eine Lebensdauer von 100 Jahren bei gleichmäßiger Verteilung	148
A.10	Einzelereignisse der Matrix $\mathbf{n}_{w,ik}$ für eine Lebensdauer von 100 Jahren bei einer Verteilung nach der aufgetretenen Häufigkeit	149
A.11	Spannungsschwingbreite im Spannstahl $\Delta\sigma_p$ in MN/m^2 der Matrix σ_{ik}	150
B.1	Parameter des Betons für die Nachrechnung	151
B.2	Parameter des Spannstahls für die Nachrechnung	152
B.3	Spannstahllagen	152
B.4	Parameter des Betonstahls für die Nachrechnung	152
B.5	Betonstahllagen	153
B.6	Zustand des Rissquerschnitts	153
B.7	Bruttoquerschnittswerte	153

B.8	Schnittgrößen (halber Querschnitt)	154
B.9	Spannungsschwingbreiten im Spannstahl der Matrix σ_i (Teil 1)	163
B.10	Spannungsschwingbreiten im Spannstahl der Matrix σ_i (Teil 2)	164
B.11	Spannungsschwingbreiten im Betonstahl der Matrix σ_i (Teil 1)	165
B.12	Spannungsschwingbreiten im Betonstahl der Matrix σ_i (Teil 2)	166

A Brücke A

A.1 Bauwerksdaten

A.1.1 Brückenansicht

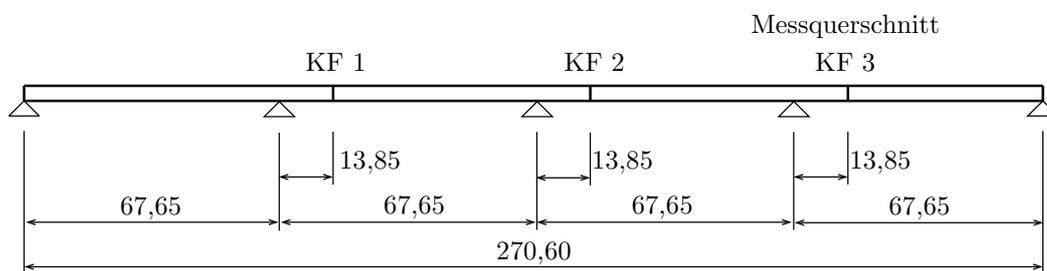


Abbildung A.1: Ansicht Brücke A

A.1.2 Angaben zu Koppelfuge 3 (halber Querschnitt)

Bei den Materialeigenschaften werden jeweils die Bezeichnungen nach *DIN 1045-1* [19] angegeben, die den Eigenschaften der bei der Herstellung verwendeten Baustoffe am besten entsprechen. Für die Kriech- und Schwindansätze wird ein normal erhärtender Zement angesetzt und von einer relativen Luftfeuchtigkeit für Außenbauteile $RH = 80\%$ ausgegangen. Die wirksame Bauteildicke beträgt $h_0 = 426\text{ mm}$.

Tabelle A.1: Parameter des Betons für die Nachrechnung

f_{ck}	= 35 MN/m ²	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{cm}	= 43 MN/m ²	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit
E_{cm}	= 33.000 MN/m ²	mittlerer Elastizitätsmodul
ν	= 0,2	Querdehnzahl

Tabelle A.2: Parameter des Spannstahls für die Nachrechnung

$f_{p0,1k}$	= 1.100 MN/m ²	charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze
E_p	= 205.000 MN/m ²	Elastizitätsmodul

Tabelle A.3: Spannstahllagen

Nr.	Abstand z_v in m (vom unteren Rand)	Fläche A_z in cm ²
1	2,460	14,03
2	2,460	14,03
3	2,180	14,03
4	2,180	14,03
5	1,900	14,03
6	1,900	14,03
7	1,620	14,03
8	1,620	14,03
9	1,340	14,03
10	1,340	14,03
11	1,060	14,03
12	1,060	14,03
13	0,780	14,03
14	0,780	14,03
15	0,500	14,03
16	0,500	14,03
17	0,220	14,03
18	0,220	14,03
$\sum A_p =$		252,54
ungünstigste Spannstahllage: Nr. 17 und 18		

Tabelle A.4: Parameter des Betonstahls für die Nachrechnung

f_{yk}	= 500 MN/m ²	charakteristische Streckgrenze
E_s	= 200.000 MN/m ²	Elastizitätsmodul

Tabelle A.5: Betonstahllagen

Nr.	Abstand z_v in m (vom unteren Rand)	Fläche A_s in cm ²
1	2,780	37,70
2	2,620	28,30
3	2,124	17,70
4	1,284	17,70
5	0,556	17,70
6	0,055	10,20
$\sum A_s =$		129,30
ungünstigste Betonstahllage: Nr. 6		

Tabelle A.6: Zustand der Koppelfuge

Unterseite seitlich	Risse 0,1 mm in beiden Hauptträgern 0,1 mm, L=20-200 cm
------------------------	--

Tabelle A.7: Bruttoquerschnittswerte

Querschnittsfläche	$A_b = 3,846 \text{ m}^2$
Trägheitsmoment	$I_b = 2,921 \text{ m}^4$
Widerstandsmomente	
- oben	$W_{bo} = 3,291 \text{ m}^3$
- unten	$W_{bu} = 1,416 \text{ m}^3$
Lage des Schwerpunktes (Abstand vom unteren Rand)	$s = 2,067 \text{ m}$

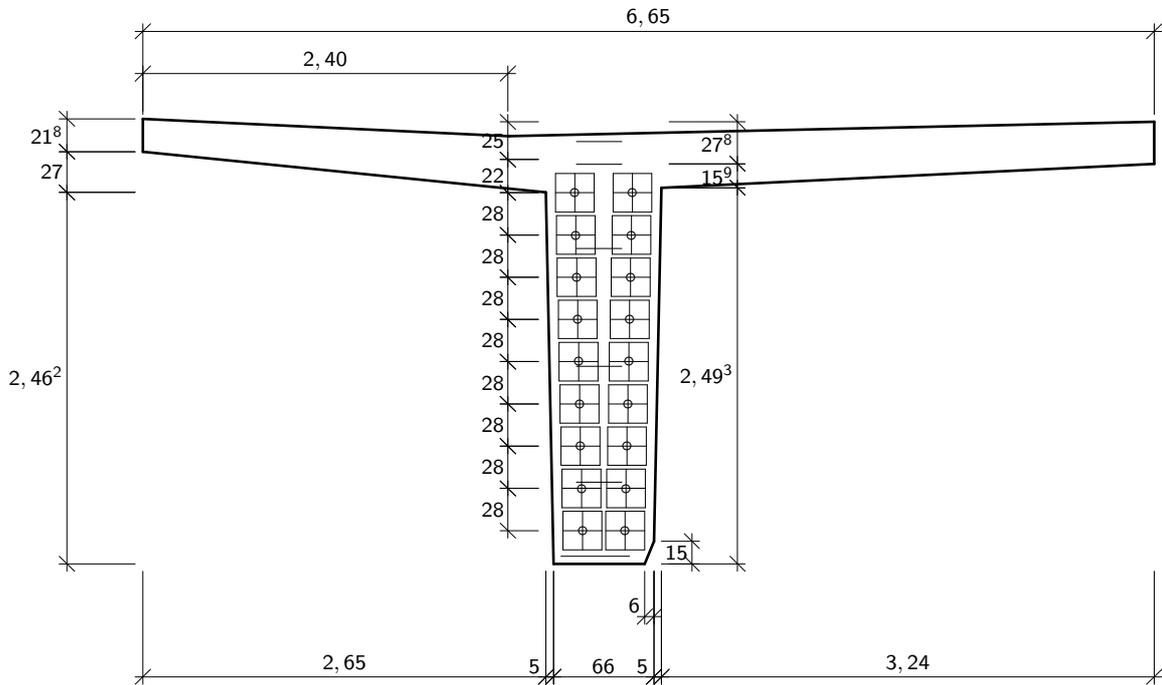


Abbildung A.2: Koppelfugenquerschnitt Brücke A

Tabelle A.8: Schnittgrößen (halber Querschnitt)

Lastfall	$t = 0$		$t = \infty$	
	M in MNm	N in MN	M in MNm	N in MN
Eigengewicht g	+3,513		-3,833	
Ausbaukosten Δg	-1,763		-1,763	
statisch bestimmter Anteil der Vorspannung P_{dir}	-16,113	-21,831	-14,319	-19,401
statisch unbestimmter Anteil der Vorspannung P_{ind}	+20,040		+19,573	
Temperaturbelastung $\Delta T = 10$ K	+4,171		+4,171	
$max Q_{LM3}$	+2,382		+2,382	
$min Q_{LM3}$	-2,046		-2,046	

A.2 Anordnung der Messpunkte der Langzeitmessung

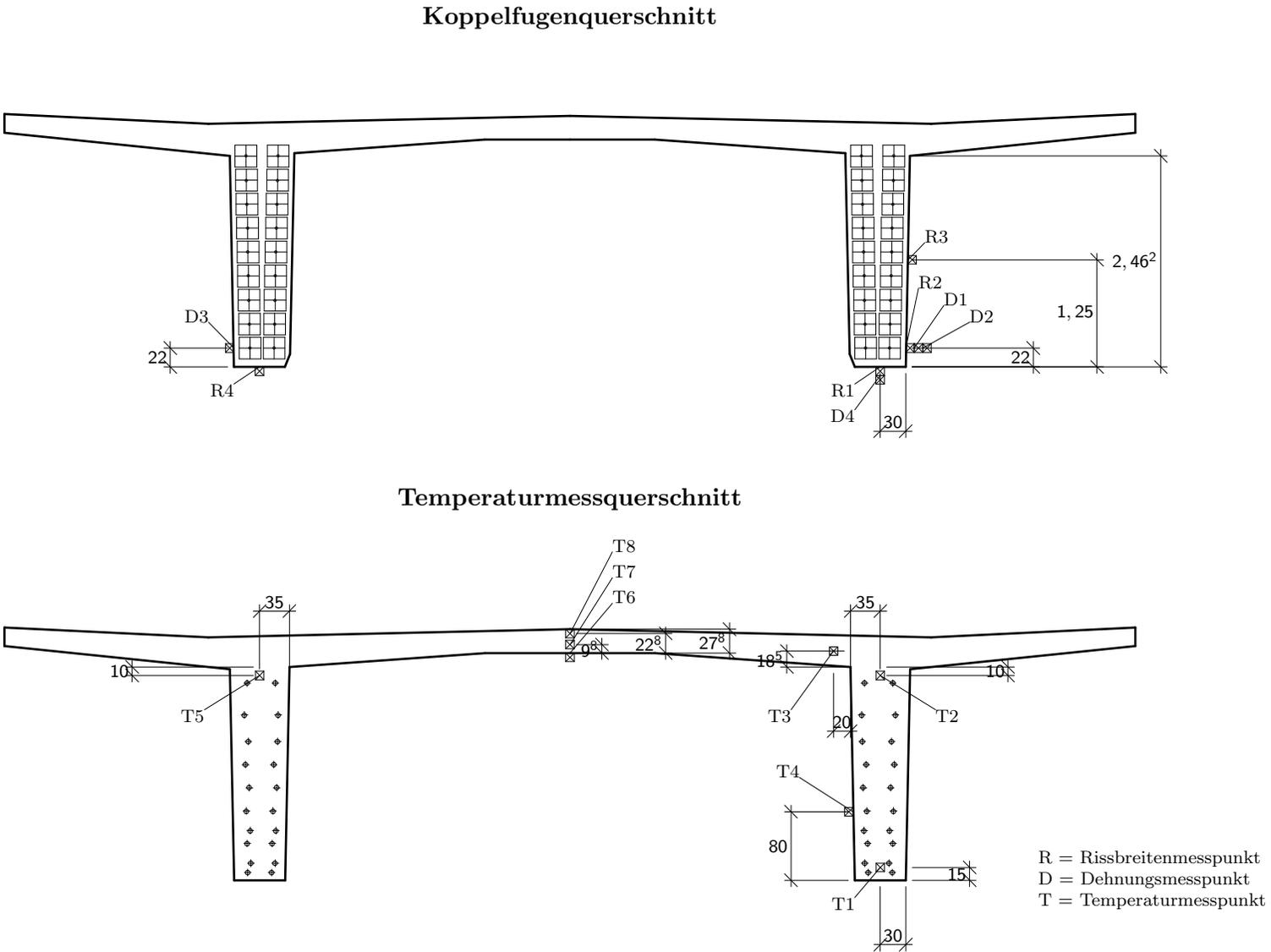


Abbildung A.3: Anordnung der Messpunkte Brücke A

A.3 Ergebnisse der Langzeitmessung

A.3.1 Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom Temperaturunterschied (Verkehr rechts)

In den nachfolgenden Diagrammen sind die Rissdoppelamplituden in Abhängigkeit vom Temperaturunterschied ΔT_v bei einer Überfahrt über den rechten Steg der Brücke dargestellt. Dabei sind zum einen die Einzelereignisse in den Minutenintervallen als Punkte abgebildet, und zum anderen ist der Verlauf der Mittelwerte der Rissdoppelamplituden für eine Einteilung des Temperaturunterschieds in Klassen von 0,5 K eingezeichnet.

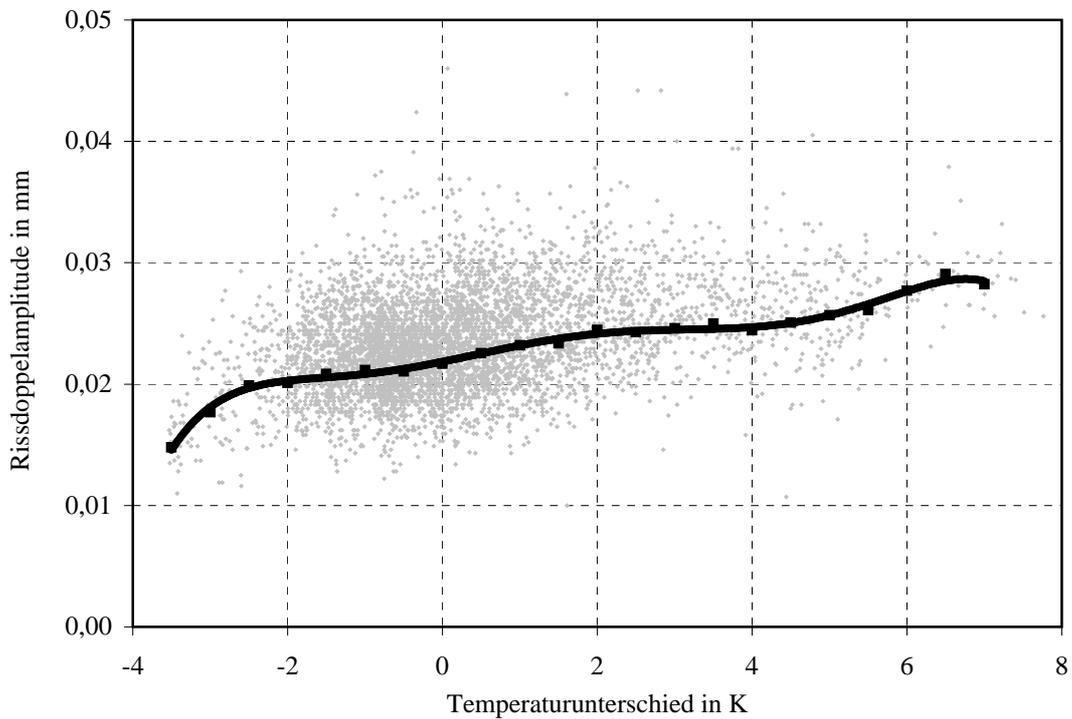


Abbildung A.4: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr rechts)

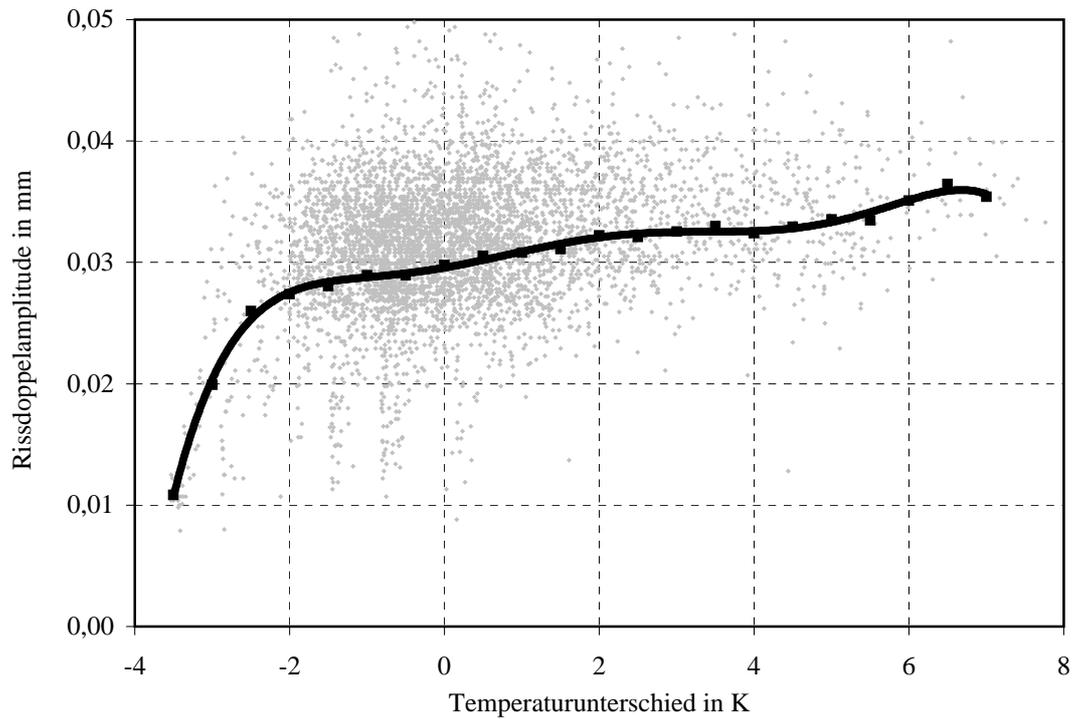


Abbildung A.5: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R_2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr rechts)

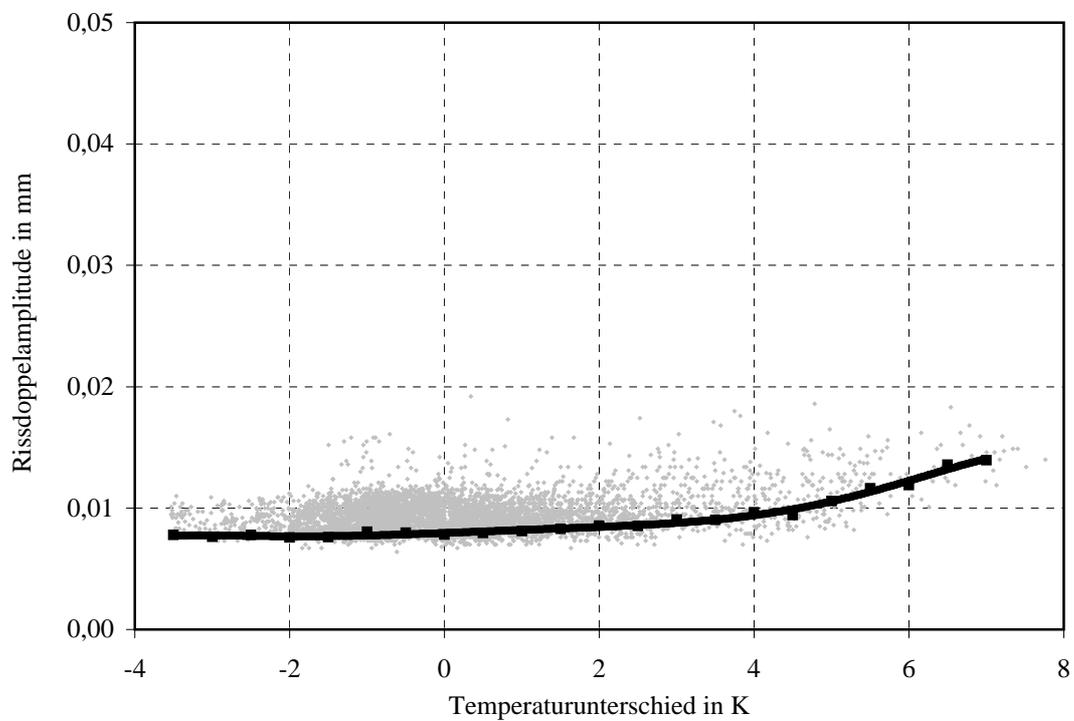


Abbildung A.6: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R_3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr rechts)

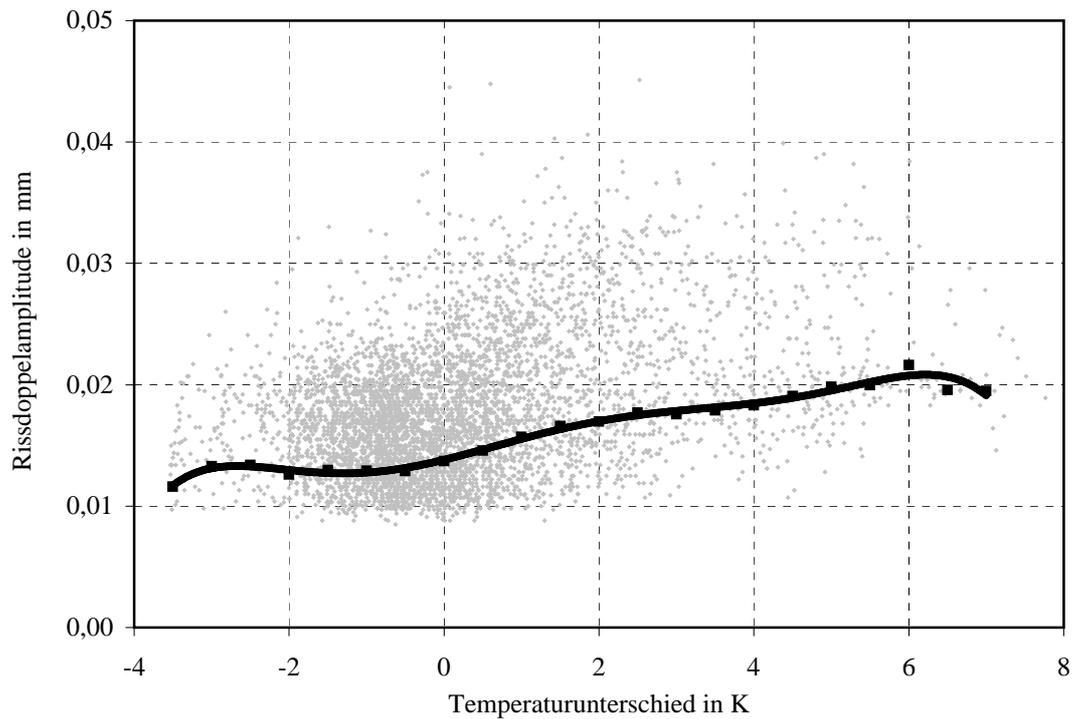


Abbildung A.7: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R_4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr rechts)

A.3.2 Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom Temperaturunterschied (Verkehr links)

In den nachfolgenden Diagrammen sind die Rissdoppelamplituden in Abhängigkeit vom Temperaturunterschied ΔT_v bei einer Überfahrt über den linken Steg der Brücke dargestellt. Dabei sind zum einen die Einzelereignisse in den Minutenintervallen als Punkte abgebildet, und zum anderen ist der Verlauf der Mittelwerte der Rissdoppelamplituden für eine Einteilung des Temperaturunterschieds in Klassen von 0,5 K eingezeichnet.

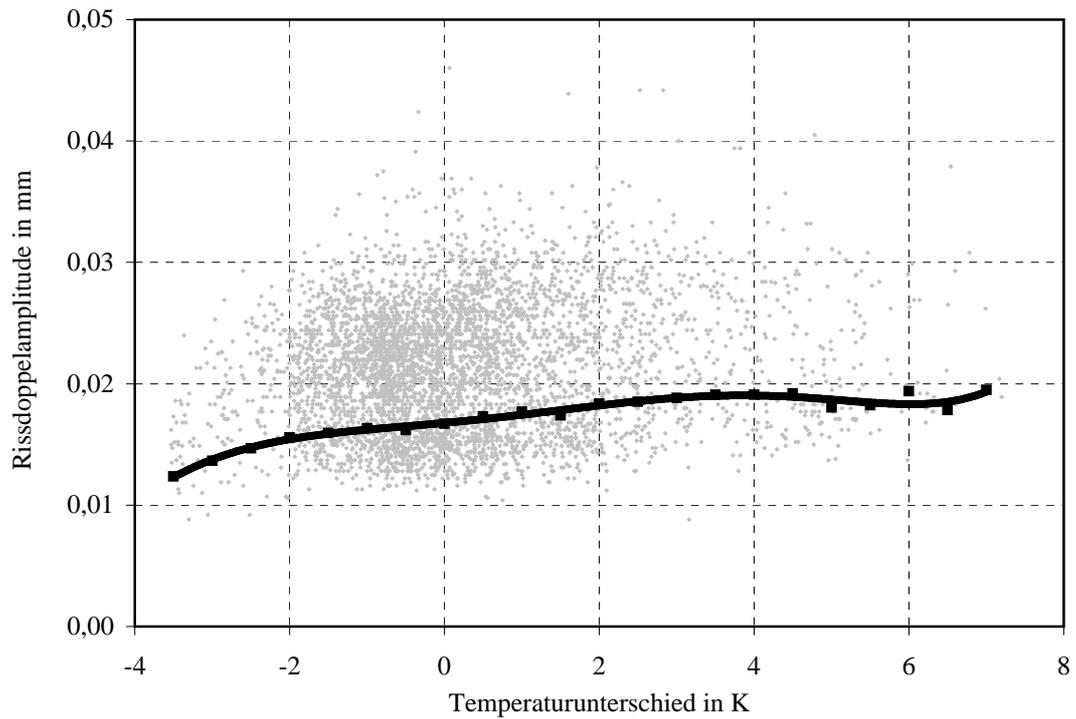


Abbildung A.8: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr links)

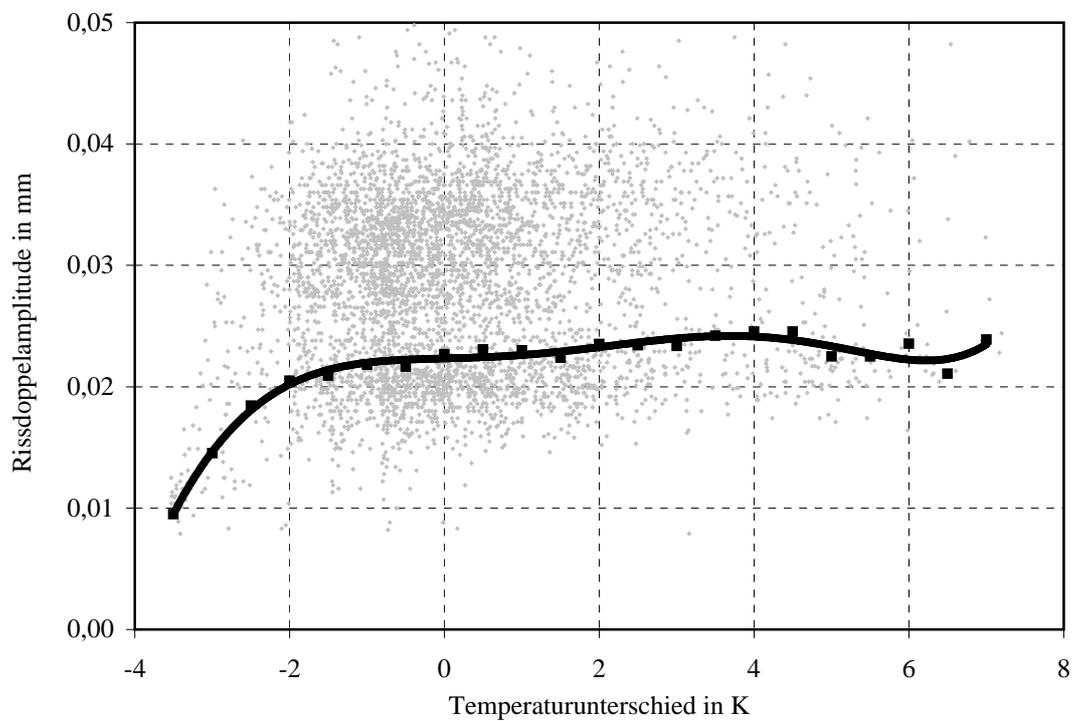


Abbildung A.9: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr links)

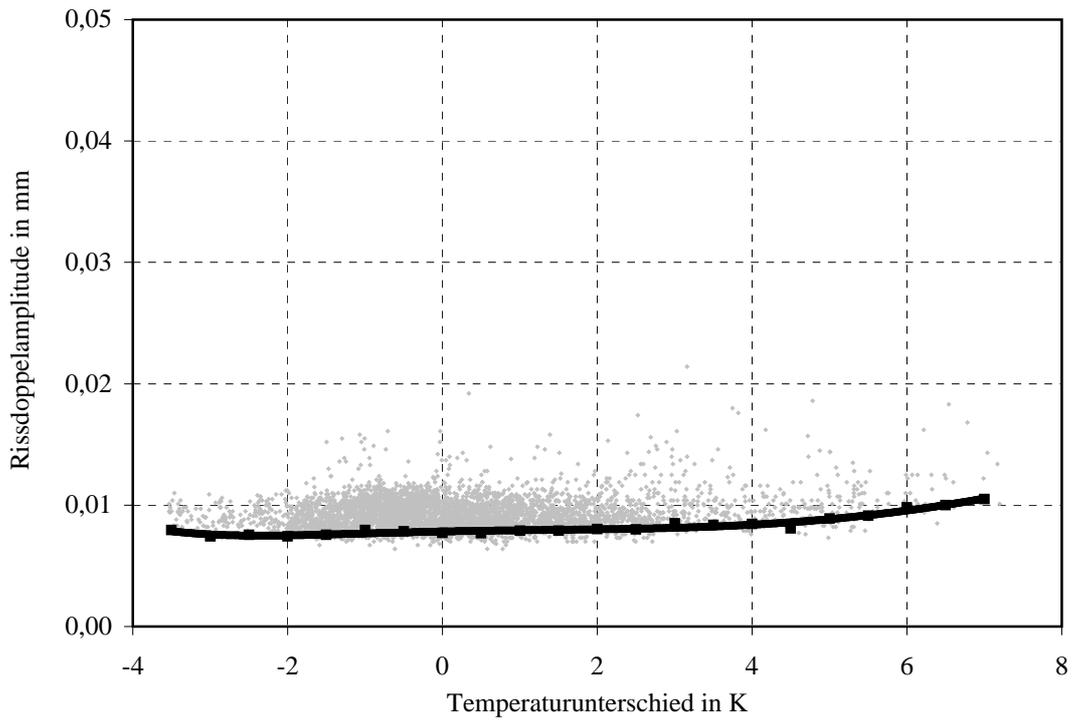


Abbildung A.10: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R_3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr links)

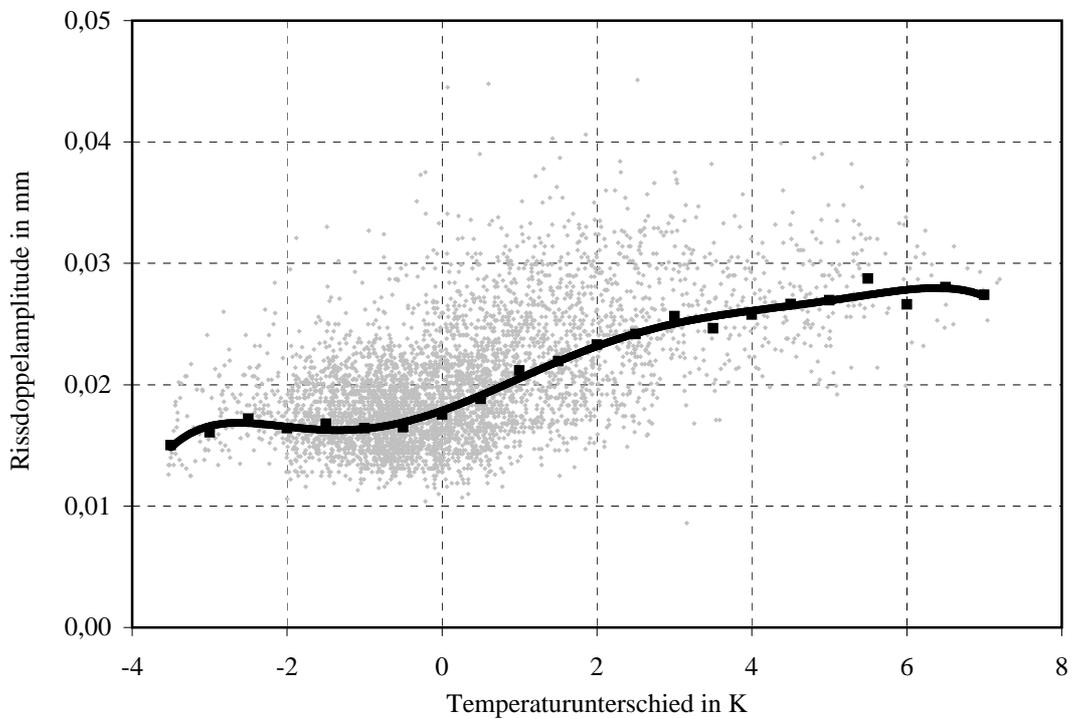


Abbildung A.11: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R_4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v (Verkehr links)

A.3.3 Abhängigkeit der mittleren Rissöffnungen vom Temperaturunterschied

In den nachfolgenden Diagrammen sind die mittleren Rissöffnungen in Abhängigkeit vom Temperaturunterschied ΔT_v dargestellt. Dabei sind zum einen die Rissöffnungswerte in den Zeitintervallen als Punkte abgebildet, und zum anderen ist eine Trendlinie dieser Rissöffnung eingezeichnet. Da zum Zeitpunkt des Einbaus der Messeinrichtung die momentane Rissöffnung nicht eindeutig bestimmt werden kann, ist in den Darstellungen kein Nullwertabgleich der Rissöffnung möglich.

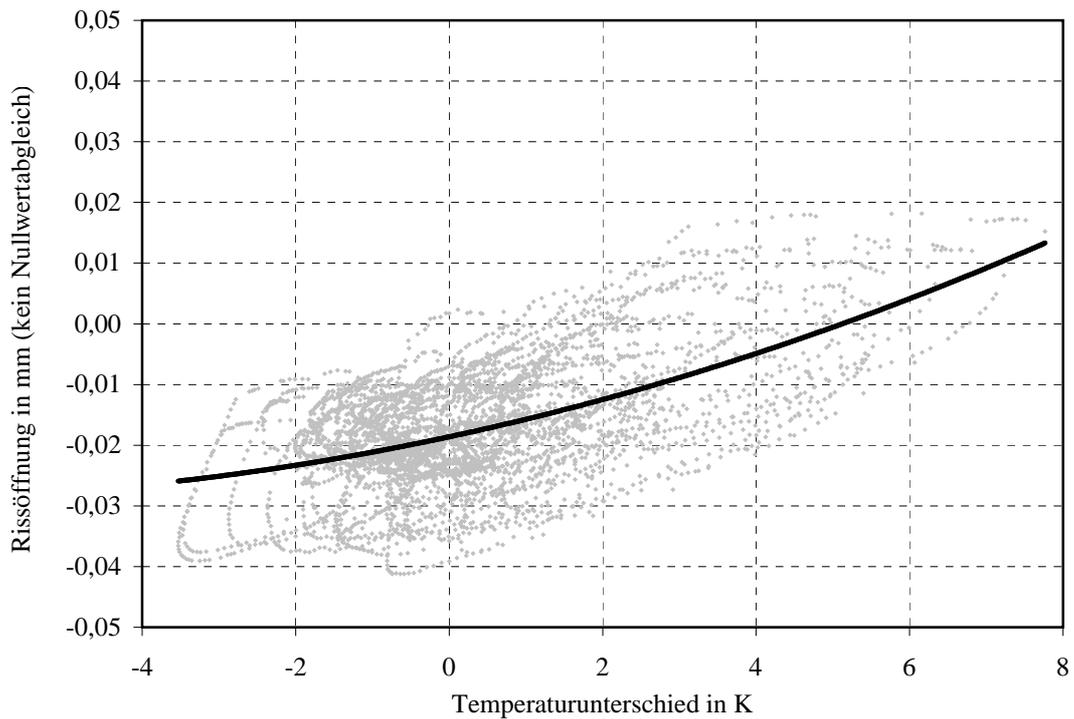


Abbildung A.12: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

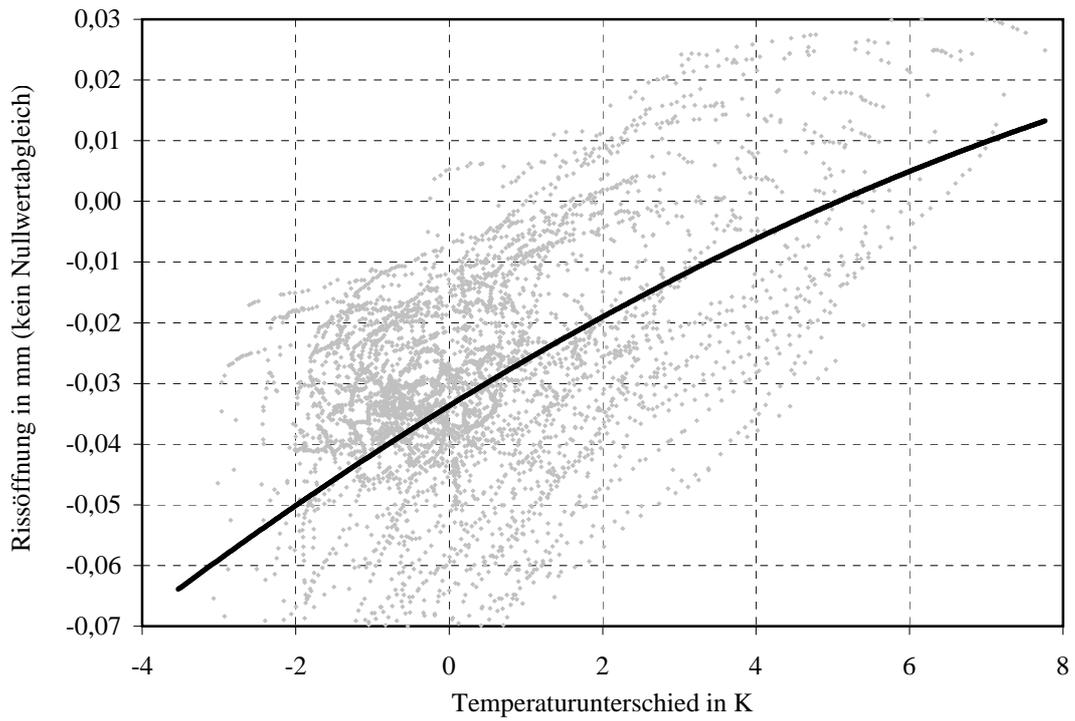


Abbildung A.13: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R_2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

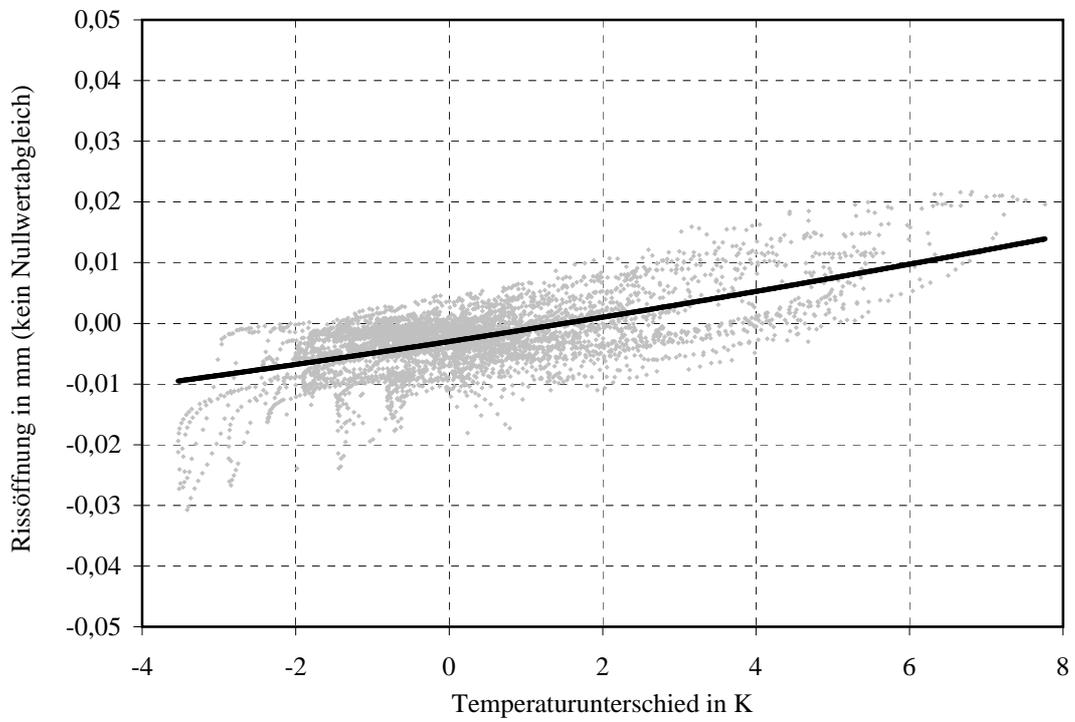


Abbildung A.14: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R_3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

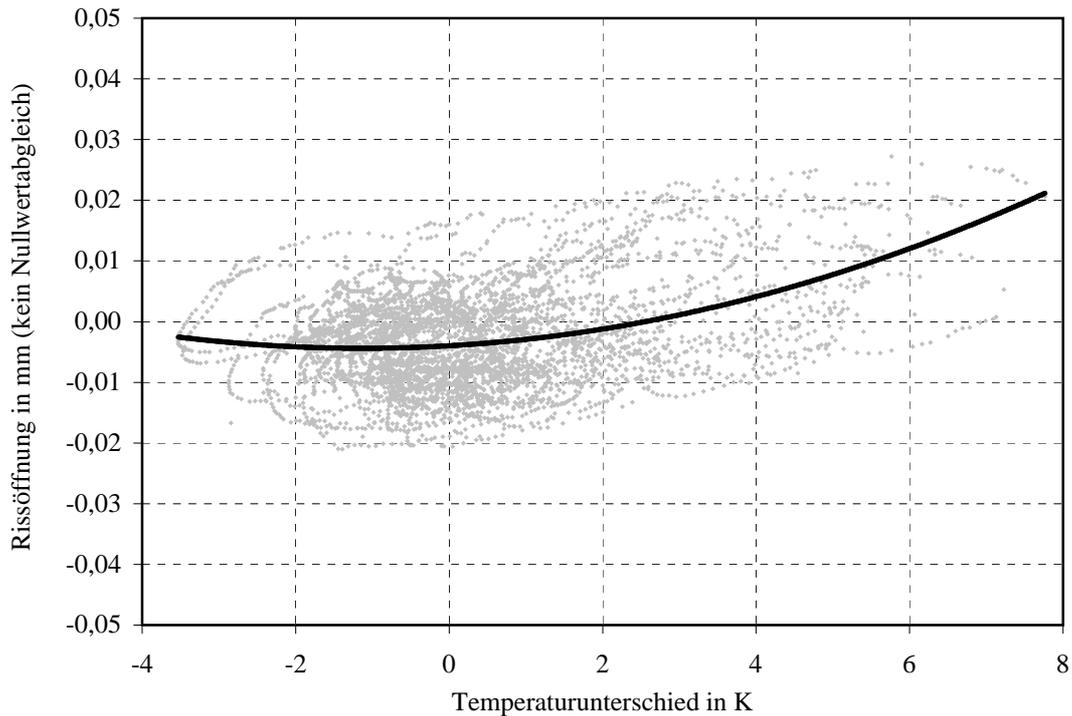


Abbildung A.15: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R_4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

A.4 Tabellen des Betriebsfestigkeitsnachweises

Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird zum einen mit einer gleichmäßigen Verteilung der Einzelereignisse pro Dehnungsklasse und zum anderen mit einer Verteilung, die sich aufgrund der im Messzeitraum aufgetretenen Häufigkeiten ergibt, durchgeführt. Die in Tabelle 2.1 angegebenen Anzahlen werden dazu auf eine Lebensdauer von 100 Jahren extrapoliert.

A.4.1 Betriebsfestigkeitsnachweis mit gleichmäßiger Verteilung

Die sich ergebende Gesamtanzahl der Ereignisse pro Klasse der Dehnungsdoppelamplitude wird gleichmäßig auf die einzelnen Klassen des vertikalen Temperaturunterschieds ΔT_v verteilt. Einzelne Abweichungen ergeben sich aufgrund von Rundungsunterschieden.

A.4.2 Betriebsfestigkeitsnachweis mit einer Verteilung entsprechend der aufgetretenen Häufigkeit

Die Anzahl der Ereignisse pro Klasse ik wird aus der im Messzeitraum dafür bestimmten Häufigkeit direkt für eine Lebensdauer von 100 Jahren extrapoliert.

Tabelle A.9: Einzelereignisse der Matrix $\mathbf{n}_{g,ik}$ für eine Lebensdauer von 100 Jahren bei gleichmäßiger Verteilung

$i \backslash k$		1	2	3	4	5	6
	ΔT_v in K	Klassen der Dehnungsdoppelamplituden in $\mu\text{m}/\text{m}$					
		15	25	35	45	55	65
1	-3,5	1765676	277003	137947	9090	254	13
2	-3	1765676	277008	137956	9090	254	16
3	-2,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
4	-2	1765676	277008	137956	9090	254	16
5	-1,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
6	-1	1765676	277008	137956	9090	254	16
7	-0,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
8	0	1765676	277008	137956	9090	254	16
9	0,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
10	1	1765676	277008	137956	9090	254	16
11	1,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
12	2	1765676	277008	137956	9090	254	16
13	2,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
14	3	1765676	277008	137956	9090	254	16
15	3,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
16	4	1765676	277008	137956	9090	254	16
17	4,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
18	5	1765676	277008	137956	9090	254	16
19	5,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
20	6	1765676	277008	137956	9090	254	16
21	6,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
22	7	1765676	277008	137956	9090	254	16
23	7,5	1765676	277008	137956	9090	254	16
24	8	1765685	277008	137956	9091	260	16
gesamt		42376233	6648187	3310935	218161	6102	381

Tabelle A.10: Einzelereignisse der Matrix $\mathbf{n}_{w,ik}$ für eine Lebensdauer von 100 Jahren bei einer Verteilung nach der aufgetretenen Häufigkeit

$i \backslash k$		1	2	3	4	5	6
	ΔT_v in K	Klassen der Dehnungsdoppelamplituden in $\mu\text{m}/\text{m}$					
		15	25	35	45	55	65
1	-3,5	71703	39284	20596	2288	0	0
2	-3	169723	64838	33182	3051	0	0
3	-2,5	317706	105266	46531	1526	0	0
4	-2	793694	267743	119760	8009	0	0
5	-1,5	2538981	555700	286050	18307	762	0
6	-1	4244603	891332	470648	28986	763	0
7	-0,5	6499441	1115977	553793	30893	1526	0
8	0	5709180	971808	465690	40428	763	381
9	0,5	5252262	743349	395893	28986	763	0
10	1	3214822	500016	251724	16400	0	0
11	1,5	2676667	376823	187649	11061	381	0
12	2	1989765	282236	128150	9154	0	0
13	2,5	1754060	204049	92680	4958	763	0
14	3	1337189	132727	59880	4577	381	0
15	3,5	1054953	90010	45005	3814	0	0
16	4	934049	75899	46531	2288	0	0
17	4,5	1077074	67889	33182	1907	0	0
18	5	986682	70178	28605	1144	0	0
19	5,5	773480	48438	22884	384	0	0
20	6	519848	18689	6865	0	0	0
21	6,5	176588	10298	6102	0	0	0
22	7	185361	12968	7247	0	0	0
23	7,5	57591	2288	2288	0	0	0
24	8	40811	382	0	0	0	0
gesamt		42376233	6648187	3310935	218161	6102	381

Tabelle A.11: Spannungsschwingbreite im Spannstahl $\Delta\sigma_p$ in MN/m^2 der Matrix σ_{ik}

$i \backslash k$			1	2	3	4	5	6
	ΔT_v in K	M_0 in MNm	Klassen der Dehnungsdoppelamplituden in $\mu\text{m}/\text{m}$					
			15	25	35	45	55	65
1	-3,5	14,86	8,1	13,2	19,0	27,0	36,5	45,6
2	-3	15,07	8,5	13,9	20,6	30,1	39,4	48,7
3	-2,5	15,28	8,6	14,9	23,5	33,1	42,4	52,0
4	-2	15,49	9,0	16,7	26,6	36,0	45,4	55,7
5	-1,5	15,70	9,9	19,4	29,5	38,9	48,7	59,5
6	-1	15,91	11,8	22,0	32,0	41,9	52,4	63,0
7	-0,5	16,11	14,4	24,5	34,5	45,2	56,1	66,5
8	0	16,32	16,9	27,0	37,2	48,5	59,6	69,9
9	0,5	16,53	18,9	29,5	40,4	51,7	62,7	73,2
10	1	16,74	20,4	32,0	43,7	54,8	65,7	76,1
11	1,5	16,95	20,8	34,7	46,7	57,8	68,6	78,7
12	2	17,16	21,1	36,5	49,3	60,8	70,9	81,9
13	2,5	17,37	21,9	36,9	51,3	63,3	73,9	85,0
14	3	17,58	22,6	37,3	52,1	64,8	76,9	88,1
15	3,5	17,78	23,2	37,8	52,2	66,6	79,5	91,3
16	4	17,99	23,7	38,3	52,0	67,0	81,6	94,1
17	4,5	18,20	23,6	38,3	52,8	67,5	82,6	96,6
18	5	18,41	23,2	38,2	53,4	68,2	83,1	98,4
19	5,5	18,62	22,3	38,1	53,9	68,9	83,8	99,0
20	6	18,83	22,3	37,9	54,0	69,5	84,6	99,8
21	6,5	19,04	22,3	38,0	53,8	69,9	85,5	100,6
22	7	19,25	22,5	38,1	53,8	70,0	86,2	101,5
23	7,5	19,45	22,7	38,2	54,0	70,1	86,4	102,3
24	8	19,66	23,8	38,5	54,3	70,3	86,5	102,8

B Brücke B

B.1 Bauwerksdaten

B.1.1 Brückenansicht

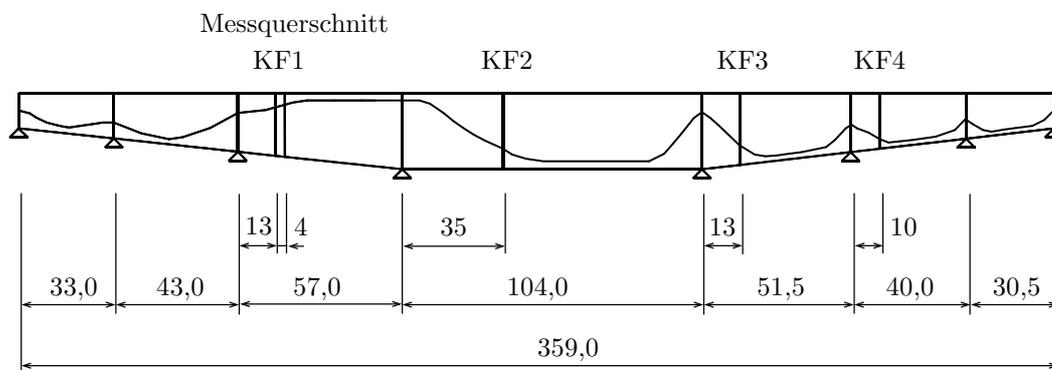


Abbildung B.1: Ansicht Brücke B

B.1.2 Angaben zum Rissquerschnitt (halber Querschnitt)

Bei den Materialeigenschaften werden jeweils die Bezeichnungen nach *DIN 1045-1* [19] angegeben, die den Eigenschaften der bei der Herstellung verwendeten Baustoffe am besten entsprechen. Für die Kriech- und Schwindansätze wird ein normal erhärtender Zement angesetzt und von einer relativen Luftfeuchtigkeit für Außenbauteile $RH = 80\%$ ausgegangen. Die wirksame Bauteildicke beträgt $h_0 = 336$ mm.

Tabelle B.1: Parameter des Betons für die Nachrechnung

f_{ck}	$= 25 \text{ MN/m}^2$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{cm}	$= 33 \text{ MN/m}^2$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit
E_{cm}	$= 25.200 \text{ MN/m}^2$	gemessener Elastizitätsmodul (Bohrkern)
ν	$= 0,2$	Querdehnzahl

Tabelle B.2: Parameter des Spannstahls für die Nachrechnung

$f_{p0,1k}$	= 1.350 MN/m ²	charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze
E_p	= 205.000 MN/m ²	Elastizitätsmodul

Tabelle B.3: Spannstahllagen

Nr.	Abstand z_v in m (vom unteren Rand)	Fläche A_z in cm ²
1	4,004	12,44
2	4,004	12,44
3	3,684	12,44
4	3,684	12,44
5	3,364	12,44
6	3,364	12,44
7	3,044	12,44
8	3,044	12,44
9	2,724	12,44
10	2,724	12,44
11	2,404	12,44
12	2,404	12,44
$\sum A_p =$		149,28
ungünstigste Spannstahllage: Nr. 11 und 12		

Tabelle B.4: Parameter des Betonstahls für die Nachrechnung

f_{yk}	= 500 MN/m ²	charakteristische Streckgrenze
E_s	= 200.000 MN/m ²	Elastizitätsmodul

Tabelle B.5: Betonstahllagen

Nr.	Abstand z_v in m (vom unteren Rand)	Fläche A_s in cm^2
1	4,294	9,05
2	3,690	6,79
3	2,790	6,79
4	1,890	6,79
5	0,990	6,79
6	0,390	1,13
7	0,050	13,57
$\sum A_s =$		50,09
ungünstigste Betonstahllage: Nr. 7		

Tabelle B.6: Zustand des Rissquerschnitts

Unterseite seitlich	Risse 0,2 mm in beiden Hauptträgern 0,2 mm, L= bis 370 cm
------------------------	--

Tabelle B.7: Bruttoquerschnittswerte

Querschnittsfläche	$A_b = 3,784 \text{ m}^2$
Trägheitsmoment	$I_b = 6,795 \text{ m}^4$
Widerstandsmomente	
- oben	$W_{bo} = 6,045 \text{ m}^3$
- unten	$W_{bu} = 2,107 \text{ m}^3$
Lage des Schwerpunktes (Abstand vom unteren Rand)	$s = 3,225 \text{ m}$

M 1:50

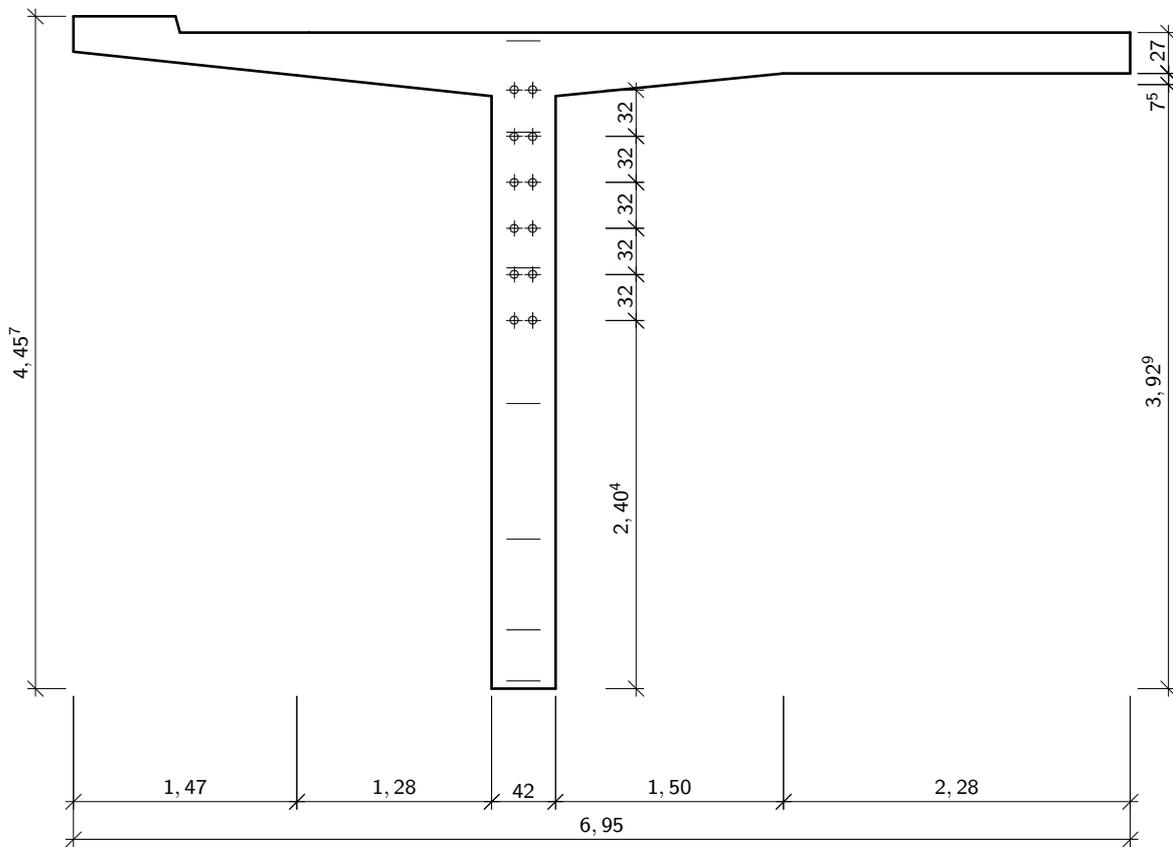


Abbildung B.2: Rissquerschnitt Brücke B

Tabelle B.8: Schnittgrößen (halber Querschnitt)

Lastfall	$t = 0$		$t = \infty$	
	M in MNm	N in MN	M in MNm	N in MN
Eigengewicht g	-6,445		-2,217	
Ausbaulasten Δg	-0,127		-0,127	
statisch bestimmter Anteil der Vorspannung P_{dir}	-0,408	-13,194	-0,361	-11,684
statisch unbestimmter Anteil der Vorspannung P_{ind}	+5,032		+4,121	
Temperaturbelastung $\Delta T = 7$ K	+4,415		+4,415	
$max Q_{LM3}$	+2,169		+2,169	
$min Q_{LM3}$	-1,018		-1,018	

B.2 Anordnung der Messpunkte der Langzeitmessung

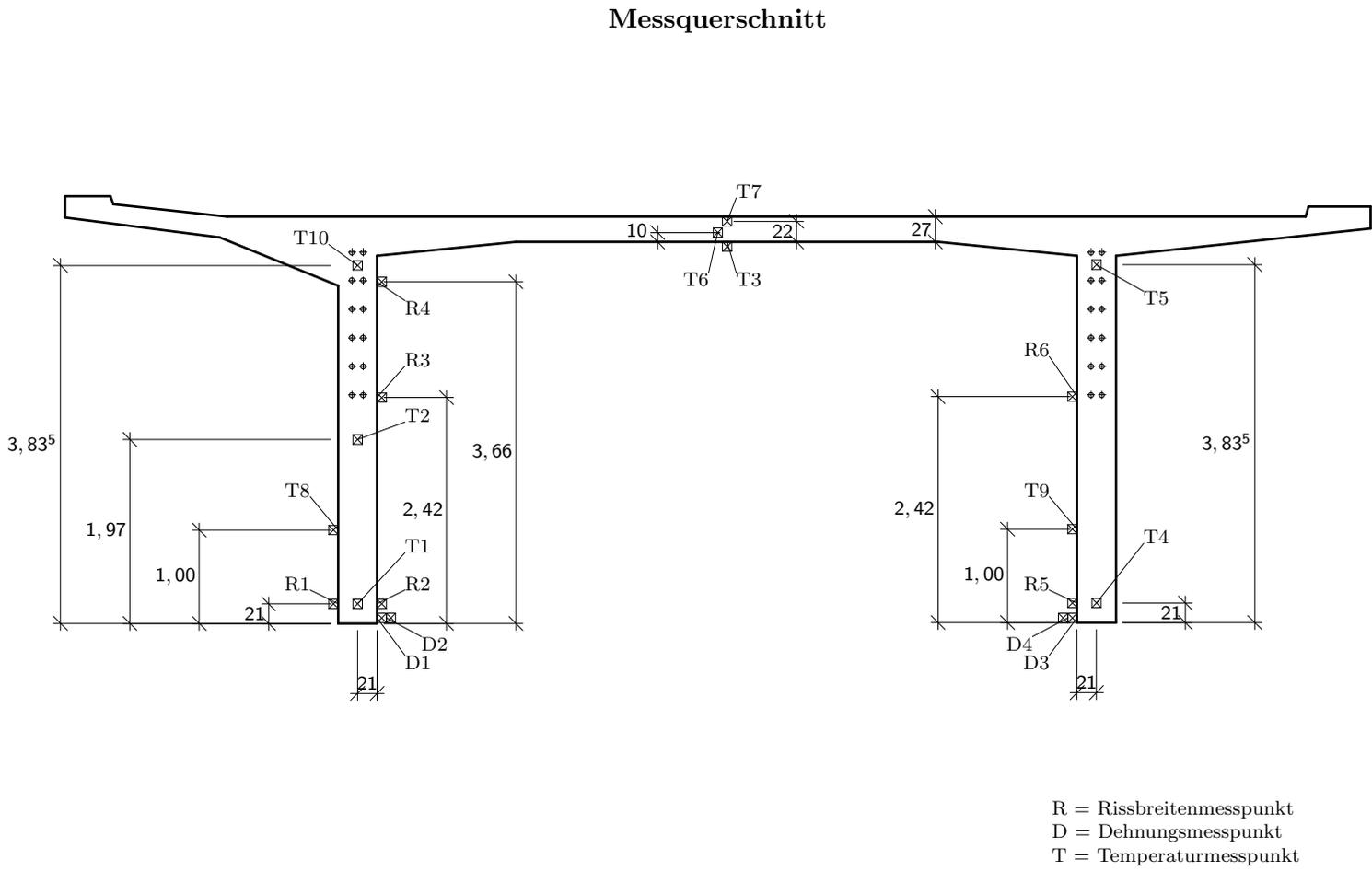


Abbildung B.3: Anordnung der Messpunkte Brücke B

B.3 Ergebnisse der Langzeitmessung

B.3.1 Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied

In den nachfolgenden Diagrammen sind die Rissdoppelamplituden in Abhängigkeit vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v dargestellt. Dabei sind zum einen die Einzelereignisse in den Zeitintervallen als Punkte abgebildet, und zum anderen ist der Verlauf der Mittelwerte der Rissdoppelamplituden für eine Einteilung des Temperaturunterschieds in Klassen von 0,2 K eingezeichnet.

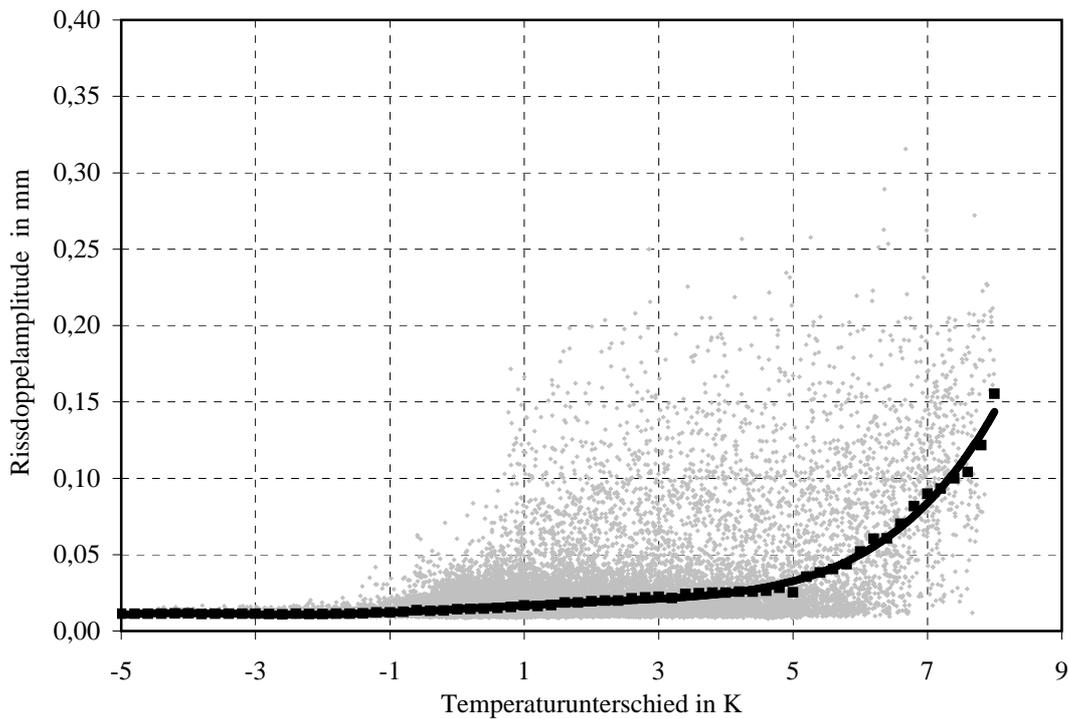


Abbildung B.4: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

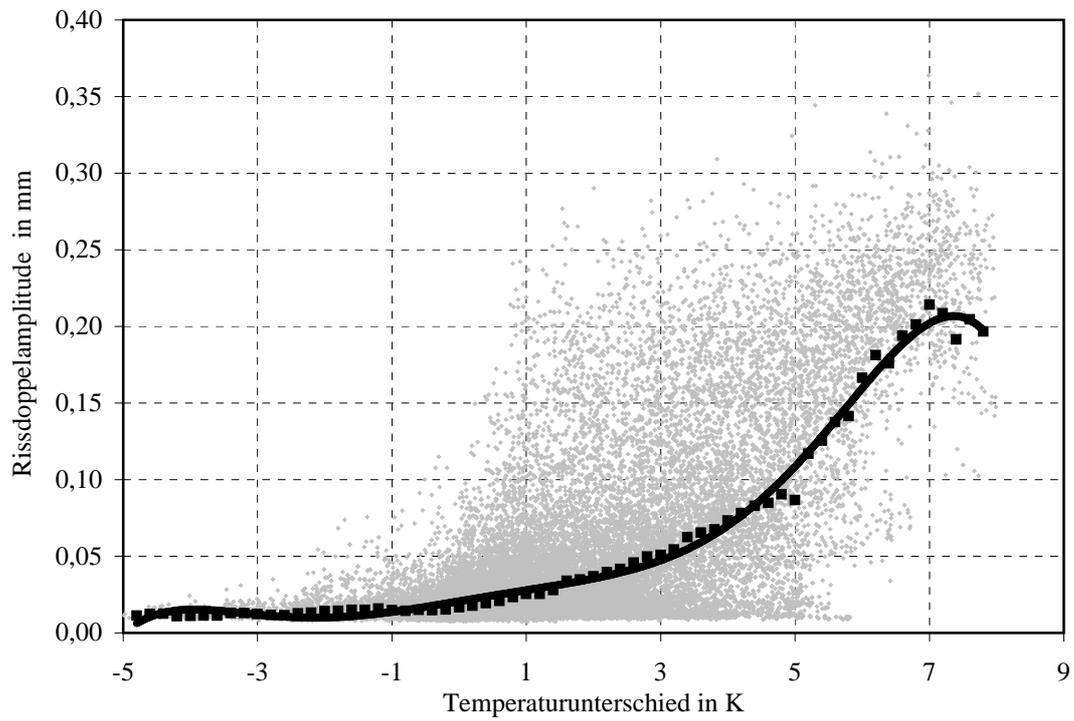


Abbildung B.5: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R_2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

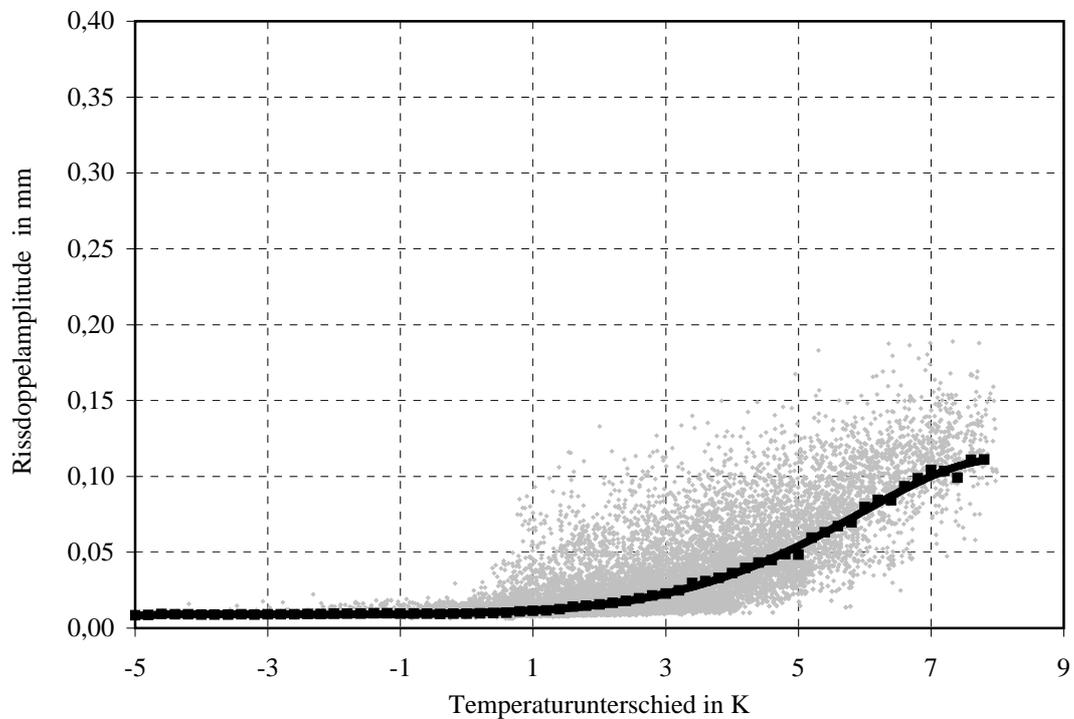


Abbildung B.6: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R_3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

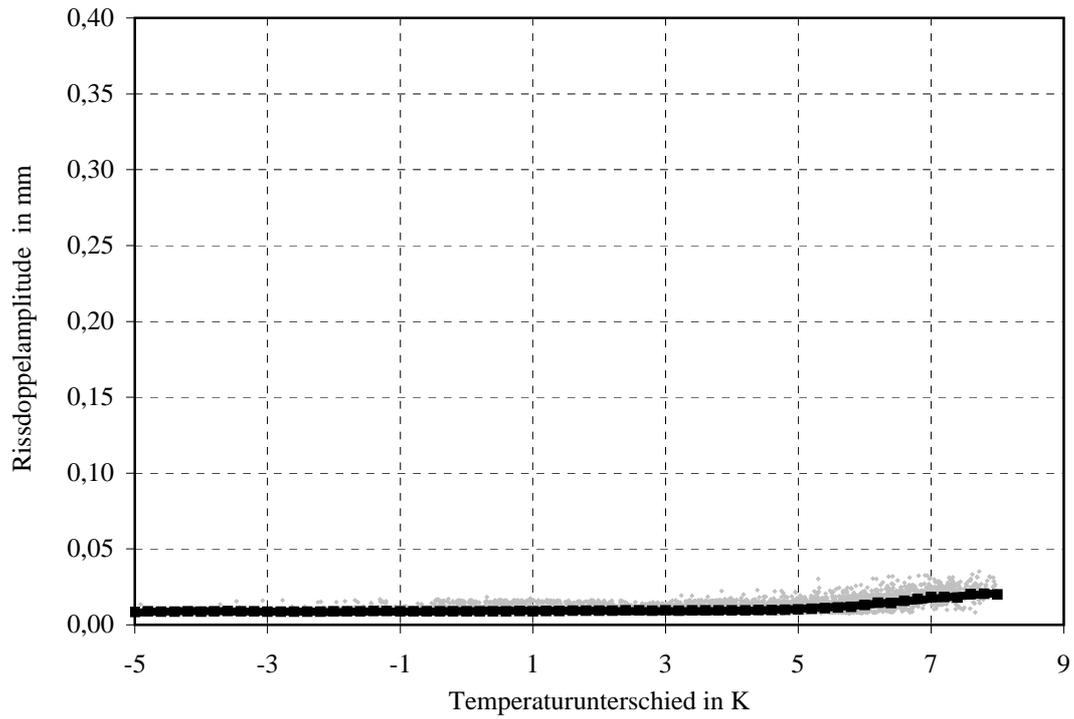


Abbildung B.7: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

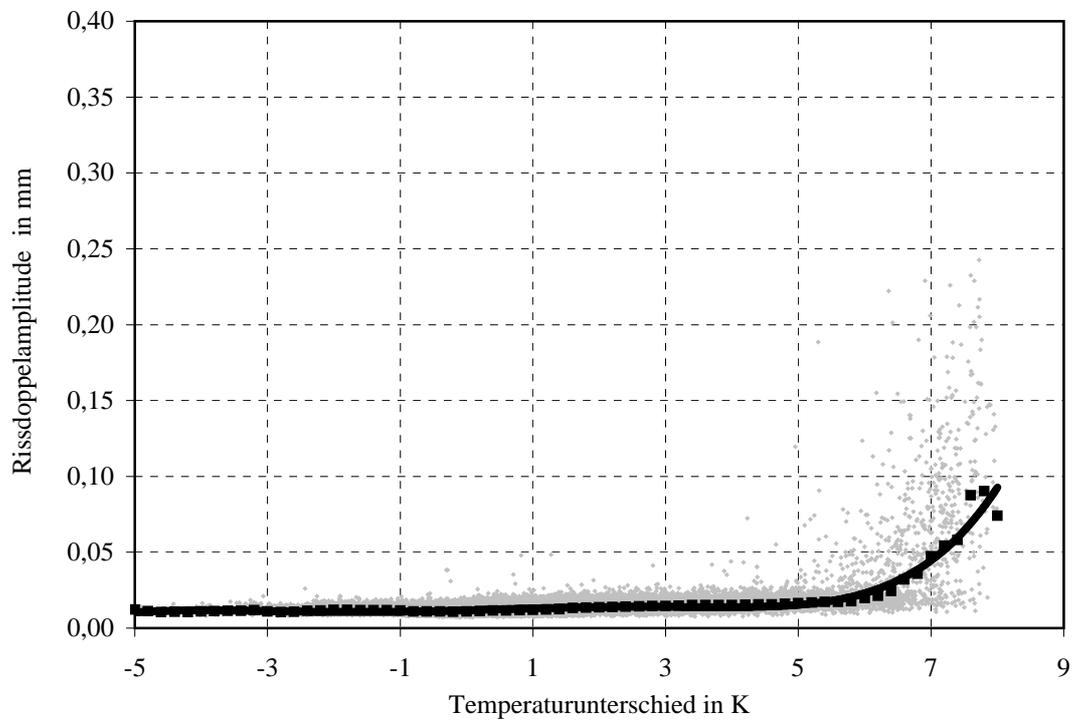


Abbildung B.8: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R5 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

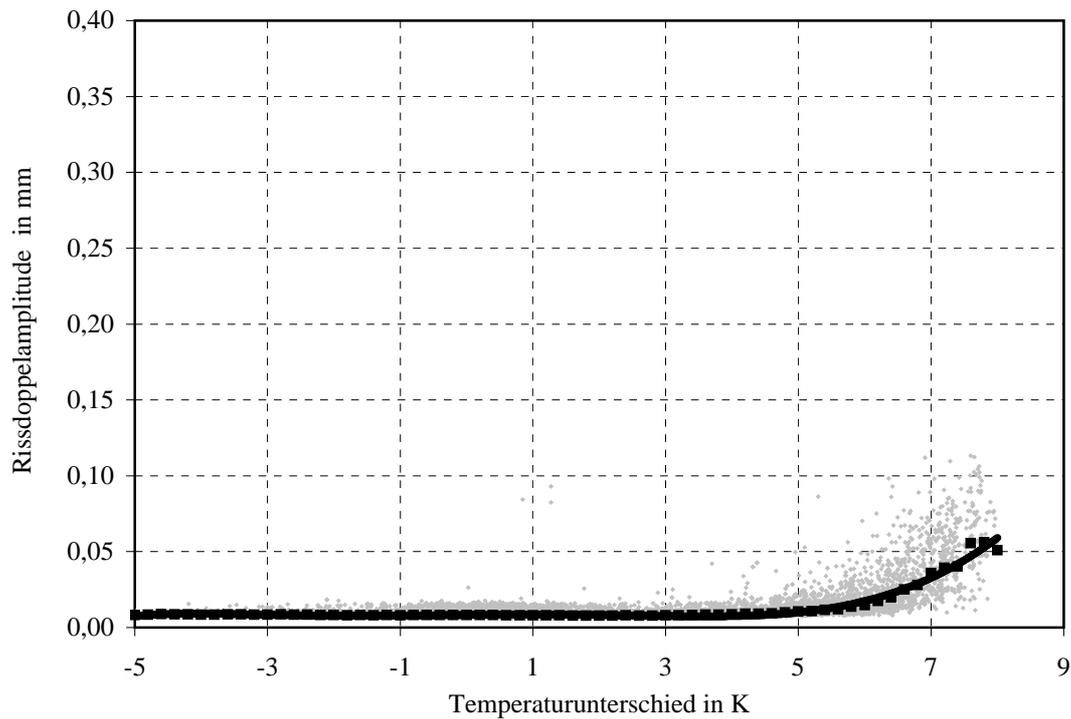


Abbildung B.9: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude R_6 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

B.3.2 Abhängigkeit der mittleren Rissöffnungen vom vertikalen Temperaturunterschied

In den nachfolgenden Diagrammen sind die mittleren Rissöffnungen in Abhängigkeit vom Temperaturunterschied ΔT_v dargestellt. Dabei sind zum einen die Rissöffnungswerte in den Zeitintervallen als Punkte abgebildet, und zum anderen ist eine Trendlinie dieser Rissöffnung eingezeichnet. Da zum Zeitpunkt des Einbaus der Messeinrichtung die momentane Rissöffnung nicht eindeutig bestimmt werden kann, ist in den Darstellungen kein Nullwertabgleich der Rissöffnung möglich.

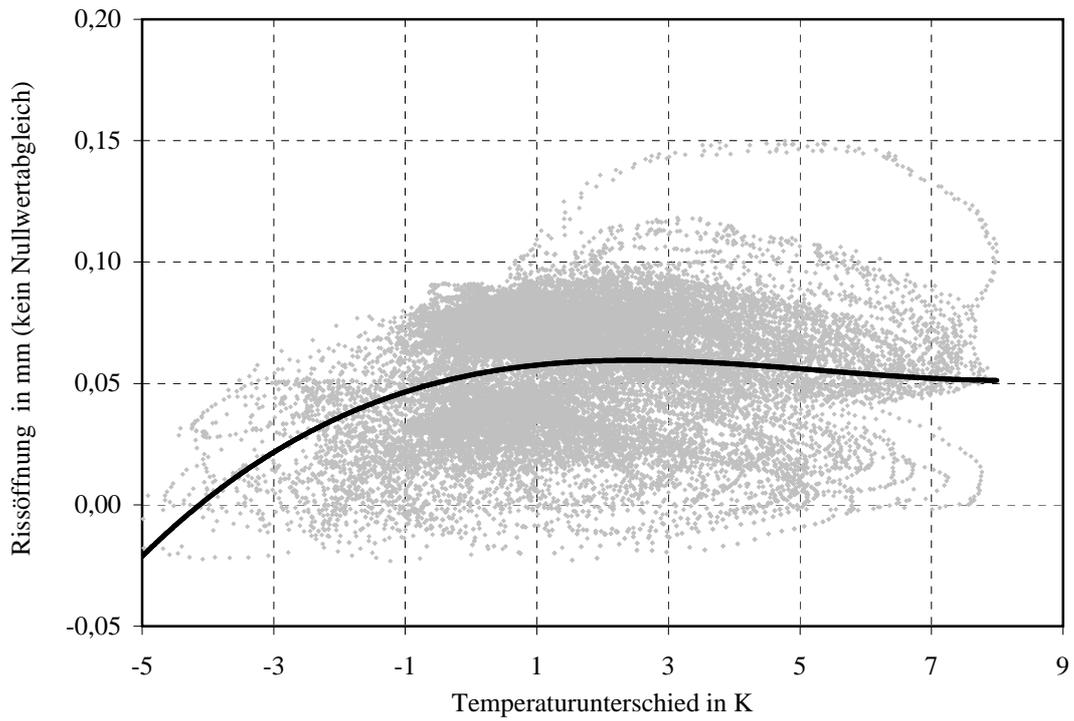


Abbildung B.10: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R_1 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

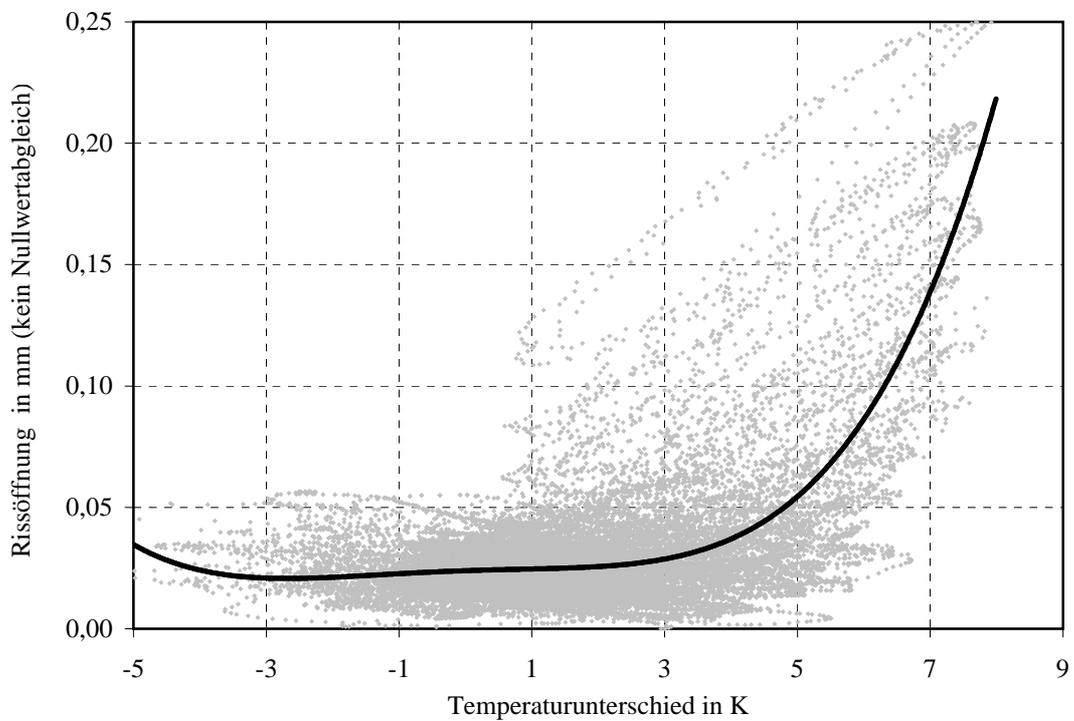


Abbildung B.11: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R_2 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

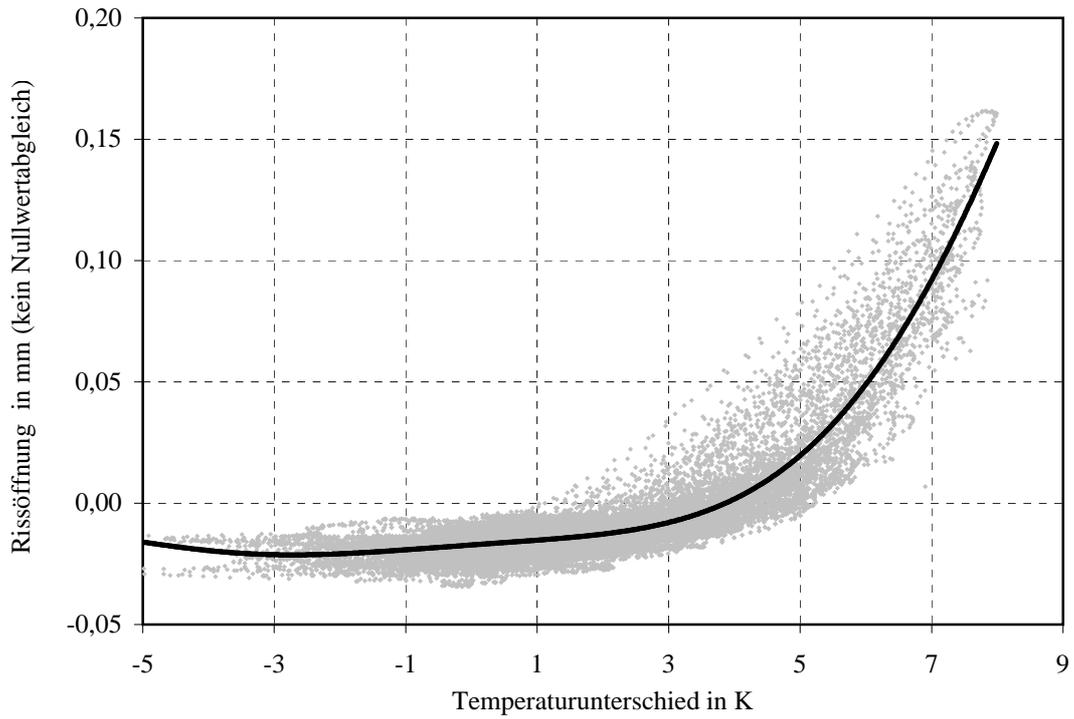


Abbildung B.12: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R_3 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

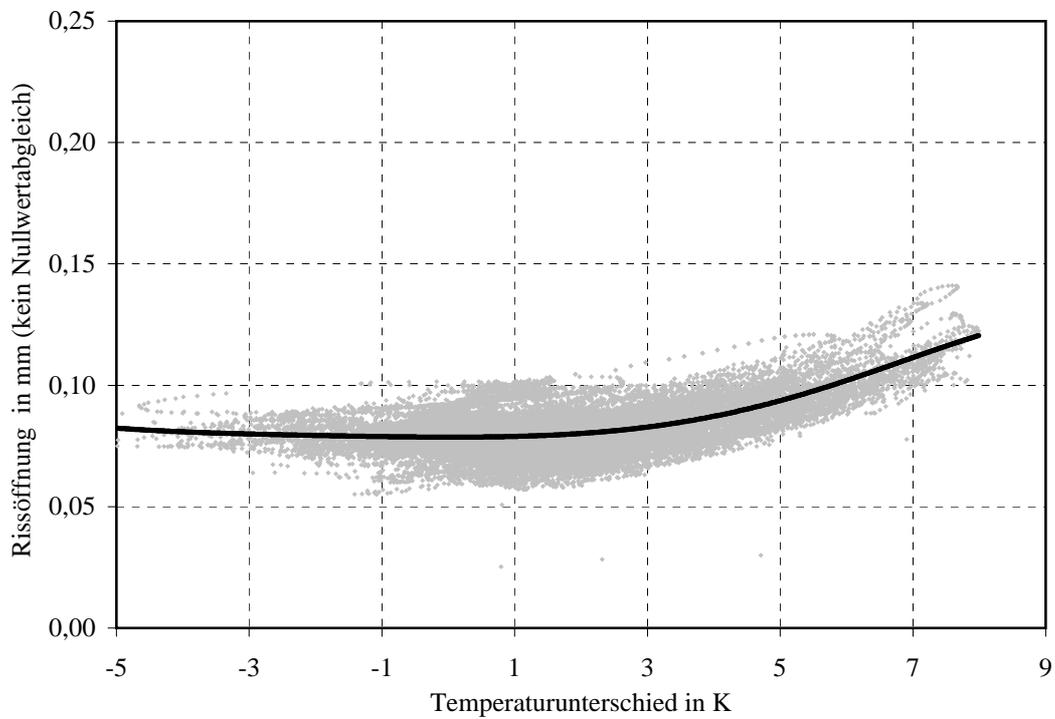


Abbildung B.13: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R_4 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

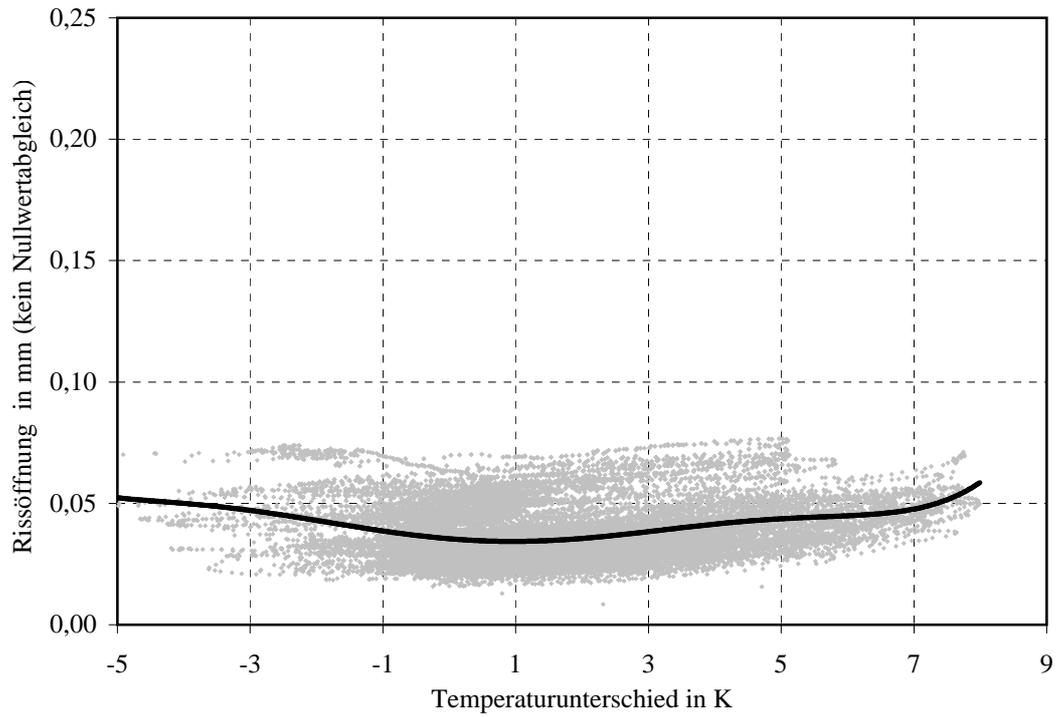


Abbildung B.14: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R_5 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

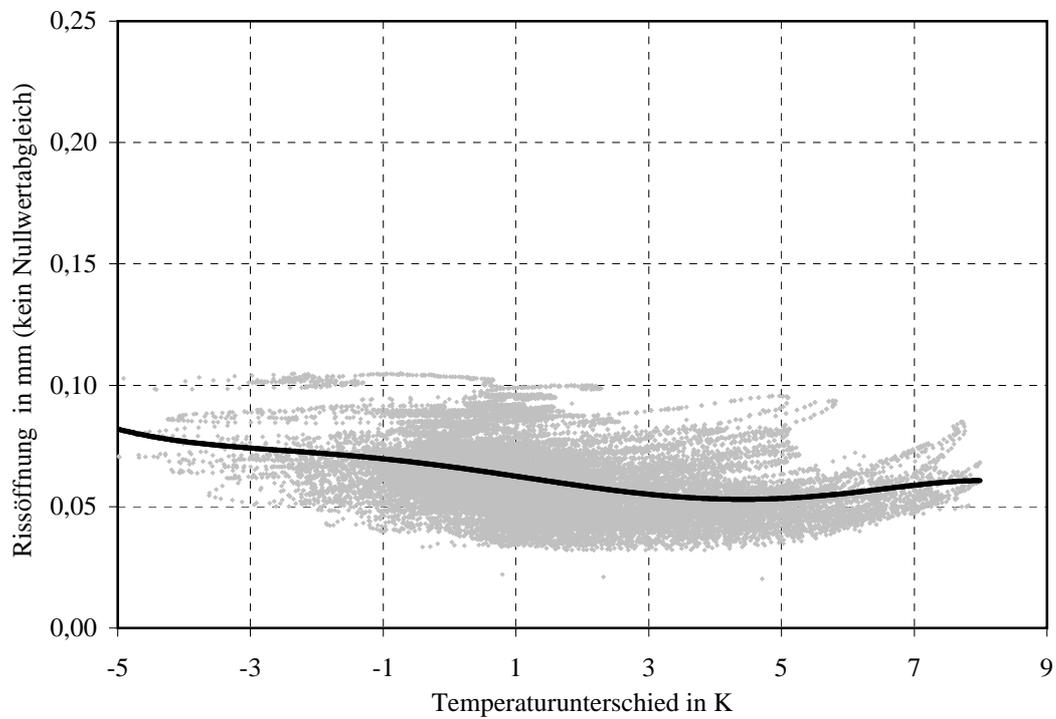


Abbildung B.15: Abhängigkeit der mittleren Rissöffnung R_6 vom vertikalen Temperaturunterschied ΔT_v

B.4 Tabellen des Betriebsfestigkeitsnachweises

Tabelle B.9: Spannungsschwingbreiten im Spannstahl der Matrix σ_i (Teil 1)

i	ΔT_v in K	M_0 in MNm	Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_p$ durch eine Belastung eines Lkw-Typs nach Ermüdungslastmodell 4 [23]				
			Typ 1 in MN/m ²	Typ 2 in MN/m ²	Typ 3 in MN/m ²	Typ 4 in MN/m ²	Typ 5 in MN/m ²
1	-5,00	0,23	1,56	2,61	3,57	2,86	3,14
2	-4,80	0,35	1,70	2,61	3,57	2,86	3,14
3	-4,60	0,48	1,83	2,61	3,57	2,86	3,14
4	-4,40	0,60	1,85	2,61	3,57	2,86	3,14
5	-4,20	0,73	1,85	2,61	3,57	2,86	3,14
6	-4,00	0,86	1,85	2,61	3,57	2,86	3,14
7	-3,80	0,98	1,85	2,61	3,59	2,86	3,14
8	-3,60	1,11	1,85	2,61	3,60	2,86	3,14
9	-3,40	1,24	1,85	2,61	3,61	2,86	3,14
10	-3,20	1,36	1,85	2,61	3,64	2,86	3,15
11	-3,00	1,49	1,85	2,62	3,68	2,86	3,16
12	-2,80	1,61	1,85	2,62	3,71	2,87	3,18
13	-2,60	1,74	1,85	2,62	3,76	2,89	3,20
14	-2,40	1,87	1,84	2,63	3,83	2,90	3,23
15	-2,20	1,99	1,71	2,65	3,89	2,92	3,27
16	-2,00	2,12	1,57	2,61	3,97	2,95	3,30
17	-1,80	2,24	1,43	2,50	4,08	2,93	3,37
18	-1,60	2,37	1,43	2,40	4,19	2,84	3,35
19	-1,40	2,50	1,43	2,34	4,19	2,76	3,27
20	-1,20	2,62	1,45	2,39	4,21	2,73	3,24
21	-1,00	2,75	1,46	2,46	4,23	2,79	3,28
22	-0,80	2,88	1,48	2,52	4,36	2,90	3,39
23	-0,60	3,00	1,51	2,61	4,55	3,01	3,54
24	-0,40	3,13	1,55	2,72	4,75	3,12	3,70
25	-0,20	3,25	1,58	2,83	4,95	3,27	3,86
26	0,00	3,38	1,65	2,96	5,24	3,43	4,04
27	0,20	3,51	1,71	3,12	5,52	3,58	4,24
28	0,40	3,63	1,78	3,28	5,81	3,77	4,44
29	0,60	3,76	1,88	3,45	6,29	3,97	4,69
30	0,80	3,88	1,99	3,65	6,80	4,17	4,98

Tabelle B.10: Spannungsschwingbreiten im Spannstahl der Matrix σ_i (Teil 2)

i	ΔT_v in K	M_0 in MNm	Typ 1 in MN/m ²	Typ 2 in MN/m ²	Typ 3 in MN/m ²	Typ 4 in MN/m ²	Typ 5 in MN/m ²
31	1,00	4,01	2,09	3,84	7,30	4,42	5,26
32	1,20	4,14	2,23	4,06	8,61	4,71	5,65
33	1,40	4,26	2,39	4,35	10,19	4,99	6,16
34	1,60	4,39	2,53	4,63	11,76	5,39	6,66
35	1,80	4,52	2,70	4,93	13,73	5,90	7,53
36	2,00	4,64	2,88	5,43	15,95	6,39	9,11
37	2,20	4,77	3,04	5,92	18,16	7,30	10,67
38	2,40	4,89	3,24	6,40	20,49	8,86	12,37
39	2,60	5,02	3,49	7,93	22,95	10,40	14,57
40	2,80	5,15	3,71	9,47	25,40	12,11	16,76
41	3,00	5,27	4,01	10,99	27,84	14,29	18,96
42	3,20	5,40	4,46	13,06	30,29	16,46	21,39
43	3,40	5,52	4,86	15,21	32,74	18,65	23,81
44	3,60	5,65	5,50	17,35	35,16	21,05	26,22
45	3,80	5,78	6,96	19,65	37,54	23,45	28,64
46	4,00	5,90	8,39	22,01	39,91	25,81	31,03
47	4,20	6,03	9,87	24,36	42,26	28,18	33,41
48	4,40	6,16	11,93	26,68	44,59	30,55	35,75
49	4,60	6,28	13,96	29,01	46,91	32,88	38,07
50	4,80	6,41	15,98	31,34	49,21	35,17	40,35
51	5,00	6,53	18,24	33,60	51,49	37,46	42,63
52	5,20	6,66	20,47	35,85	53,78	39,70	44,90
53	5,40	6,79	22,65	38,10	56,04	41,94	47,14
54	5,60	6,91	24,84	40,26	58,30	44,18	49,38
55	5,80	7,04	26,94	42,41	60,57	46,33	51,61
56	6,00	7,16	28,92	44,55	62,80	48,49	53,76
57	6,20	7,29	30,87	46,53	64,97	50,64	55,93
58	6,40	7,42	32,46	48,47	67,14	52,63	58,10
59	6,60	7,54	33,33	50,40	69,26	54,57	60,05
60	6,80	7,67	34,20	51,65	71,20	56,52	62,00
61	7,00	7,80	34,93	52,53	73,13	57,78	63,95
62	7,20	7,92	35,15	53,42	74,96	58,67	64,95
63	7,40	8,05	35,37	53,97	75,83	59,55	65,83
64	7,60	8,17	35,58	54,21	76,70	60,09	66,70
65	7,80	8,30	35,55	54,45	77,57	60,33	67,08
66	8,00	8,43	35,53	54,59	77,81	60,56	67,30

Tabelle B.11: Spannungsschwingbreiten im Betonstahl der Matrix σ_i (Teil 1)

i	ΔT_v in K	M_0 in MNm	Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_s$ durch eine Belastung eines Lkw-Typs nach Ermüdungslastmodell 4 [23]				
			Typ 1 in MN/m ²	Typ 2 in MN/m ²	Typ 3 in MN/m ²	Typ 4 in MN/m ²	Typ 5 in MN/m ²
1	-5,00	0,23	5,15	7,91	11,36	8,80	9,81
2	-4,80	0,35	5,15	7,91	11,36	8,80	9,80
3	-4,60	0,48	5,16	7,91	11,36	8,80	9,80
4	-4,40	0,60	5,16	7,91	12,31	8,79	9,80
5	-4,20	0,73	5,16	7,91	13,40	8,79	9,80
6	-4,00	0,86	5,16	7,91	14,48	8,80	9,80
7	-3,80	0,98	5,16	7,91	16,13	8,80	10,32
8	-3,60	1,11	5,16	7,91	17,95	8,80	11,40
9	-3,40	1,24	5,16	7,91	19,77	9,36	12,49
10	-3,20	1,36	5,16	8,04	21,88	10,44	13,83
11	-3,00	1,49	5,16	9,12	24,16	11,52	15,65
12	-2,80	1,61	5,15	10,21	26,44	12,89	17,47
13	-2,60	1,74	5,15	11,29	28,89	14,71	19,39
14	-2,40	1,87	5,15	13,11	31,53	16,54	21,67
15	-2,20	1,99	5,15	14,93	34,16	18,48	23,95
16	-2,00	2,12	5,53	16,75	36,95	20,75	26,26
17	-1,80	2,24	6,62	18,97	40,01	23,03	28,89
18	-1,60	2,37	7,70	21,24	43,06	25,36	31,53
19	-1,40	2,50	8,96	23,52	46,20	27,99	34,16
20	-1,20	2,62	10,78	26,06	49,62	30,63	37,20
21	-1,00	2,75	12,60	28,70	53,03	33,26	40,25
22	-0,80	2,88	14,47	31,33	56,47	36,32	43,30
23	-0,60	3,00	16,74	34,22	60,09	39,37	46,66
24	-0,40	3,13	19,02	37,28	63,71	42,42	50,08
25	-0,20	3,25	21,31	40,33	67,33	45,80	53,49
26	0,00	3,38	23,94	43,56	71,17	49,21	57,05
27	0,20	3,51	26,57	46,98	75,00	52,63	60,67
28	0,40	3,63	29,20	50,40	78,83	56,20	64,30
29	0,60	3,76	32,19	53,89	82,88	59,82	68,05
30	0,80	3,88	34,76	57,51	86,95	63,44	71,88

Tabelle B.12: Spannungsschwingbreiten im Betonstahl der Matrix σ_i (Teil 2)

i	ΔT_v in K	M_0 in MNm	Typ 1 in MN/m ²	Typ 2 in MN/m ²	Typ 3 in MN/m ²	Typ 4 in MN/m ²	Typ 5 in MN/m ²
31	1,00	4,01	36,73	61,13	91,03	67,20	75,72
32	1,20	4,14	38,96	63,96	95,22	71,03	79,66
33	1,40	4,26	41,05	66,70	99,46	74,02	83,71
34	1,60	4,39	42,65	69,45	103,46	76,89	86,70
35	1,80	4,52	44,36	71,75	106,67	79,88	89,74
36	2,00	4,64	46,07	74,00	109,91	82,39	92,90
37	2,20	4,77	47,41	76,25	113,08	84,70	95,40
38	2,40	4,89	48,86	78,26	115,64	87,12	97,84
39	2,60	5,02	50,38	80,22	118,26	89,30	100,34
40	2,80	5,15	51,58	82,18	120,87	91,28	102,50
41	3,00	5,27	52,87	84,00	123,07	93,33	104,56
42	3,20	5,40	54,31	85,68	125,29	95,24	106,71
43	3,40	5,52	55,34	87,37	127,51	96,94	108,64
44	3,60	5,65	56,40	88,95	129,45	98,75	110,44
45	3,80	5,78	57,59	90,31	131,36	100,43	112,31
46	4,00	5,90	58,48	91,69	133,28	101,82	113,96
47	4,20	6,03	59,31	93,02	134,89	103,26	115,41
48	4,40	6,16	60,22	94,08	136,43	104,66	116,90
49	4,60	6,28	60,99	95,17	137,97	105,75	118,25
50	4,80	6,41	61,70	96,25	139,29	106,88	119,39
51	5,00	6,53	62,51	97,15	140,52	108,00	120,55
52	5,20	6,66	63,21	98,08	141,75	108,93	121,68
53	5,40	6,79	63,81	99,01	142,87	109,89	122,65
54	5,60	6,91	64,47	99,76	143,94	110,87	123,65
55	5,80	7,04	65,03	100,52	145,02	111,65	124,64
56	6,00	7,16	65,46	101,28	146,02	112,43	125,45
57	6,20	7,29	65,93	101,86	146,90	113,24	126,28
58	6,40	7,42	66,35	102,43	147,80	113,86	127,14
59	6,60	7,54	66,66	103,00	148,64	114,46	127,76
60	6,80	7,67	66,99	103,47	149,31	115,08	128,39
61	7,00	7,80	67,33	103,92	149,99	115,60	129,05
62	7,20	7,92	67,59	104,38	150,66	116,06	129,56
63	7,40	8,05	67,88	104,79	151,19	116,55	130,05
64	7,60	8,17	68,19	105,19	151,73	116,99	130,56
65	7,80	8,30	68,39	105,59	152,28	117,40	131,01
66	8,00	8,43	68,61	105,94	152,75	117,82	131,43

C Elementnetze der Finite Elemente Berechnungen

C.1 Elementnetz: Versuchskörper Giegold VKA

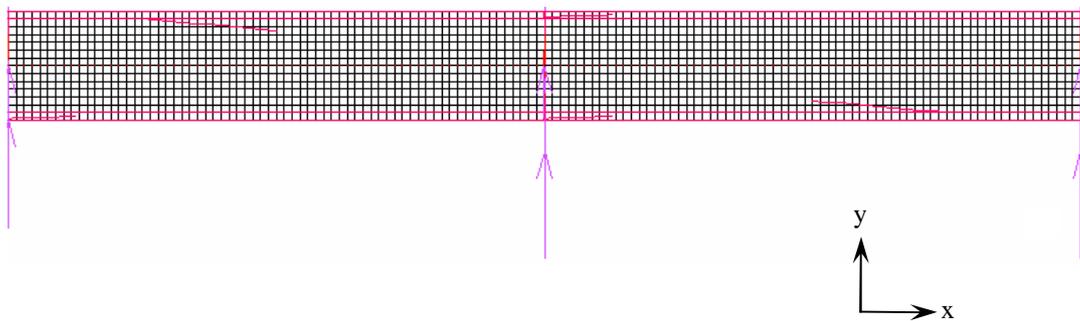


Abbildung C.1: Ansicht

Die Einteilung der Betonelemente wird im gesamten Bereich gleichmäßig gewählt. Die Elemente haben die Abmessungen 2,5 x 2,5 cm.

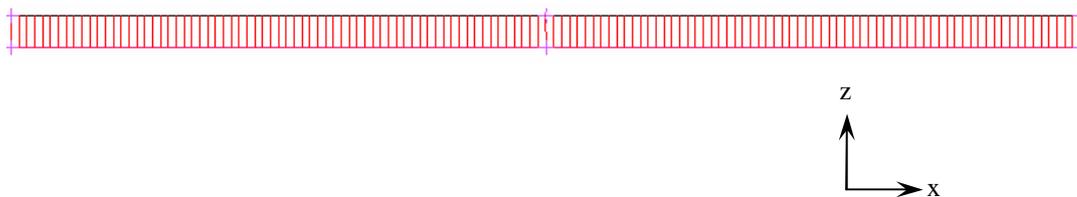


Abbildung C.2: Draufsicht

Die Draufsicht zeigt die Einteilung der Federelemente zur Simulation des Verbundverhaltens. Die Bewehrung ist zur Übersichtlichkeit versetzt angeordnet. Da die Verbundfedern nur in x-Richtung wirken, hat dies keine Auswirkungen auf die Berechnung.

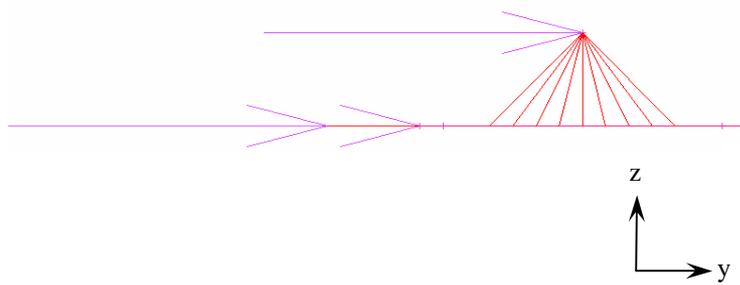


Abbildung C.3: Vorderansicht

Die Vorderansicht zeigt die Einteilung der Federelemente zur Simulation der Ankerkörper.

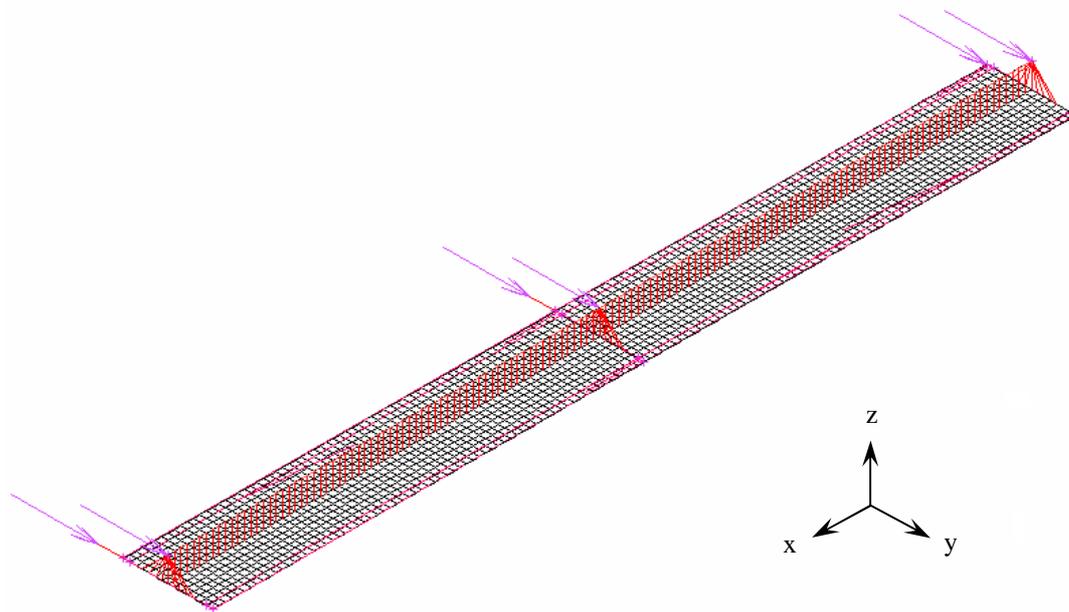


Abbildung C.4: Perspektive

In der Perspektive ist die versetzt angeordnete vorgespannte Bewehrung zu erkennen, die mit Verbundfedern an den Betonkörper gekoppelt ist.

C.2 Elementnetze der beiden Brücken

C.2.1 Brücke A

Elementnetz für die Modellierung der Stegbreite (x-y-Achsen)

Zur Modellierung der Spannungsverteilung in Querrichtung der Koppelfuge wird das folgende perspektivisch abgebildete FE Netz verwendet.

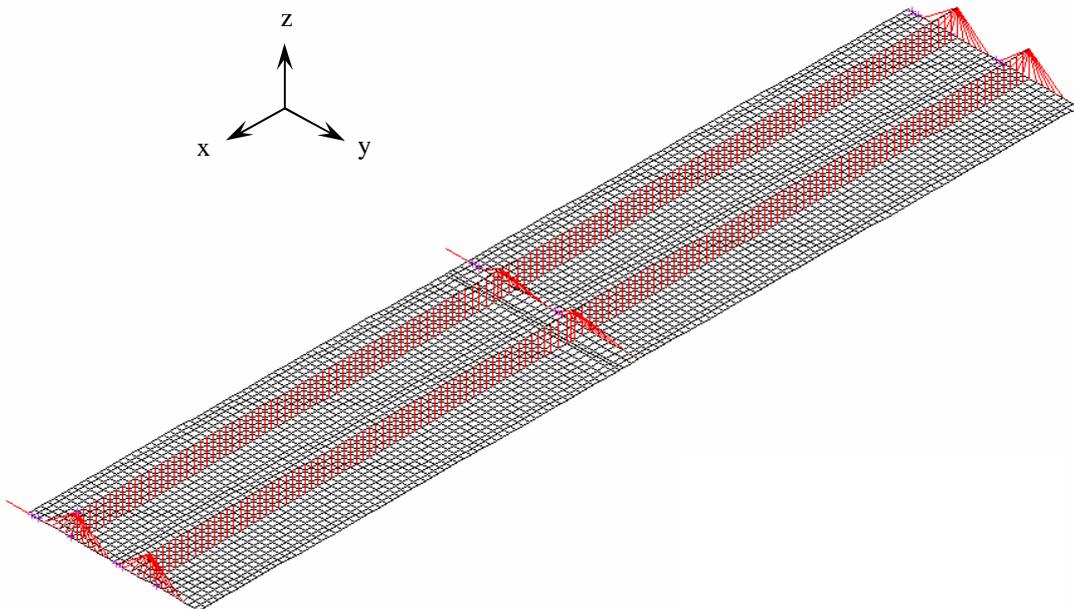


Abbildung C.5: Modellierung der Stegbreite: Brücke A

Elementnetz für die Modellierung der Längsrichtung (x-z-Achsen)

Aufgrund der Querschnittshöhe von 2,84 m werden die beiden Bauabschnitte mit einer Länge von jeweils 6 m modelliert, um bei 3 m einen ungestörten Bereich (Bernoulli-Hypothese) zum Vergleich mit dem Koppelfugenquerschnitt zu erhalten. Die einzelnen Elemente haben die Abmessungen 5 x 5 cm. Im Bereich des Koppelfugenquerschnitts wird die Elementlänge halbiert (siehe Detail Abbildung C.6).

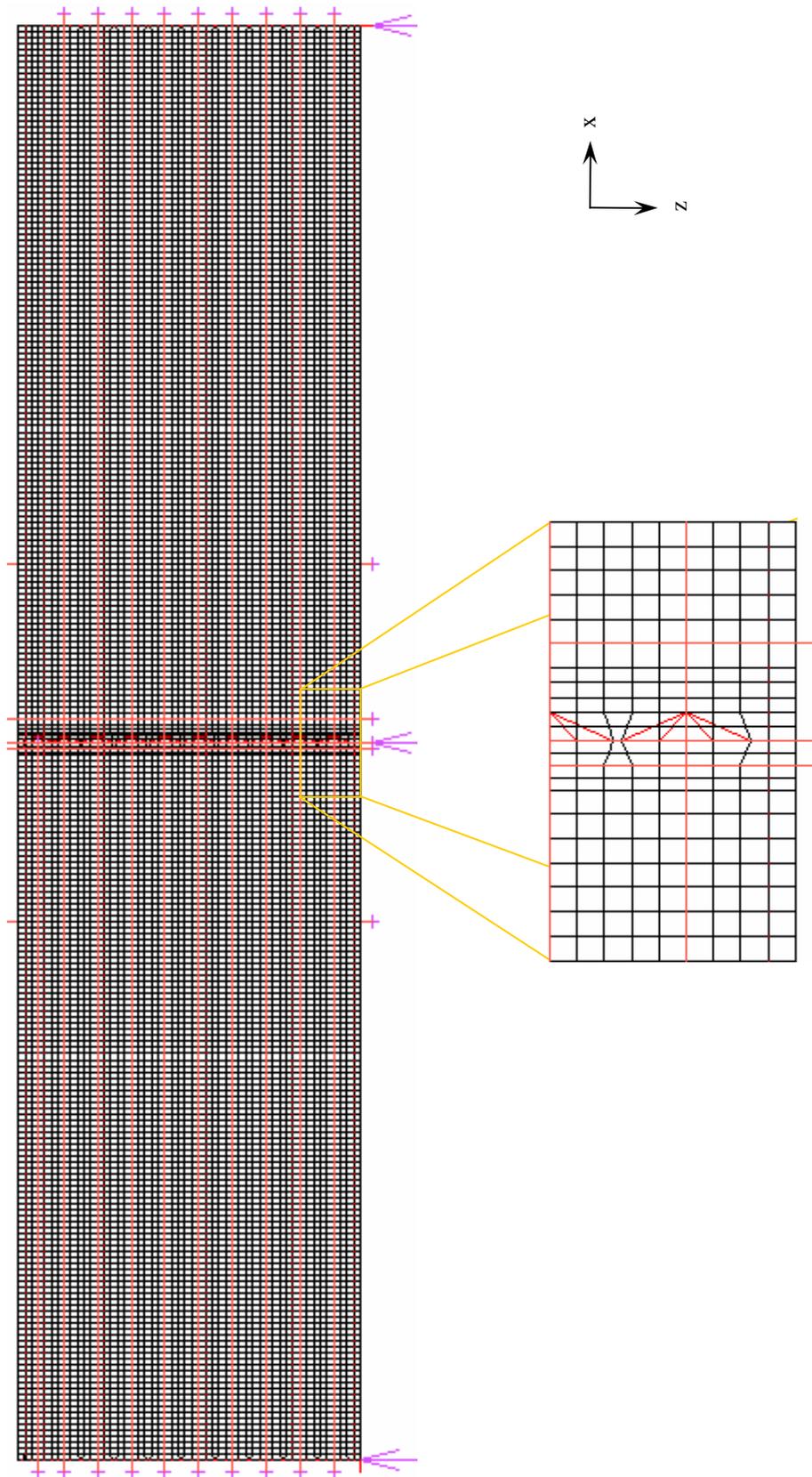


Abbildung C.6: Ansicht und Detailbereich: Brücke A

C.2.2 Brücke B

Die Querschnittshöhe beträgt bei diesem Bauwerk 4,46 m. Die unterste Spanngliedlage befindet sich 2,40 m vom untern Querschnittsrand entfernt. Aufgrund dieser ungünstigen Verhältnisse ist hier eine Abschnittslänge von 14,8 m notwendig, um jeweils in der Mitte der beiden Abschnitte einen Bereich mit gültiger Bernoulli-Hypothese zu erhalten. Die Elemente haben ebenfalls Abmessungen von 5 x 5 cm. Im Bereich des Rissquerschnitts wird die Elementlänge halbiert (siehe Abbildung C.7). In Feldmitte werden Elemente mit vierfacher Länge verwendet, um die Elementanzahl zu reduzieren.

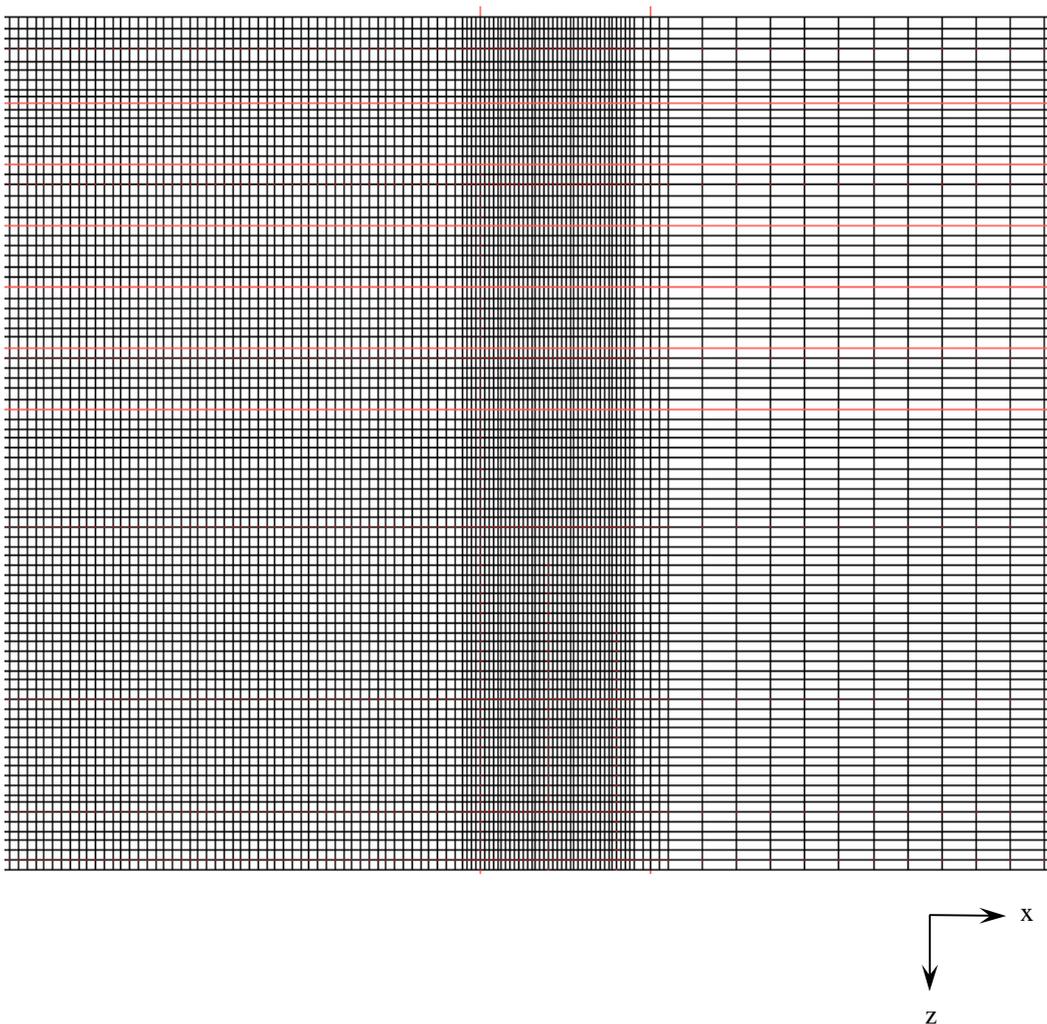


Abbildung C.7: Detailbereich Rissquerschnitt: Brücke B