

**Institut für Bauingenieurwesen VI
Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen
Technische Universität München**

**Kontinuierlich eingegossene Schiene
Temperaturverteilung – Verbundwirkung – Brücken**

Dipl.-Ing. Stefan Lehner

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

Doktor – Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. F. Busch

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. habil. G. Leykauf
2. Univ.-Prof. Dr. Ing., E. Hohnecker, Universität Karlsruhe (TH)

Die Dissertation wurde am 15.02.2006 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 17.07.2006 angenommen.

1. EINLEITUNG

2. OBERBAUSYSTEME MIT EINGEGOSSENER SCHIENE

2.1 Betontragplatte mit trogförmigen Aussparungen

2.2 Betontragplatte mit Vergussschalung

2.3 Offener und Geschlossener Oberbau

3. TEMPERATURVERTEILUNG

3.1 Wärmeübertragung

3.1.1 Wärmeleitung

3.1.2 Konvektion

3.1.3 Wärmestrahlung

3.2 Messungen an Prüfkörpern

3.2.1 Versuchsaufbau

3.2.2 Herstellung der Prüfkörper

3.2.3 Temperaturmessungen

3.3 Temperaturverteilung

3.3.1 Schientemperatur der unvergossenen Schiene

3.3.2 Schientemperaturen der eingegossenen Schienen

3.3.3 Vergleich der mittleren Schientemperaturen

3.3.4 Temperaturen des Vergussmaterials

3.3.5 Betontemperaturen

3.3.6 Temperaturmessung mit dem Schienthermometer

3.3.7 Temperaturentwicklung über mehrere Tage

3.4 Temperaturspannung in der Schiene

3.4.1 Geschlossenes Berechnungsverfahren

3.4.2 Teilschichtverfahren

3.4.3 Ergebnisse

3.5 Schienenbruch und Schienenverwerfung

3.6 Zusammenfassung

4. MECHANISCHES VERFORMUNGSVERHALTEN UND VERBUNDWIRKUNG

4.1 Theoretische Untersuchungen an einem Ersatzfedermodell

- 4.1.1 Verfahren nach Zimmermann
- 4.1.2 Ersatzfedermodell
- 4.1.3 Vernachlässigte Einflüsse auf den Bettungsmodul
- 4.1.4 Einfluss des Verbundes auf den Bettungsmodul

4.2 Versuche an Prüfkörpern

- 4.2.1 Verbunduntersuchung an Prüfkörpern
- 4.2.2 Ermittlung des Schubmoduls des Vergussmaterials
- 4.2.3 Ermittlung des E-Moduls des Vergussmaterials

4.3 Theoretische Untersuchungen zum Verformungsverhalten mit der Methode der Finiten Elemente

- 4.3.1 Methode der Finiten Elemente
- 4.3.2 Modellierung der Prüfkörper
- 4.3.3 Ergebnis der Finite Elemente Berechnung der Prüfkörper
- 4.3.4 Modellierung und Berechnung einer sukzessiven Verbundlösung
- 4.3.5 Vergleich der kontinuierlich eingegossenen Schiene und der Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung

4.4 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit dem Laborversuch

4.5 Zusammenfassung

5. BRÜCKEN

5.1 Unterbrechung des Vergusses

- 5.1.1 Untersuchte Systeme
- 5.1.2 Schienendurchbiegung
- 5.1.3 Schienenspannungen
- 5.1.4 Schlussfolgerungen

5.2 Auswirkung von Verformungen des Brückenüberbaus

- 5.2.1 Finite Elemente Modell
- 5.2.2 Verdrehung der Überbauenden

- 5.2.3 Höhenversatz des Überbaus
- 5.2.4 Vergleich mit der DS 804 bzw. DIN-Fachbericht 101
- 5.2.5 Längenänderung des Brückenüberbaus durch Temperatur
- 5.2.6 Zulässige Schienenspannungen nach dem Schmith'schen Schaubild
- 5.2.7 Bruchlückenöffnung

5.3 Zusammenfassung

6. ZUSAMMENFASSUNG

6.1 Versuche und theoretische Untersuchungen

6.2 Ergebnisse und Folgerungen für die Praxis

Literatur

Anlagen

1. EINLEITUNG

Die kontinuierlich eingegossene Schiene ist eine Oberbauvariante, bei der die Schiene nicht auf diskreten Stützpunkten sondern durchgehend elastisch gelagert ist. Die Funktion der Schienenbefestigung wird von einem elastischen Vergussmaterial übernommen, in dem die Schiene eingebettet ist (Abb. 1.1).

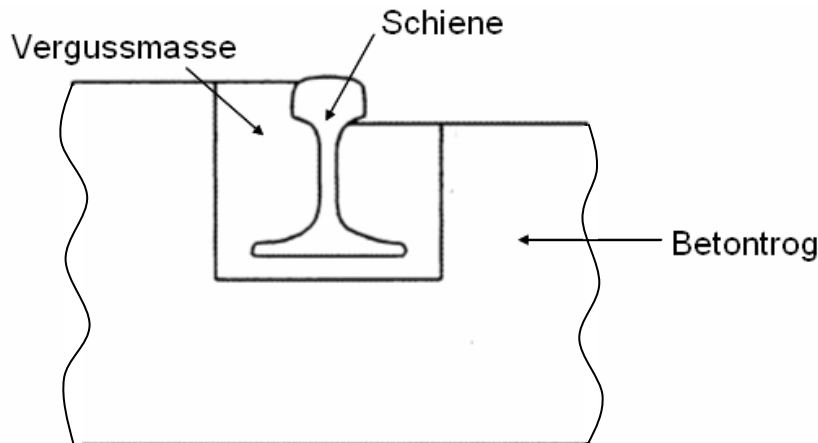


Abb. 1.1: Schematische Darstellung der kontinuierlich eingegossenen Schiene

Die kontinuierliche Lagerung der Schiene stand am Anfang der Entwicklung des Eisenbahnoberbaus. Bei englischen Grubenbahnen wurden sowohl die von Reynold 1767 produzierte, gusseiserne Flachschiene als auch die von John Curr 1776 entwickelte, winkelförmige Schiene auf eine Holzbalken - Längsschwelle aufgenagelt (Abb. 1.2) [Weigelt, 1984; Hanker, 1952].

Parallel zur Entwicklung des Querschwellenoberbaus wurde während des 19. Jahrhunderts die Holzlängsschwelle durch die Stahllängsschwelle abgelöst [Haarmann, 1891]. Gegen Ende des 19. Jahrhunderts hat sich das Oberbausystem einer auf Längsschwellen befestigten Schiene allerdings lediglich bei Straßenbahnen durchgesetzt. Durch die Einbettung in den Straßenkörper in Verbindung mit Spurstangen konnte das Kippen der Schiene wesentlich reduziert und damit die Einhaltung der Spurweite gewährleistet werden. Die Längsschwellen im Straßenbahnbau wurden vor allem aus Stahl aber auch in Beton ausgeführt [Hanker, 1952]. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts kam der Bau von Längsschwellengleisen nahezu zum Erliegen (Ausnahme: Straßenbahngleis mit Rillenschiene direkt auf Schottertragschicht [Leykauf, 2000]). Im Eisenbahnoberbau wurde seither fast ausschließlich der Schotteroberbau mit Querschwellen aus Holz, Stahl oder Beton angewandt.

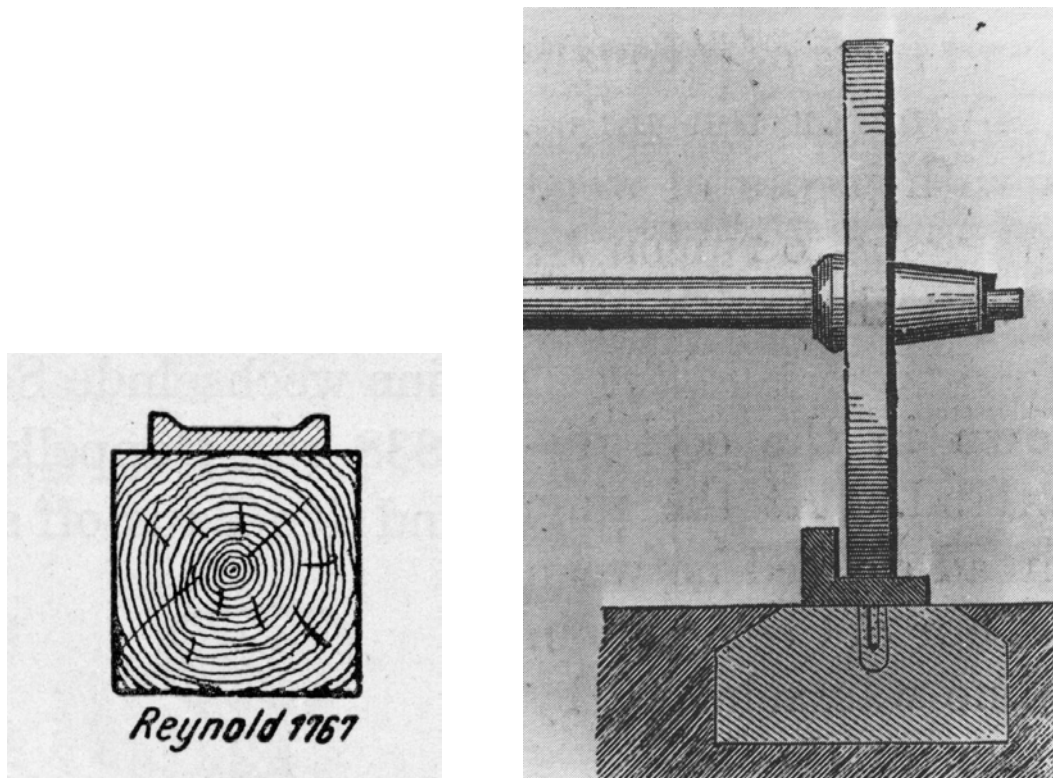


Abb. 1.2: Gusseiserne Schienen nach Reynold und Curr auf Holzbalken (als Längsschwellen)

Mit zunehmender Geschwindigkeit steigen die Schotterbeanspruchung und damit der Unterhaltungsaufwand überproportional an, was besondere Maßnahmen zur Verbesserung der Oberbauelastizität erforderlich macht [Leykauf, 2004]. Bei Geschwindigkeiten größer als 200 km/h bietet sich als Alternative zum Schotteroberbau die Feste Fahrbahn an [Betonkalender, 2000]. Die Feste Fahrbahn besteht aus einer Beton- oder Asphalttragplatte mit elastisch aufgelagerten Schienen. Nach nahezu vier Jahrzehnten Entwicklungsarbeit, werden heute in Deutschland drei Varianten der Festen Fahrbahn unterschieden [ETR, 1997].

- Einzelstützpunkte auf Betontragplatte
- Fertigteilplatten auf gebundener Tragschicht
- Gleisrost in Verbindung mit Betontragplatte oder Asphalttragplatte

Bei diesen auf Ausbaustrecken und Hochgeschwindigkeitsstrecken eingesetzten Oberbauvarianten wird die Schiene auf Stützpunkten oder Schwellen elastisch aufgelagert.

Das System der kontinuierlich eingegossenen Schiene stellt eine weitere Oberbauvariante der Festen Fahrbahn dar, die in Holland entwickelt wurde [Esveld, 2001; Schnellbögl, 2002; Hohnecker, 2002] und bisher überwiegend bei Nahverkehrsbahnen und Straßenbahnen ausgeführt wurde. Die Schiene ist in einem elastischen Vergussmaterial eingebettet, das gleichzeitig als kontinuierliche elastische Auflagerung und als Schienenbefestigung dient. Die ausgerichtete Schiene befindet sich in einer trogförmigen Aussparung der Betontragplatte oder

in einer Schalung, in die das Vergussmaterial eingebracht wird (siehe 2.). Im öffentlichen Nahverkehr wird dieser Oberbau häufig als so genanntes Rasengleis (Abb. 1.3) ausgeführt.

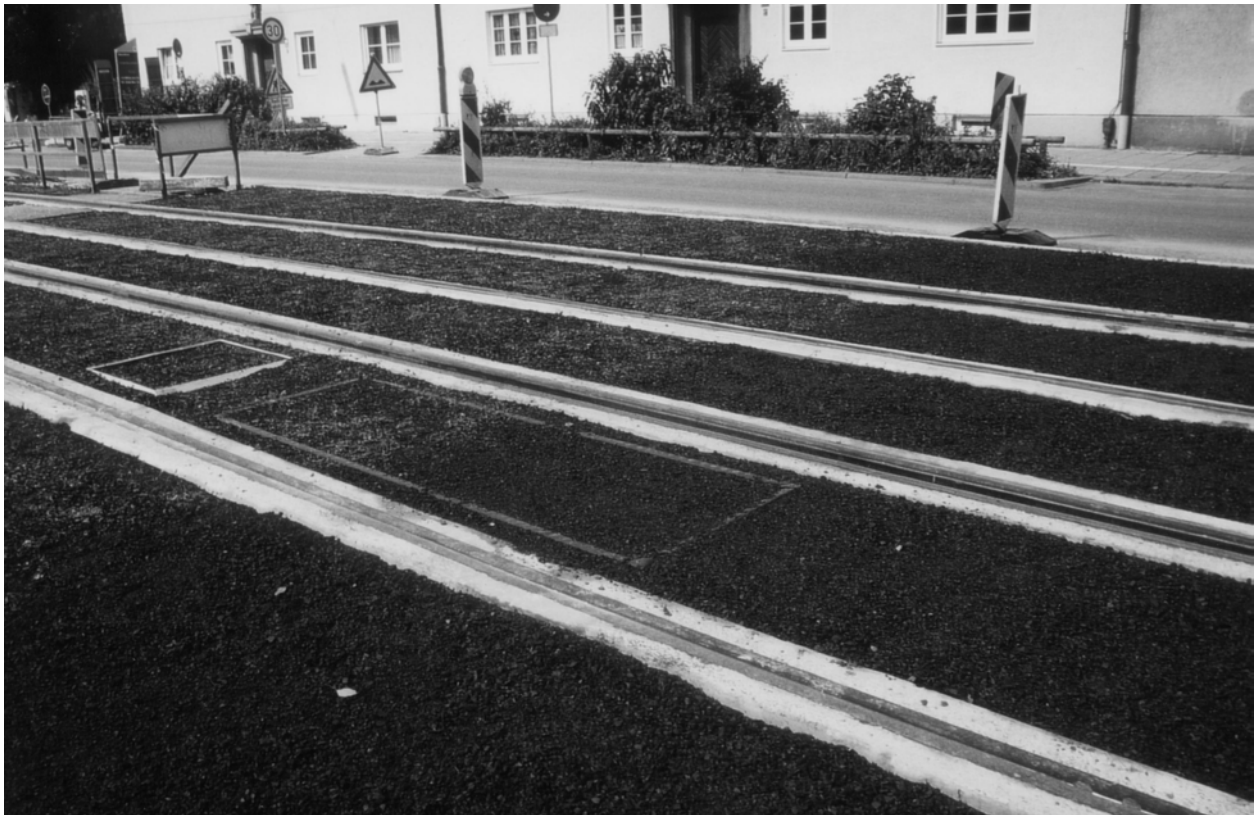


Abb. 1.3: Rasengleis mit kontinuierlich eingegossener Schiene

Die Schiene hat im herkömmlichen Eisenbahnoberbau die Funktion als Träger und Fahrbahn. Die Trägerfunktion zwischen den Einzelstützpunkten wird bei Vignolschienen und Rillenschienen, wie z.B. der S 49, UIC 60 oder Ri 60, vor allem durch ihren hohen Steg in Verbindung mit dem massigen Kopf und dem breiten Fuß gewährleistet. Bei der kontinuierlichen Auflagerung überwiegt die Funktion als Fahrbahn. Daher sind neue Schienenprofile (z.B. SA 42) bei dieser Oberbauart denkbar (Abb. 1.4).

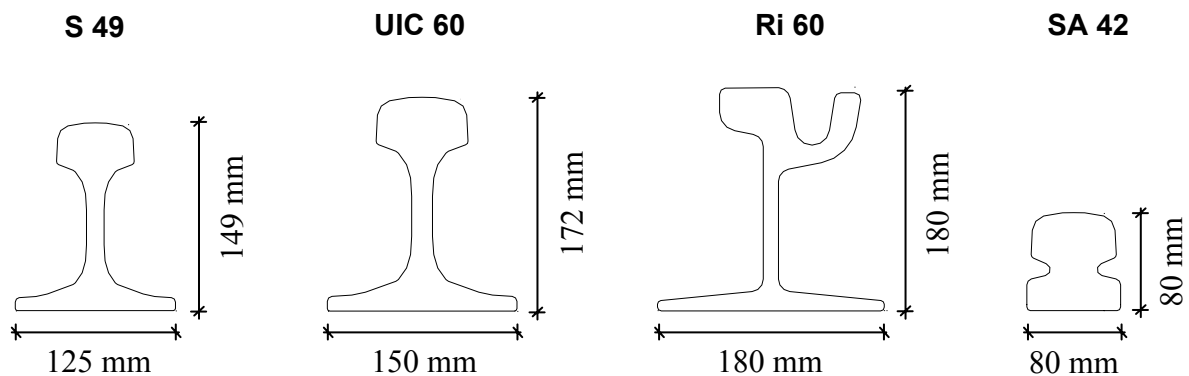


Abb. 1.4: Die Schienenprofile S 49, UIC 60, Ri 60 und SA 42

Allerdings ermöglicht ein kontinuierlich elastischer Verguss nicht grundsätzlich den Einsatz von schwächeren Schienenprofilen. Ein Vergleich (Tab. 1.1) der Schienenspannungen unter einer 100 kN Einzelachslast bei einer geforderten Einsenkung von 1,5 mm zeigt, dass die Schienenfußspannung bei der SA 42 deutlich höher ist als bei der Vignolschiene S 49.

Schienenprofil	vertikales Trägheitsmoment [mm ⁴]	geforderte Einsenkung [mm]	Widerstandsmoment [mm ³]	erforderliche Federsteifigkeit [kN/mm] je 600 mm Länge	Schienenfußspannung [N/mm ²]
S 49	1819 · 10 ⁴	1,5	248 · 10 ³	10,3	49,0
SA 42	296,1 · 10 ⁴	1,5	77,4 · 10 ³	18,9	85,6

Tab. 1.1: Vergleich der Schienenfußspannungen der S 49 und der SA 42 unter einer 100 kN Einzelachse bei einer geforderten Einsenkung von 1,5 mm

Die Beanspruchung der Schiene aus Verkehr und Temperatur wird wesentlich beeinflusst durch die Elastizität des Vergussmaterials und dessen Verbundverhalten zur Betontragplatte und zur Schiene sowie den sich in der Schiene aufbauenden Temperaturen. Weiterhin können durch die elastische Ummantelung die Schwingungen und damit die Luftschallemission des Oberbaus reduziert werden [Hohnecker, 2001].

Zur Ermittlung der Spannungen und Einsenkungen unter vertikaler Verkehrslast wird das Verfahren von Zimmermann [Eisenmann, 1977] für den gewichtslosen, unendlich langen, elastisch gebetteten Balken angewandt. Dieses Berechnungsverfahren hat sich über Jahrzehnte für den Eisenbahnoberbau sehr gut bewährt. Während der Querschwellenoberbau noch in einen fiktiven Längsbalken umgerechnet werden muss, kann bei einer kontinuierlich eingegossenen Schiene das Berechnungsverfahren nach Zimmermann unmittelbar angewandt werden, da das System der kontinuierlich eingegossenen Schiene einen tatsächlichen elastisch gebetteten Längsbalken darstellt.

In der vorliegenden Arbeit wurden grundlegende Versuche und theoretische Untersuchungen über das Temperaturverhalten der Schiene, über die Wirkung des Verbundes zwischen Beton und Vergussmaterial bzw. Schiene und Vergussmaterial sowie über die kontinuierlich eingegossene Schiene auf Brücken durchgeführt.

Neben den Beanspruchungen aus Verkehrslast müssen bei der Dimensionierung eines Oberbausystems auch die Einflüsse aus Temperatur berücksichtigt werden. Bei herkömmlichen Oberbausystemen wird die Schiene an einzelnen Stützpunkten befestigt, ist

aber ansonsten von Luft umgeben. Die kontinuierlich eingegossene Schiene ist durch das Vergussmaterial wärmeisoliert. Somit unterscheidet sich ihr Temperaturverhalten deutlich von dem nicht eingegossener Schienen. Dieses Temperaturverhalten sollte im Rahmen der vorliegenden Arbeit an Prüfkörpern auf dem Freigelände des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München über einen Zeitraum von acht Monaten gemessen und ausgewertet werden.

Für das Tragverhalten ist die Verbundwirkung zwischen Vergussmaterial und Schiene bzw. zwischen Vergussmaterial und dem seitlichen Betontrog von Bedeutung. Bei den Oberbauvarianten der kontinuierlich eingegossenen Schiene wurden am Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München ein hoher Abhebewiderstand und Durchschubwiderstand gemessen. Ein Lösen des Verbundes kann jedoch mit zunehmender Liegedauer nicht ausgeschlossen werden. Um das Tragverhalten bei auftretender Verbundlösung rechnerisch abzuschätzen, wurde ein Ersatzfedermodell entwickelt. Zusätzlich wurde die Verbundlösung im Labor an Prüfkörpern näher untersucht. Mit der Methode der Finiten Elemente wurden diese Prüfkörper modelliert und weitergehende Aussagen ermöglicht.

Beim Einsatz der kontinuierlich eingegossenen Schiene auf Brücken sind Normalspannungen und Biegespannungen in der Schiene aus der Erwärmung bzw. Abkühlung des Brückenüberbaus sowie aus einwirkender Verkehrslast (Verdrehung bzw. Einsenkung des Brückenüberbaus, Brems- und Beschleunigungskräfte) zu berücksichtigen. Zusätzlich ist in Abhängigkeit von der Dehnlänge am Übergang vom Widerlager zum Brückenüberbau bzw. bei mehrteiligen Brücken zwischen zwei Überbauabschnitten eine Unterbrechung des Vergusses nötig. Diese Unstetigkeit in der Auflagerung beeinflusst das Tragverhalten des Oberbaus. Mit der Methode der Finiten Elemente wurden die Verformungen und Spannungen berechnet und Aussagen über die zulässige Dehnlänge von Brücken mit dem Oberbausystem der kontinuierlich eingegossenen Schiene getroffen.

2. OBERBAUSYSTEME MIT EINGEGOSSENER SCHIENE

Das Oberbausystem der kontinuierlich eingegossenen Schiene bei Nahverkehrssystemen kommt überwiegend in zwei Varianten zur Ausführung (hier beide Varianten als Rasengleis vorgestellt, Abb. 1.3). Die Schiene wird entweder in einer trogförmigen Aussparung der Betontragplatte oder in einer Schalung auf der Betontragplatte vergossen.

Beim Vergießen werden Zwei – Komponenten - Massen (meistens Polyurethan) verwendet. Dabei kann es bei bestimmten Vergussverfahren zu einer stark exothermen Reaktionsentwicklung der beiden Komponenten kommen.

2.1 Betontragplatte mit trogförmigen Aussparungen

Auf einer frostsicheren Unterlage wird eine Betontragplatte (Ortbeton oder Fertigteileplatten) mit trogförmigen Aussparungen (Abb. 2.1, Abb. 2.2) hergestellt. Zur Entwässerung des später aufgebracht Rasens sind Drainagelöcher in der Mitte der Betonplatte vorgesehen. Alternativ kann zur Entwässerung auch eine Tragschicht aus Drainbeton hergestellt werden. Die Geometrie der Trogaussparung legt bereits die spätere Elastizitätsverteilung in der Umgebung der Schiene fest. Aus diesem Grund ist eine hohe Maßhaltigkeit der Aussparungen in der Betontragplatte sehr wichtig.

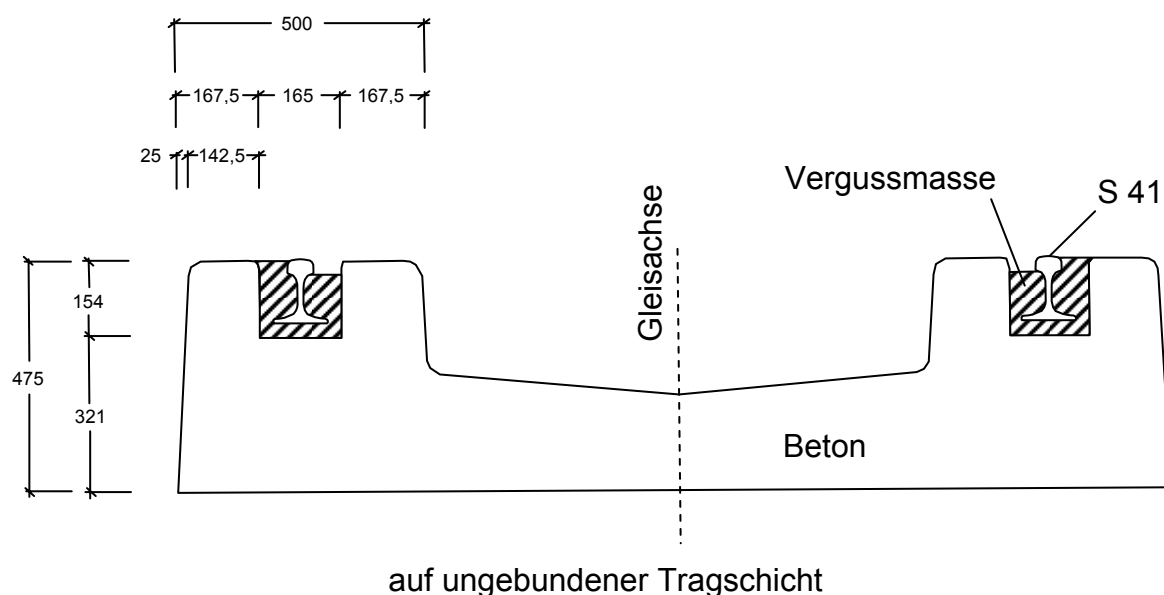


Abb. 2.1: Betontragplatte mit trogförmigen Aussparungen (eingegossene Schiene S 41), Einsteinstraße, München



Abb. 2.2: Betontragplatte mit trogförmigen Aussparungen (im rechten Gleis sind die Schienen SA 42 bereits in den Trögen ausgerichtet), Agnes Bernauer Straße, München

Ein elastisches Band kann zur Modifikation der vertikalen Elastizität zusätzlich auf die Sohle des Betontroges geklebt werden. Das Verschweißen der einzubauenden Schienenstücke erfolgt außerhalb des Betontrogs. Die Höhe der Schiene wird durch Unterlegplatten mit gleichen Elastizitätseigenschaften wie das Vergussmaterial festgelegt (Abb. 2.3). Dabei muss der freie Raum unter dem Schienenfuß mindestens 8 mm betragen, damit das Vergussmaterial ohne Behinderung unter die Schiene fließt. Das Ausrichten der Schiene in der Lage wird im Betontrog durch Klemmkeile vorgenommen, die mit vergossen werden (Abb. 2.4). Damit dadurch keine Unstetigkeitsstellen in der kontinuierlichen elastischen Lagerung der Schiene auftreten, haben auch die Fixierungshilfen die gleichen Elastizitätseigenschaften wie das Vergussmaterial. Der Zeitraum zwischen Ausrichten der Schiene und Vergießen sollte keinen großen Temperaturschwankungen unterliegen (z.B. Erwärmung der Schiene durch starke Sonneneinstrahlung), da die elastischen Unterlegplatten und die Klemmkeile Temperaturverformungen der Schiene nur bedingt verhindern können.



Abb. 2.3: Unterlegplatten zur Höhengausrichtung und Herstellung der Schienenneigung (hier: 1:40)



Abb. 2.4: Klemmkeile zur Ausrichtung der Schiene SA 42 in der Lage

Die zwei Komponenten des Vergussmaterials werden vor Ort miteinander vermischt und entweder von Hand oder maschinell kalt eingebracht. Zur Verringerung der erforderlichen Vergussmenge können bei Schienen mit hohem Steg Leerrohre im Vergussquerschnitt angebracht werden.

Dieser vor allem bei Nahverkehrsbahnen (200 m lange Teststrecke mit dem reduzierten Schienenprofil SA 42 im Netz der Münchener Straßenbahn - Agnes Bernauer Straße, 2002), und Bahnübergängen verwendete Oberbau, wurde im Jahr 2002 auch auf einer Teststrecke der DB AG bei Waghäusel eingebaut.

2.2 Betontragplatte mit Vergussschalung

Auf frostsicherer Unterlage wird eine ebene Betontragplatte (Rechteckquerschnitt) eingebaut, die bei einer Ausführung als Rasengleis mit Drainagelöchern zur Entwässerung des später aufgetragenen Rasens ausgestattet ist. Durch die Betonplatte wird der Höhenverlauf des Gleises festgelegt. Auf dieser wird der Gleisrost ausgerichtet und durch hochelastische Schienenbefestigungen fixiert (Abb. 2.5). In den Schienenbefestigungen kann eine Korrektur der Höhenlage erfolgen. Der Abstand der Schienenbefestigung beträgt in der Geraden ca. 3 m, im Bogen wird der Abstand enger gewählt. Zur Einhaltung der Spurweite werden Spurstangen mit einer elastischen Ummantelung angebracht. Sie sind biegesteif am Schienensteg angebracht, um eine seitliche Auslenkung der Schiene unter Lasteinwirkung zu minimieren (Abb. 2.5).



Abb. 2.5: Schienen mit Spurstangen (elastische Ummantelung) verbunden, auf Betontragplatte befestigt; Detail: hochelastische Schienenbefestigung



Abb. 2.6: Kontinuierlich eingegossene Rillenschiene mit Schalung (Im Vordergrund ist die Blechschalung bereits entfernt.)

Auf beiden Seiten der Schiene wird eine Blecheinwegschalung angebracht. Bei einer formstabilen Schalung und genauer Ausführung hat dies den Vorteil, dass die seitlichen Vergussabmessungen erst nach dem exakten Ausrichten der Schiene genau festgelegt werden. Die beiden Komponenten des Vergussmaterials werden kurz vor dem Vergießen miteinander vermischt und von Hand oder maschinell in die Schalung eingebracht. Auf Grund der festen Fixierung der Schiene kann eine exotherme Reaktionsentwicklung bei der Festigkeitsentwicklung des Vergussmaterials zugelassen werden. Nach einigen Stunden kann die Schalung entfernt werden (Abb. 2.6). Danach erfolgt entweder der Einbau des Bodens bzw. Substrats für den Rasen oder der weitere Deckeneinbau für einen geschlossenen Oberbau (2.3 und Abb. 2.7).

Diese Variante des Oberbausystems der kontinuierlich eingegossenen Schiene wurde bisher ausschließlich bei Straßenbahnen eingebaut.

2.3 Offener und Geschlossener Oberbau

Grundsätzlich wird beim Straßenbahnoberbau zwischen offenem Oberbau und geschlossenem Oberbau unterschieden [Leykauf, 2000]. Während beim offenen Oberbau die Straßenbahn auf einem eigenen Gleiskörper fährt, stellt der geschlossene Oberbau (Abb. 2.7) einen straßenbündigen Bahnkörper dar, der vom Individualverkehr befahrbar ist. Beide unter 2.1 und 2.2 vorgestellten Oberbausysteme können (vorwiegend mit einer Rillenschiene) als geschlossener Oberbau ausgeführt werden.

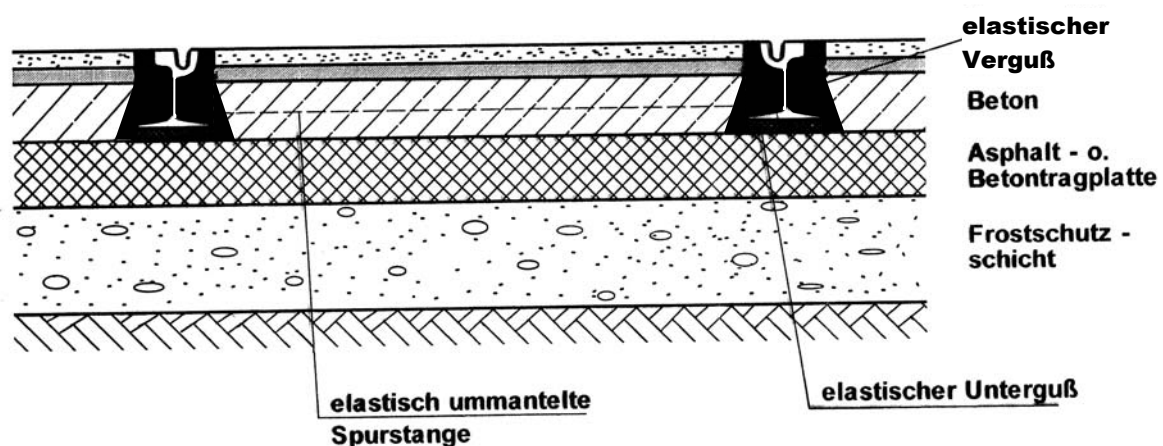


Abb. 2.7: Geschlossener Oberbau mit Tragplatte und elastischem Verguß (trapezförmiger Vergußquerschnitt)

Selbst bei völlig gelöstem Verbund zwischen Verguß und Betontrog sorgt ein trapezförmiger Vergußquerschnitt (Abb. 2.7) für einen ausreichenden Abhebewiderstand der Schiene gegen eine vertikale Schienenverwerfung (siehe 3.5).

3. TEMPERATURVERTEILUNG

Bei den meisten Eisenbahnoberbausystemen wird die Schiene an einzelnen Stützpunkten befestigt. Die Schiene ist an ihrer ganzen Oberfläche von Luft umgeben und über die komplette Höhe der Sonnenstrahlung ausgesetzt. Der Temperaturunterschied zwischen Kopf und Fuß bzw. zwischen der sonnenbeschienenen Seite und der im Schatten liegenden Seite ist gering. Aus diesem Grund ist die Annahme einer mittleren Temperatur, die konstant über den Querschnitt verteilt ist, zur Berechnung der vorhandenen Temperaturspannungen hinreichend genau.

Beim Oberbausystem der eingegossenen Schiene ist die Schiene größtenteils vom Vergussmaterial umgeben. Stahl hat eine bei Weitem größere Temperaturleitfähigkeit als das Vergussmaterial (z.B. Polyurethan). Allerdings ist nur die Schienenoberfläche im Kopfbereich der Strahlungsenergie der Sonne und der Konvektion ausgesetzt. Der größere Teil der Schiene ist durch die niedrige Wärmeleitfähigkeit und die höhere Wärmespeicherkapazität des Vergusses wärmeisoliert (Tab. 3.1). Es kommt zu einer ungleichmäßigen Temperaturverteilung zwischen Kopf und Fuß. Vor allem an klaren sonnigen Tagen mit einer großen Veränderung der Lufttemperatur erwärmt sich der Schienenkopf schneller als der Schienenfuß.

	Stahl	Beton	Polyurethan
Wärmeleitfähigkeit $\lambda [W/(m \cdot K)]$	45	1	< 0,1
Wärmekapazität $c [kJ/(kg \cdot K)]$	0,42	0,84	> 1

Tab. 3.1: Materialeigenschaften: Wärmeleitfähigkeit und Wärmespeicherkapazität

Die Schientemperatur zum Zeitpunkt des Verschweißens bzw. des Fixierens der Schienenbefestigung wird als Neutraltemperatur bzw. Verspanntemperatur bezeichnet. Bei dieser Temperatur ist die Schiene frei von axialen Temperaturspannungen. Die Schientemperatur zum Zeitpunkt der Festigkeitsentwicklung des Vergusses entspricht bei der eingegossenen Schiene der Neutraltemperatur.

Beim durchgehend verschweißten Gleis kann von einer völligen Behinderung der Längsbewegung ausgegangen werden, somit kommt es im Sommer auf Grund der Erwärmung zu Druckspannungen und im Winter durch die Abkühlung zu Zugspannungen.

Zugspannungen infolge tiefer Temperaturen setzen die Beanspruchbarkeit der Schiene auf Biegung (Verkehrslastspannung) herab. Es kann nach oftmals wiederholten Zugüberfahrten

zum Schienenbruch kommen. Die Bemessung des Eisenbahnoberbaus muss das Schienenbruchrisiko minimieren. Insbesondere bei der eingegossenen Schiene ist die Beseitigung eines Schienenbruches aufwändig und kostspielig.

Zu große Druckspannungen können zu einer horizontalen oder vertikalen Gleisverwerfung führen; dabei knickt die Schiene plötzlich zur Seite hin oder nach oben aus. Eine Gleisverwerfung muss zur Gewährleistung der Betriebssicherheit unter allen Umständen verhindert werden.

3.1 Wärmeübertragung

Die grundsätzlichen Arten der Wärmeübertragung sind Wärmeleitung, Konvektion und Wärmestrahlung. Die Lehre des Wärmetransports untersucht die Beförderung von thermischer Energie auf Grund von Temperaturunterschieden. Diese Temperaturunterschiede sind die Triebkraft für den Wärmetransport, dessen Richtung stets von Orten höherer Temperatur zu Orten niedrigerer Temperatur geht [Hering, 2002].

3.1.1 Wärmeleitung

Der physikalische Effekt der Wärmeleitung erfolgt durch die Übertragung von Schwingungsenergie zwischen benachbarten Molekülen oder Atomen. Bei leitenden Metallen können zusätzlich die frei beweglichen Elektronen durch Stoßprozesse Energie transportieren. Wärmeleitung findet innerhalb eines Bauteiles oder an sich direkt berührenden Oberflächen verschiedener Bauteile statt. Die Übertragung von Wärme durch Wärmeleitung ist wesentlich von der Wärmeleitfähigkeit λ [$W/(m \cdot K)$] des Materials abhängig. Die Wärmeleitfähigkeit gibt an, welche Wärmemenge durch ein Volumen mit der Kantenlänge 1 (Einheitsvolumen) fließt, wenn an den zwei gegenüberliegenden Flächen des Volumens eine Temperaturdifferenz von 1 K vorhanden ist.

Die Fouriersche Grundgleichung definiert den Begriff der Wärmestromdichte q als den Zusammenhang zwischen den Ursachen des Wärmestroms (Temperaturgradient, $grad T$) und der in einer Zeitspanne Δt durch eine Grenzfläche A transportierten Wärme ΔQ .

$$q = \frac{\Delta Q}{A} \cdot \Delta t = -\lambda \cdot grad T \quad (3-1)$$

mit dem Temperaturgradienten: $grad T = \frac{\partial T}{\partial x} i + \frac{\partial T}{\partial y} j + \frac{\partial T}{\partial z} k$

Nach dem ersten Hauptsatz der Thermodynamik kann bei physikalischen Prozessen keine Energie verloren gehen, nur ihre Erscheinungsform kann sich ändern.

$$E_{th} = \Delta U$$

Die innere Energie U eines Bauteils ändert sich nur, wenn von außen thermische Arbeit E_{th} zugeführt bzw. abgeführt wird.

Bei einem stationären Problem tritt keine oder nur eine sehr geringe und damit vernachlässigbare Änderung der Temperatur im Verlauf der Zeit auf. Da sich die Temperatur im System nicht ändert, bleibt die innere Energie konstant.

$$\Delta U = 0$$

Die zugeführte thermische Arbeit muss gleich der abgeführten thermischen Arbeit sein.

Bei einer instationären Betrachtung der inneren Energie wird die zeitliche Änderung mit berücksichtigt (z.B. Temperaturänderung der Schiene im Tagesverlauf). Ein zugeführter oder abgeführter Wärmestrom bewirkt eine sich über die Zeit verändernde innere Energie. Für die hier berechneten Modelle kann die innere Energie in Abhängigkeit von der spezifischen Wärmekapazität c_p , der Masse m (bzw. der Dichte ρ und des Volumens V) und des Temperaturunterschiedes ΔT in Abhängigkeit von der Zeit Δt folgendermaßen dargestellt werden:

$$\frac{\Delta U}{\Delta t} = \frac{m \cdot c_p \cdot \Delta T}{\Delta t} = \frac{\rho \cdot V \cdot c_p \cdot \Delta T}{\Delta t} \quad (3-2)$$

Die Fouriersche Differentialgleichung für die instationäre Berechnung beschreibt das Temperaturfeld in einem Körper als Funktion vom Ort mit den Koordinaten x , y und z und der Zeit t . Sie berücksichtigt die Wärmespeicherung des Materials sowie die Einwirkung zeitabhängiger thermischer Lasten (z.B. Sonnenstrahlung).

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda}{\rho \cdot c_p} \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + \frac{\dot{q}}{\rho \cdot c_p} \quad (3-3)$$

Für die meisten praktischen Fälle, insbesondere bei schwierigen Geometrien (z.B. Schienenprofil), lässt sich die Fouriersche Differentialgleichung nicht geschlossen lösen sondern muss durch ein Iterationsverfahren numerisch integriert werden [Hering, 2002].

3.1.2 Konvektion

Beim konvektiven Wärmeübergang erfolgt die Wärmeübertragung durch Massetransport eines Fluids (Gas oder Flüssigkeit). Wenn Flüssigkeits- oder Gasteilchen an einem festen Körper vorbeiströmen und ein Temperaturunterschied vorliegt, so kommt es in der Grenzschicht (Abb. 3.1) zwischen Fluid und Oberfläche zum Wärmetransport. Im Bereich der Grenzschicht nimmt die Geschwindigkeit des vorbeiströmenden Fluids zur festen Oberfläche hin ab, die Temperatur des Fluids nähert sich in diesem Bereich der Oberflächentemperatur des Festkörpers an [Incropera, 2002].

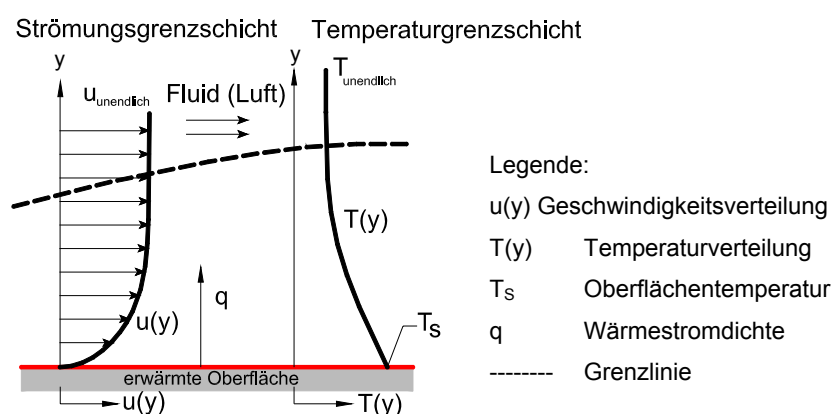


Abb. 3.1: Grenzschichtaufbau beim konvektiven Wärmeübergang [Incropera, 2002]

Es wird zwischen freier und erzwungener Konvektion unterschieden. Bei der freien Konvektion treten auf Grund der veränderlichen Lufttemperatur im Grenzbereich zum festen Bauteil Dichteunterschiede und dadurch Auftriebskräfte auf. Es entsteht eine Zirkulationsbewegung in der Luft, die einen Temperaturtransport zur Folge hat. Bei der erzwungenen Konvektion wird die Bewegung der Luft von Außen erzwungen. Bei den vorliegenden Untersuchungen ist der Wind der maßgebende äußere Einfluss.

Die Wärmestromdichte q der Konvektion errechnet sich unabhängig von der Art der Konvektion nach dem Newtonschen Wärmeübergangsgesetz.

$$q = \alpha_K \cdot (T_L - T_O) \quad (3-4)$$

Zwischen der Temperatur der umgebenden Luft (T_L) und der Oberflächentemperatur (T_O) der Schiene (bzw. des Oberbaus) herrscht in einer Grenzschicht ein linearer Zusammenhang, der mit dem Wärmeübergangskoeffizienten $\alpha_K [W/(m^2 \cdot K)]$ beschrieben wird. Der

Wärmeübergangskoeffizient α_K hängt unter anderem von der Art der Konvektion (frei oder erzwungen), der Strömungseigenschaft des Fluids (laminar oder turbulent) sowie von der Oberflächengeometrie und Oberflächenbeschaffenheit ab [Hering, 2002].

3.1.3 Wärmestrahlung

Bei der Wärmestrahlung erfolgt der Wärmetransport durch elektromagnetische Wellen. Dies ist im Unterschied zur Wärmeleitung und Konvektion auch im Vakuum möglich. Wärmestrahlung kann von einem Bauteil aufgenommen (Absorption) und umgekehrt auch abgegeben (Emission) werden (Abb. 3.2). Bei der Absorption wird die Strahlung in innere Energie des Körpers umgewandelt. Nur ein Teil der auf einen Körper auftreffenden Strahlung wird absorbiert, der Rest wird zurückgeworfen (Reflexion) oder durchgelassen (Transmission). Bei nichttransparenten Materialien kann die Transmission vernachlässigt werden.

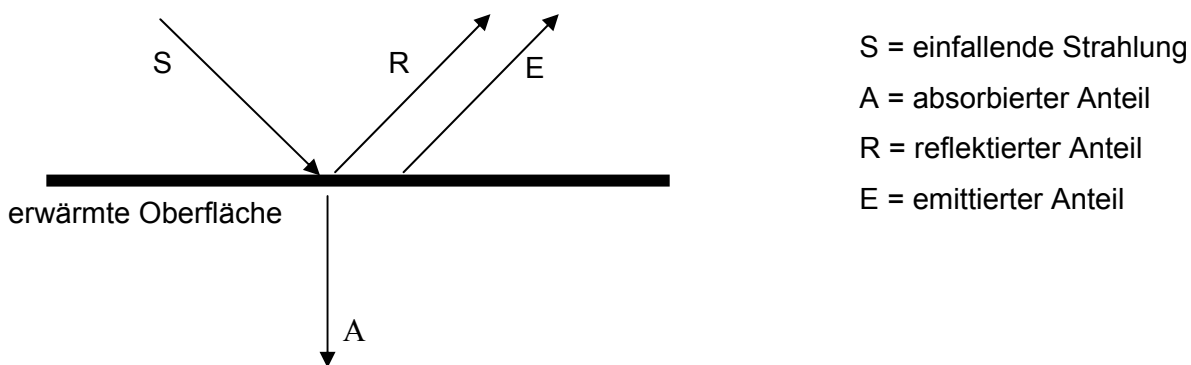


Abb. 3.2: Strahlungsbilanz an einer nichttransparenten horizontalen Oberfläche

Ein idealer schwarzer Körper absorbiert die gesamte auftreffende Strahlung und wandelt sie in Wärme um. Dabei wird dem Absorptionsgrad α wie auch dem Emissionsgrad ε der Wert 1 zugewiesen. Bei einem grauen (realen) Körper liegen das Absorptionsvermögen und das Emissionsvermögen unter dem des schwarzen Körpers. Sein Absorptionsgrad und Emissionsgrad wird auf den schwarzen Körper bezogen. Nach dem Kirchhoffschen Strahlungsgesetz gilt, dass der Absorptionsgrad immer gleich dem Emissionsgrad sein muss.

3.2 Messungen an Prüfkörpern

3.2.1 Versuchsaufbau

Durch Versuche sollte an unterschiedlichen Prüfkörpern mit eingegossenen Schienenprofilen die Temperaturverteilung über den Querschnitt gemessen werden. Die realitätsnahen Prüfkörper wurden auf dem Freigelände des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München aufgestellt (Abb. 3.8). Der Standort wurde so gewählt, dass die Schieneninnenseite gegen Süden ausgerichtet war und damit eine möglichst große Schienenoberfläche der Sonnenstrahlung ausgesetzt wurde.

Bei den untersuchten Prüfkörpern wurden die Schienenprofile variiert (UIC 60, Ri 60 und SA 42) (Abb. 1.4). Die UIC 60 ist das am häufigsten verwendete Profil einer Vignolschiene im Hauptstreckennetz der europäischen Bahnen. Im städtischen Schienenverkehr, ohne eigenen Gleiskörper, z.B. auch im Bereich höhengleicher Kreuzungen mit Straßen (geschlossener Oberbau), wird überwiegend die Rillenschiene Ri 60 angewandt. Als drittes Profil wurde die SA 42 in den Versuch aufgenommen. Sie ist ein neues Profil, das der kontinuierlichen Lagerung Rechnung trägt (überwiegende Funktion der Schiene als Fahrbahn). Wegen der fehlenden diskreten Abstützung auf Schwellen oder Stützpunkten einer Tragplatte wurde die Funktion als Träger deutlich schwächer als bei den Vignolschienen und Rillenschienen ausgebildet, was allerdings zu höheren Schienenspannungen unter Verkehrslast führt (Tab. 1.1).

Damit das Vergussmaterial ohne Entstehung von Hohlräumen eingebracht werden kann, muss zwischen dem Betontrog und der Schiene ein Mindestabstand von 8 - 10 mm vorliegen, bei den Prüfkörpern wurde ein Abstand von 20 mm gewählt. Durch die jeweiligen Schienenprofilabmessungen ergeben sich dementsprechend unterschiedliche, Trogaussparungen. Die Außenabmessungen des Betontroges wurden immer konstant gehalten, das Vergussmaterial war bei allen drei Körpern identisch (Abb. 3.3).

Als langjährig erforschtes Referenzsystem wurde zusätzlich eine von Luft umgebene Schiene UIC 60 mit gleicher Sonnenexposition, wie bei den drei eingegossenen Prüfkörpern, in die Messung mit einbezogen.

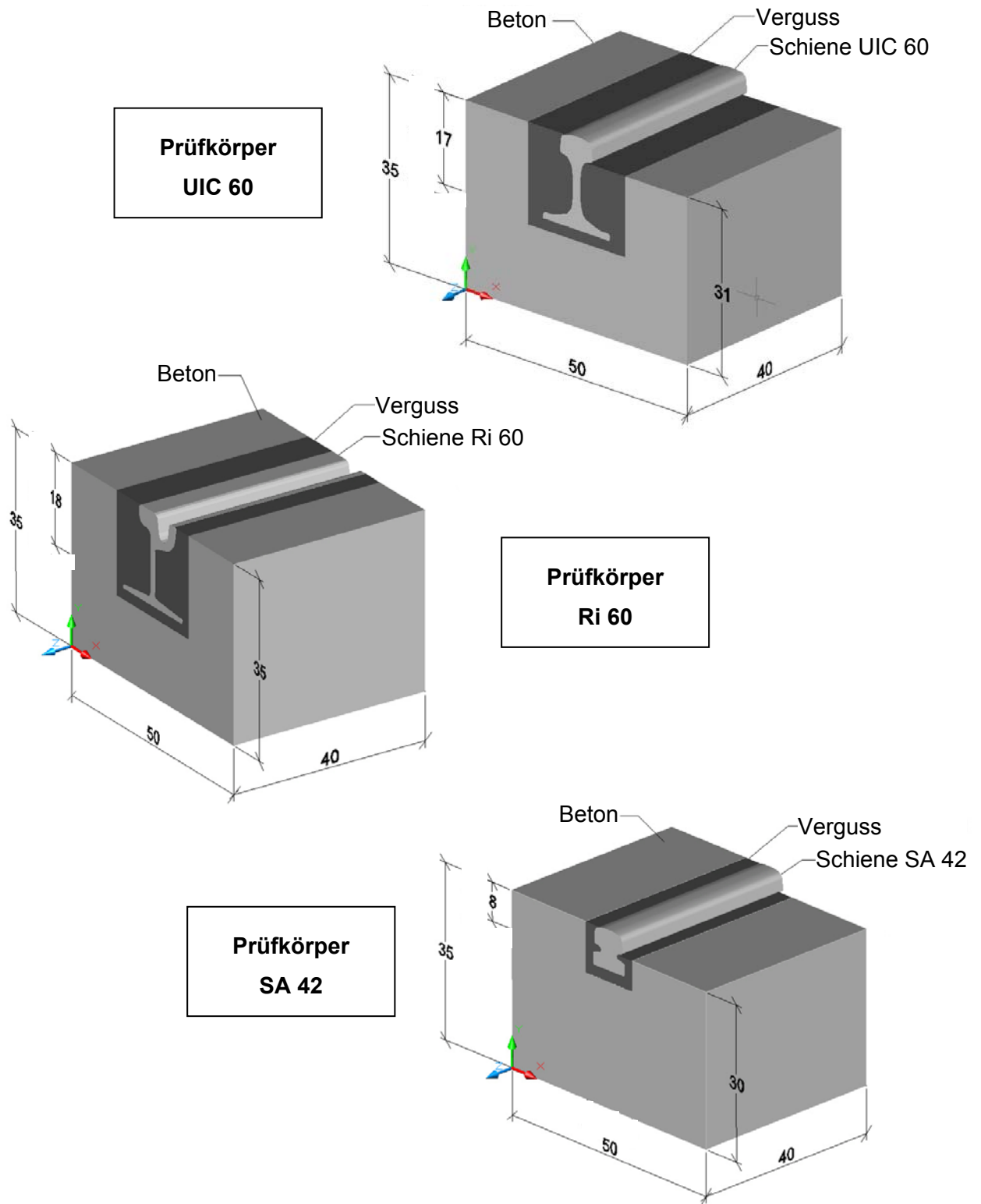


Abb. 3.3: Prüfkörper der eingegossenen Schienen UIC 60, Ri 60 und SA 42; Abmessungen [cm]

3.2.2 Herstellung der Prüfkörper

Betontrog

Die Schalung der Betontröge wurde mit Schaltafeln so konzipiert, dass die Schienenlängsachse beim Betoniervorgang vertikal nach oben zeigt. Auf Grund der gleich bleibenden Außenabmessungen der Prüfkörper mussten lediglich die Innenabmessungen des Betontröges variiert werden. Sie wurden innerhalb der Holzschalung mit Hartschaumplatten ausgespart. Die vertikale Ausrichtung der Troglängsachse verhindert ein Aufschwimmen der Hartschaumplatten beim Betonieren. Das Betonrezept entspricht einem B 35 (C 30/37). Die Verdichtung erfolgte unmittelbar nach Einbringen des Betons auf einem Rütteltisch. Nach zwei Tagen Erhärtung wurden die Tröge entschalt und die Hartschaumplatten entfernt.

Messtechnische Ausrüstung der Schienen

Um die Temperaturverteilung über den Schienenquerschnitt mit wenigen Messpunkten möglichst genau zu erfassen, wurden in den zentralen Bereichen der Abschnitte am Schienenkopf, Schienensteg und Schienenfuß je ein Messwiderstand angebracht. Bei der UIC 60 und der Ri 60 wurden weiterhin an der Schienenfußaußenseite je ein Messpunkt vorgesehen und zusätzlich noch ein zweiter Messpunkt bei der Ri 60 im Kopfbereich (Abb. 3.4). Die Messpunkte wurden alle in einer Querschnittsebene in der Schienenmitte angeordnet.

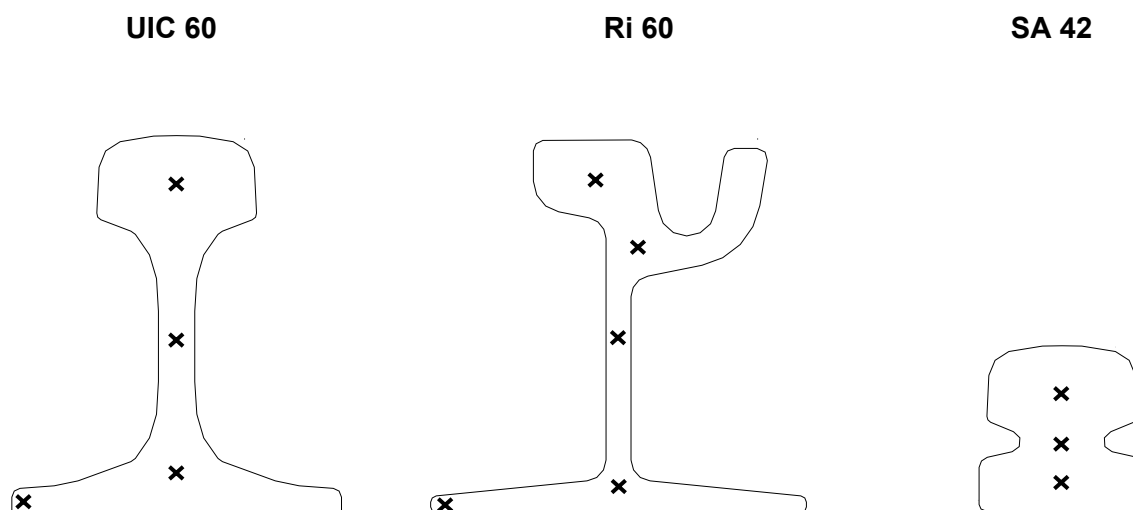


Abb. 3.4: Anordnung der Messfühler in den Schienenprofilen

Als Widerstandsthermometer sind ausschließlich PT 100 Messwiderstände der Klasse B der Firma ABB Automation Products zum Einsatz gekommen. Um die Messwiderstände exakt an den Messpunkten zu platzieren, wurden Löcher (Durchmesser 3,3 mm) in die Schienen gebohrt, die ein passgenaues Einführen der Elemente bis zur endgültigen Position ermöglichten. Auf allen Messwiderständen wurden an der Spitze Wärmeleitpaste zur verlustlosen Wärmeübertragung aufgebracht. Die nicht eingegossene UIC 60, die zusätzlich zu den eingegossenen Systemen mit in die Messung einbezogen wurde, hat ihre Messfühler an den gleichen Positionen wie die eingegossene UIC 60.

Justieren der Schiene

Die verwendeten Schienen waren alle 42 cm lang: somit stehen sie bezogen auf den 40 cm langen Betontrog zu beiden Seiten um je 1 cm über. Dieser Überstand wurde für die exakte Justierung der Schiene im Trog benötigt. In der Schalung für das Vergussmaterial an den Stirnseiten des Betontroges wurde die Schienenprofilform herausgeschnitten. Der Überstand der Schiene wurde somit in den Schalungsbrettern seitlich aufgelagert. Die Vergusschalung wurde gleichzeitig zur Höhenjustierung der Schiene herangezogen (Abb. 3.6).

Vergießen der Schienen

Die Prüfkörper wurden am Prüfamts für Bau von Landverkehrswege der Technischen Universität München von der Firma Edilon vergossen. Bei allen drei Prüfkörpern kam ein Polyurethan – Verguss der Marke Corkelast® VA 60 der Firma Edilon zur Anwendung. Die zwei Komponenten des Vergussmaterials wurden unmittelbar vor dem Einbau in Eimern in einem Standrührgerät ca. 60 sec miteinander vermischt (Abb. 3.5). Die Verarbeitbarkeit des Zweikomponentenmaterials beträgt ca. 30 Minuten.

Um den vollständigen Verguss unter dem Schienenfuß zu gewährleisten, wurden die Prüfkörper solange nur einseitig verfüllt bis das Vergussmaterial auf der anderen Seite auf der kompletten Schienenlänge zum Vorschein kam. Bei den Prüfkörpern der UIC 60 und der SA 42 musste zum Vergießen des oberen Bereiches (Schieneaußenseite) ein Ansteifen des Polyurethans abgewartet werden, damit das Vergussmaterial auf der tiefer liegenden Seite nicht herausgedrückt wurde (Prinzip der kommunizierenden Röhren). Nach 12 Stunden wurden die Schalbretter an den Stirnseiten entfernt.



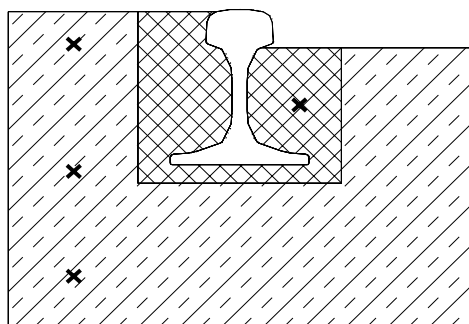
Abb. 3.5: Rührmaschine



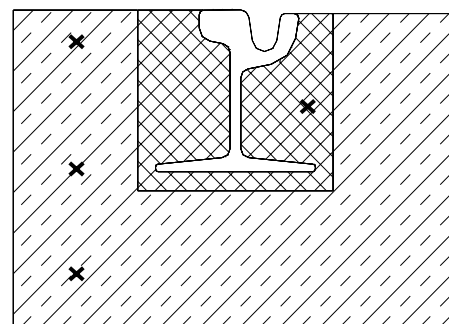
Abb. 3.6: Vergießen der Schiene

Messtechnische Ausrüstung des Betontrogs und des Vergusses

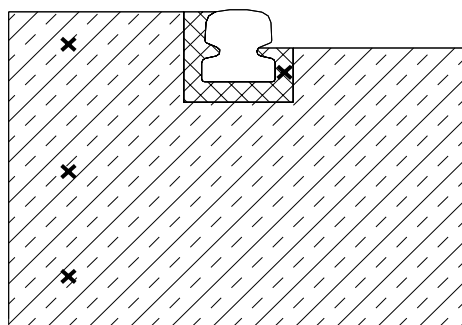
Bei den Messpunkten im Betontrog und im Verguss sind ebenfalls ausschließlich Widerstandsthermometer PT 100, Klasse B der Firma ABB Automation Products zum Einsatz gekommen. Um die genaue Position der Messpunkte im Beton zu gewährleisten, wurden die Thermoelemente in vertikale Bohrungen eingebaut. Zu diesem Zweck wurden jeweils drei Messwiderstände in einer Baugruppe zusammengefasst. Dabei diente ein PVC-Rohr als Trägerelement und schützt die Anschlüsse der Messwiderstände. Es wurden Materialien mit gleicher bzw. geringerer Wärmeleitfähigkeit gegenüber dem Beton verwendet. Somit wurde eine Störung des vertikalen Wärmetransports im Beton minimiert. Zwischen der Baugruppe mit den Messfühlern und dem Beton verbleibt ein Hohlraum der mit Gips verfüllt wurde. Diese Art der nachträglichen Installation von Temperaturmesspunkten wurde am Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München eingehend untersucht und hat sich als sehr vorteilhaft erwiesen [Lechner, 1996]. Die drei Messpunkte je Prüfkörper im Beton sind in der Ebene der Schienenmesspunkte in einer Tiefe von 40 mm, 175 mm und 275 mm angebracht (Abb. 3.7).



Probekörper UIC 60



Probekörper Ri 60



Probekörper SA 42

Abb. 3.7: Anordnung der Messfühler im Betontrog und im Verguss

Für den Verguss wurde jeweils ein Messpunkt pro Prüfkörper vorgesehen. Abhängig von den unterschiedlichen Trogabmessungen wurde die Position jeweils im Zentrum des Vergusses auf der sonnenzugewandten Seite unterschiedlich festgelegt (Abb. 3.7). Auch hier wurde eine Bohrung angebracht, in die das Thermoelement eingeführt wurde. Anschließend wurden die Anschlüsse mit einem Zweikomponentenkleber fixiert und die Bohrung oben abgedichtet.

Lufttemperatur

Die Lufttemperatur der Umgebung wurde ebenfalls mit einem Thermoelement PT 100 erfasst. Der Messwiderstand wurde in ein vertikal montiertes Rohr 1,6 m über GOK eingebaut, das Rohr schützte vor direkter Wind- und Sonneneinwirkung. Der Standort der Messstation lag überwiegend im Schatten.

3.2.3 Temperaturmessungen

Die Daten sämtlicher Messwiderstände können in einem beliebigen Zeitrhythmus ausgelesen und in einem Speicher abgelegt werden. Diese gesammelten Rohdaten wurden dann mit einem Tabellenkalkulationsprogramm auf Plausibilität überprüft und weiterverarbeitet. In der vorliegenden Arbeit werden die Temperaturdifferenzen in Kelvin [K] und die absoluten Temperaturen in Grad Celsius [°C] angegeben.

Eichung

Die Funktionsfähigkeit aller Messwiderstände wurde vor dem Einbau im Wasserbad überprüft. Nach Abschluss des Versuches wurden die Prüfkörper in eine Klimatruhe gegeben. Dort wurden sie jeweils 24 Stunden bei -3 °C und bei 40 °C gelagert und während der Zeit die Temperaturentwicklung der einzelnen Messpunkte aufgezeichnet. Bei zwei Messfühlern (in der Mitte der SA 42 und am Steg der eingegossenen UIC 60) haben sich deutliche Abweichungen (3,2 K und 4,6 K zu warm) feststellen lassen. Allerdings sind diese Abweichungen bei beiden Temperaturzuständen in der Klimatruhe messbar. Es ist davon auszugehen, dass es sich um einen konstanten Messfehler handelt (z.B. durch einen erhöhten Widerstand in der Lötstelle). Die Abweichungen vom Sollwert wurden bei der Aufbereitung der gemessenen Rohdaten mit einem Tabellenkalkulationsprogramm berücksichtigt.

Dauermessung

Die Prüfkörper wurden auf dem Freigelände des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München aufgestellt. Die Ausrichtung wurde so gewählt, dass die Schieneninnenseite in Richtung Süden exponiert war, also eine möglichst große Stahlfläche der Schiene der direkten Sonnenstrahlung ausgesetzt war. Es wurde weiterhin darauf geachtet, dass die angrenzende Bepflanzung und Bebauung im Tagesverlauf keinen Schatten auf die Prüfkörper warfen. In Anlage 1 wird der Sonnenstand bezogen auf den Ort der Messung zu den unterschiedlichen Jahreszeiten wiedergegeben. Um eine Verzerrung der Messergebnisse durch Strahlung und Konvektion auf die vertikalen Betonflächen zu vermeiden, wurden die Prüfkörper mit einer 5 cm dicken Hartschaumplatte ausreichend wärmeisoliert (Abb. 3.8). Der Untergrund bestand ebenfalls aus Beton.



Abb. 3.8: Versuchsaufbau auf dem Freigelände

Zusätzlich wurde ein von Luft umgebenes Schienenprofil UIC 60 (40 cm lang) mit der gleichen Sonnenexposition wie die eingegossenen Prüfkörper aufgestellt. Die Stirnflächen der Schiene wurden ebenfalls mit einer 5 cm dicken Hartschaumplatte wärmeisoliert. Die Schiene wurde nicht direkt auf die Betonbodenplatte gestellt, sondern um 5 cm angehoben. Das Schienenstück wird also auch unter dem Schienenfuß von Luft umströmt. Dies entspricht den Anforderungen einer Feste Fahrbahn, um das nachträgliche Schweißen der Schiene zu ermöglichen.

Sämtliche Messleitungen für die Temperaturmessung wurden in einem Schaltschrank zusammengeführt und die Messwerte von einem Aufzeichnungsgerät der Firma AMR alle 15 Minuten gespeichert. Das Auslesen und Auswerten der Daten erfolgte ca. alle 2 Wochen. Im Zeitraum von November 2002 bis Juni 2003 wurden insgesamt an 151 Tagen die Temperaturverläufe aufgezeichnet.

Schienthermometer

Im herkömmlichen Gleisbau werden die Schientemperaturen vor Ort mit einem Magnetschienthermometer gemessen. Dabei wird das Schienthermometer im Stegbereich auf der im Schatten liegenden Schienenseite angebracht. Die Temperaturmessung mittels Magnetschienthermometer ist bei der eingegossenen Schiene nur am Schienenkopf möglich. Somit sind die Ablesewerte durch die direkte Sonneneinstrahlung verzerrt. Bei einer gleichzeitigen Messung der wahren Querschnittstemperatur kann allerdings ein Zusammenhang zu den mittels Magnetthermometer gemessenen Werten hergestellt werden.



Abb. 3.9: Schienthermometer

Die Magnetschienthermometer (Elektro – Thermit GmbH) wurden zu zwei unterschiedlichen Messungen herangezogen. Zum einen waren sie der direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt (Abb. 3.9), zum anderen wurden sie während der Messung beschattet (Abb. 3.10). Die

Beschattung wurde durch kleine Dächer gewährleistet, die ihrerseits aus nicht wärmeleitendem Material bestehen und groß genug sind, um auch bei tief stehender Sonne die Beschattung des gesamten Magnetschienthermometers zu gewährleisten.



Abb. 3.10: Beschattetes Schienthermometer

3.3 Temperaturverteilung

Die Temperaturverteilung über den Prüfkörperquerschnitt zeigt signifikante Unterschiede zwischen einer unvergossenen Schiene und einer eingegossenen Schiene wie auch zwischen den verschiedenen eingegossenen Schienenprofilen selbst. Im folgenden Abschnitt werden exemplarisch die Messergebnisse des 20. April 2003 behandelt. Dieser Tag zeichnet sich durch einen sehr deutlichen Lufttemperaturunterschied zwischen Nacht und Tag aus, es liegen aber keine extrem kalten oder warmen Bedingungen vor.

3.3.1 Schientemperatur der unvergossenen Schiene

Bei unvergossenen Schienen wird die Temperaturverteilung bei der rechnerischen Ermittlung der Temperaturspannungen als konstant über den Querschnitt angenommen. Für die absolut maximal auftretende Schientemperatur hat sich auf Grund von Messungen [DB AG, 1995] folgende Formel etabliert:

$$\max T_{\text{Schiene}} = \max T_{\text{Luft}} + 20 \text{ K}$$

Die höchste in Deutschland gemessene Lufttemperatur betrug 40,2 °C [DWD, 2003], dementsprechend wird mit einer absolut maximalen Schientemperatur aus Sonneneinstrahlung von 60 °C gerechnet.

Bei der Vergleichsschiene handelt es sich um ein 40 cm langes, nicht vergossenes Schienenstück UIC 60. Der Messpunkt im Stegbereich der Vergleichsschiene ist bereits zu Beginn der Messung ausgefallen. Der gemessene Temperaturverlauf an einem typischen Frühlingstag (Abb. 3.11) zeigt nahe beieinander liegende Tagesganglinien, was die Annahme einer rechnerisch konstanten Temperaturverteilung über den Querschnitt rechtfertigt. Alle Tagesganglinien zeigen ihre Maxima und Minima zur gleichen Zeit, die Schiene reagiert also an allen Stellen über den Querschnitt auf eine Änderung der thermodynamischen Randbedingungen mit der gleichen Sensitivität. Die Schientemperaturen folgen ohne Sonneneinstrahlung der Lufttemperatur. Erst mit Einsetzen der direkten Sonnenstrahlung verläuft der Temperaturanstieg in der Schiene deutlich steiler, bis zu einer maximalen Temperaturdifferenz zwischen Schienenkopftemperatur und Lufttemperatur von 13 K. Der Temperaturunterschied zwischen Schienenkopf und Schienenfußmitte ist während der direkten Sonneneinstrahlung gering (maximal 2 K).

Innerhalb des Schienenfußes ist eine Abnahme der Temperatur zum Rand hin festzustellen. Dies ist auf die Lage des äußeren Messfühlers Richtung Norden zurückzuführen. Der

Schienenfußrand mit dem Messfühler liegt stets im Schatten der Schiene und ist somit nur diffuser Sonnenstrahlung ausgesetzt. Die intensivere direkte Sonnenstrahlung dürfte den gegenüberliegenden Schienenfußrand stärker erwärmen, zumal die horizontale Ausrichtung der Schienenfußoberfläche für einen günstigen Einstrahlungswinkel sorgt.

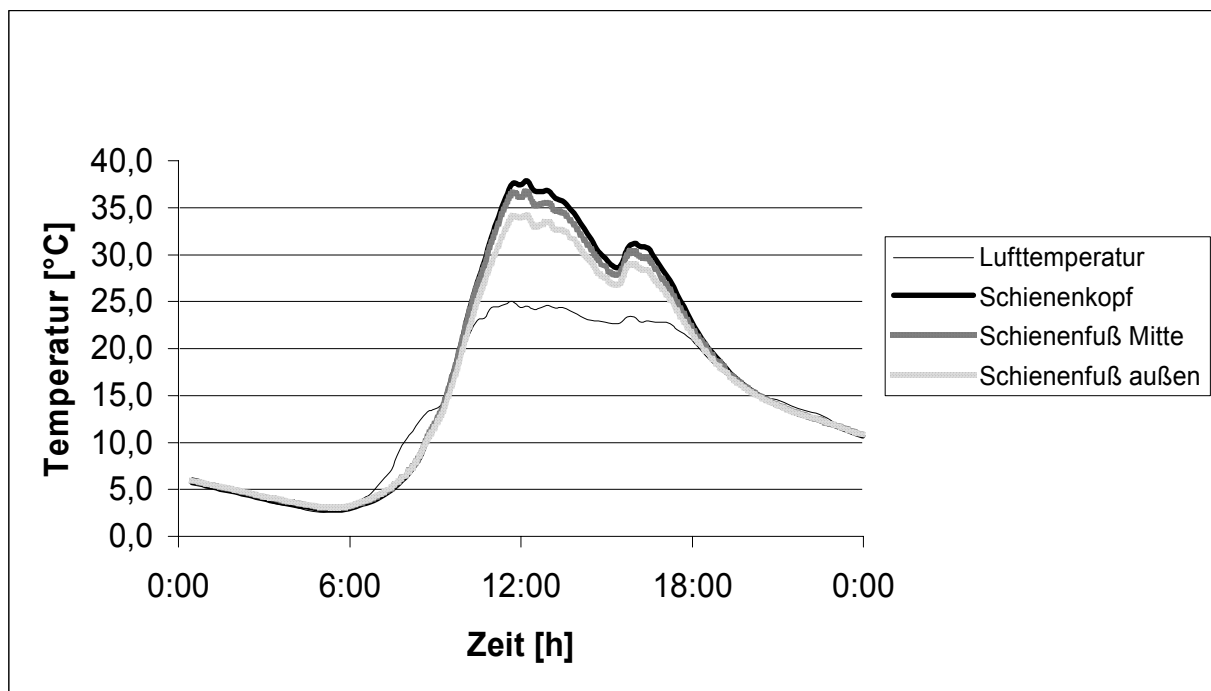


Abb. 3.11: Schientemperaturen, unvergossene UIC 60, 20. April 2003

Die maximale Schientemperatur über den gesamten Messzeitraum wurde am 5. Mai 2003 mit 55,4 °C (bei einer Lufttemperatur von 32,9 °C) gemessen (Anlage 2). Der größte Abstand zwischen Schienenkopftemperatur und Lufttemperatur betrug am 4. Mai 2003 26,5 K. Die maximal angenommene Schientemperatur infolge Sonneneinstrahlung von 60 °C liegt auf der sicheren Seite.

3.3.2 Schientemperaturen der eingegossenen Schienen

Die eingegossene Schiene hat eine bei Weitem kleinere Oberfläche, die der Strahlung und der Konvektion ausgesetzt ist. Der größte Teil der Oberfläche grenzt an das Vergussmaterial, deren Wärmeleitfähigkeit deutlich kleiner als die von Stahl ist. Das Vergussmaterial wirkt demnach wie eine Wärmeisolierung der Schiene.

Schienenprofil UIC 60

Das schwere Schienenprofil UIC 60 wird nur in geringem Umfang als eingegossene oder kontinuierlich gelagerte Schiene verwendet. Als typische Vignolschiene steht sie aber stellvertretend für die Schienenprofile S 49 und S 54, die weitaus häufiger als eingegossene Variante im städtischen öffentlichen Nahverkehr zum Einsatz kommen.

Die Lufttemperatur am typischen Frühlingstag liegt lediglich in der Erwärmungsphase am Vormittag über der Schientemperatur (Abb. 3.12). Am Nachmittag ist die Schiene bis zu 4,5 K (16:00 Uhr) und in der Nacht bis zu 4,0 K (5:00 Uhr) wärmer als die Luft.

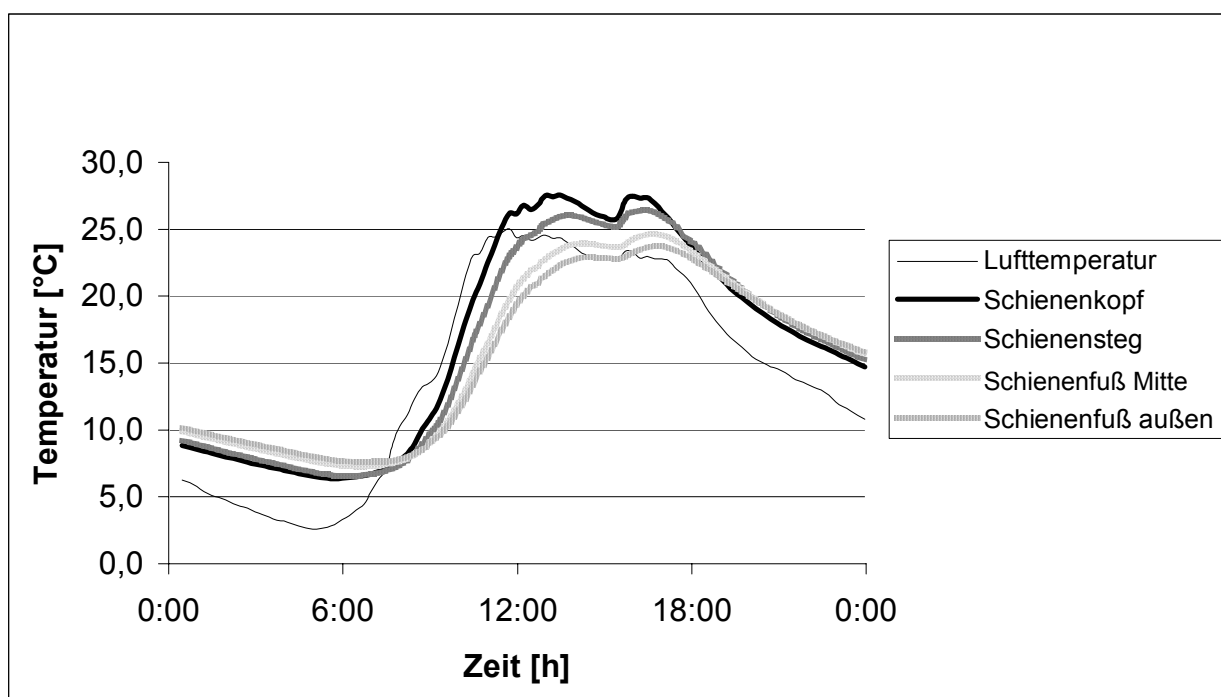


Abb. 3.12: Schientemperaturen, UIC 60 eingegossen, 20. April 2003

Auf Grund der isolierenden Wirkung des Vergussmaterials fallen in den Nachtstunden die Schientemperaturen, im Gegensatz zur unvergossenen UIC 60, nicht auf das Lufttemperaturniveau ab. Die Schiene kühlt auf Grund der vom Vortag gespeicherten Wärmeenergie langsamer ab als die Luft. Kurz nach der ersten Erwärmung der Lufttemperatur am Morgen ziehen die Schientemperaturen nach, allerdings in Abhängigkeit von der Isolierwirkung des Vergusses. So verläuft die Erwärmung im Kopf am schnellsten ab, Schienensteg und Schienenfuß erwärmen sich langsamer. Dieser Effekt kann auch innerhalb des Schienenfußes festgestellt werden. Der Schienenfußrand erwärmt sich langsamer und weniger stark als die Schienenfußmitte. Entsprechend dieser Reihenfolge werden auch die jeweiligen Maximaltemperaturen im Schienenquerschnitt zeitlich nacheinander erreicht. Auf Grund der unterschiedlichen Erwärmungsgeschwindigkeiten bildet sich über den Querschnitt

ein Temperaturgradient aus. Am 20. April beträgt der maximale Temperaturunterschied um 11.30 Uhr zwischen Schienenkopf und Schienenfuß 7,8 K.

Bei der Abkühlung der Lufttemperatur am Abend gibt, analog zum Erwärmungsablauf, der Schienenkopf am schnellsten seine Wärme wieder ab, gefolgt vom Schienensteg und Schienenfuß. Somit kommt es zu einem Umschlagen des Temperaturgradienten. In der Nacht ist der Kopf kälter als der Fuß. Dabei ist der negative Temperaturgradient (größter Temperaturunterschied - 1,5 K) nicht sehr ausgeprägt.

Der größte gemessene Unterschied zwischen Kopftemperatur und Fußtemperatur bei der eingegossenen Schiene UIC 60 betrug am 4. Mai 2003 9,3 K (Anlage 2). Am 13. Juni 2003 war die maximale Schienenfußtemperatur um 3,5 K größer als die Schienenkopftemperatur. Die maximale Differenz zwischen Lufttemperatur (27,6 °C) und der mittleren Schientemperatur (44,2 °C) wurde am 7. Mai 2003 mit 17,2 K gemessen.

Schienenprofil Ri 60

Die Rillenschiene wird fast ausschließlich beim Straßenbahnoberbau verwendet, vor allem wenn das Gleis im Straßenkörper geführt wird (geschlossener Oberbau). Die Rille garantiert die Radführung indem sie den Bereich des Spurkranzes klar von der Straßendecke trennt. Auf Grund der Ausbildung des Rillenkopfes kann dieses Profil von beiden Seiten bis nahezu zur Schienenoberkante vergossen werden oder der Anschluss an den Asphaltbelag erfolgt durch die Ausbildung einer breiten Fuge mit Schienenvergussmasse auf bituminöser Basis.

Der Verguss mit seiner isolierenden Wirkung führt auch hier, wie bei dem eingegossenen Schienenprofil UIC 60, zur Ausbildung eines Temperaturgradienten über die Schienenhöhe (Abb. 3.13). Um 11.30 Uhr wird am typischen Messtag mit 9,8 K der größte Temperaturunterschied zwischen Schienenkopf und Schienenfuß erreicht. Der negative Temperaturgradient erreicht in den Morgenstunden des 20. April 2003 einen Temperaturunterschied von - 1,4 K. Die Erwärmung der Luft erfolgt vor der Erwärmung der Schiene. Morgens um 5:00 Uhr ist der Schienenkopf 3,8 K wärmer, vormittags um 8:30 Uhr 4,1 K kälter als die Luft.

Der über den gesamten Messzeitraum maximal gemessene Unterschied zwischen Schienenkopftemperatur und Schienenfußtemperatur beträgt 11,5 K (12. Juni 2003). Der maximale negative Unterschied zwischen beiden Messpunkten wird mit - 4,5 K am 13. Juni 2003 festgestellt (Anlage 2). Am 7. Mai ist die Schienenkopftemperatur um 16,6 K wärmer als die Lufttemperatur.

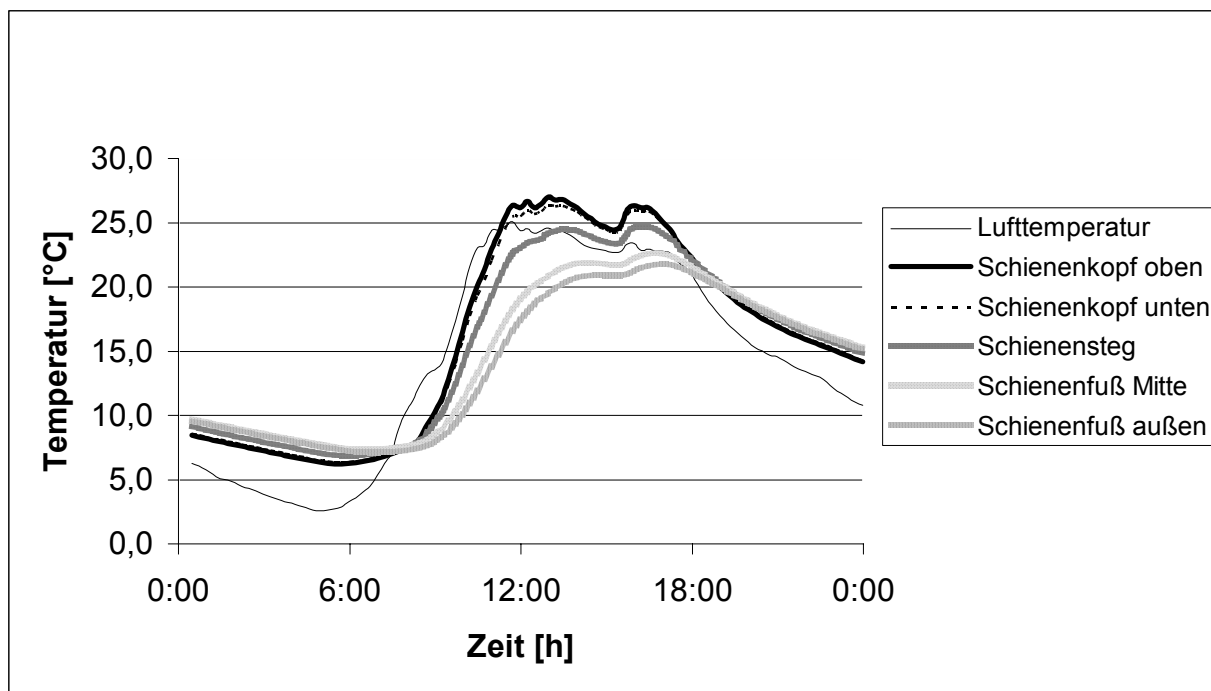


Abb. 3.13: Schientemperaturen, Ri 60 eingegossen, 20. April 2003

Durch die Rillenausbildung im Kopf ist der obere Schienenbereich unsymmetrisch. Deshalb wurden zwei Messfühler in unterschiedlicher Höhe des Kopfes angebracht. Beide Messpunkte geben einen annähernd gleichen Temperaturverlauf wieder, daher ist von einer über den Schienenkopf konstant verteilten Temperatur auszugehen.

Schienenprofil SA 42

Das Sonderprofil SA 42 wurde speziell für eine kontinuierliche Auflagerung entwickelt. Es überwiegt die Funktion der Schiene als Fahrbahn.

Alle drei Messpunkte zeigen nahezu den gleichen Temperaturverlauf (Abb. 3.14). Der kompakte und kleine Querschnitt der Schiene kann als eine über die Fläche konstante Temperaturzone betrachtet werden. Die isolierende Wirkung des Vergussmaterials hat auf die Schienenfußtemperatur im Vergleich zur Schienenkopftemperatur nur einen geringen Einfluss. Der Verguss lässt die Schiene nachts nicht ganz auf das Lufttemperaturniveau abkühlen. Tagsüber wird die Schiene bis zu 9,8 K (13:30 Uhr) wärmer als die gemessene Lufttemperatur.

Über den gesamten Messzeitraum stellt sich kein nennenswerter Temperaturunterschied zwischen den einzelnen Messpunkten ein (maximal 1,1 K). Der maximale Unterschied zwischen Schientemperatur und Lufttemperatur beträgt 26,0 K (4. Mai 2003), und ist damit annähernd so groß wie bei der nicht eingegossenen UIC 60 (Anlage 2).

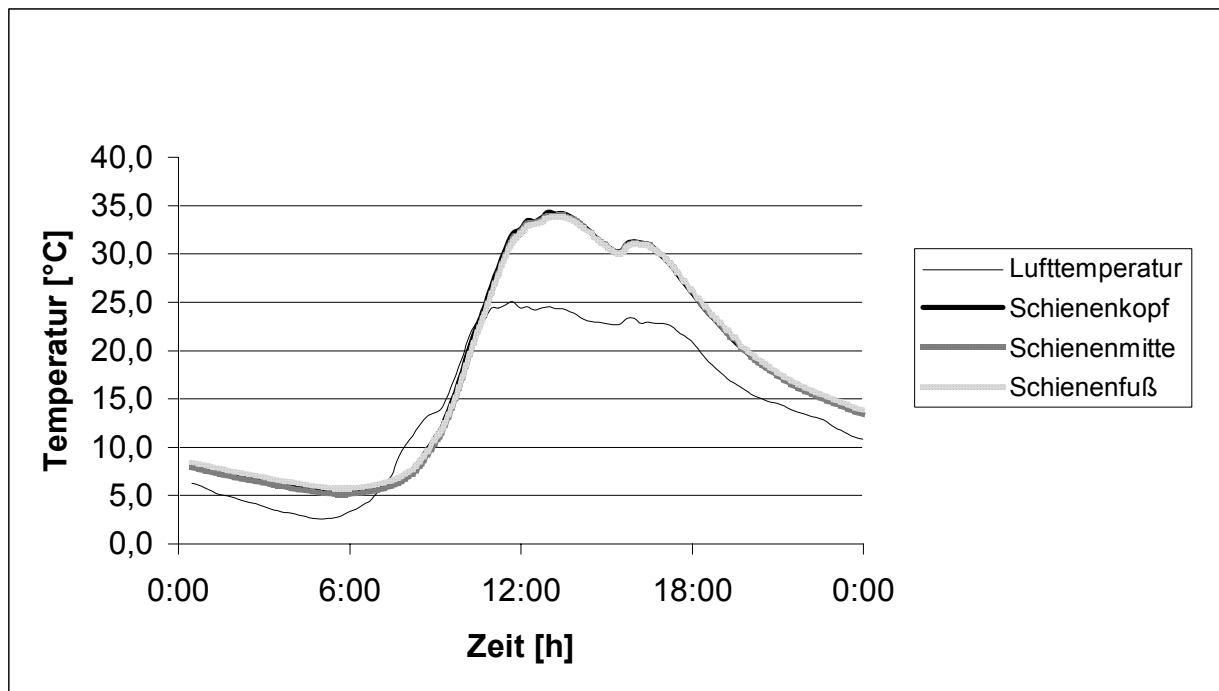


Abb. 3.14: Schientemperaturen, SA 42 eingegossen, 20. April 2003

3.3.3 Vergleich der mittleren Schientemperaturen

Zum Vergleich der unterschiedlichen Systeme werden die mittleren Temperaturen der Schienen gebildet, wobei der Temperaturgradient innerhalb des Schienenprofils vernachlässigt wird.

Jeder einzelne Messfühler gibt nur eine punktuelle Auskunft über den Temperaturzustand der Schiene. Um ein Aussage über die mittlere Temperatur des Schienenquerschnitts zu erhalten, wurde jedem Messpunkt eine Teilquerschnittsfläche zugeordnet. Die Aufteilung des Schienenprofils UIC 60 ist exemplarisch in Abb. 3.15 dargestellt. Anteilig dieser Teilquerschnittsflächen an der Gesamtquerschnittsfläche wurden die einzelnen gemessenen Temperaturen gewichtet und somit eine mittlere Temperatur für den typischen Messtag errechnet (Abb. 3.16).

Die nicht eingegossene UIC 60 hat die größte mittlere tägliche Temperaturamplitude. Alle eingegossenen Schienen überschreiten die Extremwerte der unvergossenen UIC 60 nicht. Insbesondere die beiden eingegossenen Schienen mit einem hohen Steg (UIC 60 und Ri 60) zeigen gegenüber der nicht eingegossenen Vergleichsschiene einen gedämpften Temperaturverlauf.

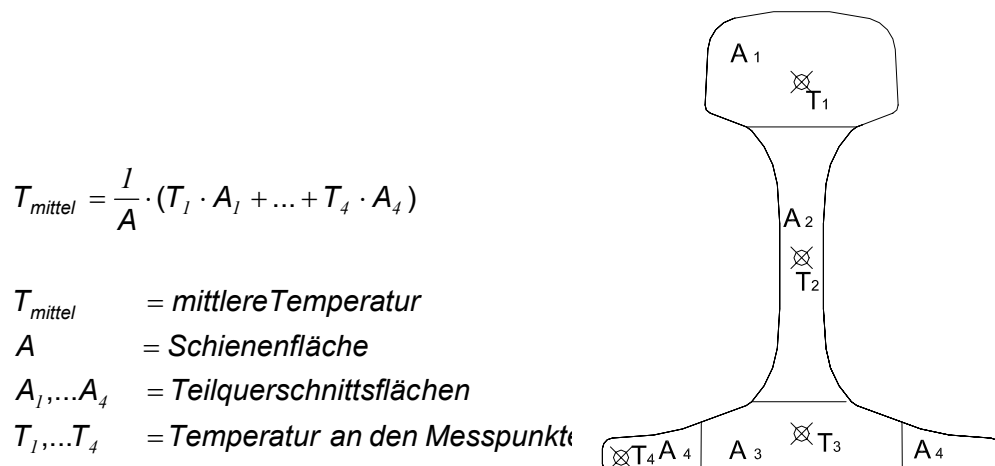


Abb. 3.15: Teilquerschnittsflächen für einzelne Temperaturmesspunkte anhand der UIC 60

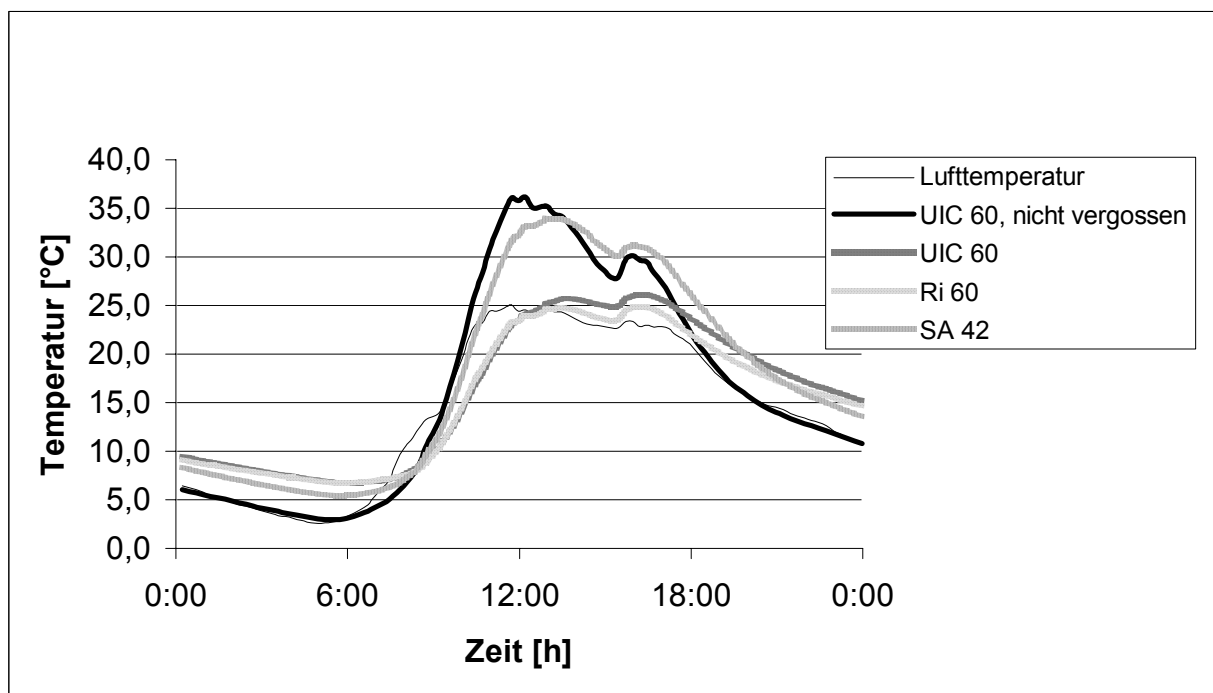


Abb. 3.16: Mittlere Schienentemperaturen, 20. April 2003

Ein direkter Vergleich des unvergossenen mit dem eingegossenen Schienenprofil UIC 60 zeigt, dass diese Dämpfung offensichtlich fast ausschließlich durch die isolierende Wirkung des Vergussmaterials erreicht wird. An einem klaren sonnigen Tag dominiert die Sonnenstrahlung (direkte und diffuse) die Erwärmung der Schiene. Die Strahlung wird bei der nicht eingegossenen Schiene von der gesamten Schienenoberfläche aufgenommen, während bei der eingegossenen Schiene nur ca. 15 % der Oberfläche der Sonnenstrahlung ausgesetzt sind. Die niedrige Wärmeleitfähigkeit des Vergussmaterials verlangsamt die Erwärmung zusätzlich, was eine zeitlich verzögerte Maximaltemperatur der eingegossenen Schiene zur Folge hat.

Gleichzeitig fungiert das Vergussmaterial als Wärmespeicher, der das Abkühlen der Schiene am Abend und in der Nacht abmindert und verzögert. Auch ist die Abstrahlung in den kalten Nachthimmel wiederum von der freien Stahloberfläche der jeweiligen Schiene abhängig.

Bei den eingegossenen Schienen verhalten sich die UIC 60 und die Ri 60 sehr ähnlich, die Tagesganglinie der SA 42 hingegen zeigt eine deutlich größere Amplitude (ähnlich dem unvergossenen Schienenprofil UIC 60). Dieses Verhalten entspricht den Querschnittsgeometrien der Schienenprofile. Während die Vignolschiene und die Rillenschiene einen dünnen Steg und Fuß aufweisen, die komplett vom Vergussmaterial umgeben sind, hat das Sonderprofil SA 42 einen massigen Querschnitt, dessen Oberfläche zu einem geringeren Anteil von Vergussmaterial umgeben ist. Somit ist die isolierende Wirkung des Vergussmaterials deutlich geringer ausgeprägt als bei den beiden anderen eingegossenen Systemen.

Die maximalen mittleren Schienentemperaturen werden nur bei mehrtägigen, heißen Wetterperioden erreicht, bei denen sich kein Temperaturgradient in der Schiene einstellt. Am 12. Juni betrug bei einer maximalen Lufttemperatur von ca. 36 °C die maximale mittlere Temperatur der eingegossenen Schiene UIC 60 47 °C im Gegensatz zu 55 °C bei der nicht vergossenen Schiene UIC 60. Diese Temperaturdifferenz von ca. 8 K wurde an heißen Tagen nicht unterschritten.

3.3.4 Temperaturen des Vergussmaterials

Der Verguss dient als Schienenbefestigung und elastische Auflagerung. Die Elastizität des Vergussmaterials kann vom Hersteller variiert und somit der jeweiligen Oberbauart und Belastung angepasst werden. Abhängig vom Material und Herstellungsverfahren kann es beim Mischen und Einbringen des Vergussmaterials infolge einer exothermen Reaktion zu einer Wärmeentwicklung kommen.

Die Schienentemperatur, die beim Fixieren der Schiene durch das erhärtende Vergussmaterial herrscht, wird als Neutraltemperatur bezeichnet. Bei dieser Temperatur liegt die durchgehend verschweißte Schiene frei von Temperaturspannungen im Verguss. Allerdings baut sich die Festigkeit des Vergusses infolge einer chemischen Reaktion nicht schlagartig, sondern kontinuierlich auf. Bei sich verändernden Schienentemperaturen während des Reaktionsvorgangs kann die Neutraltemperatur der Schiene nicht exakt festgelegt werden. Die minimal mögliche Einbautemperatur wird durch die technische Verarbeitbarkeit des Vergussmaterials festgelegt; sie liegt im Allgemeinen bei 5 °C.

Besonders beim Einbau eines Materials mit Wärmeentwicklung können hohe Vergusstemperaturen erreicht werden. Bei Messungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München wurden beim Vergießen eines

kurzen Schienenstücks (600 mm, Ri 60) Schienentemperaturen von ca. 60 °C gemessen. Diese sehr hohen Temperaturen sind zum Teil auf die Versuchsanordnung zurückzuführen, da das schichtweise Einbringen der Vergussmasse in den kurzen Probekörper im Gegensatz zur Ausführung in der Praxis ohne Abkühlungsphasen vorgenommen wurde. Hohe Schienentemperaturen erfordern eine starke Befestigung der ausgerichteten Schiene vor dem Vergießen, da es sonst zu Verformungen infolge Temperatur und somit zu Lageungenauigkeiten kommt (siehe 2.2). Gleichzeitig führen hohe Vergusstemperaturen auch zu einer hohen Neutraltemperatur der Schiene, was sich wiederum ungünstig auf das Schienenbruchrisiko bei tiefen Temperaturen auswirkt. Dem stehen die geringeren Temperaturabkühlungen einer eingegossenen Schiene gegenüber.

Die thermischen Eigenschaften der Vergussmaterialien variieren je nach Zusammensetzung. Auf Grund ihrer schwarzen Farbe absorbiert das Vergussmaterial an der Oberfläche einen hohen Anteil der Sonnenstrahlung. Die horizontalen Oberflächen, die der Strahlung ausgesetzt sind, werden sehr warm. Diese Erwärmung wird auf Grund der geringen Wärmeleitfähigkeit und der großen Wärmespeicherkapazität nur langsam innerhalb des Vergussmaterials nach unten weitergeleitet.

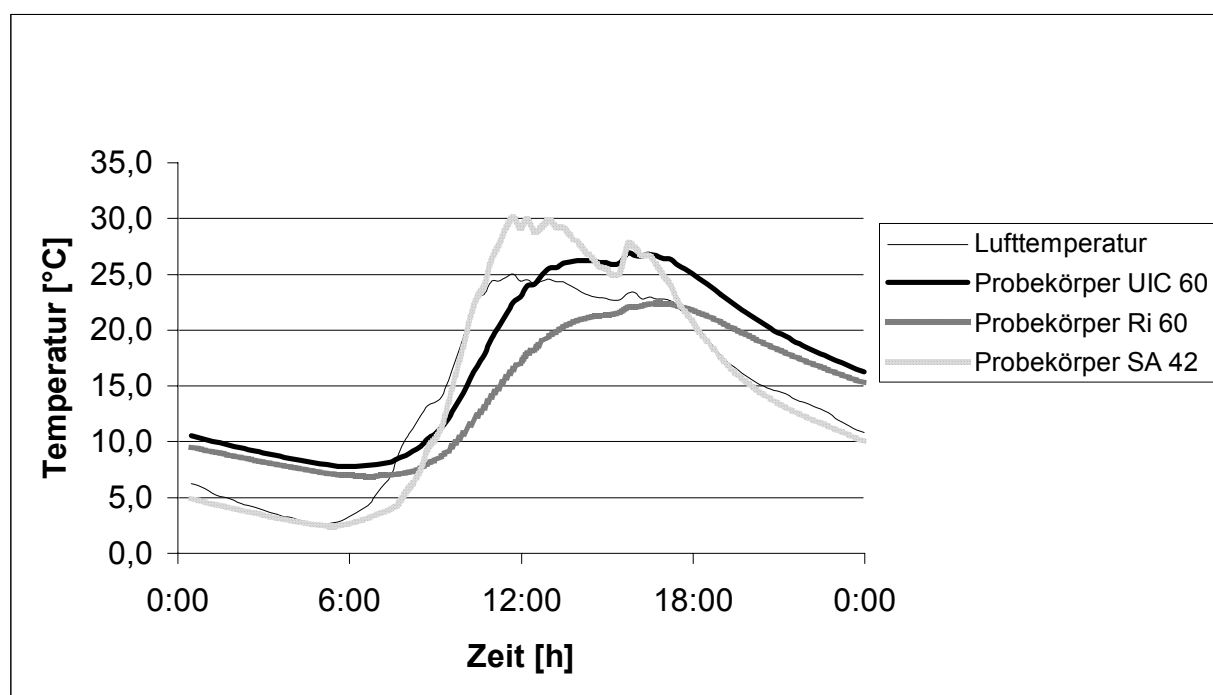


Abb. 3.17: Temperaturen des Vergussmaterials, 20. April 2003

In jedem Prüfkörper wurde nur ein Messwiderstand im Verguss vorgesehen. Daher ist eine Aussage über einen Temperaturgradienten im Verguss nicht möglich. Die Messfühler wurden jeweils auf mittlerer Höhe des eingegossenen Anteils der Schiene im Verguss auf der sonnenzugewandten Seite der Schiene angebracht. Der Temperaturverlauf (Abb. 3.17) kann durch die jeweilige Lage im Vergussquerschnitt erklärt werden. Dabei ist nicht so sehr der

Abstand des Messpunktes zu der Schiene und zur Trogwand als vielmehr die Tiefe des Messpunktes und die direkt bestrahlte Vergussoberfläche entscheidend.

Der Verguss der SA 42 liegt in 27 mm Tiefe und damit sehr nah an der sehr warm werdenden Oberfläche. Der Gesamtquerschnitt des Vergusses ist vergleichsweise gering, somit die Wärmespeicherfähigkeit im Vergleich zu der Vignolschiene und der Rillenschiene nicht sehr ausgeprägt. Die Tagesganglinie folgt deutlich dem Lufttemperaturverlauf, nur am Nachmittag sorgt die direkte Sonnenstrahlung für eine zusätzliche Erwärmung.

Der Temperaturverlauf des Vergusses der beiden Schienen UIC 60 und Ri 60 ist gegenüber der SA 42 gedämpft, was auf das deutlich höhere Wärmespeichervermögen der beiden Vergussquerschnitte zurückzuführen ist. Auf Grund des tiefer liegenden Messwiderstandes und der kleineren, direkt bestrahlten Vergussoberfläche des Versuchskörpers mit der Ri 60 ist die Tagesganglinie etwas tiefer und gedämpfter als beim Versuchskörper mit der UIC 60.

Die Ergebnisse der in unterschiedlicher Höhenlage angebrachten Messfühler lassen auf einen deutlichen Temperaturgradienten schließen, der sich innerhalb des Vergusses ausbildet.

Die maximalen Temperaturen des Vergussmaterials wurden bei allen Prüfkörpern am 12. Juni 2003 gemessen (Anlage 2). Sie betragen 47,6 °C bei der UIC 60 in 70 mm Tiefe, 42,2 °C bei der Ri 60 in 90 mm Tiefe und 53,3 °C bei der SA 42 in 27 mm Tiefe.

3.3.5 Betontemperaturen

Die Außenabmessungen der Betonröge waren bei allen Prüfkörpern gleich groß. Über den Betonquerschnitt wurden auf der sonnenabgewandten Seite der Prüfkörper jeweils drei Messwiderstände verteilt über die Querschnittshöhe in 40 mm, 175 mm und 275 mm Tiefe angebracht (Abb. 3.7).

Die Messpunkte sind 75 mm vom äußeren Rand entfernt und liegen in einer Ebene mit den Messwiderständen der Schienen und des Vergusses. Die Tagesganglinien der Betontemperaturen in den drei Prüfkörpern sind nahezu identisch. Aus diesem Grund werden exemplarisch lediglich die Betontemperaturen für den Prüfkörper UIC 60 dargestellt (Abb. 3.18). Das Schienenprofil bzw. der Vergussquerschnitt hatten keinen Einfluss auf die Betontemperaturen. Die Tagesganglinien zeigen ein Umkehren der Temperaturverteilung über die Höhe zwischen Tag (oben wärmer als unten) und Nacht (unten wärmer als oben).

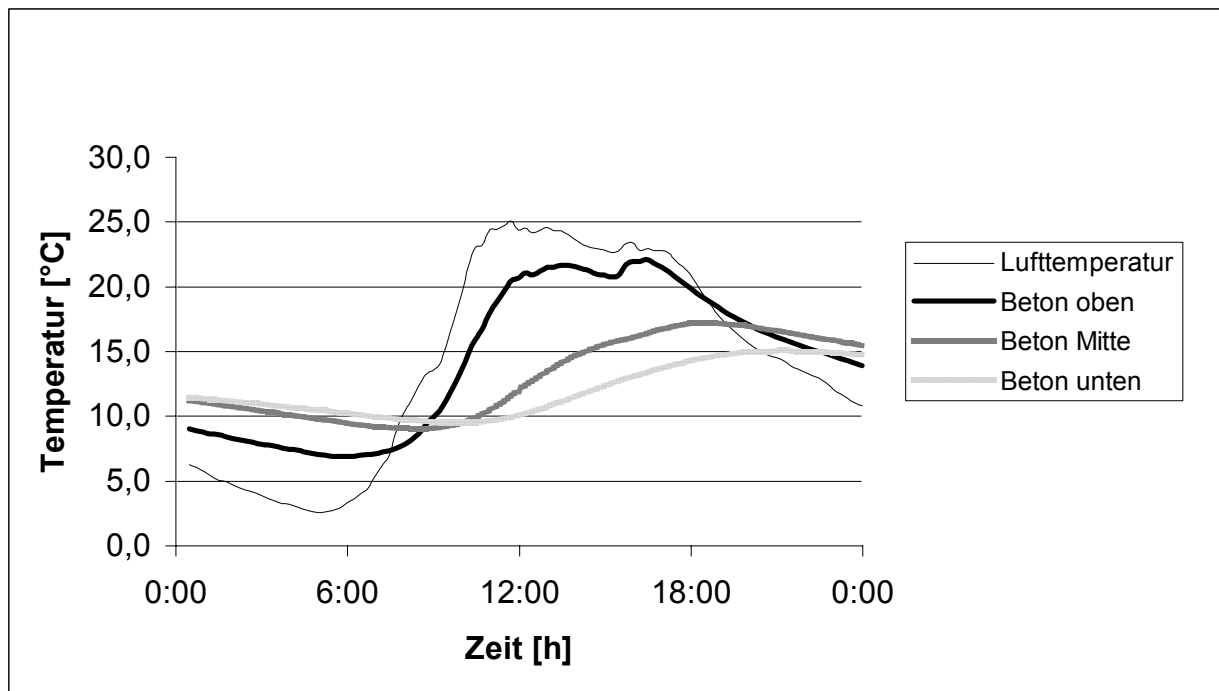


Abb. 3.18: Betontemperaturen, Prüfkörper UIC 60, 20. April 2003

Bei der Oberbauberechnung von Betontragplatten wird der aus der gemessenen Temperaturverteilung errechnete, lineare Temperaturgradient zur Berechnung der Wölbspannungen herangezogen. Der am 20. April 2003 gemessenen Temperaturverteilung entspricht ein maximaler linearer Temperaturgradient von 0,045 K/mm (Abb. 3.19). Über den gesamten Messzeitraum wurde der maximale Temperaturgradient in dem 35 cm hohen Betontrog mit 0,071 K/mm am 4. Mai 2003 festgehalten.

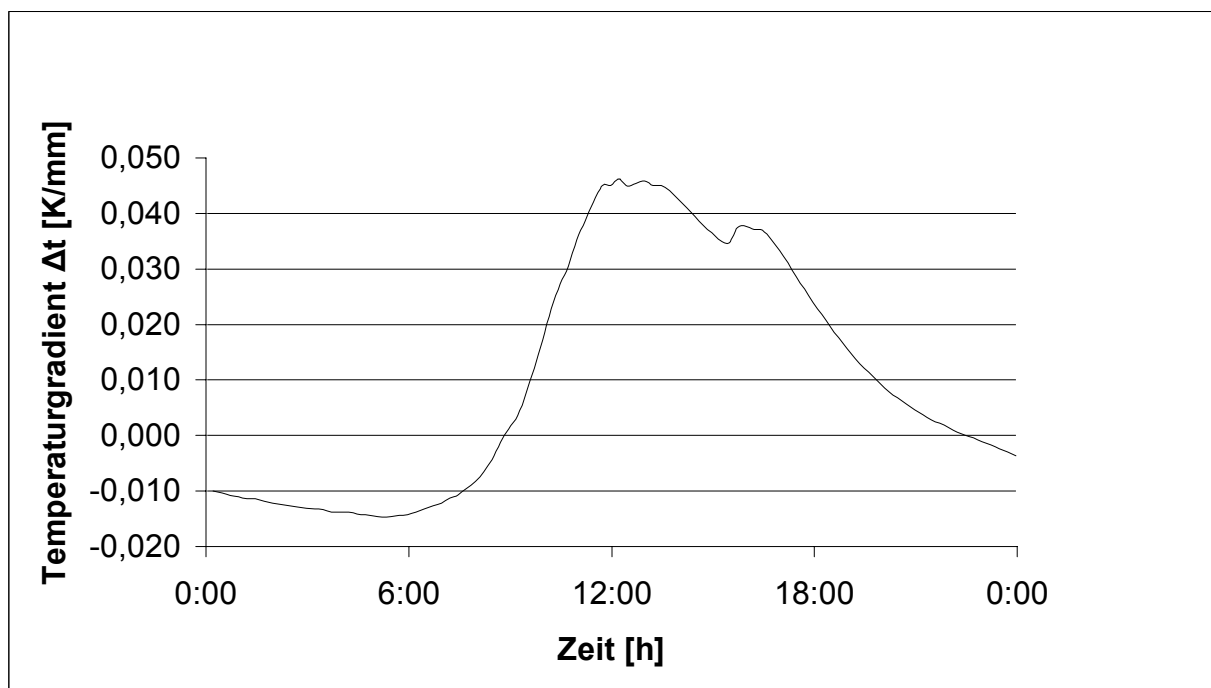


Abb. 3.19: Linearer Temperaturgradient im Betontrog, Prüfkörper UIC 60, 20. April 2003

Diese Ergebnisse stimmen sehr gut mit Langzeitmessungen an dicken Betondecken des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München überein [Lechner, 1996].

3.3.6 Temperaturmessung mit dem Schienthermometer

Zur Messung der Temperatur einer unvergossenen Schiene im Betriebsgleis (eingebauter Zustand) werden Magnetschienthermometer an die im Schatten liegende Stegseite angebracht. Bei der eingegossenen Schiene steht zum Anbringen eines Magnetschienthermometers nur der Schienenkopf zur Verfügung, der direkt von der Sonne angestrahlt wird. Ziel der Messung war es, einen Zusammenhang zwischen den Temperaturen des auf der Oberfläche angebrachten Schienthermometers und der mittleren Schientemperatur zu untersuchen.

An drei Tagen wurden parallel zur Temperaturmessung im Querschnitt der Prüfkörper auch Messungen mittels Magnetschienthermometer durchgeführt. Exemplarisch werden hier die Messungen für den 12. Juni 2003 vorgestellt. Es kamen fünf Schienthermometer der Firma Elektro – Thermit GmbH zur Anwendung, vier wurden mittig auf den Schienenköpfen der Prüfkörper und eines am Schienensteg der nicht eingegossenen UIC 60 angebracht. Parallel zum stündlichen Ablesen der direkt von der Sonne bestrahlten Thermometer wurden mit Aufgehen der Sonne in einem halbstündlich versetzten Rhythmus die Thermometer im beschatteten Zustand (ebenfalls stündlich) abgelesen. Die Beschattung erfolgte durch kleine Dächer (Abb. 3.10) aus Materialien mit niedriger Temperaturleitfähigkeit.

Bei der unvergossenen UIC 60 (Abb. 3.20) zeigt sich eine sehr gute Korrelation zwischen der mittleren Schientemperatur (Widerstandsthermometer) und der durch die Schienthermometer am Kopf (beschattet) gemessenen Temperaturen. Wird das Schienthermometer am Kopf nicht beschattet, so führt die direkte Sonneneinstrahlung zu bis zu 4 K höheren Ablesewerten.

Für die eingegossenen Prüfkörper sei hier beispielhaft die Temperaturmessung mit Schienthermometer bei der eingegossenen UIC 60 angeführt (Abb. 3.21). Der Verlauf der im Schienenquerschnitt gemessenen mittleren Temperatur und die Temperatur des beschatteten Schienthermometers stimmen gut miteinander überein, wobei das Schienthermometer während der Sonneneinstrahlung bis zu 2 K höhere Werte gegenüber der mittleren Schientemperatur anzeigt. Diese Aussage gilt auch für die beiden anderen eingegossenen Schienen. Das der direkten Sonnenstrahlung ausgesetzte Schienthermometer der

eingegossenen UIC 60 liefert bis zu 6 K höhere Werte. Dieser Einfluss der direkten Sonnenstrahlung auf das Messergebnis ist bei den eingegossenen Prüfkörpern der Ri 60 und der SA 42 geringer ausgeprägt.

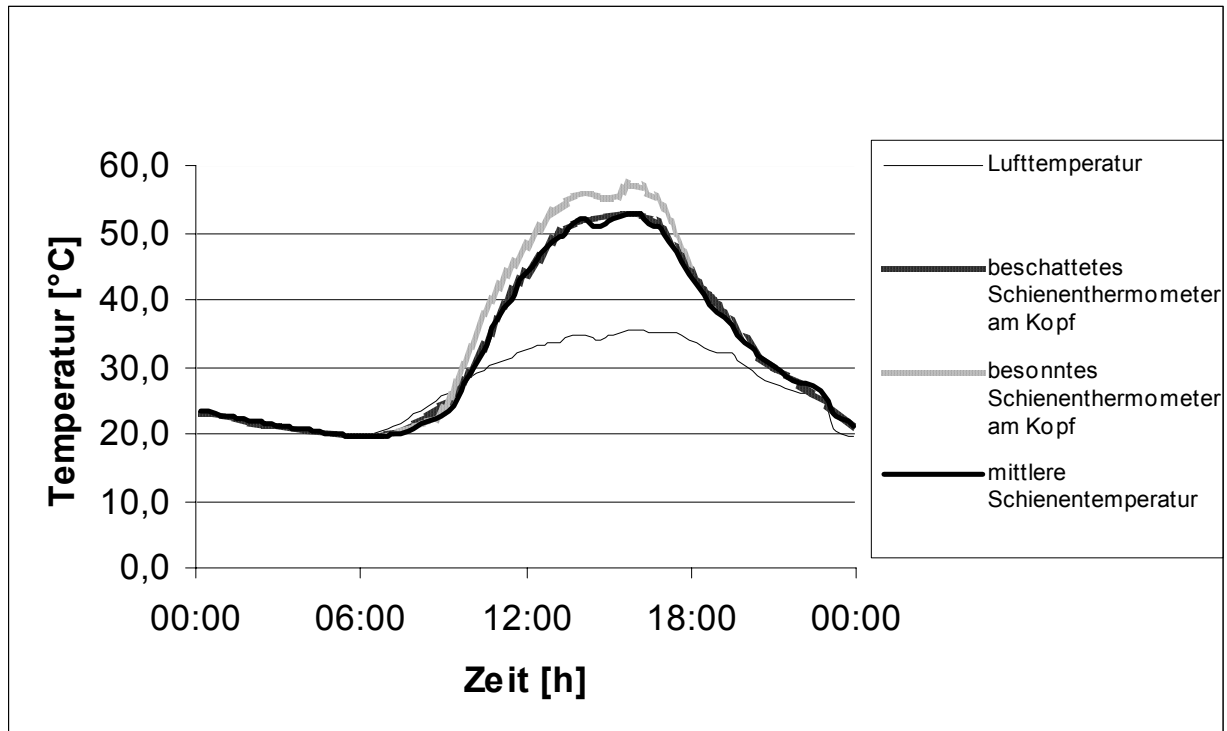


Abb. 3.20: Temperaturen der Schienenthermometer am Kopf und am Steg und des Widerstandsthermometers im Kopf, unvergossene UIC 60, 12. Juni 2003

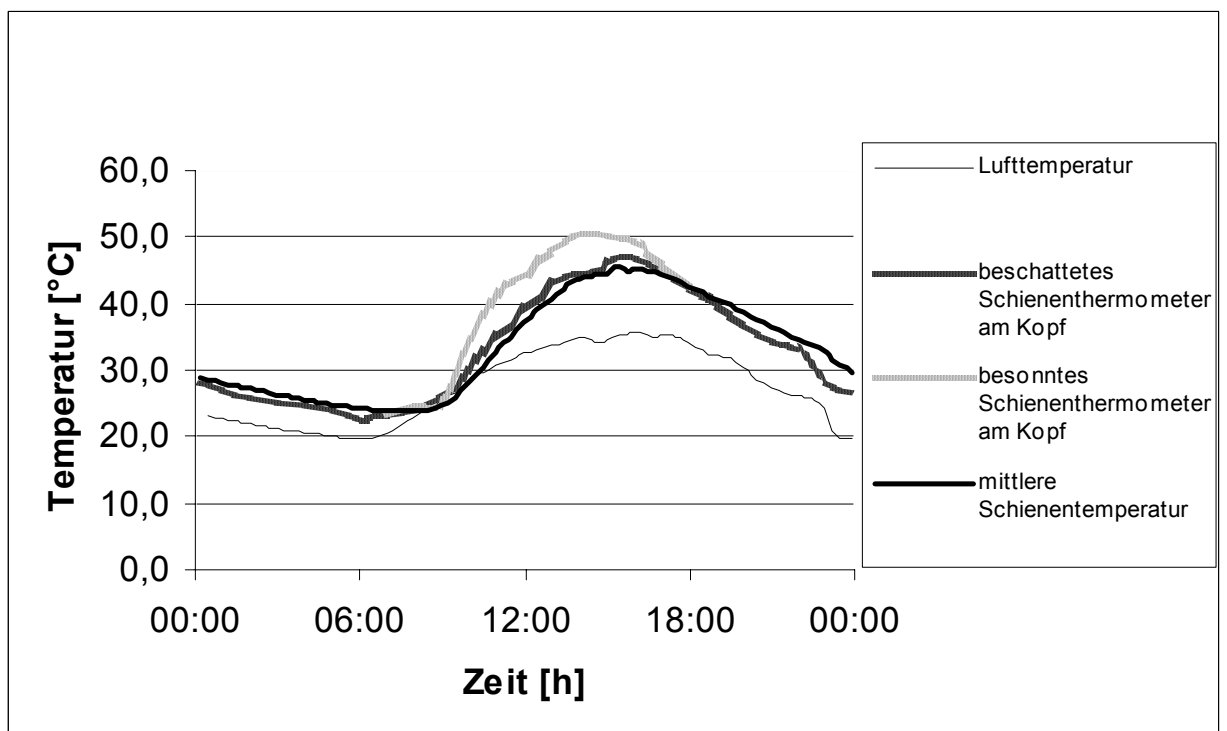


Abb. 3.21: Temperaturen der Schienenthermometer am Kopf und des Widerstandsthermometers im Kopf, eingegossene UIC 60, 12. Juni 2003

Die gute Übereinstimmung zwischen den Werten des beschatteten Schienenthermometers und den mittleren Schienentemperaturen ist an allen drei Messtagen feststellbar.

3.3.7 Temperaturentwicklung über mehrere Tage

Wird die Temperaturbetrachtung auf einen größeren Zeitraum ausgedehnt, so werden Klimaeinflüsse ersichtlich, die sich über mehrere Tage erstrecken.

Die zweite Hälfte des März 2003 war geprägt von klaren, sonnigen Frühjahrsstagen mit großen täglichen Lufttemperaturänderungen. Im Zeitraum vom 22. – 24. März 2003 kam es zu einer deutlichen Erwärmung der Luft (Tab. 3.2).

	minimale Temperatur [°C]	maximale Temperatur [°C]	Temperatur- unterschied [K]
22. März 2003	-2,8	12,8	15,6
23. März 2003	-3,1	16,8	19,9
24. März 2003	-0,9	22,9	23,8

Tab. 3.2: Minimale und maximale Lufttemperaturen im Zeitraum vom 22. – 24. März 2003

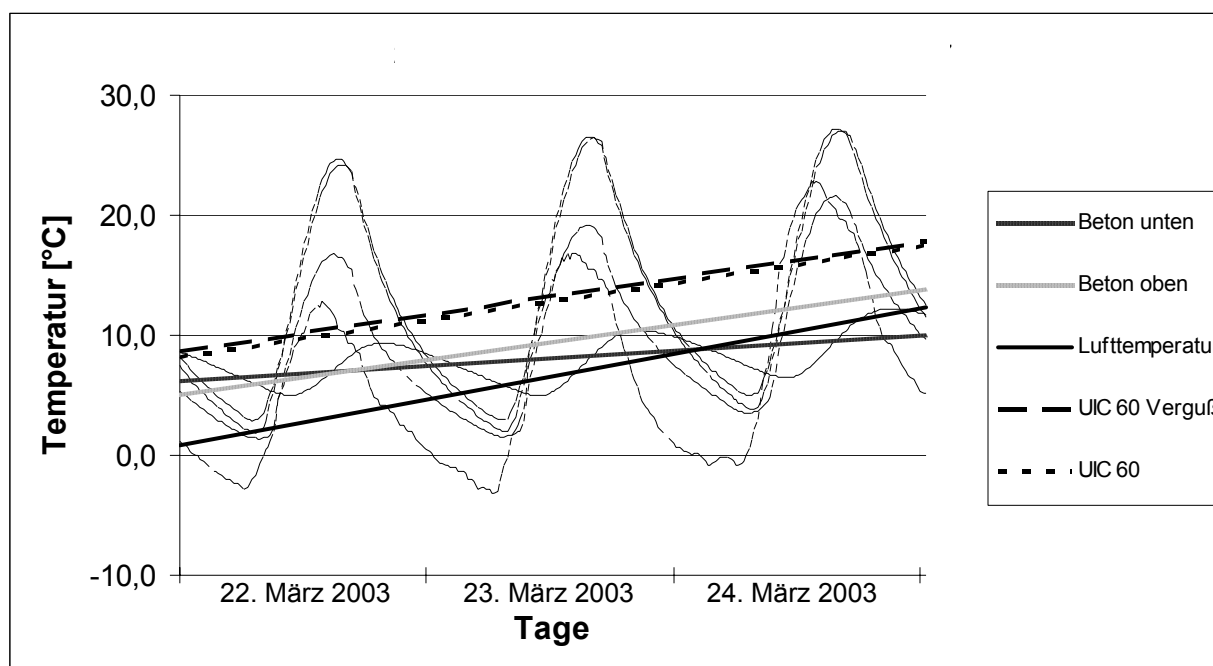


Abb. 3.22: Regressionsgeraden der Mittelwerte der Tagesganglinien im Zeitraum vom 22. – 24. März 2003

Werden über die einzelnen Tagesganglinien Regressionsgeraden der Mittelwerte erzeugt, so ist festzustellen, dass alle Schienentemperaturen und Temperaturen des Vergussmaterials in etwa den gleichen Trend wie die Lufttemperatur aufzeigen. Lediglich an der Betonunterseite ist dieser Trend deutlich abgemindert (Abb. 3.22). Dort erfolgt die Erwärmung des Prüfkörpers im betrachteten Zeitraum langsamer als in den anderen Komponenten des Oberbaus. Da gleichzeitig die Temperatur an der Betonoberseite viel stärker von den Lufttemperaturschwankungen und der Sonneneinstrahlung beeinflusst wird, kommt es über den betrachteten Zeitraum zu einem Ansteigen des Temperaturgradienten im Beton.

Die Schiene und der Verguss sind nicht von mehrtägigen Klimaentwicklungen beeinflusst. Der Beton, insbesondere an der Unterseite des Troges, hat diesbezüglich ein längeres „Gedächtnis“ [Lechner, 1996].

3.4 Temperaturspannung in der Schiene

Wird ein reibungsfrei gelagerter Balken mit der Länge l konstant über seinen Querschnitt um ΔT erwärmt, so hat dies eine gleichmäßige Längenänderung Δl zur Folge.

$$\Delta l = \alpha_t \cdot \Delta T \cdot l \quad \text{mit } \alpha_t = \text{Wärmeausdehnkoeffizient } [1/K] \quad (3-5)$$

Wird diese Längenänderung Δl behindert, so kommt es bei elastischen, homogenen und isotropen Werkstoffen (z.B. Stahl) nach der Elastizitätstheorie zu Normalspannungen σ_N .

$$\sigma_N = \frac{\Delta l}{l} \cdot E = \varepsilon \cdot E = \alpha_t \cdot \Delta T \cdot E \quad \text{mit } E = E \text{ Modul } [N/mm^2] \quad (3-6)$$

Wirkt eine veränderliche Temperaturverteilung über den Querschnitt (z.B. T_{oben} wärmer als T_{unten}) so kommt es zu einer Verwölbung entlang der Längsachse eines gewichtslosen Balkens. In der Biegelehre der Technischen Mechanik wird unter der Annahme des Ebenbleibens des Querschnittes nach Bernoulli die Differentialgleichung der Biegelinie eines Balkens folgendermaßen definiert (Abb. 3.23a):

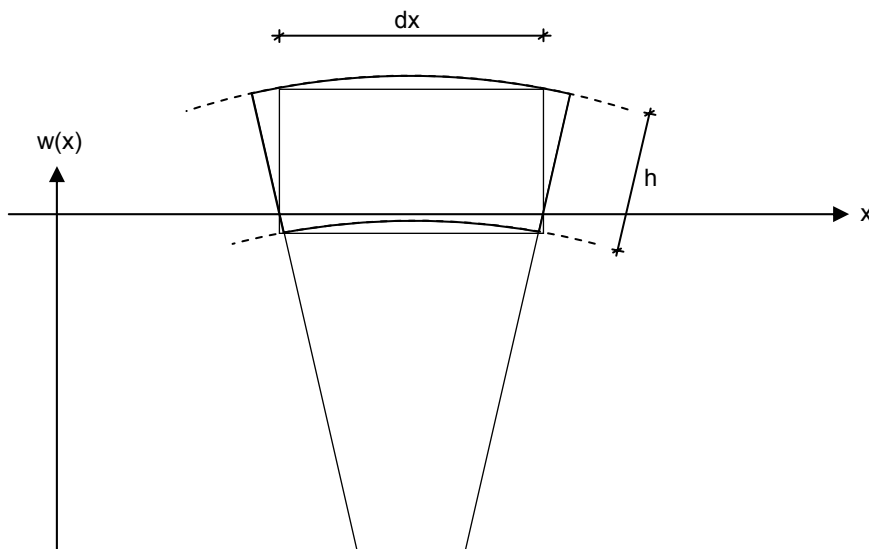


Abb. 3.23a: Verformung eines Balkenelements der Länge dx unter der Wirkung eines Moments bzw. einer Temperaturänderung über die Höhe h

$$w''(x) = -\frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (3-7)$$

$$w''(x) = -\frac{M}{EI} - \alpha_t \cdot \frac{T_{oben} - T_{unten}}{h}$$

(3-8)

mit

$I = \text{Trägheitsmoment des Balkens [mm}^4\text{]}$

$h = \text{Höhe des Balkens [mm]}$

Die Krümmung w'' resultiert aus einer äußeren Last und bzw. oder aus einer Temperaturänderung. Wird die Verformung behindert, so bauen sich Biegespannungen auf.

In den folgenden Spannungsbetrachtungen wird nur von einer über die Schienenhöhe veränderlichen Temperatur ausgegangen, über die Breite wird die Temperaturverteilung als konstant angenommen. Für einen beliebigen Temperaturverlauf $\Theta(z)$ über die Schienenhöhe kann das resultierende Moment und die resultierende Normalkraft errechnet werden. Anschaulicher ist allerdings eine lineare Temperaturverteilung $g(z)$ (Formel 3-9), die das gleiche Biegemoment und die gleiche Normalkraft wie $\Theta(z)$ hervorruft. Der linearen Temperaturverteilung $g(z)$ liegt der lineare Temperaturgradient Δt zu Grunde, welcher durch ein geschlossenes Berechnungsverfahren ermittelt werden kann.

Das geschlossene Berechnungsverfahren eignet sich jedoch nur bei genauer Kenntnis der Funktion des Temperaturverlaufs $\Theta(z)$. Der gemessene Temperaturverlauf $T(z)$ leitet sich aus den vorhandenen Messpunkten über den Schienenquerschnitt ab, somit müssen für den Temperaturverlauf $T(z)$ vereinfachende Annahmen getroffen werden. Für den vorliegenden Versuch hat sich daher das Teilschichtverfahren zur Ermittlung von $g(z)$ als effizienter und hinreichend genau erwiesen.

3.4.1 Geschlossenes Berechnungsverfahren

Bei der durchgehend verschweißten, kontinuierlich eingegossenen Schiene kann von einem vollständig verformungsbehinderten Balken ausgegangen werden. Bei einer Temperaturdifferenz zwischen der Neutraltemperatur (entspricht der Temperatur zum Zeitpunkt der Erhärtung des Vergussmaterials bzw. der Verspanntemperatur) und einer davon abweichenden beliebigen Temperaturverteilung $\Theta(z)$ entstehen Spannungen aus

- einer behinderten Längenänderung durch einen konstanten Anteil der Temperaturverteilung (Abb. 3.23b) über den Querschnitt (konstanter Spannungsverlauf)
- einer behinderten Verwölbung durch einen linearen Anteil der Temperaturverteilung (Abb. 3.23b) über den Querschnitt (linearer Spannungsverlauf)

- einer inneren Zwangsbeanspruchung durch eine veränderliche Temperaturverteilung (Abb. 3.23b), die zu einer, sich über den Querschnitt ausgleichenden Momentenverteilung führt (Eigenspannungen)

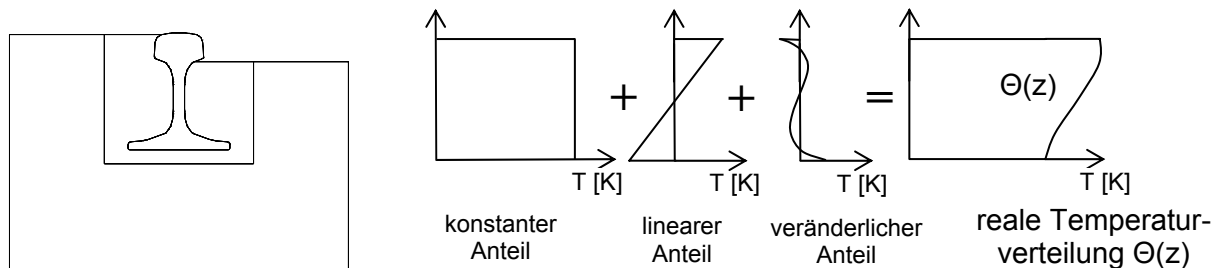


Abb. 3.23b: Konstanter, linearer und veränderlicher Anteil der Temperaturverteilung über den Schienenquerschnitt

3.4.1.1 Lineare Temperaturverteilung $g(z)$

Die über die Querschnittshöhe veränderliche Temperaturverteilung $\Theta(z)$ wird durch eine lineare Temperaturverteilung $g(z)$ (Abb. 3.24) ersetzt, deren Moment und Normalkraft der Temperaturverteilung $\Theta(z)$ entspricht. Dabei werden nichtlineare Anteile der Temperaturverteilung $\Theta(z)$, die über den Querschnitt zu sich ausgleichenden Momenten und Normalkräften führen (Eigenspannungsanteil), nicht berücksichtigt.

$$g(z) = K + \Delta t(z) \tag{3-9}$$

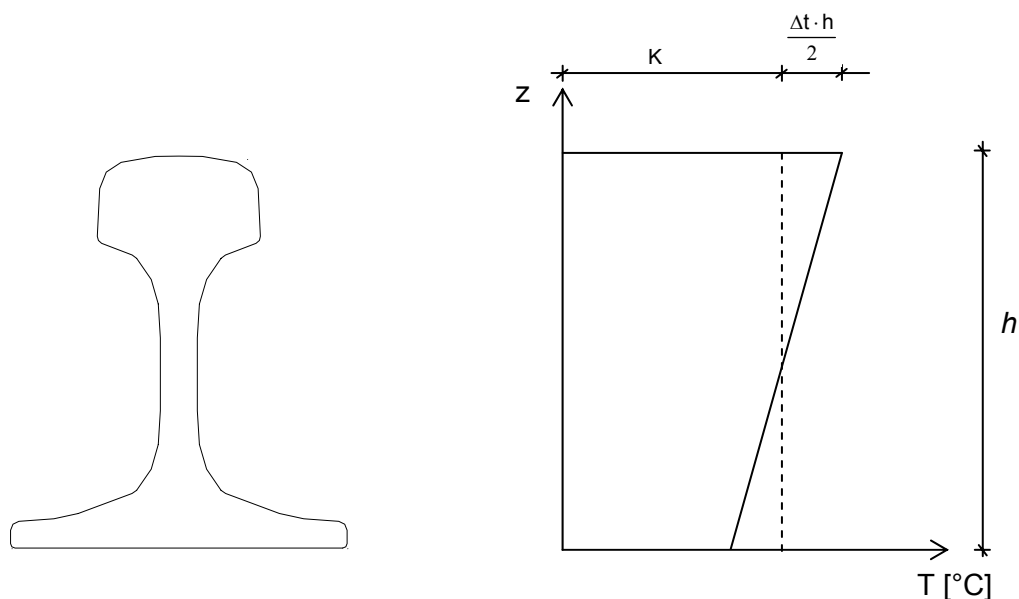


Abb. 3.24: Lineare Temperaturverteilung $g(z)$

Die lineare Temperaturverteilung $g(z)$ setzt sich aus einem konstanten Anteil K und den über die Höhe linear veränderlichen Temperaturgradienten $\Delta t(z)$ zusammen. Im Gegensatz zur tatsächlichen Temperaturverteilung ist der lineare Temperaturgradient eine sehr anschauliche Größe, die die unterschiedlichsten Temperaturzustände der Schiene hinsichtlich ihrer Beanspruchung vergleichbar macht. Extremwerte der Temperaturverteilung $g(z)$ können auch bei unterschiedlichen Schienenprofilen der Berechnung von Spannungen zu Grunde gelegt werden.

Ermittlung des Temperaturgradienten Δt

Der Querschnitt der Schiene wird durch die veränderliche Breite $b(z)$ beschrieben. Der Abstand z der Schwerachse zum unteren Schienenfußrand wird mit e_u bezeichnet (Abb. 3.25). Bezüglich der Systemachse muss das aus der veränderlichen Temperaturverteilung $\Theta(z)$ entstehende Moment gleich dem Moment aus der linearen Temperaturverteilung $g(z)$ sein. Die Spannungsdifferenz der beiden Temperaturverteilungen ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma(z) = \alpha_t \cdot E \cdot (\Theta(z) - g(z)) \quad (3-10)$$

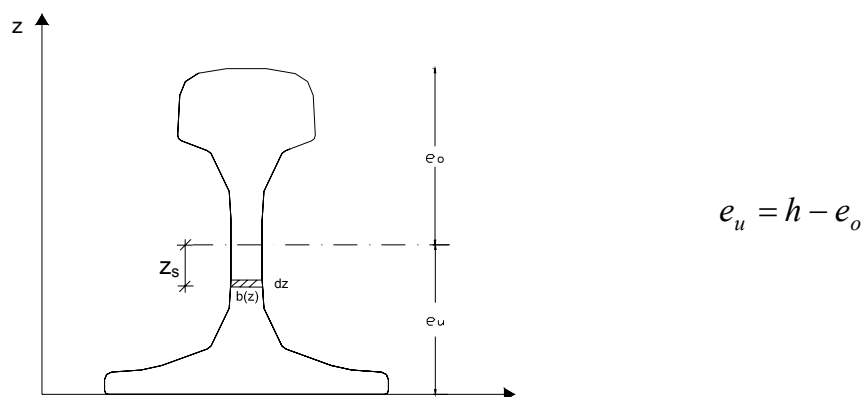


Abb. 3.25: Querschnitt, beschrieben durch die veränderliche Breite $b(z)$

Das Moment aus der Spannungsdifferenz beider Temperaturzustände muss bezüglich der Schwerachse zu Null werden. Der Abstand der jeweiligen Teilfläche dA zur Schwerachse wird mit z_s bezeichnet.

$$dM = \Delta\sigma(z) \cdot z_s \cdot dA \quad (3-11)$$

$$M = \int_0^h \Delta\sigma(z) \cdot (z - e_u) \cdot b(z) dz = 0 \quad (3-12)$$

Für die allgemeine Lösung des linearen Temperaturgradienten $\Delta t(z)$ für ein beliebiges Schienenprofil mit $b(z)$ und einer beliebigen Temperaturverteilung $\Theta(z)$ muss die Gleichung 3-12 nach $\Delta t(z)$ aufgelöst werden.

Ermittlung der Konstanten K

Die Temperaturverteilung $g(z)$ muss die gleiche Horizontalkraft hervorrufen, wie die beliebig veränderliche Temperaturverteilung $\Theta(z)$.

$$\int_0^h \Delta \sigma(z) \cdot b(z) dz = 0 \quad (3-13)$$

$$\int_0^h (\Theta(z) - K - \Delta t(z)) b(z) dz = 0 \quad (3-14)$$

$$K = \frac{\int \Theta(z) b(z) dz - \int \Delta t(z) b(z) dz}{\int b(z) dz} = \frac{1}{A} \left(\int \Theta(z) b(z) dz - \Delta t \int b(z) z dz \right) + \frac{1}{2} \Delta t \cdot h \quad (3-15)$$

K kann gleichzeitig als ausgeglichene oder mittlere Temperatur der Schiene betrachtet werden.

3.4.1.2 Normalspannung infolge konstanter Temperaturänderung ΔT über den Querschnitt

Unter der Voraussetzung einer konstanten Temperatur N (Neutraltemperatur) über den Schienenquerschnitt beim Einbau (Fixieren) der Schiene, kommt es infolge einer Temperaturänderung zu Normalspannungen in der Schiene. Der Temperaturunterschied zu einer ebenfalls konstant über den Querschnitt angenommenen mittleren Temperatur K der eingegossenen Schiene wird als ΔT bezeichnet.

$$\Delta T = K - N \quad (3-16)$$

Bei einer durchgehend verschweißten Schiene ist eine vollständige Behinderung der Längenänderung gegeben. Somit errechnet sich die Normalspannung:

$$\sigma_N = \alpha_t \cdot E \cdot \Delta T \quad (3-17)$$

3.4.1.3 Biegespannung infolge des linearen Temperaturgradienten Δt über den Querschnitt

Unter der Annahme einer vollständigen Behinderung der Verformung führt der lineare Temperaturgradient Δt über die Höhe zu Biegespannungen.

$$\sigma_B(z) = \alpha_t \cdot E \cdot \Delta t \cdot \left(z - \frac{h}{2}\right) \quad (3-18)$$

Die der Bemessung zu Grunde liegenden maximalen Biegespannungen σ am Schienenkopf und am Schienenfuß errechnen sich infolge des Momentes aus der Biegespannung $\sigma_B(z)$.

$$M = \int \sigma(z) \cdot z_s \, dA = \int \alpha_t \cdot E \cdot \Delta t \cdot z \cdot z_s \cdot b(z) \, dz - \frac{1}{2} \alpha_t \cdot E \cdot \Delta t \cdot z_s \cdot h \cdot A \quad (3-19)$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot z_s \quad \text{mit} \quad I = \int z^2 \, dA \quad \text{und} \quad z_s = \text{Abstand von der Schwerachse}$$

3.4.2 Teilschichtverfahren

Das geschlossene Berechnungsverfahren setzt die Kenntnis der tatsächlichen Temperaturverteilung $\Theta(z)$ voraus. Demzufolge müsste über die Schienenhöhe eine Vielzahl von Temperaturfühlern angebracht werden oder eine Funktion der Temperaturverteilung bekannt sein. Da dies im vorliegenden Versuch nicht der Fall ist, werden bezüglich des Verlaufs von $\Theta(z)$ vereinfachende Annahmen getroffen.

Weiterhin ist der Berechnungsaufwand des geschlossenen Lösungsansatzes für sich ständig ändernde Temperaturzustände sehr umfangreich und würde eine Genauigkeit vortäuschen, die auf Grund der bereits gemachten Annahmen und der Messgenauigkeit der Fühler nicht vorliegt und auch nicht bemessungsrelevant ist.

Aus diesen Gründen wird zur weiteren Auswertung des Versuches das Teilschichtverfahren angewandt. Um für die Berechnung möglichst exakte Ergebnisse zu erhalten, werden die Schienen dabei in sehr dünne, horizontale Schichten zerlegt, an denen die Berechnung der Temperaturverteilungen, Momente und Spannungen unter zu Hilfenahme eines Tabellenkalkulationsprogramms erfolgt. Die UIC 60 wird in 63 Schichten unterteilt, die Ri 60 in 57 Schichten und die SA 42 in 35 Schichten.

3.4.2.1 Gemessene Temperaturverteilung $T(z)$

Bei der Ermittlung der Spannungen aus einer veränderlichen Temperaturverteilung über den Querschnitt wird vereinfachend von einer in der Breite konstanten und sich lediglich über die Höhe veränderlichen Temperatur $T(z)$ ausgegangen. Dies ist nötig, da im durchgeführten Versuch nur punktuelle Messungen, an nur wenigen Stellen über den Querschnitt verteilt, vorgenommen wurden (Abb. 3.26).

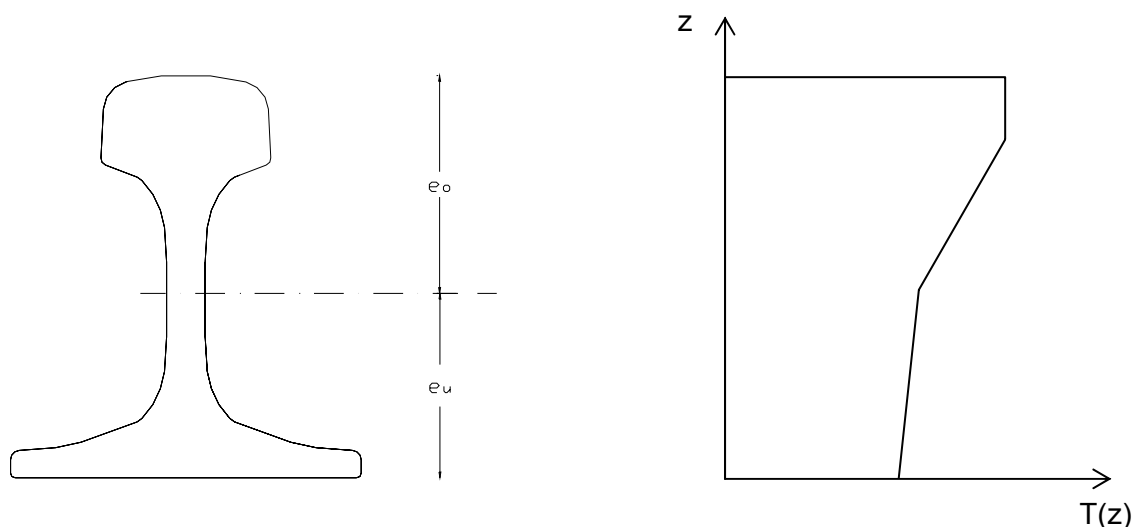


Abb. 3.26: Vereinfachter Temperaturverlauf an der UIC 60

Im Schienenkopf wird eine konstante Temperatur angenommen. Auch bei der eingegossenen Schiene ist der Kopf überwiegend von Luft umgeben und verhält sich somit ähnlich einer Schiene ohne Verguss. Diese Annahme stützt sich auf die Messergebnisse der Rillenschiene Ri 60 und des Sonderprofils SA 42. Die Rillenschiene ist im Kopfbereich mit zwei Temperaturfühlern auf unterschiedlicher Höhe ausgestattet (Abb. 3.4). Die Temperaturunterschiede dieser beiden Messfühler sind stets sehr gering. Der gedrungene Querschnitt einer SA 42 kommt in seinen thermodynamischen Eigenschaften dem Kopf einer Vignolschiene sehr nahe. Der Temperaturunterschied der drei Messwiderstände (Abb. 3.4) innerhalb der SA 42 war ebenfalls über die gesamte Messdauer sehr gering. Weiterhin unterstützen die Schienenthermometermessungen die Annahme einer konstanten Temperaturverteilung. Werden die Messwerte der beschatteten Schienenthermometer als Oberflächentemperatur an der Oberseite des Schienenkopfes betrachtet, so stellt sich auch hier nur ein sehr geringer Temperaturunterschied zu den Messpunkten im Inneren des Kopfes ein. Dies untermauert ebenfalls die Annahme eines konstanten Temperaturverlaufs im Bereich des Schienenkopfes.

Im verbleibenden Querschnitt wird von einem bilinearen Verlauf (Abb. 3.26) ausgegangen, der sich auf die Messpunkte im Kopf, Steg und Fuß der Schiene stützt. Der Bereich zwischen dem untersten Messpunkt und der Schienenunterkante wird linear extrapoliert.

3.4.2.2 Lineare Temperaturverteilung $g(z)$

Beim Teilschichtenverfahren wird die Schiene in dünne Schichten unterteilt (Abb. 3.27)

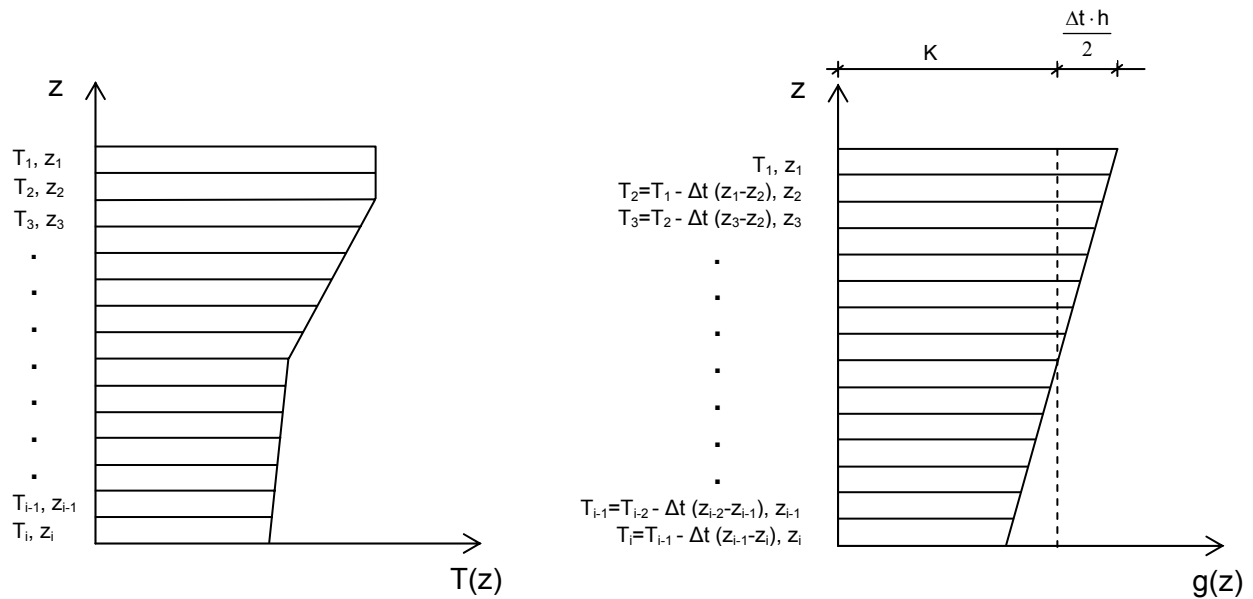


Abb. 3.27: Bilineare Temperaturverteilung $T(z)$ und lineare Temperaturverteilung $g(z)$

Die lineare Temperaturverteilung $g(z)$ setzt sich zusammen aus dem konstanten Anteil K und dem linearen Temperaturgradienten $\Delta t(z)$.

$$g(z) = K + \Delta t(z) \tag{3-20}$$

Die lineare Temperaturverteilung $g(z)$ soll das gleiche Moment und die gleiche Horizontalkraft hervorrufen wie die bilineare Temperaturverteilung $T(z)$.

$$\sum M_{(T(z))} = \sum M_{(g(z))} \tag{3-21}$$

$$\sum T_i \cdot A_i \cdot a_i = \sum \left(K + \Delta t \cdot \left(z_i - \frac{h}{2} \right) \right) \cdot A_i \cdot a_i \quad (3-22)$$

mit a_i = mittlerer Abstand der Teilfläche i von der Schwerlinie des Querschnitts

T_i = mittlere Temperatur der Teilfläche i

A_i = Teilfläche i

$$\sum H_{(T(z))} = \sum H_{(g(z))} \quad (3-23)$$

$$\sum A_i \cdot a_i = 0 \quad (3-24)$$

$$\sum T_i \cdot A_i = \sum \left(K + \Delta t \cdot \left(z_i - \frac{h}{2} \right) \right) \cdot A_i \quad (3-25)$$

Daraus errechnet sich der lineare Temperaturgradient $\Delta t(z)$ und der konstante Anteil K :

$$\Delta t = \frac{\sum T_i \cdot A_i \cdot a_i}{\sum z_i \cdot A_i \cdot a_i} \quad (3-26)$$

$$K = \frac{\sum z_i \cdot A_i \cdot a_i \cdot \sum T_i \cdot A_i - \sum T_i \cdot A_i \cdot a_i \cdot \sum z_i \cdot A_i + \frac{A \cdot h}{2} \cdot \sum T_i \cdot A_i \cdot a_i}{A \cdot \sum z_i \cdot A_i \cdot a_i} \quad (3-27)$$

3.4.2.3 Spannungen aus Temperatur

Unter der Annahme einer konstant über den Querschnitt verteilten Neutraltemperatur errechnet sich die Normalspannung wie folgt:

$$\sigma_N = \alpha_t \cdot E \cdot \Delta T \quad (3-28)$$

Die Biegespannung im Schienenkopf σ_{BK} bzw. Schienenfuß σ_{BF} beträgt:

$$\sigma_{BK} = \frac{M}{W_o} \quad (3-29)$$

$$\sigma_{BF} = \frac{M}{W_u} \quad (3-30)$$

mit W = Widerstandsmoment und $M = \sum \alpha_t \cdot E \cdot \Delta t \cdot \left(z_i - \frac{h}{2} \right) \cdot A_i \cdot a_i$

3.4.3 Ergebnisse

Vergleich der mittleren Temperaturen

Der errechnete Wert K kann als mittlere Temperatur betrachtet werden. Im Kapitel 3.3.3 wurden die mittleren Temperaturen anhand von Teilquerschnittsflächen berechnet. In der Abb. 3.28 werden beispielhaft die mittleren Temperaturen nach Kapitel 3.3.3 (B-Kurven) und die mittleren Temperaturen als konstanter Anteil der linearen Temperaturverteilung $g(z)$ (A-Kurven) für die Schienenprofile UIC 60 (eingegossen) und SA 42 dargestellt. Ein Vergleich zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der unterschiedlich errechneten mittleren Temperaturen.

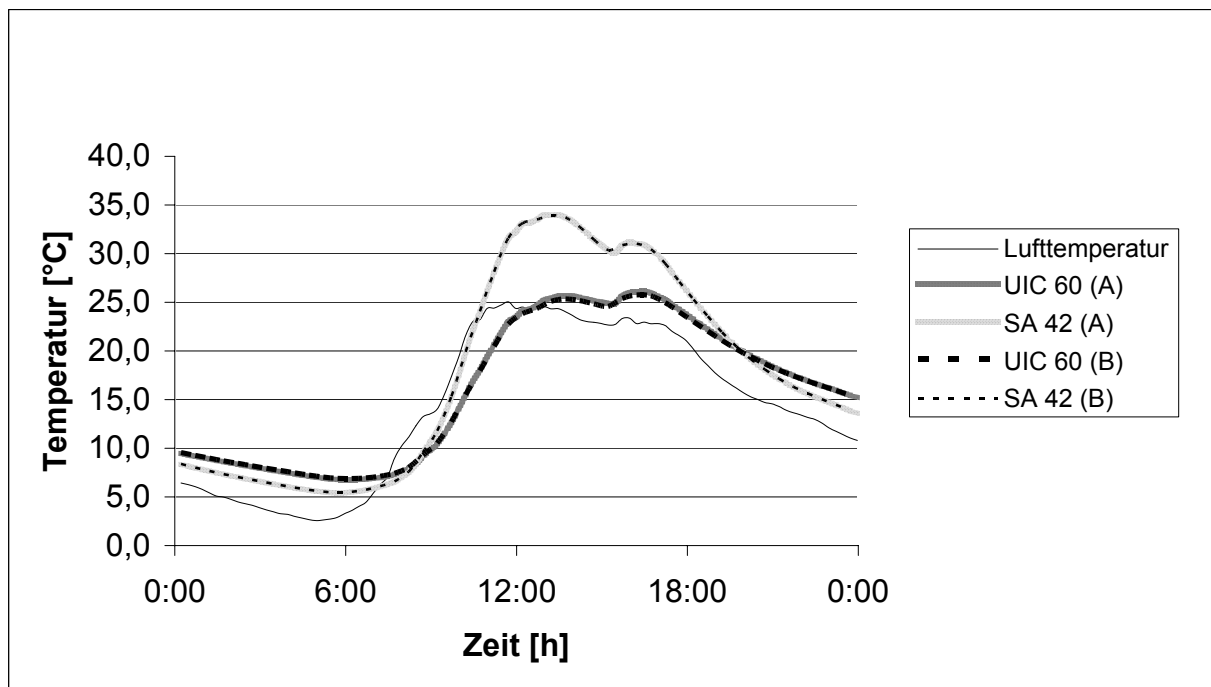


Abb. 3.28: Vergleich der mittleren errechneten Schienentemperaturen der Schienenprofile UIC 60 eingegossen und SA 42; 20. April 2003

Spannungen in der Schiene am 20. April 2003

In Abb. 3.29 ist der Verlauf des linearen Temperaturgradienten Δt am 20. April 2003 für das Schienenprofil UIC 60 angetragen. Zusätzlich wurden der tatsächlich gemessene Temperaturverlauf und der daraus errechnete lineare Temperaturverlauf über den Querschnitt um 6.00 Uhr, um 12.00 Uhr und um 18.00 Uhr angegeben.

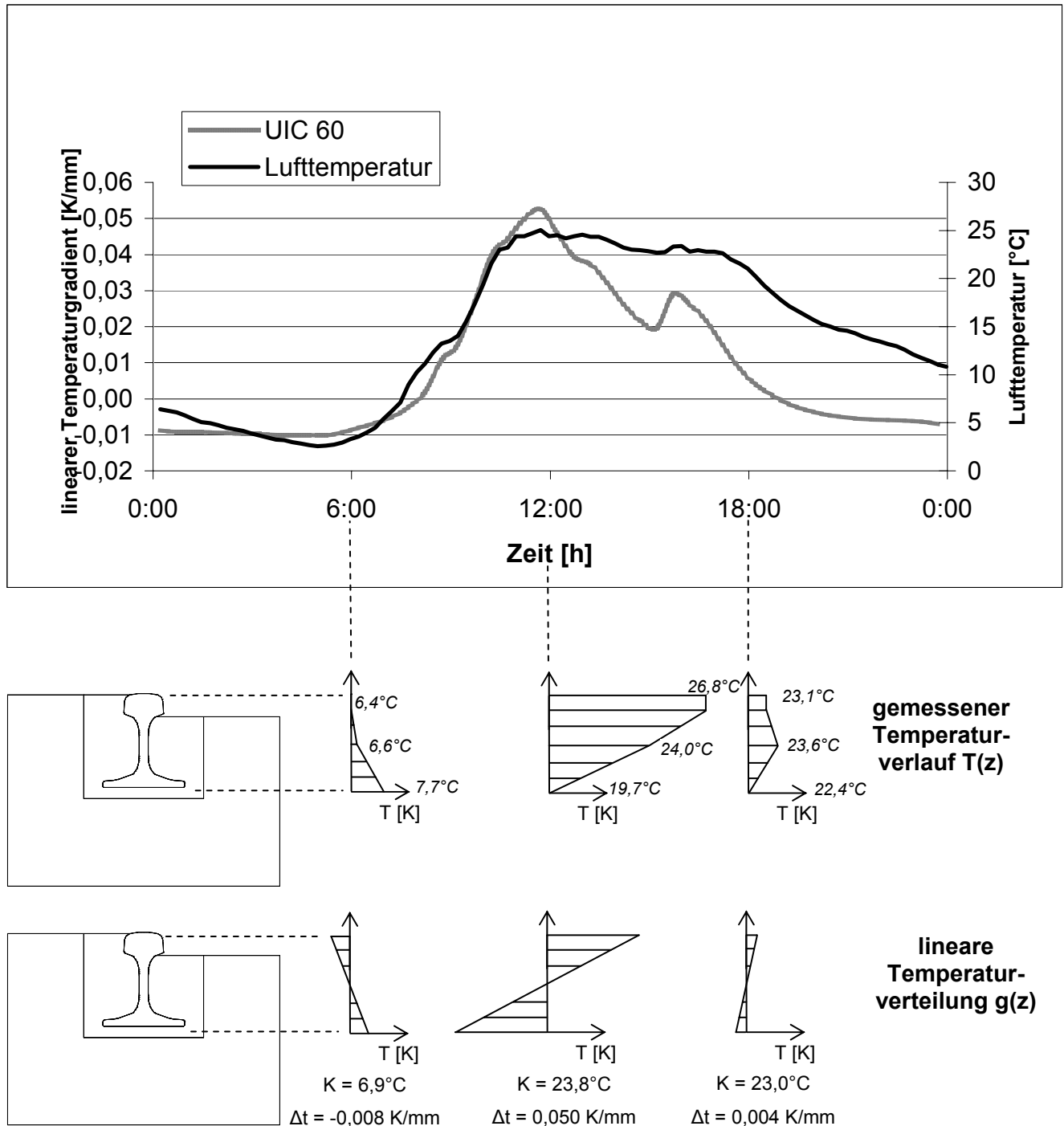


Abb. 3.29: Linearer Temperaturgradient der eingegossenen UIC 60 am 20. April 2003; gemessene und lineare Temperaturverteilung über den Querschnitt um 6.00 Uhr, 12.00 Uhr und 18.00 Uhr

Während der Nachtstunden kühlt der Kopf stärker aus als die restliche, vom Vergussmaterial umgebene Schiene. Es kommt zu einem, wenn auch geringen, negativen Temperaturgradienten. Mit Ansteigen der Lufttemperatur baut sich der positive Temperaturgradient auf. Mit Stagnieren der Lufttemperatur gleicht sich die Schienentemperatur

über den Querschnitt aus und der Temperaturgradient fällt ab. Gegen 16.00 Uhr wird der Schienenkopf noch einmal von der direkten Sonnenstrahlung erwärmt, was aber im Verlauf der Lufttemperatur kaum wahrnehmbar ist.

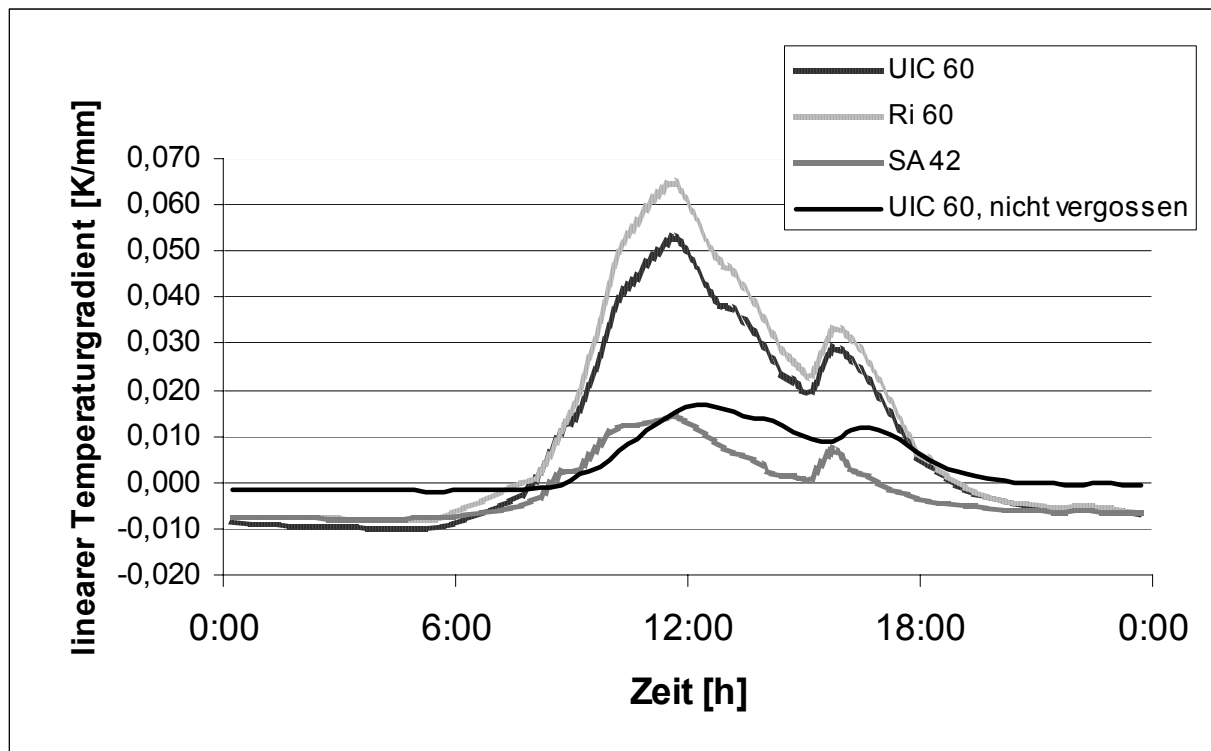


Abb. 3.30: Lineare Temperaturgradienten am 20. April 2003

In Abb. 3.30 sind die linearen Temperaturgradienten der vier im Versuch verwendeten Schienen dargestellt. Die beiden eingegossenen Schienen mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) zeigen einen deutlich größeren Temperaturgradienten im Zeitraum der direkten Sonneneinstrahlung als das Schienenprofil SA 42 und die unvergossene UIC 60. Dies ist bedingt durch den Verguss und das Schienenprofil mit dünnem Steg und Fuß. Der Wärmeausgleich über den Querschnitt erfolgt bei der nicht eingegossenen UIC 60 schneller. Ein ähnliches Temperaturverhalten wird durch den massigen und kleinen Querschnitt der eingegossenen SA 42 erreicht.

Aus dem linearen Temperaturgradienten ergeben sich die in Abb. 3.31 dargestellten Tagesganglinien der Schienenfußspannungen für den 20. April 2003. Die beiden Schienen mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) zeigen entsprechend ihrem großen Temperaturgradienten eine deutlich ausgeprägte Spannungstagesganglinie. Bei den beiden Profilen mit dem kleineren Temperaturgradienten (SA 42 und UIC 60, unvergossen) fallen die Spannungen deutlich niedriger aus. Trotz der gleichen Größenordnung beim Temperaturgradienten sind die

Spannungen der nicht eingegossenen UIC 60 gegenüber der SA 42 höher. Dies ist durch die unterschiedliche Schienenhöhe der beiden Profile zu erklären.

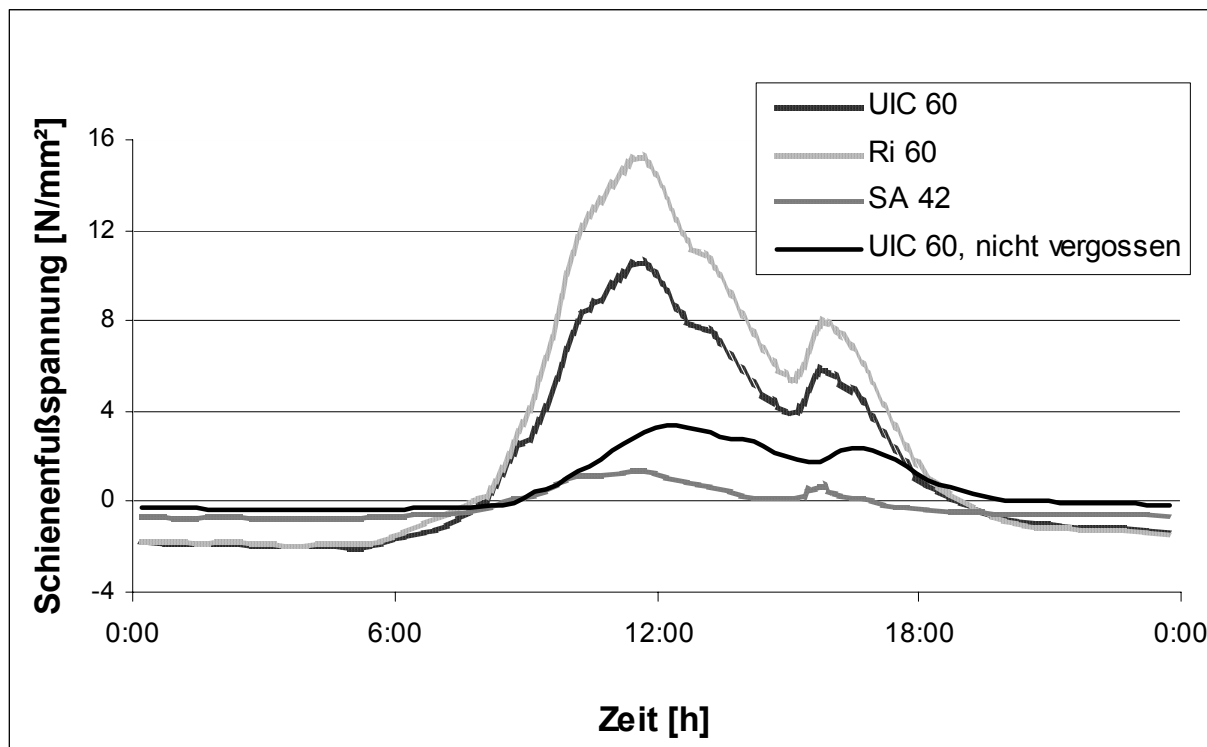


Abb. 3.31: Verlauf der Schienenfußspannungen infolge Temperaturgradient am 20. April 2003

extreme Temperaturgradienten im Sommer und im Winter

Aus den im Versuchszeitraum gemessenen Temperaturverläufen wurden in Tab. 3.3 extreme Temperaturgradienten errechnet.

	max Δt Sommer	min Δt Sommer	max Δt Winter	min Δt Winter
UIC 60	0,063 04.05.2003	-0,021 13.06.2003	0,021 20.01.2003	-0,012 13.01.2003
Ri 60	0,075 04.05.2003	-0,030 13.06.2003	0,022 20.01.2003	-0,008 05.01.2003
SA 42	0,017 04.05.2003	-0,014 12.06.2003	0,007 20.01.2003	-0,007 13.01.2003
UIC 60 unvergossen	0,024 04.05.2003	-0,001 12.06.2003	0,012 14.01.2003	-0,002 09.12.2002

Tab. 3.3: Lineare Temperaturgradienten (Extremwerte) im Messzeitraum

Bei der Berechnung der Schienenbruchgefahr (siehe 3.5) werden die niedrigsten zu erwartenden mittleren Schienentemperaturen im Winter zu Grunde gelegt. Theoretisch könnte dieser Zustand mit einem Temperaturgradienten überlagert werden, allerdings sind die registrierten Temperaturgradienten bei allen untersuchten Schienenprofilen im Winter vernachlässigbar klein.

Bei der Untersuchung der Gefahr einer vertikalen Schienenverwerfung (siehe 3.5) wird der Zustand der maximalen mittleren Schienentemperatur zu Grunde gelegt. Dieser Zustand kann zusätzlich mit einem maximalen positiven Temperaturgradienten überlagert werden. Sowohl bei der nicht eingegossenen UIC 60 als auch bei der SA 42 ergeben sich nur geringe Biegedruckspannungen im Schienenkopf in Folge der maximalen positiven Temperaturgradienten (Tab. 3.4). Bei den eingegossenen Schienen mit hohem Steg treten Biegedruckspannungen im Schienenkopf auf, die auf der sicheren Seite liegend in die theoretische Untersuchung einer Schienenverwerfung als äquivalente konstante Temperaturerhöhung zusätzlich einfließen können (Tab. 3.4).

	<i>max Δt</i> [K/mm]	resultierende Biegedruckspannungen im Schienenkopf [N/mm²]	äquivalente konst. Temperaturerhöhung ΔT [K]
UIC 60	0,063	- 14,5	5,7
Ri 60	0,075	- 16,4	6,5
SA 42	0,017	- 1,7	0,7
UIC 60 unvergossen	0,024	-5,5	2,2

Tab. 3.4: Maximale lineare Temperaturgradienten, daraus resultierende Biegedruckspannungen und äquivalente konstante Temperaturerhöhungen

3.5 Schienenbruch und Schienenverwerfung

Die Schiene bzw. der Oberbau müssen auf extreme Temperaturzustände bemessen sein. Bei Behinderung der Längenänderung kommt es im durchgehend verschweißten Gleis auf Grund von Temperaturänderung bezogen auf die neutrale Temperatur (Schiementperatur zum Zeitpunkt des Vergießens bzw. zum Zeitpunkt des Verschweißens) im Winter zu Zugspannungen und im Sommer zu Druckspannungen. Bei nicht vergossenen Schienen ist eine Neutraltemperatur (Schiementperatur zum Zeitpunkt des Verschweißens) zwischen 20 °C und 26 °C zulässig. Bei eingegossenen Schienen wird das Vergießen bei einer Schiementperatur zwischen 5 °C und 30 °C empfohlen. Bei 5 °C ist die technische Verarbeitbarkeit des Vergussmaterials im Allgemeinen noch möglich. Die gegenüber der nicht vergossenen Schiene um 15 K niedrigere Temperatur wird durch die geringere Schienenverwerfungsgefahr (Verwerfung nur vertikal denkbar; zusätzliche Sicherheit mit trapezförmigen bzw. formschlüssigen Vergussquerschnitt) und die Isolationswirkung des Vergusses (die maximal gemessenen mittleren Temperaturen der eingegossenen Schiene UIC 60 waren immer mindestens 8 K unter den maximalen mittleren Temperaturen der nicht eingegossenen UIC 60) begründet. Die gegenüber der nicht vergossenen Schiene um 4 K erhöhte obere Grenze der neutralen Temperatur wird ebenfalls durch die Isolationswirkung des Vergusses begründet (die minimal gemessenen Temperaturen der eingegossenen Schienen waren immer mindestens 3 K über der minimalen Lufttemperatur). Insbesondere bei Vergussmaterial, das aufgrund einer exothermen Reaktion einer Wärmeentwicklung unterliegt, ist die Schiementperatur während des Vergießens genau zu überwachen.

Schienenbruch

Die in Tab. 3.3 für den Winter angegebenen positiven Temperaturgradienten wurden alle in den Mittagsstunden bei maximaler Sonneneinstrahlung und der damit gemessenen Erwärmung der Oberseite der Schiene gemessen. Ein Zusammenfallen minimaler mittlerer Temperaturen der Schiene mit einem positiven Temperaturgradienten ist auszuschließen. Bei der Bemessung kann also von einer konstant über den Querschnitt verteilten, minimalen Temperatur ausgegangen werden.

Bei der Berechnung der maximalen Zugspannungen aus Temperatur in der Schiene (Abb. 3.32) wird in Deutschland eine minimale Temperatur von - 30 °C bei einer unvergossenen Schiene angenommen. Bei den oben beschriebenen Messungen blieben die minimal gemessenen Temperaturen der eingegossenen Schienen auf Grund der isolierenden Wirkung des Vergussmaterials immer mindestens 3 K über der minimalen Lufttemperatur,

wobei die minimale Lufttemperatur der Schienentemperatur der nicht eingegossenen UIC 60 entspricht (niedrigste gemessene Luft- bzw. Schienentemperatur: - 15 °C).

$$\sigma_T = \text{Spannung aus Temperatur}$$

$$\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{K}}; \quad \text{Temperaturdehnzahl von Stahl}$$

$$\sigma_T = \alpha_t \cdot \Delta T \cdot E \quad \Delta T = (T_{\max} - T_{\text{neutral}}) \text{ bzw. } (T_{\text{neutral}} - T_{\min}); \quad \text{Temperaturdifferenz}$$

$$(3-31) \quad T_{\max}, T_{\min} = \text{Extremtemperaturen}$$

$$T_{\text{neutral}} = \text{Neutraltemperatur}$$

$$E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}; \quad E - \text{Modul von Schienenstahl}$$

Abb. 3.32: Längsspannung aus Temperatur in der Schiene

Im Messzeitraum unterschritt die eingegossene Schiene UIC 60 die 0 °C Grenze 31 mal, die nicht vergossenen UIC 60 hingegen 55 mal. Für nur sehr wenige Lastfälle während der Liegedauer ist daher im Winter eine maximale Temperaturdifferenz von 57 K denkbar (Schienentemperatur zum Zeitpunkt des Vergießens 30 °C; die minimale Schienentemperatur liegt 3 K über dem Wert der nicht vergossenen Schiene: - 27 °C). Dies entspricht einer Zugspannung aus Abkühlung von ca. 145 N/mm².

Bei sehr niedrigen Temperaturen werden die Zugspannungen aus Temperatur in der Schiene so groß, dass eine häufige Überlagerung mit den Biegezugspannungen aus einer einwirkenden Verkehrslast sowie den Zugspannungen aus Beschleunigen und Bremsen zu einem Schienenbruch (insbesondere an den Schweißstellen der Schiene) führt. Die höchste Vergusstemperatur von 30 °C sollte daher nicht überschritten werden. Ein genauer Nachweis der zulässigen Schienenspannungen ist anhand des Smith'schen Schaubildes (siehe 5.2.6) zu führen. Die Instandsetzung des Oberbaus mit eingegossener Schiene nach einem Schienenbruch ist aufwändig und kostspielig. Zum einen muss die Schiene vom Verguss befreit werden, zum anderen muss um die Schiene Platz zum Ansetzen der Schweißvorrichtung geschaffen werden. Im Falle eines Schienenbruchs wird die Bruchlückenöffnung in erster Linie vom Durchschubwiderstand (siehe 5.2.5) begrenzt. Bei allen bisher gemessenen Durchschubwiderständen an Oberbausystemen mit kontinuierlich eingegossener Schiene am Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München ist die zu erwartende Bruchlückenöffnung kleiner als 40 mm (Abb. 5.28).

Horizontale und Vertikale Schienenverwerfung

Bei sehr hohen Temperaturen können die Längsdruckkräfte im Gleis so groß werden, dass beim Schotteroberbau der gesamte Gleisrost schlagartig horizontal oder vertikal ausweicht. Einer solchen Gleisverwerfung kann in erster Linie mit einem hohen Querverschiebewiderstand bzw. einem hohen Abhebewiderstand entgegengewirkt werden. Beim Oberbau der kontinuierlich eingegossenen Schiene ist nur das Versagen eines einzelnen Schienenstranges denkbar (Ausnahme: Straßenbahngleis mit Spurstangen).

Die Berechnung der horizontalen Gleisstabilität eines Schotteroberbaus bei einer Erwärmung der Schienen kann anhand der Formeln von Meier [Meier, 1937] erfolgen, wobei auf Grund von Verwerfungsversuchen und auf Grund späterer theoretischer Untersuchungen [Chatkeo, 1985] für die Gleisparameter modifizierte Werte einzugeben sind. Bei der Berechnung der Gleislagestabilität eines Oberbaus mit einer im Betontrog eingegossenen Schiene, kann eine horizontale Schienenverwerfung ausgeschlossen werden, da ein seitliches Ausweichen der Schiene durch den Betontrog unmöglich ist.

Basierend auf der sinusförmigen Verwerfungswelle eines gekrümmten Gleises nach Meier hat Eisenmann die Formeln für eine vertikale Gleisverwerfung (Abb. 3.33) abgeleitet [Eisenmann, 1995].

$$\text{Kritische Temperaturerhöhung:} \quad \Delta T_0 = \frac{4}{\alpha \cdot F} \sqrt{\frac{g \cdot I}{E \cdot f}} \quad [K] \quad (3-32)$$

$$\text{Länge der vertikalen Gleisverwerfung:} \quad l = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot I}{\alpha \cdot \Delta T_0 \cdot f}} \quad [mm] \quad (3-33)$$

$$\text{Kritische Gleisdruckkraft:} \quad P_0 = \alpha \cdot \Delta T_0 \cdot E \cdot F \quad [N] \quad (3-34)$$

- α = Temperaturdehnzahl von Stahl [1/K]
- F = Fläche einer Schiene [mm²]
- g = Abhebewiderstand [N/mm]
- I = vertikales Trägheitsmoment einer Schiene [mm⁴]
- E = Elastizitätsmodul des Schienenstahls [N/mm²]
- f = Gleishöhenfehler [mm]

Abb. 3.33: Formeln für die vertikale Gleisverwerfung [Eisenmann, 1995]

Im Unterschied zur horizontalen Gleisverwerfung wird der Querverschiebewiderstand w [N/mm] durch den Abhebewiderstand g [N/mm] ersetzt. Der wirksame Abhebewiderstand g kann im Labor ermittelt werden. Bei vollem Verbund wurden am Prüfant für Bau von

Landverkehrswegen der Technischen Universität München sehr hohe Abhebewiderstände bei eingegossenen Oberbausystemen gemessen (Tab. 3.5). Im Falle eines völlig gelösten Verbundes zwischen dem Betontrog und dem Verguss setzt sich der Abhebewiderstand aus dem Eigengewicht des Vergussmaterials und der Schiene zusammen. Die in der Tab. 3.4 angegebenen Werte beziehen sich auf die im Temperaturversuch verwendeten Abmessungen der Betontröge, die Dichte des Vergussmaterials wurde mit 16 kN/m^3 in Ansatz gebracht. Da die Biegesteifigkeit des Vergussmaterials vernachlässigt werden kann, wird bei der vertikalen Gleisverwerfung mit gestörtem Verbund lediglich die vertikale Biegesteifigkeit der Schiene angesetzt. Anstatt des fiktiven Gleisrichtungsfehlers wird ein fiktiver Gleishöhenfehler f [mm] von 10 mm bzw. 15 mm angenommen [Eisenmann, 1995].

Schienenprofil	gelöster Verbund zwischen Verguss und Betontrog	vollständiger Verbund
UIC 60	1,01	>35*
Ri 60	1,14	
SA 42	0,54	

Tab. 3.5: Abhebewiderstand g [N/mm] der eingegossenen Schienen (je eine Schiene) in Abhängigkeit vom Verbund

*) Werte aus Versuchen am Prüfmatt für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München bei einem Abhebeweg von 2 mm

Bei den oben beschriebenen Messungen wurden an sehr heißen Tagen immer ein deutlicher Unterschied der mittleren Schienentemperatur zwischen den beiden eingegossenen Schienen mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) und der unvergossenen UIC 60 gemessen. Die Temperaturdifferenz von ca. 8 K wurde an heißen Tagen nicht unterschritten (siehe 3.3.3). Die bei der Bemessung des Schotteroberbaus zu Grunde gelegte maximale Schienentemperatur beträgt $60 \text{ }^\circ\text{C}$. Dementsprechend ergibt sich für die eingegossenen Schienen mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) eine maximale rechnerische Temperatur von $52 \text{ }^\circ\text{C}$.

Am 12. Juni wurde beim eingegossenen Schienenprofil SA 42 eine maximale mittlere Schienentemperatur von $57 \text{ }^\circ\text{C}$ registriert, während die nicht eingegossene UIC 60 nur $55 \text{ }^\circ\text{C}$ warm wurde. Diese Temperaturdifferenz von ca. 2 K wurde während der gesamten Messdauer an heißen Tagen nicht überschritten. Auf der sicheren Seite liegend wird daher die maximale rechnerische Schienentemperatur des Schienenprofils SA 42 auf $62 \text{ }^\circ\text{C}$ angehoben. Wird von einer sehr ungünstigen Schienentemperatur beim Vergießen (Neutraltemperatur) von nur $5 \text{ }^\circ\text{C}$ ausgegangen, so ergibt sich bei den Schienen mit hohem Steg eine Temperaturerhöhung von $47 \text{ }^\circ\text{C}$ und bei der Schiene SA 42 eine Temperaturerhöhung von $57 \text{ }^\circ\text{C}$.

In Abb. 3.34 bzw. Abb. 3.35 wurde die kritische Temperaturerhöhung in Abhängigkeit vom Abhebewiderstand anhand der oben genannten Formeln (Abb. 3.33) für das im Höhenplan gerade ($R = \infty$) bzw. gekrümmte ($R_{Kuppe} = 2000$ m) Gleis berechnet.

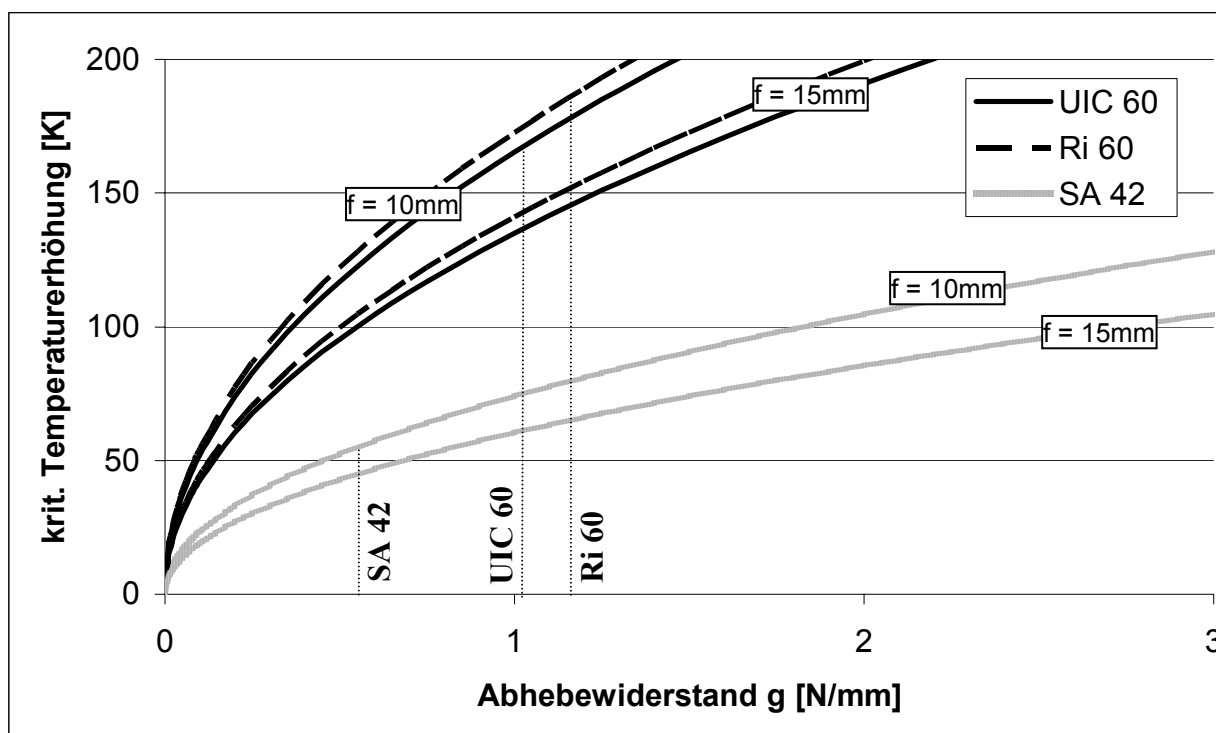


Abb. 3.34: Kritische Temperaturerhöhung eines **geraden Gleises** ($R = \infty$) bei einer vertikalen Schienenverwerfung; Abhebewiderstände von UIC 60, Ri 60 und SA 42 **ohne Verbund**

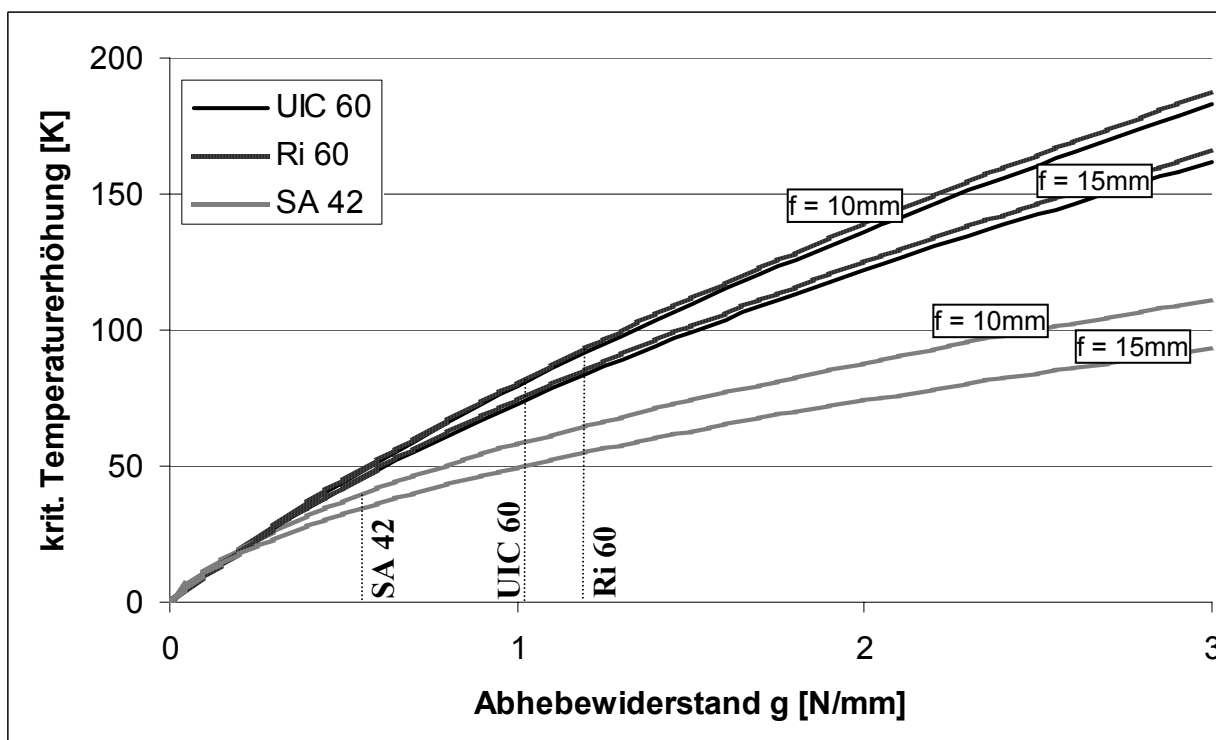


Abb. 3.35: Kritische Temperaturerhöhung im **Bereich einer Kuppe** ($R = 2000$ m) bei einer vertikalen Schienenverwerfung; Abhebewiderstände von UIC 60, Ri 60 und SA 42 **ohne Verbund**

Die kritische Temperaturerhöhung gibt an, bei welcher Erwärmung gegenüber der Neutraltemperatur mit einer vertikalen Schienenverwerfung zu rechnen ist. Bei vollem Verbund (Abhebewiderstand $> 35 \text{ N/mm}$) ist der rechnerische Wert für die kritische Temperaturerhöhung sehr viel größer als 100 K . Unter der Annahme eines vollen Verbundes sind die Oberbausysteme mit eingegossener Schiene damit ausreichend sicher gegen eine vertikale Verwerfung.

Je mehr der Verbund gestört ist (je kleiner der Abhebewiderstand), umso geringer wird die zulässige kritische Temperaturerhöhung (Abb. 3.34 und Abb. 3.35). Bei vollständig gelöstem Verbund zwischen Betontrog und Verguss setzt sich der Abhebewiderstand im denkbar ungünstigsten Fall aus dem Eigengewicht der Schiene und des Vergusses zusammen (Tab. 3.4). Während im ungünstigsten Fall (Schiementemperatur beim Vergießen 5 °C und vollständig gelöster Verbund) beim geraden Gleis die Schienen mit hohem Steg (UIC 60 bzw. Ri 60) noch einen großen Sicherheitsabstand zwischen tatsächlicher Temperaturerhöhung und kritischer Temperaturerhöhung aufweisen (jeweils über 100 K), ist ein Sicherheitsabstand bei der SA 42 nicht mehr gegeben.

Im Bereich enger Kuppen beträgt der Sicherheitsabstand zwischen tatsächlicher Temperaturerhöhung und kritischer Temperaturerhöhung bei der Schiene UIC 60 noch ca. 35 K und bei der Ri 60 noch ca. 45 K . Unter diesen Randbedingungen kann es bei der Schiene SA 42 zur vertikalen Gleisverwerfung kommen (kritische Temperaturerhöhung ca. 40 K gegenüber einer tatsächlichen Temperaturerhöhung von 57 K).

Bei den eingegossenen Schienen mit hohem Steg treten in Folge des maximalen positiven Temperaturgradienten Biegedruckspannungen im Schienenkopf auf, deren Betrag auf der sicheren Seite liegend noch zusätzlich auf die Normalspannungen in Folge der mittleren Temperatur addiert werden kann. In Tab. 3.4 sind die Biegedruckspannungen aus dem maximalen Temperaturgradienten angegeben. Dieser sehr konservative Ansatz führt bei der Ri 60 zu einem um $6,5 \text{ K}$ reduzierten Sicherheitsabstand von ca. 39 K und bei der UIC 60 zu einem um $5,7 \text{ K}$ reduzierten Sicherheitsabstand von ca. 29 K . Der Temperaturgradient hat auf das Schienenprofil SA 42 nahezu keine Auswirkung, der Sicherheitsabstand würde sich um $0,7 \text{ K}$ reduzieren.

Auf Grund dieser theoretischen Betrachtungen ist eine Verbundlösung hinsichtlich der Gleisstabilität bei den beiden Schienen mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) unbedenklich. Beim Schienenprofil SA 42 ist ein trapezförmiger oder formschlüssiger Vergussquerschnitt (Abb. 2.7) anzustreben, der durch den Formschluss einen ausreichenden Abhebewiderstand auch für den Fall des gelösten Verbundes zwischen Betontrog und Verguss gewährleistet.

3.6 Zusammenfassung

Im Gegensatz zu den meisten Oberbausystemen, bei denen die Schiene auf diskreten Stützpunkten aufgelagert ist und über die ganze Höhe von der Sonne bestrahlt wird, ist die kontinuierlich eingegossene Schiene nur am Schienenkopf der Sonnenstrahlung ausgesetzt, der Rest des Schienenprofils ist durch das Vergussmaterial wärmeisoliert. Zur Untersuchung des unterschiedlichen Temperaturverhaltens wurden drei eingegossene Schienenprofile (UIC 60, Ri 60 und SA 42) mit dem unvergossenen Schienenprofil UIC 60 verglichen. Dazu wurden Prüfkörper (Abb. 3.3) hergestellt und auf dem Freigelände des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München die Temperaturverteilung über den Prüfkörperquerschnitt an 151 Tagen gemessen und ausgewertet (Anlage 2).

Während sich die Temperatur des unvergossenen Schienenprofils UIC 60 an allen Stellen über den Querschnitt nahezu gleichzeitig mit der einwirkenden Lufttemperatur und Sonnenstrahlung ändert, erfolgt die Erwärmung bzw. Abkühlung der beiden eingegossenen Schienen mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) auf Grund der wärmeisolierenden Wirkung des Vergusses verzögert und deutlich gedämpft. Beim gedrungenen Schienenprofil SA 42 ist diese Wirkung des Vergussmaterials weniger ausgeprägt. Sind Lufttemperaturunterschiede zwischen Nacht und Tag hoch, erwärmen sich die beiden eingegossenen Schienenprofile mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) am Kopf schneller als am Fuß, was zu einem Temperaturgradienten über die Schienenhöhe führt.

Um die aktuelle Schientemperatur im Gleis festzustellen, wird bei der unvergossenen Schiene ein Magnetschienthermometer am im Schatten liegenden Schienensteg angebracht. Bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene steht nur der Schienenkopf zur Verfügung. Dort gemessene Temperaturen mit beschatteten Schienthermometern (Abb. 3.10) haben eine gute Übereinstimmung mit den mittleren Schientemperaturen erzielt.

Im durchgehend verschweißten Gleis stellen sich auf Grund von Erwärmung bzw. Abkühlung gegenüber der Neutraltemperatur (Schientemperatur zum Zeitpunkt des Verschweißens bzw. des Vergießens) Druckspannungen bzw. Zugspannungen in der Schiene ein. Zusätzlich kann es auf Grund der über dem Schienenquerschnitt unterschiedlich verteilten Temperaturen bei behinderter Verformung zu Zugspannungen im Schienenfuß bzw. Druckspannungen im Schienenkopf kommen. Anhand theoretischer Überlegungen lassen sich äquivalente, lineare Temperaturgradienten errechnen, welche die gleiche Spannung hervorrufen wie der gemessene Temperaturverlauf über den Querschnitt.

Während beim konventionellen Oberbau die Neutraltemperatur (Schientemperatur zum Zeitpunkt des Verschweißens) im Bereich von 20 °C bis 26 °C festgelegt ist, wird bei der

kontinuierlich eingegossenen Schiene eine Neutraltemperatur (Schiementperatur zum Zeitpunkt des Vergießens) im Bereich von 5 °C (Verarbeitbarkeit des Vergusses) bis 30 °C (Schienebruchrisiko) empfohlen.

Die Schienenbruchgefahr ist als sehr gering einzuschätzen, da bei den oben beschriebenen Messungen die minimal gemessenen mittleren Temperaturen der eingegossenen Schienen immer ca. 3 K über der minimalen Lufttemperatur liegen. Der Temperaturgradient ist bei extremen niedrigen Temperaturen vernachlässigbar klein. Somit ist eine Erhöhung der oberen Grenze der Neutraltemperatur gegenüber der unvergossenen Schiene von 26 °C auf 30 °C gerechtfertigt. Bei einer exothermen Reaktion bei der Festigkeitsentwicklung des Vergussmaterials ist eine Kontrolle der Neutraltemperatur beim Erhärtungsvorgang erforderlich. Kommt es beim Oberbausystem der kontinuierlich eingegossenen Schiene zu einem Schienenbruch, bleibt die Bruchlückenöffnung auf Grund des hohen Durchschubwiderstandes klein (Abb. 5.28). Allerdings ist die Instandsetzung des Oberbaus aufwändiger als bei einer Schiene mit diskreter Stützpunktauflagerung.

Eine Schienenverwerfung ist bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene auf Grund der formschlüssigen oder kraftschlüssigen Verbindung mit der Betonplatte nur in vertikaler Richtung denkbar. Auf Grund der hohen Abhebewiderstände ist eine Schienenverwerfung bei vollem Verbund zwischen dem Verguss und dem Betontrog nicht möglich. Je mehr der Verbund gelöst ist, umso geringer wird der Abhebewiderstand. Allerdings besteht bei Schienenprofilen mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) selbst bei völlig gelöstem Verbund, einer Neutraltemperatur von 5 °C und einer zusätzlichen Berücksichtigung des maximalen positiven Temperaturgradienten keine Schienenverwerfungsgefahr. Zur Erhöhung der Sicherheit gegen eine Schienenverwerfung beim Schienenprofil SA 42 ist ein trapezförmiger oder formschlüssiger Vergussquerschnitt anzustreben, der auch für den Fall des gelösten Verbundes zwischen Betontrog und Verguss einen ausreichenden Abhebewiderstand gewährleistet.

4. MECHANISCHES VERFORMUNGSVERHALTEN UND VERBUNDWIRKUNG

Beim Eisenbahnoberbau mit einer im Trog kontinuierlich eingegossenen Schiene muss der Verguss alle Wirkungskomponenten einer herkömmlichen Schienenbefestigung übernehmen. Zum einen ist der Verguss für die Fixierung der Schiene zuständig, zum anderen sorgt er für die nötige Elastizität der Schienenbefestigung. Das Vergussmaterial muss die lotrechte und waagerechte Kraftübertragung zwischen der Schiene und der Betontragplatte gewährleisten, ohne die Spurhaltung und Schienenneigung zu beeinträchtigen. Gleichzeitig muss ein ausreichender Verdrehwiderstand, Durchschubwiderstand und Abhebewiderstand vorhanden sein. Die elastischen Eigenschaften werden neben der Dicke des Vergussmaterials durch die chemische Zusammensetzung bestimmt und müssen sowohl über einen großen Temperaturbereich, als auch über eine sehr lange Liegedauer unter oftmals wiederholter Belastung gewährleistet sein. Nach den vorliegenden Erfahrungen wird ein optimales Langzeitverhalten des Oberbaus erreicht, wenn unter der maximalen Verkehrslast eine vertikale Einsenkung von ca. 1,5 mm angestrebt wird [Leykauf, 1990]. Gleichzeitig soll aber diese Elastizität im Schienenkopfbereich so reduziert sein, dass es zu einer möglichst geringen Schienenkopfauslenkung unter horizontaler Belastung kommt. Meist wird aus diesem Grund vor dem Vergießen eine kontinuierliche weiche Zwischenlage unter dem Schienenfuß angebracht. Sie erhöht die Elastizität in vertikaler Richtung unter der Schiene, während die horizontale Schienenkopfbewegung vom seitlichen Vergussmaterial aufgenommen wird. Allerdings wird dabei das Vergussmaterial infolge des Verbundes zum Beton und zur Schiene auf Schub beansprucht.

Eine Verbundlösung zwischen Schiene und Verguss bzw. zwischen Verguss und Betontrog ist zu vermeiden. Tritt eine Verbundlösung auf, so ändern sich die Elastizität des Oberbaus und die Wirkungsweise als Schienenbefestigung. Im Folgenden wird ein Ersatzfedermodell zur Beschreibung der Elastizität unter einer vertikalen Belastung entworfen. Mit Hilfe dieses Modells wird die Elastizität der Schienenbefestigung bei unterschiedlichen Verbundzuständen berechnet. Vergleichend werden in einem Laborversuch an Prüfkörpern die Federziffern gemessen und mit der Methode der Finiten Elemente diese Prüfkörper mit ihren unterschiedlichen Verbundzuständen modelliert.

4.1 Theoretische Untersuchungen an einem Ersatzfedermodell

4.1.1 Verfahren nach Zimmermann

Bei der Berechnung von Biegemoment und Einsenkung der Schiene hat sich das von Winkler und Zimmermann [Eisenmann, 1977] abgeleitete Verfahren für einen unendlich langen,

gewichtlosen, elastisch gebetteten Balken als sehr effizient erwiesen. Während beim Querschwellenoberbau der Gleisrost in einen fiktiven Längsbalken nach Zimmermann umgerechnet wird, kann bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene das Verfahren direkt angewandt werden. Dabei beschreibt der Grundwert L (elastische Länge) die lastverteilende Wirkung der Schiene.

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b \cdot C}} \quad (4-1)$$

mit $E = E$ -Modul der Schiene $[N/mm^2]$
 $I =$ Trägheitsmoment der Schiene $[mm^4]$
 $b =$ Breite des Schienenfußes $[mm]$
 $C =$ Bettungsmodul des Balkens $[N/mm^3]$

Der Bettungsmodul C beschreibt die Elastizität der Schienenauflagerung. Als theoretischer Wert vernachlässigt er die Querdehnung und entspricht einer Auflagerung bestehend aus einzelnen Federn, eine Lastausbreitung wird vernachlässigt. Bei der vertikalen Einsenkung berechnet sich der Bettungsmodul aus dem Verhältnis von E -Modul des Vergussmaterials E_V zur Höhe des Vergussmaterials h_V unter dem Schienenfuß.

$$C = \frac{E_V}{h_V} \quad (4-2)$$

Diesem Verhältnis liegt die Annahme eines linear elastischen Verhaltens des Vergussmaterials zu Grunde. Befindet sich zwischen dem Betontrog und dem Schienenfuß noch zusätzlich eine Zwischenlage (E -Modul E_{Zw} und Höhe h_{Zw}) so werden die Bettungsmoduln der beiden Materialien analog einer Reihenschaltung von zwei elastischen Federn betrachtet.

$$C = \frac{E_V \cdot E_{Zw}}{E_V \cdot h_{Zw} + E_{Zw} \cdot h_V} \quad (4-3)$$

Die maximale Einsenkung y_0 und das maximale Biegemoment M der Schiene unter einer Einzellast Q nach Zimmermann (unendlich langer Balken) berechnet sich zu:

$$y_0 = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot C \cdot L} \quad ; \quad M = \frac{Q \cdot L}{4} \quad (4-4)$$

Die Überlagerungen von mehreren Einflusslinien (Einflusszahlen nach Zimmermann) ermöglicht die Berechnung der Einsenkungen und der Biegemomente unter einer beliebigen Achskonstellation mehrerer Einzellasten (z.B. unter einem Drehgestell).

4.1.2 Ersatzfedermodell

Bei der Berechnung der vertikalen Einsenkung und der Biegemomente einer kontinuierlich eingegossenen Schiene nach Zimmermann spielt nicht nur das Vergussmaterial unter dem Schienenfuß eine Rolle, sondern zusätzlich auch das im Verbund zum Betontrog stehende Vergussmaterial an den Schienenflanken. Auf Grund einer vertikalen Einsenkung der Schiene kommt es im Verguss zu einem komplexen elastischen Verformungsverhalten. Die Elastizität des Vergussmaterials wird durch den Gesamtbettungsmodul der Schiene beschrieben. Um den Gesamtbettungsmodul der kontinuierlich eingegossenen Schiene anhand eines theoretischen Modells quantifizieren zu können, werden die einzelnen Anteile des Gesamtbettungsmoduls separat betrachtet und berechnet.

Bettungsmodulanteil aus dem Vergussmaterial unter der Schiene durch Druckbeanspruchung

Unter einer vertikalen Last senkt sich die Schiene um den Betrag y ein (Abb. 4.1). Unmittelbar unter dem Schienenfuß kommt es zu einer vertikalen Verformung des elastischen Vergussmaterials. Wird zusätzlich eine weiche Zwischenlage unter dem Schienenfuß angeordnet, berechnet sich der Bettungsmodulanteil C_{d1} zu:

$$C_{d1} = \frac{E_V \cdot E_{Zw}}{E_V \cdot h_{Zw} + E_{Zw} \cdot h_V} \quad (4-5)$$

mit $h_V + h_{Zw} = h_d$

Entgegen der Bettungsmodultheorie, die einen Einfluss der Querdehnung nicht berücksichtigt, kommt es im Vergussmaterial zu einer lastverteilenden Wirkung unter dem Winkel α . Der Winkel α hängt von den Materialeigenschaften des Vergusses ab. Im Bereich seitlich des Schienenfußes wirkt somit näherungsweise ein zusätzlicher Bettungsmodulanteil C_{d2} , der über die Breite von b_d einwirkend angenommen wird.

$$C_{d2} = \frac{E_V}{h_d} \cdot \frac{l}{2}; \quad b_d = \frac{h_d}{\tan \alpha} \quad (4-6)$$

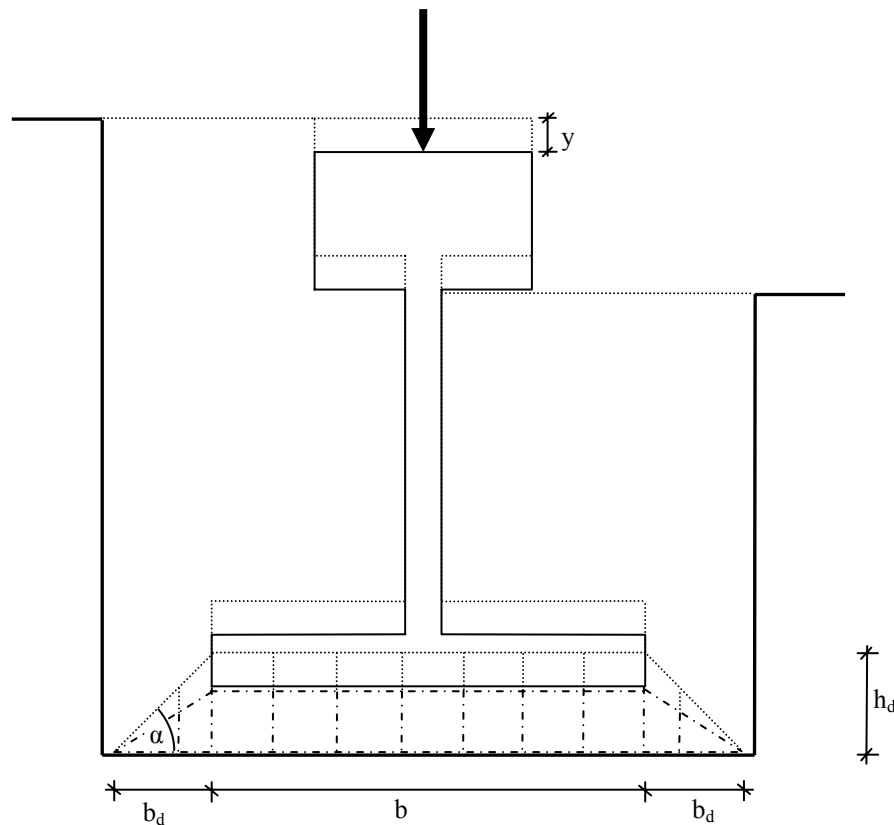


Abb. 4.1: Schematische Darstellung des Bettungsmodulanteils aus dem Vergussmaterial unter dem Schienenfuß (Darstellung ohne Zwischenlage, d.h. $h_{zw} = 0$ bzw. $h_v = h_d$)

Vertikaler Bettungsmodulanteil aus dem seitlichen Vergussmaterial durch Zugbeanspruchung

Bei der vertikalen Einsenkung der Schiene werden zusätzlich Zugspannungen zwischen dem Schienenfuß bzw. dem Schienensteg und den seitlichen Flächen des Betontroges hervorgerufen (Abb. 4.2). Der für den Bettungsmodulanteil relevante Bereich wird durch den Lastausbreitungswinkel α ($\alpha_{Zug} = \alpha_{Druck}$) festgelegt.

Zur Ermittlung des Bettungsmodulanteils wird ein Modell mit parallelen Federn (geneigt unter dem Winkel α) zu Grunde gelegt. Die Annahme paralleler (vertikaler) Federn liegt auch der klassischen Bettungsmodultheorie zu Grunde und liefert bei den Bemessungsverfahren für kontinuierlich gelagerte Platten und Balken sehr gute, praxisnahe Werte. Bei kleinen Verformungen wird davon ausgegangen, dass die Zugsteifigkeit des Vergusses, und damit der Federn, näherungsweise der Drucksteifigkeit entspricht. Auf Grund der sehr viel höheren Steifigkeit der Schiene gegenüber dem Vergussmaterial ist die Vertikalverformung y der Schiene konstant.

Somit kann der Dehnweg der Federn Δl ebenfalls als konstant angenommen werden.

$$\Delta l = \sin \alpha \cdot y \tag{4-7}$$

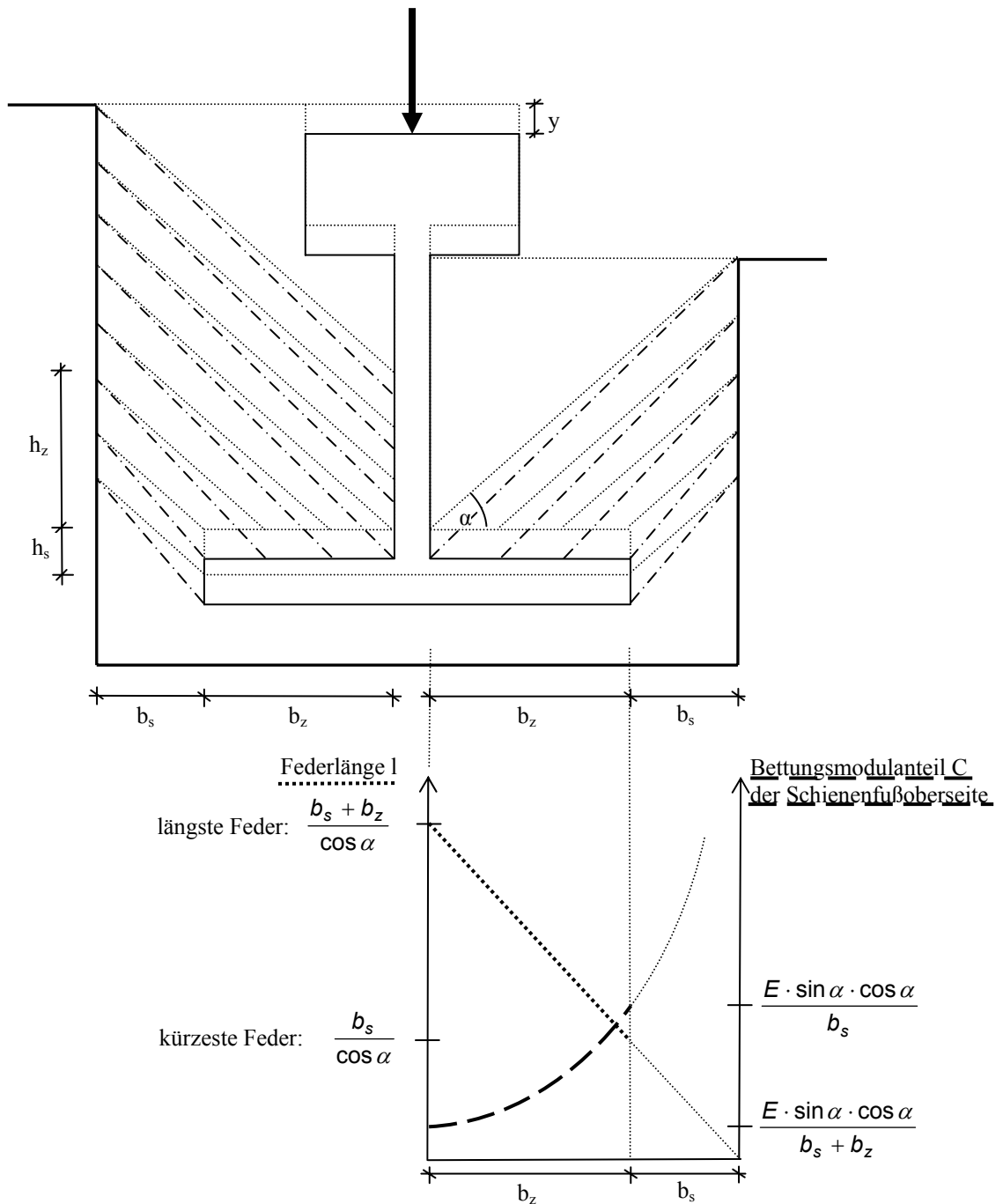


Abb. 4.2: Schematische Darstellung des Bettungsmodulanteils aus dem seitlichen Vergussmaterial; Detaildarstellung des Bettungsmodulverlaufes an der rechten Schienenfußoberseite

Die Federn, die am Steg und seitlich am Schienenfuß angreifen, weisen eine konstante Länge auf. Somit ist der Bettungsmodulanteil entlang der Steghöhe über h_z (in Abb. 4.2 nur auf der linken Stegseite wirksam) und über die Schienenfußhöhe h_s konstant (Abb. 4.2).

Steg:
$$C_{z1} = \frac{E \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{b_s + b_z} \quad (\text{in Abb. 4.2 bedingt durch die Troggeometrie nur an der Stegaußenseite}) \quad (4-8)$$

Schienenfuß:
$$C_{z2} = \frac{E \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{b_s} \quad (4-9)$$

Die Federn, die an der Schienenfußoberseite angreifen, weisen eine linear veränderliche Länge auf. Der Bettungsmodulanteil beschreibt entlang der Schienenfußoberseite eine Funktion der Form

$$C_{z3}(x) = \frac{E \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{b_s + b(x)} \quad (4-10)$$

In Abb. 4.2 ist dieser Verlauf des Bettungsmodulanteils $C_{z3}(x)$ für die rechte Oberseite des Schienenfußes schematisch dargestellt.

Gesamtbettungsmodul der kontinuierlich eingegossenen Schiene

Der Gesamtbettungsmodul C_{ges} setzt sich zusammen aus den einzelnen Anteilen. Bei der Ermittlung des Bettungsmoduls der Auflagerung müssen die jeweiligen Bettungsmodulanteile auf die Breite b des Zimmermann'schen Balkens normiert werden. Bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene entspricht diese Breite der Schienenfußbreite.

aus Druckbeanspruchung :
$$C_D = C_{d1} + 2 \cdot \frac{C_{d2} \cdot b_d}{b} \quad (4-11)$$

aus Zugbeanspruchung :
$$C_Z = \frac{C_{z1} \cdot h_z}{b} + 2 \cdot \frac{C_{z2} \cdot h_s}{b} + 2 \cdot \frac{\int C_{z3}(x) dx}{b} \quad (4-12)$$

Gesamtbettungsmodul :
$$C_{\text{ges}} = C_D + C_Z \quad (4-13)$$

Beispiel 1:

Im Laborversuch (4.2) wurde an einem Prüfkörper einer eingegossenen Schiene UIC 60 die vertikale Gesamtfederziffer gemessen. Unter der Schiene ist keine Zwischenlage angeordnet.

Aus einer Rückstellprobe des Vergussmaterials wurden die folgenden Materialkennwerte ermittelt. Dabei wurde der Lastausbreitungswinkel α über die Shore - Härte abgeschätzt. Aufgrund langjähriger Erfahrung des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München bei Elastomerlagern entspricht die gemessene Shore – Härte von (im Mittel) 60 einem Lastausbreitungswinkel von 45° . Den idealisierten Abmessungen (Tab. 4.1) liegen die Prüfkörperabmessungen zu Grunde.

$$E\text{-Modul :} \quad E = 13 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{siehe 4.2.3})$$

b	h_d	h_z	h_s	b_d	b_z	b_s
150	29	80	12	20*	60	20

*) Abstand zwischen Schienenfuß und Betontrög beträgt nur 20 mm

Tab. 4.1: Idealisierte Abmessungen [mm] (siehe Abb. 4.1; Abb. 4.2)

Bettungsmodulanteil aus Druckbeanspruchung:

$$C_D = C_{d1} + 2 \cdot \frac{C_{d2} \cdot b_d}{b} = \frac{E}{h_d} + 2 \cdot \frac{E \cdot b_d}{2 \cdot h_d \cdot b} = \frac{13}{29} + 2 \cdot \frac{13 \cdot 20}{2 \cdot 29 \cdot 150} = \underline{\underline{0,508 \frac{N}{mm^3}}}$$

Bettungsmodulanteil aus Zugbeanspruchung:

$$C_Z = \frac{C_{z1} \cdot h_z}{b} + 2 \cdot \frac{C_{z2} \cdot h_s}{b} + 2 \cdot \frac{C_{z3} \cdot b_z}{b} = \frac{E \cdot h_z}{2 \cdot (b_s + b_z) \cdot b} + 2 \cdot \frac{E \cdot h_s}{2 \cdot b_s \cdot b} + 2 \cdot \frac{C_{z3} \cdot b_z}{b} =$$

$$= \frac{13 \cdot 80}{2 \cdot (20 + 60) \cdot 150} + 2 \cdot \frac{13 \cdot 12}{2 \cdot 20 \cdot 150} + 2 \cdot \frac{0,163 \cdot 60}{150} = \underline{\underline{0,226 \frac{N}{mm^3}}}$$

$$\text{mit } C_{z3} = 0,4 \cdot \frac{E}{2} \cdot \left(\frac{1}{b_s + b_z} + \frac{1}{b_s} \right) = 0,4 \cdot \frac{13}{2} \cdot \left(\frac{1}{20 + 60} + \frac{1}{20} \right) = \underline{\underline{0,163 \frac{N}{mm^3}}}$$

Gesamtbettungsmodul:

$$C_{ges} = C_D + C_Z = 0,508 + 0,226 = \underline{\underline{0,734 \frac{N}{mm^3}}}$$

Anhand dieses Bettungsmoduls kann mit dem Verfahren nach Zimmermann für eine vertikale Belastung die Biegelinie und die Momentenlinie der Schiene ermittelt werden. Der gemessene Bettungsmodul beträgt $0,913 \text{ N/mm}^3$ (siehe 4.4). Der Unterschied zwischen dem theoretisch ermitteltem Wert und dem gemessenen Wert lässt sich mit den vernachlässigten Einflüssen bei der theoretischen Ermittlung erklären (siehe 4.1.3).

4.1.3 Vernachlässigte Einflüsse auf den Bettungsmodul

Neben den bisher betrachteten Anteilen des Gesamtbettungsmoduls gibt es noch eine Reihe weiterer Einflüsse. Im Rahmen der getroffenen Annahmen würde die explizite Berücksichtigung dieser Anteile, deren Beträge gering sind, eine nicht gegebene Genauigkeit vortäuschen. Durch die Beschränkung auf die oben dargestellten Anteile (aus Zugbeanspruchung und Druckbeanspruchung des Vergusses) muss davon ausgegangen werden, dass der anhand des Ersatzfedermodells theoretisch ermittelte, statische Bettungsmodul geringer als der tatsächliche Bettungsmodul ist.

Einfluss der Schubsteifigkeit

Die Schubsteifigkeit des seitlichen Vergussmaterials ist abhängig von der jeweiligen Breite des Vergussmaterials zwischen Betontrog und Schiene. Auf Grund der Geometrie des Betontrogs und des Schienenprofils variiert diese Breite über die Schienenhöhe. Im Modell wird eine Unterteilung des Vergusses in geeignete Abschnitte mit konstanter Breite vorgenommen (Abb. 4.3). Die Schubsteifigkeit ist im Fußbereich auf Grund der kleineren Breite des Vergusses deutlich größer als im Kopfbereich oder im Stegbereich. Für kleine Verschiebungen gilt:

$$\gamma = \tan \gamma = \frac{y}{b_i} \quad (4-14)$$

mit $y = \text{vertikale Einsenkung}$

$b_i = \text{Breite des seitlichen Vergusses für den jeweiligen Teilabschnitt } i$

Bei einer angenommenen freien Schubverformung des Vergusses errechnet sich der Anteil des Bettungsmoduls C_i des Teilabschnittes i (Abb. 4.3) zu:

$$C_i = \frac{G}{b_i} \quad \text{mit } G = \text{Schubmodul } [N / mm^2] \quad (4-15)$$

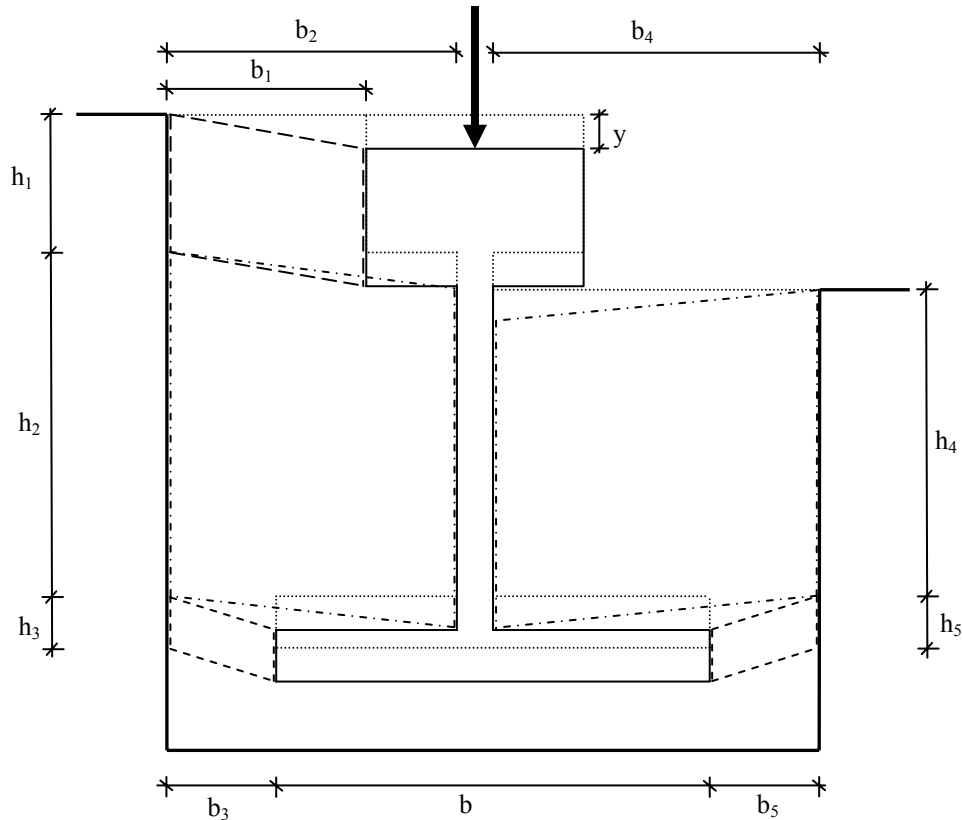


Abb. 4.3: Schematische Darstellung der Schubverformung des seitlichen Vergusses; Unterteilung in Teilabschnitte gleicher Breite

Beispiel 2:

Wird, wie im Beispiel 1, der im Laborversuch (4.2) verwendete Prüfkörper UIC 60 mit seinen Abmessungen und Materialkennwerten ($G = 2,1 \text{ N/mm}^2$, siehe 4.2.2) zu Grunde gelegt, so errechnet sich für eine freie Schubverformung ein jeweiliger Teilbettungsmodul C_i von

$$C_1 = \frac{G}{b_1}; \quad C_2 = \frac{G}{b_2}; \quad C_4 = \frac{G}{b_4}; \quad C_{3|5} = \frac{G}{b_3} = \frac{G}{b_5}$$

Normiert auf die Breite des Zimmermannschen Balkens ergibt sich ein Gesamtbettungsmodulanteil C_s aus freier Schubbeanspruchung zu

$$C_s = \frac{C_1 \cdot h_1}{b} + \frac{C_2 \cdot h_2}{b} + \frac{C_4 \cdot h_4}{b} + 2 \cdot \frac{C_3 \cdot h_3}{b} = \frac{2,1}{150} \cdot \left(\frac{30}{60} + \frac{120}{80} + \frac{110}{80} + 2 \cdot \frac{12}{20} \right) = 0,064 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$$

Zum einen ist dieser Anteil am Gesamtbettungsmodul vergleichsweise klein, zum anderen ist er bereits zum Teil durch die diagonalen Zugfedern berücksichtigt worden. Daher wird er bei der Berechnung des Gesamtbettungsmoduls vernachlässigt.

Einfluss der behinderten Verformung

Der in den vorangegangenen Beispielen zu Grunde gelegte E-Modul und Schubmodul des Vergussmaterials wurde jeweils an sich nach allen Seiten frei verformenden Proben ermittelt. Dahingegen ist die Verformung bei der vertikalen Einsenkung der Schiene im Betontrog teilweise behindert (keine Querausdehnung), was zu einem steiferen elastischen Verhalten führt. Auch dies lässt erwarten, dass der tatsächliche Bettungsmodul größer als der theoretisch ermittelte ist.

Auch wurde dem Modell ein lastunabhängiger, konstanter E-Modul zu Grunde gelegt. Ein solches linearelastisches Verhalten kann aber bei polymeren Vergussmaterialien (z.B. Polyurethan) nicht immer vorausgesetzt werden. Vielmehr weisen polymere Materialien meist ein stark lastabhängiges Verformungsverhalten auf. Für Aussagen in der Praxis ist daher eine genaue Kenntnis der Materialkennwerte des Vergusses unabdingbar.

4.1.4 Einfluss des Verbundes auf den Bettungsmodul

Ist der Verbund zwischen dem Vergussmaterial und der Schiene bzw. dem Betontrog gestört, kann dies bei der Berechnung der Biegelinie und der Momentenlinie nach Zimmermann über eine Abminderung des Bettungsmoduls berücksichtigt werden.

Im Folgenden wurden drei Verbundzustände näher untersucht (Abb. 4.4). Bei vollem Verbund (Zustand A) können alle Bettungsmodulanteile berücksichtigt werden. Beim einseitig gelösten Verbund (Zustand B) fallen diejenigen Anteile weg, die auf dem Verbund zwischen Betontrog und Vergussmaterial auf der Schieneninnenseite basieren. Ist der Verbund an beiden Trogflanken gelöst (Zustand C), wirkt nur noch die Elastizität des Vergussmaterials unter dem Schienenfuß. Im oben gezeigten Beispiel 1 kann zum Beispiel bei völlig gelöstem Verbund von einem verbleibenden, theoretischen Bettungsmodul von $0,508 \text{ N/mm}^3$ (anstelle $0,734 \text{ N/mm}^3$ bei vollem Verbund) ausgegangen werden.

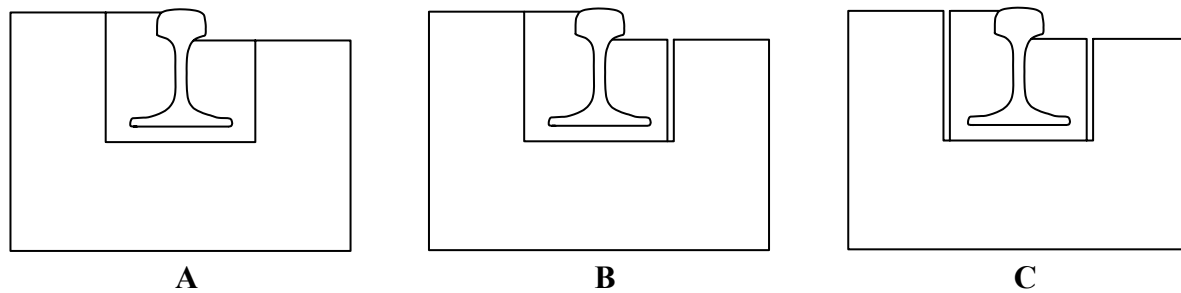


Abb. 4.4 : Eingegossene Schiene mit vollem Verbund (A), gelöstem Verbund zwischen Beton und Verguss auf der Schieneninnenseite (B) und mit gelöstem Verbund zwischen Beton und Verguss an beiden Seiten (C)

In Tab. 4.2 sind die berechneten Bettungsmoduln der unterschiedlichen Verbundzustände für die unter 4.2 und 3.2 beschriebenen Prüfkörper dargestellt.

Verbundzustand		SA 42		UIC 60		Ri 60	
		Bettungsmodul [N/mm ³]	Bettungsmodulanteil bezogen auf Zustand A	Bettungsmodul [N/mm ³]	Bettungsmodulanteil bezogen auf Zustand A	Bettungsmodul [N/mm ³]	Bettungsmodulanteil bezogen auf Zustand A
A	voller Verbund	0,705	100%	0,734	100%	0,669	100%
B	einseitig gelöst	0,632	90 %	0,628	86 %	0,555	83 %
C	beidseitig gelöst	0,468	66 %	0,508	69 %	0,440	66 %

Tab. 4.2: Mit dem Ersatzfedermodell berechnete Bettungsmoduln der drei Prüfkörper (SA 42, UIC 60, Ri 60) bei vollem (A), einseitig gelöstem (B) und beidseitig gelöstem Verbund (C)

Die anhand des theoretischen Modells ermittelten Bettungsmoduln nehmen mit wachsender Verbundlösung ab. Dieser Verlust resultiert in erster Linie aus der Geometrie des Betontroges. An der Schieneninnenseite ist der Betontrog bei der SA 42 und der UIC 60 wegen des Spurkranzes niedriger ausgebildet. Daher wirkt sich ein Lösen des Verbundes auf der Innenseite des Betontroges weniger stark aus, als ein Lösen des Verbundes auf der Außenseite des Betontroges. Bei der Ri 60 wird die Schiene zu beiden Seiten über die gesamte Höhe vergossen, weswegen auch der Bettungsmodulverlust durch den gelösten Verbund auf der Innenseite bzw. Außenseite gleich groß ist (je 17 %).

Ist der Verbund beidseitig gelöst, so wirkt nur noch die Elastizität des Vergusses unter dem Schienenfuß. Der daraus resultierende Bettungsmodulanteil stellt auch den maßgeblichen Anteil des Gesamtbettungsmoduls bei vollem Verbund dar. Bei der Modellrechnung haben alle Systeme bei völlig gelöstem Verbund einen Restbettungsmodul von ca. zweidrittel des Bettungsmoduls bei vollem Verbund.

Dieser Bettungsmodulanteil, der auf den Verguss unter der Schiene zurückzuführen ist, ist stark von der Höhe h_v des Vergusses unter der Schiene bzw. von einer eventuell eingebauten Zwischenlage abhängig.

$$C = \frac{E_v}{h_v} \quad (4-16)$$

Während beim konventionellen Oberbau die Elastizität mit exakt maßhaltigen Bauteilen (Spannklemme, Zwischenlagen etc.) erzielt wird, so ist bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene große Sorgfalt bei der Maßgenauigkeit des Betontroges bzw. der Schalung anzuwenden, um eine gleich bleibende Höhe des Vergusses unter der Schiene zu gewährleisten.

Mit dem Ersatzfedermodell ist es möglich, den Bettungsmodulverlust durch eine sukzessive Verbundlösung zu berechnen. An den Stellen, an denen der Verbund gelöst wird, verlieren die diagonalen Zugfedern ihre Wirkung und werden bei der Berechnung des Gesamtbettungsmoduls weggelassen. Somit kann eine Verbundlösung zwischen dem Betontrog und dem Verguss berechnet werden. Eine sukzessive Verbundlösung mit Hilfe des Ersatzfedermodells wird in 4.3.4 durchgeführt.

4.2 Versuche an Prüfkörpern

Der Einfluss des Verbundes auf die Elastizität der Schienenbefestigung wurde im Labor durch Einsenkungsmessungen an Prüfkörpern mit unterschiedlichen Verbundzuständen untersucht. Um die Materialeigenschaften des Vergusses für die theoretischen Untersuchungen besser quantifizieren zu können, wurden weitere Versuche an Materialproben des Vergusses durchgeführt. Diese Proben wurden aus einer Rückstellprobe beim Vergießen der Prüfkörper gewonnen.

4.2.1 Verbunduntersuchung an Prüfkörpern

Für diesen Versuch wurden die drei eingegossenen Prüfkörper (Vergussmaterial: Corkelast[®] VA 60 der Firma Edilon) aus dem Temperaturversuch verwendet (siehe 3.2). Zum Zeitpunkt des Vergießens waren sowohl die Schienen als auch die Betontröge sauber und fettfrei, weshalb von einem vollen Verbund zwischen dem Verguss und der Schiene bzw. dem Betontrog zu Beginn des Versuches ausgegangen werden kann.

Versuchsdurchführung

Die statischen Federkennlinien unter vertikaler Last wurden unter einer quasistatischen Lastaufbringung bis 40 kN ermittelt. Bei jedem der drei Prüfkörper (Länge jeweils 400 mm; Abb. 3.2) wurde die statische Federkennlinie unter vollem Verbund (A), einseitig gelöstem Verbund (B) und beidseitig gelöstem Verbund (C) aufgezeichnet (Abb. 4.4).

Die Prüfkraft wurde über einen Druckzylinder in der Mitte der Schiene eingeleitet (Abb. 4.5). Die rechnerische Durchbiegung der Schiene wurde nach der Theorie von Müllersdorf für kurze, elastisch gebettete Balken [Müllersdorf, 1963] ermittelt und ist vernachlässigbar klein. Die Einsenkung wurde von zwei Induktivwegaufnehmern an den beiden Schienenenden gemessen. Die Einsenkung wurde als Mittelwert der beiden Messwerte berechnet.

Alle Federkennlinien wurden bei Raumtemperatur ermittelt. Die Prüflast von 40 kN wurde mit einer Geschwindigkeit von 2 kN/s (quasistatisch) aufgebracht. Die Entlastung erfolgte ebenfalls mit einer Geschwindigkeit von 2 kN/s. Diese Be- und Entlastung wurde zweimal wiederholt. Bei der dritten Be- und Entlastung wurde ein Kraft – Einsenkungs - Diagramm aufgezeichnet. Abb. 4.6 zeigt exemplarisch die Federkennlinie des Prüfkörpers UIC 60 bei vollem Verbund.



Abb. 4.5: Versuchseinrichtung

Aus dem Kraft – Einsenkungs – Diagramm wird zwischen der Oberlast und der Unterlast die Federziffer ermittelt. Um verfälschende Einflüsse der Extrembereiche zu vermeiden, wird die Federziffer zwischen 1 kN und 39 kN ($\Delta F = 38 \text{ kN}$) bestimmt. Die Federziffer berechnet sich zu:

$$c = \frac{\Delta F}{\Delta x} \left[\frac{\text{kN}}{\text{mm}} \right]$$

Kraftunterschied ΔF [kN]
 Wegunterschied Δx [mm]

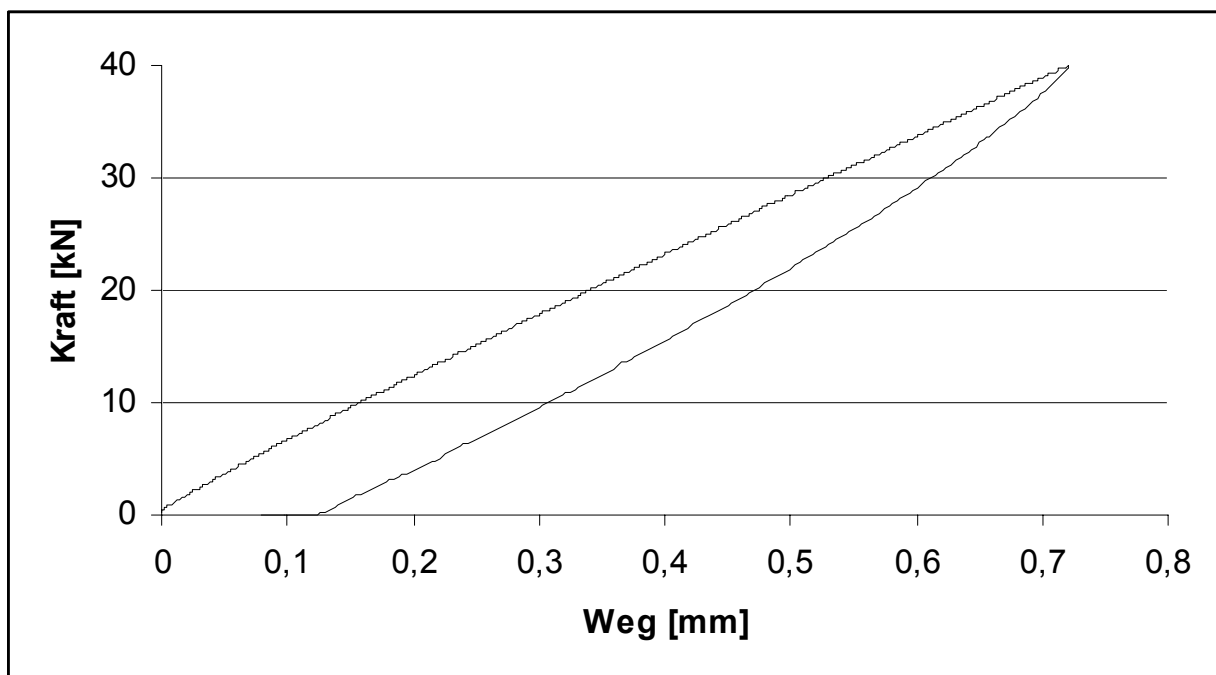


Abb. 4.6: Kraft-Einsenkungs-Diagramm UIC 60 voller Verbund (Prüfkörperlänge 400 mm)

Anschließend wurde auf der Schieneninnenseite der Verbund zwischen Verguss und Betontrog gelöst. Dazu wurde ein Schnitt durch das Vergussmaterial über die gesamte Höhe geführt (Abb. 4.7). Beim Prüfkörper mit dem einseitig gelösten Verbund wurde die Federkennlinie analog dem oben erläuterten Vorgehen ermittelt.

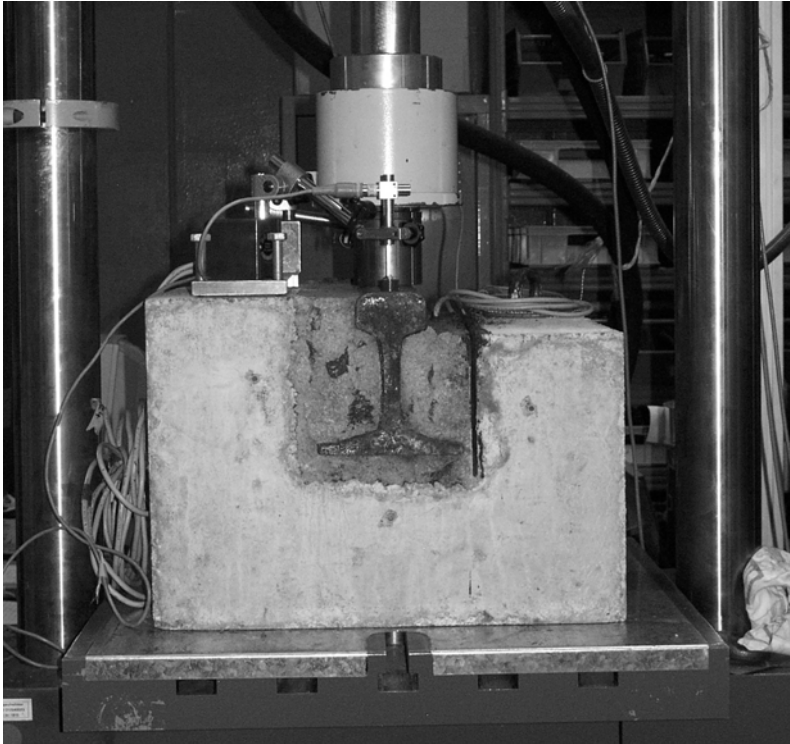


Abb.4.7: Einseitig (rechts) gelöster Verbund

Mit einem zweiten Schnitt wird der Verbund auch an der Schienenaußenseite zwischen dem Verguss und dem Beton gelöst (Abb. 4.8) und im Anschluss wiederum die Federkennlinie ermittelt.

Unter der gleichen Last variiert die Länge der Einflusslinie je nach der Federsteifigkeit des Oberbaus. Die Federsteifigkeit eines kontinuierlich eingegossenen Oberbaus hängt allerdings vom Verbund und von der Federkennlinie des Vergussmaterials ab. Diese Federkennlinie kann bei elastomeren Vergussmaterialien lastabhängig sein und macht im Labor eine Anpassung der Prüfkraft an die jeweilige Federsteifigkeit des Prüfkörpers notwendig. Da aber alle gemessenen Federkennlinien einen nahezu linearen Verlauf haben, kann zur Ermittlung der Federziffer immer der gleiche Lastbereich (zwischen 1 kN und 39 kN) herangezogen werden.

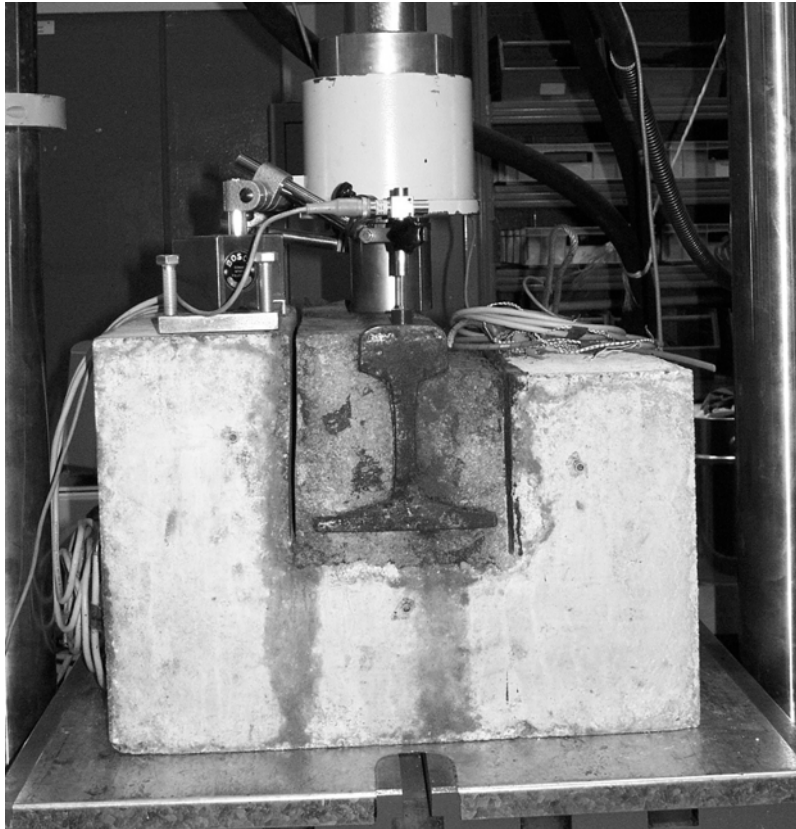


Abb. 4.8: Beidseitig gelöster Verbund

Versuchsergebnis

In Tab. 4.3 sind die Federziffern der einzelnen Prüfkörper bei den unterschiedlichen Verbundzuständen dargestellt.

Verbundzustand		SA 42		UIC 60		Ri 60	
		Federziffer [kN/mm]	Federzifferanteil bezogen auf Zustand A	Federziffer [kN/mm]	Federzifferanteil bezogen auf Zustand A	Federziffer [kN/mm]	Federzifferanteil bezogen auf Zustand A
A	voller Verbund	26,8	100%	54,8	100%	73,3	100%
B	einseitig gelöst	16,8	63 %	37,4	68 %	41,7	57 %
C	beidseitig gelöst	11,2	42 %	30,1	55 %	34,1	47 %

Tab. 4.3: Federziffern der einzelnen Prüfkörper (SA 42, UIC 60, Ri 60) bei vollem (A), einseitig gelöstem (B) und beidseitig gelöstem Verbund (C)

Es ist ersichtlich, dass die zunehmende seitliche Verbundlösung einen deutlichen Verlust an Federsteifigkeit zur Folge hat. Dabei ist der Steifigkeitsverlust vom Zustand A (voller Verbund) zu Zustand B (einseitig gelöster Verbund) deutlich größer als zwischen Zustand B und Zustand C (beiseitig gelöster Verbund). Nach dem ersten Schnitt (Zustand B) kann sich das Vergussmaterial auf der Troginnenseite frei verformen. Dort ist eine Querdehnung möglich und die Steifigkeit des Vergussmaterials ist daher herabgesetzt. Die Schiene wird soweit möglich zum Ort des geringsten Zwangs ausweichen. Es ist daher eine Schrägstellung der Schiene zu erwarten. Im Laborversuch wurde die Horizontalbewegung nicht gemessen. Beim zweiten Verbundlösungsschritt herrschen wieder symmetrische Randbedingungen. Die Entspannung durch den zweiten Schnitt hat einen geringeren Einfluss auf die Federziffer der Prüfkörper als der erste. Ein Vergleich der im Labor gemessenen Federziffern mit den mittels Ersatzfedermodell berechneten Bettungsmoduln (4.1.4) wird in 4.4 vorgenommen.

4.2.2 Ermittlung des Schubmoduls des Vergussmaterials

Für die Ermittlung des Schubmoduls wurden aus der Rückstellprobe des Vergussmaterials zwei Prüfkörper mit den Abmessungen 178 mm x 138 mm x 41 mm geschnitten.

Versuchsdurchführung

Der Versuch wurde gemäß der DIN 4141 Teil 140 zur Ermittlung des Schubmoduls an Elastomerlagern durchgeführt. Die zwei Prüfkörper (Abmessungen: 178 mm x 138 mm x 41 mm) werden zwischen ein oberes und ein unteres festes Auflager gelegt (Abb. 4.9), auf die eine konstante vertikale Last F_z von 20 kN (bedingt durch die Versuchsanordnung) einwirkt. Auf eine Stahlplatte zwischen den beiden Prüfkörpern wird eine horizontal wirkende Prüflast aufgebracht. Bei der dritten Belastung wird das Schubspannungs-Schubverformungs-Diagramm aufgezeichnet.

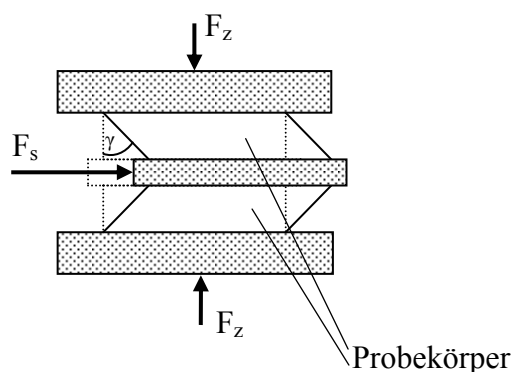


Abb. 4.9: Versuchsanordnung zur Ermittlung des Schubmoduls

Versuchsergebnis

Das Schubspannungs-Schubverformungs-Diagramm (Abb. 4.10) zeigt bei kleinen Verformungen ein näherungsweise lineares Verhalten.

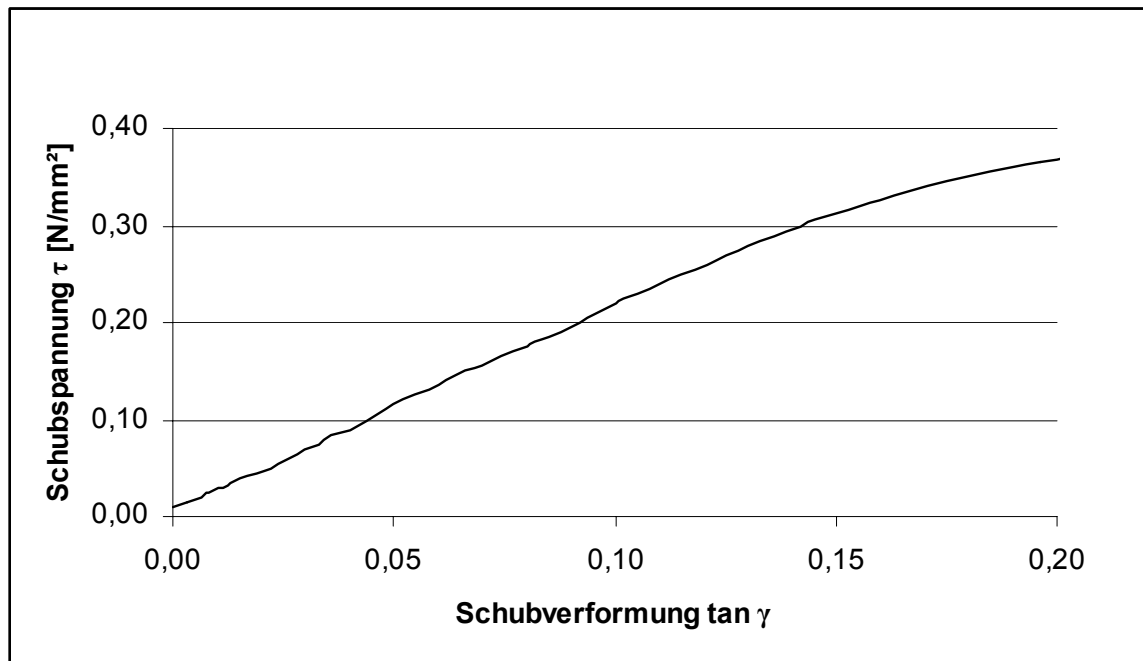


Abb. 4.10 : Schubspannungs-Schubverformungs-Diagramm

Entsprechend der oben genannten Versuchsanordnung ergibt sich der Schubmodul G zu:

$$G = \frac{\Delta \tau}{\Delta \tan \gamma} = \frac{0,30 - 0,05}{0,14 - 0,02} = 2,1 \frac{N}{mm^2} \quad (4-17)$$

4.2.3 Ermittlung des E-Moduls des Vergussmaterials

Aus der Rückstellprobe wurden je zwei Proben (Abmessungen 80 mm x 200 mm) mit unterschiedlichen Dicken (11 mm, 22 mm, 32 mm) herausgeschnitten. An diesen Proben wurden die statischen Federkennlinien ermittelt. Dabei wurde eine Versuchsreihe mit Proben der Fläche 80 mm x 200 mm und eine zweite Versuchsreihe mit jeweils zwei nebeneinander liegenden Proben (Fläche 160 mm x 200 mm) durchgeführt. Zusätzlich wurde die statische Federkennlinie an einer der Proben (Abmessungen 178 mm x 138 mm x 41 mm), die für den Schubmodulversuch verwendet wurden, ermittelt.

Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden mit einer servo-hydraulischen Hydropuls-Prüfmaschine durchgeführt (Abb. 4.11). Die Proben werden zwischen zwei planparallele Platten gelegt. Die auf die Probe aufgebrachte Kraft wird mit einer Druckmessdose gemessen. Die erzeugte Einfederung, entsprechend dem Abstand der beiden planparallelen Platten während der Versuche, wird mit einem Induktivwegaufnehmer aufgezeichnet. Alle Versuchsphasen wurden bei Raumtemperatur durchgeführt.

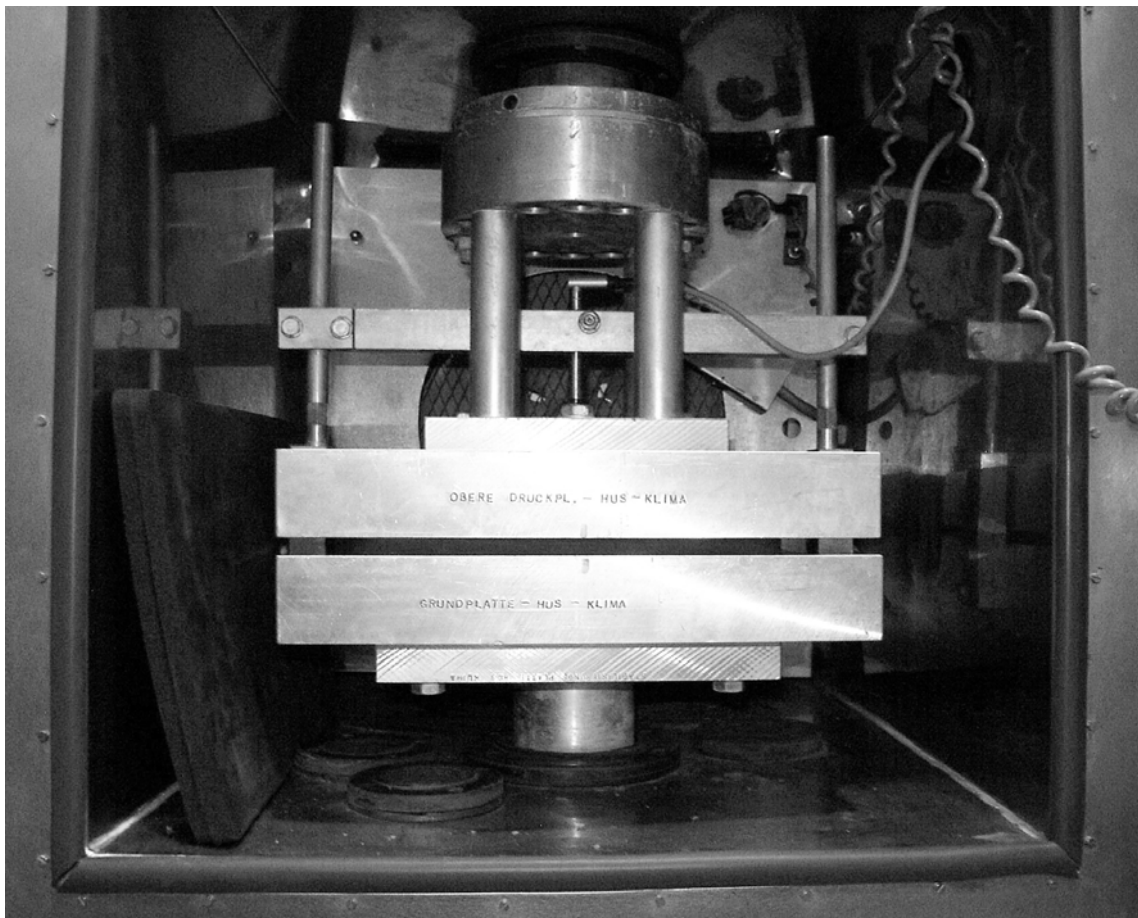


Abb. 4.11: Versuchseinrichtung

Bei der Ermittlung der statischen Federkennlinien wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 kN/s eine Last von 25 kN (Probenfläche 80 mm x 200 mm) bzw. 45 kN (Probenfläche 160 mm x 200 mm) aufgebracht. Bezogen auf eine Stützpunktfäche von 150 mm x 600 mm (UIC 60 mit einem Stützpunktabstand von 600 mm) entsprechen die Prüflasten sehr hohen Radlasten von 230 kN bis 300 kN. Die Entlastung erfolgte mit der gleichen Geschwindigkeit. Die Be- und Entlastung wurde zweimal wiederholt. Die dritte Be- und Entlastung wurde in einem Kraft-Verformungs-Diagramm aufgezeichnet. Auf die Probe, an der der Schubmodul ermittelt wurde, wurde eine Last von 25 kN aufgebracht. In Abb. 4.12 wird exemplarisch die Federkennlinie der Probe mit den Abmessungen 80 mm x 200 mm x 22 mm wiedergegeben.

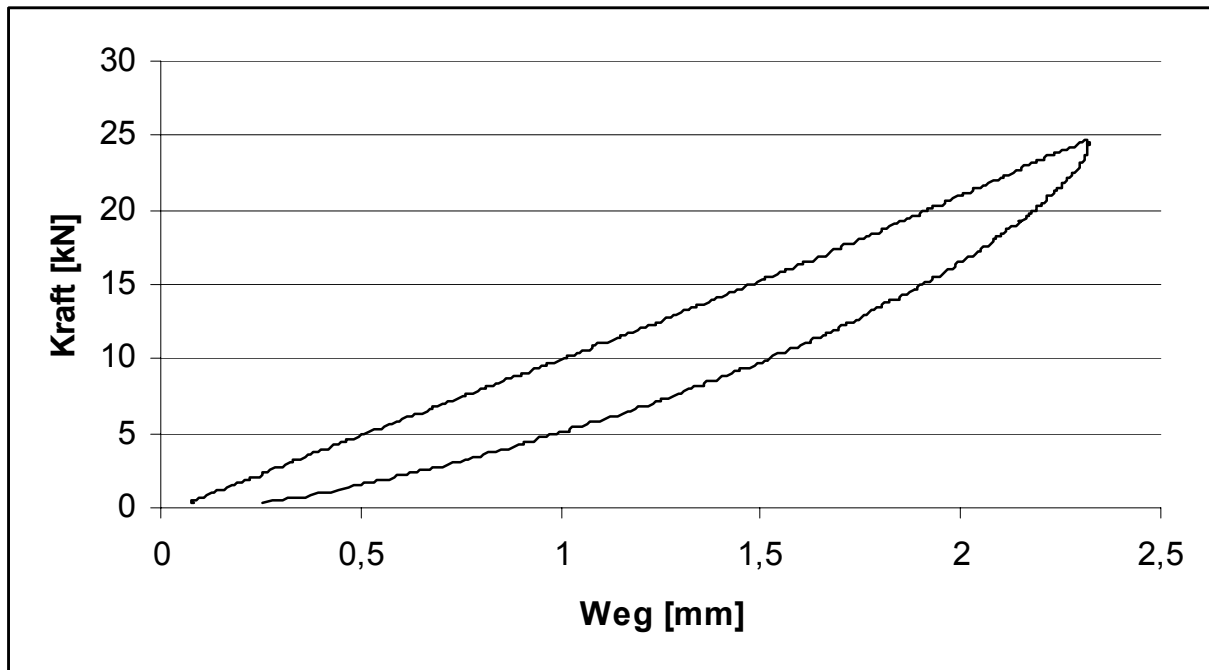


Abb. 4.12: Federkennlinie einer Vergussprobe (80 mm x 200 mm x 22 mm)

Versuchsergebnis

Die statischen Federkennlinien zeigen einen annähernd linearen Verlauf. Die Ermittlung der Federziffer erfolgte im Bereich der Federkennlinie zwischen 2 kN und 20 kN bzw. zwischen 4 und 40 kN. Eine Zusammenfassung der statischen Federziffern ist in Tab. 4.4 gegeben.

Auf Grund des nahezu linearen Verlaufs der statischen Federkennlinien lässt sich überschlägig ein E-Modul des Vergussmaterials berechnen.

$$E = \frac{c \cdot 1000}{a \cdot b} \cdot h \quad (4-18)$$

mit $E = E - \text{Modul} \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 $c = \text{Federziffer} \text{ [kN/mm]}$
 $a, b = \text{seitliche Abmessung der Probe} \text{ [mm]}$
 $h = \text{Höhe der Probe} \text{ [mm]}$

Die errechneten E-Moduln sind in Tab. 4.4 aufgeführt. Der E-Modul ist eine von den Abmessungen unabhängige Materialeigenschaft. Der durchschnittliche E-Modul aller geprüften Proben beträgt 13,3 N/mm².

	Probenabmessungen							
	Fläche der Probe	80 mm x 200 mm			160 mm x 200 mm			178 mm x 138 mm
	Dicke der Probe	11 mm	22 mm	32 mm	11 mm	22 mm	32 mm	41 mm
Federziffer [kN/mm] der einzelnen Proben		18,0	10,7	5,8	36,0	19,0	14,7	8,4
Federziffer [kN/mm] bezogen auf eine Schienenfußbreite von 150 mm (UIC 60) und eine Schienenlänge von 600 mm		101,3	60,2	32,6	101,3	53,4	41,3	30,8
E-Modul [N/mm²]		12,4	14,7	11,6	12,4	13,1	14,7	14,0

Tab. 4.4: Vertikale, statische Federziffern der Vergussmaterialproben und daraus ermittelter E-Modul

Bei der Bemessung von Elastomerlagern wird der so genannte ideale Elastizitätsmodul aus dem Schubmodul ermittelt [Eggert, 1995]. Er ist keine Materialkonstante, sondern gibt die probenspezifische vertikale Federsteifigkeit wieder. Die ideale Elastizität der beim Schubmodulversuch verwendeten Probe errechnet sich zu:

$$E = 3 \cdot G \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^2 \cdot \eta = 3 \cdot 2,1 \cdot \left(\frac{138}{41}\right)^2 \cdot 0,17 = 12,1 \frac{N}{mm^2} \quad (4-19)$$

mit E_i = ideeller Elastizitätsmodul [N/mm²]

G = Schubmodul [N/mm²]

a = kürzere Seitenlänge der Probe [mm]

h = Höhe der Probe [mm]

η = Faktor abhängig von den Abmessungen der Probe; $\eta = 0,17$

Wird die statische Federkennlinie der Probe, an der der Schubmodul ermittelt wurde, ausgewertet, ergibt sich eine Federziffer von 8,4 kN/mm, was einem E-Modul von 14,0 N/mm² entspricht (Tab. 4.4). Der über die statische Federkennlinie ermittelte E-Modul und der über den Schubmodul errechnete E-Modul (12,1 N/mm²) stimmen näherungsweise überein.

Für die theoretischen Untersuchungen wird ein E-Modul von 13,0 N/mm² angenommen.

4.3 Theoretische Untersuchungen zum Verformungsverhalten mit der Methode der Finiten Elemente

Die im Laborversuch verwendeten Prüfkörper wurden mit dem Finite Elemente Programm ANSYS modelliert und ihr Verformungsverhalten und Spannungsverhalten berechnet. Des Weiteren wurden Berechnungen zur sukzessiven Verbundlösung durchgeführt.

4.3.1 Methode der Finiten Elemente

Bei der Verformungs- und Spannungsberechnung mit der Methode der Finiten Elemente wird ein Bauteil in eine endliche Anzahl von Teilgebieten (Elemente) zerlegt, die über Knoten miteinander verbunden sind. Für jeden Knoten werden sechs Freiheitsgrade eingeführt (Verschiebungen in die drei Koordinatenrichtungen und Verdrehungen um die drei Koordinatenachsen). Bei einer strukturmechanischen Berechnung werden an den Knoten Kräfte und Verformungen zwischen den Elementen übertragen. Mit Hilfe des Weggrößenverfahrens wird das strukturmechanische Verhalten des gesamten Bauteils näherungsweise beschrieben.

Jedem Element ist eine Steifigkeitsmatrix zugewiesen, die die Materialdaten und Geometriedaten der Elemente beinhaltet. Alle Steifigkeitsmatrizen der Elemente sind in einer Gesamtsteifigkeitsmatrix zusammengefasst. Der Lastvektor beinhaltet die einwirkenden Lasten sowie die Randbedingungen (Festhaltungen), die auf das Bauteil einwirken. Aus dem Gleichungssystem der Gesamtsteifigkeitsmatrize und des Lastvektors werden die Verformungen und Kräfte an den einzelnen Knoten ermittelt.

4.3.2 Modellierung der Prüfkörper

Die Anwendung des Programms ANSYS setzt sich zur Lösung einer Finite Elemente Berechnung aus drei Arbeitsschritten zusammen. Als erstes wird im „preprocessing“ ein geometrisches Abbild der zu untersuchenden Struktur mit allen Materialeigenschaften definiert. Im zweiten Schritt („solution“) erfolgt die Definition der Randbedingungen und die Lasteneingabe, anschließend wird die Berechnung der Verformungen und Spannungen durchgeführt. Im „postprocessing“ erfolgt die Darstellung der Ergebnisse. Vor dem ersten Arbeitsschritt, dem „preprocessing“, muss der Anwender die physikalischen und technischen Gegebenheiten in ein zutreffendes rechnerisches Modell umsetzen. Es findet eine Vereinfachung und Idealisierung des realen Prüfkörpers statt [Groth, 2001].

Idealisierung

Auf Grund der begrenzten Anzahl von Elementen, die mit einem Finite Elemente Programm mit vertretbarem Zeitaufwand gerechnet werden können, sollte das zu berechnende Modell so einfach wie möglich gestaltet werden. Insbesondere bei komplizierten Geometrien oder komplexen Materialgesetzen der realen Struktur müssen beim zu berechnenden Modell idealisierte Annahmen getroffen werden. Vor der Modellierung müssen die Elementtypen (Volumenelement, Schalenelement, linienförmiges Element etc.) mit ihren unterschiedlichen Eigenschaften festgelegt werden. So können eine Platte mit nur zweidimensionalen Elementen modelliert werden oder nichtlineare Materialeigenschaften mit dreidimensionalen Elementen, die eine Definition von verformungsabhängigen bzw. temperaturabhängigen Materialgesetzen zulassen.

Bei der Untersuchung des Verformungsverhaltens der Prüfkörper sollte die Geometrie der Schienen nicht vereinfacht werden, da gerade der geometrische Unterschied der einzelnen Schienenprofile einen Einfluss auf die Federziffer des Prüfkörpers hat. Die sich aus der Schienengeometrie und den Betontrogabmessungen ergebende Geometrie des Vergusses wurde ebenfalls mit dreidimensionalen Elementen nachgebildet. Der Betontrog kann auf Grund seiner hohen Steifigkeit gegenüber dem Vergussmaterial durch unverschiebliche Festhaltungen simuliert werden. Das Lösen des seitlichen Verbundes wird durch eine Wegnahme von Festhaltungen simuliert.

Preprocessing

Der Querschnitt der Prüfkörper wurde von einem CAD Programm übernommen. Durch Extrudieren des Querschnitts wurden zwei Volumenkörper, Schiene und Verguss, erzeugt (Abb. 4.13) und die jeweils passenden Elementtypen und Materialdaten zugeordnet. Bei den Elementtypen wurden dreidimensionale, strukturmechanische Elemente mit einem linearelastischen Verhalten gewählt. Der Schiene wurde ein E-Modul von 210000 N/mm² (Querdehnzahl 0,3) und dem Verguss ein E-Modul von 13 N/mm² (Querdehnzahl 0,3) (4.2.3) zugewiesen.

Das Vernetzen der Volumenkörper erfolgt in zwei Schritten. Als erstes wird die Stirnseite des Prüfkörpers zweidimensional vernetzt. Dieses Netz wird dann entlang der Schienenachse extrudiert und in gleiche Abschnitte unterteilt (Abb. 4.14). Bei dreidimensionalen Elementen wird ein ausgewogenes Verhältnis der Kantenlängen eines Elementes angestrebt. An der Materialgrenze teilen sich die angrenzenden Elemente die Knoten, d.h. es wird ein vollständiger Verbund zwischen Schiene und Vergussmaterial simuliert.

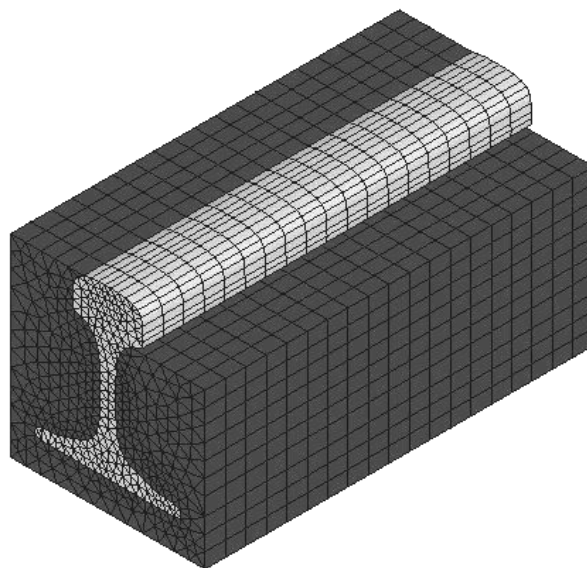
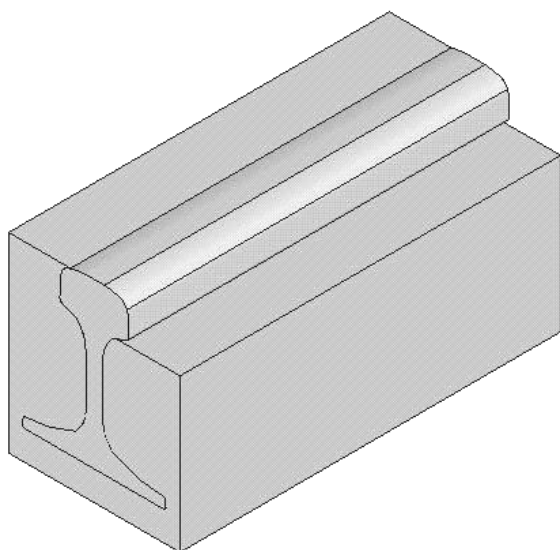


Abb. 4.13: Dreidimensionaler Volumenkörper Abb. 4.14: vernetzter Volumenkörper

Solution

Um den vollen Verbund zwischen dem Vergussmaterial und dem Betontrog zu simulieren, werden an den seitlichen Flächen und an der Unterseite des Vergussmaterials Festhaltungen angebracht, die in alle drei Richtungen nicht verschieblich sind (Abb. 4.15). Die Stirnflächen bleiben frei verformbar. Die Last von 40 kN wird als Einzellast in der Mitte der Schiene in vertikaler Richtung aufgebracht. Danach erfolgt die Berechnung des Systems.

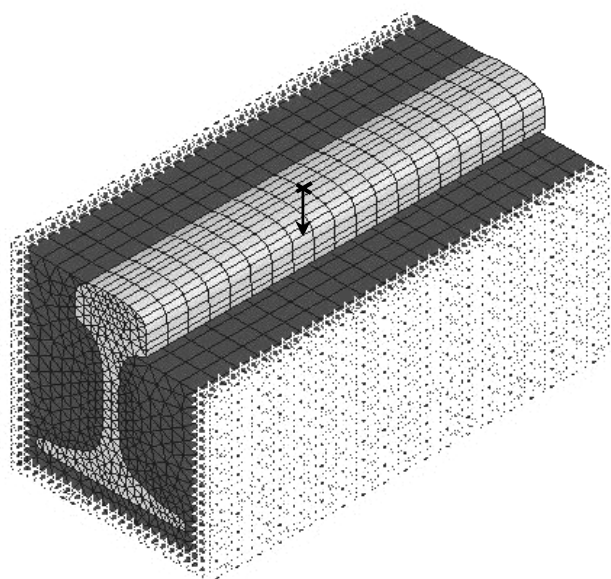


Abb. 4.15: Vernetzter Volumenkörper mit Last und Randbedingungen (Lastangriffspunkt in Schienenkopfmittle)

Um den einseitig bzw. beidseitig gelösten Verbundzustand zu modellieren (Abb. 4.16), werden die jeweiligen Festhaltungen der Seitenflächen entfernt. Damit können sich die Seitenflächen frei verformen. Dies entspricht auch dem Laborversuch, da der Schnitt zur Verbundlösung am Rand des Vergussmaterials ca. 5 mm breit war und somit eine freie seitliche Verformung gewährleistet hat. Für jeden Verbundzustand erfolgt eine getrennte Berechnung.

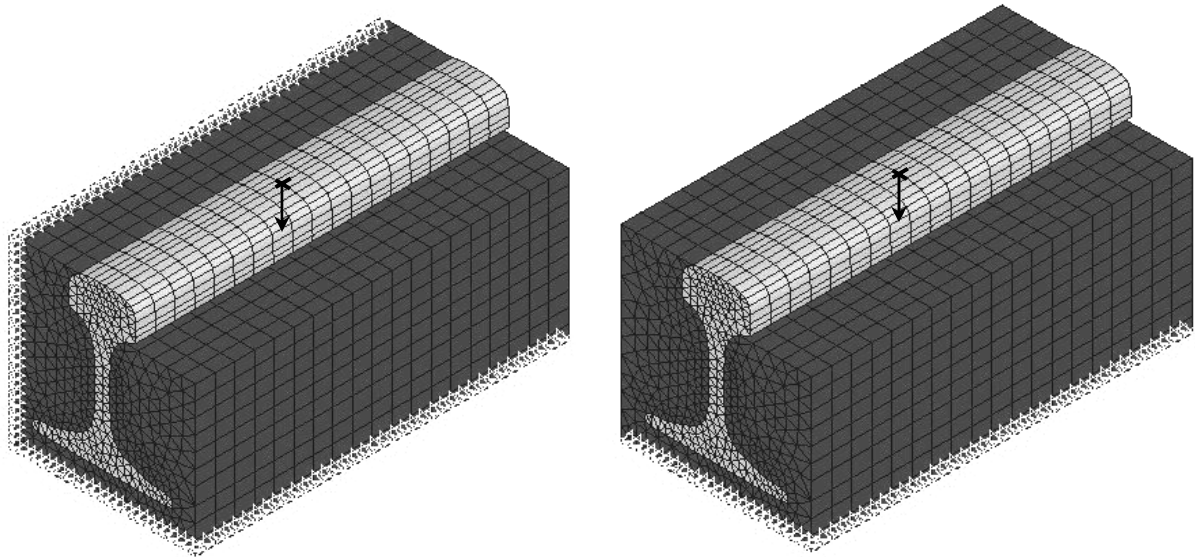


Abb. 4.16: Einseitig und beidseitig gelöster Verbund (Lastangriffspunkte in Schienenkopfmittle)

Postprocessing

Die Darstellung der Verformungen und Spannungen kann graphisch oder anhand von Listen ausgegeben werden. Dabei können eine Vielzahl einzelner Verformungsanteile und Spannungsanteile separat dargestellt werden. Die graphische Darstellung kann für jeden beliebigen Schnitt durch den Prüfkörper erfolgen.

4.3.3 Ergebnis der Finiten Elemente Berechnung der Prüfkörper

Exemplarisch werden die Einsenkungen und die Spannungen für den Prüfkörper UIC 60 dargestellt.

Einsenkung

Zur graphischen Ausgabe der Ergebnisse wird ein Schnitt durch die Lastebene gelegt (Abb. 4.17). Das Bild der vertikalen Verformung zeigt eine gleichmäßige Einsenkung über die gesamte Länge des Prüfkörpers. Während die Bereiche unterhalb des Schienenfußes und neben dem Schienensteg eine gleichmäßige Verteilung der Vertikalbewegung zeigen, konzentrieren sich seitlich neben dem Schienenfuß die Linien gleicher Einsenkungswerte. Bei der vertikalen Belastung unterliegt das Vergussmaterial an dieser Stelle der stärksten Schubverformung im Querschnitt.

Durch die Einzellast in der Mitte der Schiene kommt es zu keiner maßgebenden Durchbiegung der Schiene. Die maximale Durchbiegung tritt auf Grund des geringen Trägheitsmomentes beim Schienenprofil SA 42 auf und beträgt 0,04 mm. Die Vernachlässigung der Durchbiegung beim Laborversuch nach dem Verfahren von Müllersdorf (kurzer elastisch gebetteter Balken) wird somit durch die Berechnung nach der Methode der Finiten Elemente bestätigt (siehe 4.2.1).

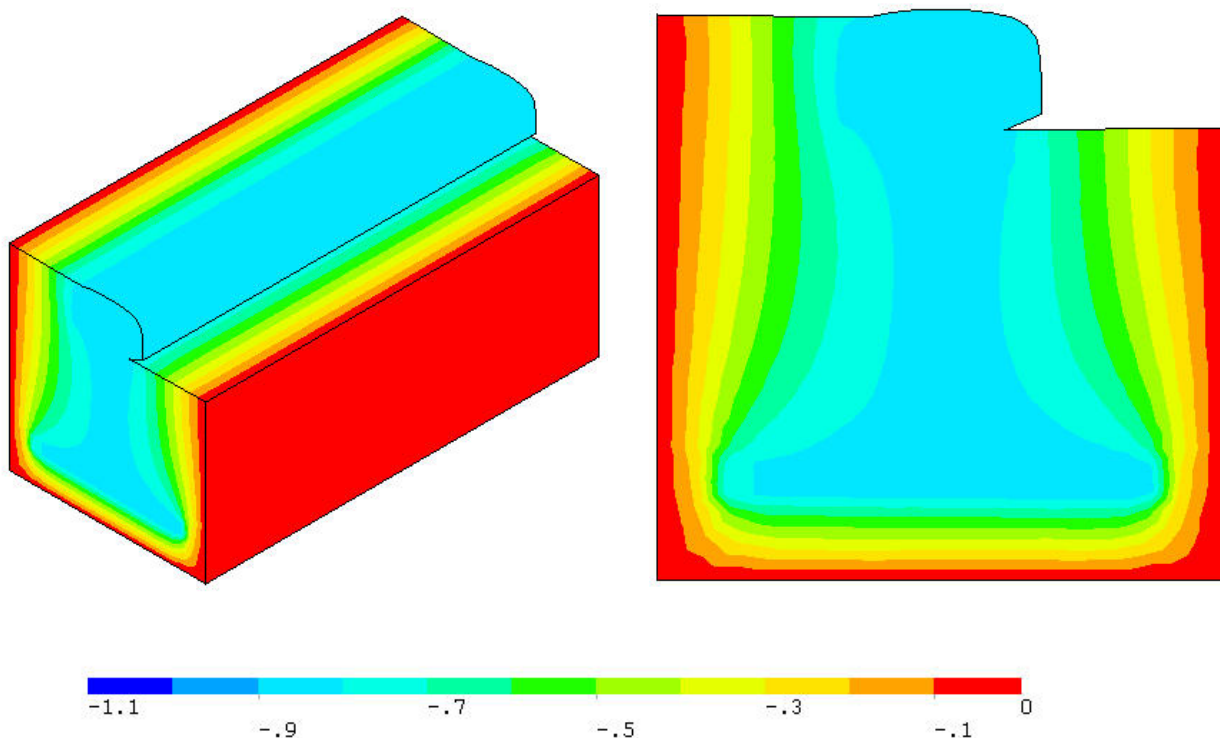


Abb. 4.17: Vertikale Verformung [mm] bei vollem Verbund (Zustand A); isometrische Darstellung und Darstellung mit Schnitt durch die Lastebene

Bei einseitiger bzw. beidseitiger Verbundlösung kann sich das Vergussmaterial seitlich frei verformen (Abb. 4.18, 4.19). Dementsprechend ergeben sich unter der gleichen Last höhere Einsenkungen.

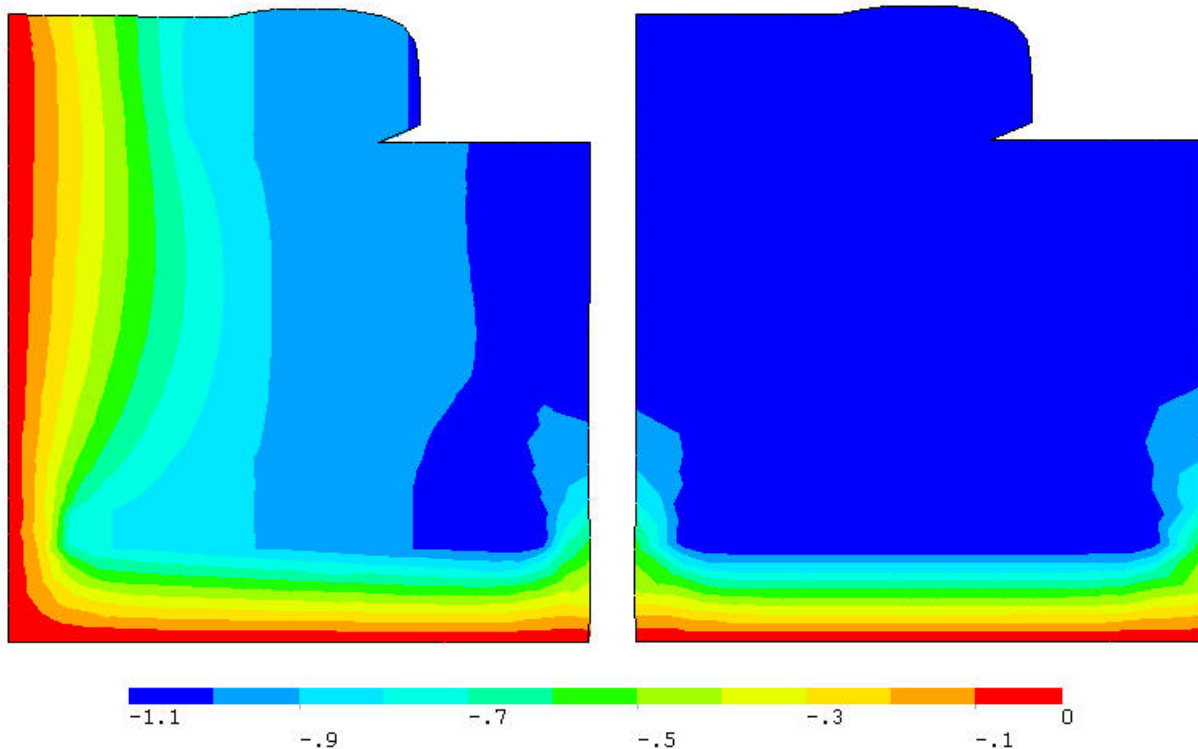


Abb. 4.18: Vertikale Verformung [mm],
einseitig gelöster Verbund (Zustand B)

Abb. 4.19: Vertikale Verformung [mm],
beidseitig gelöster Verbund (Zustand C)

Beim einseitig gelösten Verbund zwischen dem Vergussmaterial und dem Betontrog kommt es zu einer leichten Schrägstellung der Schiene. Der Verguss kann sich auf der rechten Seite seitlich frei verformen, auf Grund der möglichen Querdehnung sind die vertikalen Verformungen dort größer.

Die Federziffern der einzelnen Prüfkörper und Verbundzustände errechnen sich aus der Einsenkung y folgendermaßen:

$$c = \frac{F}{y} \left[\frac{\text{kN}}{\text{mm}} \right] \quad (4-20)$$

mit Last $F = 40 \text{ kN}$
vertikale Einsenkung der Schiene y [mm]

In Tab. 4.5 sind die Federziffern der drei Prüfkörper (SA 42, UIC 60, Ri 60) für die unterschiedlichen Verbundzustände dargestellt.

Der Verguss auf der Troginnenseite ist bei den Prüfkörpern der SA 42 und der UIC 60 auf Grund des Radsatzlaufes niedriger als an der Trogaußenseite. Der jeweilige Steifigkeitsverlust beim ersten Schritt der Verbundlösung (Zustand A nach Zustand B) ist aber bei beiden

Schienen in etwa genauso groß wie beim zweiten Schritt der Verbundlösung (von Zustand B nach Zustand C). Bei der Ri 60 hingegen sind beide Trogseiten gleich hoch. Hier ist der Steifigkeitsverlust des ersten Schritts deutlich größer als beim zweiten Schritt. Bei allen drei Prüfkörpern lässt sich also beim Zustand B (einseitig gelöster Verbund) ein überdurchschnittlicher Verlust an Steifigkeit bezogen auf die gelöste Fläche feststellen. Durch die freie (einseitige) seitliche Verformung im Zustand B ist die Steifigkeit des Vergussmaterials herabgesetzt und die Schiene erfährt eine Schrägstellung.

Verbundzustand		SA 42		UIC 60		Ri 60	
		Federziffer [kN/mm]	Steifigkeitsanteil bezogen auf Zustand A	Federziffer [kN/mm]	Steifigkeitsanteil bezogen auf Zustand A	Federziffer [kN/mm]	Steifigkeitsanteil bezogen auf Zustand A
A	voller Verbund	28,5	100%	49,4	100%	57,1	100%
B	einseitig gelöst	23,4	82%	42,1	85 %	45,5	80 %
C	beidseitig gelöst	19,0	67 %	34,8	71 %	38,1	67 %

Tab. 4.5: Federziffern der Prüfkörper bei vollem Verbund (A), einseitig gelöstem Verbund (B) und beidseitig gelösten Verbund (C).

Die Ergebnisse der Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente werden mit den im Labor gemessenen Federziffern (4.2.1) und den mittels Ersatzfedermodell berechneten Bettungsmoduln (4.1.4) in 4.4 verglichen.

Vertikale Druck- und Zugspannungen

In Abb. 4.20 sind die vertikalen Zug- und Druckspannungen in der Lasteinleitungsebene bei vollem Verbund (Zustand A) des Prüfkörpers UIC 60 dargestellt. Unterhalb des Schienenfußes bildet sich eine Druckzone aus, die sich bis zu den Trogflanken ausdehnt. Es kommt zu einer lastverteilenden Wirkung des Vergussmaterials. Auch unterhalb des Schienenkopfes bildet sich eine kleine Druckzone aus, deren Druckspannungen aber deutlich geringer sind als unter dem Schienenfuß. Die Nullspannungslinie läuft auf der Höhe des Schienenfußes. An der Schienenfußoberseite kommt es zu Zugspannungen. Die Zugspannungen nehmen mit wachsendem Abstand von der Trogwand überproportional ab. Diese Abnahme der vertikalen

Zugspannungen stimmt sehr gut mit dem Bettungsmodulverlauf an der Schienenfußoberseite beim Ersatzfedermodell überein (Abb. 4.2).

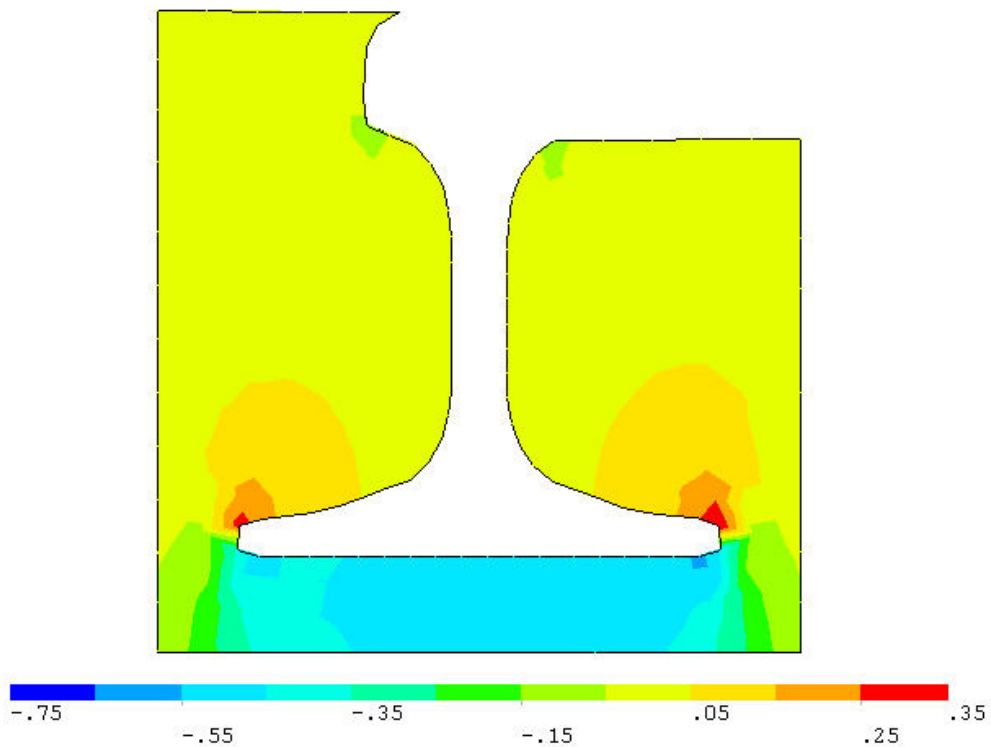


Abb. 4.20: Vertikale Druck- und Zugspannungen [N/mm²] voller Verbund (Zustand A)

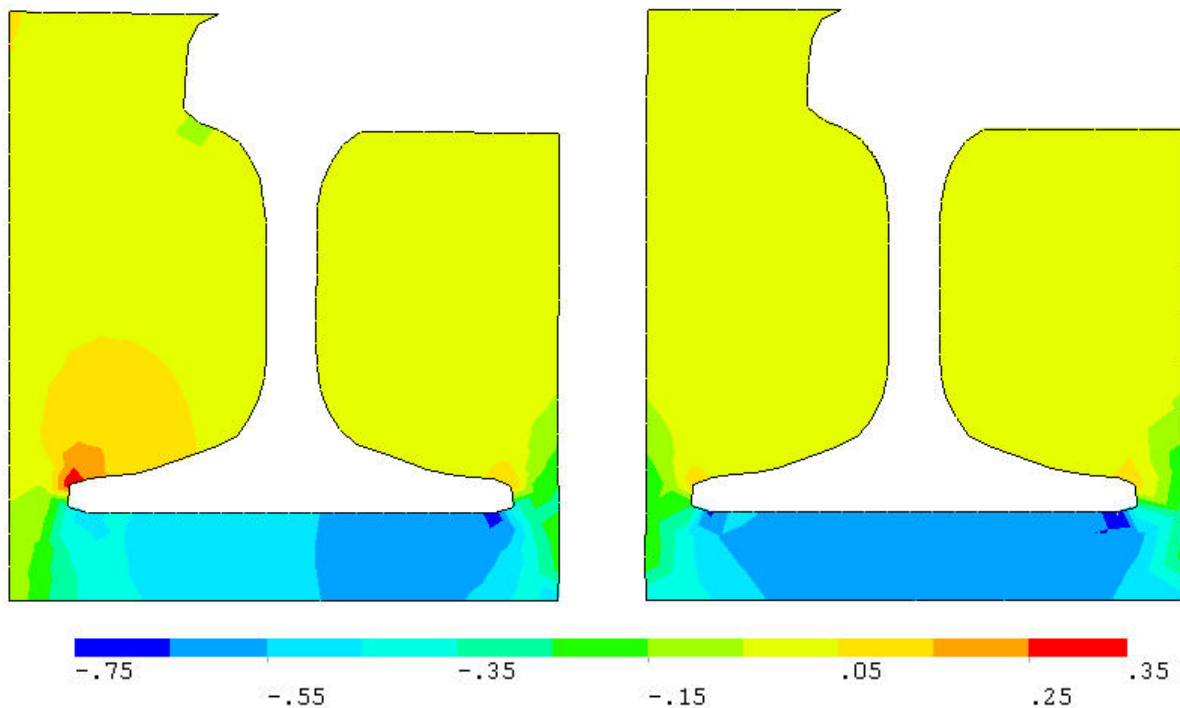


Abb. 4.21: Vertikale Druck- und Zugspannungen [N/mm²], einseitig gelöster Verbund rechts (Zustand B)

Abb. 4.22: Vertikale Druck- und Zugspannungen [N/mm²], beidseitig gelöster Verbund (Zustand C)

Bei der Finite Elemente Berechnung ergibt sich für den Zustand A unter der Einzellast von 40 kN eine Einsenkung von $y = 0,83$ mm. Für den Bereich unter der Schiene werden Druckspannungen von im Mittel $0,45$ N/mm² errechnet. Der beim Ersatzfedermodell für den Bereich unter der Schiene angesetzte Bettungsmodul C_{d1} beträgt $0,448$ N/mm³. Bei einer Einsenkung von $0,83$ mm ergibt sich damit eine rechnerische Druckspannung von $0,37$ N/mm². Die durch das Ersatzfedermodell ermittelten Druckspannungen sind etwas kleiner als die mittels der Methode der Finiten Elemente errechneten Spannungen.

Wird der Verbund auf einer Seite gelöst (Abb. 4.21), kommt es dort zu einer freien Verformung. Die Schiene neigt sich leicht zur gelösten Seite hin. Unter dem Schienenfuß werden entsprechend der Schienenschrägstellung auf der frei verformbaren Seite größere Druckspannungen hervorgerufen. Die auf der nicht gelösten Seite aktivierten Zugspannungen haben die gleiche Größenordnung wie im nicht gelösten Zustand.

Beim beidseitig gelösten Prüfkörper (Abb. 4.22) wirken nur noch Druckspannungen im Bereich unterhalb des Schienenfußes. Da das Vergussmaterial unter dem Schienenfuß die ganze Lastabtragung zu übernehmen hat, sind auch die Druckspannungen größer als im Zustand voller Verbund. Auch bei fehlender seitlicher Behinderung durch die Trogwände kommt es zu einer lastverteilenden Wirkung im Verguss. Die durch das Ersatzfedermodell ermittelte Druckspannung unter dem Schienenfuß beträgt im beidseitig gelösten Zustand $0,51$ N/mm². Mit der Methode der Finiten Elemente wurde eine Druckspannung von im Mittel $0,6$ N/mm² errechnet. Auch hier bleibt das Ersatzfedermodell unter dem Wert der Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente.

Schubspannungen

Bei einer vertikalen Belastung der kontinuierlich eingegossenen Schiene entstehen im Verguss seitlich am Schienenfuß sehr konzentrierte Schubspannungen (Abb. 4.23), die mit zunehmendem Abstand zum Schienenfuß überproportional abgebaut werden. Die Größenordnung dieser Schubspannungen liegt bei allen drei Schienenprofilen in etwa bei den maximal aktivierten Zugspannungen. Die im Ersatzfedermodell angenommenen Zugfedern, die seitlich am Schienenfuß angreifen, geben also die richtige Größenordnung des Anteils am Gesamtbettungsmodul wieder. Der im Ersatzfedermodell ermittelte Bettungsmodul C_{z2} , der an der Schienenfußseite hervorgerufen wird, beträgt $0,325$ N/mm³ (4.1.2). Bei einer Einsenkung von $y = 0,83$ mm ergibt sich eine rechnerische Spannung an der Schienenfußseite von $C_{z2} \cdot y = 0,27$ N/mm². Diese errechnete Spannung stimmt sehr gut mit der durch die Methode der Finiten Elemente ermittelten Schubspannung (ca. $0,28$ N/mm²) überein.

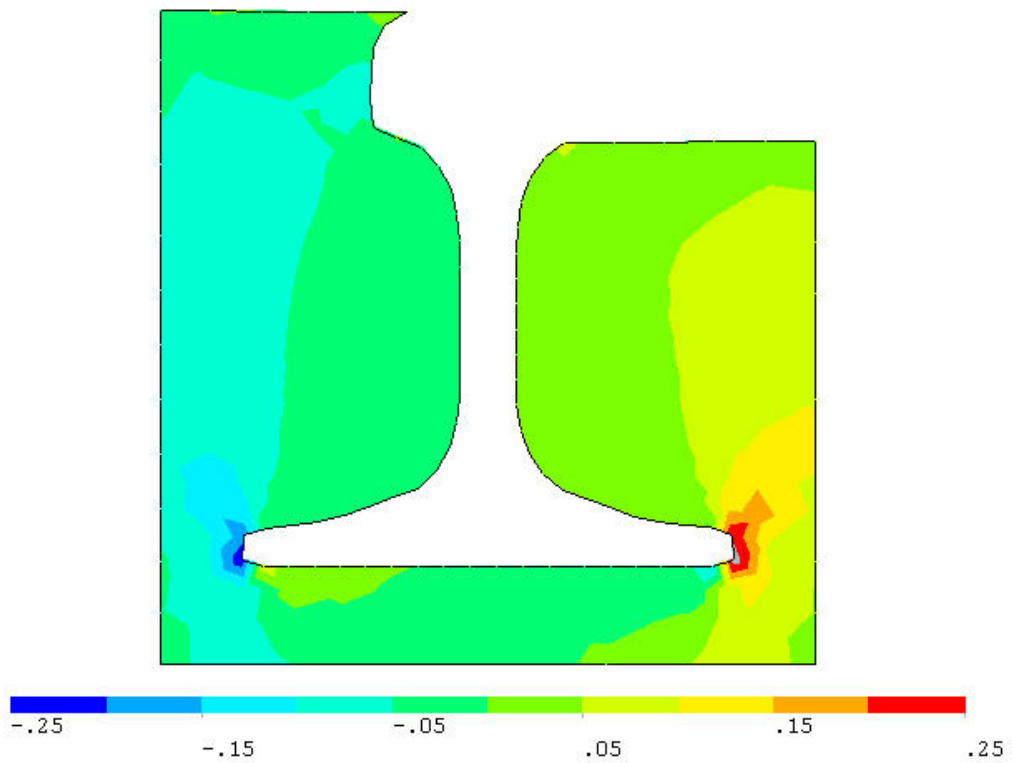


Abb. 4.23: Hauptschubspannungen [N/mm²], voller Verbund (Zustand A)

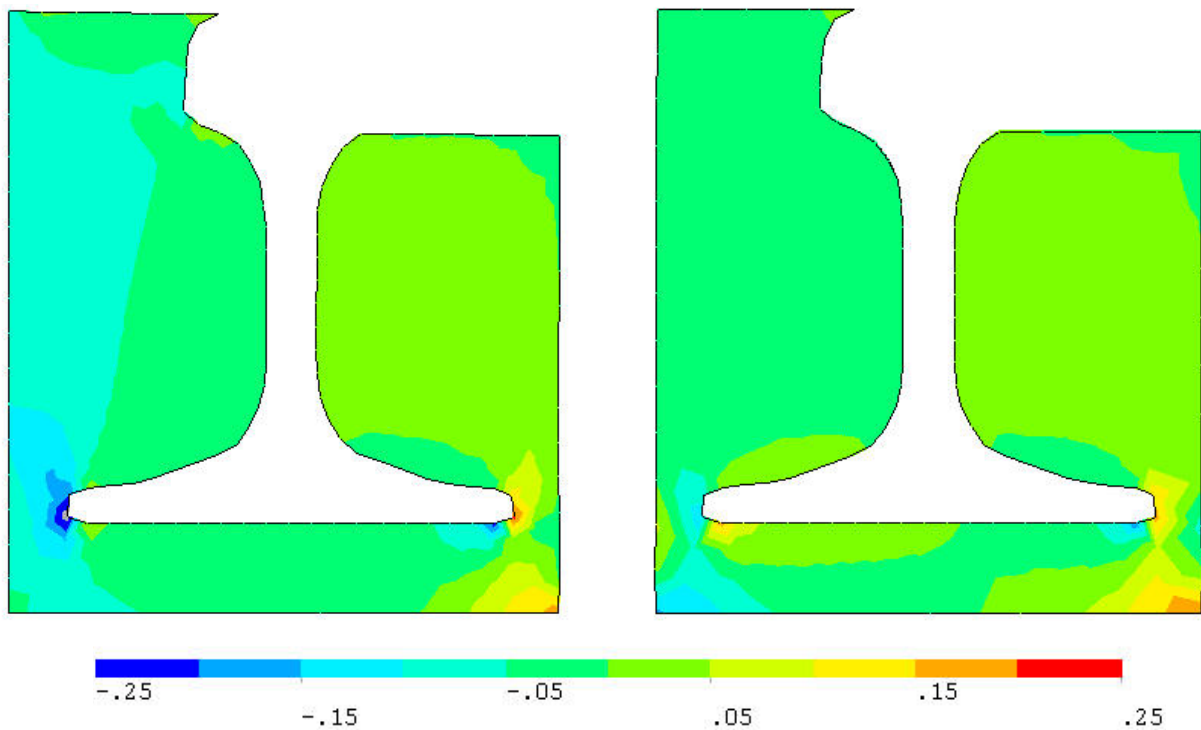


Abb. 4.24: Hauptschubspannungen [N/mm²], einseitig gelöster Verbund rechts (Zustand B)

Abb. 4.25: Hauptschubspannungen [N/mm²], beidseitig gelöster Verbund (Zustand C)

Beim einseitig gelösten Querschnitt (Abb. 4.24), werden diese Schubspannungen auf der gelösten Seite deutlich abgemindert, gleichzeitig behalten die Schubspannungen auf der anderen Schienenfußseite ihr ursprüngliches Niveau. Auch dies korreliert mit den aktivierten Zugspannungen im Ersatzfedermodell beim einseitig gelösten Zustand. Durch die leichte Schienenneigung treten auf der sich frei verformenden Seite zwischen der Schienenfußunterseite bzw. dem Betontrogboden und dem Verguss Schubspannungen auf. Wird der Verbund auf beiden Seiten gelöst (Abb. 4.25), so werden seitlich am Schienenfuß nur noch geringe Schubspannungen aktiviert. Die horizontal wirkenden Schubspannungen treten auf beiden Seiten auf.

4.3.4 Modellierung und Berechnung einer sukzessiven Verbundlösung

Mit der Methode der Finiten Elemente lassen sich die Auswirkungen von diskontinuierlichen Störungen im Bauteil, wie zum Beispiel ein teilweise gelöster Verbund, auf das Tragverhalten berechnen. Eine Verbundlösung zwischen Betontrog und Vergussmaterial sowie zwischen Vergussmaterial und Schiene und der damit einhergehende Tragfähigkeitsverlust sind beim Oberbausystem der kontinuierlich eingegossenen Schiene zu vermeiden. Kommt es dennoch zu einer Verbundlösung, kann mit der Methode der Finiten Elemente die Tragfähigkeitsentwicklung bei einer fortschreitenden Verbundlösung näher untersucht werden.

Verbundlösung zwischen Betontrog und Vergussmaterial

Da der Beton im Vergleich zum Vergussmaterial als unendlich steif angesehen werden kann, wird der Verbund zwischen Beton und Verguss mit unverschieblichen Festhaltungen simuliert. Durch Wegnehmen der Festhaltungen wird der Verbund gelöst. Um eine gleichmäßige, beidseitige Verbundlösung zu simulieren, wurde der Volumenkörper (Schiene und Verguss) über die Höhe in zehn Abschnitte unterteilt (Abb. 4.26).

Die Federziffer wurde für insgesamt elf Verbundzustände berechnet. Zu Beginn wurde der volle Verbund durch Festhaltungen über die gesamte Höhe der beiden Längsseiten simuliert. Danach wurden in zehn Schritten die Festhaltungen von oben nach unten gelöscht. Nach jedem Schritt erfolgt eine erneute Berechnung. Bei der UIC 60 und der SA 42 ist die Vergusshöhe auf der Schienenaußenseite größer als auf der Schieneninnenseite. Daher werden bei den ersten Verbundlösungsschritten nur die Festhaltungen auf der Außenseite (im Bereich des Schienenkopfes) weggenommen. Durch das ersatzlose Löschen der unverschieblichen Festhaltungen kann sich der Verguss an diesen Stellen frei verformen. Dies entspricht einer klaffenden Fuge und damit den größtmöglichen Tragfähigkeitsverlust des

Systems durch Verbundlösung. Somit liegt dieses Vorgehen bei der Simulation des VerbundlöSENS auf der sicheren Seite.

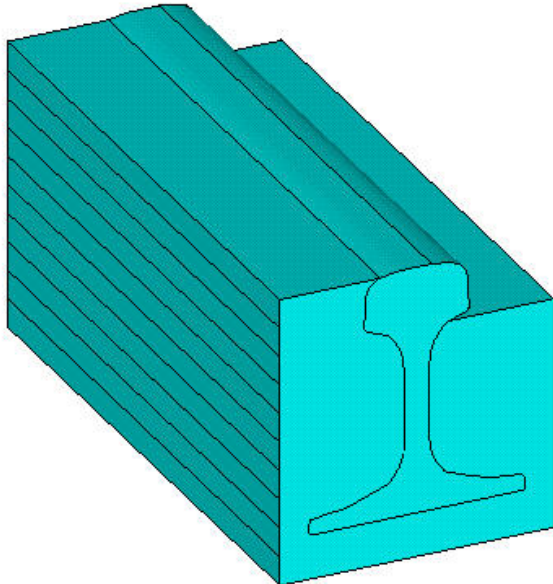


Abb. 4.26: Beidseitige Unterteilung der seitlichen Verbundflächen in zehn Abschnitte

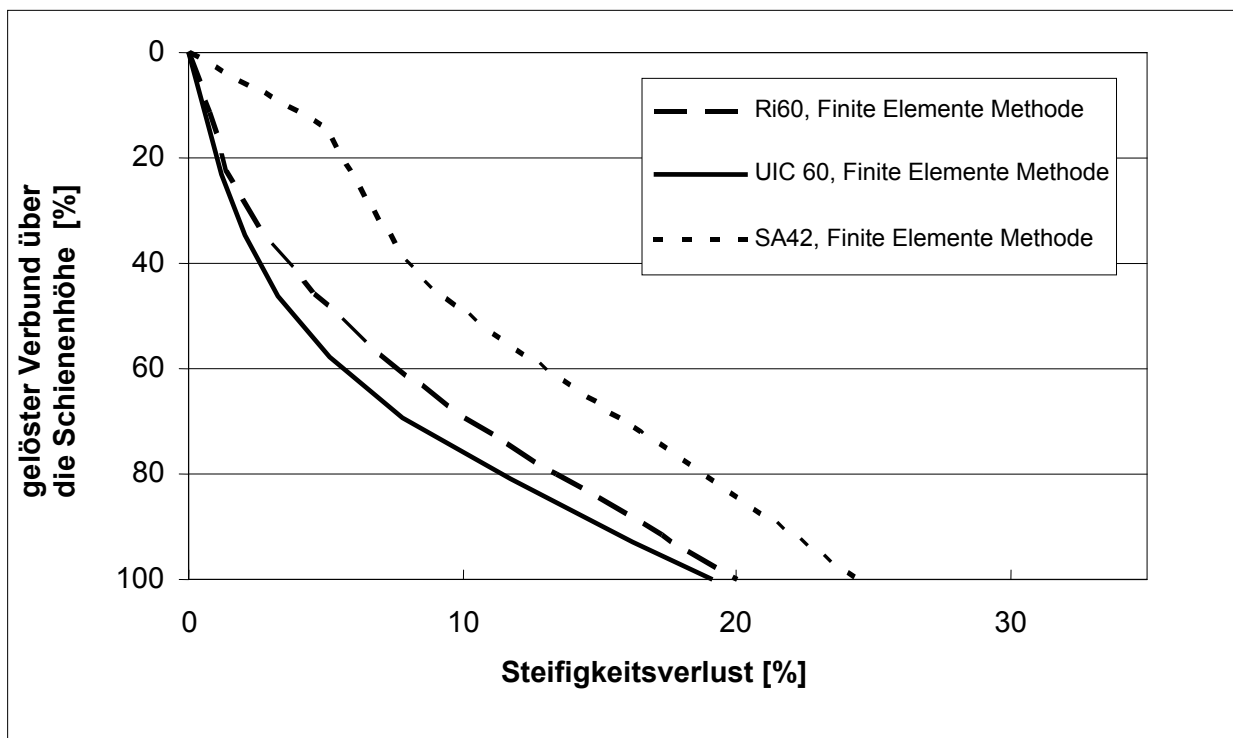


Abb. 4.27: Steifigkeitsverlust bei einer sukzessiven, beidseitigen Verbundlösung zwischen Betontrog und Vergussmaterial über die Höhe der Schiene (Finite Elemente Methode)

In der Abb. 4.27 wird der mit der Methode der Finiten Elemente berechnete Steifigkeitsverlust in Abhängigkeit der Verbundlösung über die Höhe der jeweils eingegossenen Schiene beschrieben. Die beiden Schienen mit hohem Steg (UIC 60, Ri 60) zeigen einen qualitativ sehr ähnlichen Verlauf. Bei der Verbundlösung auf Höhe des Schienenkopfes ist der Steifigkeitsverlust gering. Im weiteren Verlauf bis zum völlig gelösten Verbund nimmt der Steifigkeitsverlust stetig zu, im Schienenfußbereich ist er am größten. Der Verguss neben dem Schienenkopf spielt bei der Elastizität der Schienen mit hohem Steg eine untergeordnete Rolle und wird bei manchen Oberbauvarianten sogar ganz weggelassen (z.B. Verguss mit Schienenmasse nach ZTV Fug – StB).

Der Steifigkeitsverlust ist bei der SA 42 stets größer als bei den beiden Schienenprofilen UIC 60 und Ri 60. Allerdings haben kleinere Verbundstörungen (z.B. Spaltrisse) nur einen geringen Einfluss auf die Steifigkeit des Systems. Eine Verbundlösung von 15 % der Schienenhöhe führt bei der UIC 60 und Ri 60 zu einem Steifigkeitsverlust von weniger als 1 % bzw. bei der SA 42 von ca. 5 %.

Die Berechnung des Steifigkeitsverlustes bei der Verbundlösung kann auch mit dem Ersatzfedermodell (siehe 4.1.4) erfolgen. Dabei werden an den Stellen, an denen der Verbund gelöst sein soll, die diagonalen Zugfedern nicht mehr bei der Berechnung des Bettungsmoduls angesetzt. In Abb. 4.28 sind die mittels Ersatzfedermodell berechneten Steifigkeitsverluste dargestellt.

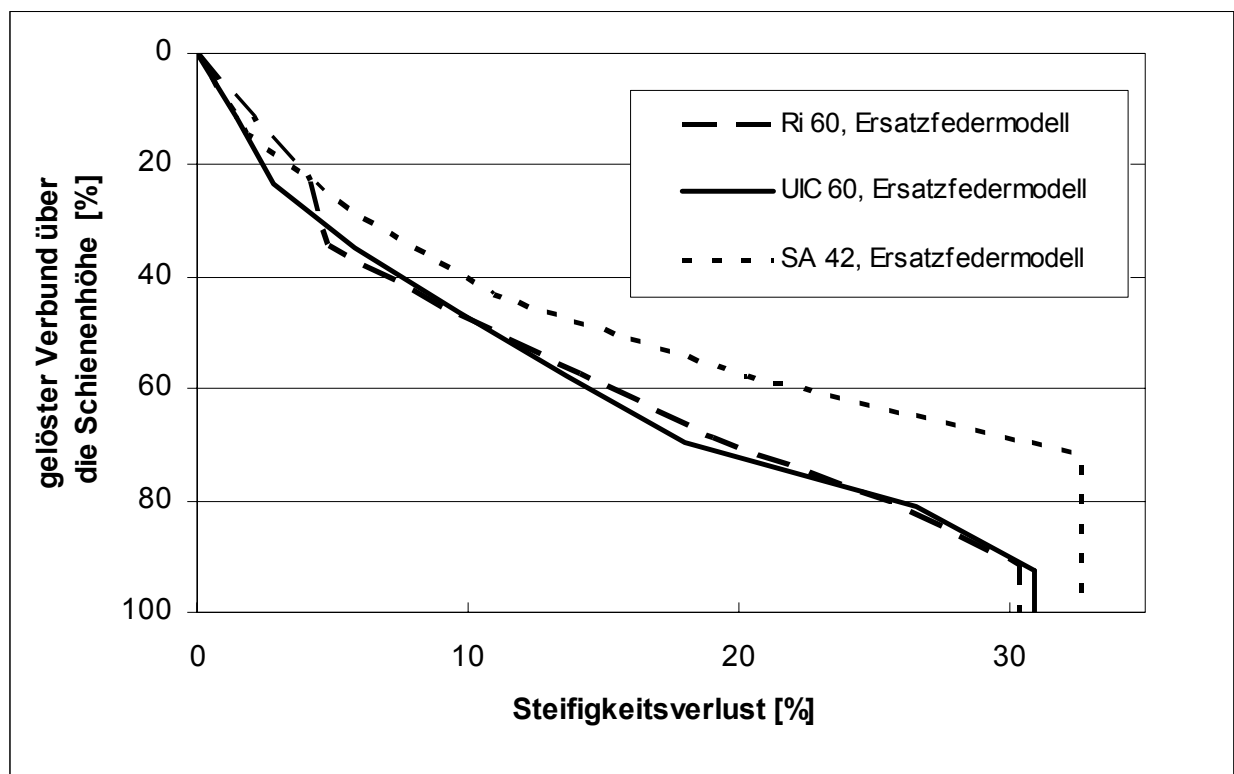


Abb. 4.28: Steifigkeitsverlust durch sukzessive Verbundlösung zwischen Betontrog und Verguss über die Höhe der Schiene (Ersatzfedermodell)

Alle drei Schienenprofile weisen bei einer Verbundlösung einen ähnlichen Verlauf des Steifigkeitsverlustes auf. Insbesondere im Schienenkopfbereich verhalten sich alle drei Schienenprofile gleich, während im weiteren Verlauf der Steifigkeitsverlust bei der SA 42 noch stärker ausgeprägt ist. Beim Ersatzfedermodell hat die seitliche Verbundlösung im unmittelbaren Schienenfußbereich keinen Einfluss auf den Steifigkeitsverlust, da an dieser Stelle des Betontroges beim Ersatzfedermodell keine Zugfedern vorgesehen wurden. Im Modell verlagert sich daher der Steifigkeitsverlust weiter nach oben, zum Steg- und Kopfbereich.

Das Ersatzfedermodell liefert bei den beiden Schienen mit hohem Steg (UIC 60, Ri 60) eine ungünstigere Steifigkeitsentwicklung als die Berechnung mit Finiten Elementen. Somit liegt dieses Verfahren bei der Abschätzung des Steifigkeitsverlustes auf der sichereren Seite. Beim Schienenprofil der SA 42 ist das Ersatzfedermodell im Schienenkopfbereich günstiger als die Finite Elemente Berechnung.

Verbundlösung zwischen Vergussmaterial und Schiene

Um die Verbundlösung zwischen Vergussmaterial und Schiene zu simulieren, wird der Verguss schrittweise entfernt (Abb. 4.29) und nach jedem Schritt die Federsteifigkeit des Systems neu berechnet. Da der Verguss im gelösten Bereich nicht mehr mit trägt, liegt diese Vorgehensweise auf der sicheren Seite bei der Abschätzung des Steifigkeitsverlustes.

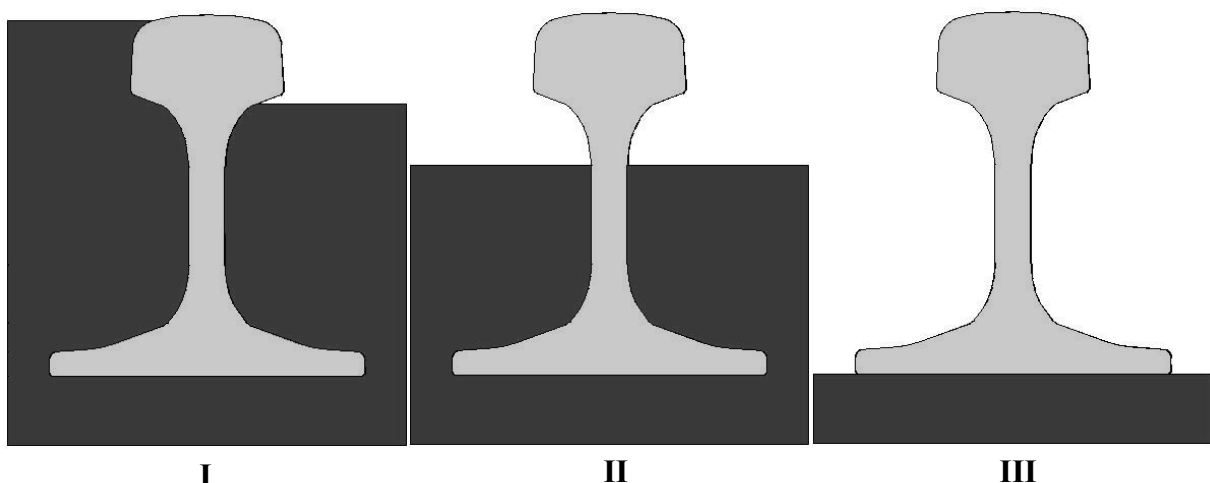


Abb. 4.29: Verbundlösung zwischen Verguss und Schiene: voller Verbund (I), teilweise gelöster Verbund (II), vollkommen gelöster Verbund (III)

In Abb. 4.30 ist der Steifigkeitsverlust während der sukzessiven Verbundlösung zwischen Verguss und Schiene dargestellt. Alle drei Schienen weisen bei einer Verbundlösung im

Schienenkopf und im Schienenstegbereich einen übereinstimmenden linearen Verlauf des Steifigkeitsverlustes auf. Erst im Bereich des Schienenfußes wächst der Steifigkeitsverlust bei allen Schienen überproportional an. Diese Zunahme ist bei dem Schienenprofil SA 42 deutlich größer als bei den beiden Schienen mit hohem Steg UIC 60 und Ri 60. Die Verbundlösung zwischen Verguss und Schiene hat einen größeren Steifigkeitsverlust zur Folge als die Verbundlösung zwischen Betonrog und Schiene. Der Verlauf wie auch der absolute Steifigkeitsverlust ist bei allen Schienenprofilen ungünstiger.

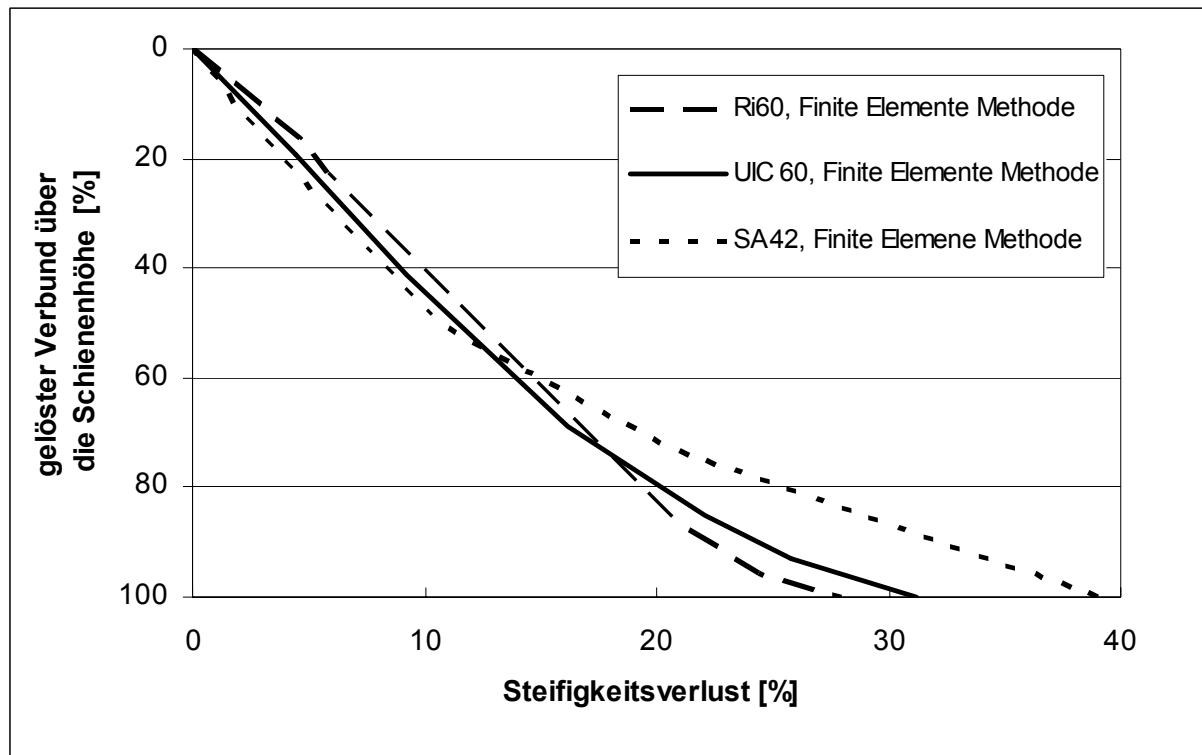


Abb. 4.30: Steifigkeitsverlust durch sukzessive Verbundlösung zwischen Verguss und Schiene (Finite Elemente Methode)

Die Verbundlösung zwischen dem Vergussmaterial und der Schiene am Ersatzfedermodell liefert keine sinnvollen Ergebnisse, da an der Schiene im oberen Drittel keine Federn angreifen, die gelöst werden könnten.

Die Oberbauelastizität kann bei Systemen mit vollem Verbund im Labor wie auch in situ gemessen werden. Im Zustand völliger seitlicher Verbundlösung zwischen Verguss und Schiene lässt sich die Federziffer des Oberbaus (bei Kenntnis der Materialdaten) rechnerisch mit dem Verfahren nach Zimmermann gut ermitteln. Bei einer sukzessiven Verbundlösung von oben kann auf der sicheren Seite liegend von einem linearen Steifigkeitsverlust über die Schienenhöhe ausgegangen werden.

4.3.5 Vergleich der kontinuierlich eingegossenen Schiene und der Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung

Im Unterschied zur kontinuierlich eingegossenen Schiene kommt es bei der Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung auf Grund der Sekundärdurchbiegung unter einer Einzelradlast zwischen den einzelnen Stützpunkten zu einer größeren Einsenkung der Schiene als unmittelbar über einem Stützpunkt. Sowohl das Oberbausystem der kontinuierlich eingegossenen Schiene als auch das Oberbausystem der Schiene mit diskreter Stützpunktauflagerung unterliegen Schwankungen in den Abmessungen des Oberbaus und in den Materialeigenschaften, die sich auf die Streuung der maximalen Einsenkung unter einer Verkehrslast auswirken. Verbundstörungen treten nur bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene auf und setzen die Federsteifigkeit der Auflagerung herab, sie führen unter einer Verkehrslast zu höheren Einsenkungen.

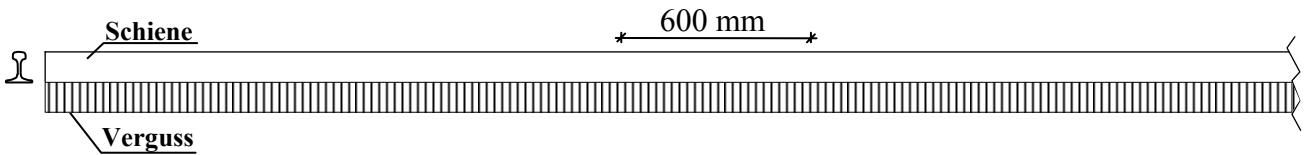
Eine kontinuierlich eingegossene Schiene entspricht dem statischen System eines unendlich langen, elastisch gebetteten Balkens. Die Einsenkung und Schienenspannung unter einer Verkehrslast können mit dem Verfahren nach Zimmermann (siehe 4.1.1) direkt berechnet werden. Um das Verfahren Zimmermann auch bei einer Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung anwenden zu können, muss die Stützpunktlagerung in eine kontinuierliche Lagerung umgewandelt werden. In erster Linie wird dabei die Sekundärdurchbiegung [Eisenmann, 1975] zwischen den einzelnen Stützpunkten vernachlässigt.

Mit der Methode der Finiten Elemente lassen sich beide Systeme entsprechend ihrer unterschiedlichen Auflagerung modellieren (Abb. 4.31) und die jeweilige Einsenkung unter einer Verkehrslast berechnen. Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, wurde in beiden Systemen das Schienenprofil UIC 60 und eine Federziffer der Einzelstützpunkte von 20 kN/mm, 40 kN/mm bzw. 60 kN/mm bei einem Stützpunktabstand von 600 mm zu Grunde gelegt. Die kontinuierliche Bettung hat ebenfalls eine Federziffer von 20 kN/mm, 40 kN/mm bzw. 60 kN/mm, bezogen auf eine Länge von 600 mm. Die Gesamtlänge der modellierten Schiene beträgt 24 m, davon wurden nur die mittleren 12 m ausgewertet, um die Einflüsse der Schienenendbereiche zu minimieren.

Die mit der Methode der Finiten Elemente berechnete Einsenkung der kontinuierlich gebetteten Schiene unter einer 100 kN Einzelradlast beträgt 1,60 mm, 0,95 mm bzw. 0,71 mm, was auch dem Ergebnis des Ersatzfedermodells nach der Theorie von Zimmermann (1,60 mm, 0,95 mm bzw. 0,70 mm) entspricht. Die mittlere Einsenkung (ermittelt aus der Einsenkung über bzw. zwischen den Stützpunkten) der Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung unter einer 100 kN Einzelradlast beträgt 1,65 mm, 0,99 mm bzw. 0,75 mm und ist damit etwas größer als bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene. Die Einsenkung unterliegt aber einer Streuung, da sie

auf Grund der Sekundärdurchbiegung über einem Stützpunkt kleiner als zwischen zwei Stützpunkten ist.

Schiene mit kontinuierlicher Auflagerung:



Schiene mit diskreter Stützpunktauflagerung:

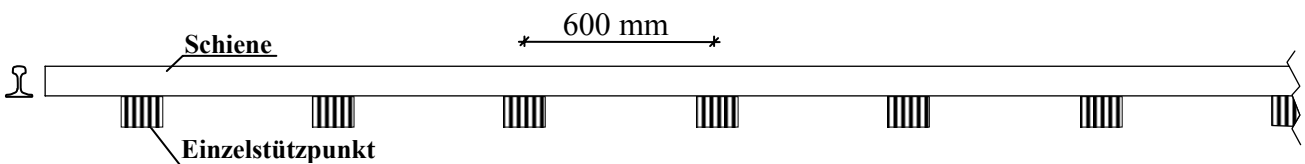


Abb. 4.31: Modelle der kontinuierlich eingegossenen Schiene und der Schiene mit diskreter Stützpunktauflagerung

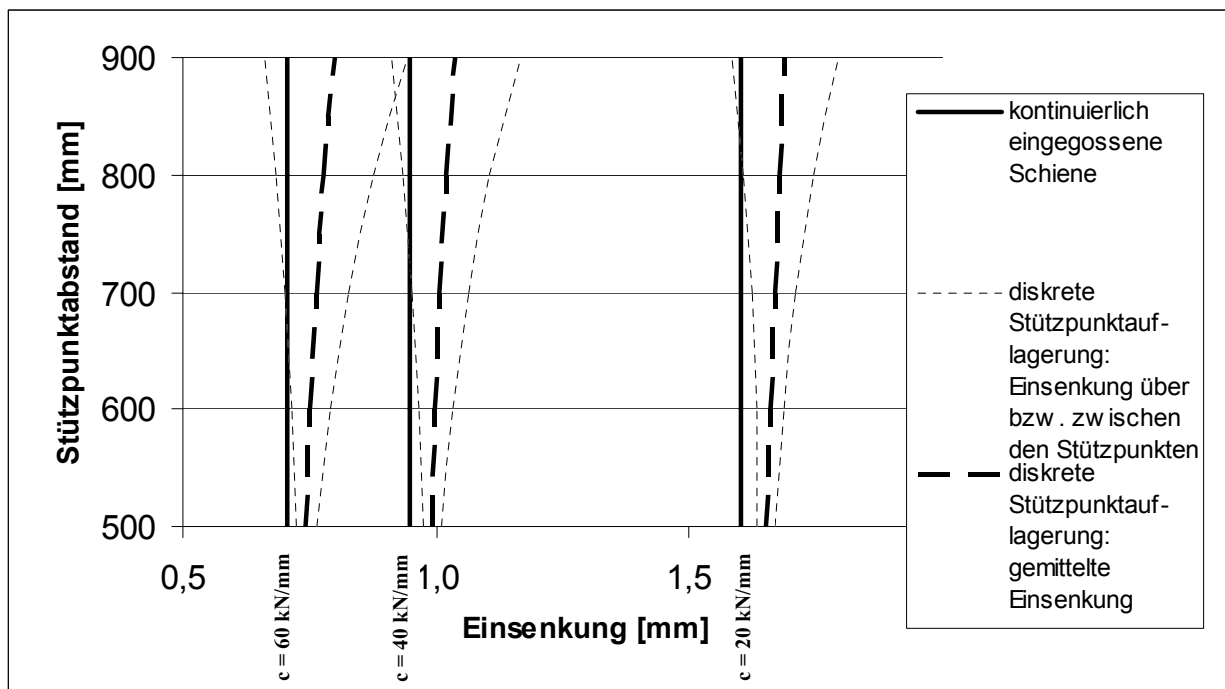


Abb. 4.32: Einsenkung unter einer 100 kN Einzelradlast bei unterschiedlichen Schienenstützpunktständen und Federsteifigkeiten der Schienenauflagerung

In einem weiteren Schritt wurde der Stützpunktabstand variiert, wobei das Verhältnis Federziffer bezogen auf die Schienenlänge konstant gehalten wurde. Somit betrug bei einem Stützpunktabstand von 900 mm bzw. 500 mm die Federziffer der einzelnen Stützpunkte 67,5 kN/mm bzw. 37,5 kN/mm. Die mittleren Einsenkungen als auch die Einsenkungen über bzw. zwischen den Einzelstützpunkten bei einer Einzelradlast von 100 kN wurden mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente berechnet und sind in Abb. 4.32 dargestellt. Zusätzlich sind die Einsenkungen der kontinuierlich eingegossenen Schiene bei einer Federsteifigkeit von 20 kN/mm, 40 kN/mm bzw. 60 kN/mm bezogen auf eine Länge von 600 mm angegeben. Mit größer werdendem Stützpunktabstand nimmt die mittlere Einsenkung geringfügig zu, allerdings wächst die Sekundärdurchbiegung überproportional an.

Schwankungen in den Abmessungen und in den Materialeigenschaften

Bei der Herstellung einer Betontragplatte für die Feste Fahrbahn kommt es immer zu geringen Schwankungen in der Höhe und der Lage. Abweichungen in der Höhenlage bei Systemen mit diskreter Stützpunktlagerung der Schiene können mit unterschiedlich dicken Stützpunkteinlagen punktuell gut korrigiert werden. Bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene wirken sich Schwankungen in der Geometrie des Betontroges direkt auf die Elastizität der Schienenauflagerung aus (siehe 4.1). Punktuelle Korrekturen der Schienenhöhenlage durch Unterlegplatten führen bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene zu einer ungleichmäßigen Elastizität der Schienenauflagerung und sind daher nur bedingt hilfreich.

Die elastischen Komponenten der beiden Oberbausysteme unterliegen Materialschwankungen. Während die Zwischenplatten einer herkömmlichen hochelastischen Schienenbefestigung im Werk unter sehr gleichmäßigen Bedingungen (Temperatur, Luftfeuchtigkeit, Sauberkeit, maschinelle Produktion etc.) gefertigt werden und keinen geometrischen Schwankungen unterliegen, unterliegt der Einbau des Vergussmaterials vor Ort schwierigeren Randbedingungen.

Die einzelnen Schwankungen der Oberbaugeometrie und der Materialeigenschaften sind als Berechnungsannahmen nur schwer quantifizierbar. Alle Ungenauigkeiten wirken sich auf die Elastizität der Schienenauflagerung aus, die über eine Einsenkungsmessung sehr gut ermittelt werden kann. Bei Oberbausystemen mit diskreter Stützpunktauflagerung liegen eine Vielzahl von Messungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München vor. Auf Grund dieser Messungen lässt sich für eine gute Gleislage ein Variationskoeffizient der Einsenkungen von 15 % ableiten [Leykauf, 2002], d.h. eine vertretbare dynamische Schwankung des Verformungsverhaltens liegt bei einer Abweichung von bis zu ± 15 % um die mittlere Einsenkung vor (bei einer statistischen Sicherheit von 68 %).

Wird bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene eine Ungenauigkeit der Höhe des Betontroges von 4 mm (in Anlehnung an das Ebenheitskriterium 4 mm auf 4 m, ZTV Beton – StB) zugrunde gelegt, kommt es zu einer Abweichung der mittleren Einsenkung von ca. $\pm 10\%$ (Berechnung mittels Äquivalenzfaktoren [Eisenmann, 1977]; Annahme: Dicke des Vergusses unter der Schiene 25 mm). Bei Einhaltung des 4 mm auf 4 m Kriteriums wird somit die gleiche Streuung erreicht, die beim Oberbau mit diskreten Stützpunkten bei einer guten Gleislage vorliegt ($\pm 10\%$). Allerdings ist bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene zusätzlich eine Streuung im Vergussmaterial möglich.

Verbundstörung

Im Extremfall kann der Verbund zwischen Vergussmaterial und Betontrog auf längeren Abschnitten komplett gelöst sein. Dies hätte auf Grund der in 4.1, 4.2 und 4.3 gemachten Untersuchungen eine Reduzierung der Federsteifigkeit der Schienenauflagerung von ca. 30 % bis 50 % zur Folge. Berechnungen mit Hilfe der Äquivalenzfaktoren [Eisenmann, 1977], denen diese Abminderung der Federsteifigkeit zu Grunde lag, führten zu einer Erhöhung der Einsenkung zwischen 31 % und 68 %.

Diese erhöhten Einsenkungen führen allerdings nicht zu einer Untauglichkeit des Oberbausystems, dennoch ist im Hinblick auf eine möglichst gute Gleislage und eindringendes Wasser eine auftretende Verbundlösung zu beheben.

Bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene ist eine horizontale Schienenverwerfung auf Grund des Betontrogs ausgeschlossen. Eine vertikale Schienenverwerfungsgefahr besteht selbst bei völlig gelöstem Verbund und ungünstigsten Randbedingungen bei der UIC 60 bzw. Ri 60 nicht (siehe 3.5). Wird beim Schienenprofil SA 42 ein trapezförmiger Vergussquerschnitt (Formschluss) angestrebt (Abb. 2.7), ist auch für den Fall des völlig gelösten Verbundes zwischen Betontrog und Verguss ein ausreichender Abhebewiderstand gewährleistet.

4.4 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit dem Laborversuch

Im Laborversuch (4.2) wurde an kurzen Prüfkörpern ($l = 400 \text{ mm}$) von drei kontinuierlich eingegossenen Schienenprofilen die Federsteifigkeiten für drei Verbundzustände (voller Verbund, einseitig gelöster Verbund und beidseitig gelöster Verbund) ermittelt. Diese Messungen wurden anhand eines theoretischen Ersatzfedermodells (4.1) und einer Finiten Elemente Berechnung (4.3) nachgebildet und damit theoretische Federsteifigkeiten berechnet. Beim Ersatzfedermodell wurde das seitliche Vergussmaterial durch schräg laufende, parallele Zugfedern ersetzt. Diesem Modell liegt die Bettungsmodultheorie zu Grunde. Die errechneten Bettungsmoduln können zur besseren Vergleichbarkeit in Federsteifigkeiten umgewandelt werden:

$$c = \frac{C \cdot b \cdot l}{1000} \left[\frac{\text{kN}}{\text{mm}} \right] \quad (4-21)$$

mit Federziffer $c \text{ [kN/mm]}$
 Bettungsmodul $C \text{ [N/mm}^3\text{]}$
 Schienenfußbreite $b \text{ [mm]}$
 Schienenlänge $l \text{ [mm]}$ (*hier* $l = 400 \text{ mm}$)

Das Ersatzfedermodell trifft stark vereinfachende Annahmen (linearelastisches Verhalten des Vergussmaterials, Zugsteifigkeit und Drucksteifigkeit gleich groß, Vernachlässigung der Querdehnung, Vereinfachung der Schienengeometrie etc.) und lässt einige Anteile am Gesamtbettungsmodul (aus Schubverformungen, aus vertikaler Auflagerung des Schienenkopfes etc.) unberücksichtigt.

Die Finite Elemente Berechnung modelliert die Prüfkörper geometrisch sehr gut nach und berücksichtigt ein dreidimensionales Spannungs- und Verformungsverhalten. Das Materialverhalten des Vergusses wird linearelastisch angenommen. Der große Vorteil der Finiten Elemente Berechnung liegt in der großen Anschaulichkeit der Ergebnisdarstellung (Spannungsverteilung und Verformungen).

Der Zustand C (beidseitig gelöster Verbund) kann durch die Theorie von Zimmermann (4.1) beschrieben werden. Die Ermittlung des Bettungsmoduls über den E-Modul ist eine langjährige, in Laborversuchen und Messungen in situ abgesicherte Praxis. Beim Ersatzfedermodell wird im Fall des gelösten Verbundes die klassische Theorie nach Zimmermann für das Vergussmaterial unter dem Schienenfuß angewandt. Daher kann der Zustand des beidseitig gelösten Verbundes als Referenzzustand betrachtet werden, bei dem die im Labor gemessenen Federsteifigkeiten mit den mittels Ersatzfedersystem berechneten

Federsteifigkeiten gut übereinstimmen sollten. Dies ist auch bei allen Schienenprofilen gegeben (Abb. 4.33; Abb. 4.34; Abb. 4.35).

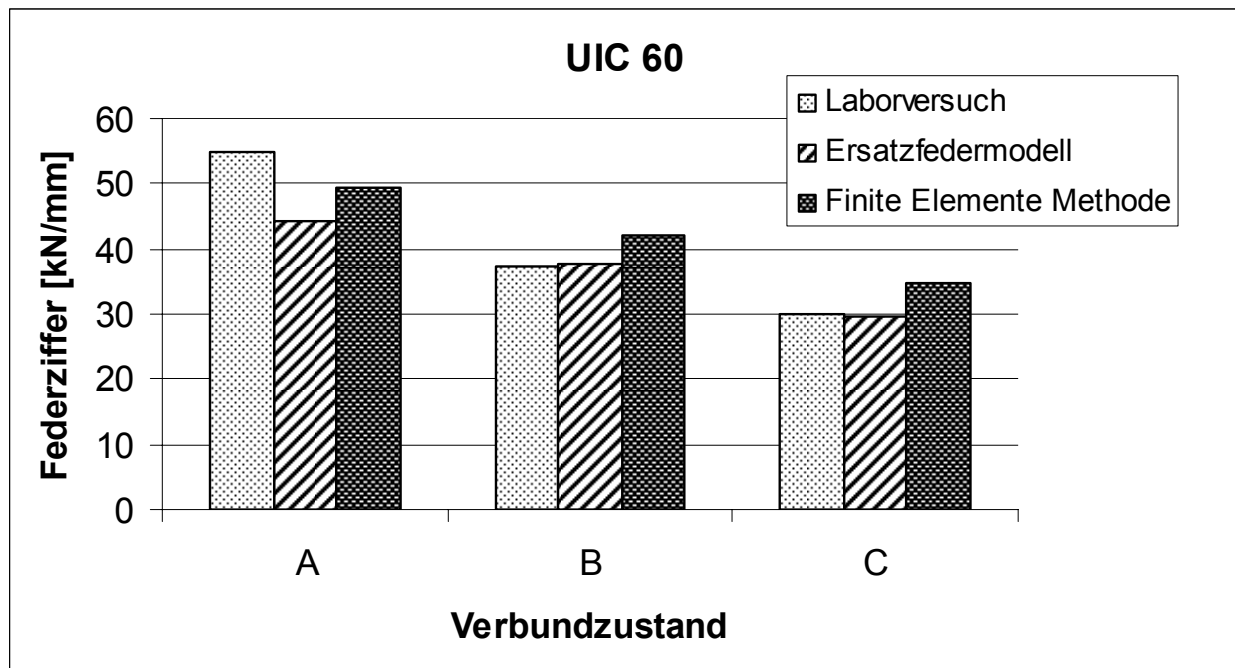


Abb. 4.33: Vergleich der Federziffern der eingegossenen UIC 60 bei vollem Verbund (Zustand A), einseitig gelöstem Verbund (Zustand B) und bei beidseitig gelöstem Verbund (Zustand C)

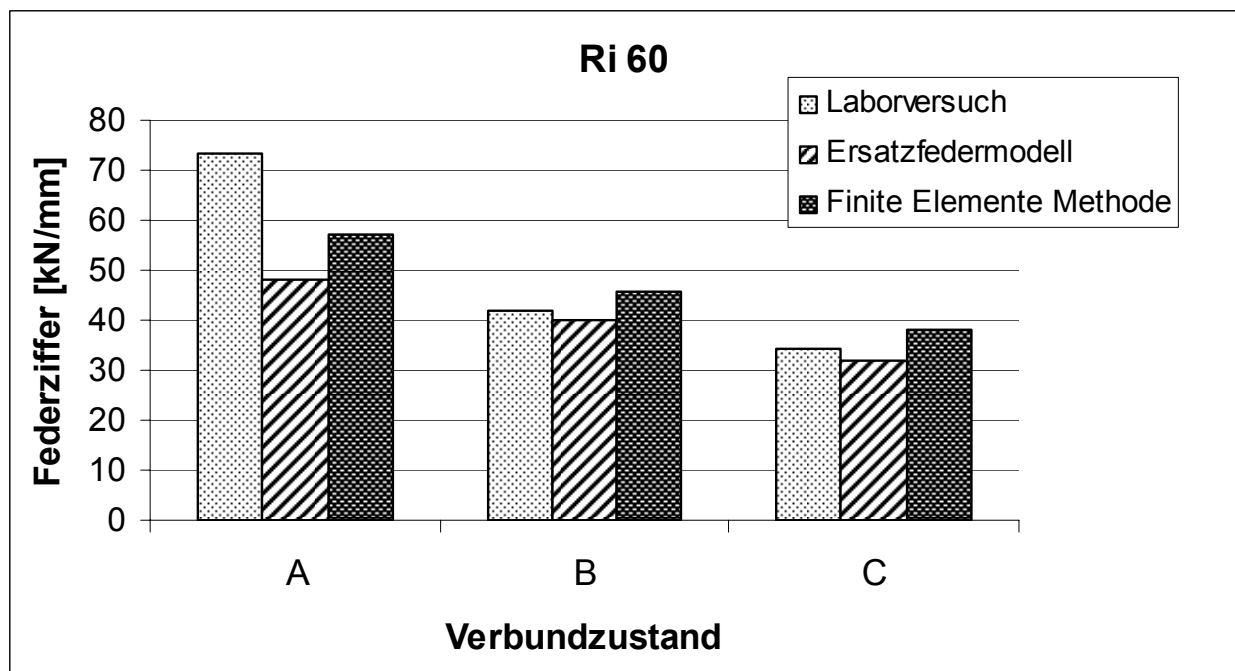


Abb. 4.34: Vergleich der Federziffern der eingegossenen Ri 60 bei vollem Verbund (Zustand A), einseitig gelöstem Verbund (Zustand B) und bei beidseitig gelöstem Verbund (Zustand C)

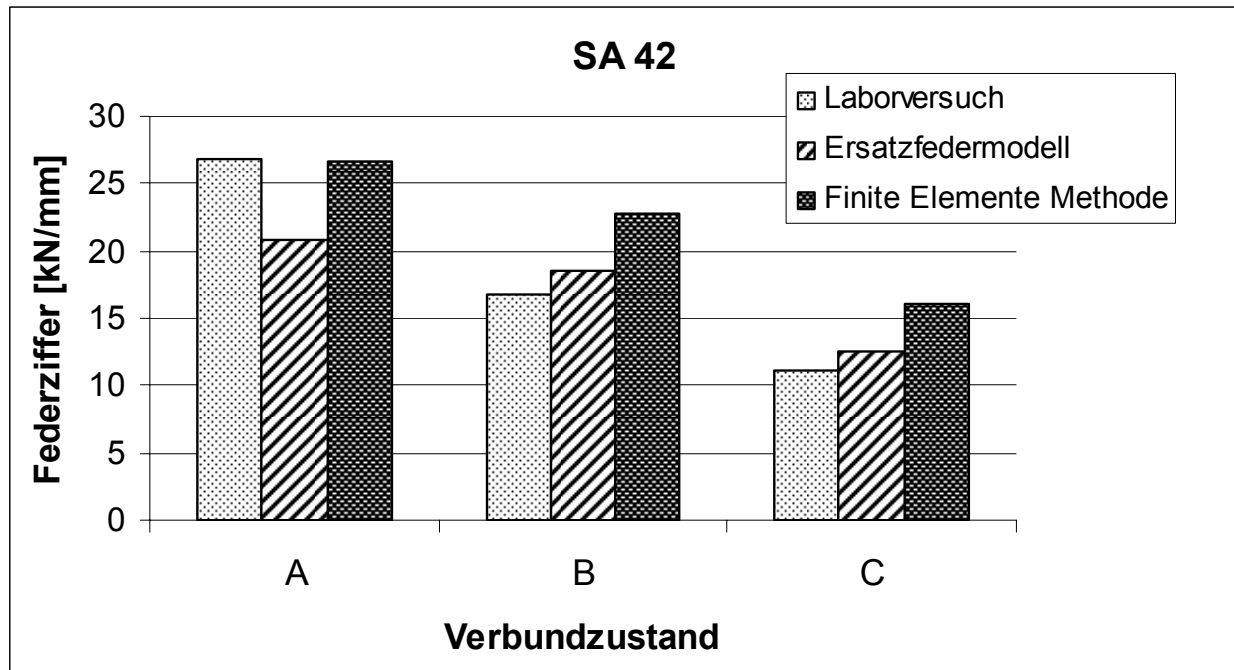


Abb. 4.35: Vergleich der Federziffern der eingegossenen SA 42 bei vollem Verbund (Zustand A), einseitig gelöstem Verbund (Zustand B) und bei beidseitig gelöstem Verbund (Zustand C)

Die Federziffern des Ersatzfedermodells liegen immer unter (maximal 22 %, im Mittel 16 %) denen der Finiten Elemente Berechnung. Die nicht berücksichtigten Anteile des Gesamtbettungsmoduls beim Ersatzfedermodell können mit einem Zuschlag von 20 % gegenüber der Finiten Elemente Berechnung kompensiert werden, um die beiden theoretischen Berechnungsverfahren in Einklang zu bringen.

Im Laborversuch ist bei allen Schienenprofilen beim ersten Verbundlösungsschritt (Zustand B) ein überproportionaler Abfall der Federziffer festzustellen. Die behinderte Verformung des Vergussmaterials im Zustand A (voller Verbund) führt zu einer höheren Steifigkeit. Nach dem ersten Verbundlösungsschritt, ist auf Grund des breiten Verbundlösungsschnittes (ca. 5 mm) eine freie seitliche Verformung des Vergussmaterials möglich. Diese freie Verformung führt zu einem überproportionalen Steifigkeitsverlust gegenüber dem zweiten Verbundlösungsschritt.

Sowohl die Berechnung anhand des Ersatzfedermodells als auch die Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente weisen hingegen einen geringeren und auch gleichförmigeren Abfall der Federziffer auf. Die Querverformung des Vergusses wird beim Ersatzfedermodell (Bettungsmodultheorie) nicht berücksichtigt. Aber auch die angenommene Querdehnung ($\mu = 0,3$) bei der Finiten Elemente Berechnung kann den überproportionalen Steifigkeitsverlust der Laborversuche nach dem ersten Verbundlösungsschritt nicht erklären.

Die Abweichung zwischen den im Labor ermittelten und den durch die beiden theoretisch berechneten Federziffern zeigt die Bedeutung von Laborversuchen. Vor allem das komplexe Materialverhalten polymerer Vergussmassen (bei behinderter Verformung) lässt sich nur mit sehr großem Aufwand realitätsnah modellieren.

4.5 Zusammenfassung

Bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene übernimmt das Vergussmaterial die Funktion der Schienenbefestigung, sie fixiert die Schiene und sorgt für die nötige Elastizität der Schienenauflagerung. Tritt eine Verbundlösung auf, so ändert sich diese Elastizität. Es wurden in erster Linie drei Verbundzustände (voller, einseitig gelöster und beidseitig gelöster Verbund, siehe Abb. 4.4) untersucht. Bei den theoretischen Berechnungen wurden die geometrischen Abmessungen sowie der E-Modul der Prüfkörper des Temperaturversuchs (siehe 3.2) zu Grunde gelegt.

Bei den Ersatzfedermodellen wurde das Vergussmaterial durch Federn ersetzt. Den Modellen lag die Theorie nach Zimmermann zu Grunde (elastisch gebetteter, unendlich langer Balken). Bei voller Verbundlösung betrug der Steifigkeitsverlust der Schienenauflagerung ein Drittel gegenüber dem Zustand „voller Verbund“. Bei der Modellierung und Berechnung der Prüfkörper mit der Methode der Finiten Elemente ergab sich ein Steifigkeitsverlust der Schienenauflagerung von ebenfalls ca. einem Drittel. Somit stimmen die beiden theoretischen Untersuchungen (Ersatzfedermodell und Finite Elemente) sehr gut überein, während der Laborversuch einen größeren Abfall der Steifigkeit der Schienenauflagerung zeigt.

Die Modellierung einer sukzessiven Verbundlösung zwischen Betontrog und Vergussmaterial mit der Methode der Finiten Elemente zeigt bei den beiden Schienen mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) einen ähnlichen Verlauf. Eine Verbundlösung im Bereich des Schienenkopfes hat nur einen sehr geringen Steifigkeitsverlust der Schienenauflagerung zur Folge (beispielsweise führen Spaltrisse bis zu einer Tiefe von 15 % der Schienenhöhe bei der UIC 60 und Ri 60 zu einem Steifigkeitsverlust von weniger als 1 %). Mit zunehmender Tiefe der Verbundlösung steigt der Steifigkeitsverlust an. Ein ähnlicher Verlauf des Steifigkeitsverlustes der Schienenauflagerung ergibt sich aus der Modellierung (Finite Elemente Methode) einer sukzessiven Verbundlösung zwischen Schiene und Vergussmaterial.

Mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente wurden die kontinuierlich eingegossene Schiene und die Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung verglichen. Bei der Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung tritt unter einer Verkehrslast zwischen zwei Stützpunkten eine höhere Einsenkung als über einem Stützpunkt auf (Sekundärdurchbiegung). Diese sehr geringe, periodisch auftretende Einsenkungsänderung ist bei einer kontinuierlich eingegossenen Schiene sehr unwahrscheinlich. Schwankungen in den Abmessungen des Oberbaus und in den Materialeigenschaften der elastischen Komponenten gibt es bei beiden Systemen, wobei die Produktion von Komponenten der hochelastische Schienenstützpunkte im Werk stattfindet und damit weit weniger schwankenden Randbedingungen (Temperatur, Luftfeuchtigkeit,

Sauberkeit etc.) unterliegt als der Einbau des Vergussmaterials bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene vor Ort. Zusätzlich können Schwankungen in der Geometrie des Oberbaus (v. a. im Höhenverlauf) bei den diskreten Schienenstützpunkten durch Zwischenlagen bzw. Winkelführungsplatten korrigiert werden. Bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene hingegen wirken sich Schwankungen in der Troggeometrie zusätzlich auf die Elastizität des Oberbaus und damit auf das Tragverhalten aus. Der Variationskoeffizient der Einsenkung für eine gute Gleislage liegt bei 15 % [Leykauf, 2002] (bei einer statistischen Sicherheit von 68 % ist damit eine Abweichung der mittleren Einsenkung von ± 15 % gegeben). Bei Einhaltung des 4 mm auf 4 m Ebenheitskriteriums bei der Herstellung des Betontrogs wird eine Streuung der mittleren Einsenkung von ± 10 % erreicht. Zusätzlich treten die Verbundlösung und der damit verbundene Steifigkeitsverlust der Schienenauflagerung auf. Damit wird beim Oberbau mit kontinuierlich eingegossener Schiene bei einer geringen Streuung der Materialeigenschaften im Verguss eine vergleichbare Streuung erreicht wie beim Oberbau mit diskreten Stützpunkten.

5 BRÜCKEN

Bei Brücken muss der Verguss beim Übergang vom Widerlager zum Brückenüberbau bzw. bei mehrteiligen Brücken zwischen zwei Überbauabschnitten unterbrochen werden. Dabei liegt eine Unstetigkeit in der Auflagerung und damit im Tragverhalten des Oberbaus vor. Bei Brücken kommt es außerdem zu Spannungen in der Schiene aus der Erwärmung bzw. Abkühlung des Brückenüberbaus und zu Spannungen aus Bremsen und Beschleunigen (im Weiteren nicht näher untersucht). Des Weiteren entstehen Spannungen aus der Durchbiegung (Verdrehung der Überbauenden) und aus einem Höhenversatz (z.B. in Folge einer Pfeilerverdrehung) der Brückenüberbauten. Die zulässige Biegebeanspruchung der Schiene kann mit Hilfe des Smith'schen Schaubildes ermittelt werden.

5.1 Unterbrechung des Vergusses

Aus konstruktiven Gründen ist es erforderlich, den Verguss zu unterbrechen. In erster Linie ist dies nötig, wenn der Oberbau der kontinuierlich eingegossenen Schiene über Brücken mit aufgelagertem Überbau geführt wird. Beim Übergang vom Widerlager auf den Brückenüberbau bzw. bei mehrteiligen Brücken zwischen zwei Überbauabschnitten muss eine Lücke im Verguss und im Betontrog angeordnet werden. Unterbrechungen sind auch denkbar, um das Verschweißen der Schiene zu ermöglichen oder um den Bereich zwischen den Schienen zu entwässern. Eine Unterbrechung des Vergusses ist eine Unstetigkeit im Bettungsverlauf und wird daher mit der Theorie nach Zimmermann nicht mehr erfasst. Alle folgenden Berechnungen von Durchbiegungen und Spannungen wurden mit dem FE – Programm ANSYS durchgeführt.

5.1.1 Untersuchte Systeme

Es wurden drei Arten von Lücken untersucht (Abb. 5.1). Im System I wurde lediglich der Verguss im Bereich der Lücke (Länge L) entfernt. System II und III haben neben der Lücke einen Vergussbereich dessen Steifigkeit (E-Modul des Vergusses) gegenüber dem lückenfreien Bereich verdoppelt wurde. Bei System II erstreckt sich der steifere Vergussbereich links und rechts neben der Lücke auf die halbe Lückenlänge L . Dies entspräche auch der Annahme nach Zimmermann bei der Umwandlung eines Querschwellenoberbaus in einen Längsschwellenoberbau. Beim System III hat der steifere Vergussbereich links und rechts neben der Lücke jeweils die Länge der Lückenöffnung.

Die Lückenweite wurde von 20 mm bis 800 mm variiert. Lückenweiten größer als 400 mm sind in der Praxis unwahrscheinlich werden im Folgenden aber als theoretische Werte mit

untersucht. Der E-Modul des Vergussmaterials wurde zum einen mit 13 N/mm^2 (steife Schienenlagerung, entspricht bei der UIC 60 einer Federziffer von ca. 70 kN/mm bezogen auf 600 mm Schienenlänge) und zum anderen mit $3,25 \text{ N/mm}^2$ (weiche Schienenlagerung, entspricht bei der UIC 60 einer Federziffer von ca. $17,5 \text{ kN/mm}$ bezogen auf 600 mm Schienenlänge) angenommen. Die E-Moduln des steiferen Bereiches links und rechts neben der Lücke bei den Systemen II und III ergeben sich entsprechend zu 26 N/mm^2 bzw. $6,5 \text{ N/mm}^2$. Es wurden die drei Schienenprofile UIC 60, Ri 60 und SA 42 untersucht.

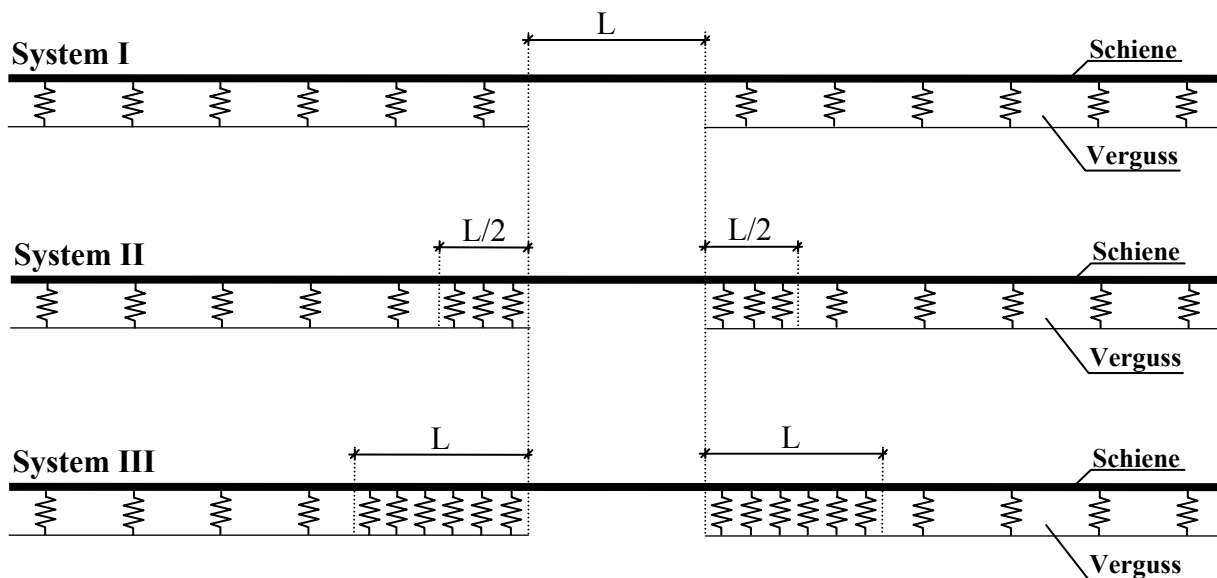


Abb. 5.1: System I: Lücke im Verguss ohne zusätzliche Versteifung
 System II: Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf eine Länge $L/2$ auf beiden Seiten der Lücke
 System III: Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf einer Länge L auf beiden Seiten der Lücke

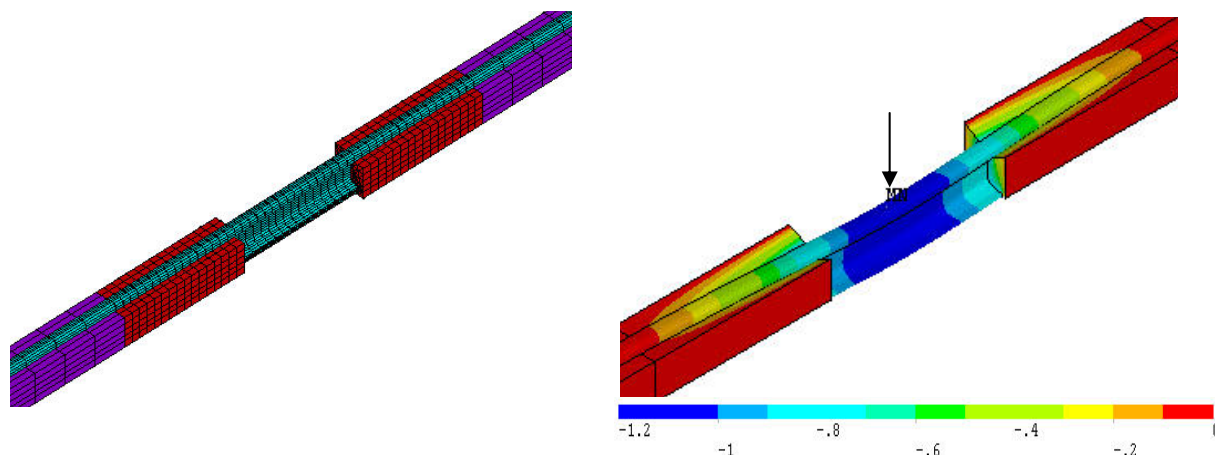


Abb. 5.2: System III, UIC 60 ANSYS - Modell (siehe auch 4.3) und berechnete Durchbiegung (hier: E - Modul = 13 N/mm^2 , Lückenweite = 800 mm)

Die Durchbiegung (Abb. 5.2) und Spannungen wurden immer unter einer vertikalen Einzelradlast von 125 kN berechnet, die in Lückenmitte in Schienenkopfmittle angreift.

5.1.2 Schienendurchbiegung

In Tab. 5.1 ist die Durchbiegung unter einer vertikalen Einzelradlast von 125 kN ohne Unterbrechung des Vergusses dargestellt.

	Trägheitsmoment [mm ⁴]	E = 13 N/mm ²		E = 3,25 N/mm ²	
		Elastische Länge L [mm]	Durchbiegung [mm]	Elastische Länge L [mm]	Durchbiegung [mm]
UIC 60	3055·10 ⁴	695	0,84	983	2,13
Ri 60	3354·10 ⁴	696	0,85	984	2,15
SA 42	296,1·10 ⁴	458	2,18	648	6,07

Tab. 5.1: Elastische Längen und Durchbiegungen der lückenlosen Systeme [mm]

Die Durchbiegungswerte des Schienenprofils SA 42 sind sehr hoch. Dies ist sowohl auf die Trogabmessungen (Vergussquerschnitt) als auch auf das geringe Trägheitsmoment des Schienenprofils SA 42 zurückzuführen. Sie werden aber dennoch stellvertretend für ein extrem weiches System im Folgenden mitbetrachtet.

In Abb. 5.3 ist die maximale Durchbiegung der Schiene in Abhängigkeit von der Lückenweite für eine UIC 60 aufgetragen. Das Vergussmaterial hat einen E-Modul von 13 N/mm², der steifere Bereich links und rechts von der Lücke bei den Systemen II und III hat einen E-Modul von 26 N/mm². Je steifer die Auflagerung der seitlichen Bereiche neben der Lücke ist, desto geringer ist die errechnete Durchbiegung. Beim System III nimmt die Durchbiegung bei kleineren Lückenöffnungen sogar noch ein wenig ab, bezogen auf die Durchbiegung der Schiene ohne Vergusslücke. Die gleichen Aussagen lassen sich auch bei den anderen beiden Schienenprofilen Ri 60 und SA 42 bzw. den Systemen mit dem weicheren Vergussmaterial (E-Modul 3,25 N/mm²) machen (Anlagen 3 und 4).

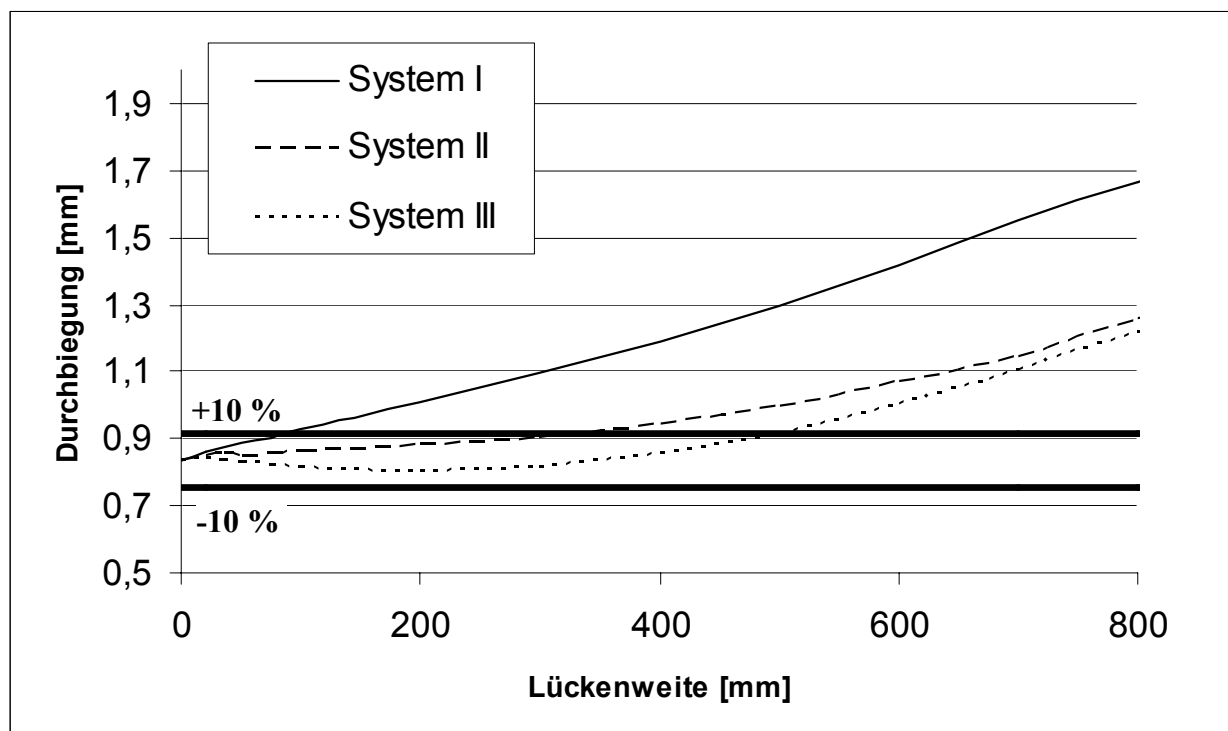


Abb.5.3: Maximale Durchbiegung der Systeme I, II und III (für das Schienenprofil UIC 60) in Abhängigkeit von der Lückenweite; E-Modul des Vergussmaterials beträgt 13 N/mm^2

Eine vertretbare Streuung des unterschiedlichen Verformungsverhaltens liegt mit einer Abweichung von bis zu $\pm 15\%$ um die mittlere Durchbiegung beim lückenlosen Zustand vor [Leykauf, 2002] (siehe auch 4.3.5). Der Anstieg (bzw. die Abminderung) der Durchbiegung durch die Unterbrechung des Vergusses sollte demnach 15% nicht übersteigen. Da neben der Unstetigkeit aus der Vergussunterbrechung noch weitere Faktoren (Schwankungen der Trogabmessungen, Ungenauigkeiten der Schienenlage im Trog, etc.) die Durchbiegung beeinflussen, wird bei den folgenden Betrachtungen ein engerer zulässiger Abweichungsbereich von $\pm 10\%$ zu Grunde gelegt. Die maximale Lückenweite zum (noch) Erreichen einer Abweichung von $\pm 10\%$ ist stark von der Elastizität des Oberbaus und damit in erster Linie von der Steifigkeit des Vergusses und vom Schienenquerschnitt abhängig.

In den Abb. 5.4, 5.5 und 5.6 sind die Änderung der Durchbiegung (bezogen auf den lückenlosen Zustand) in Abhängigkeit von der Lückenweite (bezogen auf die elastische Länge des Oberbaus für den lückenlosen Zustand) für die Systeme I, II und III aufgetragen. Dabei werden jeweils zwei unterschiedliche E-Moduln (13 N/mm^2 und $3,25 \text{ N/mm}^2$) des Vergussmaterials berücksichtigt, dementsprechend ergeben sich unterschiedliche elastische Längen (Tab 5.1).

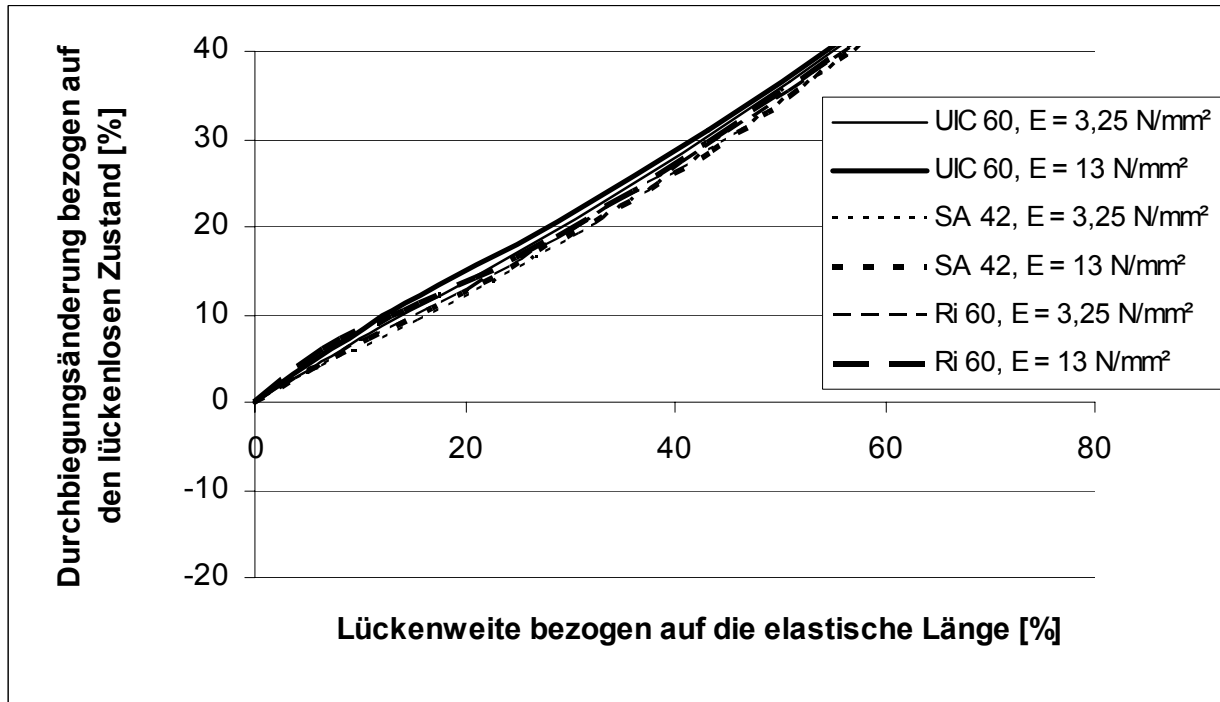


Abb. 5.4: System I (Lücke im Verguss ohne zusätzliche Versteifung); Durchbiegungsänderung in Abhängigkeit von der Lückenweite

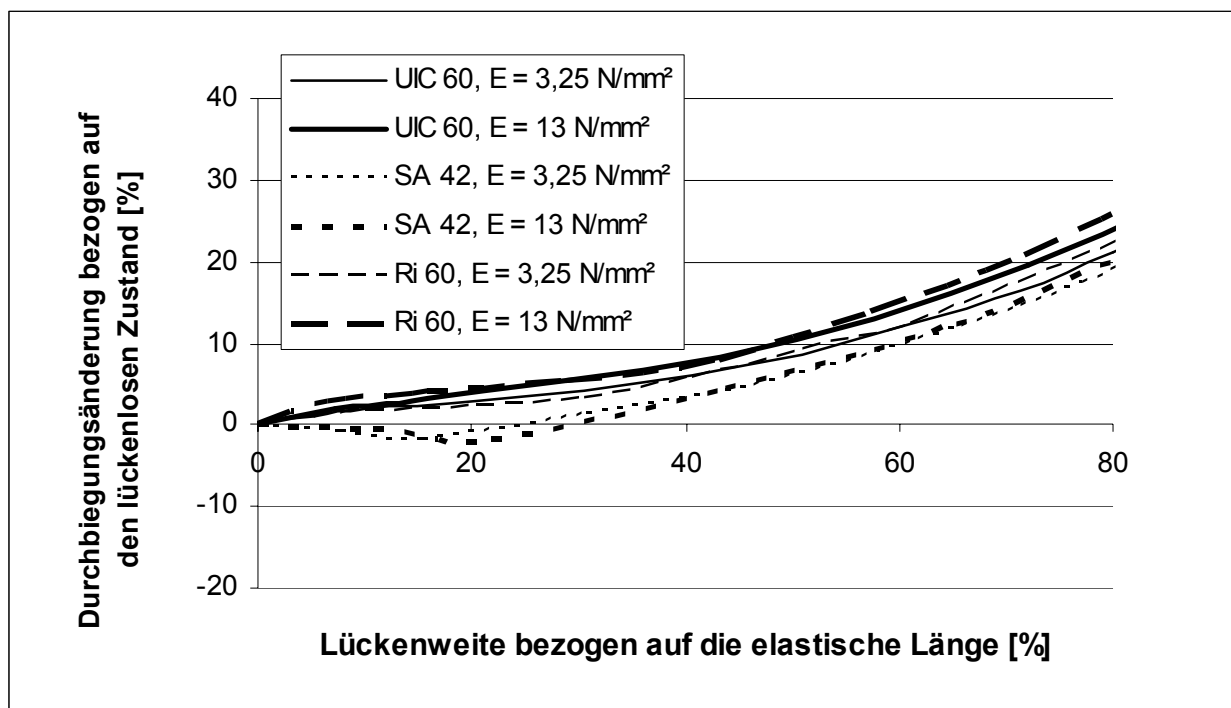


Abb. 5.5: System II (Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf eine Länge $L/2$ auf beiden Seiten der Lücke); Durchbiegungsänderung in Abhängigkeit von der Lückenweite

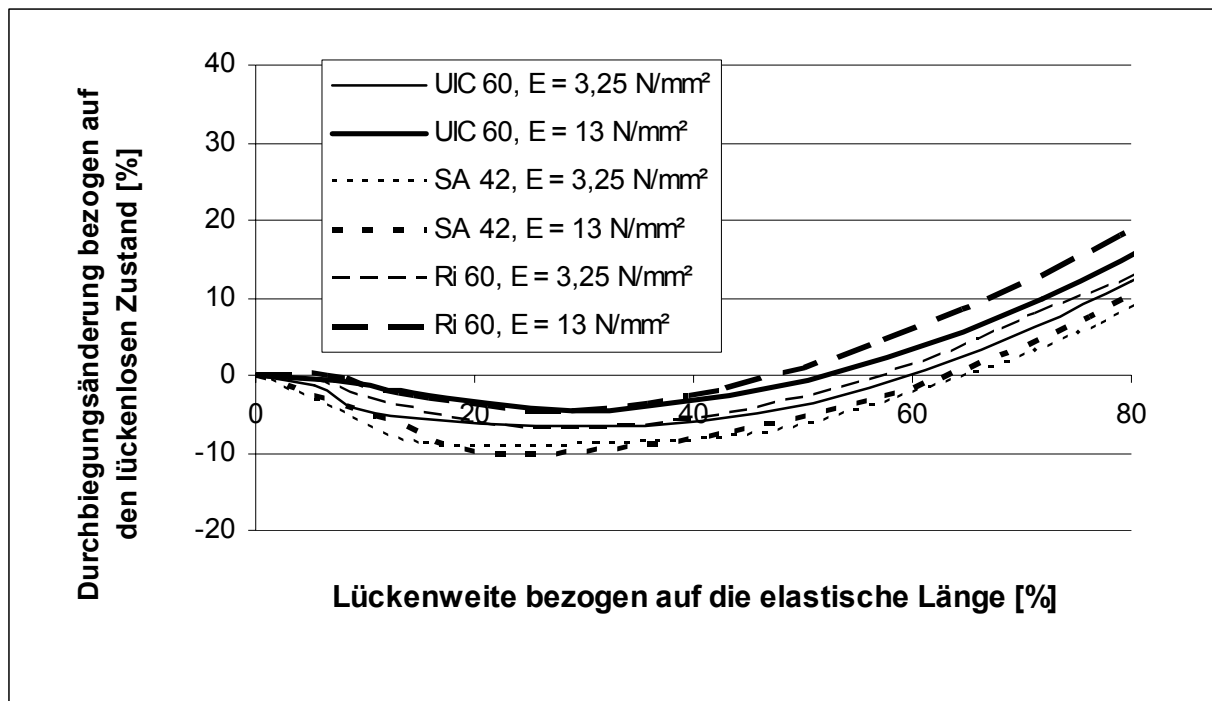


Abb. 5.6: System III (Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf einer Länge L auf beiden Seiten der Lücke); Durchbiegungsänderung in Abhängigkeit von der Lückenweite

Die Verläufe der Graphen der einzelnen Systeme sind sehr gleichförmig, unabhängig vom Trägheitsmoment des jeweiligen Schienenprofils und unabhängig von der Steifigkeit des jeweiligen Vergussmaterials. Es ist deutlich ersichtlich, dass unter Zugrundelegung der zuvor genannten Abweichung von 10 % beim System I die maximale Lückenweite ca. 10 % der elastischen Länge betragen darf. Beim System II beträgt die maximale Lückenweite ca. 50 % und beim System III ca. 65 % der elastischen Länge.

Beispiele:

Wird aus konstruktiven Gründen beim Brückenübergang eine Lücke im Betontrog von 350 mm erforderlich, so ist beim Schienenprofil UIC 60 (elastische Länge 695 mm; E-Modul von 13 N/mm²) beim System II ein Anstieg der Durchbiegung an der Störstelle von ca. 11 % (unter einer 125 kN Einzelradlast 0,93 mm) gegenüber dem lückenlosen Zustand (unter einer 125 kN Einzelradlast 0,84 mm) zu erwarten. Beim System III bleibt die Durchbiegung gegenüber dem lückenlosen Zustand in etwa konstant.

Die gleichen Randbedingungen (Lücke von 350 mm; E = 13 N/mm²; Einzelradlast 125 kN) führt bei dem Schienenprofil der SA 42 (elastische Länge 458 mm) zu einer Erhöhung der Durchbiegung beim System II von 17 % (unter einer 125 kN Einzelradlast 2,55 mm) bzw. beim System III von 8 % (unter einer 125 kN Einzelradlast 2,35 mm) gegenüber dem lückenlosen Zustand (unter einer 125 kN Einzelradlast 2,18 mm).

5.1.3 Schienenspannungen

In Tab. 5.2 ist die Biegezugspannung unter einer vertikalen Einzelradlast von 125 kN ohne Unterbrechung des Vergusses dargestellt.

	Widerstands -moment [mm ³]	E = 13 N/mm ²		E = 3,25 N/mm ²	
		Elastische Länge L [mm]	Biegezugspannung [N/mm ²]	Elastische Länge L [mm]	Biegezugspannung [N/mm ²]
UIC 60	377·10 ³	695	60,4	983	82,3
Ri 60	355·10 ³	696	70,4	984	92,1
SA 42	77,4·10 ³	458	170,4	648	245,6

Tab. 5.2: Elastische Längen [mm] und Biegezugspannungen [N/mm²] der lückenlosen Systeme

Aufgrund des sehr niedrigen Widerstandsmomentes des Schienenprofils SA 42 sind die Spannungen unter einer Einzelradlast von 125 kN sehr hoch. Dennoch wird das Schienenprofil SA 42 mit den beschriebenen Randbedingungen weiterhin als extrem weiches, theoretisches System mitbetrachtet.

In der Abb. 5.7 sind die maximalen Biegezugspannungen einer UIC 60 unter einer vertikalen Einzelradlast von 125 kN in Lückenmitte in Abhängigkeit von der Lückenweite aufgetragen.

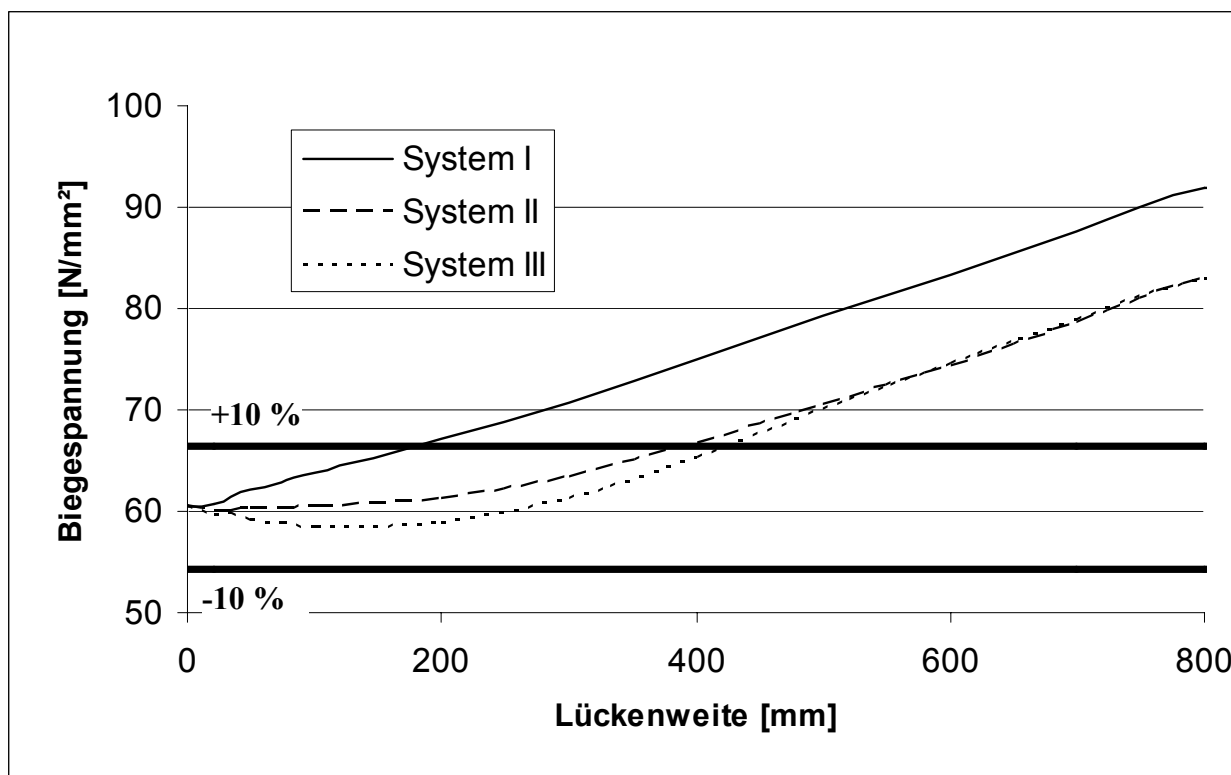


Abb. 5.7: Maximale Biegezugspannungen in der Schiene UIC 60 bei den Systemen I, II und III in Abhängigkeit von der Lückenweite, E-Modul des Vergussmaterials beträgt 13 N/mm²

Das System mit der steiferen Auflagerung hat die geringeren Spannungen bei einer konstanten Lückenweite. Bei großen Lückenweiten besteht kein Unterschied mehr zwischen System II und System III. Diese Aussagen gelten analog für die Schienenprofile Ri 60 und SA 42 bzw. für das weichere Vergussmaterial mit einem E-Modul von $3,25 \text{ N/mm}^2$ (Anlagen 5 und 6).

In den Abb. 5.8, 5.9 und 5.10 ist die Änderung der Biegespannung (bezogen auf den lückenlosen Zustand) in Abhängigkeit von der Lückenweite (bezogen auf die elastische Länge) für die Systeme I, II und III aufgetragen.

Wird auch hier die zuvor genannte Abweichung von 10 % zur Schienenspannung im lückenlosen Zustand zu Grunde gelegt, so ergibt sich bei den beiden Schienen mit hohem Steg UIC 60 und Ri 60 eine maximale Lückenweite beim System I von 20 % der elastischen Länge und bei den Systemen II und III ergeben sich entsprechend maximale Lückenweiten von 45 % und 55 %. Bei der SA 42 sind die maximalen Lückenweiten geringer, sie betragen bei den Systemen I, II und III 10 %, 25 % und 40 % der elastischen Länge.

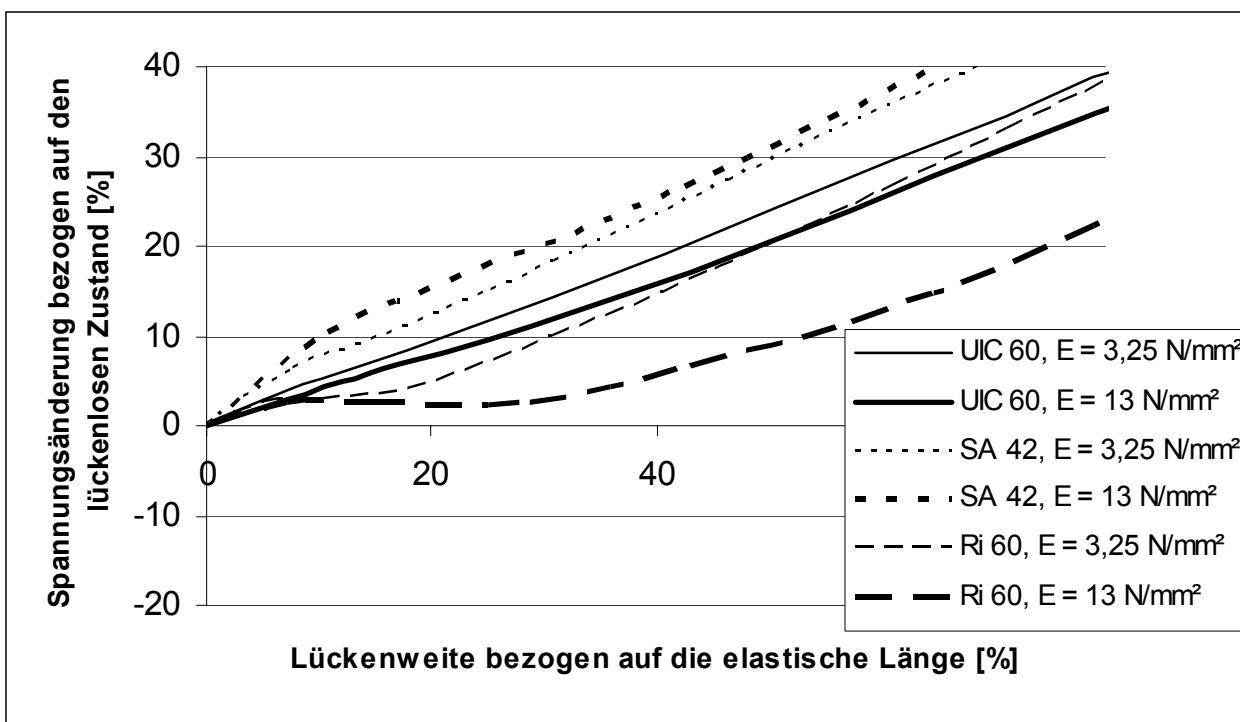


Abb. 5.8: System I (Lücke im Verguss ohne zusätzliche Versteifung); Spannungsänderung in Abhängigkeit von der Lückenweite

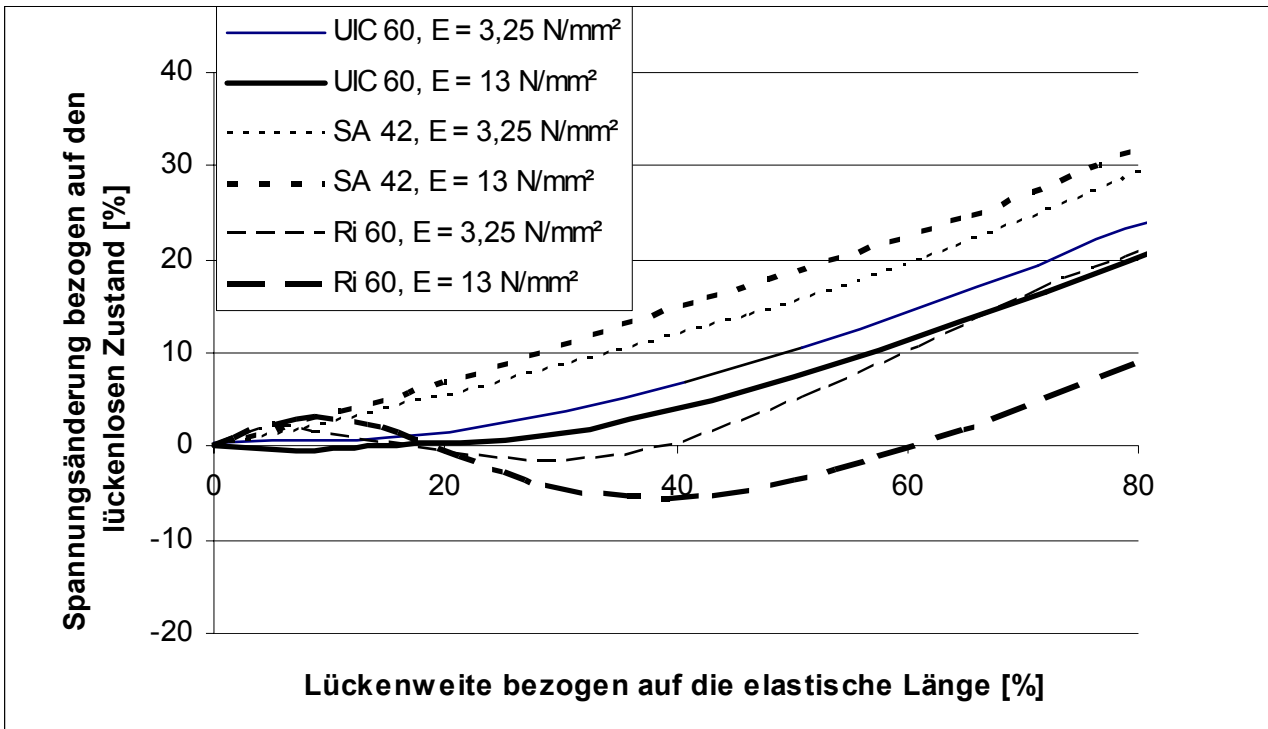


Abb. 5.9: System II (Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf eine Länge L/2 auf beiden Seiten der Lücke); Spannungsänderung in Abhängigkeit von der Lückenweite

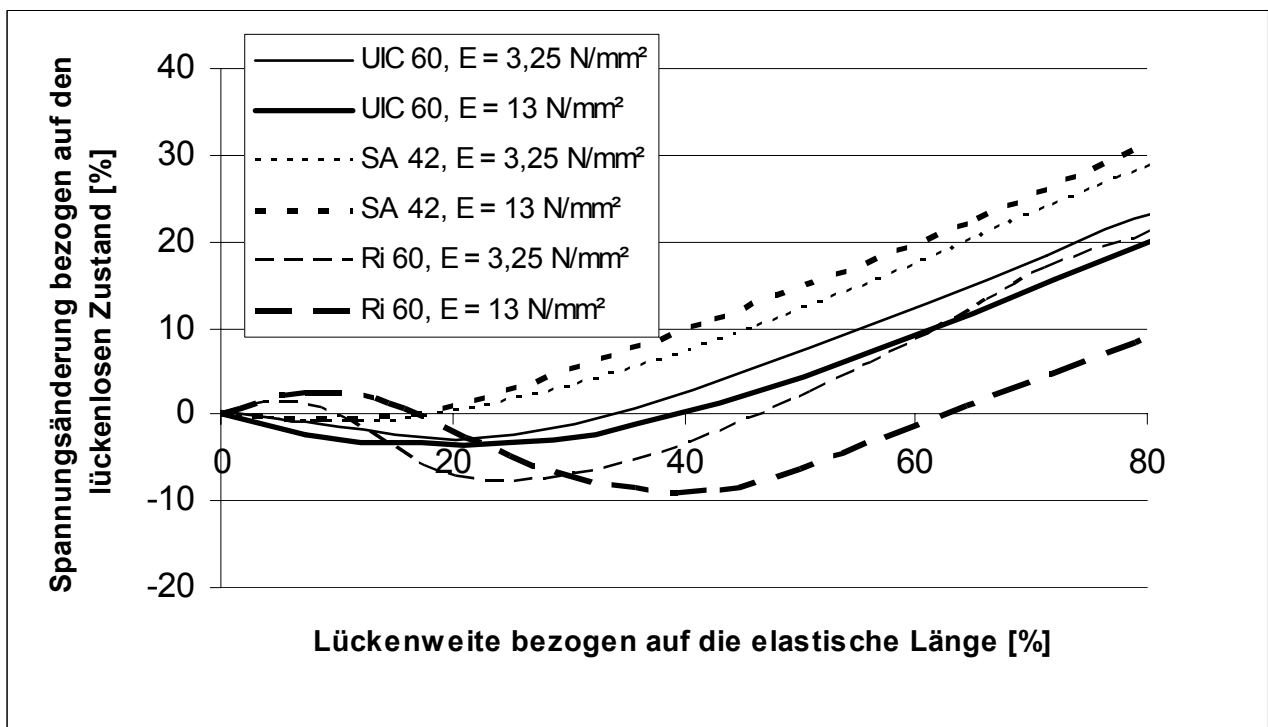


Abb. 5.10: System III (Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf einer Länge L auf beiden Seiten der Lücke); Spannungsänderung in Abhängigkeit von der der Lückenweite

Beispiel:

Wird aus konstruktiven Gründen beim Brückenübergang eine Lücke im Betontrog von 350 mm erforderlich, so ist beim Schienenprofil UIC 60 (elastische Länge 695 mm; E-Modul von 13 N/mm^2) ein Anstieg der Biegezugspannung an der Störstelle gegenüber dem lückenlosen Zustand (unter einer 125 kN Einzelradlast $60,4 \text{ N/mm}^2$) beim System II von ca. 8 % ($65,2 \text{ N/mm}^2$) bzw. beim System III von ca. 5 % ($63,4 \text{ N/mm}^2$) zu erwarten.

5.1.4 Schlussfolgerungen

Eine Unterbrechung des Vergusses ist immer eine Störstelle in der Auflagerung und damit eine Unstetigkeit im Tragverhalten des Oberbausystems mit einer kontinuierlich eingegossenen Schiene. Ist es unvermeidlich den Verguss zu unterbrechen (Brückenüberbau, Verschweißen der Schiene, Entwässerung etc.), bietet sich auf Grund der dargestellten Ergebnisse das System III (Abb. 5.1) an. Dabei wird links und rechts von der Vergusslücke der E-Modul des Vergussmaterials auf einer Länge, die der Lückenweite entspricht, verdoppelt.

Wird eine zulässige Abweichung von $\pm 10 \%$ bei der Durchbiegung wie auch bei den Biegezugspannungen zugrunde gelegt, kann bei den Schienenprofilen UIC 60 und Ri 60 eine Lückenweite von 50 % der elastischen Länge in jedem Fall zugelassen werden. Im Einzelfall sind auch größere Lückenweiten möglich.

Beim sehr weichen System des Schienenprofils SA 42 wird das 10 % Kriterium bei einer Lückenweitenbegrenzung auf 40 % der elastischen Länge eingehalten. Auch wenn das System aufgrund seiner hohen Durchbiegungswerte und Biegezugspannungen keinen realitätsnahen Oberbau darstellt, so kann es als theoretisches Modell dennoch den oben beschriebenen Ansatz der Lückenweitenbegrenzung zur weichen Seite hin abgrenzen.

5.2 Auswirkung von Verformungen des Brückenüberbaus

Auf den Oberbau wirken außerhalb von Brückenbauwerken in erster Linie vertikale Kräfte durch die fahrenden Züge und horizontale Kräfte durch eine Erwärmung bzw. Abkühlung der Oberbaukomponenten sowie durch das Bremsen und Beschleunigungen der Züge ein.

Auf Brücken müssen zusätzliche Belastungen vom Oberbau aufgenommen werden. Unter der Belastung eines Zuges biegt sich eine Brücke durch (Verdrehung der Überbauenden, Abb. 5.11), bei einer Pfeilerkopfverdrehung kommt es zu einem Höhenversatz der beiden Überbauenden (Abb. 5.12).

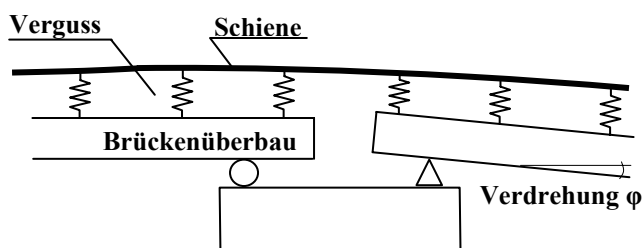


Abb. 5.11: Verdrehung der Überbauenden

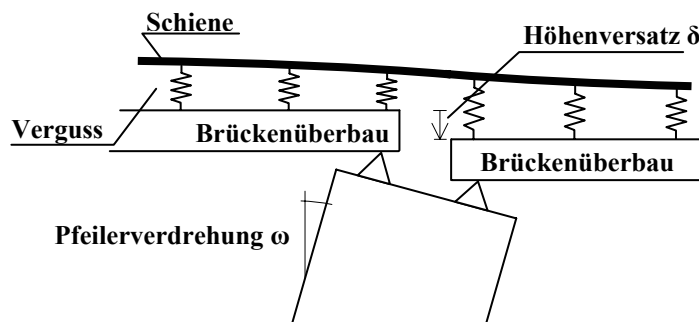


Abb. 5.12: Höhenversatz des Überbaus durch eine Verdrehung des Pfeilers

Bei einer kraftschlüssigen Verbindung des Oberbaus mit dem Brückenüberbau kommt es auf Grund dieser Verformungen besonders im Übergangsbereich zwischen Widerlager und Brückenüberbau bzw. bei mehrteiligen Brücken zwischen zwei Überbauabschnitten zu abhebenden und drückenden Kräften, die von der Schiene und dem Verguss schadlos aufgenommen werden müssen. Der Verguss hat bei Abhebeversuchen unterschiedlicher eingegossener Schienenprofile am Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München Abhebekräfte (bezogen auf 600 mm Schienenlänge) von 30 kN (teilweise weit darüber hinaus) bei Verformungen von 2 - 4 mm schadlos ertragen.

Weiterhin ergibt sich durch eine Temperaturänderung eine Längenänderung des Brückenüberbaus. Daraus resultieren zusätzlich Normalspannungen in der Schiene. Liegt der Brückenüberbau in einer Gefälle Strecke bzw. Steigungsstrecke kann es zusätzlich zu einem Höhenversatz zwischen zwei Überbauabschnitten kommen (Abb. 5.13).

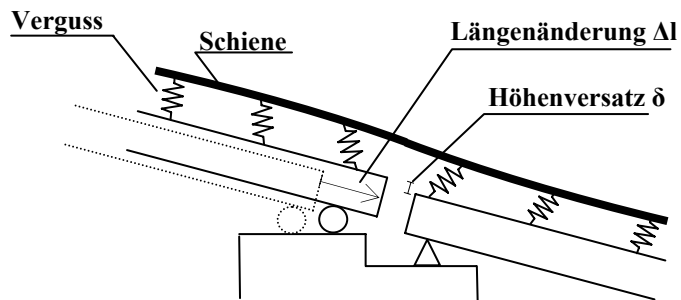


Abb. 5.13: Längenänderung des Brückenüberbaus mit zusätzlichem Höhenversatz bei Gefällestrecken bzw. Steigungsstrecken

Alle genannten Lastfälle im Bereich einer Brücke lassen sich auf drei Lastkomponenten zurückführen:

- Verdrehung der Überbauenden
- Höhenversatz
- Längenänderung des Überbaus auf Grund von Temperaturänderung

Die folgenden Ergebnisse basieren auf Berechnungen Finiter Element Modelle einer eingegossenen UIC 60 mit dem FE – Programm ANSYS.

5.2.1 Finite Elemente Modell

Auf Grund vorangegangener Berechnungen wurde die Länge der generierten Modelle für die Lastfälle Verdrehung der Überbauenden bzw. Höhenversatz des Überbaus auf 12 m festgelegt. Damit können störende Einflüsse aus den Randbedingungen der endlichen Modelle auf die Biegelinie und Momentenlinie ausgeschlossen werden. In der Mitte des Modells (Lückenbereich) wurden zu beiden Seiten, je nach Lückenweite, der Verguss und Betontrog entfernt. Auf Grund der im Kapitel 5.1 gezogenen Schlussfolgerungen wurde das System II nicht weiter verfolgt. Beim System III wurde der Verguss zu beiden Seiten der Lücke auf einer Länge, die der Lückenweite entspricht, auf den doppelten E-Modul versteift (Abb. 5.14). Eine

Hälfte des Modells wurde verdreht bzw. abgesenkt. Dem Modell liegt ein E-Modul des Vergusses von 8 N/mm^2 (entspricht einer Federziffer von ca. 45 kN/mm bezogen auf 600 mm Schienenlänge) zugrunde, dementsprechend ergibt sich ein E-Modul für den versteiften Vergussbereich links und rechts von der Lücke im System III von 16 N/mm^2 .

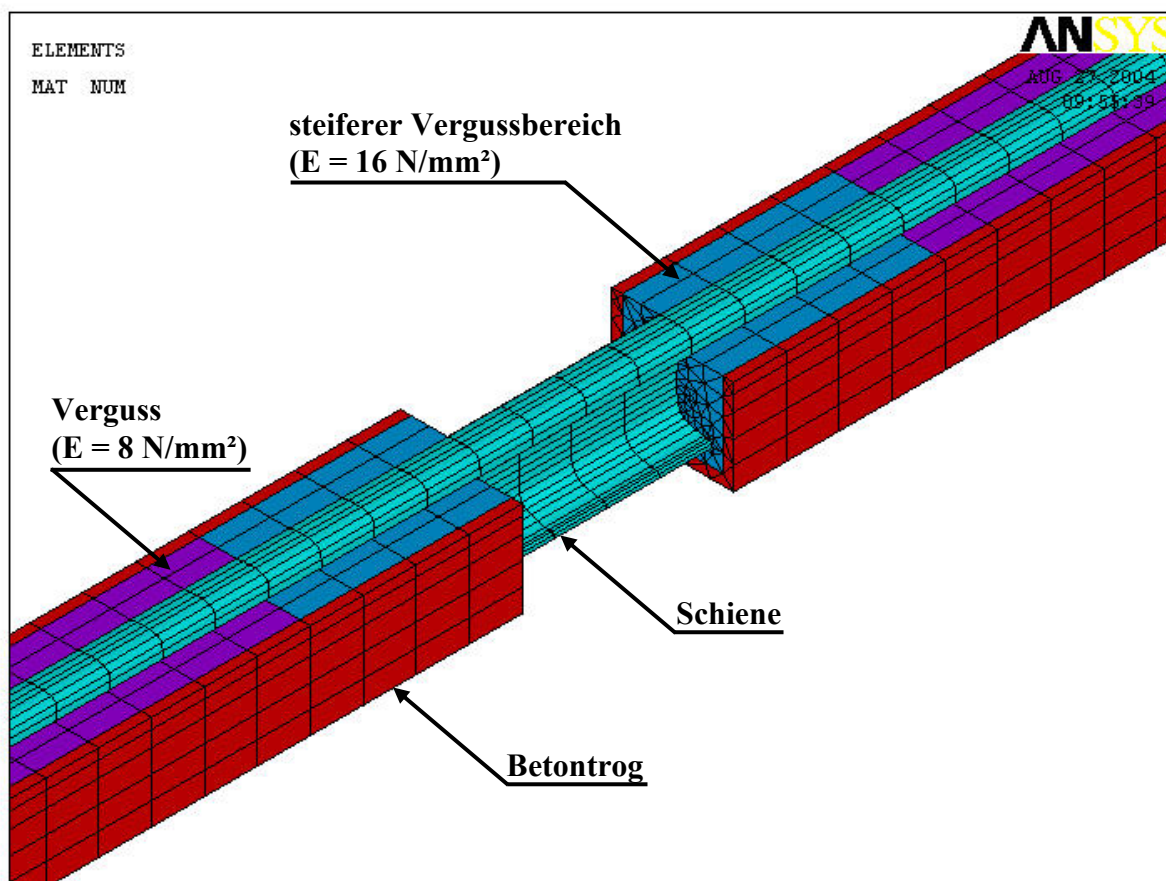


Abb. 5.14: Finite Element Modell der eingegossenen Schiene UIC 60 für Verdrehung und Höhenversatz der Überbauenden beim System III (Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf einer Länge L auf beiden Seiten der Lücke)

Der Lastfall Längenänderung des Überbaus aufgrund einer Temperaturänderung wurde bei einem ΔT von 20 K bzw. 40 K berechnet. Bei der Bemessung von Betonbrücken wird ein ΔT von 27 K (bei Lagern und Dehnungsfugen von 37 K angesetzt) [DIN-Fachbericht 101]. Bei den Finite Elemente Modellen wurde sowohl die Dehnlänge der Brücke als auch der Durchschubwiderstand variiert. Eine Unterscheidung zwischen System I (Lücke im Verguss ohne zusätzliche Versteifung) und System III (Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf einer Länge L auf beiden Seiten der Lücke) bzw. unterschiedliche Lückenweiten wirken sich nur marginal auf die Ergebnisse aus, weshalb auf eine getrennte Betrachtung verzichtet wurde.

5.2.2 Verdrehung der Überbauenden

Der Lastfall Verdrehung der Überbauenden wird getrennt voneinander nur für die beiden Systeme I und III (Abb. 5.1) betrachtet.

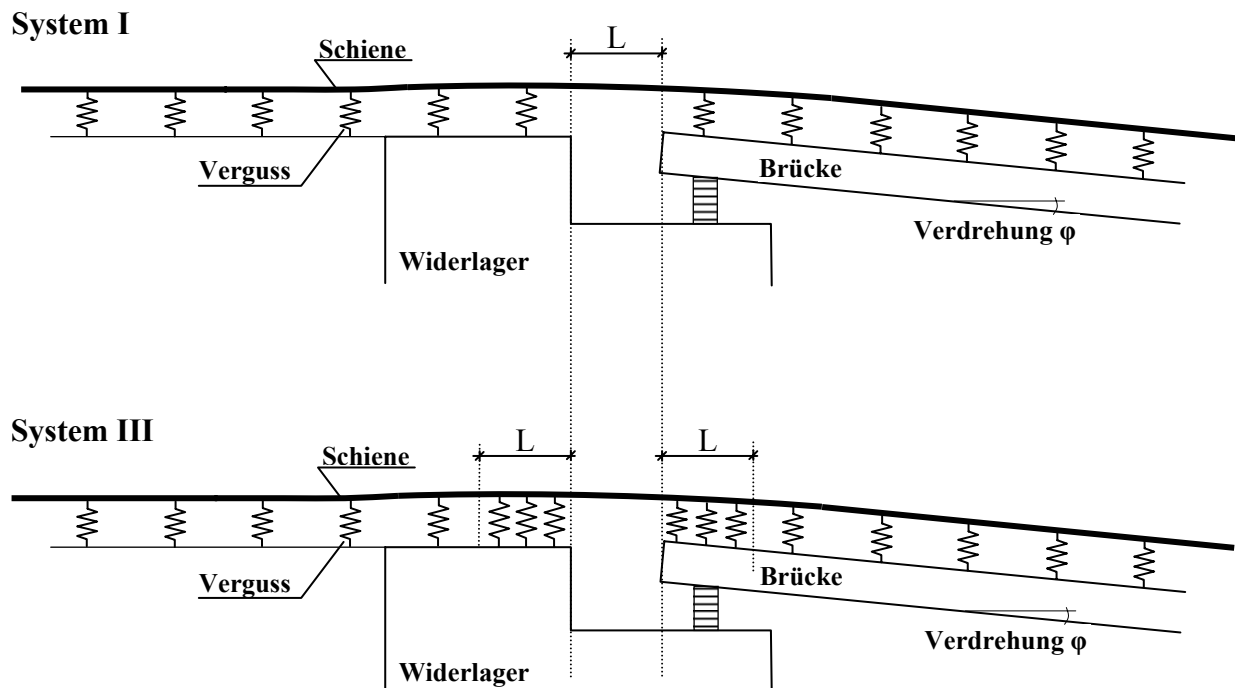


Abb. 5.15: Verdrehung der Überbauenden bei dem System I (Lücke im Verguss ohne zusätzliche Versteifung) und dem System III (Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf einer Länge L auf beiden Seiten der Lücke)

In Abb. 5.15 werden die beiden Systeme I und III mit einer Verdrehung φ des Überbaus schematisch dargestellt. Der Überbau wird um $\varphi = 1 \text{ ‰}$ verdreht. Infolge dieser Verdrehung kommt es in Abhängigkeit von der Lückenweite zu Biegezugspannungen an der Schienenoberseite deren Spannungsmaxima im Bereich des Brückenüberbaus liegen (Abb. 5.16). Bei einer Lückenweite von nur 20 mm (nahezu kontinuierlich gebettet) ergibt sich ein Spannungsmaximum von $14,2 \text{ N/mm}^2$. Bei einer Lückenöffnung von 200 mm weist das steifere System III um ca. 6 % höhere Spannungen und das System I um ca. 6 % niedrigere Spannungen auf.

Die Lückenweite hat nur einen untergeordneten Einfluss auf den Spannungsverlauf (Abb. 5.17). Die Berechnungen ergaben proportional zu einer Vergrößerung des Verdrehwinkels φ größere Spannungen.

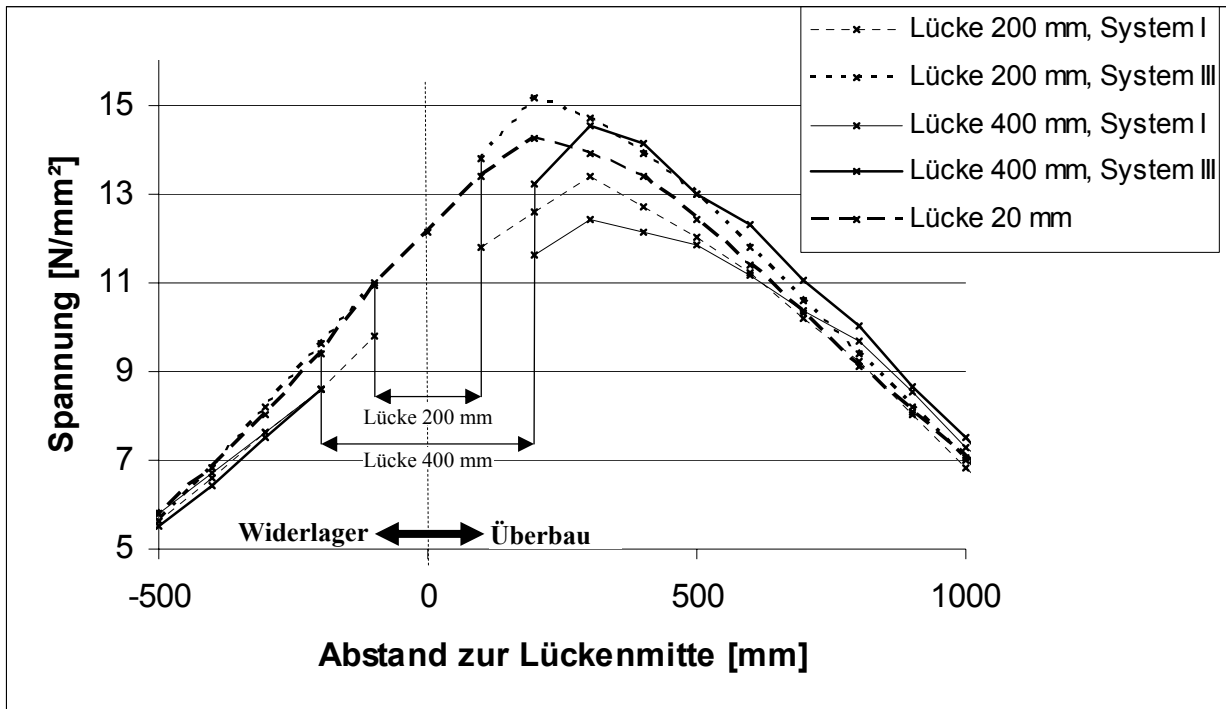


Abb. 5.16: Biegezugspannungen (im Schienenkopf) bei verschiedenen Lückenweiten bei der Verdrehung der Überbauenden um $\varphi = 1 \text{ ‰}$ (System I und System III)

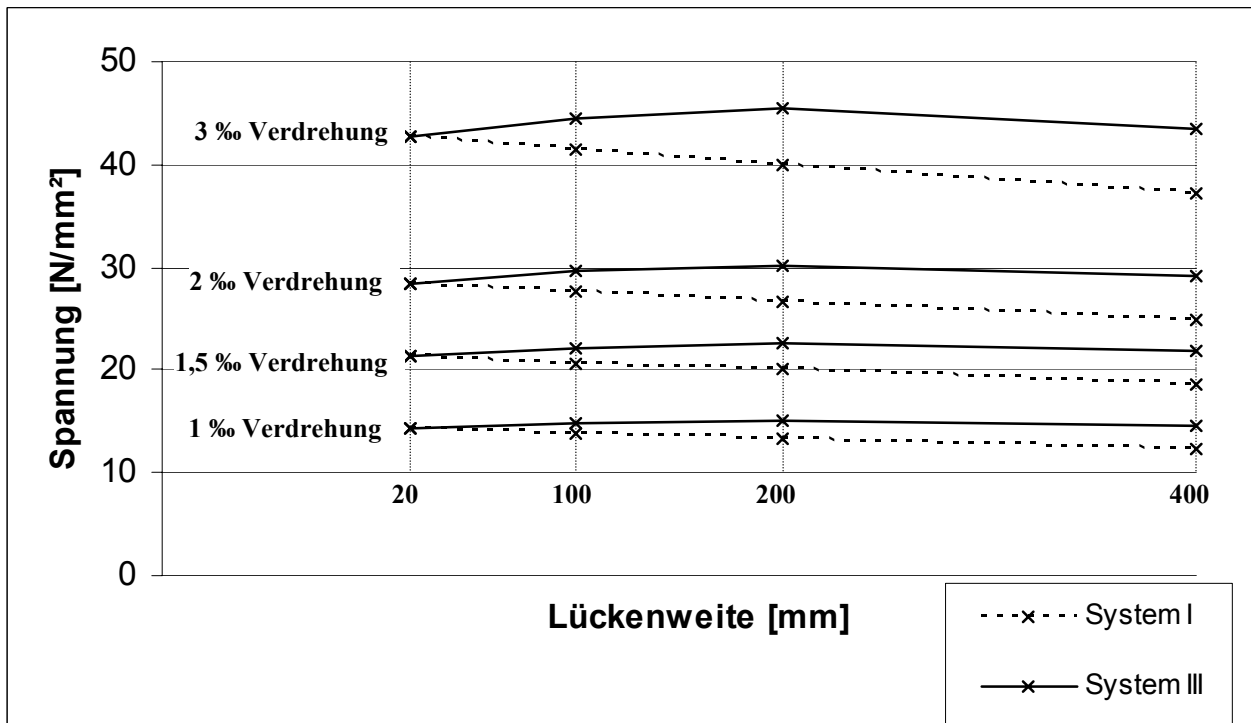


Abb. 5.17: Maximale Biegezugspannungen (im Schienenkopf) bei verschiedenen Verdrehungswinkeln des Überbaus (System I und System III)

5.2.3 Höhenversatz des Überbaus

Der Lastfall Höhenversatz des Überbaus wird getrennt für die beiden Systeme I und III (Abb. 5.1) betrachtet. Die Höhenversatz der Überbauenden der beiden Systeme I und III sind in Abb. 5.18 schematisch dargestellt.

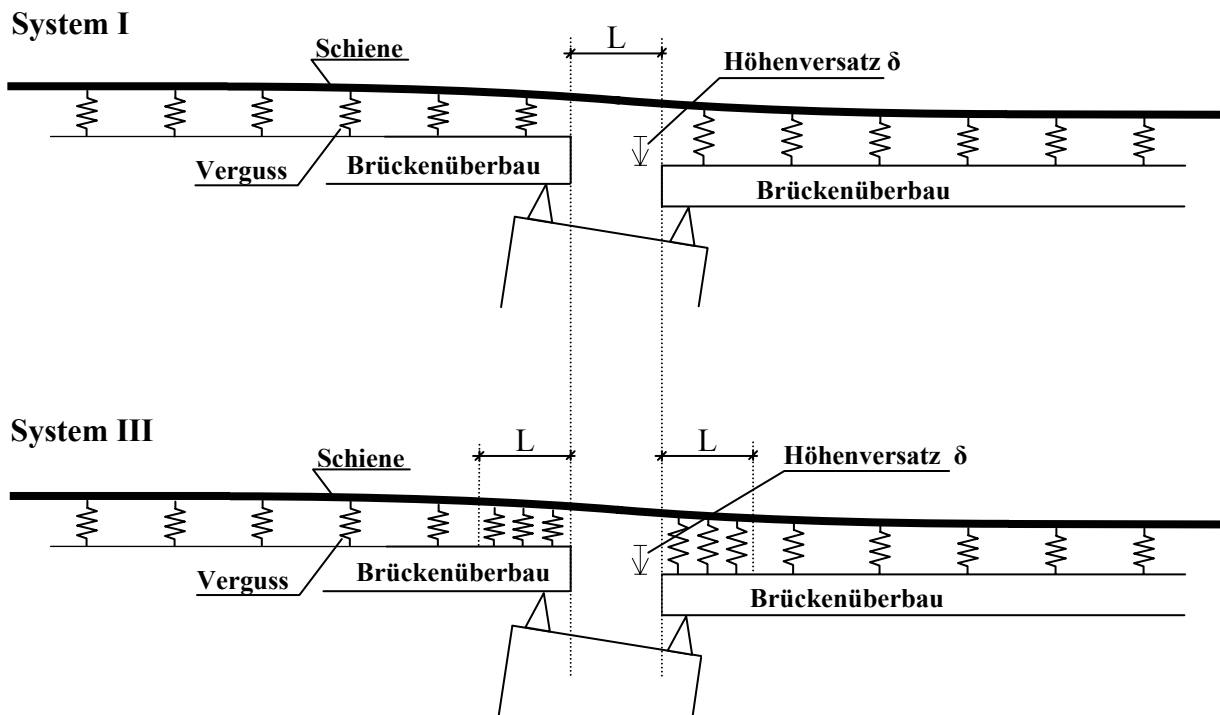


Abb. 5.18: Höhenversatz des Brückenüberbaus bei dem System I (Lücke im Verguss ohne zusätzliche Versteifung) und bei dem System III (Lücke im Verguss mit zusätzlicher Versteifung auf einer Länge L auf beiden Seiten der Lücke)

Der Überbau wird um $\delta = 1$ mm abgesenkt. Infolge dieses Höhenversatzes kommt es in Abhängigkeit von der Lückenweite zu Biegezugspannungen im Schienenkopf auf der Widerlagerseite bzw. im Schienenfuß auf der Überbauseite (Abb. 5.19). Die Spannungsverläufe sind asymmetrisch zur Lückenmitte. Bei einer Lückenweite von nur 20 mm (nahezu kontinuierlich gebettet) ergibt sich ein Spannungsmaximum von $10,9$ N/mm². Bei einer Lückenöffnung von 200 mm weist das steifere System III um ca. 8 % höhere Spannungen und das System I um ca. 2 % niedrigere Spannungen auf.

Die Lückenweite hat nur einen untergeordneten Einfluss auf den Spannungsverlauf (Abb. 5.20). Die Biegezugspannungen steigen bei einer weiteren Zunahme des Höhenversatzes δ des Brückenüberbaus proportional zu δ an.

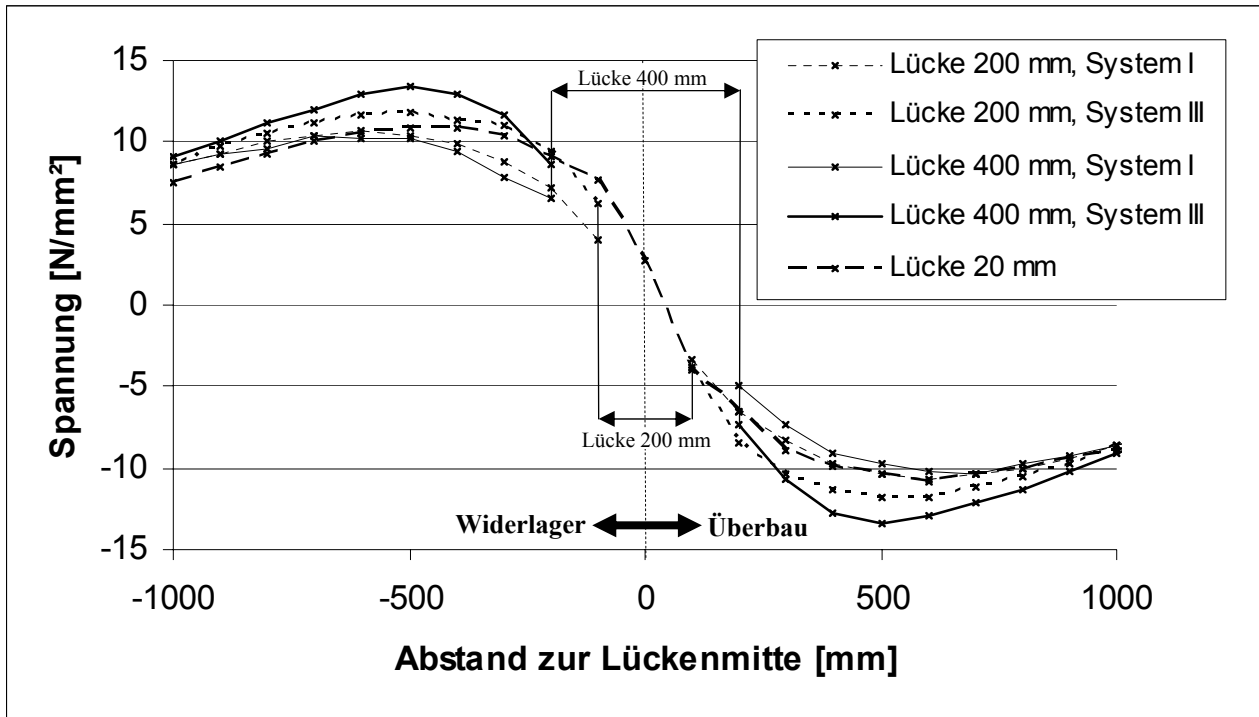


Abb. 5.19: Schienenkopfspannungen bei verschiedenen Lückenweiten bei einem Höhenversatz des Brückenüberbaus $\delta = 1 \text{ mm}$ (System I und System III)

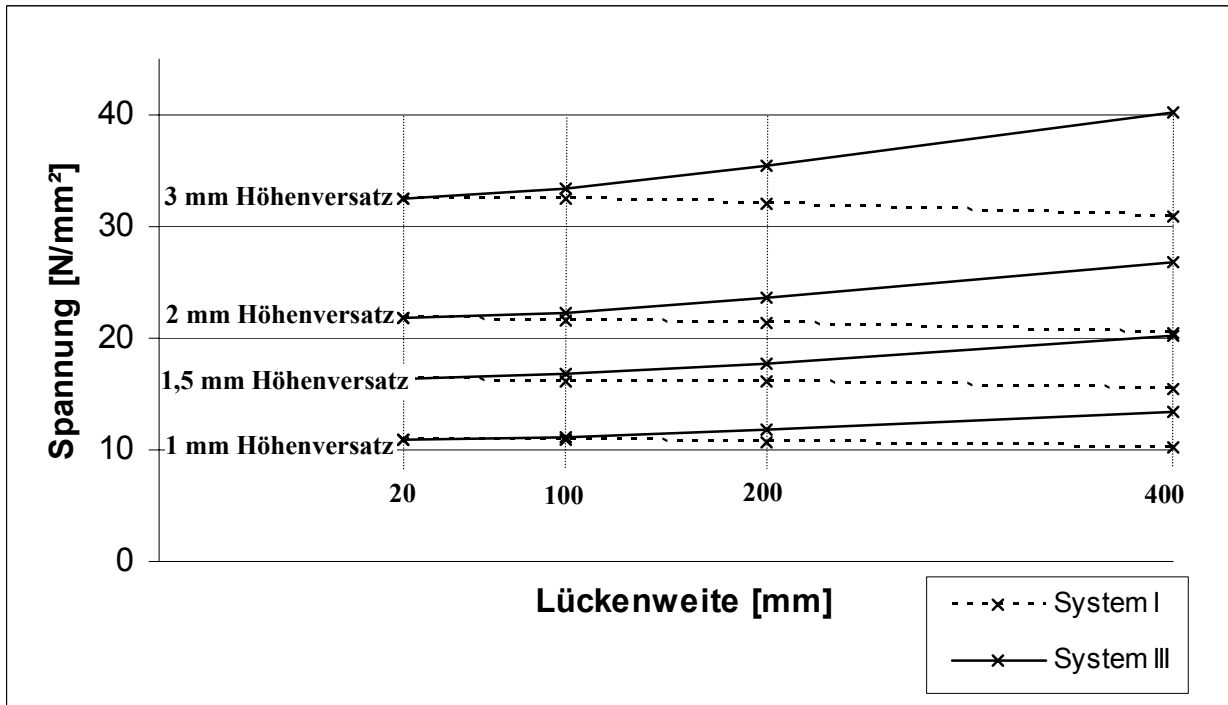


Abb. 5.20: Maximale Schienenkopfspannungen beim Höhenversatz des Überbaus (System I und System III)

5.2.4 Vergleich mit der DS 804 bzw. DIN-Fachbericht 101

Die einzelnen Stützpunkte der Festen Fahrbahn müssen die abhebenden und drückenden Kräfte aus der Verdrehung des Überbaus gemäß der Richtlinie DS 804, Anlage 29 schadlos aufnehmen. Durch Einhaltung dieser Vorschriften wird ein ruhiger Radsatzlauf sichergestellt. In der Richtlinie DS 804, Anlage 29 sind für eine Abschätzung Biegemomente der Schiene UIC 60 für eine Verdrehung des Überbaus um 1 ‰ bzw. für einen Höhenversatz des Überbaus um 1 mm tabellarisch für die einzelnen Stützpunkte erfasst. Dabei werden in den Tabellen die Senkfedersteifigkeit und der Abstand der einzelnen Stützpunkte berücksichtigt. Den Tabellenwerten liegt die Annahme zu Grunde, dass der erste Stützpunkt des Überbaus immer über dem Lager liegt (Drehpunkt des Überbaus).

Der E-Modul des Vergussmaterials von 8 N/mm² beim Oberbau der kontinuierlich eingegossenen Schiene entspricht beim Oberbau mit diskreter Stützpunktauflagerung einer Senkfedersteifigkeit der Stützpunkte (Stützpunktabstand 600 mm) von 45 kN/mm.

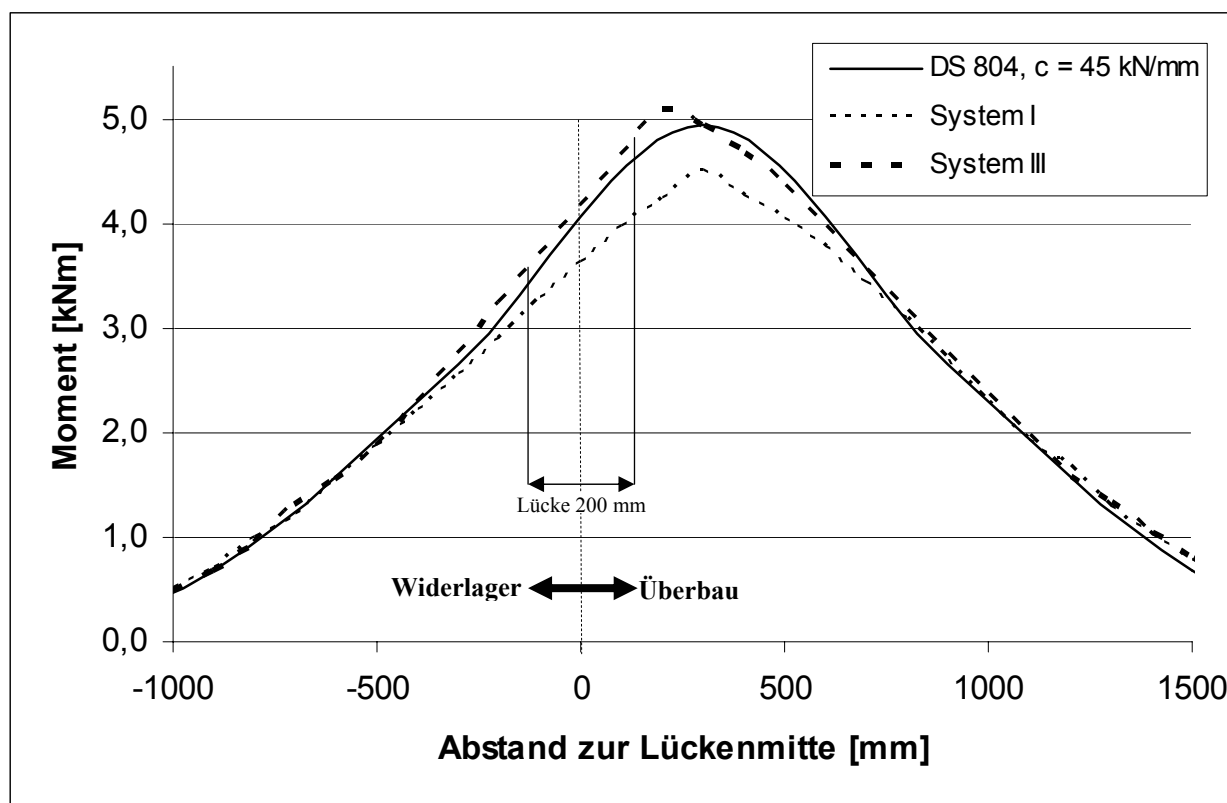


Abb. 5.21: Vergleich der Biegemomente der Schiene (System I und System III) bei einer Verdrehung der Überbauenden mit den Angaben der DS 804, Anlage 29, bei einer Lückenweite von 200 mm

In Abb. 5.21 werden die Biegemomente der Schiene infolge einer Verdrehung des Überbaus von 1 ‰ der Systeme I und III (bei einer Lückenweite von 200 mm) den Tabellenwerten der

DS 804, Anlage 29 gegenübergestellt. Die Verläufe der Biegemomente der Schiene stimmen sehr gut überein. Für eine Abschätzung des Momentenverlaufs der Schiene infolge einer Verdrehung des Überbaus liefert die DS 804, Anlage 29 hinreichend genaue Ergebnisse.

In Abb. 5.22 werden die Biegemomente der Schiene infolge eines Höhenversatzes des Überbaus von 1 mm der Systeme I und III (bei einer Lückenweite von 200 mm) den Tabellenwerten der DS 804, Anlage 29 gegenübergestellt. Die Verläufe der Biegemomente der Schiene stimmen ebenfalls sehr gut überein. Die Momentenlinien der System I und III bleiben unter den Tabellenwerten der DS 804, Anlage 29, die für einen Oberbau mit diskreter Stützpunktauflagerung berechnet wurden. Die Anwendung der DS 804, Anlage 29 für eine Abschätzung des Momentenverlaufs infolge eines Höhenversatzes des Überbaus bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene liefert auf der sicheren Seite liegende Werte.

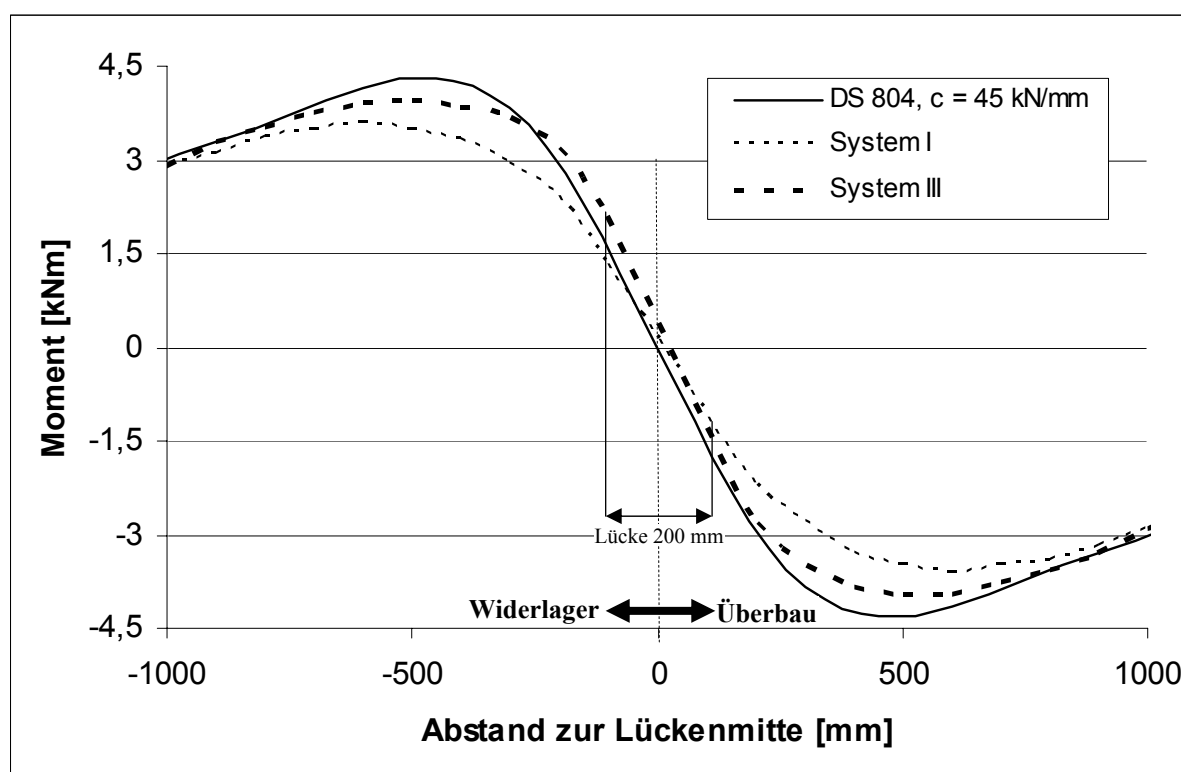


Abb. 5.22: Vergleich der Biegemomente der Schiene (System I und System III) bei einem Höhenversatz der Überbauenden mit den Angaben der DS 804, Anlage 29, bei einer Lückenweite von 200 mm

5.2.5 Längenänderung des Brückenüberbaus durch Temperatur

Eine Temperaturänderung ruft eine Längenänderung des Brückenüberbaus hervor; daraus resultieren Normalspannungen in der eingegossenen und kontinuierlich verschweißten

Schiene. Die Normalspannungsverteilung über die Schienenlänge hängt vom Durchschubwiderstand ab.

Durchschubwiderstand

Zur Ermittlung des Durchschubwiderstandes an einer Schienenbefestigung wird an einem Prüfkörper über eine hydraulische Presse eine Längskraft in die Schiene eingeleitet und das dazugehörige Kraft-Verschiebungs-Diagramm aufgezeichnet.

Bei konventionellen Schienenbefestigungen wird ein Durchschubwiderstand von mindestens 7 kN je Stützpunkt gefordert [Betonkalender 2000], womit nach den vorliegenden Erfahrungen eine ausreichende Begrenzung der Bruchlückenöffnung im Falle eines Schienenbruchs im Winter erreicht wird. Im Gegensatz hierzu lässt der Verguss kein „Durchschieben“ der Schiene bei einer kritischen Längskraft zu. Bei allen Messungen des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München wurde eine annähernd lineare Kraft-Verschiebungs-Linie aufgezeichnet (Abb. 5.23). Der gezackte Verlauf der Kraft-Verschiebungs-Linie ist auf die Versuchsanordnung zurückzuführen, bei der die Drucklängskraft über eine hydraulische Presse mittels einer Handpumpe stufenweise aufgebracht wird.

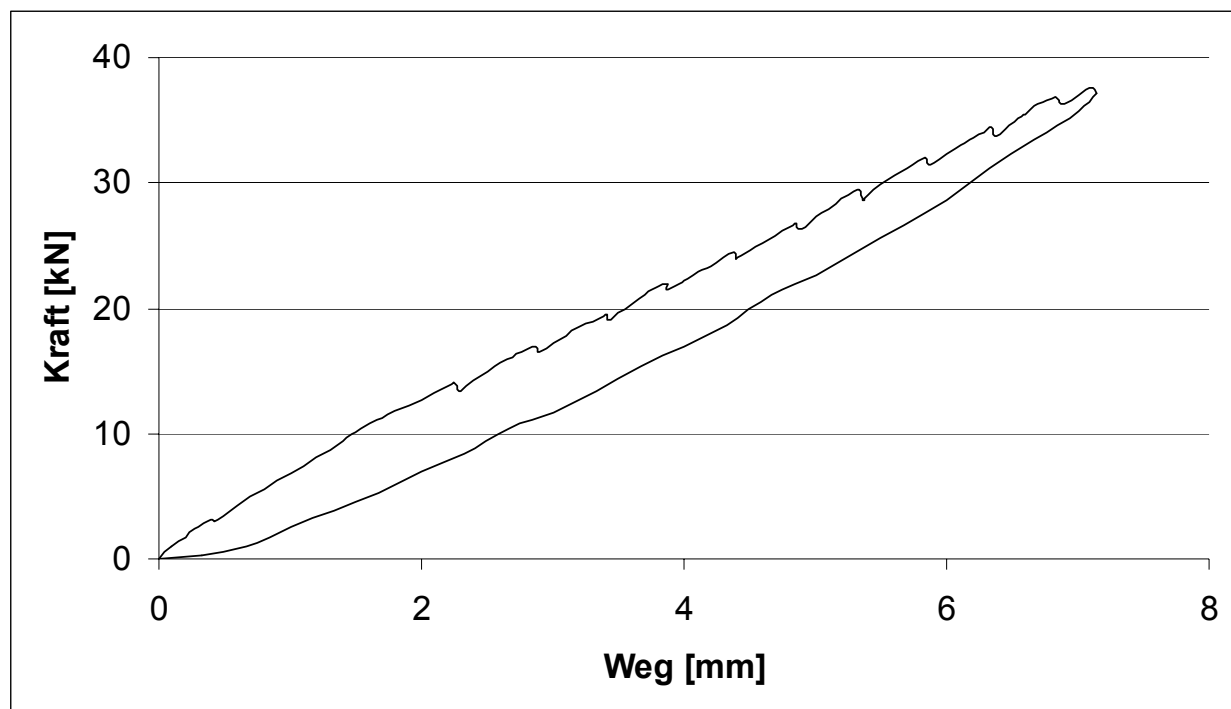


Abb. 5.23 Charakteristische Kraft-Verschiebungs-Linie beim Durchschubwiderstandsversuch (1 m lange, eingegossene Schiene S 49 [Forschungsbericht, 2000])

Der Durchschubwiderstand wächst mit zunehmenden Verschiebeweg stetig an. Bei einer Schiene, die durch einen Vollverguss befestigt ist, wird daher der Durchschubwiderstand anhand der horizontalen Federsteifigkeit s [$\text{N}/\text{mm}^2 = \text{N}/\text{mm}$ je mm Schienenlänge des Probekörpers] charakterisiert. Die horizontale Federsteifigkeit entspricht auch der Steigung der Kraft-Verschiebungs-Linie. Beträgt die Steigung $s = 10 \text{ N}/\text{mm}^2$ so ergibt sich für 2 mm Verschiebeweg eine aktivierter Durchschubwiderstand von 20 N je mm Schienenlänge.

Verlauf der Normalspannung

Im Finite Elemente Modell wurde im Bereich des Brückenüberbaus (Einfeldbrücke) der Betontrog am festen Auflager horizontal festgehalten und einer Längsdehnung entsprechend dem Temperatureausdehnkoeffizienten von Beton ($\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1}/\text{K}$) bei $\Delta T = 20 \text{ K}$ unterworfen. Am beweglichen Auflager ergab sich somit die kumulierte Längsverschiebung Δl des Betontrogs. In Abb. 5.24 ist exemplarisch der Verlauf der Normalspannung in der Schiene bei einer Brückendehnlänge von 20 m wiedergegeben.

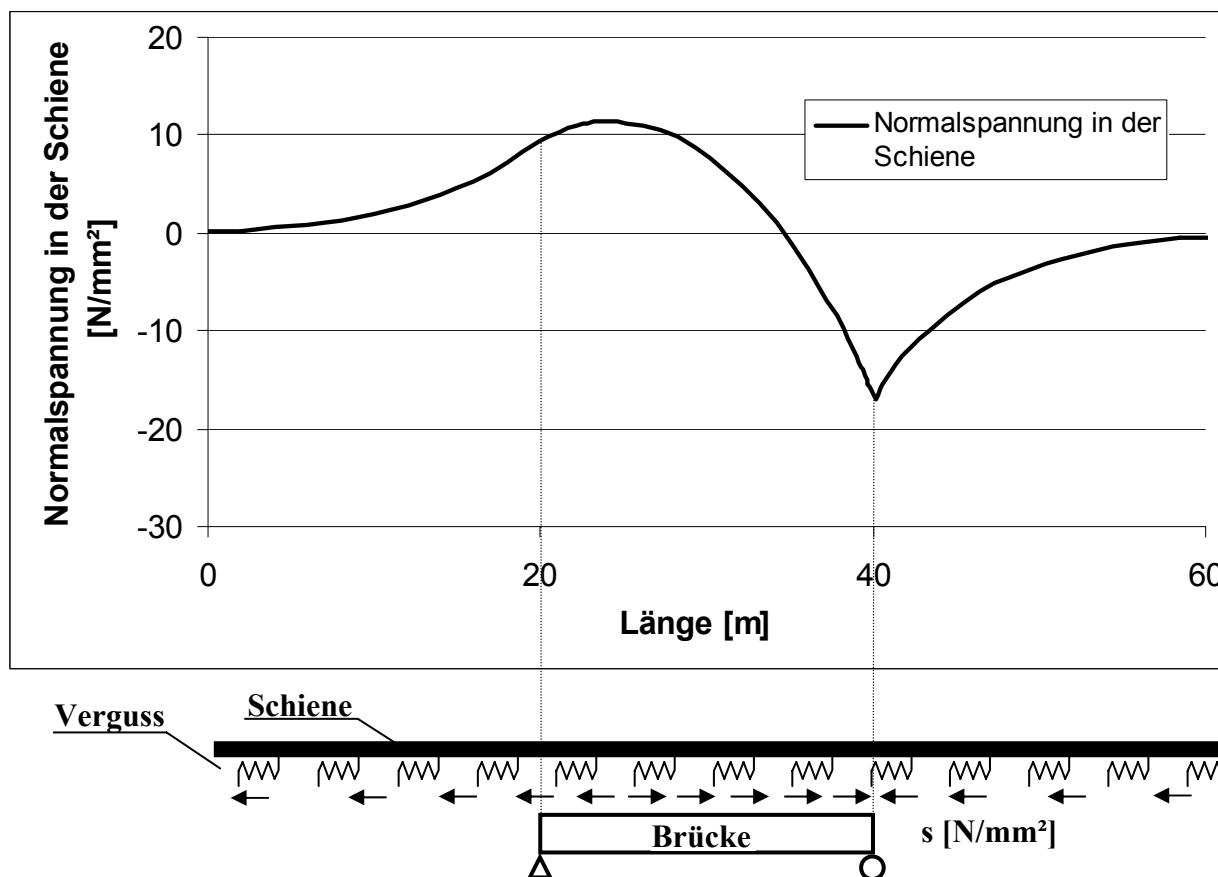


Abb. 5.24: Verlauf der Normalspannung in einer durchgehend verschweißten Schiene im Brückenbereich (Dehnlänge 20 m, $s = 10 \text{ N}/\text{mm}^2$) bei einer Erwärmung des Brückenüberbaus von $\Delta T = 20 \text{ K}$

Bei einer Erwärmung des Brückenüberbaus stellt sich die maximale Schienendruckkraft über der Lücke im Verguss am beweglichen Auflager ein. Die aktivierte Schienenzugkraft befindet sich im Bereich des Brückenüberbaus und erreicht bei allen berechneten Systemen maximal 75 % des Wertes der Schienendruckkraft. Im Winter verhält sich das System bei einer Abkühlung analog, d.h. im Bereich des beweglichen Lagers stellt sich die größte Zugkraft ein.

Normalspannungen bei unterschiedlichen Brückendehnlängen und Durchschubwiderständen

Bei dem Finite Elemente Modell wurden die Dehnlänge der Brücke zwischen 10 m und 40 m sowie der Durchschubwiderstand zwischen 2 N/mm² und 30 N/mm² variiert (Abb. 5.25). Eine Unterscheidung zwischen System I und System III bzw. unterschiedliche Lückenweiten wirken sich nur marginal auf die Ergebnisse aus, weshalb auf eine getrennte Betrachtung verzichtet wurde.

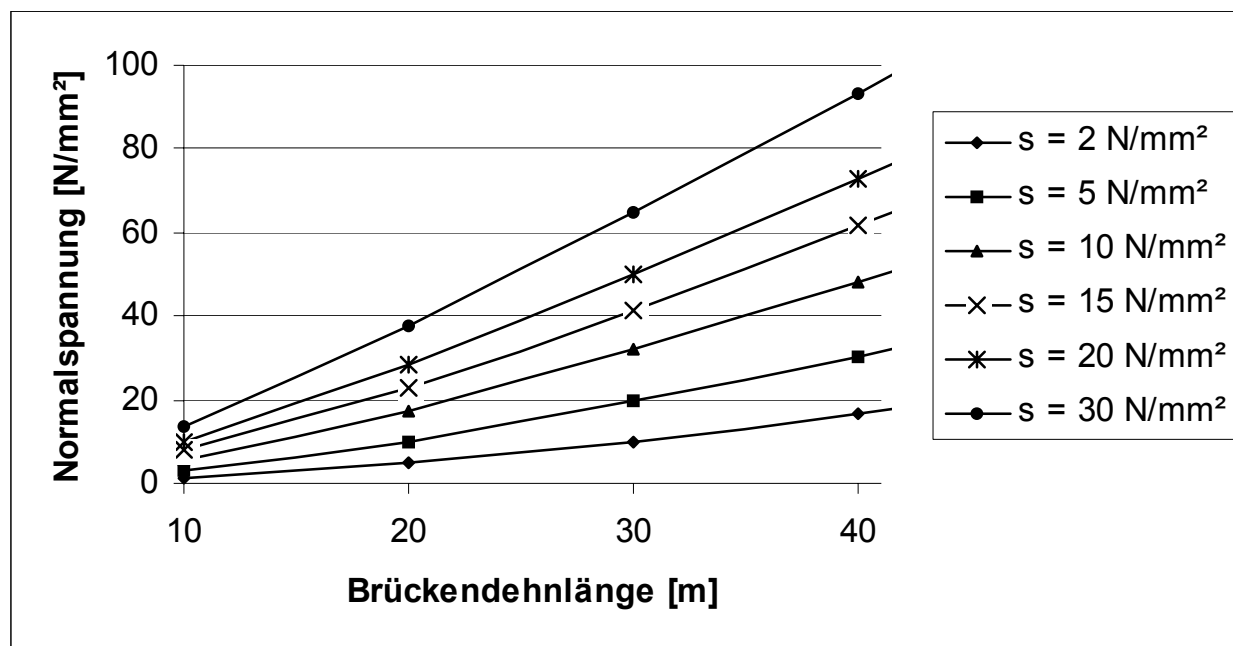


Abb. 5.25: Normalspannungen der Schiene in Abhängigkeit von der Brückendehnlänge und der horizontalen Federsteifigkeit am beweglichen Auflager bei einer Abkühlung von $\Delta T = 20\text{ K}$

Die bei Durchschubversuchen des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München gemessenen Steigungen der Kraft-Verschiebungs-Linien lagen in einem Bereich zwischen 5 N/mm² und 15 N/mm². Größere Längenänderungen aufgrund größerer Temperaturänderungen führen zu proportional größeren Spannungen. Dies ist auf das linearelastische Verhalten des Finite Elemente Modells zurückzuführen und wurde durch mehrere Rechenläufe verifiziert. Kühlt beispielsweise ein 20 m langer Brückenüberbau um

$\Delta T = 40 \text{ K}$ ab so ergibt sich bei einer horizontalen Federsteifigkeit $s = 10 \text{ N/mm}^2$ eine Schienenzugspannung über dem beweglichen Auflager von $34,2 \text{ N/mm}^2$.

Die minimale Vergussdicke liegt im Allgemeinen im Bereich des Schienenfußes bei 10 mm bis 20 mm. Bei einer quasistatischen Belastung kann davon ausgegangen werden, dass ein Schubwinkel von $\tan \gamma = 0,5$ unendlich oft vom Bauteil ohne Verbundlösungsgefahr ertragen wird [Eggert, 1995]. Somit muss der relative Längsverschiebeweg des Vergusses zwischen Betontrög und Schiene auf 5 mm bis 10 mm begrenzt werden. Die Relativbewegung zwischen Schiene und Betontrög in Abhängigkeit von der horizontalen Federziffer ist in der Abb. 5.26 für die Temperaturbereiche $\Delta T = 40 \text{ K}$ und $\Delta T = 20 \text{ K}$ gegeben.

Beispiel:

Bei einer Brückendehnlänge von 20 m und einer horizontalen Federziffer von 10 N/mm^2 ist bei einer Abkühlung von 40 K mit einer Relativbewegung von 6 mm zu rechnen. Wenn die Mindestvergussdicke über den Querschnitt mindestens 12 mm beträgt, kann davon ausgegangen werden, dass der Verguss diese Verformung dauerhaft erträgt.

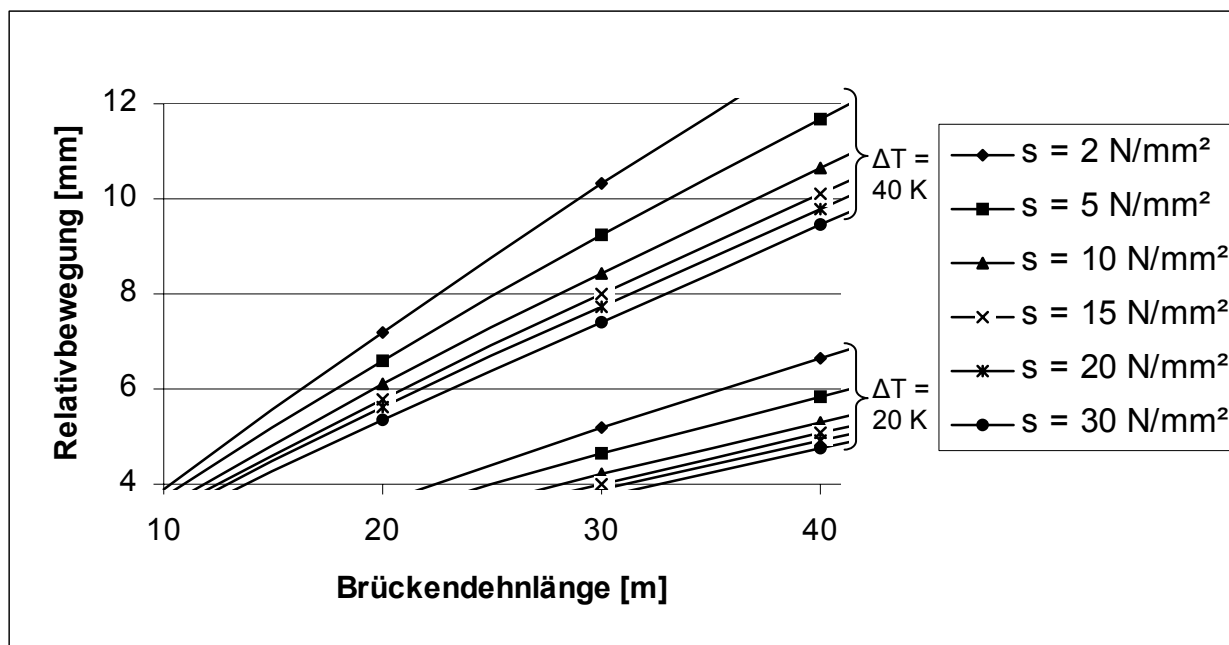


Abb. 5.26: Relativbewegung zwischen Schiene und Betontrög in Abhängigkeit von den Brückendehnlängen

5.2.6 Zulässige Schienenspannungen nach dem Smith'schen Schaubild

Die zulässige Biegebeanspruchung kann mit Hilfe des Smith'schen Schaubildes ermittelt werden [Oberweiler, 1973].

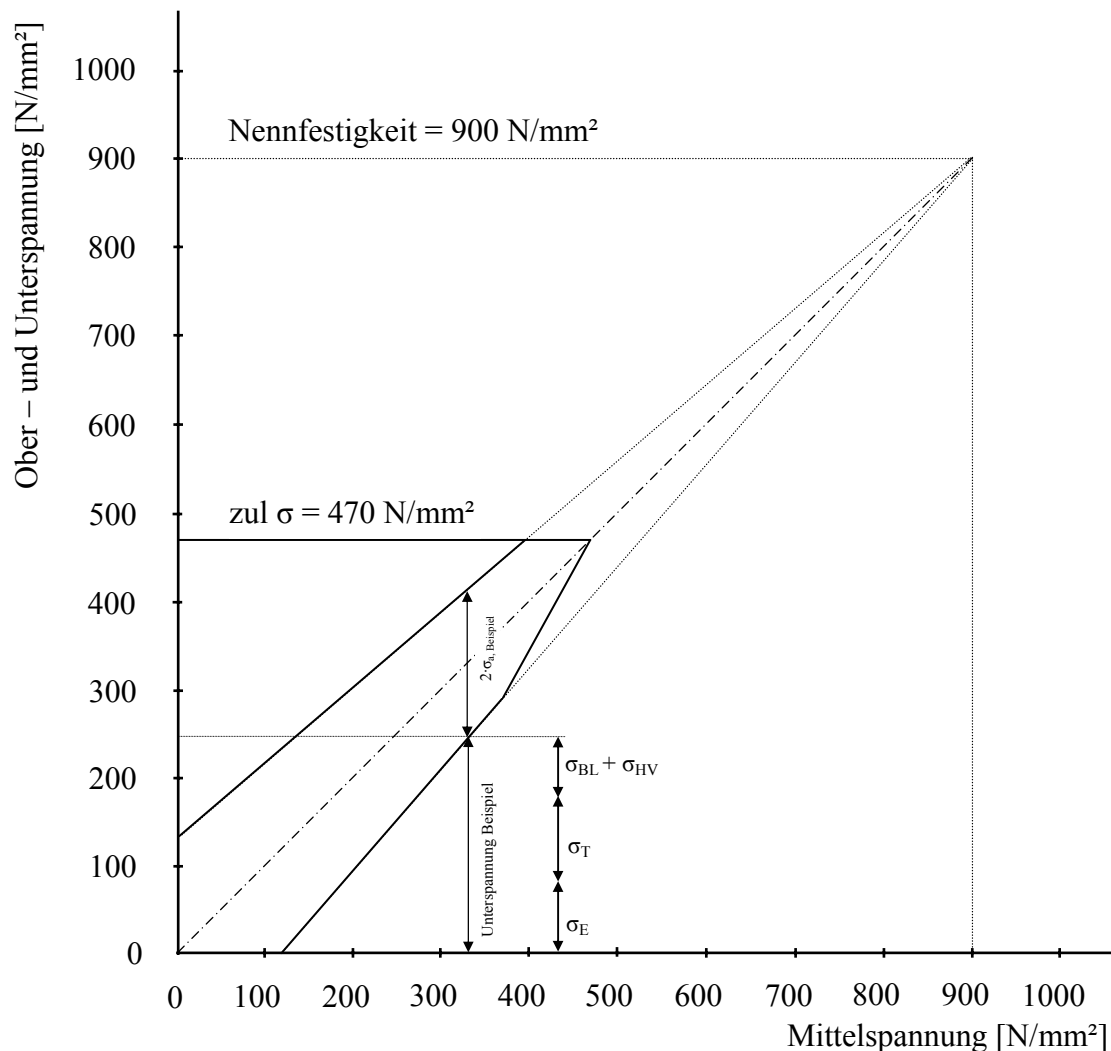


Abb. 5.27: Smith'sches Schaubild

Das Smith'sche Schaubild für Schienen ist das Ergebnis umfangreicher Dauerschwingversuche am Prüfamort für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München. Dabei wird an der Ordinate die Schwingweite um eine an der Abszisse erscheinende Mittelspannung dargestellt. Mit dem Anstieg der Mittelspannung einer schwingenden Beanspruchung nimmt die theoretisch unendlich oft ertragene Schwingweite und damit die zulässige Verkehrslastspannung ab. Bei Dauerfestigkeitsprüfungen wird die Grenzwahrscheinlichkeit allerdings im Allgemeinen auf 2 Mio. Lastspiele begrenzt. Die im Versuch konstant gewählte Unterspannung kann folgenden Spannungen im Gleis zugeordnet werden: Eigenspannung σ_E der Schiene (durch den Herstellungsprozess und die Profilform bedingt; so hat die SA 42 wegen ihrer kompakteren Querschnittsform kleinere

Eigenspannungen als eine UIC 60), Temperaturspannung σ_T (durch Abkühlung bzw. Erwärmung gegenüber der Neutraltemperatur) sowie Spannungen, die durch die Längenänderung von Brücken induziert werden (σ_{BL}, σ_{HV}). Mit einer gegebenen Unterspannung kann aus dem Smith'schen Schaubild die zulässige Schwingweite $2 \cdot \sigma_a$ abgelesen werden. Der Quotient von zulässiger Schwingweite zu der bei vorliegender Unterspannung vorhandenen Verkehrslastspannung ist der Sicherheitsbeiwert, wobei auch die Spannungen aus Bremsen und Anfahren zu berücksichtigen sind.

Das in Abb. 5.27 dargestellte Diagramm gilt für eine korrodierte Schiene UIC 60 mit einer Nennfestigkeit von 900 N/mm^2 . Die maximal zulässige Schienenspannung σ ($= 470 \text{ N/mm}^2$) wird mit 90 % der Streckgrenze ($\sigma_{Str} = 525 \text{ N/mm}^2$) festgelegt.

Beispiel:

Eine 30 m lange, eingleisige Einfeldbrücke (Lückenweite an den Überbauenden jeweils 200 mm, System III, kein Ausziehstoß) liegt in einer Gefällestrecke von 40 ‰. Das eingegossene Schienenprofil UIC 60 hat eine Nennfestigkeit 900 N/mm^2 . Der E - Modul des Vergusses beträgt 8 N/mm^2 und ist über den Querschnitt mindestens 20 mm dick. Die horizontale Federsteifigkeit wird mit 10 N/mm^2 ermittelt. Es soll untersucht werden, ob unter einer 250 kN Einzelachse (Nachbarachsen des Lastbilds UIC 71 würden entlastend wirken) im Winter (Neutraltemperatur 25°C ; Temperatur der eingegossenen Schiene -15°C ; $\Delta T = 40 \text{ K}$) mit einem Schienenbruch zu rechnen ist.

Unterspannung:

Eigenspannung: $\sigma_E = 80 \text{ N/mm}^2$

Temperaturspannung Schiene: $\sigma_T = \alpha_T \cdot E \cdot \Delta T = 2,52 \cdot 40 = 100,8 \text{ N/mm}^2$

Zugspannung aus der Brückenbewegung in Längsrichtung (Abb. 5.25):

$$\sigma_{BL} = 63,6 \text{ N/mm}^2$$

Biegespannung aus dem Höhenversatz von 0,48 mm bei $\Delta l = 12 \text{ mm}$ (Abb. 5.20):

$$\sigma_{HV} = 5,3 \text{ N/mm}^2$$

Unterspannung: $\sigma_U = \sigma_E + \sigma_T + \sigma_{BL} + \sigma_{HV} = 249,7 \text{ N/mm}^2$

Zulässige Schwingweite:

aus dem Smith'schen Schaubild: $2 \cdot \sigma_a = 155 \text{ N/mm}^2$

(dieser Wert gilt streng genommen für korrodierte Schienen und liegt somit auf der sicheren Seite)

Vorhandene Spannung:

Biegezugspannung aus Verkehrslast (Radlastverlagerung im Bogen 20 %; Dynamikfaktor 1,5; elastische Länge 765 mm):

$$\sigma_{\text{Verkehr}} = 114,1 \text{ N/mm}^2$$

Bei System III würde eine Berücksichtigung der Störstelle über der Lücke (Abb. 5.10) abmindernd wirken und wird daher nicht angesetzt. Die unter der Belastung der Brücke sich verdrehenden Überbauenden führen zu Biegezugspannungen im Schienenkopf (Abb. 5.16), die ebenfalls nicht angesetzt werden.

Spannung aus Anfahren; Anfahrkraft beträgt 33 kN/m Gleis bis maximal 1000 kN (16,5 kN/m pro Schiene) [DIN-Fachbericht 101] mittels FE - Modell berechnet:

$$\sigma_{\text{Anfahren}} = 27,3 \text{ N/mm}^2$$

vorhandene Spannung:

$$\sigma_{\text{vorh}} = \sigma_{\text{Verkehr}} + \sigma_{\text{Anfahren}} = 141,4 \text{ N/mm}^2$$

Sicherheitsbeiwert:

$$\nu = \frac{\sigma_a}{\sigma_{\text{vorh}}} = \frac{155}{141,4} = 1,10 \geq 1$$

Es ist mit keinem Schienenbruch zu rechnen. Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass die Anfahrkraft mit wesentlich geringerer Häufigkeit auftritt als die vertikale Verkehrslasteinwirkung.

Die Brückendehnlänge muss im Wesentlichen durch zwei Kriterien begrenzt werden: zum einen durch die maximal auftretenden Schienenspannungen und zum anderen durch die Relativverschiebung zwischen Betontrog und Schiene, die vom Verguss aufgenommen werden muss. Dabei sind zulässige Brückendehnlängen von bis zu 30 m denkbar. Im Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn ist die zulässige Brückendehnlänge, bei der die Oberbauplatte über die gesamte Überbaulänge fugenlos durchlaufen kann, auf 25 m begrenzt. Diesem Wert liegt eine durchgehend verschweißte Schiene zu Grunde, die in Längsrichtung unbeweglich ist. Bei den Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente ist die Schiene mit linearelastischen Materialeigenschaften modelliert, d.h. durch Längskräfte erfährt die Schiene auch Längsstauchungen und Längsdehnungen. Bei Brückendehnlängen größer 30 m müssen Ausziehstöße angeordnet werden oder der Oberbau vom Brückenüberbau entkoppelt werden.

5.2.7 Bruchlückenöffnung

Wird die zulässige Schienenspannung überschritten, wächst die Gefahr eines Schienenbruchs. Die Bruchlückenöffnung kann anhand der Abb. 5.28 abgelesen werden.

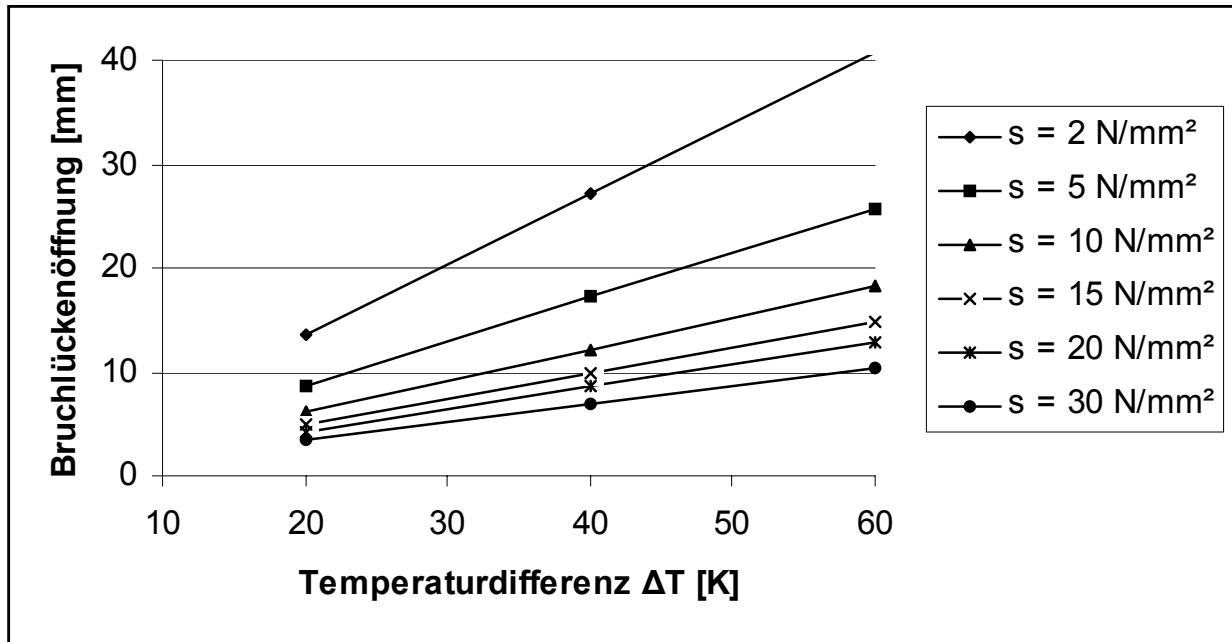


Abb. 5.28 Bruchlückenöffnung in Abhängigkeit vom Durch Schubwiderstand und der Temperaturdifferenz ΔT

Selbst unter extremen Bedingungen (Neutraltemperatur $30 \text{ }^\circ\text{C}$ und minimale Temperatur von $-30 \text{ }^\circ\text{C}$) wird die Bruchlückenöffnung nicht größer als 40 mm.

5.3 Zusammenfassung

Bei aufgelagerten Brückenüberbauten muss im Bereich des Brückenübergangs (Einfeldträger) bzw. bei Durchlaufträgern zwischen zwei Überbauabschnitten die Bettung, bestehend aus Betontrog und Verguss, unterbrochen werden. In Hinblick auf eine vertretbare dynamische Anregung durch unterschiedliches Verformungsverhalten sollte die Einsenkung der Schiene unter Verkehrslast nicht mehr als $\pm 10\%$ von den Werten des lückenlosen Oberbaus abweichen. Den Spannungen wurde ebenfalls eine maximale Abweichung von $\pm 10\%$ zu Grunde gelegt. Auf Grund der umfangreichen theoretischen Untersuchungen anhand von Finiten Elemente Modelle ist eine Vergusslückenöffnung von maximal 50 % der elastischen Länge anzustreben, wenn zu beiden Seite der Lücke der Verguss den doppelten E-Modul auf Länge der Lückenöffnung aufweist (System III, Abb. 5.1). Im Einzelfall sind auch größere Lückenweiten möglich.

Die Verformungen des Brückenüberbauendes lassen sich auf drei Grundfälle reduzieren:

- Verdrehung der Überbauenden
- Höhenversatz
- Längenänderung des Überbaus auf Grund von Temperaturänderung

Sowohl bei der Verdrehung des Brückenüberbaus als auch bei einem auftretenden Höhenversatz liefert das steifere System III größere Schienenspannungen (bis zu 23 %) im Vergleich mit der nahezu kontinuierlichen Bettung (Lückenweite 20 mm). Bei Verformungen des Brückenüberbaus hat die Lückenweite (20 mm bis 400 mm) keinen großen Einfluss auf die Schienenspannungen. Ein Vergleich mit der DS 804, Anlage 29 (stützpunktgelagerter Oberbau) zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den theoretisch (Finite Elemente Berechnung) ermittelten Werten und kann gut für eine Abschätzung der Momentenverlaufs der Schiene herangezogen werden.

Die Normalspannungsverteilung über die Schienenlänge auf Grund einer Temperaturänderung hängt in erster Linie vom Durchschubwiderstand ab. Der Durchschubwiderstand einer kontinuierlich eingegossenen Schiene ist linear abhängig vom Verschiebeweg und wird über die Steigung s [N/mm²] der Kraft-Verschiebungs-Linie charakterisiert. Je nach Temperaturdifferenz zur Neutraltemperatur, Durchschubwiderstand und Brückendehnlänge errechnet sich die in der Schiene hervorgerufene Normalspannung. Durch die relative Längsverschiebung des Vergusses zwischen Betontrog und Schiene wird der Verguss auf Schub beansprucht. Damit diese Belastung unendlich oft ohne Verbundlösungsgefahr ertragen wird muss die relative Längsbewegung auf die halbe minimale Vergussdicke über den Querschnitt begrenzt werden.

Die maximale Brückendehnlänge kann mit Hilfe des Smith'schen Schaubildes im Einzelfall nachgewiesen werden. Dabei sind Brückendehnlängen von bis zu 30 m denkbar. Bei längeren Brückendehnlängen müssen Ausziehstöße angeordnet werden.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Die kontinuierliche Schienenauflagerung stand bei den englischen Grubenbahnen am Anfang der Entwicklung des Eisenbahnoberbaus. Bereits 1767 wurden winkelförmige Schienen auf Holzbalken – Längsschwellen genagelt. Abgelöst vom Querschwellenoberbau verschwand bis ins 20. Jahrhundert die kontinuierliche Schienenauflagerung nahezu vollständig aus dem Eisenbahnbau. Die kontinuierlich eingegossene Schiene wurde als ein Oberbausystem der Festen Fahrbahn in Holland entwickelt und wird überwiegend bei Nahverkehrsbahnen und Straßenbahnen ausgeführt. Das Vergussmaterial übernimmt dabei die Funktion einer Schienenbefestigung, es fixiert die Schiene und sorgt gleichzeitig für die notwendige Elastizität der Schienenauflagerung.

Die kontinuierliche Auflagerung ermöglicht die Entwicklung neuer Schienenprofile (z.B. SA 42), bei denen die Trägerfunktion herkömmlicher Schienen (z.B. UIC 60 bzw. Ri 60) deutlich reduziert wird und die Funktion als Fahrbahn überwiegt. Durch die elastische Ummantelung können die Schwingungen und damit insbesondere die Luftschallemissionen der Schiene abgemindert werden.

Im Wesentlichen werden bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene zwei Bauarten unterschieden. Zum einen wird die Schiene in einer trogförmigen Aussparung der Betontragplatte eingegossen, was einen Verzicht auf die Spurstange ermöglicht, zum anderen werden die Schienen mit elastisch ummantelten Spurstangen in einer auf der Betontragplatte aufgetragenen Schalung vergossen. Beide Bauarten können als „offener Oberbau“ (eigener Gleiskörper) bzw. „geschlossener Oberbau“ (straßenbündiger Bahnkörper, vom Individualverkehr befahrbar) ausgeführt werden.

6.1 Versuche und theoretische Untersuchungen

Temperaturverteilung

Die kontinuierlich eingegossene Schiene wird nur im Kopfbereich von der Sonne bestrahlt und ist durch das sie umgebende Vergussmaterial wärmeisoliert. In einem Versuch wurden drei eingegossene Schienenprofile (UIC 60, Ri 60 und SA 42) bezüglich der Temperaturverteilung mit dem unvergossenen Schienenprofil UIC 60 verglichen.

Die aktuelle Schientemperatur kann bei kontinuierlich eingegossenen Schienen im eingebauten Zustand zerstörungsfrei nur mittels eines am Schienenkopf angebrachten Magnetschienthermometers gemessen werden. Um einen Vergleich zu ermöglichen, wurden parallel zu den Messungen der Temperaturen über die Prüfkörperquerschnitte an einzelnen

Tagen Messungen mit dem Schienenthermometer (beschattet und nicht beschattet) durchgeführt

Auf Grund der wärmeisolierenden Wirkung des Vergussmaterials erwärmt sich bei großen Lufttemperaturunterschieden zwischen Nacht und Tag der Schienenkopf schneller als der Schienenfuß. In einer theoretischen Untersuchung wurden äquivalente, lineare Temperaturgradienten errechnet, welche die gleiche Spannung hervorruft wie der gemessene Temperaturverlauf über den Querschnitt.

Verbundwirkung

Neben der Fixierung der Schiene sorgt das Vergussmaterial für die nötige Elastizität der Schienenauflagerung. Löst sich der Verbund zwischen Vergussmaterial und Betontrog, ändert sich die Elastizität der Schienenauflagerung. Ausgehend von den Abmessungen der Prüfkörpern aus dem Temperaturversuch wurden drei Verbundzustände (voller, einseitig gelöster und beidseitig gelöster Verbund) näher untersucht.

In einer theoretischen Untersuchung wurden basierend auf der Theorie von Zimmermann Ersatzfedermodelle der Schienen entworfen, bei denen das Vergussmaterial durch Federn ersetzt wurde. Anhand dieser Ersatzfedermodelle lassen sich aus dem E-Modul des Vergussmaterials die jeweiligen Bettungsmoduln bei den unterschiedlichen Verbundzuständen ermitteln. In Laborversuchen wurden an den Prüfkörpern aus dem Temperaturversuch die statischen Federkennlinien bei den unterschiedlichen Verbundzuständen ermittelt. Zusätzlich wurden mit der Finite Elemente Methode (ANSYS) von den Prüfkörpern Modelle erstellt und die Federziffer dieser Modelle berechnet.

Mit der Methode der Finiten Elemente wurden weitergehende Untersuchungen bezüglich des Tragverhaltens und des Verformungsverhaltens durchgeführt. Zum einen wurde eine sukzessive Verbundlösung zwischen Vergussmaterial und Betontrog sowie zwischen Vergussmaterial und Schiene untersucht, zum anderen wurden die kontinuierlich eingegossene Schiene und eine Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung miteinander verglichen.

Brücken

Im Bereich des Übergangs vom Widerlager zum Brückenüberbau bzw. bei mehrteiligen Brücken zwischen zwei Überbauabschnitten muss bei einem aufgelagerten Brückenüberbau die Schienenbettung (Betontrog und Verguss) unterbrochen werden. Für eine solche Unstetigkeitsstelle wurden mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente die Durchbiegung der

Schiene und die Schienenspannung unter einer Verkehrslast bei variierender Lückenweite näher untersucht.

Unter der Belastung eines Zuges biegt sich ein Brückenüberbau durch und die Überbauenden verdrehen sich. Bei einer Pfeilerkopfverdrehung kann es zu einem Höhenversatz kommen. Durch diese Verdrehung der Überbauenden bzw. durch den Höhenversatz an den Brückenüberbauenden kommt es zu abhebenden und drückenden Kräften, die von der Schiene und dem Verguss aufgenommen werden müssen. Mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente wurden diese Verformungen des Brückenüberbaus modelliert und die daraus resultierenden Schienenspannungen berechnet. Durch Temperaturänderung ergibt sich eine Längenänderung des Brückenüberbaus, die in der durchgehend verschweißten Schiene Normalspannungen hervorruft. Weiterhin kommt es dadurch zu einer relativen Längsverschiebung des Vergusses zwischen Betontrog und Schiene. Die Lastfälle für den Brückenüberbau (Verdrehung, Höhenversatz, Längenänderung) wurden anhand der Finite Elemente Methode modelliert und Verformungen und Spannungen der Schiene berechnet.

6.2 Ergebnisse und Folgerungen für die Praxis

Temperaturverteilung

Beim unvergossenen Schienenprofil UIC 60 ändert sich die Schientemperatur an allen Stellen über den Querschnitt nahezu gleichzeitig mit der einwirkenden Lufttemperatur. Dahingegen erfolgt die Erwärmung bzw. Abkühlung der beiden eingegossenen Schienen mit hohem Steg (UIC 60 und Ri 60) auf Grund der wärmeisolierenden Funktion des Vergussmaterials verzögert und deutlich gedämpft. Diese Wirkung des Vergussmaterials ist bei dem gedrungenen Schienenprofil SA 42 weniger ausgeprägt.

Zur Ermittlung der aktuellen Temperatur einer kontinuierlich eingegossenen Schiene im eingebauten Zustand hat ein beschattetes Schienthermometer (auf Grund des Vergusses nur am Schienenkopf anzubringen) eine gute Übereinstimmung mit der mittleren Schientemperatur über den Querschnitt erzielt.

Beim konventionellen Oberbau ist die Verschweißtemperatur (Neutraltemperatur) der Schiene im Bereich von 20 °C bis 26 °C festgelegt. Bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene wird eine Neutraltemperatur (Temperatur zum Zeitpunkt des Vergießens) im Bereich von 5 °C (Verarbeitbarkeit des Vergussmaterials) bis 30 °C (Schienebruchrisiko) empfohlen. Die gemessenen Extremtemperaturen liegen bei den kontinuierlich eingegossenen Schienen ca. 8 K unter den Maximaltemperaturen und ca. 3 K über den minimalen Temperaturen der unvergossenen Schiene. Somit ist die kontinuierlich eingegossene Schiene im Vergleich zur unvergossenen Schiene einer verminderten Temperaturschwankung ausgesetzt.

Die Schienenbruchgefahr ist als sehr gering einzuschätzen. Neben den höheren minimalen Temperaturen der eingegossenen Schiene (3 K) ist durch den Verguss die Korrosion deutlich vermindert. Daher ist eine Erhöhung der empfohlenen maximalen Neutraltemperatur um 4 K auf 30 °C gegenüber dem konventionellen Oberbau (maximale Neutraltemperatur 26 °C) zulässig. Bei Vergussmassen mit einer exothermen Reaktion bei der Festigkeitsentwicklung ist eine Kontrolle der Neutraltemperatur beim Erhärtungsvorgang erforderlich. Sollte dennoch ein Schienenbruch (z.B. auf Grund eines Materialfehlers) auftreten, bleibt die Bruchlückenöffnung wegen des hohen Durchschubwiderstandes klein. Es tritt im Vergleich zum konventionellen Oberbau auch eine geringere Stufenbildung auf, da es auf Grund der kontinuierlichen Lagerung zu keiner Kragarmausbildung kommt. Allerdings ist die Instandsetzung des Oberbaus der kontinuierlich eingegossenen Schiene aufwändiger als bei einem Oberbau mit diskreter Stützpunktlagerung der Schiene.

Eine Schienenverwerfung ist nur in vertikaler Richtung denkbar. In horizontaler Richtung tritt sie auf Grund des Betontroges bzw. der Fixierung und Einbettung in den Straßenkörper nicht auf. Bei vollem Verbund zwischen Verguss und Betontrog ist eine vertikale Schienenverwerfung auf Grund des hohen Abhebewiderstands nicht möglich. Der Abhebewiderstand ist umso größer je mehr der Verbund gelöst ist. Selbst bei ungünstigsten Randbedingungen (Neutraltemperatur 5 °C, völlig gelöster Verbund, Kuppenhalbmesser 2000 m, ungünstigster Temperaturgradient) besteht bei den untersuchten eingegossenen Schienen UIC 60 und Ri 60 keine Schienenverwerfungsgefahr. Bei der eingegossenen SA 42 ist zur Erhöhung der Sicherheit gegen eine Schienenverwerfung ein trapezförmiger bzw. formschlüssiger Vergussquerschnitt anzustreben, der auch im Fall eines völlig gelösten Verbundes zwischen Betontrog und Verguss einen ausreichenden Abhebewiderstand gewährleistet.

Verbundwirkung

Basierend auf den geometrischen Abmessungen und den Materialeigenschaften der Prüfkörper aus dem Temperaturversuch wurden die beiden theoretischen Modelle (Ersatzfedermodell und Finites Elemente Modell) entwickelt. Die Berechnung des Steifigkeitsverlustes der Schienenlagerung (beidseitig gelöster Verbund bezogen auf vollen Verbund) betrug bei beiden theoretischen Modellen ca. ein Drittel. Die Ermittlung der statischen Federkennlinien an den realen Prüfkörpern aus dem Temperaturversuch ergab bei allen Prüfkörpern einen größeren Steifigkeitsverlust, da beim Laborversuch der Verbund zwischen Betontrog und Vergussmaterial mit einem ca. 5 mm breiten Schnitt erzeugt wurde. In der Praxis wird jedoch selbst bei völliger Verbundlösung eine Querdehnung des Vergussmaterials nur eingeschränkt möglich sein, was einen geringeren Steifigkeitsverlust als im Laborversuch erwarten lässt. Eine komplette Verbundlösung führt zu einer stark erhöhten Elastizität der Schienenauflagerung und

muss in Hinblick auf eine gute Gleislage verhindert werden. Die Gefahr einer Schienenverwerfung kann selbst bei ungünstigen Randbedingungen ausgeschlossen werden (siehe oben).

Eine sukzessive Verbundlösung (modelliert und berechnet mit der Methode der Finiten Elemente) zwischen dem Vergussmaterial und dem Betontrog führt mit zunehmender Tiefe zu einem erhöhten Steifigkeitsverlust. Allerdings hat eine Verbundlösung im Bereich des Schienenkopfes nur einen sehr geringen Steifigkeitsverlust der Schienenauflagerung zur Folge (beispielsweise führen Spaltrisse bis zu einer Tiefe von 15 % der Schienenhöhe bei der UIC 60 und Ri 60 zu einem Steifigkeitsverlust von weniger als 1 %). Ein ähnlicher Verlauf des Steifigkeitsverlustes der Schienenauflagerung ergibt sich aus der Modellierung (Finite Elemente Methode) einer sukzessiven Verbundlösung zwischen Schiene und Vergussmaterial. Spaltrisse im oberen Bereich des Vergussquerschnitts haben daher keinen Einfluss auf das Langzeitverhalten des Oberbaus, dennoch sollten sie in Hinblick auf eindringendes Wasser und einer eventuell fortschreitenden Verbundlösung behoben werden.

Schwankungen in den Abmessungen des Oberbaus und in den Materialeigenschaften der elastischen Komponenten gibt es sowohl bei der Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung als auch bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene. Die Randbedingungen (Temperatur, Luftfeuchtigkeit, Sauberkeit etc.) bei der Produktion von Komponenten der hochelastische Schienenstützpunkte im Werk variieren weit weniger als beim Einbau des Vergussmaterials bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene vor Ort. Zusätzlich können Schwankungen in der Geometrie des Oberbaus bei den diskreten Schienenstützpunkten durch Zwischenlagen bzw. steifen Zwischenplatten korrigiert werden, wodurch die vertikale Federziffer nicht beeinflusst wird. Bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene hingegen wirken sich Schwankungen in den Trogabmessungen auf die Elastizität des Oberbaus und damit auf das Tragverhalten aus. Bei Einhaltung des 4 mm auf 4 m Kriteriums wird die gleiche Streuung der mittleren Einsenkungen ($\pm 10\%$) erreicht, die beim Oberbau mit diskreten Stützpunkten bei der Stützpunktfederziffer zulässig ist. Allerdings ist bei der kontinuierlich eingegossenen Schiene zusätzlich eine Streuung in den Materialeigenschaften des Vergusses möglich.

Brücken

Bei Brücken mit einer Dehnlänge von über 25 m wird in der Regel eine Übergangskonstruktion erforderlich (Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn), verbunden mit einer Unterbrechung der kontinuierlichen Schienenbettung (Betontrog und Verguss). Dabei sollte in Hinblick auf eine vertretbare dynamische Anregung durch diese Unstetigkeitsstelle eine Lückenöffnung des kontinuierlichen Vergusses von 50 % der elastischen Länge angestrebt werden. Gleichzeitig muss der Verguss zu beiden Seiten der Lücke den doppelten E-Modul auf

Länge der Lückenöffnung aufweisen. Damit wird bei den Schienenprofilen UIC 60 und Ri 60 die Änderung der Schieneneinsenkung sowie die Änderung der Schienenspannung auf $\pm 10\%$ gegenüber dem lückenlosen Zustand begrenzt. Beim sehr weichen System des Schienenprofils SA 42 wird das $\pm 10\%$ Kriterium bei einer Lückenweitenbegrenzung auf 40% der elastischen Länge eingehalten.

Bei den Verformungen (Verdrehung, Höhenversatz) des Brückenüberbauendes stimmen die theoretisch ermittelten (Finite Elemente Berechnung) Werte der kontinuierlich eingegossenen Schiene sehr gut mit der Vorschrift DS 804, Anlage 29 (Tabellenwerte der Schiene mit diskreter Stützpunktlagerung) überein.

Die Verteilung der Normalspannung in der durchgehend verschweißten Schiene auf Grund einer Temperaturänderung wird in erster Linie vom Durchschubwiderstand beeinflusst. Der Durchschubwiderstand der kontinuierlich eingegossenen Schiene ist linear vom Verschiebeweg abhängig und wird über die Steigung s [N/mm²] der Kraft – Verschiebungs – Linie charakterisiert. Dieser Wert beträgt je nach Schienenprofil und Vergussmasse 5 N/mm² bis 15 N/mm². Je nach Temperaturdifferenz zur Neutraltemperatur, Durchschubwiderstand und Brückendehnlänge errechnet sich die in der Schiene hervorgerufene Normalspannung. Bei Brückenatmung in Folge einer Temperaturänderung wird der Verguss auf Schub beansprucht. Damit diese Belastung unendlich oft ohne Verbundlösungsgefahr ertragen wird, muss die relative Längsbewegung auf die halbe minimale Vergussdicke über den Querschnitt begrenzt werden, entsprechen einem Schubwinkel $\tan \gamma = 0,5$.

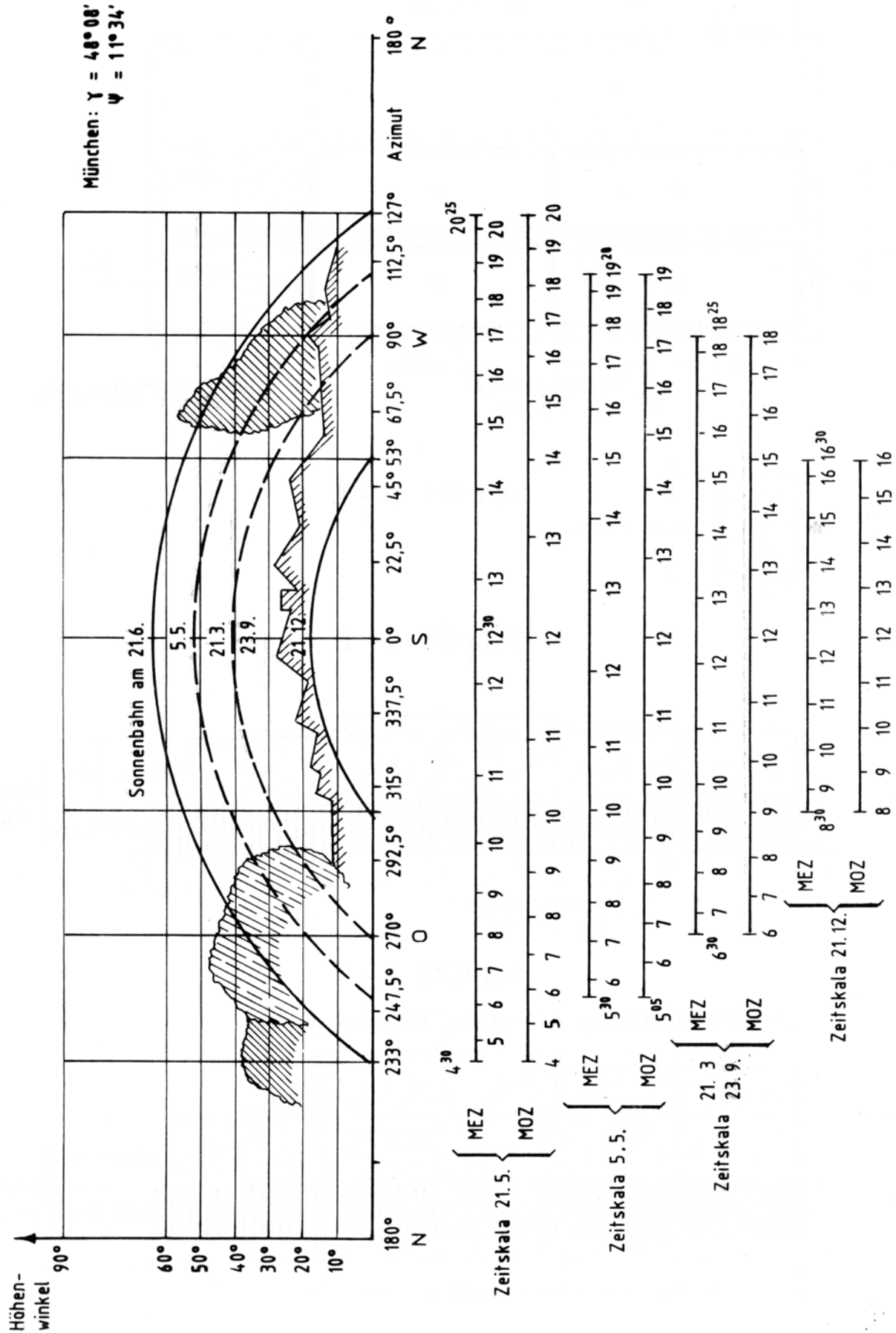
Die maximal mögliche Brückendehnlänge ergibt sich aus der zulässigen Schienenspannung. Diese kann mit Hilfe des Smith'schen Schaubildes im Einzelfall nachgewiesen werden. Bei Ansatz des Lastbildes UIC 71 sind Brückendehnlängen von bis zu 30 m denkbar. Bei längeren Brückendehnlängen müssen Ausziehstöße angeordnet werden.

Literatur

- [Betonkalender 2000] Eisenmann, Leykauf: Feste Fahrbahn für Schienenbahnen (Sonderdruck aus Beton Kalender); Ernst & Sohn Verlag, Berlin; 2000
- [Chatkeo, 1985] Chatkeo: Die Stabilität des Eisenbahngleises im Bogen mit engen Halbmessern bei hohen Axialdruckkräften; Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 46; 1985
- [DB AG, 1995] Bericht DB AG 511 702/1 vom 10. Mai 1995, ZTV 23 Ka Minden
- [DIN-Fachbericht 101] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN-Fachbericht 101, Einwirkungen auf Brücken; Beuth Verlag GmbH Berlin; 2003
- [DWD, 2003] Uwe Kirsche: Das Wetter in Deutschland im Jahr 2003; Pressestelle des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach am Main; 2003
- [Eggert, 1995] Eggert, Kauschke: Lager im Bauwesen; Ernst & Sohn, Berlin; 1995
- [Eisenmann, 1975] Eisenmann, Reinfelder: Theoretische Studie über die Ermittlung der Sekundärdurchbiegung der Schiene; ZEV – Glasers Annalen; Georg Siemens Verlag, Berlin; Heft 11; 1975
- [Eisenmann, 1977] Eisenmann: Die Eisenbahnschiene - Die Schiene als Träger und Fahrbahn, theoretische Grundlagen und praktische Beispiele; Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, München; 1977
- [Eisenmann, 1995] Eisenmann: Vertikale Gleisverwerfung eines geraden Gleises; Der Eisenbahningenieur; Tetzlaff Verlag, Hamburg; Heft 5, 1995
- [Esveld, 2001] Esveld: A Cost-Effective Rail Infrastructure; European Railway Review; Russels Publishing, London; Heft 2; 2001
- [ETR, 1997] Eisenbahntechnische Rundschau: Sonderveröffentlichung Feste Fahrbahn; Hestra Verlag, Darmstadt; 1997

- [Forschungsbericht, 2000] Forschungsbericht: Prüfung einer kontinuierlich eingebetteten Schiene S 49 für Nahverkehrssysteme – System Sika; Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München; Bericht Nr. 1817; 16.02.2000
- [Groth, 2001] Groth, Müller: FEM für Praktiker – Temperaturfelder; expert verlag; Renningen; 2001
- [Haarmann, 1891] Haarmann: Das Eisenbahn-Geleise; Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig; 1891
- [Hanker, 1952] Hanker: Eisenbahnoberbau; Springer Verlag, Wien; 1952
- [Hering, 2002] Hering, Martin, Stohrer: Physik für Ingenieure; 8. Auflage; Springer-Verlag Berlin Heidelberg; 2002
- [Hohnecker, 2001] Hohnecker: LERM – Low Emission Railway System, Grundlagenforschung und Entwicklung von Schienenfahrwegen für den regionalen Personenverkehr; Nahverkehrspraxis; Arnold Verlag, Dortmund; Heft 9; 2001
- [Hohnecker, 2002] Hohnecker: Diskret gelagerte oder kontinuierlich eingebettete Schienenfahrbahnsysteme?; Der Eisenbahningenieur; Eurailpress Tetzlaff - Hestra Verlag, Hamburg; Heft 11; 2002
- [Incropera, 2002] Incropera, Witt: Fundamentals of Heat and Mass Transfer; 5th edition; John Wiley & Sons, New York; 2002
- [Lechner, 1996] Lechner: Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken; Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 69; 1996
- [Leykauf, 1990] Leykauf, Mattner: Elastisches Verformungsverhalten des Eisenbahnoberbaus; Der Eisenbahningenieur; Eurailpress Tetzlaff - Hestra Verlag, Hamburg; Heft 3; 1990

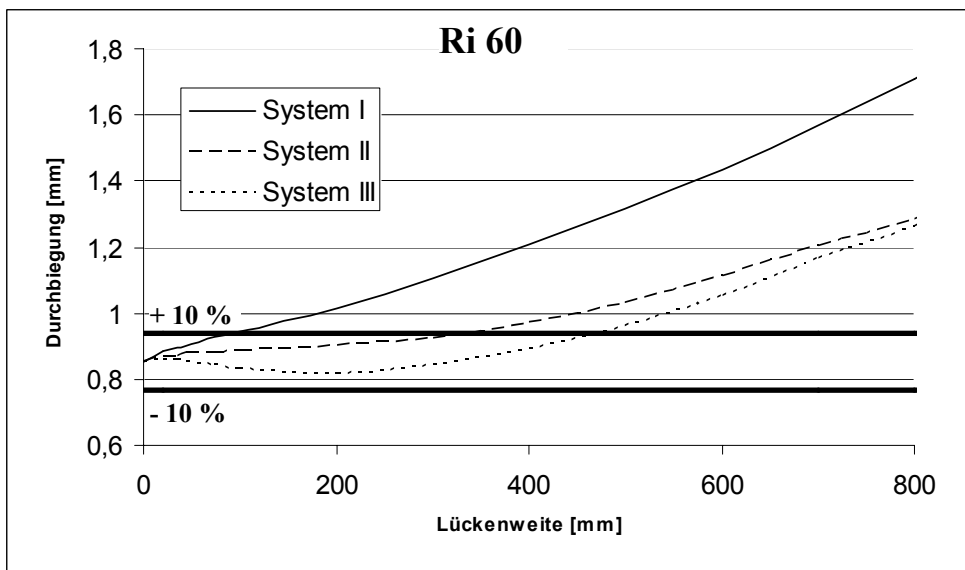
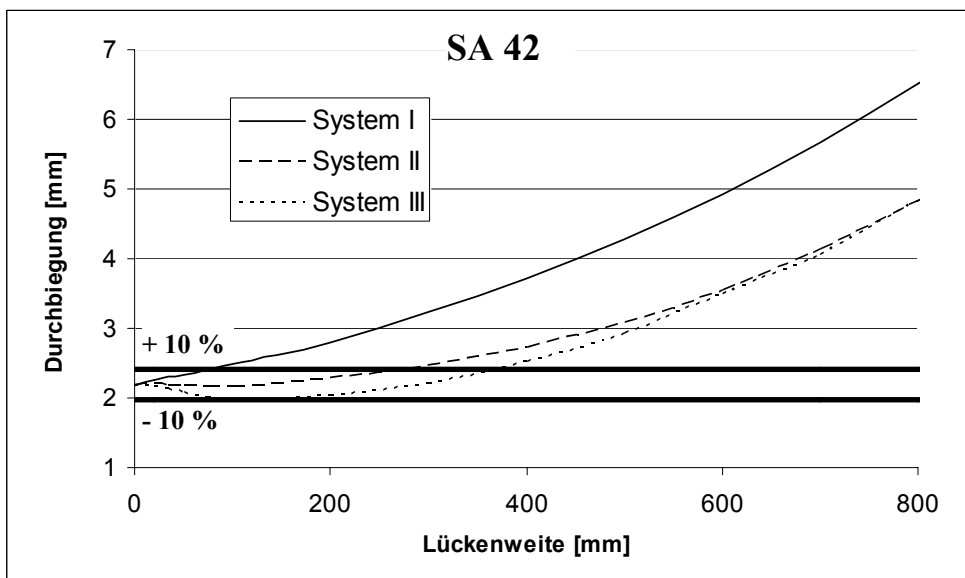
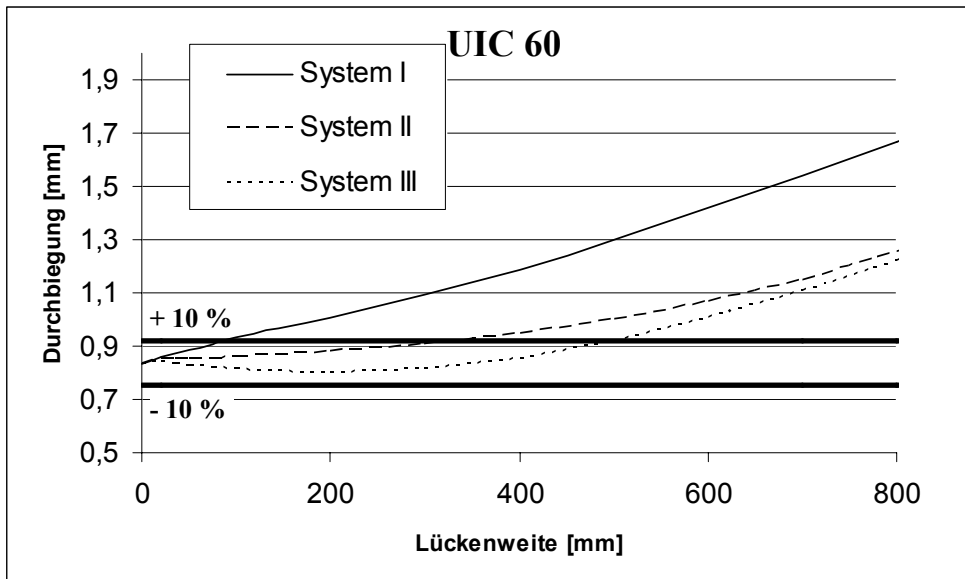
- [Leykauf, 2000] Leykauf: 30 Jahre Gleisbau der Verkehrsbetriebe – Systementwicklungen vom Schotteroberbau zur Festen Fahrbahn; Festschrift Sika Chemie GmbH, Bad Urach; 2000
- [Leykauf, 2002] Leykauf, Lechner, Stahl: Erfahrungen an der Versuchstrecke Waghäusel; Symposium Feste Fahrbahn; Berlin; 2002
- [Leykauf, 2004] Leykauf, Stahl: Untersuchungen und Erfahrungen mit beschlittenen Schwellen; Der Eisenbahningenieur; Eurailpress Tetzlaff - Hestra Verlag, Hamburg; Heft 6; 2004
- [Meier, 1937] Meier: Ein vereinfachtes Verfahren zur theoretischen Untersuchung der Gleisverwerfung; Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens; Heft 20; 1937
- [Müllersdorf, 1963] Müllersdorf; Einflusslinien für Balken auf elastischer Bettung; Die Bautechnik; Ernst & Sohn, Berlin; Heft 2; 1963
- [Oberweiler, 1973] Oberweiler; Ein Beitrag zur theoretischen Untersuchung und experimentellen Prüfung von Eisenbahnschienen; Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München; Heft 17; 1973
- [Schnellbögl, 2002] Schnellbögl, Hanisch: Feste Fahrbahn Bauart INFUNDO, Praxiseinsatz auf der FF Teststrecke Waghäusel der DB AG; Tagungsband „Symposium Feste Fahrbahn 2002“, ifv Bahntechnik, Berlin; 2002
- [Weigelt, 1984] Weigelt: Die englischen Waggonways – Zubringer zur Schifffahrt und Vorläufer der Eisenbahn; Internationales Verkehrswesen; Tetzlaff Verlag GmbH, Darmstadt; Heft 6, 1984



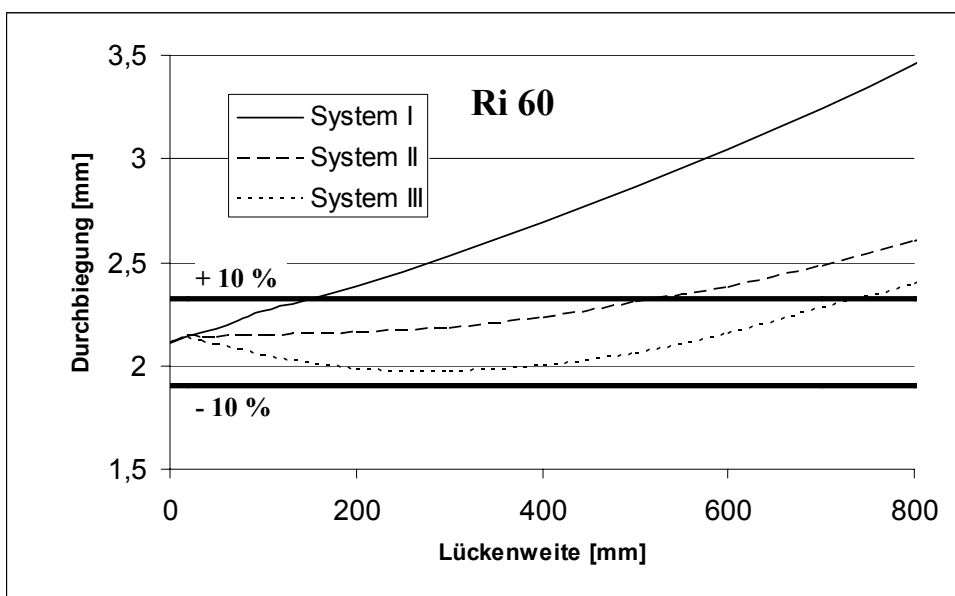
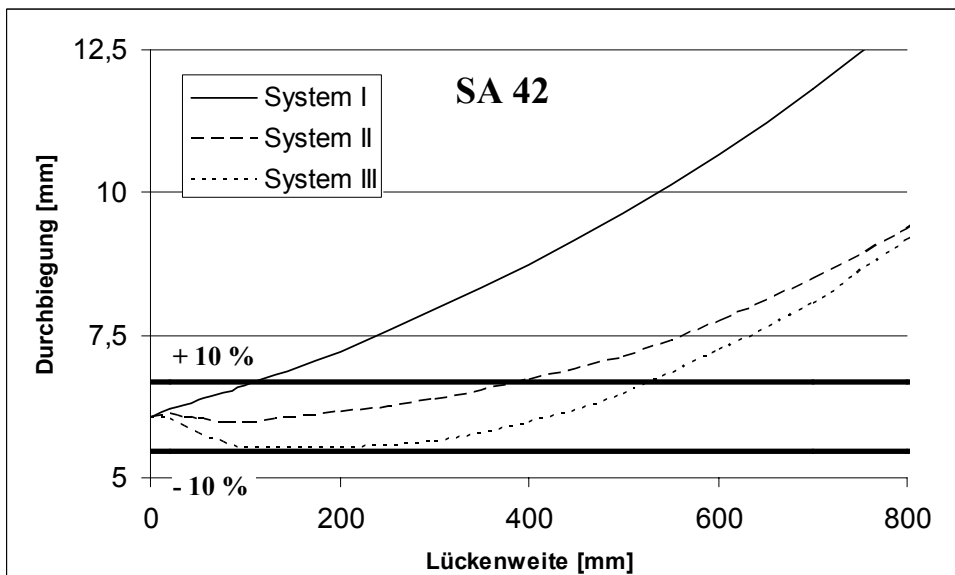
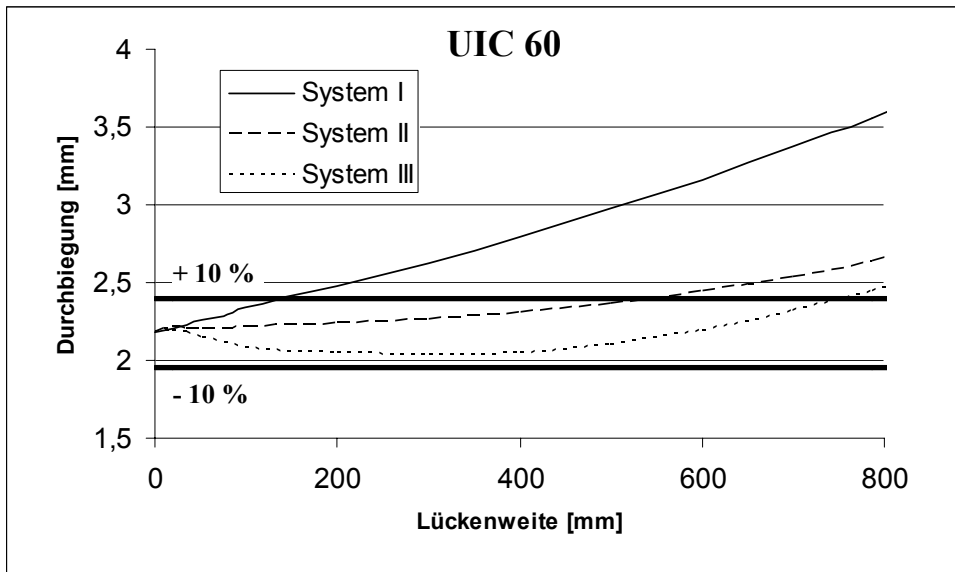
Besonnungssituation der Versuchsfläche auf dem Freigelände des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München [Lechner, 1996]

Über den Messzeitraum von November 2002 bis Juni 2003 wurden an 151 Tagen folgende Extremwerte gemessen:

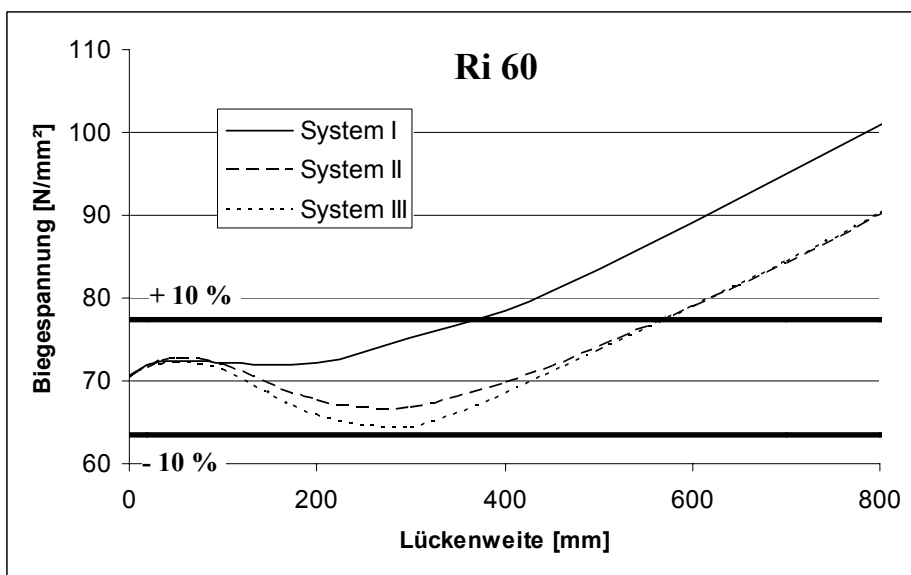
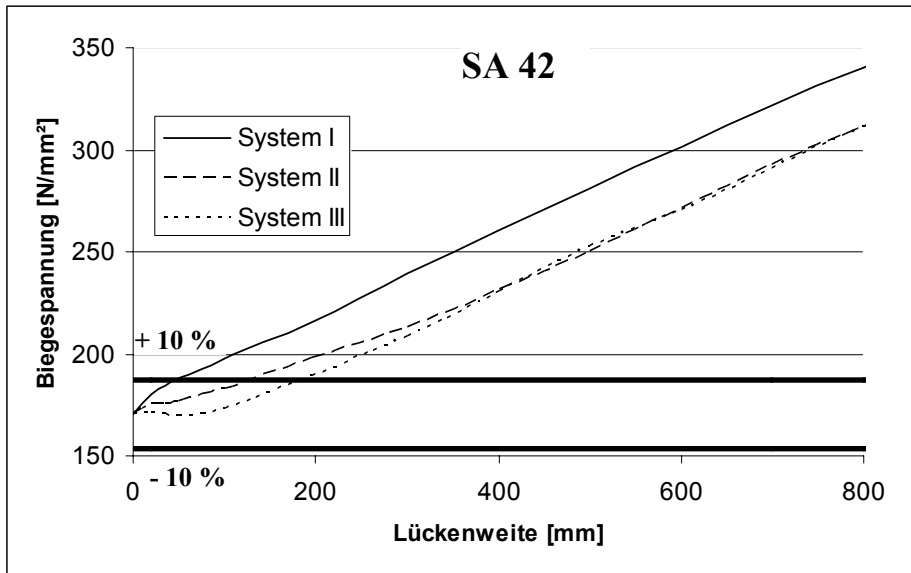
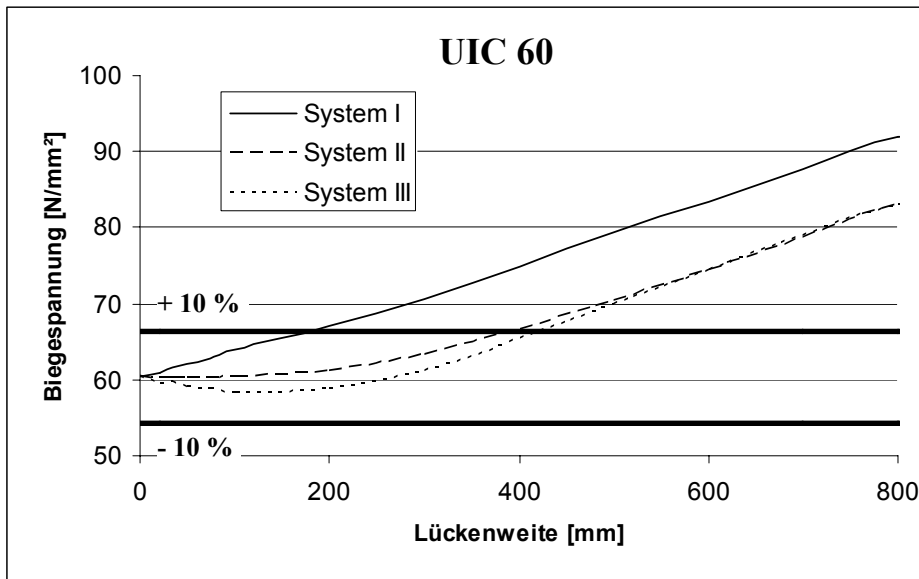
	UIC 60	Ri 60	SA 42	UIC 60 unvergossen
max. Schienentemperatur [°C]	47,2 12.06.2003	49,8 12.06.2003	56,8 12.06.2003	55,4 05.05.2003
min. Schienentemperatur [°C]	-10,8 13.01.2003	-10,8 13.01.2003	-11,3 13.01.2003	-15,0 13.01.2003
max. Temperaturdifferenz der Schiene $\Delta T = T_{\text{Kopf}} - T_{\text{Fuß}}$ [K]	9,3 04.05.2003	11,5 04.05.2003	1,0 04.05.2003	5,6 04.05.2003
min. Temperaturdifferenz der Schiene $\Delta T = T_{\text{Kopf}} - T_{\text{Fuß}}$ [K]	-3,5 13.06.2003	-4,5 13.06.2003	-1,1 16.03.2003	-1,1 12.06.2003
max $\Delta T = T_{\text{Schiene}} - T_{\text{Luft}}$ [K]	17,2 07.05.2003	16,6 07.05.2003	26,0 04.05.2003	26,5 04.05.2003
min $\Delta T = T_{\text{Schiene}} - T_{\text{Luft}}$ [K]	-10,2 21.11.2002	-10,2 21.11.2002	-7,9 25.11.2002	-7,1 19.01.2003
max. Temperatur der Vergussmasse [°C]	47,6 12.06.2003	42,2 12.06.2003	53,3 12.06.2003	
min. Temperatur der Vergussmasse [°C]	-8,9 13.01.2003	-10,2 13.01.2003	-14,0 13.01.2003	
max. Betontemperatur [°C]	42,1 12.06.2003	42,1 12.06.2003	43,0 12.06.2003	
min. Betontemperatur [°C]	-9,6 13.01.2003	-10,1 13.01.2003	-9,3 13.01.2003	
max. Temperaturdifferenz im Beton $\Delta T = T_{\text{oben}} - T_{\text{unten}}$ [K]	16,7 04.05.2003	16,1 04.05.2003	16,6 04.05.2003	
min. Temperaturdifferenz im Beton $\Delta T = T_{\text{oben}} - T_{\text{unten}}$ [K]	-4,6 09.05.2003	-4,9 13.01.2003	-4,8 08.05.2003	



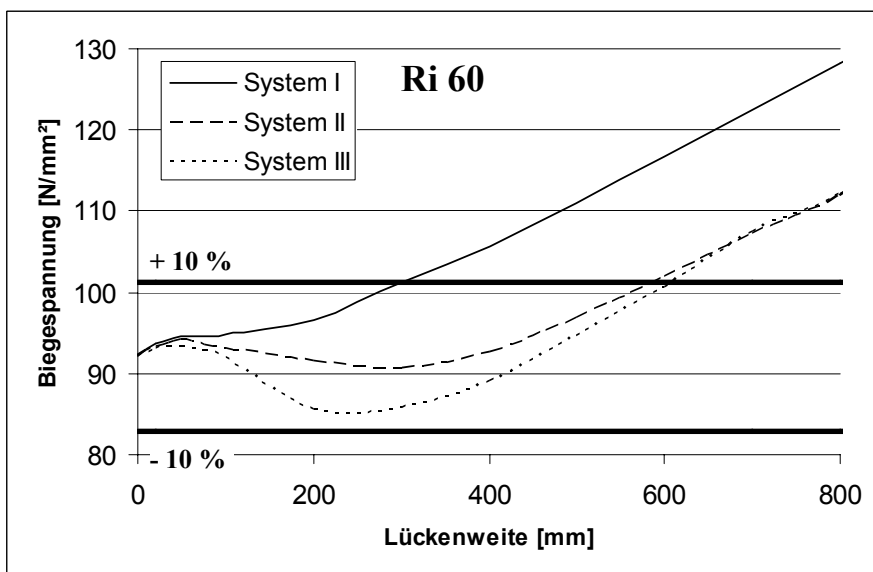
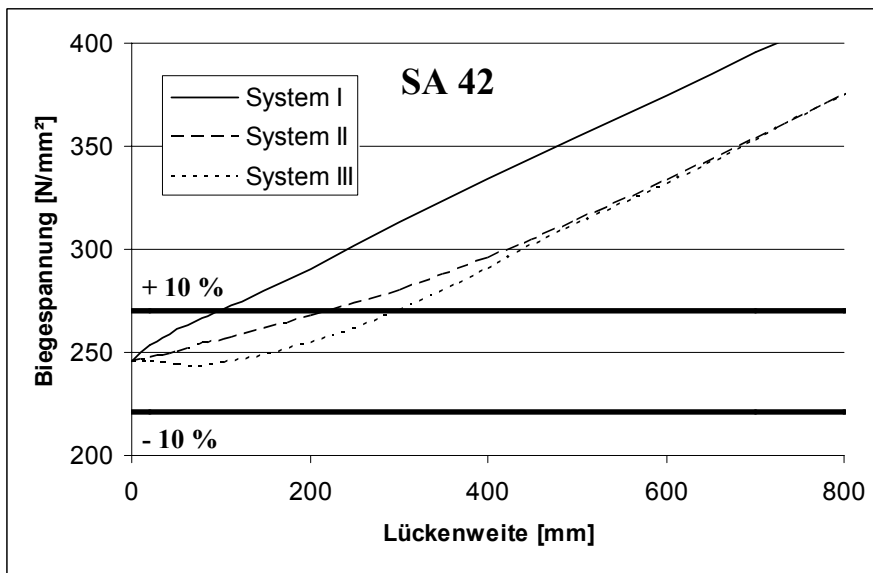
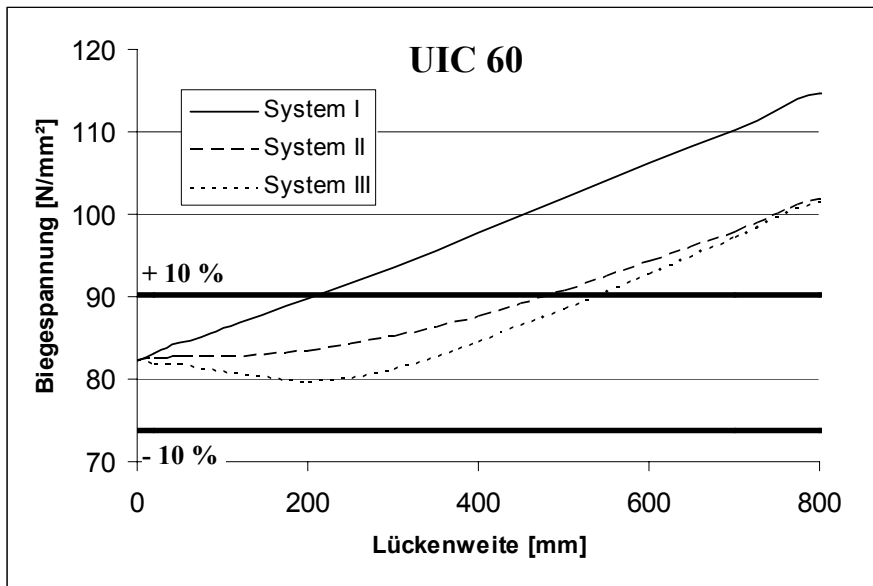
maximale Durchbiegung der Systeme I, II und III in Abhängigkeit von der Lückenweite;
 E-Modul der Vergussmasse beträgt 13 N/mm²



maximale Durchbiegung der Systeme I, II und III in Abhängigkeit von der Lückenweite;
E-Modul der Vergussmasse beträgt 3,25 N/mm²



maximale Biegezugspannungen in der Schiene bei den Systemen I, II und III in Abhängigkeit von der Lückenweite; E-Modul der Vergussmasse beträgt 13 N/mm²



maximale Biegezugspannungen in der Schiene bei den Systemen I, II und III in Abhängigkeit von der Lückenweite; E-Modul der Vergussmasse beträgt 3,25 N/mm²