



Institut für Massivbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx



Masterarbeit

Innovativer Eisenbahnbrückenbau Langzeitverhalten der Längsverschieblichen Festen Fahrbahn unter klimatischen Einflüssen

Verfasser: Raul Enrique Beltrán Gutiérrez
Matrikelnummer: 2814770
Masterstudiengang: Geotechnik und Infrastruktur im Bauingenieurwesen und in der Geodäsie
Prüfer: Univ. Prof. Dr.-Ing Steffen Marx, Dr.-Ing. Michael Hansen
Betreuer: Dipl.-Ing Marc Wenner

Februar 2014

Erklärung der Selbstständigkeit

Hiermit versichere ich, die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt sowie die Zitate deutlich kenntlich gemacht zu haben.

Hannover, den 28.02.2014

Raul Enrique Beltrán Gutiérrez



Masterarbeit

Appelstraße 9A
30167 Hannover
Telefon: (05 11) 7 62-33 52
Telefax: (05 11) 7 62-21 75
eMail: massivbau@ifma.uni-hannover.de

für Herrn Raul Enrique Beltran Gutierrez

30. September 2013

Matr.-Nr. 2814770

Thema der Masterarbeit:

Innovativer Eisenbahnbrückenbau – Langzeitverhalten der längsverschieblichen Festen Fahrbahn unter klimatischen Einflüssen

Ausgangssituation

Im Eisenbahnbrückenbau ist die Verträglichkeit zwischen Bauwerk und Oberbau ein wichtiges Entwurfsziel, um eine sichere und kontinuierliche Führung des Gleises auf dem Bauwerk zu gewährleisten. Mit zunehmender Brückenlänge nehmen die Interaktionseffekte zwischen Oberbau und Bauwerk zu und führen zu hohen Längskräften in der Schiene. Die lückenlose Herstellung des Schienenstranges muss dann durch Schienenauszüge unterbrochen werden.

Die längsverschiebliche Feste Fahrbahn ist eine konstruktive Lösung, die zu einer Reduzierung der Interaktionseffekte und zum Verzicht auf teure und instandhaltungsintensive Schienenauszüge führt. Die Grundidee der längsverschieblichen Festen Fahrbahn besteht in der Entkopplung von Fahrbahn und Brücke beim Abtrag längsgerichteter Einwirkungen durch das Zwischenschalten einer Gleitschicht. Durch die Einspannung der Fahrbahn in den Widerlagern wird die Fahrbahn zu einem integralen System. Temperaturänderungen sowie zeitversetzte Betondehnungen infolge Kriechen und Schwinden bewirken eine Zwangsbeanspruchung im System.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Untersuchung des Langzeitverhaltens der längsverschieblichen Festen Fahrbahn und der Konsequenzen für den Entwurf und die Bemessung dieser innovativen Oberbaukonstruktion.

Umfang und Bearbeitung

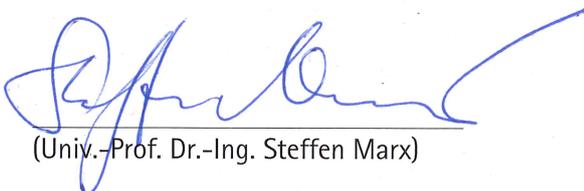
- a. Die Problematik der Interaktion zwischen Brücke und Gleis soll erläutert werden.
- b. Die prinzipielle Funktionsweise der längsverschieblichen Festen Fahrbahn soll beschrieben werden. Weiterhin soll im Rahmen einer Literaturrecherche die historische Entwicklung der Idee sowie die möglichen Ausbildungen des Systems dokumentiert werden. Vor- und Nachteile des Systems für den Einsatz auf Eisenbahnbrücken sind darzustellen.
- c. Die Berechnung eines integralen Systems ist sehr komplex. Um das in dieser Arbeit untersuchte Feld in seinem Kontext zu verstehen, sollen alle auf die Fahrbahn einwirkenden Größen als auch die Systemwiderstände beschrieben werden. Für die Weiterführung der Arbeit werden exklusiv Normalkräfte und Zwangskräfte berücksichtigt.
- d. Für die Bemessung der integralen Fahrbahn sind sowohl Materialnichtlinearitäten als auch zeitabhängigen Materialeigenschaften zu berücksichtigen. In einem ersten Schritt soll das nichtlineare Verhalten des Stahlbetons sowohl auf der Druck- als auch auf der Zugseite beschrieben und in einem Programm implementiert werden. Unabhängig vom Kriech- und Schwindverhalten des Betons soll insbesondere auf das tension-stiffening und auf den Einfluss der Belastungsgeschichte eingegangen werden.
- e. In einem zweiten Schritt sollen die Einflüsse aus Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden, und im Programm durch eine Zeitschrittintegration implementiert werden. Die Plausibilität der Ergebnisse soll durch Grenzwertbetrachtungen geprüft werden.
- f. Mit dem entwickelten nichtlinearen Modell sollen verschiedene Untersuchungen durchgeführt werden:
 - Einfluss des Herstellungszeitpunkts (Lückenschluss) auf die maximale Beanspruchung des Querschnitts
 - Entwicklung der „Neutraltemperatur“ über die Zeit. Die Neutraltemperatur ist die Bauteiltemperatur, bei welcher die äußerliche Zwangskraft null ist.
 - Einfluss der Querschnittsparameter (A_c , A_s , ρ) auf die Beanspruchung des Systems
 - Definition einer geeigneten Querschnittswahl, eines geeigneten Herstellungszeitpunkt und einer geeigneten Bautechnologie für den Bau der längsverschieblichen Festen Fahrbahn.

Der Umfang der Bearbeitung ist nach Absprache mit dem Betreuer anzupassen.

Betreuung: Dipl.-Ing. Marc Wenner

Ausgabe: 4. Oktober 2013

Abgabe: 28. Februar 2013



(Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx)



(Dr.-Ing. Michael Hansen)

Zusammenfassung

Die LvFF¹ auf Brücken, als eine integrale Konstruktion, wird durch das Schwinden und die Temperaturschwankung aufgrund der Verformungsbehinderung beansprucht. So entstehen Zwangskräfte in Längsrichtung, die das Bauteil unter wechselnder Druck- und Zugbeanspruchung setzen. Das Tragverhalten der LvFF wird auf der Druckseite durch die viskoelastischen Stoffeigenschaften des Betons charakterisiert. Die Relaxation des Betons spielt dabei eine wichtige Rolle. Auf der Zugseite weist das Bauteil ein sprödes Verhalten auf. In diesem Fall stehen die Rissbildung und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen im Vordergrund. Beide Verhaltensmerkmale, Relaxation und Rissbildung, haben positive Folgen beim Abbau von der Zwangskraft. Die Rissbildung kann jedoch eine Gefahr für die LvFF darstellen, weil sie ihre Dauerhaftigkeit stark beeinträchtigen kann.

Um zu Gewährleisten, dass die LvFF auch extreme Temperaturbeanspruchungen standhält, ist es wichtig zu wissen, wie groß die extremen Beton- und Stahlspannungen aus zentrischem Zwang in der LvFF sind, und unter welchem Randbedingungen sie erreicht werden können. Zu diesem Zweck wurde eine LvFF unter saisonaler Temperaturschwankung und Variation ihrer wichtigsten Ausbildungsmerkmale untersucht, wie Aufstelltemperatur, Jahreszeit zum Lückenschluss, Vorspannung, Bewehrungsgrad, Betonalter bei erster Belastung, Behinderungsgrad und Schwinden. Neben den Spannungen im Querschnitt wurden die Rissbreite, die Zwangskraft und die Entwicklung der Neutraltemperatur in der Zeit² untersucht.

Dafür wurde ein Programm entwickelt, das in der Lage ist, wirklichkeitsnah die Schnittgrößen aus den zyklischen saisonalen Einwirkungen zu ermitteln. Die viskoelastischen Betoneigenschaften auf der Druckseite und das spröde Verhalten des Betons durch die Anwendung einer modifizierten mittleren Spannungs-Dehnungs-Linie für den Stahl im Verbund auf der Zugseite wurden dabei mitberücksichtigt.

Die Ergebnisse der Vorliegende Masterarbeit sollen zur Ermittlung eines geeigneten Temperaturbandes zur Beschränkung von Rissbreiten, sowie zur Wahl eines geeigneten Querschnitts und betontechnologische Maßnahmen für die Einbau der LvFF auf Brücken beitragen.

Schlüsselwörter: Feste Fahrbahn auf Brücken, Zwangbeanspruchungen, Relaxation des Betons, Kriechen, Schwinden, Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen, niederzyklische Belastung, saisonale Temperaturschwankung.

¹ Längsverschiebliche Feste Fahrbahn

² s. Abs. 4.8.1

Resumen

La vía en placa desplazable en dirección longitudinal para puentes de ferrocarril (VPDL), como construcción integral y continua, es sometida a esfuerzos debido a la restricción de su deformación. Estos esfuerzos en dirección longitudinal son provocados por la variación de la temperatura a lo largo del año y por la retracción del hormigón. De esta manera se generan tensiones en dirección longitudinal en la estructura, que de acuerdo a las condiciones de empotramiento, la retracción (shrinkage) y la época del año van cambiando de compresión a tracción y viceversa. El comportamiento de la VPDL a compresión está caracterizado por las propiedades viscoelásticas del hormigón. La relajación del hormigón desempeña por tanto un papel importante en el cálculo de los esfuerzos. Por otro lado, cuando la estructura está sometida a tracción se producen fisuras y el hormigón se comporta como un material frágil. En este caso el aporte de la rigidez del hormigón entre las fisuras (tension stiffening) desempeña un papel preponderante. Ambas características del comportamiento, relajación y tension stiffening tienen efectos positivos para la atenuación de las tensiones inducidas por la temperatura y la retracción. Sin embargo la aparición de fisuras puede significar un riesgo para la VPDL, ya que puede disminuir severamente su vida útil.

Para garantizar que la VPDL resista incluso las solicitaciones extremas de temperatura, es importante conocer cómo transcurren en el tiempo y cuán grandes son los esfuerzos en el hormigón y en el acero. El cálculo de estos esfuerzos debe ser realizado con métodos que reflejen el verdadero comportamiento de una pieza de hormigón armado sometida a cargas cíclicas. Además es importante conocer bajo qué condiciones ambientales, temperatura de cierre del hormigonado, etc. se alcanzan estos. Con este fin, una VPDL típica fue sometida a solicitación de temperatura y retracción variable en el tiempo. La respuesta de la VPDL fue entonces investigada. El estudio fue realizado considerando la variación de sus características como ser: temperatura inicial, estación del año en la cual se concluye la estructura, preesfuerzo, cuantía de acero, edad del hormigón a la primera carga, grado de empotramiento y retracción del hormigón.

Para llevar a cabo dicho análisis fue desarrollado un Programa, el cual es capaz de analizar el comportamiento de la pieza de hormigón armado bajo efecto de cargas cíclicas.

Finalmente un análisis de la sensibilidad de la VPDL fue efectuado con el objetivo de determinar un intervalo de temperatura para el cierre del hormigonado, el cual lleve a que la formación de fisuras permanezca en un rango aceptable, así como para la elección de una sección adecuada y medidas especiales durante y después del hormigonado.

Palabras clave: Vía en placa para puentes, construcciones integrales, deformación restringida, relajación de esfuerzos en el hormigón, retracción y fluencia, tension stiffening, carga cíclica, variación estacional de la temperatura.

Abstract

The longitudinally displaceable slab track for railway bridges (LDST), as an integral and continuous construction, is subjected to restrained stresses due to the restriction of its deformation. These restrained stresses in lengthways direction are caused by the variations of the environment temperature throughout the year and the concrete shrinkage. In this manner, imposed tensions are generated in the structure that according to the environmental conditions, the shrinkage and the season of the year, change from compression to tension and vice versa. The behavior of the LDST to compression is characterized by the viscoelastic properties of the concrete. Therefore the relaxation of the concrete is very important in the calculation of the efforts. On the other hand, when the structure is subject to tension, concrete cracks and behaves as a fragile material. In this case the contribution of rigidity of the concrete between the fissures (tension stiffening) carries out a predominant role. Both characteristics of the behavior, Relaxation and Tension Stiffening have positive effects for the reduction of tensions caused by temperature and shrinkage. Nevertheless, the appearance of these cracks could mean a risk for the slab track as they could affect sternly to its durability.

To guarantee that the LDST resists even the extreme temperature requests, it is important to know how big the efforts in the concrete and the steel are. The calculation of these efforts must be done with methods that reflect the real behavior of the reinforced concrete subject to cyclic loads. Moreover it is important to know on which conditions they can be reached. With this aim, a typical LDST subject to variable temperature along the time was investigated. This study was done considering the variation of its characteristics as: Initial temperature, season of the year in which the structure is built, prestress, reinforcement ratio, the age of the concrete at the first load, degree of restriction at the end and concrete shrinkage.

To go ahead with this analysis, a program was developed. This program is able to model the behavior of the reinforced concrete element subjected to cyclic loads due to temperature und concrete shrinkage.

The sensitivity analysis of the LDST could be useful to determine an interval of temperature for the joint closure, that will keep the concrete crack in an acceptable rank, as well as the election of an adequate section and special measures during and after the concrete works.

Keywords: railway bridges, slab track, jointless construction, stresses due to restraint, concrete relaxation, creep, shrinkage, tension stiffening, cyclic loading, annual temperature variation.

A Narges

Inhaltsverzeichnis

Aufgabestellung	5
Zusammenfassung	i
Resumen	iii
Abstract	v
1 Einleitung	3
1.1 Motivation: <i>Das Atmen des Betons</i>	3
1.2 Aufgabenstellung	4
1.3 Aufbau der Arbeit	5
2 Fahrbahn auf Eisenbahnbrücken	7
2.1 Interaktion Gleis/Tragwerk - Stand der Technik	7
2.1.1 Grundlagen	7
2.1.2 Auswirkungen der Interaktionen	15
2.2 Überblick über die traditionellen Bauarten der Feste Fahrbahn	21
2.2.1 Entwicklung der Feste Fahrbahn auf Brücken	21
2.2.2 Standardlösung für kurze Brücken	28
2.2.3 Standardlösung für lange Brücken	33
2.2.4 Weitere FF ¹ Systeme	35
2.3 Eine innovative Lösung: Entkopplung der Festen Fahrbahn von der Brücke (LvFF)	38
2.3.1 Konzept	38
2.3.2 Patent von DYWIDAG	39
2.3.3 Patente von Züblin	41
2.3.4 Patent Schober-Schlaich	44
2.3.5 Brückenlösung FF Bögl integral	46
2.3.6 Masse-Feder-Systeme	47
2.3.7 Erfahrung mit der Längsverschieblichen Festen Fahrbahn	48

1 Feste Fahrbahn

3	Einwirkungen auf die Längsverschiebliche Feste Fahrbahn	55
3.1	Charakterisierung der Beanspruchungen bei der LvFF	55
3.2	Verkehrslasteinwirkungen	55
3.3	Längsgerichtete Einwirkungen für Eisenbahnbrücken	57
3.3.1	Anfahr- und Bremskräfte	57
3.3.2	Horizontale Verkehrslasten	57
3.4	Temperaturbeanspruchung	58
3.5	Berechnung der Stützpunktlasten und Durchbiegungen	59
3.6	Luftfeuchtigkeit	59
3.7	Schwinden	59
3.8	Andere Nachweise in der LvFF	60
4	Langzeitverhalten eines Stahlbetonbalkens unter zyklischen Beanspruchungen	63
4.1	Wärmedehnung	63
4.1.1	Wärmedehnung des Zements	63
4.1.2	Wärmedehnung der Betone	63
4.1.3	Bestimmung der Wärmedehnzahl aus Messwerten	64
4.2	Verformungseigenschaften des Betons	67
4.3	Kriechen	68
4.3.1	Modelle zur Erfassung von Kriechdehnungen	69
4.3.2	Langzeitverhalten unter veränderlicher Spannungs- und Dehnungsgeschichte	78
4.4	Relaxation und Zwang	81
4.5	Schwinden	86
4.5.1	Modelle zur Erfassung der Schwinddehnung	86
4.6	Kriechen und Schwinden unter Schwankungen der Temperatur und Feuchtigkeit	88
4.6.1	Schwinden	88
4.6.2	Kriechen	91
4.7	Nichtlineare Modelle zur Berechnung von Tragwerken aus Stahlbeton	92
4.7.1	Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton bei einachsiger Druckbeanspruchung	92
4.7.2	Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton bei einachsiger Zugbeanspruchung	94
4.8	Zwang als indirekte Einwirkung	97
4.8.1	Neutraltemperatur	98
4.8.2	Zwang und Rissbildung	99
4.8.3	Überlagerung von Zwang und Eigenspannungen	100
5	Modellbildung der Längsverschieblichen Festen Fahrbahn	103
5.1	Rechnerische Berücksichtigung der Viskoelastizität auf der Druckseite	103
5.1.1	Verfahren von Nietner	103

5.1.2	Verfahren aufgrund des Relaxationsansatzes von Trost	108
5.1.3	Zyklisches Verhalten auf der Druckseite	110
5.2	Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf der Zugseite	112
5.2.1	Zyklisches Verhalten auf der Zugseite	113
5.3	Beschreibung des Programms	114
6	Schlussfolgerungen über das Langzeitverhalten der LvFF	123
6.1	Untersuchung des Verhaltens der LvFF	123
6.1.1	Konzept	123
6.2	Verlauf der zentrischen Zwangbeanspruchungen in der Zeit	125
6.3	Entwicklung der Neutraltemperatur	132
6.3.1	Entwicklung der Neutraltemperatur im Zusammenhang mit der Kraft	132
6.3.2	Entwicklung der Neutraltemperatur im Laufe der Zeit	135
6.4	Einfluss einer Vorspannung	136
6.5	Einfluss der Druckfestigkeit	138
6.6	Einfluss der Querschnittshöhe	141
6.7	Einfluss des Zeitpunkts zum Lückenschluss t_0	143
6.8	Einfluss der Bewehrung	145
6.9	Einfluss der Aufstelltemperatur	148
6.10	Einfluss des Behinderungsgrades und des Schwindens	151
6.11	Zusammenfassung der Schlussfolgerungen	154
6.11.1	Aufstelltemperatur	154
6.11.2	Temperaturverlauf	155
6.11.3	Zentrische Zwangbeanspruchungen	155
6.11.4	Vorspannung	155
6.11.5	Druckfestigkeit und Querschnitt	156
6.11.6	Behinderungsgrad	156
6.11.7	Bewehrungsgrad und Durchmesser	156
	Literaturverzeichnis	157
	Abbildungsverzeichnis	169
	Tabellenverzeichnis	173

Abkürzungsverzeichnis

FF	Feste Fahrbahn
LvFF	Längsverschiebliche Feste Fahrbahn
DB	Deutsche Bahn AG
DgSch	Durchgehend geschweißte Schiene
SchO	Schotteroberbau

1 Einleitung

1.1 Motivation: *Das Atmen des Betons*

In Deutschland waren die Eisenbahnbrücken schon immer Symbole des technischen Fortschritts und der Innovationskraft. Allerdings ist in den letzten Jahren durch das immer straffere Normenwerk oder den fehlenden Mut für neue Lösungen die gestalterische Kreativität der Ingenieure und der Bauherren in den Hintergrund getreten [Sch08].

Die LvFF¹ erfolgt im Rahmen des Konzeptes *robuste Eisenbahnbrücken* [Sch08], [Har07], welches auf Lager, Fugen und Schienenauszüge verzichtet. So eine Feste Fahrbahn verläuft fugenlos durch die Brücke und bildet ein integrales Gleisbett, das aus einer durchgehend bewehrten Stahlbetonplatte mit kraftschlüssig eingebetteten Schwellen besteht [Sch08].

Die Innovation bei der LvFF besteht darin, dass das Gleis gleitend auf der Brücke verläuft. Auf diese Weise kann *das Atmen des Brückentragwerks* erfolgen, ohne dass dieses Phänomen zu unzulässigen Schienenspannungen führt. Also kann die Kopplung der Längskräfte zwischen Brücke und Gleis aufgrund der kleineren Reibung zwischen Über- und Oberbau

- entfallen, wenn die Ankerpunkte zur Abtragung der Brems- und Anfahrkräfte durch das Gleis am Grund weit hinter den Widerlager liegen oder
- sich nur an bestimmten Punkte beschränken, wenn das Gleis sich am Widerlager verankert oder mit Bremsböcke wie bei der Gänsebachtalbrücke [Sch10] kraftschlüssig verbunden ist.

Der grundlegende Gedanke dieser Lösung ist jedoch nicht neu. Seit den Siebzigerjahren wurden in Deutschland Patente angemeldet (Abs. 2.3.2, 2.3.3, 2.3.4), und es wurden Untersuchungen und Versuche mit gleitend gelagerten FF² auf Brücken durchgeführt (Abs. 2.2), um ihre Tragverhalten, Dauerhaftigkeit sowie Einbaufähigkeit zu erproben. Trotz der vielversprechenden Laborergebnisse und der Interesse der Baufirmen am Einbau einer Probestrecke, wurde seitens der Deutschen Bahn keine weiteren Schritte getätigt. Ganz im Gegenteil ist die Anwendung von gleitend gelagerten FF auf Brücken mit $\ell \leq 30$ m (Abs. 2.2.2) beschränkt.

Die neuen *Leitfaden Gestalten von Eisenbahnbrücken* [Sch08] verliehen dem Einsatz der LvFF auf Brücken einen neuen Impuls. Außerdem wissen wir aus China [Lec08], dass

1 Längsverschiebliche Feste Fahrbahn

2 Feste Fahrbahn

eine LvFF von deutsch-chinesischen Bauunternehmen und Beratern in der Versuchsstrecke Suining-Chongqing zur Anwendung gebracht wurde. Trotzdem wird der Einsatz der LvFF in Deutschland auf langen Brücken immer noch in Frage gestellt. Grund dafür sind folgende besonders bei langen Brücken problematische Aspekte:

- das Auftreten von Zwangsrisse, das bei durchgehenden Oberbauplatten zum Zustand II führt
- Es wird seitens der DB¹ bezweifelt, dass ein flächenhaftes Gleitlager bei Großbrücken herstellbar ist und
- dass die gleitend gelagerte FF hinsichtlich der Gebrauchsdauer und des Unterhaltungsaufwandes des Gleitlagers eine wirtschaftliche Variante darstellt.

Bezüglich des ersten Aspekts erfordert die Untersuchung des Langzeitverhaltens bei einer LvFF die Berücksichtigung

- des Zwangs der FF, die an Brückenenden oder Bremsböcke verankert ist,
- der Temperaturschwankungen, die aufgrund der Einspannung eine niederzyklische Belastung in der LvFF hervorrufen,
- der Kriech- und Schwindverformung unter veränderlicher Temperatur und Luftfeuchtigkeit,
- des sicheren Abtragens von längsgerichteten Kräften.

Die o.g. Aspekte sind Gegenstand der vorliegenden Masterarbeit.

1.2 Aufgabenstellung

Ziel der Masterarbeit ist, das Langzeitverhalten der längsverschieblichen Festen Fahrbahn infolge Beanspruchungen aus zyklischen aufgezwungenen oder behinderten Verformungen in Längsrichtung zu untersuchen. Dieses beinhaltet:

1. die Untersuchung des Einflusses der Fertigstellung nach dem Betonierschluss über die Entwicklung der Druck- und Zugspannungen bei einer LvFF, und damit tendenziell die Jahreszeiten zu ermitteln, die jeweils zu den extremen Zug- und Druckbeanspruchungen führen können
2. die Ermittlung der Größenordnung der Kräfte und Spannungen aus den zyklischen und behinderten Beanspruchungen bei einer LvFF

1 Deutsche Bahn AG

3. die Ermittlung des Zeitpunktes, zudem die Extremwerte von Spannungen und Kräfte auftreten
4. die Abbildung des zeitlichen Verlaufes der Neutraltemperatur im Bezug auf die Zwangskraft
5. die Festlegung von einem Temperaturband für das Betonieren der LvFF, bei dem die zukünftigen Spannungen im Beton und Stahl im zulässigen Bereich gehalten werden
6. der Einfluss von den Querschnittsparameter (A_c , A_s , ρ) über die Schnittgrößen und deren zeitlichen Verlauf infolge Zwangsbeanspruchungen.

1.3 Aufbau der Arbeit

Inhaltliches Ziel

1. Historische Entwicklung der LvFF.
2. Einwirkungen auf die LvFF.
3. Erfassung des Materialverhaltens der LvFF.
4. Entwicklung eines Rechenmodells.
5. Parameterstudie

2 Fahrbahn auf Eisenbahnbrücken

2.1 Interaktion Gleis/Tragwerk - Stand der Technik

2.1.1 Grundlagen

Grundsätzlich spricht man von Interaktion Gleis/Tragwerk bei Eisenbahnbrücken weil:

- Kräfte, die über die Fahrbahn wirken, (teilweise) ins Tragwerk eingeleitet werden und
- Zwangskräfte bei der Brücke zusätzliche Spannungen in den Schienen hervorrufen [Del09, Ramondenc].

Das Zusammenwirken von Gleis/Tragwerk muss bei der Dimensionierung der Brückentragkonstruktion berücksichtigt werden, besonders bei der Wahl und Anordnung der Lager und beim Nachweis der zulässigen Schienenspannungen.

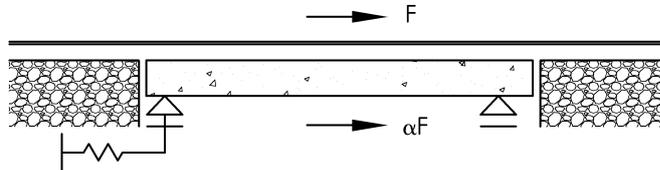


Abbildung 2.1: Kraftübertragung zwischen Brücke und Gleis [Del09, Ramondenc]

In den folgenden Abschnitten werden die wesentliche Aspekte, die bei der Interaktion eine Rolle spielen, kurz dargestellt.

durchgehend geschweißte Schienen

Ein großer Teil der Schienen in der Welt besteht aus DgSch¹. Insbesondere gilt dies für Hochgeschwindigkeitsstrecken [Uni00]. Der Einsatz von DgSch war möglich aufgrund der Verfügbarkeit von qualitativ hochwertigem Stahl ($f_y > 900$ MPa) sowie der Entwicklung von Schweißverfahren und moderne Verbindungssysteme zwischen Schienen, Schwellen und FF.

¹ Durchgehend geschweißte Schiene

Bei den Schienen auf Erdbefestigung hat man üblicherweise Schienenspannungen aus zwei Einwirkungen:

- Schienennormalspannungen aus gleichmäßiger Temperaturänderung $\sigma_x = E_s \cdot \alpha_s \cdot \Delta T$, welche deutlich unabhängig von der Schienenlänge sind.
- Normalkraft aus Bremsen und/oder Anfahren, die nur lokal in einem Schienenbereich zwischen zwei Schwellen (60 bis 65 cm) bei einer Zugachse erzeugt wird.

Bei DgSch auf Erdbefestigung wurde bestätigt, dass keine wesentliche Veränderung der Schienenspannungen zu nennen ist, wenn die Schienen endlos verschweißt werden, weil die theoretischen Ausdehnungen einer unbehinderten Lagerung der Schienen

$$\Delta l = \alpha_s \cdot l_{\text{schiene}}$$

in Wirklichkeit nicht auftreten. Die temperaturbedingte Längenänderung der Schienen wird in diesem Fall durch kraftschlüssige Befestigungen der Schienen mit den Schwellen bzw. FF verhindert. Der Oberbau wird derart eingebettet, dass die Kräfte in den Untergrund übertragen werden. Um die Druckkräfte aus Temperatureinflüssen innerhalb beherrschbarer Größen einzuhalten, werden die Schienen zwischen 20 und 30 °C verspannt [Mat11].

Auf Eisenbahnbrücken werden auch üblicherweise die Schienenstränge endlos verschweißt. Die Motivation zur Schienenverschweißung auf dem Brückenoberbau resultierte aus dem Wunsch die dynamische Beanspruchung für die Brücke zu vermindern und den Fahrkomfort und die Sicherheit zu gewährleisten [Kla03]. Bei DgSch auf Brücken ergeben sich jedoch aufgrund des statischen Systems der Schienen erhebliche zusätzliche Schienenspannungen. Nach [Rug04] sind die folgenden vier Lastfälle dafür verantwortlich:

1. Die Längenänderung des Brückenüberbaus aus **gleichmäßiger Temperaturänderung** geschieht nun nicht mehr zwängungsfrei, weil die Schienen dieser Längenänderung Widerstand entgegensetzen. Aus diesem Grund entstehen sowohl Normalkräfte auf Brücken und in den Schienen als auch Lagerkräfte in den entsprechenden festen Lagern.
2. Die Schienenstränge und teilweise der Überbau leiten die **Brems- und Anfahrkräfte** bis zu den entsprechenden festen Brückenlagern weiter.
3. Aus Verkehrslasten und ungleichmäßiger Temperaturänderung des Überbaus **biegt sich die Brücke durch**, was Zwängungen in den Schienen mit sich bringt.
4. **Kriechen und Schwinden** bei Spannbeton- und Stahlbetonbrücken, die Längenänderungen und durchbiegung des Überbaus hervorrufen, werden durch die Schienen behindert. Aufgrund des längeren Zeitraums zwischen dem Fertigstellen des Überbaus und dem Einbau und Verschweißen der Gleise kann dieser Lastfall meistens vernachlässigt werden.

In gleicher Weise wie die Schienen wird das Brückenbauwerk durch die Kopplung mit dem Gleis beansprucht. Aufgrund des größeren Spielraum, der bei der Dimensionierung der Brücken noch bleibt, ist der Nachweis der zulässigen Schienenspannungen in der Regel maßgebend. Allerdings sind die Beanspruchungen des Brückentragwerks durch die Schienen, insbesondere der Lager und Unterbauten, nicht zu vernachlässigen.

Auswirkung der Brücke auf die Schienen

Die Tatsache, dass das Gleis auf einer Brücke liegt, bedeutet, dass die Bewegungen und Verformungen der Brücke auch Verformungen im Gleis hervorrufen.

Als eine Vereinfachung kann man betrachten, dass der Längswiderstand der Schienen in zwei Teile geteilt ist [Del09, Ramondenc]:

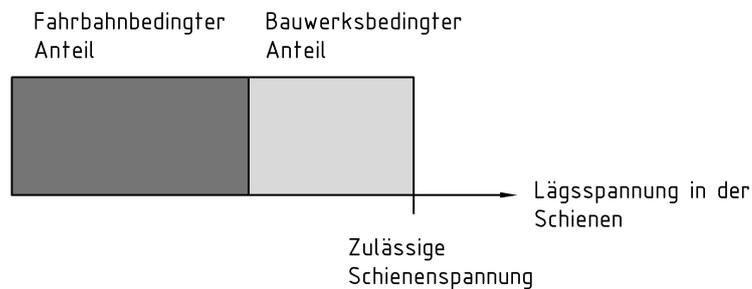


Abbildung 2.2: Aufteilung des Schienenwiderstands

Einflussparameter der Interaktion beim Brückeüberbau

Um die Interaktion Gleis/Tragwerk zu analysieren, sind beim Brückenüberbau folgende Aspekte zu berücksichtigen:

Das statische System und die Spannweiten der Brücke sowie die Art und Position der Lager in der Brücke. Insbesondere die Art von Lagerung spielt eine wichtige Rolle beim Widerstand des Überbaus gegen die Längsverformungen [Uni00].

Die Dehnlänge der Brücke wird im Bezug auf die Interaktion wie in der Abb. 2.3 definiert. Die vertikalen Lasten verursachen, dass der Oberbau sich durchbiegt und somit dazu beiträgt, dass die Brückendenen sich in Längsrichtung bewegen.

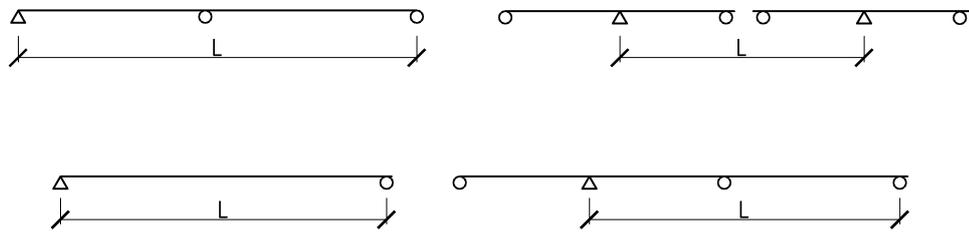


Abbildung 2.3: Dehnlänge der Brücke

Die *Steifigkeit des Überbaus* hat einen Einfluss auf die Interaktion, soweit die vertikalen Lasten über die Brücke eine horizontale Verformung der oberen Faser beim Überbau hervorrufen. Diese Art von Interaktion ist hauptsächlich von der Biegesteifigkeit des Überbaus und von der Lage der neutralen Achse abhängig [Uni00]. Das Bewegungsvermögen der Lagerung reduziert die Verformungen der oberen Faser des Überbaus in gleichem Maße wie die Rückverformung des Lagers. Solche Verformungen, die zur Interaktion Gleis/Tragwerk führen, erzeugen Kräfte in den Schienen und in den Lagern. Die Auswirkung der Biegung der Brücke in Bezug auf die Vervormungen und Verdrehungen wird in Abb. 2.4 dargestellt.

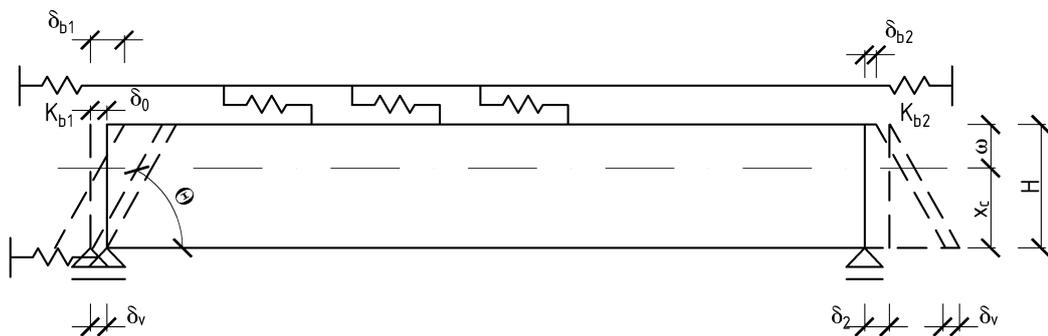


Abbildung 2.4: Auswirkung der Biegung des Überbaus

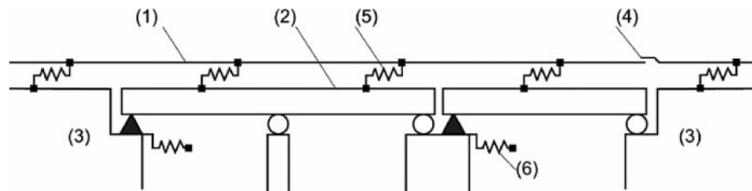
Einflussparameter der Interaktion bei der Oberbaukonstruktion

Als obere Grenze für die Kopplungskräfte Gleis/Tragwerk ist der Grenzfall einer starren Kopplung bzw. des starren Verbundes zwischen den Schienen und dem Brückentragwerk zu sehen, bei dem sich das gekoppelte System näherungsweise wie ein Zweipunktquerschnitt verhält. Dadurch, dass der Gleisrost und die Fahrbahnplattenoberfläche über den SchO¹ oder FF nicht starr gekoppelt sind, werden diese Kräfte abgemindert. Es handelt sich also

1 Schotteroberbau

um ein nichtlineares Verschiebeverhalten, das jedoch für die Nachweisverfahren auf ein bilineares Verhalten (Abb. 2.6) vereinfacht werden darf [Deu09a].

Um die Schittgrößen in der Tragkonstruktion und in den Schienen zu bestimmen, kann das allgemeine Interaktionsmodell von Abb. 2.5 angewendet werden.



Erläuterung:

(1) Gleis (2) Überbau (das Bild zeigt einen einzelnen Überbau mit zwei Feldern und einen Einfeldträger) (3) Erdbauwerk (4) Schienenauszug (wenn vorhanden) (5) nicht-lineare Längsfedern stellen die Längenbelastung/das Verschiebeverhalten des Gleises dar (6) Längsfedern stellen die Steifigkeit K in Längsrichtung eines Festlagers dar, unter Berücksichtigung der Steifigkeit von Gründung, Stützen und Lagern usw.

Abbildung 2.5: Idealisertes System für genaue Untersuchungen zur Interaktion Gleis/Brücke nach [Deu09a]

Wenn man das Verschiebungswiderstandsgesetz für den SchO und FF im Bezug auf das Model von Abb. 2.5 betrachtet, lässt sich das Verhalten des Gleises in Längsrichtung in den folgenden zwei Komponenten unterteilen [Fre10c]:

1. Längsverschiebewiderstand des Gleisrostes (im Schotter)
2. Durch Schubwiderstand der Schiene in der Schienenbefestigung, der maßgebend für SchO im Winter (gefrorenes Gleisbett und FF) und FF ist.

Der Längsverschiebewiderstand lässt sich als der Verschiebewiderstand der Schwellen im Schotterbett beschreiben. Der Längsverschiebewiderstand beim Schotteroberbau wurde in Versuchen für die Schiene UIC 60 auf Betonschwellen (B70 W) am unbelasteten Gleis gemessen und der Wert bei Erstverschiebung festgelegt. Im Fall des belasteten Gleis steigt der Längsverschiebewiderstand etwa auf den dreifachen Wert an [Möl08].

Der Durch Schubwiderstand wird als der Verschiebewiderstand der Schienen gegenüber den Schwellen bzw. gegenüber den Tragplatten der FF definiert [Möl08].

Die Interaktion Gleis/Tragwerk wird in Bezug auf die Konzeption des Tragwerks als zwei unterschiedliche Entwurfsziele betrachtet. Für die Abtragung der Längskräfte aus Bremsen/Anfahren ist ein möglichst steifes Tragwerk und eine steife Kopplung günstig, während für den Abbau der Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur ein weiches Gesamtsystem von Vorteil ist [Kla03]. Außerdem ist der zeitliche Verlauf von beiden Einwirkungen deutlich zu unterscheiden. Der Lastfall Bremsen/Anfahren tritt kurzzeitig und dynamisch

auf. Hingegen handelt es sich bei Temperatur, Kriechen und Schwinden um Einwirkungen, die zeitlich langsam ändern. Um die aus beiden Einwirkungsarten überlagerten Schienenspannungen zu reduzieren, kommen daher viskose Lagerungselemente in Betracht [Kla03].

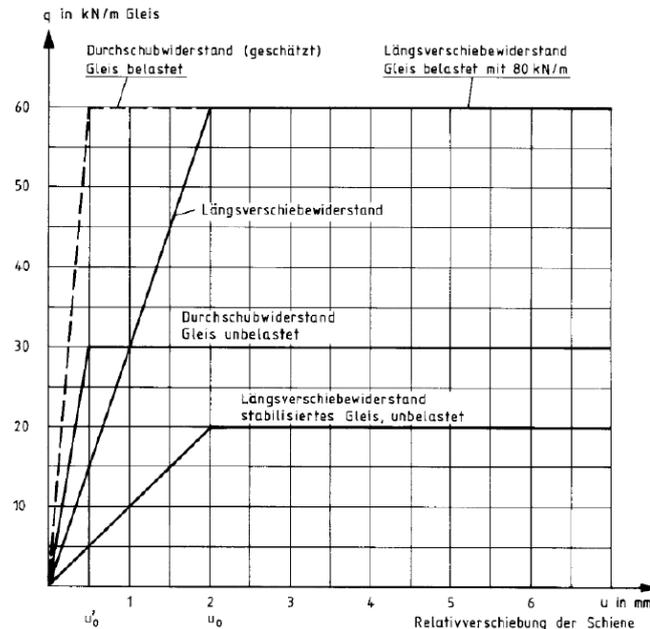


Abbildung 2.6: Kraftgröße des Widerstandes je Längeneinheit des Gleises [Deu09a]

Es ist zu unterscheiden zwischen dem Verhalten des Oberbaus bei SchO und dem Verhalten des Oberbaus bei FF, um die Beziehung zwischen Kräfte und Verformungen im Gleis zu ermitteln. Es gibt auch zusätzliche Variablen, die bei der Interaktion im Oberbau eine Rolle spielen, wie z.B. das Instandhaltungskonzept, Fehler bei der Herstellung, sowie vertikal über die Schienen wirkende Kräfte und ihre Frequenz.

Bei SchO ist der Längswiderstand

- vom Verformungswiderstand der Schienen auf den Schwellen, welcher vom Verbindungssystem bestimmt ist, und
- vom Widerstand des Schwellen/Schienesystems gegen relative Verformungen im Verhältnis zu dem Überbau, welcher durch den Widerstand des SchO gegen die Bewegungen der Schwellen und durch die Reibung zwischen dem SchO und dem Überbau bestimmt ist,

abhängig [Uni00].

Für unbelastete SchO ist die erste maßgebend.

Das bilineare Funktionsverhalten von Abb. 2.5 aus dem [Deu09a] stellt eine gute Abschätzung und genungend Berechnungsgrundlage dar.

Bei Brücken mit FF ist bei der Interaktion Gleis/Tragwerk die Bauart der FF zu berücksichtigen. Im Allgemeinen gilt jedoch immer noch das bilineare Funktionsverhalten von Abb. 2.5 mit einem Schwellenwiderstand über den Schotter von $u_0 = 0,5$ mm und einem Widerstand $K = 40$ kN/m für unbelastete und $K = 60$ kN/m für belastete FF [Uni00].

Die kritischen Stelle bei der FF in Bezug auf die Interaktion sind der Übergang zwischen Brücke und freier Strecke sowie das Brückenfeld. Infolgedessen spielt die Länge der Brücke bei der Interaktion mit dem Oberbau eine wichtige Rolle [Fre10c]. Außerdem kann man bei FF auf Brücken als Planungsgrundsatz [Möl08] den Durchschubwiderstand so reduzieren, dass die Schienenkräfte verringert werden. Dafür können bei den Schienenbefestigungen modifizierte Spannklemmen mit reduzierter Anspannkraft verwendet werden.

Einflussparameter der Interaktion beim Brückeunterbau

Die Steifigkeiten der Unterbauten gegen Horizontalverschiebung ist in Brückenlängsrichtung so zu wählen, dass die zulässigen Spannungen in den Schienen nicht überschritten werden [Deu09a]. Dabei ist das Verhältnis der Lasteinleitung in die festen Lager bzw. in das Gleis vorwiegend von der Unterbausteifigkeiten der Brücke abhängig.

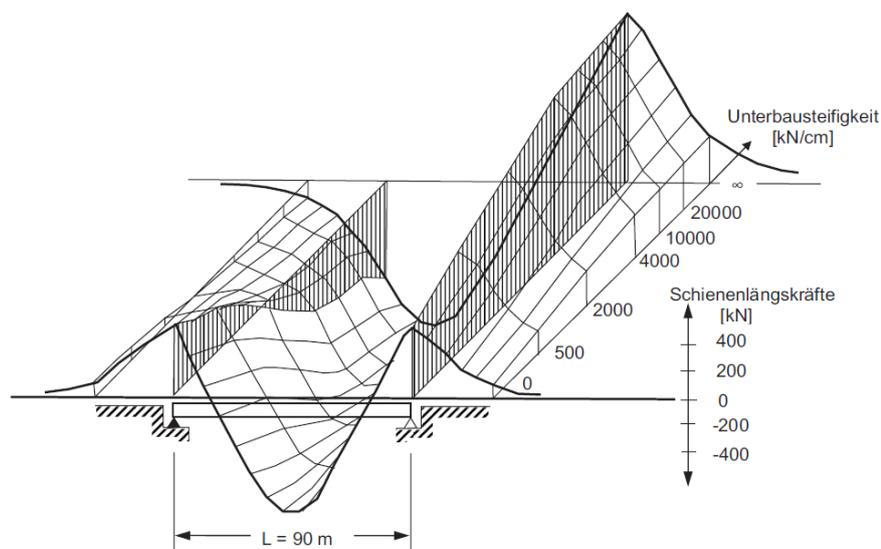


Abbildung 2.7: Zusätzliche Schienenkräfte in Abhängigkeit von der Unterbausteifigkeit [Fre10c]

Dadurch, dass sich die Pfeiler von Talbrücken sehr nachgiebig verhalten können, entzieht sich das Brückentragwerk - insbesondere bei den kurzzeitig wirkenden Lasten aus Bremsen und Anfahren der Abtragung- der Längskräfte. Aus diesem Grund werden zu größere zusätzliche Schienenspannungen erzeugt [Fre10c].

Die Unterbausteifigkeit besteht nach [Deu09a] aus:

- der Biegesteifigkeit des Pfeilerschaftes δ_p (Abb. 2.8-1)
- dem Widerstand des Bodens δ_ϕ unter dem Fundament gegen Verkantung des Fundamentes und von Pfahlgründungen (Abb. 2.8-2)
- dem Widerstand δ_h des Pfeilers infolge Verschiebung des Pfahlkopfes (Abb. 2.8-3).

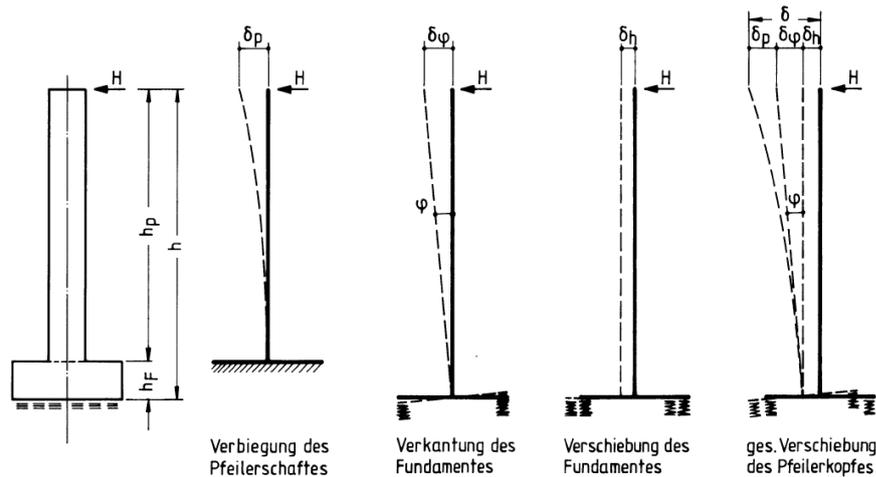


Abbildung 2.8: Parameter der Unterbausteifigkeit [Deu09a]

Die Berechnung der Gesamtsteifigkeit erfolgt nach dem Verhältnis

$$k = \frac{F_1}{\delta_p + \delta_\phi + \delta_h} \quad (2.1)$$

Da ein Nachregulieren der Höhe wie beim Schotteroberbau nicht möglich ist [Mar10], ist man bei Eisenbahnbrücken mit FF besonders auf den Untergrund zu beachten, um später unerwartete vertikale Verformungen aus Setzungen des Untergrundes zu vermeiden.

Einwirkungen für die Interaktion

Die Phänomene, die hauptsächlich den Anlass zur Interaktion geben, sind:

Zyklische Bewegung der Brücke aus Temperatur durch den Tages- und Jahrestemperaturschwankung sowie das zeit- und umgebungsabhängige Kriechen und Schwinden des Betons. Diese Phänomene bewirken Über- und Unterbautenverformungen, die unabhängig von der Bauweise eine wesentliche Rolle bei den Fugenverformungen und auf die Wechselwirkung zwischen Brücke und Oberbau spielen [Mar13].

Einwirkungen durch Anfahren und Bremsen, die auf Gleisrost und Überbau wirkenden Kräfte kurzzeitig wirkende Lasten sind. Insbesondere ist die Abtragung der über

den Oberbau wirkenden Kräfte von den Gleiswiderständen und der horizontalen Steifigkeit der Lager einschließlich Unterbau abhängig. Die maximal mögliche Reibung zwischen Rad und Schiene (Stahl auf Stahl) stellt die Grenze solcher Einwirkung dar und führt hinter dem bremsenden Zug zu Zugspannungen und vor dem bremsenden Zug zu Druckspannungen in der Schiene [Fre10c].

2.1.2 Auswirkungen der Interaktionen

Schienenlängskräfte

Eine **Temperaturänderung** ΔT beim Brückentragwerk führt zu einer Variation der Normalkraft beim Gleis [Del09, Ramondenc]:

$$F_{\text{Schiene}} = Ku_1 = \int f(x)dx = -F_2 - F_1; \quad u_2 - u_1 = \alpha L \Delta T \quad (2.2)$$

Für eine Einfeldbrücke hat man den folgenden Längskraftverlauf bei den Schienen.

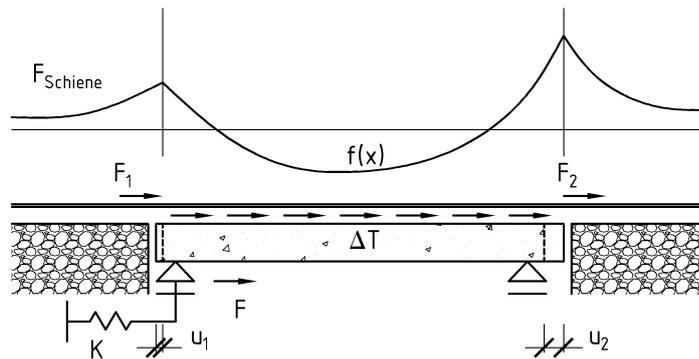


Abbildung 2.9: Temperaturspannung bei einer Einfeldbrücke nach [Del09, Ramondenc]

Wenn man davon ausgeht, dass die **Bremskräfte** des Zuges in die Schienen eingeleitet werden, ist ein Teil davon auf die Brücke weitergeleitet, so dass für die Längskräfte in den Schienen folgende Gleichung gilt:

$$F = Ku = \int f(x)dx = -F_b - F_2 - F_1 \quad (2.3)$$

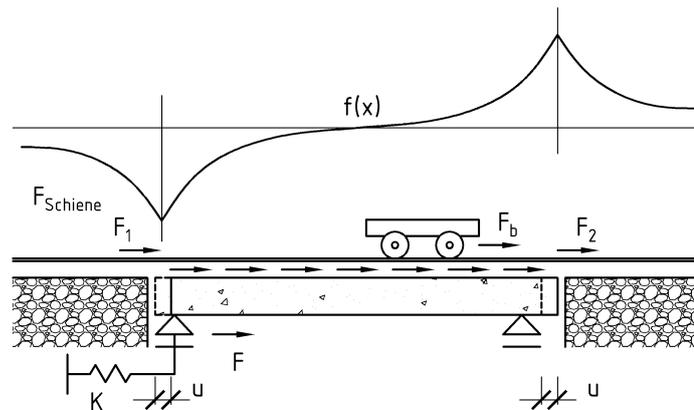


Abbildung 2.10: Auswirkung des Bremsens und Anfahrens bei einer Einfeldbrücke [Del09, Ramondenc]

Ebenso gilt diese Überlegung für die Auswirkung der **Biegung** der Brücke auf die Schienen.

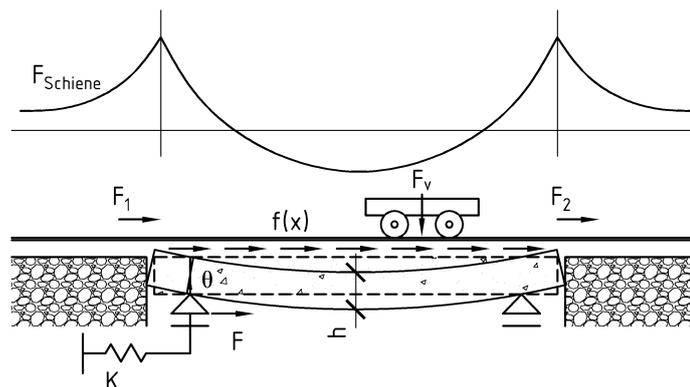


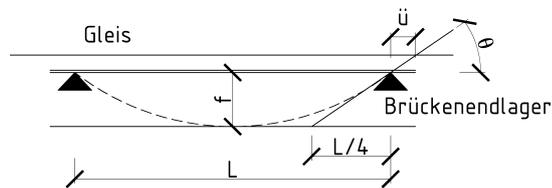
Abbildung 2.11: Auswirkung der Biegung bei einer Einfeldbrücke [Del09, Ramondenc]

Rotationen und Verformungen an Brückenenden

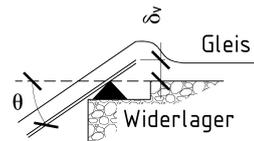
Die Verformungen und Rotationen an Brückenenden sind ein Hinweis auf die Interaktion Gleis/Tragwerk.

Wenn Gleis und Brückentragwerk ein gekoppeltes System bilden, ist die Übertragung der Verformungen und Verschiebungen des Brückentragwerks auf das Gleis insbesondere am Brückenende zu beachten. An solchen Stellen wie Trennfuge zwischen Überbau und Widerlager oder auch zwischen zwei Überbauten treten vertikale Verdrehungen und Verschiebungen im Gleis infolge von Verformungen des Überbaus auf.

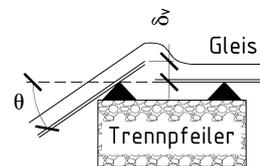
Brücke als Einfeldträger L = Stützweite des Brückenträgers f = Durchsenkung unter Verkehr \ddot{u} = Überstand des Bückenträgers über das Brückenendlager θ = Drehwinkel am Brückenende δ_v = Vertikalversatz des Gleises am Brückenende



Übergang vom Brückenende zum Widerlager, Brückenüberbau durch Verkehr belastet und verformt



Übergang zwischen zwei Brückenüberbauten, nur ein Brückenüberbau durch Verkehr belastet und verformt



Übergang zwischen zwei Brückenüberbauten, beide Brückenüberbauten durch Verkehr belastet und verformt

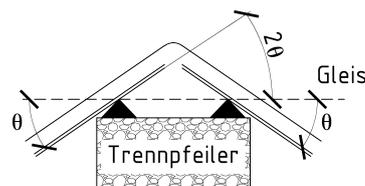


Abbildung 2.12: Bewegungen an Brückenenden nach [Pfe11]

Nach [Uni00] soll die $\delta_v \leq 8$ mm bei den drei Fällen von Abb. 2.12 betragen.

Im [Deu09a] Anhang G sind ausführliche Grenzwerte sowohl für δ_v als auch für θ zum Einhalten der Komfortkriterien gegeben. Die maximal zulässigen Werte sind in abhängig von der Zuggeschwindigkeit, der Stützweite, der Anzahl der Felder und vom System der Brücke (Einfeld- und Durchlaufträger).

Die aus der Berechnung ermittelte δ_v und θ müssen zu den schon vorhandenen Einwirkungen (Temperatur, Kriechen und Schwinden, Bremsen/Anfahren) addiert werden.

Um der Vertikalversprung δ_v an der Trennfuge zu vermindern und damit erheblich abhebende Kräfte an den Schienenbefestigungen im Bereich der Trennfuge zu vermeiden, werden Ausgleichsplatten als Fahrbahnübergangskonstruktionen eingesetzt.

Fahrbahnübergangskonstruktionen

Übergangsabschnitte bei *bekannt*en Brücken, in denen das Gleisbett auf der Brücke fest verankert ist, sind aufgrund der bedingten Bewegung des Brückentragwerks, unvermeidlich. Der Wunsch, die aus den Bewegungen des Brückentragwerks resultierende Oberbaubeanspruchungen durch bauliche Maßnahmen zu verhindern, führt dazu, dass die Übergangsabschnitte zwischen dem Brückentragwerk und dem sich daran anschließenden, grundseitigen am Widerlager und/oder am Grund verankerten Bett Fugen aufweisen.

Selbst kleine Bewegungsdifferenzen an der Trennfuge zwischen Überbauende und Widerlager, die aufgrund der Interaktion entstanden sind, können zu erheblichen Beanspruchungen auf den Schienen und ihren Befestigungen führen [Möl08]. Aus diesem Grund sind die Übergangsbereiche vom Brückenüberbau zum Widerlager und schließlich zum Damm kritische Punkte für den Oberbau.

Verschiedene Gestaltungen der Übergangskonstruktionen wurden bisher entwickelt, die von der Bauart des Überbaus, der Größe der Längsbewegung am beweglichen Überbauende sowie der Konstruktionshöhe des Überbaus abhängig sind [Möl08].

Bei den Trennfugen am Überbauende sind die beweglichen von den festen Trennfugen zu unterscheiden 2.13.

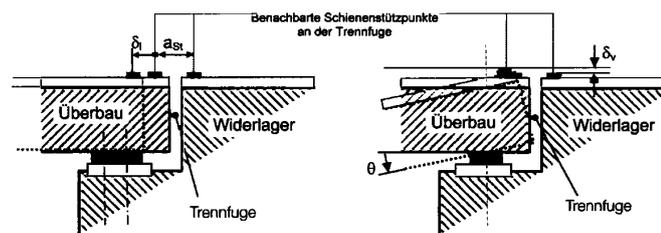


Abbildung 2.13: Mögliche Bewegungen am Überbauende [Möl08]

Aufgrund der Interaktion Gleis/Tragwerk können drei Arten von Bewegungen erzeugt werden [Möl08]:

Die Längsverschiebung δ_ℓ an der beweglichen Trennfuge ergibt sich aus der Längenänderung des Überbaus infolge von Temperaturschwankungen und Anfahren/Bremsen sowie Kriechen und Schwinden bei massiven Überbauten.

Der Drehwinkel θ am festen oder beweglichen Endlauflager resultiert aus der vertikalen Verkrümmung des Überbaus durch Eigenlasten, Verkehrslasten und Stützensenkungen sowie auch infolge eines vertikalen Temperaturgradienten über die Konstruktionshöhe des Überbaus.

Der Vertikalversatz δ_v zwischen den benachbarten Schienenstützpunkten an der beweglichen und auch der festen Trennfuge entsteht durch mehrere Einflüsse wie beispielsweise:

- Überstand des Überbaus über die Auflagerlinie am Überbauende
- Durchbiegung der Fahrbahnplatte in Querrichtung am Überbauende
- Stauchung der Elastomerlager als Brückenlager am Überbauende
- Längsbewegung der Gleiter am Überbauende, falls diese Bewegung nicht parallel zur Gleisgradienten verläuft.

Solche Bewegungen an der Trennfuge verursachen:

- Längskräfte in den Schienen
- Zwangskräfte in den Schienenstützpunkten neben der Trennfuge
- Veränderungen des Schienenstützpunkte-Abstands über die Trennfuge

In Bezug auf die zusätzliche Schienenspannungen im Bereich der Widerlager sind nach [Deu09a] folgende Werte als zusätzliche Schienenspannungen einzuhalten:

- Drückspannungen
 - bei Schotterbettgleis: 72 N/mm^2
 - bei Fester Fahrbahn 92 N/mm^2
- Zugspannungen: 92 N/mm^2 .

Um Zwangsbeanspruchungen im Gleis am Brückenende oder zwischen zwei Brückenüberbauten abzubauen, kann vorgesehen sein, dass das Gleisbett im Übergang von einer *Kleinbrücke* in Beton-, Verbund- oder Stahlbauweise abgetragen wird. Diese *Kleinbrücke* wird als Ausgleichsplatte bezeichnet und dient dazu, die Bewegungen an dieser Stelle auszugleichen, so dass sie für das Gleis unschädlich abgebaut werden können [Pfe11]. So eine Ausgleichsplatte ist in Gleisrichtung verschieblich und quer dazu unverschieblich gelagert.

Die Anwendung von Ausgleichsplatten als Fahrübergangskonstruktionen für Talbrücken mit FF sind durch die Richtlinie [Deu02] der DB geregelt.

Mit dem Einsatz einer Ausgleichsplatte wird der Vertikalversatz δ_v an der Trennfuge vermieden, indem er in eine Neigung über die Länge der Ausgleichsplatte umgesetzt wird. Das gilt insbesondere für die FF, die sich gegenüber Verformungen starr verhält [Pfe11]. Im Fall des Schotterbettgleises sind dagegen aufgrund der Verbindung zwischen Schienen und Schwellen kleine Vertikalbewegungen erlaubt. Aus dieser Weise werden die Spitzen der Zwangskräfte in den Schienenstützpunkten abgebaut.

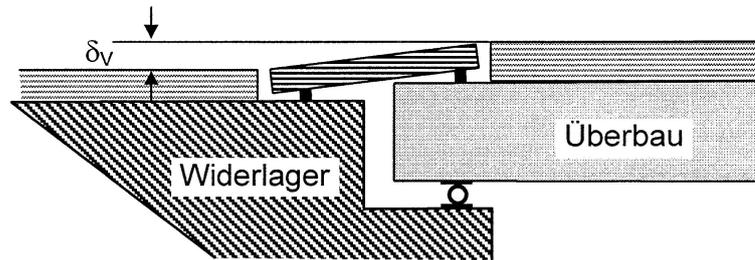


Abbildung 2.14: Wirkung der Ausgleichsplatte auf den Vertikalversatz [Deu02]

Zwischen zwei Brückenüberbauten wird bei der Anwendung einer Ausgleichsplatte an der Trennfuge der gesamte Endtangentialwinkel zwischen den beiden Überbauten in kleinere Winkel aufgeteilt, so dass die Schienenstützpunktkräfte aus der Endverdrehung der Überbauten erheblich vermindert werden.

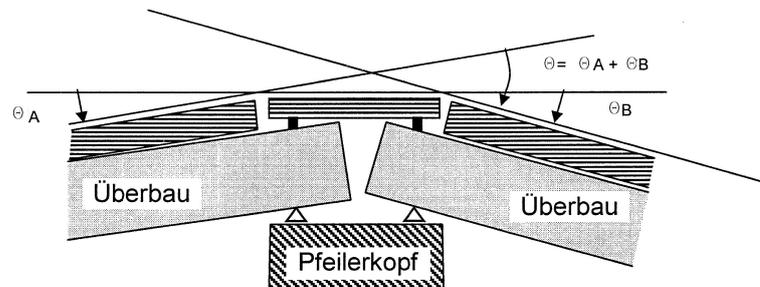


Abbildung 2.15: Wirkung der Ausgleichsplatte auf Endverdrehungen der Überbauten [Deu02]

Wenn große Längsbewegungen an der Trennfuge zu unzulässige Schienenstützpunktstände a führen, kann man den Abstand a durch den Einsatz von mehreren Ausgleichsplatten auf kleinere Fugenspalte a_i zwischen den Ausgleichsplatten aufteilen.

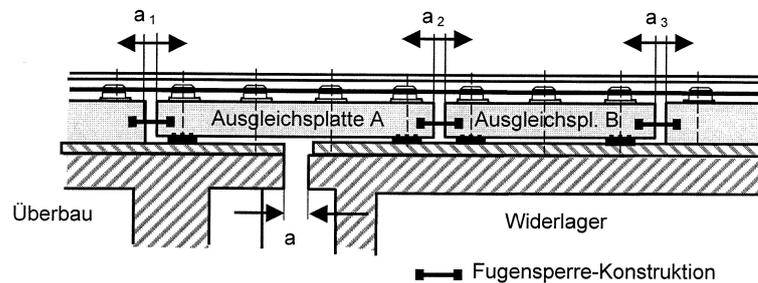


Abbildung 2.16: Wirkung der Ausgleichsplatte auf große Längsbewegungen [Deu02]

Als Zusammenfassung sind folgende Vorteile bei der Verwendung von Ausgleichsplatten zu erwarten:

- Zwangsbeanspruchungen aus Drehbewegungen und vertikale Verschiebungen δ_v werden insbesondere bei der FF durch den Einsatz von einer Ausgleichsplatte abgebaut.
- Die Druck- und Zugkräfte in den Schienenstützpunkten am Brückenenden entsprechen den zulässigen Werten für Sonderstützpunkte.
- Große Dilatationen am beweglichen Brückenende werden halbiert, indem sie auf die beiden Nebenfugen am Ende der Ausgleichsplatte verteilt werden.

Lagerkräfte

Nach [Uni00] sollen bei der Analyse der Interaktion Brücke/Gleis die Lagerkräfte berücksichtigt werden. Dafür sind im Anhang A von [Uni00] Interaktionsdiagramme gegeben um die Schienenspannungen und die Lagerkräfte als Funktion der Spannweite zu ermitteln. Bei diesen praxisorientierten Diagrammen ist ganz deutlich zwischen einem Festlager und einem verschieblichen Lager zu unterscheiden.

Die wesentliche Randbedingung bei einem Festlager ist seine starre Verbindung mit den Auflagerbänken der Unterbauten, die anhand der Pfeilersteifigkeiten festgelegt ist. Im Gegensatz dazu spielt für ein verschiebliches Lager die Lagerreibung eine entscheidende Rolle [Kla03]. Die für den Nachweis der Schienenspannungen ungünstigste Annahme ist üblicherweise, dass über ein verschiebliches Lager keine Kräfte übertragen werden können. Diese Annahme stimmt aber nicht immer. Es hat sich gezeigt [Kla03], dass die Berücksichtigung von Lagerreibung zu große maximalen Schienenspannungen führt.

Parametern wie die spezifische Belastung, Temperaturverhältnisse sowie Gleitbewegungssumme und Geschwindigkeit bestimmen die Größe der Lagerreibung bei Gleitlagern [Egg13].

2.2 Überblick über die traditionellen Bauarten der Feste Fahrbahn

2.2.1 Entwicklung der Feste Fahrbahn auf Brücken

Die FF gilt als Alternative zu dem konventionell im Eisenbahnbau verwendeten SchO und ist heutzutage die Regelbauart des Hochgeschwindigkeitsverkehrs bei Brücken und Tunneln. Mit der Einführung des Hochgeschwindigkeitsverkehrs in Japan in den Sechzigerjahren und später in Europa wurde deutlich, dass die Leistungsgrenze des klassischen Schotteroberbaus erreicht war [Fie06]. Die schwimmende Lagerung des Gleisrostes beim klassischen Eisenbahnoberbau, die unter Betriebseinwirkung ungleichmäßige Setzung und Lageveränderung des Schotters mit sich bringt, erfordert in regelmäßigen Abständen eine Gleisdurcharbeitung. Die Erfahrungen der letzten Jahrzehnte haben gezeigt, dass sich der Erhaltungsaufwand von Hochgeschwindigkeitsstrecken aus Schotteroberbau mit $v > 250$

km/h gegenüber Strecken mit Geschwindigkeiten von 160-200 kmh verdoppelt [Fre10a]. Im Fall der FF weiß man bereits seit 1967, dass bei einer FF mit einer elastischen Auflagerung der Schienen der Einfluss der Fahrgeschwindigkeit auf die Verformung und Beanspruchung des Oberbaues unberücksichtigt bleiben kann [Ley03].

Die erste Versuchsstrecke in Ortbeton wurde von den britischen Eisenbahnen im Jahr 1969 zur Erforschung des Verhaltens eines schotterlosen Oberbaus bei Radcliffe gebaut. Es handelt sich um eine durchgehend bewerte Betontragplatte mit einer mittleren Dicke von 286 mm, auf der die Schienen unter Zwischenschaltung eines kontinuierlichen Korkgummistreifens stetig aufgelagert sind. Die Befestigung besteht aus in gebohrte Löcher eingeklebte Ankerkörper, in die nach dem Verlegen der Schienen Spannbügel eingesetzt werden.

Im Jahr 1967 wurde eine Versuchsstrecke im Bahnhof Hirschaid zwischen Nürnberg und Bamberg von der Deutschen Bundesbahn angelegt. Damals hatte sich schon herausgestellt, dass eine gleichmäßige Auflagerung der Schienen auf die FF weitgehend frei von Nichtlinearitäten ist und außerdem dass die für den Radsatzlauf bedeutsame Störgrößenfunktion bei einer FF einen günstigen Verlauf aufweist [Ley03].

Die weitere Entwicklung in Deutschland fand beim Bau der Versuchsstrecke im Bahnhof Rheda zwischen Bielefeld und Hamm ihren Niederschlag. Es handelt sich um eine Bauart, die in Zusammenarbeit zwischen dem Bundesministerium für Forschung und Technologie, der Technischen Universität München als Prototyp entwickelt wurde. Die Bezeichnung *Bauart Rheda* wurde aufgrund des Ortsnames der ersten Erprobung vergeben.

Grundsätzlich baut sich die Feste Fahrbahn aus folgenden Elementen auf:

- der Schiene mit speziellen Schienenbefestigungen, die in der Regel die auf Betonschwellen zugelassenen Standard Befestigungen verwendet,
- der Oberbauplatte, die mit den Schienenbefestigungen das Gleis trägt,
- der Höckerplatte, welche die Horizontalkräfte, die an den Radsatzlasten infolge von Bremsen/Anfahren, Seitenstoß, Fliehkräften und Windlasten in Längs und Querrichtung auf das Gleis wirken, von der Oberbauplatte aufnehmen kann,
- der Schutzbetonplatte, die unter der Höckerplatte liegt,
- der Trennebene, die einen unlösbaren Verbund zwischen der Oberbauplatte und der Unterkonstruktion ausschließen soll.

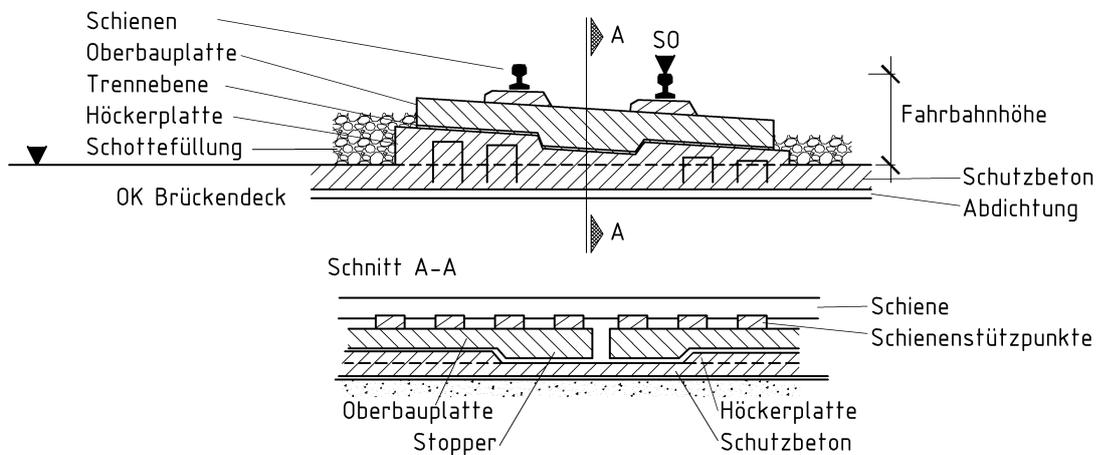


Abbildung 2.17: Ausbau der Festen Fahrbahn aus Beton und der Schutzschichten nach dem Muster der Bauart *Rheda*

Die großen Vorteile einer Festen Fahrbahn für den Hochgeschwindigkeitsverkehr sind u.a.:

- Der Fahrweg soll nicht durch Unterhaltungsarbeiten in seiner Kapazität eingeschränkt werden
- Die FF hat eine deutlich höhere Lebensdauer und geringere Life-Cycle-Kosten.

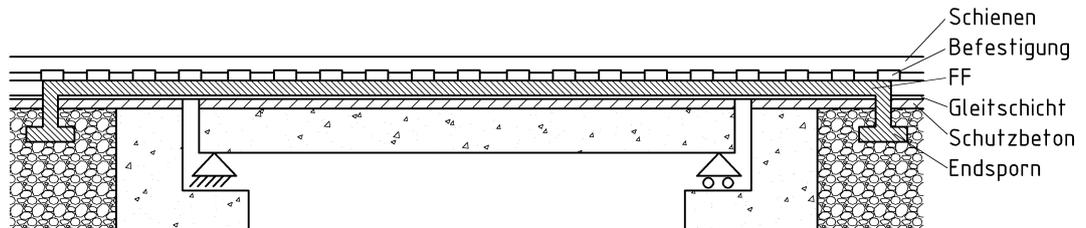
Außerdem zeigte sich die FF auf Brücken vorteilhaft. Zum einen können die Kontaktpressungen, die an der Schnittstelle zwischen Fahrbahn und Unterbau auftreten, vom massiven Brückendeck im Vergleich zum Erdbauwerk leicht aufgenommen werden. Darüber hinaus führt die Tatsache, dass Brücken auf punktuell dimensionierten Fundamenten lagern, gewöhnlich zu einem geringeren Risiko für Setzungen, was in Verbindung mit der wartungsarmen Festen Fahrbahn-Technik zu minimalem Unterhaltungsaufwand führen sollte. Desweiteren ist die steife Oberfläche eines Brückendecks eine ideale Auflagerfläche für eine Feste Fahrbahn. Die Fahrbahn erfährt dabei unter Belastung vergleichsweise geringere Biegezugspannungen und kann im Vergleich zur Anordnung auf dem Erdbauwerk entsprechend wirtschaftlich dimensioniert werden [Pie08]. Dennoch verlangt der Einsatz von FF auf Brücken, im Gegensatz zum SchO, die Einhaltung brückenspezifischer Anforderungen. Dabei ist vor allem der konstruktive Anschluss der Fahrbahn an das Brückenbauwerk zu nennen.

Bei der FF auf Erdbauwerken wird der Anschluss zwischen Unter- und Oberbau durch Haftung bzw. Reibung gebildet. Auf dieser Weise wird eine Ausreichende Lagesicherung der FF erreicht.

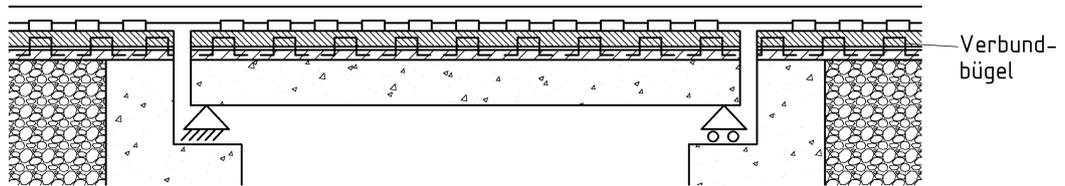
Die Klassifizierung von [Pie08] wurde im Rahmen dieser Masterarbeit zur besseren Unterscheidung des Tragwerksverhaltens der LvFF ergänzt. Also gibt es grundsätzlich

folgende Varianten der FF auf Brücken:

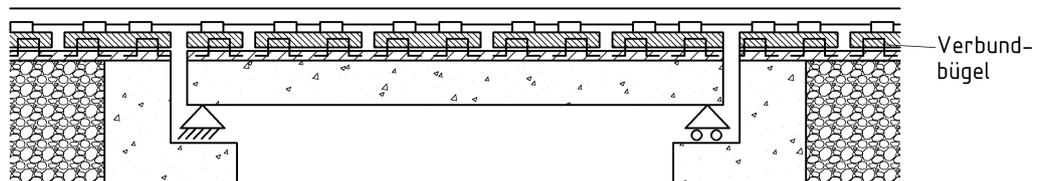
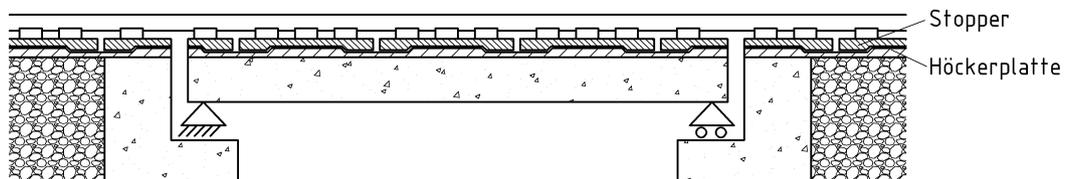
1. kontinuierliche Fahrbahn auch über Brückenfugen hinweg, schwimmend aufgelagert (d.h. mit Trennung zwischen Ober- und Überbau) und in Längsrichtung verschieblich;



2. lange Fahrbahnplatten, lediglich über Brückenfuge unterbrochen und



3. kurze Fahrbahnplatten, über den Brückenfugen und zusätzlich mehrmals auf dem Brückendeck selbst gefügt.



Bei der ersten Variante kann das Bett am Widerlager und/oder am Grund verankert werden. Die Längsverschieblichkeit der ersten Variante besteht darin, dass wenigstens eine

geringfügige Relativbewegung zwischen dem Brückentragwerk und dem Gleisbett möglich ist, damit auf diese Weise die Brems- und Anfahrkräfte nicht (oder nur teilweise) auf das Brückentragwerk, sondern in erster Linie über das Bett auf die Verankerungspunkte abgeleitet werden.

Die Varianten 2 und 3 können sowohl

- schwimmend gelagert sein, also mit Trennung zwischen Ober- und Überbau, aber trotzdem mit einer kraftschlüssigen Verbindung zwischen dem Gleis und dem Brückentragwerk, so dass die Brems- und Anfahrkräfte durch schwere und steife Brückenpfeiler aufgenommen werden.
- direkt fixiert sein, also mit monolithischer Verbindung zwischen Ober- und Überbau

Es gibt noch eine weitere Variante, auf der die Schiene direkt zum Brückendeck mittels Schienenbefestigung in Verbindung steht, das heißt, es wird komplett auf die Oberbauplatte, Schutzbeton usw. verzichtet. Bei dieser Art von integrierten Lösungen sollen die Wechselwirkungen zwischen Brücke und Fahrweg bereits im Frühstadium des Entwurfs berücksichtigt werden. Außerdem erfordert die integrierte Fahrbahn eine ganzheitliche Betrachtung der Brücke und FF. Bei dieser Lösung besteht noch ein großes Optimierungspotenzial.

In den Achtzigerjahren hatte man schon im Ausland Erfahrung mit den meisten Typen der o.g. FF gehabt. Zum Beispiel

- Japan 1972, Shinkansen-Strecken: FF auf Brücken. Fertigteile, gleitend gelagert, aber mit Stopper, um Kräfte vom Gleis zum Überbau zu übertragen [Obe85].
- Italien 1987, Brücke über den Arno: Integrierte FF. 125 m durchgehende Platte, Bewegungen des Tragwerkes werden durch Gleiten in der Schienenbefestigung ausgeglichen [Del09, Petrangeli] [DYW89].

In Deutschland wurden Versuche sowohl mit den gleitend gelagerten längsverschieblichen Systemen als auch mit den gekoppelten Brücke/Gleis Systemen der FF [DYW89] durchgeführt. Vor allem, war noch die gute Erfahrung der Probestrecke in Rheda im Kopf, die bis heute praktisch ohne Instandhaltungsaufwand in Funktion ist. Außerdem wurden schon Untersuchungen durchgeführt, um das Tragverhalten [FE-83], Dauerhaftigkeit, Einbaufähigkeit [DYW89] und Gleitverhalten [Eis80] [Eis79] zu erproben. Deswegen ergab sich in den Achtzigerjahren die Notwendigkeit, die vorhandenen Entwicklungen und Forschungen zu koordinieren, um den Bereich der FF auf Brücken zu erweitern [Ger93]. Im Rahmen des Gesamtprojektes *Feste Fahrbahn* wird vom Dezernat 12 des BZA München seit Mitte 1988 das Teilprojekt *Feste Fahrbahn auf Brücken* bearbeitet [Dez88].

Die Aufgabe des Teilprojektes [Dez88] war es, eine Feste Fahrbahn zu entwickeln, die unter Berücksichtigung der besonderen Bedingungen auf Brücken die nachfolgenden Anforderungen erfüllt:

- Erfüllung brückenspezifischer Anforderungen,

- dauerhaft stabile und sichere Gleislage,
- Anpassung an die Rahmenplanung für Neubaustrecken (Mittentwässerung und Unabhängigkeit der Brückenlänge), d.h. keine wesentlichen Änderungen an den Brückentragwerken,
- wirtschaftlich in Herstellung und Betrieb,
- einfache und schnelle Wiederherstellung im Reparaturfall,
- für den Oberbau sollten ausreichende Erfahrungen vorliegen,
- Möglichkeiten zur Vermeidung von Umweltbeeinträchtigungen, insbesondere durch Lärm.

Diese Anforderungen legen mehr Wert auf der konstruktive Einbau der FF auf Brücken als auf die Anpassung des Tragverhaltens der Schienen mit dem Tragverhalten der Brücke. Unter diesem Gesichtspunkt ist die Brücke ein Störstelle für die Schienen.

Aus den Untersuchungen des BZA München [Dez91] geht hervor, dass eine Modifikation der bewährten Bauart Rheda durch Auflösen des *unendlich* langen Oberbaues der freien Strecke bzw. des Tunnels in einzelne vor Ort erstellte Oberbauplatten mit Stoppfern an der Plattenunterseite eine geeignete Bauweise auf Brücken darstellt. Die wesentlichen Punkte dieser Lösung waren:

- Anordnung einer Tragplatte anstelle des Schutzbetons auf der Brückenabdichtung und eine kraftschlüssige Verbindung dieser mit dem Brückentragwerk über die Randkappe,
- Anordnung von mit der Tragplatte kraftschlüssig verbundene Höckern, die sich dem Gradientenverlauf anpassen und somit variabel in der Höhe sind,
- Anordnung von Stoppfern und seitlich verlaufenden Führungsbalken als Entgleisungsschutz,
- Anordnung einer Trennfuge zwischen Oberbauplatte und Höcker,
- offene Füge (10 cm) zur seitlichen Entwässerung

Nach dem Statusbericht [Dez91] wurde alternativ zu der Bauart *Rheda* als Ortbetonlösung noch die Bauart *Züblin* betrachtet. Diese wurde aber nicht weiter verfolgt, da durch das Auflösen des Oberbaus in einzelne Oberbauplatten eine obere Bewehrung statisch erforderlich ist und diese bei der Bauart *Züblin* nicht in der erforderlichen Weise angeordnet werden kann.

Die Berücksichtigung der brückenspezifischen Anforderungen, d.h. Bewegungen vom Brückentragwerk infolge Temperaturschwankungen und -bei Spann- und Stahlbetonbrücken

- infolge Kriechens und Schwindens des Betons, wurde im Fall der gewählten Variante zu einem Nachweis der Dauerfestigkeit der Spannklemme umgewandelt, indem jede Bewegung der Brücke und der Schienen aus den o.g. Einwirkungen zu eine Beanspruchung der Spannklemme führt. Um die durch Reibung zwischen Spannklemme und Schiene erzeugte Kraft zu reduzieren, wurde eine Spannklemme mit einer Spannkraft entwickelt, die in der FF einen Durchschubwiderstand erzeugt, der dem geringeren Längsverschiebewiderstand des Schottergleises entspricht.

Unter anderen wurden beim Teilprojekt des BZA München für die Bauart *Rheda* auf Brücken folgende Labor- und Felduntersuchungen durchgeführt:

- Nachweis der Dauerfestigkeit der Spannklemme für die Schienenbefestigung und Entwicklung einer Spannklemme mit reduzierter Spannkraft,
- Untersuchung des horizontalen Knickwinkels,
- Erprobung einer Schall-Dämm-Matte

Auf dem Gelände der TU-München und an auf der Amperbrücke Fürstenfeldbruck wurden Varianten der Bauart *Rheda* untersucht. Folgende Messungen wurden durchgeführt:

- Langzeitmessungen der Temperatur,
- Messung des Durchschubwiderstandes bei der FF mit herkömmlicher Spannklemme und Spannklemme mit reduzierter Spannkraft,
- Messungen der Verschiebungen der Oberbauplatten beim Durchschieben mit unterschiedlichen Spannklemmen und unterschiedlichen Materialien im Bereich der Stopper und in der Trennfuge zwischen Höcker und Oberbauplatte
- Messungen der Verschiebungen der Oberbauplatten und der Brücke beim Bremsen
- Messungen der Schienenspannungen beim Bremsen

Zur Zeit des Statusberichts [Dez91] waren folgende Aspekte noch nicht untersucht,

- Langzeitverformungen (Kriechen und Schwinden),
- Brücken mit bzw. ohne Schienenauszug,
- Anschluß Tragplatte/FF an das Brückentragwerk,

In Bezug auf das Verformungsverhalten der Brücke auf Temperatur und -insbesondere bei Massivbrücken - auf Kriechen und Schwinden wurde in dem Bericht [Dez91] und [Dez88] die Anforderung formuliert, dass die auftretenden Beanspruchungen rechnerisch verfolgt werden müssen, um ihren Einfluss auf den Oberbau zu berücksichtigen. Das ist bei langen Brücken zurzeit immer noch besonders problematisch [Mar13] [Mar10], da die

Verformungsverhalten des Betons unter veränderlichen Temperatur und Umgebungsfeuchte - wie in der Praxis - noch zu erforschen ist [Mül13].

Insbesondere für ein gekoppeltes System Gleis/Brücke müssen solche Veränderungen am Brückenbauwerk berücksichtigt werden.

Wegen der o.g. Besonderheiten bestanden in den Neunzigerjahre für den Einsatz der FF auf Brücken Bedenken und Vorbehalte.

Die Zulassung der FF auf Brücken erfolgt deshalb für jede einzelne Brücke als eine Zustimmung im Einzelfall [Deu05a].

Aufgrund der o.g. Phänomene sind beim Bauen einer FF auf Brücken nach den Richtlinien [Deu05a] [Deu05b] [Deu05c] Anforderungen vorgesehen, die prinzipiell auf Verformungsverhalten der Brücke und die Schienenspannungen basieren.

In ihrem derzeit gültigen Regelwerk [Deu05c] unterscheidet die Deutsche Bahn Anwendungen auf Brücken mit einer Dehnlänge ≤ 30 m als sogenannte kurze Brücken [Deu05a] und größere Feldlängen als so gennante lange Brücken [Deu05b]. Der zugrundeliegende Gedanke ist der, dass das Verformungsverhalten des Brückentragwerks auf dieser Weise einfach umgangen werden kann.

Die deutschen Standards [Deu05c] [Deu05b] [Deu05a] [Deu02] [DB 08] [DB 03] [DB 02] für die Ausführung von FF auf Brücken gehen auf die Zeit der ersten Versuche und Prototypenanwendung für kurze [Neu88a] [Neu88b] und lange Brücken [Dez91] [Dez88] zurück .

In einem Wort: Man versucht die Auswirkungen zu behandeln, statt die Ursache zu beseitigen, nämlich die Interaktion Gleis/Brücke.

In den Richtlinien [Deu05c] ist es vorgeschrieben, dass für einteilige Brücken die Feste Fahrbahn mit dem Überbau durch z.B. eine Höckerkonstruktion, Kraft- und Formschlüssig in kürzeren Abständen verbunden sind, damit auf dieser Weise der größere Anteil der Brems- und Anfahrkräfte über die Brückenlager abgetragen werden kann. Auf diese Weise können für den im Gleis verbleibenden Anteil die zulässigen Schienenspannungen nachgewiesen werden. Im Fall von Massivbrücken wirkt sich das kontraproduktiv auf die Schienen aus, weil das *Atmen der Brücke* wegen der üblichen Jahrestemperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen sowie des Kriechens und Schwindens des Betons zu unerwarteten Schienenspannungen führen kann. Außerdem erfordert das Abtragen der Horizontalkräfte durch das Brückentragwerk, dass die Pfeiler massive Querschnitte haben, um die Kräfte sicher in den Baugrund einleiten zu können, was die Gestaltung der Brücke beeinträchtigt.

2.2.2 Standardlösung für kurze Brücken

Kurze Brücken mit FF-Oberbau werden in der Regel als kontinuierliches Band durchgeführt.

Im Januar 1988 wurde ein zweijähriges Forschungsvorhaben erfolgreich abgeschlossen, das unter dem Titel *Feste Fahrbahn auf kurzen Brücken* [Neu88b] im Auftrag der Deutschen Bundesbahn (stellvertretend Bundesbahn-Zentralamt München) am Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der TU München bearbeitet wurde.

Gegenstand der durchgeführten Forschung und Basis für das derzeit gültige Regelwerk [Deu05a] war die Untersuchung der Eignung der schotterlosen Oberbaukonstruktion *Bauart Rheda* auf Brücken mit einer Spannweite von bis zu 25 m (in den aktuellen Richtlinien bis zu 30 m). Neben einer theoretischen Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens des schotterlosen Oberbaus und einem Konstruktionsvorschlag wurden an einem simulierten Brückenträger Prüfstandversuche zum Gebrauchsverhalten einzelner Bauelemente durchgeführt. Den Abschluss des Forschungsvorhabens bildete der Aufbau eines Oberbaumodells im Maßstab 1 : 1 zur Untersuchung der baupraktischen Eignung der vorgeschlagenen Konstruktion [Neu88a].

Bei einem SchO können die Tragwerksverformungen aus Biegung, Temperatur, Kriechen und Schwinden durch ein „Wandern“ des Gleisrostes im Schotterbett z. T. abgebaut werden, was mit einer Gefügestörung der Schotterkörner und einer Verschlechterung der Gleislage verbunden ist. Bei einem schotterlosen Oberbau müssen wegen des einbetonierten Gleisrostes die Verformungen von der Schienenbefestigung und der Schiene (erhöhte Biegebeanspruchung) aufgenommen werden können. Die Beanspruchung dieser Bauteile kann durch den Einbau von gleitfähigen Zwischenlagen (Folien) zwischen Tragplatte und Brücke wesentlich reduziert werden. Die Folien ermöglichen außerdem die unterschiedliche Längenänderung des Oberbaus und der Brücke infolge Schwindens (und Kriechens bei Spannbetonbrücken) und Temperaturänderung [Neu88b] [Deu05a].

Durch die Begrenzung der Ausgleichslänge auf 30 m können die Horizontalkräfte in Längsrichtung von dem durchgehend verschweißten Gleis abgetragen werden, ohne die zulässige zusätzliche Schienenspannung von 92 N/mm^2 [Deu09a] zu überschreiten. Das durchgehend verschweißte Gleis muss bis 40 m über das Brückenende hinaus vorhanden sein.

Abweichend vom [Deu09a], darf auf Spannklemmen mit reduziertem Durch Schubwiderstand verzichtet werden.

Die FF für kurze Brücken [Neu88a] [Neu88b] besteht aus

- einer auf dem Schutzbeton aufgeklebten Hartschaumplatte, die die natürliche Untergrundsteifigkeit simuliert und die eine plastische Verformung unter Beibehaltung der elastischen Eigenschaften den Ausgleich von Setzungen im Hinterfüllbereich der Kammermauer ermöglicht,
- zwei Lagen bituminöses Papier und zwei Lagen Gleitfolie. Damit soll eine möglichst zwangungsfreie Bewegung zwischen der Brücke und der Fahrbahn ermöglicht werden,
- der Betontragplatte, die entsprechend der Schwellenlänge in einer Breite von 2,6 m eingebaut wird. Der darauf ausgerichtete, hochgespindelte Gleisrost, wird unter den Schwellen und im Schwellenfach ausbetoniert,
- einem Gleisrost (Schiene UIC 60 und Spannbetonschwelle B 70 V 7-60),
- der Schienenbefestigung, damit die Abhebekräfte sowohl von der Schienenbefestigung als auch von Oberbau schadlos aufgenommen werden können.

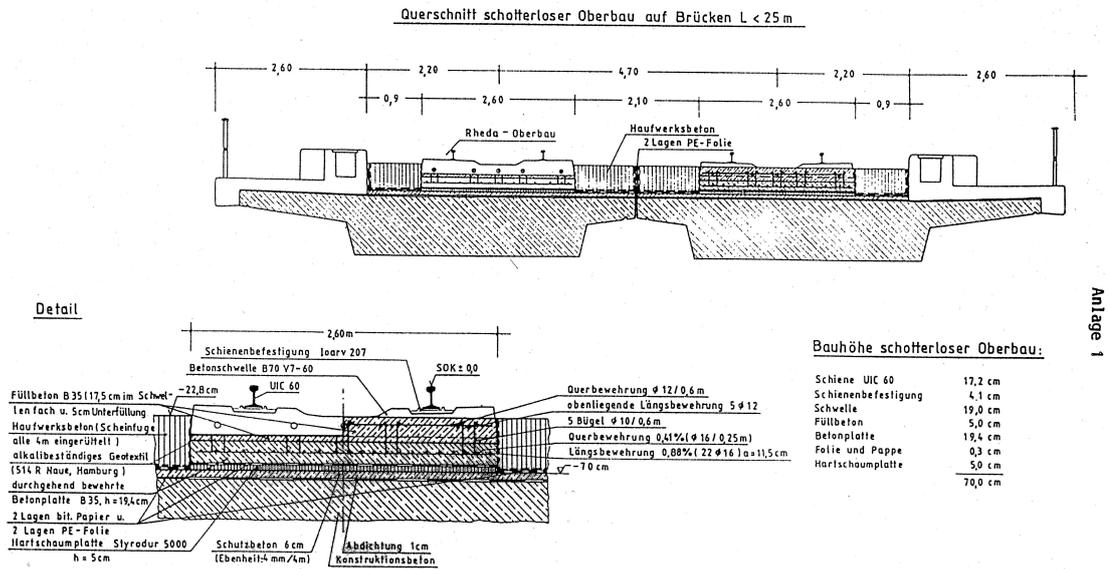


Abbildung 2.18: Aufbau der FF auf kurzen Brücken [Neu88a]

Nach der Richtlinie [Deu05a] kann der Übergang der FF von der kurzen Brücken auf das Erdbauwerk in folgender Weise abgebildet werden:

1. kurze Brücken mit Lagern und Trennfuge (Atmendes Ende der FF)

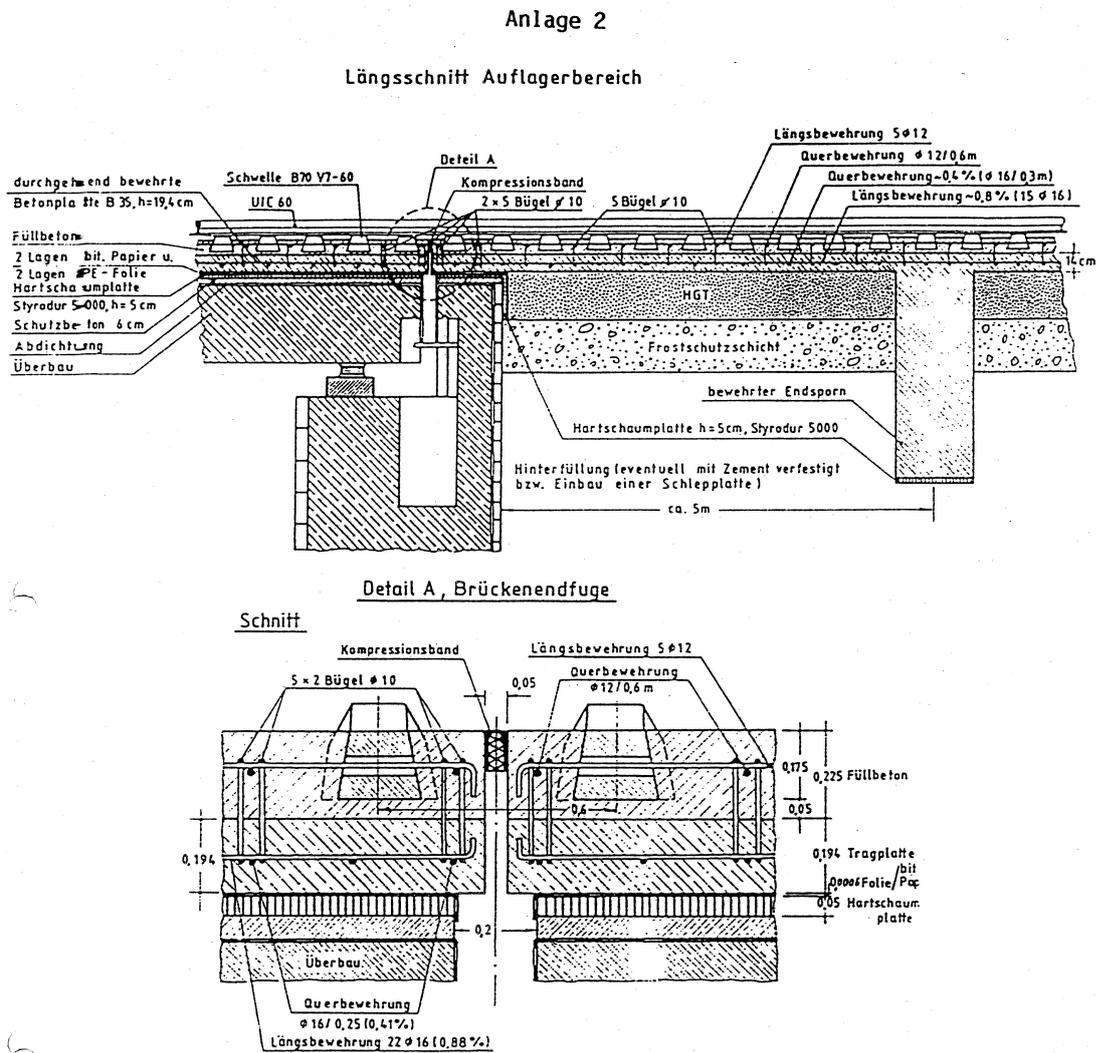


Abbildung 2.19: Kurze Brücken mit Lagern und Trennfuge [Neu88a]

2. kurze Brücken ohne Lager ohne Trennfuge (für Rahmenbrücken und Gewölbe vorgeschrieben)

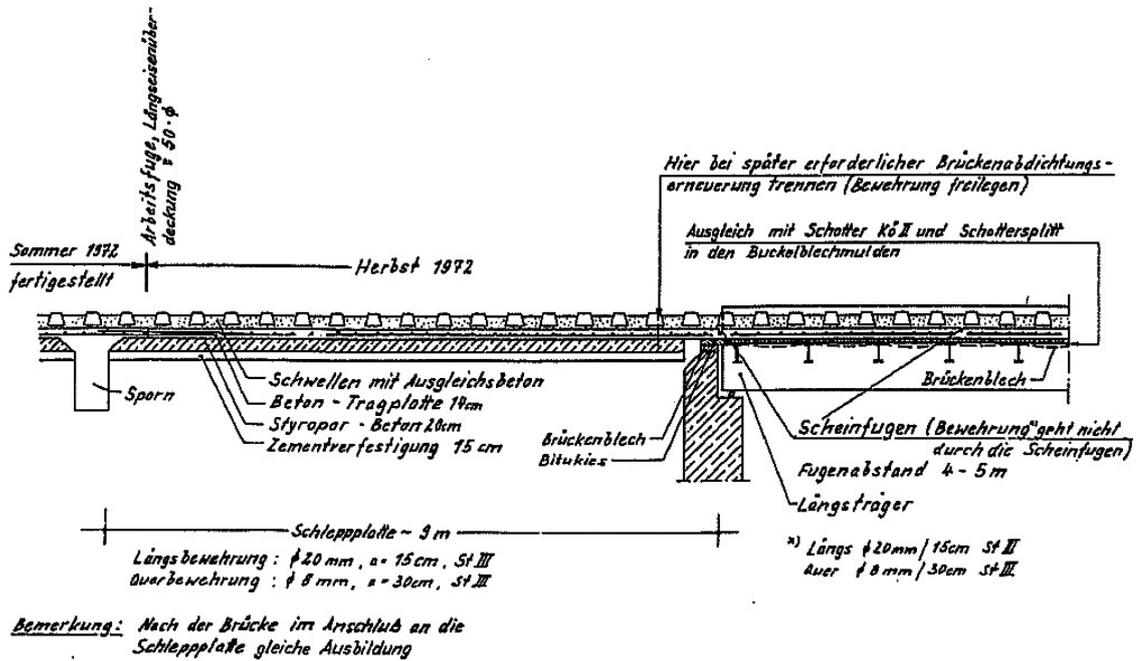


Abbildung 2.20: Kurze Brücken ohne Lager ohne Trennfuge [Neu88b]

In den Achtzigerjahren wurde seitens der DB bezweifelt, dass die Verformungen infolge Temperatur, Kriechen und Schwinden mittels einer Trennfolie beherrschbar seien. Aus diesem Grund wurden im Rahmen des Forschungsprojektes [Neu88b] Versuche durchgeführt, um die Gleitlagerung der Brücke auf einer Trennfolie zu erproben. Wegen der geringen Reibbeiwerte in den Folienlagen ist eine Abtragung der Anfahr- und Bremskräfte über die Schienen zu erwarten, was bei kurzen Brücken ohne Überbeanspruchung der Schienen durchaus möglich ist.

Schon in einem Bericht von 1979 [Eis79] wurden die statische und dynamische Steifigkeit sowie das Reibungsverhalten von Teflonbeschichteten Gleitmatten untersucht. Es wurde damals festgestellt, dass der Reibbeiwert - und damit die zwischen Überbau und Brückenfahrbahn aktivierte Horizontalkraft - ausgeprägt abhängig von der Auflast, der Belastungsgeschwindigkeit, der Temperatur und dem aufaddierten Gleitweg ist. Je nach Randbedingungen wurden in elf statischen Versuchen Reibbeiwerte zwischen 2 % und 16 % gefunden.

Aufgrund der umfangreichen Laborversuche mit Teflonbeschichteten Gleitmatten von 1980 [Eis80] konnte festgestellt werden, dass ein gutes Langzeitverhalten der elastischen Gleitmatten in Situ zu erwarten ist. Zur Erfassung unvermeidlicher Imperfektionen wird jedoch angeraten, den Reibbeiwert um 100 % zu erhöhen.

Vom Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der TU München wurde von 1986 bis 1988 im Auftrag des Bundesbahnzentralamtes München ein Vorschlag sowie eine theoretische

Untersuchung für eine *Feste Fahrbahn auf kurzen Massivbrücken* ausgearbeitet [Neu88b]. Dabei wurden Versuche mit Polyäthylen-Folie durchgeführt. Ziel des Versuches war, unter oftmaliger, kurzzeitiger Lasteinwirkung (Verkehrslast) das Verformungsverhalten der gesamten Oberbaukonstruktion zu untersuchen und die Materialbeanspruchung zu bewerten. Bei diesen Versuchen kann auch gesagt werden, dass das untersuchte System ein gutes Langzeitverhalten erwarten lässt. Trotz Beschädigungen der Zwischenlagen (bituminöses Papier, PE-Folie) wirken sie sich auf den Verbund und das gesamte Tragverhalten der Oberbaukonstruktion nicht nachteilig aus. Außerdem wurden auch Versuche mit einer Polyamid-Folie. Aus dem Vergleich der zahlreichen Aufbaukombinationen der Gleitmatten ergibt sich, dass die Verwendung von zwei Lagen bituminösen Papiers und zwei Lagen PE-Folie empfohlen wird.

2.2.3 Standardlösung für lange Brücken

Als Lange Brücken werden nach [Deu05c] einteilige Brücken ab einer Ausgleichslänge von 30 m oder alle mehrteiligen Brücken bezeichnet. Bei langen Brücken sind die Oberbauplatten mit dem Überbau (z. B. durch eine Höckerkonstruktion) in der Regel kraft- und formschlüssig verbunden. Die Oberbauplatten werden in kurze Platten unterteilt [DB 03] und werden als kurze Oberbauplatte bezeichnet.

Beim deutschen Standard von FF auf langen Brücken handelt es sich also um eine Variante der Bauart Rheda (Abb.2.17), die im Laufe der Jahren weiter verbessert wurde. Die Lösung auf Brücken gemäß der aktuellen Richtlinien [Deu05c] [Deu05b] sieht einbetonierte Monoblockschwelle in einem Rheda-Trog vor. Diese werden in 4,0 bis 5,5 m lange statisch bewehrte Plattensegmente (Oberbauplatten) integriert, die über je einen Stoppereingriff an den beiden Enden in korrespondierenden Aussparungen in die darunterliegenden Höckerplatten eingreifen [Pie08]. Die Höckerplatten selbst bestehen aus bewehrtem Stahlbeton, der über Anschlussbewehrungen an den darunterliegenden Schutzbeton angeschlossen ist. Der Schutzbeton bildet die Verbindung zwischen dem Oberbau und dem Brückenbauwerk und ist so bewehrt, dass die Vorschriften für Rissbreitenbeschränkung eingehalten werden. Über Anschlussbewehrung wird der Schutzbeton an den Stirnseiten der Brückenkappen kraftschlüssig angebunden.

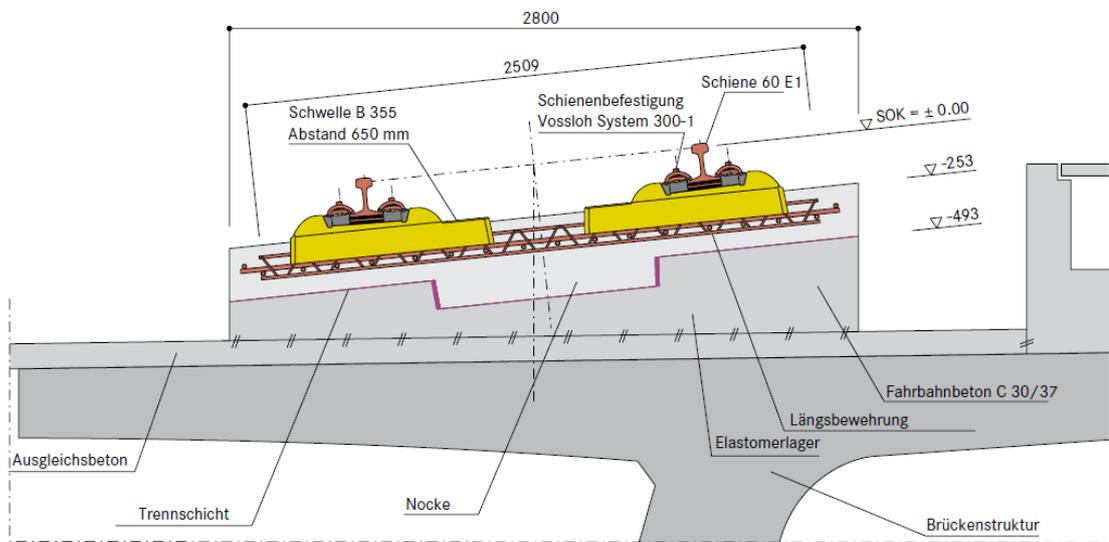


Abbildung 2.21: Aufbau auf Brücken der Bauart Rheda 2000: Verbindung der Betontragplatte mit dem Brückenüberbau mittels Höckerplatte und negativer Schubnockenausbildung (Quelle Rail.One)

Eine bituminöse Abdichtung ist auf der gesamten Oberfläche des Brückendecks vorgesehen, so dass der Schutzbeton gewissermaßen schwimmend gelagert ist und nur über die Brückenkappen fixiert wird. Die Oberbauplatte wird von der Höckerplatte üblicherweise mit einer 1,2 mm dicken hochbeständigen Elastomerbahn getrennt [Pie08].

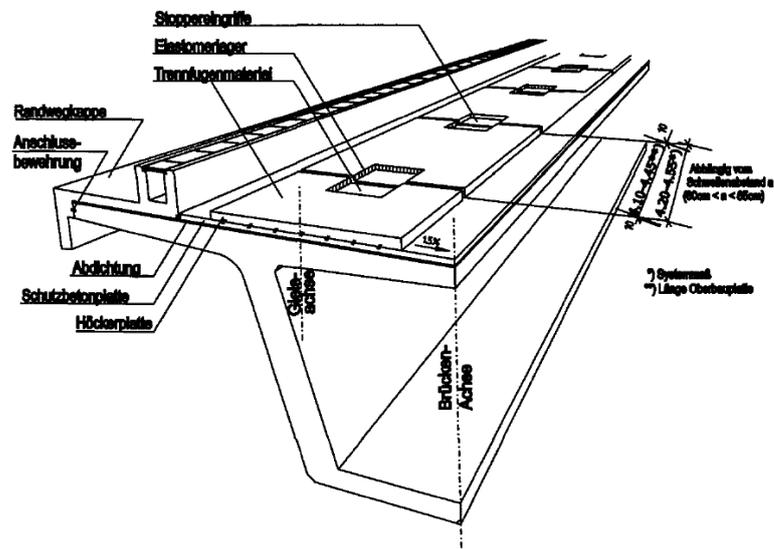


Abbildung 2.22: Feste Fahrbahn auf Brücken gemäß deutschem Standard, hier Höckerplatte (Quelle DB AG)

Durch das gekoppelte System Brücke/Gleis werden der größere Anteil der Brems- und Anfahrkräfte und die Eigenspannungszustände in den Stoppereingriffen über eingeklebte Lager an den Längs- und Seitenflanken der Aussparung übertragen. Auf dieser Weise werden diese Einwirkungen über die Brückenlager abgetragen, so dass für den im Gleis verbleibenden Anteil die zulässigen Schienenspannungen nachgewiesen werden können [Deu05c].

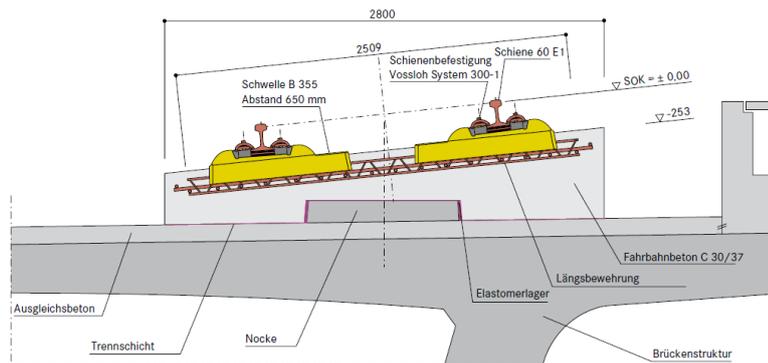


Abbildung 2.23: Feste Fahrbahn auf Brücken gemäß deutschem Standard: Monoblockschwellen, hier Monoblockschwellen auf Oberbauplatte (Quelle DB AG)

Andere Feste Fahrbahn-Konzepte (u.a. Systeme Bögl und Züblin) wurden für den Einsatz auf Brücken gemäß diesem Konzept angepasst.

Die Variante System Rheda 2000 wurde 2005 in Taiwan eingesetzt und bietet gegenüber dem Ursprungskonzept zwei entscheidende Vorteile:

1. Zum einen müssen die Schubnocken im Gegensatz zu den Stoppereingriffen nicht entwässert werden, so dass diese innerhalb eines Plattensegments frei positioniert werden können. So entstehen längere Platten mit bis fünf Schubnocken pro Platte.
2. Reduzierung der Bauphasen durch die Herstellung der positiven Betonnocken (Abb. 2.23). Die kombinierte Höcker- und Oberbauplatte wird in einem Arbeitsgang bewehrt und betoniert.

Die neuen Varianten des System Rheda erfordern nicht nur Planung und Logistik sondern eine ganzheitliche Konzeption des Systems Brücke/Gleis. Bei den neuen Varianten wie die integrierte Lösung Brücke/Gleis [Pie08] oder die Varianten von Rheda 2000 wie in Taiwan und China [Fre10b] eingesetzt wurden, besteht noch großes Entwicklungspotential.

2.2.4 Weitere FF Systeme

FF System ÖBB/PORR

Die Bauart PORR ist eine Gemeinschaftsentwicklung von den Österreichischen Bundesbahnen und der Firma PORR AG. Ihr Ersteinbau auf Brücken geht auf 1993 auf der

Helwagbrücke zurück. Das Feste-Fahrbahn-System ÖBB/PORR besteht aus einer elastisch gelagerten Gleisragplatte.

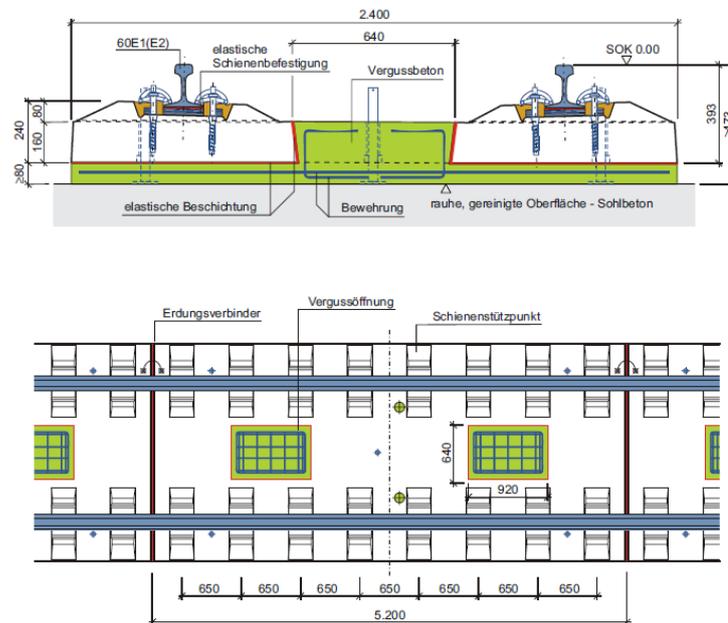


Abbildung 2.24: FF System ÖBB-PORR: Querschnitt und Draufsicht (Quelle PORR AG)

Der Stützpunktabstand beträgt 0,65 m. Eine Trennschicht an der Platte von 3 mm und in den Vergussöffnungen von 6 mm, bestehend aus einem in Polyurethan gebundenen Gummigranulat, ist integraler Bestandteil des Gesamtsystems. Die Öffnungen zum Einbringen des Betons sind konisch ausgebildet, wobei die Öffnung oben größer ist als unten. Mit dieser konischen Form eines auf dem Kopf stehenden Pyramidenstumpfes, wird eine kraftschlüssige Verankerung der Platte mit dem Vergussbeton erreicht.

Die Horizontalkräfte werden z. B. sicher über Schubnoppen in die Brückenkonstruktion abgetragen. In Österreich wird auf die aufwendige Ausführung der Schubnoppen verzichtet.

Im Falle erhöhter Anforderungen an den Körperschallschutz kann das System auf einem Masse-Feder-Trog oder direkt auf vollflächigen Elastomerlagern (wie beispielsweise auf Brücken) verlegt werden.

FF Bögl

Das System FF Bögl besteht aus vorgefertigten, vorgespannten Gleisragplatten, die in Längsrichtung gekoppelt sind. Diese Bauweise führt zu einem homogenen Fahrweg mit gutem Langzeitverhalten. Das System kann auf Erdbauwerken, Rahmenbauwerken, in Tunneln und Trögen eingesetzt werden wie auch auf Brücken.

Die Fertigteilplatten werden mit einem nominalen Fugenabstand von 5 cm verlegt. Die

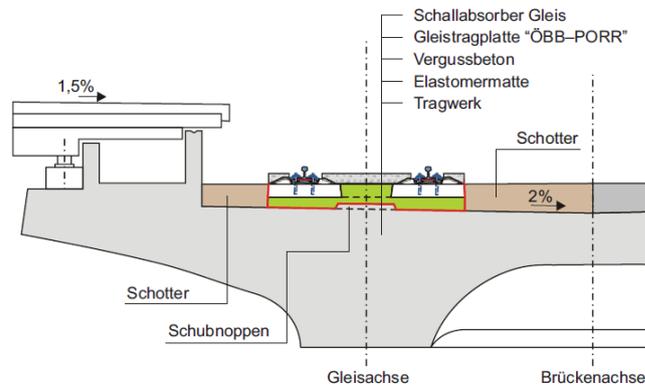
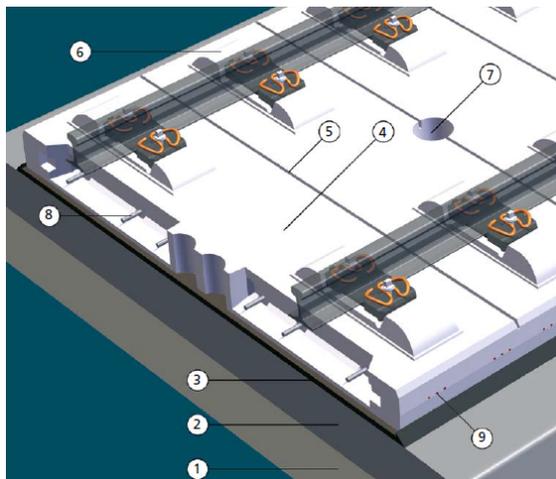


Abbildung 2.25: Brücke mit FF PORR auf Elastomermatte (Quelle PORR AG)



Erläuterung:

- (1) Frostschutzschicht (FSS)
- (2) Hydraulisch geb. Tragschicht (HGT), $d = 30$ cm
- (3) Unterguss
- (4) Fertigteileplatte
- (5) Sollbruchstellen
- (6) Schienenstützpunkt
- (7) Vergussöffnungen
- (8) GEWI-Stahl
- (9) Spannstahl
- (10) Spannschlösser und Muttern
- (11) Querfuge

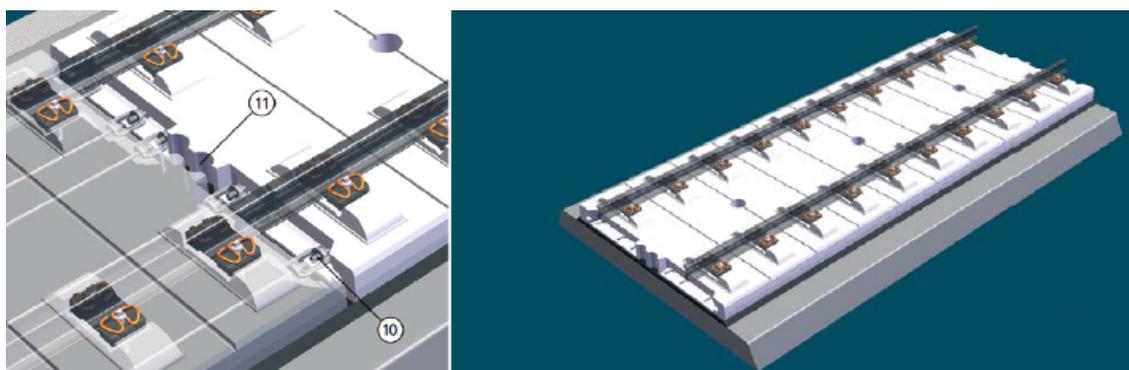


Abbildung 2.26: FF System BÖGL (Quelle Max-Bögl GmbH)

Justage erfolgt mit spindelbaren Vorrichtungen und einem computergestützten Messsystem. Der verbleibende Spalt zwischen Platte und Tragschicht wird abgedichtet und anschließend mit einem Unterguss vollflächig verfüllt. Es folgt der Koppelvorgang der Platten. Damit wird ein monolithisches, durchlaufendes Band mit hohem Längs- und Querschriebewiderstand hergestellt. Die Längskoppelung wirkt dem sogenannten Aufschüsseln entgegen, einer Verwölbung an den Plattenenden durch thermische Unterschiede. Ein charakteristisches Merkmal der Fertigteilplatten sind die zwischen den Schienenstützpunkten angeordneten Sollbruchstellen. Durch diese wird eine gesteuerte Rissbildung erzielt.

Auf Brücken liegen Standardplatten auf einer gleitenden, bewehrten Betontragschicht (BTS), die in definierten Abständen mit dem Brückenüberbau verankert ist.

Das System BÖGL wurde auf *unendlich lange* Brücken eingepasst und wird im folgenden Abschnitt erläutert. Dabei kann man auch über eine LvFF reden.

2.3 Eine innovative Lösung: Entkopplung der Festen Fahrbahn von der Brücke (LvFF)

2.3.1 Konzept

Liegt die durchgehend geschweißte Schiene auf einer nicht so verformbaren Oberfläche wie Bodenuntergrund, so ist ihre Dimensionierung von den durch das Gleis eingeleiteten Horizontal- und Vertikalkräften und von den aus der Temperatur entstandenen Zwangskräften abhängig. Bei der Dimensionierung muss auch eine gewisse Widerstandsreserve vorhanden sein. Wenn das Gleis über eine Massivbrücke liegt, sind zusätzlich Verformungen aus Temperaturänderung im Tragwerk sowie Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen. Dies erzeugt in dem Maße relative Verformungen zwischen Gleis und Brücke, in dem Reibungskräfte oder eine Kopplung zwischen dem Brückentragwerk und dem Gleis vorhanden sind. Kräfte, die aus dieser Weise entstehen, können zu Überspannung der Schienen führen. Deshalb ist auf den Anschluss FF/Brücke besonders zu achten.

Der Überbau erfährt infolge Temperaturänderungen, Kriechen und Schwinden und auch infolge Bremsen und Anfahren Längsbewegungen. Diese erzeugen über den Durchschubwiderstand zusätzliche Schienenspannungen (siehe hierzu auch DIN Fb 101, IV-K.3 und M 820.2040 Oberbau auf Brücken) [Deu05c].

Aus diesem Grund ist die Anwendung von endlos geschweißten Schienen über Betontragwerke auf Brücken mit einer Dehnlänge ≤ 90 m beschränkt.

Ist das Gleisbett in der Art auf dem Brückentragwerk gelagert, dass wenigstens eine geringfügige Relativbewegung zwischen dem Brückentragwerk und dem Bett möglich ist, so ergibt sich eine längsverschiebliche Feste Fahrbahn (LvFF), die in der Lage sein muss, sicher die Brems- und Anfahrkräfte bis zu der Verankerungspunkten einleiten zu können.

Um dieses Zweck zu erreichen, muss die LvFF fugenlos über die Brücke verlaufen.

Als Verankerungspunkte können selbst die Brückenwiederlagern, Spornen am Grund oder Verschiebepunkte der Brücke dienen.

Als Folge der Einspannung der Platte an den Verankerungspunkte, ergeben sich bei Temperaturschwankungen und Schwinden Zwangsbeanspruchungen in der Platte. Solche Eigenspannungskräfte und die längsgerichteten Kräfte aus Bremsen und Anfahren erfordern eine nähere Betrachtung der Rissbildung.

Der Fortschritt der Rissbildung aufgrund der Temperaturschwankung, des Schwindens und die längsgerichteten Kräfte muss daher erforscht werden um eine Kumulation von plastischen Verformungen in der Bewehrung auszuschließen [Sch08].

Bei der Variante mit Spornen hat man den Vorteil dass keinerlei Querfugen im Gleisbett vorgesehen sind. Hingegen können zwischen einzelnen Abschnitten des Brückentragwerks Querfugen vorgesehen sein, die vom Bett überbrückt werden [Sch04].

Bei langen Brücken kann die dritte Variante vorteilhaft sein. Wenn die LvFF an den Verschiebepunkten der Brücke verankert ist, werden in solchen Punkten Teile der Bremskräfte auf das Brückentragwerk abgetragen.

Der Einsatz der LvFF bringt folgende Vorteile mit sich:

- Die Gestaltungsfreiheit und die Lebensdauer des Brückentragwerks werden aufgrund geringerer Belastungen durch die Interaktion Gleis/Tragwerk nicht eingeschränkt.
- Dadurch, dass das Gleis keine Fugen aufweist und damit keine Knicke und Versätze ermöglicht, wird eine ungestörte Gleisführung erzeugt. Auf diese Weise wird die LvFF den vergleichsweise hohen Anforderungen der Hochgeschwindigkeitszüge gerecht.

In den folgenden Abschnitten werden die wichtigsten Patenten und Bauarten der LvFF zusammengefasst.

2.3.2 Patent von DYWIDAG

Die Erfindung [DYW75] besteht aus einem oder mehrfeldrigem Brückentragwerk aus Stahl, Stahl- oder Spannbeton, bei dem der Verkehrsweg gleitend aufgelagert und ohne Unterbrechung über diesen hinweggeführt ist. Die Erfindung ist dadurch gekennzeichnet, dass der Verkehrsweg bzw. die Unterkonstruktion für diesen aus einer dehngufenlosen, an den Enden des Brückenüberbaus über diesen hinausreichenden, durchgehend bewehrten Stahlbetonplatte besteht, die außerhalb der Widerlager gegen Horizontalverschiebungen gehalten und so dimensioniert ist, dass sie zusätzlich zu den Zwängungskräften aus Temperaturunterschieden die horizontalen Verkehrslasten aufnehmen und ohne Beeinträchtigung der Widerlager auf den Erdboden übertragen kann und dass der den Brückenüberbau bildende Einfeldträger an jeweils einem Punkt kraftschlüssig mit der Stahlbetonplatte verbunden ist.

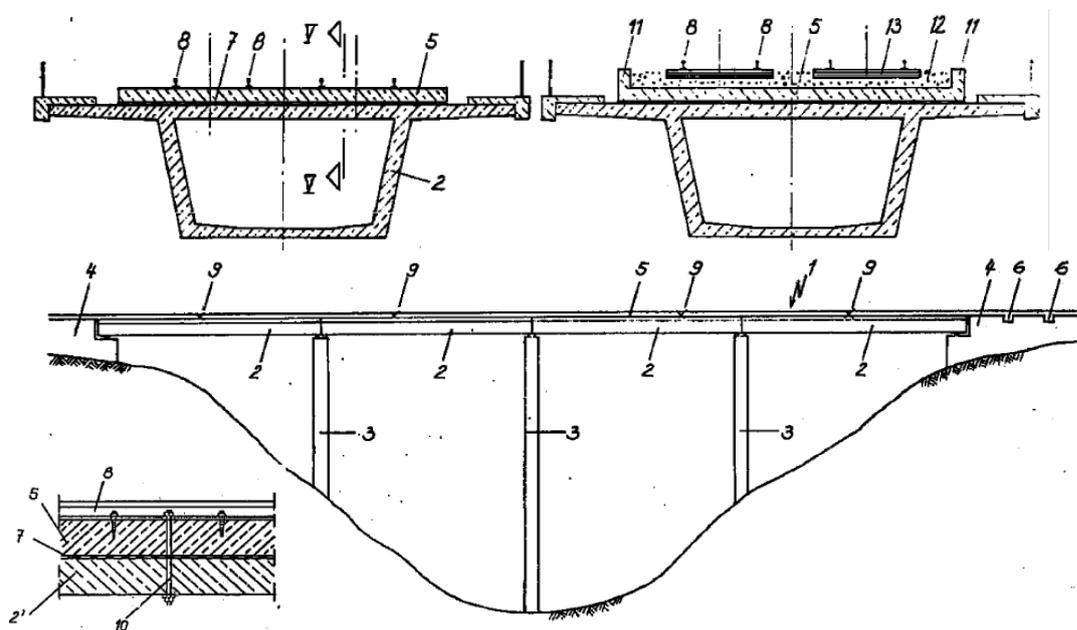
Als Varianten des Patentes sind folgende zusätzliche Patente Ansprüche vorgesehen:

- Die Stahlbetonplatte kann an den Enden im Erdboden verankert werden.
- Die Verankerung der Stahlbetonplatte kann stufenweise durchgeführt werden.

- Auf der Stahlbetonplatte können Schienen für einen Schienenverkehrsweg befestigt werden.
- Auf der Stahlbetonplatte kann ein Schotterbrett für Eisenbahnoberbau angeordnet werden. In diesem Fall sollte die Platte trogartig ausgebildet werden.
- Die Stahlbetonplatte kann als Straßenfahrbahn ausgebildet sein.

Der Erfindung liegt die Aufgabe zugrunde, eine wirtschaftliche Lösung für die Vermeidung von Dehnungsfugen im Fahrbahnbereich bei Brückentragwerken zu finden, die trotzdem eine einwandfreie Ableitung der aus den Verkehrslasten herrührenden Horizontalkräfte ohne zusätzliche Beanspruchung der Pfeiler oder Widerlager ermöglicht.

Neben dem Wegfall sämtlicher Bewegungsfugen (Schienenauszüge) im Fahrbahnbereich und der Fernhaltung der Längskräfte aus horizontalen Bremslasten von dem Brückenüberbau und den Widerlagern besteht der Vorteil der Erfindung vor allem darin, dass durch die kraftschlüssige Verbindung der einzelnen Überbauteile mit der durchgehend bewehrten Stahlbetonplatte die temperaturbedingten Verformungen gleichmäßig und Verschiebungen der Überbauteile sowie Längsbewegungen der Pfeilerköpfe verhindert werden.



Erläuterung:

(1) Gleis (2) Einfeldträger (3) Brückenpfeiler (4) Widerlager (5) Stahlbetonplatte (6) Sporn (7) Gleitschicht (8) Schienen (9) Kraftschlüssige Verbindung mit der Stahlbetonplatte (10) Verbindungsmittel, z. B. Bolzen (11) Trogplatte (12) Schotterbrett (13) Schwelle (14) Asphaltbelag

Abbildung 2.27: Patent von DYWIDAG [DYW75]

Das Patent von DYWIDAG wird häufig als Referenz bei den kommenden Patenten zitiert.

2.3.3 Patente von Züblin

Die Firma Züblin hat mehrere Patente für das Konzept LvFF entwickelt.

Bei dem Patent [Züb81b] liegt die Aufgabe zugrunde, eine Eisenbahnbrücke mit schotterlosem Gleisoberbau zu finden, bei der die Querführung des Gleisoberbaus ohne Einbau besonderer Führungslager möglich ist. Man geht davon aus, dass die Brücke gleitend gelagert ist, d.h. es ist eine Gleitschicht zwischen Oberbau und Überbau einzubauen. Diese Gleitschicht ermöglicht jedoch auch Bewegungen des Gleisoberbaus in Brückenquerrichtung. Um solche Bewegungen zu verhindern, werden Führungslager z. B. mit Gleitmaterialien versehen, beidseitig angeordnete Konsolen, die den Gleisoberbau führen, in kurzen Abständen eingebaut. Nachteilig ist bei den bekannten Brücken die Besondere Herstellung der Führungslager.

Die Aufgabe wird erfindungsgemäß dadurch gelöst, dass die Oberfläche der Fahrbahnplatte des Brückenüberbaus und die Unterfläche der Betonplatte des Gleisoberbaus im

Querschnitt näherungsweise parallel verlaufen und mindestens eine Neigungsänderung mit Vorzeichenwechsel aufweisen, wobei die Neigung der Waagerechten als Null definiert ist. Die Neigungsänderung der Fahrbahnplattenoberfläche sowie der Betonplattenunterfläche ermöglicht die Übertragung von querwirkenden Horizontalkräften vom Gleisoberbau über die Gleitschicht hinweg auf den Brückenüberbau. Das Wirkungsprinzip beruht auf dem Hangabtrieb, d. h. der Hangabtrieb, resultierend aus den vertikalen Lasten und der Neigung der Fahrbahnplatte, wirkt den Horizontalkräften entgegen. Die erforderliche Neigung kann bei gegebener Horizontalkraft aus bekannten physikalischen Zusammenhängen eindeutig errechnet werden.

Der Vorteil dieser Brückenkonstruktion liegt darin, dass die Gleitschicht bzw. die Gleitlager gleichzeitig die Funktion von längsverschieblichen und die von querfesten Lagern übernehmen. Auf die Anordnung besonderer Führungslager kann somit verzichtet werden.

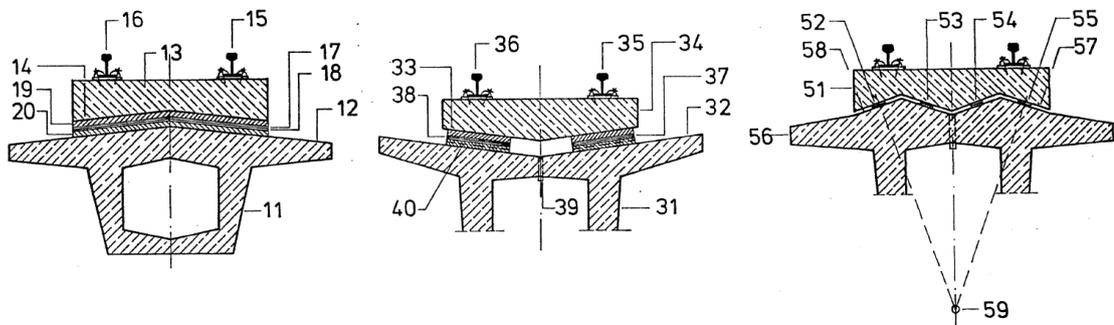


Abbildung 2.28: Varianten des Patentes von Züblin [Züb81b]

Bei dem Patent [Züb80] wird eine Fahrstraße aus Betonfertigteilen auf Brücken dargestellt, die bei beliebigen Brückenlängen und begrenzten Fugenweiten zwischen den Betonfertigteilen ohne Einbau eines Fahrbahnübergangs zwischen Brückenüberbau und Widerlager auskommt. Um die Bremskräfte ableiten zu können, sind die Betonfertigteile durch angeschraubte Laschen miteinander verbunden. Die gleitende Lagerung der Betonfertigteile auf dem Brückenüberbau kann entweder punktwise über Neoprene- bzw. Gummiplatten oder vollflächig über Kunststoffolien oder bituminierte Bahnen erfolgen. Die horizontale Lagerung erfolgt über die horizontalen Flansche der winkelförmigen Laschen.

Zwar wurde das Patent für Brücken gedacht, die von gummibereiteten Radfahrzeugen genutzt werden, doch kann das Verbindungssystem zwischen Oberbauplatten bei Eisenbahnbrücken zur Anwendung kommen.

Nach der Meinung der Erfinder sind die Bremskräfte erheblich kleiner als eventuelle Zwangsbeanspruchungen infolge Temperaturänderung am starren System. Die durch die Reibung hervorgerufenen Zwangsspannungen in den Betonfertigteilen sind daher in diesen Fällen von untergeordneter Bedeutung.

Bei dem Patent [Züb81a] ist ein verschiebliches Gleisbett vorgesehen, das über Einzellagern verschieblich auf den Trägern des Brückenüberbaus gelagert ist. Das Gleisbett besteht aus Betonfertigteilen, die so miteinander verbunden sind, dass ein Spielraum für

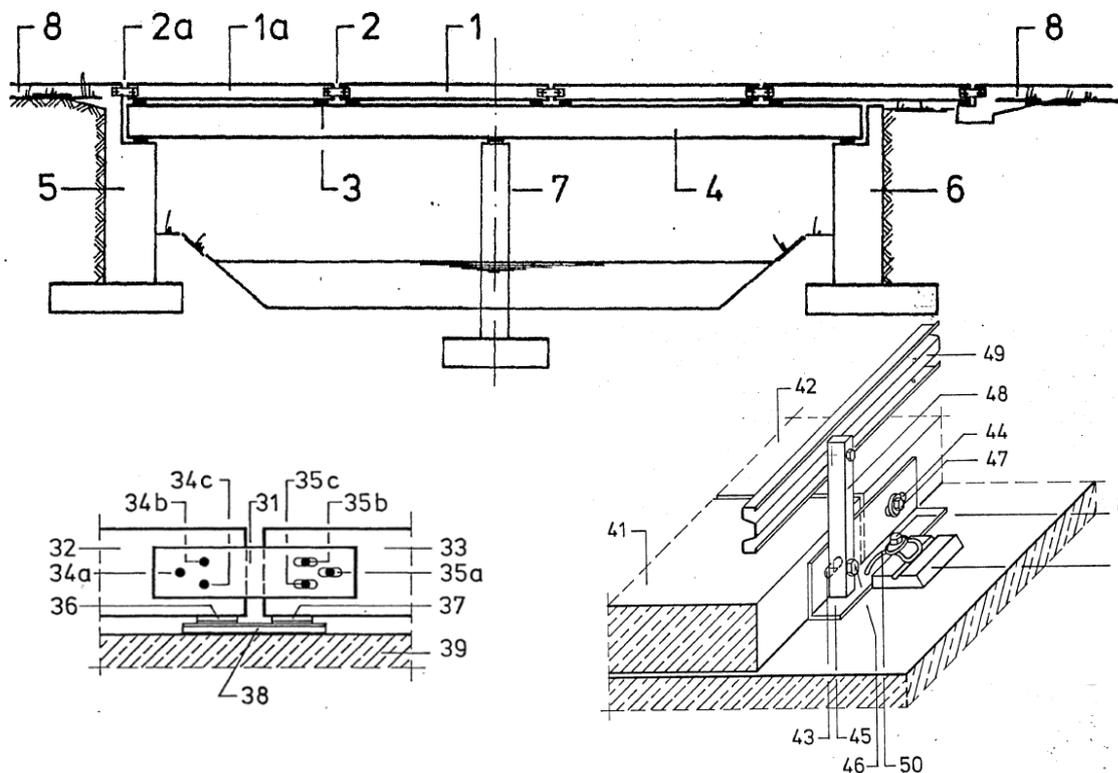


Abbildung 2.29: Patent Züblin: Verbindungssystem zwischen gleitend gelagerten Betonfertigteileplatten

Längenänderungen der Betonfertigteile verbleit. Mit dieser Konstruktion wird erreicht, dass sich die Fahrbahn bei Längenänderungen des Brückenüberbaus nicht verformt. Hierbei können die Schienen in klassischer Form (SchO) auf die Betonbänder gelegt werden oder in den Betonbänder integriert sein.

Beim Patent von 1997 [Züb97] wird darauf hingewiesen, dass obwohl die LvFF eine Lösung des Problems der FF auf Brücken darstellt, jedoch scheitert die Lösung noch daran, dass die Aufnahme und Weiterleitung der potentiell sehr großen Kräfte beim Bremsen eines Zuges der Tragplatte zugewiesen werden, die sie vor und/oder hinter der Brücke an das Erdplanum oder an zur Aufnahme dieser Kräfte geeignete Widerlager abgeben muss. Die der Bemessung zugrunde zu legenden Bremskräfte sind so groß, dass sie zu unwirtschaftlichen Abmessungen der Tragplatte und deren Bewehrung führen. Der Erfindung liegt die Aufgabe zugrunde, eine Lösung zu finden, die eine wirtschaftliche Anwendung der im Patent von DYWIDAG DE 24 43 770 [DYW75] beschriebenen Konstruktion zulässt. Dazu wird erfindungsgemäß vorgeschlagen, zwischen Tragplatte und Brückenkonstruktion hydraulische Stoßdämpfer anzuordnen, die die Bremskräfte an einer oder mehreren Stellen an die zu ihrer Aufnahme bemessene Brückenkonstruktion übertragen.

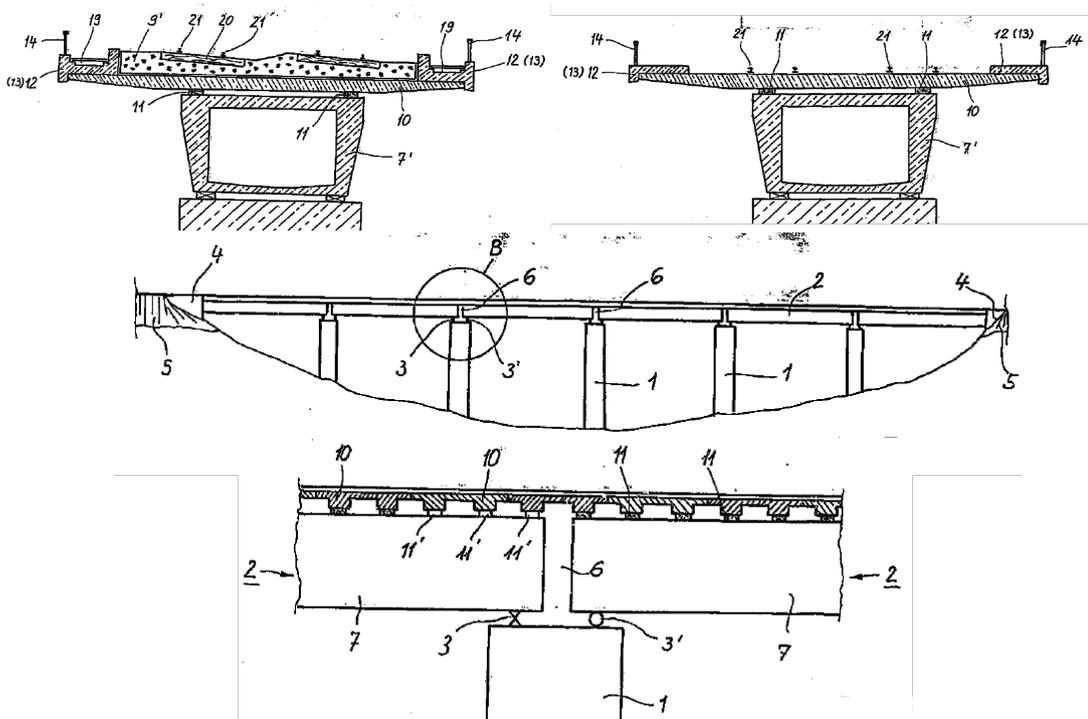
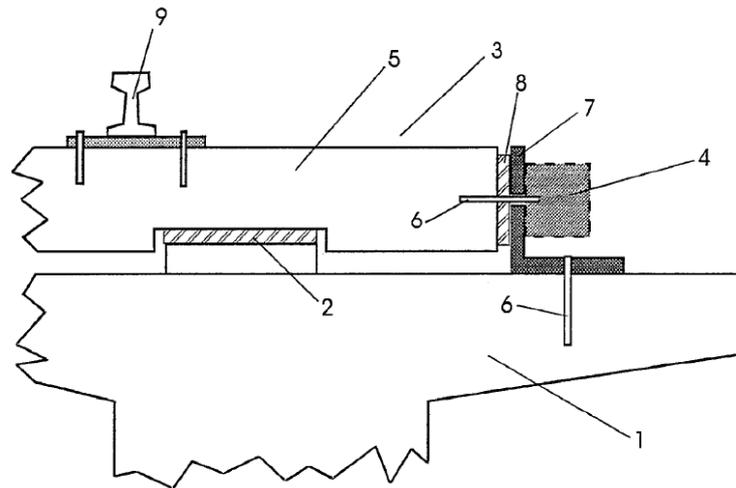


Abbildung 2.30: Patent Züblin 1981

Bei dieser Erfindung wird das bekannte Prinzip des Stoßdämpfers angewendet. Bremsst ein Zug auf der Brücke, so werden sofort an allen gebremsten Rädern Bremskräfte über die Schienen und die Schienenbefestigungen in die Tragplatte übertragen. Durch die Stoßdämpfer werden die Kräfte abhängig vom Abstand der Stoßdämpfer auf kurzem Wege an die Brückenkonstruktion abgegeben, ohne dass sich die gesamten Bremskräfte des Zuges in der Tragplatte aufbauen können. Erfindungsgemäß wird weiter vorgeschlagen, die Stoßdämpfer zwischen Tragplatte und Brückenkonstruktion als eine konstruktive Einheit mit den seitlichen Führungen der Tragplatte auszubilden. Der Vorzug einer solchen Konstruktion liegt darin, dass die Befestigungselemente der seitlichen Führungen gleichzeitig für die Kraftübertragung von der Tragplatte in die Brückenkonstruktion genutzt werden können. Die Anwendung von Maschinenelementen bei der Brückenkonstruktion wird immer noch mit einer gewissen Skepsis angesehen. Alternativ dazu können gemäß der Erfindung viskoelastische Substanzen zur Anwendung kommen.

2.3.4 Patent Schober-Schlaich

Das Patent von Schober-Schlaich [Sch04] bezieht sich nicht nur auf eine LvFF, sondern insbesondere auf eine Bahnbrücke mit wenigstens einem auf dem Brückentragwerk angeordneten Bett für Gleise und mit einem Widerlager, mit dem das Brückentragwerk



Erläuterung:

(1) Brückenkonstruktion (2) Gleitlager (3) Feste Fahrbahn (4) Stoßdämpfer beliebiger Bauart (5) Tragplatte (6) Verbindungsmittel, z. B. Bolzen (7) seitliche Führung, z. B. Winkelprofil (8) Gleitplatte (9) Schiene

Abbildung 2.31: Stoßdämpfer nach Patent von Züblin [Züb97]

grundseitig gelagert ist. Bei solchen Bahnbrücke ist ein Gleisbett vorgesehen, das am Widerlager und/oder am Grund verankert ist. Das Gleisbett ist durch die Art der Lagerung gekennzeichnet. Es handelt sich um eine verschiebbliche Lagerung, die eine geringfügige Relativbewegung zwischen dem Brückentragwerk und dem Bett ermöglicht und auf diese Weise fällt der bauwerksbedingte Anteil der Längsspannungen in der schienen weg.

Aufgrund der Entkopplung ist bei der derartigen Konstruktionsform das Gleisbett dafür verantwortlich, großteils die Brems- und Anfahrkräfte zu übertragen.

Bei einer bevorzugten Ausführungsform der Erfindung ist vorgesehen, dass das Bett auf dem Brückentragwerk unter einer positiven oder negativen Vorspannung gegen die Widerlager gezwängt angeordnet ist. Aufgrund dieser gezwängten Anordnung des Bettes wird erreicht, dass bei auftretenden Temperaturänderungen und sonstigen Belastungen die maximale Druck- oder Zugkraft im Bett nahezu gleich groß ist. Beispielsweise kann vorgesehen sein, dass das Bett bei einer Referenztemperatur (beispielsweise 20°) nahezu spannungslos zwischen den Widerlagern angeordnet ist. Erhöht sich die Außentemperatur, führt dies zu einer Druckspannung im Bett. Bei fallender Außentemperatur tritt eine Zugspannung auf. Das Material und der Querschnitt des Bettes werden so gewählt, dass die auftretenden Druck- und Zugkräfte nicht zu einer progressiven Schädigung des Bettes führen können.

Bei dem Patent von Schlaich besteht das Gleitmittel aus an dem Gleisbett verankerten

Stahlblechen. Zwischen den Gleitplatten, sind Teflonplatten vorgesehen.

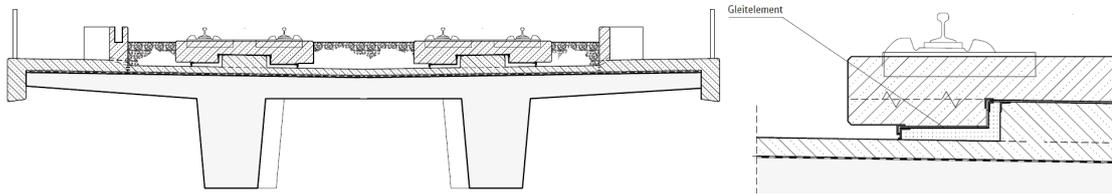


Abbildung 2.32: LvFF nach dem Patent von Schlaich [Sch08]

Zum Ausgleich des Endtangentialwinkels kann vorgesehen sein, dass das Bett im Übergang zum Widerlager oder Grund mittelbar über eine Trennlage auf dem Widerlager aufliegt. Hierdurch wird eine Beanspruchung des Bettes im Bereich des Übergangs zum Widerlager vermindert. Die Trennlage kann sich dabei über eine Länge von wenigen Metern erstrecken. Außerdem kann das Gleisbett seitlich angeordnete Konsolen aufweisen.

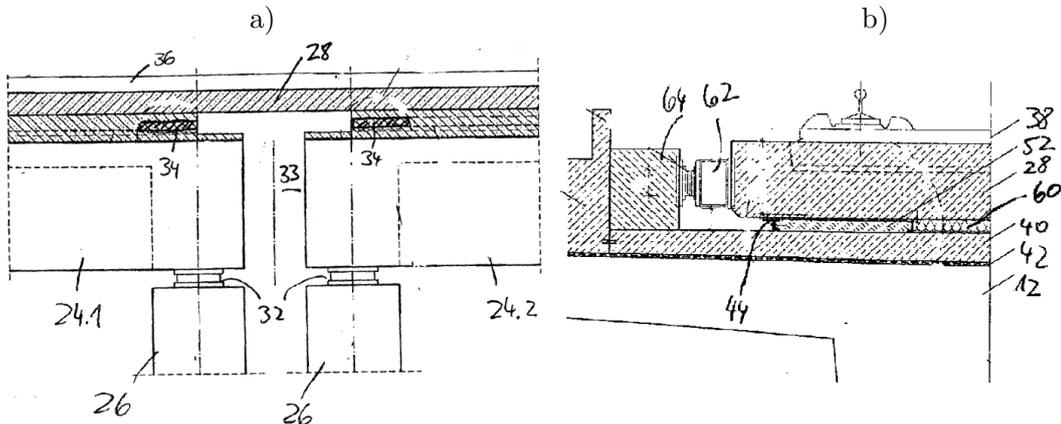


Abbildung 2.33: Varianten der Ausführungsformen des Patenten von Schlaich: a) Trennlage Übergangsbereich b) seitlich angeordnete Konsole

2.3.5 Brückenlösung FF Bögl integral

Der klassische Aufbau der Brückenlösung der FF Bögle besteht aus kurzen Fahrbahnplatten, die über den Brückenfugen und zusätzlich mehrmals auf dem Brückendeck selbst gefügt sind (s. Abb. von Seite 24).

Die von Firma Bögl entwickelte Lösung für lange Brücken erfolgt nach dem Schema kontinuierliche Fahrbahn auch über Brückenfugen hinweg, schwimmend aufgelagert und in Längsrichtung verschieblich; das auf Seite 24 dargestellt wurde.

Besonderheiten der FF Bögl Integral sind:

- Entkopplung der Längenänderungen des Überbaus von der Tragplatte (Oberbau) mittels dauerhafter Gleitschicht

- Durchlaufendes Tragplattenband über die Trägerfugen hinweg (Tragplatte und Gleistragplatte mit der Schiene), welches die abhebenden Schienenstützpunktkräfte und zusätzlichen Schienenspannungen deutlich reduziert
- Immer gleiche Abstände der Schienenstützpunkte von 65 cm. Die Fugen der Überbauten brauchen nicht für bei der Einteilung der Stützpunktabstände berücksichtigt werden
- Styrodur einlage über den Überbauträgerfugen, unter der Tragplatte
- Definierte Festpunkte zur Einleitung der Kräfte aus Brücken Längs- bzw. Querrichtung in den Überbau an den Fespunktlagern
- Sichere Ableitung der Längskräfte am Brückenende über Reibplatte und Endsporn in den Baugrund
- Keine Schienenauszüge sind mehr erforderlich

Bei der klassischen Lösung tragen nur die Pfeiler, die um den Fahrzeug herum stehen, die Einwirkungen aus Bremsen/Anfahren ab. Daher werden auch die Schienen in dieser kurzen Strecke überbeansprucht. Ein weiterer Vorteil der FF Bögl Integral besteht darin, dass die Lasten unter der Einwirkung Bremsen/Anfahren auf mehrere Pfeiler verteilt werden.

2.3.6 Masse-Feder-Systeme

Die Idee von einem Masse-Feder-System auf einer Eisenbahnbrücke stammt schon aus den ersten Patenten [DYW75] [Züb80] [Züb81a]. Damit wird versucht, die Auswirkungen der Interaktion Brücke/Gleis gering zu halten. Neben dem Abbau der Zwangbeanspruchungen aus Temperatur, Kriechen und Tragwerksbewegungen hat hauptsächlich ein solches System hauptsächlich die Dämpfungswirkung von Erschütterungen und Schallemissionen zum Ziel. Wegen seiner hohen Kosten wird es nur ausnahmsweise in Brücken angewendet.

Das System besteht aus

- speziell entwickelte Lager,
- Shear keys zur Längs- und Querfesthaltung,
- aus dem durchgehend bewehrten, schwimmend gelagerten und fugenlosen Stahlbetontrog, der die Schwellen oder die Gleistragplatten mit den Schienen trägt (Massenelement)

und es kann als ein fugenloses mittelschweres Masse-Feder-Systeme mit mehreren hundert Metern Länge ohne Schienenausügen zum Einsatz kommen.

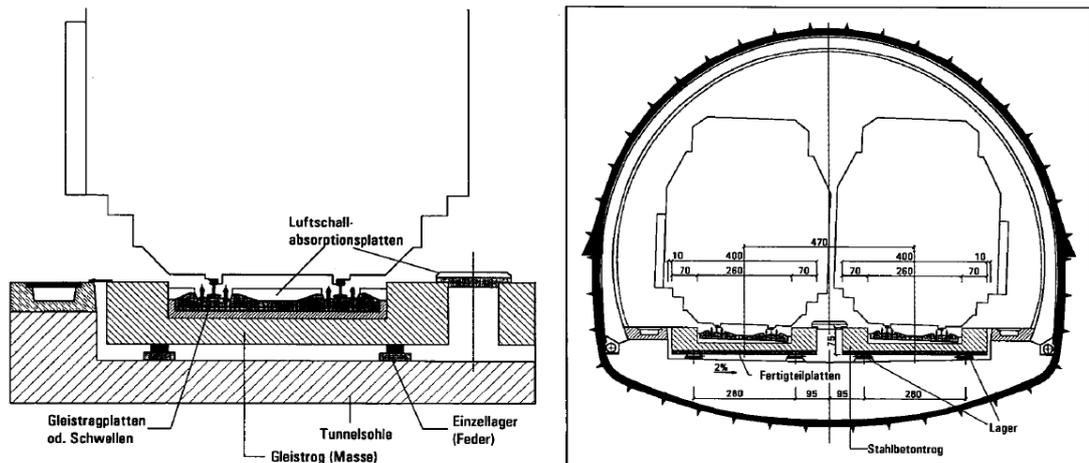


Abbildung 2.34: System *Brücke im Tunnel*: Regelquerschnitt Römerbergtunnel [Pic97]

Die Zusatzspannungen in den Fahrstienen infolge Temperaturänderungen und Schwinden der durchgehenden Gleisstrohkonstruktion werden durch einen reduzierten Durchschubwiderstand der Schienenbefestigungen und die Anordnung von Beischieben unter zulässigen Werten gehalten. Die Bauausführung kann in der Ortsbetonvariante wie in folgenden Schritten:

1. die Einzellager werden eingebaut,
2. auf den Einzellagern werden Stahlbetonfertigteileplatten, in die bereits die Quer- und Schubbewehrung für den Endzustand eingebaut ist, als verlorene Schalung aufgelegt und anschließend die restliche Bewehrung der Trohkonstruktion verlegt.
3. Das Betonieren des Gleisstrohs wird abschnittsweise durchgeführt, wobei die Lagerverformungen und Zwangsbeanspruchungen als Folge der Hydratationswärme klein bleiben,
4. als letztens wird das Gleis fertiggestellt.

2.3.7 Erfahrung mit der Längsverschieblichen Festen Fahrbahn

Vorhaben TV 7514 B [FE-83]

Zwischen 1977 und 1980 wurden von der DB und vom Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen (TUM) verschiedene Varianten für die Ausbildung der FF im Querschnitt und in der Längsrichtung entworfen und durchgeführt. Dabei sollte das Gleitverhalten der Fahrbahn auf kontinuierlicher Lagerung ermittelt werden, und besonders wurde der Einfluss auf die Schienenspannungen untersucht. Durch den vorzeitigen Abbruch des FE-Vorhabens im

Jahre 1980 konnten nicht alle geplanten Untersuchungen durchgeführt werden. Dennoch konnten manche Ergebnisse erzielt werden:

- Die durchgeführten Untersuchungen ergaben, dass man die Tragplatte der Fahrbahn unter Zwischenschaltung einer Gleitschicht längsverschieblich auf der Brücke lagern und fugenlos ausführen kann.
- Bei kleinen Brückenlängen sollen keine Schienenauszug-Vorrichtungen eingebaut werden, da diese durch Gleiten der Schienen in den Schienenbefestigungen ausgeglichen werden.
- Bei Brückenlängen bis ca. 10 m ist eine Styroporeinlage ausreichend.
- Bei Brückenlängen bis ca. 30 m kommen elastisch scherfähige Gummimatten in Frage.
- Darüberhinaus sind elastische Matten mit Gleitschicht vorzusehen.

Dabei wurde außerdem ein Aufbau der Gleitschicht mit einem Wert von $\mu = 0,25$ von Prof. Eisenmann vorgeschlagen.

Ermittlung der Reibungsverhalten von Gleitmatten und andere Versuche bei der TUM

In [Eis79] wird über Versuche von mit Teflon beschichteten Gummigleitmatten in Probenfläche von 0,5 x 0,5 m, berichtet. Daraus ergab sich dass die statische Steifigkeit der Gleitmatte:

- fast unabhängig vom Beanspruchungsbereich ist,
- ausgeprägt temperaturabhängig ist,
- mäßig von der Belastungsfrequenz abhängig ist

Schließlich ist der Reibbeiwert ausgeprägt abhängig von der Auflast, der Belastungsgeschwindigkeit, der Temperatur und dem aufaddierten Gleitweg. Im Statischen Versuch wurden Reibbeiwerte zwischen 2 % und 16 % gefunden.

In [Eis80] wurden im Großprüfstand der TUM die temperaturbedingten Bewegungen zwischen FF un Brücke simuliert. Dabei handelt es sich um Längsverschiebung ohne Auflast, Längsverschiebung mit Vertikalaufflast, dynamische Vertikallast ohne Längsverschiebung und Längsverschiebung mit vertikaler, statischer und dynamischer Belastung.

Es konnte festgestellt werden, dass aufgrund der umfangreichen Versuche ein gutes Langzeitverhalten der elastischen Gleitmatten zu erwarten ist. Zur Berechnung kann man vom Reibungsbeiwert von $\mu = 0,25$ % ausgehen.

Der Bericht [Neu88b] erfasst die die theoretischen Untersuchungen und Versuche für eine FF auf kurzen Brücken. Dabei sind sowohl Bemessungsgrundsätze bei der Anwendung des

schotterlosen Oberbaues Bauart Rheda auf Brücken als auch konstruktive Anforderungen gegeben. In dem zweiten und dritten Teil wird über Versuche mit Hartschaumplatten und Polyamid-Folie als Gleitschicht berichtet. In den Versuchsergebnissen wird die Verwendung von zwei Lagen bituminöses Papier und zwei Lagen Polyamid-Folie empfohlen. Nach dem beobachteten Verhalten wird die Polyamid-Folie als *Verschleißteil* bezeichnet im Gegensatz zur Hartschaumplatte, die als tragendes Bauteil angesehen wird. Insbesondere ist bei der Aufbau des Gleitmittels auf eine ordnungsgemäße Bauausführung zu achten.

Im Jahr 2007 wurden an der TUM Versuche zur Bestimmung des Reibbeiwertes und Langzeitverhaltens der Gleitschicht der FF Bögl auf langen Brücken [Ley07] genannt. Die Versuche wurden im Rahmen der Voruntersuchungen zum Bau der Hochgeschwindigkeitsstrecke Peking-Tianjin unternommen. Vom Prüfamts soll der Reibbeiwert und das Langzeitverhalten der modifizierten Gleitschicht FF-CN unter ungünstigsten Randbedingungen an einem Prüfkörper im Maßstab 1:1 in Anlehnung an die frühere Untersuchungen ermittelt werden.

Aus den Versuche ist von einem Reibbeiwert von maximal 0,3 und einer Nutzungszeit von 60 Jahren unter 3,3 Mio. Lw sowohl für einfeldträger (14,8 km Verschiebeweg) als auch für eine Dreifeld-Durchlaufträgerbrücke 60-100-60 m (19,8 km Verschiebeweg) ausgegangen.

Aufbau einer Probestrecke

Nach den umfangreichen Versuche und nachdem die mögliche Schwierigkeiten bei der Bauausführung erkannt worden waren, blieb nur übrig eine Probestrecke zu bauen. Während eines 1991 laufenden Entwicklungsvorhabens der Firma Züblin sollte geklärt werden, ob ein durchlaufender, auf der Brücke gleitend gelagerter Betontragplattenoberbau wirtschaftlich und sicher herstellbar ist und ob dieses System langfristig funktioniert. Die Betontragplatte sollte vorgespannt werden und monolithisch mit den anschließenden auf den Erkörper angeordneten Betontragplatte verbunden sein. Es ist nicht bekannt, ob und mit welchem Ausgang dieses Projekt durchgeführt wurde. Die FF sollte auf einer ca. 100 m langen Brücke gleitend angeordnet sein. Da es zu diesem Vorschlag keine weiteren Aufzeichnungen, Meinungen und auch keinen Schriftverkehr gibt, ist von keinem Interesse seitens der Forschungsabteilung FF Brücken der DB auszugehen.

Im Bericht [Dez91] geht man von den Untersuchungen im Labor der TUM aus, dass eine Modifikation der bewährten Bauart Rheda durch Auflösen des unendlich langen Oberbaues der freien Strecke des Tunnels in einzelne, vor Ort erstellte Oberbauplatten mit Stoppfern an der Plattenunterseite eine geeignete Bauweise auf Brücken darstellt. Die Laboruntersuchungen betrafen die Wahl eine Matte, die Dauerhaftigkeit der Spannklemme. Als Ergebnis wurden Kriterien für die Auswahl einer FF erstellt. Unter anderem wird darauf hingewiesen, dass Bewegungen infolge Temperatur, Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden müssen sowie ein sicheres Abtragen von Horizontalkräfte. Eine längsverschiebliche Variante der FF wurde schon früh verworfen.

Zusammenfassend kann man sagen, dass aufgrund von Unsicherheiten hinsichtlich der Zuverlässigkeit des Gleitmaterials und Empfindlichkeit gegen Ausführungsmangel trotz

positiver Untersuchungsergebnisse die Idee der gleitfähigen Oberbauplatte seitens der DB nicht weiter verfolgt wurde.

FF Bauart Bögl Integral: Erfahrung in China

Auf der Strecke Peking-Tianjing wurde eine Konstruktion mit enkoppelter Verbindung zwischen den Fertigteilplatten und den langen Brückenbauwerken zur Anwendung gebracht [Lec08]. Die Konstruktion besteht aus einer in Längsrichtung kontinuierlich gekoppelten und stark bewehrten Fertigteilplatte. Diese werden durch eine aus zwei Geotextillagen und einer Folie bestehende Gleitschicht vom Brückenüberbau getrennt, so dass nur geringe Reibung auftritt und die Bremslasten gezielt an einem Festpunkt in den Brückenüberbau eingeleitet werden. Die Gleitschicht soll im Zusammenspiel mit den Festpunkten dazu dienen, dass sich die Brückenträger unter der Tragplatte unabhängig ausdehnen bzw. verkürzen können. Die Bei-bei-Jianling-Fluß-Brücke mit einer Gesamtlänge von 450,70 m eignete sich für die Voruntersuchungszwecke. Es wurden eine Reihe von theoretischen Berechnungen am statischen System des Brückenbauwerks einschließlich Oberbau mit der FEM-Software Ansys durchgeführt. Als Bemessungsgrundsätze wurde den Berechnungen zufolge festgestellt, dass der Endtangentialdrehwinkel der Brückenträger nicht 1 ‰ übersteigen wird und die durch Kriechen und Schwinden verursachten Verformungen bezogen auf die Brückenlänge einen Wert $f/l \leq 1/5000$ einhalten werden. Auf Grundlage der Ergebnisse wurde die Planung geändert und ein neues Konzept für einen gekoppelten Fertigteilplattenoberbau erstellt. Die 4,93 m langen x 2,4 m breiten und 0,19 m dicken Fertigteilplatte sind in Querrichtung mit nachträglichem Verbund vorgespannt und in Längsrichtung mit je 8 Spannschlösser in Längsrichtung gekoppelt und vorgespannt. Jede Schraubmuffe aktiviert eine Vorspannkraft von 94 kN.

Dazu wurden die Bereiche der Einzelträgerenden im Labor der Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der TUM geprüft. Unterschiedliche Zuordnungen der Kerben zur Brückenfuge wurden untersucht. Die Prüfkörper wurden in einem Dauerschwingversuch nach DIN 50100 in drei Stufen untersucht. Dadurch werden die bleibender Verdrehung infolge Temperaturgradient, Kriechen und Setzungsdifferenz zwischen benachbarten Pfeilern untersucht. Dabei wird die Entwicklung der Risse und die Rissbreiten gemessen.

Über die Entwicklung der Risse aufgrund der Längsvorspannung und der Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur, Kriechen und Schwinden wird nicht gesprochen.

Masse-Feder-System

Am Römbergtunnel in Oberösterreich [Pic97] wurde ein neuartiges Masse-Feder System gebaut. Das System sieht aufgrund der befürchteten Erschütterungs- und Körperschallprobleme eine fugenlose Stahlbetonkonstruktion in Form eines Gleistrogs mit einer Gesamtlänge von 348 m je Gleis vor. Das System, das in der Abb. 2.34 dargestellt wird, stellt auch wegen der verschieblichen Lagerung eine LvFF dar. Der Unterschied besteht darin, dass die Temperaturverhältnisse in einem Tunnel im Unterschied zu denen, die im Freien

auf normalen Brücken herrschen (± 30 °C bei Erwärmung oder Abkühlung), lediglich in einem Temperaturbereich von ± 10 °C aufweisen, da hier wesentlich ausgeglichene Temperaturverhältnisse herrschen. Aus diesem Grund sind die Zwangsbeanspruchungen infolge Temperaturänderung und Schwinden noch Übertragbar.

Solche Masse-Feder-System wurde später 2011-2012 im Lainzner Tunnel auch eingesetzt [Pec11]. Die durch die 720 m fugenlose Bauweise auftretenden Zwängungen infolge Temperaturänderungen und Betonschwindens werden durch freie Rissbildung mit entsprechender Beschränkung der Einzelrissbreiten auf 0,25 mm abgebaut. Dieses Mal wurde bei der Berechnung einen zusätzlichen Temperaturgradient von 5 K berücksichtigt.

Zur Verminderung der Schwindverkürzungen bzw. vor allem der Temperaturspannungen während des Abbindevorgangs werden in regelmäßigen Abständen Betonierlücken angeordnet, die erst nachlaufend zeitverzögert geschlossen werden. Dazu wird eine Betonrezeptur mit möglichst geringer Temperaturaufstockung während des Abbindevorgangs eingesetzt [Pec11].

Beim Bau der Tunnelstrecke im Zuge der Unterinntalbahn wurde ein ähnliches System angewendet [Sai13]. Die Masse-Feder-Tröge wurden in Längsrichtung durchgehend bewehrt und fugenlos ausgeführt. Je 100 m wurden nach drei Wochen Schwindlücken von 4m betoniert.

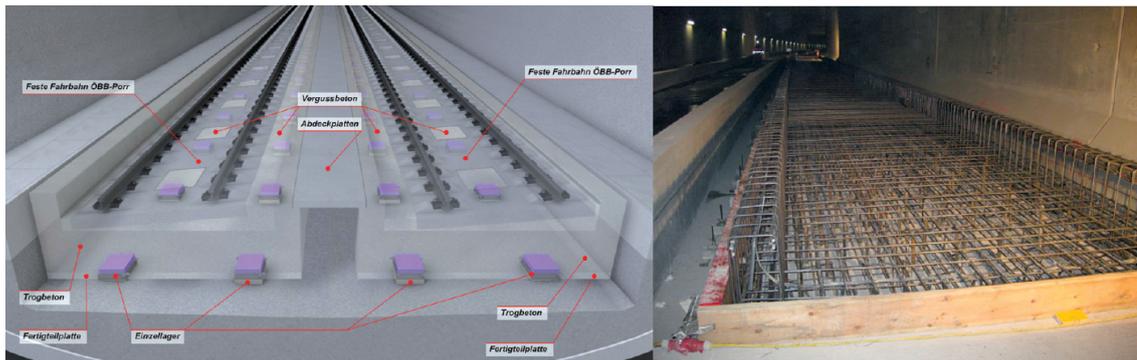


Abbildung 2.35: Einzelgelagertes Masse-Feder-System und Bewehrung Masse-Feder-Trog [Sai13]

Die aus horizontalen Relativverschiebungen in Tunnellängsrichtung zwischen dem Masse-Feder-Trog und der Tunnelsohle resultierenden Längskräfte können die Elastomerlager wegen der geringen Schubsteifigkeit nur in vernachlässigbarem Umfang aufnehmen. Deshalb sind in der Gleisachse im Abstand von jeweils 50 Metern Längsfesthaltungen mit vertikal stehenden Kautschuk-Lagern angeordnet, die bei Horizontalverschiebungen Längskräfte bis 2 000 kN elastisch aufnehmen können.

Der Lagertausch wurde auch berücksichtigt und stellt einen maßgeblichen Lastfall dar.



Abbildung 2.36: Bewehrte und in der Tunnelsohle verankerte Längsfesthaltung [Sai13]

3 Einwirkungen auf die Längsverschiebliche Feste Fahrbahn

Die LvFF muss in der Lage sein, Zwangskräfte aus Temperatur, Schwinden sowie auch die Kräfte aus Bremsen und Anfahren aufzunehmen und zu den Widerlagern zu leiten. In diesem Kapitel wird eine Übersicht über die einwirkende Größen und die Systemwiderstände gegeben.

3.1 Charakterisierung der Beanspruchungen bei der LvFF

3.2 Verkehrslasteinwirkungen

Die Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr auf Eisenbahnbrücken sind im Teil 2 Abs. 6 von [DIN10]. Für die Eisenbahnlasten werden fünf Modelle angegeben:

- Lastmodell 71
- Lastmodell SW/2 für Schwerverkehr
- Lastmodell HSLM für Reisezugverkehr mit $v \geq 200$ km/h
- und Lastmodell unbeladener Zug

Das Lastmodell 71 stellt den statischen Anteil der Einwirkungen aus dem Regelverkehr dar und wirkt als Vertikallast auf das Gleis. Die Lastmodell 71 ist in Abb. 3.1 zu sehen.

In [Ber06] und [Ber05] wurden Beanspruchungen einer FF der Bauart ZÜBLIN unter Zugüberfahrt ermittelt. Obwohl die Untersuchung sich nicht insbesondere auf FF auf

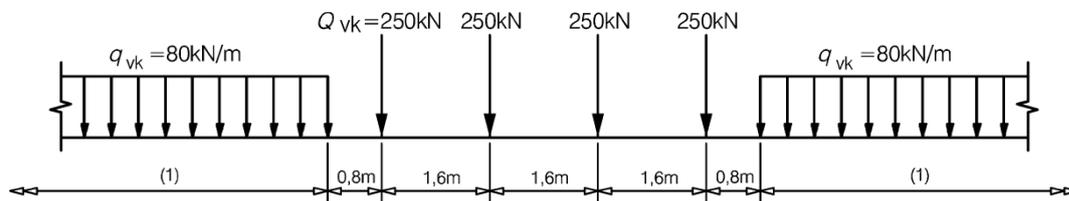


Abbildung 3.1: Lastmodell 71 und charakteristische Werte der Vertikallasten nach [DIN10]

Brücken bezieht, kann man bei der Messungen das charakteristische Verhalten der FF erkennen. Z.B. es ist bei den Untersuchungen zu erkennen, dass die Zwangskraft und die Rissbreiten am oberen Fahrbahnrand sehr von den Umgebungsbedingungen geprägt sind. Es zeigt sich jedoch auch, dass neben der Lufttemperatur auch eine von der Bewölkung abhängige Strahlungsleistung, sowie eine Abkühlung durch Niederschlagsereignisse einen Einfluss auf die Bauteiltemperatur haben. Es sind noch weitere messtechnische Untersuchungen auf der FF bei Brücken notwendig.

Bei der Bemessung der LvFF können die Streckenlasten nach [Neu88b] vernachlässigt werden, da sie zu einer Verringerung des maximalen Momentes bei der FF führen. Dazu muss man einen dynamischen Zuschlag aufgrund von Messungen [Neu88b] oder eine genauere Betrachtung der dynamischen Beanspruchungen [Deu09a] berücksichtigen.

Im Fall einer Gleiskrümmung sollen die Kräfte nach der Empfehlung von [DIN10] verteilt (s. Abb.) werden. Die Zusatzbeanspruchung aus Zwangskräften in der LvFF ist untergeordnet, aber die Fliehkräfte müssen berücksichtigt werden. Auf der Seite des Widerstandes steht das Eigengewicht der LvFF.

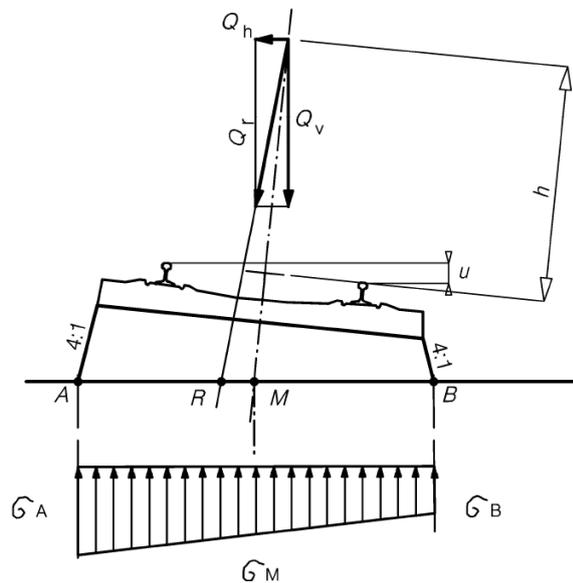


Abbildung 3.2: Querverteilung der Lasten bei Gleisen mit Überhöhung

3.3 Längsgerichtete Einwirkungen für Eisenbahnbrücken

3.3.1 Anfahr- und Bremskräfte

Bei Eisenbahnbrücken, wo die Schienen über die Fugen zwischen Brückenüberbau und Damm lückenlos durchlaufen, wirken das Brückentragwerk und die FF bei der Abtragung der Längskräfte aus Bremsen und Anfahren zusammen. Dabei entstehen außerdem aus den Verformungen des Überbaus Längskräfte in den Schienen und in den festen Brückenlagern [Deu09a]. Auf der Seite des Widerstandes ist mit der Steifigkeiten k der Unterbauten gegen Horizontalverschiebung in Brückenlängsrichtung zu rechnen, wie in Abb. 2.8 zu sehen ist.

Nach [DIN10] wirken Brems- und Anfahrkräfte auf Höhe der Schienenoberkante in Längsrichtung des Gleises. Sie sind als gleichmäßig verteilt über die zugehörige Einflusslänge $L_{a,b}$ der Anfahr- und Bremseinwirkung für das jeweilige Bauteil. Die charakteristischen Werte für Anfahr- und Bremskräfte sind nach [DIN10] wie folgt anzunehmen:

Anfahrkraft:

$$Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} L_{a,b}[\text{m}] \leq 1000 \text{ [kN]} \quad \text{für alle Lastmodellen}$$

Bremskraft:

$$Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} L_{a,b}[\text{m}] \leq 6000 \text{ [kN]} \quad \text{für LM 71,SW/0 und HSLM}$$

und

$$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} L_{a,b}[\text{m}] \quad \text{für SW/2}$$

Bei der LvFF wäre nach der Technische Mitteilung TM 2009-140 I NVT4 zusätzlich zu den Lastfällen von [Deu09a] der Lastfall Bremsen/Anfahren auf beiden Gleisen zu berücksichtigen.

Außerdem sind weitere und detaillierte Angaben für die Berechnung von längsgerichteten Kräften in [Deu09a] aufgeführt.

3.3.2 Horizontale Verkehrslasten

Fliehkräfte sind zu berücksichtigen, wenn die Brücke in einer Gleiskrümmung liegt. Die Kräfte sind in einer Höhe von $h_t = 1,8$ m über die Schienenoberkante horizontal nach außen wirkend anzunehmen. Im Fall der LvFF können die Fliehkräfte durch verschiedene Konfigurationen der FF in Querrichtung abgetragen werden (s. Abb. 2.28).

Der Seitenstoß kann in ähnlicher Weise von der LvFF abgetragen werden.

3.4 Temperaturbeanspruchung

Für die Berechnung der Temperaturbeanspruchungen gelten die Angaben von [DIN10] Teil 5 und [Deu09a]. Nach diesen Regelwerken sind die Temperatureinwirkungen als veränderliche und indirekte Einwirkungen zu klassifizieren.

Die Temperatureinwirkung ist in vier Anteile aufzuteilen:

1. ΔT konstanter Temperaturanteil
2. ΔT_{My} linear veränderlicher Temperaturanteil über die z-Achse
3. ΔT_{Mz} linear veränderlicher Temperaturanteil über die y-Achse
4. ΔT_E nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil

Der Einfluss der Temperaturschwankungen sind beim konstanten Temperaturanteil auf Extremwerte der Außenlufttemperatur zugrunde zulegen (s. [DIN10, 6.1.3.2] Teil 5 und im NA)

$$T_{max} = +37 \text{ °C}$$

$$T_{min} = -24 \text{ °C}$$

Die Extremwerte des konstanten Temperaturanteils nach dem Bild 6.1 von [DIN10, Teil 5].

$$T_{e,max} = T_{max} + 2 = +37 + 2 = +39 \text{ °C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} - 3 = -24 - 3 = -27 \text{ °C}$$

Die Temperaturschwankung $T(t)$ wird bei der Parameterstudie als ein Sinusoid modelliert. Der Sinusoid ist durch folgende Gleichung definiert:

$$T(t) = A \sin\left(\frac{2\pi}{p}t + \theta\right) + T_m \quad (3.1)$$

wobei $A = (+39 - (-27))/2 = 33$ die Amplitude, $p = 365$ Tage der Periode, θ die Phasenverschiebung, und $T_m = (+39 - 27)/2 = 6$ das Absolutglied ist.

Die Temperatur, bei der beim ersten Mal die Zwangskraft eintritt, wird als Aufstelltemperatur T_0 bezeichnet. Nach [DIN10, Teil 5-6.1.3.3] kann der Wert von $T_0 = 10 \text{ °C}$ angenommen werden, falls keine Informationen verfügbar sind. Zur Ermittlung des Wertes kann eine Phasenverschiebung von $\theta \approx -0,038679\pi$ für eine Kurve bei abnehmenden Temperaturen im Hinblick auf die Wintermonate und eine Phasenverschiebung von $\theta \approx 0,038679\pi$ für eine Kurve bei steigenden Temperaturen bezüglich der Sommermonate angenommen werden.

Ein linear veränderlicher Temperaturanteil wurde bei der Berechnung nicht berücksichtigt. Diese kann durch die Anordnung der Hartschaumplatte im Sommer reduziert werden.

Für die Temperaturänderungen ist der Teilsicherheitsbeiwert mit $\gamma = 1$ zu berücksichtigen.

3.5 Berechnung der Stützpunktlasten und Durchbiegungen

Die Stützpunktkräfte können mit dem Verfahren von Zimmermann berechnet werden. Die Durchbiegung der Betonplatte auf der Hartschaumplatte kann unberücksichtigt bleiben, da dies zu einer Reduzierung des Bettungsmoduls führt [Neu88b]. Für die Berechnung der Verkehrslastspannungen kann man von einer unendlich ausgedehnten, elastisch gelagerten Platte ausgehen.

3.6 Luftfeuchtigkeit

Aus Messungen hat sich bestätigt, dass die Feuchtigkeitsänderung eine Auswirkung auf die Schnittgrößen und auf das Tragverhalten des Betons hat. Im Fall einer Feuchtigkeitsänderung gibt es einen direkten Zusammenhang zwischen einer Feuchtigkeitsänderung und einer Spannungs- oder Dehnungsänderung nicht. Im Fall einer Temperaturänderung verknüpft die Wärmedehnzahl eine Temperaturänderung mit einer Dehnungsänderung. Die komplexen, hygro-thermischen Mechanismen im Beton und die zeitlich und örtlich veränderliche Feuchte- und Temperaturverteilung im Beton werden meistens in FE-Programmen modelliert, um Schlüsse über die hygrisch und thermisch induzierten Zwang- und Eigenspannungen zu ziehen. Saisonale Schwankungen bei den hygrothermischen Randbedingungen werden noch nicht direkt bei der Ermittlung von wichtigen Entwurfparametern wie die Kriechzahl berücksichtigt (s. Abs. 4.6). Modelle und die theoretischen Grundlagen für das Verhalten des Betons unter hygro-thermischen Beanspruchungen sind in [Van00] [Wör04], [Nec00] und [Per10] u.a. zu finden.

3.7 Schwinden

Das Schwinden des Betons erzeugt bei integralen Konstruktionen überwiegend Zwangsbeanspruchungen. Die Schwindverformungen werden auch bei statisch bestimmten Systemen durch die Bewehrung behindert. Daraus ergeben sich Druckspannungen im Betonstahl und Zugspannungen im Beton, die bereits bei erheblich geringeren Lasten zur Rissbildung führen können [Sch99].

Nach Eisenmann [Ley03] wäre das ungleichmäßige Schwinden für Betonplatten maßgebend. Das ist ein Schwinden der oberen 50 mm, welches ein Hochwölbung der Ränder verursacht. Diese Hochwölbung resultiert in einer negativen Wölbspaltung.

Um die Auswirkung des Schwinden besser zu verstehen, werden hier die Dehnung des Bauteils $\varepsilon_c(t)$, die lastabhängige bzw. mechanische Dehnung $\varepsilon_{c\sigma}$ und die lastunabhängige Dehnung (Schwinden) ε_{cn} im Fall einer Abkühlung betrachtet. Das wird in Gl. (4.5) dargestellt.

Bei dieser Betrachtung werden nur zwei Parameter betrachtet, der Bewehrungsgrad ρ und der Behinderungsgrad $a(t)$.

$$\begin{aligned}\varepsilon_c(t) &= \varepsilon_{cn}^- + \varepsilon_{c\sigma}^+ \\ &= \varepsilon_{cs}^- + \varepsilon_{cT}^- + \varepsilon_{c\sigma}^+\end{aligned}\tag{3.2}$$

Es fallen auf der Grundlage von [Sch99] folgende Bemerkungen auf:

- Die Dehnung $\varepsilon_c(t)$ wird immer entweder gleich oder kleiner als ε_{cn} .
- Eine Vergrößerung des Bewehrungsgrades ρ wirkt wie eine Vergrößerung des Behinderungsgrades. Das bedeutet: Die zugerzeugenden Dehnungen werden zum einen durch die Bewehrung und zum anderen durch den Behinderungsgrad, hervorgerufen.
- Der Behinderungsgrad ist direkt auf die Zwangskraft bezogen. Das bedeutet: Ist der Behinderungsgrad groß, so wird die Zwangskraft dementsprechend groß.
- Bis der Erstriss bleibt das Verhältnis $\varepsilon_{c\sigma}/\varepsilon_{cn}$ konstant.
- Bei Systemen mit einem kleinen Behinderungsgrad nimmt der Bewehrungsgrad erst ab dem ersten Riss eine Bedeutung an.
- Bei Systemen mit einem höheren Behinderungsgrad ist der Bewehrungsgrad nicht maßgebend, da die Zwangskraft großteils durch den Behinderungsgrad bestimmt wird.
- Die Rissbildung fängt schon früher bei Systemen mit einem hohen Behinderungsgrad an. Der Bewehrungsgrad hat auch bei dem Anfang der Rissbildung einen Einfluss, aber er spielt eine untergeordnete Rolle im Vergleich mit dem Behinderungsgrad.

Durch ein geeignetes Bauverfahren, Anordnung von Schwindlücken und betontechnologischen Maßnahmen können die Zwangbeanspruchung aus Schwinden vermindert werden.

3.8 Andere Nachweise in der LvFF

Die durchgehend bewehrte Betonplatte kann sich unabhängig von der Brücke verlängern und verkürzen.

Reibungsbeiwerte für verschiedene Gleitfolien sind in [Neu88b] [Neu88a] und [Ley07] [Ley06] aufgeführt und in Kapitel 2 werden weiter Erläuterungen gegeben.

Bei der Ermittlung von Reibungsspannungen wird von einer Betonplatte mit einem Ausdehnungsnulldpunkt in der Plattenmitte ausgegangen. Um die Spannung in der FF zu ermitteln, werden die Spannungen aus Durchbiegung in Plattenmitte ermittelt und mittels eines Faktors vergrößert [Neu88b].

Im Auflagerbereich werden dazu die Abhebekräfte in den Schienenbefestigungen und der Momentverlauf in der Schiene berechnet.

Bei Brücken mit langen Stützweiten oder bei Überbauten mit einem festen und einem beweglichen Auflager treten Durchbiegungen unter Verkehrslast auf, die bei der Bemessung der LvFF berücksichtigt werden sollen. Dadurch wird die FF am Stützpunkte durch eine Abhebekraft beansprucht. Im Gegensatz dazu sind diese Beanspruchungen bei rahmenartigen Brückenbauwerke nicht von Bedeutung. Zusätzlich ist im Bereich der Stützpunkte ein Nachweis der Schienenbefestigungen durchzuführen. Die vorhandene Abhebekraft ist sowohl von einer einzelnen Schienenbefestigung als auch von der gesamten Oberbaukonstruktion aufzunehmen.

Außerdem sind für die Bemessung der FF zusätzliche Nachweise erforderlich, um ihre Standsicherheit zu überprüfen:

- Normalkraftverteilung zwischen der Brücke und der FF
- Verteilung der Anfahr- und Bremslasten
- Standsicherheit des Endsporns
- Ermittlung der Biegebeanspruchung über die Trägerfuge unter Berücksichtigung der Rissbildung der Tragplatte
- Gleitsicherheitsnachweis für den Endsporn
- Abtragung der Längskräfte beim Anschluss Gleistragplatte-Endsporn
- Nachweis des Oberbaus gegen Abheben
- Biegebeanspruchung der Schiene
- Gleitsicherheit der Schienenbefestigung
- Schienenbeanspruchung aus Längenänderung der Betonplatte
- Knicksicherheit

4 Langzeitverhalten eines Stahlbetonbalkens unter zyklischen Beanspruchungen

4.1 Wärmedehnung

4.1.1 Wärmedehnung des Zements

Nach [Det62] ergibt sich die Wärmedehnung des Zements aus:

$$\alpha_{Ze} = \alpha_{Tw}(Z, Z_u) + \alpha_{Ts}(t, F) \quad (4.1)$$

wobei α_{Tw} die wahre Wärmedehnung und α_{Ts} die scheinbare Wärmedehnung sind.

Die wahre Wärmedehnung hängt von der Zementart Z und von dem Zuschlag Z_u . Ausgangswerte für die o.g. Koeffizienten und verschiedene Betonzusammensetzungen sind in [Det62] gegeben. Als Referenzwert hat man aus den Normen [Deu09b] und [DIN11] den Wert $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}$.

Die wahre Wärmedehnung α_{Tw} kann weitgehend konstant annehmen und ist durch die erheblich veränderliche scheinbare Wärmedehnung α_{Ts} überlagert. Die Variation bei der scheinbaren Wärmedehnung lässt sich auf die von mehreren Faktoren beeinflusste Änderung der Massenziehungskräfte und der kapillaren Spannungen zurückführen. Hauptsächlich kann die lineare Wärmedehnungszahl als in Abhängigkeit vom Feuchtigkeitsgehalt F und vom Alter t ausgedrückt werden.

Eine graphische Zusammenfassung der Methode wird in Abb. 4.1 dargestellt.

Um die Entwicklung von α_{Ze} über die Zeit nach dem Methode von Dettling zu beobachten, wurde exemplarisch eine Berechnung für ein Portlandzement durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. dargestellt:

4.1.2 Wärmedehnung der Betone

Alle Betonbestandteile haben das Bestreben, das ihrer Körpertemperatur zugeordnete Volumen einzunehmen. Durch äußere oder innere Kräfte können davon abgehalten werden. Im Idealfall freier Beweglichkeit aller Bestandteile, könnte sich deshalb die Wärmedehnung des Betons nur aus der Dehnungssumme seiner Bestandteile. Diese ist durch die jeweilige Wärmedehnzahl und Volumenanteil und ergibt sich nach folgenden Ansatz:

$$\alpha_T = (\alpha_{Ze} - \alpha_{Zm}) \cdot c + \alpha_{Zm} \quad (4.2)$$

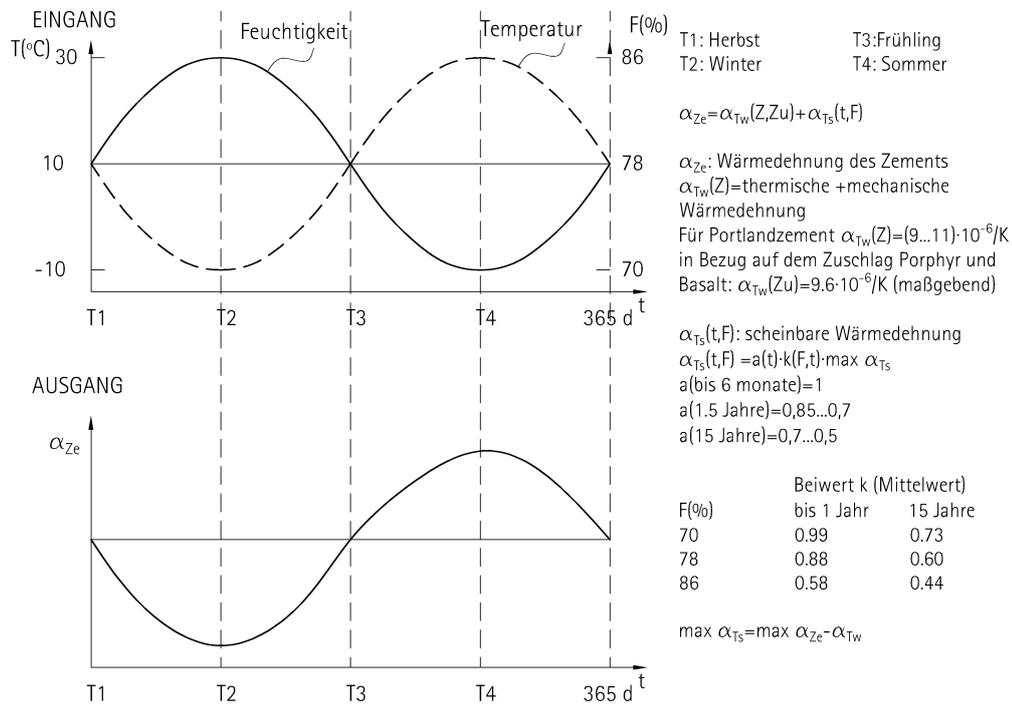


Abbildung 4.1: Zusammenfassung der Berechnungsmethode der Wärmedehnung des Zements

wobei α_{Z_m} die mittlere Wärmedehnzahl des Zuschlaggemisches ist und das Konstant c aus Zahlentafel entnommen werden kann.

Die Ermittlung von α_{Z_m} kann nach die Wärmezahlen der der Zuschlagstoffe α_{Z_i} , der Rohwichten der Zuschlagstoffe ρ_{Z_i} die Mischungsverhältnis in Bezug auf ein Gewichtsanteil von Zement m_i mit folgende Ausdruck ermittelt werden:

$$\alpha_{Z_m} = \frac{\sum_i \alpha_{Z_i} \cdot \frac{m_i}{\rho_{Z_i}}}{\sum_i \frac{m_i}{\rho_{Z_i}}}. \quad (4.3)$$

4.1.3 Bestimmung der Wärmedehnzahl aus Messwerten

Weitere Methoden um die Wärmedehnzahl aufgrund von Messdaten zu bestimmen, sind in [Ber09]. Zuerst bestimmt man den Zeitversatz zwischen der Bauteiltemperatur und der Lufttemperatur um eine besser Korrelation zu ermitteln. Als nächstes um die saisonalen Komponenten zu isolieren, werden aus den Messdaten die Tages-, Wochen- und Monatsmittel gebildet und Letztere aus den ursprünglichen Messreihen entfernt. Subtrahiert

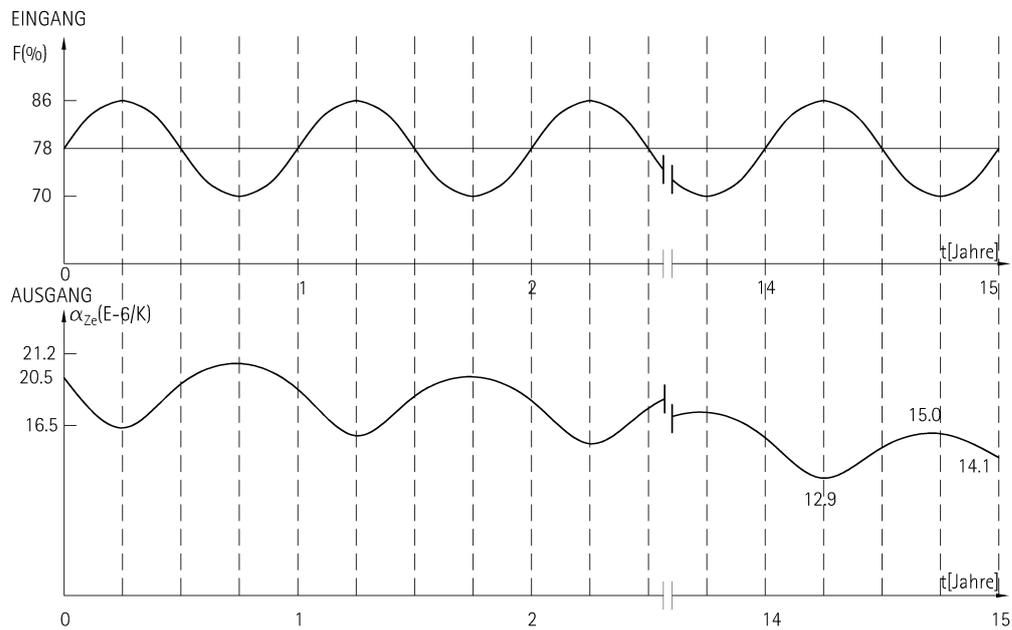


Abbildung 4.2: Entwicklung von α_{Ze} mit der Zeit

man die Tagesmittel von den Messreihen, so ergeben sich Temperaturschwankungen um das jeweilige Tagesmittel. Am Ende macht eine qualitative Begutachtung klar, dass die Jahrgangslinien wiederum einem periodischem Muster folgen. Unterliegen, dessen Ursachen im Kriechen und Schwinden des Betons liegen wie in Abb. zu sehen ist.

Das Verfahren von Butcher [AMB09] basiert auf einem Datenmanagement- und Analyse-system, das im [Hua07] für die Confederationbrücke in Kanada entwickelt wurde. Bei dem Verfahren wurden die Messdaten zuerst überprüft und korrigiert. Die Korrektur entspricht einem Faktor aufgrund der Dehnung der Strain-gauge selbst und einem anderen aufgrund der Dehnung der Transducers. Als nächstes wurde die Bezugstemperatur durch eine Häufigkeitsanalyse ermittelt. Um α_T zu ermitteln wurden Iterationen solange durchgeführt bis ein maximaler R-Quadratwert erreicht wurde. Während der Analysen wurde bestätigt, dass das Verhalten des Systems unterschiedlich unterhalb und oberhalb 0 °C ist.

In Abb. 4.4 ist zu sehen, dass bei den Temperaturen unterhalb 0°C die korrigierte Temperaturwerte noch eine große Streuung aufweisen. Diese Tatsache ist auch bei (b) zu sehen, wo die Temperaturabhängigkeit um 0 °C dargestellt ist. Wenn man zwei unterschiedliche Wärmedehnzähler betrachtet (c), sieht man dass die Streuung gleichmäßiger ist und der Fehler (d) kein Trend mehr aufweist.

Danach wurde der Temperatureinfluss von der gesamten Dehnung gespaltet und letztendlich hat man eine Kurve, deren Verlauf auf das Kriechen und Schwinden zurückzuführen ist.

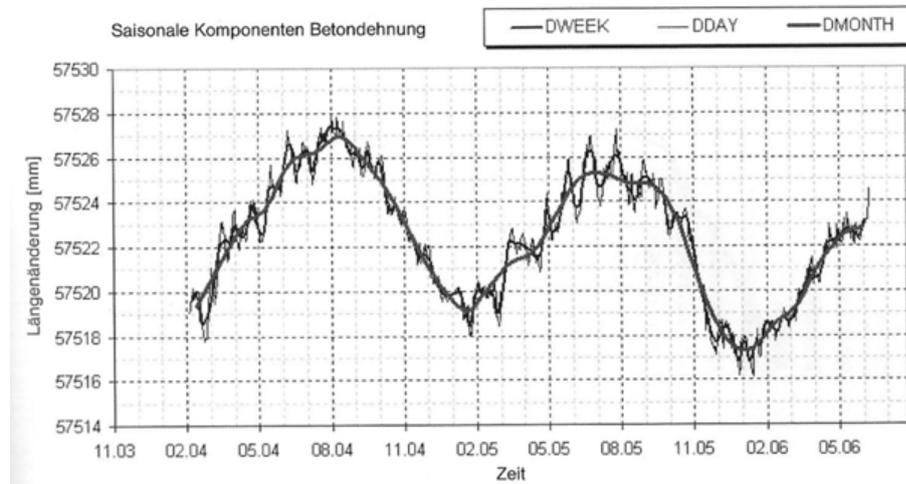


Abbildung 4.3: Saisonale Komponenten der Betondehnung (Tages- Wochen- und Monatsmittel) nach [Ber09]

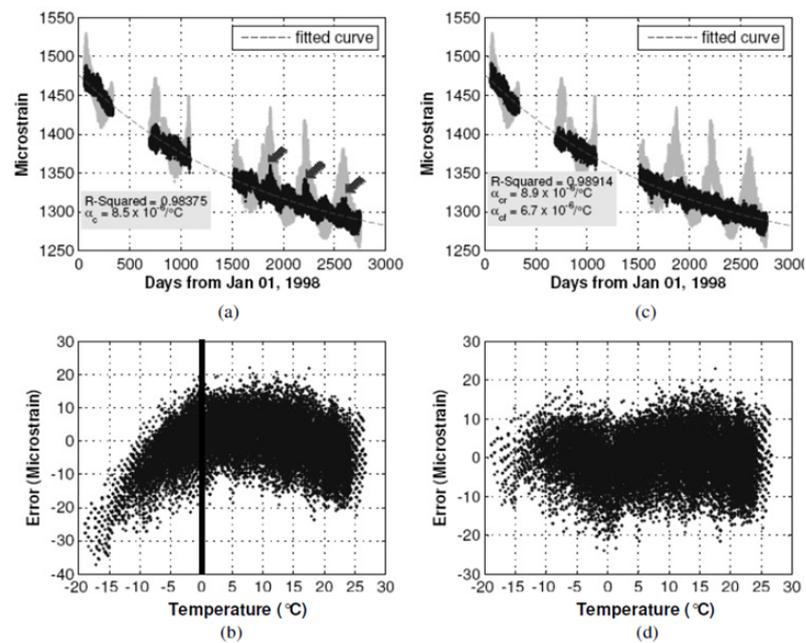


Abbildung 4.4: Ermittlung der Wärmedehnungskoeffizient des Systems [AMB09]

4.2 Verformungseigenschaften des Betons

Bei einer auf konstanter Druckspannung beanspruchten Betonprobe, kann üblicherweise die Betondehnung zum Zeitpunkt t wie folgt zerlegt werden:

- lastunabhängiger Anteil $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ aus Schwinden
- lastabhängigen Anteile $\varepsilon_{ci}(t_0)$ aus elastischer Verformung
- und $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ aus Kriechen

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (4.4)$$

Die Definition von Gl. (4.4) führt noch zu Diskussionen [Mül13]. Beim Auftritt von elastischer Dehnung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ ist gleichzeitig eine zusätzliche Setzdehnung $\varepsilon_{cip}(t_0)$ zu identifizieren, die eine bleibende Verformungskomponent ist. Erst danach entwickelt sich die zeitliche Dehnungszuwachs. Da die Setzdehnung $\varepsilon_{cip}(t_0)$ als nicht kritisch eingestuft werden kann, wird sie üblicherweise vernachlässigt. Bei Kriechen unter veränderlicher oder zyklische Belastung und Relaxation kann die Gl. (4.4) zu einer fehlerhaften Abschätzung der Verformung führen, weil unter den o.g. Bedingungen die Setzdehnung $\varepsilon_{cip}(t_0)$ etwa 15 % der elastischen Dehnung beträgt.

In Abb. 4.5 sind auch die Schwindverformung $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, die sich ab dem Beginn der Austrocknung t_s entwickelt, die elastische Rückverformung $\varepsilon_{ci}(t_e)$, die verzögert elastische Rückverformung $\varepsilon_{cd}(t, t_0, t_e)$ (reversibel), und die verzögert bleibende Verformung $\varepsilon_{cc}(t > t_e)$ (irreversibel) zu erkennen.

Wenn noch eine Temperaturbeanspruchung dazu kommt, wird zusätzlich eine Temperaturdehnung bei einem Betonalter t von $\varepsilon_{cT}(t)$ hervorgerufen und kann die Gl. 4.4 wie folgt ausgedrückt werden:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(t) &= \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) + \varepsilon_{cT}(t) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \\ \varepsilon_c(t) &= \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \end{aligned} \quad (4.5)$$

In dieser Weise setzt sich die Verformung aus der gesamten lastabhängigen Verformung zusammen.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (4.6)$$

und aus der gesamten lastunabhängigen Verformung

$$\varepsilon_{cn}(t) = \varepsilon_{cT}(t) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (4.7)$$

In einem späteren Zeitpunkt ($t \gg t_e$) gehen die verzögert elastischen Dehnungen vollständig zurück, sodass nur Fließdehnungen übrig bleiben. Die bleibende Verformung

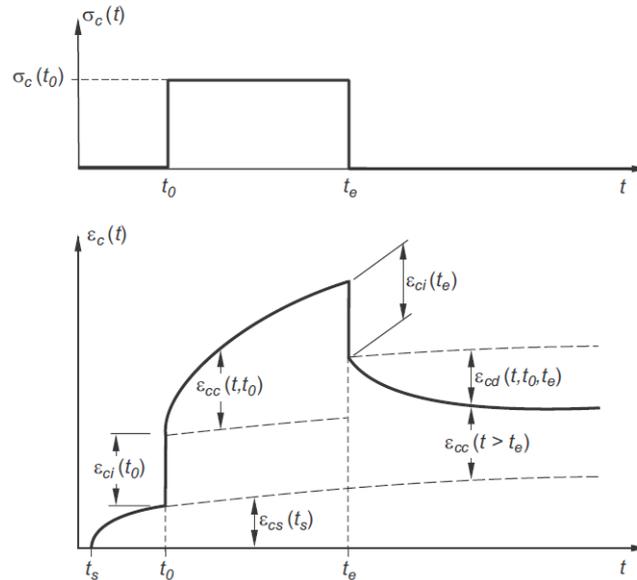


Abbildung 4.5: Dehnungskomponenten von Beton im Einstufenversuch [Zeh10]

$\varepsilon_{cc}(t > t_e)$ ruft in einem Stahlbetonquerschnitt eine Änderung der Spannungen im Stahl und Beton hervor, die im Abs. 4.3.2 erklärt wird.

4.3 Kriechen

Mit *Kriechen* werden die zeit- und lastabhängigen Verformungen bezeichnet. Darunter wird die zeitliche Zunahme der durch eine äußere Belastung ausgelösten Dehnung unter einer konstanten Dauerlast abzüglich der an unbelasteten Proben beobachteten lastunabhängigen Dehnungen verstanden [Ber09].

Zurzeit gibt es zahlreiche Modelle zur Abschätzung des Kriechens. In den folgenden Abschnitten wird das Modell nach [DIN11] näher erläutert.

Um das Kriechen anschaulich zu beschreiben und seine Auswirkungen unproblematisch berechnen zu können, wird die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ als Kennwert des Kriechens eingeführt. Sie ist in den deutschen und europäischen Richtlinien wie folgt definiert:

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\varepsilon_{ci,28}} = \varepsilon_{cc}(t, t_0) \frac{E_{c,28}}{\sigma_c(t_0)} \quad (4.8)$$

mit

$$\varepsilon_{ci,28} = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c,28}}$$

Es fällt auf,

- dass die Kriechdehnung $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ auf die elastische Kurzzeitdehnung $\varepsilon_{ci,28}$ desselben Betons bei gleicher Belastungshöhe bezogen wird:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{ci,28} \cdot \varphi(t, t_0). \quad (4.9)$$

- und dass die Kriechdehnung unabhängig vom tatsächlichen Belastungsalter an den E-Modul für ein Betonalter von 28 Tagen gekoppelt ist. In [Deu01] und [DIN11] wird als Bezugswert der Tangentenmodul E_{c0} genommen.

Die gesamte spannungsabhängige Betonverformung $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$ ergibt sich dann zu:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) &= \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{ci,28} \cdot \varphi(t, t_0) \\ &= \varepsilon_{ci,28} \left(\frac{E_{c0}}{E_c(t)} + \varphi(t, t_0) \right) \\ &= \varepsilon_{ci,28} (n(t) + \varphi(t, t_0)) \end{aligned} \quad (4.10)$$

Mit der Einführung von

$$I(t, t_0) = \frac{1}{E_{c0}} (n(t) + \varphi(t, t_0)), \quad (4.11)$$

folgt aus Gl. (4.10):

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot I(t, t_0) \quad (4.12)$$

Darin sind

- $I(t, t_0)$ die sog. Kriech- oder Komplianzfunktion
- $E_c(t_0)$ der Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt t
- E_{c0} der Elastizitätsmodul für ein Betonalter von 28 Tagen
- $n(t)$ die Alterungsfunktion für elastische Verformung

Die Alterungsfunktion berücksichtigt die verminderte elastische Verformung mit zunehmendem Erstbelastungsalter. Die Komplianzfunktion gibt die zeitabhängige Einheitsverformung an. Sie stellt die Verformung infolge einer zum Zeitpunkt t_0 aufgetragenen und konstanten Einheitsspannung $\sigma_c(t_0) = 1$ dar.

4.3.1 Modelle zur Erfassung von Kriechdehnungen

Im Laufe des letzten Dreivierteljahrhunderts haben sich zahlreiche Ansätze zur quantitativen Beschreibung des Kriechens im Beton entwickelt. Die Methoden lassen sich hauptsächlich

nach ihrem Ansatz im Bezug auf die Kriech- oder Komplianzfunktion in

- Summationsansätze
- und Produktansätze

einteilen.

Alle Grundsätze berühren auf die Annahme der Linearität zwischen Kriechdehnung und Kriechspannung. Daher wird das Superpositionsprinzip von Boltzmann (s. Abs. 4.3.2) angewendet.

Summationsansätze

Der Ansatz von Dischinger stellt eines der ersten Stoffgesetze für Beton dar und wird als Theorie des Alters bezeichnet. Der Grund dafür ist, dass dieser Ansatz den Extremfall darstellt, in dem das Kriechen als eine vollständige Dauerverformung betrachtet wird. Nach dieser Theorie kann man die Kriechzahl als

$$\varphi(t, t_0) = \varphi(t) - \varphi(t_0) \quad (4.13)$$

ausdrücken. Es wird deutlich, dass die Kriechfunktion $\varphi(t, t_0)$ aus einer Summe von zwei Funktionen gleicher Art besteht. Das bedeutet: der Einfluss des Belastungsalters $\varphi(t_0)$ und der zeitliche Verlauf der Kriechverformung $\varphi(t)$ sind aus der selben Funktion $\varphi(\tau)$ aufgebaut. Setzt man in Gl. (4.11) $n(t) = 1$ ein, entsteht das Maxwell-Modell (s. Abb. 4.6). Das Maxwell-Modell beschreibt eine rein viskose Flüssigkeit und ist deswegen nicht für die Beschreibung der verzögert elastischen Verformung geeignet. Nach [Hil87] führt das Modell bei einer Spannungssteigerung zu einer Unterschätzung der Kriechverformungen. Für den Fall der Relaxation wird der Spannungsabfall meistens überschätzt.

Geht man davon aus, dass das Kriechen, im Gegensatz zur Theorie des Alters nur auf verzögert elastischen Verformungen zurückzuführen ist, kommt man zur Theorie des elastisch kriechenden Körpers, die von Boltzmann entwickelt wurde.

Eine Erweiterung des Dischinger-Ansatzes führt zur Gl. (4.14)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_v(t - t_0) + \varphi_f(t) - \varphi_f(t_0). \quad (4.14)$$

Dabei ist $\varphi_v(t - t_0)$ die verzögert elastische Verformung und $\varphi_f(t) - \varphi_f(t_0)$ das irreversible Fließen [Rüs83]. Diese Art Ansatz für das Kriechen, die Rüscher erstmals erarbeitete, wurde von Anfang an diskutiert. Der Grund dafür war die fehlerhafte Wiedergabe des Betonkriechens im Bereich der Fließdehnung [Zeh10]. Nach einer Optimierung auf der Basis einer umfangreichen Datenbank, gelang es diese Schwierigkeit zu überwinden. Trotzdem erscheint die Anwendung der Summationsansätze in der Praxis nicht zumutbar [Mül13].

Die Gl. (4.14) entspricht einer Serienschaltung von einer Maxwell-Einheit und einer Kelvin-Einheit, wobei die Kelvin-Einheit die verzögert elastische Verformung darstellt.

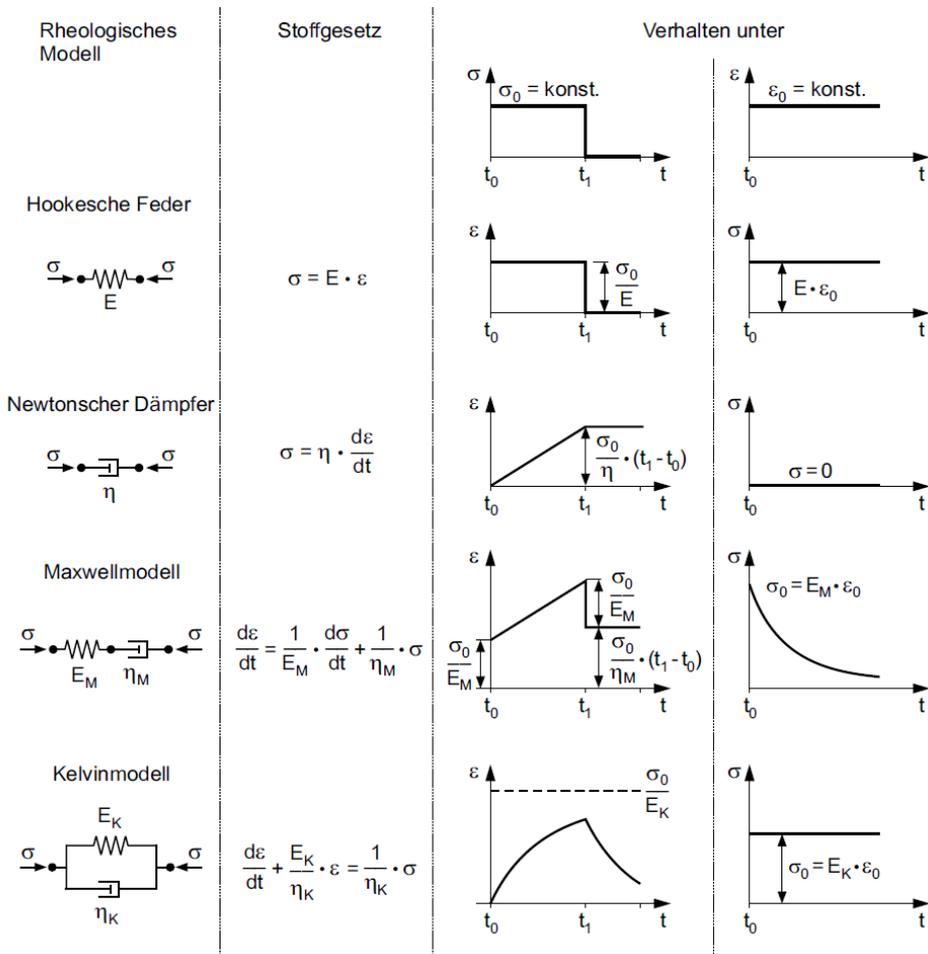


Abbildung 4.6: Grundmodelle der Rheologie [And13]

Eine Zusammenfassung von Grundelemente und Grundmodelle in der Rheologie wird in Abb. 4.6 dargestellt.

Eine Übersicht von klassischen Kriechmethoden findet sich in [Dil83] und [Rüs83] zusammengefasst. In Abb. 4.7 wird eine graphische Zusammenfassung dieser Methode dargestellt.

Nicht alle dieser Modelle eignen sich für die Beschreibung von Belastungs- und Entlastungsvorgänge. Bei [Rev07] wird angedeutet, dass obwohl mit dem Kelvin-Voigt-Modell sich das nicht-lineare Kriechen modellieren lässt, eignet sich das Modell nicht, um den irreversiblen Anteil des Kriechens bei Belastungs- und Entlastungsvorgänge zu erfassen.

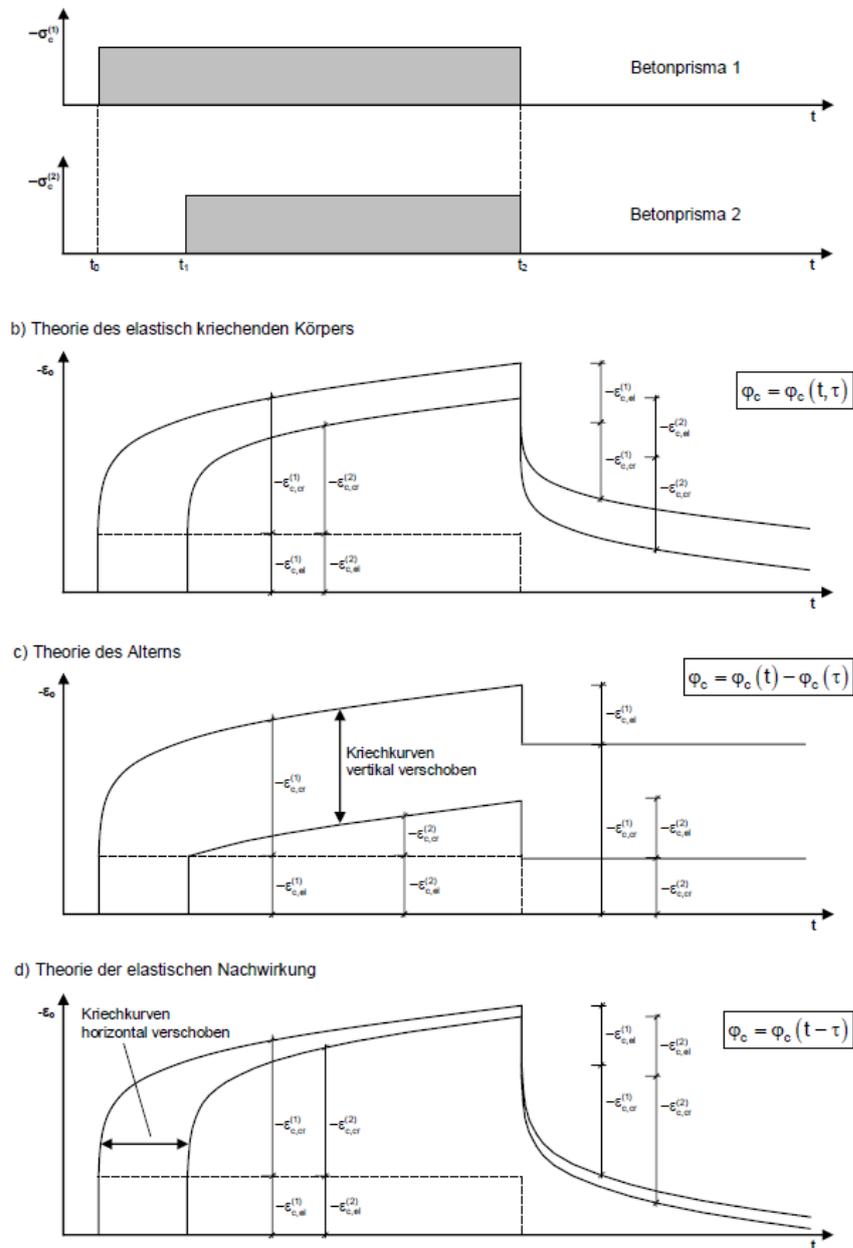


Abbildung 4.7: Gegenüberstellung von klassischen Kriechtheorien [Hei07]

Andererseits können das Kelvin-Modell und ihre Lösung mittels einfacher mathematischer Funktionen dargestellt werden. Es ist üblich bei der Modellierung von den rheologischen Eigenschaften des Betons, diese Art von Modell Anzuwenden. Um die Anwendung der rheologischen Modelle zu veranschaulichen, wurde ein einfaches Beispiel berechnet:

eine Reihenschaltung von einem Hook- und einem Kelvin-Voigt-Modell. Dieses übliche Solid-Modell kann für Beton auf Grundlage der Gl. (4.12) wie folgend ausgedrückt werden:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) \cdot \frac{1}{\sigma_c(t_0)} = I(t, t_0) \quad (4.15)$$

mit

$$I(t, t_0) = I(t_0) + \sum_{k=1}^n I(t, t_0)_k (1 - \exp(-t/\lambda_k)). \quad (4.16)$$

Darin sind die Komplianzfunktionen $I(t_0) = 1/E_{c0}$, $I(t, t_0)_k = 1/E_k(t)$ enthalten und die Zeitverzögerung wird durch $\lambda_k = \eta_k/E_k$ ausgedrückt. Die Berechnung für konstante Werte von E_k wurde in MAPLE durchgeführt und wird in Abb. 4.8 dargestellt.

Komplexere Modelle wie von Bazant [Baž00] oder Jirasek [Hav12] basieren auf gleichem Prinzip, wie in Abb. 4.9 dargestellt ist.

dabei sind zu erkennen:

- i ein Hook-Modell, das die elastische Antwort ε_a wiedergibt
- ii ein Kelvin-Voigt-Modell, das das kurzzeitige Kriechen ε_v modelliert

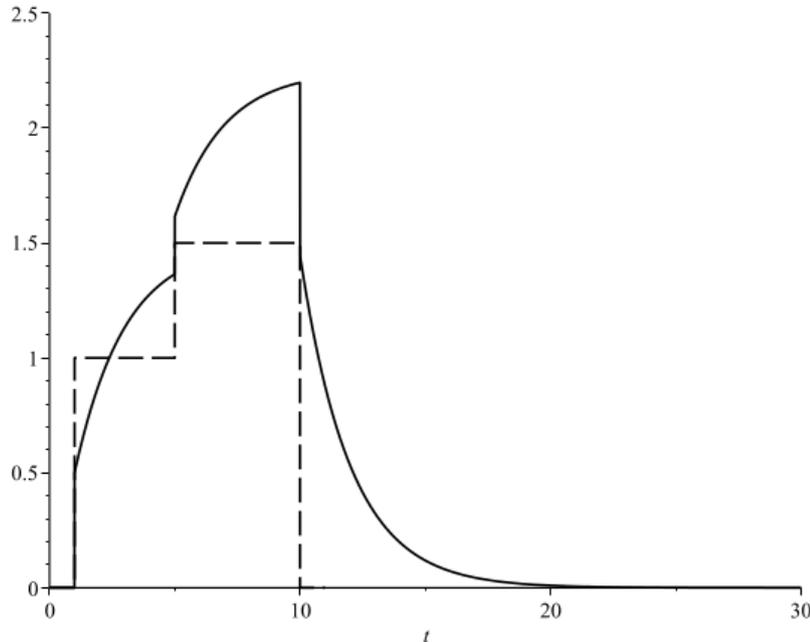


Abbildung 4.8: Verhalten eines Solid-Modells

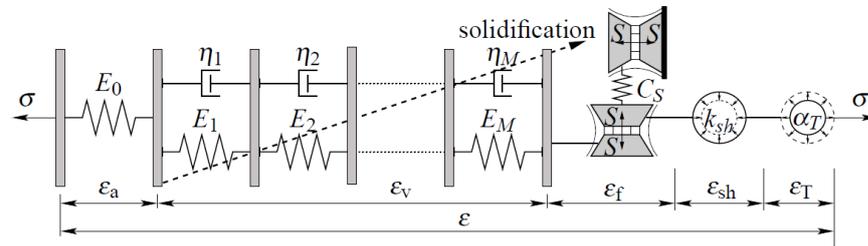


Abbildung 4.9: Rheologische Schema von einem hygro-thermo-mechanischen Betonmodell [Hav12]

- iii ein mit der Zeit veränderliche und viskose Dämpfer S , der das langzeitige Kriechen ε_f modelliert
- iv ein Schwinden-Element k_{sh} , das das Schwinden modelliert
- v ein thermisches Element α_T , das das thermische Verhalten des Btons modelliert.

Dieses Modell wurde von Havlasek, Jirasek et Al. im FE-Programm OOFEM implementiert, um die Auswirkung von Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen über das Betonkriechen zu Modellieren.

In [Ozb01] haben Ozbolt und Reinhardt eine Parallelreihe von Maxwell-Einheiten eingeschaltet, um das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton bei veränderliche Belastung zu berechnen um auf dieser Weise die Interaktion zwischen Schädigung und Kriechen zu erfassen.

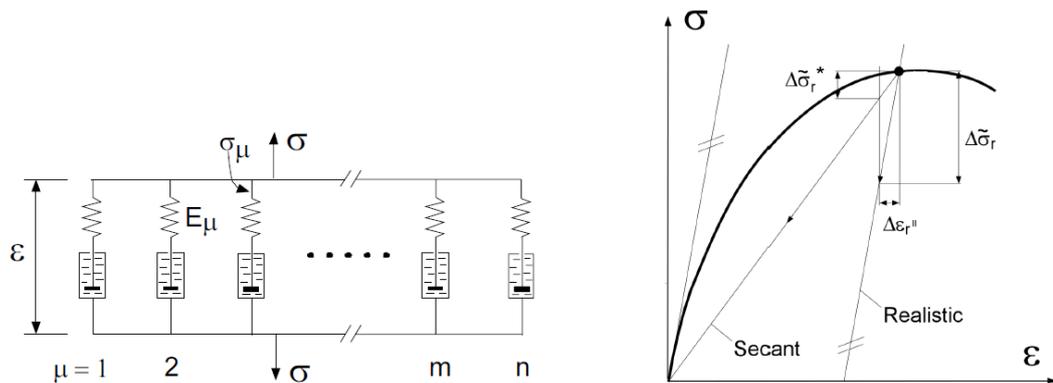


Abbildung 4.10: Maxwellkette und wirklichkeitsnah Modellierung von Entlastungs-Belastung des Betons nach [Ozb01]

Um die Schädigung des Betons bei den Belastungs- und Entlastungsvorgänge zu erfassen,

wurde auch dazu in [Ozb01] ein wirklichkeitsnahes Bruchmodell angewendet.

Carol und Murcia haben in [Car89] ein Modell vom Verhalten des Betons auf Druckbeanspruchung vorgelegt, das auf einer Maxwell-Einheit und auf ein exponentiellen Algorithmus beruht.

Bazant hat Modelle für das zeitabhängige Verhalten des Betons entwickelt, die auf der Basis von Maxwell-Einheiten mit zeitabhängigen Viskosität und Federkonstanten aufgebaut sind [Baž74]. Später hat er nach dem gleichen Prinzip in [Baž85a] und [Baž85b] das Modell erweitert um so das Verhalten des Betons unter zeitabhängiger Feuchtigkeit zu analysieren. Weitere Erklärungen über diese Art von Modellen findet man in [Baž88].

Ein mögliches Modell zur Beschreibung irreversibler Verformungen von Beton bietet das Burgers-Modell. Es besteht aus einer Einschaltung von Maxwell- und Kelvin-Einheiten.

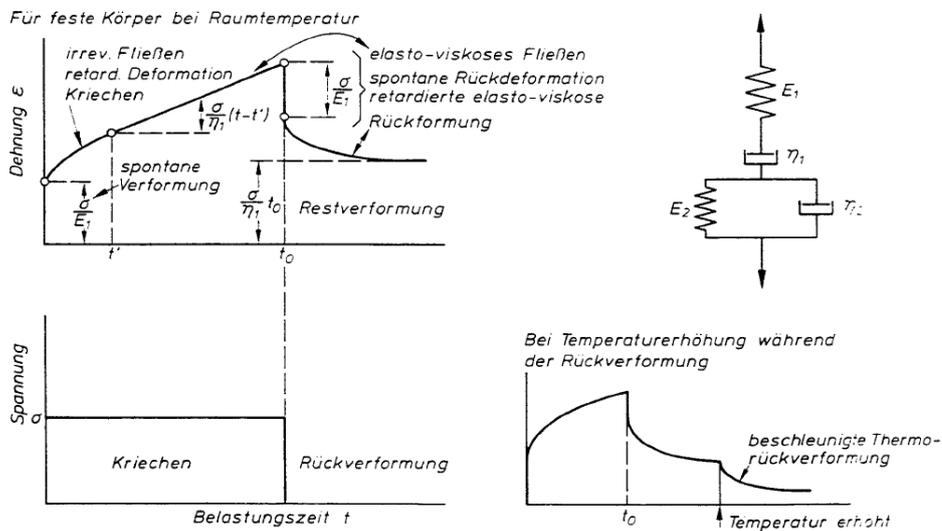


Abbildung 4.11: Burgers-Modell zur Modellierung des Betonkriechens

Die Nachrechnung in MAPLE des Burger-Modells auf Grundlage von [Bet08] wird in Abb. 4.12 dargestellt. Das viskoelastische Verhalten ist es sowohl auf der Druck- als auch auf der Zugseite zu erkennen.

Die Schwierigkeit bei der Anwendung solcher Modelle liegt an der Ermittlung passender Parameter, die mit dem tatsächlichen Verhalten des Betons korrelieren. Dafür kommen Methoden wie der Algorithmus von Marquart-Levenberg (s. [Bet08]) in Frage. Außerdem wird die analytische Lösung bei großen Mengen von Eingangsdaten wesentlich komplizierter.

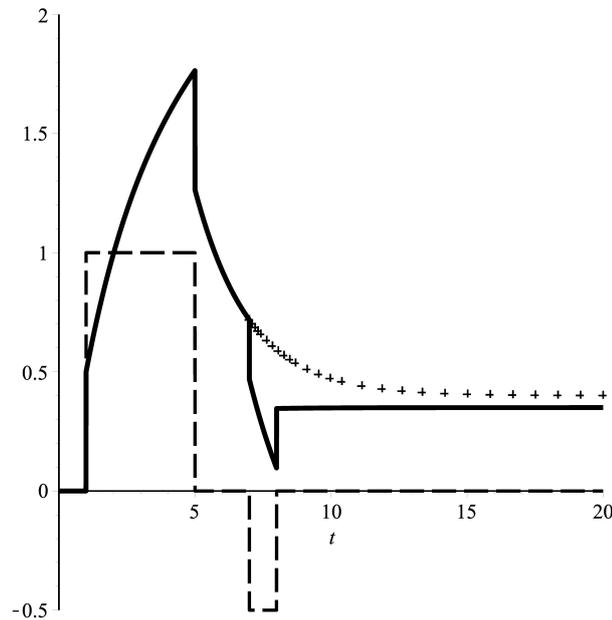


Abbildung 4.12: Kriechverhalten vom Burgers-Modell nach Beispiel von [Bet08]

Produktansätze

Beim Produktansatz sind der Einfluss des Belastungsalters und der Belastungsdauer durch ein Produkt verknüpft:

$$\varphi(t, t_0) = k_1(t_0) \dots k_i \dots k(t - t_0) \quad (4.17)$$

Dabei sind die Faktoren k_i voneinander unabhängige Funktionen des Belastungsalters t_0 sowie weiterer Einflußparameter und $k(t - t_0)$ der zeitliche Verlauf der Kriechverformung. Setzt man in die Integralgleichung Gl. (4.27) die Funktion $\varphi(t, t_0)$ als ein Produkt ein, so kann man im allgemein die Integralgleichung Gl. (4.27) nicht in einer Differentialgleichung umwandeln. Aus diesem Grund gelingt eine Rückführung des Produktansatzes auf einfache rheologische Modelle nur bei Annahme spezieller Funktionstypen für die Zeitfunktionen.

In den aktuellen Normen wie [DIN11] oder [Deu01] kommen Produktansätze zum Einsatz, wobei die Kriechzahl $\phi(t, t_0)$ sich aus der Grundkriechzahl ϕ_0 und einer Funktion des zeitlichen Verlaufs $\beta_c(t, t_0)$ zusammensetzt.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (4.18)$$

Darin hat ϕ_0 den Endwert des Kriechens für $t \rightarrow \infty$.

Der Einfluss von Kriechen und Schwinden wird bei der Bemessung durch die Anwen-

derung normierter Verfahren vorherbestimmt. Bei solchen Verfahren kommen nur solche Eingangsparameter in Frage, die dem entwerfenden Ingenieur bei der Bemessung bekannt sind: Umfeldbedingungen, Festigkeitsklasse des Betons, Abmessungen des Betonteils und Zementart. Es ist zu bemerken, dass bei Methoden wie [DIN11] und [Eur93] die Temperatur und die Luftfeuchtigkeit als konstanten angesetzt (s. Abs. 4.6) sind.

Sowohl in [DIN11] als auch in [Eur93] kommt eine Kriechfunktion zur Anwendung, die auf einem Produktansatz aufgebaut ist. Diese Methode wird im folgenden Abschnitt beschrieben.

Kriechen nach dem EC 2

Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ eines Betons im Alter von t Tagen, der zum Zeitpunkt t_0 erstmals belastet wurde, wird nach dem Anhang B von [DIN11] berechnet und folgt aus Gl. (4.19)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (4.19)$$

Darin sind

φ_0	der Grundwert der Kriechzahl mit $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ φ_{RH} ist ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der relativen Luftfeuchte auf die Grundzahl des Kriechens mit $\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2$ RH die relative Luftfeuchte der Umgebung in % $\alpha_{1,2,3}$ Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit: $\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5}$
$\beta(f_{cm})$	ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens: $\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$
f_{cm}	die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm ² nach 28 Tagen;
$\beta(t_0)$	ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn bezogen auf die Grundzahl des Kriechens: $\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})}$
h_0	die wirksame Bauteildicke in mm. Dabei ist $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$
A_c	die Gesamtfläche des Betonquerschnitts;
u	der Umfang des Querschnitts, welcher Trocknung ausgesetzt ist;

$\beta_c(t, t_0)$	eine Funktion zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens, die wie folgt ermittelt werden kann: $\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right)^{0,3}$
t	das Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt in Tagen;
t_0	das tatsächliche Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen;
$t - t_0$	die tatsächliche Belastungsdauer in Tagen;
β_H	ein Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte (RH in %) und der wirksamen Bauteildicke (h_0 in mm). Er darf wie folgt ermittelt werden: $\beta_H = 1,5(1 + (0,01RH)^{18}) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3$

Der Hydratationsgrad des Betons bei einem gegebenen Belastungsalter ist von der Zementart abhängig. Dies wird durch eine Korrektur des Belastungsalters t_0 berücksichtigt

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \leq 0,5$$

Dabei sind

$t_{0,T}$	das der Temperatur angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen. Die Anpassung kann mit $t_{0,T} = \sum_{i=1}^n (\exp - (4000 / (273 + T(\Delta t_i)) - 13,65)) \cdot \Delta t_i$ berechnet werden
$T(\Delta t_i)$	die Temperatur in °C im Zeit-Intervall Δt_i
Δt_i	stellt die Anzahl der Tage, an denen die Temperatur T vorherrscht dar.

4.3.2 Langzeitverhalten unter veränderlicher Spannungs- und Dehnungsgeschichte

Die Theorie linear viskoelastischer Werkstoffe voraussetzt, dass die Dehnungsantwort bei einer veränderlichen Spannung, gleich der Summe der Dehnungen ist, die man erhält, wenn die Spannungsgeschichte zerlegt und die zugehörigen einzelnen Dehnungsverläufe addiert werden [Hil87]. Da im Bereich der Gebrauchsspannungen ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen der Kriechverformung und der sie erzeugenden Spannung besteht, gilt für Beton das Prinzip der linearen Superposition [Deu10].

Aus der Gl. (4.12) ergibt sich, dass jede aufgebrachte Spannungsänderung $\Delta\sigma_i$ eine zugehörige Verformung ε_i mit sich bringt. Die Komplianzfunktion bildet die Verknüpfung zwischen beiden:

$$\varepsilon_{c,\sigma_i}(t) = \Delta\sigma_{ci} I(t, t_i). \quad (4.20)$$

Summiert man alle resultierende Verformungen, so hat man die Resultierende Dehnung

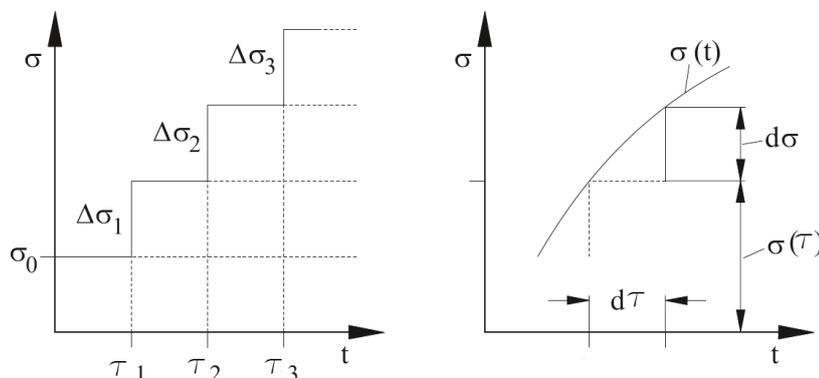


Abbildung 4.13: Treppen- und kontinuierliche Spannungsgeschichte

aus allen aufgebrauchten Spannungsstufen:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{c\sigma}(t) &= \varepsilon_{c\sigma_0}(t_0) + \Delta\varepsilon_{c\sigma_1}(t_1) + \Delta\varepsilon_{c\sigma_2}(t_2) + \cdots + \Delta\varepsilon_{c\sigma_n}(t_n) \\
 &= \sigma_0 I(t, t_0) + \Delta\sigma_1 I(t, t_1) + \Delta\sigma_2 I(t, t_2) + \cdots + \Delta\sigma_n I(t, t_n) \\
 &= \sum_{i=0}^n \Delta\sigma_i I(t, t_i).
 \end{aligned} \tag{4.21}$$

Dabei ist τ_i der Zeitpunkt, zu dem eine neue Spannungsstufe beginnt. Macht man den Schritt so klein dass $\Delta\sigma_i$ in

$$\Delta\sigma_i \rightarrow d\sigma = \frac{\partial\sigma}{\partial\tau} d\tau$$

umgewandelt wird und die Anzahl von Spannungsstufen unendlich wachsen, so erhält man die Faltungsintegral (*hereditary integral*):

$$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \int_{\tau_0}^t I(t, \tau) \frac{\partial\sigma(\tau)}{\partial\tau} d\tau. \tag{4.22}$$

In ähnlicher Weise kann die Relaxation auch durch ein Faltungsintegral beschrieben werden:

$$\sigma_c(t) = \int_{\tau_0}^t R(t, \tau) \frac{\partial\varepsilon(\tau)}{\partial\tau} d\tau. \tag{4.23}$$

Dabei sind $I(t, \tau)$ und $R(t, \tau)$ jeweils die Komplianzfunktion für Kriechen und die

Relaxationsfunktion.

Um das Bild zu vervollständigen wird eine weitere Variante des Spannungs-Dehnungs-Zeitverhaltens viskoelastischer Werkstoffe dargestellt [Flü75]:

$$\sum_{i=0}^n l_i \frac{d^i \sigma}{dt^i} = \sum_{j=0}^m k_j \frac{d^j \varepsilon}{dt^j}. \quad (4.24)$$

Die Koeffizienten l_i und k_j können sowohl konstant als auch zeitvariabel sein.

Die Gleichungen (4.22), (4.23) stellen den viskoelastischen Anteil der Antwort zu einer Beanspruchung dar. Der viskoelastische Anteil der Dehnung bzw. Spannung auf eine zum Zeitpunkt t_0 aufgebrachte Beanspruchung kann als

$$\varepsilon_{c\sigma 0} = I(t, t_0) \cdot \sigma_c(t_0) \quad (4.25)$$

$$\sigma_{c0} = R(t, t_0) \cdot \varepsilon_c(t_0) \quad (4.26)$$

zusammengefasst werden.

Geht man davon aus, dass die spannungsinduzierte Dehnung bzw. dehnungsinduzierte Spannung von Beton aus einer zum Zeitpunkt t_0 konstant aufgebrachten Spannung und später aus einem veränderlichen Spannungsverlauf zusammensetzt, so erhält man die Gl. (4.27)

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c\sigma} &= I(t, t_0) \cdot \sigma_c(t_0) + \int_{\tau=t_0}^t I(t, \tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \\ &= \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} (1 + \varphi(t, t_0)) + \int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} \cdot \frac{1}{E_c} (1 + \varphi(t, \tau)) d\tau, \end{aligned} \quad (4.27)$$

die in den Normen [Eur93] bzw. [CEB13] und [Deu10] zu finden ist und eine Volterrasche Integralgleichung darstellen. Mit der Anwendung dieser Gleichung können bei gegebener Spannungsgeschichte der zugehörige Dehnungsverlauf (Kriechprobleme) und bei bekannter Dehnungsgeschichte der Spannungsverlauf (Relaxationsprobleme) ermittelt werden.

Es gibt Voraussetzungen für die Kernfunktionen der Gl. (4.27), damit die Lösung der Integralgleichung (4.27) in analytischer Form gefunden werden kann. Weitere Angaben über die Lösbarkeit solcher Integralgleichungen sind in Kapitel 8 des [App05], im Appendix II von [Min83] und im Kapitel 5 von [Prü12] enthalten.

Die Ermittlung einer geschlossenen Lösung der Gl. (4.27) erschwert sich bei einem Relaxationsproblem, in dem aus einer vorgegebenen Dehnung $\varepsilon(t)$ die gesuchte Spannung $\sigma(t)$ zu bestimmen ist. Um diese Schwierigkeit umzugehen und in einer handlichen mathematischen Formulierung Relaxationsprobleme zu lösen, hat Trost [Tro67] ein Verfahren entwickelt, in

dem die Integralgleichung durch eine Formale Erweiterung in einer algebraischen Gleichung umwandelt wird.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c}(1 + \varphi(t, t_0)) + \frac{1}{E_c} \left(\int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau + \int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} \cdot \varphi(t, \tau) d\tau \right) \quad (4.28)$$

$$= \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c}(1 + \varphi(t, t_0)) + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)}{E_c} + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)}{E_c} \cdot \rho(t, t_0) \varphi(t, t_0) \quad (4.29)$$

$$= \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c}(1 + \varphi(t, t_0)) + \frac{\Delta \sigma_c(t, t_0)}{E_c} (1 + \rho(t, t_0) \varphi(t, t_0)). \quad (4.30)$$

Dabei sind $\sigma_c(t, t_0)$ die Spannungsänderung bis zur Zeit t und $\rho(t, t_0)$ als

$$\Delta \sigma_c(t, t_0) = \sigma_c(t) - \sigma_c(t_0) \quad (4.31)$$

$$\rho(t, t_0) = \frac{\int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} \cdot \varphi(t, \tau) d\tau}{(\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)) \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta \sigma_c(t_i) \cdot \varphi(t, t_i)}{\Delta \sigma_c(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (4.32)$$

definiert. Dabei erfasst der Relaxationskennwert $\rho(t, t_0)$ die Auswirkung der Alterung auf das Endkriechmaß in späteren Spannungsstufen. Das Produkt $\rho(t, t_0) \varphi(t, t_0)$ kann als abgemindertes Endkriechmaß für Spannungsänderungen, unter vorgegebenem Dehnungsverlauf, im Vergleich zu normalen Endkriechmaß φ_∞ für eine konstante Belastung bezeichnet werden. Die Gl. (4.30) setzt folgende Annahmen in voraus:

- zwischen den Spannungen und den Dehnungen besteht eine lineare Beziehung,
- die Dehnung bleibt entweder konstant oder ändert sich affin zum Kriechen.

Nach [Tro67] variiert ρ in den Grenzen $0,5 \leq \rho \leq 1,0$, und für die üblichen in Frage kommenden Zahlengrößen zwischen 0,8 und 0,9. Bei wachsender t_0 nähern sich die Werte der Größe 1,0. Im Allgemein kann man einen Wert von $\rho = 0,8$ annehmen [Tro87].

4.4 Relaxation und Zwang

Belastet man ein Betonbauteil, so resultiert diese in einer mit der Zeit ständig zunehmenden Verformung. In der Praxis sind nicht nur einzelne Bauteile zu betrachten, sondern man betrachtet das statische System, das die eingebundene Bauteile bilden. In dem statischen System des Bauwerks können die Verformungen nicht immer ungehindert auftreten. Daraus entstehen Zwangspannungen, die sowohl einen weiteren Verformungszuwachs infolge Kriechen als auch einen relaxationsbedingten Spannungsabbau zur Folge haben. Beide Vorgänge treten gleichzeitig in der Mikrostruktur des Betons auf. Eine allgemeingültige physikalische Theorie beider Phänomene existiert bis heute nicht [Ber09].

Spannungen, die durch eine von außen aufgezwungene konstant gehaltene Verformung verursacht werden, werden mit der Zeit infolge des Kriechvermögens des Betons abgebaut. Diese Erscheinung nennt man Spannungsrelaxation.

Die Gl. (4.23) kennzeichnet das mechanische Verhalten des Beton als linear viskoelastisch. Stoffgesetze wie z.B. von Dinschinger erfüllen die Voraussetzungen für die Lösbarkeit der Gl. (4.23). Auf einen anderen Weg hat Trost die Lösung für das Relaxationsproblem entwickelt. Seiner Ansatz berührt direkt auf der Betrachtung einer Parallelschaltung von n Maxwell-Einheiten und ein elastisches Element (Abb. 4.14) sowie auf die Beziehung zwischen Spannung und Dehnung für einen Allgemeinen linear viskoelastischen Festkörper in der Form:

$$\sum_{i=0}^n a_i \frac{d^{(i)}}{dt^i} [\sigma(t)] + m_n \cdot s = \sum_{i=0}^n b_i \frac{d^{(i)}}{dt^i} [\varepsilon(t)] \quad (4.33)$$

darin stellen die Faktoren a_i , b_i , m_n charakteristische Materialkonstanten dar, die aus geeigneten Versuchen ermittelt werden können. s entspricht einer Eigenspannung infolge Lagerungsbedingungen und vom inneren Gefügebau abhängigen Schwindvorganges bei verhinderter Längenänderung. Es ist auffällig, dass die Ausdrücke Gl. (4.33) von Trost [Tro66] und Gl. (4.24) von Flügge [Flü75] das gleiche Gesetz für einen viskoelastischer Werkstoff darstellen.

Die Allgemeine Lösung für Gl. (4.33) hat Trost in die allgemeine Form der Lösung als

$$\sigma_c(t) = E \cdot \varepsilon(t) \left\{ 1 - \psi_\infty \sum_{i=1}^n \nu'_i \left[1 - \frac{T_i}{t} \left(1 - \exp\left(-\frac{t}{T_i}\right) \right) \right] \right\} \quad (4.34)$$

gegeben, wobei die Wichtungsfaktor ν'_i , das Verhältnis zwischen der Dämpferviskosität η_i und die Federsteifigkeit des i -ten Maxwell-Einheits $T_i = \eta_i/E_i$ und $\psi_\infty = \varphi_\infty/(1 + \varphi_\infty)$ aus Versuche zu bestimmen sind. Die Schwierigkeit bei der Wahl von solchen Parameter liegt darin, aus Kriech- und Relaxationsversuche geeignete Werte zu erfassen, wie im Abs.

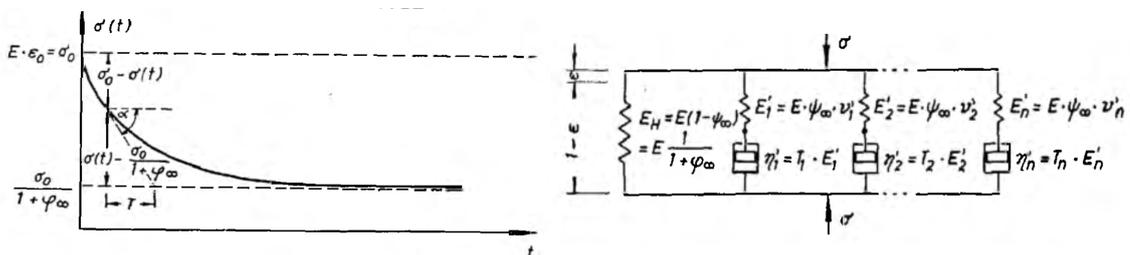


Abbildung 4.14: Modelldarstellung eines allgemeinen viskoelastischen Festkörpers bei einem Relaxationsproblem nach [Tro66]

4.3.1 schon erläutert wurde.

Je nach Wahl von Parameter oder im Allgemein je nach Wahl von einer *normalized relaxation spectra* [Bet08] kann man Unterschiedliche Verläufe für das Verhältnis

$$r(t) = \frac{\sigma_c(t) - \sigma_c(t_\infty)}{\sigma_c(t_0) - \sigma_c(t_\infty)} = \frac{\psi(t_\infty, t_0) - \psi(t, t_0)}{\psi(t_\infty, t_0)} \quad (4.35)$$

berechnen, wie in Abb. dargestellt ist, wobei $\psi(t, t_0)$ wird in (4.39) definiert. Die Berechnung wurde auf der Grundlage von [Bet08] im MAPLE durchgeführt.

Alternativ dazu hat Trost in [Tro67] eine Approximation gegeben. Die aus der Anwendung des Superpositionsprinzips formulierte Integralgleichung

$$\varepsilon_{\text{c}\sigma} = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c}(1 + \varphi(t, t_0)) + \int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} \cdot \frac{1}{E_c}(1 + \varphi(t, \tau)) d\tau \quad (4.27)$$

dient dazu, bei Kriechproblemen mit bekannten Spannungsverläufen unmittelbar die Dehnungen zu ermitteln.

Bei Relaxationsproblemen, wo die Dehnung als eine affin zum Kriechen verlaufende

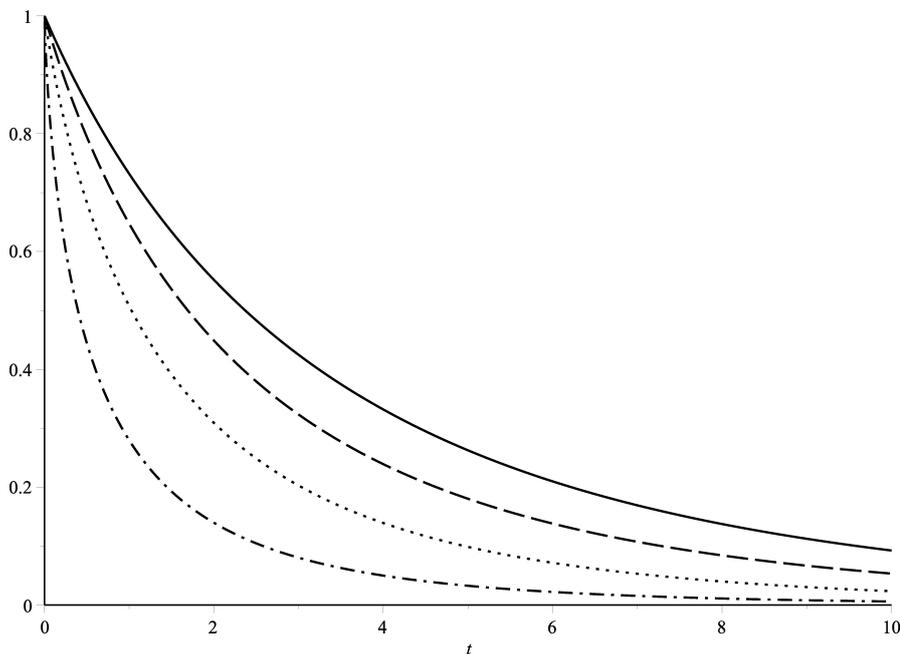


Abbildung 4.15: Verhältnis $r(t)$

Dehnungsänderung in der Form

$$\varepsilon_{c\sigma} = \varepsilon_{c\sigma}(t_0) + (\varepsilon_{c\sigma}(t_\infty) - \varepsilon_{c\sigma}(t_0)) \cdot f(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t_0) + \frac{(\varepsilon_{c\sigma}(t_\infty) - \varepsilon_{c\sigma}(t_0))}{\varphi(t_\infty, t_0)} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (4.36)$$

dargestellt wird, kann die integrale Form der Gl. (4.27) wie folgt umgewandelt werden

$$\varepsilon_{c\sigma} = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} (1 + \varphi(t, t_0)) + \frac{\Delta\sigma_c(t, t_0)}{E_c} (1 + \rho(t, t_0)\varphi(t, t_0)) \quad (4.30)$$

Dieser stellt eine Zeitabhängige lineare Beziehung zwischen Spannung und Dehnung dar, welche im Bereich der Spannungen und Verformungen auf Gebrauchslastniveau ihre Gültigkeit finden. A und enthält für $t = 0$ das Hookesche Gesetz und die Beziehung (4.10) mit dem die Kriechzahl φ definiert ist.

Der Relaxationskennwert $\rho(t, t_0)$ beschreibt die Abminderung der Kriechfähigkeit des alternden Betons, die für spätere Spannungsänderungen im Vergleich zu der Endkriechzahl für eine Ausgangsbeanspruchung gültig ist [Tro67].

Bei Beachtung von $\varepsilon_{c\sigma}(t_0) \cdot E_c = \sigma_c t_0$ in der Gl. (4.30) folgt daraus

$$0 = \sigma_c(t_0) \cdot \varphi(t, t_0) + (\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)) \cdot (1 + \rho(t, t_0)\varphi(t, t_0)) \quad (4.37)$$

und nach Umordnung bestimmt man den gesuchten Spannungsverlauf zu

$$\begin{aligned} \sigma_c(t) &= \left(1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho(t, t_0)\varphi(t, t_0)}\right) \sigma_c(t_0) \\ &= (1 - \psi(t, t_0)) \sigma_c(t_0). \end{aligned} \quad (4.38)$$

Der Zusammenhang zwischen der Relaxationszahl $\psi(t, t_0)$ und der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ ist durch

$$\psi(t, t_0) = \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho(t, t_0)\varphi(t, t_0)\varphi(t, t_0)} \quad (4.39)$$

bestimmt.

Außerdem gibt es andere Relaxationsansätze wie z.B. nach Dischinger [Dis37] [Dis39] und Wittmann [Klu70] die auf den gleichen Zusammenhang zwischen Kriechen und Relaxationsfunktionen kommen. Bastgen gibt in [Bas77] einen Übersicht von den damals üblichen Methoden zur Berechnung des Relaxationsverhalten des Betons anhand der in Kriechversuchen ermittelten Parameter. In [Bas79] erweitert Bastgen sein Bericht mit Versuchsergebnisse bis zu einer Belastungsdauer von 5 Tagen. Normale und Leichtbeton mit einem Belastungsgrad von $\sigma_0 = 0,33 \cdot f_{ck}$ bis $\sigma_0 = 0,67 \cdot f_{ck}$ wurden dabei untersucht und die Ergebnisse statistisch bewertet. Es zeigte dass der Relaxationansatz von Trost zu treffenden Ergebnissen führt.

Um über den Zusammenhang von Kriechen und Relaxation Aufschluss zu erhalten, hat Rostásy [Tei73] Versuche durchgeführt. Bei seinen Versuchen wurden Betone mit unterschiedlichem Luftporengehalt getestet. Die Auswertung der Messdaten ergaben, dass das Näherungsverfahren von Trost als geeignet ist, um den Spannungsabbau mit befriedigender Genauigkeit und vernünftigem Rechenaufwand vorherzusagen. Es fällt auf, dass die Rechnung nach dem Verfahren von Trost durchweg einen geringeren Spannungsabfall vorhersagt.

Walraven und Shkoukani [Shk93] haben ein Berechnungsverfahren auf Basis von Versuchsergebnisse entwickelt. Dieses Verfahren hat den Vorteil, Einflüsse aus veränderlicher Spannungen und veränderlicher Temperatur zu berücksichtigen. Aufgrund der Formulierung ihrer Kurzzeit-Kriechfunktion, die bis ein Tag nach Belastungsbeginn gültig ist. Außerdem wird bei den Versuchen und dementsprechend für das Modell nur die Auswirkung eines einmaligen Temperaturzyklus berücksichtigt. Für mehrere hintereinander auftretende Temperaturzyklen sollte man nach [Shk93] nichtlineare Kriechfunktionen berücksichtigen. Die Entwicklung der o.g. nichtlinearen Kriechfunktionen und die Grundlagen von seiner Berechnungsverfahren sind in [She92], [She93] und [Wal93] dargestellt. Die Anwendung solcher nichtlinearen Kriechfunktionen für die Vorhersage des Kriechens und der Relaxation konnten Bazant, Müller und Huet in [Baž94] durch mathematische Argumente als ungeeignet eingestuft werden. Trotzdem werden noch solche nichtlineare Ansätze und ihre Ergebnisse bei den Empfehlungen von integralen Konstruktionen (s. [Sch96] [Sch99]) erwähnt.

Untersuchungen des Relaxationsverhaltens vom Beton stellen hohen Anforderungen an die Versuchstechnik. Aus diesem Grund sind wenige Versuchsdaten in der Literatur veröffentlicht [And13]. Infolgedessen basieren Modelle wie beispielsweise von Trost oder Wittmann auf vorwiegend theoretischen Überlegungen.

Ein numerisches Verfahren hat Anders [And13] entwickelt, das aus einem selbst entwickelten Stoffgesetz basiert. Der Übergang zwischen dem Kriechansatz und dem Relaxationsansatz erfolgt auf numerischen Wege, da eine mathematische geschlossene Form nicht möglich ist.

Sowohl der letzte numerische Algorithmus als auch der Ansatz zur Berechnung der Relaxation sind den Kennwerte des Kriechansatzes zugrunde gelegt. Üblicherweise gehen die Kriechmodelle im Sinne der Kriechdefinition von konstanter Last während des Kriechvorgangs aus, was jedoch bei Systemen mit vorwiegend Zwangsbeanspruchungen nicht zutrifft, da die kriecheerzeugende Last im Allgemeinen durch Relaxation ständig abgebaut wird. Trotzdem gelingt es z.B. mit dem Relaxationsansatz nach Trost ausreichende Genauigkeit. Angesichts dieses Problems hat Nietner ein Verfahren entwickelt, das auf einem nichtlinearen Kriechansatz ([Nie09] [Nie11]) basiert. Dieses Verfahren wurde später im selbst entwickelten Programm implementiert und wird im Abs. 5.1.1 erklärt.

4.5 Schwinden

Unter Schwinden versteht man die Volumenverminderung des Betons im Laufe der Zeit. Dabei werden Volumenverminderungen im Festkörper und Verminderung des scheinbaren Volumens und Porengehalts einbezogen [Ram01]. Die Ursache, Abläufe sowie die Einflussparameter, die beim Schwinden des Betons einen Einfluss haben, sind im Unterschied zum Kriechen bekannt und ihren Mechanismen weitgehend geklärt. Im Wesentlichen handelt es sich um Veränderungen von Kapillarspannungen im Porensystem des Zementsteins, Veränderungen der Oberflächenspannungen in den Hydratationsprodukten des Zementsteins sowie dem sogenannten Spaltdruck zwischen den Hydratationsprodukten als Folge der Austrocknung (siehe dazu u.a. [Mül09] [Wit74]). Bestandteile der Schwinddehnung sind nach [Mül09]:

Trocknungsschwinden: Es handelt sich um die Feuchtigkeitsabgabe an die trockene Umgebung und ist der bedeutendste Teil der Schwinddehnung.

Quellen: In Wasser oder an sehr feuchter Luft nimmt der Beton dagegen Wasser auf. Dieses ist mit einer Volumenzunahme verbunden, die als Quellen bezeichnet wird.

Chemisches Schwinden: Während des Hydratationsprozesses nimmt das Zementgel ein kleineres Volumen ein, in Vergleich als das Volumen der Wasser- und Zementanteile denen es entstanden ist.

Autogenes Schwinden: Volumenabnahme des Betons, die mit einer nicht vollständigen Hydratation aufgrund eines niedrigeren Wasser-Zementwertes ($W/Z \leq 0,40$) verbunden ist.

Plastisches Schwinden: Volumenverminderung, die auf nicht ausreichende Nachbehandlungsmaßnahmen gegen Austrocknung nach Erstarrungsbeginn zurückzuführen ist (Früh- oder Kapillarschwinden).

Carbonatisierungsschwinden: Volumenabnahme durch Carbonatisierung des Betons.

4.5.1 Modelle zur Erfassung der Schwinddehnung

Schwinden nach dem Eurocode

Zur rechnerischen Erfassung von Schwinddehnungen, wird davon ausgegangen, dass die Gesamtschwinddehnung $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ sich aus zwei Komponenten zusammensetzt:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (4.40)$$

Die Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ erfordert einen Feuchtegradienten, der durch den Feuchteunterschied zwischen dem Beuteil und der Umgebung bestimmt ist. Diese bildet sich langsam aus, da sie eine Funktion der Wassermigration ist. Die Diffusionsprozesse

können auch in umgekehrter Richtung ablaufen (Quellen). Deswegen kann der Beton eine Volumenzunahme aufweisen. Diese Zunahme kann nicht aber vollständig kompensiert werden.

Die zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung folgt aus:

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}. \quad (4.41)$$

Dabei ist

k_h	ein von der wirksamen Querschnittsdicke h_0 abhängiger Koeffizient
	h_0 [mm] k_h
	100 1,00
	200 0,85
	300 0,75
	≤ 500 0,70

Der Zeitverlauf des Trocknungsschwinden wird mit folgender Gleichung berechnet:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (4.42)$$

Dabei ist

t	das Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt
t_s	das Alter des Betons in Tagen zu Beginn des Trocknungsschwindens (oder des Quellens). Normalerweise das Alter am Ende der Nachbehandlung
h_0	die wirksame Querschnittsdicke (mm) $h_0 = 2A_c/u$

Der Grundwert des Trocknungsschwindens $\varepsilon_{cd,0}$ lässt sich wie folgt ermitteln:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (4.43)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left(1 - \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \quad (4.44)$$

Dabei ist

f_{cm}	die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm ²
f_{cm0}	10 N/mm ²
α_{ds1}	ein Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart
	$\alpha_{ds1} = 3$ für Zemente der Klasse S,
	$\alpha_{ds1} = 4$ für Zemente der Klasse N,
	$\alpha_{ds1} = 6$ für Zemente der Klasse R,
α_{ds2}	ein Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart

	$\alpha_{ds2} = 0,13$ für Zemente der Klasse S,
	$\alpha_{ds2} = 0,12$ für Zemente der Klasse N,
	$\alpha_{ds2} = 0,11$ für Zemente der Klasse R,
RH	die relative Luftfeuchte der Umgebung
RH_0	$= 100\%$

Die autogene Schwinddehnung $\varepsilon_{cas}(t)$ ist von den Umweltbedingungen, der Bauteilform und Beginn des Austrocknens t_s unabhängig. Bei dem autogenen Schwinden spielt die Zusammensetzung des Betons die wichtigste Rolle. Bei Betone niedriger Druckfestigkeit ist das autogene Schwinden gering, und nimmt erst für höhere Festigkeitsklassen deutlich zu. Dies berechnet sich aus

$$\varepsilon_{cas}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4.45)$$

Dabei ist

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

und

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t})$$

mit t in Tagen.

4.6 Kriechen und Schwinden unter Schwankungen der Temperatur und Feuchtigkeit

4.6.1 Schwinden

Bei wechselnder Trocken- und Feuchtlagerung ist das Schwinden nur teilweise reversibel, so dass Quellverformungen bei Feuchtlagerung deutlich kleiner, als vorangegangene Schwindverformungen sind [Mül09]. Das zeitabhängige Verhalten des Schwindens im Beton wird primär durch die Eigenschaften der Zementmatrix bestimmt. Außerdem ist dieses Verhalten von den Umweltbedingungen abhängig und man kann auch sagen, dass es belastungsunabhängig ist [Baž85a].

Vandewalle [Van00] hat die Auswirkungen von üblichen mitteleuropäischen Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen auf die Verformung von belasteten und unbelasteten Betonproben untersucht. Obwohl verschiedene Zementarten und Druckfestigkeitsklassen mitberücksichtigt wurden, konnte am Ende festgestellt werden, dass der Einfluss von Zementgehalt und W/Z an den ausgesetzten Proben noch undeutlich bleibt. Dennoch scheinen diese Parameter eine untergeordnete Rolle im Vergleich zu den saisonalen Parametern zu spielen.

Autogene Schwinddehnung

Die autogene Schwinddehnung ergibt sich aus abgedichteten Proben, die unter konstanten und saisonalen Umweltbedingungen erprobt worden sind. Bei den abgedichteten Proben bleibt der Feuchtigkeitsgehalt konstant, d.h. der einzelne zeitveränderliche Parameter ist die Temperatur. Die Saisoneinteilung entspricht wie vorher: T1 Herbst, T2 Winter, T3 Frühling und T4 Sommer. Versuche unter saisonalen und konstanten Umweltbedingungen weisen daraufhin, dass im Fall des autogenen Schwindens wie erwartet der Unterschied zwischen den Proben vernachlässigbar ist. Das wird in Abb. 4.16 dargestellt.

Trocknungsschwinddehnung

Im Fall der Trocknungsschwinddehnung, wobei die nicht abgedichteten Proben veränderliche Temperaturen und Feuchtigkeiten ausgesetzt wurden, ist ein sinusförmiger Trend zu beobachten. Dieser ist hauptsächlich auf den veränderlichen Luftfeuchtigkeitsgehalt zurückzuführen. Es fällt auf: umso niedriger der Luftfeuchtigkeitsgehalt ist, umso größer ist die Trocknungsschwinddehnung. Daher ist die Verformung bei der Referenzprobe größer, als die von der nicht abgedichteten Probe. Die Ergebnisse von [Van00] im Bezug auf das Schwinden stimmen mit denen von [Bar03] überein.

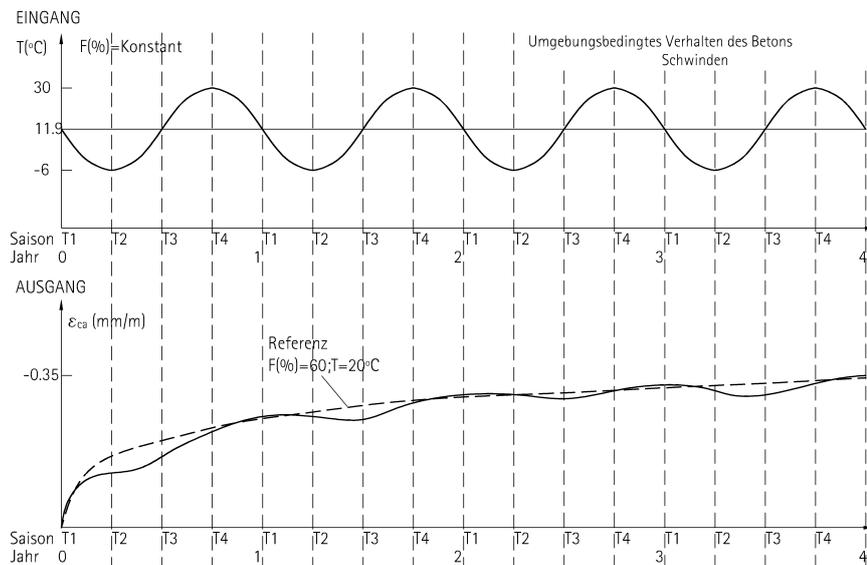


Abbildung 4.16: Autogene Schwinddehnung bei abgedichteten Proben

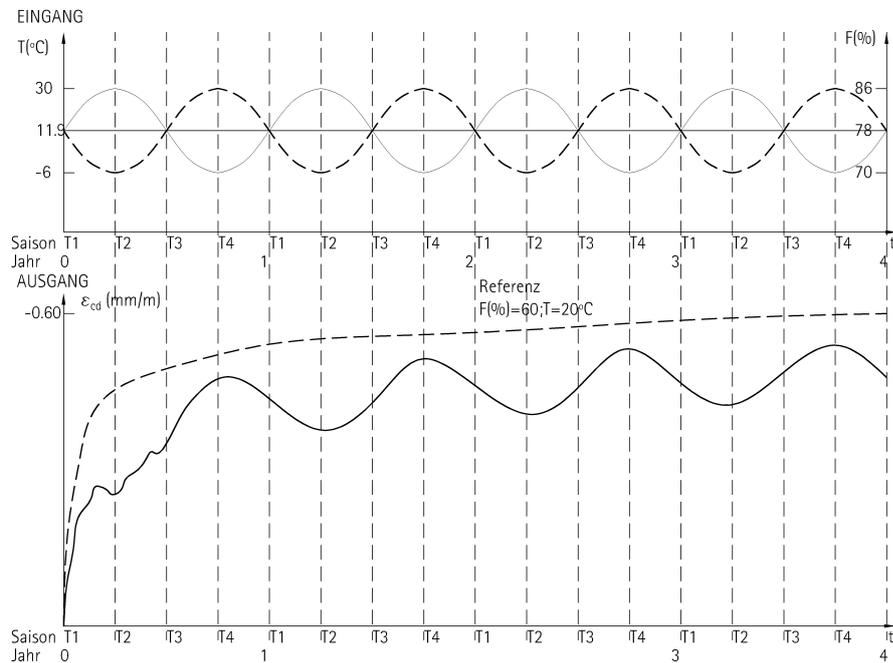


Abbildung 4.17: Trocknungsschwinddehnung bei nicht abgedichteten Proben

Bemerkungen

- Beaudoin berichtet in [Ram01], dass der Feuchtigkeitsgehalt eine entscheidende Rolle bei den Volumenänderungen der Betone spielt. Wenn man die Probe unter zyklischen Bedingungen ausgesetzt, so entsteht eine Stoffaustausch zwischen dem Beton und der Umgebung, die sowohl die kleine Betonpartikeln als auch den ganzen Betonkörper einbezieht. Besonders wichtig sind die großen Poren bei den zyklischen Veränderungen weil sie die Kondensation des Wassers begünstigen. Darum ist die irreversible Volumenveränderung des Betons bei den ersten Zyklen am größten. Bei den nachfolgenden Zyklen ist von einem großen Kondensationsgrad der groben Poren auszugehen und auf dieser Weise wird die Volumenänderung kleiner. Diese Bemerkung über die zyklische Schwinddehnung stimmt mit der Schlussfolgerung von Wittmann über das Kriechen des Betons überein [Wit70]. Anscheinend ist die Potentialänderung des Kriechens und die des irreversiblen Schwindens Erscheinungsformen der gleichen Prozesse, die durch die Geschichte der zyklischen Änderung der Feuchtigkeit im Beton bestimmt sind.
- Feldman stellte in seinen Versuche fest, dass Betone unter zyklische Feuchtigkeitsgehalt eine unstabiles Verhalten zeigen [Fel72]. D.h. die Kriech- und Schwindpotential ändert sich mit dem Feuchtigkeitsgehalt. Feldman und Wittmann stimmen dazu, dass Adsorption und Desorption von Wasser eine zentrale Rolle bei der Volumenänderung

vom Beton spielen. Es handelt sich nicht nur um einen statischen Gleichgewichtszustand, sondern auch um einen thermodynamischen Gleichgewichtszustand. Beide haben auch festgestellt dass die Adsorption von Wasser eine Vergrößerung des Korpervolumen und des Porenraums mit sich bringt.

4.6.2 Kriechen

Im Fall des Kriechens ist entscheidend, in welchen Saison die Betonprobe betoniert wurde. Vandewalle [Van00] nach wurden abgedichtete Proben untersucht um die Grundzahl des Kriechens zu ermitteln und die nicht abgedichtete Proben um die gesamte Kriechzahl zu ermitteln.

Aus den Versuchen je nach Betonierzeit ergibt sich das Grund- und Gesamtkriechen:

$$\varphi_{Sommer} \leq \varphi_{Frühling} \leq \varphi_{Winter} \leq \varphi_{Herbst} \tag{4.46}$$

Die Temperatur beeinflusst die Entwicklung der Druckfestigkeit des Betons und auf dieser Weise auch die Entwicklung des Kriechens [Meh06]. Dieser Einfluss wird von den üblichen Kriechmodellen erfasst.

In den Abb. 4.18 werden die Entwicklung des Grundkriechens unter veränderlicher Temperatur und die Entwicklung des Grundkriechens unter veränderlichen Temperatur und Luftfeuchtigkeit bei einer Herbstprobe dargestellt.

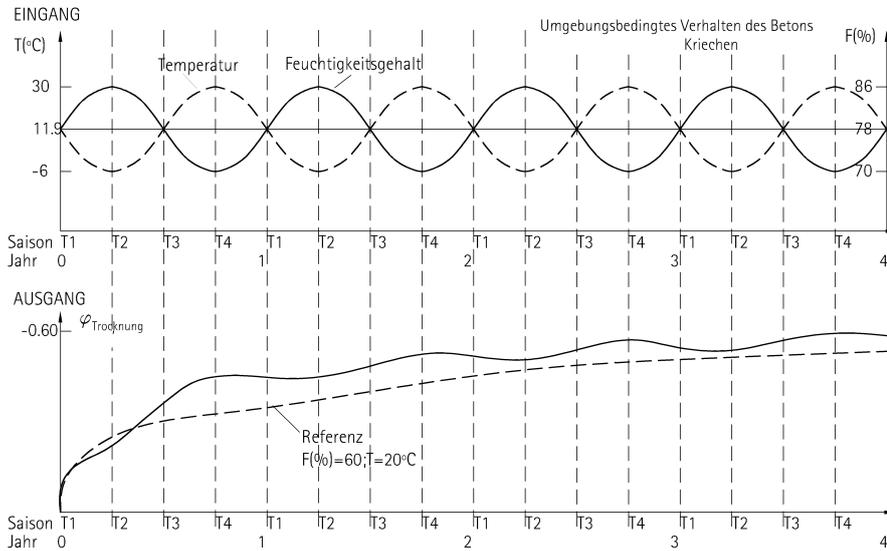


Abbildung 4.18: Herbstprobe: Entwicklung des Grundkriechens unter veränderlicher Temperatur

Bemerkungen

- Bazant [Baž85a] hat das Kriechen unter Belastung und veränderlichen Feuchtigkeitsgehalt geforscht. Seine Forschung basiert auf sowohl thermodynamische als auch experimentale Grundlagen. Die Ergebnisse von Bazant weisen auf folgende Kernaussage hin:

Die Kriechänderung ist abhängig vom Feuchtigkeitsgehalt bestimmt. In ähnlicher Weise wird einen Anteil des Schwindens durch die Spannung im Beton bestimmt.

Das bedeutet dass beide Phänomene durch ähnliche Gleichungen bestimmt werden können. Dafür wird das thermodynamische Gleichgewicht auch mitberücksichtigt.

- Der Vergleich zwischen beobachtete und mit dem [DIN11] berechnete Kurven ergibt im Fall des Kriechens Variationskoeffizienten von 22.6 % aus. Im Fall Schwindens ergibt sich der Variationskoeffizient zu 57,2 %.
- Es sind noch mehrere Versuchsergebnisse notwendig um definitiv Schlüsse über die das Verhalten vom Beton unter saisonaler Schwankung zu ziehen. Anscheinend gibt es eine Interrelation zwischen dem Kriechverhalten von Beton und den Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen aber bis jetzt wurde das Phänomen noch nicht quantitativ erfasst. Müller schreibt in [Müller, 2013], dass die o.g. Interrelation von hoher praktischer Relevanz ist. Um das Kriechverhalten bei veränderlichem Umgebungsklima zu erforschen, weist er darauf hin, dass in den nächsten Jahren Experimente in Bauteiltemperaturen zwischen -20°C und $+60^{\circ}\text{C}$ und Umgebungfeuchte zwischen 30% und 100% durchgeführt werden sollten.

4.7 Nichtlineare Modelle zur Berechnung von Tragwerken aus Stahlbeton

4.7.1 Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton bei einachsiger Druckbeanspruchung

Monotone Kurzzeitbelastungen, die eine Strukturveränderungen oder Strukturzerstörungen bewirken, spielen meistens nur im Bruchzustand eine Rolle. Im Gegensatz dazu steht die hohe Anzahl von Lastwechseln bei der Untersuchung des Ermüdungsverhalten von Beton im Vordergrund. Zyklische Beanspruchungen in Zwischenzuständen, die deutlich unter den Bruchzuständen und noch nicht im Bereich des so genannten abfallenden Astes liegen, werden als Niederzyklische Beanspruchungen bezeichnet [Sch05b]. Im Fall der LvFF handelt es sich dann um eine niederzyklische Beanspruchung.

In diesem Bereich spielen Sowohl das Kriechen als auch das Degradationsverhalten des Betons bei der Ent- und Wiederbelastung eine Rolle.

Zum Beschreiben des Verformungsverhalten des Betons ist zwischen Kurzzeit- und Langzeitdehnungslinien zu unterscheiden.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie, die in [Deu09b] dargestellt ist, gilt streng genommen nur für eine monoton uniaxiale Beanspruchung mit einer Kurzbelastungsdauer (ab 20 min) [Gra68].

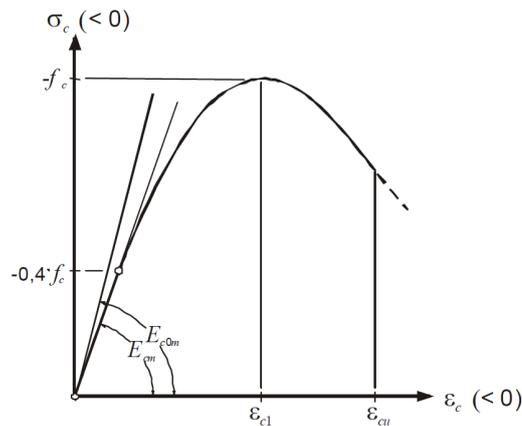


Abbildung 4.19: Spannungs-Dehnungs-Linie bei kurzzeitiger Druckbelastung

Diese Spannungs-Dehnungs-Linie wird durch die folgende Gleichung beschrieben:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = - \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right) \quad (4.47)$$

mit

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = -E_{c0} \cdot \varepsilon_{c1} / f_c$$

Dabei ist:

ε_{c1} die Dehnung bei Erreichen des Höchstwertes der Betondruckspannung (für C25/30
 $\varepsilon_{c1} = -2,2 \cdot 10^{-3}$)

E_{c0} der Elastizitätsmodul des Betons als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie

f_c der Höchstwert der ertragenen Betondruckspannung

Das Verformungsverhalten von Beton ist dadurch gekennzeichnet, dass ein Teil der Dehnungen, die durch die Spannungen hervorgerufen werden, verzögert auftreten. Das bedeutet, dass die Dehnung in starkem Maße von den viskosen Verformungseigenschaften des Betons beeinflusst wird. Trotzdem wird die Formulierung des Kurzzeit-Stoffgesetzes für die Berechnung in der vorliegenden Arbeit angewendet, weil man für niederzyklische Belastung unter Berücksichtigung von Kriechen ausgeht, dass die Kurve von Grassler eine Umhüllende darstellt.

4.7.2 Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton bei einachsiger Zugbeanspruchung

Es gibt zwei mögliche Darstellungen der Spannungs-Dehnungs-Linie zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug:

1. Modifizierung der Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl,
2. Mittlere wirksame Betonzugspannung in der Betonzugzone.

Die Auswahl richtet sich nach der jeweiligen Bemessungsaufgabe [Qua10], da nach [DIN11] auch die Freiheit dazu gegeben ist.

Die Modifizierung der Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl ist das bekannteste Verfahren, weil es als einziges Verfahren in [Deu10] und [Deu09b] dargestellt ist. Bei diesem Verfahren wird die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen durch eine Verminderung der Betonstahldehnungen dargestellt.

In der Abb. 4.20 ist zwischen dem reinen Zustand II und dem mittleren Bauteilverhalten zu unterscheiden. Der reine Zustand II stellt den Zustand unmittelbar im Riss dar. D.h. die Bewehrung muss die gesamte Kraft N aufnehmen und die Dehnsteifigkeit EA^{II} entspricht der Dehnsteifigkeit der Bewehrung $E_s A_s$.

$$F_{s2} = N \quad \varepsilon_{s2} = \frac{N}{E_s A_s}$$

Im Riss kann der Beton keine Zugkraft aufnehmen, aber zwischen den Rissen werden durch Verbundspannungen wieder Zugspannungen in den Beton eingeleitet. Dabei wird die Stahldehnung vermindert. Aus diesem Grund wird die Dehnsteifigkeit des Stabes mit EA^{II} deutlich unterschätzt, und die Verformungen entsprechend überschätzt. Die *Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen* wird als die Erhöhung der Dehnsteifigkeit bei Zugbeanspruchung gegenüber dem reinen Zustand II definiert. Desweiteren bleibt die mittlere Stahldehnung ε_{sm} hinter der Stahldehnung im reinen Zustand II ε_{s2} zurück.

$$EA_m^{II} = \frac{N}{\varepsilon_{sm}}$$

In der Abb. 4.20 sind vier charakteristische Phasen zu erkennen:

- ① *Ungerissener Stab* ($0 < \sigma_s \leq \sigma_{sr}$) In dieser Phase herrscht noch an allen Stellen des Bauteils idealer Verbund zwischen Bewehrung und umgebendem Beton. Beide weisen an jeder Stelle des Stabes identische Dehnungen auf. Verbundspannung zwischen Bewehrung und Beton treten noch nicht auf. Für die mittlere Betonstahldehnung gilt hier:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s1} \tag{4.48}$$

Fließen des Stahls gilt:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \delta \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{sr}}{f_y}\right) \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}) \quad (4.51)$$

Dabei ist

- ε_{sm} mittlere Stahldehnung
- ε_{su} Stahldehnung unter Höchstlast = 0,025
- ε_{s1} Stahldehnung im ungerissenen Zustand
- ε_{s2} Stahldehnung im gerissenen Zustand im Riss
- ε_{sr1} Stahldehnung im ungerissenen Zustand unter Risschnittgrößen bei Erreichen von f_{ctm}
- β_t Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Belastungsdauer oder einer wiederholten Belastung auf die mittlere Dehnung ($\beta_t = 0,40$ für eine einzelne kurzzeitige Belastung; $\beta_t = 0,25$ für eine andauernde Last oder für häufige Lastwechsel)
- σ_s Spannung in der Zugbewehrung, die auf der Grundlage eines gerissenen Querschnitts berechnet wird (Spannung im Riss)
- σ_{sr} Spannung in der Zugbewehrung, die auf der Grundlage eines gerissenen Querschnitts für eine Einwirkungskombination berechnet wird, die zur Erstrissbildung führt
- δ Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilität der Bewehrung ($\delta = 0,8$ für hochduktilen Stahl und $\delta = 0,6$ für normalduktilen Stahl)

Zur Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Linie möchte ich folgende Bemerkungen machen:

- Bei integralen Konstruktionen, die auf zentrischem Zwang beansprucht sind, erreichen in der Tat Zwangeinwirkungen noch kein abgeschlossenes Rissbild (vgl. [Sch99] und [Qua07]).
- Die Zwangnormalkraft wird durch die zugversteifende Wirkung des Betons vergrößert, jedoch sind bei einer vorgegebenen Zwangdehnung, die mittlere Stahlspannungen unabhängig von der zugversteifenden Wirkung des Betons.
- Bei der gewählten Darstellung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, kann nach dem Erstriss die Betonzugfestigkeit oder die Aufteilung der Spannungen nach dem ideellen Querschnitt nicht mehr angesetzt werden, weil die Zugkraft im Risschnitt von der Bewehrung allein aufgenommen werden muss.
- Im Bereich der Rissbildung besteht das Bauteil aus Rissbereiche und Übergangsbereiche, in denen Das Tensionstiffening vergrößert. Die große der Normalkraft wird durch große der Steifigkeiten einzelner Abschnitte, wie aus der Ermittlung der Zwangkraft

mit dem Kraftgrößenverfahren zeigen läßt [Sch99]:

$$N_{ind} = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} / \int_0^l \frac{1}{EA} \quad (4.52)$$

- Die Zwangskraft wächst ganz wenig nach dem Erreichen des ersten Risses.
- Der Punkt $(\varepsilon_{sr1}, \sigma_{sr1})$ ist von
 - der Steifigkeitsklasse,
 - Betonquerschnitt A_c ,
 - Betonstahlquerschnitt A_s ,
 - Verhältniss der E-Module n ,
 - der Nachgiebigkeit der Wiederlager
 abhängig.
- Die Dehnsteifigkeit wird bei zunehmender Lastbeanspruchung infolge Rissbildung erheblich verringert.
- Die Zwangskraft ist von der Spannungsgeschichte abhängig
- Die aktuelle Steifigkeit bei einem Entlastung-Belastung-Prozess entspricht der Verbindungslinie des Koordinatenursprungs mit den bis jetzt in der Geschichte maximalen werte $(\varepsilon_{sm,max}, \sigma_{s,max})$. Mit dieser Sekantensteifigkeit wird die Tatsache berücksichtigt, dass das einmal erzeugte Rissbild nicht rückgängig zu machen ist.
- Die Risstemperatur vergrößert sich kaum durch eine Erhöhung der Betonfestigkeit.

Kriechen auf der Zugseite

Obwohl die Existenz des Verbundkriechens bestätigt wurde, wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht berücksichtigt, weil Falkner [Fal69] bei seinen Versuchen für die Spannungsbereiche wahrscheinlicher Temperaturschwankung festgestellt hat, dass bei Beobachtungszeiten von Wochen nicht der geringsten Abfall der Zwängungskraft gemessen werden konnte.

4.8 Zwang als indirekte Einwirkung

Im Unterschied zu direkten Einwirkungen infolge Lasten entstehen die indirekten Einwirkungen aus aufgezwungenen Verformungen. Solche Art von Einwirkungen werden mit dem Begriff Zwang bezeichnet, und in Abhängigkeit der Auswirkungen sind nach [Fal69] zwischen

- Innerem Zwang (Eigenspannungen)
- und Äußerem Zwang

zu unterscheiden.

Kennzeichnend für die Eigenspannungen ist, dass aus Gleichgewichtsgründen, das Integral der Spannungen über dem Querschnitt gleich Null sein muss, und dass durch sie weder Schnittkräfte noch Stützkkräfte entstehen. Darüber hinaus sind Eigenspannungen unabhängig von äußeren Lagerungsbedingungen. Beispiele dafür sind das Abfließen der Hydratationswärme während der Betonerhärtung oder das ungleichmäßige Schwinden.

Im Fall von behinderten Verformungen durch äußere Lager oder Haltekräfte ergeben sich im Bauteil Zwangspannungen, die als äußere Zwang bezeichnet werden. Bei statisch unbestimmten gelagerten Systemen haben die Zwangspannungen Schnittkräfte und Auflagerreaktionen zur Folge. Sie bauen sich von selbst ab, oder verschwinden ganz, wenn plastische Verformungen oder Risse eintreten.

Zusätzlich sind bei direkter Zwangbeanspruchung den Zwangspannungen praktisch immer Eigenspannungen zu überlagern, die die wirksame Betonzugspannung abmindern.

Kennzeichnend für eine Zwangbeanspruchung, im Unterschied zu anderen Einwirkungen (z.B. direkte Last oder Vorspannung) ist, dass sie bereits im Gebrauchszustand bei weitem nicht linear ist. Zwang ist ein geometrisches Verträglichkeitsproblem [Men86].

Bei der LvFF besteht die Gefahr auf der Zugseite, dass Zwangkräfte aus verhinderte Temperatur und Schwindverformungen entstehen und zu Schaden führen können. In [Qua09], [Sch05a], [Ste90] und [Noa05] wird über Schäden in ausgedehnten, fugenlosen Stahlbetonbauten berichtet. Obwohl das Thema Schäden in der FF noch weiter erforscht werden muss [Jan12], gibt es zurzeit schon einige Berichte. Über diese Thematik und die Erfahrung in Deutschland und China haben sich [KK06] und [Yon09] beschäftigt. Daher wird der Schluss gezogen, dass die nicht erkannte Zwangskraft eine der häufigsten Ursache für o.g. Schadensfälle ist.

Die Berechnung von Spannungen auf der Druckseite von integralen Konstruktionen muss den Einfluss des Kriechens berücksichtigen [Sch99]. Außerdem kann auf der Druckseite die Kumulation von plastischen Verformungen im Beton bzw. Relaxation, zu einer Umlagerung der inneren Kräfte auf die Bewehrung bei gleichbleibenden Gesamtschnittgrößen führen [Sch08].

4.8.1 Neutraltemperatur

Definition: Neutraltemperatur. Die *Neutraltemperatur* ist die Temperatur, bei der die äußere Zwangskraft null ist. Z.B. Im Fall von einer nicht vorgespannten FF, ist die Neutraltemperatur bei $t = 0$, die Temperatur bei der Fertigstellung nach dem Betonierschluss.

Aufgrund der zyklischen Schwankung der Temperatur und Luftfeuchtigkeit und der Auswirkung von Kriechen und Schwinden auf das Stahlbetonanteil, verändert sich die

Neutraltemperatur über die Zeit. D.h. wenn die **Neutraltemperatur** bei der Fertigstellung $T_0^{(0)}$ ist, erzeugt diese Temperatur keine Zwangskraft im System. Zu einem späteren Zeitpunkt (z.B. nach einem Jahr) erzeugt die selbe Temperatur bereits eine Zwangskraft im System, weil ein Teil der Spannung im Beton sich aufgrund der Relaxation schon abgebaut hat. Dann muss es eine andere **Neutraltemperatur** geben $T_0^1 \neq T_0^0$ geben, die keine Zwangskraft im System erzeugt. Diese Temperatur wird als Neutraltemperatur des Systems bezeichnet.

4.8.2 Zwang und Rissbildung

Die Rissbreitenbeschränkung ist eine wesentliche Voraussetzung für die Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der FF. Nachdem die vorhandene Zwangskraft die wirksame Zugfestigkeit des Betons überschritten hat, nimmt die Bewehrung im Riss die gesamte Zugkraft auf. Bei Laststeigerung wiederholt sich der Vorgang solange, bis ein kritischer Rißabstand erreicht wird. Eine weitere Zunahme der Belastung führt zu einer Aufweitung der Vorhandenen Risse. Die Bewehrung bei einer auf Zug beanspruchten FF muss so gewählt werden, dass Zugspannungen aus frühem Zwang, abfließender Hydratationswärme und Temperaturschwankungen zur zulässige Rissbreiten führen. Betonzusammensetzung, Wärmebehandlung und andere betontechnologische Festlegungen können nicht nur den Zeitpunkt der Trennrißbildung, sondern auch die Höhe der Rißschnittgröße beeinflussen [Röh05]. Die Größe der Zwangskraft kann schon ab diesem Zeitpunkt so gesteuert werden, dass erst später, wenn die Wirkung des Schwindens oder andere Einflüsse hinzukommen, die erste Trennrißbildung eingesetzt wird.

Einfluss über die Zugfestigkeit

Eine der wichtigsten Eingangsparameter für die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linie ist die Zugfestigkeit des Betons. Da eine Berechnung der Zwangspannungen die Ausnahme ist, und die zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit selten in der Baustelle bekannt ist [Röh05], obwohl sich berechnen lässt [Sch97], muss es für die Berechnung der Zugfestigkeit ein Zeitpunkt wählen.

Die Zugfestigkeit wird im Allgemeinen als

$$f_{ct} = 0,3 \cdot k_e \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.53)$$

definiert. Die Abminderung der Betonzugfestigkeit aus Eigenspannungen und Vorschädigung wird durch den Faktor k_e berücksichtigt. In [Deu01], [DIN11] und [Eur93] wird der Einfluß der Eigenspannung in Abhängigkeit der Bauteildicke definiert:

$$k_e = \begin{cases} 0,8 & \text{für } d \leq 0,3 \text{ m} \\ 0,5 & \text{für } d \geq 0,5 \text{ m} \end{cases}$$

In [Ngu96] wird kommentiert, dass ein Abfall der Zugfestigkeit auf 50 % unwahrscheinlich ist. Bei dicken Bauteilen ist der Abbau der Zwangskraft hauptsächlich auf die Bildung von Sekundärrissen infolge der Konzentration der Bewehrung in der Randzone zurückzuführen.

Zwang und Alter des Betons

Wenn die freie Verformung der FF infolge Temperatur und Trocknungsschwinden behindert wird, entsteht Zwang. Das Betonalter bei der Fertigstellung nach dem Betonierschluss spielt eine wichtige Rolle für die Entwicklung der Zwangskraft. In der Phase des jungen Betons sind die Betoneigenschaften stark alters- und temperaturabhängig. Nach [Ros06] umfasst sie 8 Wochen und später in der Phase des erhärteten Betons können die Betoneigenschaften näherungsweise altersunabhängig betrachtet werden.

Schießl erweitert im Aufsatz *Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite* [Sch89] die Gleichung (4.53) wie folgt:

$$f_{ct} = 0,3 \cdot k_e \cdot k_{z,t} \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.54)$$

Tabelle 4.6: Faktor $k_{z,t}$ zur Berücksichtigung des Betonalters nach [Sch89]

		Alter des Betons in Tagen			
		3	7	28	(> 90)
$k_{z,t}$	(0,4)	(0,6)		(1,2)	
	0,5	0,75	1	1,1	
	(0,7)	(0,9)		(1,05)	

Die in der Tab. 4.6 angegebenen Werte von $k_{z,t}$ gelten für normal erhärtende Zemente, für übliche Bauteilabmessungen und unter Normaltemperatur der Luft (15 bis 25 °C). Für sehr schnell erhärtende Zemente oder sehr hohe Umgebungstemperatur und massige Bauteile können in jungem Alter u. U. deutlich höhere Betonzugfestigkeiten auftreten (untere Klammerwerte). Für langsam erhärtende Zemente und/oder geringe Umgebungstemperaturen während des Erhörtens u.U. auch kleinere Werte (obere Klammerwerte)

4.8.3 Überlagerung von Zwang und Eigenspannungen

Die Gleichung 4.54 ist im Fall der direkten Zwangbeanspruchung gültig, wobei die Zwangbeanspruchung als Ursache und Auswirkung des Zwanges am selben Bauteil auftreten. Das wäre der Fall für eine LvFF, die fest verankert ist, und durch eine gleichmäßige Temperaturänderung beansprucht wird. Ein Beispiel für indirekte Zwangbeanspruchung wäre die Einwirkung aus Stützensenkung über die LvFF.

Bei Betonbauteilen im Alter von bereits einigen Wochen sind Eigenspannung aus der Hydratationswärme während der Erhärtung, nicht mehr von Bedeutung, sondern die Eigen-

spannungen aus Temperatenausgleich, die bei einer Temperaturänderung der Umgebung hervorgerufen werden. Bei diesen Eigenspannungen entsteht eine Temperaturgefälle aus Temperaturunterschied zwischen der Temperatur an den Ränder und der Temperatur am Kern des Bauteils. Die Größe und Verlauf solcher Eigenspannungen im Querschnitt sind von der Bauteildicke, der Wärmeübergangszahl und der Wärmeleitfähigkeit abhängig (s. [Fal69]).

Solche Eigenspannungen überlagern sich zu den Zwängspannungen und können von großer Bedeutung sein. In der Abb. 4.21 ist die Überlagerung von Zwängspannungen und Eigenspannungen zu erkennen. Da die Eigenspannungen während des Temperatenausgleichs mit der Zeit allmählich verschwinden, nehmen die den Riss auslösenden Zwängspannungen bei fortschreitender weiterer Rißbildung zu.

Wenn keine weitere Angaben über den zeitlichen Temperaturverlauf vorhanden sind, kann man die Eigenspannungen aus Temperatenausgleich durch einen Abminderungsfaktor bei der Berechnung der Betonzugfestigkeit berücksichtigen (Gl. (4.55)).

In [Sch13] werden für die Zwecke der Praxis zur Ermittlung der Zugfestigkeit mit dem nachstehenden Ansatz von und [Noa88] folgende Gesetzmäßigkeiten:

$$f_{ct} = C_{\beta} \cdot C_v \cdot C_{\eta} f_{cm}^{2/3} \quad (4.55)$$

Dabei ist:

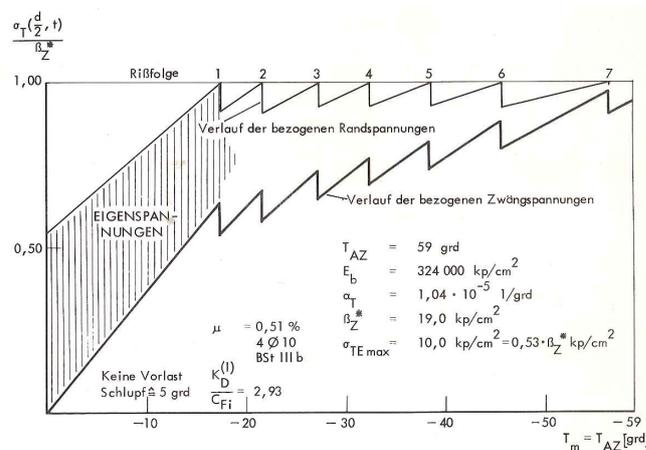


Abbildung 4.21: Überlagerung von Zwängspannungen und Eigenspannungen nach [Fal69]

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

Mittlere Druckfestigkeit unter Ansatz eines Vorhaltenmaßes in $[\text{MN}/\text{m}^2]$

$$C_{\beta 5\%} = 0,35, C_{\beta 50\%} = 0,45, C_{\beta 95\%} = 0,55$$

Streuungsbeiwerte entsprechend den Auftretenswahrscheinlichkeiten

$$C_v = 0,85 - 0,2h > 0,65$$

Einfluss der Vorschädigung, h in $[\text{m}]$

$$C_\eta = (0,6 + 6C_h\eta)/(1,0 + 6\eta)$$

Einfluss der bezogenen Ausmitte $\eta = M/(N \cdot h)$

$$C_h = (2,6 + 24h)/(1,0 + 40h)$$

Einfluss der Bauteildicke, h in $[\text{m}]$

In Gl. (4.55) wird der Einfluss von den Eigenspannungen durch eine Verminderung der Zugfestigkeit C_v berücksichtigt. Dies enthält dabei den Einfluss der Vorschädigung aus Eigenspannungen.

5 Modellbildung der Längsverschieblichen Festen Fahrbahn

5.1 Rechnerische Berücksichtigung der Viskoelastizität auf der Druckseite

5.1.1 Verfahren von Nietner

Beschreibung

Das numerische Berechnungsverfahren nach Nietner (dargestellt in [Nie11] und [Nie09]) berücksichtigt das viskoelastische Materialverhalten des Betons unter Zwangsspannungen, anhand eines Dehnstabmodells. Das Verfahren kann innerhalb eines FE-Modells implementiert werden. Nach Nietner eignet sich das Verfahren für die Berechnung hydrationsbedingten Zwangsspannungen von erhärtender Massenbetonbauteile. Das Verfahren setzt implizit seine Gültigkeit für junge Betone voraus. In [Nie11] werden berechnete Spannungen mit Spannungsmessungen bei Betonen bis zu einem Alter von 28 Tage verglichen. Grundlagen für das Verfahren von Nietner sind:

1. Es besteht ein direkter Zusammenhang über den aktuellen E-Modul $E_{cm}(t)$ zwischen Dehnungszunahmen und Spannungsänderung im System. Für die Änderung des resultierenden Dehnungszustands $\Delta\varepsilon_c$ gilt

$$\underbrace{\alpha_T \cdot \Delta T + \Delta\varepsilon_{cs}}_{\Delta\varepsilon_{cn}} + \Delta\varepsilon_{c\sigma} = \Delta\varepsilon_c \quad (5.1)$$

wobei $\Delta\varepsilon_{cn}$ die lastunabhängige Dehnungsänderung und $\Delta\varepsilon_{c\sigma}$ die mechanische Dehnungsänderung sind.

2. Die teilweise Behinderung von lastunabhängigen Dehnungen beim Stab 1 wird durch den Stab 2 abgebildet. Die Behinderungsgrad $a(t)$ des Systems bestimmt sich nach [Röh09] aus

$$a(t) = \frac{1}{1 + \frac{E_1(t) \cdot A_1 \cdot l_2}{E_2 \cdot A_2 \cdot l_1}} \quad (5.2)$$

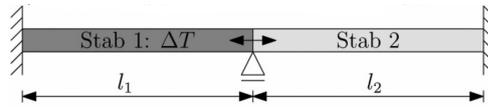


Abbildung 5.1: Dehnstabmodell bei teilweiser Behinderung der Verformungseinwirkung [Nie11]

3. Bei Systemen mit vorwiegend Zwangsbeanspruchungen wird die kriecherzeugende Last ständig abgebaut. Aus diesem Grund hat Nietner eine nichtlineare Kriechfunktion $\varphi_{nl}(t, t_0)$ in Abhängigkeit vom Zwangskraftabbau definiert. Als Basis für die Berechnung wird eine Kriechfunktion für konstante Last angewendet, die mit z.B. [DIN11] oder [Baž00] berechnet werden kann. Die nichtlineare Kriechfunktion $\varphi_{nl}(t, t_0)$ ist wie folgt definiert.

$$\frac{d\varphi_{nl}(t, t_0)}{dt} = \frac{d\varphi(t, t_0)}{dt} \cdot \chi(t, t_0) \quad (5.3)$$

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = \int_{t_0}^t \dot{\varphi}(\tau, t_0) \cdot \chi(\tau, t_0) d\tau + \underbrace{\varphi(t_0, t_0)}_{=0} \quad (5.4)$$

Dabei wurde im Algorithmus $\chi(t, t_0)$ als die Lösung der erweiterten Dischinger-Differentialgleichung ([Dis39] [Rüs83]), für den Fall der Relaxation mit Berücksichtigung der Behinderungsgrad $a(t)$ angewendet

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_0} = \chi(t, t_0) = \exp\left(-\frac{\varphi(t, t_0) \cdot a(t)}{1 + 0,4 \cdot k_v}\right) \quad (5.5)$$

Als Beiwert der verzögert-elastischen Verformung k_v , wurde bei der Implementierung die Empfehlung von DIN 4227

$$k_v \leftarrow \begin{cases} -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + \varphi(t, t_0)} & \text{für } 0 \leq \varphi(t, t_0) \leq 2 \\ 1 & \text{für } \varphi(t, t_0) > 2 \end{cases} \quad (5.6)$$

angewendet. Die Auswertung des Integrals von Gl. (5.4) muss numerisch erfolgen, da die Lösung analytisch nicht ermittelt werden kann. Dazu kommt die Schwierigkeit, dass der Integralkern auf dem Rand seines Definitionsbereiches bei $\tau = t_0$ eine Singularität hat, wie in Abb. 5.2 ersichtlich.

Trotz seiner Singularität bei t_0 , konvergiert das Integral. Die numerische Behandlung der Singularität im Programm erfolgt nach einem iterativen Verfahren, das von der rechten Seite anfängt, und das Definitionsbereich sukzessiv unterteilt. In der Nähe der Singularität sind somit die Intervalle ausreichend klein, damit das Integral konvergiert [Hop07]. Dieses Verfahren muss so robust sein, dass die numerische Ergebnisse von

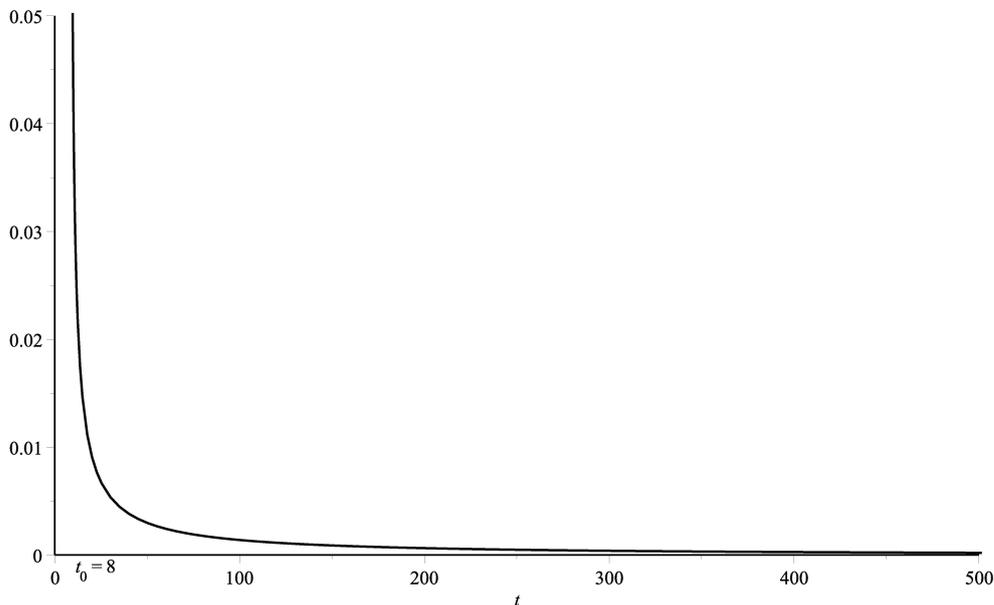


Abbildung 5.2: Integralkern $\dot{\varphi}(\tau, t_0) \cdot \chi(\tau, t_0)$ für $t_0 = 8$

Stunden bis zu 75 Jahre mit ausreichender Genauigkeit und in vertretbarer Laufzeit berechnet werden können. Die numerische Quadratur wurde im Programm nach dem Verfahren von Gauss-Kronrod implementiert [Pie83]. Die numerischen Ergebnisse des Programms wurden mit Ergebnissen von MAPLE verglichen. Beide Ergebnisse sind zutreffend, sowohl für kurze Zeit, als auch für lange Zeit. Es hat sich gezeigt, dass die Laufzeit des Programms bei steigenden Rechenschritten durch die Anwendung von $\varphi_{nl}(t, t_0)$ erheblich erhöht wird.

In Abb. 5.3 wird die Entwicklung der Kriechzahl nach [DIN11] und der nichtlinearen Kriechzahl nach Nietner gegenübergestellt. Parameter der Berechnung sind:

- Abmessungen der LvFF: 2,6 m x 0,4 m
- Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.
- Belastungsalter: 8 Tage.
- Feuchtigkeit: 80 %

Das Verfahren von Nietner zur Berechnung der Zwangbeanspruchungen basiert auf folgenden Gleichungen, die für jeden Zeitschritt berechnet werden müssen. Das Auftreten einer Temperaturänderung innerhalb $(t[i]; t[i - 1])$ führt zu einer Änderung des Dehnmesswertes

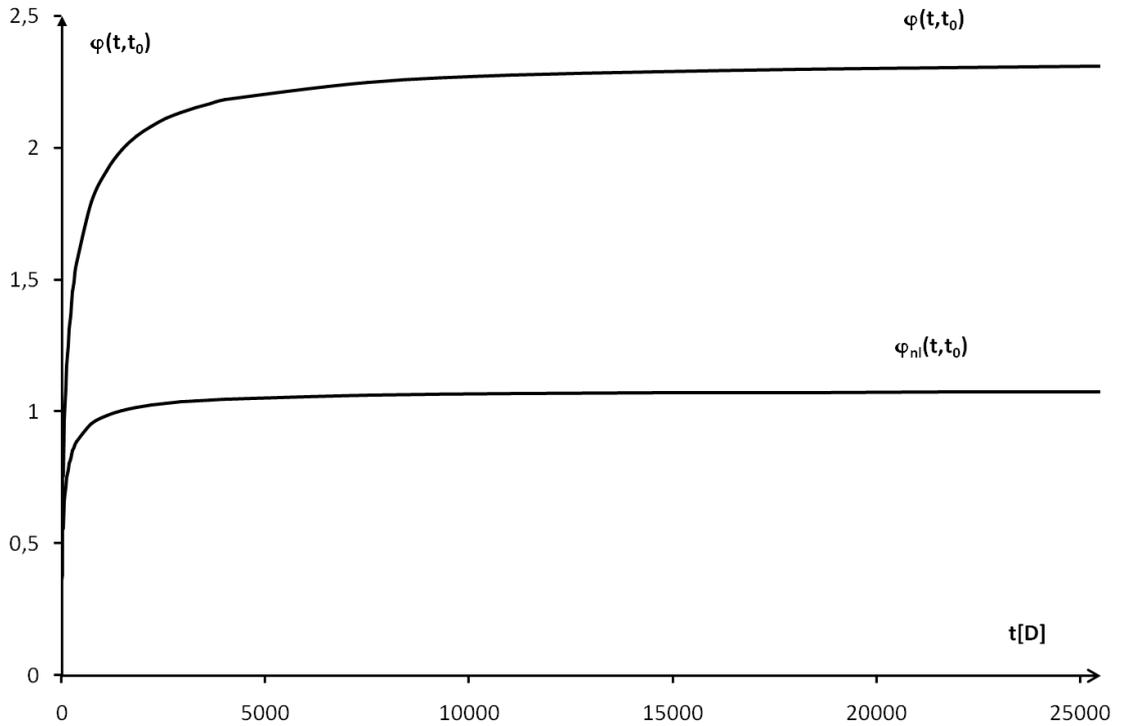


Abbildung 5.3: Gegenüberstellung von Kriechzahlen: $\varphi(t, t_0)$ und $\varphi_n(t, t_0)$

$\Delta\varepsilon_{meas}(t_i)$:

$$\Delta\varepsilon_{meas}(t[i]) = -\alpha_T \cdot \Delta T(t[i]) \cdot a(t[i]) + \sum_{k=0}^{i-1} \Delta\varepsilon_{crp,k}(t[i]) \cdot (1 - a(t[i])) \quad (5.7)$$

Darin sind $a(t[i])$ der Behinderungsgrad und $\Delta\varepsilon_{crp,k}(t[i], t[i-1])$ das vorhandene viskoelastische Potential. Die Ermittlung der Spannungsänderung kann also unabhängig vom Behinderungsgrad nach Gl. (5.8) berechnet werden.

$$\Delta\sigma_{calc}(t[i]) = \left(\Delta\varepsilon_{meas}(t[i]) - \sum_{k=0}^{i-1} \Delta\varepsilon_{crp,k}(t[i]) \right) \cdot E_{cm}(t[i]) \quad (5.8)$$

Hier wird angenommen, dass die Kriechdehnungen $\Delta\varepsilon_{crp,k}(t[i])$ aus den behinderten Temperaturdehnungen $\Delta\varepsilon_{cT,k}(t[i])$ eines vorangegangenen Zeitschritts $t[k]$ zum Zeitpunkt $t[i]$ resultieren. Um den Abbau des Relaxationsvermögens mit zunehmender Zeit zu

berücksichtigen, hat Nietner folgenden Ausdruck gewählt:

$$\Delta\varepsilon_{crp,k}(t[i]) = \left(\Delta\varepsilon_{cT,k}(t[i]) - \sum_{l=k+1}^i \Delta\varepsilon_{cT,k}(t[l-1]) \cdot \Delta\varphi_{nl,k}(t[l], t[l-1]) \cdot a(t[l]) \right) \cdot \Delta\varphi_{nl,k}(t[l], t[l-1]) \cdot a(t[l]) \quad (5.9)$$

mit

$$\Delta\varepsilon_{cT,k}(t[i]) = -\alpha_T \cdot \Delta T(t[k]) \cdot a(t[k]) \quad (5.10)$$

für jeden beliebigen Zeitpunkt $t[i]$.

Um die Gültigkeit dieses Verfahrens zu evaluieren, habe ich zusätzlich die Ergebnisse des Verfahrens von Nietner, mit dem später im Algorithmus implementierten Verfahren von Trost, und Messergebnissen von Relaxationsversuche aus [Rot98] und [Tei73] verglichen. Es wurden dabei Abweichungen festgestellt, die umso größer sind, je weiter man vom Belastungszeitpunkt $t[k]$ entfernt ist.

Nach umfangreichen Untersuchungen, hat sich herausgestellt, dass der Grund dafür die mathematische Formulierung der Funktion $\Delta\varepsilon_{crp,k}(t[i], t[i-1])$ ist, welche bei $t[i] \gg t[k]$ in physikalischem Sinne zu unmöglicher Ergebnisse führt. Die Form und Darstellung der Funktion $\Delta\varepsilon_{crp,k}(t[i])$ und ihre Bedeutung konnte mathematisch nicht nachgewiesen werden. Verschiedene im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführte Berechnungen nach dem Ansatz von Nietner haben gezeigt, dass in manchen Fällen bei $t > 700$ Tage, ein physikalisch nicht begründbarer Vorzeichenwechsel im Spannungsverlauf vorhergesagt wird.

Es wurden auch bei der Rechnung folgende Schlussfolgerungen festgestellt:

- Obwohl die Schrittweite Einfluss auf die Genauigkeit hat, bleiben die numerischen Ergebnisse aus dem Verfahren von Nietner weit von den anderen Verfahren und Versuchsergebnisse entfernt.
- Ein Vergleich der Versuchsergebnissen mit den Methode von Trost und Nietner ergibt, dass das Verfahren von Nietner, mit ihrem nichtlinearen Ansatz, nur in den ersten Stunden zutreffende Ergebnisse liefert.

Vergleich

Die Ergebnisse von Rottler [Rot98] aus einem Relaxationsversuch an einem normalfesten Beton, mit einer Zylinderfestigkeit von ca. 30 N/mm^2 (Beton B, $\bar{\sigma}_0 = 0,3$) und einem Belastungsalter von 3 Tagen werden mit den numerischen Ergebnisse nach dem Ansatz von Trost und Nietner in Abb. 5.4 gegenübergestellt.

Desweiteren wurden auch Versuchsergebnisse von Rostásy [Tei73] bewertet. Die Daten stammen aus einem Bezugsbeton mit Würfeldruckfestigkeit von 45 MPa ($f_{ck} = 35 \text{ MPa}$)

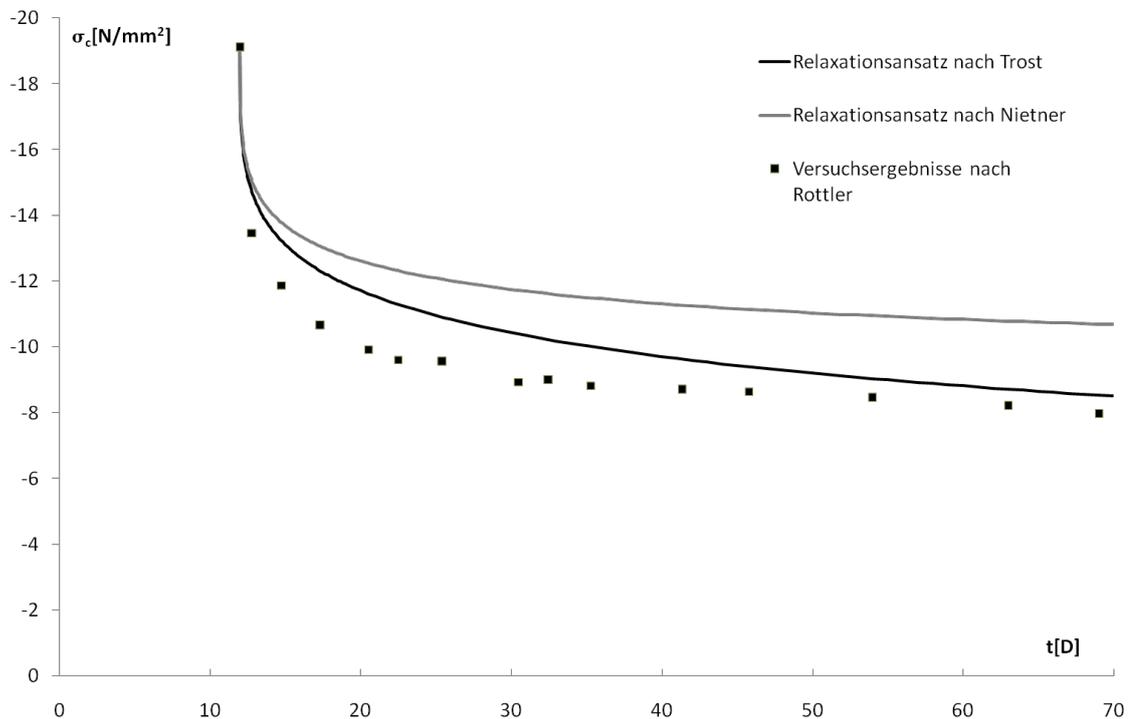


Abbildung 5.4: Gegenüberstellung von numerischen Ergebnisse aus dem Programm und Relaxationsversuchen nach Rottler [Rot98]

der Reihe O, mit $\sigma_0 = 103,2 \text{ kp/cm}^2$ bei einer Temperatur von 20°C , einer Luftfeuchtigkeit von 65 % und einem Belastungsalter von $t = 28$ Tage.

Nachdem die Abweichungen festgestellt wurden, wurde für die Druckbeanspruchungen der Relaxationansatz von Trost im Programm implementiert, anstatt des Relaxationansatzes von Nietner.

5.1.2 Verfahren aufgrund des Relaxationsansatzes von Trost

Im Programm wurde ein schrittweiser Ansatz unter Berücksichtigung des Behinderungsgrads $a(t[i])$, wie beim Verfahren von Nietner implementiert. Der Kern des Algorithmus besteht aus der Berechnung der Relaxationsänderung im Zeitintervall $(t[i], t[i - 1])$, die als eine fiktive Dehnungsänderung aus Relaxation $\Delta\varepsilon_{\psi,k}$ berechnet wird, damit auf dieser Weise auch ggf. die veränderliche $E_{cm}(t)$ und der Behinderungsgrad $a(t[i])$ berücksichtigt werden können.

Der schrittweise Ansatz beruht auf der von Trost ([Tro87], [Tro67]) entwickelten Theorie, die im Abs. 4.4 dargestellt wurde.

Aus der Gl. (4.38) kann man die Spannung zu $t = t[i]$ von einer zu $t = t[k]$ belasteten Betonprobe wie folgend ermitteln:

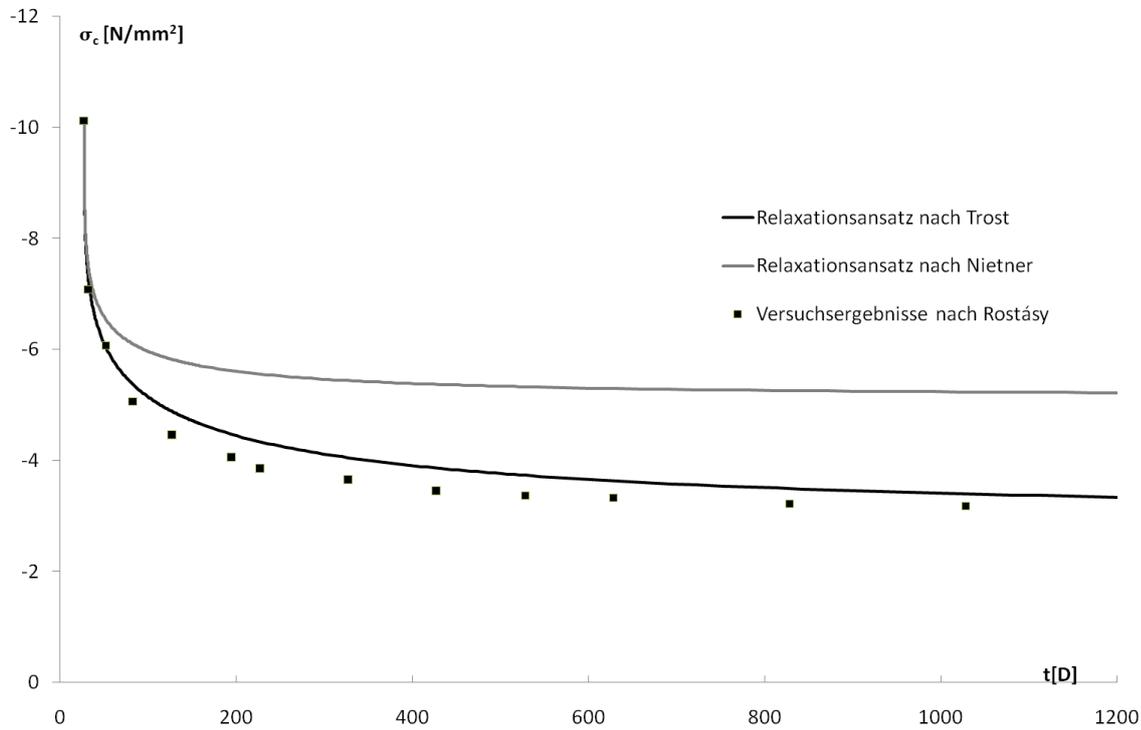


Abbildung 5.5: Gegenüberstellung von numerischen Ergebnisse aus dem Programm und Relaxationsversuche nach Rostásy [Tei73]

$$\sigma(t[i], t[k]) = 1 - \frac{\varphi(t[i], t[k])}{1 + \rho(t[i], t[k]) \cdot \varphi(t[i], t[k])} \cdot \sigma(t[k], t[k]) \quad (5.11)$$

$$= (1 - \psi(t[i], t[k])) \cdot \sigma(t[k], t[k]). \quad (5.12)$$

In ähnlicher Weise kann die Restspannung $\sigma(t[i-1], t[k])$ bei $t = t[i-1]$ aufgrund einer Belastung $\sigma(t[k], t[k])$ am Zeitpunkt $t = t[k]$ berechnet werden:

$$\sigma(t[i-1], t[k]) = (1 - \psi(t[i-1], t[k])) \cdot \sigma(t[k], t[k]). \quad (5.13)$$

Die Spannungsänderung im Zeitintervalle $(t[i], t[i-1])$ ergibt sich dann aus Gl. (5.12) und (5.13)

$$\Delta\sigma(t[i], t[k]) = (\psi(t[i-1], t[k]) - \psi(t[i], t[k])) \cdot \sigma(t[k], t[k]) \quad (5.14)$$

Die Spannungsänderung aus Relaxation aus einer Temperaturänderung ΔT wird als eine gedachte Dehnungsänderung $\Delta\varepsilon_{\psi, k}(t[i])$ im Programm umgewandelt, um später die

Änderung der Steifigkeit und des Behinderungsgrads bei der Berechnung von Spannungen berücksichtigen zu können.

$$\Delta\varepsilon_{\psi,k}(t[i]) = \Delta\varepsilon_{cT,k}(t[i]) \cdot (\psi(t[i-1],t[k]) - \psi(t[i],t[k])) \cdot a(t[i]) \quad (5.15)$$

mit

$$\Delta\varepsilon_{cT,k}(t[i]) = -\alpha_T \cdot \Delta T(t[k], t[k-1]) \cdot a(t[k]) \quad (5.16)$$

wobei k der Zeitpunkt wo die Temperaturänderung auftritt. Aufgrund der Relaxation im Beton ändert sich die Übergangstemperatur zwischen Druck- und Zugbereich im Beton. Die Temperatur zum Zeitpunkt $t[i]$, bei der dieser Übergang erfolgt, wird als *Temperatur zur Druckentlastung*: $T_{DE}(t[i])$ bezeichnet und dient dazu festzustellen, ob man nach einem negativen Temperatursprung (Abkühlung) noch im Druckbereich bleibt oder im Gegensatz auf dem Zugbereich übergeht. Deswegen werden die Spannungen vor und nach einem Temperatursprung im Programm berechnet. Die Spannungsänderung $\Delta\sigma_{c,vor}(t[i])$ enthält nur die Spannungsänderung aus Relaxation und die Spannungsänderung $\Delta\sigma_{c,nach}(t[i])$ enthält die Spannungsänderung aus dem Temperatursprung. Das Superpositionsprinzip wird angewendet, um die Spannungsgeschichte zu berechnen.

Eine Abkühlung hat eine reduzierende Wirkung auf die gesamte Spannung, und wird nicht als Betrachtungsfall mit eigenem viskoelastischem Verhalten betrachtet. Es wird lediglich die vorhandene Druckspannung reduziert. In einem Wort: Eine Spannungsänderung aus einem Temperatursprung $\Delta T < 0$ relaxiert nicht. Zusammengefasst: Eine Abkühlung kann zu zwei Zustände führen:

1. Befindet sich das System nach der Abkühlung immer noch im Druckbereich, so wird lediglich der Spannungsanteil abgezogen. Danach wird die Spannungsgeschichte zu der gesamten Spannung nach der Abkühlung skaliert. Das bedeutet, dass alle Druckspannungsinkremente in gleichem Maße abgemindert werden. Das wird in Abb. 5.6 dargestellt.
2. Befindet sich das System nach der Abkühlung im Zugbereich, dann wird der Übergang berechnet, wie im Prozedur `P_Druck_Abkühlung` dargestellt wird. Bei dem Übergang wird die Arbeitslinie bis zum neuen Ursprung verschoben (s. Abb. 5.7).

5.1.3 Zyklisches Verhalten auf der Druckseite

Obwohl in unserem Fall die Rede wäre von Spannungsrelaxation im Beton statt Kriechdehnungen, ist der E-Modul die bestimmende Größe für die Ermittlung der Schnittgrößen, da das Berechnungsverfahren im Programm auf gedachten Relaxationsdehnungen basiert ($\Delta\varepsilon_{\psi,k}(t[i])$). Die Spannungs-Dehnungs-Linie im uniaxialen Druckversuch weist einen nicht-linearen Verlauf auf, deswegen gibt es verschiedene mögliche Definitionen für den E-Modul

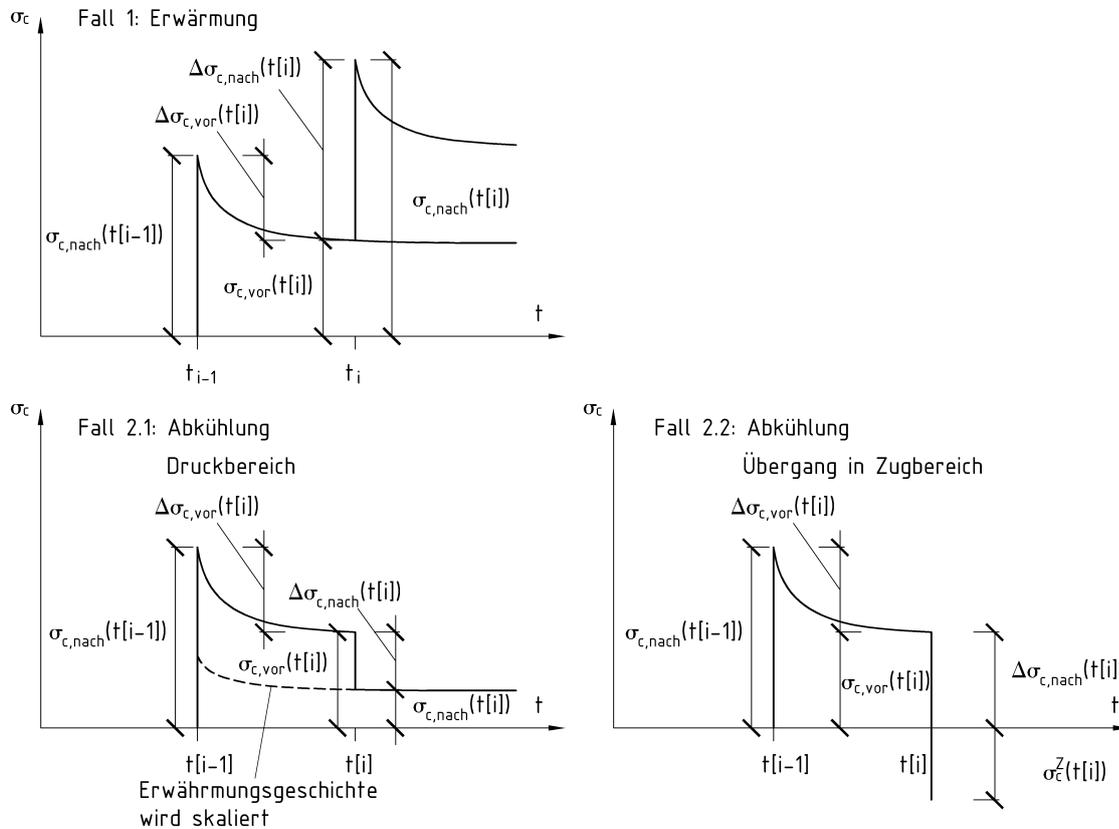


Abbildung 5.6: Superposition von Spannungsinkrementen

wie z.B.: mittlerer Elastizitätsmodul E_{c0m} als Tangentenmodul im Ursprung, E_{cm} als Sekantenmodul und $E_{cm}(t)$ als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie nach t Tagen. Es gibt noch weitere Möglichkeiten für die Beschreibung des E-Moduls bei Be- und Entlastungsvorgänge [Zin01].

Im Fall eines niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchten Betons hat Schwabach [Sch05b] verschieden Ansätze mit seinen Versuchsergebnisse verglichen und hat nicht nur die Beanspruchungsabhängigkeit des Elastizitätsmoduls, sondern auch die Abhängigkeit von Alter, Dauer und Anzahl der Lastzyklen bestätigt. Die bestmögliche Annäherung zum zyklischen Verformungsverhalten des Betons erreicht man bei Verwendung eines variablen Elastizitätsmoduls, der auf der Grundlage eigener Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung der zu erwartenden Zeit- und Belastungseigenschaften des Systems ermittelt wurde.

Im Programm ist die Möglichkeit gegeben, die Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls vom Betonalter zu berücksichtigen. Aufgrund des zu erwartenden relativ hohen Betonalters der LvFF beim Lückenschluss, spielt die Abhängigkeit des E- Moduls vom Alter eine untergeordnete Rolle, und wird hier bei der Berechnung vernachlässigt. Hingegen ist die Be-

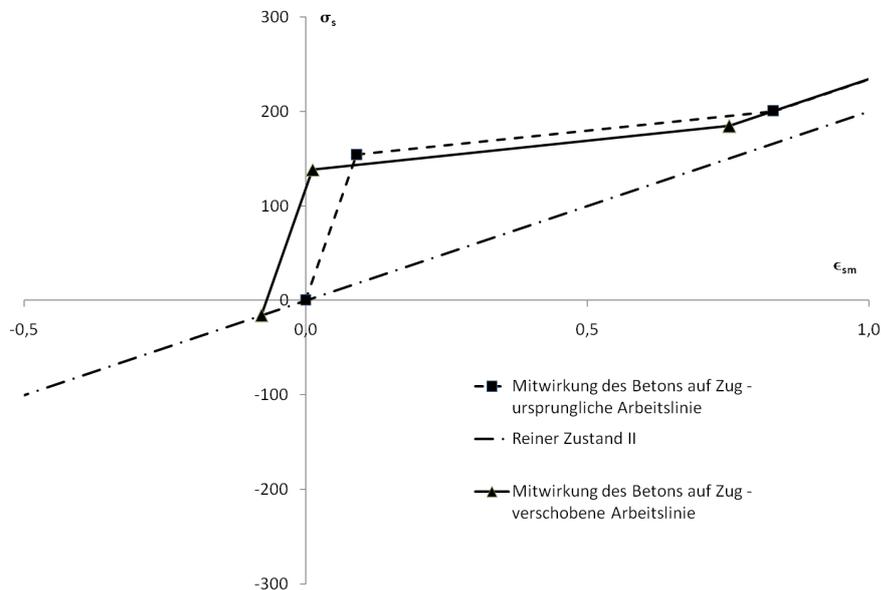


Abbildung 5.7: Verschiebung der Arbeitslinie von Stahl auf Zug aufgrund der Relaxation im Beton

rücksichtigung der Abhängigkeit des E-Moduls vom Spannungsniveau unerlässlich [Sch05b]. Im Fall der üblichen Spannungsvariationen aus zyklischen Temperaturbeanspruchungen bei der LvFF, befindet man sich bei einem Spannungsniveau von $0,20 \cdot f_{ck}$. Im Fall Bremsen kann man ein Spannungsniveau von $0,60 \cdot f_{ck}$ in der LvFF erreichen.

Für die Berechnung wird erstmals ein konstanter E-Modul von E_{com} verwendet, da es sich bei den Versuchen von Schwabach gezeigt hat, dass für Spannungen bis etwa $0,30 \cdot f_{ck}$ auf eine nichtlineare Degradation des E-Moduls verzichtet werden kann. Das bedeutet, dass die Annahme eines konstanten E-Moduls zutreffende Ergebnisse liefert. Erst in einem späteren Stadium, bis zum Spannungsniveau $\leq 0,70 \cdot f_{ck}$, ist ein linearer Zusammenhang zwischen der Abnahme des E-Moduls und des Spannungsniveaus festzustellen.

5.2 Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf der Zugseite

Im Programm wurde der Berechnungsansatz gemäß [Deu09b] implementiert. Um die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zu berücksichtigen, wurde die modifizierte mittlere Spannungs-Dehnungs-Linie für den Betonstahl nach den Grundlagen von Abs. 4.7.2 zur Anwendung gebracht.

Angesichts des Verhaltens der LvFF unter saisonaler Temperaturschwankung, wurde im Programm insbesondere auf folgende zwei Aspekte geachtet:

1. Aufgrund der Relaxation im Beton, erfolgt der Übergang zwischen Druck und Zug

im Beton, im Allgemeinen bei einem Spannung im Betonstahl $\sigma_s \neq 0$. Aus diesem Grund wird die Arbeitslinie des Betonstahls mit Verfestigung in Bezug auf einen veränderlichen Ursprung definiert. Der Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie verschiebt sich entlang der Arbeitslinie des reinen Zustand II, wie im Abb. 5.7 dargestellt wird.

- Die mittlere Spannungs-Dehnungs-Linie ändert sich mit der Zeit, aufgrund des zyklischen Belastungsvorgangs, und des spröden Verhalten des Betons unter wiederholter Zugbeanspruchung. Deswegen müssen die Punkte $(\epsilon_{s,1,v}, \sigma_{s,1,v}), (\epsilon_{s,2,v}, \sigma_{s,2,v})$ als veränderliche Punkte berechnet werden. Diese Punkte werden aufgrund der Spannungsgeschichte definiert, und ihre Lage wird sukzessiv mit Hilfe der Variablen $\Delta\epsilon_{s,1}, \Delta\sigma_{s,1}$ und $\Delta\epsilon_{s,2}, \Delta\sigma_{s,2}$ gespeichert und bestimmt, wie in Abb. 5.8 zu sehen ist.

5.2.1 Zyklisches Verhalten auf der Zugseite

Auf der Zugseite werden erstmal die Spannungen unter der Annahme eines ungerissenen Querschnittes berechnet. Die Spannungsverteilung zwischen Beton und Stahl erfolgt nach dem Verhältnis $n = E_s/E_c m(t)$ und den Flächen A_{cn} und A_s gemäß der Elastizitätstheorie. Nachdem der erste Riss auftritt, wird die Schnittgrößenermittlung auf der Grundlage der Spannungs-Dehnungs-Linie vom Betonstahl berechnet. Bei diesem Ansatz wird die Spannung vom Stahl *im Riss* berechnet:

$$\sigma_s(t[i]) = \frac{P(t[i])}{A_s} = \frac{\text{gesamte Kraft im Querschnitt}}{\text{Stahlfläche}} \tag{5.17}$$

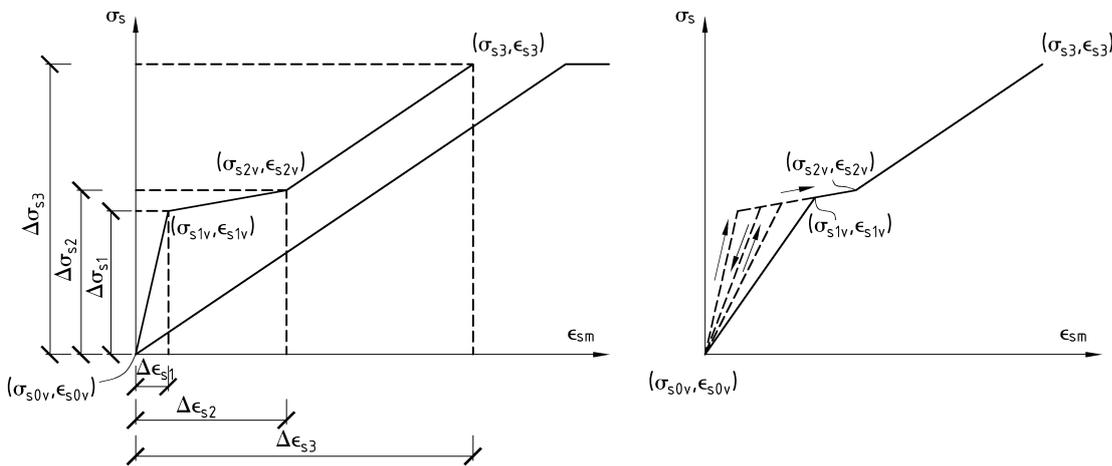


Abbildung 5.8: a) Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Linie in Bezug auf Spannungs- und Dehnungsincremente vom Ursprung b) Spröde Verhalten des Betons unter Zugbeanspruchung

Bei der Be- und Entlastung wird die Kontinuumsschädigungstheorie berücksichtigt. Diese setzt voraus, dass die gesamten Verformungen reversibel sind. Folglich kann die schädigungsabhängige Steifigkeitsdegradation durch die Nichtlinearität der Arbeitslinie erfasst werden. Die Steifigkeitsdegradation ist von der in der Spannungsgeschichte maximale Spannung abhängig. Spätere Ent- und Wiederbelastungen verlaufen demnach linear bis zum Punkt der maximale Spannung in der Spannungsgeschichte. Wenn man bei einer späteren Wiederbelastung der aktuellen maximalen Spannung überschreitet, so verläuft man weiter um die ursprüngliche Spannungs-Dehnungs-Linie entlang. Bei vollständiger Entlastung gehen die Verformungen auf Null zurück, sodass keine bleibende Dehnung entsteht. Dieses spröde Verhalten des Betons ist mit der Entwicklung von Mikrorissen verbunden, die zur Degradation der elastischen Eigenschaften, und zur Ausbildung der lokalen Bruchflächen führt [Gol01]. Anhand der Untersuchungen von Zwangbeanspruchungen infolge Temperatur [Fal69] sowie von Betonbauteilen unter wiederholter Zugbeanspruchung oder Wechselbeanspruchung [KK02], wurde bei der Entwicklung des Programms das Spröde Verhalten des Betons im Zugbereich als erste Annäherung genommen. Besondere Modelle, die mit diese Problematik umgehen ([Maz03], [Yan89] oder [Rei86]) können in kommende Versionen des Programms implementiert werden.

Weitere Modelle wurden in [Hei07] vorgeschlagen. Auf der Grundlage seiner Versuchsergebnisse definiert Heidolf für die Auswertung der Steifigkeitsdegradation eine effektive Steifigkeit $E_{cm,eff}$, die die Schädigung des Betons (NB, HB, PCC), sowie die Abnahme der Verbundsteifigkeit zusammenfasst.

Die Einflüsse von Kriechen/Relaxation auf der Zugseite wurden im Programm vernachlässigt, weil sie bei einem gerissenen Querschnitt nur unwesentlich die Schnittsgrößen verringern [Sch13]. Da der erste Riss relativ früh ($\Delta T \approx -10$ °C) auftritt ist die Annahme zutreffend. Das Verbundkriechen ([Fra76] [Roh87]) könnte auch in spätere Versionen des Programms implementiert werden.

Da nach den Beobachtungen von [Hei07] in der Regel weder die Schädigung des Betongefüges, noch die Bildung plastischer Verformungen nicht auszuschließen sind, wäre für eine realitätsnahe Erfassung des Betontragverhaltens unter Berücksichtigung von Ent- und Wiederbelastungsvorgängen eine Kombination beider Theorien notwendig. Die im Programm implementierte Annahme, dass der Beton sich elasto-plastisch auf der Druckseite und spröde auf der Zugseite verhält, stellen eine Grenzbetrachtung dar.

5.3 Beschreibung des Programms

Das Programm wurde in Excel -VBA entwickelt und besteht aus folgenden Prozeduren und Funktionen. Andere Prozeduren und Funktionen, die zur Berechnung nach dem Verfahren von Nietner dienen, wie z.B. die numerische Integration nach dem Verfahren von Gauss-Kronrod und die Unterteilung des Integrationsintervalls, werden an dieser Stelle nicht erläutert. Anstatt dessen werden die Funktionen dargestellt, die zur Berechnung der Relaxation nach dem Ansatz von Trost, da diese zu besseren Ergebnisse führen.

Prozedur Hauptmodul**Eingabe** : Baustoffe: Beton, Betonstahl; Querschnittsgrößen;

Umgebungsbedingungen; Parameter beim Lückenschluss; Einwirkungen:

Temperatur, RH, Vorlast; Einspannungsgrad

Daten : Temperaturvektor $T[i] \in \mathbb{R}^n$; Zeitvektor $t[i] \in \mathbb{R}^n$ **Ausgabe** : $\sigma_c(t)$, $\sigma_s(t)$, Temperatur zur Druckentlastung $T_{DE}(t)$, Neutraltemperatur, Gesamtkraft P **begin**

Ermittlung der Dehnsteifigkeit für einen Zugstab nach [Deu09a] und die Arbeitslinie im Zugbereich: Punkte $(\sigma_{s,1,v}, \varepsilon_{s,1,v})$; $(\sigma_{s,2,v}, \varepsilon_{s,2,v})$; $(\sigma_{s,3,v}, \varepsilon_{s,3,v})$ und die Abstände am Anfang der Rechnung $\Delta\sigma_{s,1}, \Delta\sigma_{s,2}, \Delta\varepsilon_{s,1}, \Delta\varepsilon_{s,2}$

$$\Delta T_{Vorlast} \leftarrow \frac{Vorlast/A_{ci}}{\alpha_T \cdot E_{c0m}}$$

für jedes $0 \leq i \leq n$ **tue**

$$T_{eff}(t[i]) \leftarrow T[i] + \Delta T_{Vorlast}$$

$$\Delta T_{eff}(t[i]) \leftarrow T_{eff}[i] - T_{eff}[i-1]$$

$$\Delta T_{schwinden}(t[i]) \leftarrow (-\varepsilon_{cs}(t[i-1], t_0) + \varepsilon_{cs}(t[i], t_0)) / \alpha_T$$

$$\Delta T_{transf}(t[i]) \leftarrow \Delta T_{eff}(t[i]) + \Delta T_{schwinden}(t[i])$$

$$T_{eff-Schwinden}(t[i]) \leftarrow T_{eff}(t[i]) + \Delta T_{schwinden}(t[i])$$

 $i \leftarrow 0$ **wenn** $\Delta T_{transf}(t[i]) \geq 0$ **dann** $i \leftarrow$ *Anfang_Druck**Beanspruchung im Beton* \leftarrow *Beton auf Druck beansprucht***sonst** $i \leftarrow$ *Anfang_Zug**Beanspruchung im Beton* \leftarrow *Beton auf Zug beansprucht***solange** $i \leq n$ **tue****switch** *Beanspruchung im Beton* **do****case** *Beton auf Druck beansprucht*Prozedur *P_Druck***Ausgabe** : $\sigma_c[i]^D, \sigma_s[i]^D$, Temperatur zur Druckentlastung $T_{DE}(t[i])$ **case** *Beton auf Zug beansprucht*Prozedur *P_Zug***Ausgabe** : $\sigma_c[i]^Z, \sigma_s[i]^Z$ $i \leftarrow i + 1$

Ende

für $0 \leq i \leq 1$ **tue**

$$\sigma_c(t[i]) \leftarrow \sigma_c(t[i])^D + \sigma_c(t[i])^Z \quad /* \text{gesamte Spannung im Beton} */$$

$$\sigma_s(t[i]) \leftarrow \sigma_s(t[i])^D + \sigma_s(t[i])^Z \quad /* \text{gesamte Spannung im Betonstahl} */$$

$$P(t[i]) = \sigma_c(t[i]) \cdot A_{cn} + \sigma_s(t[i]) \cdot A_s \quad /* \text{gesamte Kraft in der Platte} */$$

Prozedur P_Druck

```

begin
   $\Delta\varepsilon_r(t[i]) = 0$           /* Nullstellung für nächsten Iterationsschritt */

  /*  $\Delta\varepsilon_r(t[i])$ : vorhandenes Relaxationspotential */
  für  $0 \leq k \leq i - 1$  tue
  |    $\Delta\varepsilon_r(t[i]) \leftarrow \Delta\varepsilon_{\psi,k}(t[i]) + \Delta\varepsilon_r(t[i])$ 
  |   /* Relaxationsfunktion:  $\Delta\varepsilon_{\psi,k}(t[i]) = \text{Delta\_eps\_rel}(t_i, t_k)$  */
   $\Delta\varepsilon_{rück}(t[i]) \leftarrow \Delta\varepsilon_r(t[i]) \cdot (1 - a(t[i]))$  /* Rückverformung am Widerlager */
  /*  $a(t[i])$  : Behinderungsgrad am  $t[i]$  */

  /* Spannungsänderung vor dem Spannungssprung aus Relaxation */
   $\Delta\sigma_{c,vor}(t[i]) \leftarrow (\Delta\varepsilon_{rück}(t[i]) - \Delta\varepsilon_r(t[i])) \cdot E_{cm}(t[i])$ 
  /* Betonspannung vor dem Spannungssprung s. Abb. 5.6 */
   $\sigma_{c,vor}(t[i]) \leftarrow \sigma_{c,nach}(t[i - 1]) + \Delta\sigma_{vor}(t[i])$ 
  /* Temperaturänderung zur Druckentlastung */
   $\Delta T_{DE}(t[i]) \leftarrow \frac{\sigma_{c,vor}(t[i])}{\alpha_T \cdot a(t[i]) \cdot E_{cm}(t[i])}$ 
  /* es gibt ein  $T_{DE}(t[i])$  so dass die Betonspannung bei dieser
  Temperatur am  $t = t[i]$  ergibt  $\sigma_c(t[i]) = 0$  */
   $T_{DE}(t[i]) \leftarrow T_{eff-Schwinden}(t[i - 1]) + \Delta T_{DE}(t[i])$ 
  wenn  $\Delta T_{transf}(t[i]) \geq 0$  dann /* Temperatursprung  $\geq 0$ : Erwärmung */
  |   P_Druck_Erwärmung
  sonst
  |   /* negativer Temperatursprung */
  |   P_Druck_Abkühlung

```

Prozedur P_Druck_Erwärmung

```

begin
   $\Delta\sigma_{c,nach}(t[i]) \leftarrow D\_eps\_cT,k(t_i) \cdot E_{cm}(t) + \Delta\sigma_{vor}(t[i])$ 
   $\sigma_{c,nach}(t[i]) \leftarrow \sigma_{c,nach}(t[i - 1]) + \Delta\sigma_{c,nach}(t[i])$ 
   $\Delta\sigma_s(t[i]) \leftarrow -\Delta T_{eff} \cdot \alpha_T \cdot E_s \cdot a(t[i])$ 
   $\sigma_s(t[i]) \leftarrow \sigma_s(t[i - 1]) + \Delta\sigma_s(t[i])$ 

```

Prozedur P_Druck_Abkühlung

```

begin
  wenn  $\sigma_{c,nach}(t[i-1]) + \Delta\sigma_{c,vor}(t[i]) + D\_eps\_cT,k(ti) \cdot E_{cm}(t[i]) \leq 0$  dann
    /* nach dem Temperatursprung bleibt die Betonspannung im
       Druckbereich */
     $\Delta\sigma_{c,nach}(t[i]) \leftarrow D\_eps\_cT,k(ti) \cdot E_{cm}(t[i]) + \sigma_{c,vor}(t[i])$ 
     $\sigma_{c,nach}(t[i]) \leftarrow \sigma_{c,nach}(t[i-1]) + \Delta\sigma_{c,nach}(t[i])$ 
     $\Delta\sigma_s(t[i]) \leftarrow -\Delta T_{eff}(t[i]) \cdot \alpha_T \cdot E_s \cdot a(t[i])$ 
     $\sigma_s(t[i]) \leftarrow \sigma_s(t[i-1]) + \Delta\sigma_s(t[i])$  /* jetzt werden alle
        $\Delta T_{transf}(t[i],t[i-1])$  skaliert */
    für  $Anfang\_Druck \leq j \leq i-1$  tue
       $\Delta T_{transf}(t[j]) \leftarrow \Delta T_{transf}(t[j]) \cdot \sigma_{c,nach}(t[i]) / (\sigma_{c,nach}(t[i-1]) + \Delta\sigma_{c,vor}(t[i]))$ 
      /* Eliminierung vom letzten negativen Wert */
       $\Delta T_{transf}(t[i]) \leftarrow 0$ 
    sonst
      /* nach dem Temperatursprung kommt die Betonspannung zum
         Zugbereich. Also muss der Übergang berechnet werden */
       $Anfang\_Zug \leftarrow i$ 
       $\Delta T^Z(t[i]) \leftarrow \Delta T_{transf}(t[i]) - \Delta T_{DE}(t[i])$ 
      /* Temperatur beim Lückenschluss  $T_0$  */
       $\Delta T_{0,übergang} \leftarrow T_0 - T_{DE}(t[i])$ 
       $\Delta\varepsilon_{übergang} \leftarrow \Delta T_{0,übergang} \cdot \alpha_T \cdot a(t[i])$ 
       $\Delta\sigma_{übergang} \leftarrow \Delta\varepsilon_{übergang} \cdot E_s$ 
      /* Definition der neuen Punkte für die Mitwirkung des Betons auf
         der Zugseite */
       $\varepsilon_{s,0,v} \leftarrow \varepsilon_{s,0} + \Delta\varepsilon_{übergang}$ 
       $\sigma_{s,0,v} \leftarrow \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_{übergang}$ 
      /* Die Punkte können sich aufgrund der Entlastung und
         Weiterbelastung ändern in Bezug auf die ersten Arbeitslinie */
       $\varepsilon_{s,1,v} \leftarrow \varepsilon_{s,0,v} + \Delta\varepsilon_{s,1}$ 
       $\sigma_{s,1,v} \leftarrow \sigma_{s,0,v} + \Delta\sigma_{s,1}$ 
       $\varepsilon_{s,2,v} \leftarrow \varepsilon_{s,0,v} + \Delta\varepsilon_{s,2}$ 
       $\sigma_{s,2,v} \leftarrow \sigma_{s,0,v} + \Delta\sigma_{s,2}$ 
      /* derzeitige mittlere Dehnung */
       $\varepsilon_{sm} \leftarrow \varepsilon_{s,0,v}$ 
      /* Spannungsänderung im Stahl aufgrund einer Betonentlastung auf
         der Druckseite */
       $\Delta\sigma_s \leftarrow -\Delta T_{DE} \cdot \alpha_T \cdot E_s \cdot a(t[i])$ 
      /* Beim Übergang wird der Beton komplett entlastet */
       $T_{kum}^Z \leftarrow T_{DE}(t[i])$ 
      /* damit der Prozedur P-Zug mit dem restlichen Temperatursprung
         im Zugbereich  $\Delta T^Z[i]$  und gleichen Iterator  $i$  in der nächsten
         Wiederholung durchgeführt wird. */
       $i \leftarrow i - 1$ 

```

Prozedur P_Zug

```

begin
  wenn  $T_{DE}(t[i]) = \emptyset$  dann
    /*  $T_{DE}(t[i])$  ändert sich nicht auf der Zugseite, da Relaxation nur
       auf der Druckseite berücksichtigt wird */
     $T_{DE}(t[i]) \leftarrow T_{DE}(t[Anfang\_Zug])$ 
     $T_{kum}^Z \leftarrow T_{kum}^Z + \Delta T^Z(t[i])$  /* kumulierte Temperatur auf der Zugseite */

    wenn  $T_{kum}^Z \leq T_{DE}(t[Anfang\_Zug])$  dann
      Übergang_Zug_Druck  $\leftarrow$  Falsch
      /* der ganze Temperatursprung wird in eine Dehnung umgerechnet.
         Diese Dehnung befindet sich im Zugbereich */
       $\Delta \varepsilon_{sm}(t[i]) \leftarrow -\alpha_T \cdot \Delta T^Z(t[i]) \cdot a(t[i])$ 
    sonst
      Übergang_Zug_Druck  $\leftarrow$  Wahr
      /* ein Teil vom derzeitigen Temperatursprung gehört zum
         Zugbereich und der restliche Teil geht in Druckbereich über
         */
      /* Temperatursprung auf der Zugseite */
       $\Delta T^Z(t[i]) \leftarrow T_{DE}(t[Anfang\_Zug]) - (T_{kum}^Z - \Delta T^Z(t[i]))$ 
       $\Delta \varepsilon_{sm}(t[i]) \leftarrow -\alpha_T \cdot \Delta T^Z(t[i]) \cdot a(t[i])$ 
      /* Temperatursprung auf der Druckseite */
       $\Delta T_{transf}(t[i]) \leftarrow T_{kum}^Z - T_{DE}(t[Anfang\_Zug])$ 
      /* derzeitige mittlere Dehnung */
       $\varepsilon_{sm} \leftarrow \varepsilon_{sm} + \Delta \varepsilon_{sm}(t[i])$ 
      wenn  $\varepsilon_{sm} \leq \varepsilon_{s,1,v}$  dann
        /* Bereich ① aus der Abb. 4.20 */
        Prozedur P_Zug_Bereich_1
      sonst
        wenn  $\varepsilon_{sm} \leq \varepsilon_{s,2,v}$  und Abgeschlossene_Rissbildung = Falsch dann
          /* Bereich ② aus der Abb. 4.20 */
          Prozedur P_Zug_Bereich_2
        sonst
          Prozedur P_Zug_Bereich_3
          /* Bereich ③ aus der Abb. 4.20 */

```

Prozedur P_Bereich_1

begin**wenn** *Erster_Riss* = *Falsch* **dann**

/* Spannungen im Beton können berechnet werden */

$$\sigma_c^Z \leftarrow (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{s,0,v}) \cdot E_{cm}(t[i])$$

/* Spannungen im Stahl beim ungerissenen Stab */

$$\Delta\sigma_s^Z(t[i]) \leftarrow \Delta\varepsilon_{sm}(t[i]) \cdot E_s(t[i])$$

/* Die Spannung im Stahl setzt sich zusammen aus dem elastischen Spannungsänderung von der Druckseite (wenn eine Vorhanden ist) und aus dem Spannungsänderung von der Zugseite ohne Berücksichtigung der Versteifung */

$$\sigma_s(t[i]) \leftarrow \sigma_s(t[i-1]) + \Delta\sigma_s^Z(t[i]) + \Delta\sigma_s^C(t[i])$$

sonst/* Spannungen im Beton können nicht aus einer elastischen Spannungsverteilung (nach E_s und $E_{cm}(t)$) zwischen Stahl und Beton berechnet werden. Es wird hier die Stahlspannung im Riss berechnet, so dass die gesamte Kraft im Riss vom Stahl aufgenommen wird. */

$$\Delta\sigma_s^Z(t[i]) \leftarrow \left(\frac{\Delta\sigma_{s,1}}{\Delta\varepsilon_{s,1}} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{s,0,v}) + \sigma_{s,0,v} \right) - \sigma_s(t[i-1])$$

$$\sigma_s(t[i]) \leftarrow \frac{\Delta\sigma_{s,1}}{\Delta\varepsilon_{s,1}} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{s,0,v}) + \sigma_{s,0,v}$$

Prozedur P_Bereich_2

begin*Erster_Riss* \leftarrow *Wahr*

$$\sigma_s(t[i]) \leftarrow \sigma_{s,1,v} \frac{\sigma_{s,2,v} - \sigma_{s,1,v}}{\varepsilon_{s,2,v} - \varepsilon_{s,1,v}} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{s,1,v})$$

$$\Delta\sigma_s^Z(t[i]) \leftarrow \sigma_s t[i] - \sigma_s t[i-1]$$

/* Für die nächste Iteration wird die derzeitige ε_{sm} als $\varepsilon_{s,1,v}$ angewendet */

$$\varepsilon_{s,1,v} \leftarrow \varepsilon_{sm}$$

/* Der Abstand vom Ursprung zum Punkt 1 wird ebenso aktualisiert */

$$\Delta\varepsilon_{s,1} \leftarrow \varepsilon_{s,1,v} - \varepsilon_{s,0,v}$$

/* In Ähnlicher Weise für die Spannung */

$$\sigma_{s,1,v} \leftarrow \sigma_s(t[i])$$

$$\Delta\sigma_{s,1} \leftarrow \sigma_{s,1,v} - \sigma_{s,0,v}$$

Prozedur P_Bereich_3

```

begin
  /* dann muss  $\varepsilon_{sm}$  zwischen  $\varepsilon_{s2}$  und  $\varepsilon_{s3}$  liegen */
  Abgeschlossene_Rissbildung  $\leftarrow$  Wahr
   $\sigma_s(t[i]) \leftarrow \sigma_{s,2,v} + \left( \frac{\sigma_{s,3,v} - \sigma_{s,2,v}}{\varepsilon_{s,3} - \varepsilon_{s,2,v}} \right) \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{s,2,v})$ 
   $\Delta\sigma_s^Z(t[i]) \leftarrow \sigma_s t[i] - \sigma_s t[i-1]$ 
  /* Für die nächste Iteration wird die derzeitige  $\varepsilon_{sm}$  als  $\varepsilon_{s,1,v}$ 
    angewendet */
   $\varepsilon_{s,1,v} \leftarrow \varepsilon_{sm}$ 
  /* Der Abstand vom Ursprung zum Punkt 1 wird ebenso aktualisiert */
   $\Delta\varepsilon_{s,1} \leftarrow \varepsilon_{s,1,v} - \varepsilon_{s,0,v}$ 
  /* In Ähnlicher Weise für die Spannung */
   $\sigma_{s,1,v} \leftarrow \sigma_s(t[i])$ 
   $\Delta\sigma_{s,1} \leftarrow \sigma_{s,1,v} - \sigma_{s,0,v}$ 

```

Funktion D_eps_cT,k(tk)

```

/*  $D\_eps\_cT,k(tk) = \Delta\varepsilon_{cT,k}(t[i])$ : rein elastische Dehnungsänderung am
  Zeitpunkt  $t = t[i]$  aufgrund einer Temperaturänderung am  $t = t[k] = tk$ 
  unter einem Behinderungsgrad  $a(t[k])$  */
Eingabe :  $tk = t[k]$ 
begin
   $\Delta\varepsilon_{cT,k}(t[i]) \leftarrow -\alpha_T \cdot \Delta T_{transf}(t[k], t[k-1]) \cdot a(t[k])$ 
   $D\_eps\_cT,k(tk) \leftarrow \Delta\varepsilon_{cT,k}(t[i])$ 

```

Funktion Delta_eps_rel(ti,tk)

```

/* Dehnungsänderung aus Relaxation  $\Delta\varepsilon_{\psi,k}(t[i]) = \text{Delta\_eps\_rel}(ti,tk)$  */
/* tk: Zeitpunkt der Temperaturänderung */
/* ti: Zeitpunkt auf dem die Dehnungsänderung im Zeitintervall  $t[i], t[i-1]$ 
  aufgrund einer Temperaturänderung im Zeitpunkt tk berechnet und
  bezogen werden */
begin
   $\Delta\varepsilon_{\psi,k}(t[i]) \leftarrow D\_eps\_cT,k(tk) \cdot (\text{Psi}(t[i], t[k]) - \text{Psi}(t[i-1], t[k])) \cdot a(t[i])$ 
   $\text{Delta\_eps\_rel}(ti,tk) \leftarrow \Delta\varepsilon_{\psi,k}(t[i])$ 

```

Funktion Psi(t,t0)

```

/* Relaxationsfunktion nach Trost: Psi(t,t0)=  $\psi(t,t_0)$  */
/* Kriechzahl:  $\varphi(t,t_0)$  berechnet nach [DIN11] */
/* Relaxationskennwert für den verbesserten Kriechansatz nach DIN 4227:
    $\rho_{vD}$  */
/* Beiwert der verzögert-elastischen Verformung:  $k_v$  */
/* Behinderungsgrad zum Zeitpunkt  $t_0$ :  $a(t_0)$  */

$$k_v \leftarrow \begin{cases} -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + \varphi(t,t_0)} & \text{für } 0 \leq \varphi(t,t_0) \leq 2 \\ 1 & \text{für } \varphi(t,t_0) > 2 \end{cases}$$


$$\rho_{vD} \leftarrow \frac{1}{1 - \exp\left(-\frac{\varphi(t,t_0)}{1 + 0,4 \cdot k_v}\right)} - \frac{1}{\varphi(t,t_0)}$$


$$\psi(t,t_0) \leftarrow \frac{a(t_0) \cdot \varphi(t,t_0)}{1 + a(t_0) \cdot \varphi(t,t_0) \cdot \rho_{vD}}$$

Psi(t,t0)  $\leftarrow \psi(t,t_0)$ 

```

6 Schlussfolgerungen über das Langzeitverhalten der LvFF

6.1 Untersuchung des Verhaltens der LvFF

6.1.1 Konzept

In der vorliegenden Studie wird die Sensitivität der Verhaltensmerkmale gegenüber die Ausbildungsmerkmale untersucht.

System: Das Grundsystem besteht aus einer LvFF wie im Abb.6.1 dargestellt ist. Das Grundsystem für die Untersuchung stellt eine typische LvFF dar und hat folgende Kennwerte: Betonfestigkeit: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$; Querschnitt $b = 2,6 \text{ m}$ $h = 0,4 \text{ m}$; Aufstelltemperatur: $T_0 = 10 \text{ °C}$; Betonalter zum Zeitpunkt der ersten Belastung $t_0 = 8$ Tage; Bewehrungsgrad $\rho = 2 \%$; Zusätzliche Parameter zur Berücksichtigung des Schwindens und des Kriechens nach dem EC-2: $RH = 65 \%$; Zementart: N ; das Alter des Betons zu Beginn des Trocknungsschwindens $t_0 = 0$.

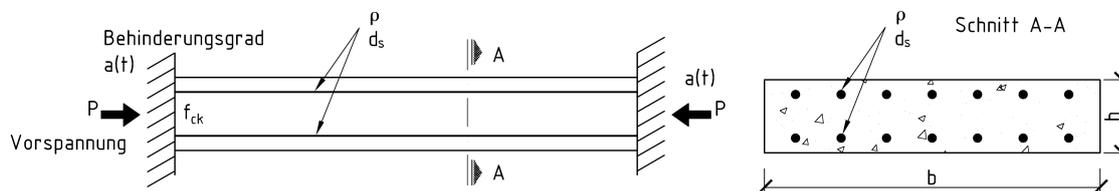


Abbildung 6.1: Untersuchtes Grundsystem

Zeitraum: Der Untersuchungszeitraum beträgt vier Jahre.

Verhaltensmerkmale: Das Langzeitverhalten des Systems wird im Hinblick auf folgende Werte geprüft:

- Spannung im Beton σ_c
- Spannung im Betonstahl (auf der Zugseite wird die Spannung im Riss berechnet) σ_s
- Zwangskraft F
- Rissbreite w_k

- Neutraltemperatur

Ausbildungsmerkmale: Bei der Untersuchung werden folgende Parameter variiert

- Schwinden
- Betonfestigkeit
- Bewehrung: Bewehrungsgrad ρ und Durchmesser d_s
- Behinderungsgrad des System $a(t)$
- Aufstelltemperatur T_0
- Vorbelastung bzw. Vorspannung P
- Betonalter t_0 zum Zeitpunkt der Erstbelastung
- Dicke der Platte h

Einwirkungen: Behinderte Temperatur- und Schwindverformungen.

- Der Temperaturverlauf wird aus der Gl. (3.1) berechnet. Es sind für die Untersuchung zwei Arten von Temperaturverläufen zu unterscheiden: Eine Kurve mit steigendem Temperaturverlauf, die in Richtung Sommer geht, und eine zweite Kurve mit abfallendem Temperaturverlauf, die in Richtung Winter geht. Beide Temperaturverläufe werden in Abb. 6.2 dargestellt. Die maximalen und minimalen Werte wurden in Abs. 3.4 ermittelt. Als Temperaturbeanspruchung wird ein im Querschnitt konstanter Temperaturanteil angenommen.

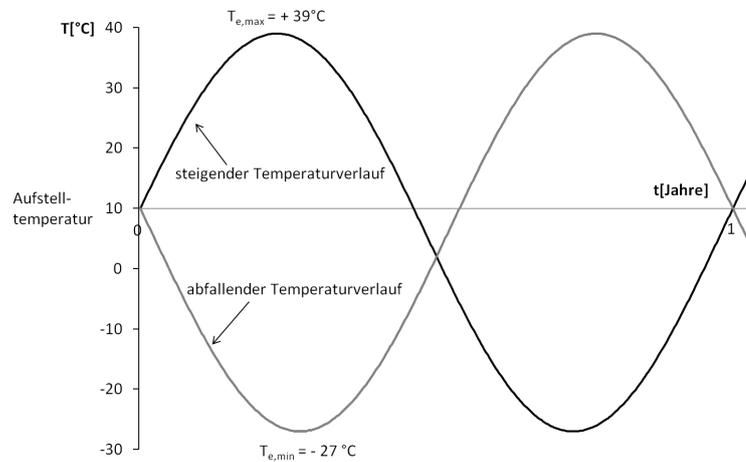


Abbildung 6.2: Temperaturverläufe für ein Jahr (Untersuchungszeitraum: 4 Jahre)

- Bei der Ermittlung der Schwindverformung wird gleichmäßiges Schwinden über den Querschnitt vorausgesetzt.

Berechnung: Die Berechnung wurde in dem selbst entwickelten Programm durchgeführt. Das Programm (s. Kapitel 5) hat folgende Merkmale:

- Die Relaxation des Betons wurde auf der Druckseite nach dem Ansatz von Trost berücksichtigt.
- Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wurde durch die Anwendung einer modifizierten mittleren Spannungs-Dehnungs-Linie für den Stahl im Verbund gemäß [Deu09b] berücksichtigt.
- Berechnung der Kriechzahl und der Schwinddehnung wurde nach [DIN11] durchgeführt.

Die Ergebnisse der Untersuchungen werden in den kommenden Abschnitten dargestellt.

6.2 Verlauf der zentrischen Zwangbeanspruchungen in der Zeit

Als erstes werden die Verhaltensmerkmale eines Grundsystems im Hinblick auf die Variation von folgenden Grundparametern betrachtet:

1. Temperaturverlauf
 - a) Temperaturverlauf anfangs mit abnehmenden Temperaturen im Hinblick auf die Wintermonate
 - b) Temperaturverlauf anfangs mit steigenden Temperaturen bezüglich der Sommermonate
2. Schwinden
 - a) Berücksichtigung des Schwindens und seiner zeitlichen Entwicklung
 - b) keine Einflüsse des Schwindens

Steigender Temperaturverlauf ohne Berücksichtigung des Schwindens

Die Abb. 6.3 zeigt die Entwicklung der Betonspannung und der Stahlspannung. Die durchgängige Linie stellt die Stahlspannung dar. Beide Spannungsverläufe beginnen bei Null. Im Druckbereich verhält sich der Beton viskoelastisch, d.h. er relaxiert, und der Stahl elastisch. Aus diesem Grund treten die Übergänge zwischen Druck und Zug beim Beton und Stahl zu unterschiedlichen Zeitpunkten auf. Da die Betonspannung durch die Relaxation abgebaut wird, fängt die Zugspannung im Beton zu einem früheren Zeitpunkt an. Da der Querschnitt noch nicht gerissen ist, kann der ganze Betonquerschnitt noch Zugspannung aufnehmen. Zum Zeitpunkt zu dem der erste Riss im Beton auftritt, behält der Stahl noch Druckspannung. Nach dem Riss tritt bei der Stahlspannung ein Sprung auf und die Betonspannung wird nicht mehr dargestellt, aufgrund des zugrundeliegenden Modells zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug. Von diesem Zeitpunkt

an stellen die Werte in Abb. 6.3 die Stahlspannung *im Riss* auf der Zugseite dar. Dabei werden die Schnittgrößen gemäß des nichtlinearen Verfahrens unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen nach [Deu09b] ermittelt.

Als Haupttendenz bei den kommenden Temperaturzyklen lässt sich in Abb. 6.3 auf der Druckseite erkennen, dass die maximale Betonspannung in den kommenden Jahren immer kleiner wird bis sie komplett abklingt. Das bedeutet, die LvFF wird fast nur auf Zug beansprucht.

Auf der Zugseite tritt die größte Zugspannung im ersten Winter auf. In den folgenden Wintern wird die Stahlspannung kleiner im Vergleich zum ersten Winter.

Der Zwangskraftverlauf wird im Abb. 6.4 dargestellt. Es fällt auf, dass die maximale Jahresdruckkraft ständig abnimmt. Die maximale Jahreszugkraft bleibt fast unverändert.

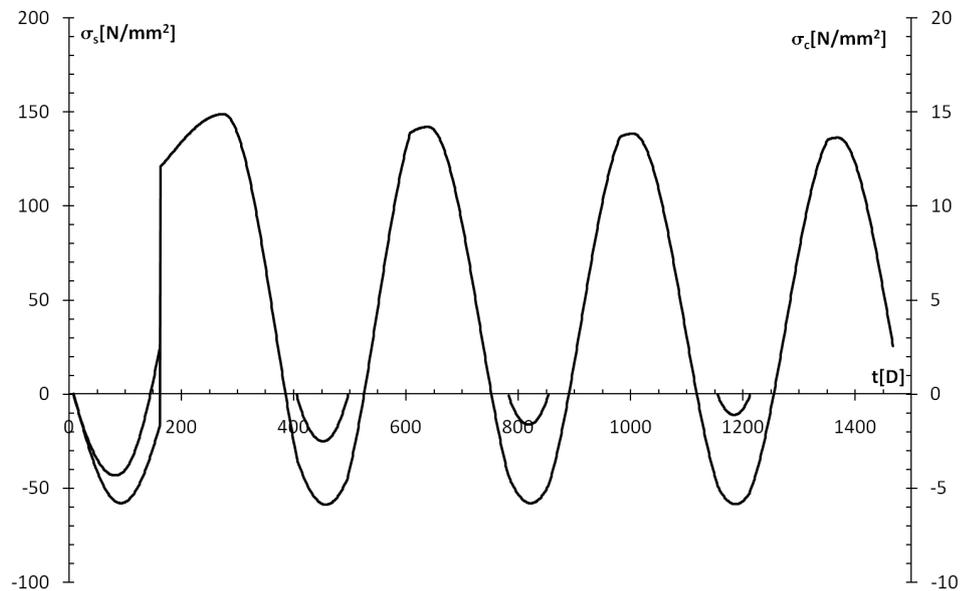


Abbildung 6.3: Entwicklung der Spannungen im Laufe der Zeit bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf und ohne Berücksichtigung des Schwindens

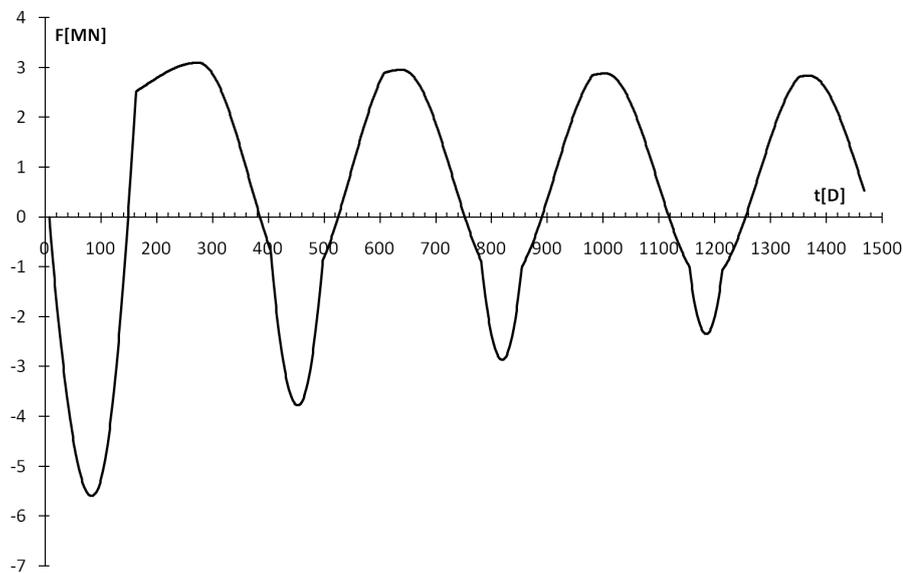


Abbildung 6.4: Entwicklung der Kraft im Laufe der Zeit bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf und ohne Berücksichtigung des Schwindens

Steigender Temperaturverlauf unter Berücksichtigung des Schwindens

Unter Einfluss des Schwindens werden die Spannungen und die Zwangskraft in Richtung Zugbereich verschoben. Bemerkenswert ist, dass der Beton nur im ersten Sommer auf Druck beansprucht wird. In den kommenden Jahren wird das Bauteil fast ausschließlich auf Zug beansprucht, wie Abb. 6.5 und 6.6 verdeutlichen.

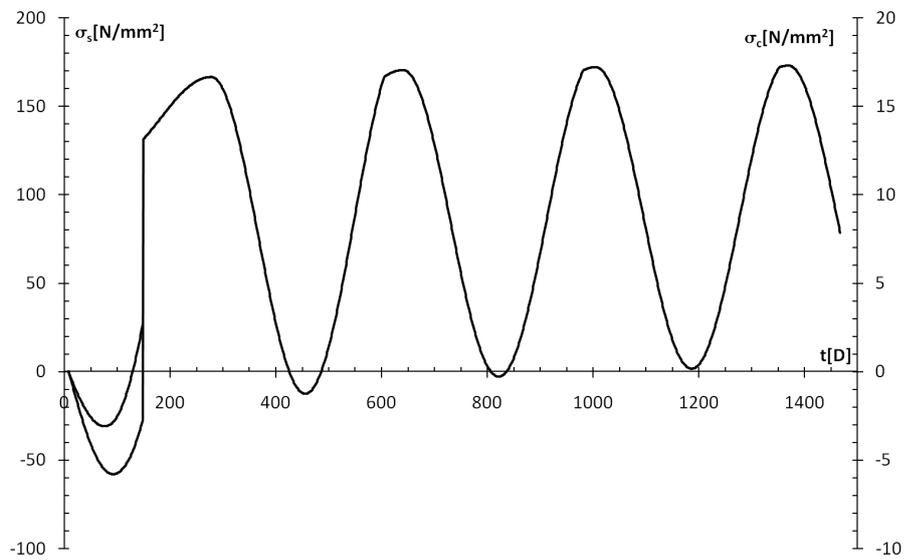


Abbildung 6.5: Entwicklung der Spannungen im Laufe der Zeit bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf und unter Berücksichtigung des Schwindens

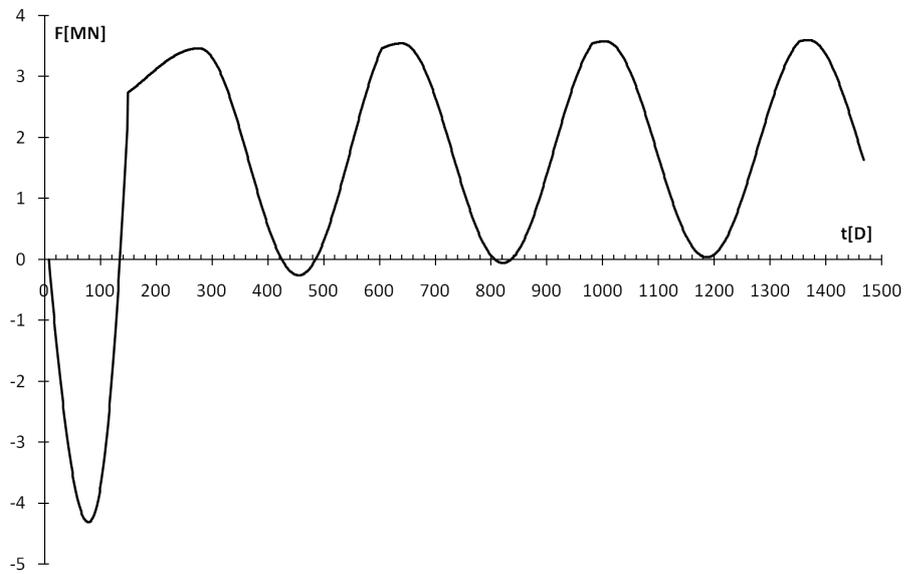


Abbildung 6.6: Entwicklung der Kraft im Laufe der Zeit bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf und unter Berücksichtigung des Schwindens

Abfallender Temperaturverlauf ohne Berücksichtigung des Schwindens

In diesem Fall fängt man mit einer Abnahme der Temperatur an. Da die Relaxation des Betons am Anfang nicht von Bedeutung ist, wird die Stahlspannung einen höheren Wert erreichen. Auf dem Weg zur Druckseite sieht man, dass sowohl der Stahl als auch der Beton gleichzeitig von einer Nullspannung ausgehen. Aufgrund der Relaxation erfolgt der nächste Übergang zur Zugseite beim Beton früher als beim Stahl.

Aus diesem Lastfall wird folgende Schlussfolgerung gezogen: die maximalen Druckbeanspruchungen im Beton und Zwangskraft treten in diesem Lastungsfall auf. Der Zeitpunkt ihres Auftretens ist der erste Sommer nach dem Lückenschluss. Das lässt sich zurückführen auf den Abbau des Relaxationsvermögens im Beton mit der Zeit. Das kann man wie folgt erklären: Bis zum Zeitpunkt der ersten Druckbelastung ist der Beton älter geworden. Ein alter Beton kriecht bzw. relaxiert weniger als ein junger Beton, weil sein Kriech- bzw. Relaxationsvermögen mit der Zeit abklingt. Aus diesem Grund wird die Betonspannung und Zwangsdruckkraft größer.

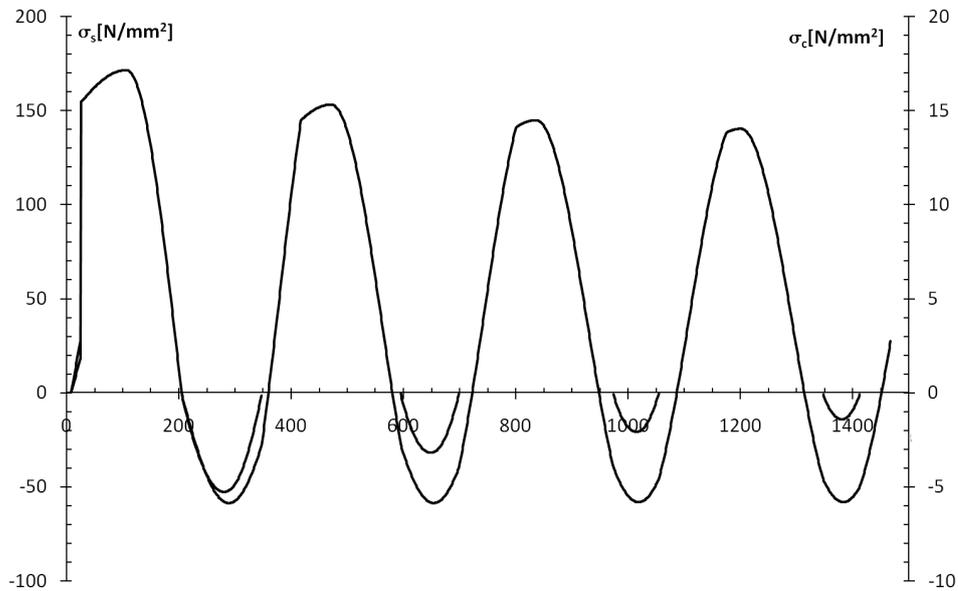


Abbildung 6.7: Entwicklung der Spannungen im Laufe der Zeit bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf und ohne Berücksichtigung des Schwindens

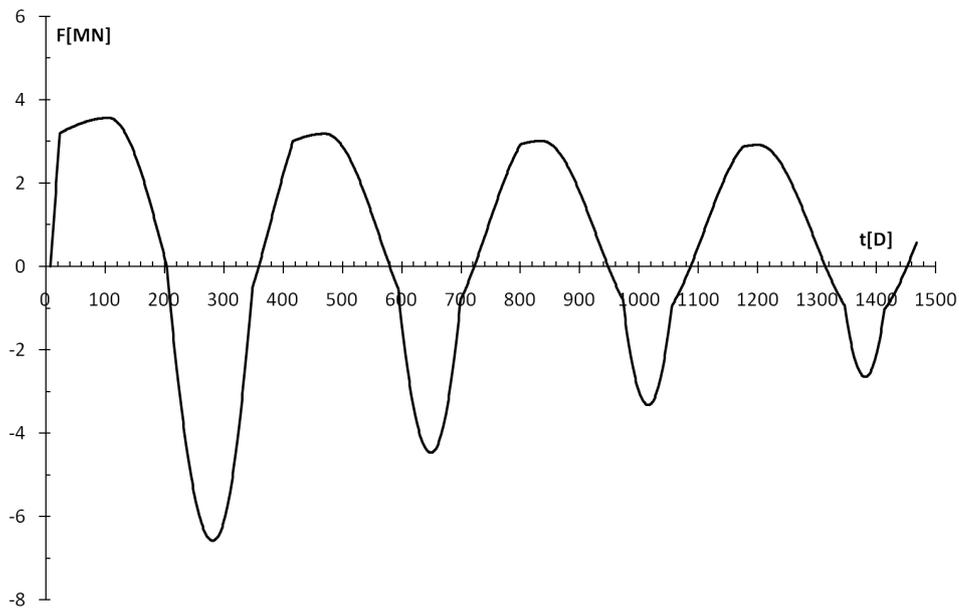


Abbildung 6.8: Entwicklung der Kraft im Lauf der Zeit bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf und ohne Berücksichtigung des Schwindens

Abfallender Temperaturverlauf unter Berücksichtigung des Schwindens

Die maximalen Zugbeanspruchungen, wie Stahlspannung und Zwangskraft, treten im letzten Winter dieses Lastfalls auf. Der Grund dafür ist die ständige Entwicklung der Schwinddehnung, die durch die Einspannung des Systems verhindert wird.

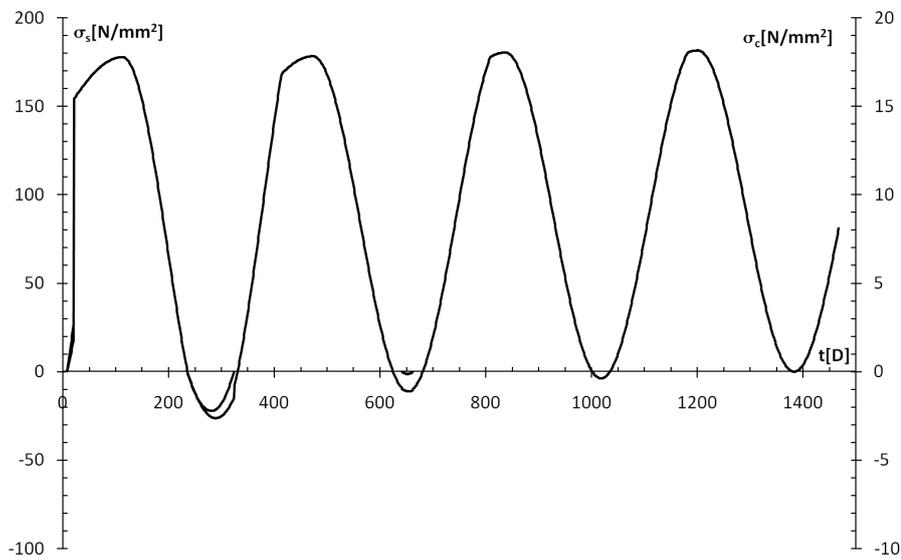


Abbildung 6.9: Entwicklung der Spannungen im Laufe der Zeit bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf und unter Berücksichtigung des Schwindens

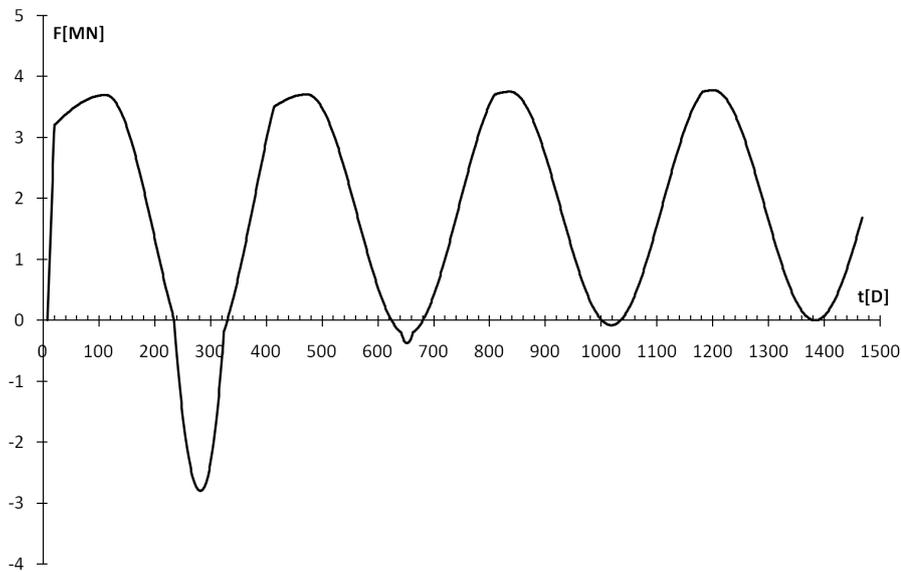


Abbildung 6.10: Entwicklung der Kraft im Laufe der Zeit bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf und unter Berücksichtigung des Schwindens

6.3 Entwicklung der Neutraltemperatur

Die Neutraltemperatur, nach der Definition von Abs. 4.8.1, ist die Temperatur, bei der die Zwangskraft im System den Wert Null ist. Die Entwicklung der Neutraltemperatur spiegelt wieder, wie sich das System unter sich zyklisch wiederholenden Belastungen verhält. Die Neutraltemperatur zeigt uns wo der Übergang zwischen Zwangsdruck- und Zwangszugkraft liegt.

Im Druckbereich neigt die Neutraltemperatur dazu, anzusteigen. Grund dafür ist die Relaxation des Betons. Im Gegensatz dazu, wenn die Zugbeanspruchung im Beton zu einem früheren Zeitpunkt beginnt, zu dem der Stahl noch Druckkraft besitzt, wird aufgrund des spröden Verhaltens des Betons und der Steifigkeitsdegradation die Temperaturachse bei einer niedrigeren Temperatur überquert.

6.3.1 Entwicklung der Neutraltemperatur im Zusammenhang mit der Kraft

In den folgenden Abbildungen wird die Entwicklung der Neutraltemperatur dargestellt. Nach der Richtung des Temperaturverlaufes am Anfang sind der steigende Temperaturverlauf und der abfallende Temperaturverlauf zu unterscheiden.

Steigender Temperaturverlauf

Bei der Abb. 6.11 sieht man, dass die erste Überschreitung der Achse $F=0$, der Neutraltemperatur, bei 25 °C liegt. Nachdem der Betonquerschnitt gerissen ist, und die Temperatur wieder ansteigt, kommt man nicht durch den gleichen Weg (s. Abb. 5.8 b)) zurück, sondern man geht direkt zum verschobenen Ursprung (s. Abb. 5.7), d.h. man kommt dort an, wo sich die Temperatur zur Druckentlastung am Anfang der Zugbeanspruchung im Beton befand (s. Prozedur P_Druck im Abs. 5.3). Auf dem Weg zum Punkt der Druckentlastung trifft die Zwangskraft die Achse $F = 0$ bei einer Temperatur von $\approx 17\text{ °C}$. Aufgrund der Relaxation und der Steifigkeitdegradation auf der Zugseite bleibt die Neutraltemperatur in diesem Bereich, wie in Abb. 6.11 dargestellt wird.

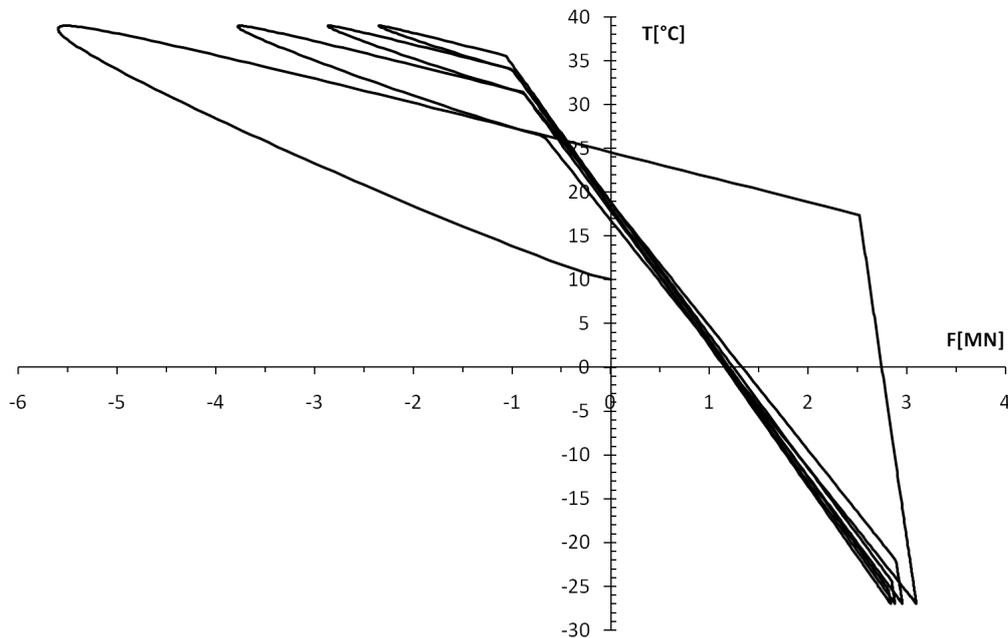


Abbildung 6.11: Entwicklung der Neutraltemperatur bei zyklischer Belastung ohne Berücksichtigung des Schwindens bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf

Wird der Einfluss des Schwindens berücksichtigt, so trifft beim ersten mal die Neutraltemperatur die Temperaturachse bei ≈ 30 $^{\circ}\text{C}$. Die Einwirkung des Schwindens verschiebt die Zwangskräfte weiter in Richtung Zug. Das hat zur Folge, dass die LvFF praktisch nur unter Zug beansprucht wird. Da der Querschnitt gerissen ist, hat sich die Steifigkeit des Systems deutlich vermindert. Das bewirkt, dass die Zwangskraft mit einer flacheren Neigung verläuft. Aus diesem Grund befindet sich die Neutraltemperatur für die folgende Belastungszyklen zwischen 35 $^{\circ}\text{C}$ und 40 $^{\circ}\text{C}$, wie in Abb. 6.12 dargestellt ist.

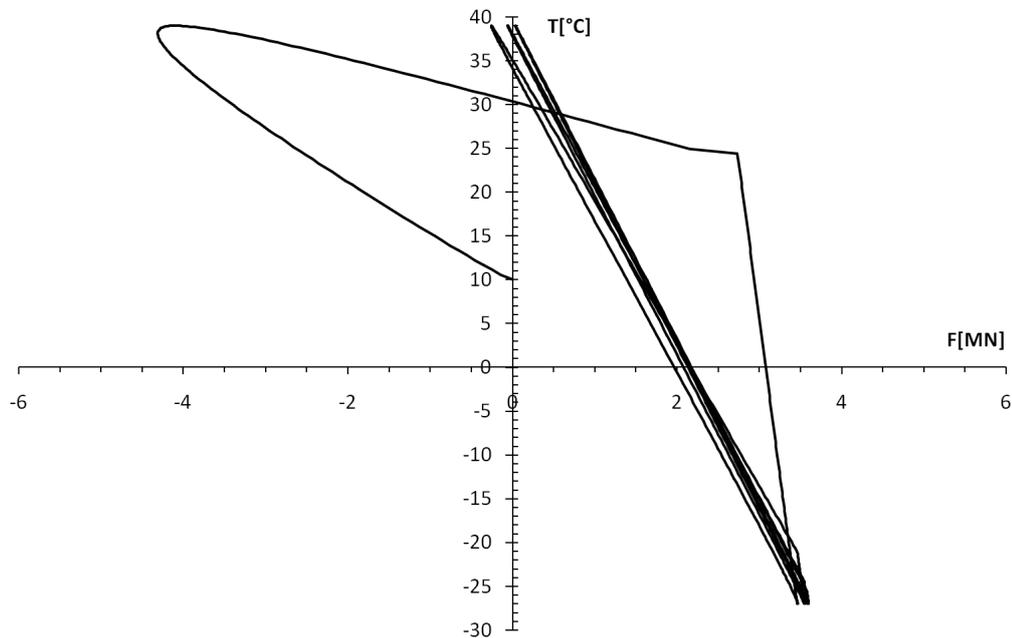


Abbildung 6.12: Entwicklung der Neutraltemperatur bei zyklischer Belastung unter Berücksichtigung des Schwindens bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf

Abfallender Temperaturverlauf

Ein abfallender Temperaturverlauf ohne Berücksichtigung des Schwindens unterscheidet sich wenig von einem ansteigenden Temperaturverlauf im Bezug auf die Neutraltemperatur. In beiden Fällen liegt die Neutraltemperatur zwischen 15°C und 25°C .

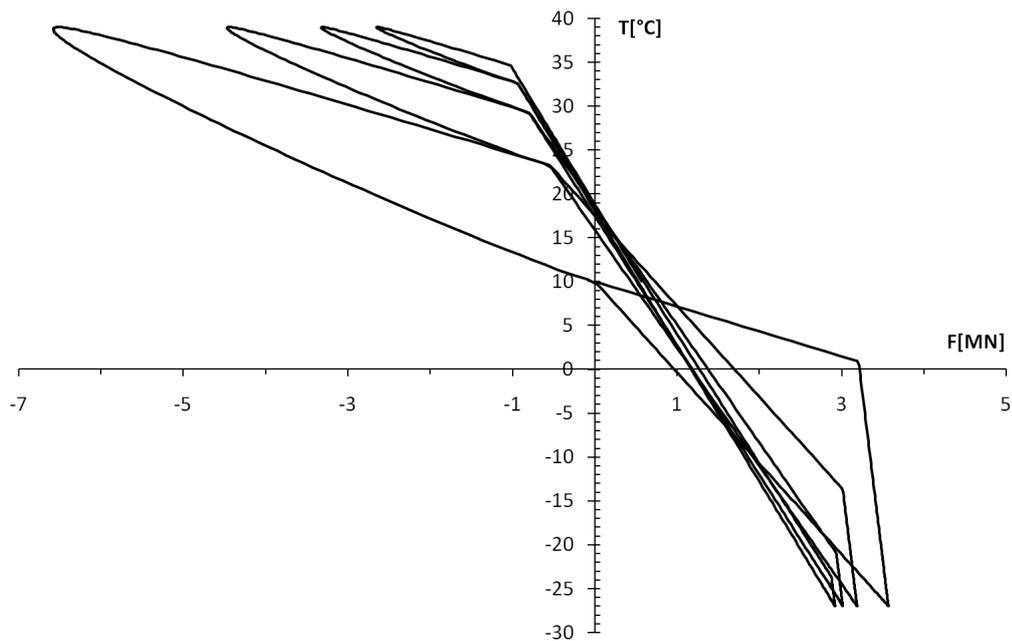


Abbildung 6.13: Entwicklung der Neutraltemperatur bei zyklischer Belastung ohne Berücksichtigung des Schwindens bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf

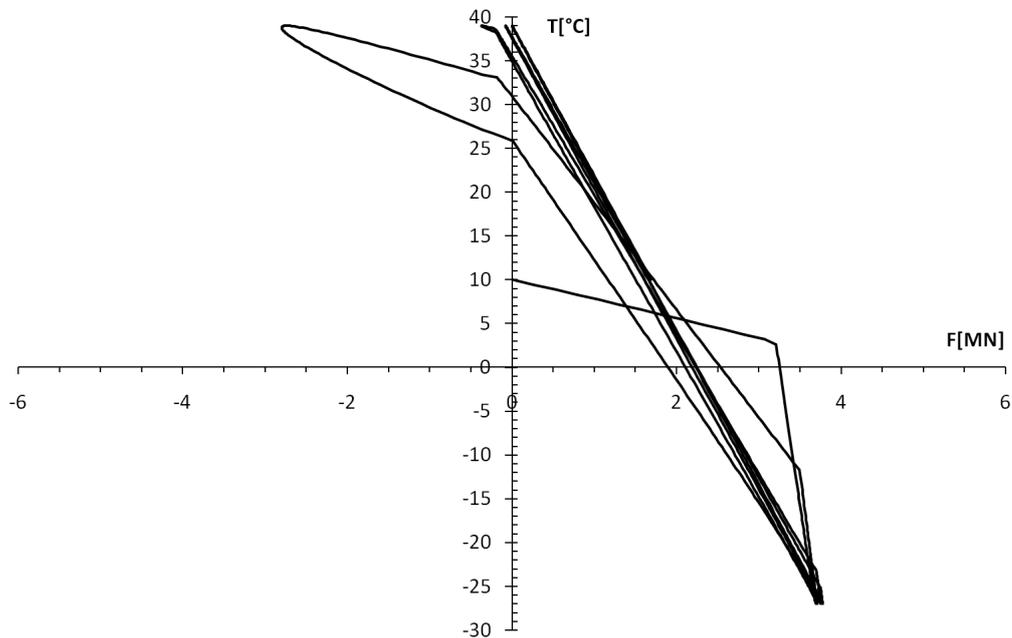


Abbildung 6.14: Entwicklung der Neutraltemperatur bei zyklischer Belastung unter Berücksichtigung des Schwindens bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf

6.3.2 Entwicklung der Neutraltemperatur im Laufe der Zeit

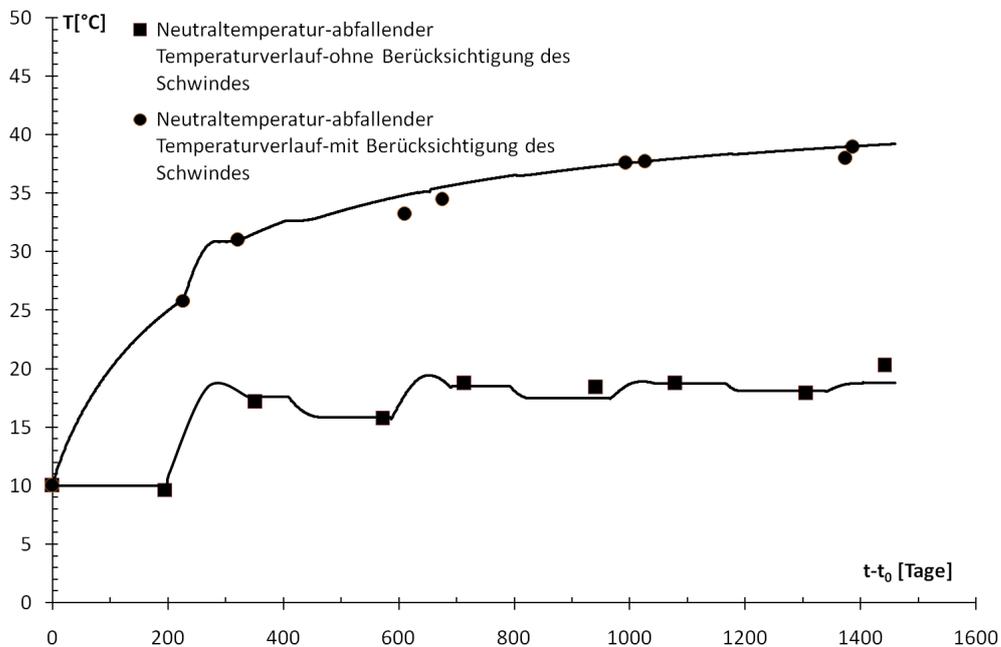


Abbildung 6.15: Entwicklung der Neutraltemperatur bei einem abfallenden Temperaturverlauf

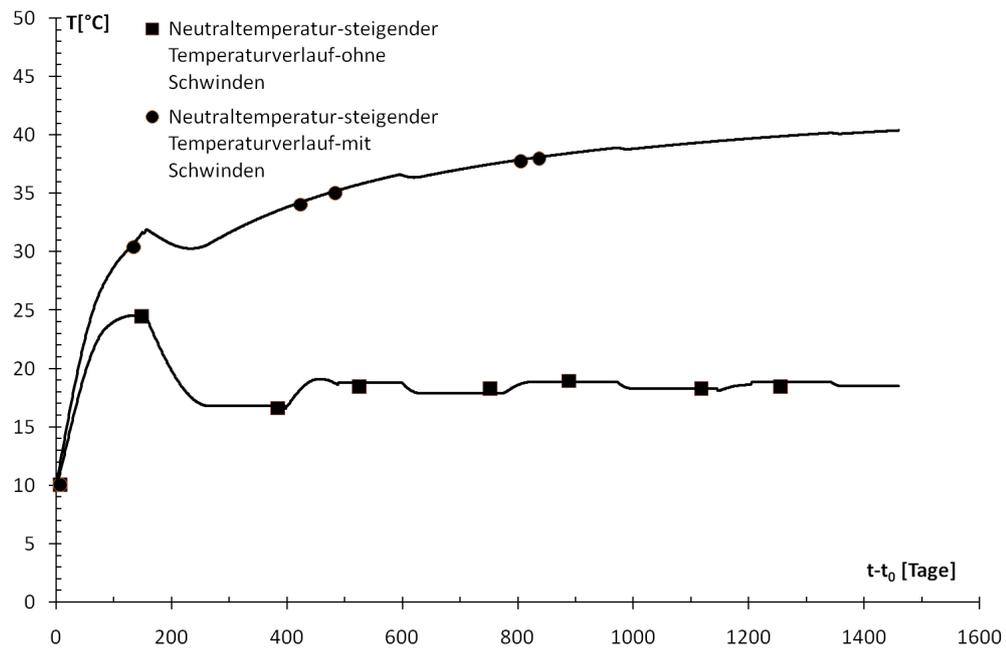


Abbildung 6.16: Entwicklung der Neutraltemperatur bei einem abfallenden Temperaturverlauf

6.4 Einfluss einer Vorspannung

Der Einfluss einer Vorbelastung bzw. Vorspannung auf das Grundsystem wurde unter Berücksichtigung des Schwindens untersucht. Es fällt auf, dass mit wachsender Vorspannkraft

- die Betonspannung wächst,
- die Stahlspannung kleiner wird,
- die Zwangskraft auf der Zugseite kleiner und auf der Druckseite größer wird
- und sich die Rissbreite letztendlich verringert.

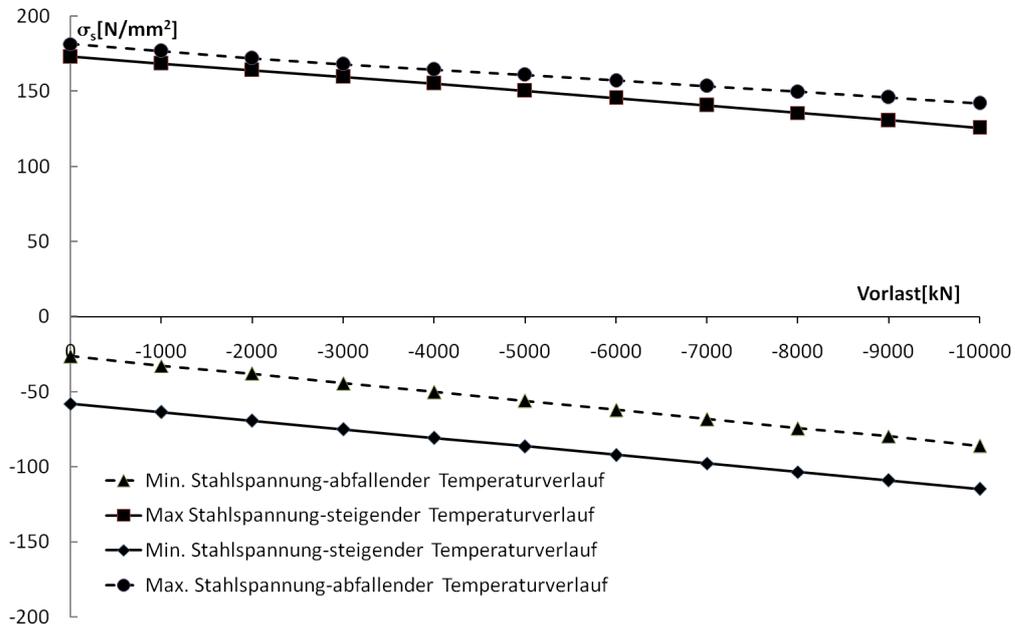


Abbildung 6.17: Einfluss einer Vorbelastung auf die Stahlspannung

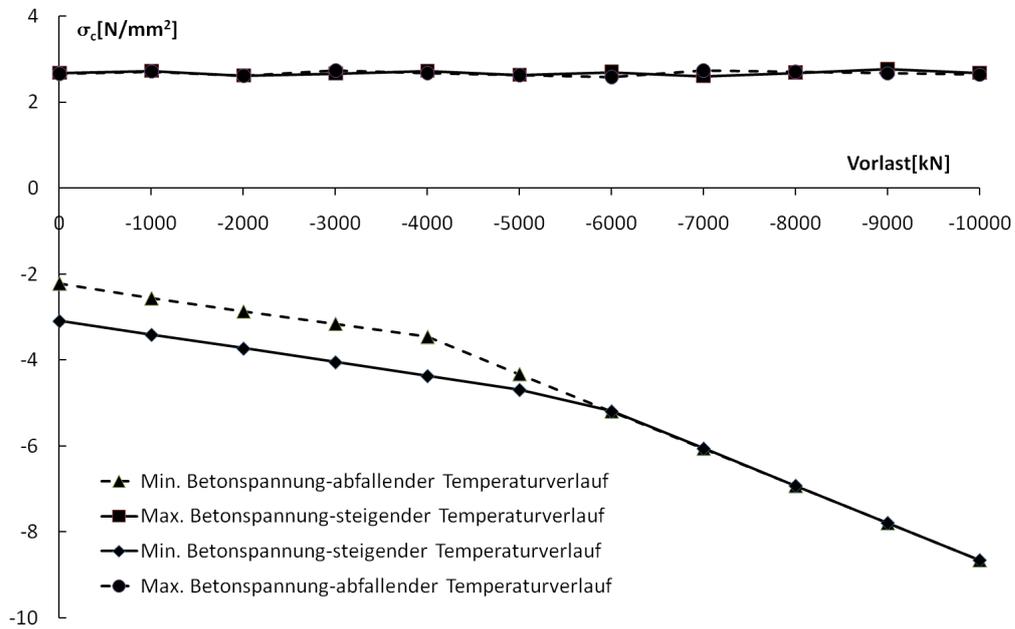


Abbildung 6.18: Einfluss einer Vorbelastung auf die Betonspannung

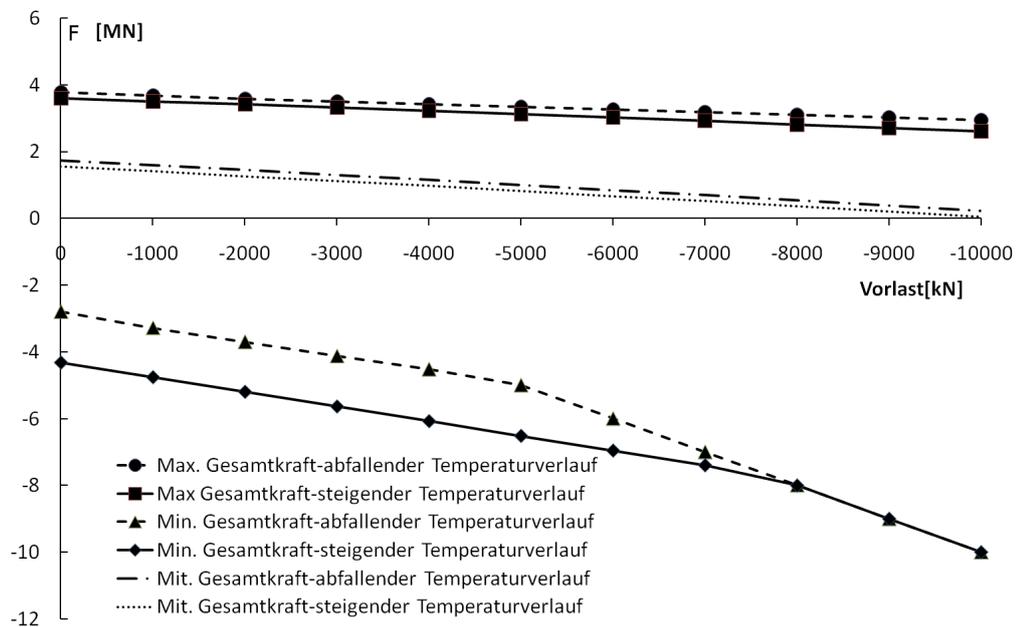


Abbildung 6.19: Einfluss einer Vorbelastung auf die zentrische Zwangskraft

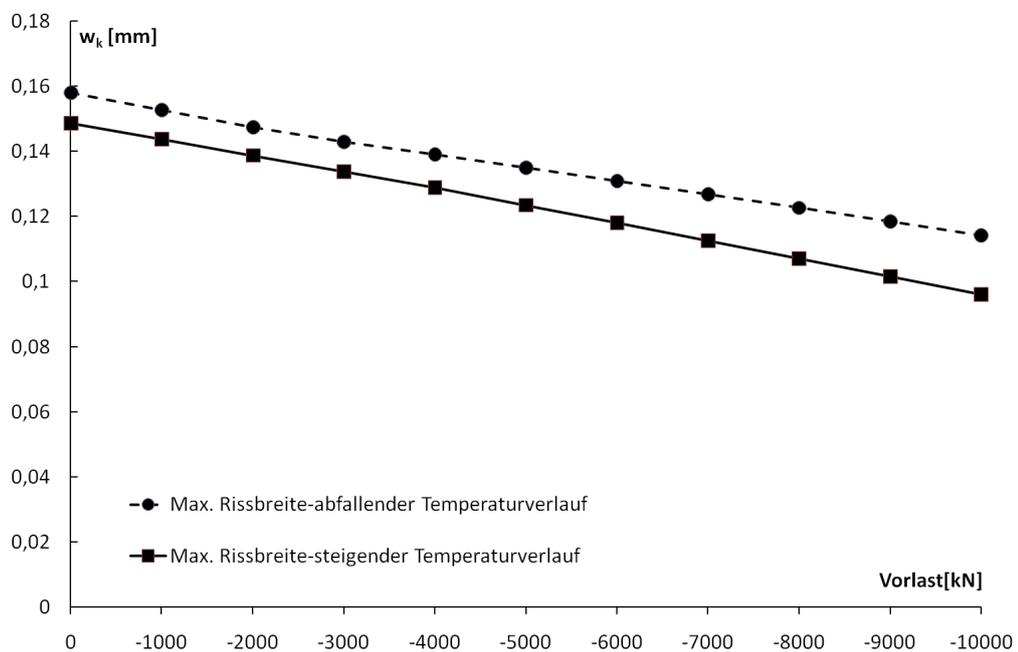


Abbildung 6.20: Einfluss einer Vorspannung auf die Rissbreite

6.5 Einfluss der Druckfestigkeit

Die Ergebnisse wurden für das Grundsystem berechnet. Dabei wird ein abfallender Temperaturverlauf und die Einwirkung des Schwindens berücksichtigt. Da der Elastizitätsmodul

des Betons von der Druckfestigkeit abhängig ist, hat diese maßgeblichen Einfluss auf die Zwangempfindlichkeit des Systems. Die Zunahme des E-Moduls bringt mit sich, dass die Zwangskräfte ebenfalls zunehmen. Um diese Zunahme auszugleichen, können kleinere Querschnitte gewählt werden, da die Verringerung der Dehnsteifigkeit aus der Querschnittsfläche größer ist, als die Erhöhung der Dehnsteifigkeit aus dem Elastizitätsmodul [Sch99]. Außerdem bewirkt eine höhere Betonfestigkeit größere Beton- und Stahlspannungen. Durch die Erhöhung der Stahlspannungen wächst die Rissbreite dementsprechend.

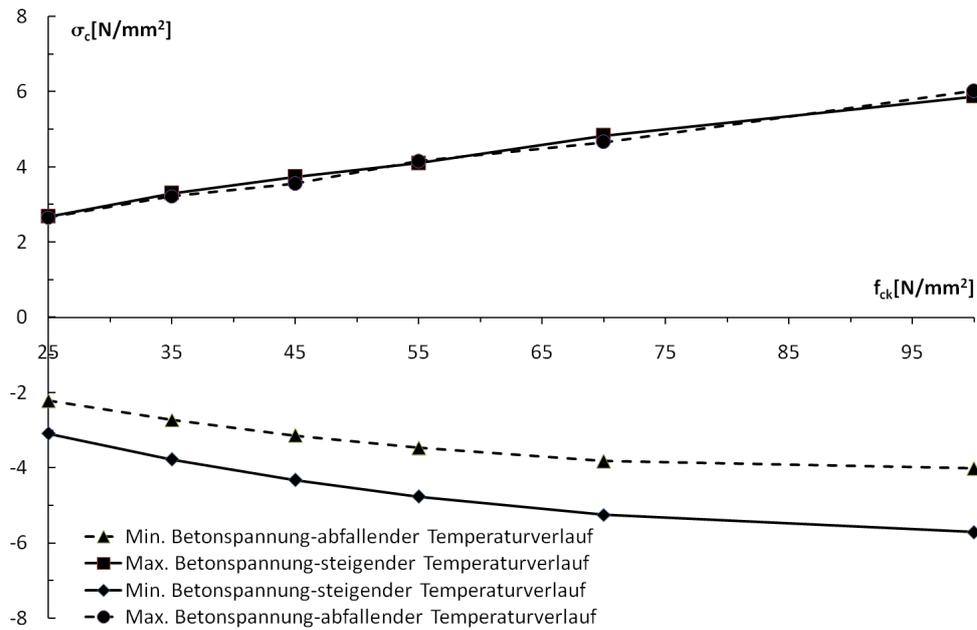


Abbildung 6.21: Einfluss der Druckfestigkeit auf die Betonspannung

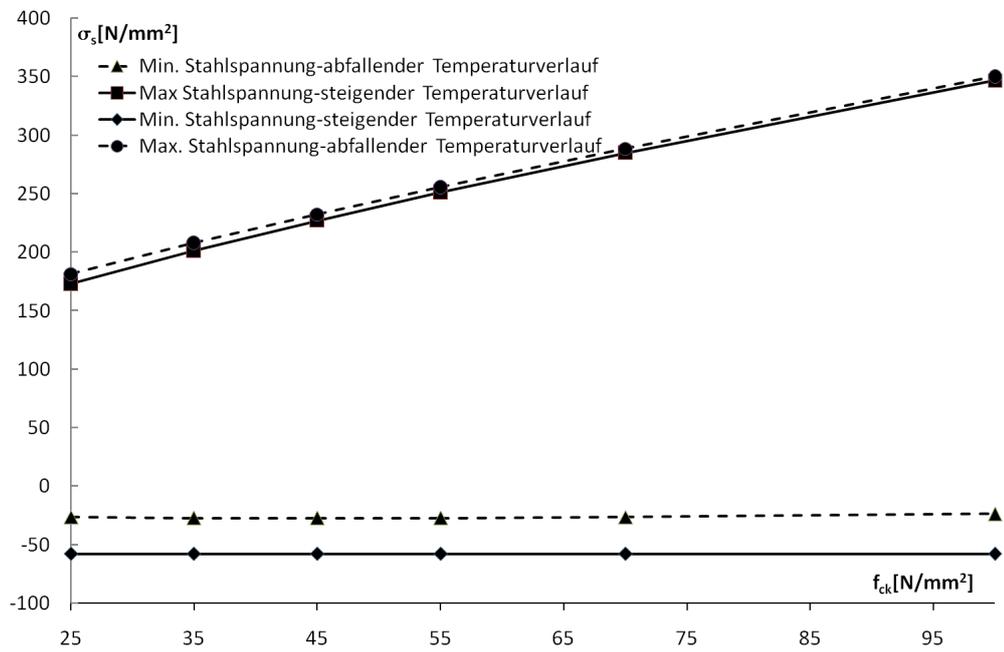


Abbildung 6.22: Einfluss der Druckfestigkeit auf die Stahlspannung

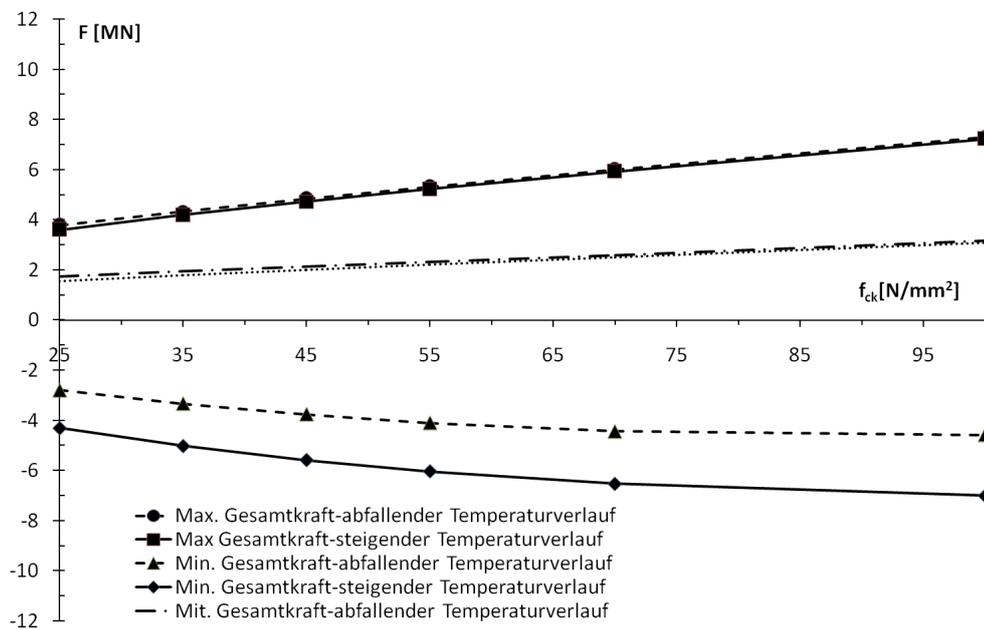


Abbildung 6.23: Einfluss der Druckfestigkeit auf die zentrische Zwangskraft

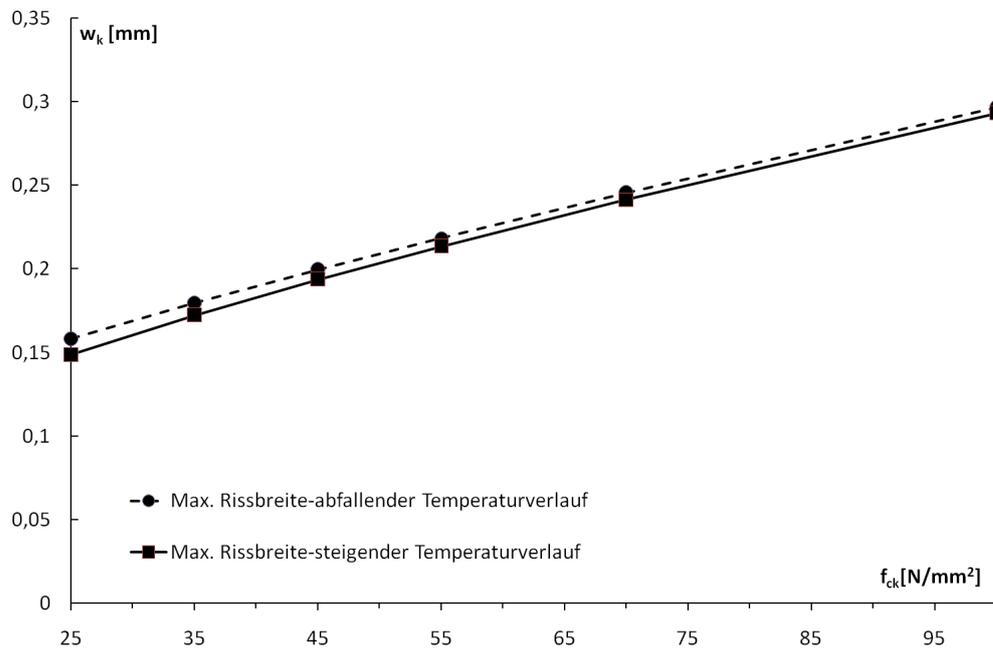


Abbildung 6.24: Einfluss der Druckfestigkeit auf die Rissbreite

6.6 Einfluss der Querschnittshöhe

Um die Ergebnisse von diesem Abschnitt mit den Ergebnissen vom letzten Abschnitt vergleichen zu können, wurden hier die Gleiche Eingangsparametern eingegeben als bei der Analyse der Druckfestigkeit: Berücksichtigung des Schwindens, abfallender Temperaturverlauf, Bewehrungsgrad $\rho = 2\%$ und $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.

Es fällt auf, dass der Einfluss der Querschnittshöhe auf die Zwangskraft größer ist, als der Einfluss der Druckfestigkeit bzw. des E-Moduls. Das soll bei dem Entwurf berücksichtigt werden.

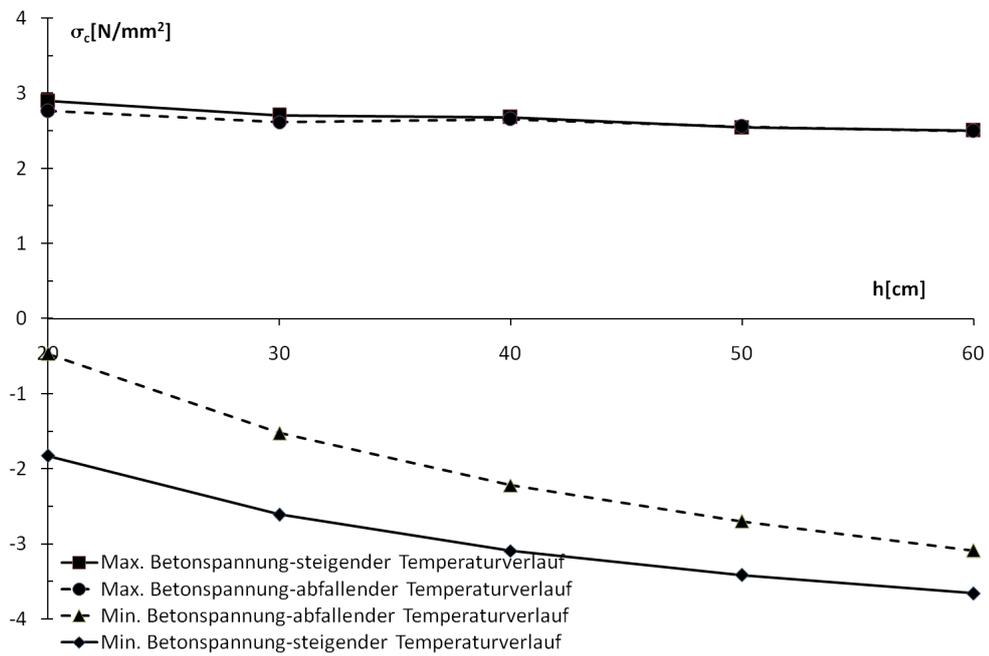


Abbildung 6.25: Einfluss der Querschnittshöhe auf die Betonspannung

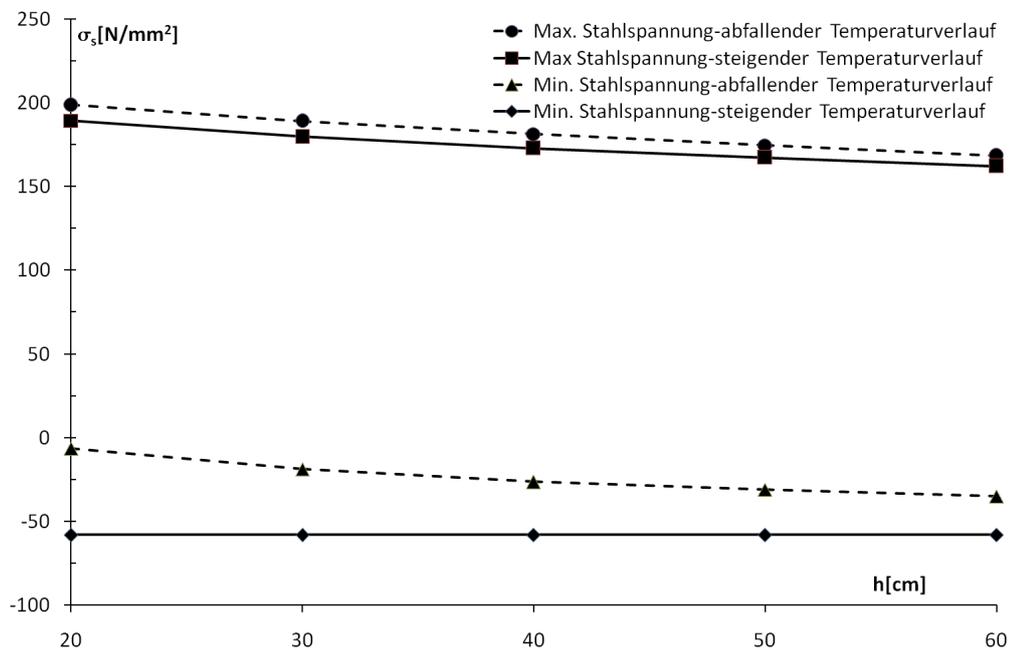


Abbildung 6.26: Einfluss der Querschnittshöhe auf die Stahlspannung

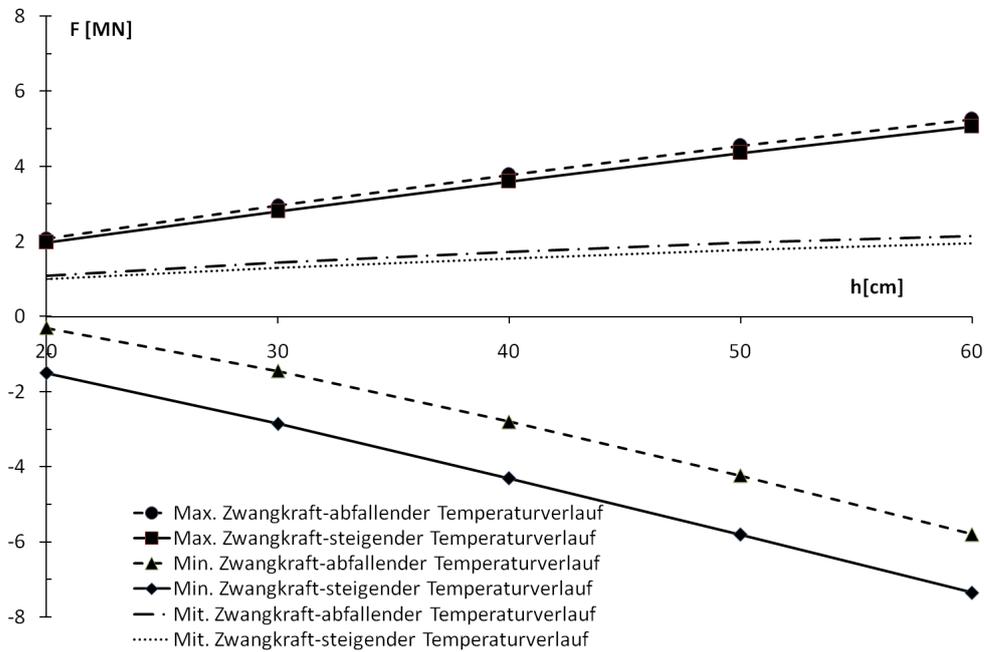


Abbildung 6.27: Einfluss der Querschnittshöhe auf die Zwangkraft

6.7 Einfluss des Zeitpunkts zum Lückenschluss t_0

Der Zeitpunkt zum Lückenschluss hat einen hauptsächlichen Einfluss auf das Betonalter, und dieses wiederum auf die Relaxation und das Schwinden.

Die Relaxationsvermögen des Betons nimmt mit zunehmendem Betonalter ab. Geht man von einem alten Beton aus, so können die günstigen zwangabbauenden Wirkungen der Relaxation bei der Bemessung nicht berücksichtigt werden. Dieser Einfluss wird in Abb. 6.28 graphisch dargestellt. Es fällt auf, dass der Wert der maximalen Betonspannungen sich fast verdoppelt, wenn man von $t_0 = 10$ Tage zu $t_0 = 1000$ Tage geht.

Im Gegensatz dazu, werden die Schwindbeanspruchungen mit zunehmenden Betonalter kleiner, da das Schwinden überwiegend im jungen Alter stattfindet. In der vorliegenden Arbeit wurden zwei extreme Szenarios betrachtet: Berücksichtigung einer höheren Schwindbeanspruchung und eine Missachtung der Schwindbeanspruchung. Eine rechnerische Verminderung der Schwindbeanspruchung [Sch99] durch Relaxation wurde nicht berücksichtigt, weil sich dieser Fall zwischen beiden extremen Szenarios befindet. Weitere Angaben zu Reduktionsfaktoren für die Schwindbeanspruchung sind in [Tro67] [Rüs83] zu finden.

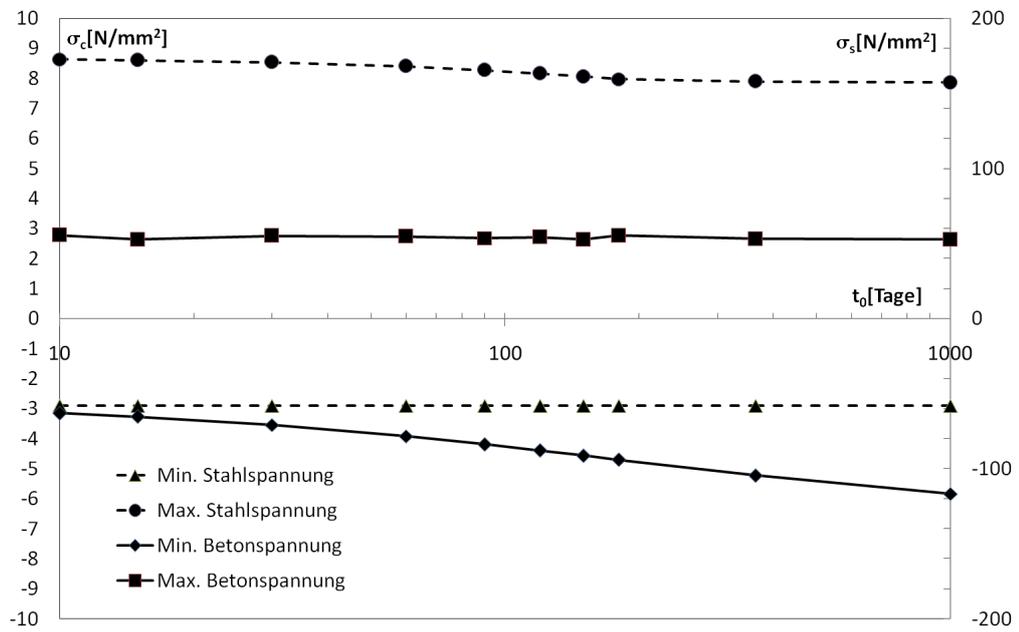


Abbildung 6.28: Einfluss des Zeitpunktes zum Lückenschluss t_0 auf die maximalen Spannungen

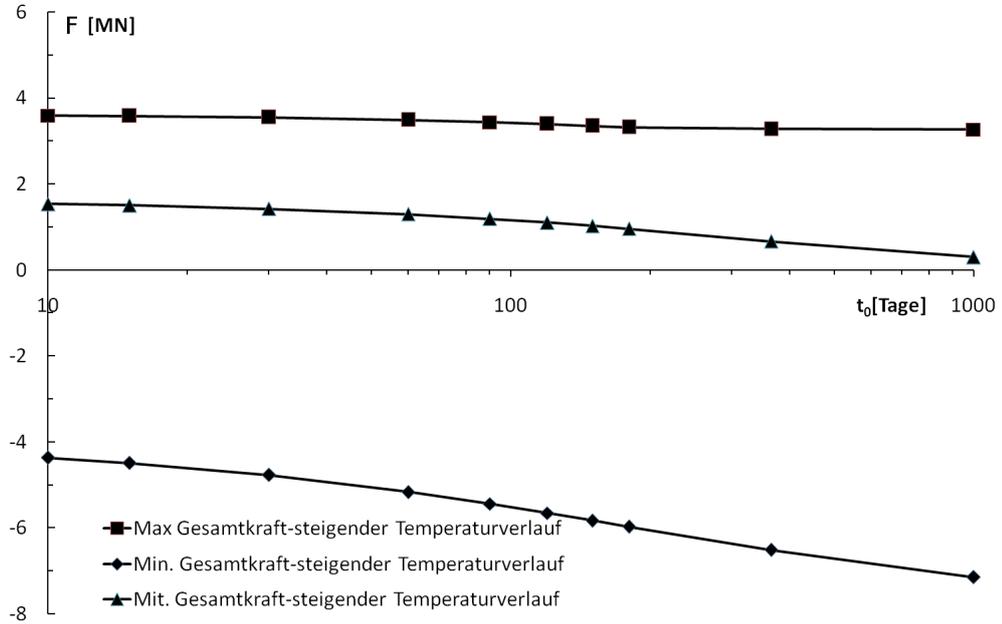


Abbildung 6.29: Einfluss des Zeitpunktes zum Lückenschluss t_0 auf die Zwangskraft

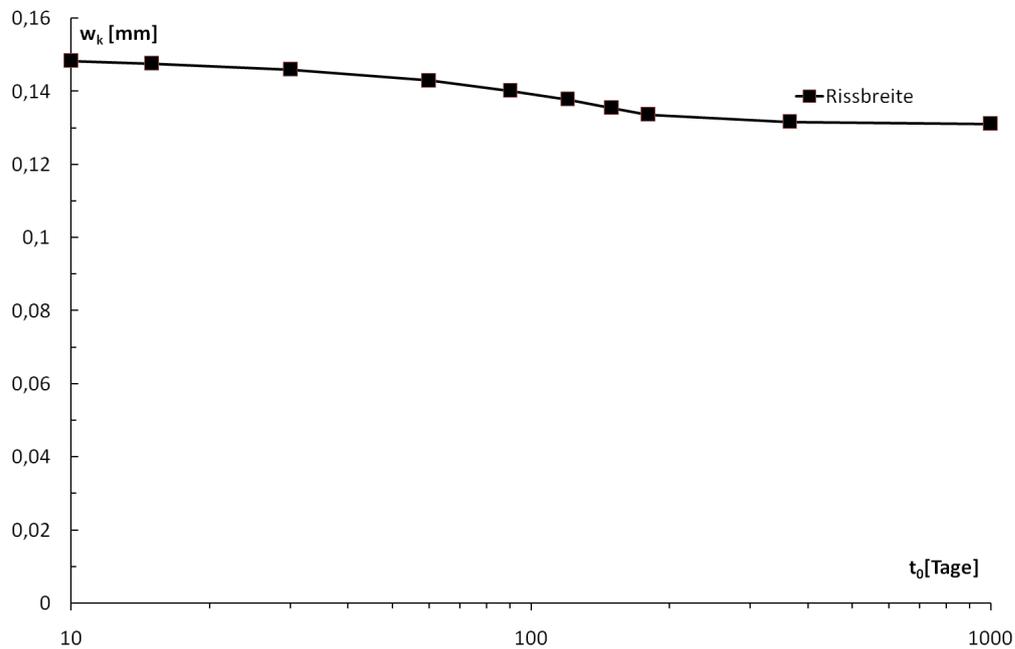


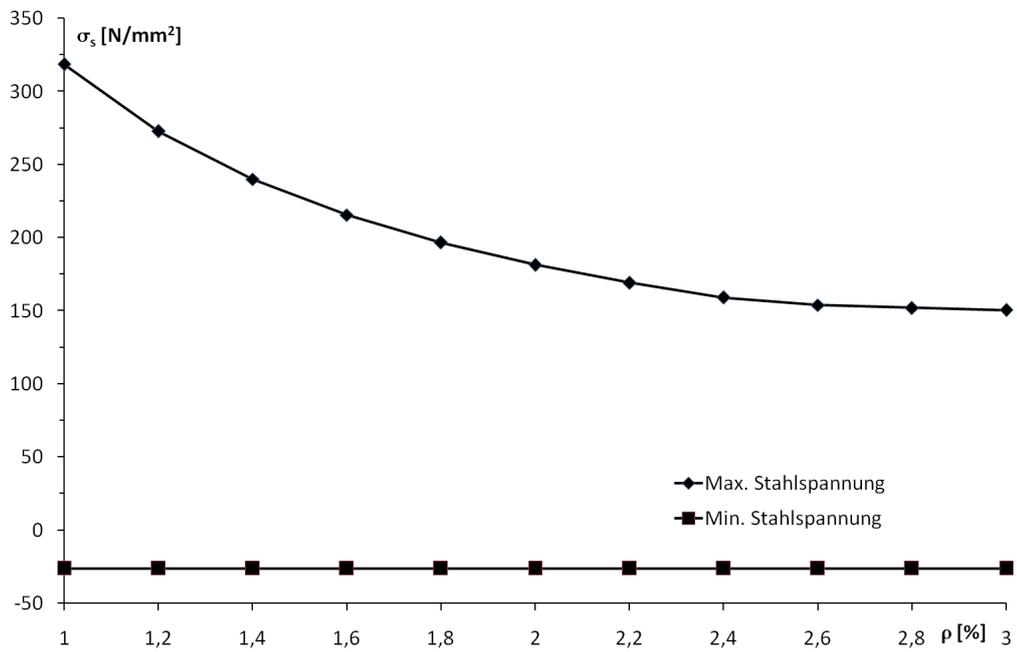
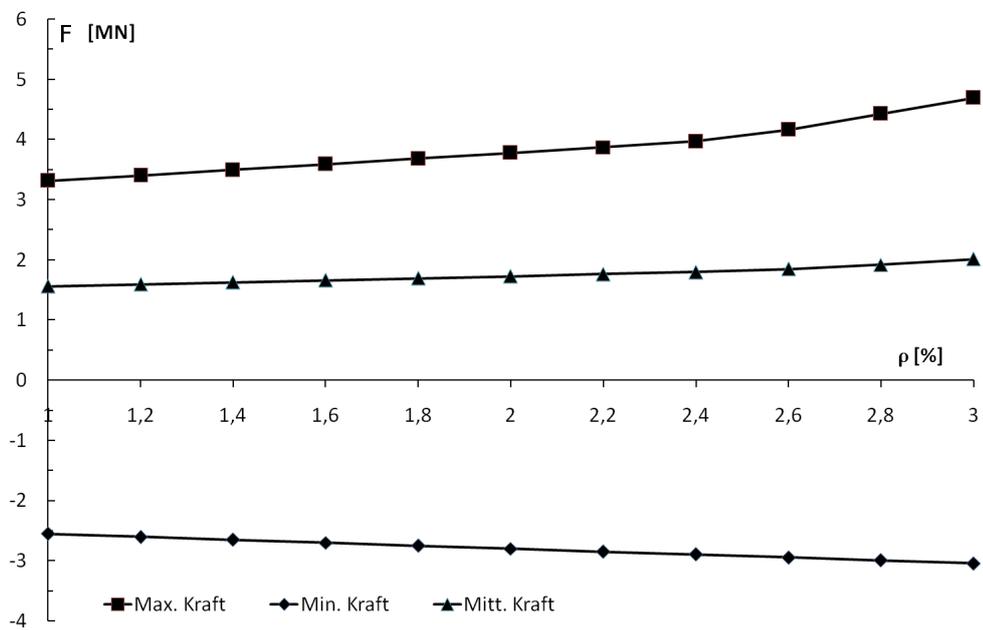
Abbildung 6.30: Einfluss des Zeitpunktes zum Lückenschluss t_0 auf die maximale Rissbreite

6.8 Einfluss der Bewehrung

Eine Vergrößerung des Bewehrungsgrades ρ wirkt wie eine Vergrößerung des Behinderungsgrades 3.7 und erhöht damit leicht die Zwangskraft, wie in Abb. 6.32 gezeigt wird. Der Zeitpunkt des Auftretens der Rissbildung ist auch durch den Bewehrungsgrad beeinflusst. Die Erstrissspannung wird mit zunehmendem Bewehrungsgrad geringer.

Da die ganze Zugkraft im Rissquerschnitt allein vom Stahl aufgenommen wird, reduziert sich so die Spannung im Stahl. Das wird in Abb. 6.31 gezeigt. Das ist der Grund warum sich die Rissbreite mit zunehmendem Bewehrungsgrad verringert (s. 6.33).

Nach dem Ansatz für die Berechnung der Rissbreite [Zeh10], der im Programm implementiert wurde, hat der Nenndurchmesser nur einen Einfluss auf die Rissbreite, wie in Abb. 6.34 dargestellt wird. Der Einfluss des Durchmessers auf den zentrischen Zwang ist dabei von geringerer Bedeutung [Sch99].

Abbildung 6.31: Einfluss des Bewehrungsgrades ρ auf die StahlspannungAbbildung 6.32: Einfluss des Bewehrungsgrades ρ auf die Zwangskraft

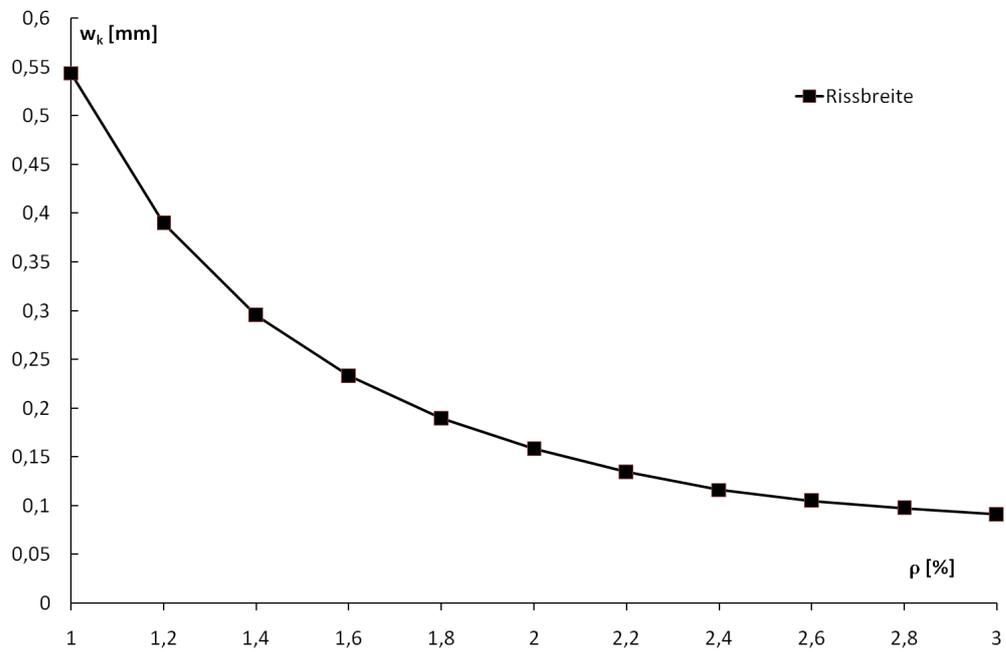


Abbildung 6.33: Einfluss des Bewehrungsgrades ρ auf die Rissbreite

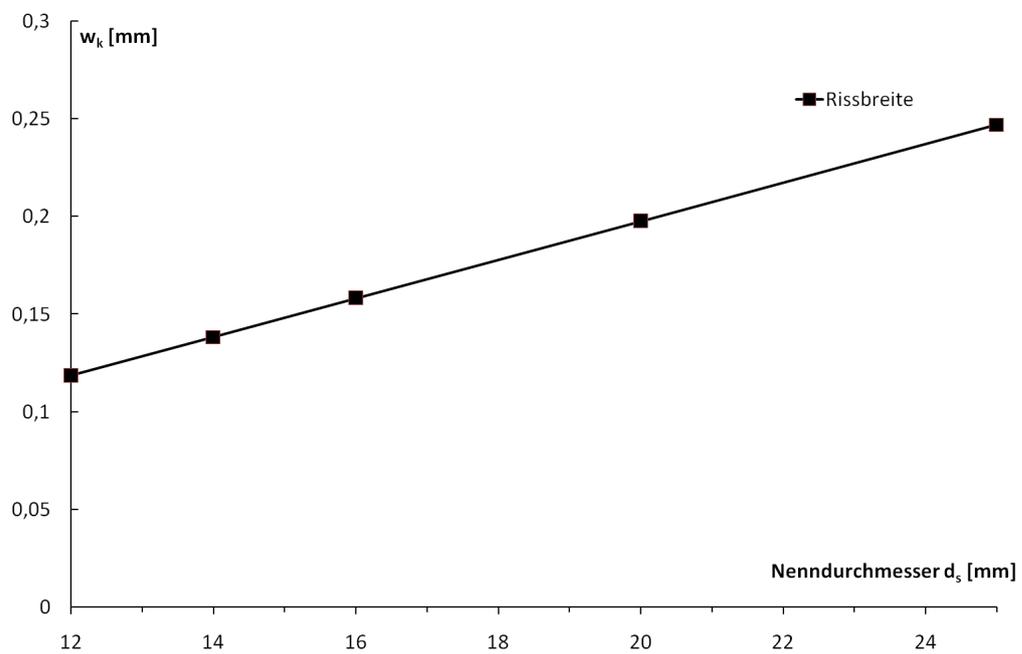


Abbildung 6.34: Einfluss des Durchmessers auf die Rissbreite

6.9 Einfluss der Aufstelltemperatur

Der Einfluss der Aufstelltemperatur auf das Grundsystem wurde ohne Berücksichtigung des Schwindens untersucht.

Die Temperatur und der Zeitpunkt des Kraftschlusses haben einen großen Einfluss auf die maximalen Stahlspannungen (s. Abb. 6.35) und auf die maximalen Betonspannungen 6.36. Eine günstige Aufstelltemperatur in Kombination mit einem ebenfalls günstigen Zeitpunkt zum Kraftschluss und mit einer geeigneten Behandlung des Schwindens kann eine ähnlich positive Auswirkung auf die Rissbildung haben, wie eine große Vorspannkraft. Um diese Auswirkung zu verdeutlichen ist die Abb. 6.20 mit der Abb. 6.38 zu vergleichen. Die Berechnung der Werte wurde im Abb. 6.20 unter Berücksichtigung des Schwindens durchgeführt und im Abb. 6.38 unter Missachtung des Schwindens durchgeführt.

Eine in solchem Maße positive Auswirkung lässt sich auf eine günstige Kombination der viskoelastischen Eigenschaften des Betons mit einer ebenfalls günstigen für die Spannungsabbau nichtlinearen Berechnung der Schnittgrößen auf der Zugseite zurückführen. Das hat damit zu tun, dass die Zugspannung im Beton schon an einem Zeitpunkt anfängt, wo der Stahl noch Druckspannung besitzt. Auf diese Weise wird die modifizierte mittlere Spannungs-Dehnungs-Linie für den Stahl im Verbund verschoben (s. Abb. 5.7) und deswegen reißt der Beton bei einer niedrigeren Stahlspannung.

Wenn man die Auswirkung einer Vorspannung und die Auswirkung der Aufstelltemperatur beide unter Berücksichtigung des Schwindens betrachten will, sollte man die Abb. 6.20 mit der Abb. 6.39 vergleichen. Als Haupttendenz lässt sich erkennen, dass höhere Aufstelltemperaturen zu breiteren Risse führen.

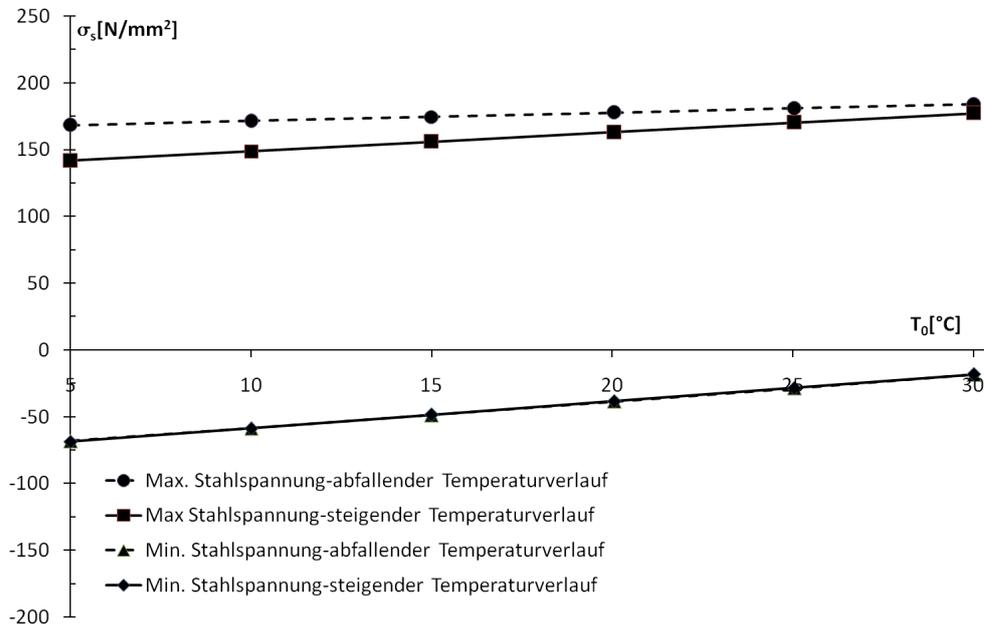


Abbildung 6.35: Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Stahlspannung

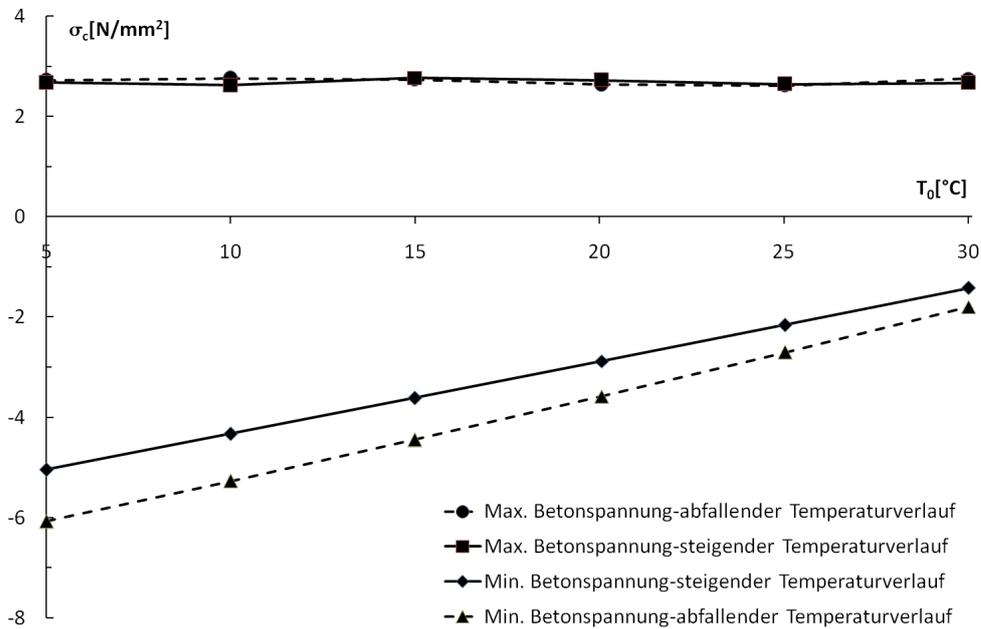


Abbildung 6.36: Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Betonspannung

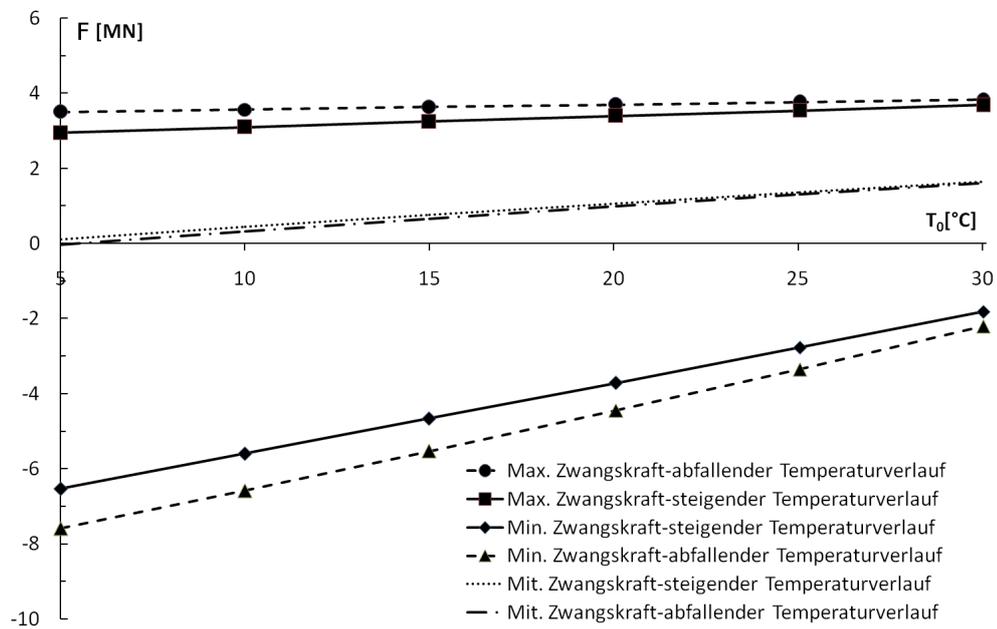


Abbildung 6.37: Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Zwangskraft

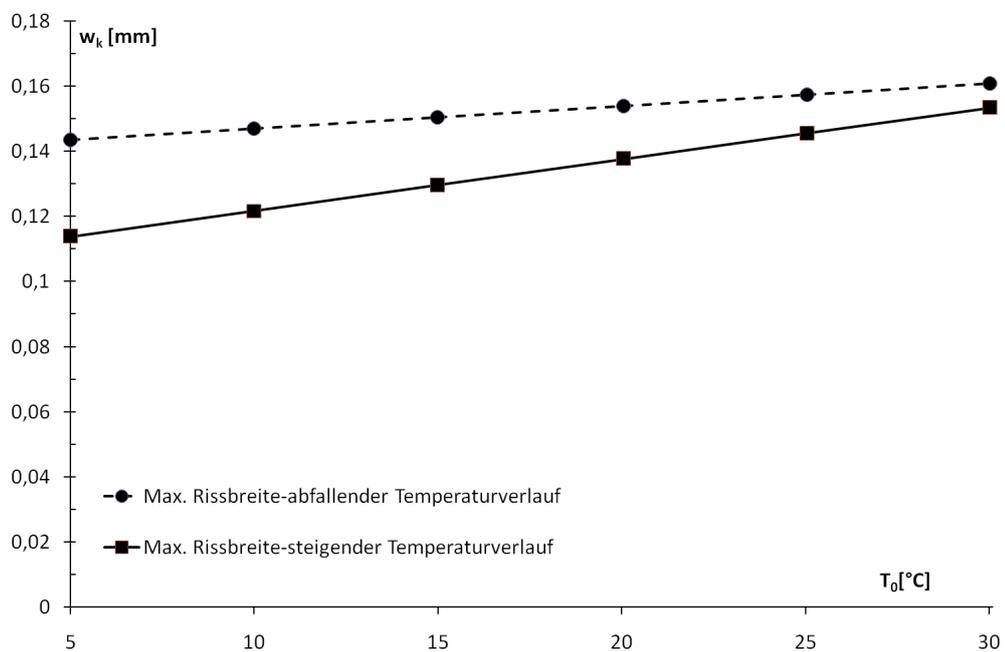


Abbildung 6.38: Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Rissbreite unter Missachtung des Schwindens

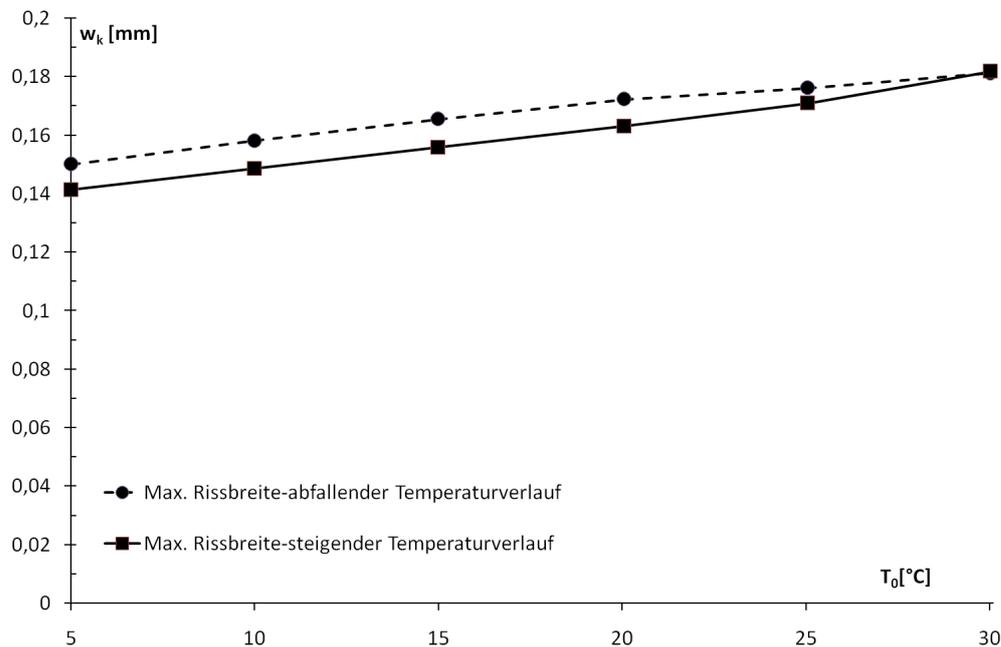


Abbildung 6.39: Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Rissbreite unter Berücksichtigung des Schwindens

6.10 Einfluss des Behinderungsgrades und des Schwindens

Der Einfluss des Behinderungsgrades wurde für ein Grundsystem bei einer Aufstelltemperatur von $T_0 = 10$ °C im Fall einer am Anfang abfallenden Temperaturbeanspruchung untersucht. Das Schwinden und der Behinderungsgrad spielen erst eine Rolle, ab dem Zeitpunkt, wo das Tragwerk monolithisch miteinander verbunden ist. Um zu wissen in welchen Maße das Schwinden eine Rolle spielt, wurden für jeden betrachteten Behinderungsgrad zwei mögliche Szenarios in Bezug auf das Schwinden berücksichtigt: Berücksichtigung eines ungünstigen Schwindens und Missachtung des Schwindeinflusses. Durch geeignete betontechnologische Maßnahmen, Querschnittsausbildung und Bauablauf kann man gezielt Einfluss auf die Entwicklung des Schwindens nehmen. Aus diesem Grund wurden diese zwei Szenarios betrachtet. Aus der Abb. 6.40 lässt sich entnehmen, dass ab einen Behinderungsgrad von $a = 0,6$ eine Veränderung des Behinderungsgrades keine wesentliche Rolle mehr spielt. Außerdem fällt es auf, dass für einen Behinderungsgrad von $a = 0,2$ der Querschnitt unter den betrachteten Temperaturbeanspruchungen nicht reißt. Im Fall der Stahlspannungen merkt man auch, dass der Stahl für einen Behinderungsgrad von $a = 0,2$ und bei Missachtung des Schwindens keinen Spannungssprung erfährt. Darüber hinaus soll mit folgenden Abbildungen gezeigt werden, dass eine Variation des Behinderungsgrades ab $a > 0,6$ nur eine unwesentliche Rolle bei der Stahlspannungen (s. Abb. 6.41), Zwangskraft

6.42 und Rissbildung 6.43 spielt.

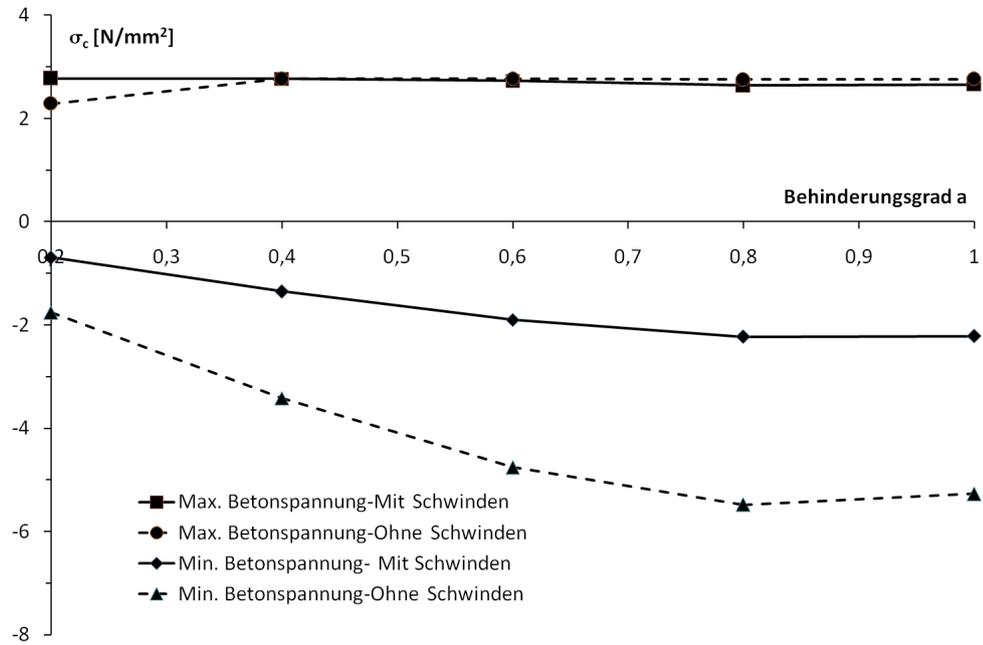


Abbildung 6.40: Einfluss des Behinderungsgrades und Schwindens auf die Betonspannung

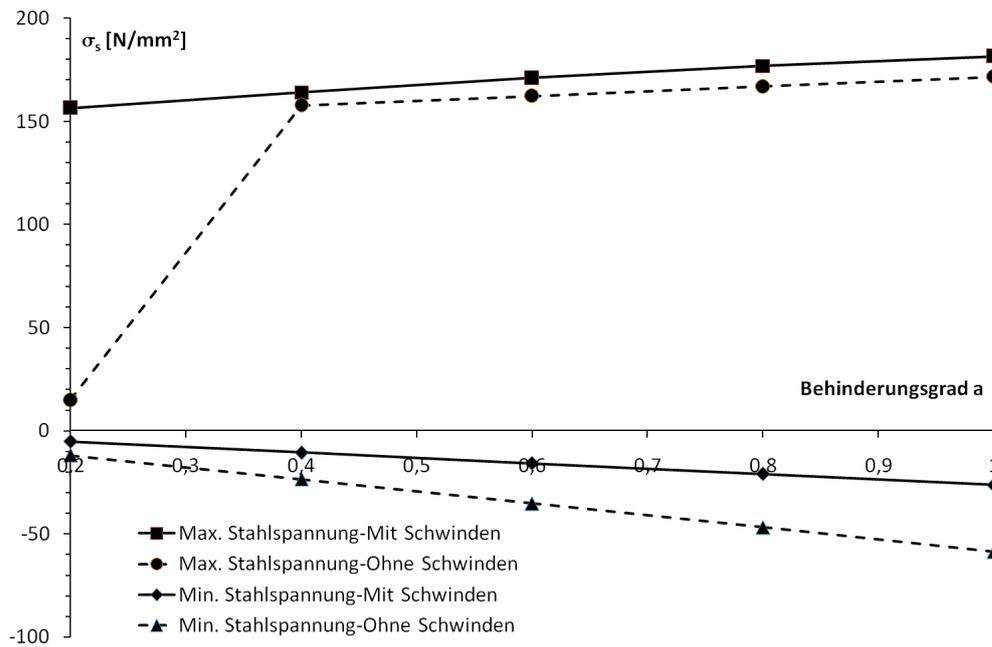


Abbildung 6.41: Einfluss des Behinderungsgrades und Schwindens auf die Stahlspannung

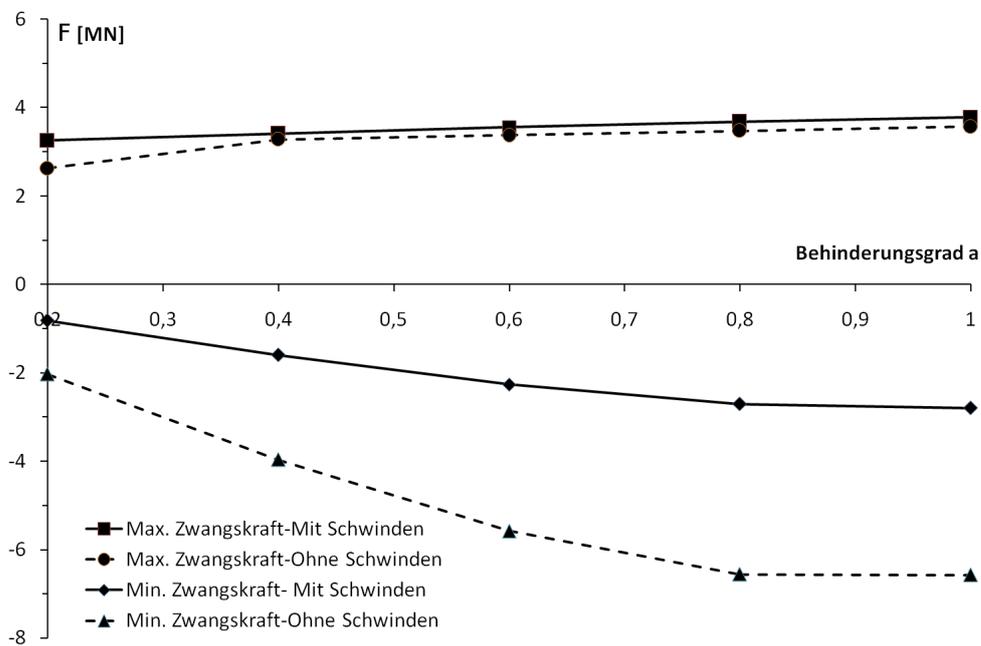


Abbildung 6.42: Einfluss des Behinderungsgrades und Schwindens auf die Zwangskraft

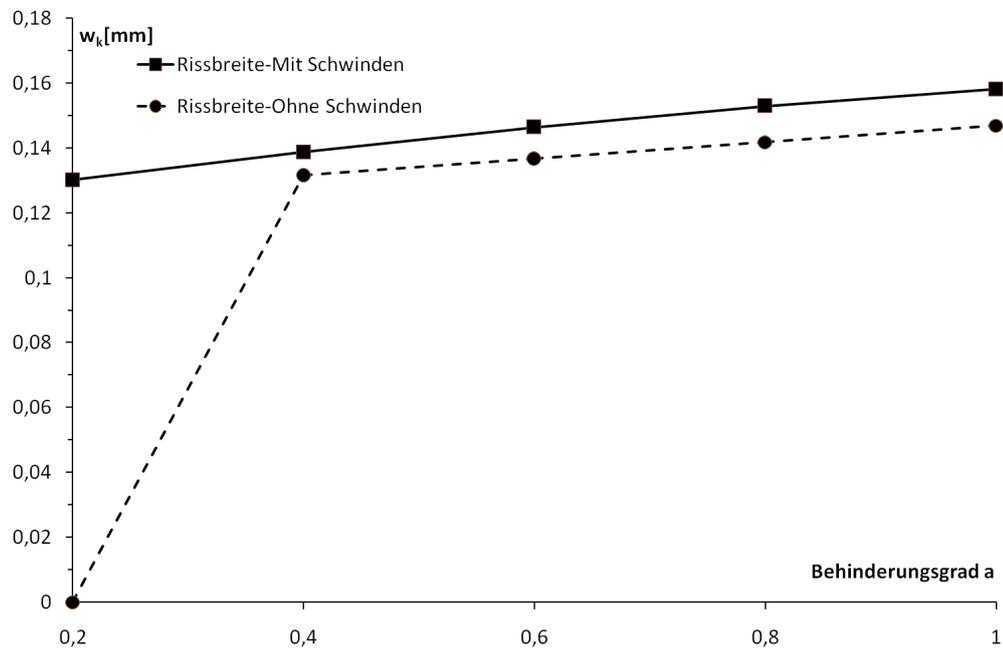


Abbildung 6.43: Einfluss des Behinderungsgrades und Schwindens auf die Rissbreite

6.11 Zusammenfassung der Schlussfolgerungen

6.11.1 Aufstelltemperatur

Im Prüfbericht [Dud11] wird angedeutet, dass die Tragplatte bei einer Bauteiltemperatur von 20 °C gekoppelt werden soll. Das setzt voraus, dass die Kopplung der Tragplatte nur an warmen Sommertagen durchgeführt werden kann. Die Ergebnisse der Untersuchung von Abs. 6.9 zeigen dagegen, dass es vorteilhafter wäre, den Kraftschluss zu einer möglichst niedrigen Temperatur durchzuführen. Am Besten wäre es zu Frühlingsanfang. Auf diese Weise könnte die Erwärmung der Platte in den kommenden Monaten als eine natürliche Vorspannkraft dienen. Berücksichtigt man außerdem die positive Auswirkung der Relaxation bei der Temperatur zur Druckentlastung, so fängt die Zugbeanspruchung zu einem Zeitpunkt an, wo der Stahl noch Druckspannung besitzt. Desweiteren erreicht der Querschnitt die Risschnittgrößen bei einer niedrigeren Stahlspannung.

Ziel der Parameterstudie ist es auch das Temperaturband zu ermitteln, das den ungünstigsten Fall zum Zeitpunkt des Lückenschlusses darstellt, falls diese Temperatur vom Bauablauf nicht sichergestellt werden kann. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass dieser Fall bei Temperaturen $T_0 > 20$ °C während eines abfallenden Temperaturverlaufes in Richtung der kalten Monaten besteht.

6.11.2 Temperaturverlauf

In Bezug auf die Stahlspannung und auf die Rissbildung ist ein am Anfang abfallender Temperaturverlauf als ungünstig zu betrachten. Der Grund dafür ist, die geringe Ausnutzung des Relaxationsvermögen im Beton, das zu niedrigen Stahlspannungen im Riss führt.

Die maximalen Druckspannungen im Beton bestehen im Allgemeinen bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf. Der Grund dafür ist, dass der Beton in diesem Fall seit ersten Druckzyklus schon älter geworden ist. Aus diesem Grund ist er mehr von seinen elastischen Eigenschaften geprägt, weil sich teilweise schon sein Relaxationsvermögen vermindert hat.

6.11.3 Zentrische Zwangbeanspruchungen

Zeitpunkt zum Auftritt der extremen zentrischen Zwangsbeanspruchungen

Berücksichtigt man keine Einwirkung des Schwinden, so treten die maximalen Beton- und Stahlspannungen im ersten Belastungszyklus auf. Wenn man das Betonschwinden berücksichtigt, so nehmen die Stahlspannungen mit der Zeit zu, bis das Schwinden abklingt. Das Gleiche gilt auch für die zentrische Zwangskraft.

Verlauf der Zwangskraft

Der Verlauf der Zwangskraft ist auf der Druckseite stark von der Relaxation des Betons geprägt. Auf diese Weise klingen die Druckspannungen im Beton ab. Die Entwicklung der maximalen Zug-Zwangkräfte zeigen sich stabiler. Bei den ersten Zyklen ist das Verhalten auf der Zugseite der Zwangskraft stark von der Rissbildung abhängig. Bei den kommenden Zyklen ist die neue Lage des Rissbildungspunktes ($\sigma_{s1v}, \varepsilon_{s1v}$) durch die Wechselwirkung mit der Relaxation des Betons bestimmt.

Bei der Darstellung der Zwangskraft in der Abbildungen von diesem Kapitel wurden zusätzlich die Mittelzwangkräfte eingetragen. Diese lassen sich aus dem Durchschnitt aller berechneten Zwangkräfte im Untersuchungszeitraum berechnen. Dieser Durchschnitt wurde ermittelt, um zu veranschaulichen, dass die Zwangskraft bei der LvFF sich überwiegend im Zugbereich befindet. Aus diesem Grund sollte auf die Rissbildung geachtet werden, um die Lebensdauer der LvFF zu gewährleisten.

6.11.4 Vorspannung

Die Varianten mit Vorspannung zeigen gegenüber der Varianten ohne Vorspannung, dass die Vorspannkraft erst eine positive Auswirkung hat, wenn die ungünstigen Einflüsse des Schwindens durch gezielte Bauabläufe und betontechnologische Maßnahmen beherrscht werden. Man kann auch die Aufstelltemperatur und den Zeitpunkt zum Kraftschlusses so wählen, dass beide zusätzlich mit einer auf natürliche Weise aufgebrauchten Vorspannkraft beitragen.

6.11.5 Druckfestigkeit und Querschnitt

Um eine geeignete Wahl des Querschnittes zu treffen, muss man den Einfluss der Betondruckfestigkeit gegenüber dem Einfluss der Querschnittssteifigkeit abwägen. Allein eine Zunahme der Druckfestigkeit führt zu einer Zunahme der zentrischen Zwangbeanspruchung und damit wird die Rissbreite größer. Bei einer kombinierten Zunahme der Druckfestigkeit und einer gleichzeitigen Verringerung der Querschnittssteifigkeit kann man die Zwangempfindlichkeit des Systems in geeigneter Weise steuern. Der Einfluss der Verringerung der Steifigkeit aus der Querschnittsfläche ist nach den Ergebnissen von größerer Bedeutung als eine Erhöhung der Dehnsteifigkeit aus dem Elastizitätsmodul.

6.11.6 Behinderungsgrad

Eine Änderung des Behinderungsgrades hat praktisch keine Auswirkung auf die zentrischen Zwangbeanspruchungen. Nur im Falle eines zu geringen Behinderungsgrades werden die Spannungen wesentlich verändert. Der Einfluss des Behinderungsgrades auf die Zwangkräfte im Druckbereich ist jedoch größer als der auf die Zwangkräfte im Druckbereich. In beiden Fällen ist der Einfluss gering. Das lässt sich wie folgt erklären: Der Querschnitt reißt schon bei einem niedrigen Behinderungsgrad. Nachdem die Risschnittgrößen erreicht wurden, spielt der Behinderungsgrad keine wesentliche Rolle mehr in Bezug auf die maximalen Spannungen.

6.11.7 Bewehrungsgrad und Durchmesser

Die Bewehrung übt eine Art Verformungsbehinderung im Bauteil aus. Das bedeutet eine Zunahme der Bewehrung hat eine ähnliche Auswirkung wie eine Zunahme des Behinderungsgrades. Insgesamt ist ihr Einfluss jedoch geringer als der Einfluss des Behinderungsgrades. Im Bezug auf die Rissbreite ist der Einfluss der Bewehrung im Spannungsband der LvFF sehr wichtig. Nach den Ergebnisse der Untersuchungen ist es empfehlenswert, nicht größere Stabdurchmesser bei der Bewehrung einzusetzen, weil diese zu breiteren Rissen führen können.

Literaturverzeichnis

- [AMB09] A. M. BUTCHER, J. P. Newhook: Long-Term Monitoring of the Confederation Bridge. *4th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII-4) 2009* (2009)
- [And13] ANDERS, Isabel: *Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone*, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe and Baden (2013)
- [App05] APPELL, Jürgen und VÄTH, Martin: *Elemente der Funktionalanalysis: Vektorräume, Operatoren und Fixpunktsätze*, Vieweg (2005)
- [Bar03] BARR, B.; HOSEINIAN, S. B. und BEYGI, M. A.: Shrinkage of concrete stored in natural environments. *Cement and Concrete Composites* (2003), Bd. 25(1): S. 19–29, URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946501000440>
- [Bas77] BASTGEN, Klaus J.: *Relaxationsverhalten des Betons: Teil I: Beurteilung der Verfahren zur Berechnung aus dem Kriechverhalten*, Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen / Nordrhein-Westfalen, Westdt. Verl, Opladen (1977)
- [Bas79] BASTGEN, Klaus J.: *Relaxationsverhalten des Betons: Teil II: Experimentelle Untersuchung des Relaxationsverhaltens des Betons anhand von Kurzzeit- und Langzeitrelaxationsversuchen*, Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen / Nordrhein-Westfalen, Westdt. Verl, Opladen (1979)
- [Baž74] BAŽANT, Z.P und WU, S.T: Rate-type creep law of aging concrete based on maxwell chain. *Matériaux et Construction* (1974), Bd. 7(1): S. 45–60, URL <http://dx.doi.org/10.1007/BF02482679>
- [Baž85a] BAŽANT, Z. P. und CHERN, J. C.: Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism. *Materials and Structures* (1985), Bd. 18(1): S. 1–20, URL <http://dx.doi.org/10.1007/BF02473360>
- [Baž85b] BAŽANT, Z. P. und WANG, Tong-Sheng: Practical prediction of cyclic humidity effect in creep and shrinkage of concrete. *Materials and Structures* (1985), Bd. 18(4): S. 247–252, URL <http://dx.doi.org/10.1007/BF02472911>
- [Baž88] BAŽANT, Z. P. und L'HERMITE, Robert: *Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete*, Wiley series in numerical methods in engineering, Wiley, Chichester and New York (1988)

- [Baž94] BAŽANT, Z. P.; HUET, Christian und MÜLLER, Harald S.: Comment on recent analysis of concrete creep linearity and applicability of principle of superposition. *Materials and Structures* (1994), Bd. 27(6): S. 359–361
- [Baž00] BAŽANT, Z. P. und BAWEJA, Sandeep: Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: Model B3. *ACI SPECIAL PUBLICATIONS* (2000), Bd. 194: S. 1–84
- [Ber05] BERGMANN, Stefan: *Untersuchungen zum Trag- und Schädigungsverhalten Fester Schienenfahrbahnen in Betonbauweise*, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin / Institut für Grundbau und Baubetrieb, TU, Univ.-bibl., Abt. Publ, Berlin, 1 Aufl. (2005)
- [Ber06] BERGMANN, Stefan: Meßtechnische Ermittlung der Beanspruchungen einer Festen Fahrbahn unter Zugüberfahrt, in: Frank Rackwitz (Herausgeber) *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik* (2006), S. 315–331
- [Ber09] BERGMEISTER, K.; WÖRNER, J.D und FINGERLOOS, F. (Herausgeber): *Beton-Kalender 2009 / Tl. 1 und Tl. 2: Schwerpunkte: Konstruktiver Hochbau - Aktuelle Massivbaunormen*, Ernst W. & Sohn Verlag (2009), URL http://books.google.de/books?id=2E9_uhZYSPkC
- [Bet08] BETTEN, Josef: *Creep mechanics : with 16 tables*, Springer, Berlin [u.a.], 3 Aufl. (2008)
- [Car89] CAROL, I. und MURCIA, J.: A model for the non-linear time-dependent behaviour of concrete in compression based on a Maxwell chain with exponential algorithm. *Materials and Structures* (1989), Bd. 22(3): S. 176–184, URL <http://dx.doi.org/10.1007/BF02472185>
- [CEB13] *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst, Wilhelm & Sohn, Berlin (2013)
- [DB 02] DB NETZ AG: *Anforderungskatalog zum Bau der festen Fahrbahn*, Deutsche Bahn AG, Geschäftsbereichs Netz, Frankfurt am Main, 4 Aufl. (2002)
- [DB 03] DB NETZ AG: Richtlinie 804, Eisenbahnbrücken – planen, bauen und instand halten (2003)
- [DB 08] DB NETZ AG: Richtlinienfamilie 820 Grundlagen des Oberbaus (2008)
- [Del09] DELGADO, Raimundo und CALÇADA, Rui: *Track-bridge interaction on high-speed railways: [mainly based on the papers presented at the workshop "Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways"]*, CRC Press/Balkema, Boca Raton and Fla. [u.a.] (2009)
- [Det62] DETTLING, Heinz: *Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone*, Schriftenreihe / Otto-Graf-Institut, Amtliche Forschungs- und

- Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen, Universität Stuttgart / Otto-Graf-Institut, Stuttgart, Otto-Graf-Institut, Stuttgart (1962)
- [Deu01] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN 1045, Tragwerke aus Beton und Stahlbeton: Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Beuth, Berlin (2001)
- [Deu02] DEUTSCHE BAHN AG: Rahmenplanung für Talbrücken mit Fester Fahrbahn (2002)
- [Deu05a] DEUTSCHE BAHN AG: Feste Fahrbahn auf kurzen Brücken: Konstruktive Anforderungen 4 (2005)
- [Deu05b] DEUTSCHE BAHN AG: Feste Fahrbahn auf Langen Brücken: Konstruktive Anforderungen 3 (2005)
- [Deu05c] DEUTSCHE BAHN AG: Grundsätze und allgemeind konstruktive Anforderungen für Feste Fahrbahn auf Brücken: Feste Fahrbahn auf Brücken (2005)
- [Deu09a] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken*, DIN-Fachbericht / Deutsches Institut für Normung, Beuth, Berlin, 2009 Aufl. (2009)
- [Deu09b] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken*, DIN-Fachbericht / Deutsches Institut für Normung, Beuth, Berlin, 2009 Aufl. (2009)
- [Deu10] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Erläuterungen zu DIN 1045-1*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth, Berlin [u.a.], 2 Aufl. (2010)
- [Dez88] DEZERNAT 12 DES BZA MÜNCHEN: Projektstudie Feste Fahrbahn auf Brücken (1988)
- [Dez91] DEZERNAT 12 DES BZA MÜNCHEN: Statusbericht zum Forschungsvorhaben Feste Fahrbahn auf Brücken (1991)
- [Dil83] DILGER, Walter H.; BROOKS, J. J. und NEVILLE, Adam M.: *Creep of plain and structural concrete*, Construction Pr, London [u.a.] (1983)
- [DIN10] DIN EN 1991: *Einwirkungen auf Tragwerke : DIN EN 1991*, Beuth, Berlin (2010)
- [DIN11] DIN EN 1992: *Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Beuth, Berlin, 2011 Aufl. (2011)
- [Dis37] DISCHINGER, Franz: Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. *Der Bauingenieur* (1937), Bd. 18(3): S. 487–520
- [Dis39] DISCHINGER, Franz: Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken. *Der Bauingenieur* (1939), Bd. 20(5/6): S. 53–63

- [Dud11] DUDA, Herbert: Schlussbericht-Feste Fahrbahn System Bögl Integral und Feste Fahrbahn Bögl semi-integral: Prüfbericht (2011)
- [DYW75] DYWIDAG: Brückentragwerk mit gleitend auf dem Überbau aufgelagerten und ohne unterbrechung über diesen hinweggeführten Verkehrsweg (1975)
- [DYW89] DYWIDAG und WINKLER: Feste Fahrbahnen auf Brücken: Zusammenstellung von geeigneten "Festen Fahrbahnen" unter Berücksichtigung der besonderen Anforderungen auf Brücken und Erfahrungsberichten (1989)
- [Egg13] EGGERT, Helmut; KAUSCHKE, Wolfgang und BLOCK, Tobias: *Lager im Bauwesen*, Ernst, Berlin, 3 Aufl. (2013)
- [Eis79] EISENMANN, Josef und DEISCHL, F.: Über die Ermittlung der stat. und dyn. Steifigkeit sowie des Reibungsverhaltens von Gleitmatten (1979)
- [Eis80] EISENMANN, Josef: Über die Ermittlung des Gleitverhaltens einer schotterlosen Fahrbahn auf kontinuierlicher Lagerung (1980)
- [Eur93] EURO-INTERNATIONAL COMMITTEE FOR CONCRETE: *CEB-FIP model code 1990 : design code*, Bulletin d'information / Comité Euro-International du Béton / Euro-International Committee for Concrete, Telford, London (1993)
- [Fal69] FALKNER, Horst: *Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst, Berlin (1969)
- [FE-83] FE-VORHABEN TV 7514 B: Technischer Schlußbericht - Fahrbahnmodelle für Massiv und Stahlbrücken für die Simulation: Konstruktion und Parameterangaben (1983)
- [Fel72] FELDMAN, R. F.: Mechanism of creep of hydrated portland cement paste. *Cement and Concrete Research* (1972), Bd. 2(5): S. 521–540, URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/000888467290107X>
- [Fie06] FIEBIG, Werner und DARR, Edgar: *Feste Fahrbahn : Konstruktion und Bauarten für Eisenbahn und Straßenbahn*, Eurailpress Tetzlaff-Hestra, Hamburg, 2 Aufl. (2006)
- [Flü75] FLÜGGE, Wilhelm: *Viscoelasticity*, Springer, Berlin [u.a.], 2 Aufl. (1975)
- [Fra76] FRANKE, Lutz: *Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen)*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst, Berlin [u.a.] (1976)
- [Fre10a] FREUDENSTEIN, Stephan: Die Entwicklung der Festen Fahrbahn in Betonbauweise als Fahrweg für den Hochgeschwindigkeitsverkehr. *BauPortal* (2010)

- [Fre10b] FREUDENSTEIN, Stephan: RHEDA 2000: Ballastless track systems for high-speed rail applications. *International Journal of Pavement Engineering* (2010), Bd. 11(4): S. 293–300
- [Fre10c] FREYSTEIN, Hartmut: Interaktion Gleis/Brücke – Stand der Technik und Beispiele. *Stahlbau* (2010), Bd. 79(3): S. 220–231, URL <http://dx.doi.org/10.1002/stab.201001299>
- [Ger93] GERLICH, Kurt und WINKLER, Joachim: Feste Fahrbahn auf Brücken: Entwicklung und erfahrungen. *ETR* (1993)
- [Gol01] GOLOWIN, Andrej: *Überspannungskonzept zur Modellierung von duktil-spröden Deformationsprozessen in Stahlbeton: Andrej Golowin. Technische Universität Berlin, Fraunhofer-IRB-Verl, Stuttgart* (2001)
- [Gra68] GRASSER, Emil: *Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei einachsigen Spannungszuständen*, München (1968)
- [Har07] HARTE, Reinhard; KRÄTZIG, Wilfried B. und PETRYNA, Yuri: Robustheit von Tragwerken – ein vergessenes Entwurfsziel? *Bautechnik* (2007), Bd. 84(4): S. 225–234, URL <http://dx.doi.org/10.1002/bate.200710019>
- [Hav12] HAVLÁSEK, P. und JIRÁSEK, M.: Modeling of concrete creep based on microprestress-solidification theory, in: *Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems: Proceedings of the Third International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, Hofburg Palace, Vienna, Austria, October 3-6, 2012*, CRC Press, S. 296
- [Hei07] HEIDOLF, Thorsten: *Zeit- und beanspruchungsabhängiges Tragverhalten von polymermodifiziertem Beton unter mehrfach wiederholter Beanspruchung: Time- and Strain-Dependent Behaviour of Polymer-Modified Concrete with Multifariouly Repeated Load*, Dissertation (2007), URL <http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn:nbn:de:gbv:wim2-20080102-11753>
- [Hil87] HILSDORF, H.K und MÜLLER, H.S: Stoffgesetze für das Kriechen und Schwinden von Dischinger bis heute, in: Manfred Specht (Herausgeber) *Spannweite der Gedanken*, Springer Berlin Heidelberg (1987), S. 193–212, URL http://dx.doi.org/10.1007/978-3-662-09966-7_13
- [Hop07] HOPPE, Ronald H. W. und FREUND, Roland W.: *Stoer/Bulirsch: Numerische Mathematik*, Springer, Berlin [u.a.] (2007)
- [Hua07] HUANG, Jian: *System engineering and data management for structural health monitoring*, Dalhousie University, Halifax and N.S (2007)
- [Jan12] JANSSEN, Gregor: Feste Fahrbahn - eine Zwischenbilanz. *Der Eisenbahningenieur : EI ; internationale Fachzeitschrift für Schienenverkehr & Technik* (2012), Bd. 63(6): S. 6–12

- [KK02] KESSLER-KRAMER, Christoph: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*, Inst. für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe (2002)
- [KK06] KESSLER-KRAMER, Christoph: Bruchmechanische Kennwerte für Feste Fahrbahn-Konstruktionen. *Der Eisenbahningenieur : EI ; internationale Fachzeitschrift für Schienenverkehr & Technik* (2006), Bd. 57(2): S. 39–45
- [Kla03] KLAUS, Martin: *Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken unter Temperatureinwirkung*, Berichte des Instituts für Massivbau der Leibniz-Universität Hannover / Institut für Massivbau, Hannover, Fraunhofer-IRB-Verl, Stuttgart (2003)
- [Klu70] KLUG, P. und WITTMANN, F.: The correlation between creep deformation and stress relaxation in concrete. *Matériaux et Construction* (1970), Bd. 3(2): S. 75–80, URL <http://dx.doi.org/10.1007/BF02476260>
- [Lec08] LECHNER, Bernhard und REN, Juan Juan: Feste Fahrbahn-Versuchsstrecke Suining - Chongqing in China. *Der Eisenbahningenieur : EI ; internationale Fachzeitschrift für Schienenverkehr & Technik* (2008), Bd. 59(7): S. 39–45
- [Ley03] LEYKAUF, Günther und EISENMANN, Josef: *Betonfahrbahnen*, Ernst, Berlin, 2. Aufl. (2003)
- [Ley06] LEYKAUF, G.: Forschungsbericht: Prüfstandversuche an einer Festen Fahrbahn System Bögl auf Brücken im Bereich der Einfeldträgerenden: 35 seite (2006)
- [Ley07] LEYKAUF, G.: Bestimmung des Reibbeiwertes und langzeitverhaltens der Gleitschicht der FF Bögl auf Langen Brücken Forschungsbericht Nr. 2338: Forschungsbericht Nr. 2338 (2007)
- [Mar10] MARX, Steffen; KRONTAL, Ludolf; BÄTZ, Steffen und VEHLow, Anja: Die Scherkondetalbrücke, die erste semi-integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt – Leipzig/Halle VDE 8.2. *Beton- und Stahlbetonbau* (2010), Bd. 105(3): S. 134–141, URL <http://dx.doi.org/10.1002/best.201000076>
- [Mar13] MARX, Steffen und WENNER, Marc: Messtechnische Dauerüberwachung des Tragwerkes Scherkondetalbrücke (2013)
- [Mat11] MATTHEWS, Volker: *Bahnbau : mit 60 Tabellen*, Vieweg Teubner, Wiesbaden, 8. Aufl. (2011)
- [Maz03] MAZZOTTI, C. und SAVOIA, M.: Nonlinear Creep Damage Model for Concrete under Uniaxial Compression. *J. Eng. Mech.* (2003), Bd. 129(9): S. 1065–1075, URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:9\(1065\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:9(1065))
- [Meh06] MEHTA, P. K. und MONTEIRO, Paulo J. M.: *Concrete: Microstructure, properties, and materials*, McGraw-Hill, New York, 3. Aufl. (2006)

- [Men86] MENN, Christian: Zwang und Mindestbewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau* (1986), Bd. 81(4): S. 94–99, URL <http://dx.doi.org/10.1002/best.198600140>
- [Min83] MINGARELLI, Angelo: *Volterra-Stieltjes Integral Equations and Generalized Ordinary Differential Expressions*, Lecture Notes in Mathematics, Springer Berlin Heidelberg (1983)
- [Möl08] MÖLTER, Tristan M. und PFEIFER, Rolf H.: *Handbuch Eisenbahnbrücken : Grundsätze für Planung und Konstruktion sowie Hinweise auf Bauverfahren ; [Historie, Brückengruppen, Bauformen, Ausrüstungselemente, Behelfsbrücken, Bauverfahren]*, DVV Media Group, Eurailpress, Hamburg, 1 Aufl. (2008)
- [Mül09] MÜLLER, H. S. und REINHARDT, Hans-Wolf: Beton, in: K. Bergmeister; J.D Wörner und F. Fingerloos (Herausgeber) *Beton-Kalender 2009 / Tl. 1 und Tl. 2: Schwerpunkte: Konstruktiver Hochbau - Aktuelle Massivbaunormen*, Ernst W. & Sohn Verlag (2009), S. 1–150
- [Mül13] MÜLLER, Harald S.: Das Kriechen von Beton – eine unendliche Geschichte, in: Reinhard Nothnagel und Heiko Twelmeier (Herausgeber) *Baustoff und Konstruktion*, Springer Berlin Heidelberg, Berlin and Heidelberg (2013), S. 397–413
- [Nec00] NECHNECH, Wahid: *Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées* (2000)
- [Neu88a] NEUMANN, U.: *Feste Fahrbahn auf kurzen Brücken* (1988)
- [Neu88b] NEUMANN, Uwe und EISENMANN, Josef: *Schotterloser Oberbau auf kurzen Brücken (Feste Fahrbahn)*, Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München / Institut für Bauingenieurwesen, München, 6, Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, München (1988)
- [Ngu96] NGUYEN, Viet-Tue und KÖNIG, Gert: *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2 und Model Code 90*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth, Berlin (1996)
- [Nie09] NIETNER, Lutz: *Mathematische Formulierung von Werkstoffmodellen für die Berechnung von hydrationsbedingten Zwangspannungen in massigen Betonbauteilen* (2009)
- [Nie11] NIETNER, Lutz; SCHLICKE, Dirk und TUE, Nguyen Viet: Berücksichtigung von Viskoelastizität bei der Beurteilung von Zwangsbeanspruchungen erhärtender

- Massenbetonbauteile. *Beton- und Stahlbetonbau* (2011), Bd. 106(3): S. 169–177
- [Noa88] NOAKOWSKI, Piotr: *Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rißbreite : kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug ; Rechenhilfen für die Praxis*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth, Berlin [u.a.] (1988)
- [Noa05] NOAKOWSKI, Piotr; BREDDERMANN, Martin; HARLING, Andreas und SCHNETGÖKE, Jörg: Rißbildung in turmartigen Tragwerken: Schleuderbetonmast versus Stahlbetonschornstein. *Beton- und Stahlbetonbau* (2005), Bd. 100(7): S. 538–548, URL <http://dx.doi.org/10.1002/best.200590140>
- [Obe85] OBERWEILER, Günter: Bericht über einen Studienaufenthalt bei den Japanischen Staatsbahnen (1985)
- [Ozb01] OZBOLT, Josko und REINHARDT, Hans-Wolf: Dauerstandfestigkeit von Beton als Kriechschädigungsinteraktion abgebildet. *Otto-Graf-Journal* (2001), (12)
- [Pec11] PECHHACKER, Andreas und PICHLER, Dieter: 720 m lange Brücke im Tunnel – Masse-Feder-System Lainzer Tunnel. *Brückentagung 2011* (2011)
- [Per10] PERISKIC, Goran: *Entwicklung eines 3D thermo-hygro-mechanischen Modells für Beton unter Brandbeanspruchung und Anwendung auf Befestigungen unter Zuglasten*, Dissertation, Universitätsbibliothek der Universität Stuttgart, Stuttgart (2010), URL <http://elib.uni-stuttgart.de/opus/volltexte/2010/5387>
- [Pfe11] PFEIFER, Rolf: Ausgleichsplatten für Bahnbrücken mit Fester Fahrbahn. *Der Eisenbahningenieur : EI ; internationale Fachzeitschrift für Schienenverkehr & Technik* (2011), Bd. 62(8): S. 46–52
- [Pic97] PICHLER, D.; MECHTLER, R. und PLANK, R.: Entwicklung eines neuartigen Masse-Feder-Systems zur Vibrationsverminderung bei Eisenbahntunnels. *Bauingenieur* (1997), Bd. 72(11)
- [Pie83] PIESENS, Robert: *QUADPACK : a subroutine package for automatic integration*, Springer series in computational mathematics : SCM, Springer, Berlin [u.a.] (1983)
- [Pie08] PIERINGER, Arnold und KLEEBERG, Jens: Optimierung von Fester Fahrbahn vom Typ Rheda auf Brücken. *Der Eisenbahningenieur : EI ; internationale Fachzeitschrift für Schienenverkehr & Technik* (2008), Bd. 59(12): S. 43–50
- [Prü12] PRÜSS, Jan: *Evolutionary Integral Equations and Applications*, Springer, Basel (2012)
- [Qua07] QUAST, Ulrich: *Nichtlineare Statik im Stahlbetonbau*, Bauwerk, Berlin (2007)

- [Qua09] QUAST, Ulrich: Spannungsabhängige und thermische Dehnungen. *Beton- und Stahlbetonbau* (2009), Bd. 104(9): S. 616–618, URL <http://dx.doi.org/10.1002/best.200908247>
- [Qua10] QUAST, Ulrich: Zur Auswahl eines geeigneten Verfahrens für die Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug. *Bautechnik* (2010), Bd. 87(7): S. 397–403, URL <http://dx.doi.org/10.1002/bate.201010030>
- [Ram01] RAMACHANDRAN, Vangipuram Seshachar (Herausgeber): *Handbook of analytical techniques in concrete science and technology: Principles, techniques, and applications*, Noyes Publications and William Andrew Publications, Park Ridge and Norwich (op. 2001)
- [Rei86] REINHARDT, H.; CORNELISSEN, H. und HORDIJK, D.: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete. *J. Struct. Eng.* (1986), Bd. 112(11): S. 2462–2477, URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1986\)112:11\(2462\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:11(2462))
- [Rev07] REVIRON, N.; BENBOUDJEMA, F.; TORRENTI, J. M.; NAHAS, G. und MILLARD, A.: Coupling between creep and cracking in tension, in: *6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Italie*
- [Roh87] ROHLING, Annette: *Zum Einfluss des Verbundkriechens auf die Rissbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen* (1987)
- [Röh05] RÖHLING, Stefan: Zur Ermittlung der rißbreitenbeschränkenden Bewehrung bei Zwang in erhärtenden Betonbauteilen: Die Problematik einer “ausreichenden” Mindestbewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau* (2005), Bd. 100(10): S. 880–885, URL <http://dx.doi.org/10.1002/best.200590234>
- [Röh09] RÖHLING, Stefan: *Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme*, Verl. Bau Technik, Düsseldorf, 2 Aufl. (2009)
- [Ros06] ROSTÁSY, Ferdinand S.; LAUBE, Martin; RUSACK, Thomas; KRAUSS, Matias und BUDELMANN, Harald: Online-Monitoring des Temperaturzwangs für ein Trogbauwerk am Hauptbahnhof Berlin infolge Kopplung des Trogs mit der Unterwasserbetonsohle. *Bautechnik* (2006), Bd. 83(12): S. 819–826
- [Rot98] ROTTLER, Sigrid: *Kriechen von Beton unter veränderlicher Spannung* (1998)
- [Rug04] RUGE, Peter; TRINKS, Carolin; MUNCKE, Martin und SCHMÄLZLIN, Gerd: Längskraftbeanspruchung von durchgehend geschweißten Schienen auf Brücken für Lastkombinationen. *Bautechnik* (2004), Bd. 81(7): S. 537–548
- [Rüs83] RÜSCH, Hubert; JUNGWIRTH, Dieter und HILSDORF, Hubert K. (Herausgeber): *Creep and Shrinkage: Their Effect on the Behavior of Concrete Structures*, Springer New York (1983)

- [Sai13] SAISCHEK, Michael und KÖLBACH, Peter: Besondere Herausforderungen beim Bau der neuen Unterinntalbahnhof. *Beton- und Stahlbetonbau* (2013), Bd. 108(S1): S. 25–34, URL <http://dx.doi.org/10.1002/best.201380007>
- [Sch89] SCHIESSL, Peter: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* (1989), (400): S. 157–175
- [Sch96] SCHLAICH, Jörg; SCHÄFER, Kurt und PÖTZL, Michael: *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth, Berlin [u.a.] (1996)
- [Sch97] SCHUTTER, G. und TAERWE, L.: Fracture energy of concrete at early ages. *Materials and Structures* (1997), Bd. 30(2): S. 67–71, URL <http://dx.doi.org/10.1007/BF02486306>
- [Sch99] SCHLAICH, Jörg; SCHÄFER, Kurt und ENGELSMANN, Stephan: *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth, Berlin [u.a.] (1999)
- [Sch04] SCHOBER, Hans und SCHLAICH, Jörg: Brücke, insbesondere Bahnbrücke (2004)
- [Sch05a] SCHNELL, Jürgen; KAUTSCH, Robert; NOAKOWSKI, Piotr und BREDDERMANN, Martin: Verhalten von Hochbaudecken bei Zugkräften aus Zwang: Einfluß von Kriechen, Betonfestigkeit, Temperaturdifferenz, Plattendicke und Spannweite – Auswirkung auf Schnittgrößen, Stahlspannung, Rißbreite, Druckzonenhöhe und Durchbiegung. *Beton- und Stahlbetonbau* (2005), Bd. 100(5): S. 406–415, URL <http://dx.doi.org/10.1002/best.200590097>
- [Sch05b] SCHWABACH, Enrico: *Verformungs- und Degradationsverhalten von niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchtem Beton: Deformation behaviour and stiffness degradation of concrete subjected to low cycle uniaxial compressive loading*, Dissertation (2005), URL <http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn:nbn:de:gbv:wim2-20050815-6953>
- [Sch08] SCHLAICH, Jörg; MARX, Steffen; HÜPER, Axel; SCHMITT, Victor und U.A.: Leitfaden Gestalten von Eisenbahnbrücken (2008)
- [Sch10] SCHENKEL, Marcus; GOLDACK, Arndt; SCHLAICH, Jörg und KRAFT, Stefan: Die Gänsebachtalbrücke, eine integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubau-
strecke Erfurt-Leipzig/Halle. *Beton- und Stahlbetonbau* (2010), Bd. 105(9): S. 590–598
- [Sch13] SCHNELL, Jürgen; SCHÄFER, Horst G. und NOAKOWSKI, Piotr: *Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau : Stahlbetontragwerke einfach richtig berechnen*, Ernst, Wilhelm & Sohn, Berlin, 2. Aufl. (2013)
- [She92] SHEN, Jing-Hua: *Lineare und nichtlineare Theorie des Kriechens und der Relaxation von Beton unter Druckbeanspruchung*, Beuth Verlag, Berlin (1992)

- [She93] SHEN, J-H und WALRAVEN, J. C.: Linearity of creep functions and the superposition principle, in: *RILEM PROCEEDINGS*, CHAPMAN & HALL, S. 207
- [Shk93] SHKOUKANI, Hisham und WALRAVEN, Joost: Kriechen und Relaxation des Betons bei Temperatur-Zwangbeanspruchung. *Beton- und Stahlbetonbau* (1993), Bd. 88(1): S. 10–15
- [Ste90] STEINHILBER, Heinz und PFEFFERKORN, Werner: *Ausgedehnte fugenlose Stahlbetonbauten : Entwurf und Bemessung der Tragkonstruktion ; Erfahrungsbericht aus 3 Jahrzehnten*, Beton-Verl, Düsseldorf (1990)
- [Tei73] TEICHEN, Karl-Theodor; ENGELKE, Heinz und ROSTÁSY, Ferdinand S.: *Beitrag zur Klärung des Zusammenhanges von Kriechen und Relaxation bei Normalbeton*, Schriftenreihe / Otto-Graf-Institut, Amtliche Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen, Universität Stuttgart / Otto-Graf-Institut, Stuttgart, Otto-Graf-Inst, Stuttgart (1973)
- [Tro66] TROST, Heinrich: Spannungs-Dehnungs-Gesetz eines viskoelastischen Festkörpers wie Beton und Folgerungen für Stabtragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. *Beton* (1966), Bd. 16: S. 233–248
- [Tro67] TROST, Heinrich: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. *Beton-und Stahlbetonbau* (1967), Bd. 62(10): S. 230–238
- [Tro87] TROST, Heinrich: Dischingers grundlegende Arbeiten und neuere Erkenntnisse über die Auswirkungen des zeitabhängigen Werkstoffverhaltens in vorgespannten und nicht-vorgespannten Stahlbetonkonstruktionen, in: Manfred Specht (Herausgeber) *Spannweite der Gedanken*, Springer Berlin Heidelberg (1987), S. 213–226, URL http://dx.doi.org/10.1007/978-3-662-09966-7_14
- [Uni00] UNION INTERNATIONALE DES CHEMINS DE FER: *Interaction voie/ouvrages d'art: Recommandations pour les calculs : Code UIC 774-3 R = Interaktion Gleis/Brücke : Empfehlungen für die Berechnungen = Track/bridge interaction : Recommendations for calculations*, UIC, Paris, 2 éd., décembre 2000. Aufl. (2000)
- [Van00] VANDEWALLE, L.: Concrete creep and shrinkage at cyclic ambient conditions. *Cement and Concrete Composites* (2000), Bd. 22(3): S. 201–208, URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946500000044>
- [Wal93] WALRAVEN, J. C. und SHEN, J-H: Nonlinear creep: A general constitutive model: Creep and Shrinkage of Concrete, Barcelona, September 6-9., in: *RILEM PROCEEDINGS*, CHAPMAN & HALL, S. 213–218
- [Wit70] WITTMANN, F.: Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes auf das Kriechen des Zementsteines. *Rheologica Acta* (1970), Bd. 9(2): S. 282–287, URL <http://dx.doi.org/10.1007/BF01973489>

- [Wit74] WITTMANN, Folker H.: *Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst, Berlin [u.a.] (1974)
- [Wör04] WÖRMANN, Ralf: *Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken*, Bd. 2 von *Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Fachbereich D*, Inst. für Konstruktiven Ingenieurbau, Wuppertal (2004)
- [Yan89] YANKELEVSKY, D. und REINHARDT, H.: Uniaxial Behavior of Concrete in Cyclic Tension. *J. Struct. Eng.* (1989), Bd. 115(1): S. 166–182, URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:1\(166\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:1(166))
- [Yon09] YONGJIANG, Xie; HUAJIAN, Li; ZHONGWEI, Feng und ILWHA, Lee: Concrete Crack of Ballastless Track Structure and its Repair. *IJR International Journal of Railway* (2009)
- [Zeh10] ZEHETMAIER, Gerhard und ZILCH, Konrad: *Bemessung im konstruktiven Betonbau : nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*, Springer, Berlin [u.a.], 2 Aufl. (2010)
- [Zin01] ZINK, Martin und KÖNIG, Gert: *Hochleistungsbeton : Bemessung, Herstellung und Anwendung*, Ernst, Berlin (c2001)
- [Züb80] ZÜBLIN: Fahrstraße für gummibereifte Radfahrzeuge auf Brücken (1980)
- [Züb81a] ZÜBLIN: Brücke mit durchgehendem Verkehrsweg (1981), URL <http://www.patent-de.com/19900405/DE3144558C2.html>
- [Züb81b] ZÜBLIN: Eisenbahnbrücke mit schotterlosem Gleisoberbau (1981)
- [Züb97] ZÜBLIN: Feste Fahrbahn auf Eisenbahn-Brücken (1997)

Abbildungsverzeichnis

2.1	Kraftübertragung zwischen Brücke und Gleis	7
2.2	Aufteilung des Schienenwiderstands	9
2.3	Dehnlänge der Brücke	10
2.4	Auswirkung der Biegung des Überbaus	10
2.5	Idealisiertes Interaktionsmodell	11
2.6	Kraftgröße des Widerstandes je Längeneinheit des Gleises [Deu09a]	12
2.7	Zusätzliche Schienenkräfte in Abhängigkeit von der Unterbausteifigkeit	13
2.8	Parameter der Unterbausteifigkeit	14
2.9	Temperaturauswirkung bei einer Einfeldbrücke	15
2.10	Auswirkung des Bremsens und Anfahrens bei einer Einfeldbrücke	16
2.11	Auswirkung der Biegung bei einer Einfeldbrücke	16
2.12	Bewegungen an Brückenenden	17
2.13	Mögliche Bewegungen am Überbauende	18
2.14	Wirkung der Ausgleichsplatte auf den Vertikalversatz	20
2.15	Wirkung der Ausgleichsplatte auf Endverdrehungen der Überbauten	20
2.16	Wirkung der Ausgleichsplatte auf große Längsbewegungen	20
2.17	Ausbau der Festen Fahrbahn nach dem Bauart Rheda	23
2.18	Aufbau der FF auf kurzen Brücken	30
2.19	Kurze Brücken mit Lagern und Trennfuge	31
2.20	Kurze Brücken ohne Lager ohne Trennfuge	32
2.21	Aufbau auf Brücken der Bauart Rheda 2000	34
2.22	Feste Fahrbahn auf Brücken gemäß deutschem Standard: Höckerplatte	34
2.23	Feste Fahrbahn auf Brücken gemäß deutschem Standard	35
2.24	FF System ÖBB-PORR: Querschnitt und Draufsicht (Quelle PORR AG)	36
2.25	Brücke mit FF PORR auf Elastomermatte	37
2.26	FF System BÖGL	37
2.27	Patent von DYWIDAG	41
2.28	Patent Züblin [Züb81b]	42
2.29	Patent Züblin [Züb80]	43
2.30	Patent Züblin [Züb81a]	44
2.31	Stoßdämpfer nach Patent von Züblin [Züb97]	45
2.32	LvFF nach dem Patent von Schlaich [Sch08]	46
2.33	Varianten der Ausführungsformen des Patenten von Schlaich	46
2.34	System <i>Brücke im Tunnel</i> : Regelquerschnitt Römerbergtunnel [Pic97]	48

2.35 Einzelgelagertes Masse-Feder-System und Bewehrung Masse-Feder-Trog [Sai13]	52
2.36 Bewehrte und in der Tunnelsohle verankerte Längsfesthaltung [Sai13]	53
3.1 Lastmodell 71 und charakteristische Werte der Vertikallasten nach [DIN10]	55
3.2 Querverteilung der Lasten bei Gleisen mit Überhöhung	56
4.1 Zusammenfassung der Berechnungsmethode der Wärmedehnung des Zements	64
4.2 Entwicklung von α_{Ze} mit der Zeit	65
4.3 Saisonale Komponenten der Betondehnung (Tages- Wochen- und Monatsmittel) nach [Ber09]	66
4.4 Ermittlung der Wärmedehnungskoeffizient des Systems [AMB09]	66
4.5 Dehnungskomponenten von Beton im Einstufenversuch [Zeh10]	68
4.6 Grundmodelle der Rheologie [And13]	71
4.7 Gegenüberstellung von klassischen Kriechtheorien [Hei07]	72
4.8 Verhalten eines Solid-Modells	73
4.9 Rheologische Schema von einem hygro-thermo-mechanischen Betonmodell [Hav12]	74
4.10 Maxwellkette und wirklichkeitsnah Modellierung von Entlastung-Belastung des Betons nach [Ozb01]	74
4.11 Burgers-Modell zur Modellierung des Betonkriechens	75
4.12 Kriechverhalten vom Burgers-Modell nach Beispiel von [Bet08]	76
4.13 Treppen- und kontinuierliche Spannungsgeschichte	79
4.14 Modelldarstellung eines allgemeinen viskoelastischen Festkörpers	82
4.15 Verhältnis $r(t)$	83
4.16 Autogene Schwinddehnung bei abgedichteten Proben	89
4.17 Trocknungsschwinddehnung bei nicht abgedichteten Proben	90
4.18 Herbstprobe: Entwicklung des Grundkriechens unter veränderlicher Temperatur	91
4.19 Spannungs-Dehnungslinie bei kurzzeitiger Druckbelastung	93
4.20 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen	95
4.21 Überlagerung von Zwängspannungen und Eigenspannungen nach [Fal69] .	101
5.1 Dehnstabmodell bei teilweiser Behinderung der Verformungseinwirkung [Nie11]	104
5.2 Integralkern $\dot{\varphi}(\tau, t_0) \cdot \chi(\tau, t_0)$ für $t_0 = 8$	105
5.3 Gegenüberstellung von Kriechzahlen: $\varphi(t, t_0)$ und $\varphi_{nl}(t, t_0)$	106
5.4 Gegenüberstellung von numerischen Ergebnisse aus dem Programm und Relaxationsversuchen nach Rottler [Rot98]	108
5.5 Gegenüberstellung von numerischen Ergebnisse aus dem Programm und Relaxationsversuche nach Rostásy [Tei73]	109
5.6 Superposition von Spannungsinkremente	111

5.7	Verschiebung der Arbeitslinie von Stahl auf Zug aufgrund der Relaxation im Beton	112
5.8	a) Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Linie in Bezug auf Spannungs- und Dehnungsinkremente vom Ursprung b) Spröde Verhalten des Betons unter Zugbeanspruchung	113
6.1	Untersuchtes Grundsystem	123
6.2	Temperaturverläufe für ein Jahr (Untersuchungszeitraum: 4 Jahre)	124
6.3	Entwicklung der Spannungen im Laufe der Zeit bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf und ohne Berücksichtigung des Schwindens	126
6.4	Entwicklung der Kraft im Laufe der Zeit bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf und ohne Berücksichtigung des Schwindens	127
6.5	Entwicklung der Spannungen im Laufe der Zeit bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf und unter Berücksichtigung des Schwindens	128
6.6	Entwicklung der Kraft im Laufe der Zeit bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf und unter Berücksichtigung des Schwindens	128
6.7	Entwicklung der Spannungen im Laufe der Zeit bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf und ohne Berücksichtigung des Schwindens	129
6.8	Entwicklung der Kraft im Lauf der Zeit bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf und ohne Berücksichtigung des Schwindens	130
6.9	Entwicklung der Spannungen im Laufe der Zeit bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf und unter Berücksichtigung des Schwindens	131
6.10	Entwicklung der Kraft im Laufe der Zeit bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf und unter Berücksichtigung des Schwindens	131
6.11	Entwicklung der Neutraltemperatur bei zyklischer Belastung ohne Berücksichtigung des Schwindens bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf	133
6.12	Entwicklung der Neutraltemperatur bei zyklischer Belastung unter Berücksichtigung des Schwindens bei einem am Anfang steigenden Temperaturverlauf	134
6.13	Entwicklung der Neutraltemperatur bei zyklischer Belastung ohne Berücksichtigung des Schwindens bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf	134
6.14	Entwicklung der Neutraltemperatur bei zyklischer Belastung unter Berücksichtigung des Schwindens bei einem am Anfang abfallenden Temperaturverlauf	135
6.15	Entwicklung der Neutraltemperatur bei einem abfallenden Temperaturverlauf	135
6.16	Entwicklung der Neutraltemperatur bei einem abfallenden Temperaturverlauf	136
6.17	Einfluss einer Vorbelastung auf die Stahlspannung	137
6.18	Einfluss einer Vorbelastung auf die Betonspannung	137
6.19	Einfluss einer Vorbelastung auf die zentrische Zwangskraft	138
6.20	Einfluss einer Vorspannung auf die Rissbreite	138
6.21	Einfluss der Druckfestigkeit auf die Betonspannung	139
6.22	Einfluss der Druckfestigkeit auf die Stahlspannung	140

6.23	Einfluss der Druckfestigkeit auf die zentrische Zwangskraft	140
6.24	Einfluss der Druckfestigkeit auf die Rissbreite	141
6.25	Einfluss der Querschnittshöhe auf die Betonspannung	142
6.26	Einfluss der Querschnittshöhe auf die Stahlspannung	142
6.27	Einfluss der Querschnittshöhe auf die Zwangskraft	143
6.28	Einfluss des Zeitpunktes zum Lückenschluss t_0 auf die maximalen Spannungen	144
6.29	Einfluss des Zeitpunktes zum Lückenschluss t_0 auf die Zwangskraft	144
6.30	Einfluss des Zeitpunktes zum Lückenschluss t_0 auf die maximale Rissbreite	145
6.31	Einfluss des Bewehrungsgrades ρ auf die Stahlspannung	146
6.32	Einfluss des Bewehrungsgrades ρ auf die Zwangskraft	146
6.33	Einfluss des Bewehrungsgrades ρ auf die Rissbreite	147
6.34	Einfluss des Durchmessers auf die Rissbreite	147
6.35	Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Stahlspannung	149
6.36	Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Betonspannung	149
6.37	Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Zwangskraft	150
6.38	Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Rissbreite unter Missachtung des Schwindens	150
6.39	Einfluss der Aufstelltemperatur auf die Rissbreite unter Berücksichtigung des Schwindens	151
6.40	Einfluss des Behinderungsgrades und Schwindens auf die Betonspannung .	152
6.41	Einfluss des Behinderungsgrades und Schwindens auf die Stahlspannung .	153
6.42	Einfluss des Behinderungsgrades und Schwindens auf die Zwangskraft . .	153
6.43	Einfluss des Behinderungsgrades und Schwindens auf die Rissbreite	154

Tabellenverzeichnis

4.6	Faktor $k_{z,t}$ zur Berücksichtigung des Betonalters nach [Sch89]	100
-----	--	-----