



**FCP**



Universität für Bodenkultur Wien

# **Monitoring basierte Analyse der Gleis Tragwerks Interaktion MAGIT Ergebnisbericht AP 1 – AP 4**

Ein Projekt finanziert im Rahmen der  
Verkehrsinfrastrukturforschung 2013  
(VIF2012)

Oktober 2015



## Impressum:

**Herausgeber und Programmverantwortung:**  
Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie  
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien  
Renngasse 5  
A - 1010 Wien



ÖBB-Infrastruktur AG  
Praterstern 3  
A - 1020 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs  
Aktiengesellschaft  
Rotenturmstraße 5-9  
A - 1010 Wien



**Für den Inhalt verantwortlich:**  
Assoc. Prof. Dr. Alfred Strauss  
Universität für Bodenkultur Wien  
Institut für konstruktiven Ingenieurbau  
Peter-Jordan-Straße 82  
1190 Wien



**Universität für Bodenkultur Wien**

**Programmmanagement:**  
Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH  
Bereich Thematische Programme  
Sensengasse 1  
A – 1090 Wien



Formale Vorgaben:

<b>Einrichtung der Seite</b>	<b>Abstand</b> in cm
Oben:	3,5
Unten:	3
Links:	3
Rechts:	2,5

<b>Formatvorlage</b>	<b>Schriftart</b>	<b>Schriftgröße</b>
Hauptkapitelüberschriften	Arial, fett, Großbuchstaben	13pt
Überschriften	Arial, fett	13pt
Standardtext	Arial, 1,5-zeilig, Blocksatz	11pt
Überschriften von Verzeichnissen	Arial, fett, Großbuchstaben	13pt
Inhaltsverzeichnis Abbildungsverzeichnis Tabellenverzeichnis Literaturverzeichnis	Arial	12pt
Fußnotenzeichen	Arial, hochgestellt	10pt
Fußnotentext	Arial	10pt
Untertitel von Tabellen und Abbildungen	Arial, fett	10pt
Quelle von Tabellen und Abbildungen	Arial	8pt
Seitennummerierung	Arial, zentriert, Seitenende	10pt

## Arbeitspakete des Projektes

### AP 1:

Aufbereitung der Monitoring Daten

Messungen an drei Brückentypen und Oberbauformen

Sichtung und systematische Zuordnung des Datenmaterials

Zusammenstellen der Daten je nach Analyseanforderung

Interaktion mit den anderen Arbeitspaketen

### AP 2:

Trendaufbereitung des Strukturverhaltens aus den Monitoringdaten

Auswertung der Messdaten entsprechend dem erhofften Erkenntnisgewinn. Lokale Phänomene (z.B. Schienendurchschubwiderstand). Globale Auswirkungen auf das Interaktionssystem Oberbau-Tragwerk

Interaktion mit den anderen Arbeitspaketen

### AP 3:

Rekonstruktion der Durchschub- und Längsverschiebewiderstandsmodelle

Rekonstruktion der Durchschub- und Längsverschiebewiderstandsmodelle. Lineare numerische Modellbildung zur Rekonstruktion der Messdaten. Nichtlineare numerische Modellbildung zur Rekonstruktion von Messdaten

Vergleich der realen Kraftflüsse und Dehnungsfelder mit den Normvorschriften

### AP 4:

Entwicklung eines universellen Durchschub - Längsverschiebewiderstandsmodells

## Ergebnisse FCP

### AP1 & AP2 Aufbereitung der Monitoring Daten & Trendaufbereitung des Strukturverhaltens aus den Monitoringdaten

#### Messungen an der Brücke über die L110

Die Aufbereitung der Monitoring Daten und Trendaufbereitung für die Brücke über L110 erlauben folgende wesentliche Erkenntnisse

- Von der großen Spanne in der Lufttemperatur (59°K) im Zeitraum von Ende 2010 bis von Ende 2012 wurde für das Tragwerk lediglich eine Temperaturspanne von ca. 33°K wirksam, die am Westwiderlager bei 41 m Abstand vom längsfesten Lager zu insgesamt 16 mm Verschiebung führte. Ein Wärmeausdehnungskoeffizient von  $1,18 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$  kann somit abgeschätzt werden.
- Die beobachtete Eigenfrequenz der Brücke lag bei  $f_N = 15 \text{ Hz}$  und ist temperaturabhängig; sie steigt mit zunehmender Temperatur (wie erwartet).
- Bei der Aktivierung des Durchschubwiderstandes im Zuge des Schienenschweißens ist gut zu erkennen, dass die westlichen Sensoren zuerst ansprechen.
- Man erhielt die Verteilung der relativen Verschiebung zwischen der Brücke und dem Widerlager im Vergleich mit der Struktur Temperatur. Auf dieser Basis wurde der Wärmeausdehnungskoeffizient der Brückenstruktur weiter bestimmt. Langfristig, der gemessene Wärmeausdehnungskoeffizient neigt dazu, seine theoretische Wert von etwa  $1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . Für das Kurzzeitverhalten (d.h. Tageszeit) der Wärmeausdehnungskoeffizient entspricht nur 10% bis 15% des langfristigen Werts.
- Die axiale Kraft in der Schiene steigt mit zunehmender Temperatur. Das unterschiedliche Verhalten der Schiene vor und nach dem Verschweiß und an die feste Fahrbahn befestigt: der Gradient der Axialkräfte Variation mit der Temperatur größer nach dem Schweißen (aufgrund zusätzlicher Stützen) als vor dem Verschweißen der Schienen.
- Der Einfluss der Schientemperatur auf das Verhalten der Befestigungen wurde basierend auf Messungen bestimmt. Für den aktuellen Fall verdoppelt sich die Amplitude der Hysterese-Zyklen der Relativverschiebungen für positive Temperaturschwankungen (höher als 0°C).

- In the proximity of the joint between the bridge and the abutment, the recorded relative displacements are split 40% to 60%. Away from the Western abutment the influence of the bridge on the relative displacements decreases and as far as about 25m from the joint to western abutment it vanishes. This happens in the section at 25m away from the western abutment and not at the 42m (the fixedly supported pier) due to the fact that it is more influenced by the shorter span towards the eastern abutment (being more rigid due to the a smaller length).
- In der Nähe der Verbindung zwischen der Brücke und dem Anschlag werden die aufgezeichneten relativen Verschiebungen auf 60% von 40% aufgeteilt. Weg von den westlichen Widerlagern der Einfluss der Brücke auf den relativen Verschiebungen verstirbt und soweit ca. 25m von der gemeinsamen zur westlichen Widerlagern es verschwindet. Dies geschieht in dem Abschnitt bei 25m vom West Anschlag und nicht an der 42 m (die fest unterstützt Mole) aufgrund der Tatsache, dass es mehr durch die kürzere Zeitspanne zum östlichen Anschlag beeinflusst (steifer aufgrund der eine kleinere Länge )
- Diese umfassenden Messungen der Interaktion bei dieser Brücke können sicher als sehr gute Ausgangsbasis zur wissenschaftlichen Analyse betrachtet werden.

## **FCP – Reports (siehe Anhang)**

Interaktion Gleis-Tragwerk - Messungen an der Brücke über die L110  
Arbeitspaket 1: Datenbereinigung und –filterung, Saisonale Darstellung der Daten  
Dateiname: AP1\_Bericht\_v01\_r01\_20151002

Arbeitspaket 2: Trendanalyse  
Dateiname: AP2\_Bericht\_v01\_r01\_20151002

## Ergebnisse RED Bernard

### AP1 & AP2 Aufbereitung der Monitoring Daten & Trendaufbereitung des Strukturverhaltens aus den Monitoringdaten

Die Bremsproben an der Ötztaler Achbrücke und an der Pielachbrücke haben ergeben, dass die durch das Bremsen von Zügen in die Schienen eingebrachten Spannungen von untergeordneter Bedeutung sind.

Die Bestimmung der Normalspannungen, welche durch die Tragwerkslängsdehnungen in der Nähe von Brückenwiderlagern in die Schienen eingebracht werden, gestaltete sich als eine schwierige Aufgabe. Schließlich handelt es sich dabei um Spannungen, die über längere Zeit aufgebaut (und abgebaut) werden, und welche in den Schienen nicht als einzige Spannungen auftreten.

Aus diesem Grunde mussten zur Bestimmung dieser „tragwerksverschiebungsbedingten“ Schienenspannungen (-dehnungen) folgende Annahmen getroffen werden:

- DMS2 (über dem Auflager) misst die Schienendehnungen zufolge der Temperaturänderungen der Schienen und zufolge der Tragwerkslängsverschiebungen (zufolge der Temperaturänderungen des Tragwerks)
- DMS4 (in Brückenmitte, 61 m vom Auflager entfernt, „im freien Feld“) misst nur die Schienendehnungen zufolge der Temperaturänderungen der Schienen
- -> Abzug der Messwerte von DMS 4 von den Messwerten von DMS 2 ergibt die Schienendehnungen zufolge der Tragwerkslängsverschiebungen

Unter diesen Annahmen ergeben sich zufolge der Auflagerverschiebungen von 32,47 mm während eines Jahres Schienendehnungen von 0,3578 ‰. Es können daraus Schienenspannungen in der Größe von 2,31 N/mm<sup>2</sup> pro mm Auflagerverschiebung abgeleitet werden.

Die unter diesen Annahmen gewonnenen Ergebnisse sind mit Vorsicht zu betrachten. In weiteren Forschungsarbeiten sollte danach getrachtet werden, neben den Schienendehnungen am Auflager auch entsprechende Schienendehnungen im freien Feld zu messen, d.h. an einer Stelle, für welche mit Sicherheit ausgeschlossen werden kann, dass die Tragwerkschiebung der Brücke irgendeinen Einfluss hat.

## **RED Bernard – Reports (siehe Anhang)**

Dateiname: Endbericht MAGIT

Anhang\_01\_Kurzbericht\_Lagerverschiebungen\_Bremsbelastungen

Anhang\_02\_Technischer Bericht Monitoring Ötztaler Achbrücke inkl Bremsprobe

Anhang\_03\_Technischer Bericht Monitoring Pielachbrücke inkl Bremsprobe Version

Anhang\_04\_Technischer Bericht Monitoring Statistik Lagerdehnwege Version

Anhang\_05\_RED\_Progressmeting\_2013\_10\_03

Anhang\_06\_RED\_Progressmeting\_2014\_11\_07

Anhang\_07\_RED\_Progressmeting\_2015\_09\_10



## Ergebnisse Universität für Bodenkultur

### AP3 & AP4 Rekonstruktion und Erweiterung der Durchschub- und Längsverschiebewiderstands modelle

Die numerischen Analysen in ATENA, Sofistik und auch von Widarda erlauben folgende wesentliche Erkenntnisse

- Alle nichtlinearen Nachweise zeigen eine gute Übereinstimmung mit den montierten Schienenlängskräften
- Die Nachweise der auftretenden Schienenspannungen aus der Tragwerksbewegung in Bezug auf die zulässigen Spannungen lt. UIC erlauben **für die belastete Gleissituation** eine freie Dehnlänge für Brückentragwerke von rund 80 m mit einer Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$
- Die Nachweise der auftretenden Schienenspannungen aus der Tragwerksbewegung in Bezug auf die zulässigen Spannungen lt. UIC erlauben **für die unbelastete Gleissituation** eine freie Dehnlänge für Brückentragwerke von rund 150 m mit einer Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$
- Der Nachweis der Schienenspannungen für die **belastete Gleissituation** ist sehr konservativ, da in die Wahrscheinlichkeit das das Tragwerk eine Erwärmung bzw. Abkühlung von  $\Delta T = 30 \text{ K}$  während einer belasteten Gleissituation erfährt in der Realität sehr unwahrscheinlich ist.
- Die normdefinierte Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$  ist für zahlreiche Strukturen sehr konservativ, da die dehnwirksame Temperatur für massige Bauteile deutlich unterhalb des  $\Delta T = 30 \text{ K}$  der umströmenden Luft liegt. Ein Ansatz für die Dämpfung der Lufttemperatur auf die dehnwirksame Temperatur und die Erfassung des Zeitversatzes der Temperatureffekte im Bauwerk werden in den nächsten Abschnitten skizziert. In das im Zuge dieses Projektes erstellte Sofistik Tool (verfügbar unter <https://learn.boku.ac.at/course/view.php?id=8288>) wurde bereits ein Wärme-Transportmodell inkludiert, welches erlaubt eine Temperaturganglinie auf die Berandungen der Brückenstruktur aufzubringen und somit auch erlaubt wirklichkeitsnahe Dehnfelder (Bewegungszustände der Brücke) abzubilden.
- Im Allgemeinen wird bei **der belasteten Gleissituation** davon ausgegangen, dass alle Stützpunkte über eine definierte Länge eine erhöhte horizontale

Steifigkeit haben. In der Realität treten jedoch vor den Zugblocklasten und auch zwischen den Achsen Entlastungen (Reduktionen der Kopplungssteifigkeiten) aufgrund der voreilenden Bugwelle auf. Diese Bugwellen erlauben aufgrund der örtlichen geringeren Kopplungssteifigkeiten eine Umverteilung der Normalkräfte bzw. Normalspannungen in den Gleisen. Diese Effekte werden in den Nachweisformaten vernachlässigt. Das vorher erwähnte Sofistik Tool (verfügbar unter <https://learn.boku.ac.at/course/view.php?id=8288>) erlaubt diese Überfahrtseffekte zu erfassen, insbesondere indem die Steifigkeitsfelder der Kopplungssteifigkeit während einer Zugüberfahrt und für eine voraufgebrachte Tragwerkstemperaturerwärmung über die Länge der Brückenstruktur und die Vorlandbereiche bewegt werden kann. Diese Betrachtungen erlauben die Umlagerungseffekte zu erkennen und eine realitätsnähere Abbildung der Normalspannungen in den Gleisen. Anzumerken ist, dass die Validierung des Modells noch die Prüfung mittels einiger Monitoringsystemen bedarf, da die Reduktionen in den Koppelungssteifigkeiten noch nicht vollkommen erfasst sind.

## **BOKU – Reports (siehe Anhang)**

Source Code – Sofistik Tool

## **AP3 & AP4 Rekonstruktion und Erweiterung der Durchschub- und Längsverschiebewiderstands modelle**

**Universität für Bodenkultur Wien**

**Alfred Strauss**

**Co-workers: Benjamin Täubling, David Lehky, Saeed Karimi, Martina**

**Somokova, Drahomir Novak**

### **Inhaltsverzeichnis**

1. Einleitung	13
1.1. Allgemein	13
1.2. Beanspruchungsprozesse	14
1.3. Verschweißte Schienen (continuously welded rails CWR)	16
1.4. Normenwerke	16
1.5. Weiterführende Literatur	17
2. Projekt „Monitoring basierte Analyse der Gleis Tragwerk Interaktion“ (MAGIT)	18
2.1. Allgemein	18
2.2. Nachweisroutinen	18
2.2.1. Recherchen - Modellbildung	19
2.2.2. Modellbildungen der verschweißten Schienen (CWR)	19
2.3. Zielsetzungen der AP3 und AP4	21
2.3.1. Allgemein	21
2.3.2. Zulässige Schienenspannungen	22
2.4. Durchschub und Längsverschiebewiderstand	23
2.5. Fallstudie „L110 Brücke“	24
3. Nichtlineare numerische Modellanalyse mittels ATENA.	26
3.1. Kalibrierung der Schienenbefestigung	26
3.2. Kalibrierung des Längsverschiebewiderstandes	29
3.3. Analyse der Effekte der Temperaturlastfälle auf die Brückenstruktur	31
4. Nichtlineare numerische Modellanalyse mittels SOFISTIK	36
4.1. Allgemein	36
4.2. Normalkraftverteilung resultierend aus temperaturspezifischer Tragwerksinteraktion (unbelastete Gleise)	38
4.3. Normalkraftverteilung aus temperaturspezifischer (unbelastete Gleise) Tragwerksinteraktion	41

4.4. Normalkraftverteilung, belastete Gleise aus temperaturspezifischer Tragwerksinteraktion	43
4.5. Normalkraftverteilung, belastete Gleise aus temperaturspezifischer Tragwerksinteraktion	46
5. Vergleich der Ergebnisse der Modellbildungen und des Monitoring	47
5.1. Abkühlung der Brückenstruktur um $\Delta T = 30K$	47
5.2. Erwärmung der Brückenstruktur um $\Delta T = 30K$	48
5.3. Variation des Durchschubwiderstandes & Längsverschiebewiderstandes	50
5.3.1. Effekte aus dem Durchschubwiderstand	50
5.3.2. Effekte aus dem Längsverschiebewiderstand	53
5.4. Erkenntnisse aus den Modellbildungen	54
6. Dehnungswirksame Temperaturen – Temperaturkorrekturfaktoren	57
6.1. Allgemein	57
6.2. Temperaturkorrektur	57
6.3. Thermal correction factor $\Gamma_T$ based on the thermal conductivity equations	61
6.4. Thermischer Korrekturfaktor $\Gamma_T$ mittels Monitoring	65
6.5. Thermischer Korrekturfaktor $\Gamma_T$ mittels Transportgleichungen	65
7. Schlussfolgerungen	66
Danksagung	67
References	67

## 1. Einleitung

### 1.1. Allgemein

Durchgehend verschweißte Schienen (continuously welded rails CWR) werden durch Längsspannungen beansprucht, wie sie von jahreszeitlichen Temperaturschwankungen, Verformungen der Tragkonstruktion sowie Brems- bzw. Anfahrmanöver von Zügen verursacht werden. Diese Lastfälle werden in den nationalen Dokumenten, in der Eurocodefamilie und weiteren eisenbahnspezifischen Dokumenten definiert. Darüber hinaus gibt es Lastfälle, welche zum Teil in diesen Dokumenten nicht erfasst sind, wie zum Beispiel die Änderungen des Durchschubwiderstandes zwischen Schienen und Brücke. Diese Spannungen treten als Folge eines nichtlinearen Steifigkeitsverhaltens zwischen den Schienen und der temperaturbedingten Bewegung der darunterliegenden Brückenstruktur auf. Eine Zugüberfahrt bringt die Schienen in den belasteten Zustand und bewirkt eine Erhöhung des Durchschubwiderstandes und in Folge eine Erhöhung der Rückstellkräfte um den Faktor 3. Dieses spezifische Phänomen wurde bisher in den Bestimmungen nicht erwähnt, obwohl es eine natürliche Folge der grundlegenden Bedingungen darstellt. Für CWR hat dieser Durchschubwiderstand bzw. Längskopplung zwischen Schiene und Brücke eine zentrale Rolle. Im Falle eines Schotteroberbaus übernimmt die Gleisbettung die Rolle der Kupplungsschnittstelle. Im Falle einer festen Fahrbahn (slab track) übernimmt diese Rolle das jeweilige Befestigungssystem. Der Verformungszustand dieser Kupplungsschnittstelle charakterisiert u.a. das elastische oder plastische Verhalten des Kopplungssystems.

Für die Untersuchung des Kopplungssystems bzw. des Durchschubwiderstandes und des Längsverschiebewiderstandes wurden neben den in AP1 und AP2 beschriebenen intensiven Monitoringsystemen in AP3 und AP4 nichtlineare Modellierungsmethoden eingesetzt. Primär waren die Längssteifigkeit und der Einfluss des Tragwerks auf die Schienenspannungen von Interesse. Ziel war es unter anderem, die Berücksichtigung des sich kontinuierlich ändernden Durchschub- und Längsverschiebewiderstandes um die realitätsnahe Abbildung der Schienenspannungen zu ermöglichen. Derzeit sind die Möglichkeiten für die realitätsnahe Ermittlung der Durchschub- und der Längsverschiebewiderstände, insbesondere auch die Änderungen durch den Zugverkehr auf vor Ort Messungen begrenzt. Die Bewertung der Widerstände mittels Messungen und Monitoring ist somit zumeist die Basis für die Ermittlung zuverlässiger Werte.

Das Streckennetz der ÖBB wird dem Stand der Technik entsprechend hauptsächlich mit durchgehend verschweißten Gleisen ausgeführt. Dabei besteht die Oberbauform der modernen Hochleistungsstrecken aus „Schotteroberbau“ und/ oder „Fester Fahrbahn“. Der Gleiskörper als „Schotteroberbau“ setzt sich im Wesentlichen aus Schienen, Schienenbefestigungsmitteln, Schwellen und Schotter zusammen. Die Wahl der Einzelkomponenten wie die Schienenform (UIC 60), Schwellenart (Beton/ Holz), Schotterbetthöhe und Schotterkörnung sowie der Oberbauzustand hat u. a. einen maßgebenden Einfluß auf die Beanspruchbarkeit und Beanspruchung der Schienen.

Wird der Gleiskörper von einem Brückentragwerk getragen, so kommt es -im Vergleich zur freien Strecke- zur sprunghaften Änderung der Bettungseigenschaften in den Dammbereichen an den Brückenenden.

Die Tragwerksverformungen infolge Temperaturbeanspruchung, Bremsen/ Anfahren und vertikaler Verkehrslasten verursachen somit zusätzliche Schienenspannungen (siehe UIC- Kodex 774-3/ ÖNORM EN 1991-2). Die notwendige Beschränkung der Schienen- Normalspannungen und dadurch die Vermeidung von Schienenbrüchen bei Zugspannungen und Gleisverwerfungen bei Druckspannungen beeinflusst die Wahl des statischen Systems sowie die Querschnittsgestaltung der Brückenkonstruktion bzw. erfordert ggf. konstruktive Maßnahmen wie den Einbau von Schienenauszugsvorrichtungen und/ oder Einsatz von speziellen Schienenbefestigungsmitteln.

Schienenauszugsvorrichtungen stellen jedoch Unstetigkeiten und Inhomogenitäten im Gleis dar, welche die Benefits der lückenlos verschweißten Gleise negativ beeinflussen können. Hierdurch kommt es zu einer signifikanten Beeinträchtigung des Fahrkomforts, Lärmemission, erhöhter Entgleisungsgefahr und Schotterentfestigung sowie zu erhöhtem Erhaltungsaufwand.

Die Größe und Verteilung der Schienenspannungen zufolge der Dehnungsbehinderung der Schienen hängt maßgeblich vom Durchschubwiderstand der Schienen in der Schienenbefestigung und vom Längsverschiebewiderstand des Gleises im Schotter ab.

## **1.2. Beanspruchungsprozesse**

Bei der Aufbringung der Zuglasten auf Brücken wird aufgrund der Veränderungen der Durchschub- und der Längsverschiebewiderstände eine Erhöhung der

Spannungen verursacht. Diese Veränderungen dürfen nicht unberücksichtigt bleiben.

Bei diesen Betrachtungen darf jedoch auch nicht außer Acht gelassen werden, dass die Spannungen aus mehreren Zugverkehrszyklen und unter unterschiedlichen jahreszeitlichen Temperaturänderungen verursacht werden. Dieser Umstand zeigt ein hochgradig nichtlineares ineinandergreifen von Belastungs- und Beanspruchungsprozessen, welche auf das Risiko der Überschreitung eines zulässigen Spannungszustandes günstig wirken, im Vergleich zu einer z.B. linearen Überlagerung der Beanspruchungsprozesse.

Das Verschiebe-/ Widerstandsgesetz des Gleises wird entsprechend der EN 1991-2 auf Grundlage der Empfehlungen des internationalen Eisenbahnverbandes UIC 774-3E durch ein bilineares Verhalten beschrieben. Die Begrenzung des linear verlaufenden Bereiches (Proportionalitätsbereich) wird durch Verschiebungsgrenzen für Längsverschiebe- und Durchschubwiderstand definiert. Die Widerstände selbst werden für belastetes und unbelastetes Gleis angegeben.

Die Größe dieser Widerstände hängt einerseits mit den oberbauspezifischen Parametern sowie Oberbaiformen zusammen, andererseits wird sie durch den Eisenbahnbetrieb (Belastungsgröße und -frequenz), Witterungseinflüsse sowie Instandhaltungszustand der Oberbauanlage maßgebend beeinflusst.

Die Deformationskapazität sowie das Steifigkeitsniveau des Gleiskörpers und der Brückenkonstruktion bestimmen den Grad der Wechselwirkung zwischen Gleis und Tragwerk.

Während die Auswirkungen aus der Temperatureinwirkung länger andauernde Phänomene darstellen, verursachen fahrzeugbedingte Einwirkungen (vertikale Verkehrslasten, Bremsen/ Anfahren) kurzzeitige und lokale Erscheinungen.

Die unterschiedlichen Belastungszustände in deren zeitlichen Abfolge und Wirkungsweise haben Systemcharakter und beeinflussen die Deformationskapazität und das Steifigkeitsniveaus des Gleiskörpers in der Schienenbefestigung und/ oder in der Koppellebene zwischen Schotterbett und Tragwerk. Demzufolge ist eine lineare Superposition der Auswirkungen einzelner Lastfälle nicht zulässig und zweckmäßig.

### 1.3. Verschweißte Schienen (continuously welded rails CWR)

*Verschweißte Schienen* gewähren eine entsprechende Gebrauchstauglichkeit in Hinblick auf die immer weiter zunehmenden Geschwindigkeiten der Züge, da eine Verformung der Schienenstöße eine Verschlechterung in der Geometrie der Gleise verursachen kann und somit zur Notwendigkeit intensiver Wartungsmaßnahmen an den Stößen führt. Andererseits sollten, um Sicherheit und Stabilität des Zugverkehrs zu gewährleisten, die Längsspannungen der CWR beschränkt werden. Folgende Arbeiten beschäftigen sich explizit mit dem Thema dieser Stabilität (Kerr, 1978), (Kerr, 1980) und (Lim et al., 2003.). Die Spannungen in den CWR werden hauptsächlich durch Temperaturänderungen  $\Delta T$  in den Schienen hervorgerufen. Ruhen die Schienen auf einer verformbaren Oberfläche, wie zum Beispiel Tragstrukturen oder Brücken, entsteht auch eine Wechselwirkung zwischen Schienen und Brücke, welche die homogenen Schienenspannungen insbesondere in den Übergangsbereichen Brücke – Damm stört. Diese Störungen werden wie zuvor erwähnt primär durch Temperaturveränderungen oder durch Verschiebungen des Tragwerks verursacht, aber auch durch Brems- und Anfahrkräfte der Züge oder aber auch durch plötzliche Veränderungen der Durchschubs- und Längsverschiebewiderstände, welche durch die Gleisbettung oder durch ein Befestigungssystem bestimmt wird.

### 1.4. Normenwerke

Längsbelastungen und ihr Einfluss auf CWR im Bereich der Tragwerke wurden in den vergangenen 20 Jahren intensiv diskutiert. Auslöser für diese Diskussionen war die UIC-Empfehlung 774-3R aus dem Jahr 1995 sowie der vom Europäischen Komitee für Normung (CEN) veröffentlichte Eurocode 1 (EC-1) (European Committee for Standardization (CEN), 2003) aus dem Jahr 2003, der Information über Brückenbelastungen, Konstruktionsmethoden und weiter aktuelle Ansätze liefert. EC-1 und DIN Fb101 (1055-1, 2002, p. 10) beruhen, um den Rechenaufwand praktikabel zu halten, auf den bi-linearen Steifigkeitsgesetzen zwischen Durchschubs- und Längsverschiebewiderständen und den Verschiebungen. Diese Gesetze variieren je nach Gleiskörpertyp und Belastungssituation.



## 1.5. Weiterführende Literatur

(Fryba, 1996) und (Esveld, 2001) präsentieren in ihren Büchern detaillierte Abhandlungen der Längsbeanspruchung der Scheinen. Darüber hinaus wurde das Thema der Gleis Tragwerkinteraktion in folgenden wissenschaftlichen Artikeln (Ruge et al., 2004), (Ruge et al., 2005) (P. Ruge und Trinks, 2005) und Conference Proceedings (Ruge et al., 2007), (Simões et al., 2007) behandelt. Diese Arbeiten zeigen wie oben erwähnt, dass Temperaturänderungen und allg. Tragwerksbewegungen, sowie Brems- und Beschleunigungsmanöver beachtliche Längsspannungen in den Schienen verursachen können. Der in den Normen enthaltene Superpositionsansatz der Überlagerung von Lastfällen ist in diesem Zusammenhang nicht in der Lage die nichtlinearen Eigenschaften des Schienen-Tragwerksinteraktionsmechanismus realitätsgetreu zu erfassen. Die nichtlineare Betrachtung wird z.B. in (P. Ruge and Trinks, 2005) näher diskutiert. Die Belastungen werden sequentiell, eine nach der anderen, behandelt. Es wird z.B: auch mittels inkrementeller gespeicherter Vorinformation gearbeitet, indem die Verformungsgeschichte aus vorhergehenden Lasten als Input für die Bewertung des aktuellen Belastungssystems herangezogen wird. Die Kombination der resultierenden Spannungen aus linearen Betrachtungen kann trotzdem dazu verwendet werden, um die Natur des Systems näher an eine realistische Situation heranzuführen.

## **2. Projekt „Monitoring basierte Analyse der Gleis Tragwerk Interaktion“ (MAGIT)**

### **2.1. Allgemein**

Die aktuelle Forschung zielt auf eine kritische Analyse der aktuellen nationalen Nachweisroutinen für die Interaktion zwischen Schienen und Brückendecke ab. Im Zentrum der Forschung stehen insbesondere der Nachweis der Schienenbeanspruchung und die damit verbundenen Konsequenzen der Anordnung einer Schienenauszugsvorrichtung. Ziel ist es gegebenenfalls Anpassungen in den nationalen Norm-Regelwerken vorzunehmen. Daher wurden für die drei ausgewählten Brückenstrukturen umfangreiche Monitoringsysteme konzipiert. Neben der Messung der Schienenspannungen an ausgewählten Punkten im Bereich der Widerlager, siehe die weiteren beigelegten Reports, waren die Messung folgender Größen von großem Interesse: (a) der Durchschubwiderstand, (b) der Längsverschiebewiderstand, (c) die Schienentemperatur, (d) die Tragwerkstemperatur, und (e) die relativen Bewegungen zwischen Tragwerk und Schiene. Ergebnisse aus diesen Messungen waren auch die Grundlage der Kalibrierung der nichtlinearen Modelle und Modellbildungen und in Folge der Bewertung und Analyse der Wechselwirkungen zwischen Tragwerk und Schienenspannungen, wie in den folgende Abschnitte angeführt.

Für die Betrachtungen dienten die Monitoringsysteme der folgenden drei Brückensysteme (a) die L110 Brücke - eine dreifeldrige Spannbetonbrücke mit einer Gleistragplatte, (b) die Öztaler Achbrücke - eine dreifeldrige Stahlverbundbrücke mit Schotterbett und (c) die Pielachbrücke eine dreifeldrige Stahlbrücke mit Schotterbett. Die freie Dehnlänge der drei Brücken bewegt sich zwischen 40 m und 60 m. Weitere Details zu den Brücken und den installierten Monitoringsystemen werden in den „Report-Anhängen“ präsentiert.

### **2.2. Nachweisroutinen**

Die Erweiterung von Nachweisroutinen, sei es auf nationaler oder auf internationaler Ebene kann nur in Form einer ausführlichen Erhebung, welche die überwiegende Zahl ähnlicher Strukturgruppen (in unserem Fall Eisenbahnbrücken) erfasst, erfolgreich umgesetzt werden. In der vorliegenden Forschungsarbeit dienten die Monitoringresultate der drei Brücken im ersten Schritt zur Kalibrierung der numerischen und zum Teil auch der analytischen Modelle. Diese Modelle dienen in Folge zur Erweiterung bzw. Vereinfachung der Nachweiskonzepte der Schienen-Tragwerksinteraktion für Brücken

mit unterschiedlichen Spannweiten, Temperaturbelastungen, und Gleisbettungen. Für die Auswahl geeigneter nichtlinearer numerischer Modellierungsansätze war eine Recherche der bereits vorhandenen Ansätze von wesentlicher Bedeutung. Für das aktuelle Forschungsvorhaben wurden für die Modellbildung folgende Literaturrecherchen durchgeführt:

### **2.2.1. Recherchen - Modellbildung**

Die Erhaltungsanforderungen an CWR, die viel niedriger sind als die konventioneller Schienensysteme, sowie ihr Verhalten in Bezug auf seitliches Ausknicken aufgrund von temperaturwechselinduzierten Druckkräften, wurde bereits in den frühen Achtzigerjahren von (Klaaßen und Schmälzlin, 1980), (Gerlich und Pahnke, 1981), (Gerlich und Pahnke, 1982), (Prommersberger und Rojek, 1985) und (Prommersberger und Rojek, 1981) diskutiert. Im Jahr 1983 veröffentlichte das Office for Research and Experiments ORE, das heutige European Rail Research Institute ERRI, welches der International Union of Railways UIC angehört, die Theorie und Anwendung von CWR über Brückenstrukturen, die Temperaturveränderungen in Schienen und Brücken ausgesetzt sind (Colnat und Brems, 1983). Darüber hinaus existieren detaillierte Untersuchungen zum Einfluss der Durchbiegung von Tragkonstruktion auf Längsspannungen in den Schienen (Pahnke, 1998) und zur Wechselwirkung zwischen Schienen und Brücke im UIC774-3R (UIC (Union Internationale des Chemins de fer), 2001). Andere Arbeiten beschäftigen sich mit einem Überblick über praktische Planung und Konstruktion in Bezug auf die Wechselwirkung zwischen Brücke und Schienen ((Chaudary und Sinha, n.d.) und (Monnickendam, 2006)). In den Eurocode Richtlinien wurden einige dieser Forschungsergebnisse und Erkenntnisse umgesetzt, wie z.B: die Effekte der Tragwerksbewegungen auf die Schienenverschiebungen und –spannungen.

### **2.2.2. Modellbildungen der verschweißten Schienen (CWR)**

Für die Modellierung der Wechselwirkung zwischen Schienen und Brücke wurden zahlreiche unterschiedliche Forschungsarbeiten durchgeführt, von groben Simplifizierungen bis hin zur Entwicklung sehr komplexer Modelle, wie in Folge ausgeführt

- Zur Beschreibung der Wechselwirkung modellierten z.B. (Song et al., 2003) ein dreidimensionales Stabsystem, mit den drei Grundelementen Schienen, Schotter und Brücke. Das Schienenelement wird als Balkenelement modelliert.

Schotter und Schwellen werden idealisiert, indem die Balkenelemente auf einer elastischen Bettung mit zwei Parametern gelagert werden. Die Brückenplatte wird durch ein Schalenelement repräsentiert. Die Untersuchungen von Song et al. konzentrieren sich neben den Kräften, die durch die Wechselwirkung zwischen Schienen und Brücke hervorgerufen werden, auf die Rad- und Achslast, die durch den Verkehr von Zügen verursacht wird.

- (Y. S. Cheng und Cheung, 2001), (Y.-S. Wu und Yau, 2001) und (S.Wu und Yang, 2003) haben als Basis ihrer Modelle die Einführung eines Schiene-Brücke-Fahrzeugelements. Sowohl für die Schienen als auch für die Brückenplatte wurde ein linear elastischer Bernoulli-Euler-Balken Ansatz angewandt. Elastizität und Dämpfungseigenschaften des Schienenbetts wurden durch eine Reihe von Feder- und Dämpferelementen abgebildet.
- (Y. S. Cheng and Cheung, 2001) und (Biondi et al., 2005) verwendeten eine Substrukturierungsmethode. Die Schienen, die Brücke und der fahrende Zug werden als drei Substrukturen definiert. Timoschenko-Balkenelemente wurden für die Modellierung der strukturellen Komponenten wie Schienen, Schwellen und Brückenplatten verwendet, siehe auch Esveld und Markine (1998)). Die elastischen Kontaktebenen wurden durch verteilte Feder- und Dämpferkombinationen erfasst, um Zwischenlagen, Schotter(matten) oder Elastomere zu modellieren.
- H. Xia und Chan (2000), Xia und Zhang (2005), Xia et al., (2003) und Y. Yang und Wu, (2004) ließen die relative Verschiebung zwischen Schiene und Brückendecke außer Acht. Sie vereinfachten ihre Modelle und ließen die elastischen Auswirkungen von Schotterbett, Zwischenlagen und Verbindungselementen unberücksichtigt.
- Ziyaeifar (2005) reduzierte sein Modell ausschließlich auf die Brückenstruktur. Nur die Brücke ist Teil seines Strukturmodells der Wechselwirkung von Zug-Schienen-Brücke Systemen. Zug und Schienen werden durch Kontaktkräfte repräsentiert.
- Detaillierte Untersuchung zur Wechselwirkung zwischen Rad und Schiene finden sich in Zhai und Cai (1997), in Thompson et al., (1996, p. 1) und in Mazilu Mazilu, (2007). Hier steht die Längsverformung, die anderswo unberücksichtigt bleibt, im Mittelpunkt der Forschung. Unter anderem beschäftigen sich diese Untersuchungen mit einem sich bewegenden Rad, das auf ein separat aufliegendes Schienenmodell einwirkt. Zur Untersuchung der

vertikalen Dynamik wird die Schiene als ein uniformer unendlicher Timoshenko-Balken behandelt, während die Schiene zur Untersuchung der longitudinalen Dynamik als ein uniformer unendlicher Balken behandelt wird.

- Toth und Ruge (2001) konzentrierten sich auf die spektrale Finite Elemente Methoden und Optimierung der Finite Elemente Netze und somit für eine optimale Anwendung der Finite Elemente Simulationen. Die Lastkombinationen erfolgten entsprechend der nichtlinearen Betrachtungen sequentiell. Die Autoren gingen auch der Möglichkeit nach die plötzlichen Änderungen der Koppelsteifigkeiten durch z.B. ausgeführte Bremsmanöver zu erfassen.

## **2.3. Zielsetzungen der AP3 und AP4**

### **2.3.1. Allgemein**

Das Ziel des Arbeitspaketes 3 und 4 des Projektes MAGIT war die numerische Analyse der Gleistragwerksinteraktion auf Basis der Erkenntnisse aus dem Monitoring der drei Brücken. Die Modellbetrachtungen erfolgten primär für die L110 Brücke und wurde für die Pielachbrücke und Ötztaler Achbrücke erweitert. Diese nichtlinearen Modellierungsansätze zielten nicht auf die Nachahmung existierender Modelle oder ihre Erweiterung bzw. die Absteckung ihrer Grenzen ab, vielmehr lag die Absicht darin, ein Modell zu entwickeln, welches die Messergebnisse der Monitoringsysteme der drei Brücken wiedergeben kann und für die Erweiterung von normspezifischen Ansätzen herangezogen werden kann.

Die Modellierung erfolgte daher so präzise wie möglich jedoch unter Vermeidung unnötiger Komplexität. Die oben skizzierte Literaturstudie war ein wesentlicher erster Schritt. Auf Basis der Literaturrecherche und den Erfahrungen am Institut wurde in Folge ein geeignetes System unter Berücksichtigung der besonderen Anforderungen an dessen Robustheit und Aussagekraft ausgewählt. Das ausgewählte System folgt in weiten Teilen den Überlegungen von ((Y. S. Cheng und Cheung, 2001) und (Biondi et al., 2005)). Für die Schiene, die Durchschubwiderstandskopplung mit der Tragstruktur wurden erweiterte Finite-Element basierte Materialmodelle verwendet. Ziel der Modellbildung war neben der oben erwähnten Nachbildung des Verhaltens der Wechselwirkung der drei Brückenstrukturen die Bestimmung jener freien Brückendehnlänge, welche zur Überschreitung der zulässigen Schienenspannungen führt. (Die zulässigen Schienenspannungen sind ein Resultat historischer Entwicklungen und werden im Folgenden als Widerstandsgrößen betrachtet). Im Zuge des Projektes

erfolgte auch: Die nichtlineare Modellbildung der Stahlbetonbauwerke mittels der Software ATENA, die Monitoring basierte Modellbildung der Schienenbefestigung, die Kalibrierung des Längsverschiebewiderstandes, die Modellanalyse des Gesamtsystems, etc.

### 2.3.2. Zulässige Schienenspannungen

Die zusätzlichen Spannungen in CWR aufgrund der Interaktion mit den Tragwerken dürfen folgende in DIN-FB 101 (DIN, 2003) definierten nicht überschreiten:

- Schienenzugspannung  $\sigma_{Tension} = 112 \text{ N/mm}^2$ , die Durchbiegungen wird als eigener Lastfall berücksichtigt;
- Schienenzugspannung  $\sigma_{Tension} = 92 \text{ N/mm}^2$ , die Durchbiegungen wird als eigener Lastfall nicht berücksichtigt;
- Schienendruckspannung  $\sigma_{Kompression} = 72 \text{ N/mm}^2$ ; für das System "Gleisschotter"
- Schienendruckspannung  $\sigma_{Kompression} = 92 \text{ N/mm}^2$  für das System "Feste Fahrbahn"

Die oben beschriebenen zulässigen Spannungen basieren auf der insgesamt verfügbaren Schienenspannung  $\sigma_{safe} = 470 \text{ N/mm}^2$ , die um die nachfolgenden Werte vermindert werden muss:

- Eigenspannungen aufgrund von Herstellprozesse  $\sigma_E = 80 \text{ N/mm}^2$ ;
- Durch Biege- und Zugbelastung aufgrund von Radlasten  $\sigma_Q = 158 \text{ N/mm}^2$ ;
- Durch Temperaturveränderungen in den Schienen hervorgerufene Spannungen  $\sigma_T = E\alpha\Delta T = 120 \text{ N/mm}^2$  unter Berücksichtigung eines Elastizitätsmoduls  $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$ , bei einem Temperaturunterschied von  $\Delta T = 50 \text{ K}$  und einem Wärmekoeffizienten von  $\alpha = 1.15 \cdot 10^{-5}$ .

Die zulässigen Schienenspannungen für die Tragwerks – Schieneninteraktion ergibt sich demnach zu  $\sigma_{Tension} = (470 - 80 - 158 - 120) = 112 \text{ N/mm}^2$ .

In Übereinstimmung mit den Richtlinien EG-1 (European Committee for Standardization (CEN), 2003) sowie DIN-FB101 (DIN, 2003) und UIC774 (UIC (Union Internationale des Chemins de fer), 2001) sollte die Verwendung von Schienenausügen im Falle zusätzlicher durch die Wechselwirkung von Schienen und Brücke hervorgerufener Spannungen erwogen werden, falls jene die zulässigen Werte übersteigen. DIN-Fb101 (DIN, 2003) beruht auf dem klassischen Sicherheitskonzept, wo Sicherheit durch einen globalen Sicherheitsfaktor festgelegt wird:

$$S_{safe} = R/\gamma \quad (1)$$

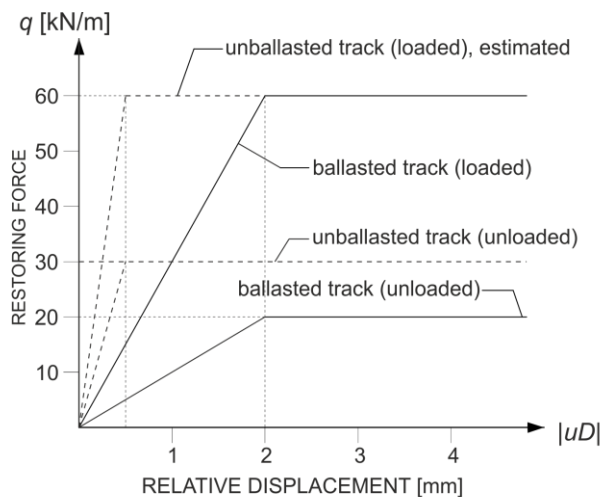
Die beiden Werte der verfügbaren Spannungen ( $S_{safe}$ ) und des Widerstands ( $R$ ) sind deterministisch. Dieses klassische deterministische Sicherheitskonzept wird noch heute verwendet. Das Semi-probabilistische Sicherheitskonzept wird inzwischen in vielen Bereichen des Bauingenieurwesens angewandt, zum Beispiel in den DIN 18800 Richtlinien (Schneider, 2002).

$$F_d = F_c \cdot \gamma_F \quad (2)$$

Im vorliegenden Forschungsvorhaben wurde der auf Zuverlässigkeit oder Performance basierte Bewertungsansatz für die grundlegende Einbindung der Informationen aus den Monitoring Systemen angewendet.

## 2.4. Durchschub und Längsverschiebewiderstand

Wie bereits zuvor des Öfteren erwähnt sind für die Wechselwirkung zwischen Gleis und Tragwerk der Durchschubwiderstand (Gleis-Tragwerk) und der Längsverschiebewiderstand (Gleis-Gleis) die wesentlichen Größen. DIN-FB101 empfiehlt einen Durchschubwiderstandswert von 20 kN/m für einen Schotteroberbau und einen Wert von 30 kN/m für eine Gleistragplatte, in beiden Fällen für den unbelasteten Zustand (siehe Abb. 1). Ein Wert von 60 kN/m wird für den Belastungszustand bei Zugverkehr angenommen, sowohl für einen Schotteroberbau als auch für eine Gleistragplatte. Im Falle einer Zugüberfahrt wechselt der Widerstand vom unbelasteten in den belasteten Zustand, und es findet eine Erhöhung der Rückstellkraft von 30 kN/m zu 60 kN/m statt. Es tritt somit eine Erhöhung um einen Faktor 2 für einen schotterlosen Oberbau und um einen Faktor 3 für eine Gleistragplattenlösung ein. Dieser Wechsel erfolgt im Allgemeinen sehr rasch und über einen kurzen Zeitraum. Nur wenige Autoren, wie zum Beispiel (Kupfer, 2002) und (Ruge et al., 2004), haben dieses Thema aufgegriffen.



**Abb. 1.** Durchschubwiderstandsmodell für die Wechselwirkung zwischen Gleis und Tragwerk gemäß DIN-FB10.

Tabelle 1 zeigt für die Modellbildung von (Y. S. Cheng und Cheung, 2001) und (Biondi et al., 2005) und den in diesem Projekt gewählten Modellansatz die Umrechnung der Kennwerte des Diagrammes auf die für das Modell notwendigen Federkennwerte.

**Tab. 1.** Durchschubwiderstandsmodell und zulässige Spannungen – Gleis pro m vs. Feder

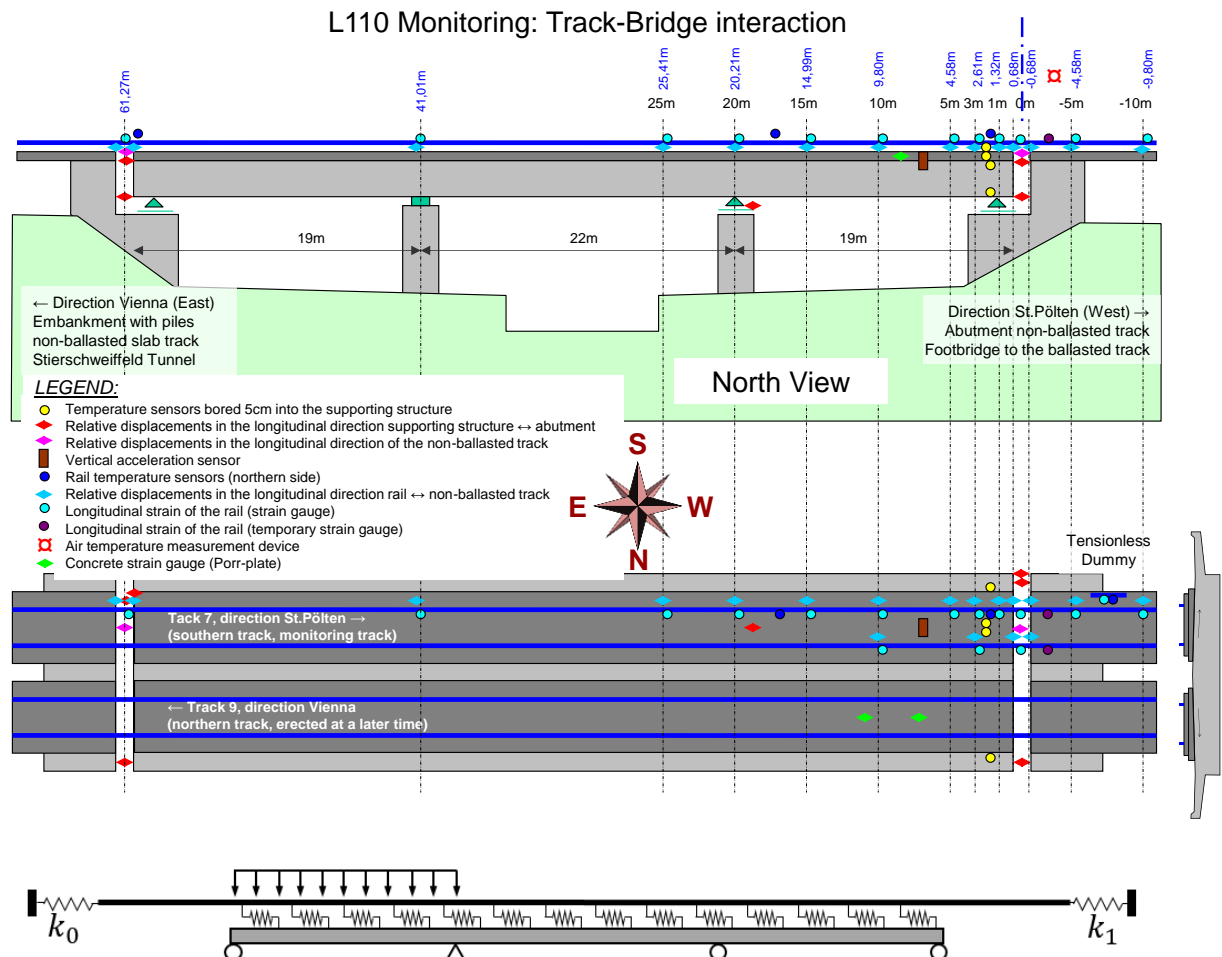
	pro Feder	pro Gleis/m		pro Feder	pro Gleis/m	
	$c_h$	$c_h$		$y_h$	$y_h$	$du$
	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>		kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	mm
Platte unbel. / Längssteifigkeit	18000	60000	zugehörige Fließspannung	9	30	0.0005
Platte bel. / Längssteifigkeit	36000	120000	zugehörige Fließspannung	18	60	0.0005
Schwelle unbel. / Längssteifigkeit	3000	10000	zugehörige Fließspannung	6	20	0.002
Schwelle bel. / Längssteifigkeit	9000	30000	zugehörige Fließspannung	18	60	0.002

## 2.5. Fallstudie „L110 Brücke“

Auf Bahnkilometer km 49,06 am Abschnitt West der Neubaustrecke befindet sich die Landesstraße L110, die mittels Eisenbahnbrücke überquert wird. Dieses Brückenobjekt ist Gegenstand der in diesem Bericht beschriebenen Modellierungen. Es handelt sich um ein dreifeldriges Spannbetontragwerk mit 19.00m Seitenfeldern und einem Mittelfeld von 22.00m, siehe Abb. 2. Am östlichen Pfeiler der Brücke befindet sich der Ruhepunkt bzw. das Festlager der Brücke. Sowohl die Pfeiler als auch die Widerlager sind auf Bohrpfehlen ( $d=120$  cm) errichtet. Die Oberseite des Brückenquerschnitts wurde als Dachform profiliert (mit 2,5% Schrägen, die vom Zentrum des Brückenquerschnitts zu seinen äußeren Rändern verlaufen), um das Abfließen von Regenwasser zu ermöglichen. Die Gleise über der Brückenstruktur wurden auf Gleistragplatten verlegt,



wobei die Gleistragplatten mittels je zweier quadratischer "Dübel" (Schubanker) auf dem Tragwerk verankert wurden. Diese charakterisieren die Längsverschiebung der Platten (relativ zur Brückenstruktur). Die Gleistragplatten (ÖBB-Porr System) sind mit 8 Stützpunkten für das Schienenprofil ausgestattet. Die Schienen wurden auf der gesamten Brücke mittels Vossloh-Spannklemmen befestigt. Nachdem der östliche Pfeiler der Brücke in Längsrichtung starr fixiert ist, konnte nur die Auswirkung einer Spannweite in Längsrichtung von 19 m am östlichen Widerlager beobachtet werden, während am westlichen Widerlager die Auswirkung einer Spannweite in Längsrichtung von 41 m beobachtet werden konnte. Die messtechnische Instrumentierung konzentrierte sich auf Gleis 7 (da Gleis 9 zu einem späteren Zeitpunkt errichtet wurde) an der Verbindungsstelle zwischen der Brücke und dem westlichen Widerlager. Die durchgehend verschweißten Schienenprofile überspannen diesen Übergangsbereich.



**Abb. 2.** Statisches Schema der L110 Brücke und Beschreibung des Monitoringsystems  
Nähere Details zum Monitoringsystem und den Messpunkten bzw. Messquerschnitten  
sind in den beiden beigelegten [FCP Reports](#) enthalten.

### 3. Nichtlineare numerische Modellanalyse mittels ATENA.

In einem ersten Ansatz erfolgte die nichtlineare FEM-Modellbildung der L110 Brücke mit dem Softwarepaket ATENA 2D. Diese für Stahlbetonbauwerke konzipierte Software erlaubt die anwendungsfreundliche Implementierung der Messdaten aus den Monitoringsystemen – z.B. des Monitoringsystems an der L110 – und die anwendungsfreundliche Kalibrierung der Modelle. Nähere Details zur Software und zu spezifischen Fallstudien sind in (Červenka et al. 2007) zu finden. Ein besonderes Augenmerk galt der Modellierung der Klemmverbindung zwischen Schiene und Gleistragplatte bzw. Schwelle. Die Klemmverbindung dient zur Übertragung der horizontalen und vertikalen Kräfte der Schiene auf die Tragkonstruktion. Die Klemmverbindung wurde als einzelner Block mit einer Tiefe von 0,2 m modelliert. Um das richtige Verhalten sowohl unter Einwirkung von Schubkräften (horizontale Belastung, siehe Abb. 4a) als auch unter Einwirkung von Druckkräften (vertikale Belastung, siehe Abb. 4b) zu gewährleisten, wurden zwei Materialien verwendet, SBETA und "verschmierte Bewehrung". Gemäß den Spezifikationen in den Richtlinien beträgt der Grenzwert für den Widerstand unbelasteter Schienen für horizontale Belastung 20 kN/m ( $k_2$ , auf Betonplatten aufliegende Schienen - schotterloser Oberbau). Dies entspricht 12 kN/m für die L110 Brücke mit einem Abstand der Spannklemmen von 60 cm. Auch dies ist in guter Übereinstimmung mit den Resultaten der Labormessungen (siehe Abb. 5a).

#### 3.1. Kalibrierung der Schienenbefestigung

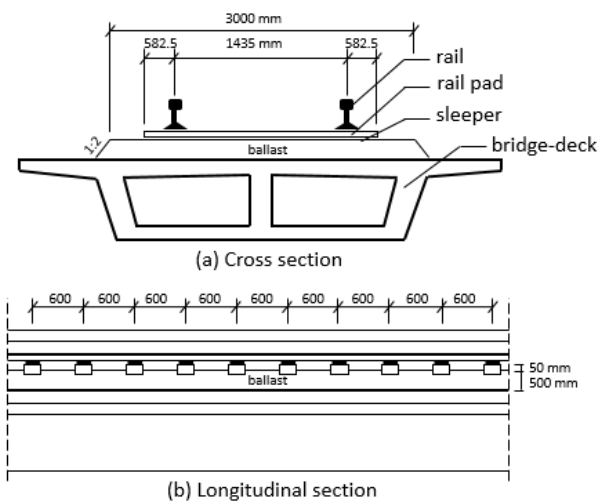
Im Fall einer vertikalen Belastung ergaben Labortests eine Verschiebung von 1 mm für eine Belastung von 40 kN (Abb. 5b). Diese Daten wurden für die Kalibrierung der Materialmodelle der Spannklemmen herangezogen. Es werden folgende Parameter für den schotterlosen Oberbau bzw. die Gleistragplatte im Allgemeinen angesetzt:

Elastizitätsmodulus der Schienen  $E_R = 210000 \text{ N/mm}^2$ , Querschnittsfläche der Schienen  $2 \cdot A_{RUI60} = 15372 \text{ mm}^2$ , Massendichte der Schienen  $\rho_R = 7850 \text{ kg/m}^3$ , Steifigkeit der unbelasteten Schienen  $c_u = 6.0 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2$ , Steifigkeit der belasteten Schienen  $c_l = 12.0 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2$ , kritische elastische relative Verformung  $\Delta u = u_r - u_b = 0.0005 \text{ m}$ , Temperaturänderung  $\Delta t = 30 \text{ K}$ , thermischer Ausdehnungskoeffizient der Brücke  $\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5}$  und vertikale Belastung auf eine einzelne Schiene  $q_0 = 80000 \text{ N/m}$ . Diese

Eigenschaften dienten als Grundlage für die NL-Modellbildung in ATENA und wurden durch folgende Materialeigenschaften in ATENA abgebildet:

- SBETA Material: Elastizitätsmodul  $E=36,5$  MPa, Zugfestigkeit  $f_t=0,65$  MPa, Druckfestigkeit  $f_c=3,5$  MPa, und Bruchenergie  $G_f=6$  N/m;
- Verschmierte Bewehrung: bi-lineares Spannungs-Dehnungs-Gesetz ohne Aushärtung, 2 Schichten in Richtung  $\pm 15^\circ$ , Bewehrungsverhältnis 0,5, Elastizitätsmodul  $E=342$  MPa, Streckspannung  $f_y=0,65$  MPa.

Parallel zur Kalibrierung der Klemmverbindung für den schotterlosen Oberbau wurden auch die Klemmverbindungen für die Spannbetonschwellen im Kiesbett kalibriert. Die Steifigkeit der Klemmverbindung im Vergleich zu schotterlosem Oberbau ist als Resultat eines Systems von zwei in Reihe geschalteten Federn, geringer. Seit den Anfängen des Bahnbaus blieb die mechanische Beschreibung des Schotteroberbaus im Wesentlichen unverändert. Wichtige Entwicklungen des Schotteroberbausystems sind die Einführung eines durchgehend verschweißten Gleises (continuously welded rail CWR), die Verwendung von Betonschwellen, die Einführung von schwereren Schienenprofilen und die Entwicklung innovativer Schienenbefestigungen. Diese Entwicklungen ermöglichten auch den Einsatz von Schotteroberbausystemen für die heutigen Hochgeschwindigkeitszüge. Abb. 3 zeigt das Schema eines Schotteroberbausystems.



**Abb. 3.** Schotteroberbausystemen für Hochgeschwindigkeitszüge.

Elastizitätsmodulus der Schienen  $E_R = 210000$  N/mm<sup>2</sup>, Querschnittsfläche der Schienen  $A_R = 15372$  mm<sup>2</sup>, Massendichte der Schienen  $\rho_R = 7850$  kg/m<sup>3</sup>, Steifigkeit der unbelasteten Schienen  $c_u = 1.0 \cdot 10^7$  N/m<sup>2</sup>, Steifigkeit der belasteten Schienen  $c_l = 3.0 \cdot 10^7$  N/m<sup>2</sup>, kritische elastische relative Verformung  $\Delta u = u_r - u_b = 0.002$  m, Massendichte von Schotter und Schwelle  $\rho_R = 4220$  kg/m<sup>3</sup>, Temperaturänderung  $\Delta t = 30$  K, thermischer

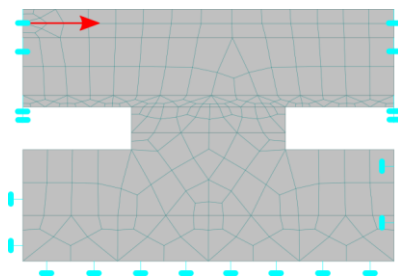
Ausdehnungskoeffizient der Brücke  $\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5}$  und maximale Durchbiegung aufgrund der Verkehrslast  $\delta = 1/2500$ . Diese Eigenschaften dienten wie zuvor als Grundlage für die NL-Modellbildung der Schotterbausysteme in ATENA und wurden durch folgende Materialeigenschaften in ATENA abgebildet:

- SBETA Material: Elastizitätsmodul  $E=11,5$  MPa, Zugfestigkeit  $f_t = 0,15$  MPa, Druckfestigkeit  $f_c= 3,5$  MPa, und Bruchenergie  $G_f = 6$  N/m;

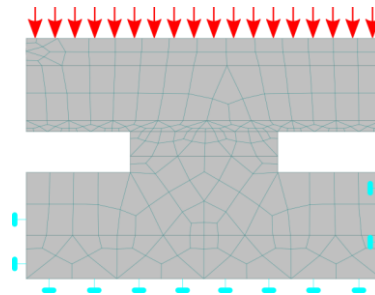
Verschmierte Bewehrung: bi-lineares Spannungs-Dehnungs-Gesetz ohne Aushärtung, 2 Schichten in Richtung  $\pm 90^\circ$ , Bewehrungsverhältnis 1,0, Elastizitätsmodul  $E = 14,5$  MPa, **Streckspannung**  $f_y= 1,3$  MPa.

Die Ergebnisse der Kalibrierung beider Systeme, die sowohl horizontalen als auch vertikalen Belastungen ausgesetzt wurden, sind in Abb. 5 und 6 dargestellt.

a)



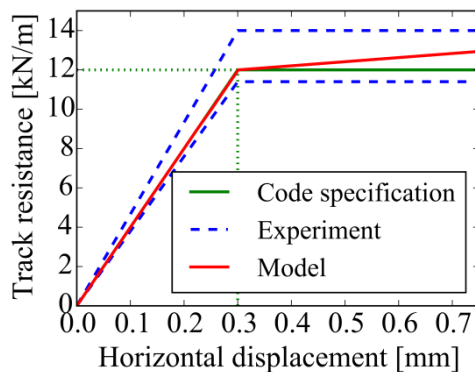
b)



**Abb. 4.** a) horizontale und b) vertikale Belastung der Klemmverbindung für die Kalibrierung des Systems

#### Schotterloser Oberbau:

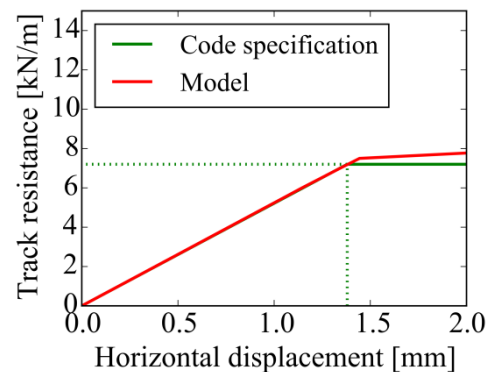
a)



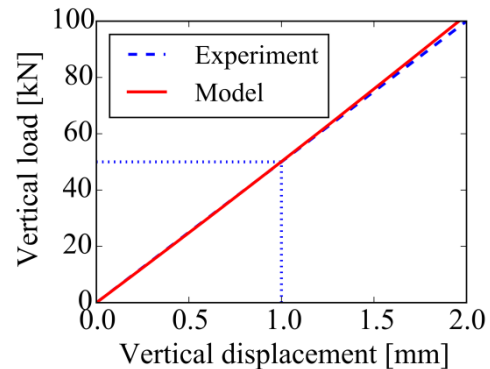
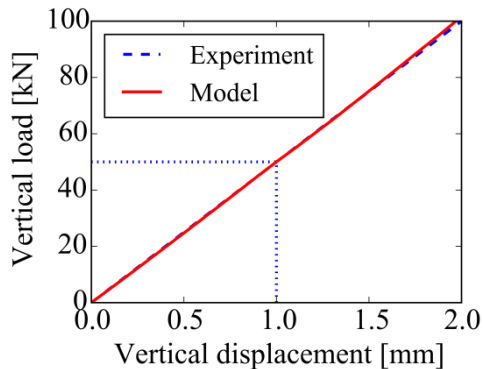
b)

#### Schotteroberbau:

a)



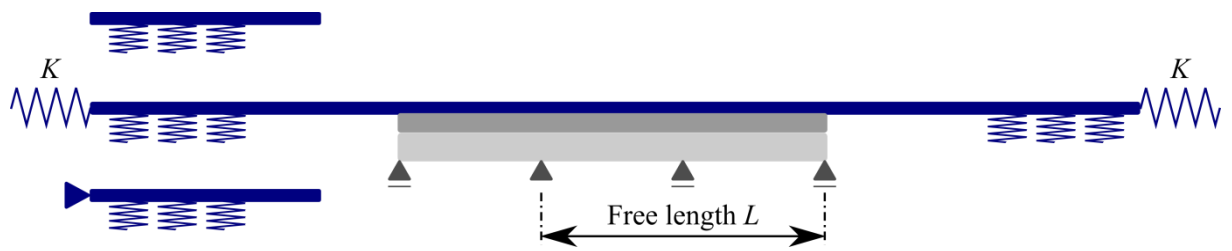
b)



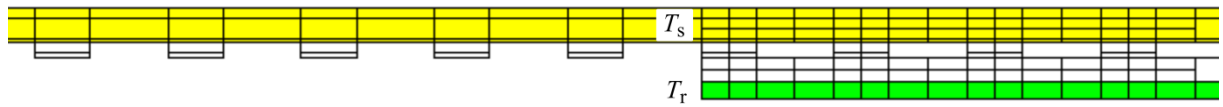
**Abb. 5.** Kalibrierung der Klemm- **Abb. 6.** Kalibrierung der Klemmverbindung  
 verbindung für Gleistragplattensystem: a) für Schotteroberbau: a) horizontale  
 horizontale Belastung, b) vertikale Belastung, b) vertikale Belastung  
 Belastung

### 3.2. Kalibrierung des Längsverschiebewiderstandes

Der nächste Schritt der Modellierung war die Kalibrierung der Randbedingungen der Schienen (Längsverschiebewiderstand). Zunächst wurden verschiedene Randbedingungen (frei, fest, Feder) getestet und mit Messungen an der tatsächlichen Struktur verglichen (Abb. 7). Wie zu erwarten war, zeigte das Federmodell das realistischste Verhalten der Schienenspannungen. Daher wurde eine detaillierte Kalibrierung der Federsteifigkeit basierend auf den Ergebnissen der Vor-Ort Messungen durchgeführt (Schienenspannung  $\varepsilon_r$  und horizontale Verschiebung der Brücke  $u_s$ , siehe Abb. 7 oben). Diese Messungen wurden an einem bestimmten Tag im Frühling ausgeführt und resultierten in die horizontale Federsteifigkeit  $K= 500$  MPa (Tab. 2.  $\Delta t_r$  und  $\Delta T_s$  stehen für die Differenz zwischen den maximalen und den minimalen Werten der gemessenen Temperatur im Verlauf von 1 Tag / 24 Stunden auf Schiene bzw. Tragwerk während der entsprechenden Jahreszeit). Die Messungen während der anderen drei Jahreszeiten (Sommer, Herbst und Winter) wurden zur Validierung des kalibrierten Modells verwendet. Die Ergebnisse in Tab.2 zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und numerischer Simulation.



**Abb. 7.** Randbedingungen der Schiene: Freie Schienen, Federn an den Schienenenden und fixierte Schienen



**Abb. 8.** Teil des Modells des temperaturbelasteten Tragwerks

Begrenzung	Jahreszeit	Jahreszeitliche Messungen				Modellierung	
		$\Delta T_r$ [°C]	$\Delta T_s$ [°C]	$u_s$ [mm]	$\varepsilon_r$ [µm/m]	$u_s$ [mm]	$\varepsilon_r$ [µm/m]
Frühling mit der Steifigkeit $K=500$ MPa	Frühling	28,03	2,85	0,41	320,46	0,49	360,15
	Sommer	31,57	3,41	0,46	366,51	0,53	406,65
	Herbst	10,71	2,35	0,20	133,42	0,40	148,14
	Winter	10,80	2,08	0,31	142,11	0,36	146,97

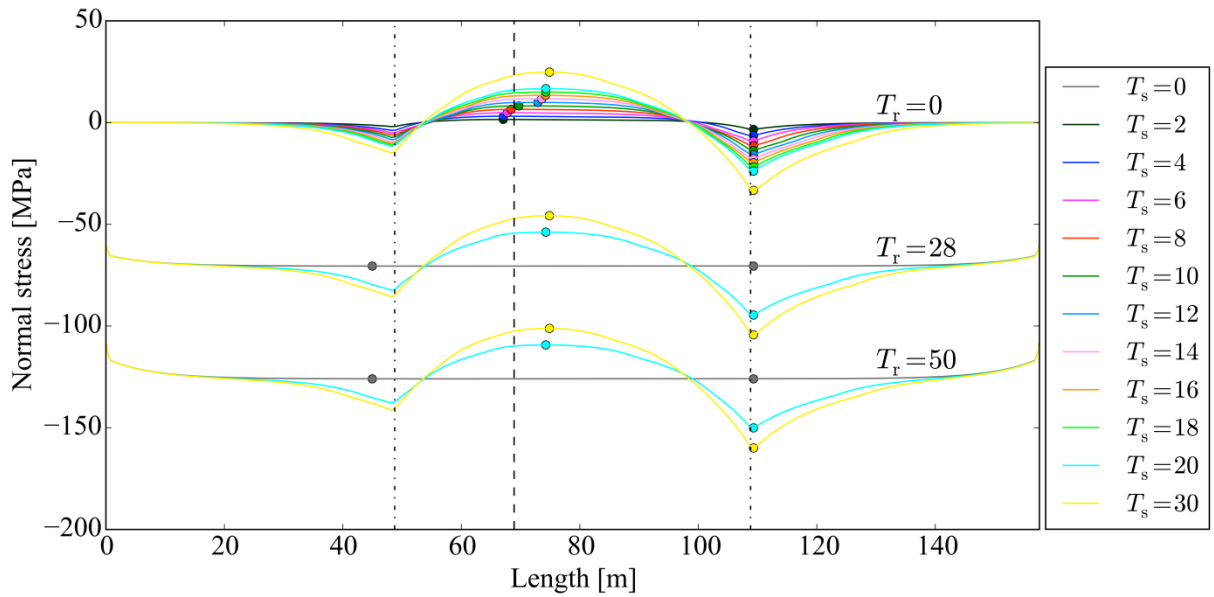
**Tab. 2.** Vergleich der horizontalen Verschiebung des Tragwerks  $u_s$  und Belastung der Schiene  $\varepsilon_r$  je nach Jahreszeit der Vor-Ort-Messungen und nichtlinearer Modellierung in Bezug auf die Tragwerkstemperatur  $\Delta T_s$  und die Schienentemperatur  $\Delta T_r$

### 3.3. Analyse der Effekte der Temperaturlastfälle auf die Brückenstruktur

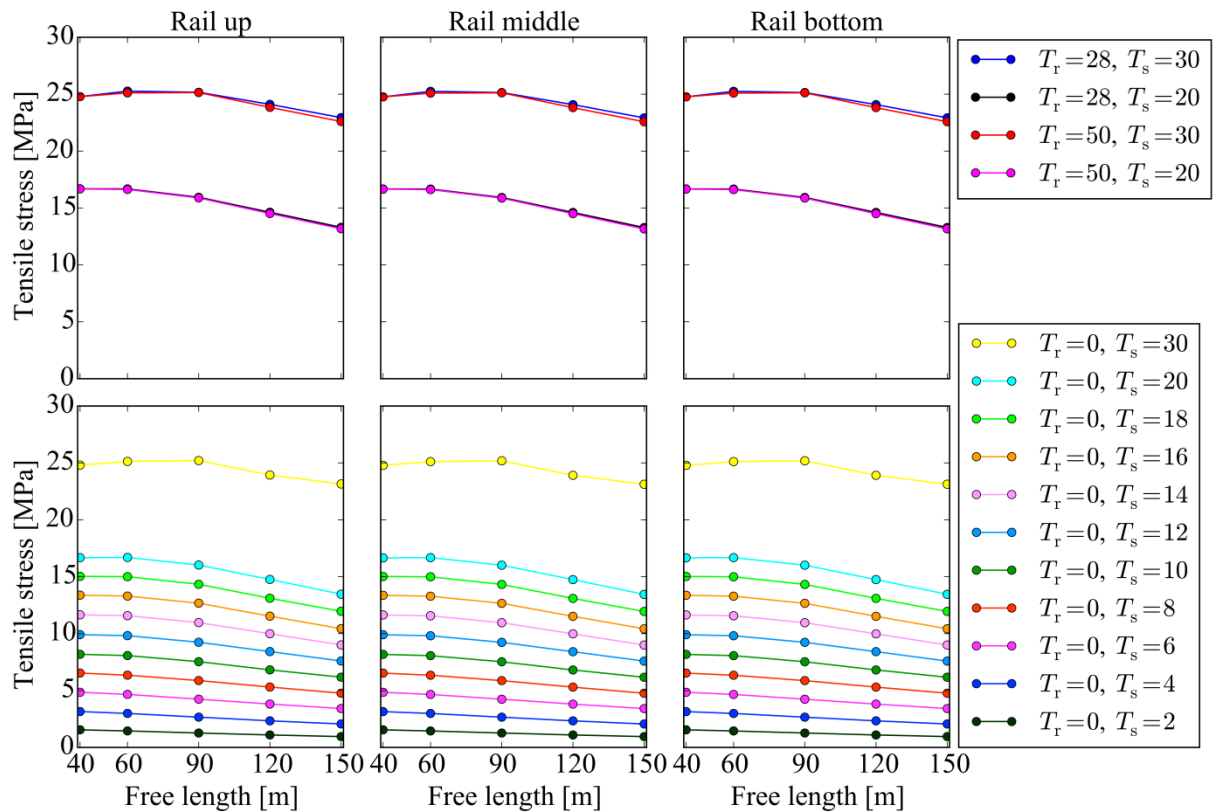
Eine numerische Untersuchung unter Verwendung kalibrierter nichtlinearer FEM-Modelle des Schiene-Brücke-Systems wurde durchgeführt, um die Auswirkungen der Temperaturbelastung der Brücke auf die Spannungen, die in den Schienen von der Wechselwirkung zwischen Schiene und Brücke hervorgerufen wurden, zu erfassen. Diese sollte den Wert der zulässigen Schienenspannungen nicht überschreiten. Die Wirkung der verschiedenen freien Längen der Brücke (Distanz vom Dehnungsruehpunkt zum weiter entfernten Brückenwiderlager, siehe Abb. 9) für sowohl schotterlosen Oberbau als auch für Schotteroberbau, war ebenso Gegenstand der Untersuchungen. Die angenommene Temperatur des Tragwerks  $T_s$  (angenommen, da die Werte in Tab 2 weit unter den Normwerten lagen) bewegte sich innerhalb des Bereichs zwischen 0°C und 30°C. Die analysierten Schienentemperaturen waren  $T_R=0, 28$  und 50 °C (Tab. 3). Die betrachteten freien Längen der Brücke waren  $L=40, 60, 90, 120$  und 150 m.

$T_r$ [°C]	$T_s$ [°C]											
	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	30
0	-	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
28	•	-	-	-	-	-	-	-	-	-	•	•
50	•	-	-	-	-	-	-	-	-	-	•	•

**Tab. 3.** Untersuchte Kombinationen von Temperatureinwirkungen in Schiene  $T_r$  und Tragwerk  $T_s$  für die freien **Längen** von  $L = 40, 60, 90, 120$  und 150 m.

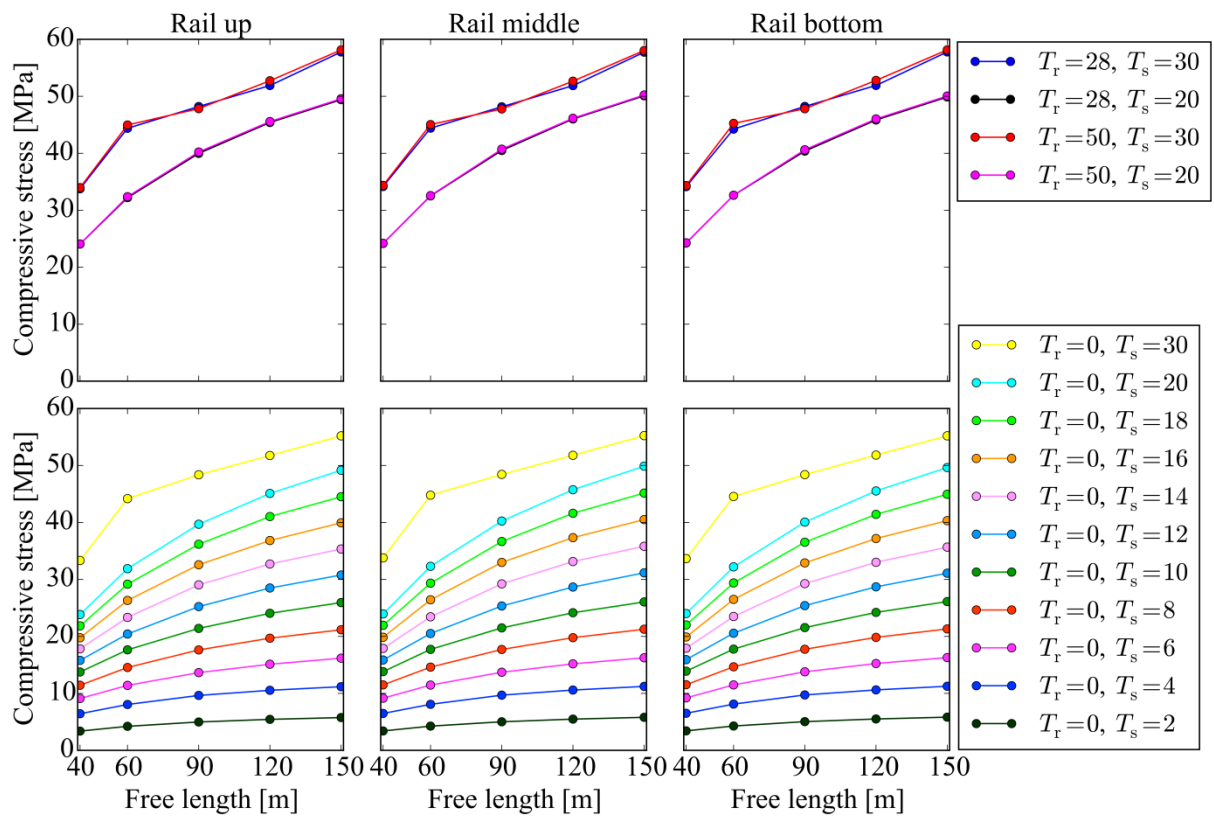


**Abb. 9.** Schienenspannungen im oberen Teil der Schiene – freie Länge  $L = 40$  m, System Gleisragplattensystem (die Grenzwertlinie liegen bei  $92 \text{ N/mm}^2$ )



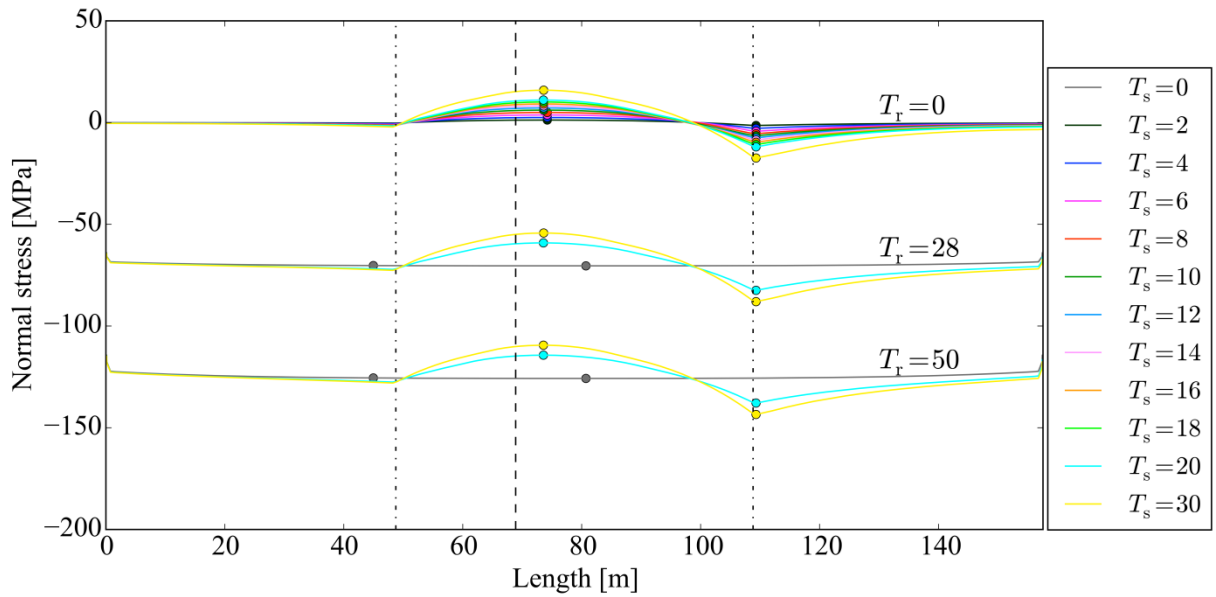
**Abb. 10.** Maximale Schienenzugspannungen (zulässige Spannungen  $\sigma_{Tension} = 92 \text{ N/mm}^2$  bei Vernachlässigung der Tragwerksverformung) für verschiedene Werte der freien Dehnlänge  $L$  – Oberbausystem Gleisplatte.



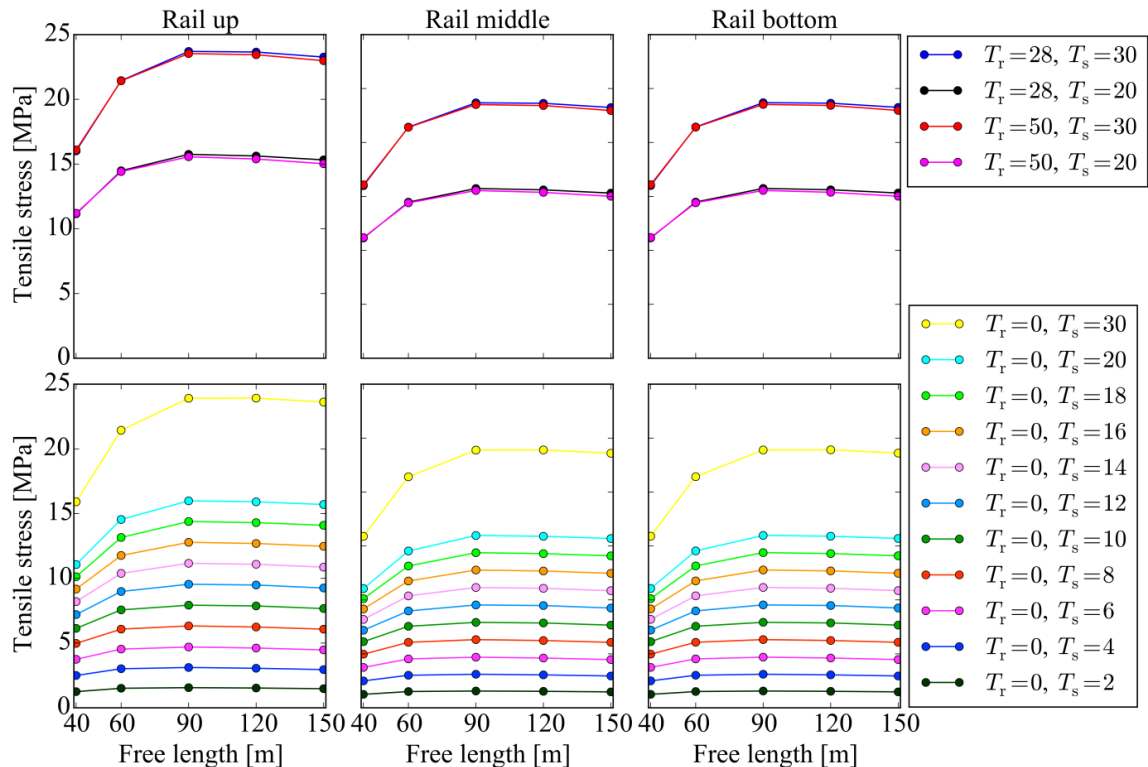


**Abb. 11.** Maximale Schienendruckspannungen (zulässige Spannungen  $\sigma_{Kompression} = 92$  N/mm<sup>2</sup> bei Vernachlässigung der Tragwerksverformung) für verschiedene Werte der freien Dehnlänge  $L$  – Oberbausystem Gleisplatte.

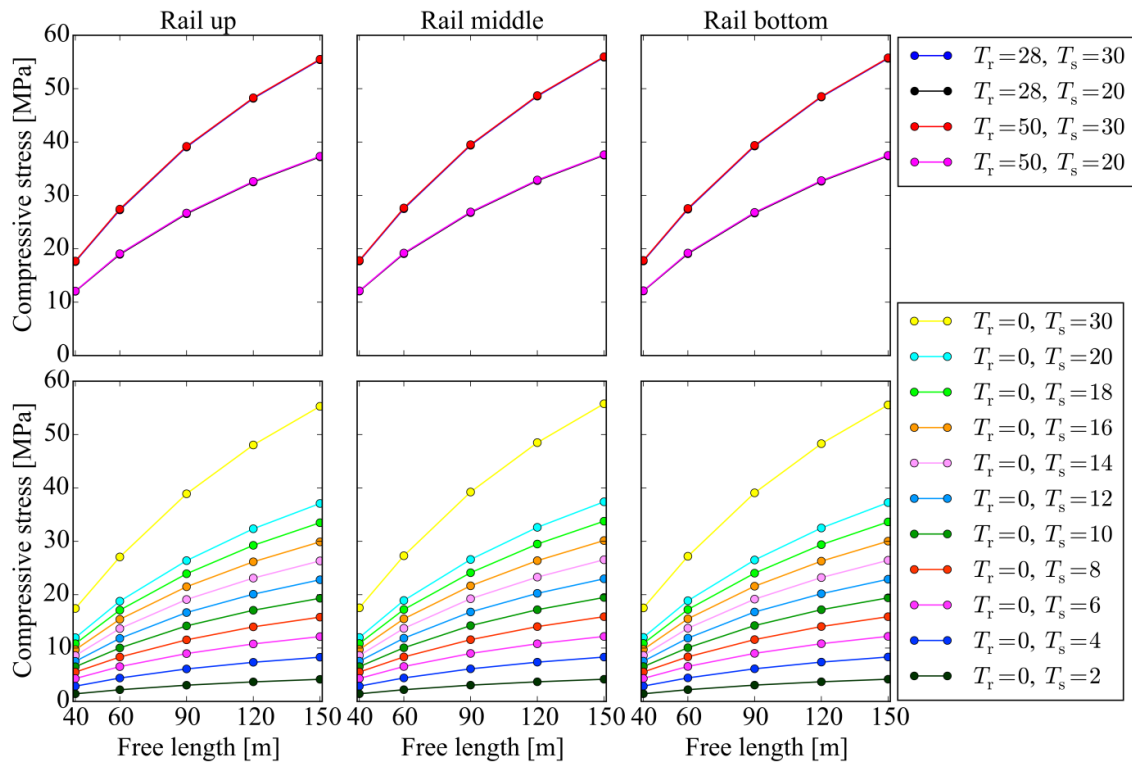
Ein Beispiel für eine Schienenspannungsverteilung an der Schiene, die durch verschiedene Temperaturbelastungen der Brücke mit einer freien Länge von  $L = 40$  m hervorgerufen wurden, findet sich in Abb. 9 für den Gleisragplatten- Oberbau und in Abb. 12 für den Schotterbettoberbau. Aus diesen Graphen wurden die maximale Schienenzug- und -druckspannungen für verschiedene freie Dehnlängen der Brücke gewonnen (siehe Abb. 10 und Abb. 13 für den Gleisragplattenoberbau und Abb. 13 und 14 für den Schotteroberbau). Die Ergebnisse zeigen, dass die zulässigen Schienenzugspannungen (92 MPa für beide Schienen) bzw. -druckspannungen (72 MPa für den Schotteroberbau und 92 MPa für den Gleisplattenoberbau) für keine der untersuchten Längen und Temperaturen überschritten wurden.



**Abb. 12.** Stress in upper part of the rail – bridge free length  $L = 40$  m, ballasted track (Grenzwertelinien liegen bei 72 MPa für den Schotteroberbau und 92 MPa für Plattensysteme)



**Abb. 13.** Maximum tensile stress (admissible stress  $\sigma_{tension} = 92$  N/mm<sup>2</sup> if bending is neglected) in individual parts of the rail for different values of free length  $L$  – ballasted track



**Abb. 14.** Maximum compressive stress (admissible stress for ballasted track  $\sigma_{compression} = 72 \text{ N/mm}^2$ ) in individual parts of the rail for different values of free length  $L$  – ballasted track

## 4. Nichtlineare numerische Modellanalyse mittels SOFISTIK

### 4.1. Allgemein

Das in den vorhergehenden Abschnitten verwendete Softwarepaket ATENA ist ein sehr mächtiges Werkzeug mit einer hochentwickelten Materialdatenbasis für Stahlbetonstrukturen. Der Nachteil liegt in der Rechenzeit und der weniger flexiblen Manipulation der Software von einer externen Steuereinheit, wie z.B. dem Softwarepaket MATLAB, welches z.B. für die Automatisierung von Parameterstudien oder die Generierung von Optimierungsvorgängen gerne herangezogen wird.

Für eine flexiblere Handhabung der Parameterstudien in den Brückenfeldlängen, den Längsverschiebe- und Durchschubwiderständen sowie den Lastkombinationen, insbesondere auch der unterschiedlichen Temperaturlastfälle, wurde die Analyse mittels Softwarepaket SOFISTIK durchgeführt. Dieses erlaubt die Abbildung der Gleis-Tragwerksinteraktion in ähnlicher Weise, wie es das von Widarda entwickelte Softwarepaket erlaubt, zum Beispiel in Hinblick auf die Abbildung der Längsverschiebe- und Durchschubwiderstände für belastete und unbelastete Schienen mittels nichtlinearer Federgesetze mit Yield- und Ausfallskriterien. Im Zuge dieses Simulationsprozesses wurden folgende Prozessschritte durchlaufen:

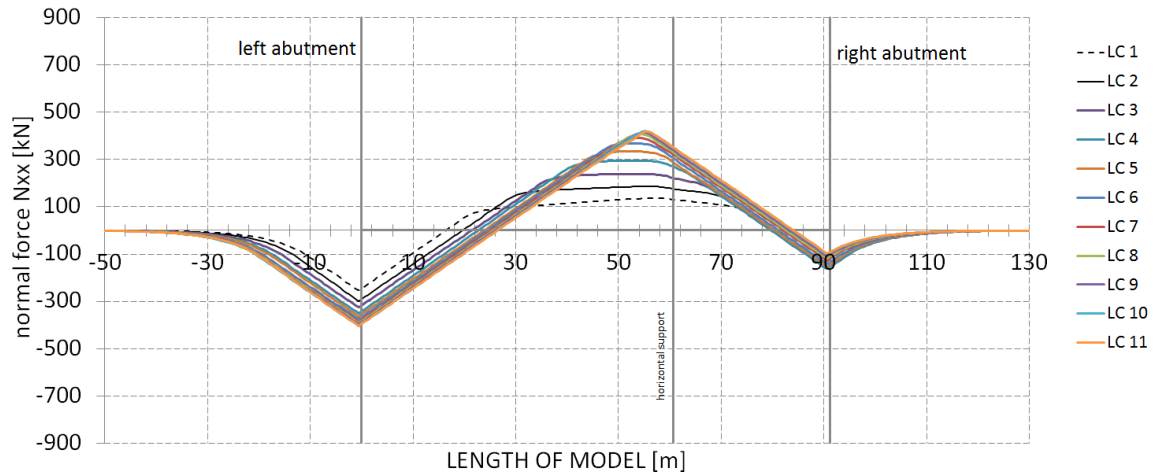
1. Nachbildung des Modells der L110 Brücke (mit Gleistragplatten) mit Hilfe des Softwarepaketes SOFISTIK und Vergleich der simulierten Ergebnisse mit denen aus den Monitoring-Maßnahmen sowie den aus den ATENA-Simulationen erhaltenen Daten (siehe Abb. 16, Nachweis der Anwendbarkeit des Modells).
2. Nachbildung der Pielach- und der Aitertalbrücke mit Hilfe des Softwarepaketes SOFISTIK und Vergleich der Ergebnisse mit den Monitoring-Daten und den aus den ATENA-Simulationen erhaltenen Daten (siehe Abb.7 bis Abb. 14)
3. Erweiterung der SOFISTIK-Modelle auf Basis von Parameterstudien in den längeren Brückenfeldlängen von 30 m bis 200 m und in den Steifigkeits- bzw. Fließeigenschaften für unbelastete bis belastete Gleiszustände (siehe Abb. 1 ). Eine umfassende Darstellung der charakteristischen Schienenlängskraftverläufe und Schienenlängsspannungen ist in der Master-Arbeit von Benjamin Täubling (2016) zu finden.



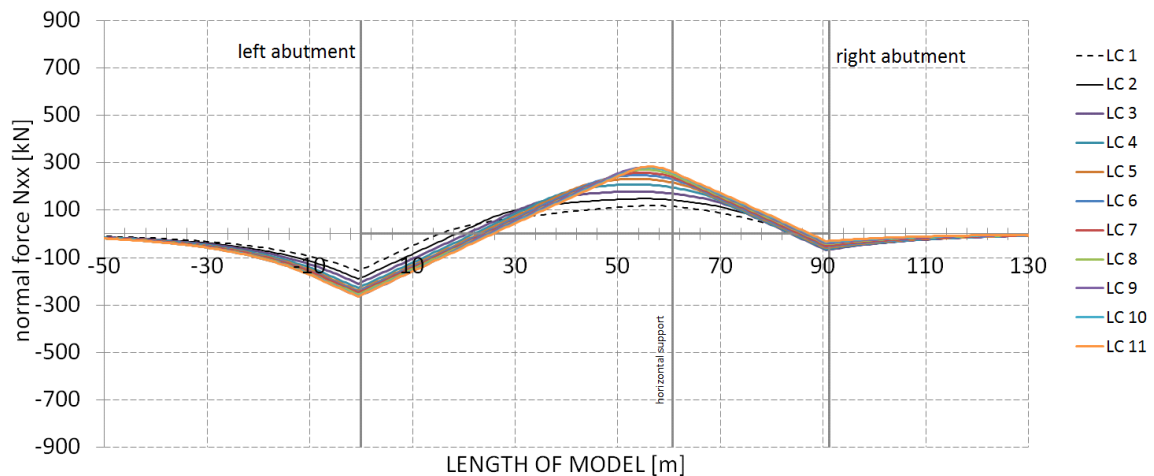
## 4.2. Normalkraftverteilung resultierend aus temperaturspezifischer Tragwerksinteraktion (unbelastete Gleise)

Feldlänge  $L_l = 60$  m und  $L_r = 30$  m

(a)



(b)



**Abb. 17.** Normalkraftverteilung in den Gleisen aufgrund der Gleistragwerksinteraktion für ein unbelastetes Tragwerk (Feldspanweite links  $l_l = 60$  m, Feldspanweite rechts  $l_r = 30$  m); bei einer stufenweisen Erwärmung der Struktur auf 60 K ( $\Delta T = 5$  K); Schienenlagerung auf (a) einer Gleistragplatte, (b) Schwellen.

Abbildung 17 zeigt die Normalkraftverteilung in den Schienen aufgrund der Wechselwirkung der unbelasteten Schienen mit dem Tragwerk. Die Feldspanweite des Tragwerkes betragen links  $l_l = 60$  m und rechts  $l_r = 30$  m. Die in Abb. 17(a) dargestellte Normalkraftverteilung ist ein Resultat der konstanten Erwärmung des Tragwerkes  $LC_1, \dots, LC_6, \dots, LC_{11} = (5K, \dots, 30K, \dots, 60K)$  für die Wechselwirkung des Tragwerkes mit

der Gleistragplatte, und die Normalkraftverteilung in Abb. 17(b) ist die der Interaktion mit der Schwelle. Für die Wechselwirkung mit der **Gleistragplatte** (Abb. 17(a)) treten die Minima der Normalkraft über dem linken Widerlager mit  $N_{30,0} = -348\text{kN}$  ( $\Delta T = 30\text{K}$ ) bzw.  $N_{60,0} = -403\text{kN}$  ( $\Delta T = 60\text{K}$ ) auf. Dies entspricht einer Schienenspannung von  $\sigma_{30,0} = -49\text{ N/mm}^2$  bzw.  $\sigma_{60,0} = -53\text{ N/mm}^2$ .

Für die Interaktion zum **Schwellensystem** (Abb. 17(b)) sind die Minima der Normalkraft über dem linken Widerlager  $N_{30,0} = -234\text{ kN}$  ( $\Delta T = 30\text{K}$ ) bzw.  $N_{60,0} = -264\text{ kN}$  ( $\Delta T = 60\text{K}$ ). Dies entspricht einer Schienenspannung von  $\sigma_{30,0} = -26\text{ N/mm}^2$  bzw.  $\sigma_{60,0} = -34\text{ N/mm}^2$

Der **Verlauf der Normalkräfte über dem Tragwerk** in Schienenlängsrichtung ermöglicht eine Unterscheidung in die Durchschubwiderstandskopplung (a) in welcher die Kopplungskräfte (Schubkräfte) den Plastifizierungsast des Durchschubwiderstandsdiagramms nicht erreicht haben (in den flacheren  $N$ -Verläufen befinden sich die Federn im linear elastischen Bereich), und (b) in welcher sich die Koppelkräfte im plastischen Bereich des Durchschiebewiderstandgesetzes befinden (in den steileren  $N$ -Verläufen befinden sich die Federn im plastischen Bereich). Diese Beobachtung gilt für die Wechselwirkung mit der Gleistragplatte als auch mit den Schwellen, wobei für das Schwellensystem die Differenzierung nicht eindeutig zu unterscheiden ist.

Festzustellen ist auch, dass sich mit zunehmender Erwärmung des Tragwerks, die Normalkraftverläufe den steileren Verläufen annähern. Die Federn bewegen sich also gegen ihr plastisches Niveau. Dieses wird primär durch das Fließplateau der Federn  $k_{h,yield} = 9\text{ kN}$  (für (a)),  $k_{h,yield} = 6\text{ kN}$  (für (b)) und die Verteilung durch den Durchschubwiderstand  $k_h = 18000\text{ kN/m}^2$  (für (a)),  $k_h = 3000\text{ kN/m}^2$  (für (b)) bestimmt.

Aus Abb. 17 ist eine ähnliche Steigerung des Verlaufes der **Normalkräfte** in den Schienen im **Vorlandbereich** vor beiden Widerlagern zu erkennen. Am linken Widerlager ist zu erkennen, dass die Normalkraft in der Schiene für eine Erwärmung von  $\Delta T_s = 30\text{ K}$  und  $\Delta T_s = 60\text{ K}$  ( $\Delta T_s = \text{Erwärmung Tragwerk}$ ) in einer Entfernung von etwa 40 m abklingt. Dieses Verhalten ist im Tragwerksbereich ebenfalls zu erkennen, wobei das Abklingen dort früher erfolgt. In den oben ausgeführten Betrachtungen wurde von einem aus dem Monitoring abgeleiteten Längsverschiebewiderstand der Schiene  $k_L = 500\text{ N/mm}^2$  ausgegangen.

Der Vergleich der Schienenspannungen für die Erwärmung des Tragwerkes um  $\Delta T_s = 30\text{ K}$  mit den zulässigen Spannungen führt für die Gleistragplatte zu

$$\sigma_{vorh} = -49 \frac{N}{mm^2} > \sigma_{zul} = -92 \frac{N}{mm^2} \quad (3)$$

bzw. für die Schwellenbetrachtung zu

$$\sigma_{vorh} = -26 \frac{N}{mm^2} > \sigma_{zul} = -72 \frac{N}{mm^2} \quad (4)$$

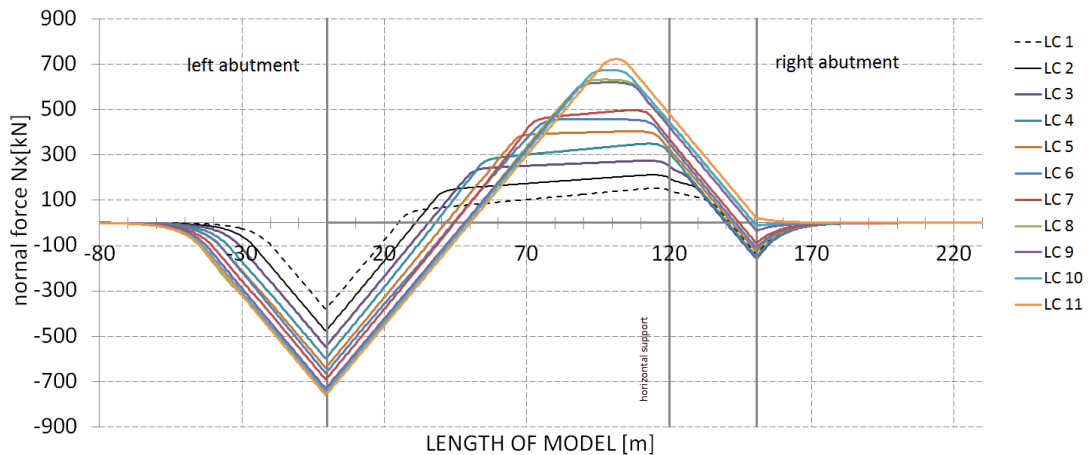
Dies würde zur Erfüllung des Nachweises und folglich zur Entscheidung ohne einen Schienenauszugsvorrichtung führen.



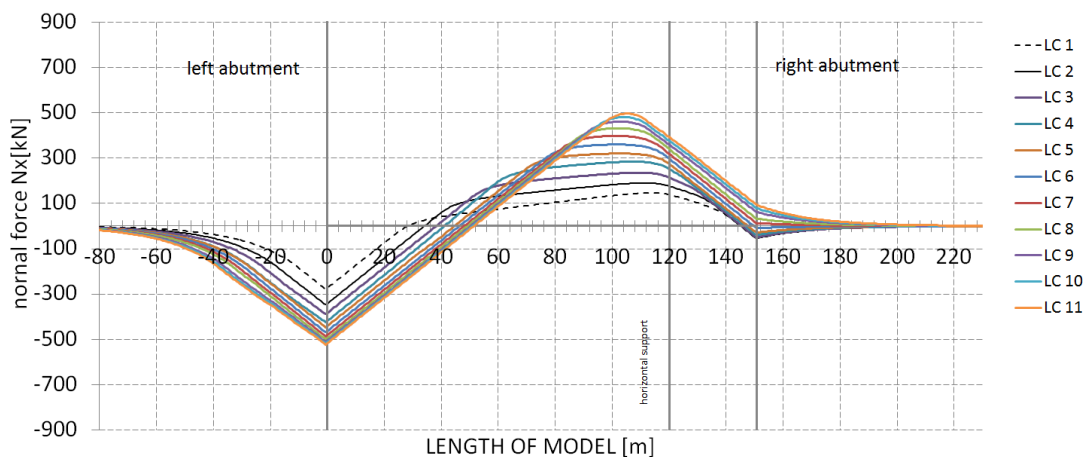
### 4.3. Normalkraftverteilung aus temperaturspezifischer Tragwerksinteraktion (unbelastete Gleise)

Feldlänge  $L_l = 120$  m und  $L_r = 30$  m

(a)



(b)



**Abb. 18.** Normalkraftverteilung in den Gleisen aufgrund der Gleistragwerksinteraktion für ein unbelastetes Tragwerk (Feldspannweite links  $l_l = 120$  m, Feldspannweite rechts  $l_r = 30$  m); bei einer stufenweisen Erwärmung der Struktur auf 60 K ( $\Delta T = 5$  K); (a) Schienenlagerung auf einer Gleisplatte, und (b) auf Schwellen.

Abbildung 18 zeigt die Normalkraftverteilung entlang der Gleise aufgrund der Gleistragwerksinteraktion für eine mit einer Gleisplatte (siehe Abb. 18(a)) und mit Schwellen (siehe Abb. 18(b)) ausgerüstete Struktur im unbelasteten Zustand, mit einer linken bzw. rechten Feldweitenspannweite  $l_l = 120$  m und  $l_r = 30$  m. Die Struktur wurde, ebenso wie die zuvor beschriebene Struktur, gleichmäßig über den gesamten Querschnitt belastet.

Wie für die Brücke  $l_l = 60 \text{ m}$  /  $l_r = 30 \text{ m}$  treten die maximalen Normalkräfte für den Lastprozess **Erwärmung** am linken Widerlager mit der Lagekoordinate  $l = 0$  und kurz vor dem Bewegungsruhepunkt (Lagekoordinate  $l = 105 \text{ m}$ ) auf.

Sie betragen für den Fall mit **Gleistragplatte** (Abb. 18(a))  $N_{30,0} = -662 \text{ kN}$  ( $\Delta T = 30 \text{ K}$ ) bzw.  $N_{60,0} = -760 \text{ kN}$  ( $\Delta T = 60 \text{ K}$ ). Dies entspricht einer Schienenspannung von  $\sigma_{30,0} = -87 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $\sigma_{60,0} = -98 \text{ N/mm}^2$ .

Und für die Interaktion zum **Schwellensystem** (Abb. 18(b))  $N_{30,0} = -468 \text{ kN}$  ( $\Delta T = 30 \text{ K}$ ) bzw.  $N_{60,0} = -523 \text{ kN}$  ( $\Delta T = 60 \text{ K}$ ). Dies entspricht einer Schienenspannung von  $\sigma_{30,0} = -60 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $\sigma_{60,0} = -68 \text{ N/mm}^2$ .

In Bezug auf den Normalkraftverlauf lassen sich wie zuvor die Bereiche mit einem flacheren Spannungsgradienten im mittleren Bereich des Feldes (siehe  $LC_1$ , die Durschubwiderstands-Kopplungen befinden sich im linearen ansteigenden Bereich) und die Bereiche mit einem steileren Spannungsgradienten im linken Widerlagerbereich (siehe  $LC_1$ , die Durschubwiderstands-Kopplungen befinden sich im Fließbereich) unterscheiden. Deutlich ist auch zu erkennen, dass sich der Bereich des flacheren Spannungsgradienten mit steigender Erwärmung verkleinert, der Bereich der plastischen Durschubwiderstands-Kopplungen sich hingegen ausweitet.

Der Vergleich der Schienenspannungen für die Erwärmung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$  mit den zulässigen Spannungen führt für die Gleistragplatte zu

$$\sigma_{vorh} = -87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{zul} = -92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (5)$$

bzw. für die Schwellenbetrachtung zu

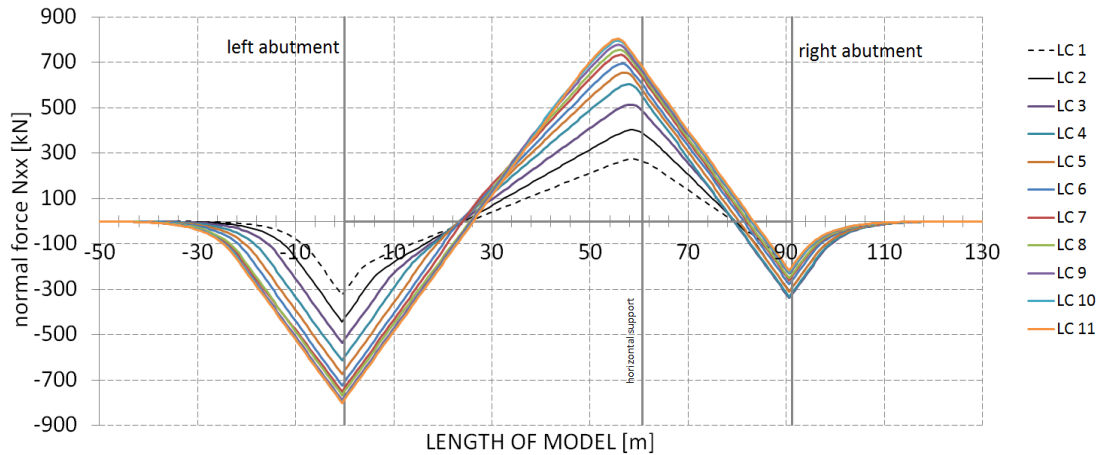
$$\sigma_{vorh} = -68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{zul} = -72 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6)$$

Dies würde zu einer Erfüllung des Nachweises und folglich zur Entscheidung ohne einen Schienenauszugsvorrichtung führen.

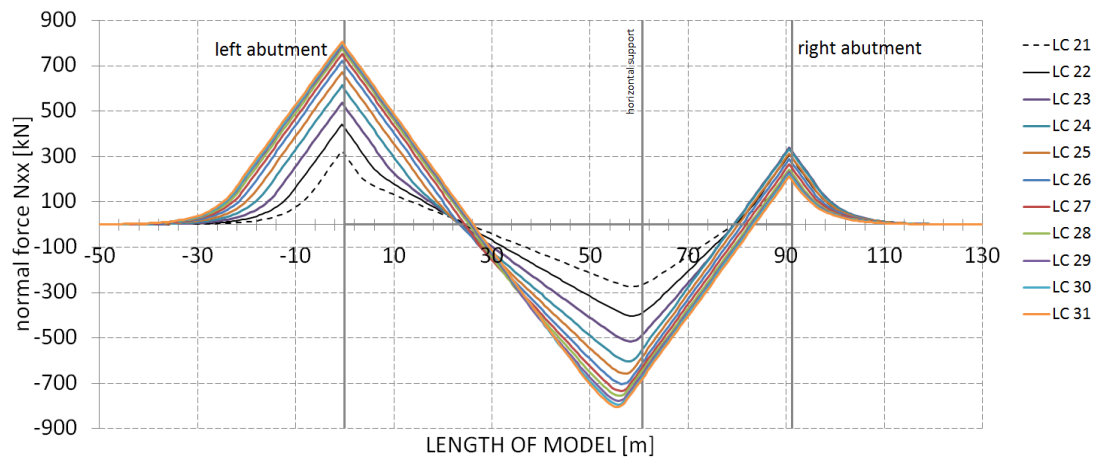
#### 4.4. Normalkraftverteilung, belastete Gleise aus temperaturspezifischer Tragwerksinteraktion

Feldlänge  $L_l = 60$  m und  $L_r = 30$  m

(a)



(b)



**Abb. 19.** Normalkraftverteilung in den Gleisen aufgrund der Gleistragwerksinteraktion für eine mit einer Gleisplatte ausgerüsteten belasteten Struktur (linke Feldweitenspannweite  $l_l = 60$  m, rechte Feldspannweite  $l_r = 30$  m); (a) stufenweise Erwärmung der Struktur auf 60 K ( $\Delta T = 5$  K), und (b) stufenweise Abkühlung der Struktur auf -60 K ( $\Delta T = 5$  K)

Abbildung 19 zeigt die Normalkraftverteilung in den Schienen aufgrund der Wechselwirkung der belasteten Schienen mit dem Tragwerk. Das Tragwerk besitzt eine linke Feldspannweite  $l_l = 60$  m und eine rechte Spannweite  $l_r = 30$  m. Die gezeigte Normalkraftverteilung in Abb. 19(a) resultiert aus der konstanten Erwärmung des Tragwerkes  $LC_{1, \dots, LC_{6, \dots, LC_{11}} = (5K, \dots, 30K, \dots, 60K)$  und die der Abb. 19(b) aus der konstanten Abkühlung des Tragwerkes  $LC_{21, \dots, LC_{26, \dots, LC_{31}} = (-5K, \dots, -30K, \dots, -60K)$ .

Für die **Erwärmung** treten die Minima der Normalkraft über dem linken Widerlager mit  $N_{30,0} = -707 \text{ kN}$  ( $\Delta T = 30\text{K}$ ) bzw.  $N_{60,0} = -802 \text{ kN}$  ( $\Delta T = 60\text{K}$ ) auf. Dies entspricht einer Schienenspannung von  $\sigma_{30,0} = -79 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $\sigma_{60,0} = -101 \text{ N/mm}^2$

Für die Abkühlung treten die Maxima der Normalkraft über dem linken Widerlager mit  $N_{30,0} = 687 \text{ kN}$  ( $\Delta T = 30\text{K}$ ) bzw.  $N_{60,0} = 788 \text{ kN}$  ( $\Delta T = 60\text{K}$ ) auf. Dies entspricht einer Schienenspannung von  $\sigma_{30,0} = 76 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $\sigma_{60,0} = 94 \text{ N/mm}^2$

Der **Verlauf der Normalkräfte über dem Tragwerk** in Schienenlängsrichtung erlaubt eine Unterscheidung in die Durchschubwiderstandskopplung (a) in welcher die Kopplungskräfte (Schubkräfte) den Plastifizierungsast des Durchschubwiderstandsdiagramms nicht erreicht haben (in den flacheren  $N$ -Verläufen befinden sich die Federn im linear elastischen Bereich), und (b) in welcher sich die Koppelkräfte in dem plastischen Bereich des Durchschiebewiderstandsgesetzes befinden (in den steileren  $N$ -Verläufen befinden sich die Federn im plastischen Bereich). Mit zunehmender bzw. abnehmender Tragwerkstemperatur nähern sich die Normalkraftverläufe den steileren Verläufen an. Die Federn bewegen sich also in ihr plastisches Niveau. Dieses wird primär durch das Fließplateau der Federn  $k_{h,yield} = 18 \text{ kN}$  und durch den Durchschubwiderstand  $k_h = 36000 \text{ kN/m}^2$  bestimmt.

Aus Abb. (19) ist eine ähnliche Steigerung des Verlaufes der **Normalkräfte** in den Schienen im **Vorlandbereich** vor beiden Widerlagern zu erkennen. Am linken Widerlager ist zu erkennen, dass die Normalkraft in der Schiene für eine Erwärmung von  $\Delta T = 30 \text{ K}$  in einer Entfernung von etwa 30 m und für  $\Delta T = 60 \text{ K}$  in einer Entfernung von etwa 40 m auf 0 abklingt. Dieses Verhalten ist im Tragwerksbereich ebenfalls zu erkennen, jedoch aufgrund der Kopplung mit dem sich bewegenden Tragwerk etwas unterschiedlich ausgebildet. In beiden Bereichen, vor und nach dem Widerlager, ist die oben erwähnte unterschiedliche Neigung in den Normalkraftverläufen zu erkennen. Die hier charakterisierten Neigungen und Distanzen bis zum Abklingen der Normalkräfte können in weiteren Schritten für die Konzipierung von Monitoringsystemen (Messungen in dem Schienen-Bereich, der von der Tragwerksbewegung unbeeinflusst ist) genutzt werden. In den oben ausgeführten Betrachtungen wurde von einem aus dem Monitoring abgeleiteten Längsverschiebewiderstand der Schiene  $k_L = 500 \text{ N/mm}^2$  ausgegangen.

Der Vergleich der Schienenspannungen für die Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$  mit den zulässigen Spannungen führt zu

$$\sigma_{vorh} = -79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{zul} = -92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (7)$$

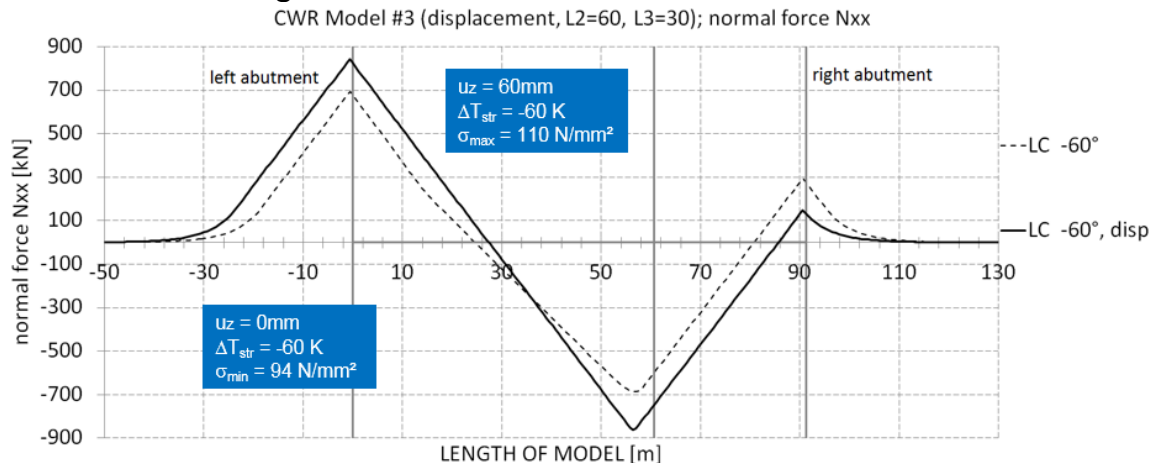
bzw.

$$\sigma_{vorh} = 76 \frac{N}{mm^2} < \sigma_{zul} = 92 \frac{N}{mm^2} \quad (8)$$

Dies würde zu einer Erfüllung des Nachweises und folglich zur Entscheidung gegen eine Schienenauszugsvorrichtung führen. Wesentlich ist außerdem bei diesen Betrachtungen, dass der Nachweis hier für die belastete Situation und für eine Erwärmung von  $\Delta T = 30 \text{ K}$  geführt wird, und dies kein realistisches Szenario darstellt.

#### 4.5. Normalkraftverteilung, belastete Gleise aus temperaturspezifischer Tragwerksinteraktion - Brückenstruktur um $\Delta T_s = 60\text{K}$

Feldlänge  $L_l = 60\text{ m}$  und  $L_r = 30\text{ m}$



**Abb. 20.** Normalkraftverteilung in den Gleisen aufgrund der Gleistragwerksinteraktion für eine mit einer Gleisplatte ausgerüsteten belasteten Struktur (linke Feldspanweite  $l_l = 60\text{ m}$ , rechte Feldspanweite  $l_r = 30\text{ m}$  und einer um  $60\text{ K}$  abgekühlten Struktur – ohne und mit einer Durchbiegung von  $60\text{ mm}$  in Mitte des linken Feldes

Abbildung 20 zeigt die Normalkraftverteilung entlang der Gleise aufgrund der Gleistragwerksinteraktion für eine mit einer Gleisplatte ausgerüsteten Struktur im belasteten Zustand, mit einer linken bzw. rechten Feldspanweite  $l_l = 60\text{ m}$  und  $l_r = 30\text{ m}$ . Die Struktur wurde gleichmäßig über den gesamten Querschnitt in Temperaturschritten  $\Delta T_s = 5\text{ K}$  bis auf  $-60\text{ K}$  abgekühlt. Aus der Abbildung ist, siehe gestrichelte Funktion, der Anstieg der Normalkraftverteilung aufgrund der Durchbiegung von  $60\text{ mm}$  in Feldmitte des linken Feldes von  $100\text{ kN}$  erkennbar. Dies entspricht einer Spannung von  $18\text{ N/mm}^2$ .

## 5. Vergleich der Ergebnisse der Modellbildungen und des Monitoring

### 5.1. Abkühlung der Brückenstruktur um $\Delta T = 30K$

Abbildung 21 zeigt die maximalen Normalspannungen über dem Widerlager für die unterschiedlichen Modellierungsansätze und für die unterschiedlichen Feldlängen im linken Feld für den Temperaturlastfall Abkühlung der Brückenstruktur  $\Delta T = -30K$ . Die schwarzen Kreise stellen die Ergebnisse der unbelasteten Gleise der ATENA Simulation für die Schwellen und die Gleistragplatten dar. Diese Ergebnisse sind bis zu einer Spannweite von 60 m mit den weiteren Ergebnissen vergleichbar. Für Spannweiten  $> 60$  m zeigen diese Modelle zu kleine Spannungen, was auf ein erhöhtes Risiko hinweist. Die durchgezogenen schwarzen Linien stellen die Ergebnisse der SOFISTIK Simulation für die unbelasteten Schwellen dar. Diese Graphen zeigen, dass der Grenzwert von  $92 \text{ N/mm}^2$  bis zu einer Länge von 180 m nicht erreicht wird. Die Betrachtung der unbelasteten Gleistragplatte (hellgrau) zeigt ein Überschreiten des roten Grenzwertes bei einer Feldspannweite von etwa 155 m. Vergleicht man die Ergebnisse der SOFISTIK-Analysen mit denen der ATENA-Analysen sowie den Monitoringdaten der L110-Brücke (roter Marker), so ergeben sich folgende Schlussfolgerungen:

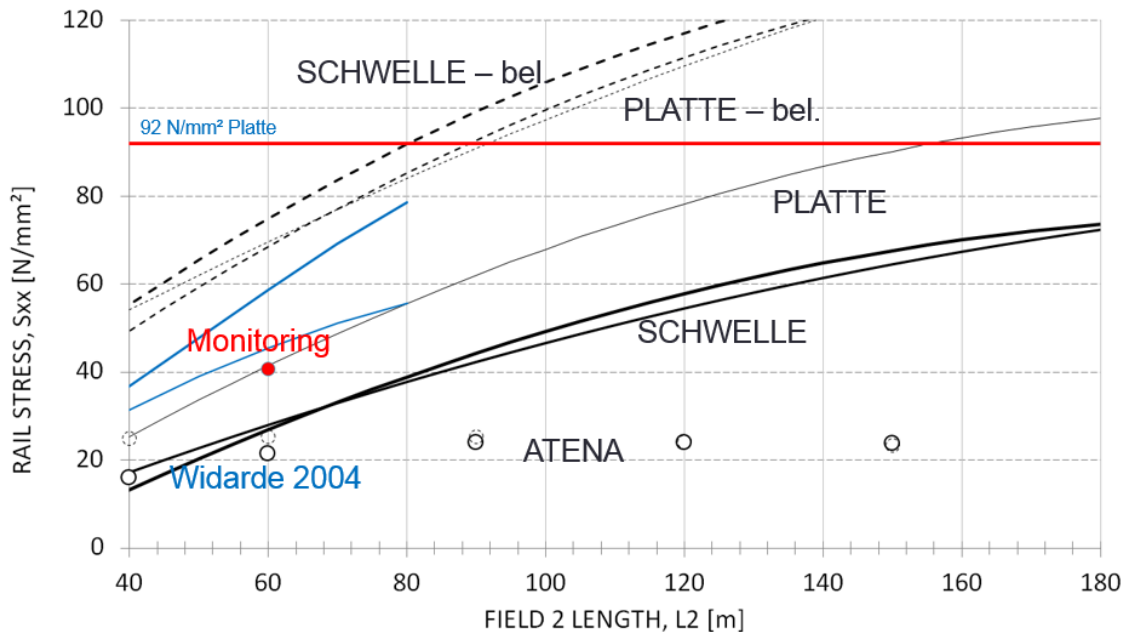
Die mit roten Punkten gekennzeichneten, aus dem Monitoring abgeleiteten Gleislängsspannungen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit der Gleistragplattenergebnissen der Analyse in SOFISTIK (unbelastete Situation).

Vergleicht man die nach Widarda ermittelten Ergebnisse (blau Kurven, der untere Ast stellt den unbelasteten Zustand und der obere Ast den belasteten Zustand dar) mit den Resultaten der mit Hilfe der ATENA und SOFISTIK Software ermittelten Modelle, so erkennt man etwas konservative (höhere) Ergebnisse zwischen 40 und 60 m und kleinere Werte für die Gleistragplatte zwischen 60 und 80 m.

Die SOFISTIK Betrachtungen für die belastete Situation (strichlierte Kurven) zeigen deutlich höhere Werte und ein Überschreiten der normdefinierten Grenze zwischen 80 und 90 m der freien Dehnlänge des Tragwerkes.

Ähnlich wie bei der Struktur Erwärmung ist zu bemerken, dass bei diesen Untersuchungen eine Tragwerkserwärmung von 30 K als Lastgröße definiert wurde. Die folgenden Erkenntnisse ergaben sich aus den beschriebenen Untersuchungen: Die Überschreitung der Grenzwerte bei einer Spannweite von etwa 80 m ist nicht realitätsnah, da unter Belastung der Gleise bzw. der Struktur durch Schienenfahrzeuge im Allgemeinen kein Temperaturfeld von 30 K in der Struktur aufgebaut werden wird. Es ist wahrscheinlicher, dass sich das Temperaturfeld von 30 K innerhalb eines halben

Jahres für die unbelastete Gleissituation aufbaut. Für diese Situation wäre erst einer freien Feldweite von 150 m bei Gleistragplatten der Grenzwert überschritten bzw. bei einer freien Feldweite von größer 180 m für Schwellen überschritten.



**Abb. 21.** Normalspannungsverteilung der nichtlinearen Modellierungen aufgrund der 30K Abkühlung der Brückenstrukturen und einer variablen Feldlänge  $L_1$ , für den Temperaturlastfall Abkühlung der Brückenstruktur  $\Delta T = -30K$ ; Schwelle bedeutet hier Schotter Oberbau; Platte bedeutet hier Oberbau mit fester Fahrbahn; bel. steht für belastet

## 5.2. Erwärmung der Brückenstruktur um $\Delta T = 30K$

Abbildung 22 zeigt die minimalen Normalspannungen über dem Widerlager für die unterschiedlichen Modellierungsansätze und für die unterschiedlichen Feldlängen im linken Feld für den Temperaturlastfall Erwärmung der Brückenstruktur  $\Delta T = 30K$ . Die schwarzen Kreise stellen die Ergebnisse der unbelasteten Gleise der ATENA Simulation für die Schwellen und die Gleistragplatten dar. Diese Ergebnisse sind bis zu einer Spannweite von 160 m mit den weiteren Ergebnissen vergleichbar. Die durchgezogenen schwarzen Linien stellen die Ergebnisse der SOFISTIK Simulation für die unbelasteten Schwellen dar. Diese Graphen zeigen, dass der Grenzwert von 72 N/mm<sup>2</sup> bis zu einer Länge von 180 m nicht erreicht wird. Die Betrachtung der unbelasteten Gleistragplatte (hellgrau) zeigt ein Überschreiten des roten Grenzwertes bei einer Feldspannweite von etwa 155 m. Vergleicht man die Ergebnisse der SOFISTIK-Analysen mit denen der

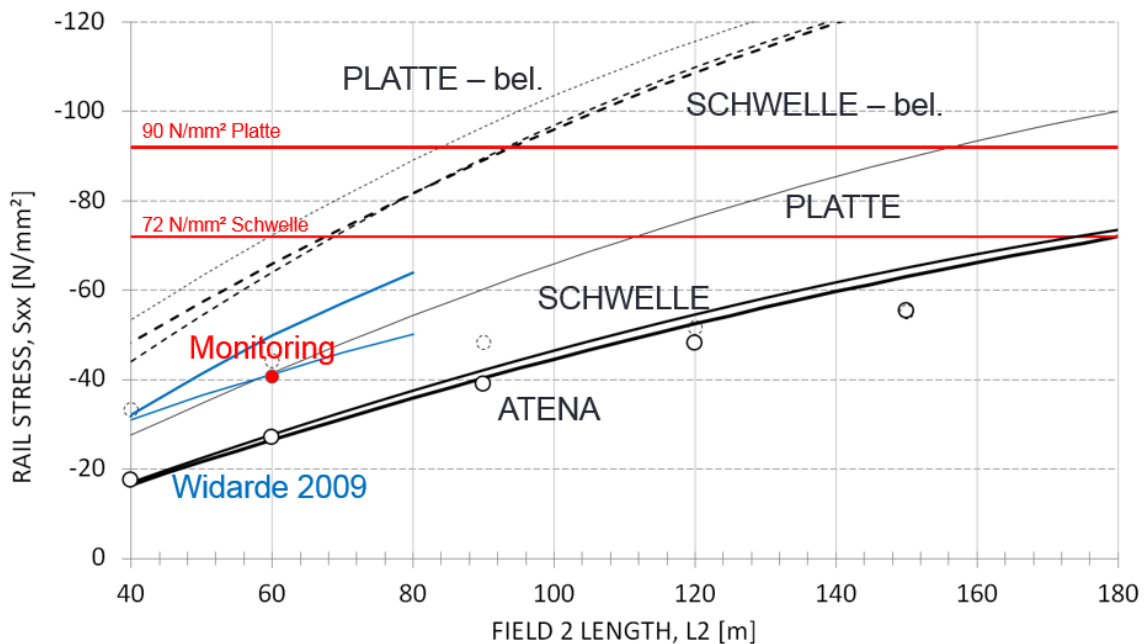


ATENA-Analysen sowie den Monitoringdaten der L110-Brücke (roter Marker), so ergeben sich folgende Schlussfolgerungen:

Die mit roten Punkten gekennzeichneten, aus dem Monitoring abgeleiteten Gleislängsspannungen zeigen auch hier eine sehr gute Übereinstimmung mit der Gleistragplattenergebnissen der Analyse in SOFISTIK (unbelastete Situation).

Vergleicht man die nach Widarda ermittelten Ergebnisse (blaue Kurven, der untere Ast stellt den unbelasteten Zustand und der obere Ast den belasteten Zustand dar) mit den Resultaten der mit Hilfe der ATENA und SOFISTIK Software ermittelten Modelle, so erkennt man etwas konservative (höhere) Ergebnisse zwischen 40 und 60 m und kleinere Werte für die Gleistragplatte zwischen 60 und 80 m.

Die SOFISTIK Betrachtungen für die belastete Situation (strichlierte Kurven) zeigen deutlich höhere Werte und ein Überschreiten der normdefinierten Grenze zwischen 80 und 100 m der freien Dehnlänge des Tragwerkes. Ähnlich wie bei der Strukturserwärmung ist zu bemerken, dass bei diesen Untersuchungen eine Tragwerkserwärmung von 30 K als Lastgröße definiert wurde. Die folgenden Erkenntnisse ergaben sich aus den beschriebenen Untersuchungen: Die Überschreitung der Grenzwerte bei einer Spannweite von etwa 80 m ist nicht realitätsnah, da unter Belastung der Gleise bzw. der Struktur durch Schienenfahrzeuge im Allgemeinen kein Temperaturfeld von 30 K in der Struktur aufgebaut werden wird. Es ist wahrscheinlicher, dass sich das Temperaturfeld von 30 K innerhalb eines halben Jahres für die unbelasteten Gleissituation aufbaut. Für diese Situation wäre erst bei einer freien Feldweite von 150 m bei Gleistragplatten der Grenzwert überschritten bzw. bei eine freie Spannweite von größer 180 m für Schwellen überschritten.

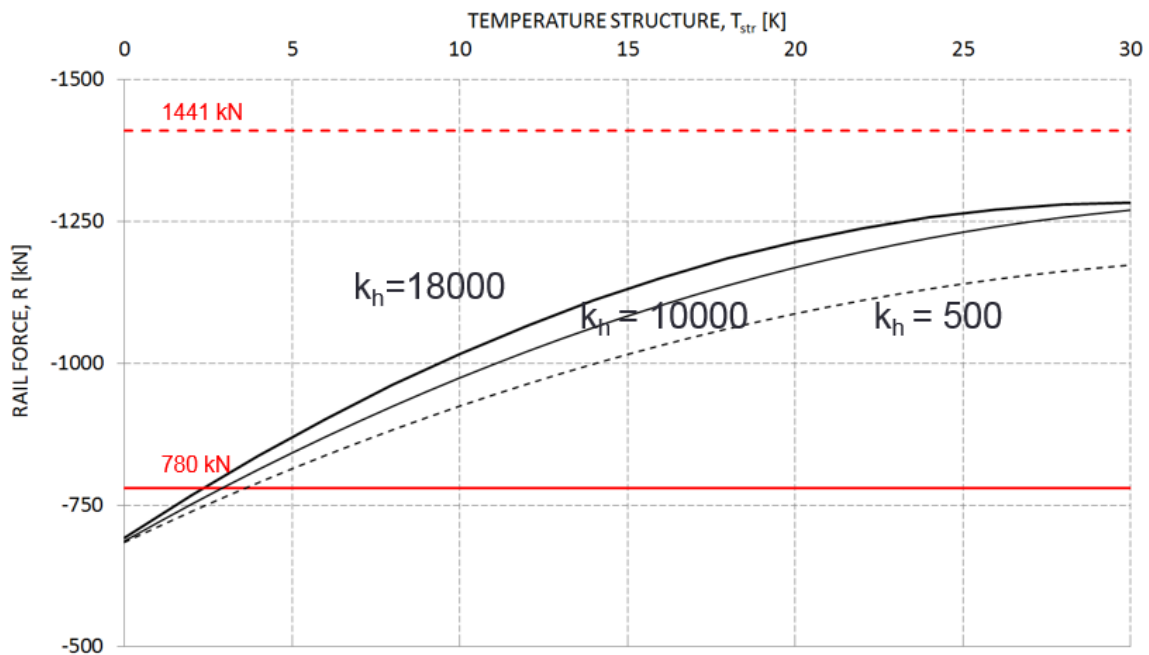


**Abb. 22.** Normalspannungsverteilung der nichtlinearen Modellierungen aufgrund der 30K Erwärmung der Brückenstrukturen und einer variablen Feldlänge  $L_f$ , für den Temperaturlastfall Erwärmung der Brückenstruktur  $\Delta T = 30K$ ; Schwelle bedeutet hier Schotter Oberbau; Platte bedeutet hier Oberbau mit fester Fahrbahn; bel. steht für belastet

### 5.3. Variation des Durchschubwiderstandes & Längsverschiebewiderstandes

#### 5.3.1. Effekte aus dem Durchschubwiderstand

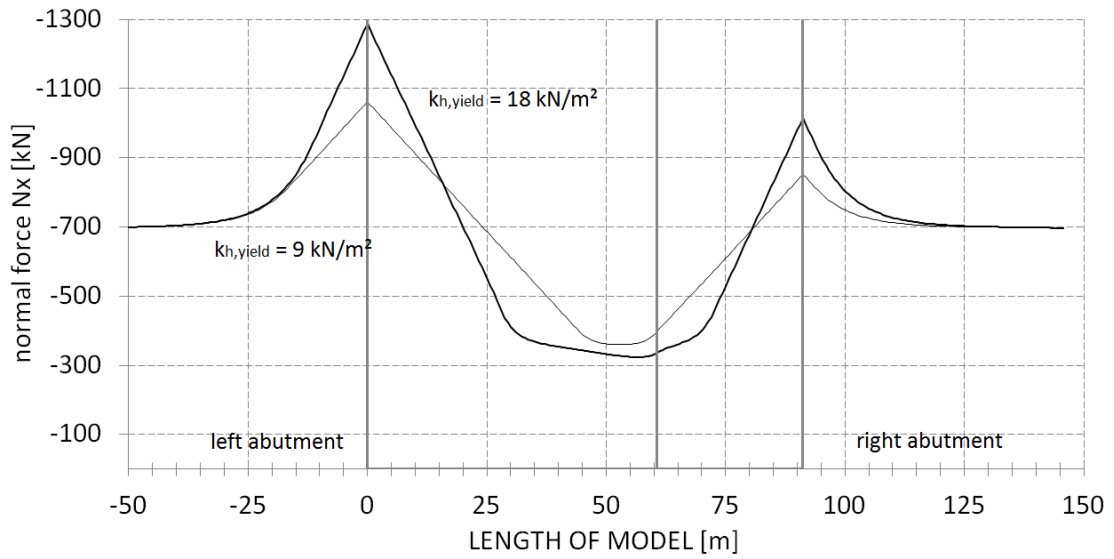
Abbildung 23 zeigt den Verlauf der Normalkräfte in den Schienen über dem Widerlager Ost für die Durchschubwiderstände  $k_h = 18000$ ,  $k_h = 10000$  und  $k_h = 500$  kN/m<sup>2</sup>. Die Durchschubwiderstände wurden entlang des gesamten Tragwerks als konstant angenommen, und die Längsverschiebewiderstände  $k_l$  der Schiene wurden mittels einer Feder am Ende der Schiene mit  $k_l = 500$  N/mm<sup>2</sup> aus Vorstudien beschrieben. Der Lastprozess der Simulation gliederte sich in die Erwärmung des Schienenstranges um 34 K und in Folge in eine anschließende Erwärmung der Struktur auf 30 K. Die in Abb. 23 gezeigte untere und obere Grenze von 780 kN bzw. 1441 kN repräsentiert die Schranke der saisonalen Normalkraftschwankungen.



**Abb. 23.** Normalkraftverteilung in den Gleisen in Abhängigkeit der Strukturwärmung für unterschiedliche Durchschubwiderstände, bei einer Strukturwärmung von  $\Delta T = 30\text{K}$  (unbelastete Gleistragplatte), mit einer linken bzw. rechten Feldweitenspannweite  $l_l = 60\text{ m}$  und  $l_r = 30\text{ m}$ .

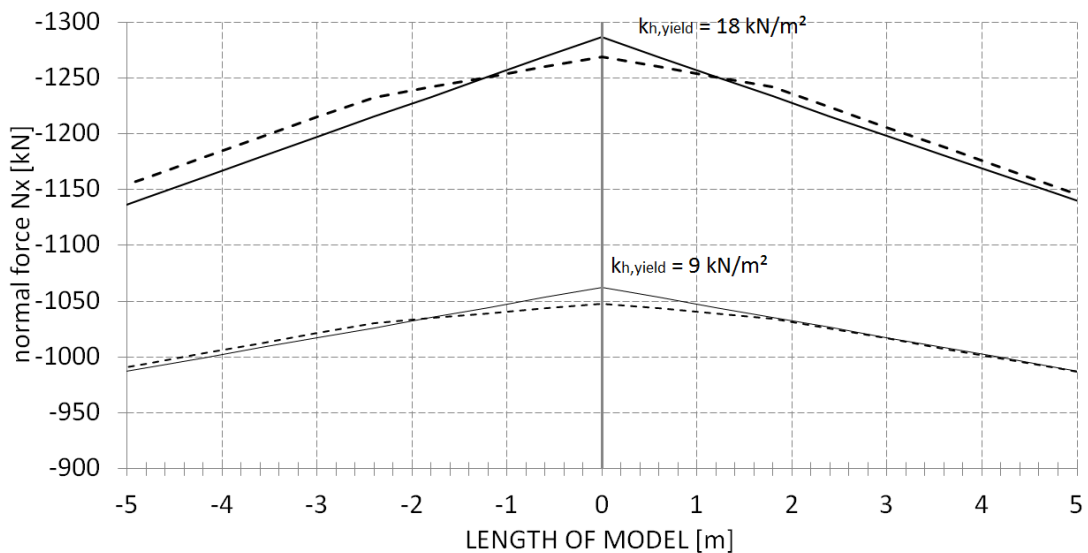
Aus den Graphen der Abbildung 23 können folgende drei unterschiedliche Bereiche abgeleitet werden (a)  $T_{str} = 0 - 10\text{ K}$  für  $k_h = 18000\text{ kN/m}^2$ ; sämtliche Koppelkräfte zwischen Schiene und Tragwerk sind kleiner als das Durchschubwiderstandsplateau für belastete Gleise  $k_{h,yield} = 18\text{ kN}$  (b)  $T_{str} = 10\text{ bis }25\text{ K}$  (Teile der Durchschubwiderstandsbeanspruchungen befinden sich bereits über  $k_{h,yield} = 18\text{ kN}$ ) und (c)  $T_{str} > 25\text{ K}$ , sämtliche Koppelkräfte sind größer als das Durchschubwiderstandsplateau. Die durch die Strukturwärmung erkennbare Normalkraftsteigerung  $\Delta N = (2100 - 1440) = 660\text{ kN}$  entspricht dem in den Schienen gemessenen Normalkraft-Abstand.

Abbildung 24 zeigt die Normalkraftverteilung in den Gleisen für den Wechsel des Fließplateaus der Kopplungssteifigkeit von  $k_{h,yield} = 18\text{ kN}$  auf  $9\text{ kN}$  für eine Strukturwärmung von  $\Delta T = 30\text{K}$ . Aus den Verläufen ist wie zu erwarten eine signifikante Abnahme der Normalkräfte mit abnehmender Koppelsteifigkeit als auch die Verlagerung und Ausweitung der plastisch aktivierten Kopplungen (Federn) in Richtung des Dehnungsruehpunktes der Brücke zu erkennen. Eine gezielte Beeinflussung der Fließplateaus der Koppelung erlaubt die Aktivierung von Reserven in Bezug auf die Schienenspannungen aus den Bewegungen der Brückenstruktur.



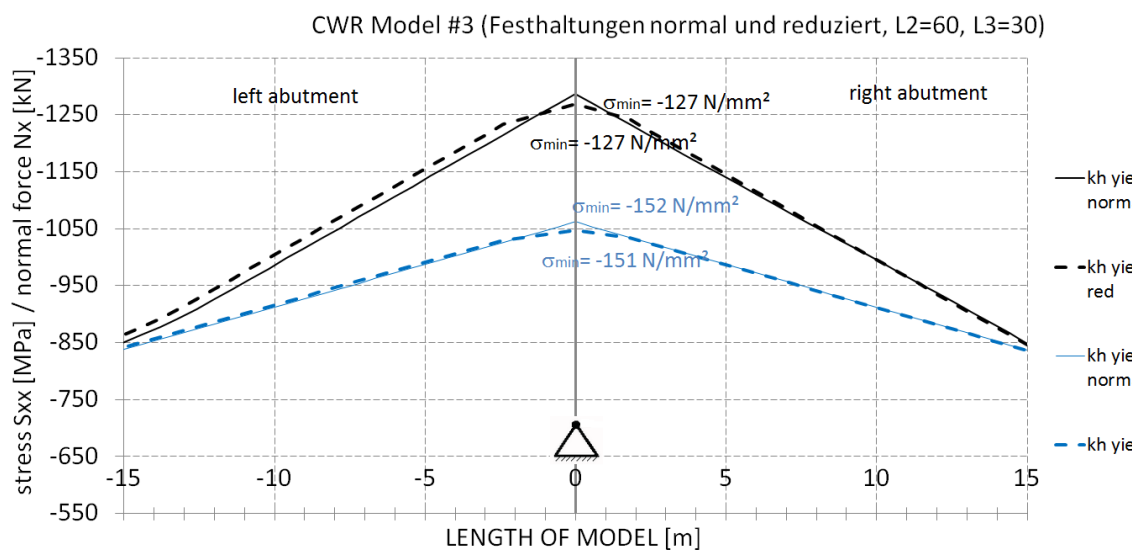
**Abb. 24.** Normalkraftverteilung in den Gleisen für den Wechsel des Fließplateaus der Kopplungssteifigkeit von  $k_{h,yield} = 18 \text{ kN}$  auf  $9 \text{ kN}$  für eine Strukturermwärmung von  $\Delta T = 30\text{K}$ .

Diese Beeinflussung oder Steuerung kann z.B. örtlich begrenzt in den Bereichen des Widerlagers (der maximalen Normalkräften in den Gleisen) erfolgen. In diesem Zusammenhang ist auch von Interesse, welchen Anteil die Änderung der Steifigkeit an der Normalkraftänderung hat.



**Abb. 25.** Normalkraftverteilung in den Gleisen im Bereich des östlichen Widerlagers für den Wechsel des Fließplateaus der Kopplungssteifigkeit von  $k_{h,yield} = 18$  kN auf 9 kN (Strukturerwärmung von  $\Delta T = 30$ K) – Effekte der Reduktion auf  $0.5 \cdot k_h$  der 6 Kopplungen

Abb.25 zeigt die Normalkraftverteilung in den Gleisen im Bereich des Widerlagers Ost für die wie oben beschriebene Änderung der Fließplateaus der Kopplungssteifigkeit von  $k_{h,yield} = 18$  kN auf 9 kN mit den (a) Normkoppelsteifigkeiten  $k_h = 18000$  kN/m<sup>2</sup>, und (b) mit  $0.5 k_h$  der sechs Stützstellen im Bereich des Widerlagers (strichlierte Verläufe). Aus diesen Darstellungen ist der Effekt der reduzierten Steifigkeit zu erkennen (Ausrundung – Abflachung der Verläufe), jedoch ist der Effekt auf die Spannungen, siehe Abb.26, verschwindend klein.

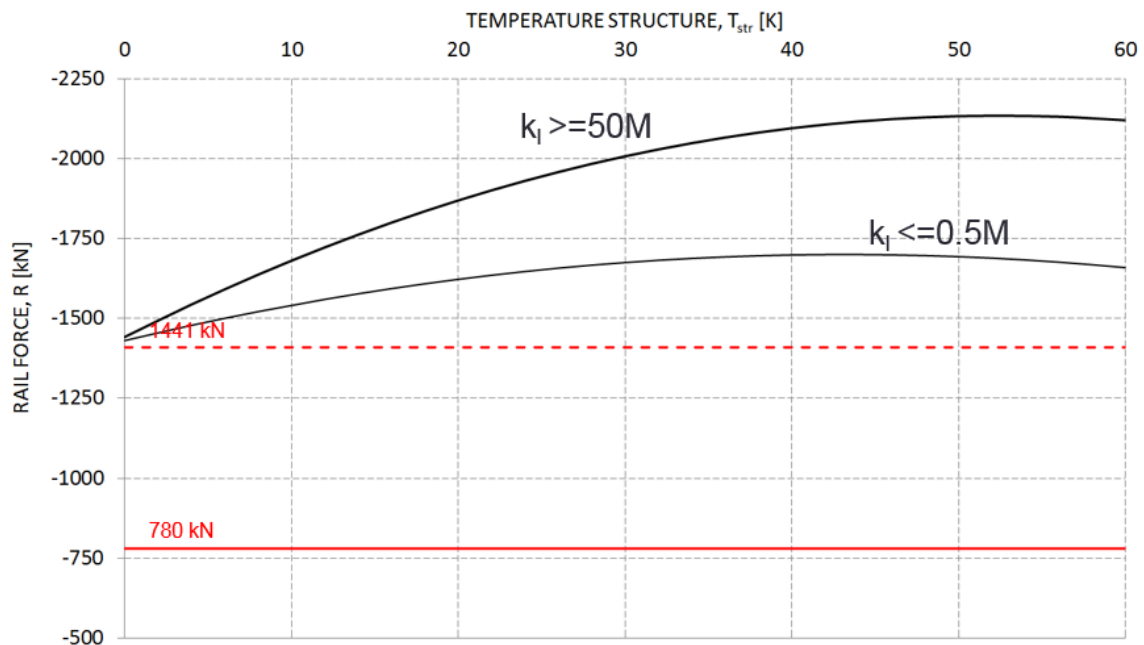


**Abb. 26.** Normalspannungsverteilung in den Gleisen im Bereich des östlichen Widerlagers für den Wechsel des Fließplateaus der Kopplungssteifigkeit von  $k_{h,yield} = 18$  kN auf 9 kN (Strukturerwärmung von  $\Delta T = 30$ K) – Effekte der Reduktion auf  $0.5 \cdot k_h$  der 6 Kopplungen

### 5.3.2. Effekte aus dem Längsverschiebewiderstand

Abbildung 27 zeigt den Verlauf der Normalkräfte in den Schienen über dem Widerlager Ost für die über das gesamte Tragwerk konstant angenommenen

Durchschubwiderstände  $k_n = 18000 \text{ kN/m}^2$  und die Variation in den Längsverschiebewiderständen  $k_l = 5 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$  (oberer Ast) und  $5 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$  (unterer Ast) für eine anfängliche Schienenerwärmung von 60 K. Die durch die Strukturwärmerhöhung erkennbare Normalkraftsteigerung  $\Delta N = (2100 - 1440) = 660 \text{ kN}$  entspricht dem in den Schienen monitorten Normalkraft-Abstand. Daraus lässt sich für eine Strukturwärmerhöhung von 30 K, und einer Schienenerwärmung von 30 K, als erste gute Näherung der Durchschubwiderstand von  $k_n = 18000 \text{ kN/m}^2$  und der Längsverschiebewiderstand von  $k_l = 500 \text{ kN/m}^2$  bestätigen.



**Abb. 27.** Normalkraftverteilung in den Gleisen in Abhängigkeit der Strukturwärmerhöhung für unterschiedliche Durchschubwiderstände, bei einer anfänglichen Schienenerwärmung von  $\Delta T = 60K$  (unbelastete Gleistragplatte), mit einer linken bzw. rechten Feldweitenspannweite  $l_l = 60 \text{ m}$  und  $l_r = 30 \text{ m}$ .

#### 5.4. Erkenntnisse aus den Modellbildungen

Die numerischen Analysen in ATENA, Sofistik und auch von Widarda erlauben folgende wesentliche Erkenntnisse

- Alle nichtlinearen Nachweise zeigen eine gute Übereinstimmung mit den montierten Schienenlängskräften
- Die Nachweise der auftretenden Schienenspannungen aus der Tragwerksbewegung in Bezug auf die zulässigen Spannungen lt. UIC erlauben **für die belastete Gleissituation** eine freie Dehnlänge für Brückentragwerke von rund 80 m mit einer Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$
- Die Nachweise der auftretenden Schienenspannungen aus der Tragwerksbewegung in Bezug auf die zulässigen Spannungen lt. UIC erlauben **für die unbelastete Gleissituation** eine freie Dehnlänge für Brückentragwerke von rund 150 m mit einer Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$
- Der Nachweis der Schienenspannungen für die **belastete Gleissituation** ist sehr konservativ, da in die Wahrscheinlichkeit das das Tragwerk eine Erwärmung bzw. Abkühlung von  $\Delta T = 30 \text{ K}$  während einer belasteten Gleissituation erfährt in der Realität sehr unwahrscheinlich ist.
- Die normdefinierte Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$  ist für zahlreiche Strukturen sehr konservativ, da die dehnwirksame Temperatur für massige Bauteile deutlich unterhalb des  $\Delta T = 30 \text{ K}$  der umströmenden Luft liegt. Ein Ansatz für die Dämpfung der Lufttemperatur auf die dehnwirksame Temperatur und die Erfassung des Zeitversatzes der Temperatureffekte im Bauwerk werden in den nächsten Abschnitten skizziert. In das im Zuge dieses Projektes erstellte Sofistik Tool (verfügbar unter <https://learn.boku.ac.at/course/view.php?id=8288>) wurde bereits ein Wärme-Transportmodell inkludiert, welches erlaubt eine Temperaturganglinie auf die Berandungen der Brückenstruktur aufzubringen und somit auch erlaubt wirklichkeitsnahe Dehnfelder (Bewegungszustände der Brücke) abzubilden.
- Im Allgemeinen wird bei **der belasteten Gleissituation** davon ausgegangen, dass alle Stützpunkte über eine definierte Länge eine erhöhte horizontale Steifigkeit haben. In der Realität treten jedoch vor den Zugblocklasten und auch zwischen den Achsen Entlastungen (Reduktionen der Kopplungssteifigkeiten) aufgrund der voreilenden Bugwelle auf. Diese Bugwellen erlauben aufgrund der örtlichen geringeren Kopplungssteifigkeiten eine Umverteilung der Normalkräfte bzw. Normalspannungen in den Gleisen. Diese Effekte werden in den Nachweisformaten vernachlässigt. Das vorher erwähnte Sofistik Tool (verfügbar unter <https://learn.boku.ac.at/course/view.php?id=8288>) erlaubt diese

Überfahrtseffekte zu erfassen, insbesondere indem die Steifigkeitsfelder der Kopplungssteifigkeit während einer Zugüberfahrt und für eine voraufgebrachte Tragwerkstemperaturerwärmung über die Länge der Brückenstruktur und die Vorlandbereiche bewegt werden kann. Diese Betrachtungen erlauben die Umlagerungseffekte zu erkennen und eine realitätsnähere Abbildung der Normalspannungen in den Gleisen. Anzumerken ist, dass die Validierung des Modells noch die Prüfung mittels einiger Monitoringsysteme bedarf, da die Reduktionen in den Koppelungssteifigkeiten noch nicht vollkommen erfasst sind.



## 6. Dehnungswirksame Temperaturen – Temperaturkorrekturfaktoren

### 6.1. Allgemein

The main results obtained by monitoring the L110 bridge include:

- Measurements of the temperature in the supporting structure and the ambient temperature (see Fig. 28).
- Measurements of the rail tensions caused by the relative movement of the supporting structure to the rails and by the temperature changes.
- Measurement of the expansion of the supporting structure as determined by measuring the displacement between the supporting structure and the eastern abutment.

### 6.2. Temperaturkorrektur

The relation between the temperature of the supporting structure and the expansion of the supporting structure in general is characterized by the following linear relationship:

$$\Delta u_{theo} = \alpha_T \cdot L \cdot (T - T^0) \quad (9)$$

where  $\Delta u_{theo}$  = theoretical expansion caused by temperature change,  $\alpha_T$  = specific coefficient of thermal expansion of e.g. concrete or steel,  $L$  = thermal free stretch length of the structure,  $T$  = temperature of the structure at the time of observation, and  $T^0$  = temperature at the time of construction.

As a result of the dynamic warming and cooling processes on the surface of the bridge structures and the related thermal conduction processes to and from the core of the bridge diameter,  $\Delta u_{theo}$  will in general deviate from the real expansion of the supporting structure  $\Delta u_{real}$ . The cumulative distributions of the measured shifts  $\Delta u_{real}$  for the measurement time of 6, 12, 18 and 24 months respectively served as basis for this investigation. In the comparison with the theoretical expansion of the supporting structure, which is also contained in the current work,  $\Delta u_{theo}$  exhibits an explicit overestimation in the theoretical approach.

In terms of a marked distinction between basic values which can be clearly determined experimentally, it is on the basis of this study recommended to introduce a thermal correction factor  $\gamma_t$  and to expand Eq. (10) as follows:

$$\Delta u_{real} = \gamma_T \cdot \alpha_T \cdot L \cdot (T - T^0) \quad (10)$$

If the thermal correction factor is determined on the basis of the measured values  $\Delta u_{real}$  and  $\Delta T$  as shown in the following Eq. (11), it will exhibit the properties of a temporally variant basis variable.

$$\Gamma_T(t) = \Delta U_{real} / \alpha_T \cdot \Delta T \quad (11)$$

The tendency of the correction term for the L110 bridge structure is towards a value of  $\Gamma_T = 0.88$ . In Eq. (11), it was also assumed that those parts of the temperature which are independent of the expansion (those shares which do not contribute towards the expansion of the structure and are attenuated) of the total measured temperature range are evenly distributed. The adoption of an uneven distribution of those portions of the temperature which are independent from the expansion  $\Delta T_{wirk}$  makes it necessary to expand Eq. (11) as follows.

$$\Gamma_T(t) = \Delta U_{real} / \alpha_T \cdot (\Delta T - \Delta T_{wirk}) \quad (12)$$

#### *Significance of $\Gamma_T$ for the assessment of the rail load.*

The numerical analysis of the rail load are generally performed for a temperature change of  $T = 30$  K in the supporting structure in order to compare rail tensions  $S_{num}$  caused by the relative movement of the substructure to the position of the rails in the tracks with the permissible tensions  $S_{zul}$ .

According to the above considerations, the following corrected temperature gradient can be set for determining the stresses  $S_{num}$  acting on the bridge structure:

$$\Delta T_\Gamma = \Delta T \cdot \Gamma_T = 30 \cdot \Gamma_T \quad (13)$$

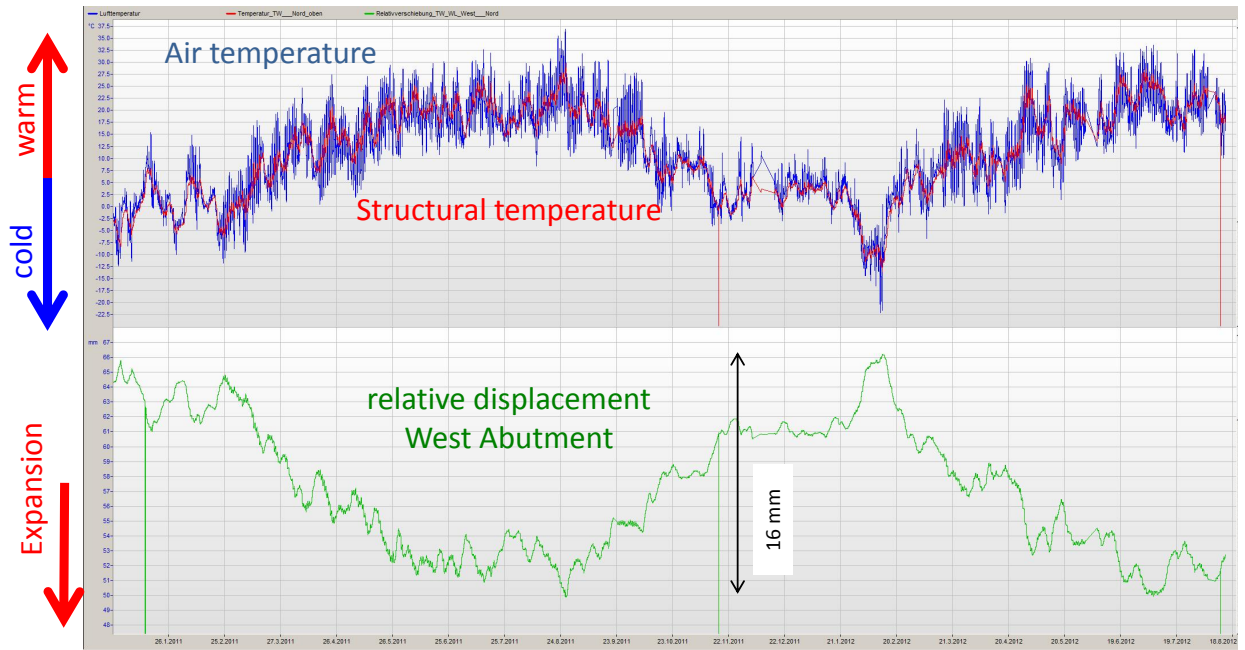
For the monitored bridge L110, there is the suggestion of the following approach:

1. The measured data of the rail expansion before and after the prestressing process served to determine the longitudinal rail forces  $L$  and the longitudinal rail tensions  $\sigma_{rail,m}$  on the east abutment. These included the rail warming portions as well as the portions caused by the relative movement of the bridge structure. According to Fig. 23, the longitudinal rail forces are  $L = 1551$  kN ( $\sigma_{rail,m} = 176$  N/mm<sup>2</sup>). They are determined on the basis of the expansion process across the entire measured temperature range of -25 K to 55 K,  $L = 890$  kN ( $\sigma_{rail,m} = 109$

N/mm<sup>2</sup>) over the temperature range of 10 K to 55 K, and  $L = 700$  kN ( $\sigma_{rail,m} = 85,6$  N/mm<sup>2</sup>) over the temperature range of 10 K to -25K.

2. With  $\Gamma$  corrected temperature range  $\Delta T_{\Gamma} = 30 \cdot \Gamma_T$ , the numeric ATENA analyses serve to determine the longitudinal rail forces  $\sigma_{rail,n} = 45$  N/mm<sup>2</sup> caused solely by the relative movement of the supporting structure to the rails. In these considerations, the thermal correction factor  $\Gamma_T = 0.88$  was determined based on the measurements of longitudinal movements of the supporting structure and on the measurements of the ambient temperatures.
3. The proof of the longitudinal rail tensions resulting from the movement of the supporting structure  $\sigma_{rail,n} \leq \sigma_{AB} = 92$  N/mm<sup>2</sup> falls below the threshold limit and therefore leads to the requirement of rail movement joints.
4. The longitudinal rail tensions  $\sigma_{rail}$  resulting from the rail temperature and accordingly from the longitudinal shear resistance are therefore  $\sigma_{rail} = \sigma_{rail,m} - \sigma_{rail,n}$

It was possible to perform the current considerations in the present conclusive form as the thermal correction factor  $\Gamma_T$  for bridge L110 could be clearly determined based on the measurements of longitudinal displacements of the supporting structure  $\Delta u_{real}$ , the measurements of the ambient temperatures  $T$ , and the associated numerically determined theoretical longitudinal displacements of the supporting structure  $\Delta u_{theo}$  according to Eq. 9. Therefore, the question of determining the thermal correction factor  $\Gamma_T$  for structures without appropriate monitoring systems arises, which is of even greater relevance for the structural construction.



**Fig. 28.** Temperature range in the air: -10 to + 35, movement of the supporting structure:

16 mm,  $At = du/(dt^*) = 0.6$

$$E \cdot \alpha_T \cdot \Delta T$$

### 6.3. Thermal correction factor $\Gamma_T$ based on the thermal conductivity equations

The application of the following performance value  $P_{str}$ , which can be determined with the help of a conductivity equation and which is needed in order to heat a structure to a degree of  $\Delta T$ , is used as the first determinant for calculating the thermal correction factor  $\Gamma_T$ . The equation to determine the performance  $P_{str}$  for warming the structure to a temperature difference  $\Delta T$  is as follows:

$$P_{str} = c \cdot m \cdot \Delta T / t \quad (14)$$

where  $t = 3600$  sec,  $c$  = heat capacity of the material and  $m$  = mass of the material. For the material concrete, the heat capacity is defined as  $c = 0.8$  kJ/kg·K and the material steel is defined as  $c = 0.046$  kJ/kg·K. The second determinant for  $\Gamma_T$  is the performance  $P_{air}$ , which is needed in order to warm the air mass which surrounds the structure by a degree of  $\Delta T$ . In a first step, the air mass  $m_L$  which surrounds the structure needs to be determined according to the following ideal gas equation:

$$m_L = p \cdot V_L / (R \cdot T_L) \quad (15)$$

where  $R$  = specific gas constant,  $p$  = atmospheric pressure,  $T_L$  = mean temperature of the surrounding air and  $V_L$  = surrounding air volume as considered. The power  $P_{air}$  for warming of the air mass to a degree of  $\Delta T$  can therefore be determined to:

$$P_{air} = m_L \cdot c_p \cdot \Delta T / t_p \quad (16)$$

where the isobaric heat capacity  $c_p$  can be approximated as 1.4.

The delay  $\varphi_{0str}$  of the temperature hydrograph of the structure in relation to that of the air can in a first approximation be determined by comparing the performance values  $P_{str}$  and  $P_{air}$  according to the following equation:

$$\varphi_{0str} = P_{str} / P_{air} - 1 \text{ in [h]} \quad (17)$$

Diese Grundüberlegungen wurden exemplarisch an einer Querschnittsfläche von  $m = 25\text{m}^2$  und einer luftumspülten Umfangslänge von  $U = 8.00$  m demonstriert. Die Dicke des Luftpolsters wurde mit 1,00 m angenommen. Aus Gleichungen (14) und (16) ergibt sich, wie aus Tabelle 4 ersichtlich,  $P_{air} = 0.003$  kWh und  $P_{str} = 0.006$  kWh. Der direkte Vergleich der Verhältnisse dieser beiden Leistungen nach Gleichung (17) ergibt eine Verzögerung der Temperaturganglinie der Struktur von  $\varphi_{0str} = 2.08$  h.

**Tab. 4.** Basisgrößen zur Ermittlung der Verzögerung der Temperaturganglinie der Struktur  $\varphi_{0str}$  auf Basis des Vergleiches der Leistungen für die Erwärmung der Struktur und des umgebenden Luftpolsters.

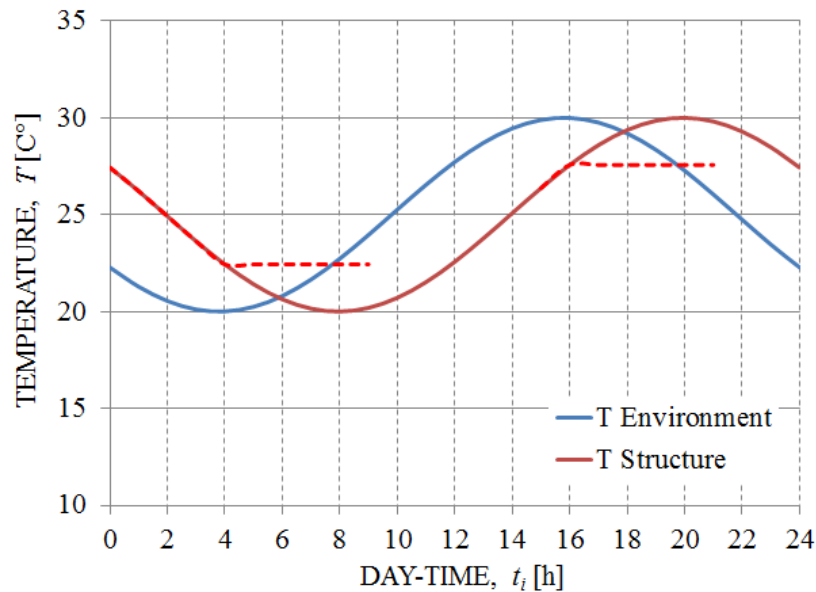
	$\rho$	$c$		$U$	$m$	$\Delta T$	$Q$	$P$	$t$
	kg/m <sup>3</sup>	kJ/(m <sup>3</sup> K)	kJ/(kg K)	m	m <sup>3</sup>	K	kJ	kWh	h
Concrete, C	1250	1000	0.8	<u>g</u>	<u>25</u>	<u>1</u>	20	0.006	2.08
Air, P	1000	1200	1.2		8	<u>1</u>	10	0.003	

Die Verzögerung der Temperaturganglinie der Struktur um  $\varphi_{0str} = 2,08$  h lässt sich auch in Form einer vereinfachten Tagesganglinienbetrachtung (siehe Abb.29) auf Basis der folgenden Schwingungsgleichung darstellen:

$$T(t) = (T_U + T_O)/2 + (T_u - T_o)/2 \cdot \sin(2 \cdot \omega \cdot \pi + \varphi_{0str}) \quad (18)$$

wobei  $T_U$  = untere Lufttemperatur der Tagesganglinienbetrachtung,  $T_O$  = obere Lufttemperatur der Tagesganglinienbetrachtung,  $\omega = f / 2 \cdot \pi$  Kreisfrequenz der Tagesganglinie, und  $f = 1/24$  Frequenz. Abbildung 29 zeigt die Temperaturganglinie des den Querschnitt umgebenden Luftpolsters (blaue Linie) mit einer Phasenverschiebung von 4 h (wobei das Minimum bei 4 Uhr morgens liegt) und die Temperaturganglinie der Struktur mit einem Phasenversatz zur Luft von  $\varphi_{0str} = - 2,08$  h. Die Extremwerte in der berechneten Temperaturganglinie der Luft treten um 4 Uhr nachts bzw. 4 Uhr nachmittags auf. Diese Zeitpunkte sind für den thermischen Korrekturfaktor  $\Gamma_T$  wesentlich, da eine Änderung der Energiezufuhr  $P_{air}$  stattfindet und von einer Temperaturganglinie im Körper  $T_{str} = \text{konstant}$  ausgegangen werden kann, wie durch die strichlierte Linie angedeutet wird. Der thermische Korrekturfaktor  $\Gamma_T$  lässt sich demnach zum Zeitpunkt  $t_i = 4$  h bzw. 16 h nach folgender Formulierung bestimmen.

$$\Gamma_T = T_{str}(t_i = 16) / T_{air}(t_i = 16) \quad (19)$$



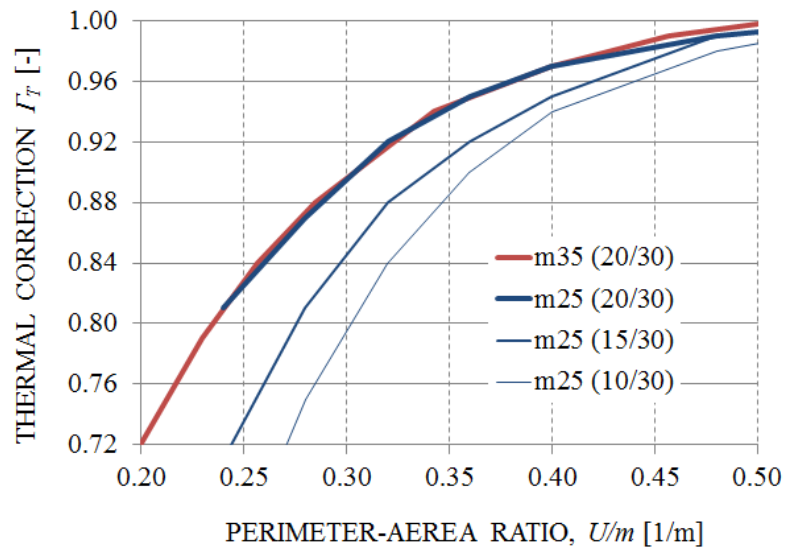
**Abb. 29.** Temperaturganglinie des den Querschnitt umgebenden Luftpolsters und Temperaturganglinie der Struktur

Für die Eingangsdaten der Tabellen 4 und 5 und der zugehörigen Ganglinien in Abb. 29 lässt sich der in Tabelle 5 gezeigte thermische Korrekturfaktor  $\Gamma_T = 0.92$  entsprechend Gleichung (19) ermitteln.

**Tab. 5.** Basisdaten zur Ermittlung des thermischen Korrekturfaktors  $\Gamma_T$

$T$ h	$f$ Hz	$\omega$	$\varphi_{0,air}$ h	$\varphi_{0,str}$ h	$T_{air,low}$ C°	$T_{air,uper}$ C°	$\Gamma_T$
24	0.042	0.262	10.00	8.92	20	30	0.92

Der thermische Korrekturfaktor  $\Gamma_T$  ist, wie aus den Tabellen ersichtlich, von den folgenden vier Größen abhängig: der Querschnittsfläche, der Luftumströmungsfläche sowie dem unteren und dem oberen Temperaturniveau der signifikanten Tagesganglinie. Auf Basis dieser Größen ist es möglich, Nomogramme (wie in Abb. 30 gezeigt) für eine praktische und einfache Handhabung zu erzeugen. In Abb. 30 werden für eine Querschnittsfläche von 25 und 35 m<sup>2</sup>,  $T_O = 30^\circ \text{C}$  und  $T_U = 10, 15$  und  $20^\circ \text{C}$  die Verläufe des thermischen Korrekturfaktors  $\Gamma_T$  dargestellt. Aus diesen Verläufen sind zwei Merkmale eindeutig zu erkennen: (a) Ab einem  $U/m > 0.5$  bewegt sich der  $\Gamma_T$  für den Werkstoff Beton gegen 1,0. Es gibt also keinen Unterschied zwischen den Temperaturganglinien der Luft und der Temperaturganglinie der Struktur. (b) Die Größe der Querschnittsfläche m<sup>2</sup> (z. B. m35 zu m25) hat keinen Einfluss auf  $\Gamma_T$ . Einzig das  $U/m$  Verhältnis ist maßgeblich beteiligt.



**Abb. 30.** Nomogramme des thermischen Korrekturfaktors  $\Gamma_T$  für den Werkstoff Beton für die Temperaturbereiche ( $T_U/T_0$ ).



#### 6.4. Thermischer Korrekturfaktor $\Gamma_T$ mittels Monitoring

Bei der Herstellung von Gleistragwerken kann in die Arbeitsphasen des Unterbaues (Herstellung des Brückentragwerkes) und die Phase des Oberbaues (z.B. Herstellung der Gleistragplatte und der Gleise sowie Verspannen der Gleise) unterschieden werden. Im Zuge dieser Phasen werden nach der Arbeitsphase des Unterbaus (fertiggestelltes Brückentragwerk ohne Gleistragplatte) und der Aufbringung der Gleistragplatte bzw. des Schotteroberbaues je eine Monitoring-Maßnahme (a) der Lufttemperatur in unmittelbarer Nähe des Tragwerkes, (b) der Tragwerkstemperatur in 5 cm Querschnittstiefe, und (c) der Tragwerkslängsbewegung im Bereich der Widerlager in der Nähe einer geplanten Schienenauszugsvorrichtung von 5 Tagen bis 15 Tagen empfohlen.

Diese Messdaten ermöglichen die eindeutige Ermittlung des thermischen Korrekturfaktors  $\Gamma_T$  und somit die Anpassung der Temperaturlastfälle der statischen Grundüberlegungen. Es wird entsprechend der ONR 24008 Nachrechnungsrichtlinie die Stufe II der Berücksichtigung der detaillierteren Informationsbasis herangezogen.

#### 6.5. Thermischer Korrekturfaktor $\Gamma_T$ mittels Transportgleichungen

Für die oben definierten zwei Arbeitsphasen (a) Fertigstellung des Unterbaues (Brücke ohne Gleistragplatte bzw. Schotterbett) und (b) Fertigstellung des Unterbaues und Gleistragplatte bzw. Schotterbett soll eine thermodynamische Berechnung des Wärmeeindringverhaltens (Transportgleichungsbetrachtung) mit den signifikanten Temperaturbereichen ( $T_U/T_O$ ) durchgeführt werden. Die numerisch und die theoretisch ermittelten Tragwerkslängsbewegungen im Bereich der Widerlager erlauben gemeinsam mit den aufgebrauchten Lufttemperaturfeldern die Bestimmung und Eingrenzung des thermischen Korrekturfaktors  $\Gamma_T$ .

## 7. Schlussfolgerungen

Die vorliegende Arbeit stellt einen Ansatz zur Verwendung von Monitoring-Methoden für die Beurteilung der Zuverlässigkeitsbeurteilung von Struktursystemen in Hinblick auf die Wechselwirkung zwischen Schienen und Brücke und auf die Grenzwerte der Schienenspannungen dar.

- Alle nichtlinearen Nachweise zeigen eine gute Übereinstimmung mit den beobachteten Schienenlängskräften
- Die Nachweise der auftretenden Schienenspannungen aus der Tragwerksbewegung in Bezug auf die zulässigen Spannungen lt. UIC erlauben **für die belastete Gleissituation** eine freie Dehnlänge für Brückentragwerke von rund 80 m mit einer Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$  (Feste Fahrbahn)
- Die Nachweise der auftretenden Schienenspannungen aus der Tragwerksbewegung in Bezug auf die zulässigen Spannungen lt. UIC erlauben **für die unbelastete Gleissituation** eine freie Dehnlänge für Brückentragwerke von rund 150 m mit einer Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$  (Feste Fahrbahn)
- Der Nachweis der Schienenspannungen für die **belastete Gleissituation** ist sehr konservativ, da in die Wahrscheinlichkeit das das Tragwerk eine Erwärmung bzw. Abkühlung von  $\Delta T = 30 \text{ K}$  während einer belasteten Gleissituation erfährt in der Realität sehr unwahrscheinlich ist.
- Die normdefinierte Erwärmung bzw. Abkühlung des Tragwerkes um  $\Delta T = 30 \text{ K}$  ist für zahlreiche Strukturen sehr konservativ, da die dehnwirksame Temperatur für massige Bauteile deutlich unterhalb des  $\Delta T = 30 \text{ K}$  der umströmenden Luft liegt. Ein Ansatz für die Dämpfung der Lufttemperatur auf die dehnwirksame Temperatur und die Erfassung des Zeitversatzes der Temperatureffekte im Bauwerk werden in den nächsten Abschnitten skizziert. In das im Zuge dieses Projektes erstellte Sofistik Tool (verfügbar unter <https://learn.boku.ac.at/course/view.php?id=8288>) wurde bereits ein Wärme-Transportmodell inkludiert, welches erlaubt eine Temperaturganglinie auf die Berandungen der Brückenstruktur aufzubringen und somit auch erlaubt wirklichkeitsnahe Dehnfelder (Bewegungszustände der Brücke) abzubilden.
- Im Allgemeinen wird bei **der belasteten Gleissituation** davon ausgegangen, dass alle Stützpunkte über eine definierte Länge eine erhöhte horizontale

Steifigkeit haben. In der Realität treten jedoch vor den Zugblocklasten und auch zwischen den Achsen Entlastungen (Reduktionen der Kopplungssteifigkeiten) aufgrund der voreilenden Bugwelle auf. Diese Bugwellen erlauben aufgrund der örtlichen geringeren Kopplungssteifigkeiten eine Umverteilung der Normalkräfte bzw. Normalspannungen in den Gleisen. Diese Effekte werden in den Nachweisformaten vernachlässigt. Das vorher erwähnte Sofistik Tool (verfügbar unter <https://learn.boku.ac.at/course/view.php?id=8288>) erlaubt diese Überfahrtseffekte zu erfassen, insbesondere indem die Steifigkeitsfelder der Kopplungssteifigkeit während einer Zugüberfahrt und für eine voraufgebrachte Tragwerkstemperaturerwärmung über die Länge der Brückenstruktur und die Vorlandbereiche bewegt werden kann. Diese Betrachtungen erlauben die Umlagerungseffekte zu erkennen und eine realitätsnähere Abbildung der Normalspannungen in den Gleisen. Anzumerken ist, dass die Validierung des Modells noch die Prüfung mittels einiger Monitoringsystemen bedarf, da die Reduktionen in den Koppelungssteifigkeiten noch nicht vollkommen erfasst sind.

## Danksagung

Der vorliegende Arbeit entstand mit der freundlichen Unterstützung durch die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) im Rahmen des Projekts “Shear-normal force optimization of prestressed precast concrete components (MAGIT)”. Weiters wurde diese Arbeit gefördert durch die National Science Foundation (NSF) im Rahmen von vif-Förderungen an die Universität für Bodenkultur in Wien. Die Meinungen und Schlussfolgerungen, die hier vorgestellt werden, sind jene der Autoren und nicht notwendigerweise die Ansichten der fördernden Institutionen. Tiefer Dank der Autoren gilt auch Dr. Hannes Kari und Dr. Thomas Petraschek der ÖBB für ihre konstruktiven Kommentare und Anregungen und ihre Bereitstellung der Daten. Viele ihrer Kommentare und Anregungen dienen zur Verbesserung der vorgestellten Forschungsarbeit.

## References

- 1055-1, D.D., 2002. Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen.
- Biondi, B., Muscolino, G., Sofi, A., 2005. A substructure approach for the dynamic analysis of train-track-bridge system. *Comput. Struct.* 83, 2271–2281.
- Chaudary, K.R., Sinha, A., n.d. A study of various method adopted by world railway to continue LWR over bridges.

- DIN, 2003. DIN-Fachbericht 101. Einwirkungen auf Brücken.
- Esveld, C., 2001. Modern Railway Track. MRT Production. Zaltbommel.
- Esveld, C., Markine, V., 1998. Slab track design for high speed. Rail Engineering International.
- European Committee for Standardization (CEN), 2003. Eurocode 1, Part 2 (EN 1991- 2). Actions on Structures; Traffic loads on bridges.
- Fřyba, L., 1996. Dynamics of railway bridges. Thomas Telford.
- Gerlich, K., Pahnke, U., 1982. Abtragung der Längskräfte im eisenbahnbrückenbau. Arch. Für Eisenbahntechnik 37, 19–30.
- Gerlich, K., Pahnke, U., 1981. Wechselwirkung Brücke-Gleis bei Abtragung von Längskräften. Eisenbahntechnische Rundsch. 30, 225–229,.
- H. Xia, Y.X., Chan, T., 2000. Dynamic interaction of long suspension bridges with running trains. J. Sound Vib. 237, 263–280.
- Kerr, A.D., 1980. An improved analysis for thermal track buckling. Int J. Non-Linear Mech. 15 99–114.
- Kerr, A.D., 1978. Analysis of thermal track buckling in the lateral plane. Acta Mech. 30 17–50.
- Klaaßen, K., Schmäzlin, G., 1980. Berechnung der Längskräfte in hohen Eisenbahnbrücken bei nichtlinearem Materialgesetz des Schotters. Bautechnik 57, 279–280.
- Lim, N.-H., Park, N.-H., Kang, Y.-J., 2003. Stability of continuous welded rail track. Comput. Struct. 81 2219–2236.
- Mazilu, T., 2007. Green's function for analysis of dynamic response of wheel/rail to vertical excitation. J. Sound Vib. 306, 31–58.
- Monnickendam, A., 2006. Track/ bridge interaction and direct track fixing, in: Railway Bridges - Today and Tomorrow.
- Pahnke, U., 1998. Einfluß der Biegung einer Eisenbahnbrücke auf die Schiene in Längsrichtung. Stahlbau 67, 634–641.
- Prommersberger, G., Rojek, R., 1985. Tragsysteme zur Abtragung von Längskräften auf Eisenbahnbrücken. Eisenbahningenieur 36, 344–350.
- Prommersberger, G., Rojek, R., 1981. Grundsatzuntersuchung zur Abtragung der Längskräfte auf Talbrücken. Eisenbahningenieur 32, 383–395.
- P. Ruge, G.S., Trinks, C., 2005. Schienenlängskräfte auf Brücken infolge Biegung. Bautechnik 82, 69–80.

- Ruge, P., Birk, C., Muncke, M., Schmäzlin, G., 2005. Schienenlängskräfte auf Brücken bei nichtlinearer Überlagerung der Lastfälle Temperatur, Tragwerksbiegung, Bremsen. *Bautechnik* 82, 818–825.
- Ruge, P., Trinks, C., Muncke, M., Schmäzlin, G., 2004. Längskraftbeanspruchung von durchgehend geschweißten Schienen auf Brücken für Lastkombinationen. *Bautech.* 81 537–548.
- Ruge, P., Widarda, D., Birk, C., 2007. Longitudinal track-bridge interaction for loadsequences. *Track-Bridge Interact. High-Speed Railw. Workshop* 93–116.
- Schneider, K.-J., 2002. *Bautabellen für Ingenieure, Volume 15.* ed. Werner Verlag.
- Simões, R., Calçada, R., Delgado, R., 2007. Track-bridge interaction in railway lines: numerical modelling and application, in: Calçada, R. (Ed.), *Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways (workshop Porto)*. pp. 205–216.
- Song, M.-K., Noh, H.-C., Choi, C.-K., 2003. A new three-dimensional finite element analysis model of high-speed train-bridge interactions. *Eng. Struct.* 25, 1611–1626.
- S.Wu, Y., Yang, Y.B., 2003. Steady-state response and riding comfort of trains moving over a series of simply supported bridges. *Eng. Struct.* 25, 251–265.
- Thompson, D.J., Hemsworth, B., Vincent, N., 1996. Experimental validation of the TWINS prediction program for rolling noise, part 1: Description of the model. *J. Sound Vib.* 193, 123–135.
- Toth, J., Ruge, P., 2001. Spectral assessment of mesh adaptation for the analysis of the dynamical longitudinal behavior of railway bridges. *Appl. Mech.* 453–462.
- UIC (Union Internationale des Chemins de fer), 2001. *Track/bridge interaction. Recommendations for calculations.*
- Xia, H., Zhang, N., 2005. Dynamic analysis of railway bridge under high-speed trains. *Comput. Struct.* 83, 1891–1901.
- Xia, H., Zhang, N., de Roeck, G., 2003. Dynamic analysis of high speed railway bridge under articulated trains. *Comput. Struct.* 81, 2467–2478.
- Y. S. Cheng, F.A., Cheung, Y., 2001. Vibration of railway bridges under a moving train by using bridge-track-vehicle element. *Eng. Struct.* 23, 1597–1606.
- Y.-S. Wu, Y.-B.Y., Yau, J.-D., 2001. Three-dimensional analysis of train-rail-bridge interaction problems, in: *Vehicle System Dynamics, Volume 36 of International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility.* Taylor & Francis, pp. 1–35.
- Y. Yang, D.Y., Wu, Y., 2004. *Vehicle-Bridge Interaction Dynamics. With Applications to High-speed Railways.* World Scientific.



Zhai, W., Cai, Z., 1997. Dynamic interaction between a lumped mass vehicle and a discretely supported continuous rail track. *Comput. Struct.* 63, 987–997.

Ziyaeifar, M., 2005. Interaction study of train-bridge-track systems using maxwell model. *Veh. Syst. Dyn.* 43, 771–794.