

Ein Beitrag zur Bewertung der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen

Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades
eines Doktors der technischen Wissenschaften an der
Fakultät für Bauingenieurwissenschaften der
Technischen Universität Graz

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Albert Jörg

Begutachter

o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Klaus Rießberger
Technische Universität Graz
Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft

o.Univ.-Prof. Dr.-Ing. Erich Kopp
Universität Innsbruck
Institut für Infrastruktur – AB: Eisenbahnwesen und Öffentlicher Verkehr

Die vorliegende Arbeit entstand im Zeitraum Jänner 2007 bis Jänner 2010 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Assistent am Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft der Technischen Universität Graz und in weiterer Folge als Mitarbeiter des Technischen Kundendienstes der voestalpine Schienen GmbH in Leoben Donawitz.

Eine direkte Kooperation mit den Schweizerischen Bundesbahnen SBB in Bern ermöglichte die Zugrundelegung von realen Belastungskollektiven für die in diesem Rahmen durchgeführten Untersuchungen. Diese Zusammenarbeit konnte über mein Dienstverhältnis mit der Technischen Universität Graz hinaus fortgesetzt werden.

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Leoben, im Jänner 2010

Danksagung

Mein besonderer Dank gilt meinem Betreuer, Herrn o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Klaus Rießberger für die ausgezeichnete Betreuung dieser Arbeit. Sein nicht enden wollender Elan, seine Begeisterung für das Eisenbahnwesen und die Zusammenhänge der Fahrzeug/Fahrweg Wechselwirkung und sein unentwegter Drang, seinen Studenten und Mitarbeitern eine ausgezeichnete Ausbildung zuteil werden zu lassen, wird mir unvergessen bleiben.

Für die Bereitschaft, meine Arbeit als Zweitbegutachter zu beurteilen und die freundlichen Diskussionen der Ergebnisse, aber auch für die Gespräche bei allen Gelegenheiten im Laufe der vergangenen Jahre möchte ich mich bei Herrn o.Univ.-Prof. Dr.-Ing. Erich Kopp bedanken.

Den Schweizerischen Bundesbahnen SBB gilt mein besonderer Dank für die fruchtbare Kooperation und die Möglichkeit in deren Hauptgleisen Erhebungen der Beanspruchungskollektive durchzuführen. Die Zurverfügungstellung aller benötigten Gerätschaften durch Herrn Dipl.-Ing. Peter Güldenapfel und seine Mitarbeiter hat das Zustandekommen dieser Arbeit erst ermöglicht. Mein ganz spezieller Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. (ETH) Hanspeter Kunz, mit dem mich mittlerweile eine Freundschaft verbindet, für seine unentwegte Bereitschaft, mich in meinen Tätigkeiten zu unterstützen.

Meinen Kollegen, Herrn Dipl.-Ing. Markus Enzi, Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Jochen Holzfeind, Frau DDipl.-Ing. Martina Winkler, Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Robert Hummitzsch, Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Stefan Marschnig, Herrn Thomas Narbeshuber aber genauso Frau Claudia Kaufmann, Herrn Mario Wiesberger und Herrn ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Veit danke ich für die Bereitschaft zu Diskussionen, Hilfestellungen und Zusammenarbeit während der Erstellung dieser Arbeit. Speziell für die gemeinsam durchgestandenen Dauermessungen in der Schweiz möchte ich mich bedanken.

Nicht vergessen möchte ich auch meine Familie, deren ständiger Rückhalt mir während des Verfassens dieses Berichts sehr geholfen hat. Besonders möchte ich mich für die Nachsicht für viele Stunden, in denen ich der vorliegenden Arbeit den Vorrang geben musste, bedanken.

INHALT

0	Einleitung	1
0.1	Motivation	1
0.2	Zur Betriebserfahrung	3
0.3	Das Projekt triple_T	6
0.4	Interaktion Fahrzeug – Fahrweg	8
0.5	Die Methodik	11
1	Die Schiene im System Oberbau	14
1.1	Die Schiene	14
1.1.1	Das Anforderungsprofil	14
1.1.2	Das Schienenprofil	14
1.1.3	Chemische Zusammensetzung, Gefüge und Gleisperformance	16
1.1.4	Mechanische Eigenschaften	17
1.1.5	Eigenspannungen	18
1.1.6	Ergänzende Bemerkungen	22
1.2	Wirkungsweisen der Schiene	22
1.2.1	Die Schiene als „Fahrbahn“	23
1.2.2	Die Schiene als Träger	24
2	Lasten und Lastkollektive	26
2.1	Größenordnungen der Lasten	26
2.2	Achslastverteilungen	35
2.3	Messung von Lasten	36
2.4	Betriebslasten	39

2.5	Erhebung von Betriebslasten im Rahmen des Projekts triple_T	42
	2.5.1 Motivation	42
	2.5.2 Messmethodik / Messsystem	42
	2.5.3 Messgenauigkeit	52
	2.5.4 Mobile Messstellen im Netz der SBB	55
	2.5.5 Durchführung der Messungen	62
	2.5.6 Auswertungen der Messungen	65
	2.5.7 Ergebnisse der Messungen	72
3	Schienenspannungen und Spannungsschwingbreiten	75
3.1	Berechnungsmethoden (Schienenspannungen)	75
	3.1.1 Das Verfahren von Zimmermann	75
	3.1.2 Finite Element Methoden	86
3.2	Berechnung der Schienenspannungen	86
	3.2.1 Das FE-Modell	87
	3.2.2 Durchgeführte Berechnungen	93
	3.2.3 Ergebnisse der Berechnungen	97
3.3	Der Einheitslastenansatz	102
3.4	Ermittlung der Spannungsschwingbreiten	106
	3.4.1 Klassierverfahren	106
	3.4.2 Klassierung der berechneten Schienenspannungen	111
	3.4.3 Spannungsschwingbreiten für Cresciano und Schönenwerd	113
3.5	Maximalwerte der Spannungen und Spannungsschwingbreiten	114

4.4.4.4	Ergebnisse für Cresciano	195
4.4.4.5	Vergleich der Ergebnisse	198
4.4.4.6	Zusätzliche Auswertungen	201
4.4.5	Zusammenfassung und Diskussion	210
5	Zusammenfassung und Diskussion	212
	Literaturverzeichnis	217

0 Einleitung

0.1 Motivation

Die Eisenbahnschiene und der Eisenbahnradsatz sind die Schlüsselkomponenten im System Eisenbahn. Das zuverlässige Funktionieren dieser beiden Partner ist die Voraussetzung für einen effizienten und - vor allem - sicheren Eisenbahnbetrieb. Speziell in den Bereichen des direkten Kontakts sind sie höchsten Beanspruchungen ausgesetzt, welche bis an die Grenzen des theoretisch Möglichen reichen (Frank/Pointner 2001). Jedoch sind mit Blick auf die hohen Lastspielzahlen die Anforderungen an den Materialwiderstand des Radsatzes einerseits und der Schiene andererseits auch in weniger hoch beanspruchten Bereichen enorm. Diese Bereiche sind im Falle von Radsätzen die Radsatzwelle und im Falle von Schienen der Schienenfuß.

Beispiele für die Wichtigkeit einer sicheren Auslegung dieser Bereiche können in der etwas weiter zurückliegenden Vergangenheit gefunden werden. In der ersten Hälfte der 1960er Jahre sah sich die Deutsche Bundesbahn mit einer extremen Zunahme von Schienenbrüchen konfrontiert (Schumacher 1977), welche sich zum großen Teil als Ermüdungsbrüche ausgehend vom Schienenfuß darstellten¹. Das über viele Jahrzehnte erfolgreich eingesetzte Schienenprofil S49 war dem zunehmenden Verkehr (im Speziellen der Zunahme der Achslasten) nicht mehr gewachsen und musste durch das neu entwickelte Schienenprofil UIC60 ersetzt werden. Durch diese Maßnahme konnte das Problem behoben werden und Schienenbrüche ausgehend vom Schienenfuß sind bis heute ein zu bewältigendes Problem (vgl.: Naue 1980; Ebersbach/Grohmann 1998). Aber auch in der jüngeren und jüngsten Vergangenheit können - diesmal am Beispiel des Radsatzes und der Radsatzwelle - Fälle von Materialermüdung gefunden werden. Hier sei einerseits das katastrophale Unglück des ICE „Wilhelm Konrad Röntgen“ in Eschede angesprochen, welches sich auf den Bruch eines Radreifens zurückführen ließ (Richard et al. 2004[1]) und andererseits der Bruch einer Radsatzwelle eines ICE3 im Bahnhof Köln in Kombination mit der Beobachtung von Rissen an vielen Radsatzwellen (vgl.: Bauchmüller 2008). Diese drei Beispiele, welche in einem Fall unzählige Menschenleben forderten, demonstrieren die Wichtigkeit und Aktualität der Betrachtung auch dieser auf den ersten Blick weniger hoch beanspruchter Bereiche.

¹ Hans Günter Oberweiler berichtet in seiner Dissertation (Oberweiler 1973), dass das Phänomen „Dauerfestigkeit“ in diesem Zeitraum zunehmend an Aufmerksamkeit gewonnen hat. Weiters schreibt er, dass die *„[...] Schienenquerbrüche [...] nämlich fast ausschließlich die einen Dauerbruch charakterisierenden Merkmale [...]“* aufweisen, und dass dieses Problem den Schienenfuß und den Schienenkopf betrifft.

Die vorliegende Arbeit konzentriert sich auf die Betrachtung der Eisenbahnschiene im Allgemeinen und auf die Betrachtung von Schienen des Profils 60E1 und des Schienenfußes dieser Schienen im Speziellen. Die betrachtete Schienenstahlgüte ist der mit R260 bezeichnete Schienenstahl.

Durch die Festlegung, im Rahmen dieser Arbeit die Schiene (bzw. den Schienenfuß) zu betrachten und durch die exakte Definition des Fahrwegs (schwerer Schotteroberbau von hoher Qualität) ist zwar der Untersuchungsraum genau eingegrenzt, das „alte“ Problem des umfangreichen Umfeldes bleibt jedoch bestehen. Neben den Eigenschaften des Rad-Schiene Kontakts selbst können auch Charakteristika des Fahrwegs und die Bauformen der Fahrzeuge die Beanspruchungen im Schienenfuß stark beeinflussen. Hinzu kommt noch, dass es sich beim Fahrweg nicht um ein homogenes Gebilde handelt, sondern um ein Vielparametersystem mit sich – in einem gewissen Streubereich – ständig ändernden Eigenschaften. Das betrifft nicht nur Änderungen über die Wegstrecke (unterschiedliche Lagerung der Schwellen) sondern auch Änderungen über die Zeit (witterungsbedingte Änderungen der Materialeigenschaften).

Diesen Widrigkeiten zum Trotz müssen und mussten Schienen dimensioniert werden und ihr Widerstand gegen die einwirkenden Beanspruchungen eingeschätzt und nachgewiesen werden. Dafür steht ausreichend Fachliteratur zur Verfügung (vgl.: Eisenmann 1977, Lichtberger 2003, DB 1992), auch können entsprechende Regelwerke für die Dimensionierung von Schienen (DB 1992) herangezogen werden. Sowohl die einschlägige Fachliteratur als auch die Regelwerke basieren auf einem alten, trotz vieler Vereinfachungen in seiner Aussagekraft und Zuverlässigkeit jedoch sehr geeigneten Verfahren. Zusätzlich dazu finden in vielen Teilen der Welt umfassende Anstrengungen in der Grundlagenforschung hinsichtlich des Schädigungsverhaltens von Eisenbahnschienen statt. In diesem Zusammenhang wird an Universitäten, in Kompetenzzentren, in Ingenieurbüros, bei den Eisenbahnen selbst und auch in Eisenbahnindustrie Forschungsarbeit geleistet.

Somit kann festgestellt werden, dass

- *einerseits* für die Bearbeitungen dieser Fragestellungen ein sehr altes, aber gleichzeitig sehr brauchbares Verfahren herangezogen wird, mit welchem eine Bewertung der Liegedauer oder eine Bewertung von Schienenfehlern jedoch nicht möglich ist. Aus diesem Grund basieren die Bewertung von Schienenfehlern sowie die Abschätzung von Liegedauern fast ausschließlich auf Betriebserfahrung, welche Eingang in die Dimensionierungsprozesse gefunden hat. Zusammenfassend handelt es sich hier um sehr einfache Modelle mit guter Praktikabilität, deren Defizite hinsichtlich der Aussagekraft über das tatsächliche Verhalten der Schienen im Gleis über Betriebserfahrung behoben werden.

- *andererseits* hoch komplexe wissenschaftliche Verfahren und Hypothesen für die Bearbeitung dieser Fragestellungen verwendet werden. Als Beispiel seien hier auf Mehrkörpersimulationen (Berechnung des Fahrzeuglaufes bzw. der einwirkenden Lasten) aufbauende numerische Untersuchungen des Verschleißes, der Rissinitiierung und des Risswachstums angeführt. Zusammenfassend handelt es sich dabei um Methoden, die genaue Aussagen über das Materialverhalten an sich liefern können, jedoch aufgrund zahlreicher notwendiger Vereinfachungen (z.B. Lastannahmen bzw. starre Lagerung der Schienen etc.) im Moment noch nicht direkt auf die Praxis umgelegt werden können.

Zwischen diesen beiden Herangehensweisen klafft eine Lücke. Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag liefern, diese Lücke zu schließen.

0.2 Zur Betriebserfahrung

Einen besonderen Beweggrund, Themen der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen aufzugreifen und zu bearbeiten, stellen die in den vergangenen Jahren deutlich erkennbaren, signifikanten Änderungen in der Betriebsführung von Eisenbahnstrecken dar. Diese Änderungen lassen sicherheitstechnische Festlegungen basierend auf Betriebserfahrung² in einem kritischen Licht erscheinen.

Nur bei gleichen oder annähernd gleichen Kollektivformen können diese Grenzbelastungen für die Beschränkung der Liegedauer von unterschiedlich belasteten Gleisen verwendet werden. Auch bei der Betrachtung eines Gleises über einen längeren Zeitraum ist es Voraussetzung, dass dieses Gleis auch bei einer Erhöhung des Verkehrsaufkommens keine nennenswerte Änderung der Form des ursprünglichen Belastungskollektivs erfahren hat.

Dieser Tatsache wird in der Praxis der Eisenbahnen bereits insofern Rechnung getragen, dass bei Erreichen der Grenzbelastung die Fahrgeschwindigkeit deutlich herabgesetzt wird (Fröhlich 1977). Damit wird bei gleichbleibendem Verkehr versucht, die Beanspruchungen auf den Oberbau zu verringern und das Lastkollektiv zu verändern. Durch diese Maßnahme verlieren

² meist in Form von Grenzbelastungen als Angabe von kumulierten Gesamtbruttotonnen. Ältere Festlegungen können in einem Aufsatz im Buch „Die Eisenbahnschiene“ (Birmann, 1977) gefunden werden. Es deutet jedoch vieles drauf hin, dass die dort abgedruckten Angaben deutlich zu konservativ sind (vgl. Jörg, 2006).

die ursprünglichen Grenzbelastungen ihre Gültigkeit und etwas größere kumulierte Beanspruchungen können zugelassen werden. Die bisherige Betriebserfahrung verliert durch die Veränderung des Lastkollektivs somit ihre Bedeutung und wird durch eine „andere“ Betriebserfahrung ersetzt.

Ein weiteres Beispiel für den Zusammenhang zwischen Radsatzlast und Lebensdauer kann im ORE Bericht D141 gefunden werden, welcher die Auswirkung einer Anhebung der zulässigen Radsatzlast auf die Ermüdungsfestigkeit von Schienen zum Inhalt hat. Dort wird festgestellt, dass „[...] bei einem gleichwertigen gezogenen Bruttogewicht der summierte Prozentsatz der Schienenausmusterungen mit der mittleren Radsatzlast sehr stark anwächst“. (ORE D141 1979) Die Untersuchung kommt außerdem zu dem Schluss, „[...] dass die im Zusammenhang mit der Erhöhung der Radsatzlast stehende Auswirkung auf die Schienenermüdung im Verhältnis liegt zu der zwischen 3 und 4 potenzierten Radlast [...]“ (ORE D141, 1979). Es sei jedoch angemerkt, dass die untersuchten Schienen allesamt nach dem Thomas-Verfahren hergestellt wurden und vornehmlich Schädigungen des Schienenkopfes festgestellt wurden. Nachdem es sich bei der Materialermüdung jedoch – unabhängig ob es den Schienenkopf oder den Schienenfuß anbelangt – um grundsätzliche Zusammenhänge handelt, sind diese Untersuchungsergebnisse auch hinsichtlich der in dieser Arbeit behandelten Fragestellungen interessant.

Im Folgenden wird nun auf die Gegenwart eingegangen. Tabelle 1 zeigt anhand ausgewählter Strecken im Netz der Österreichischen Bundesbahnen ÖBB (ÖBB 1990, ÖBB 2002) und der Schweizerischen Bundesbahnen SBB (Quelle: SBB 2007) die Änderung der mittleren täglichen Zuganzahl über 12 (von 1990 bis 2002, ÖBB) beziehungsweise 13 (von 1994 bis 2007, SBB) Jahre.

ÖBB	Strecke	1990	2002
	Linz ↔ Wels	261	313
	Bruck/Mur ↔ Leoben	241	259
SBB	Strecke	1994	2007
	Aarau ↔ Rapperswil	284	496
	Biasca ↔ Bellinzona	172	214

Tabelle 1: mittlere tägliche Zugzahlen

Dieser Tabelle ist zu entnehmen, dass sowohl bei den ÖBB als auch bei den SBB in einzelnen Streckenteilen deutliche Erhöhungen der mittleren täglichen Zugzahlen festzustellen sind. Speziell für die Ost-West Verbindung in der Schweiz ist die Auswirkung der Einführung des integrierten Taktfahrplans bei den SBB auf die Zugfrequenzen deutlich erkennbar. Für die Gotthardachse ist anzumerken, dass auch hier stetig steigende Zugzahlen zu beobachten sind. Dieser Sachverhalt ergibt sich aus der Tatsache, dass in der Mitte der 90er Jahre ein Einbruch des Bahnverkehrs auf dieser Nord-Süd Transversale stattgefunden hat. Für den Streckenabschnitt auf der österreichischen Südbahn sei erwähnt, dass mit Einführung des Taktverkehrs mit Fahrplanwechsel 2008/2009 ebenfalls deutlich mehr Züge diesen Streckenabschnitt passieren.

Mit der Zunahme der mittleren täglichen Zugzahlen geht auch eine Erhöhung der mittleren täglichen Gesamtbruttotonnen einher. Tabelle 2 zeigt diesen Zusammenhang.

ÖBB	<i>Strecke</i>	<i>1990</i>	<i>2002</i>
	Linz ↔ Wels	139.000	173.000
	Bruck/Mur ↔ Leoben	98.000	110.000

SBB	<i>Strecke</i>	<i>1992</i>	<i>2006</i>
	Aarau ↔ Rapperswil	156.000	254.000
	Biasca ↔ Bellinzona	142.000	144.000

Tabelle 2: mittlere tägliche Gesamtbruttotonnen

Sowohl der Anstieg von Zugzahlen als auch der Anstieg von mittleren täglichen Gesamtbruttotonnen begründet für sich noch nicht die Notwendigkeit, Festlegungen³ aufgrund langjähriger Betriebserfahrung zur Diskussion zu stellen. Unter der Voraussetzung von gleichbleibenden Kollektivformen werden diese aufsummierten Lasten bei höheren Zugfrequenzen und höheren täglichen Gesamtbruttotonnen lediglich etwas früher erreicht. Tabelle 3 auf der folgenden Seite jedoch hat das Potential, eine Diskussion dieser Festlegungen anzuregen:

³ Mit diesen Festlegungen sind Grenzbelastungen gemeint, welche in der Regel in Form von kumulierten Gesamtbruttotonnen angegeben werden.

ÖBB	Strecke	1990	2002
	Linz ↔ Wels	11,2	12,0
Bruck/Mur ↔ Leoben	11,2	12,2	

SBB	Strecke	1996	2007
	Aarau ↔ Rapperswil	11,4	12,8
Biasca ↔ Bellinzona	12,1 10,5	12,8 10,3	

Tabelle 3: durchschnittliche Achslasten

Tabelle 3 zeigt die Änderung der mittleren Achslasten auf denselben Strecken wie sie in den Tabellen 1 und 2 angeführt sind. Die auszulesenden Veränderungen erreichen zum Teil erhebliche Größenordnungen von über 10 Prozent. Natürlich können Beanspruchungskollektive nicht über Mittelwerte beschrieben werden, jedoch lassen diese Erhöhungen den Schluss zu, dass dafür unter Annahme von gleichbleibenden Leerwagenanteilen im Güterverkehr (von ca. 40%) und gleichbleibenden Triebfahrzeuggewichten (bzw. gleichbleibenden Achslasten von Lokomotiven) deutliche Verschiebungen der Radlasten von Eisenbahnwaggons in Richtung höhere Lasten verantwortlich sein müssen. Damit müssen sich auch die Lastkollektive ändern.

Die Voraussetzung gleichbleibender Kollektivformen ist somit nicht mehr gegeben und Erfahrungswerte aus der Vergangenheit verlieren einen Teil ihrer Aussagekraft.

0.3 Das Projekt **triple_T**

Die Sachverhalte, welche in den vorangegangenen Kapiteln behandelt wurden und die Tatsache, dass die letzten maßgebenden praxisnahen wissenschaftlichen Arbeiten mit diesem Fokus bereits vor einer geraumen Zeit verfasst wurden (*eine kleine Auswahl ohne Anspruch auf Vollständigkeit*: Kopp 1970, Oberweiler 1973, Eisenmann 1977, Seyboth 1986), veranlassten die Schweizerischen Bundesbahnen und das Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft der Technischen Universität Graz zur Durchführung eines gemeinschaftlichen Projekts.

Das Projekt bekam den Namen Projekt **triple_T** (track and rail investigation project on load effects: track - traffic - temperature). Die drei maßgebenden Fragestellungen für die in dieser Kooperation durchgeführten Untersuchungen sind wie folgt:

1. Welche Betriebslasten wirken auf Schienen eines qualitativ hochwertigen, schweren Oberbaus und wie unterscheiden sich die Kollektive für unterschiedliche Eisenbahnstrecken?
2. Welche Rückschlüsse auf das Ermüdungsverhalten von Eisenbahnschienen können aus Festlegungen und Kennwerten der maßgebenden Schienennorm EN13674:2008 geschlossen werden?
3. Wie wirken sich unterschiedliche Eisenbahnstrecken (beides hochbelastete Mischverkehrsstrecken jedoch mit unterschiedlichem Fahrzeugmix) auf das Ermüdungsverhalten von Eisenbahnschienen aus?

Dieses im Jahr 2005 gestartete Projekt bildete den organisatorischen Rahmen für die Bearbeitung der oben angeführten Fragestellungen. Die Kooperation mit den Schweizerischen Bundesbahnen erlaubte insbesondere die Verwendung und Erhebung von realen Beanspruchungen, welche für aussagekräftige Ergebnisse zwingend erforderlich sind.

Die Bearbeitung erfolgte in drei Arbeitspaketen, welche nachfolgend kurz aufgelistet werden:

Arbeitspaket 1:

Erfassung der Betriebslasten des Eisenbahnoberbaus von Hochleistungsstrecken mit Mischverkehr

- Ermittlung der dynamischen Radkräfte
- Erfassung der Beanspruchungen aus Temperatur
- Untersuchung der Lastabtragung

Arbeitspaket 2:

Anpassung der gewonnenen Daten zum Einsatz in verschiedenen Anwendungsgebieten

- Erstellung von Lastfolgen

Arbeitspaket 3:

Untersuchung des Ermüdungsrisswachstums

- Ermittlung von Mindestrisslängen, bei denen Risswachstum beginnt.
- Bestimmung der kritischen Risslängen, bei denen Versagen eintritt.
- Untersuchung des Ermüdungsrisswachstums zur Zuordnung von Einwirkung und Schädigung sowie zur Bestimmung von Restlebensdauern.

Auf die angeführten Bearbeitungsschritte und Ergebnisse (im Falle des Arbeitspakets 3) wird in dieser Arbeit näher eingegangen und die Fragestellungen aus dem Projekt **triple_T** zudem um die Dauerfestigkeit von Schienen erweitert.

0.4 Interaktion Fahrzeug - Fahrweg

Wie eingangs bereits erwähnt handelt es sich sowohl beim Fahrweg als auch bei den Fahrzeugen um Vielparametersysteme, deren Charakteristika meist nicht genau bekannt sind. Dies führt zu der besonderen Herausforderung, der Realität entsprechende Lastannahmen zu treffen. Während die statische Radlast ausschließlich vom Fahrzeuggewicht und der grundlegenden Fahrzeugkonstruktion (Anzahl der Achsen) abhängt und somit auch mehr oder weniger einfach bestimmt werden kann, werden dynamische Radlasten (die tatsächliche Beanspruchung des Fahrwegs) von vielen Parametern beeinflusst.

Die folgende Liste soll einige Punkte anführen, welche die dynamischen Radlasten und in weiterer Folge die Spannungen in der Schiene maßgeblich beeinflussen können:

Fahrzeug

Fahrzeugkonstruktion

Verwindesteifigkeit, Ausdrehmomente

Drehgestellkonstruktion

Radstand, Federung, Dämpfung

Instandhaltung

hier vor allem Raddefekte (Unrundheiten, Flachstellen)

Fahrweg

Oberbaukonstruktion

Fahrwegtyp, Schwellen bzw. Stützpunkte, Schienenprofil, Befestigungen

Schienen-Verbindungstechnik

Schweißungen (Art und Qualität der Ausführung), Isolierstöße oder herkömmliche Laschenstöße

Trassierung

Bogenhalbmesser ($R \ll$ bis $R \infty$) bzw. Veränderung des Bogenhalbmessers (Übergangsbogen), Überhöhung, Längsneigung etc.

Elastizität des Oberbaus

Bettungsmodul des Gleises als Gesamtbeschreibung und Zusammenfassung der verschiedenen Elastizitäten im Schottergleis (Zwischenlage, Schotterbett, Oberbauschichten und Untergrund) bzw. Stützpunktsteifigkeit sowie Lagerungen in den anderen Koordinatenrichtungen (Längsverschiebewiderstand und Durchschubwiderstand sowie Querverschiebewiderstand, bzw. entsprechende Widerstände bei der Festen Fahrbahn).

Gleichmäßigkeit des Oberbaus

Homogenität der Lagerung (gleichmäßige Unterstopfung bzw. Hohllagen etc. beziehungsweise gleichmäßige dynamische Eigenschaften der Stützpunktelastizitäten)

Interaktion zwischen Fahrzeug und Fahrweg

Geometrie

Einbauneigung der Schienen, Spurweite, Spurmaß, Profilform der Schiene, Radprofil, Verschleißzustand von Rad und Schiene etc.

Fahrdynamik

Fahrgeschwindigkeiten, Beschleunigungen und Verzögerungen, sowie Längsdynamik im Zugverband. Beeinflussung durch die Gleislagequalität (vorangegangene Fehlstellen) bzw. durch RCF Schäden (Einbringen von zusätzlicher Dynamik)

Rad-Schiene Kontakt

Lage des Berührungspunktes, Zustand der Berührflächen (Oberflächenrauigkeiten), Reibwerte

Zu der Herausforderung der Behandlung eines Vielparametersystems kommt noch die Tatsache hinzu, dass die Eigenschaften dieses Systems ständig variieren, aber auch der Fahrzeuglauf von einer gewissen Zufälligkeit⁴ geprägt ist. Auch muss darauf hingewiesen werden, dass die Eigenschaften hinsichtlich Steifigkeit sowohl beim Schotteroberbau als auch bei Feste-Fahrbahn-Systemen stark von den Witterungsbedingungen (im Speziellen der Temperatur) abhängen können.

Erschwerend kommt hinzu, dass die statischen Radlasten einerseits nicht bekannt sind und andererseits von Tag zu Tag variieren. Auch wenn es sich bei der Eisenbahn um einen fahrplangebundenen Betrieb handelt, ist jeden Tag von unterschiedlichen Radlasten auszugehen, da auch bei gleicher Zugzusammensetzung mit unterschiedlichen Beladungszuständen gerechnet werden muss. Gleichermaßen ist festzustellen, dass, obwohl die Fahrzeuggewichte sowohl bei der Ermittlung der Bremsleistung als auch der Berechnung des Infrastrukturbenützungsentgelts benötigt werden, diese Informationen bislang von Fahrwegabteilungen nicht verwendet werden können.

Diese Schwierigkeiten im Umgang mit den Rad-Schiene Kräften können auch als Begründung für die beiden deutlich unterschiedlichen Herangehensweisen bei der Behandlung von Themen hinsichtlich der Bruchsicherheit von Schienen (Vorschriftenwesen⁵ und Forschungsarbeiten⁶) herangezogen werden. Auch die Lücke zwischen täglichem Einsatz bei den Bahnen und Forschung kann damit erklärt werden.

⁴ „gewisse Zufälligkeit“ in dem Sinne, dass die Fahrzeugeigenschaften sehr wohl einen Einfluss auf die Fahrzeugreaktion haben, sich – wie Stephanides (Stephanides 2008) zeigt – Fahrzeuge des selben Typs an einer bestimmten Stelle jeweils ähnlich verhalten, auch wenn die tatsächlichen Beanspruchungen weiter streuen.

⁵ Verwendung einer maximalen dynamischen Radlast, welche unter Zuhilfenahme von statistischen Verfahren aus einer statischen Radlast gewonnen wird und ein ganzes Radlastkollektiv abdeckt (Kollektivhöchstwert) (vgl. Eisenmann 1977).

⁶ In der Regel: Verwendung von ausgewählten dynamischen Radlasten, welche nicht zwingendermaßen zu einem Lastkollektiv gehören müssen. Sehr oft müssen für die Berechnungen starke Vereinfachungen getroffen werden.

0.5 Die Methodik

Zu Beginn dieser Arbeit musste ein Weg gefunden werden, mit welchem möglichst realistische Lastannahmen mit einer praktikablen Auswertung und Berechnung der abzuhandelnden Fragestellungen verknüpft werden können. Die Lösung wurde in der Verwendung des sogenannten „Einheitslastenansatzes“ gefunden, welcher in der Automobilindustrie sehr häufig zum Einsatz kommt (vgl. Atamer et al. 2008). Mit diesem Ansatz können sehr umfangreiche und uneinheitliche Lastkollektive auf einfache Art und Weise behandelt werden.

Somit ergibt sich die folgende Methodik:

- 1) Berechnung der Schienenspannungen mit einem quasistatischen FE-Modell unter Verwendung von gemessenen, dynamischen Radlasten.
 - 2) Verwendung der Schienenspannungen für die Berechnung von kritischen Rissgrößen unter Variation von Temperatur und Eigenspannungen der Schiene.
 - 3) Ermittlung der Spannungsschwingbreiten und Analyse des Ermüdungsrisswachstums basierend auf elementaren Zusammenhängen der Bruchmechanik sowie Festlegungen aus der EN 13674.
 - 4) Untersuchung der „Dauerfestigkeit“ von Schienen unter Verwendung von Wechselfestigkeiten des Schienenstahls R260.
- Ad1) Die Verwendung eines quasistatischen FE-Modells⁷ für die Berechnung der Schienenbeanspruchung erlaubt die Ermittlung der Spannungen über den gesamten Querschnitt mit einem vertretbaren Rechenaufwand. Über die Variation von verschiedenen Laststellungen können für verschiedene Drehgestelle die maximalen und minimalen Schienenspannungen (aus Einheitslasten) und in weiterer Folge durch eine Rainflow-Klassierung die Spannungsschwingbreiten ermittelt werden.
- Quasistatische Modelle können für diese dynamischen Fragestellungen verwendet werden, da sich an der prinzipiellen Lastabtragung mit

⁷ Das in dieser Arbeit verwendete Modell soll einen schweren Schotteroberbau (Schiene 60E1 und Betonschwellen B70W) nachbilden. Dies folgt der aus einer umfangreichen Studie heraus folgenden Festlegung der Schweizerischen Bundesbahnen SBB, im Freien prinzipiell den Schotteroberbau als Fahrbahnssystem der Wahl zu verwenden (Steinegger et al 2005).

ansteigender Geschwindigkeit keine Veränderung ergibt. So wurde in der Vergangenheit bei Messkampagnen mehrfach festgestellt, dass die Biegelinien des Gleisrosts bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten keine Änderungen ihrer Form erfahren (Eisenmann 1977).

Natürlich wäre die Verwendung eines dynamischen Modells wünschenswert, jedoch können diese aufgrund der Komplexität der Fahrzeug-Fahrweg Interaktionen noch nicht mit einem vertretbaren Aufwand betrieben werden. Beispielsweise wurde auch für die bruchmechanische Berechnung des ICE Radreifenbruchs in Eschede ein quasi-statisches Modell herangezogen (Richard et al 2004[2]).

Die Dynamik⁸ findet über im Gleis gemessene Radlasten Eingang in die Berechnungen. Diese gemessenen Daten - im einen Fall ca. 8.000 Achsüberfahrten und im zweiten Fall ca. 14.000 Achsüberfahrten - sind in der Lage, bessere Belastungs-Eingangsdaten zu liefern, als es mit einer Simulation in diesem Umfang derzeit möglich wäre. Durch Kombination von Rechnung und Messung kann ein sehr realistisches Bild der Einwirkungen gewonnen werden.

- Ad2) Für die Ermittlung von kritischen Risstiefen wurden mehrere Ansätze aus der Literatur verwendet. Auch wurde die Bruchmechanik-Software „Nasgro“ des Southwest Research Institute in Dallas (TX/USA) für Berechnungen herangezogen.
- Ad3) Die Untersuchung des Ermüdungsrisswachstums erfolgte nach den grundlegenden Zusammenhängen, welche durch das Paris-Gesetz gut beschrieben werden können. Dessen Konstanten wurden aus den Festlegungen der Schienennorm EN13674:2008 gewonnen, womit sichergestellt werden soll, dass bei der Beurteilung des Schädigungsverhaltens konservative Annahmen hinsichtlich des Materialwiderstands herangezogen werden. Auf die Verwendung von Ansätzen, welche Verzögerungseffekte in Rechnung stellen können, wurde verzichtet, d.h. es kam die lineare „bruchmechanische“ Schadensakkumulation zur Anwendung. Dies ist bei derartigen Untersuchungen üblich (Richard et al 2004[2]) und kann durch die vielen Unwägbarkeiten bzw. zu treffenden Annahmen in der grundlegenden Berechnung argumentiert werden.

⁸ Mit dem Schlagwort „Dynamik“ wird hier der Unterschied der einwirkenden (gemessenen) Radlast von der statischen Radlast bezeichnet. Dieser kann das Ergebnis von Fahrzeugbewegungen oder von Raddefekten – generell von allen sich aus der Fahrzeugbewegung ergebenden Erscheinungen – sein.

Ad4) Bei der Untersuchung der „Dauerfestigkeit“ von Eisenbahnschienen, welche im eigentlichen Sinn eine Gestaltfestigkeit darstellt, wurden im Gegensatz zu den derzeit üblicherweise verwendeten Werten reine Materialkennwerte (die Wechselfestigkeit des Schienenstahles R260) herangezogen. Gegenwärtig basieren alle Festlegungen zu diesem Thema auf Bauteilversuchen, welche primär in den 1970er und 1980er Jahren durchgeführt wurden und deren Randbedingungen nicht in jeden Fall gut bekannt sind.

1 Die Schiene im System Oberbau

1.1 Die Schiene

1.1.1 Das Anforderungsprofil

Die Anforderungen, welche ein moderner Eisenbahnbetrieb an Schienen stellt, sind enorm. Im modernen Hochleistungsverkehr werden Radsätze mit mehr als 20t Achslast mit bis zu 250 Stundenkilometern über das Gleisnetz bewegt. Im Hochgeschwindigkeitsverkehr werden in Europa noch höhere Geschwindigkeiten von bis zu 350 Stundenkilometern erreicht, als Ausgleich jedoch mit verringerten Achslasten. Der Schwerlastverkehr, welcher in der Regel außerhalb Europas stattfindet, wird durch Achslasten von bis zu 35t bei geringeren Geschwindigkeiten geprägt. Alle diese – in der Aufzählung bislang ausschließlich vertikalen – Kräfte müssen über Berührflächen in der Größenordnung einer Euro-Münze übertragen werden. Hinzu kommen noch horizontale Kräfte in Querrichtung, welche immer auftreten, aber speziell bei der Kurvenfahrt nennenswerte Größenordnungen erreichen können und horizontale Kräfte in Längsrichtung aus Beschleunigung und Verzögerung des Zugverbandes.

Nur durch eine moderne Schientechnik kann unter diesen Betriebsbedingungen ein sicherer und leistungsfähiger Eisenbahnbetrieb gewährleistet werden. Nur wenige Hersteller sind in der Lage höchstqualitative Schienen in naturharter, wärmebehandelter oder hochlegierter Güte in Längen von bis zu 120 Metern herzustellen.

1.1.2 Das Schienenprofil

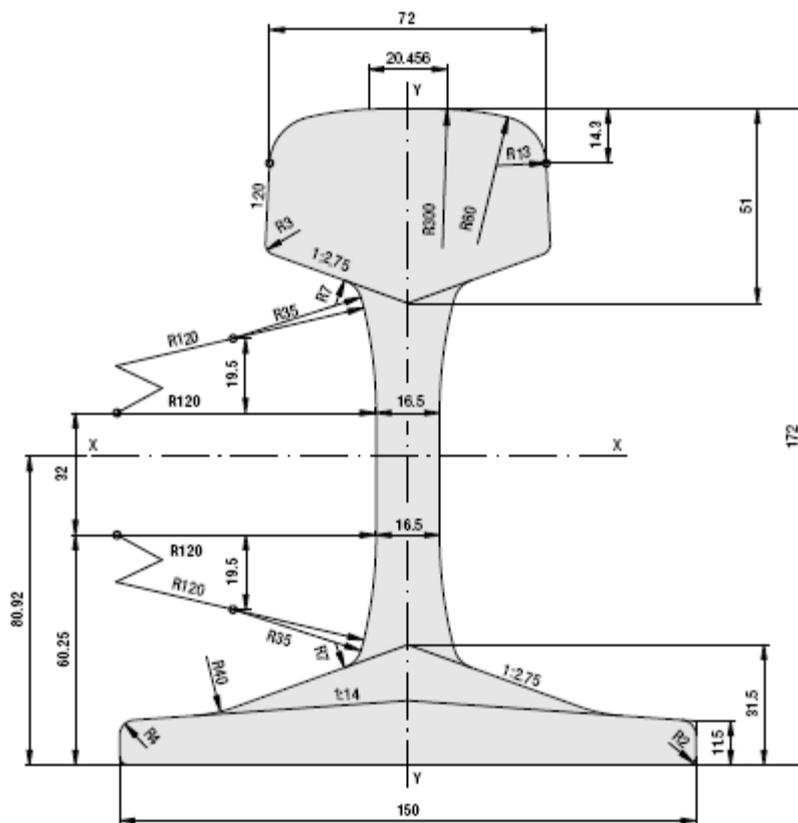
Als Schienenprofil wird die äußere Querschnittsform der Schiene bezeichnet. Für Vollbahnen kommen auf der ganzen Welt Vignolschienen zum Einsatz, welche aus einem breiten Schienenfuß, einem schlanken Schienensteg und dem Schienenkopf bestehen. Während der Schienenkopf für die meisten Profile relativ einheitlich gestaltet ist (die Auswirkungen kleinster Änderungen auf die Laufeigenschaften von Fahrzeugen dürfen nicht unterschätzt werden), gibt es für den Schienensteg (Höhe) und den Schienenfuß (Breite) eine große Vielfalt. Mit der Steigerung der zulässigen Achslasten mussten sich auch die Schienenprofile in Richtung höherer Trägheits- und Widerstandsmomente weiterentwickeln, um die Schienenspannungen wieder auf ein ertragbares Maß zu reduzieren. Die wirksamste Erhöhung des Trägheits- und

Widerstandsmoments kann durch eine Vergrößerung der Querschnittshöhe erzielt werden. Damit geht auch eine Zunahme des Metergewichts von Schienen einher. Waren in der Mitte des 20. Jahrhunderts Schienen mit 49 Kilogramm Metergewicht Standard, so sind auf hochbelasteten Strecken Europas Schienen mit einem Gewicht von 60kg je Laufmeter Stand der Technik. Im Schwerlastverkehr sind noch schwerere Profile im Einsatz.

Es versteht sich von selbst, dass auch Schienenprofile genormt sind (EN-Profile, AREA-Profile). Nachfolgend abgebildet ist die Schiene 60E1 gem. EN13674:2008, welche auch Gegenstand dieser Arbeit ist.

60E1 (UIC60, SBBVI)

VIGNOLSCHIENEN, FLAT BOTTOM RAILS



MA S S E / M A S S		60.21 kg/m	AUSGABE / EDITION	03.2004
FLÄCHE / AREA		78.70 cm ²	MASSSTAB / SCALE	1:1.2
TRÄGHEITSMOMENT / MOMENT OF INERTIA	X-X	3038.3 cm ⁴		
	Y-Y	512.3 cm ⁴		
WIDERSTANDSMOMENT / SECTION MODULUS	X-X Kopf / Head	333.6 cm ³		
	X-X Fuß / Base	375.5 cm ³		
	Y-Y Achse / Axis	88.3 cm ³		
			BLATTNUMMER / NUMBER OF SHEET	VI-S100

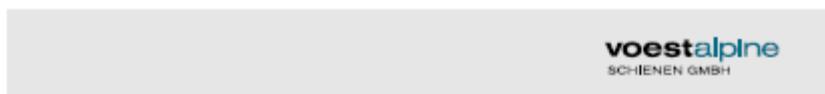


Abbildung 1: Schiene 60E1 (Quelle: voestalpine 2009 [1])

1.1.3 Chemische Zusammensetzung, Gefüge und Gleisperformance

Die chemische Zusammensetzung von Eisenbahnschienen ist ebenfalls in der Schienennorm EN 13674 geregelt. Insgesamt sind sieben unterschiedliche Stahlgüten spezifiziert, beginnend vom „R200“ (einer naturharten, heute kaum mehr verwendeten Stahlgüte) bis zur wärmebehandelten Güte „R350LHT“. Zusätzlich zu diesen sieben genormten Stahlgüten haben die meisten Schienenhersteller auch weitere Schienenstähle im Produktportfolio, mit welchen vor allem (aber nicht nur) der Heavy-Haul Markt außerhalb Europas bedient wird.

Tabelle 4 zeigt die Festlegungen der europäischen Norm EN13674:2008 hinsichtlich zulässiger chemischer Zusammensetzung der Stähle und hinsichtlich mechanischer Kennwerte. Es zeigt sich, dass Schienenstähle einen Kohlenstoffgehalt von 0,4% bis 0,8%, Siliziumgehalte zwischen 0,15% und 1,10% sowie Mangangehalte zwischen 0,70% und 1,70% aufweisen. Im Fall von legierten Schienen wird auch das Legierungselement Chrom zugesetzt.

Rail Grades acc. EN 13674-1

grade	chemical composition (%)						mechanical data		
	C	Si	Mn	P _{max}	S	Cr	R _m [MPa] min	A ₅ [%] min	hardness [HB]
200	0,40-0,60	0,15-0,58	0,70-1,20	0,035	0,08-0,035		680	14	200-240
220	0,50-0,60	0,20-0,60	1,00-1,25	0,025	0,08-0,025		770	12	220-260
260	0,62-0,80	0,15-0,58	0,70-1,20	0,025	0,08-0,025		880	10	260-300
260Mn	0,55-0,75	0,15-0,60	1,30-1,70	0,025	0,08-0,025		880	10	260-300
320Cr	0,60-0,80	0,50-1,10	0,80-1,20	0,020	0,08-0,025	0,80-1,20	1080	9	320-360
350HT	0,72-0,80	0,15-0,58	0,70-1,20	0,020	0,08-0,025		1175	9	350-390
350LHT	0,72-0,80	0,15-0,58	0,70-1,20	0,020	0,08-0,025	<0,30	1175	9	350-390

Tabelle 4: Chemische Zusammensetzung der Schienenstähle gem. EN13674:2008

Naturharte Schienen weisen ein perlitisches Gefüge auf. Perlit ist ein zweiphasiges Gefüge, bei welchem Zementit in Ferritkristalle eingelagert wird. Der lamellare Abstand in diesem Gefüge bestimmt im Wesentlichen die Festigkeits- und Verschleißigenschaften des Stahles.

Genau diese Zusammenhänge macht man sich bei der Wärmebehandlung zu Nutze, indem durch einen beschleunigten Abkühlvorgang ein feinperlitisches Gefüge erzeugt wird. Dieses Gefüge zeichnet sich auf Grund der so erzeugten höheren Festigkeit und Verschleißfestigkeit durch eine wesentlich verbesserte Gleisperformance⁹ aus (Girsch et al 2005). Es sei auch ausdrücklich darauf

⁹ Basierend auf den Ergebnissen von mehreren Gleistests bei der Deutschen Bahn (Radienbereiche bis 3.300 m), bei welchen Verschleiß und Rissfortschritt betrachtet wurden, kann auf eine um beinahe den Faktor 3 verlängerte Liegedauer von HSH Schienen geschlossen

hingewiesen, dass mit der Wärmebehandlung keine „Versprödung“ des Materials einher geht, welche gerne mit dem Begriff Härtung oder Wärmebehandlung assoziiert wird¹⁰. Im Gegenteil, auch die Zähigkeitseigenschaften steigen nach einer Wärmebehandlung an. In diesem Zusammenhang schreibt Esveld: *„Compared to alloying, heat treatment has the big advantage that toughness is also improved.“* (Esveld 2001)

Neben diesen beiden Gefügen (Schienenstählen) sind auch noch legierte Schienen (R320Cr) in großflächigem Einsatz, welche in ihrer Gleisperformance zwischen naturharten und wärmebehandelten Schienen rangieren (Pointner 2000). Jedoch sind mit diesen Stahlgüten die Probleme einer erhöhten Schweißempfindlichkeit und einer verringerten Bruchzähigkeit verbunden (Lichtberger 2003).

Die nach ihrem Gefüge benannten „bainitischen Schienen“, welche herausragende RCF Eigenschaften besitzen sollen, befinden sich noch in Entwicklung. In ersten Gleistests konnten vielversprechende Ergebnisse erzielt und nachgewiesen werden (Girsch/Heyder 2003). Ziel der laufenden Entwicklungsarbeit soll eine großindustrielle Produktion dieser Schienen zu marktfähigen Konditionen sein (vgl. Lichtberger 2003).

1.1.4 Mechanische Eigenschaften

Hinsichtlich der mechanischen Eigenschaften seien hier insbesondere die Zugfestigkeit, die Bruchdehnung und die (Brinell-) Härte der Schienen erwähnt. Die in der Schienennorm EN13674 geforderten Mindestwerte können ebenfalls der Tabelle 4 entnommen werden.

Zusätzlich werden von Schienen im Rahmen der Qualifizierungsprüfungen (EN 13674:2008) weitere mechanische Eigenschaften gefordert. Neben einem Erreichen einer bestimmten (für alle Stahlgüten einheitlichen) Wechselfestigkeit müssen weiters bestimmte Bruchzähigkeiten und Risswachstumswiderstände erreicht bzw. nachgewiesen werden.

Für weitere Informationen wird einerseits auf die entsprechende Schienennorm und andererseits auf die folgenden Kapitel verwiesen.

werden. Gemeinschaftliche Forschungsarbeit der Deutschen Bahn und der voestalpine Schienen GmbH (Gisch et al 2005).

¹⁰ Aus diesem Grund präferieren die Schienenhersteller den Begriff „wärmebehandelte Schienen“ anstelle von „kopfgehärtete Schienen“.

1.1.5 Eigenspannungen

Schienen sind mit Eigenspannungen¹¹ behaftet, welche sich aus der Produktion ergeben: Zum Einen ist der Abkühlvorgang auf dem Kühlbett für die Entstehung von Eigenspannungen verantwortlich, zum Anderen werden beim Richtvorgang Eigenspannungen in die Schienen eingebracht.

Bei Vignolschienen konzentriert sich die Masse auf den Schienenkopf und die Mitte des Schienenfußes. Dies hat zur Folge, dass der Abkühlungsprozess in diesen Bereichen einen längeren Zeitraum in Anspruch nimmt als in den Schienenfußrändern und im Schienensteg. Da Temperatureinwirkungen immer mit einer Längenänderung verbunden sind, hat dies zur Folge, dass „[...] in den sich zuerst abkühlenden Zonen Druckspannungen und in den sich zuletzt abkühlenden Bereichen Zugspannungen entstehen.“ (Kopp 1970). Somit ergeben sich in den Schienenfußrändern und im Schienensteg Druckeigenspannungen und im Schienenkopf und in Schienenfußmitte Zugeigenspannungen. Diese Zusammenhänge sind in der folgenden Abbildung visuell klar ersichtlich: Auf dieser Fotografie von Schienen auf dem Kühlbett können die unterschiedlichen Temperaturen über den Schienenquerschnitt sehr gut festgestellt werden

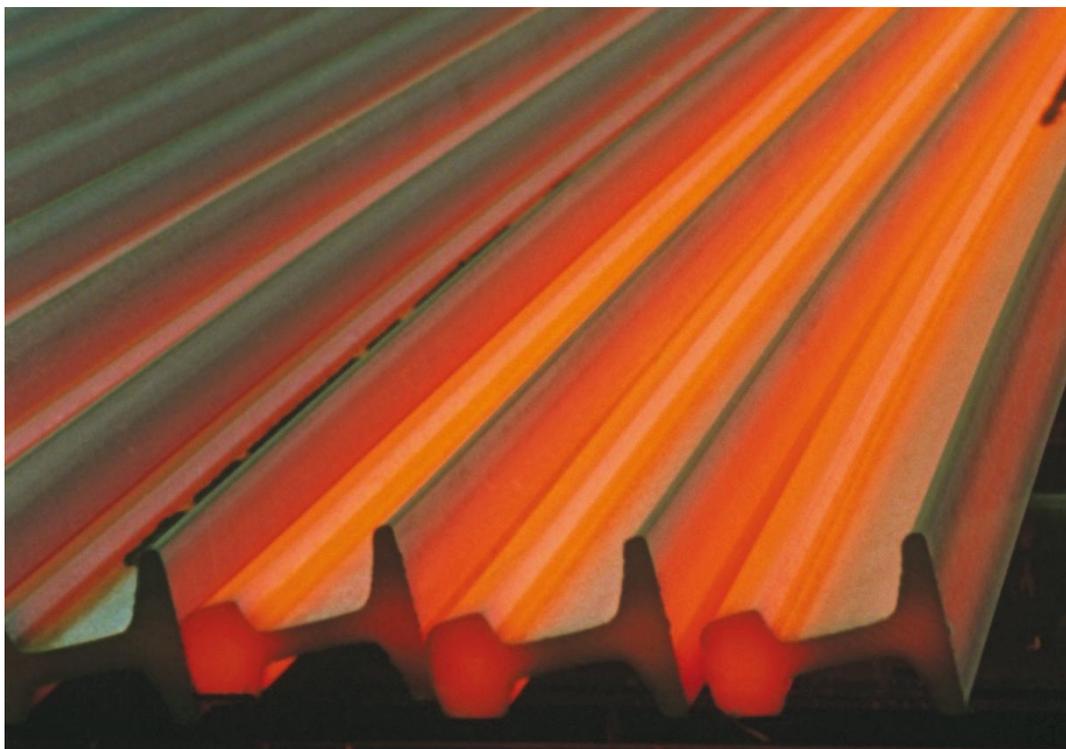


Abbildung 2: Unterschiedliche Querschnittstemperaturen
(Quelle: voestalpine 2008)

¹¹ Es wird in Makroeigenspannungen und in Mikroigenspannungen unterschieden. (vgl. Kopp 1970). Im Rahmen dieser Arbeit werden nur Makroeigenspannungen betrachtet.

Ab einer Temperatur von etwa 50°C werden Schienen in einer vertikalen und horizontalen Rollenrichtmaschine gerichtet, um die geforderte Geradheit (vgl. EN13674:2008) der Schienen herzustellen. Beim Richtprozess erfährt die Schiene eine „[...] *elastisch-plastische Biegung in wechselnder Richtung. An der Fahrfläche und im mittleren Bereich der Schienenfußunterseite können die Zugspannungen die halbe Streckgrenze erreichen.*“ (Lichtberger 2003) Durch besondere Maßnahmen im Bereich der Rollenrichtmaschine können die Eigenspannungen erheblich reduziert werden. Abbildung 3 zeigt die Ergebnisse einer Optimierung des Richtvorganges. Heute werden für Schienen des Profils 60E1 mit der Stahlgüte R260 maximale Längseigenspannungen in der Mitte der Schienenfußunterseite von ca. 100 MPa erreicht. Der in der europäischen Normung festgelegte Grenzwert für Längseigenspannungen beträgt in Schienenfußmitte 250 [MPa] (EN13674:2008).

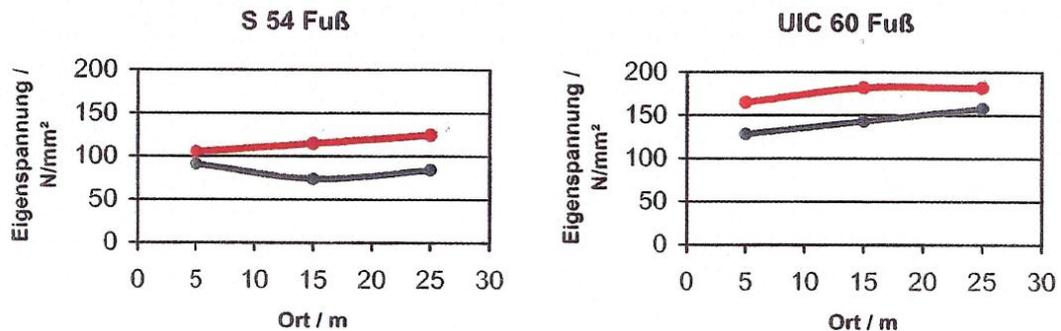


Abbildung 3: Optimiertes Rollenrichten (grau) (Quelle Guerike et al 2001)

Auf den folgenden Seiten zeigen die Abbildung 4 die Verteilung der Eigenspannungen über die Schienenoberfläche einer Schiene S54 und Abbildung 5 die Verteilung der Eigenspannungen über den Schienenquerschnitt. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass sich die Eigenspannungen nicht nur über dem Schienenquerschnitt verteilen, sondern wie Abbildung 3 zeigt, auch in Längsrichtung der Schienen unterschiedliche Größenordnungen annehmen.

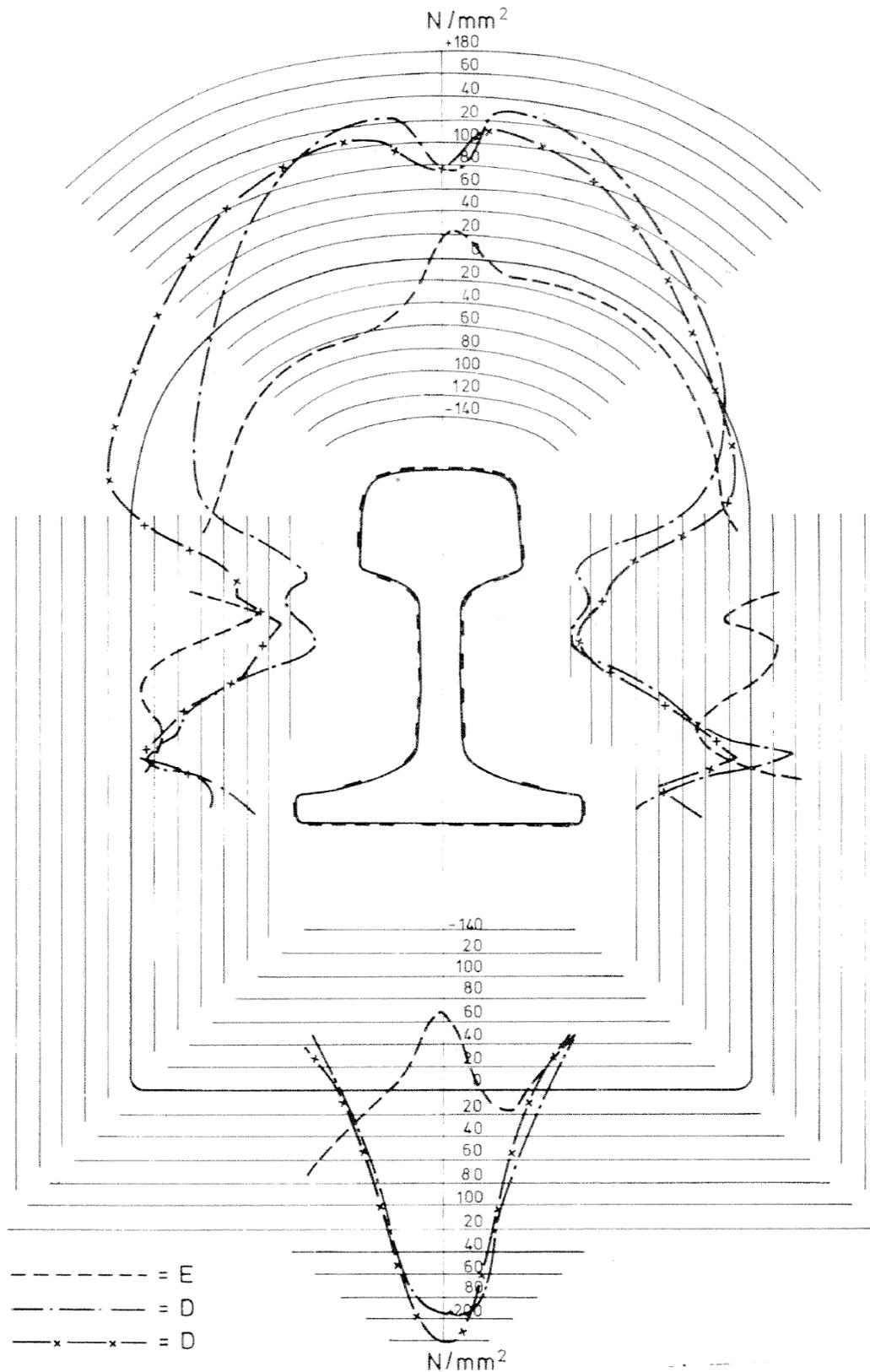


Abbildung 4: Eigenspannungen über der Schienenoberfläche Darstellung von naturharten Schienen unterschiedlicher Herstellungsverfahren (E), (D) (Quelle Birmann 1977)

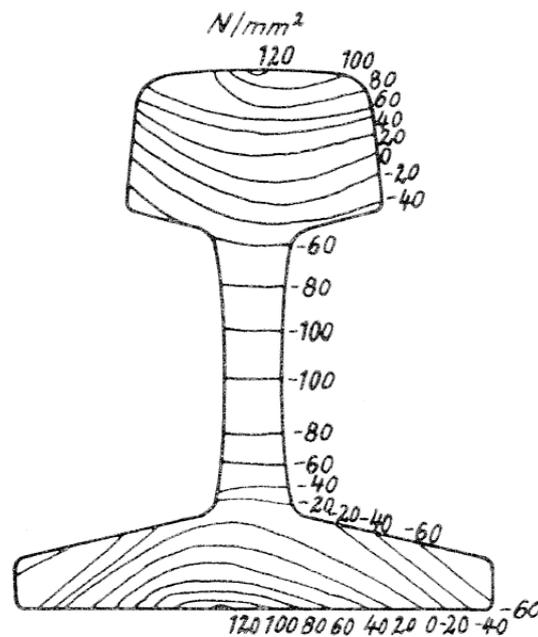


Abbildung 5: Eigenspannungen über den Schienenquerschnitt
(Quelle Eisenmann 1977)

Auch erfährt die Schiene im Eisenbahnbetrieb eine Änderung des Eigenspannungszustandes im Bereich des Schienenkopfes. Aus den ursprünglichen Zugeigenspannungen werden Druckeigenspannungen, wie in Abbildung 6 dargestellt. Daher ist bei Schienen im Gleis immer von hohen Druckeigenspannungen im Nahbereich des Schienenkopfes (der Fahrfläche) auszugehen.

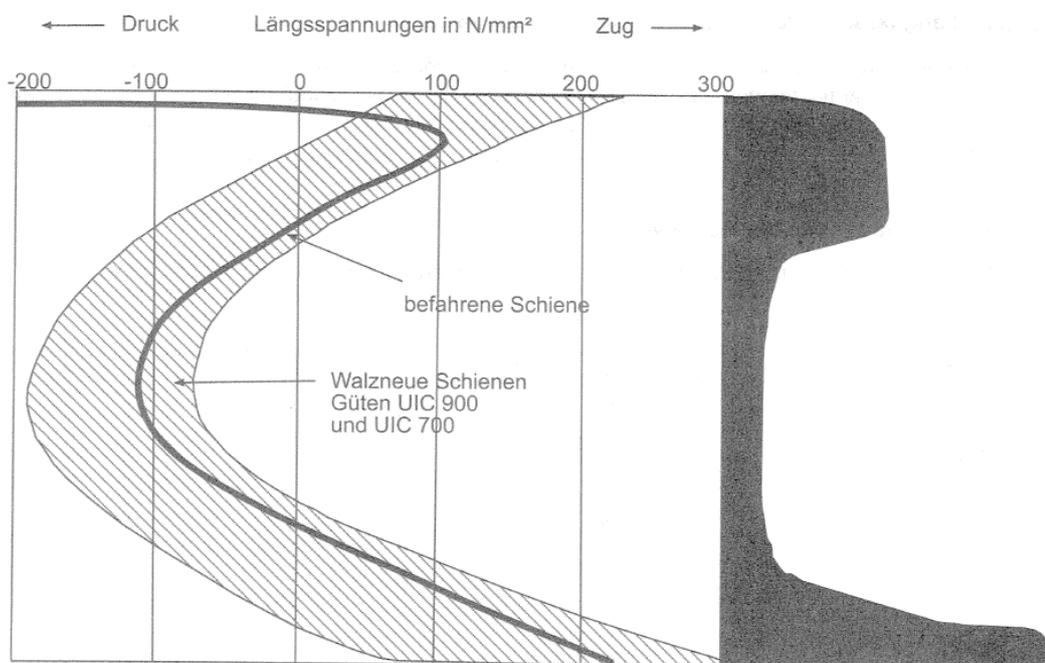


Abbildung 6: Änderung der Eigenspannungen im Betrieb
(Quelle Lichtberger 2003)

1.1.6 Ergänzende Bemerkungen

Aus der Verteilung der Eigenspannungen über den Schienenquerschnitt wird klar ersichtlich, dass ein und dieselbe lokale Beanspruchung an der Schiene je nach dem Ort ihres Einwirkens unterschiedliche Auswirkungen haben kann. Speziell kann eine geringere Spannung an einer Stelle mit Zugeigenspannungen kritischer sein, als eine vergleichbar höhere Spannung in Kombination mit Druckeigenspannungen. Auf diesen Zusammenhang wird in den folgenden Kapiteln nochmals eingegangen.

Ein weiterer erwähnenswerter Punkt ist, dass die unterschiedlichen Abkühlgeschwindigkeiten über den Schienenquerschnitt auch leichte Gefügeunterschiede zur Folge haben können. Da für die mechanischen Prüfungen die Prüflinge prinzipiell aus dem massigen Schienenkopf entnommen werden, welcher bei naturharten Schienen etwas langsamer abkühlt, kann davon ausgegangen werden, dass die schneller abkühlenden Bereiche neben positiven Druckeigenspannungen auch etwas höhere Festigkeiten aufweisen.

Somit kann bei einer näheren Betrachtung festgestellt werden, dass zu den grundsätzlichen Problemen der korrekten Erfassung der Einwirkungen auch noch gewisse über den Schienenquerschnitt verteilte Ungleichmäßigkeiten des Materialwiderstands hinzukommen. Dieser Tatsache sollte auch im Normungswesen Rechnung getragen werden.

1.2 Wirkungsweisen der Schiene

Die Schiene hat im System Oberbau die beiden Funktionen *Fahrbahn*, welche die Lasten der Fahrzeuge aufzunehmen hat und die Spurführung zu gewährleisten hat, und *Träger*, der die Lasten auf mehrere Schwellen und in weiterer Folge über das Schotterbett in den Untergrund abzutragen hat.

Nachdem die beiden maßgeblichen Punkte bei der Betrachtung der Dauerhaftigkeit von Schienen (Schienenkopf- Rollkontaktermüdung und Schienenfuß – „Dauerfestigkeit“) diesen beiden Wirkungsweisen eindeutig zugeordnet werden können, dürfen auch diese beiden Wirkungsweisen unter Berücksichtigung der jeweiligen Randbedingungen ebenfalls in guter Näherung isoliert betrachtet werden.

Neben sehr alten auf Zusammenhängen der Technischen Mechanik basierenden Verfahren (vgl. DB 1992 *oder* Eisenmann 1977) kommen in der jüngeren Vergangenheit immer häufiger dynamische Modelle für die Behandlung von Fragestellungen des Gleises (RCF-Entstehung, Lärm und Erschütterungen etc.) zur Anwendung. Eine Übersicht über derartige Verfahren kann dem

„Handbuch Gleis“ (Lichtberger 2003), dem Buch „Modern Railway Track“ (Esveld 2001) oder ähnlicher Literatur entnommen werden. Für eine Dimensionierung des Oberbaus (Fragen der Ermüdungsfestigkeit) ist die Verwendung von quasistatischen Verfahren ausreichend (Lichtberger 2003).

1.2.1 Die Schiene als „Fahrbahn“

Die Verhältnisse im Rad Schiene Kontaktbereich können mit Hilfe der Technischen Mechanik in guter Näherung abgeschätzt werden (vgl. Hanna 1967). Unter Verwendung der Hertz'schen Formeln für die Flächenpressung und der Halbraumtheorie können die maximalen Beanspruchungen errechnet werden¹², welche in der Regel wenige Millimeter unter der Schienenoberfläche auftreten. Bei Vorhandensein von hohen Traktionskräften wandert der Punkt der größten Beanspruchung an die Oberfläche. Diese Zusammenhänge, welche in den Abbildungen 7 und 8 anschaulich dargestellt werden, können unter Verwendung modernster Verfahren bei der Berechnung der Beanspruchungen im Kontaktbereich nachgewiesen werden.

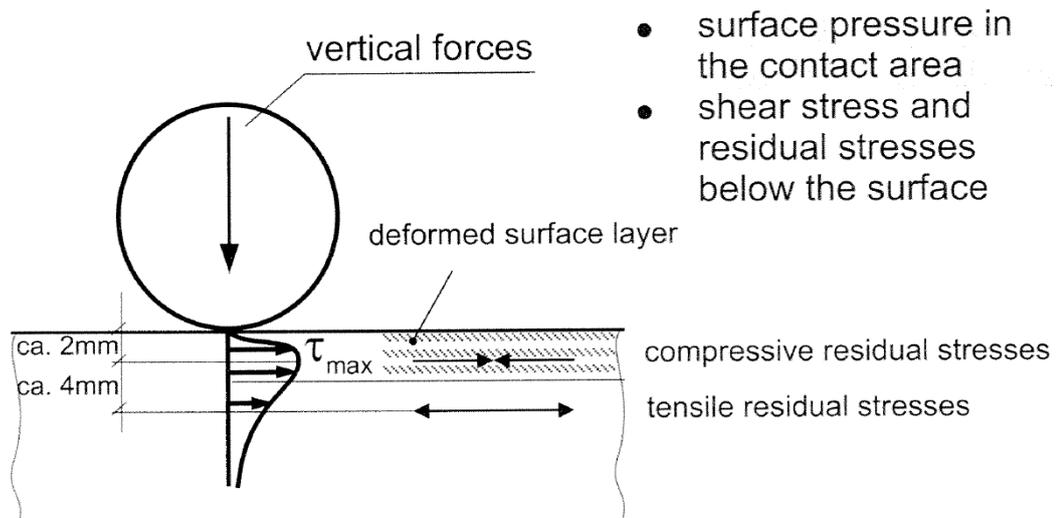


Abbildung 7: Schiene als „Fahrbahn“, reine Vertikalkräfte
(Quelle: Pointner 2003)

¹² Derzeit im Rahmen der Oberbauberechnung (DB 1992) in dieser Form vorgeschrieben

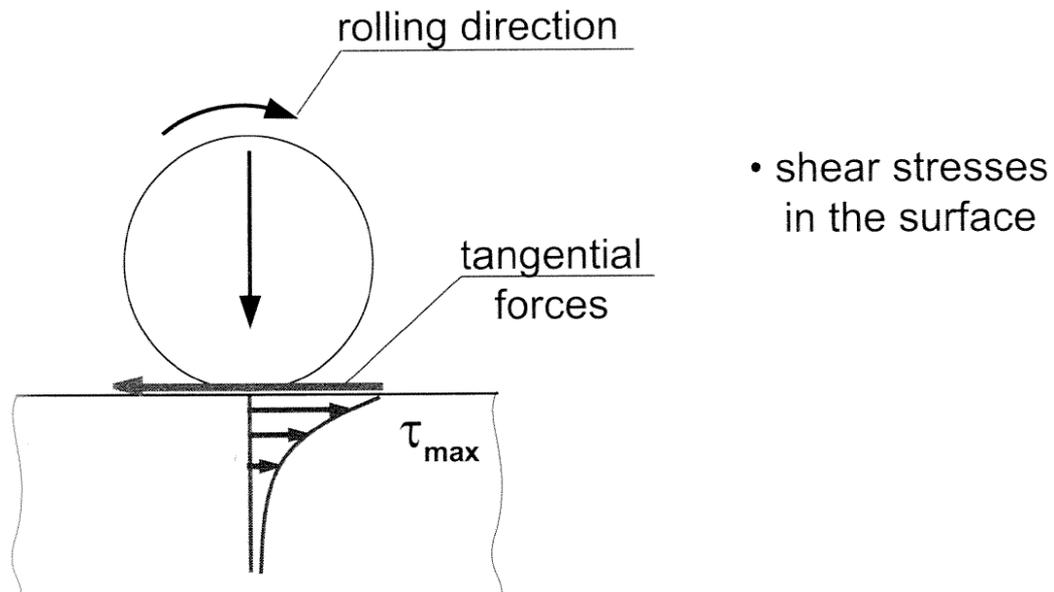


Abbildung 8: Schiene als „Fahrbahn“, Vertikal- und Tangentialkräfte
(Quelle: Pointner 2003)

Aus der von Johnson und Bower entwickelten Shakedown Map (Bower/Johnson 1991) geht hervor, dass mit zunehmender Tangentialkraft RCF-Schäden¹³ auch bei niedrigeren Spannungsniveaus entstehen können.

Die Wirkungsweise „Schiene als Fahrbahn“ hat deshalb Eingang in diese Arbeit, welche den Schienenfuß behandelt, gefunden, da nur mit einem definierten RCF Management¹⁴ (primär Schienenschleifen) das Liegedauerpotential von Schienen derart ausgeschöpft werden kann, dass die klassische „Dauerfestigkeit“ ein die Liegedauer begrenzender Faktor wird. Das Erreichen dieses Zustandes sollte aus Gründen der Wirtschaftlichkeit jedoch unbedingt angestrebt werden.

1.2.2 Die Schiene als „Träger“

Für ein funktionierendes System Oberbau ist eine gewisse Elastizität des Gleisrostes unbedingt erforderlich. Nur wenn der Schiene die Ausbildung einer Biegelinie erlaubt wird, ist diese in der Lage, die einwirkenden Lasten auf mehrere Schwellen (mehrere Stützpunkte) zu verteilen und die Beanspruchung auf darunter liegende Oberbauteile zu verringern. Diese Durchbiegung der Schiene induziert Biegespannungen im Schienenfuß, deren Errechnung die Aufgabe der Verfahren für den Fall „Schiene als Träger“ ist.

¹³ RCF Schäden sind üblicherweise Head Checks, Squats, Belgrospis etc. Eine Zusammenstellung kann in einem Aufsatz von René Heyder (Heyder 2002) gefunden werden.

¹⁴ Definierte Gütenstrategie und regelmäßiges auf die Schienengüte angepasstes Schienenschleifen, welches RCF Schäden bereits in sehr frühen Stadien entfernt.

Zur Berechnung der Spannungen im Schienenfuß kann das Verfahren von Zimmermann herangezogen werden. Dieses Verfahren ist in aktuellen Regelwerken vorgeschrieben (vgl. DB 1992) und liefert trotz einiger Vereinfachungen sehr gut mit der Praxis übereinstimmende Ergebnisse (vgl. Eisenmann 1977).

Neben weiteren Berechnungsmethoden¹⁵ kann die Ermittlung der Schienenspannungen auch mit der „Finite Element Methode“ durchgeführt werden, welche bei Kenntnis der Randbedingungen sehr gute Ergebnisse zu liefern in der Lage ist. Im Rahmen dieser Arbeit wurden derartige Verfahren angewendet. Für eine genaue Beschreibung wird auf Kapitel 3 verwiesen.

¹⁵ Eine Beschreibung dieser Methoden kann im Buch „Oberbauberechnung“ (Führer 1978) gefunden werden.

2 Lasten und Lastkollektive

2.1 Größenordnungen der Lasten

Schienen werden durch Lasten in vertikaler Richtung (so genannte Q-Kräfte) und horizontaler Richtung quer zur Gleisachse (so genannte Y-Kräfte) und durch Lasten in Längsrichtung beansprucht.

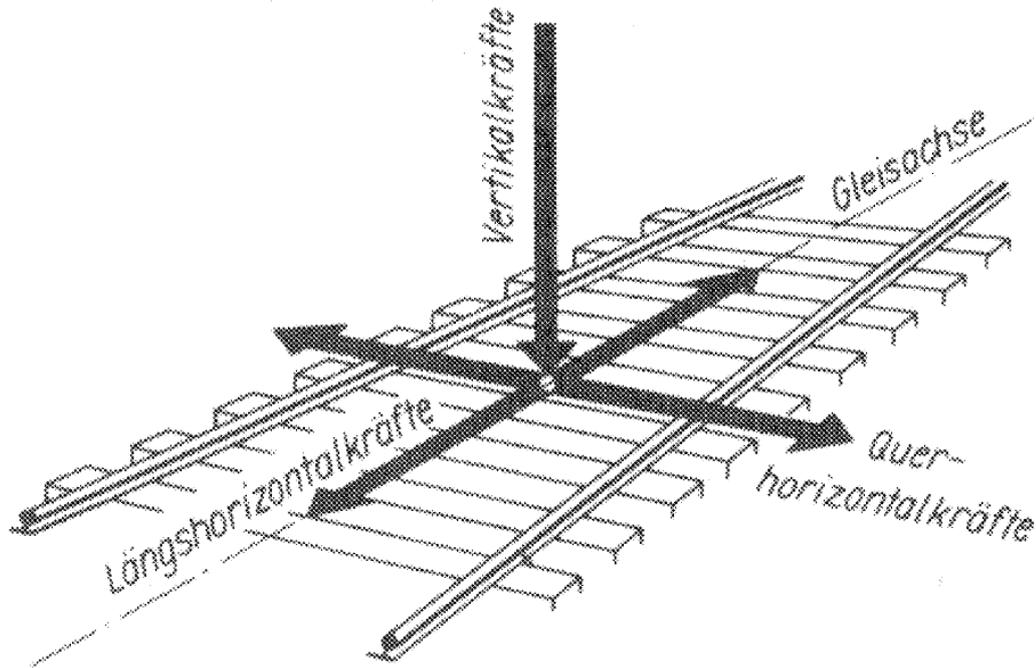


Abbildung 9: Schematische Darstellung der einwirkenden Kräfte
(Quelle: Führer 1978)

Die Q-Kräfte hängen im Wesentlichen von der Radsatzlast und dynamischen Effekten während der Zugsfahrt ab. Nennenswerte Y-Kräfte werden in der Regel während der Bogenfahrt durch das Fahrzeug auf die Schienen aufgebracht, treten wegen des Sinuslaufs der Fahrzeuge jedoch auch in der Geraden auf, wenngleich in geringerer Höhe. Während Beschleunigungs- und Bremsvorgängen der Züge werden auch Längskräfte auf den Gleisrost aufgebracht, welche über die Schwellen in den Untergrund abgetragen werden müssen. Größere Bedeutung als die Längskräfte, welche von Fahrzeugen auf das Gleis aufgebracht werden, haben jedoch Längskräfte und Längsspannungen, welche sich im durchgehend verschweißten Gleis infolge der behinderten Längsdehnung bei Temperaturänderung oder durch Längenänderungen von Brückentragwerken ergeben, sofern keine Schienenauszüge vorhanden sind. Außerdem können die in Kapitel 1 bereits behandelten Eigenspannungen den Längsbeanspruchungen von Eisenbahnschienen zugeordnet werden.

Größenordnungen von (maximalen) einwirkenden Lasten und Spannungen können der Literatur und einschlägigen Regelwerken entnommen werden. Im Folgenden wird auf die einzelnen Beanspruchungen kurz eingegangen.

Q-Kräfte

Mit Blick auf aktuelle *Regelwerke* können die einwirkenden dynamischen vertikalen Radkräfte für die Schienendimensionierung (99,7% Werte) mit Hilfe der Oberbauvorschrift der Deutschen Bahn (DB 1992) abgeschätzt werden. Neben einem Zuschlag von 20% für die Radkraftverlagerung bei Bogenfahrt und Schiefasten wird ein weiterer Zuschlag in Abhängigkeit der Gleislagequalität und der Fahrgeschwindigkeit in der Größenordnung von 45% bis 100% angesetzt.

In den TSI Infrastruktur (TSI 2007) bzw. den TSI für Fahrzeuge (TSI 2008) werden dynamische vertikale Radlasten von maximal 180 kN für die Bemessung des Oberbaus vorgeschrieben und in der UIC Vorschrift für die Fahrzeugzulassung (UIC 518 2003) werden als maximale vertikale Radlasten für eine erfolgreiche Zulassung Größenordnungen von 200 kN angegeben.

In der einschlägigen *Fachliteratur* geht Franz in einem Aufsatz in dem Buch „Handbuch Eisenbahninfrastruktur“ (Franz 2006) einen pragmatischeren Weg, indem er für die Bemessung einen Dynamikfaktor von 2,0 empfiehlt. Dies scheint insofern ein guter Ansatz zu sein, da die Verhältnisse im Gleis vorab nur schwer abgeschätzt werden können und sich anfänglich gute Verhältnisse im Lauf der Zeit deutlich verschlechtern können. Esveld gibt im Buch „Modern Railway Track“ (Esveld 2001) zwei Diagramme an, welche die Abhängigkeit der maximalen vertikalen dynamischen Radkräfte von der Fahrgeschwindigkeit und der Gleislagequalität angeben. Abbildungen 10 und 11 zeigen diese Diagramme. Ähnliche Werte können auch im Buch „Handbuch Gleis“ (Lichtberger 2003) gefunden werden.

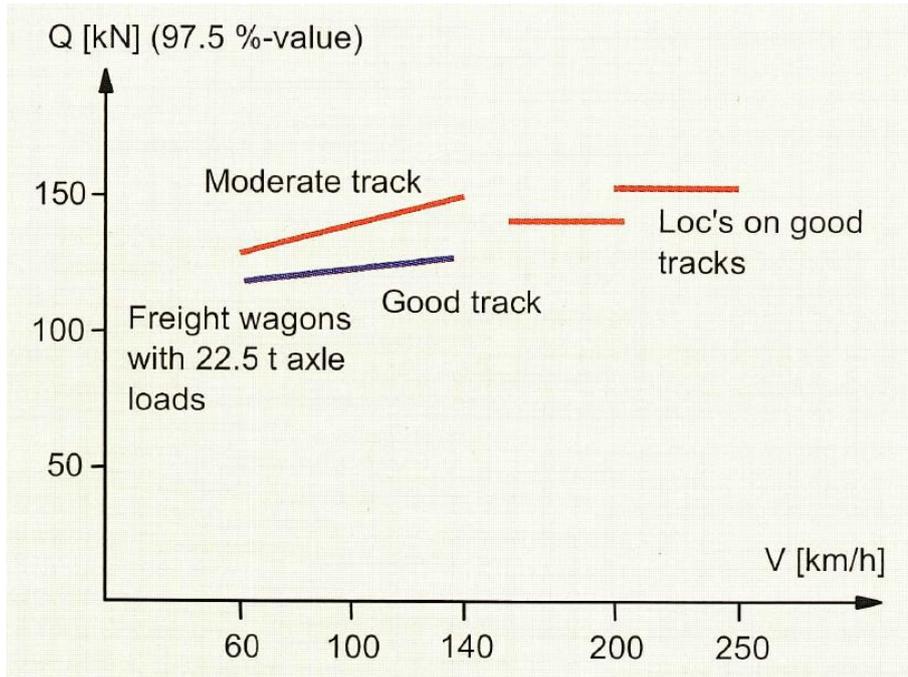


Abbildung 10: maximale Q-Kräfte in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit und der Gleislagequalität für verschiedene Fahrzeuge (Quelle: Esveld 2001)

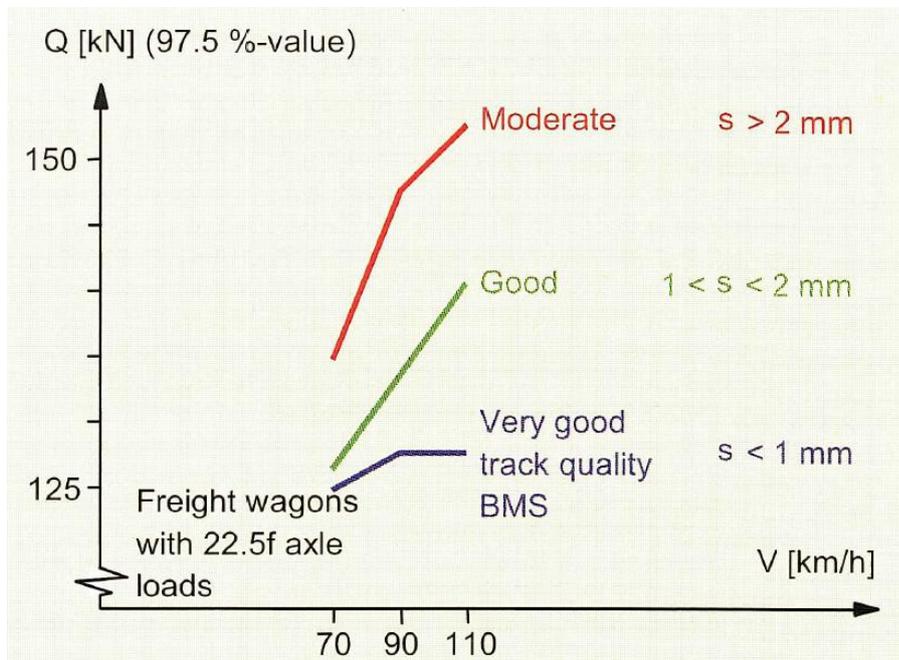


Abbildung 11: maximale Q-Kräfte in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit und der Gleislagequalität für eine 22,5t Achse (Quelle: Esveld 2001)

In diesem Zusammenhang muss auf einen ORE Bericht (ORE D71 1965) hingewiesen werden, in welchem auch Messdaten in großem Umfang bildlich dargestellt werden. Aus diesem Bericht geht hervor, dass eine zunehmende Geschwindigkeit nicht zwangsläufig mit einer erheblichen Zunahme der vertikalen Radlasten verbunden ist. Als Konsequenz führt das zu der Erkenntnis, dass die bisher beschriebenen Dynamikfaktoren (und angegebenen maximalen Radlasten) zu einer systematischen Überschätzung des Einflusses der Fahrgeschwindigkeit führen. Es ist eine Tatsache und mehrfach messtechnisch nachgewiesen, dass mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit die Streuung der Messwerte um einen Mittelwert zunimmt. Der Mittelwert selbst muss sich jedoch nicht zwangsläufig stark verändern (vgl. Eisenmann 1968), wie auch aus dem ORE Bericht hervorgeht. Da die oben genannten Dynamikfaktoren für die Bemessung der Schienen hinsichtlich Dauerfestigkeit ermittelt und in weiterer Folge verwendet werden, müssen diese jedoch die volle Streuung der Messwerte berücksichtigen. Somit wird für ein Lastkollektiv eines definierten Schienenabschnitts¹⁶ eine Übereinstimmung zwischen gemessener und über Dynamikfaktoren aus der statischen Radlast berechneter dynamischer Radlast nur für sehr wenige Achsen zutreffen¹⁷.

Y-Kräfte

Für die Dimensionierung des Oberbaus spielen die seitlich auf das Gleis einwirkenden Kräfte nur eine untergeordnete Rolle¹⁸ und werden aus diesem Grund in der *Vorschrift* für die Oberbauberechnung nicht in Rechnung gestellt. In den technischen Spezifikationen für die Infrastruktur (TSI) wird das Prud`Hommsche¹⁹ Kriterium als vom Gleisrost zu ertragende seitliche Beanspruchung geführt. Dasselbe Kriterium muss auch von den Fahrzeugen im Rahmen der Fahrzeugzulassung gemäß UIC Merkblatt 518 (UIC 518 2003) eingehalten werden, womit das Prud`hommsche Kriterium die einzige Fest-

¹⁶ Definierter Abschnitt im Sinne eines Lokalelements, d.h. eines definierten Punktes im Gleis. Natürlich gilt, dass mit zunehmender Länge des betrachteten Schienenabschnitts immer mehr Achsen maximale Werte zeigen werden. Maximallasten, welche über eine größere Länge ermittelt wurden, entsprechen aber nicht mehr der Belastungsrealität für ein Lokalelement.

¹⁷ Im Bereich von Störstellen im Gleis können Maximallasten gehäuft auftreten.

¹⁸ Darauf wird in Kapitel 4 nochmals im Detail eingegangen

¹⁹ Eine nach dem Prud`hommschen Kriterium - $\sum Y = 1,0 * (10 + \frac{2Q}{3})$ mit $Q = \text{Radlast in kN}$ - ermittelte dynamische Beanspruchung entspricht streng genommen nicht einer horizontalen Radlast. Es handelt sich dabei um einen Grenzwert, mit welchem einer bleibenden horizontalen Verformung des Gleisrostes vorgebeugt werden soll. Damit gilt dieses Kriterium grundsätzlich nicht für ein einzelnes Rad sondern immer für den Radsatz. In erster Näherung können maximale, dynamische seitliche Radkräfte mit diesem Kriterium jedoch (konservativ) abgeschätzt werden.

legung darstellt, welche sowohl für das Fahrzeug als auch den Fahrweg nachzuweisen ist. Zudem ist gemäß UIC 518 die maximale, seitlich wirkende quasistatische Radkraft mit 60kN beschränkt.

In der *Literatur* werden horizontale Führungskräfte gerne in Abhängigkeit des Bogenhalbmessers und Fahrzeugtyps angegeben. Ein Diagramm, welches unter anderem im „Handbuch Gleis“ (Lichtberger 2003) gefunden werden kann, wird in Abbildung 12 wiedergegeben.

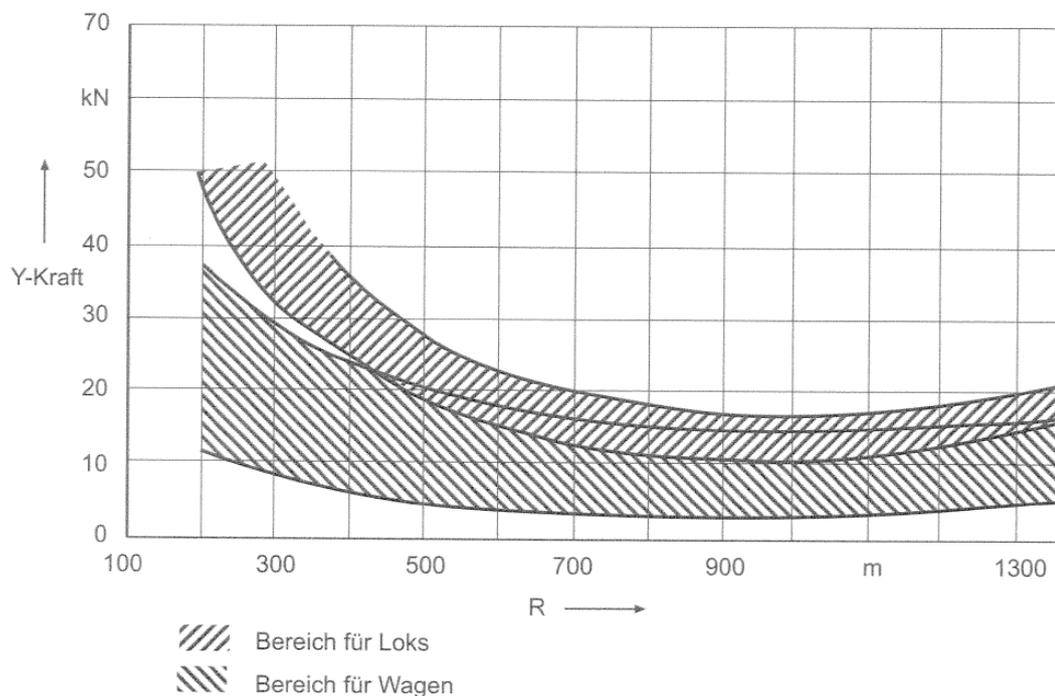


Abbildung 12: Horizontale Führungskräfte in Abhängigkeit vom Bogenradius (Quelle: Lichtberger 2003)

Maximale dynamische Y-Kräfte können dem unten abgebildeten Diagramm entnommen werden. Hier wird auch der Einfluss der Gleislagequalität berücksichtigt.

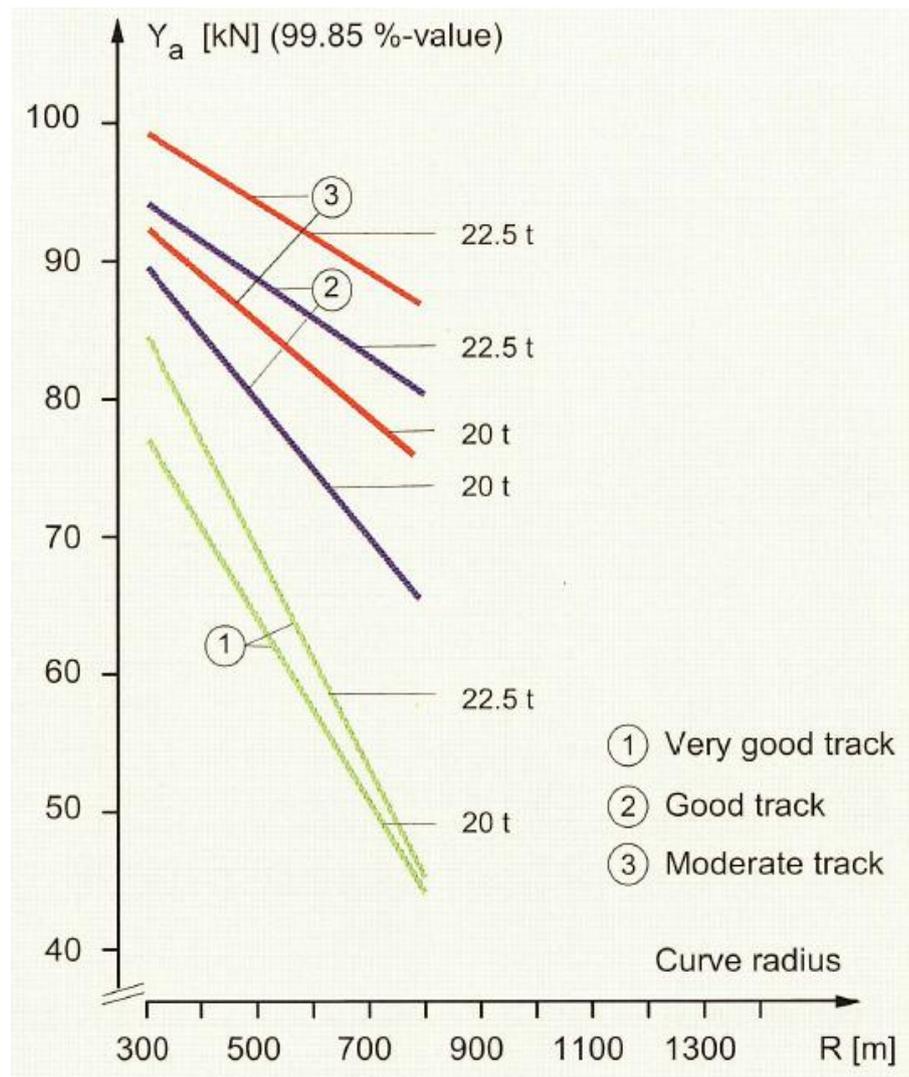


Abbildung 13: Maximale dynamische Y-Kräfte in Kurven
(Quelle: Esveld 2001)

Die Festlegung, im Rahmen der Oberbauberechnung auf seitlich wirkende Kräfte verzichten zu können, wirkt sich sehr positiv auf die Durchführung einer Dimensionierung von Schienen aus, zumal diese Kräfte sehr schwer abzuschätzen sind. Im Gegensatz zu Q-Kräften, welche maßgeblich von der statischen Radsatzlast abhängen, werden die Y-Kräfte von vielen Parametern²⁰ bestimmt und können auch innerhalb eines (vorlaufenden) Drehgestells sehr unterschiedliche Größenordnungen annehmen. Das führende Rad zeigt bei der Bogenfahrt deutlich größere seitliche Kräfte als die nachfolgenden Räder. (vgl. Riessberger 2006)

²⁰ z.B.: Bogenhalbmesser, freie Seitenbeschleunigung, Fahrzeugkonstruktion (vgl. z.B.: Lichtberger 2003) u.v.m.

Längskräfte (aus Fahrzeugbeanspruchung)

Längskräfte werden im Rahmen der *Vorschrift* der Oberbauberechnung der DB (DB 1992) – gleich wie Y-Kräfte – grundsätzlich nicht berücksichtigt²¹. In den TSI Infrastruktur (TSI 2007) wird eine Beschleunigung/Verzögerung der Fahrzeuge von $2,5 \text{ m/s}^2$ angegeben, welche vom Gleisrost ohne bleibende Verformungen aufgenommen werden können muss.

In der *Literatur* werden als Anfahr- und Bremskräfte gerne Größenordnungen von 10% bis 25% der vertikalen Radsatzlast angegeben (Lichtberger 2003). Gemessene Bremskräfte können einem Forschungsbericht des Forschungs- und Versuchsamts ORE des Internationalen Eisenbahnverbands UIC (ORE D71 1967) aber auch einschlägigen Fachpublikationen (vgl. Siekmeier 1964) entnommen werden.

Die Abtragung von ins Gleis eingebrachten Längskräften ist ein komplexer Vorgang, bei welchem vor allem der Längswiderstand und Durchschubwiderstand des Gleises betrachtet werden müssen, welche zudem von der vertikalen Belastung an der betrachteten Stelle abhängig sind. Zur mechanischen Beschreibung der Lagerung der Schienen in Längsrichtung wurde von Kupfer ein Federmodell entwickelt, welches auch Eingang in diese Arbeit gefunden hat (Kupfer 2004).

Betrachtet man eine einzelne Achse, so bildet sich bei Anfahrvorgängen vor dem Rad eine zusätzliche Zugspannung und hinter dem Rad eine zusätzliche Druckspannung aus. Die Biegezugspannung unter der Last wird nicht verändert, nur die der Achse vorlaufende und nachlaufende (negative) Biegezugspannung (und damit das Schwingenspiel) wird verändert. Dieser Einfluss kann jedoch vernachlässigt werden, auch handelt es sich bei einem einzelnen gebremsten Rad um einen eher theoretischen Fall. Betrachtet man einen gesamten Zug (Bremsfall), ein Fahrzeug oder ein Drehgestell, so bilden sich ebenfalls zusätzliche Zug- und Druckspannungen aus, welche in diesem Fall sowohl die maximalen Biegezugspannungen unter der Last als auch die Schwingenspiele beeinflussen. Es handelt sich in diesem Fall aber primär um eine Veränderung der Mittelspannung (des Spannungsverhältnisses) der Schwingenspiele und hat deshalb nur einen eher geringen Einfluss auf die tatsächlich induzierte Schädigung.

Am Beispiel der österreichischen Hochleistungslokomotive 1016/1116 („Taurus“) soll im Folgenden kurz auf die einwirkenden Kräfte eingegangen

²¹ Spannungen aus Anfahrvorgängen erreichen üblicherweise ca. 5% der maximalen Schienenspannungen aus Temperatur und können vernachlässigt werden. Spannungen infolge Bremsungen können 15% der maximalen Spannungen aus Temperatur annehmen und müssen bei der Nachweisführung berücksichtigt werden (Lichtberger 2003).

werden: Dieses Triebfahrzeug ist in der Lage, Anfahrzugkräfte bis 300 kN und Bremskräfte bis 150 kN aufzubringen (vgl. ÖBB 2009). Konzentriert man diese an vier Achsen auftretenden Kräfte (je Schiene 150 bzw. 75kN) in vereinfachender Weise auf einen Punkt (und vernachlässigt damit auch jegliche Abtragung dieser Kräfte durch Schwellen unter dem Fahrzeug) und bezieht diese auf den Schienenquerschnitt einer Schiene des Profils 60E1, so ergeben sich Schienenspannungen von lediglich +/- 10 bzw. +/- 5 MPa, welche zudem primär auf die Mittelspannung/das Spannungsverhältnis wirken.

Aus den physikalischen Zusammenhängen (Leistung - Zugkraft - Geschwindigkeit), welche im Zugkraft-Geschwindigkeitsdiagramm dargestellt werden, ergibt sich zudem, dass die maximale Zugkraft von Triebfahrzeugen nur in einem unteren Geschwindigkeitsbereich ($V < 100$ km/h, ein Bereich mit geringeren dynamischen, vertikalen Radkräften) aufgebracht werden kann und mit zunehmender Geschwindigkeit stetig abfällt. Da moderne Hochleistungslokomotiven außerdem über sehr leistungsfähige generatorische Bremsen verfügen, werden Betriebsbremsungen vor allem bei höheren Geschwindigkeiten nahezu ausschließlich durch das Triebfahrzeug allein ausgeführt. Es herrschen hier also ähnliche Verhältnisse vor wie beim Anfahren, zudem unterstützt der quadratisch mit der Fahrgeschwindigkeit ansteigende Luftwiderstand den Bremsvorgang, ohne dass Rad-Schiene Kräfte übertragen werden müssten.

Aus diesen Zusammenhängen kann der Schluss gezogen werden, dass Längskräfte bei der Ermittlung von Schienenspannungen im Schienenfuß²² vernachlässigt werden können. Nicht vernachlässigt werden sollten nach Möglichkeit die Radlastverlagerungen, welche sich aus Anfahren und Bremsen ergeben. Diese beeinflussen die maximalen Schienenspannungen direkt und haben daher einen deutlich größeren Einfluss auf die Bruchsicherheit als jene Spannungen, welche sich nur auf die Mittelspannung auswirken. Die Radlastverlagerungen können bei Kenntnis der Randbedingungen aus Zusammenhängen der Mechanik errechnet werden (entsprechende Formeln werden beispielsweise in einem ORE Bericht (ORE D71 1967) angegeben) oder – wie in dieser Arbeit durchgeführt - direkt aus Messungen im Gleis gewonnen werden.

Längsspannungen (aus Temperaturbeanspruchung)

Längskräfte aus Temperaturbeanspruchung finden im Rahmen der *Vorschrift* der Oberbauberechnung der DB (DB 1992) im Gegensatz zu Längskräften aus

²² Dieser Schluss gilt für die Betrachtung von Betriebslasten.

Fahrzeugbeanspruchung sehr wohl Berücksichtigung. Diese werden mit 100 MPa, welches einer Temperaturdifferenz von 40K zwischen der Neutraltemperatur²³, bei welcher die Schienen verschweißt werden, und der Temperatur, mit welcher der Nachweis zu führen ist²⁴, angegeben. Neben dieser von Temperaturänderungen hervorgerufenen Spannung im durchgehend verschweißten Gleis müssen gemäß der Oberbauvorschrift der DB (DB 1992) zusätzlich 40MPa an Schienenspannung infolge Brückenlängsdehnung im Nachweis berücksichtigt werden. Zusätzliche Verfahrensweisen für längere Brücken mit und ohne Schienenausügen werden in den entsprechenden Regelwerken angegeben (z.B.: UIC 774-3 2001).

In der *Literatur* werden in der Regel maximale und minimale Temperaturen sowie die Verspanntemperaturen für verschiedene Eisenbahnbetreiber angegeben (Lichtberger 2003). Kopp gibt in einer wissenschaftlichen Arbeit Temperaturverteilungen für Schienen in verschiedenen Standorten in Deutschland an (Kopp 1970). Zusätzlich werden modellierte Temperaturverteilungen auf Basis von gemessenen Lufttemperaturen der Zentralanstalt für Meteorologie (ZAMG) in Österreich von Jörg (Jörg 2006) angegeben.

Für die Berechnung von Temperaturspannungen im durchgehend verschweißten Gleis können die einfachen Zusammenhänge der Mechanik herangezogen werden. Diese stellen sich wie folgt dar:

$$\Delta\sigma_{Temp} = E * \alpha_T * \Delta T = 2,52 * \Delta T \quad [MPa]$$

mit $E...$ $2,1*10^5$ $[N/mm^2]$

$\alpha_T...$ $1,2*10^{-5}$ $[1/K]$

$\Delta T...$ $T_n - T_{Nachweis}$ $[K]$

Längsspannungen (aus Eigenspannungen)

Eigenspannungen, welche bereits in Kapitel 1 behandelt wurden, sind im europäischen Normenwesen (EN13674 2008) in Schienenfußmitte mit 250 MPa begrenzt. Bei Anwendung von optimierten Rollenrichtverfahren können sie für das Profil 60E1 und die Stahlgüte R260 mit ca. 100 MPa abgeschätzt werden.

²³ In der Regel bewegt sich die Neutraltemperatur im Bereich von 20°C, mit einer zulässigen Abweichung von ± 3°C. Diese Festlegung soll die ungünstigen Zugspannungen (Ermüdungsfestigkeit) im Winter und die ungünstigen Druckspannungen (Verwerfungsgefahr) im Sommer begrenzen.

²⁴ Die Nachweistemperatur beträgt gemäß Oberbauvorschrift der DB -20°C (DB 1992).

2.2 Achslastverteilungen

Wie aus dem vorangegangenen Kapitel hervorgeht, sind die maximal einwirkenden Kräfte auf die Schiene insbesondere für Q-Kräfte gut bekannt und können für die Schienenbemessung mit ausreichender Sicherheit abgeschätzt werden. Für die Behandlung von Aufgabenstellungen hinsichtlich Materialermüdung werden jedoch in der Regel Achslastverteilungen bzw. Achslastkollektive benötigt. Diese sind jedoch nur in sehr geringem Umfang vorhanden.

Informationen über Achslastverteilungen können in wissenschaftlichen Arbeiten (Kopp 1970, Seyboth 1986) gefunden werden. Die Informationen wurden in einem Fall im Rangierbahnhof Nürnberg erhoben und beziehen sich primär auf den Güterverkehr und im zweiten Fall stammen diese Informationen aus Messungen in einem Betriebsgleis. Abbildung 14 zeigt eine generierte Achslastverteilung für typischen mitteleuropäischen Mischverkehr, welche neben anderen für Berechnungen bezüglich der Ermüdungsfestigkeit von Schienen herangezogen wurde. Dieses Modell basiert auf Betriebsinformationen der Österreichischen Bundesbahnen ÖBB und auf Daten aus ortsfesten Messstellen im Netz der ÖBB.

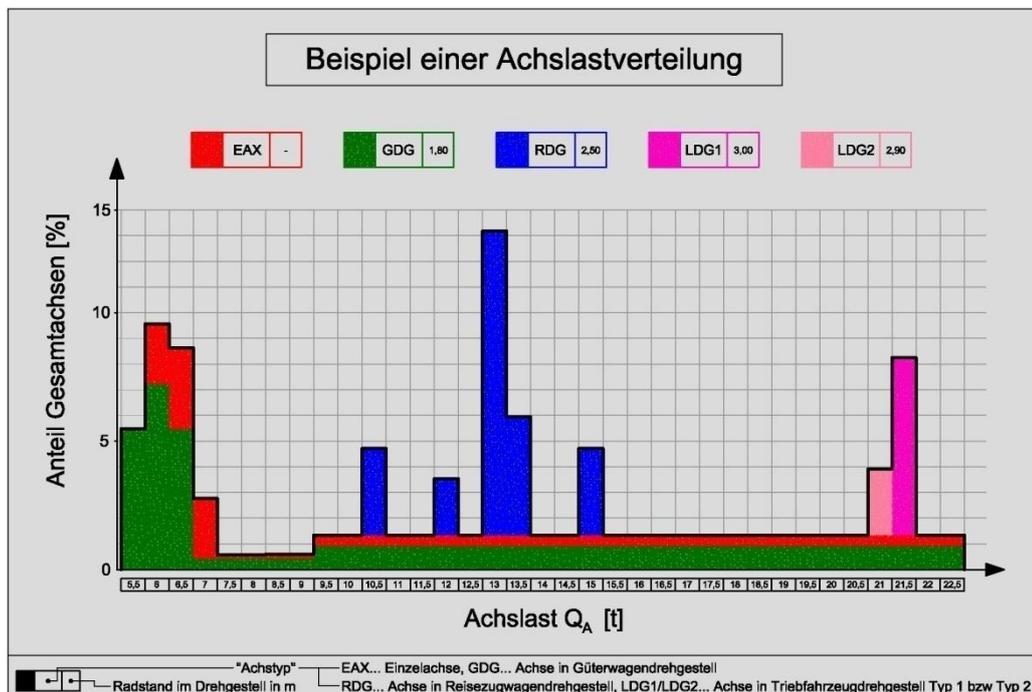


Abbildung 14: Achslastverteilung (Quelle: Jörg 2006)

Deutlich erkennbar sind im Bereich der höheren Achslasten die Triebfahrzeuge sowie im Bereich mittlerer Achslasten die Reisezugwagen. Die durchschnittliche Achslast dieses Kollektivs stimmt mit üblichen durchschnittli-

chen Achslasten auf dem Netz der ÖBB gut überein. Sämtliche dargestellten Lasten entsprechen statischen Lasten, welche im Zuge der Berechnungen in dynamische Lasten umgewandelt wurden.

Die Ursache für das Fehlen von Lastkollektiven, welche in anderen Bereichen der Technik üblich und in täglicher Verwendung sind, kann in der Herangehensweise der Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit von Schienen gefunden werden: Wie auch in den Regelwerken festgelegt, kommt zur Bewertung der Materialermüdung nahezu ausschließlich das Konzept der Dauerfestigkeit²⁵ zur Anwendung. Die Tatsache, dass für dieses Verfahren die Kenntnis einer statistisch abgesicherten Maximalbeanspruchung ausreichend ist, hat sicher dazu beigetragen, dass in der Oberbautechnik kaum Achslastverteilungen vorhanden sind. Das Verwenden einer Einzellast für den Ermüdungsnachweis ist nicht nur für die Nachweisführung eine wesentliche Vereinfachung, sie hat auch positive Auswirkungen auf die Messtechnik: die messtechnischen Versuche können mit einer bestimmten Zugkonfiguration beziehungsweise einem definierten Versuchszug durchgeführt werden. Dies bringt die zwei wesentlichen Vorteile, dass sich ein eindeutiger „Dynamikfaktor“ ermitteln lässt (da die Eigenschaften des Versuchszuges genauestens bekannt sind) und dass die Messergebnisse auch auf Abschnitte übertragbar sind, auf welchen nicht gemessen wurde (da die Zusammenhänge zwischen dem Fahrzeugzustand, dem Fahrzeugtyp und der Fahrgeschwindigkeit ebenfalls ermittelt werden können).

Detaillierte Beschreibungen über derartige Messungen können der einschlägigen Fachliteratur entnommen werden. Beispiele hierfür sind Fachartikel und Untersuchungsberichte der TU München (Eisenmann 1968), der TU Innsbruck (Kopp et al. 2005) sowie ORE Berichte (z.B.: ORE D71 1967 [2]).

2.3 Messung von Lasten

Die Messung von Kräften, welche auf das Gleis einwirken, ist seit Beginn des Eisenbahnwesens eine wichtige Aufgabenstellung für Eisenbahningenieure. Nur bei Kenntnis der einwirkenden Beanspruchungen können Schienen und andere Komponenten des Oberbaus dimensioniert werden und das Verhalten des gesamten Gleisrosts unter Last untersucht werden. In der Regel beschränkt sich die Messtechnik auf die Ermittlung der vertikalen dynamischen

²⁵ Auf dieses Verfahren wird in Kapitel 4 näher eingegangen. Die Komplexität des Zusammenwirkens zwischen Fahrzeug und Fahrweg lässt die Verwendung dieses Verfahrens zur Behandlung von Fragen der Materialermüdung als angemessen erscheinen.

Radlasten, welche die wichtigste Beanspruchungsart darstellt. Erst in der jüngeren Vergangenheit wurden immer häufiger auch Y-Kräfte gemessen. Die Messung von horizontalen Kräften in Querrichtung erfordert einen beträchtlichen Aufwand und ist mit dem Nachteil behaftet, dass sich eine Verifikation der Messergebnisse im Gegensatz zu vertikalen Kräften als sehr schwierig darstellt. Im Gegensatz dazu können horizontale Kräfte in Längsrichtung wiederum relativ einfach ermittelt werden.

Für die Messung der einwirkenden Kräfte stehen grundsätzlich drei unterschiedliche Herangehensweisen zur Verfügung. Im Gleis können gemessen werden:

- die Spannungen in der Schiene
- die Kräfte in den Stützpunkten
- die Verformungen des Gleisrosts

Für die Ermittlung der *Schienen Spannungen* kommt die DMS-Technik (Dehnmessstreifen) zur Anwendung, welche seit Beginn von Messaktivitäten im Gleis verwendet wird. Die großen Vorteile dieser Messmethode sind, dass die Spannungen in der Schiene über gemessene Dehnungen auf direktem Weg ermittelt werden und dass der Oberbau durch die Installation der Messstelle nicht in seinem Verhalten beeinflusst wird (was für dynamische Lasten zu realistischen Ergebnissen führt). Nachteilig sind die Sensibilität der Dehnmessstreifen sowie der Umstand, dass sich die Einrichtung der Messstelle als aufwändig gestaltet. Die einwirkenden Radlasten müssen aus den Schienen Spannungen rückgerechnet werden.

Bei der Messung der *Stützpunktkräfte* kommen Kraftmessdosen zum Einsatz, welche zwischen Schiene und Schwelle oder zwischen Schiene und einem befestigten Untergrund eingebaut werden. Durch diesen Einbau wird der Oberbau in der Regel in seinem Verhalten gestört, was für die Ermittlung der statischen Radlasten jedoch keine Bedeutung besitzt. Die einwirkenden Radlasten müssen aus den Messergebnissen rückgerechnet werden. Auch für die Anwendung dieses Verfahren ist die Einrichtung der Messstelle mit beträchtlichem Aufwand verbunden.

Für die Messung der *Verformung* des Gleisrosts kommen in der Regel optische Verfahren zur Anwendung. Es kann einerseits die Biegelinie der Schiene gemessen werden oder die elastische Verformung in vertikaler Richtung (z.B. in den Zwischenlagen). Auch bei dieser Methode müssen die einwirkenden Radkräfte aus den gemessenen Verformungen rückgerechnet werden. Generell wird der Oberbau bei diesen Verfahren nicht oder nur in geringem Ausmaß beeinträchtigt und die Installation von derartigen Anlagen gestaltet sich sehr einfach.

In der Vergangenheit wurden Messungen von Radkräften im Zuge lange vorbereiteter Messkampagnen durchgeführt. Dazu wurden in der Regel verschiedene mit mehreren DMS bestückte Gleismessstellen von einem bestimmten Versuchszug, dessen statische Radlasten für jede Achse bekannt waren, mit jeweils unterschiedlichen Geschwindigkeiten befahren. Die Messungen dienten dabei der Ermittlung der maximalen Radkräfte und der Untersuchungen verschiedener Einflüsse auf die Größenordnungen der auf das Gleis einwirkenden Kräfte. Beispiele für derartige Versuchsreihen können in der Literatur gefunden werden (ORE D71 1967, Eisenmann 1968, Kopp et al. 2005).

Heute werden die Rad-Schiene Kräfte immer häufiger mit ortsfesten Gleismessstellen gemessen²⁶, welche den laufenden Betrieb überwachen sollen. Dieses so genannte „Fahrzeugmonitoring“, welches nicht nur in Europa, sondern in der ganzen Welt (vgl. TTCI 2009) immer häufiger durchgeführt wird, hat die Aufgaben

- die Einhaltung der maximal zulässigen statischen Radlasten,
- die Einhaltung der Vorschriften hinsichtlich symmetrischer Beladung, zu kontrollieren, sowie
- die Eisenbahnräder bezüglich Raddefekten und
- den Fahrzeuglauf hinsichtlich Stabilität

zu überwachen.

Messstellen, die diese Aufgaben wahrnehmen können, arbeiten nach den unterschiedlichsten Prinzipien, welche zuvor erwähnt wurden. Es kommt die Kombination von DMS, Beschleunigungsaufnehmern und Wägesensoren (Argos 2009) genauso zum Einsatz, wie Kraftaufnehmer (Schenck Process 2009) oder optische Messsysteme (LeDosquet et al. 2006).

Ortsfeste Messstellen sind in der Lage, Genauigkeiten bis max. 3% Abweichung des tatsächlichen Fahrzeuggewichts vom gemessen Gewicht zu erreichen. Dabei ist zu beachten, dass die Genauigkeit nicht nur von der Messtechnik selbst abhängt, sondern auch von den Auswerteroutinen, welche aus

²⁶ Mit ortsfesten Messstellen können selbstverständlich auch Achslastverteilungen erhoben werden. Leider sind derartige Informationen bislang nicht verfügbar. Dies liegt einerseits daran, dass in einigen Fällen keine routinemäßige Auswertung hinsichtlich Achslastverteilungen stattfindet, und in anderen Fällen, dass diese Daten streng vertraulich behandelt werden, da es sich noch um Forschungs- und Versuchsanlagen handelt. In der Zukunft wäre ein anderer Umgang mit derartigen Informationen wünschenswert.

den Messergebnissen die Rad-Schiene Kräfte ermitteln. Diese Genauigkeiten sind auch notwendig, da in der Zukunft auf Basis gemessener Kräfte nicht nur Pönalen (Vertragsstrafen) in Rechnung gestellt werden sollen, sondern auch Wagenausreihungen (Schieflasten oder Raddefekte) getätigt werden sollen. Für alle Maßnahmen, welche mit Geldflüssen (Vertragstrafen) bzw. Kosten (Ausreihungen) verbunden sind, ist eine entsprechende Genauigkeit in der Ermittlung der Grundlage dieser Maßnahmen zwingend erforderlich.

2.4 Betriebslasten

Betriebslasten sind jene Beanspruchungen (Beanspruchungsmix), welche ein Bauteil im Einsatz erfährt. Im Fall von Eisenbahnschienen sind dies die dynamischen Radkräfte, welche in Kombination mit Temperaturspannungen und den Eigenspannungen auf die Schienen einwirken.

Die Erhebung von Betriebslasten spielt im Eisenbahnwesen bislang jedoch nur eine untergeordnete Rolle, da - wie bereits zum Teil erwähnt -

- für die Dimensionierung der Schienen der Ansatz der Dauerfestigkeit herangezogen wird, welcher mit einer einzigen Maximalbeanspruchung operiert, und
- auch für die Dimensionierung der Radsätze nach wie vor der Ansatz der Dauerfestigkeit herangezogen wird, welcher mit einer einzigen Maximalbeanspruchung operiert (Füser et al. 2007), und
- für Messungen mit ortsfesten Messstellen die Aufgabenstellung „Fahrzeugmonitoring“ lautet, welche ebenfalls die Ermittlung der maximalen dynamischen Radlast (bzw. maximale Y-, und Q-Kräfte) während der Messstellenüberfahrt zum Ziel hat.

Somit ist derzeit für die Auslegung von Komponenten des Fahrwegs und der Fahrzeuge jeweils nur die größtmögliche Beanspruchung von Interesse. Diese ist auch im Fall von Gleismessstellen maßgebend und wird aus vertragsrechtlichen Gründen und sicherheitstechnischen Überlegungen²⁷ erhoben.

²⁷ „sicherheitstechnisch“ im Sinne von Radlastverlagerungen (Schieflasten, unsymmetrische Beladung), welche bei Vorhandensein von (zu großen und/oder ungewollten) Gleisverwindungen unmittelbar zum Entgleisen führen könnten. Grenzlasten für Schienenbrüche wurden bislang nicht definiert. Möglicherweise kann diese Arbeit zur Definition von Grenzlasten beitragen oder auch Forschungsergebnisse aus dem EU-Projekt INNOTRACK (Innotrack 2009).

Achslastverteilungen, welche an derartigen für Fahrzeugmonitoring ausgelegten Einrichtungen erhoben werden und eine Zusammenstellung der jeweils größten gemessenen Radlast jedes einzelnen Rades darstellen, entsprechen zwar der tatsächlichen Beanspruchung des Rades, jedoch nicht der tatsächlichen Beanspruchung der Schiene. Die maximalen Beanspruchungen treten in der Regel an unterschiedlichen Orten auf und dürfen demnach nicht auf einen einzigen, bestimmten Querschnitt bezogen werden.

Die Betrachtung von Betriebslasten erfordert im Fall von Eisenbahnschienen somit ein grundsätzliches Umdenken der Eisenbahningenieure.

Das folgende Beispiel soll diese Zusammenhänge näher erläutern:

Eine Auswertung der Firma Schenck Process²⁸ zeigt, dass für das Beispiel eines Triebfahrzeugs die jeweils maximale Radlast der vier einzelnen Räder an vier unterschiedlichen Orten auftritt. Jeder dieser Orte wird fortan als Messquerschnitt angesehen. In weiterer Folge wird die statische Radlast an den drei verbleibenden Orten um die willkürlich gewählten Faktoren 1.05, 1.08 und 1.11 erhöht²⁹ und somit dynamische Radlasten künstlich generiert. Es stellt sich das folgende Bild dar:

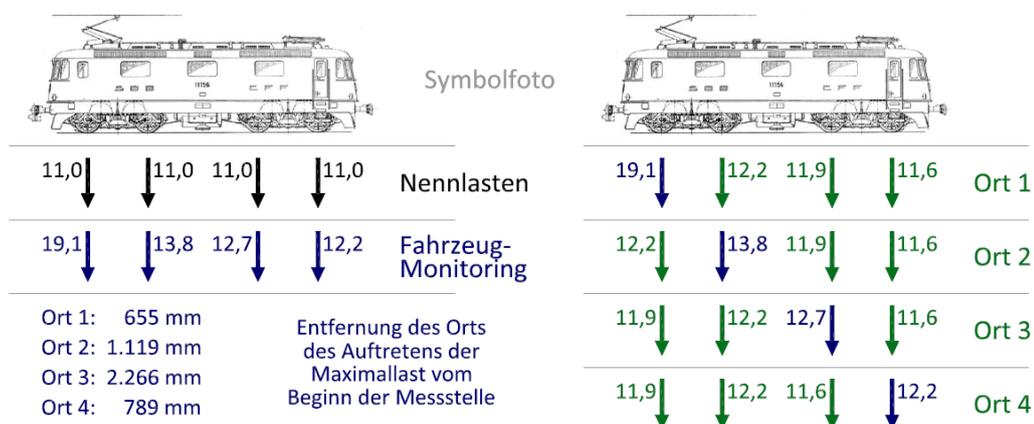


Abbildung 15: gemessene und generierte Radlasten an vier Querschnitten

²⁸ Im Rahmen einer besonderen, eigens für diese Arbeit durchgeführten Auswertung wurde von der Firma Schenck Process aus den Rohdaten von Messungen (ortsfeste Messstelle in Osogna) der jeweilige Ort des Auftretens der maximalen Radlast ermittelt.

²⁹ Die tatsächlichen Radlasten an diesen Stellen sind nicht bekannt. Für den Anwendungsfall „Fahrzeugmonitoring“ ist es nicht vorgesehen, die Lasten an einem bestimmten Querschnitt zu erheben, sondern nur jeweils die Maximallast und den Ort ihres Auftretens.

Die oben dargestellten Lasten an den vier Querschnitten (Ort 1-4) entsprechen genau jenen Belastungen, welche die Schiene an diesen Punkten erfährt. Sie sind demnach Betriebslasten. Abbildung 16 soll im Vergleich zu diesen Betriebslasten darlegen, welche Auswirkung das Beziehen der vier gemessenen dynamischen Radlasten auf einen Querschnitt hätte (Ergebnis von Fahrzeugmonitoring). Ergänzend wird dazu die mittlere Radlast berechnet, welche für die tatsächliche Schädigung keine Relevanz besäße, aber die Zusammenhänge anschaulich darstellt³⁰. Für das Ergebnis des Fahrzeugmonitorings wird eine mittlere Radlast von 14,5t bestimmt, während sich für die Orte 1 bis 4 der Betriebslasterhebung mittlere dynamische Radlasten von 12,0t bis 12,4t sowie 13,7t ergeben. Es ist somit klar ersichtlich, dass das Fahrzeugmonitoring keine realen Bedingungen widerspiegelt und ein derartiges Vorgehen vor dem Hintergrund der großen Anzahl von Fahrzeugen zu deutlich zu konservativen Ergebnissen führen würde.

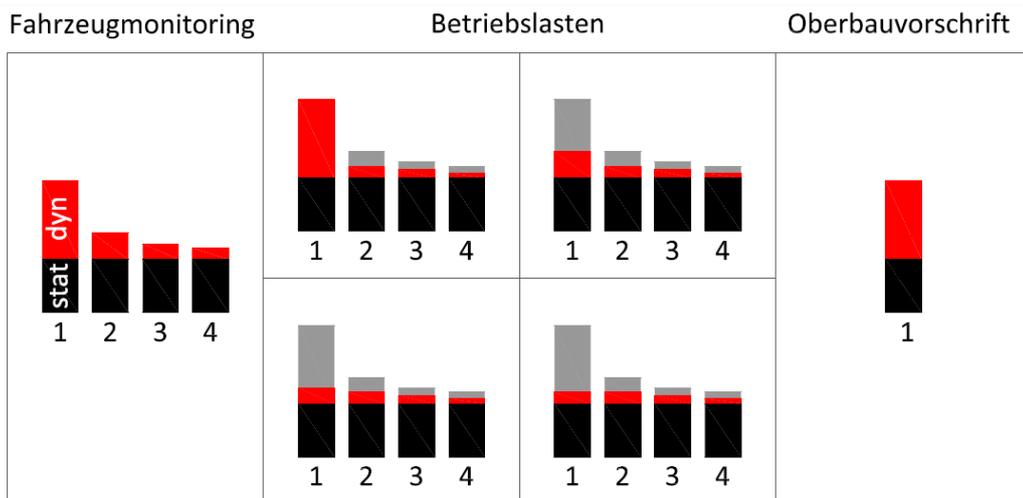


Abbildung 16: Auswertung der Informationen aus Abbildung 15

Zusammenfassend wird festgehalten, dass Betriebslasten die Belastungsrealität widerspiegeln sollen.

³⁰ Es wird ebenfalls darauf hingewiesen, dass es sich bei Materialermüdung nicht um lineare Zusammenhänge handelt und 10% Lasterhöhung nicht 10% mehr Schädigung entsprechen, sondern einem Vielfachen davon.

2.5 Erhebung von Betriebslasten im Rahmen des Projekts triple_T

2.5.1 Motivation

Möglichst realitätsnahe Informationen über die Betriebsbeanspruchung sind eine zentrale Anforderung an Eingangsdaten für eine Bewertung der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen. Nachdem derartige Aufzeichnungen derzeit noch nicht beziehungsweise in zu geringem Umfang verfügbar sind³¹, mussten diese Informationen im Zuge des Projekts triple_T erhoben werden. Diese Vorgangsweise brachte den Vorteil mit sich, dass die Erhebung von Betriebslasten an speziell für das Projekt ausgewählten Standorten durchgeführt werden konnte. Damit gelang es auch, eine zentrale Fragestellung des Projekts triple_T zu erfüllen: nämlich die Untersuchung von Unterschieden in der Ermüdungsfestigkeit von Schienen, welche aus unterschiedlichen Kollektiven beziehungsweise Kollektivformen herrühren.

2.5.2 Messmethodik / Messsystem

Die Auswahl der entsprechenden Messmethodik war eng an verschiedene Randbedingungen gebunden, welche sowohl technischer als auch organisatorischer Natur waren: Der Einbau der Messstellen sollte das Verhalten des Oberbaus nach Möglichkeit nur in geringstem Umfang beeinflussen, da die Erhebung dynamischer Radlasten Ziel der Messungen war³². Ein weiterer zu beachtender Punkt war, einen möglichst einfachen Einbau in das Gleis zu gewährleisten, da der Einbau auch auf hochbelasteten Strecken unter vollem Betrieb stattfinden sollte. Die Sicherstellung einer gewissen Robustheit des Messsystems war in weiterer Folge auch zu beachten, wie ebenfalls ein möglichst geringer Aufwand in der Errichtung.

In das Gleis eingebaut wurden schließlich spezielle Messzwischenlagen, welche die Verformung des Gleisrostes (der Zwischenlagen) unter Betrieb erfassen können. Aufgrund des einfachen Einbaus dieser Zwischenlagen (der Zwischenlagenwechsel ist eine Standardaufgabe in der Oberbauunterhaltung), welcher auch ein unkompliziertes Versetzen dieser Zwischenlagen möglich

³¹ Betriebslasten werden von ortsfesten Messstellen nicht standardmäßig ausgewertet. Bei derartigen Anlagen handelt es sich in vielen Fällen noch um Versuchsanlagen bzw. Anlagen im Testbetrieb, deren Messergebnisse nicht allgemein verfügbar sind.

³² Es sollten im Bereich der Messstellen Lasten auftreten (gemessen werden), welche auch ohne Vorhandensein dieser Messstelle dort auftreten würden. Statische Radlasten sollten nicht erhoben werden.

macht, wird das Messsystem im Folgenden auch als „mobile Messstelle“ bezeichnet.

Bei den Zwischenlagen selbst handelt es sich um herkömmliche Zwischenlagen³³ der Firma Getzner in Bürs (Österreich), in welche von der Firma Sensorline in Schrobenuhausen (Deutschland) hergestellte faseroptische Belastungssensoren³⁴ eingelassen sind. Vertrieben wird dieses System von der Firma Sensorline.

Das Messprinzip ist das folgende: In den faseroptischen Belastungssensor wird an einem Ende Licht eingespeist (LED), welches am anderen Ende mittels eines Photodetektors in ein elektrisches Signal umgewandelt und auf diese Weise gemessen wird. Bei einer Radüberfahrt wird die Zwischenlage elastisch verformt (zusammengedrückt) und auf diese Weise der faseroptische Belastungssensor auf Druck beansprucht, wodurch sich eine signifikante Veränderung der Übertragungsverluste im Lichtwellenleiter ergibt. Diese Änderung der durch die Übertragungsverluste bestimmten Lichtdurchlässigkeit des Lichtwellenleiters steht dabei in einem annähernd linearen Zusammenhang mit jener Kraft, welche zwischen Schiene und Schwelle übertragen wird und welche für die Verformung der Zwischenlage verantwortlich ist (Sensorline 2009).

Abbildung 17 zeigt das Ergebnis einer dynamischen Prüfung und den Zusammenhang zwischen einwirkender Kraft und Lichtdurchlässigkeit³⁵. Aus der Abbildung ist deutlich erkennbar, dass bei der Prüfung eine Vorlast in der Größenordnung von 20 kN aufgebracht wurde³⁶, welche auch der Vorspannkraft der Schienenbefestigung entspricht (Vossloh 2009). Bei der Beurteilung der Prüfkraft ist zu beachten, dass die zwischen Schiene und Schwelle übertragenen Kräfte in etwa 25% der Achslast entsprechen (Radlast und lastverteilende Wirkung der Schiene).

³³ Die Zwischenlagen haben eine Steifigkeit von etwa 300 kN/mm. Diese Steifigkeit wird von Sensorline als optimaler Wert für Messungen angesehen. Im Netz der SBB werden in der Regel Zwischenlagen mit einer Steifigkeit von 500 kN/mm eingesetzt.

³⁴ Der Sensor selbst besteht aus einem durch eine Störstruktur (bestehend aus rasterförmig angeordneten Stäben) geführten Lichtwellenleiter. Wird der Sensor quer zu seiner Ebene mit Druck beansprucht, verkleinern sich die Biegeradien des Lichtwellenleiters um die Störstruktur. Damit gehen bei der Durchleitung von Licht im Vergleich zum unbelasteten Zustand signifikant erhöhte Übertragungsverluste einher, was den eigentlichen Messeffekt darstellt („*Microbending-Effect*“) (Plamper 2001).

³⁵ Die Lichtdurchlässigkeit wird in Abbildung 17 als relatives Signal angegeben, d.h. als Veränderung der Lichtdurchlässigkeit bei Überfahrt bezogen auf die Lichtdurchlässigkeit im unbelasteten Zustand.

³⁶ Dies entspricht den Anforderungen aus der EN 14587-2:2006

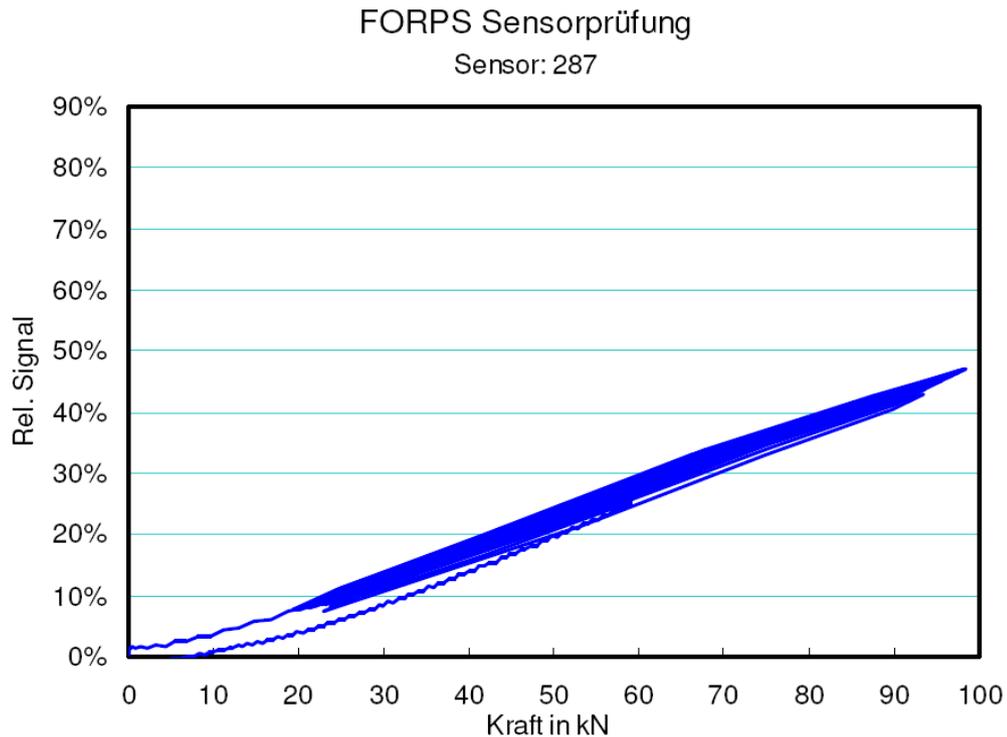


Abbildung 17: Prüfprotokoll des Sensors 287 (Quelle: Sensorline)

Diese Lichtänderung wird in speziellen optisch-elektronischen Interfaces der Firma Sensorline (MA-110-DT - auch für die Einspeisung des Lichts in den Lichtwellenleiter verantwortlich) in Spannungsänderungen umgesetzt. Hierbei gilt die Beziehung

$$T = \frac{\Phi_{out}}{\Phi_{in}} = \left(\frac{V_{ref}}{V_{mon}} - 1 \right)$$

mit den Variablen

$T...$ Lichtdurchlässigkeit

$\Phi_{out}...$ optischer Output

$\Phi_{in}...$ optischer Input

für die Lichtänderung, beziehungsweise

$V_{ref}...$ Referenzspannung

$V_{ref}...$ „Monitorspannung“

für die umgewandelte Spannungsänderung. Die Monitorspannung V_{mon} kann in guter Näherung auf 5V gesetzt werden (Sensorline 2007), womit für die

Messungen einer Zwischenlage nur ein Messkanal notwendig ist, um die zwischen Schiene und Schwelle übertragenen Kräfte (Verformungen) zu messen.

Als Maß für die vertikale Stützpunktkraft wird in weiterer Folge die relative Lichtänderung herangezogen. Die Verwendung der relativen Lichtänderung kommt deshalb zum Einsatz, da die optischen Signale eine gewisse Drift aufweisen (z.B. in Abhängigkeit der Temperatur), welche jedoch keine Auswirkungen auf den linearen Zusammenhang zwischen Lichtänderung und Laständerung hat. Diese relative Lichtänderung kann wie folgt berechnet werden:

$$\Delta T_{rel} = 1 - \frac{T_{belastet}}{T_{unbelastet}} = 1 - \frac{T_{belastet}}{T_{offset}}$$

mit

$\Delta T_{rel}...$	relative Änderung der Lichtdurchlässigkeit
$T_{belastet}...$	Lichtdurchlässigkeit unter Last (zu einem beliebigen Zeitpunkt der Zugüberfahrt)
$T_{unbelastet}...$	bzw.
$T_{offset}...$	Lichtdurchlässigkeit im unbelasteten Zustand (vorzugsweise kurz vor der Zugfahrt)

Berechnet werden diese Zusammenhänge unter Verwendung der Spannungsänderungen, welche mit einem handelsüblichen Messverstärker aufgezeichnet werden können. Für die Messungen im Projekt triple_T kam ein 16-Kanal Messverstärker DEWE-BOOK-USB2-DT-16 der Firma Dewetron (Österreich) zur Anwendung. Als auf dem Messlaptop installierte Messsoftware wurde das Programmpaket DEWESOFT-6-SW, ebenfalls von Dewetron (Österreich) verwendet. Ein Screenshot, welcher während der Messungen gemacht wurde, wird in der Abbildung 30 wiedergegeben.

Die Messungen wurden für die Spannungssignale aus der Änderung der Lichtdurchlässigkeit der Messzwischenlagen während der Überfahrt mit einer Abtastrate von jeweils 5 kHz durchgeführt, bei zwei zusätzlich verwendeten Temperaturkanälen (Temperatur der Zwischenlage und Lufttemperatur) mit einer entsprechend niedrigeren Abtastrate. Zusätzlich kam ein Trigger zur Anwendung, welcher die Aufzeichnung der Signale ab Überschreitung eines gewissen Schwellenwerts der Beanspruchung startete.

Die Aufzeichnung wurde rückwirkend 20 s vor der ersten Achse des Zuges gestartet (Pre-Triggerzeit), um in dieser Vorlaufzeit den aktuellen Offset-Wert der Lichtdurchlässigkeit bestimmen zu können, welcher für die Durchführung der Berechnungen benötigt wird.

Die folgende Abbildung 18 zeigt das Ergebnis einer Messung³⁷ (Re4/4, Überfahrt über die Messstelle „Cresciano“, Fahrgeschwindigkeit ca. 10km/h, Sensor „2R“) und in weiterer Folge das Ergebnis der Berechnung der Biegelinie nach dem Verfahren von Zimmermann³⁸ für ein Fahrzeug der Achskonfiguration einer Lokomotive des Typs Re4/4.

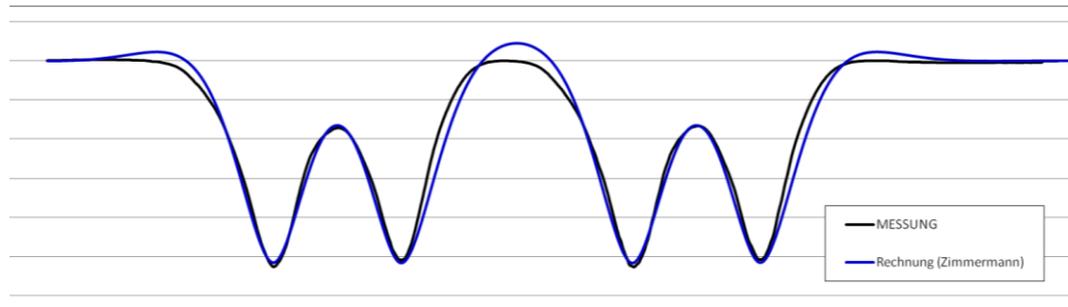


Abbildung 18: Vergleich Messung mit Rechnung (Zimmermann)
am Beispiel einer Lokomotive Re4/4

Aus dieser Abbildung kann eine hervorragende Übereinstimmung der gemessenen Werte mit den erwarteten (berechneten) Werten ausgelesen werden. Es zeigt sich hier außerdem zum wiederholten Mal, dass das Verfahren von Zimmermann verblüffend gute³⁹ Ergebnisse zu liefern im Stande ist (vgl.: Rießberger 1991, Lichtberger 2003, Eisenmann 1977), d.h. das Modell des durchgehend elastisch gelagerten Balkens kann für die Fragestellung der Spannungen in der Schiene und der Verformung der Schiene herangezogen werden.

Bei der Betrachtung von Abbildung 18 muss beachtet werden, dass die Messung auf der Verformung der Zwischenlage basiert und die Rechnung auf der Biegelinie der Schiene. Speziell bei sehr niedrigen Geschwindigkeiten wird die Schwelle in der Vorlaufwelle der Biegelinie mit angehoben, da die Schiene mit der Schwelle über die Befestigung kraftschlüssig verspannt ist. Die Zwischenlage wird dadurch aber nicht (bzw. in nur geringem Umfang) entlastet, weshalb die Vorlaufwelle mit Messzwischenlagen grundsätzlich nicht zuverlässig messtechnisch erfasst werden kann.

³⁷ Das Signal wurde zum Zweck einer besseren Verarbeitbarkeit einer üblichen Tiefpassfilterung gem. UIC 518 (Butterworth, 4. Ordnung, Grenzfrequenz 20Hz) unterzogen. Damit werden höherfrequente Schwingungen eliminiert, an den grundsätzlichen Zusammenhängen ändert sich dadurch nichts. Messung und Rechnung wurden auf die erste Achse normiert.

³⁸ Grundlagen der Berechnung: Schiene 60E1, Schwelle B70W, Schwellenabstand 600mm, Bettungsmodul $C=0,12 \text{ N/mm}^3$

³⁹ Im Sinne der Übereinstimmung mit der Realität. Es sei hier auch angemerkt, dass eine gewissenhafte Anwendung dieses Verfahrens notwendig ist und dass die Grenzen dieses Verfahrens beachtet werden müssen. Im Kapitel 3 wird auf das Verfahren von Zimmermann näher eingegangen.

Ein wichtiges Charakteristikum dieses mechanischen Modells (Winklerscher Balken) ist, dass die Verformung direkt proportional zu der einwirkenden Last ist. Das bedeutet, dass aus der Verformung direkt auf die einwirkende Kraft geschlossen werden kann. Abbildung 19 zeigt die Ergebnisse von Berechnungen nach dem Verfahren von Zimmermann, bei welchen als einziger Parameter die Achslast (Radlast) variiert wurde.

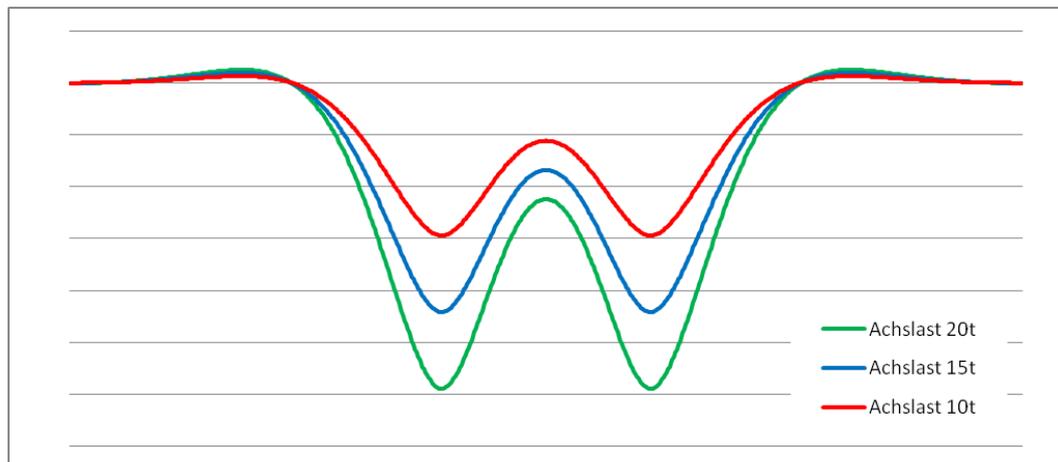


Abbildung 19: Biegelinien, berechnet mit unterschiedlichen Achslasten (Radlasten)

Das im Rahmen dieser Arbeit verwendete Messprinzip basiert auf diesem Zusammenhang: Ist die Verformung der Messzwischenlage (Zusammendrückung) bei einer definierten Radlast bekannt, so kann aus anderen gemessenen Verformungen auf die entsprechende (einwirkende) Radlast geschlossen werden.

Die Kenntnis des Zusammenhangs zwischen Radlast und resultierenden Verformung wurde im Zuge des Projekts triple_T über so genannte „Kalibrierfahrten“ gewonnen. Dabei wurde jede einzelne Messstelle⁴⁰ während der Messkampagne von einem Triebfahrzeug mit geringer Geschwindigkeit ohne Traktion überrollt. Dieses Vorgehen sollte Folgendes sicherstellen:

- Die Referenzlast ist bekannt.

Das Gewicht des jeweiligen (mit der Fahrzeugnummer eindeutig identifizierten) Triebfahrzeugs wurde von den SBB vorab übermittelt. Teilweise waren auch die einzelnen statischen Radlasten bekannt.

⁴⁰ Anmerkung: Sämtliche Standorte der Messstellen zeichneten sich durch eine ausgezeichnete Gleislagequalität aus.

- Die Referenzlast entspricht der statischen Radsatzlast.
Bei einer niedrigen Geschwindigkeit sollten sämtliche dynamischen Einflüsse, welche sich aus Massenkräften, Federung oder Dämpfung ergeben, vernachlässigbar klein sein. Die der Verformung zugrunde liegende Last entspricht der bekannten statischen Radlast. Die Auswirkungen von eventuellen Flachstellen können durch eine niedrige Geschwindigkeit nicht beeinflusst werden.
- Es treten keine Radlastverlagerungen auf.
Bei reinem Rollen ergeben sich keine Achslastverlagerungen im Drehgestell, wie sie für Traktion und Bremsen (auch bei Verwendung einer Tiefzulanlenkung in verminderter Form) typisch sind.

Es bleiben zwei Faktoren, die bei der Auswertung der Kalibrierungsfahrten und in weiterer Folge bei der Ermittlung der dynamischen Radlasten aus den Ergebnissen der messtechnischen Erhebung der Betriebslasten (Zugsfahrten) berücksichtigt werden mussten. Es sind dies die dynamischen Versteifungen des Oberbaus bei Anregungen mit höheren Frequenzen⁴¹ (Rießberger et al. 2007) sowie die Beeinflussung der Messergebnisse (Biegelinie) durch Nachbarachsen⁴². Für den Einfluss von Nachbarachsen gilt folgendes:

- Bei der Auswertung der Kalibrierungsfahrten muss die gemessene, durch eine Achse des Drehgestells des Triebfahrzeugs hervorgerufene Beanspruchung um den Einfluss der benachbarten Achse dieses Drehgestells bereinigt werden. (Umrechnung von einer Drehgestellachse auf eine „Referenzeinzelachse“).
- Bei den Auswertungen der Zugsfahrten wird auf Basis dieser Referenzeinzelachse eine dynamische Radkraft berechnet. Für den Fall, dass sich diese Achse in einem Drehgestell befindet, muss auch der Einfluss der benachbarten Achse berücksichtigt werden. (Umrechnung von der „Referenzeinzelachse“ auf eine Drehgestellachse).

⁴¹ Die dynamische Versteifung des Oberbaus wird auf Basis der mechanischen Kennwerte von Zwischenlagenmaterialien (Getzner 2004) mit 5% abgeschätzt.

⁴² Bei Rädern, deren dynamische Radlast neben der niederfrequenten Fahrzeugdynamik auch durch hochfrequente Erscheinungen wie Flachstellen bestimmt wird, hat nur der niederfrequente Anteil einen Einfluss auf eine eventuelle benachbarte Achse. Die Einwirkung der Flachstelle tritt nur äußerst kurzfristig auf und beeinflusst die Biegelinie nur unwesentlich.

Für die Bewertung des Einflusses einer benachbarten Achse ist die Kenntnis der vertikalen Gleissteifigkeit (des Bettungsmoduls) unabdingbare Voraussetzung. Aus diesem Grund muss im Zuge der Kalibrierfahrten auch der Bettungsmodul an den entsprechenden Standorten ermittelt werden. In der Literatur wird für die Ermittlung des Bettungsmoduls eine Messung der Biegelinie des Gleises vorgeschlagen (vgl. Eisenmann 1977); durch die Messzwischenlagen kann jedoch nur der „Druckbereich“ der Biegelinie zuverlässig erfasst werden, deshalb kam zur Ermittlung des Bettungsmoduls ein alternatives Verfahren zur Anwendung.

Mit der Variation des Bettungsmoduls geht - ähnlich der Änderung der Biegelinie⁴³ - für den Fall benachbarter Achsen in einem Drehgestell auch eine Änderung des qualitativen Erscheinungsbilds der Biegelinie einher. Mit abnehmendem Bettungsmodul steigt in der Symmetrieachse des Drehgestells die über die Zwischenlage wirkende vertikale Kraft, da die Schiene ihre lastverteilende Wirkung immer besser wahrnehmen kann. Abbildung 20 zeigt diese Zusammenhänge am (gerechneten) Beispiel eines Triebfahrzeugs Re4/4 der Schweizerischen Bundesbahnen.

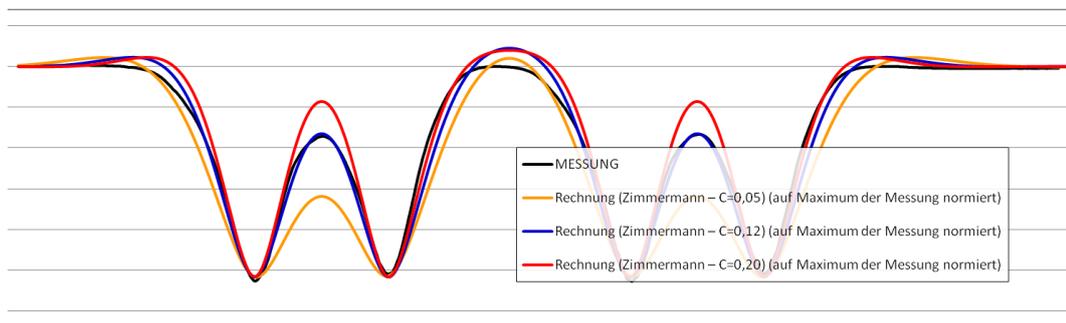


Abbildung 20: Biegelinien für eine Re4/4, gemessen und berechnet (mit unterschiedlichen Bettungsmoduln, normiert)

Über den oben beschriebenen und in Abbildung 20 ersichtlichen Zusammenhang wurden die Bettungsmoduln für die Standorte der triple_T Messstellen ermittelt.

⁴³ Die Länge der Biegelinie für eine Einzelachse kann nach der Formel $L_{Biegelinie} = 4,7 * L$ mit $L...$ Grundwert des Langschwelenoberbaus, welcher bei im Übrigen gleichen Parametern ausschließlich vom Bettungsmodul beeinflusst wird, berechnet werden. Für Achsen in Drehgestellen kann eine Verlängerung dieser Biegelinie um den Radstand $2a^+$ in guter Näherung angenommen werden. Für Einzelachsen ergibt sich für $C=0,05 \text{ N/mm}^3$ eine gesamte Länge von 7,8 m, für $C=0,12 \text{ N/mm}^3$ eine Länge der Biegelinie von 6,2 m und für $C=0,20 \text{ N/mm}^3$ eine Länge von 5,5 m. Diese Werte gelten für einen Oberbau mit: 60E1, B70W, $a=600\text{mm}$.

In weiterer Folge wurden für die Bewertung des Einflusses benachbarter Achsen, welcher vom Radstand des jeweiligen Drehgestells abhängig ist, zehn unterschiedliche Achsmodelle definiert. Mit diesen Modellen können nahezu alle über die Messstellen verkehrenden Fahrzeuge exakt charakterisiert werden, die Modelle selbst sind wie folgt:

- | | | |
|---|--------------|--------------------------|
| • Einzelachse | (EAX) | $2a^+ = 0$ |
| • Drehgestellachse (<i>Güterwagen</i>) | (GDG) | $2a^+ = 1800 \text{ mm}$ |
| • Drehgestellachse (<i>Reisezugwagen</i>) | (RDG) | $2a^+ = 2500 \text{ mm}$ |
| • Drehgestellachse (<i>BR 185</i>) | (185) | $2a^+ = 2600 \text{ mm}$ |
| • Drehgestellachse (<i>ICN etc.</i>) | (ICN) | $2a^+ = 2700 \text{ mm}$ |
| • Drehgestellachse (<i>Re4/4, Re460 etc.</i>) | (RE4) | $2a^+ = 2800 \text{ mm}$ |

sowie die zusätzlichen aber für die Berechnungen seltener benötigten Drehgestellmodelle (**R4A, R4I, A6A und A6I**) für sechsachsige Triebfahrzeuge der Baureihe Re6/6 mit drei zweiachsigen Drehgestellen und der Baureihe Ae6/6 mit zwei dreiachsigen Drehgestellen, welche mehrere Nachbarachsen in die Berechnung mit einbeziehen und auch die Position der Achse in der Achskonfiguration („A“ für Außen und „I“ für Innen) berücksichtigen.

Auf Basis dieser Modelle wurden für jede Schwelle (jeden Messpunkt) entsprechende Faktoren ermittelt, welche in der Auswertung der Messungen das gemessene Ergebnis um den Einfluss der benachbarten Achse bereinigen. Durch diese Vorgehensweise kann die tatsächliche dynamische Radlast jedes Rades ermittelt werden.

Den drei wesentlichen Kritikpunkten an dieser Vorgehensweise

- *alle Schwellen liegen unterschiedlich, es existiert keine – dem Verfahren von Zimmermann zu Grunde liegende – einheitliche und gleichmäßige vertikale Bettung der Schwellen,*
- *die dynamischen Radlasten in den Drehgestellen sind in der Regel nicht gleich groß und*
- *nicht katalogisierte Fahrzeuge werden nicht exakt berücksichtigt*

kann entgegengehalten werden, dass Nachbarachsen - im Gegensatz zur Spannungsmessung am Schienenfuß - die Messergebnisse der Biegelinie der Schiene nur in sehr geringem Umfang beeinflussen. Die Abbildungen 21 und 22 demonstrieren - dargestellt über den $\sum\eta$ -Wert - diesen Sachverhalt und zeigen, dass für den Fall eines Güterwagendrehgestells und einen Bettungs-

modul von $C=0,15 \text{ N/mm}^3$ zwischen den Radlasten der Räder eines Drehgestells Unterschiede von 20% nicht ausreichen, um das Endergebnis in einer Weise zu beeinflussen, sodass sie berücksichtigt werden müssten. Bei Drehgestellen von Reisezugwagen mit ihrem größeren Radstand wird das Messergebnis (die Biegelinie unter der betrachteten Achse) durch Nachbarachsen ebenfalls nur geringfügig beeinflusst. Auf jeden Fall bleibt die Beeinflussung durch Nachbarachsen in Bereichen deutlich unter 3%.

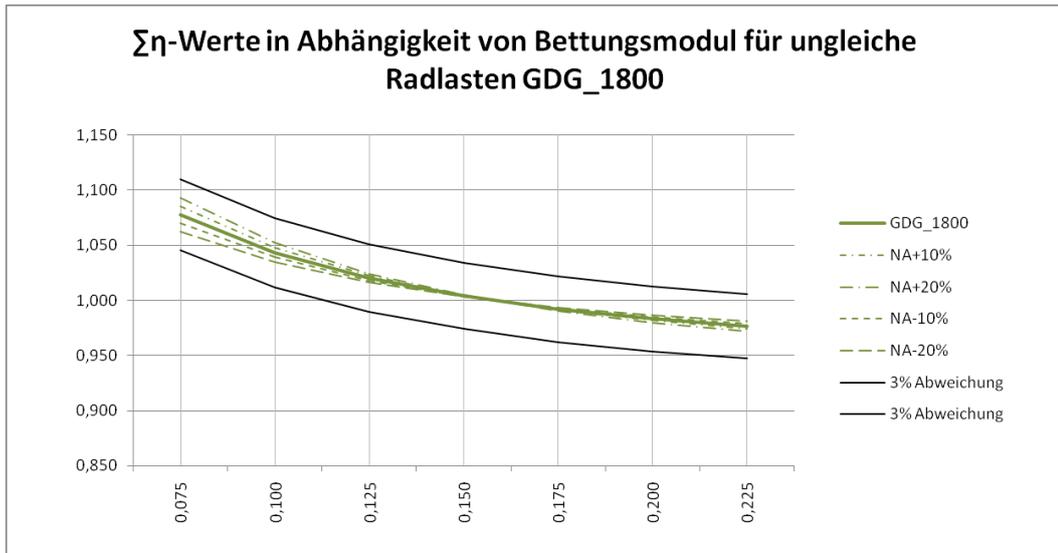


Abbildung 21: Beeinflussung des Messergebnisses durch Nachbarachsen mit unterschiedlichen Radlasten (GDG)

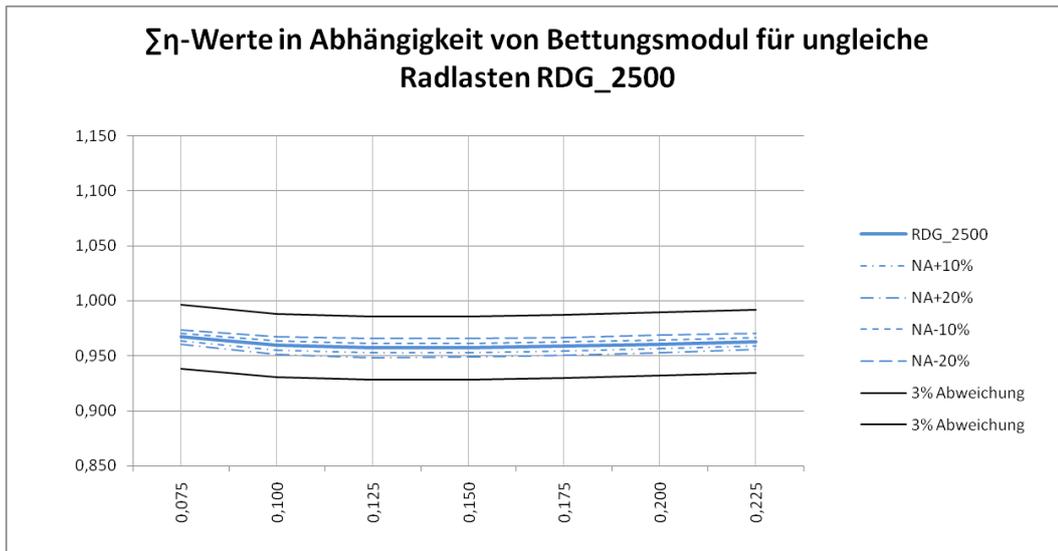


Abbildung 22: Beeinflussung des Messergebnisses durch Nachbarachsen mit unterschiedlichen Radlasten (RDG)

2.5.3 Messgenauigkeit

Bei der Durchführung von Messungen mit Gleismessstellen stellt sich immer auch die Frage nach der Messgenauigkeit des verwendeten Systems. Die hauptsächliche Aufgabe von ortsfesten Messstellen, nämlich die zuverlässige Erfassung der Radlasten der einzelnen Fahrzeuge, führt dazu, dass unter „Messgenauigkeit“ zwei unterschiedliche Charakteristika des Messsystems verstanden werden können. Diese sind die

- 1) genaue Erfassung der statischen Radlasten bzw. des Wagengewichts
und die
- 2) genaue Erfassung der dynamischen Radlasten bzw. der einwirkenden Rad-Schiene Kräfte.

Die Messgenauigkeit bei der Erfassung der *statischen Radlasten* ist eine kombinierte Genauigkeit aus der richtigen Erfassung der Kräfte in Kombination mit der Qualität der Auswertung der gemessenen Kräfte. Diese Genauigkeit wird daher in hohem Maße von dem nicht technisch-physikalischen Funktionsbestandteil des Messsystems beziehungsweise der nachfolgenden Auswertung der Messsignale über die Weglänge bestimmt. Voraussetzung für eine entsprechende Qualität bei der Ermittlung der statischen Radlasten ist eine entsprechende Messlänge, welche neben der kompletten Abwicklung der Eisenbahnräder auch sämtliche Schwingungsformen der Fahrzeuge abdecken muss.

Bei Gleismessstellen ist diese Genauigkeit auch deshalb von besonderem Interesse, da (1) die Kontrolle der Einhaltung der zulässigen Beladung bzw. des maximalen Wagengewichts, die (2) Überwachung der Richtigkeit der Angaben zur Ermittlung des Infrastrukturbenützungsentgelts sowie die (3) Kontrolle hinsichtlich schiefer Beladung als drei Hauptaufgaben derartiger Systeme bezeichnet werden können.

Die Überprüfung dieser Genauigkeit kann durch Versuchsfahrten mit definierten Versuchszügen (eine Zugkonfiguration mit bekannten Achslasten) durchgeführt werden.

Die Messgenauigkeit bei der Erfassung der *dynamischen Kräfte* beschreibt die Qualität der Erfassung der einwirkenden Kräfte und wird daher primär von den technisch-physikalischen Teilen des Messsystems bestimmt.

Für die Ermittlung von maximalen Radlasten, welche zur Beurteilung von Raddefekten herangezogen werden sollen, ist eine hohe Genauigkeit anzustreben. Um alle Defekte eines Rades messtechnisch erfassen zu können ist eine auf die Radabwicklung angepasste Messlänge erforderlich.

Die Überprüfung dieser Genauigkeit ist im Gleis auf direktem Weg nicht möglich. Bei größeren Messlängen kann - eine entsprechende Auswertung vorausgesetzt - die Güte der Messung über eine gute Übereinstimmung der aus den Signalen ausgewerteten statischen Radlasten mit den gewogenen Fahrzeuggewichten indirekt beurteilt werden.

Die im Projekt triple_T eingesetzten mobilen Messstellen sind speziell auf ihre Aufgabe, die Betriebslasten von Schienen zu erheben, ausgelegt. Aufgrund der begrenzten Messlänge ist eine Auswertung der statischen Radlasten nicht möglich. Aus diesem Grund kann nur die zweite der oben angeführten Definitionen der Genauigkeit auf das Messsystem angewendet werden, eine zahlenmäßige Angabe ist für das Projekt triple_T aber nicht möglich⁴⁴.

Messzwischenlagen von Sensorline werden in Europa in einigen Ländern eingesetzt, um Kräfte zu messen. Bei Einbauten in Eisenbahngleisen in Spanien und Russland wird von Genauigkeiten in der Größenordnung von 3% berichtet (ITSS 2009).

Eine Einschätzung der Qualität der im Projekt triple_T erhobenen Daten kann dennoch durchgeführt werden. Mit Zustimmung der Firma Scheck Process (Deutschland), welche im Bahnhof Osogna⁴⁵ eine ortsfeste Messstelle im Testeinbau betreibt, konnten die dort erhobenen Daten mit den Messergebnissen aus mobilen Messstellen verglichen werden. Abbildung 23 zeigt einen derartigen Vergleich zwischen den in Osogna erhobenen statischen und maximalen dynamischen Radlasten mit in Cresciano an einem Kanal erhobenen Radlasten.

⁴⁴ Da keine statischen Radlasten ermittelt werden, kann auch die indirekte Überprüfung nicht eingesetzt werden.

⁴⁵ Im Bahnhofsbereich von Osogna (Tessin) befinden sich mehrere ortsfeste Messstellen unterschiedlicher Hersteller im Testbetrieb.

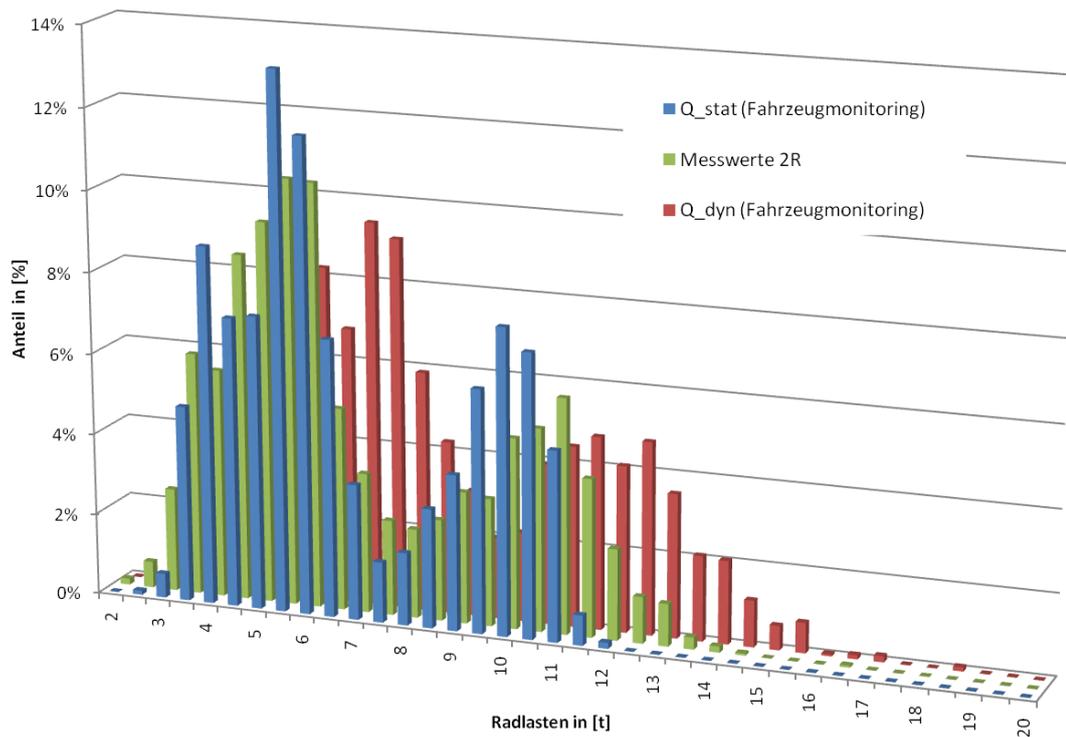


Abbildung 23: Vergleich der statischen und dynamischen Radlasten gemessen in Osogna mit Messdaten eines Messkanals aus Cresciano (mobile Messstellen)

Bei der Beurteilung dieser Abbildung fällt auf, dass

- die statischen Radlasten, welche nur an der ortsfesten Messstelle ermittelt werden, eine untere Grenze⁴⁶ darstellen
- die maximalen Radlasten, welche ebenfalls nur an der ortsfesten Messstelle ermittelt werden, eine obere Grenze⁴⁷ darstellen.
- die Ergebnisse eines Messkanals in Cresciano genau zwischen diesen beiden Grenzen zu liegen kommen.

Die Abbildung illustriert somit in anschaulicher Weise, dass das Ergebnis des Vergleichs von an der ortsfesten Messstelle erhobenen statischen (in der Regel minimalen) Radlasten und über die gesamte Messstellenlänge ermittelten, maximalen dynamischen Radlasten mit den an den mobilen Messstellen lokal erhobenen, dynamischen Radlasten den Erwartungen entspricht. Es

⁴⁶ Es ist zu beachten, dass wegen der Fahrzeugdynamik auch kleinere Radlasten als die statische Radlast auftreten können.

⁴⁷ Die größte Radlast repräsentiert den Maximalwert über den gesamten Radumfang bzw. die gesamte Messstellenüberfahrt, d.h. es werden einerseits sämtliche Raddefekte erfasst und andererseits liegt das Spannungsniveau aufgrund der etwas schlechteren Gleislagequalität im Bahnhofsbereich etwas höher.

kann somit die Schlussfolgerung gezogen werden, dass von einer hohen Qualität des an den mobilen Messstellen erhobenen Belastungskollektivs ausgegangen werden kann.

Zu dieser Einschätzung trägt weiters bei, dass sich die Ergebnisse der unterschiedlichen Kanäle der mobilen Messstellen - mit Ausnahme bei auftretenden Raddefekten - sehr einheitlich darstellen. Da die Sensoren der mobilen Messstellen einen Bereich von 1,20 Metern abdecken (jeweils 3 Schwellen), ist hier von einheitlicher Fahrzeugdynamik auszugehen und derartige Ergebnisse waren zu erwarten.

2.5.4 Mobile Messstellen im Netz der SBB

Mobile Messstellen zur Erfassung der Betriebslasten von Eisenbahnschienen wurden in zwei Netzbereichen der Schweizerischen Bundesbahnen SBB in das Gleis eingebaut. Es handelt sich hierbei einerseits um die Gotthardachse im Tessin und die Achse Bern – Zürich in der Deutschschweiz.

Beide Eisenbahnstrecken repräsentieren hoch belastete Mischverkehrsstrecken, welche aber unterschiedliche hauptsächliche Verkehrsarten aufweisen. Im Bereich der Zentralschweiz ist dies im Raum Olten – Aarau der Personenverkehr, welcher tagsüber durch extrem kurze Zugfolgezeiten charakterisiert werden kann, und im Tessin der schwere Güterverkehr.

Somit erfüllen diese Netzbereiche in hervorragender Weise die Anforderungen, welche im Rahmen des gemeinschaftlichen Projekts triple_T an Standorte für messtechnische Erhebungen der Belastungsrealität gestellt wurden: Es handelt sich um hochbelastete Strecken, jedoch mit deutlich unterschiedlichen Lastkollektiven.

Die genauen Standorte für Messstellen waren:

- Cresciano (Kanton Tessin)
- Osogna (Kanton Tessin)
- Wöschnau (Kanton Solothurn)
- Schönenwerd (Kanton Solothurn)
- Schönenwerd_2 (Kanton Solothurn)

Tabelle 5 beschreibt die Standorte im Detail:

Ort	Schiene	Schwelle	Oberbau	V _{max}	GLQ ⁴⁸	Gleisart
Osogna	49E1	Holz	SchOB	140	<i>mittel</i>	Bahnhofsgleis
Cresciano	60E1	B70W	SchOB	140	<i>„hoch“</i>	freies Streckengleis
Wöschnau	60E1	B70W	SchOB	140	<i>„hoch“</i>	freies Streckengleis
Schönenwerd	60E1	B70W	SchOB	140	<i>„hoch“</i>	freies Streckengleis
Schönenwerd_2	60E1	B70W	SchOB	140	<i>„hoch“</i>	freies Streckengleis

Tabelle 5: Standorte mobiler Messstellen (Charakteristika)

An jedem Standort wurden an drei aufeinander folgenden Schwellen die herkömmlichen Zwischenlagen durch Messzwischenlagen ersetzt. Somit wurden die zwischen Schiene und Schwelle übertragenen Kräfte mit sechs Messkanälen aufgezeichnet⁴⁹. Neben der Messung der Lasten wurden auch die Temperatur einer Zwischenlage und die Lufttemperatur gemessen.

Abbildung 24 zeigt eine derartige mobile Messstelle (Wöschnau) im eingebauten Zustand.

⁴⁸ Unter der Abkürzung „GLQ“ ist die verbale Einschätzung der Gleislagequalität zu verstehen (Quelle: SBB).

⁴⁹ Durch diese Vorgehensweise ist eine zuverlässige Erfassung der Belastungsrealität am Lokalelement (genau diesen sechs Stellen im Gleis) gewährleistet. Durch eine gewissenhafte Auswahl der Einbauorte sollen lokale Phänomene (z.B.: Einfedern aller Fahrzeuge) nach Möglichkeit verhindert werden (auch wenn diese der Belastungsrealität an diesem speziellen Punkt entsprechen würden). Die Auswertungen zeigen, dass dies sehr gut gelungen ist. Es können aber weder die statischen Radlasten ermittelt werden, noch absolute Maxima der Beanspruchung, da keine komplette Abwicklung des Rades erfasst wird. Diese zwei Punkte waren aber nicht Inhalt des Projekts triple_T.



Abbildung 24: mobile Messstelle in der Wöschnau

Wesentliche Vorteile dieser ortsfesten Messstellen sind neben dem raschen und unkomplizierten Einbau, dass

- die Messstellen im eingebauten Zustand nur sehr schwer erkennbar sind
- Instandhaltungsarbeiten nur unwesentlich beeinflusst werden

und vor allem, dass

- das System Oberbau durch das Vorhandensein von Messstellen nur in sehr geringem Umfang gestört wird.

Auf den folgenden vier Seiten werden in den Abbildungen 25 bis 28 vier Messstellen (Cresciano, Osogna, Wöschnau und Schönenwerd) nochmals vorgestellt. Für die vorliegende Arbeit sind im Folgenden die Messstellen in Cresciano und in Schönenwerd von Bedeutung. Die Messstelle Osogna liegt in einem Bahnhofsbereich (nicht im freien Streckengleis) und die Messstelle in der Wöschnau wurde bereits nach den ersten Probemessungen von Vandalen zerstört. Die fünfte Messstelle (Schönenwerd_2) entspricht keiner vollwertigen mobilen Messstelle und diente der Untersuchung von Zwischenlagen mit mehreren Lichtwellenleitern. Sie spielt in dieser Arbeit daher keine Rolle.

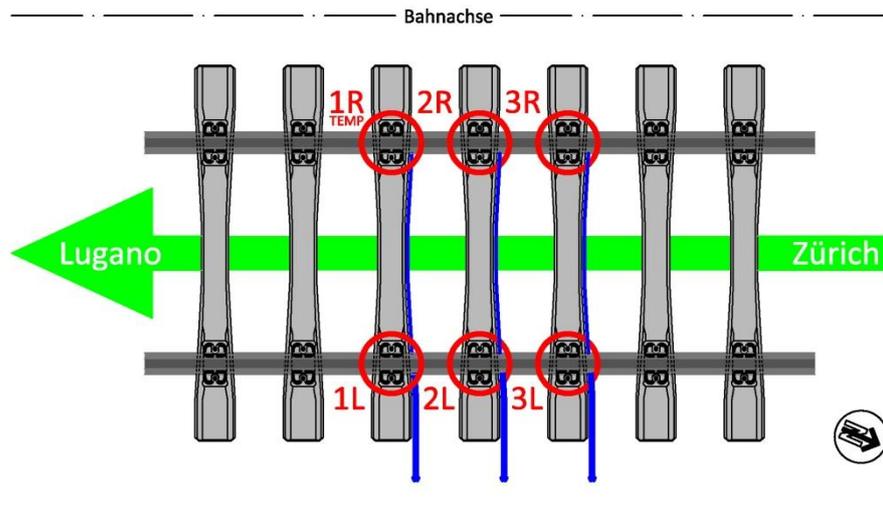
Projekt triple_T



SBB CFF FFS



Übersicht Mobile Messstelle CRESCIANO



Mobile Messstelle: Cresciano

Gleis: 140 Schiene: SBB VI
 km: 140 Schwelle: B70W
 90.000 GBT_{tägl}, Gleis Juli 2007

Sensoren:

1L 299 (#06) 2L 303 (#04) 3L 301 (#05)
 1R 287 (#16) 2R 302 (#08) 3R 296 (#07)



Abbildung 25: mobile Messstelle in Cresciano

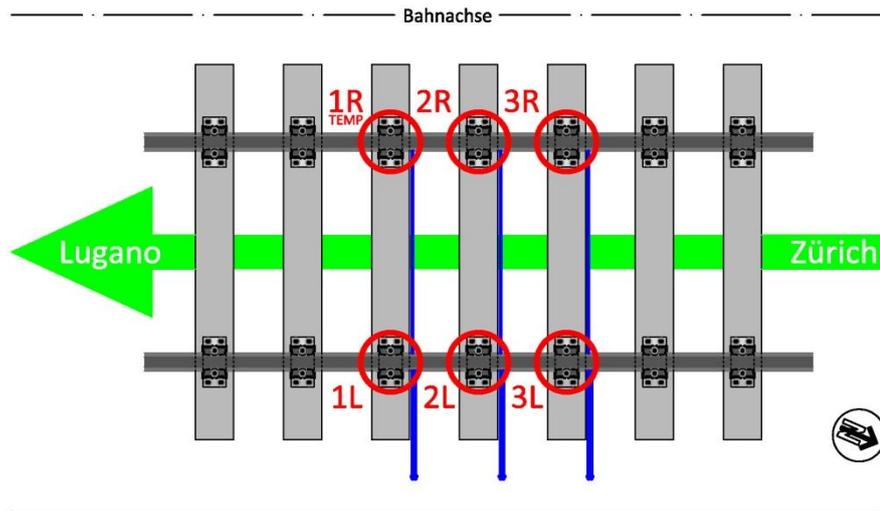
Projekt triple_T



SBB CFF FFS

TUG Institut für Eisenbahnen und Verkehrsmittel
TU Graz University of Technology
Ingenieurwissenschaften

Übersicht Mobile Messstelle OSOGNA



Mobile Messstelle: Osogna

Gleis: 3 Schiene: SBB IV
 km: 138 Schwelle: Holz
 90.000 GBT_{13gl, Gleis} Juli 2007

Sensoren:

1L 280 (#12) 2L 284 (#01) 3L 283 (#13)
 1R 285 (#17) 2R 297 (#02) 3R 298 (#03)



Abbildung 26: mobile Messstelle in Osogna

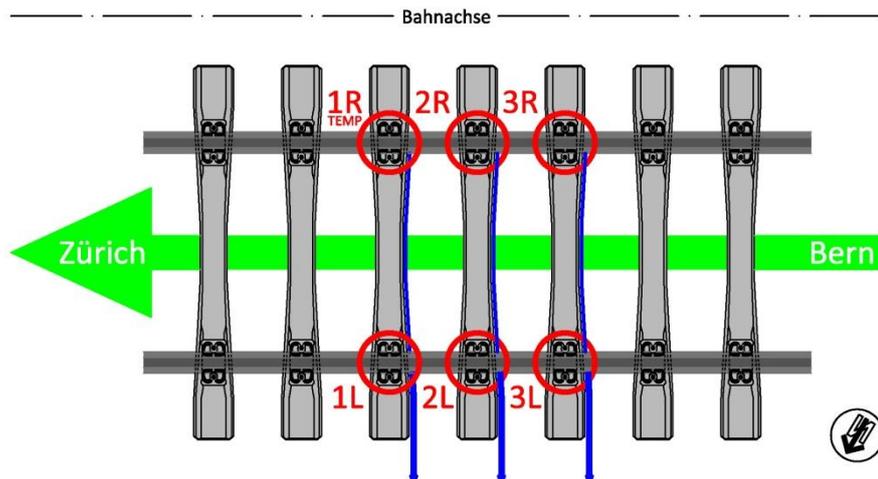
Projekt triple_T



SBB CFF FFS

TUC Institut für Eisenbahnen und Verkehrsmittel der Universität der Schweiz

Übersicht Mobile Messstelle WÖSCHNAU



Mobile Messstelle: Wöschnau

Gleis: 409 Schiene: SBB VI
 km: 50 Schwelle: B70W
 120.000 GBT tgl, Gleis Juli 2007

Sensoren:

1L 281 (#15) 2L 294 (#09) 3L 300 (#10)
 1R 288 (#18) 2R 282 (#14) 3R 295 (#11)

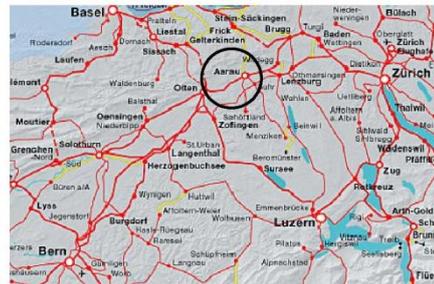
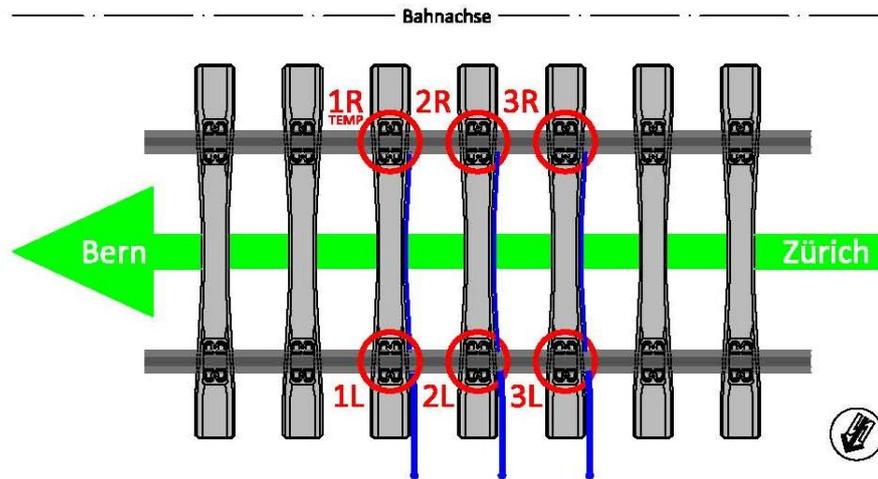


Abbildung 27: mobile Messstelle in der Wöschnau



Übersicht Mobile Messstelle SCHÖNENWERD



Mobile Messstelle: Wöschnau	
Gleis: -	Schiene: SBB VI
km: 47.6	Schwelle: B70W
120.000 GBT <small>zähl. Gleis</small>	Mai 2008
Sensoren:	
1L 455 (#20)	2L 454 (#18) 3L 453 (#21)
1R 456 (#22)	2R 452 (#19) 3R 451 (#14)



Abbildung 28: mobile Messstelle in Schönenwerd

2.5.5 Durchführung der Messungen

Die ersten Messungen mit den mobilen Messstellen wurden im August 2007 durchgeführt. Für die Messungen müssen lediglich die Messzwischenlagen über die Interfaces mit dem Messverstärker und dieser wiederum mit einem Laptop mit installierter Messsoftware verbunden werden. Die einzige Bedingung für die Durchführung von Messungen ist eine externe Stromversorgung, für welche ein herkömmlicher Stromgenerator zum Einsatz kam.

Hinsichtlich sicherheitstechnischer Bestimmungen ist zu erwähnen, dass zur Durchführung von Messungen der Gefahrenbereich des Gleises sowohl beim Auf- als auch beim Abrüsten der Messstellen nicht betreten werden muss.

Abbildung 29 zeigt ein Beispielfoto von den Messungen in Cresciano zum Zeitpunkt einer Zugsüberfahrt. Hinter dem VW Bus, in welchem Messverstärker und Messlaptop untergebracht sind, ist der Stromgenerator erkennbar.



Abbildung 29: Durchführung der Messungen in Cresciano

Die Messungen wurden an beliebigen Tagen, welche vorab von den SBB als durchschnittliche Verkehrstage angegeben wurden, durchgeführt. In der Regel lag der Messzeitraum bei mehr als 24 Stunden, um jeweils einen ganzen Verkehrstag abbilden zu können. Die Messungen selbst wurden immer von zwei Personen durchgeführt, welche sich in der Überwachung des Messsystems und bei der Durchführung von organisatorischen Aufgaben abwechselten. Auch stand das Messteam in der Regel mit der Betriebsführung in Kontakt und wurde im Falle von Betriebsstörungen (z.B. Streckensperre Gotthard) benachrichtigt.

Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht über die Messungen, welche im Zuge des Projekts triple_T durchgeführt wurden.

Messstelle	Datum	Dauer	Züge	Anmerkungen
Osogna	16.7.2007	12h	43	<i>Testmessungen</i>
Osogna	16.11.2007	9h	53	
Cresciano	16.8.2007	1h	3	<i>Testmessungen</i>
Cresciano	17.8.2007	15h	61	
Cresciano	13.11.2007 14.11.2007	21h	107	<i>Abbruch wegen Streik DB (Railion)</i>
Cresciano	15.11.2007 16.11.2007	23h	119	
Cresciano	4.5.2008 5.5.2008	24h	74	
Cresciano	4.9.2008	8h	32	<i>Streckensperre Gotthard</i>
Wöschnau	14.8.2007	15h	196	
Schönenwerd	6.5.2008 7.5.2008	33h	422	
Schönenwerd	8.5.2008 9.5.2008	26h	337	
Schönenwerd	1.9.2008 2.9.2008	24h	285	
Schönenwerd	2.9.2008 3.9.2008	24h	280	
Schönenwerd_2	14.8.2007	4h	39	

Tabelle 6: Zusammenstellung der Messungen mit mobilen Messstellen

Während der Messungen waren am Bildschirm des Messlaptops die unten abgebildeten (Abbildung 30) Informationen sichtbar. In der oberen Reihe sind die aktuellen Messwerte aller sechs Messzwischenlagen dargestellt und in weiterer Folge die Temperatur der Messzwischenlage (in diesem Fall 25,7°C) sowie die Lufttemperatur (25,2°C). Eine zeitverzögerte graphische Darstellung des Messsignals einer Zwischenlage ist auf dem Hauptteil des Bildschirms dargestellt, in dessen Hintergrund auch das zeitsynchrone Videobild des Zuges angezeigt wird. Auf dem Bild zu sehen ist der EC117 Cisalpino Verdi auf dem Weg von Basel SBB nach Chiasso, welcher am 17. August 2007 um 16.37 die mobile Messstelle in Cresciano passierte.

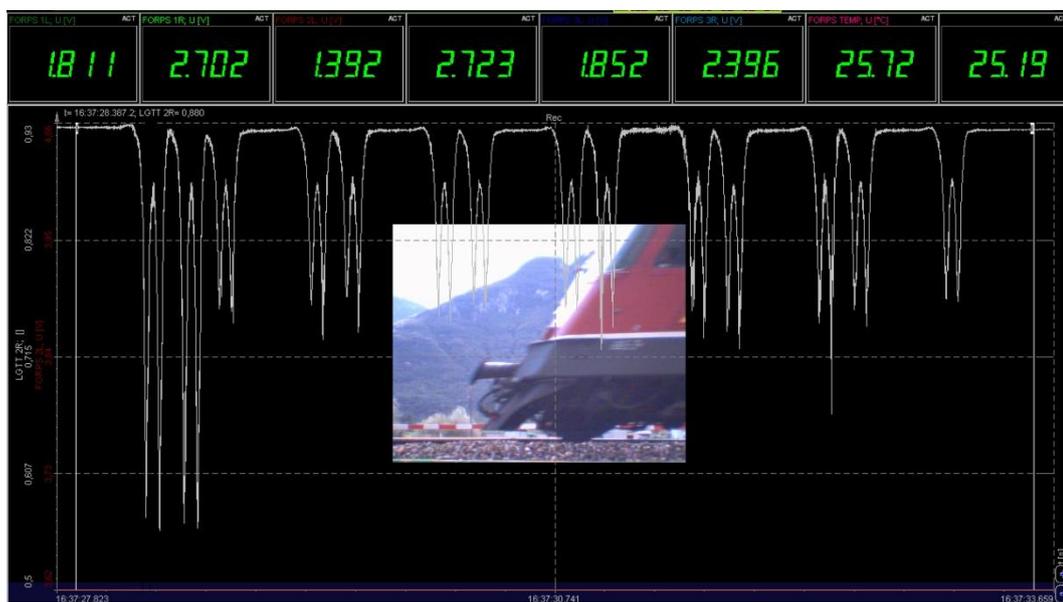


Abbildung 30: Screenshot während einer Messung

Das oben abgebildete Beispiel zeigt einen typischen Fernverkehrs-Reisezug mit einem Triebfahrzeug der Baureihe Re4/4 und Reisezugwagen des Typs „Einheitswagen IV“. Deutlich erkennbar ist der Raddefekt an der letzten Achse des vorletzten Wagens, welcher genau über dem Sensor auf die Schiene traf. Ergänzend ist anzumerken, dass es sich bei dem dargestellten Messsignal um Absolutwerte des Spannungssignals handelt, d.h. eine endgültige Aussage über die einwirkenden Lasten ist erst nach der Auswertung im Büro möglich, welche im nächsten Unterkapitel beschrieben wird.

2.5.6 Auswertungen der Messungen

Die Ermittlung der dynamischen Radlasten als Ergebnis der Auswertung wurde mit der Signalanalysesoftware Famos (Additive GmbH, Deutschland) durchgeführt. Es wurde eine Auswerterroutine programmiert, welche für jedes Rad bei jedem Sensor das Maximum der relativen Lichtänderung ΔT_{rel} ermittelte.

Die Vorgehensweise bzw. die einzelnen Programmierungsschritte werden im Folgenden beschrieben. Alle sechs Messzwischenlagen einer mobilen Messstelle wurden nach diesem Verfahren ausgewertet.

Schritt 1: Bestimmung des Offsets in einem Zeitraum von ca. 15 bis 20 Sekunden vor der ersten die Messstelle passierenden Achse.

Schritt 2: Tiefpassfilterung des Messkanals (Butterworth 4. Ordnung, Grenzfrequenz 20Hz), Korrektur der dadurch entstandenen Phasenverschiebung und anschließende Bandfilterung des Messkanals. Alle Messwerte, welche kleiner sind als das 1,01-fache des Offset-Werts, werden auf ebendiesen Wert gesetzt. Diese Vorgehensweise hat keinen Einfluss auf das letztendliche Ergebnis, erleichtert die weitere Berechnung jedoch maßgeblich. Das Ergebnis von Schritt 2 ist in der Abbildung 31 in grüner Farbe dargestellt⁵⁰.

Schritt 3: Bildung der ersten Ableitung des unter Schritt 2 ermittelten (grünen) Kanals. Die in Schritt 2 durchgeführte Tiefpassfilterung erzeugt ein sehr glattes Signal des Messkanals und in weiterer Folge ein sehr glattes Signal der ersten Ableitung dieses Kanals. Das Ergebnis von Schritt 3 ist in der Abbildung 31 in roter Farbe dargestellt.

⁵⁰ Bei der Betrachtung von Abbildung 31 ist zu beachten, dass in diesem Fall das Spannungssignal abgebildet ist, welches aus dem optischen Signal des Belastungssensors zur Weiterverarbeitung im Messverstärker generiert wurde. Es gilt der Zusammenhang, dass mit einer Zunahme der Radlast die Lichtdurchlässigkeit sinkt während das Spannungssignal ansteigt. Die Darstellung der relativen Lichtänderung würde optisch besser mit dem gewohnten Bild von Einsenkungsmessungen übereinstimmen, die Berechnungen wurden jedoch mit dem gemessenen Spannungssignal durchgeführt. Erst im letzten Bearbeitungsschritt (Bestimmung der dynamischen Radlast) wurde aus dem Spannungssignal die relative Lichtänderung berechnet.

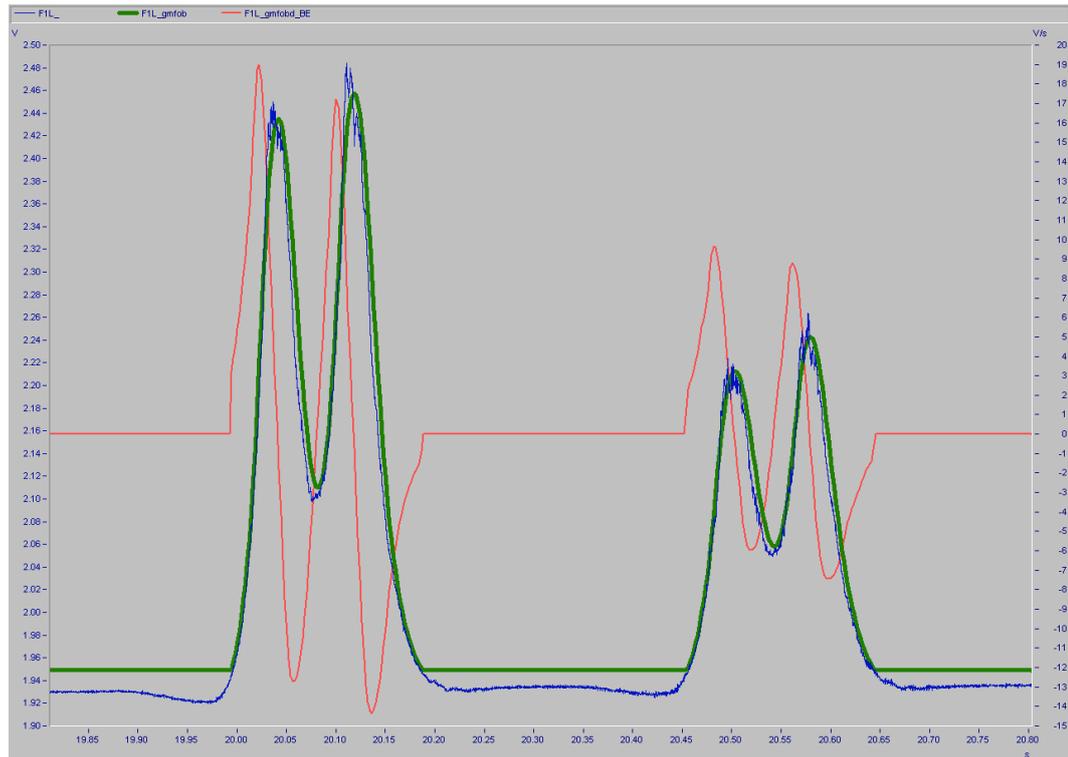


Abbildung 31: Visualisierung der Auswerteroutine

Schritt 4: Anwendung des „Vorzeichenwechsel-Verfahrens“. Bei Stellen, an welchen die erste Ableitung des Messkanals gleich null ist, muss entweder ein Hoch- oder ein Tiefpunkt vorliegen⁵¹. Ist die erste Ableitung nach dieser Stelle größer null, liegt ein Tiefpunkt vor.

Schritt 5: Zwischen jeweils zwei Tiefpunkten befindet sich ein Hochpunkt, welcher zugleich die maximale relative Lichtänderung und damit die größte dynamische Radlast über dem Messpunkt definiert. Dieser wird aus dem gemessenen Originalkanal (in Abbildung 31 blau dargestellt) ermittelt.

⁵¹ Es können hier auch Sattelpunkte vorliegen, welche für die gegenständliche Arbeit jedoch nicht von Bedeutung sind.

Abbildung 32 zeigt auszugsweise das Ergebnis einer derartigen Auswertung am Beispiel eines Fahrzeugs des Typs „FLIRT“ an der Messstelle in Cresciano.

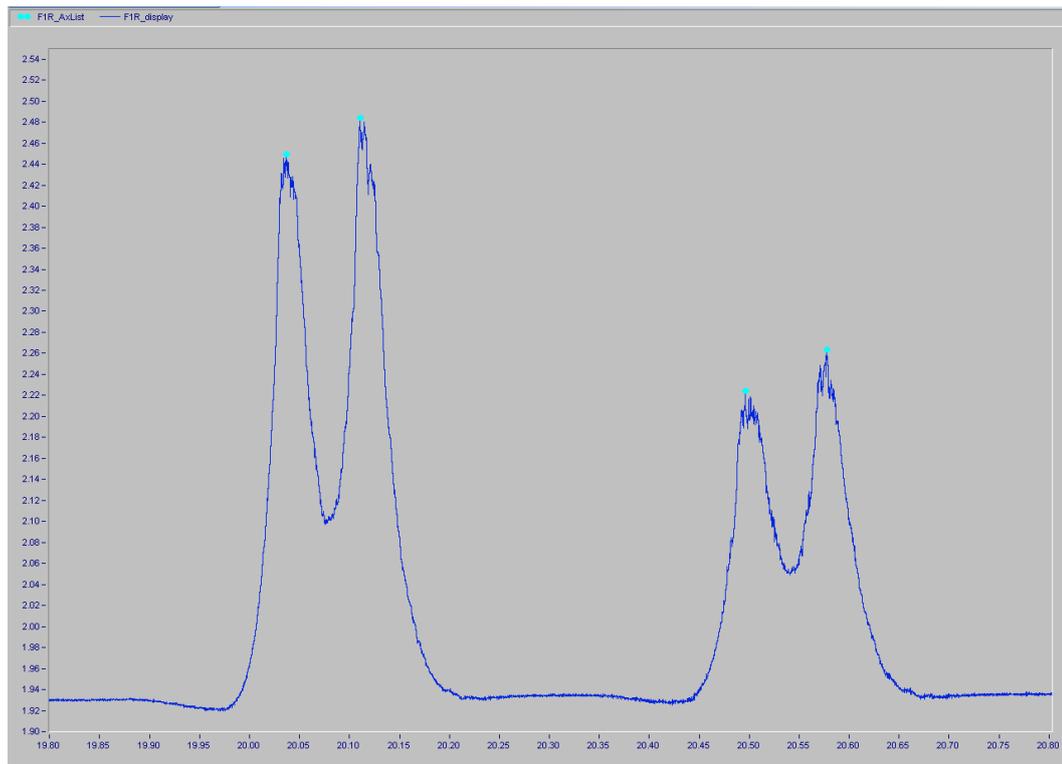


Abbildung 32: Ergebnis der Auswertung (Auszug)

Die derart gewonnenen relativen Lichtänderungen wurden von der Famos Sequenz direkt in ein Excel-Arbeitsblatt eingelesen, in welchem aus den Famos-Ergebnissen über die aus den Kalibrierfahrten gewonnenen Zusammenhänge⁵² die dynamischen Radlasten berechnet werden.

In weiterer Folge interessiert nicht nur die Größenordnung der ermittelten dynamischen vertikalen Radlast sondern auch die Information, ob die Radlast durch Erscheinungen wie z.B. Raddefekte beeinflusst wurde. Zu diesem Zweck wurde in der Auswertung auch der so genannte FSD-Wert (Flachstellendetektion) ermittelt, welcher als Ergänzung zum Messergebnis auch Aussagen über das Zustandekommen dieses Signal zu geben im Stande ist. Für diesen Wert wurde der Original-Messkanal gleitend gemittelt und die diesem gemittelten Kanal entsprechende Radlast berechnet. In weitere Folge wird durch Division dieser beiden Radlasten („original“ dividiert durch „gemittelt“) der FSD-Wert bestimmt. Abbildung 33 zeigt zusätzlich zu den Informationen aus Abbildung 32 auch diesen FSD-Kanal in gelber Farbe.

⁵² Die Kalibrierfahrten lieferten einerseits den Zusammenhang zwischen relativer Lichtänderung und einwirkender Radlast sowie die Angaben über den Bettungsmodul, welcher für die Berücksichtigung von Nachbarachsen benötigt wird.

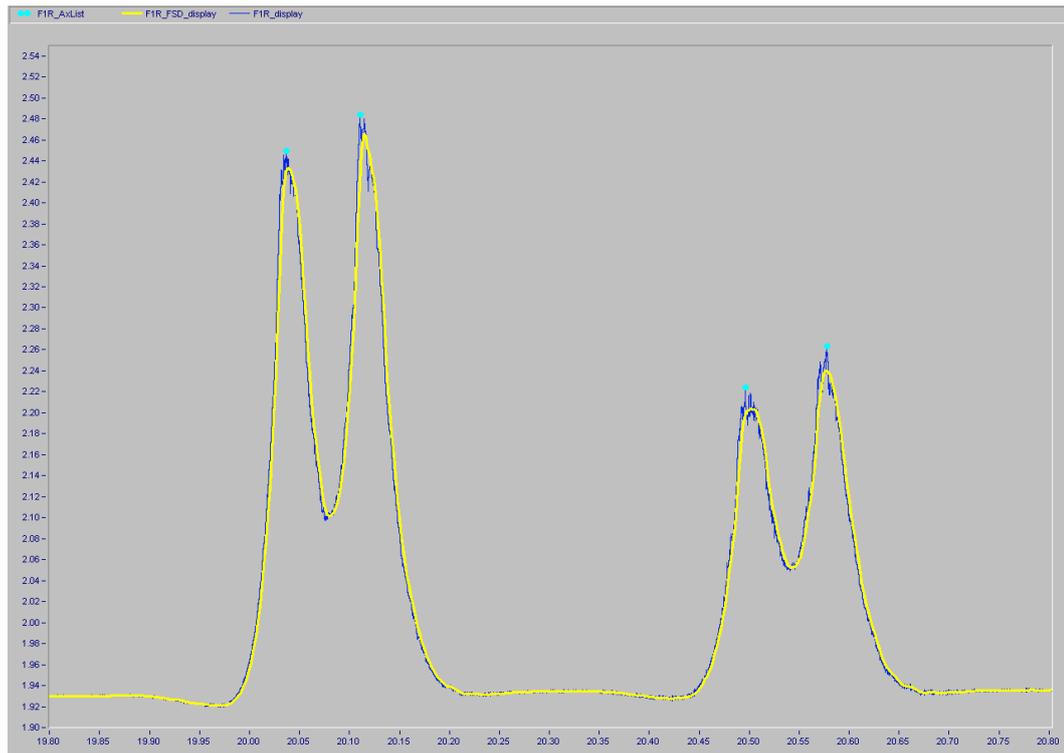


Abbildung 33: Ergebnis der Auswertung (Auszug) ergänzt durch den FSD-Kanal

Diese pragmatische Vorgehensweise hat sich im Zuge der Auswertungen als sehr brauchbares Vorgehen für die bessere Einschätzung der Resultate herausgestellt. Der FSD-Wert wird in der Auswertung neben jeder ermittelten dynamischen Radlast angegeben. Übersteigt der FSD-Wert den Faktor 1,15 (also 115%), dann wird dieser Wert auch bei der Berechnung der Schwingspiele berücksichtigt.

Abbildung 34 zeigt am Beispiel einer Re6/6, welche die mobile Messstelle in Cresciano passiert hat, wie sich dieser FSD-Kanal bei einem Fahrzeug mit etwas schlechterem Zustand der Räder darstellt. In dem gezeigten Beispiel spiegeln sich die extremen Bedingungen, welche der Gotthard-Güterverkehr mit sich bringt, wider.

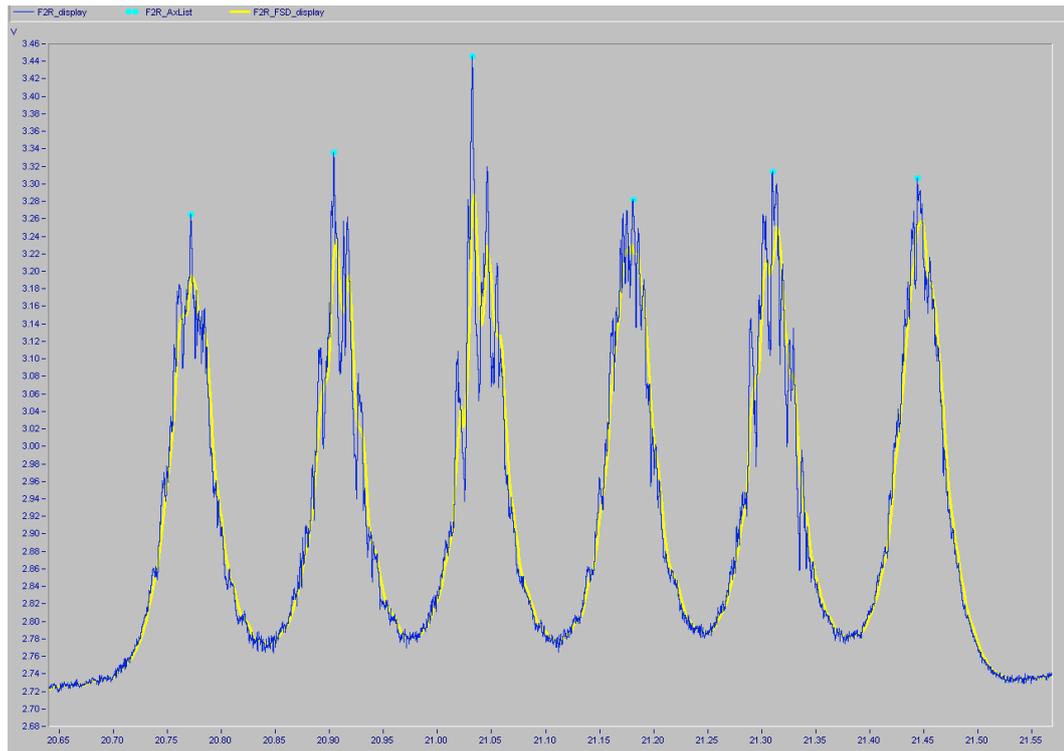


Abbildung 34: Ergebnis der Auswertung für eine Re6/6

Die Famos Sequenz zur Bestimmung der dynamischen Radlasten aus den Messungen wurde in einer Weise programmiert, dass die Auswertung nach der manuellen Auswahl des auszuwertenden Zuges automatisch erfolgte, ein manuelles Eingreifen im Fall von Problemen (z.B.: es werden nicht alle Achsen erkannt etc.) ist jedoch immer möglich. Abbildung 35 zeigt die Eingabemaske für die Auswertungen für die mobile Messstelle in Cresciano.



Abbildung 35: Famos-Auswertemaske für die mobile Messstelle in Cresciano

Abbildung 36 zeigt nun das Ergebnis für eine Zugfahrt (Reisezug) über die mobile Messstelle in Cresciano. Dieses Excel-Arbeitsblatt stellt die Grundlage für die weiterführenden Berechnungen dar.

AUSWERTUNG ZUGFAHRT				CR-170807-1636-PV				ERGEBNIS													
MESSSTELLE				CRESCIANO																	
DATUM				17.08.2007																	
ZEIT				16.36																	
ZUGTYP				PV																	
ANZ.ACHSEN				28																	
GESCHWINDIGKEIT				121 [km/h]																	
ZUGLÄNGE				164 [m]																	
TEMP. LUFT				25,2 [°C]																	
TEMP. ZL				25,7 [°C]																	
AX	ACHSLAST		FSD	C1L			C1R			C2L			C2R			C3L			C3R		
	dynamisch	AL _{dyn,max}		0,231	0,16	FSD	0,243	0,12	FSD	0,313	0,16	FSD	0,290	0,19	FSD	0,243	0,16	FSD	0,230	0,12	FSD
1	20,6	109	113	10,4	RE4	112	10,2	RE4	111	12,5	RE4	110	11,6	RE4	113	13,9	RE4	109	10,9	RE4	106
2	21,1	109	111	10,6	RE4	111	10,5	RE4	110	12,7	RE4	110	11,9	RE4	111	14,0	RE4	108	11,4	RE4	109
3	21,4	108	114	10,6	RE4	109	10,7	RE4	110	11,5	RE4	114	11,7	RE4	108	11,7	RE4	108	11,8	RE4	106
4	21,7	106	109	10,8	RE4	108	10,9	RE4	105	11,8	RE4	109	11,9	RE4	108	11,5	RE4	106	11,5	RE4	106
5	10,7	106	114	5,4	RDG	107	5,6	RDG	106	5,2	RDG	104	5,5	RDG	106	6,6	RDG	114	6,5	RDG	107
6	11,3	110	113	6,5	RDG	111	5,9	RDG	110	5,4	RDG	105	5,9	RDG	113	6,2	RDG	107	6,6	RDG	110
7	10,7	105	107	5,4	RDG	105	5,3	RDG	107	5,5	RDG	106	5,3	RDG	105	6,0	RDG	103	6,1	RDG	105
8	11,0	105	113	5,7	RDG	106	5,8	RDG	104	5,2	RDG	105	6,3	RDG	113	6,0	RDG	107	6,9	RDG	110
9	11,4	106	151	6,5	RDG	119	5,6	RDG	111	7,7	RDG	151	5,1	RDG	104	6,3	RDG	106	6,1	RDG	105
10	11,5	106	121	7,0	RDG	121	5,8	RDG	106	5,7	RDG	107	6,1	RDG	113	6,4	RDG	105	6,5	RDG	112
11	10,9	107	116	6,0	RDG	116	5,4	RDG	107	5,5	RDG	109	5,6	RDG	110	6,5	RDG	107	6,1	RDG	104
12	11,4	105	111	6,3	RDG	107	5,7	RDG	105	5,7	RDG	104	5,8	RDG	111	6,5	RDG	105	6,1	RDG	106
13	10,7	104	106	5,6	RDG	105	5,1	RDG	105	5,5	RDG	104	5,3	RDG	106	6,4	RDG	103	6,1	RDG	104
14	11,4	107	108	6,2	RDG	105	5,8	RDG	107	5,9	RDG	105	5,5	RDG	108	6,4	RDG	103	6,2	RDG	107
15	10,7	104	106	5,8	RDG	106	5,3	RDG	104	5,5	RDG	103	5,4	RDG	108	6,8	RDG	104	6,1	RDG	104
16	11,6	104	108	6,3	RDG	103	5,8	RDG	106	6,0	RDG	106	5,6	RDG	108	6,6	RDG	104	5,9	RDG	104
17	11,1	109	128	5,6	RDG	106	5,5	RDG	109	5,5	RDG	107	6,6	RDG	128	6,8	RDG	110	7,1	RDG	124
18	12,5	111	126	6,8	RDG	111	5,8	RDG	105	7,1	RDG	126	6,0	RDG	116	7,4	RDG	117	6,6	RDG	113
19	11,2	113	123	6,1	RDG	107	6,4	RDG	123	5,7	RDG	110	5,5	RDG	115	7,1	RDG	107	7,0	RDG	113
20	12,1	108	116	6,7	RDG	107	6,1	RDG	108	6,0	RDG	109	6,3	RDG	116	6,8	RDG	109	6,4	RDG	108
21	11,4	106	110	5,8	RDG	110	5,7	RDG	104	5,5	RDG	106	6,1	RDG	108	6,6	RDG	106	7,2	RDG	110
22	12,9	108	115	6,4	RDG	110	6,6	RDG	113	6,3	RDG	114	6,6	RDG	115	6,4	RDG	108	6,9	RDG	108
23	11,5	109	118	5,6	RDG	118	6,1	RDG	114	5,8	RDG	116	5,9	RDG	114	5,9	RDG	105	6,7	RDG	109
24	12,7	109	141	6,4	RDG	113	7,1	RDG	118	6,0	RDG	114	8,5	RDG	141	6,3	RDG	106	6,7	RDG	109
25	10,6	104	108	5,3	RDG	105	5,3	RDG	104	5,4	RDG	103	5,5	RDG	108	6,0	RDG	102	6,4	RDG	105
26	11,4	104	112	6,0	RDG	104	5,7	RDG	104	5,9	RDG	112	5,9	RDG	112	6,2	RDG	105	6,4	RDG	108
27	10,0	104	110	4,9	RDG	103	5,4	RDG	110	5,3	RDG	105	5,1	RDG	106	5,6	RDG	101	5,9	RDG	104
28	11,0	104	105	5,8	RDG	103	5,4	RDG	105	5,8	RDG	104	5,2	RDG	105	5,9	RDG	102	5,7	RDG	104

Abbildung 36: Ergebnisblatt der Auswertung

Gleichzeitig wird im Rahmen der Auswertung für jede Zugfahrt ein Ergebnisprotokoll erstellt, welches einige wichtige Informationen über die Zugfahrt wie Zugtyp, Fahrgeschwindigkeit, Anzahl von Achsen sowie Luft- und Zwischenlagentemperatur beinhaltet. Im Folgenden ist ein derartiges Protokoll exemplarisch abgebildet.



Abbildung 37: Ergebnisprotokoll einer Zugfahrt

2.5.7 Ergebnisse der Messungen

Für die weiteren Berechnungen waren die Ergebnisse von jeweils einer Messung an den mobilen Messstellen in Cresciano und in Schönenwerd von besonderer Wichtigkeit.

Tabelle 7 zeigt eine Zusammenstellung von jeweils zwei 24 Stunden-Messungen im Tessin und in der Deutschschweiz, aus denen sehr deutlich die unterschiedlichen Streckencharakteristika hervorgehen. Während auf der Gotthardachse der Güterverkehr überwiegt, dominiert auf der Achse Bern-Zürich der Personenverkehr.

Ganz speziell sei auf die große Anzahl an Zügen hingewiesen, welche die mobile Messstelle in Schönenwerd passiert haben. Nahezu 300 Züge auf einem Gleis in 24 Stunden bedeutet eine Zugfolgezeit von im Schnitt weniger als fünf Minuten.

Ergebnisse von 24 Stunden Messungen				
	Cresciano		Schönenwerd	
Messdatum	13.-14. November 2007*		6.- 7. Mai 2008	
Züge	126		299	
PERS-ZÜGE	50	40%	202	68%
GÜTER-ZÜGE	76	60%	97	32%
Achsen	7.990		13.840	
PERS-AX	1.434	18%	6.992	51%
GÜTER-AX	6.556	82%	6.848	49%
AX/PERS-ZUG	29	x	35	x
AX/GÜTER-ZUG	86	x	71	x
AX/ZUG	63		46	
Schwingspiele	12.229		21.443	
VERH SSP/AX	1,53		1,55	

* ... aufgrund des DB Bahnstreiks mussten diese Messungen kurzfristig vorverlegt werden. Die Messungen wurden nach 21 Stunden (um ca. 17.30) abgebrochen, die restlichen 3 Stunden wurden am 15. November gemessen.

Tabelle 7: Ergebnisse in Cresciano und Schönenwerd

Achslastverteilungen der dynamischen Radlasten, gemessen jeweils am Sensor 2R, werden in den Abbildungen 38 und 39 graphisch dargestellt. Auch aus den Achslastverteilungen sind die unterschiedlichen Streckencharakteristika deutlich erkennbar. Beide Messungen zeigen ein für Mischverkehr typisches Bild (Konzentration von Radlasten im Bereich von fünf bis sieben Tonnen), jedoch kann für den Standort Cresciano wegen des dominierenden schweren Güterverkehrs eine gewisse Homogenisierung der Achslasten fest-

gestellt werden. In Schönenwerd kann der überwiegende Personenverkehr deutlich in den Bereichen etwas leichter Radlasten, aber auch in den Bereichen mittlerer Radlasten (Doppelstockwagen) festgestellt werden.

Aus den beiden Abbildungen 38 und 39 geht auch hervor, dass bisweilen auch sehr hohe dynamische Radlasten an den mobilen Messstellen gemessen wurden. Es sei aber auch insbesondere darauf hingewiesen, dass zwischen statischen und dynamischen Radlasten in der Regel deutlich kleinere Unterschiede auftreten, als auf Basis der derzeitigen Modellvorstellungen erwartet würden. Tatsächlich kann an einigen Rädern ein Faktor zwei vermutet werden⁵³ (vgl. Franz 2006), dessen Verwendung für die Dimensionierung auf „Dauerfestigkeit“ auch angebracht erscheinen mag, jedoch für die Beurteilung der tatsächlichen Verhältnisse sind diese Abschätzungen deutlich zu konservativ.

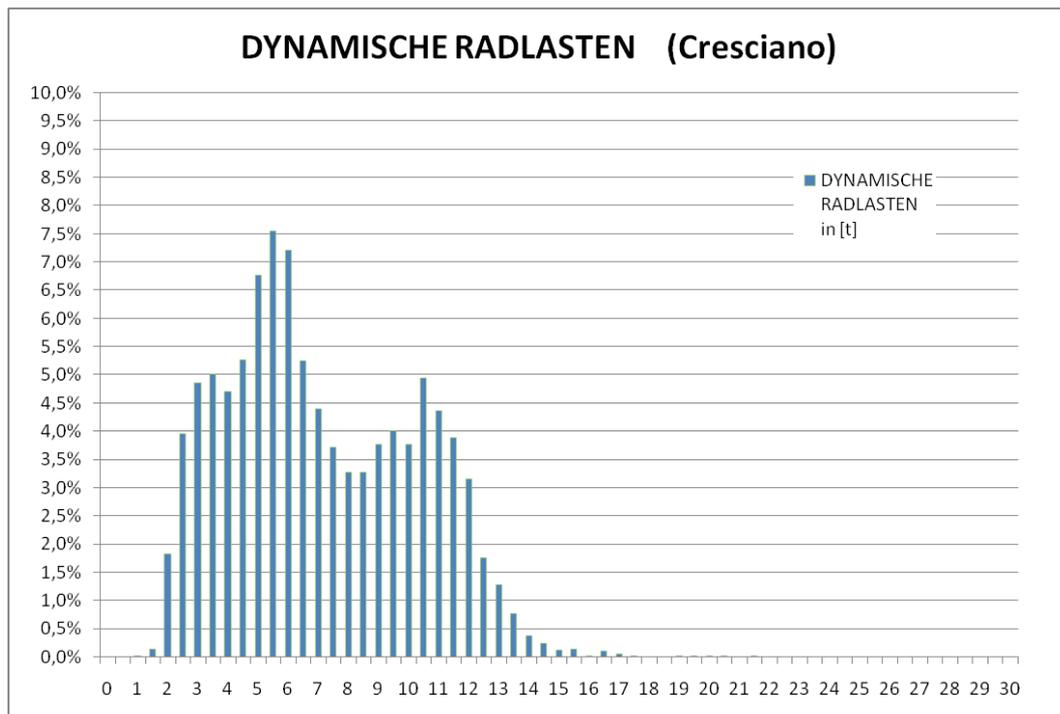


Abbildung 38: Radlastverteilung (Sensor 2R, dynamisch) in Cresciano

⁵³ Statische Radlasten werden nicht ermittelt, jedoch können die Unterschiede zumindest für den Fall von extremen Raddefekten aus den benachbarten Sensoren, deren Messergebnisse nicht vom Raddefekt beeinflusst wurden, abgeleitet bzw. abgeschätzt werden.

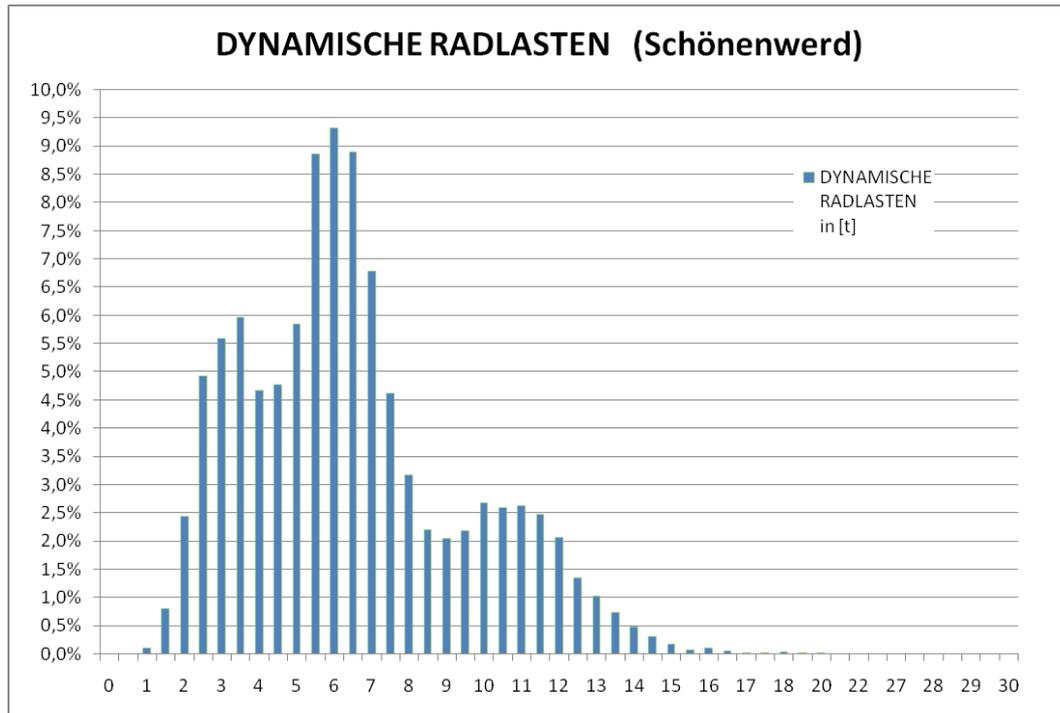


Abbildung 39: Radlastverteilung (Sensor 2R, dynamisch) in Schönenwerd

Zusätzlich zu der Ermittlung von Radlasten wurden parallel auch die Temperatur der Zwischenlage, welche mit der Schientemperatur gleichgesetzt werden kann, und die Lufttemperatur erhoben. Die Abbildung 40 zeigt die graphische Darstellung der über 24 Stunden gemessenen Temperaturen an der mobilen Messstelle in Cresciano. Die ausgewertete Messung fand im November 2007 statt und folgt damit der Tatsache, dass für die Beurteilung der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen primär niedrige Temperaturen maßgebend sind. Es sollte mit den Messungen auch nachvollzogen werden, dass sich die Schientemperatur und die Lufttemperatur bei tieferen Temperaturen annähern (vgl. Kopp 1970) und dass für die Bewertung der Bruchsicherheit von Schienen folglich nur die Lufttemperatur bekannt sein muss.

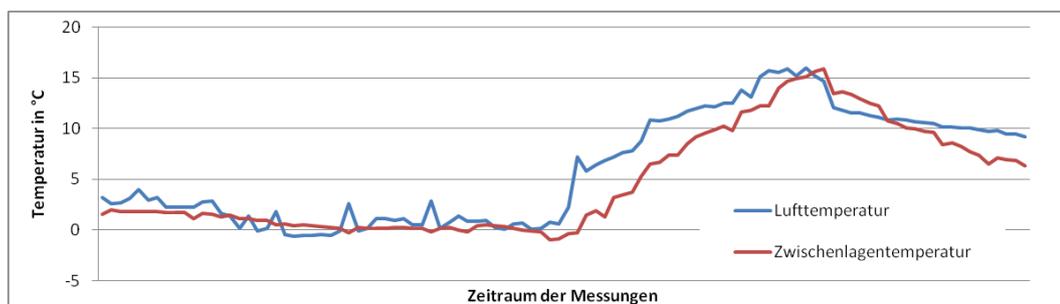


Abbildung 40: Vergleich zwischen der Temperatur der Zwischenlagen und der Lufttemperatur, gemessen über 24 Stunden im November 2007 in Cresciano

3 Schienenspannungen und Spannungsschwingbreiten

3.1 Berechnungsmethoden (Schienenspannungen)

Für die Berechnung von Spannungen in der Schiene können verschiedene Verfahren herangezogen werden, wobei grundsätzlich in (quasi)statische und in dynamische Berechnungsweisen unterschieden werden kann. Detaillierte Informationen über diese Verfahren können der einschlägigen Fachliteratur entnommen werden (vgl.: Lichtberger 2003, Esveld 2001 etc.).

Für die Berechnung der Schienenspannungen im Schienenfuß zur Einschätzung des Ermüdungsverhaltens ist die Anwendung von quasistatischen Verfahren ausreichend (Lichtberger 2003), sofern dynamische Radlasten (oder statische Radlasten erhöht durch einen Dynamikfaktor) für die Berechnungen herangezogen werden. In der vorliegenden Arbeit werden die Schienenspannungen mit einem quasistatischen Rechenmodell ermittelt, als Eingangsgrößen dienen die an den mobilen Messstellen in Cresciano und Schönenwerd erhobenen dynamischen Radlasten.

Im Folgenden wird auf zwei quasistatische Verfahren näher eingegangen. Es handelt sich hierbei um das Verfahren von Zimmermann, welches in der Oberbauvorschrift der DB verankert ist, und um Finite-Element Methoden, welche in dieser Arbeit zur Berechnung der Schienenspannungen herangezogen wurden.

3.1.1 Das Verfahren von Zimmermann

Das Verfahren von Zimmermann beruht auf der Annahme, dass zwischen der Radkraft und der Schieneneinsenkung ein linearer Zusammenhang besteht. Unter diesen Voraussetzungen werden die Schienen als unendlich langer Balken auf einer elastischen Unterlage angesehen, womit das von Winkler entwickelte Modell des elastisch gelagerten Balkens (1867) und die Weiterentwicklungen von Zimmermann (1889) und Timoschenko (1915) zur Berechnung der Schienenspannungen herangezogen werden können (Lichtberger 2003).

Die Berechnungsweise wird im Folgenden kurz beschrieben und die Formeln für die Schienenspannungen, für die Einsenkungen der Schiene sowie für die

Schotterpressungen angegeben. Für Details⁵⁴ wird auf einschlägige Fachliteratur (vgl. Führer 1978, Franz 2006, Rießberger 1991, Kopp *undatiert*) verwiesen, welche auch die Grundlage für die folgenden Ausführungen darstellt. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass es sich bei den Formeln für die Schienenspannungen, Schieneneinsenkungen und Schotterpressungen nicht um überschlägige Faustformeln, sondern um Ergebnisse der Anwendung der technischen Biegelehre handelt.

In der praktischen Anwendung wird das Querschwellengleis in ein flächengleiches⁵⁵ Langschwellengleis umgewandelt, die fiktive Breite des Langschwellenoberbaus bestimmt und in weiterer Folge der Grundwert L nach der angegebenen Formel berechnet:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * C}}$$

<i>mit:</i>	$E...$	Elastizitätsmodul des Schienenstahls	[MPa]
	$I...$	Trägheitsmoment der Neuschiene	[mm ⁴]
	$b...$	fiktive Breite des Langschwellenoberbaus	[mm]
	$C...$	Bettungsmodul des Schotteroberbaus	[N/mm ³]

und

$$b = \frac{F_w}{2 * a}$$

<i>mit</i>	$F_w...$	wirksame Auflagefläche der Querschwelle	[mm ²]
	$a...$	Schwellenabstand	[mm]

Der Bettungsmodul C , mit welchem die Elastizität des gesamten Oberbaues charakterisiert wird, umfasst die Nachgiebigkeiten des Untergrundes, des Schotterbetts sowie der elastischen Zwischenlagen. Falls der Bettungsmodul C nicht direkt im Gleis erhoben werden kann, ist er aus Tabellen zu entnehmen, in welchen der Zustand des Gleises verbal beschrieben wird.

⁵⁴ Details hinsichtlich Rechengängen bei der Ermittlung der angegebenen Formeln sowie hinsichtlich notwendiger, getroffener Vereinbarungen für die Berechnungen.

⁵⁵ Der Ausdruck „flächengleich“ bezieht sich auf die unterstopfte Fläche der Querschwellen, welche entweder über einfach geometrische Zusammenhänge ermittelt oder direkt aus Tabellenwerken entnommen werden kann.

WIRKSAME SCHWELLENAUFLAGEFLÄCHE	
SCHWELLE	F_W [mm ²]
Holz (Gr.1/2)	$5,46 \cdot 10^5$
B70	$5,70 \cdot 10^5$
K1	$6,38 \cdot 10^5$
1/2 * Rs115	$7,75 \cdot 10^5$

ERMITTLUNG DES BETTUNGSMODULS	
UNTERGRUND	BETTUNGSMODUL C
sehr schlecht	0,02
schlecht	0,05
gut	0,10
steif	0,15
sehr steif (Brücke etc.)	0,30 und mehr

Tabellen 8 und 9: Ermittlung der wirksamen Schwellenaufgabe fläche F_W und des Bettungsmoduls C

In weiterer Folge lassen sich die Schienenspannungen und Schieneneinsenkungen für eine einzelne Achse in einfacher Weise mit den folgenden Formeln bestimmen.

$$\sigma_F = \frac{Q_R * L}{4 * W_U}$$

und

$$y = \frac{Q_R}{2 * b * C * L}$$

mit: Q_R ... einwirkende statische Radlast [kN]

W_U ... Widerstandmoment der Neuschiene [mm³]

Die einwirkende statische Radlast wird aus der um den Faktor 1,2 erhöhten⁵⁶, halben statischen Achslast errechnet. Durch diese Vorgangsweise werden die Effekte der Kurvenfahrt (Radlastverlagerung) berücksichtigt. Gleichzeitig findet damit auch ein eventueller Schienenverschleiß Eingang in die Berechnungen⁵⁷.

Nachbarachsen, welche sowohl die Schienenspannungen als auch die Einsenkungen der Schiene im betrachteten Querschnitt beeinflussen können, werden mit den Einflusszahlen nach Zimmermann erfasst, mit welchen die Schienenspannungen bzw. Schieneneinsenkungen multipliziert und dann für beide Achsen zur Ermittlung der Gesamtspannung bzw. Gesamteinsenkung im betrachteten Querschnitt addiert werden müssen. Die Einflusszahlen können wie folgt bestimmt werden:

⁵⁶ In Sonderfällen genügt eine Erhöhung um den Faktor 1,1 (vgl. DB 1992).

⁵⁷ Für die Berechnung der Schienenspannungen wird von Neuschienen ausgegangen. Durch diesen Ansatz werden bei verschlissenen Schienen nicht die benötigten Querschnittswerte der Schiene angepasst, sondern die Lasten leicht erhöht.

für die Schienenspannungen:
$$\mu = \frac{\cos(\xi) - \sin(\xi)}{e^{\xi}}$$

für die Schieneneinsenkungen:
$$\eta = \frac{\cos(\xi) + \sin(\xi)}{e^{\xi}}$$

mit: $\xi = \frac{x}{L}$, worin x ... Abstand der Nachbarachse [mm]

Auf der nächsten Seite werden in den Abbildungen 41 und 42 zwei Beispiele für die Anwendung dieses Verfahrens angegeben. Für ein Triebfahrzeug der Baureihe SBB Re 4/4 werden basierend auf den statischen Radlasten (Nennradlasten) die Schienenspannungen und Schieneneinsenkungen für einen sehr guten, schweren Schotteroberbau angegeben.

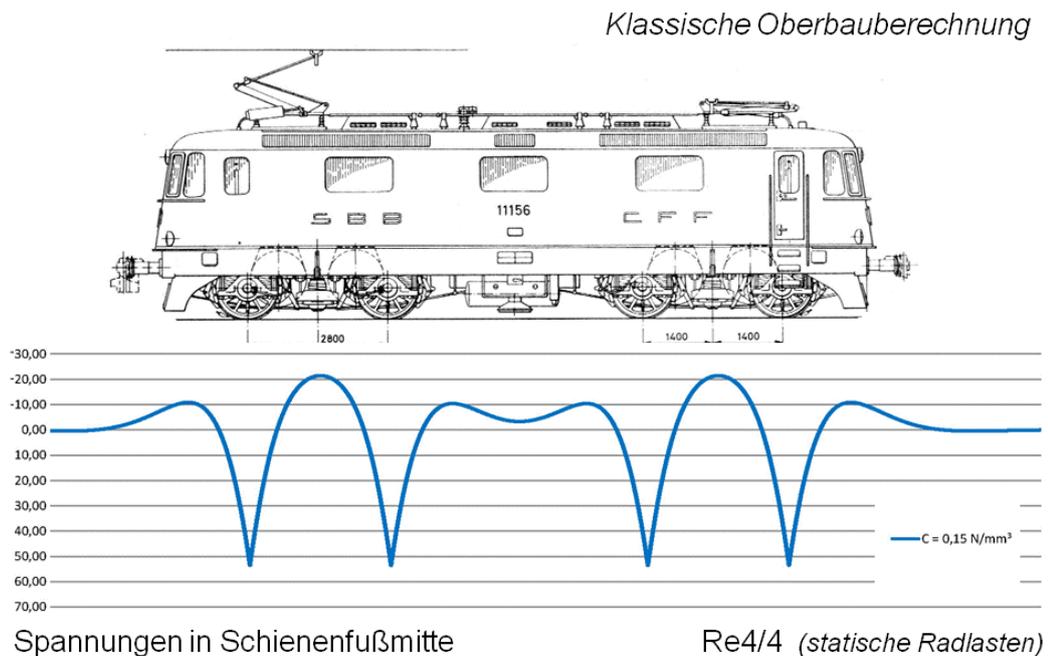


Abbildung 41: Schienenspannungen für eine SBB Re4/4

Klassische Oberbauberechnung

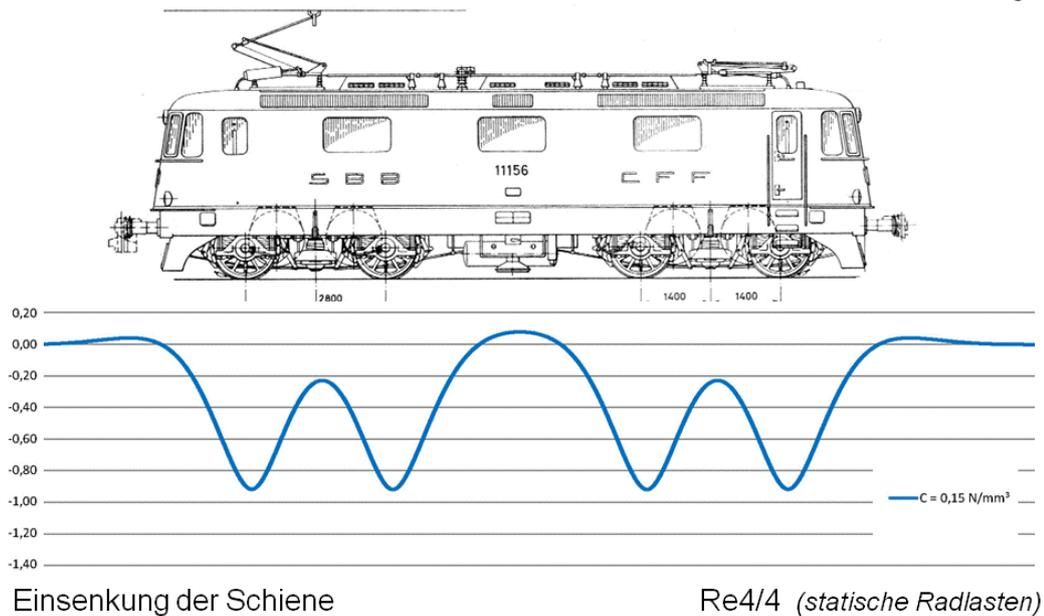


Abbildung 42: Schieneneinsenkungen für eine SBB Re4/4

In zahlreichen Versuchen wurde die außerordentlich gute Übereinstimmung von Ergebnissen dieses einfachen Berechnungsverfahrens mit den Mittelwerten von im Rahmen von Messkampagnen im Gleis gemessenen Spannungen nachgewiesen (vgl. Eisenmann 1968, Rießberger 1991). Dies ist insofern bemerkenswert, zumal für die Durchführung der Berechnungen viele Vereinfachungen getroffen werden müssen, welche die Berechnungen erheblich erleichtern. Nicht zuletzt aus diesem Grund besitzt dieses Verfahren bis heute eine hohe Bedeutung.

Die Berechnung von Schienenspannungen, welche Mittelwerte von im Gleis gemessenen Spannungen darstellen, ist jedoch nicht ausreichend, um Schienen mittels eines Dauerfestigkeitsnachweises hinsichtlich Ermüdungsfestigkeit dimensionieren zu können. Dafür sind Maximalspannungen notwendig, welche die Streuung der gemessenen Schienenspannungen um ihren Mittelwert berücksichtigen müssen.

Da die Streuung der gemessenen Schienenspannungen nach den Regeln der mathematischen Statistik mit der Standardabweichung beschrieben werden kann (Eisenmann 1977), wurden basierend auf umfangreichen Versuchsreihen Formeln entwickelt, mit welchen eine Abschätzung der Standardabweichung in Abhängigkeit des Fahrzeugtyps, der Fahrgeschwindigkeit und Gleislagequalität möglich ist. Durch Ansetzen der dreifachen Standardabweichung können in weiterer Folge aus den nach Zimmermann berechneten Mittelwerten Schienenspannungen berechnet werden, welche mit 99,7% Sicherheit nicht überschritten werden.

Die angesprochenen Berechnungsformeln sind:

$$s = n * \varphi$$

mit:

n ... Einflussfaktor zur Berücksichtigung der Gleislagequalität

hohe bis sehr hohe Gleislagequalität: $n=0,15$

mittlere Gleislagequalität: $n=0,20$

mäßige Gleislagequalität: $n=0,25$

φ ... Einflussfaktor zur Berücksichtigung der Fahrgeschwindigkeit

$V \leq 60$ [km/h] $\varphi = 1,0$

$60 < V \leq 300$ [km/h] (PV) $\varphi = 1 + 0,5 * \frac{V-60}{190}$

$60 < V \leq 300$ [km/h] (GV) $\varphi = 1 + 0,5 * \frac{V-60}{80}$

Somit ergeben sich unter der Annahme von gleichen Radlasten im Drehgestell für die Berechnung der Schienenspannungen $\sigma_{F,max}$ und der Schieneneinsenkungen y die folgenden beiden Formeln:

$$\sigma_{F,max} = \frac{Q_R * L}{4 * W_U} * \sum \mu * (1 + 3 * s)$$

und

$$y = \frac{Q_R}{2 * b * C * L} * \sum \eta$$

Das Verfahren von Zimmermann kann nicht nur in einfacher Weise auf Feste Fahrbahn Systeme angewendet werden⁵⁸, es können zudem auch Schienenfußrand und Schienenkopfrandspannungen ermittelt werden, sofern eine Exzentrizität in der Lasteinleitung der Q-Kraft vorliegt und/oder eine horizontale Y-Kraft auf die Schiene einwirkt.

Die Wirkung, welche eine exzentrische Q-Kraft und eine Y-Kraft auf eine Schiene ausüben, kann in eine horizontale Biegung und in eine Wölbkrafttorsion unterteilt werden. In der praktischen Anwendung können die daraus

⁵⁸ Die Berechnung von FF-Systemen erfolgt bei Systemen mit diskreter Lagerung über die Stützpunktsteifigkeiten c und die Abstände a der Stützpunkte analog zur Berechnung des Schotteroberbaus mit der fiktiven Breite b und dem Bettungsmodul C über den Zusammenhang: $b * C = c/a$

resultierenden Spannungen im Schienenfußrand, welche zusätzlich zu den konstant wirkenden Spannungen aus vertikaler Biegung wirken, über die so genannten λ -Beiwerte ermittelt werden. Für die Schiene 60E1 beträgt der λ -Beiwert für die Torsion $\lambda_{2F} = \pm 0,0126$ und jener für die horizontale Biegung $\lambda_{3F} = \mp 2,29$. Die Schienenfußrandspannungen [MPa] werden durch Multiplikation des Torsionsmoments⁵⁹ [kNmm] und der Y-Kraft [kN] mit den entsprechenden λ -Beiwerten berechnet (Franz 2006).

⁵⁹ Das Torsionsmoment wird durch die Q und Y-Kraft und die Hebelsarme dieser Kräfte zum Schubmittelpunkt der Schiene erzeugt.

Beispiel

Im Folgenden werden die Schienenspannungen und Spannungsschwingbreiten für die Schienenfußmitte und den Schienenfußrand für verschiedene Lastfälle berechnet. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sollen mit den im Folgenden durchgeführten FEM-Berechnungen verglichen werden und in weiterer Folge auch für die Untersuchung der Bruchsicherheit der Schienen herangezogen werden.

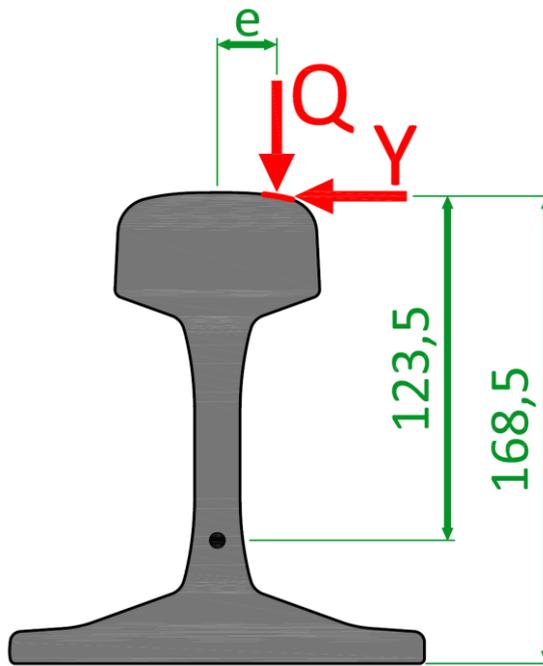


Abbildung 43: Skizze für die Berechnungen

Lastfall	Q_A	$Q_{R,stat}$	$Q_{R,dyn}$	Y_{dyn}	e	$2a^+$	V
[-]	[t]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[km/h]
„0“	-	-	100	-	-	-	-
„1“	21	126	-	-	-	2800	140
„2“	22,5	135	-	-	-	0	80
„3“	-	-	205	40	22	-	-
„4“	-	-	225	120	32	-	-
„5“	-	-	100	40	22	-	-

Tabelle 10: Definition der Lastfälle

Für die Rahmenbedingungen

- Schiene: 60E1
 - mit $E=2,10 \cdot 10^5$ [MPa]
 - $I=3,04 \cdot 10^7$ [mm⁴]
 - $W=3,76 \cdot 10^5$ [mm³]

- Schwelle: B70W
 - mit: $F_W=5,70 \cdot 10^5$ [mm²]
 - $a=600$ [mm]
 - (bzw: $b=475$ [mm²])

und eine gute Untergrund- und Gleislagequalität, definiert durch

einen Bettungsmodul $C=0,15$ [N/mm³] und
 einen GLQ-Faktor $n=0,15$ [-]

ergibt sich ein Grundwert L des Langschwellenoberbaus von

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b \cdot C}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3,04 \cdot 10^7}{475 \cdot 0,15}} = 774 \text{ [mm]}.$$

Im Falle des Drehgestells mit einem Achsabstand von 2800 mm (Fall „2“) ergibt sich ein Einflussbeiwert nach Zimmermann $\mu=0,988$. Die Einflussfaktoren der Fahrgeschwindigkeit errechnen sich für 80 [km/h] (Güterzug) zu $\varphi=1,125$ und für 140 [km/h] zu 1,5 (Güterzug) und 1,21 (Reisezug) bzw. im Mittel 1,35⁶⁰. In Kombination mit dem Einflussfaktor der Gleislagequalität ergibt sich für die Einzelachse (Fall „3“) der Faktor für die Ermittlung der Maximallasten⁶¹ in der Höhe von 1,506 und für die Drehgestellachse (Fall „2“) ein Faktor von 1,608.

⁶⁰ Für die Anwendung auf Triebfahrzeuge erscheint die Mittelung der Geschwindigkeitsbeiwerte für Güter- und Reisezüge angemessen.

⁶¹ Der Faktor f_{HW} ergibt sich aus der Formel: $f_{HW}=1+3 \cdot (n \cdot \varphi)$ für die der Höchstwertermittlung.

Die Schienenspannungen infolge der vertikalen Durchbiegung errechnen sich nach den bereits angegebenen Formeln nach Zimmermann. Kommen statt statischer Radlasten bereits dynamische Radlasten zur Anwendung, kann auf die Höchstwertermittlung verzichtet werden. Die Ergebnisse stellen sich wie folgt dar:

Grundformel:
$$\sigma_b = \frac{Q_R * L}{4 * W} * \sum \mu * f_{HW} = 51,5 [MPa]$$

Fall „0“
$$\sigma_b = \frac{100 * 10^3 * 774}{4 * 3,76 * 10^5} * 1,0 = 51,5 [MPa]$$

Fall „1“
$$\sigma_b = \frac{126 * 10^3 * 774}{4 * 3,76 * 10^5} * 0,988 * 1,608 = 103 [MPa]$$

Fall „2“
$$\sigma_b = \frac{135 * 10^3 * 774}{4 * 3,76 * 10^5} * 1,0 * 1,506 = 104,5 [MPa]$$

Fall „3“
$$\sigma_b = \frac{205 * 10^3 * 774}{4 * 3,76 * 10^5} * 1,0 = 105,5 [MPa]$$

Fall „4“
$$\sigma_b = \frac{225 * 10^3 * 774}{4 * 3,76 * 10^5} * 1,0 = 116 [MPa]$$

Fall „5“
$$\sigma_b = \frac{100 * 10^3 * 774}{4 * 3,76 * 10^5} * 1,0 = 51,5 [MPa]$$

Für die Fälle „3“, „4“ und „5“ müssen aufgrund der Exzentrizität der vertikalen Last und der angreifenden Y-Kräfte auch die Schienenspannungen im Schienenfußrand berechnet werden. In einem ersten Schritt werden hierzu die Spannungen aus der Wölbkrafttorsion ermittelt:

Grundformel:
$$\sigma_{2F} = (Y * h_d - Q * e) * \lambda_{2F}$$

Fall „3“
$$\sigma_{2F} = (40 * 123,5 - 205 * 22) * 0,0126 = \pm 5,5 [MPa]$$

Fall „4“
$$\sigma_{2F} = (120 * 123,5 - 225 * 32) * 0,0126 = \pm 96 [MPa]$$

Fall „5“
$$\sigma_{2F} = (40 * 123,5 - 100 * 22) * 0,0126 = \pm 34,5 [MPa]$$

Im zweiten Schritt werden die Schienenfußrandspannungen aus der horizontalen Biegung der Schiene bestimmt.

Grundformel: $\sigma_{3F} = Y * \lambda_{3F}$

Fall „3“ $\sigma_{2F} = 40 * 2,29 = \mp 91,5 \text{ [MPa]}$

Fall „4“ $\sigma_{2F} = 120 * 2,29 = \mp 275 \text{ [MPa]}$

Fall „5“ $\sigma_{2F} = 40 * 2,29 = \mp 91,5 \text{ [MPa]}$

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in der Abbildung 44 dargestellt und auch um die Schwingbreite der Schienenspannungen durch Multiplikation der Schienenfußspannungen mit dem Faktor 1,208⁶² erweitert worden.

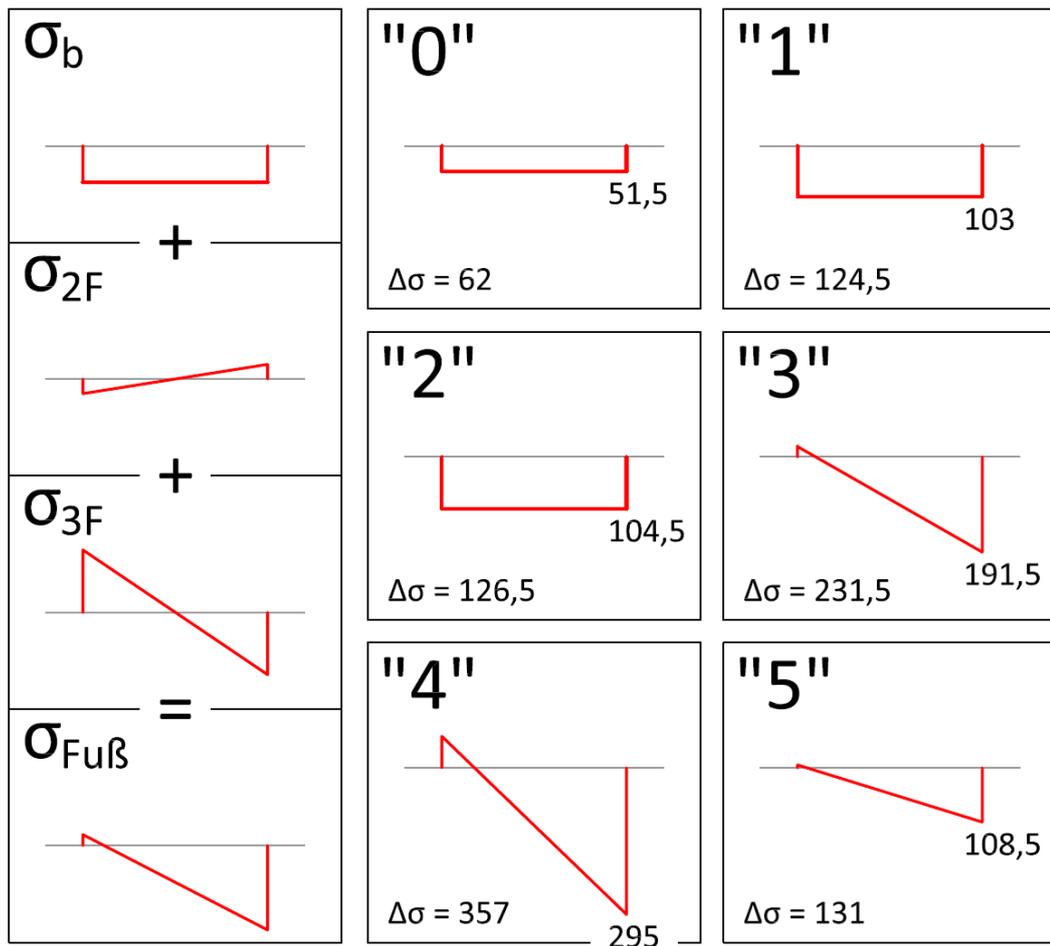


Abbildung 44: Ergebnisse der Berechnungen (Schema und Rechenfälle)

⁶² Dieser Faktor ergibt sich aus der Einflusslinie einer Einzelachse. Die Anwendung dieses Werts auch für die Drehgestellachse kann damit begründet werden, dass ein gleichzeitiges Auftreten der 99,7 Werte der dynamischen Radlasten für beide Räder eines Drehgestells als ein sehr unwahrscheinliches Ereignis angesehen werden kann.

3.1.2 Finite Element Methoden

Die Finite Element Methode ist ein Berechnungsverfahren, welches insbesondere im Gebiet des Ingenieurwesens große Bedeutung besitzt und auch regelmäßig für die Bearbeitung von Fragestellungen des Eisenbahnwesens zur Anwendung kommt (vgl. UIC 2008). Mit Hilfe dieses numerischen Lösungsverfahrens können auch für sehr komplexe Fragestellungen mit den heute zur Verfügung stehenden Mitteln der Rechentechnik in relativ kurzer Zeit Lösungen gefunden werden. Speziell für Parameteruntersuchungen oder Optimierungsprozesse ist diese Methode sehr gut geeignet. Eine kurze Zusammenfassung kann u.a. auch in entsprechenden Seiten im Internet gefunden werden (vgl. Müller 2009).

3.2 Berechnungen der Schienenspannungen

Für die Berechnungen der Schienenspannungen wurde in der vorliegenden Arbeit ebenfalls auf die Finite-Element Methode zurückgegriffen. Damit sollten auch Informationen, welche über das nach dem Verfahren von Zimmermann Ermitteltbare hinausgehen⁶³, gewonnen werden können. Dennoch wurden die Ergebnisse der FEM Berechnungen im Anschluss mit Ergebnissen, welche nach der traditionellen Methode von Zimmermann errechnet wurden, verglichen.

Für die FEM-Berechnungen kamen die Programmpakete MSC Patran und MSC Nastran von MSC Software Inc. (Dallas (TX), USA) zur Anwendung. Grundsätzlich handelt es sich bei Eisenbahnschienen um relativ einfache Geometrien, die Herausforderung bei der Modellierung bestand in der realitätsnahen Formulierung der Randbedingungen.

⁶³ Als Beispiel für derartige Informationen können hier einerseits Verteilung der Spannungen über den Schienenquerschnitt oder andererseits die Untersuchung von – infolge Verschleißes – leicht asymmetrischen Schienenprofilen genannt werden. Auch der Ansatz einer diskreten Schienenlagerung und die Untersuchung der damit verbundenen Spannungsverhältnisse war durch die Wahl dieser Berechnungsmethode möglich.

3.2.1 Das FE-Modell

Für die Berechnungen kamen zwei Modelle von Eisenbahnschienen zur Anwendung. Ein Modell entsprach einer Neuschiene mit den Abmessungen des Nennprofils der Schiene 60E1 und das zweite aus einer Schiene des Profils 60E1 mit einem definierten, geringen Schienenverschleiß. Die modellierte Schiene hat eine Länge von 9.165 mm und liegt im für das Eisenbahnwesen typischen Schwellenmitten-Abstand von 600mm über eine Länge von jeweils 165mm elastisch auf Zwischenlagen auf. Darunter befinden sich Betonkörper, welche eine Masse ähnlich der einer halben Betonschwelle besitzen und welche in allen drei Koordinatenrichtungen (durch Einführung von „Ersatzmaterialien“) elastisch gelagert sind⁶⁴.

Das modellierte System soll in seinen Eigenschaften dem klassischen Schotteroberbau, wie er im Netz der Schweizerischen Bundesbahnen erwartet werden kann, entsprechen⁶⁵. In seinem optischen Erscheinungsbild kommt das Modell FF-Systemen in der Ausführung von in elastischen Materialien eingebetteten Beton-Einzelstützpunkten nahe.

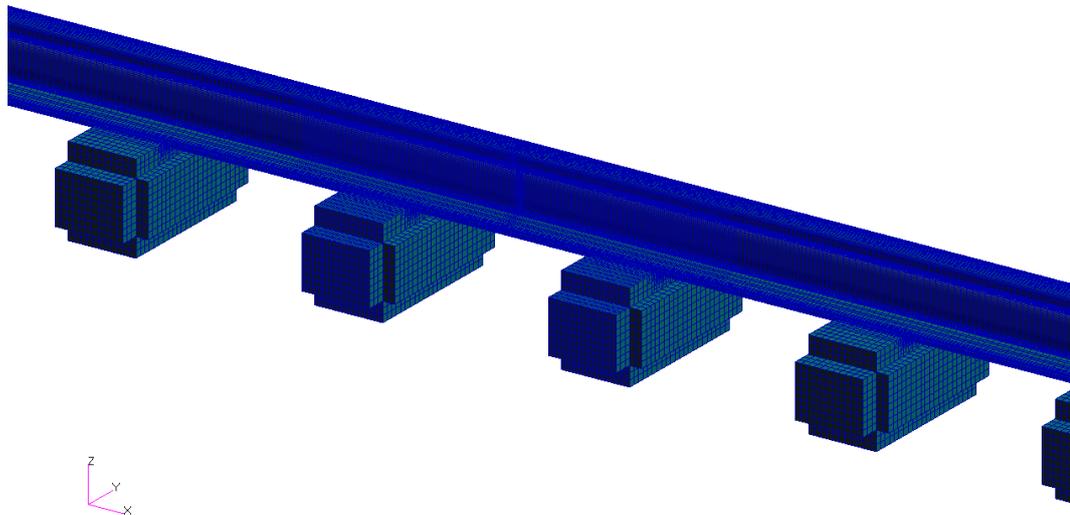


Abbildung 45: FEM –Modell (Überblick)

⁶⁴ Es wurde neben dem Querverschiebewiderstand (exkl. Seitverschiebewiderstand der Schiene in der Befestigung) und dem Längsverschiebewiderstand auch der Durchschubwiderstand auf die Lagerung des Betonkörpers konzentriert. (Eine Ausnahme stellen die Modellgrenzen dar, an welchen auch die Schienen in Längsrichtung elastisch gelagert sind.)

⁶⁵ Letztendlich ist es für die Betrachtung der Schiene unerheblich, ob es sich um einen Schotteroberbau oder um ein Feste-Fahrbahn System handelt, sofern die diskrete Lagerung der Schiene identische Eigenschaften besitzt.

Das FE-Netz des Modells bestand aus 8-knotigen Hexaederelementen und wurde in den Bereichen der Lasteinleitung und in den Bereichen der betrachteten und ausgewerteten Schienenquerschnitte sehr engmaschig ausgeführt. Da speziell die Spannungen im Schienenfuß von Interesse waren, welche bei typischer Verkehrsbelastung Größenordnungen von deutlich weniger als der Hälfte der Fließspannung des betrachteten Schienenstahls R260 erreichen, kamen linear-elastische Materialgesetze zur Anwendung.

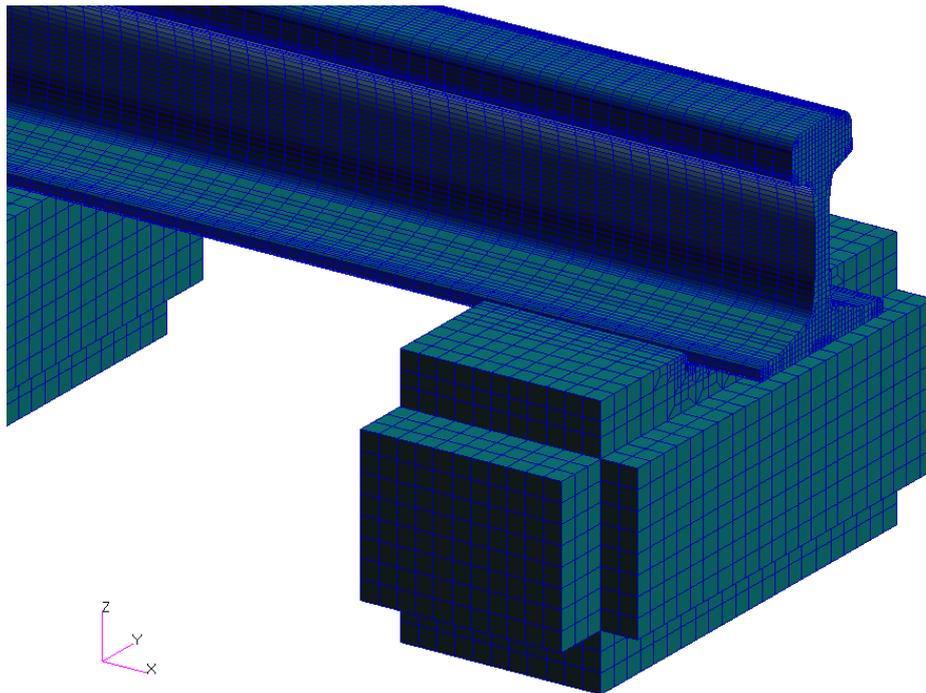


Abbildung 46: FEM –Modell (Detail: Stützpunkt)

Im Folgenden werden die einzelnen Bestandteile des Modells samt ihrer mechanischen Eigenschaften sowie die Randbedingungen kurz beschrieben:

Schiene

Bei der betrachteten Schiene handelte es sich um eine Vignolschiene des Typs 60E1, welche in der Schweiz auch die Bezeichnung SBB VI trägt.

In einem ersten Schritt wurde eine Neuschiene mit Nennprofil betrachtet. Die Schienenspannungen, welche für die Untersuchungen hinsichtlich Materialermüdung herangezogen wurden, wurden jedoch mit einer leicht verschlissenen Schiene durchgeführt. Als Schienenverschleiß wurden in vertikaler Richtung 2mm angesetzt und als 45° Verschleiß an der Fahrkante 1,5mm, um mit diesen Annahmen ein gerades Streckengleis abzubilden. Dieses Verschleißbild könnte sich bei der simulierten Stahlgüte R260 nach ca. 150 bis 300 Mio. Gesamtbrut-

totonnen einstellen (vgl. Lichtberger 2003, Esveld 2001 etc.), wobei aus diesen Angaben schnell klar wird, dass das tatsächliche Verhalten der Schienen in großem Maße von den Randbedingungen im Gleis abhängt. Folgt man Angaben von Speno (Schöch 2007) und einer mittleren vertikalen Verschleißrate von ca. 0,9mm je 100 Millionen Gesamtbruttotonnen, dürfte sich dieser Zustand nach etwas mehr als 200 Millionen Gesamtbruttotonnen einstellen, also nach 4-20 Jahren, je nach Belastung der betrachteten Eisenbahnstrecke.

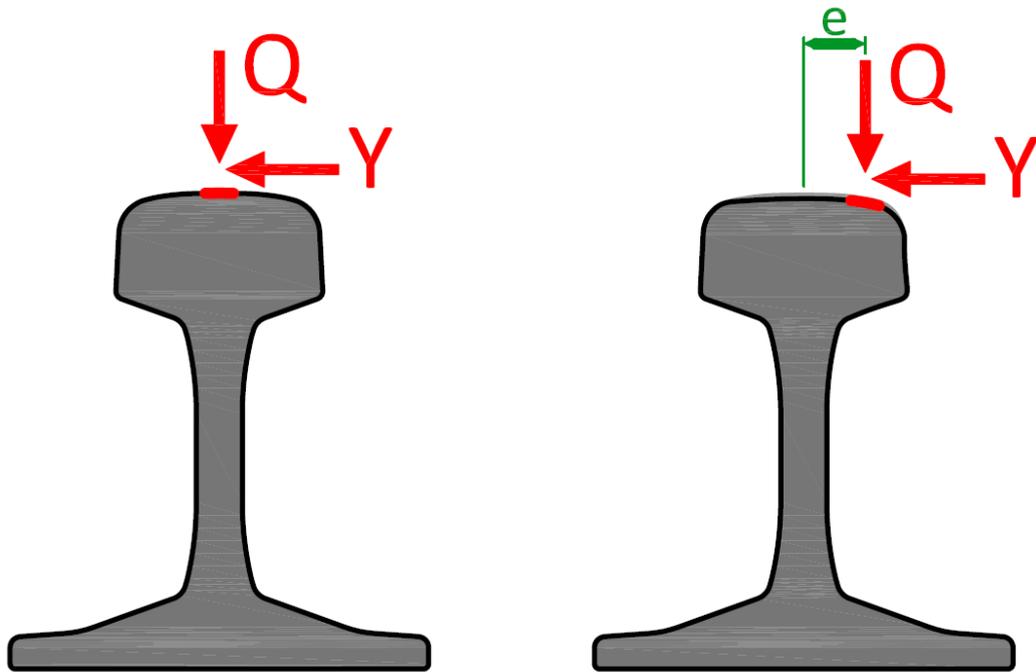


Abbildung 47: Detail: Schiene mit und ohne Verschleiß

Für die Berechnungen wurde ein Elastizitätsmodul von 210.000 MPa angesetzt. Ansonsten hat die Stahlgüte keine unmittelbaren Auswirkungen auf die Spannungen in der Schiene.

Zwischenlage

Die Zwischenlagen wurden im FE-Modell ebenfalls sehr realitätsnahe modelliert. Die Abmessungen der Zwischenlagen waren entsprechend dem verwendeten Schienenprofil 146(B) x 165(L) x 6(H)mm.

Die angesetzte vertikale Steifigkeit der Zwischenlagen war - entsprechend der Vorschriften der Schweizerischen Bundesbahnen - 500kN/mm.

Befestigung

Die Befestigungsmittel selbst wurden nicht modelliert, jedoch die einwirkenden Kräfte der Spannklemmen auf die Schienen. Angesetzt wurden dafür 10kN je Spannklemme (Vossloh 2009), welche in den entsprechenden Punkten auf die Schienen aufgebracht wurden.

Winkelführungsplatte

Für die Modellierung der Winkelführungsplatte stand die Wirkungsweise der Befestigung in seitlicher Richtung im Vordergrund. Deshalb wurde diese als Quader (je einer links und einer rechts, direkt am Betonkörper gelagert) mit einer seitlichen Gesamtsteifigkeit von 150 kN/mm für die Berechnungen angesetzt (vgl. Lichtberger 2003).

Betonkörper

Der Betonkörper wurde für die Untersuchungen entsprechend der geometrischen Notwendigkeiten, welche sich aus den Zwischenlagen ergeben, mit den Abmessungen 360(B) x 170 (H) x 165(T) mm modelliert. Die Dichte dieses Betonkörpers wurde derart angepasst, dass das Gewicht 140kg beträgt, welches dem Gewicht einer halben Betonschwelle B70W entspricht.

Als E-Modul des Betons wurden 42.000 MPa angesetzt.

Lagerung (vertikal)

Für ein Schottergleis mit einer etwas steiferen Zwischenlage, wie es für Gleise der Schweizerischen Bundesbahnen zutrifft⁶⁶, kann der Bettungsmodul mit $C \approx 0,15 \text{ N/mm}^3$ abgeschätzt werden. Dieser Bettungsmodul wird in der Literatur gerne mit der Bezeichnung „sehr gut“ beschrieben (vgl. DB 1992). Diesem Bettungsmodul für das Querschwellengleis – angepasst für das kontinuierlich gelagerte Gleis – entspricht eine Stützpunktsteifigkeit von ca. 42.500 N/mm für ein im Abstand von 600mm diskret gelagertes Gleis (Feste Fahrbahn).

Für die Festlegung der vertikalen Lagerung musste die Gesamtstützpunktsteifigkeit um den Einfluss der Zwischenlage bereinigt werden und es ergibt sich nach dem Federgesetz (Reihenschaltung) eine Elastizität der vertikalen Lagerung von 46.500 N/mm. Diese Lagerung

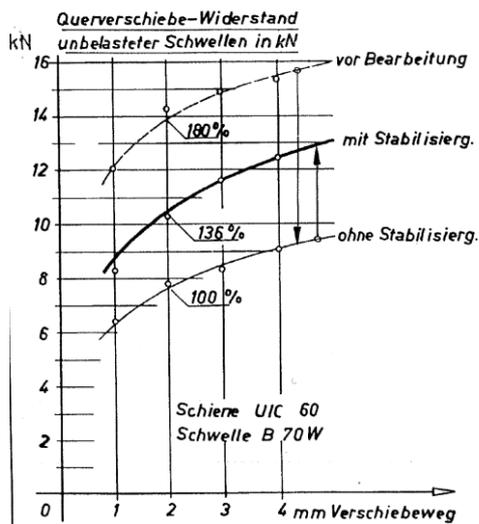
⁶⁶ Diese Annahme stellt selbstverständlich eine starke Verallgemeinerung dar. Sie kann dennoch getroffen werden, da in dieser Arbeit grundsätzlich von einem hochqualitativen Gleis ausgegangen wird. Allfällige Unterschiede und Ungleichmäßigkeiten in der Bettung werden im Rahmen dieser Arbeit durch den Ansatz realer, gemessener dynamischer Radlasten zum Ansatz gebracht.

wurde in einen E-Modul des (an dessen Unterseite vertikal starr gelagerten) Ersatzmaterials umgerechnet.

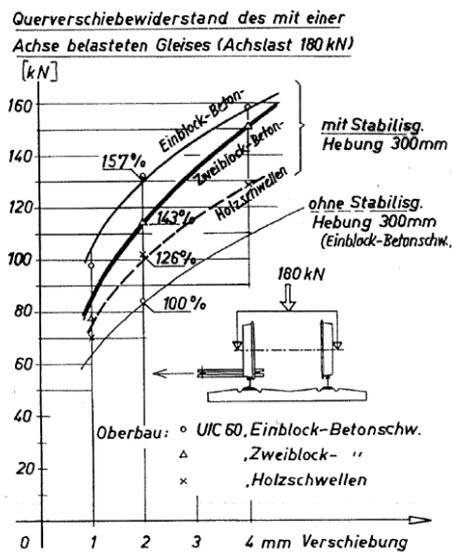
Lagerung (*horizontal quer*)

Die seitliche Lagerung des Gleises wird primär durch den Querverschiebewiderstand der Schwellen im Schotterbett definiert. Dieser Querverschiebewiderstand kann vereinfachend als eine bilineare Funktion zwischen seitlicher Kraft und horizontaler Verformung dargestellt werden (vgl. Lichtberger 2003). Die Größenordnungen des Querverschiebewiderstands (QVW) hängen in großem Maß von den Randbedingungen des Gleises ab: Die größten Werte für den QVW wurden in der Vergangenheit kurz vor der Durchführung von Instandhaltungsarbeiten gemessen. Mit der Durchführung einer maschinellen Durcharbeitung mit einer Nivellier, Stopf und Richtmaschine wird die Gleislagequalität in der Regel auf ein ausgezeichnetes Qualitätslevel gehoben (und die einwirkenden dynamischen Kräfte dementsprechend deutlich verringert), der Querverschiebewiderstand selbst sinkt notwendigerweise aber deutlich ab. Dem kann mit dem Einsatz eines dynamischen Gleisstabilisators DGS entgegengetreten werden, welcher neben der Vorwegnahme (und vor allem Vereinheitlichung) der Anfangssetzungen und der Kompaktierung des Schotterbetts auch eine deutliche Erhöhung des Querverschiebewiderstands zur Folge hat. Die Abbildung 48 zeigt diese Zusammenhänge am Beispiel einer Auswertung von Versuchen. In Abbildung 49 ist in weiterer Folge ersichtlich, dass auch der Belastungszustand des Gleises einen erheblichen Beitrag zur Größenordnung des Querverschiebewiderstands liefert.

- 77 -



- 76 -



Abbildungen 48 und 49: Querverschiebewiderstand im unbelasteten (li) und im belasteten (re) Zustand
(Quelle: Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft, TU Graz)

Für die vorliegende Arbeit wurde der Querverschiebewiderstand für den unbelasteten Zustand mit 10 kN/mm angenommen, für den zentralen Lastbereich⁶⁷ mit 100 kN/mm⁶⁸ und für den Übergangsbereich⁶⁹ mit 70 kN/mm.

⁶⁷ Die beiden Schwellen vor und nach der Lasteinleitung durch das Rad beziehungsweise die Schwelle direkt unter dem einwirkenden Eisenbahnrad wurden dem „zentralen Lastbereich“ zugeordnet.

⁶⁸ Es wird darauf hingewiesen, dass die in der Abbildung 49 angegebenen Werte an einem Gleisrost ermittelt wurden und sich der für das Modell verwendete Wert nur auf die Schwelle bezieht. Die Verwendung dieses höheren Werts wird folgendermaßen begründet: Einerseits ist nicht beabsichtigt, den Zustand nach einer Instandhaltungsmaßnahme zu simulieren, da dieser Zustand nicht dauerhaft vorliegt, und andererseits treten die höchsten horizontalen Werte unter führenden Achsen von Triebfahrzeugen auf, welche deutlich höhere vertikale Radlasten aufweisen als bei den Versuchen simuliert wurden. Es sei auch darauf hingewiesen, dass der QVW für das gerade Streckengleis nur eine begrenzte Bedeutung besitzt.

⁶⁹ Die beiden direkt links und rechts an den zentralen Lastbereich angrenzenden Schwellen wurden dem Übergangsbereich zugeordnet.

Lagerung (*horizontal längs*)

Die Lagerung des Gleises in Längsrichtung (d.h. die Lagerung der Schwellen innerhalb des Modells und die Lagerung der Schienen an den Modellgrenzen) wurde auf Basis einer Arbeit von Kupfer (Kupfer 2004) festgelegt, welcher sich auf die Übertragung von Längskräften im Schotteroberbau konzentrierte. Kupfer stellt ein Modell eines elastischen Balkens vor, welcher in vertikaler Richtung und in Längsrichtung diskret auf Federn gelagert ist. In weiterer Folge wurden von Kupfer die Größenordnungen der Federkonstanten für verschiedene Kombinationen (Zwischenlagentyp, Befestigungstyp, Belastungszustand etc.) berechnet.

Für die vorliegende Arbeit wurden der Längsverschiebewiderstand und der Durchschubwiderstand zum Zwecke einer Vereinfachung zusammengefasst, was jedoch keinen Einfluss auf die Ergebnisse für die Schiene hat. Je Stützpunkt wurde analog zur Lagerung horizontal quer für den zentralen Lastbereich ein Widerstand von 5300 N/mm, für den Übergangsbereich ein Widerstand von 4200 N/mm und für den unbelasteten Bereich ein Widerstand von 2000 N/mm angesetzt.

Lasteinleitung

Die vertikalen und horizontalen Radkräfte wurden verteilt über einzelne Knoten über einen (in der Projektion) rechteckigen Kontaktbereich in die Schiene eingeleitet. Der angenommene Kontaktbereich hat eine Länge von 15mm und eine Breite von 12mm, womit eine übliche Kontaktfläche angenommen wurde. Der Kontaktbereich befand sich für den Fall der walzneuen Schiene zentrisch am Schienenkopf. Für die Berechnungen der leicht verschlissenen Schiene wurde eine Exzentrizität von 23 mm angesetzt, welche in (Franz 2006) angegeben wird und in jedem Fall eine realistische Annahme darstellt.

Diese Vorgehensweise ist für Fragestellungen bezüglich des Schienenfußes und die Auswertung der dort vorherrschenden Spannungen angemessen, für die Berechnungen von Kontaktspannungen müssten jedoch andere Ansätze der Lasteinleitung gewählt werden.

3.2.2 durchgeführte Berechnungen

Für den Fall „walzneue Schiene mit zentrischer Lasteinleitung“ (im Rahmen der Arbeit mit „G1“ bezeichnet) wurden insgesamt 32 FEM Berechnungen mit unterschiedlichen Kombinationen aus vertikalen Q-Lasten und horizontalen Y-Lasten sowie teilweise auch Längskräften durchgeführt. Es wurden außerdem Einzelachsen und Drehgestellachsen mit verschiedenen Radständen für

die Berechnungen herangezogen. Die folgende Tabelle 11 gibt einen Überblick über die Eingangsdaten für die Berechnungen, welche für die unterschiedlichen Berechnungsfälle kombiniert wurden.

Radstand 2a ⁺	Radkraft			Laststellung
	Q _R	Y	L	
[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	
0	0	0	0	Feldmitte
1800	50	10	-10	Feldviertel
2500	75	15	10	Feldrand
2600	100	20	15	Übergang
2700	112,5	40	25	Stützpunktmitte
2800	125			

Tabelle 11: Zusammenstellung der Eingangsdaten für den Berechnungsfall „G1“

Zu den hauptsächlichen Aufgaben des Berechnungsfalles „G1“ zählten

- die Validierung des Rechenmodelles durch Vergleiche mit Ergebnissen der Schienenspannungen in Schienenfußmitte unter der Radlast nach dem Verfahren nach Zimmermann⁷⁰ und
- über die Untersuchung verschiedener Laststellungen auch die Identifikation des maßgebenden Querschnitts für die Berechnungen mit dem Modell „R1“ als Basis für die weiterführenden Untersuchungen.

Für den zweiten Berechnungsfall „leicht verschlissene Schiene mit exzentrischer Lasteinleitung“ (im Rahmen der Arbeit mit „R1“ bezeichnet), dessen Ergebnisse für die in Kapitel 4 durchgeführten Untersuchungen hinsichtlich der Bruchsicherheit von Schienen herangezogen wurden, wurden insgesamt 55 verschiedene Berechnungen für eine Einzelachse und verschiedene Drehgestelle durchgeführt. Eine Auflistung der für die Berechnungen kombinierten Parameter kann Tabelle 12 entnommen werden.

⁷⁰ Speziell für diesen Punkt der Schiene decken sich die Werte nach dem Verfahren von Zimmermann mit Messwerten aus Gleismessungen mit DMS in Schwellenfachmitte und können daher für eine Validierung herangezogen werden.

Radstand 2a ⁺	Radkraft			Laststellung
	Q _R	Y	L	
[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	
0	0	0	0	LS I
1800	75	15		LS II
2500	100	20		LS III
2600	112,5	30		LS IV
2700	125	40		LS V
2800				LS VI
				LS VII
				LS VIII

Tabelle 12: Zusammenstellung der Eingangsdaten für den Berechnungsfall „R1“

Die Mehrzahl der Berechnungen im Berechnungsfall „R1“ wurde mit einer vertikalen Radlast von 100 kN und einer horizontalen Y-Kraft von 15 kN, welche für ein gerades Streckengleis einen konservativen Ansatz darstellt, durchgeführt. Für die Berechnungen kamen neben einer einzelnen Achse auch Drehgestellachsen mit Radständen von 1800 mm und 2500 mm bis 2800 mm zum Ansatz. Des Weiteren kamen – wie in Abbildung 50 ersichtlich – acht verschiedene Laststellungen zur Anwendung, eine allfällige Symmetrie konnte wegen der unterschiedlichen Drehgestell-Radstände nicht genutzt werden.

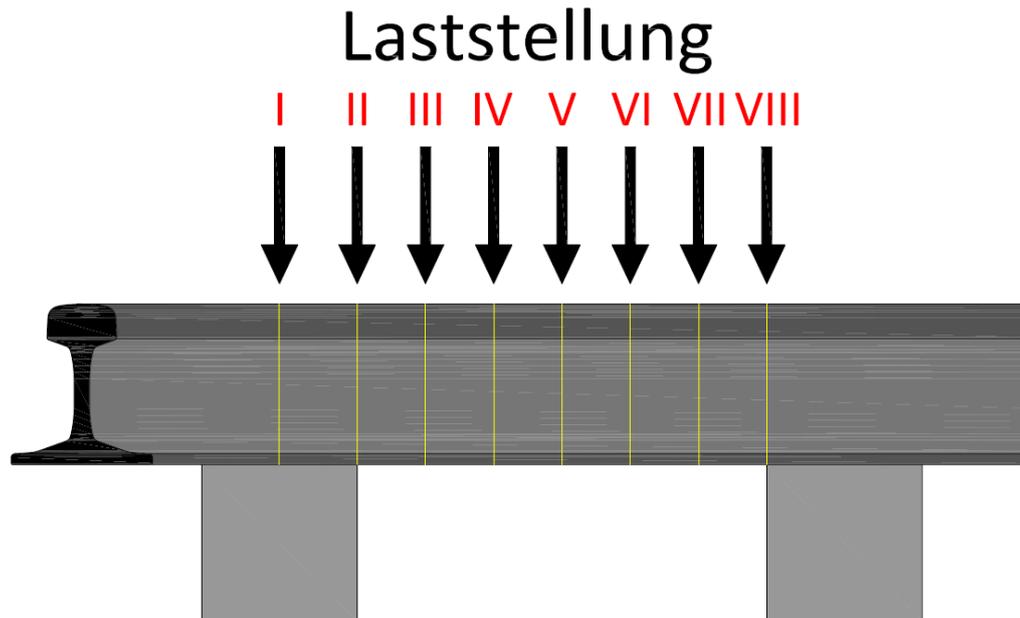


Abbildung 50: Laststellungen LS_I bis LS_VIII für die Berechnungen

Als Basis für die anschließende Untersuchung der Bruchsicherheit wurden die Berechnungen nach den Axialspannungen an der Schienenfußunterseite (Schienenfußmitte und Schienenfußrand) ausgewertet. Einerseits treten durch die vertikale Biegung die größten Schienenspannungen (Biegezugspannungen, mehr oder weniger konstant) an der Unterseite der Schiene auf, auch werden die von der Y-Kraft und der exzentrischen Q-Kraft verursachte horizontale Biegung und die Wölbkrafttorsion über zusätzliche Längsspannungen in den Bereichen des Schienenfußrands abgetragen (vgl. Franz 2006). Andererseits ist für die bruchmechanische Bewertung, welche in weiterer Folge durchgeführt wird, ausschließlich die rissöffnende Spannungskomponente von Bedeutung (vgl. Gross/Seelig 2001), zudem ist auch für die Anwendung von Methoden der Festigkeitslehre für Eisenbahnschienen („klassische Dauerfestigkeit“) die Betrachtung der Biegezugspannung angemessen⁷¹.

⁷¹ In der Regel wird für Fragestellungen der klassischen Festigkeitslehre die Vergleichsspannung nach Mises für die Untersuchung von Fragestellungen hinsichtlich Materialermüdung herangezogen (vgl. FKM 2003).

3.2.3 Ergebnisse der Berechnungen

Im Anschluss an die Berechnungen wurden die Rechenergebnisse beider Modelle („G1“ und „R1“) für verschiedene Stellen des Schienenquerschnitts⁷² ausgewertet. Im Modellfall „G1“ werden die Spannungen für den Bereich der Lasteinleitung und über die gesamte Schiene jeweils in um 600 mm versetzten Querschnitten ausgewertet. Im Modellfall „R1“ werden die Spannungen jeweils in Schwellenfachmitte über die Schiene analysiert, und zusätzlich auch in den jeweiligen Bereichen der Lasteinleitung.

Für den Berechnungsfall „G1“ (walzneue Schiene und zentrische Lasteinleitung) stellen sich die Ergebnisse wie folgt dar:

- Die mit Hilfe des FEM Modells ermittelten Spannungen stimmen gut mit den nach dem Verfahren von Zimmermann ermittelten Spannungen überein.
- Die Biegezugspannungen sind über die Unterseite des Schienenfußes nicht konstant, im Bereich der Schienenfußmitte tritt eine geringe Spannungserhöhung auf, welche auch bei Laborversuchen der ORE (ORE D71 1967 [2]) festgestellt werden konnte. (siehe Abbildungen 51 und 52)

⁷² In Schienenfußmitte beziehungsweise im Schienenfußrand

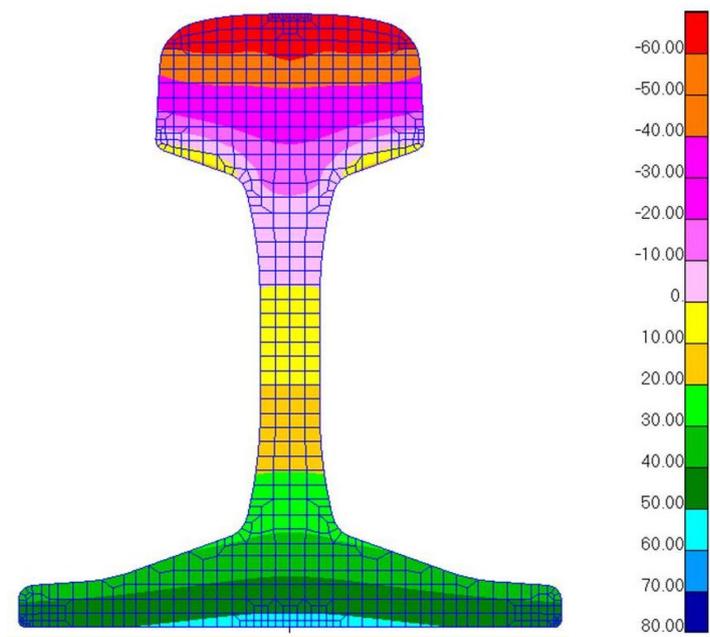


Abbildung 51: berechnete Spannungen über den Schienenquerschnitt

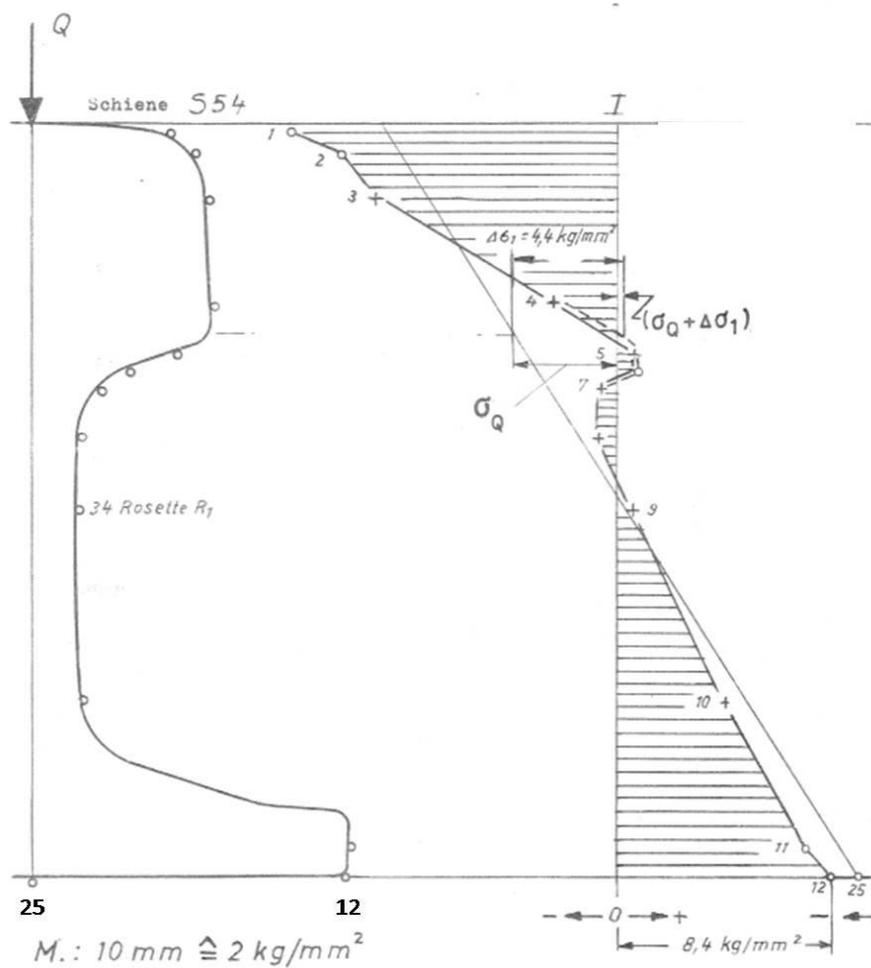


Abbildung 52: Schienenspannungen über den Schienenquerschnitt bei zentrischer Belastung (Laborversuche der ORE /Quelle: ORE D71 1966)

- Aus der Variation der Laststellungen konnte die Schwellenfachmitte als maßgebender Querschnitt für die weiterführenden Untersuchungen identifiziert werden, da an diesem Ort die größte Biegezugspannung auftritt, welche letztendlich für das Versagen der Schiene verantwortlich ist.
- In den Bereichen der Stützpunkte stellen sich insbesondere beim „Auffahren“ der Räder auf die Stützpunkte komplexe Spannungsbilder ein, welche auch eine Berechnungsdurchführung mit „quasistatischen Modellen“ in Frage stellen. Da die Schienenspannungen an der Unterseite des Schienenfußes nicht jene Größenordnungen erreichen wie jene, welche in Schwellenfachmitte auftreten, ist diese Tatsache für die gegenständliche Arbeit nicht ausschlaggebend.

Die nachfolgende Tabelle 13 gibt einen Überblick über Ergebnisse der Berechnungen für eine einzelne betrachtete Achse und bietet zudem den Vergleich der nach unterschiedlichen Verfahren ermittelten Spannungen (diskret gelagertes FE-Modell, Verfahren von Zimmermann, Modellierung der Schiene als Durchlaufträger auf elastischen Stützpunkten). Betrachtet werden hier nur Spannungen in Schienenfußmitte.

Q_A	$2a^+$	Laststellung	Radlasten	Berechnungs-verfahren	σ_{max}	$\sigma_{min,i}$	$\Delta\sigma$
[t]	[mm]		[kN]		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
20t	0	FM	100/0/0	Zimmermann	51,5	-10,7	62,2
				FEM-Berechnung	54,4	-11,5	65,9
				Durchlaufträger	54,5	-10,5	65,0
	1800			Zimmermann	44,4	-	-
				FEM-Berechnung	48,1	-	-
				2500	Zimmermann	49,7	-
FEM-Berechnung	52,8	-	-				

Tabelle 13: Ergebnisse „G1“ - „Einzelachse“ (Schienenfußmitte), Vergleich von drei Berechnungsverfahren

Der Einfluss von Nachbarachsen wird in der Tabelle 14 dargestellt. Neben dem typischen Radstand von Güterwagen- und Reisezugwagendrehgestellen wurden auch die Radstände von Neigezugdrehgestellen sowie die Radstände üblicher Schweizer Triebfahrzeuge für die Berechnungen angesetzt.

Q_A [t]	$2a^+$ [mm]	Laststellung	Radlasten [kN]	σ_{max} [Mpa]	$\sigma_{min,j}$ [Mpa]	$\sigma_{min,a}$ [Mpa]	
10t	0	FM	50/0/0	27,1	x	-4,9	
15t			75/0/0	40,8	x	-7,3	
20t			100/0/0	54,4	x	-9,7	
		FV	100/0/0	53,8	x	-9,4	
		FR	100/0/0	53,1	x	-11,1	
		FÜ	100/0/0	52,7	x	-11,0	
22,5t		SM	100/0/0	42,2	x	-10,6	
			112,5/0/0	61,2	x	-10,9	
25t		FM	125/0/0	68,0	x	-12,1	
30t			150/0/0	81,6	x	-14,5	
			100/15/0	54,4	x	-9,7	
20t			60,5	100/10/0	54,4	x	-9,7
			66,8	100/15/0	54,4	x	-9,7
			73,3	100/20/0	54,4	x	-9,7
	78,2		100/40/0	54,4	x	-9,7	
	88,9						
	98,9						

Q_A [t]	$2a^+$ [mm]	Laststellung	Radlasten [kN]	σ_{max} [Mpa]	$\sigma_{min,j}$ [Mpa]	$\sigma_{min,a}$ [Mpa]		
20t	0	FM	100/0/10	54,4	x	-10,2 -9,1		
			100/0/25	54,4	x	-11,0 -8,3		
			100/20/10	73,3	x	-15,9 -14,8		
			112,5/20/0	54,4	x	-10,2 -9,1		
			100/0/0	61,2	x	-		
			100/0/0	48,1	-9,8	-9,3		
			100/0/10	47,5	-10,8	-9,7		
			100/0/-10	48,8	-9,7	-9,6		
			100/20/0	48,1	-9,8	-9,3		
			100/20/10	47,5	-10,8	-9,7		
			100/0/0	52,8	-19,2	-9,3		
			25t	125/0/0	66,0	-24,0	-11,7	
			20t	2600	100/0/0	53,2	-18,8	-9,4
				2700	100/0/0	53,6	-18,1	-9,4
2800	100/0/0	53,9		-17,4	-9,4			
25t	125/0/0	67,4	-21,8	-11,7				

Tabelle 14: Ergebnisse „G1“ - „Einzelachse“ und „Drehgestellachsen“
(Schienenfußmitte - klein geschriebene Werte beziehen sich auf den Schienenfußrand)

Der Berechnungsfall „R1“ bildete die Grundlage für die Untersuchungen hinsichtlich der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen und war durch die Verwendung einer leicht verschlissenen Schiene 60E1, durch das Ansetzen von vertikalen und horizontalen (Quer-) Kräften, sowie durch eine Exzentrizität der Lasteinleitung charakterisiert. Die Ergebnisse der Berechnungen dienen der Ermittlung der Einheitslasten genauso wie der Klassierung der Schienenspannungen, welche zur Ermittlung der Spannungsschwingbreiten durchgeführt wurde.

Im Rahmen dieser Berechnungen wurden für alle Laststellungen und sämtliche angesetzten Drehgestelltypen (inkl. „Einzelachse“) die Biegezugspannungen in Feldmitte ausgewertet und daraus in weiterer Folge die maximalen und minimalen Spannungen im maßgebenden Querschnitt ermittelt⁷³. Betrachtet wurden in der Regel die Spannungen in Schienenfußmitte⁷⁴ sowie in einigen Fällen auch die Spannungen im Schienenfußrand.

Wie aus der Tabelle 15, welche die relevanten Ergebnisse der Berechnungen im Fall „R1“ zusammenfasst, hervorgeht, weichen die ermittelten Schienen-

⁷³ Die maximale Biegezugspannung tritt bei Lasteinleitung in Schwellenfachmitte auf, die minimalen Schienenspannungen (Biegedruckspannungen – im Bereich der Vorlaufwelle und zwischen den Rädern eines Drehgestells) treten jeweils bei unterschiedlichen Laststellungen der verschiedenen Drehgestelle auf. Der maßgebende Querschnitt für die Auswertungen ist jeweils die Schwellenfachmitte.

⁷⁴ Ausgewertet wurde jene Spannung, welche in der Symmetrieachse der Schiene auftritt. Da neben vertikalen auch horizontale Kräfte zum Ansatz gebracht wurden sind die Schienenspannungen nicht konstant über den Querschnitt verteilt und erreichen bereits in den nur wenig von der Symmetrieachse abweichenden Bereichen höhere beziehungsweise niedrigere Werte.

spannungen nur geringfügig von den Spannungen des Berechnungsfalls „G1“ ab. Es zeigt sich zudem ein weiteres Mal, dass die Spannungen in Schienenfußmitte nahezu ausschließlich von der vertikalen Radkraft bestimmt werden, was auch den heute verwendeten Dimensionierungsrichtlinien zu Grunde liegt.

Q_A [t]	$2a^*$ [mm]	Laststellung	Radlasten [kN]	σ_{max} [Mpa]	$\sigma_{min,i}$ [Mpa]	$\sigma_{min,a}$ [Mpa]
0	20t	100/15/0	LS I	19,0	0,0	-8,6
			LS II	26,6	0,0	-8,7
			LS III	35,5	0,0	-9,2
			LS IV	47,7	0,0	-9,6
			LS V	55,1	0,0	-9,7
			LS VI	47,7	0,0	-9,7
			LS VIII	26,6	0,0	-9,1
			1800	LS I	15,6	-15,2
LS II		22,6		-14,8	-9,1	
LS III		31,2		-13,8	-9,5	
LS IV		42,7		-12,1	-9,8	
LS V		48,9		-9,8	-9,8	
2500		LS I	27,6	-17,3	-8,3	
		LS II	38,6	-18,5	-8,3	
		LS III	51,4	-19,1	-8,9	
		LS IV	52,4	-19,4	-9,3	
		LS V	53,5	-19,3	-9,4	
		LS VI	46,5	-18,9	-9,3	
		LS VII	34,6	-18,1	-9,2	
		LS VIII	25,9	-17,1	-8,8	
2600		LS I	42,0	-18,0	-8,3	
		LS II	53,6	-18,7	-8,3	
		LS III	48,8	-19,1	-8,9	
		LS IV	46,3	-19,1	-9,3	
	LS V	54,0	-18,9	-9,4		
	LS VI	46,8	-18,3	-9,4		
	LS VII	34,9	-17,4	-9,2		
	LS VIII	29,9	-16,9	-8,9		

Q_A [t]	$2a^*$ [mm]	Laststellung	Radlasten [kN]	σ_{max} [Mpa]	$\sigma_{min,i}$ [Mpa]	$\sigma_{min,a}$ [Mpa]	
2700	20t	100/15/0	LS I	54,3	-18,2	-8,3	
			LS II	44,9	-18,6	-8,3	
			LS III	34,2	-18,7	-8,9	
			LS IV	46,7	-18,6	-9,3	
			LS V	54,3	-18,2	-9,4	
			LS VI	47,2	-17,6	-9,4	
			LS VII	35,2	-16,7	-9,2	
			LS VIII	45,4	-17,5	-8,9	
2800		100/15/0	LS I	42,0	-18,0	-8,4	
			LS II	29,3	-18,1	-8,3	
			LS III	34,6	-18,1	-8,9	
			LS IV	47,0	-17,9	-9,3	
			LS V	54,6	-17,5	-9,4	
			LS VI	47,4	-16,8	-9,4	
			LS VII	51,0	-17,0	-9,3	
			LS VIII	54,1	-17,6	-8,9	
2500		12,5t	125/15/0	LS II	48,3	-23,1	-10,4
				LS I	67,9	-22,7	-10,4
			75/15/0	LS V	40,7	-13,7	-7,1
				LS V	54,3	-18,2	-9,4
2700		10t	112,5/15/0	LS V	61,1	-20,5	-10,6
				LS V	67,9	-22,7	-11,8
			100/10/0	LS V	54,3	-18,2	-9,4
				LS V	54,3	-18,2	-9,4
	LS V			54,3	-18,2	-9,4	
	LS V			54,3	-18,2	-9,4	
2800	12,5t	100/15/0	43,3	-22,6	-11,1		
		100/40/0	55,0	0,0	-9,7		
0	10t	100/40/0	106,2	0,0	-20,4		
		LS V-SFR					

Tabelle 15: Ergebnisse für den Berechnungsfall „R1“
(Ergebnisse jeweils für den maßgebenden Querschnitt in Feldmitte)

Die Vorgehensweise der jeweiligen Auswertung der Schienenspannungen in Schwellenfachmitte über die gesamte Modelllänge und die Berücksichtigung verschiedenster Laststellungen erlaubt die Generierung einer Beanspruchungs-Zeit-Funktion⁷⁵ aus den Ergebnissen dieses quasistatischen Modells.

⁷⁵ Im eigentlichen Sinn wird für jeden ausgewerteten Querschnitt eine Beanspruchungs-Weg-Funktion analog einer Einflusslinie ermittelt. Über die verschiedenen Laststellungen – jede Laststellung entspricht in der Realität einem anderen Zeitpunkt – und über die Betrachtung sämtlicher Querschnitte kann in weiterer Folge auf eine Beanspruchungs-Zeit-Funktion geschlossen werden.

Neben den Maximalbeanspruchungen bildet diese Beanspruchungs-Zeit-Funktion⁷⁶ die Grundlage für die Berechnungen in Kapitel 4.

3.3 Der Einheitslastenansatz

Der Einheitslastenansatz ist eine praktikable Möglichkeit, ein Beanspruchungskollektiv von beträchtlichem Ausmaß mit einer überschaubaren Anzahl an Berechnungen abzudecken und umfangreiche Untersuchungen hinsichtlich Ermüdungsfestigkeit zu erleichtern bzw. in einer entsprechenden Form erst zu ermöglichen. Unter Verwendung von definierten Lasten, welche an bestimmten die realen Verhältnisse möglichst widerspiegelnden Lasteinleitungspunkten aufgebracht werden, findet eine rechnerische Ermittlung der Spannungszustände des Bauteils statt. Diese Beanspruchungszustände werden letztendlich auf Basis realer Messergebnisse (oder Simulationsergebnisse (Atamer et al. 2008)) bzw. der daraus resultierenden Kollektive auf die tatsächlich auftretenden Beanspruchungen skaliert.

Durch die Anwendung dieser Methode konnten aus den gemessenen Radlastkollektiven an verschiedenen Standorten im Netz der Schweizerischen Bundesbahnen zusammen mit den zuvor beschriebenen Berechnungen hochwertige Beanspruchungskollektive der Schienenspannungen in Schienenfußmitte gewonnen werden.

Schienenspannungen in der Mitte der Schienenfußunterseite für Einheitslasten können der Abbildung 53/Tabelle 16 entnommen werden. Sie wurden unter den Randbedingungen ermittelt, wie sie zuvor bereits beschrieben wurden, und gelten daher ausschließlich für diese definierten Bedingungen.

⁷⁶ Bei der Betrachtung der Beanspruchungs-Zeit-Funktionen sind vor allem die Minimal- und Maximalwerte dieser Funktion von Interesse.

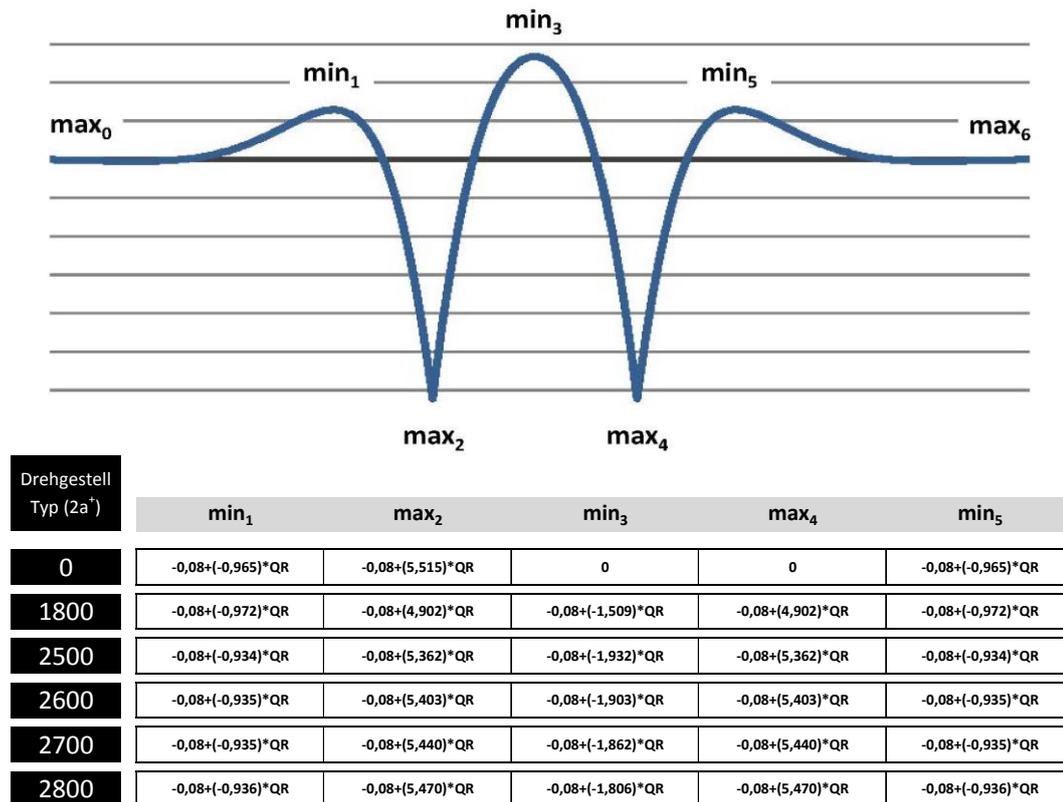


Abbildung 53/Tabelle 16: Schienenspannungen (SFM) für Einheitslasten

Die in Abbildung 53 / Tabelle 16 mit „QR“ bezeichneten Größen sind die an den mobilen Messstellen (siehe Kapitel 2) gemessenen dynamischen Radlasten. Aus Abbildung 53 ist auch ersichtlich, dass im Rahmen dieser Arbeit jeweils Drehgestelle ausgewertet werden, da benachbarte Achsen in Abständen, wie sie üblicherweise innerhalb von Drehgestellen auftreten, die Spannungen unter der betrachteten Achse in hohem Maße beeinflussen können⁷⁷.

Zur Ermittlung der Schienenspannungen für die weiterführenden Berechnungen muss nurmehr die an den mobilen Messstellen gemessene dynamische Radlast anhand der angegebenen Formeln in eine Schienenspannung umgerechnet werden. Wie auch aus Abbildung 36 hervorgeht, ist für jede gemessene Radlast auch der Abstand zu einer allfälligen benachbarten Achse angegeben, wodurch sich auch für Drehgestelle die Schienenspannungen einfach berechnen lassen.

Für die Ermittlung der Spannungen für Drehgestelle wird davon ausgegangen, dass beide Räder dieselbe dynamische Radlast aufweisen. Dies tritt in realen Gleisen natürlich nicht auf; die Abbildungen 54 und 55 zeigen jedoch, dass für den Fall von Güterwegendrehgestellen benachbarte Achsen Unter-

⁷⁷ In der Regel findet zwischen zwei Drehgestellen – auch bei zwei Wagenenden – keine nennenswerte Beeinflussung der Schienenspannungen untereinander statt. Dieser Fall wird daher als vernachlässigbar eingestuft, was einen sehr positiven Effekt auf die Praktikabilität der Berechnungen hat.

schiede der Radlast von ca. 20% aufweisen müssen, um das Ergebnis für den modellierten Oberbau um 3% zu verändern⁷⁸.

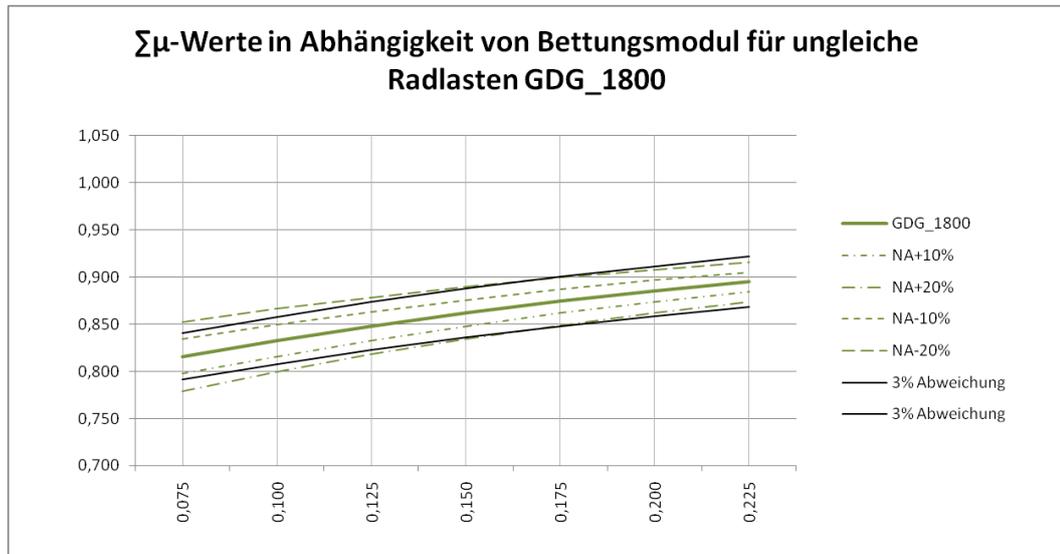


Abbildung 54: Beeinflussung des Messergebnisses durch Nachbarachsen mit unterschiedlichen Radlasten (GDG)

Bei Reisezugwagen-Drehgestellen fällt die Beeinflussung durch unterschiedliche Radlasten im Drehgestell noch geringer aus. Die 3% Grenze wird für übliche Bettungsmoduln auch bei Radlastunterschieden von ±20% nicht erreicht. Bei größeren Radständen reduziert sich die Beeinflussung ein weiteres Mal.

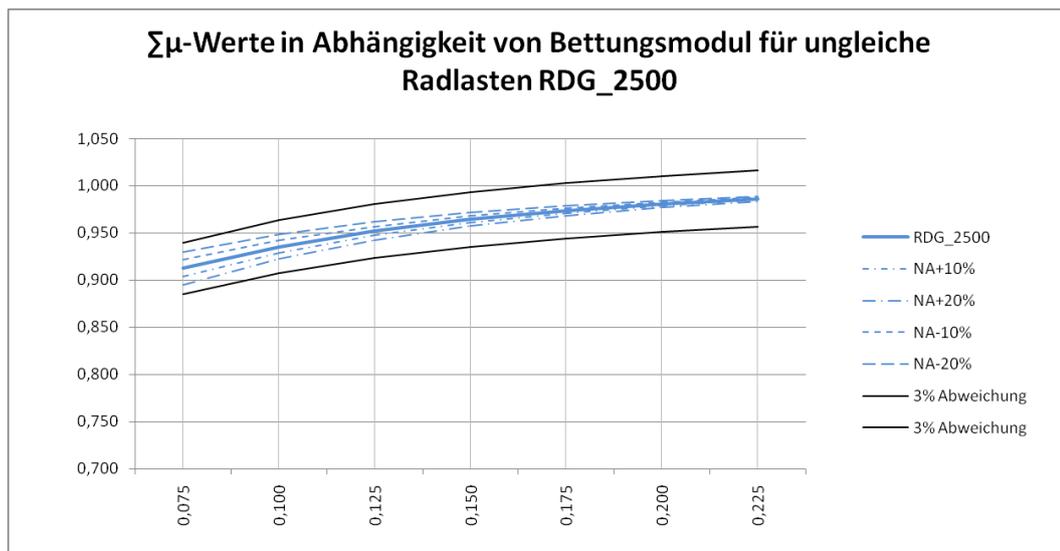


Abbildung 55: Beeinflussung des Messergebnisses durch Nachbarachsen mit unterschiedlichen Radlasten (RDG)

⁷⁸ Basierend auf dem Verfahren von Zimmermann

Räder mit Raddefekten stellen einen Fall dar, welcher besondere Berücksichtigung finden muss, da hier zwei maßgebliche Effekte auftreten: Einerseits erfährt die Schiene bei Beanspruchung durch Raddefekte in der Regel sehr hohe aber nur sehr kurz einwirkende Beanspruchungen; es handelt sich demnach um eine herkömmliche Biegebeanspruchung der Schiene (des Schienenfußes) durch die Radlast selbst und eine zusätzliche dynamische Beanspruchung durch den Raddefekt, welche die Biegelinie der Schiene für die Lastabtragung jedoch nicht beeinflusst. Dieser Zusammenhang kann auch der Abbildung 56 entnommen werden, welche ein Messergebnis eines dieser Arbeit ähnlichen Systems darstellt (entsprechende Messsignale wurden auch an den mobilen Messstellen aufgezeichnet.).

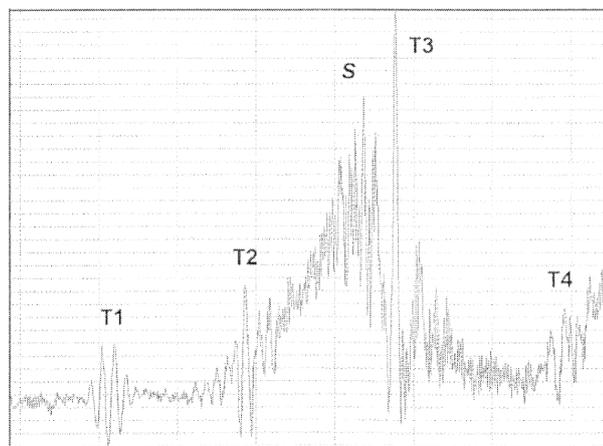


Abbildung 56: Messsignal eines Rades mit einem Raddefekt
(Quelle: Müller Boruttau et al. 2009)

Andererseits muss bei Drehgestellen (und Rädern mit Raddefekten) von deutlich unterschiedlichen Radlasten der beiden beteiligten Räder ausgegangen werden, welche die zuvor angegebenen Größenordnungen von 20% deutlich übersteigen können. Diese Radlastunterschiede müssen daher berücksichtigt werden.

Bei der Ermittlung der Schienenspannungen von Rädern mit Raddefekten spielt der FSD-Wert die entscheidende Rolle. Für den Fall, dass der FSD-Wert die Größenordnung 115% übersteigt, wird von einem relevanten Raddefekt ausgegangen und die Schienenspannungen nach dem folgenden Verfahren ermittelt: Zuerst werden sämtliche „min“ und „max“ Werte des Beanspruchungs-Zeit-Verlaufs mit einer Radlast ermittelt, welche über den FSD-Wert derart abgemindert wurde, dass die angesetzte Radlast einen FSD-Wert von 100% ergeben würde. In weiterer Folge wird der Differenzbetrag zwischen der abgeminderten Radlast und der tatsächlich gemessenen dynamischen Radlast dem Maximalwert „max2“ als Zuschlag zugeordnet, wofür die Formeln der Einzelachse verwendet werden. Zusammenfassend werden dem-

nach zuerst die Schienenspannungen aus der der Lastabtragung resultierenden Biegelinie ermittelt, welche in einem weiteren Schritt um die Wirkung des Raddefektes ergänzt werden.⁷⁹

Auf die in diesem Abschnitt beschriebene Art und Weise wurden für jede einzelne an den mobilen Messstellen gemessene Radlast die Beanspruchungs-Zeit-Funktion bzw. die Minimal- und Maximalwerte der Beanspruchungs-Zeit-Funktion ermittelt. In weiterer Folge wurden diese Funktionen einer zweiparametrischen Klassierung unterworfen, welche im Folgenden beschrieben wird.

Abschließend sei noch darauf hingewiesen, dass für die Berechnungen die gemessenen dynamischen Radlasten jeweils auf 0,5 [t] mathematisch gerundet wurden. Diese Verfahrensweise erleichterte maßgeblich die Bearbeitung von Messergebnissen dieses enormen Umfangs und sollte das Ergebnis nur unwesentlich beeinflussen.

3.4 Ermittlung der Spannungsschwingbreiten

Während für die bruchmechanische Fragestellung hinsichtlich des tatsächlichen Bauteilbruchs nur die maximale Zugspannung von Interesse ist, sind für die Bewertung des Rissfortschritts beziehungsweise der „Dauerfestigkeit“ die Schwingbreiten der Schienenspannungen heranzuziehen.

3.4.1 Klassierverfahren

Diese Schwingbreiten und in weiterer Folge die Größenordnungen und Häufigkeiten der einzelnen Beanspruchungsamplituden (Radaj/Vormwald 2007) (die Lastkollektive⁸⁰) werden mit Hilfe von Klassierverfahren⁸¹ ermittelt.

⁷⁹ Durch diese Vorgehensweise wird die Wirkung des Raddefektes vom eigentlichen Schwingspiel des Raddefektes entkoppelt. Das Schwingspiel des Raddefektes (siehe Abbildung 56) selbst findet in weiterer Folge keine Berücksichtigung, was in Anbetracht des überragenden Einflusses des Gesamtschwingspiels (Biegelinie + Raddefekt) als zulässig erachtet wird.

⁸⁰ Im eigentlichen Sinn entspricht ein Lastkollektiv eher einem Beanspruchungskollektiv.

Die Klassierverfahren können in einparametrische Verfahren und in zweiparametrische Verfahren unterteilt werden und liefern als Ergebnisse Lastkollektive (einparametrische Verfahren) und Matrizen (zweiparametrische Verfahren).

Zu den einparametrischen Verfahren zählen

- die Überschreitungszählung,
- die Spitzenwertzählung,
- die Bereichszählung *und*
- die Momentanwertzählung.

Zu den zweiparametrischen Verfahren zählen

- die Rainflow-Klassierung *sowie*
- die Reservoir-Methode.

Bei der Durchführung der *Überschreitungszählung* werden die Überschreitungen von Klassengrenzen ausgezählt, während bei der *Spitzenwertzählung* die Lastspitzen (Ober- und Unterwerte) klassenweise ausgezählt werden. Die *Bereichszählung* kann als Auszählen der Klassenübergänge der ansteigenden bzw. abfallenden Lastausschläge unabhängig von ihrem jeweiligen Ausgangswert und die *Momentanwertzählung* als klassenweises Auszählen der momentanen Lasthöhen in konstanten, kleinen Zeitabständen charakterisiert werden (Radaj/Vormwald 2007). Abbildung 57 illustriert die beschriebenen einparametrischen Zählverfahren.

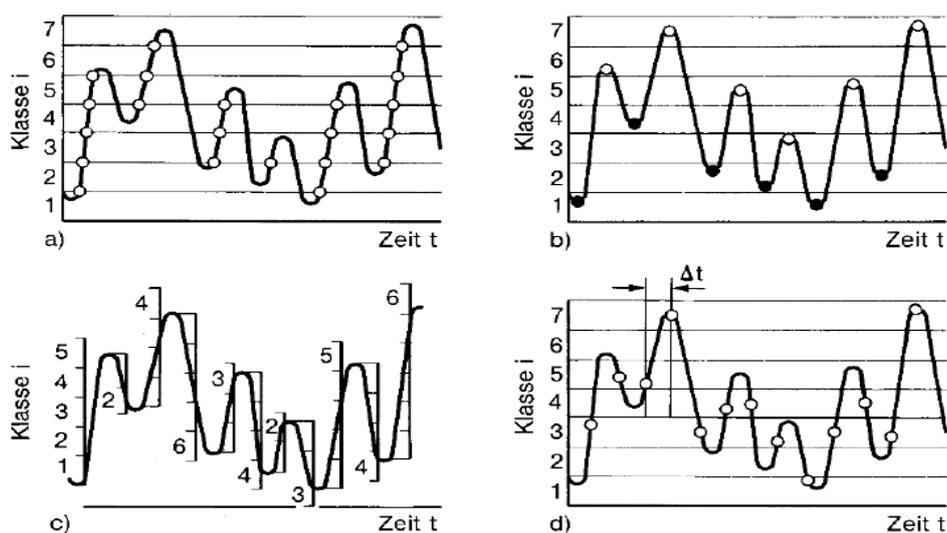


Abbildung 57: einparametrische Zählverfahren: (a) Überschreitungszählung, (b) Spitzenwertzählung, (c) Bereichszählung und (d) Momentanwertzählung (Quelle: Radaj/Vormwald 2007)

⁸¹ Anstelle des Begriffs „Klassierverfahren“ wird auch gerne der Begriff „Zählverfahren“ verwendet.

Die *Rainflow-Klassierung* kann als Zählung von jeweils halben Lastzyklen, welche bei gleicher Größe aber entgegengesetzter Richtung zu einem Vollzyklus zusammengesetzt werden und damit einer geschlossenen Hysterese entsprechen, beschrieben werden (Radaj/Vormwald 2007). Dieses Verfahren wird gerne mit der graphischen Analogie „Regenwasserfluss von Pagodendach zu Pagodendach“ beschrieben. Auch die *Reservoir Methode* bedient sich einer graphischen Analogie: der Spannungs-Zeit-Verlauf wird mit Wasser gefüllt, welches in weiterer Folge immer am jeweilig tiefsten Punkt entleert wird. Die Bestimmung der Schwingbreiten erfolgt aus der Auswertung der entleerten Flächen (Feldmann 2009).

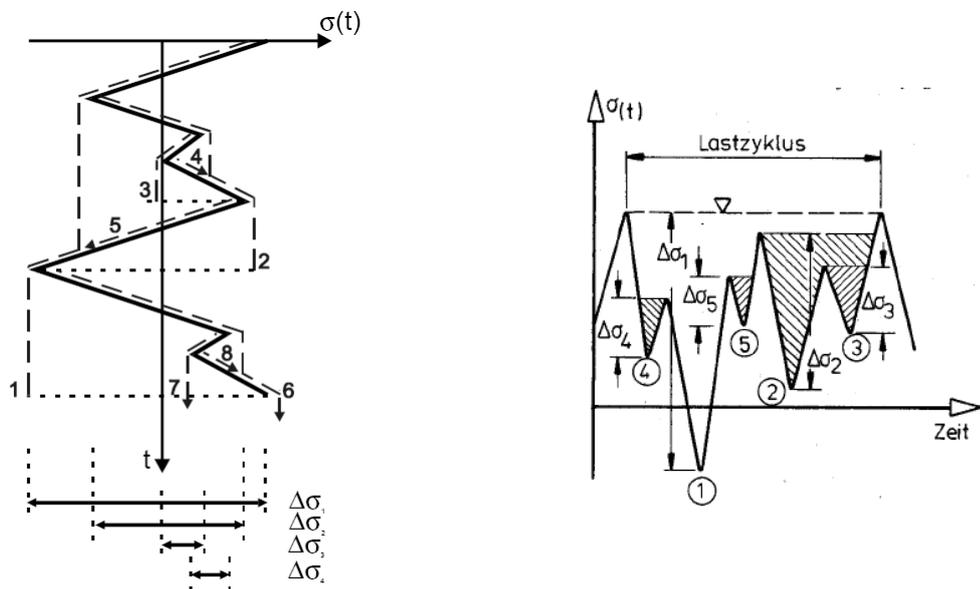


Abbildung 58: Graphische Analogien der zweiparametrischen Zählverfahren:
Rainflow-Verfahren (li) und Reservoir-Methode (re)
(Quelle: Feldmann 2009)

Details zu den einzelnen Zählverfahren können der Fachliteratur entnommen werden, es wird hier speziell auf die Bücher von Radaj (Radaj/Vormwald 2007) und Haibach (Haibach 2006) sowie auf eine Ausarbeitung der RWTH Aachen (Feldmann 2009) und ein Fachbuch des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute (Gudehus/Zenner 1999) verwiesen.

Grundsätzlich ist allen Zählverfahren gemein, dass durch deren Anwendung teilweise relevante Informationen über die Beanspruchung bzw. das Beanspruchungskollektiv verloren gehen (vgl. Radaj/Vormwald 2007 und Gudehus/Zenner 1999).

Diese sind

- die Reihenfolge der Einzelschwingungen,
- die Frequenzen des Schwingungsvorgangs,
- das Zeitgesetz der Schwingungen

und im Falle der einparametrischen Verfahren zudem zwangsläufig auch

- die Mittelspannungen der Schwingspiele und
- die Ober- und Unterspannung des Schwingspiels.

Bei der Bearbeitung der Fragestellungen zur Bruchsicherheit von Schienen wurde auf das Rainflow-Verfahren zurückgegriffen, welches sich durch einen entscheidenden Vorteil unter den vorhandenen Verfahren auszeichnet⁸². Im Leitfaden Betriebsfestigkeit (Gudehus/Zenner 1999) wird folgendermaßen zusammengefasst: *„Da beim Rainflowverfahren geschlossene Hystereseschleifen betrachtet werden, besteht eine direkte Entsprechung zu den Spannungs-Dehnungs-Vorgängen bei schwingender Beanspruchung mit unterschiedlichen Amplituden. Mit der Erfassung von Hystereseen liegt somit eine sinnvolle Beschreibung der die Werkstoffschädigung (Ermüdung) verursachenden Beanspruchung vor.“* In Abbildung 59 werden diese Zusammenhänge anschaulich dargestellt.

⁸² Die Betrachtung des relativ einfachen Beanspruchungs-Zeit-Verlaufs einer Radsatz oder Drehgestellüberfahrt relativiert die Anforderungen an das Klassierverfahren. Die Schwingspiele sind relativ eindeutig zu bestimmen und die Betrachtung jeweils einer einzelnen Überfahrt trägt ebenfalls zur Vereinfachung des Klassierproblems bei.

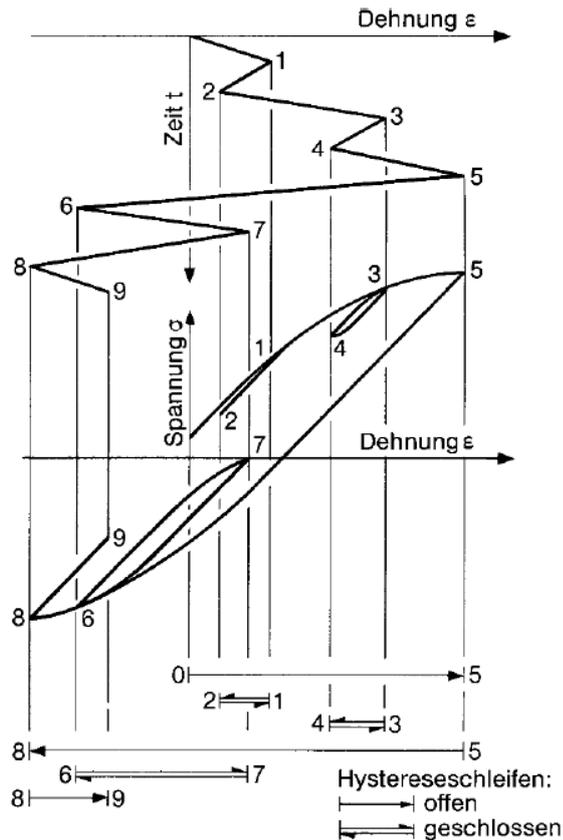


Abbildung 59: offene und geschlossene Hystereseschleifen des Rainflow-Verfahrens (Quelle: Radaj/Vormwald 2007)

Aus Abbildung 59 geht jedoch auch hervor, dass nicht alle Hystereseschleifen eines Beanspruchungs-Zeit-Verlaufs notwendigerweise geschlossene Schleifen darstellen müssen. Diese offenen Hystereseschleifen bilden das so genannte Residuum (Radaj/Vormwald 2007), welches in einigen Anwendungsfällen eine hohe Bedeutung gewinnen kann und berücksichtigt werden muss. Im Buch „Leitfaden Betriebsfestigkeit“ (Gudehus/Zenner 1999) wird dazu ein sehr plakatives Beispiel angeführt: Eine gedämpfte Schwingung besitzt keine einzige geschlossene Hystereseschleife, für die Berechnungen kann demnach nur das Residuum herangezogen werden.

Zur Vermeidung eines Residuums nach Beendigung einer Rainflow-Klassierung gibt es einige Verfahrensweisen, eine sehr pragmatische Herangehensweise kann im ASTM Standard E1949 (ASTM E1949 1985) gefunden werden. Im Rahmen des Rainflow-Verfahrens wird jede offene Hystereseschleife mit der Häufigkeit 0,5 berücksichtigt, was zu einem Verschwinden des Residuums führt. Speziell bei sich wiederholenden Beanspruchungs-Zeit-Funktionen ist diese Vorgehensweise sehr gut geeignet.

3.4.2 Klassierung der berechneten Schienenspannungen

Die Beanspruchungs-Zeit-Funktionen der Schienenspannungen wurden im Rahmen dieser Arbeit nach dem Rainflow-Verfahren klassiert, wobei jede einzelne Beanspruchungs-Zeit-Funktion den Schienenspannungen einer Achs- oder einer Drehgestellüberfahrt über die Schiene entspricht.

Grundsätzlich treten bei der Betrachtung einer Einzelachse und eines Drehgestelles mit gleichen Radlasten nur geschlossene Hystereseschleifen auf, bei Drehgestellen mit ungleichen Radlasten (z.B. im Falle von Raddefekten) ist dies nicht mehr der Fall und offene Hystereseschleifen verbleiben und bilden das Residuum. Dieses Residuum muss berücksichtigt werden, da vor allem die ermüdungstechnisch relevanten Hystereseschleifen offen verbleiben. Aber auch in der praktischen Umsetzung der Zählung der Schwingspiele eines Drehgestells mit gleichen Radlasten ergibt sich das Problem, dass die Schwingspiele von zwei Achsen verursacht werden, aber jeweils nur eine Achse ausgewertet wird. Diese Zusammenhänge führten zu der folgenden Vorgehensweise:

Einzelrad

Eine einzelne Achse verursacht 2 Schwingspiele, welche sich in jedem Fall als zwei geschlossene Hystereseschleifen darstellen. Abbildung 60 zeigt die Klassierung einer einzelnen Achse mit und ohne Raddefekt.

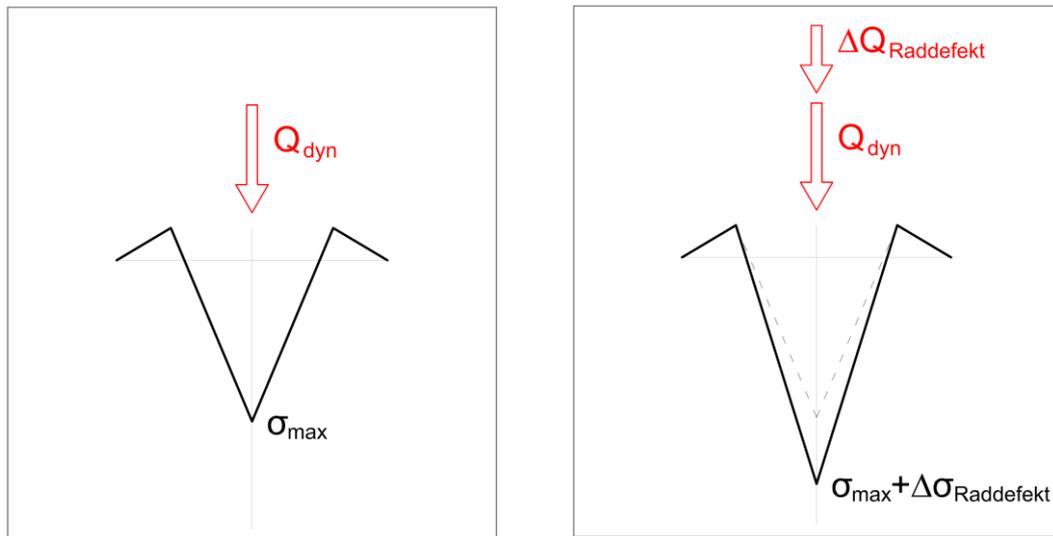


Abbildung 60: Klassierung eines einzelnen Rades (schematische Darstellung)
(ohne Raddefekt (li) und mit Raddefekt (re))

Rad in einem Drehgestell

Im Falle eines Drehgestells verursachen zwei Räder (bei zwei gleichen Radlasten) drei geschlossene Schwingspiele beziehungsweise eine geschlossene und vier offene Hysteresen im Falle von ungleichen Radlasten⁸³. Für die Ermittlung der Schwingspiele eines der beiden Räder des Drehgestells werden jeweils nur die ersten drei Schleifenäste (also offene Hystereseschleifen) berücksichtigt. Diesen muss in der Ergebnismatrix in weiterer Folge die Häufigkeit 0,5 zugewiesen werden (offene Hystereseschleifen).

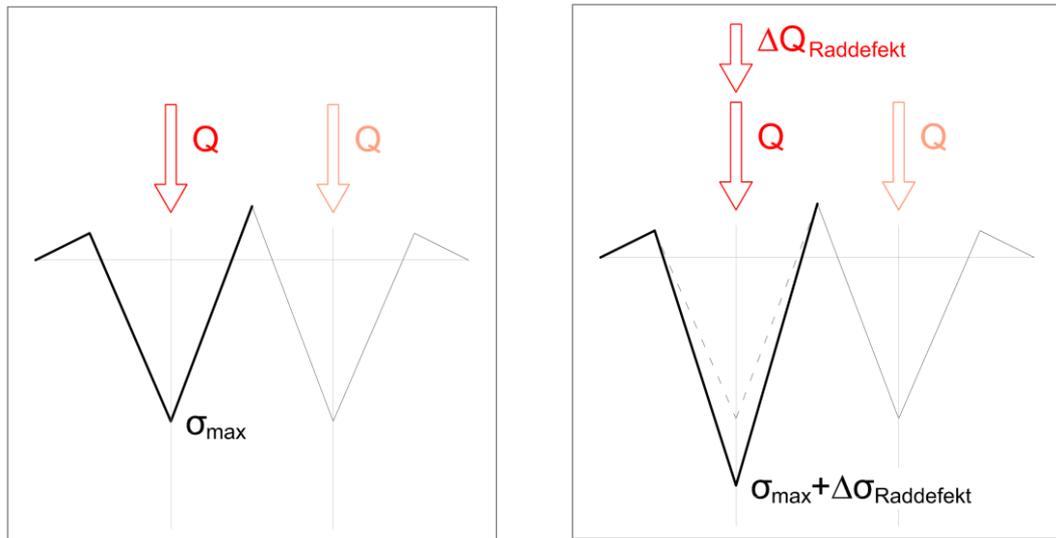


Abbildung 61: Klassierung eines Rades in einem Drehgestell (schematisch) (ohne Raddefekt (*li*) und mit Raddefekt (*re*))

Das Ergebnis der Klassierung nach dem Rainflow-Verfahren stellen zwei Matrizen dar, in welchen neben der Spannungsschwingbreite auch die Ober- und die Unterspannung als Information enthalten sind. Die Angabe von Ober- und Unterspannung ist insofern wichtig, da die Spannungsschwingbreite aus der Radüberrollung nur eine Komponente der Gesamtbeanspruchung darstellt. Zusätzlich sind die Spannungen aus Temperatur und die Eigenspannungen mit einzubeziehen, welche zwar keinen Einfluss auf die Spannungsschwingbreite haben, jedoch sehr wohl einen Einfluss auf die Mittelspannung des Schwingspiels bzw. das Spannungsverhältnis⁸⁴. Diese zusätzlich zu berücksichtigenden Spannungen werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit erst zu einem späteren Zeitpunkt in die Berechnungen einbezogen, da diese einerseits eine gewisse Variationsbreite aufweisen und andererseits im Rahmen von Parameteruntersuchungen variiert werden.

⁸³ Unter Vernachlässigung des Schwingspiels des Raddefekts selbst. (siehe oben)

⁸⁴ Für die Bewertung der Bruchsicherheit spielt neben der Spannungsschwingbreite selbst auch deren Spannungsverhältnis eine entscheidende Rolle.

Die Klassierung wurde in einer Weise durchgeführt, dass die beiden Matrizen, jeweils basierend auf den Ergebnissen von 24-Stunden Messungen an den mobilen Messstellen in Schönenwerd und in Cresciano, jeweils 28 Betriebstagen entsprechen. Schon im Zuge der Auswertung der Messungen im Gleis wurde somit von einem Betriebstag auf vier Wochen (mit identischer Betriebsführung) extrapoliert, da speziell bei sehr kleinen Fehlergrößen innerhalb von vier Wochen keine signifikanten Veränderungen erwartet werden können.

3.4.3 Spannungsschwingbreiten für Cresciano und Schönenwerd

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Auswertung der Messungen an den mobilen Messstellen hinsichtlich Spannungsschwingbreiten dargestellt. Bei den Abbildungen handelt es sich um einparametrische Darstellungen der Spannungsschwingbreiten, die Ober- und Unterspannungen sind auf diesen Abbildungen nicht ersichtlich. Abbildung 62 zeigt die Ergebnisse für Schönenwerd und Abbildung 63 zeigt die Ergebnisse für Cresciano. Nachdem die Spannungsschwingbreiten auf den Berechnungen der Schienenspannungen basieren, sind die angegebenen Werte nur für die dafür gewählten Randbedingungen (schwerer Schotteroberbau von hoher Qualität) gültig.

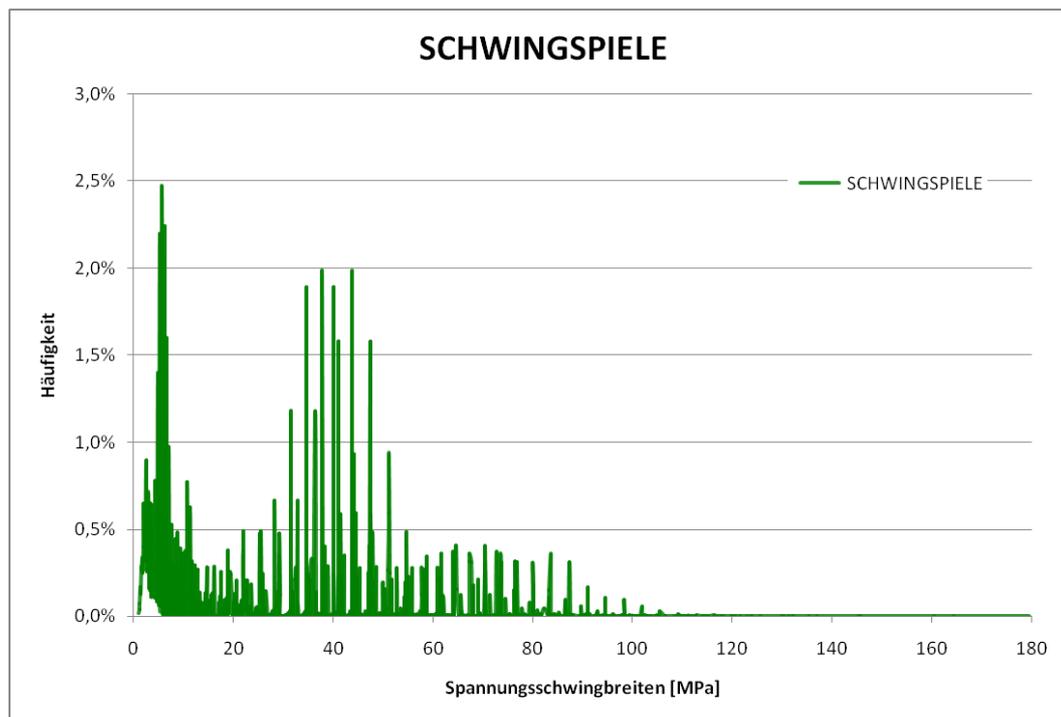


Abbildung 62: Spannungsschwingbreiten am Beispiel Schönenwerd

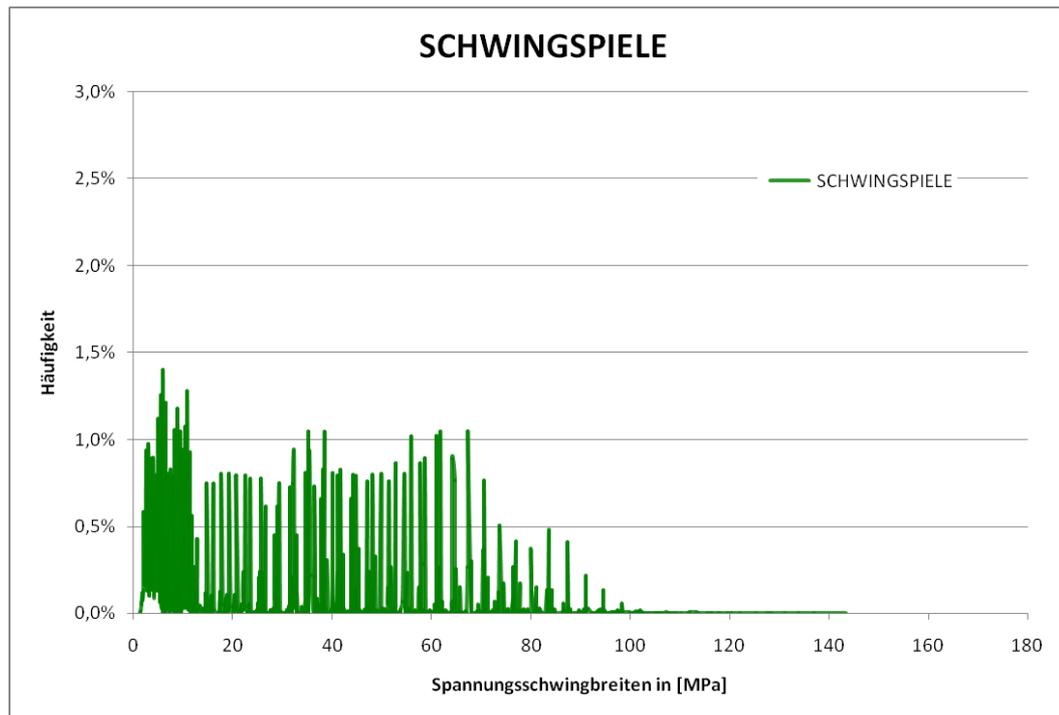


Abbildung 63: Spannungsschwingbreiten am Beispiel Cresciano

3.5 Maximalwerte der Spannungen und Spannungsschwingbreiten

Die Größtwerte der Schienenspannungen und Spannungsschwingbreiten sind für die weiterführenden Berechnungen genauso wichtig wie die Kollektive, aus welchen sie gewonnen werden. Im Gegensatz zu den Kollektiven, welche deutliche Unterschiede erkennen lassen, und den Maximalwerten, welche von lokalen Ereignissen geprägt werden, zeigen sich die 3σ -Werte sowohl für die Maximalspannungen und die maximalen Spannungsschwingbreiten sehr einheitlich. Tabelle 17 fasst die Ergebnisse für die Messstellen in Schönenwerd und in Cresciano zusammen und vergleicht diese Werte mit Ergebnissen des Verfahrens von Zimmermann.

	Schönenwerd		Cresciano	
<i>alle Angaben in [MPa]</i>	Spannungs- schwingbreiten	Maximal- spannung	Spannungs- schwingbreiten	Maximal- spannung
absolute Maximalwerte	179,5	148,0	143,4	117,9
3 σ -Werte	121,7	107,6	134,9	110,9
	Zimmermann			
<i>alle Angaben in [MPa]</i>	Spannungs- schwingbreiten	Maximal- spannung		
3 σ -Werte	126,2	104,5		

Tabelle 17: Auswertung der Kollektivhöchstwerte und Vergleich mit dem Verfahren von Zimmermann

Die 3 σ -Werte der Kollektive der Schienenspannungen und Spannungsschwingbreiten für Schönenwerd und Cresciano zeigen nicht nur untereinander ein sehr einheitliches Bild, sondern erweisen sich in ihren Größenordnungen als sehr gut mit den Ergebnissen des Verfahrens von Zimmermann übereinstimmend⁸⁵, welchen kein Lastkollektiv sondern nur die größten Achslasten dieses Streckenabschnitts zu Grunde liegen.

Es ist jedoch anzumerken, dass die Schienenspannungen nach dem Verfahren von Zimmermann mit um den Faktor 1,2 erhöhten statischen Achslasten berechnet wurden (womit auch der Einfluss einer verschlissenen Schiene mit abgedeckt werden soll) und somit auch für die Kurvenfahrt Gültigkeit besitzen sollten, die Schienenspannungen für Schönenwerd und Cresciano jedoch in der Geraden ermittelt wurden. Die Erhöhung der Schienenspannungen in der Mitte der Schienenfußunterseite wird nach Zimmermann jedoch nicht berücksichtigt.

⁸⁵ Im Rahmen der Berechnungen nach dem Verfahren von Zimmermann wurden unterschiedliche Kombinationen aus Achslast, Fahrgeschwindigkeit und Drehgestelltyp untersucht. Die größten Schienenspannungen (in der Tabelle angegeben) wurden für eine Einzelachse ermittelt.

Dennoch müssen vor dem Hintergrund dass,

- der die Höhe der Beanspruchungen dominierende Faktor (der Bettungsmodul C) abgeschätzt werden muss, *und*
- dass mit den 3σ -Spannungen jene Beanspruchungen ermittelt werden, welche nur von 0,15% der Beanspruchungsfälle überschritten werden und somit Dimensionierungsgrößen⁸⁶ darstellen,

die Berechnungsergebnisse als sehr gut übereinstimmend betrachtet werden.

Das Verfahren von Zimmermann ist – sorgfältig angewendet – somit sehr gut für die Beschreibung der Maximalbeanspruchungen der Schienen sowie für die Durchführung des nachfolgenden Dauerfestigkeitsnachweises geeignet.

⁸⁶ Das heißt, dass mit diesem Verfahren keine in der Regel im Gleis auftretenden Beanspruchungen ermittelt werden, da die 3σ -Werte in aller Regel von den Fahrzeugen nicht erreicht werden. Für die Betrachtung des realen Beanspruchungsniveaus in Form eines Gesamtkollektivs muss diese Tatsache berücksichtigt werden.

4 Bewertung der Bruchsicherheit

4.1 Einleitung

Ab dem Zeitpunkt ihres Einbaus in das Gleis erfährt die Eisenbahnschiene durch die Betriebsbelastung (die Zugüberfahrten) eine schwingende Beanspruchung, welche durch die Eigenspannungen und die Spannungen aus der Temperatur auf unterschiedliche Spannungsniveaus (unterschiedliche Mittelspannungen) gehoben wird.

Diese schwingende Beanspruchung ist die klassische Einwirkungsart für das Auftreten des Phänomens der Materialermüdung, welches einerseits mit den Methoden der Festigkeitslehre, aber auch über die Verfahren der Bruchmechanik behandelt werden kann. Unter Materialermüdung wird nach Radaj die Schädigung oder das Versagen von Werkstoff und Bauteil unter zeitlich veränderlicher, häufig wiederholter Beanspruchung verstanden (Radaj/ Vormwald 2007). Aus werkstoffmechanischer Sicht wird unter Materialermüdung die plastische Verformung durch Wechselbeanspruchung verstanden, welche mit Verfestigung und Entfestigung verbunden sein kann, und schließlich zum Bruch führen kann (Hornbogen/Warlimont 2001).

Mit den Methoden der Festigkeitslehre können integrale Aussagen über die Lebensdauer bis zum technischen Anriss getroffen werden⁸⁷, und die Verfahren der Bruchmechanik werden zur Bestimmung von Restlebensdauern oder kritischen Fehlergrößen herangezogen (Sander 2007). Grundsätzlich unterscheiden sich diese beiden Verfahren dadurch, dass für die Verfahren der Festigkeitslehre von unversehrten (im schlimmsten Fall jedoch gekerbten) Bauteilen ausgegangen wird, während bei den Verfahren der Bruchmechanik bereits rissbehaftete Bauteile (infolge lang andauernder schwingender Beanspruchung) betrachtet werden.

Es kann also festgestellt werden, dass diese beiden sehr unterschiedlichen Konzepte nicht konkurrieren sondern sich ergänzen, beziehungsweise unterschiedliche Stadien in der Gesamtlebensdauer eines Bauteils betrachten. Abbildung 64 illustriert diese Zusammenhänge in sehr anschaulicher Weise.

⁸⁷ Mit dem Dauerfestigkeitsnachweis können zwar keine Aussagen über die Lebensdauer an sich gemacht werden, Bauteile jedoch derart dimensioniert werden, dass für die geplante Einsatzdauer die Wahrscheinlichkeit eines Versagens minimiert werden kann. Der Dauerfestigkeitsnachweis kommt insbesondere dann zur Anwendung, wenn keine oder nur sehr geringe Informationen über das Beanspruchungskollektiv vorhanden sind. Maximallasten können über statistische Verfahren auch dann gut bestimmt werden, wenn keine ganzheitlichen Kollektive bekannt sind.

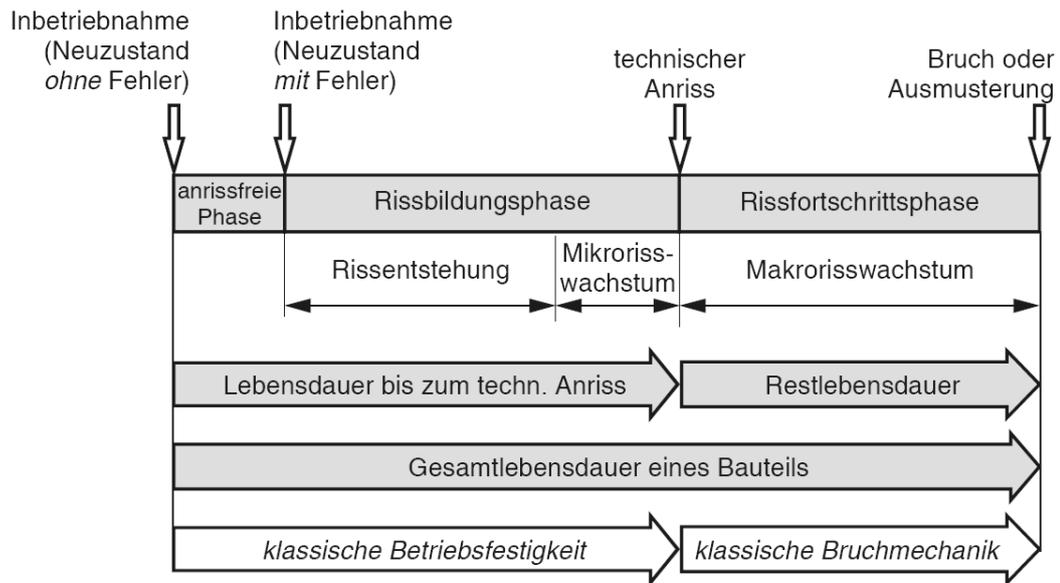


Abbildung 64: Anwendungsbereiche der Konzepte der Festigkeitslehre (Betriebsfestigkeit) und der Bruchmechanik mit Bezug zu den Phasen der Gesamtlebensdauer eines Bauteils (Quelle: Sander 2007)

Der in der Abbildung 64 mit „Mikrorisswachstum“ bezeichnete Teil der Gesamtlebensdauer stellt einen Bereich dar, welcher weder von den Methoden der Festigkeitslehre noch von den üblicherweise verwendeten Verfahren der Bruchmechanik abgedeckt wird. Die Kurzriss-Bruchmechanik, welche für die technische Praxis nur eine untergeordnete Rolle spielt⁸⁸, kann die Vorgänge des Mikrorisswachstums beschreiben, jedoch nicht die Vorgänge der Rissinitiierung.

4.2 Stand der Technik (Stand des Vorschriftenwesens)

Die Dimensionierung von Schienen wird heute nach dem in der Oberbauvorschrift der DB (DB 1992) festgeschriebenen Verfahren durchgeführt. Es handelt sich hierbei nicht um eine klassische Bauteilauslegung, in deren Rahmen die Bauteilabmessungen derart festgelegt werden, dass der Bauteil für die geplante Nutzungsdauer sicher ausgelegt ist, sondern vielmehr um die Wahl des geeigneten Schienenprofils für einen definierten Streckenabschnitt.

⁸⁸ Die Größenordnungen der Fehlergrößen, welche mit den Verfahren der Kurzrissbruchmechanik behandelt werden, können mit herkömmlichen zerstörungsfreien Prüfmethode nicht zuverlässig erkannt werden (Radaj/Vormwald 2007).

Im Rahmen der Oberbauberechnung sind zwei Nachweise zu führen, jeweils einer für den Schienenfuß und einer für den Schienenkopf. Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich ausschließlich auf den Betrachtungsfall „Schienenfuß“.

In der Regel stehen bei den europäischen Eisenbahnen für die Wahl des geeigneten Schienenprofils drei unterschiedliche Profilklassen zur Verfügung, Schienen mit 49kg Metergewicht, Schienen mit 54kg Metergewicht und Schienen mit 60kg Metergewicht. Die verschiedenen Profilausprägungen einer Profilkategorie (vgl. 60E1, 60E2 oder 60E3 etc.) spielen bei der Schienendimensionierung nur eine untergeordnete Rolle, ebenso wenig wie die Wahl der Schienenstahlgüte⁸⁹, welche sich primär nach den Anforderungen im Rad-Schiene Kontaktbereich richtet.

Der Nachweis der Dauerfestigkeit von Eisenbahnschienen hat im Rahmen eines zweistufigen Verfahrens erbracht zu werden. Grundlage für die Bemessung der Schienen bilden die maximalen zu erwartenden Schienenfußspannungen, welche nach dem Verfahren von Zimmermann ermittelt werden.

Im *ersten* Schritt sind diese Schienenspannungen maximal zulässigen Schienenspannungen gegenüberzustellen, welche aus Tabellen entnommen werden können.

Schienenform (Nennfestigkeit)	zulässige Dauerfestigkeit $zul\delta_{df}$ in Schienenfußmitte bei korrodierter Schiene	
	bei durchgehend geschweißtem Gleis	bei Stoßlücken- Gleis
UIC 60 (900)	200 N/mm ²	210 N/mm ²
S 54 (900)	190 N/mm ²	200 N/mm ²
S 49 (700)	180 N/mm ²	190 N/mm ²

Tabelle 18: Zulässige Schienenspannungen gem. Oberbauvorschrift der DB (Quelle: DB 1992)

Die zulässigen Schienenspannungen berücksichtigen bereits sämtliche ungünstigen Rahmenbedingungen wie z.B. Temperaturspannungen und Eigenspannungen und wurden auf Basis von umfangreichen Versuchsreihen an der TU München ermittelt (vgl. TUM 846 1978, TUM 944 1980).

⁸⁹ In Europa wird hauptsächlich der dieser Arbeit zu Grunde gelegte Schienenstahl R260 eingesetzt. Für die Bekämpfung von Verschleiß und Rollkontaktermüdung in Radienbereichen bis ca. 6.000m sollten auf Grund ihrer ausgezeichneten Performance (vgl. Girsch et al. 2005) wärmebehandelte Schienen der Stahlgüten R350HT, R370CrHT sowie R400HT zur Anwendung kommen.

Im *zweiten* Nachweisschritt ist ein entsprechend der Streckenkategorie festgelegter „theoretischer Sicherheitsbeiwert“ nachzuweisen. Der theoretische Sicherheitsbeiwert errechnet sich aus

$$\nu = \frac{\sigma_{F,vorh}}{\sigma_{F,zul}}$$

und stellt somit eine Abminderung der zulässigen Schienenfußspannung dar. Die erforderlichen theoretischen Sicherheitsbeiwerte sind ebenfalls einschlägigen Tabellen zu entnehmen.

Gleisart	min ν
SFS	1,4
HAS/ABS	1,3
NFS, S-Bahn	1,2
sonstige durchgehende Hauptgleise 1. u. 2. Ordnung	1,1
sonstige Gleise 2. Ordnung	1,0
Gleise 3. Ordnung	1,0
Gleise im Auslaufbetrieb	1,0

Tabelle 19: Nachzuweisende theoretische Sicherheitsbeiwerte
(Quelle: DB 1992)

Diese Oberbauberechnung hat sich über die letzten Jahrzehnte bestens bewährt und Schienenbrüche stellen derzeit ein kontrolliertes Problem dar. Einzelne Schienenbrüche lassen sich niemals vermeiden, bei Problemen mit der Dauerfestigkeit treten Schienenbrüche jedoch mit zunehmender und stark steigender Anzahl auf („Popcorn“ Effekt).

Dies ist derzeit im Zeitraum der geplanten Liegedauer von Eisenbahnschienen nicht der Fall. Nach Überschreiten der zulässigen Liegedauer von Schienen - festgelegt in kumulierten Gesamtbruttotonnen (vgl. Birman 1973, Eisenmann 1977) - wird ein Ansteigen der Schienenbrüche festgestellt, dieser Zusammenhang ist auch in einer Abbildung im ORE Bericht D161 (ORE D161 1987) anschaulich dargestellt.

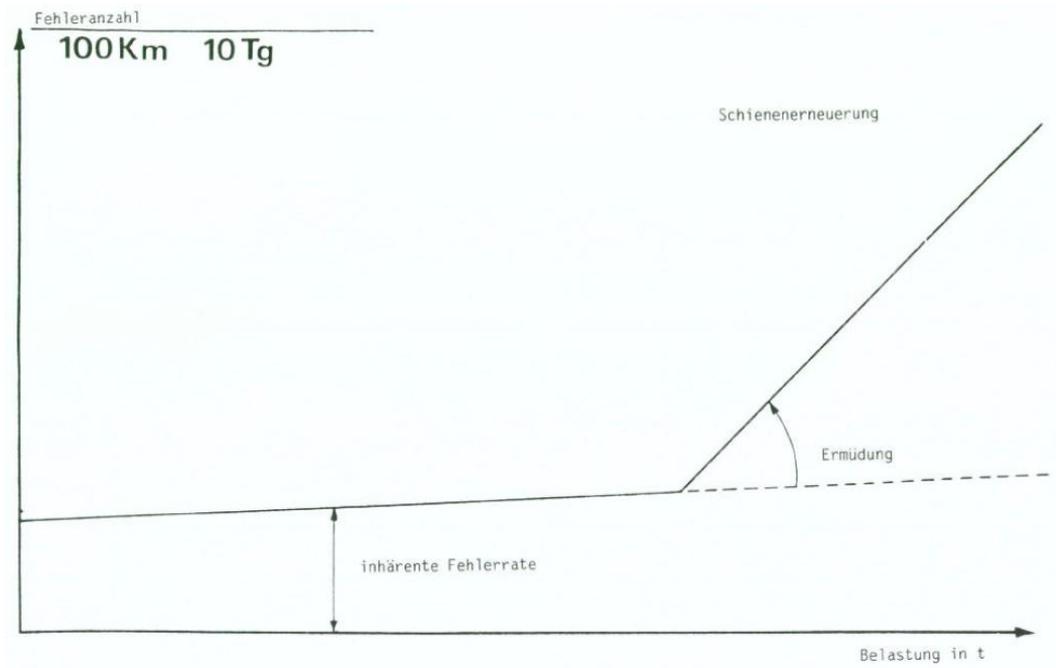


Abbildung 65: Schienenbrüche aufgetragen über die Liegedauer
(Quelle: ORE D161 1987)

4.3 Methoden der Festigkeitslehre

4.3.1 Einleitung

Mit den Methoden der Festigkeitslehre wird die Bruchsicherheit der Schiene unter der Annahme untersucht, dass die Schiene mit Ausnahme einer Oberflächenrauigkeit ein unversehrtes Bauteil darstellt. Als Versagenskriterium wird im Eisenbahnwesen im Gegensatz zu üblichen Festlegungen nicht der technische Anriss, sondern der Bruch der Schiene definiert. Der vollständige Bruch ist somit nicht nur in älteren Versuchen, welche vornehmlich am (heutigen) Prüfamts für Verkehrswegebau der Technischen Universität München durchgeführt wurden (vgl. TUM 846 1978, TUM 944 1980, Oberweiler 1973), sondern auch in der EN13674:2008 als Beurteilungskriterium festgelegt.

Grundlage für den Dauerfestigkeitsnachweis und den Betriebsfestigkeitsnachweis bilden die Schwingfestigkeit des Werkstoffs, also dessen Fähigkeit, eine große Anzahl von Lastspielen mit einer bestimmten Spannungs- oder Lastamplitude ohne Versagen ertragen zu können. Die Schwingfestigkeit wird mit dem Wöhler-Versuch, welcher den grundlegenden Versuch hinsichtlich Ermüdungsfestigkeit darstellt, ermittelt. Bei dem Wöhler-Versuch wird eine ungekerbte, gekerbte oder bauteilähnliche Probe⁹⁰ konstanten Lastamplituden mit bestimmter Größe unterworfen (Radaj/Vormwald 2007). Der Versuch endet mit einem technischen Anriss, dem Bruch der Probe oder bei Erreichen einer bestimmten Grenzlastspielzahl, welche in der Regel mit 10^6 bis 10^7 Lastspielen definiert ist. Dieser Versuch wird mehrmals mit unterschiedlich hohen Spannungsamplituden aber gleichbleibenden Mittelspannungen wiederholt. In weiterer Folge werden die Ergebnisse der einzelnen Versuche (Spannungsamplituden über die zugehörigen Lastspielzahlen) in ein Diagramm eingetragen und die auf diese Art gewonnenen Punkte miteinander verbunden (Laeppele 2006). Auf diese Weise wird die so genannte Wöhler-Linie ermittelt, welche in der Regel in einem doppelt-logarithmischen Maßstab dargestellt wird.

Die nachfolgenden Abbildungen geben einen Überblick über die Beanspruchungskennwerte eines Dauerschwingversuchs, die Beanspruchungsbereiche als Funktion der Mittelspannung bzw. des Spannungsverhältnisses sowie das Ergebnis eines Dauerschwingversuchs – die Wöhler-Linie.

⁹⁰ Bei Versuchen mit bauteilähnlichen Proben oder ganzen Bauteilen (Eisenbahnschienen), wie es im Eisenbahnwesen üblich ist (vgl. EN14587-2:2006) und war (vgl. DB 1992), wird kein Werkstoffkennwert mehr ermittelt, sondern ein Wert, welcher durch die Bauteilform, die Oberflächenbeschaffenheit, Eigenspannungen und dergleichen beeinflusst wird. In diesem Fall spricht man von Gestaltfestigkeit (Radaj/Vormwald 2007).

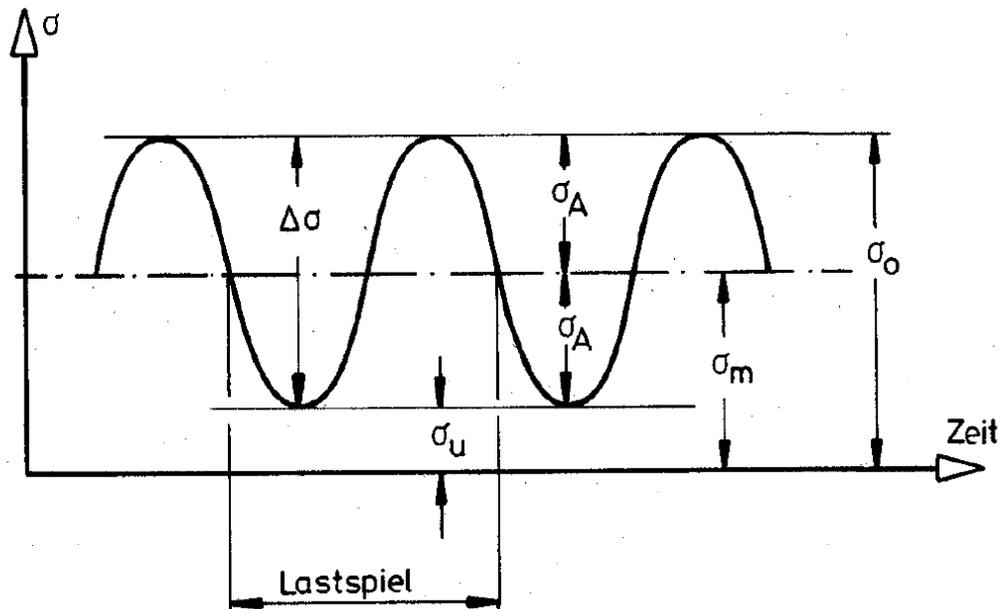


Abbildung 66: Beanspruchungskennwerte im Dauerschwingversuch
(Quelle: Feldmann2009)

Die Schwingspiele im Dauerschwingversuch können durch die folgenden Kennwerte charakterisiert werden:

- $\Delta\sigma$... Spannungsschwingbreite ($\sigma_o - \sigma_u$)
- σ_u ... Unterspannung des Schwingspiels
- σ_o ... Oberspannung des Schwingspiels
- σ_M ... Mittelspannung des Schwingspiels
- σ_A ... Spannungsamplitude des Schwingspiels

Über das Spannungsverhältnis des Schwingspiels

$$R = \frac{\sigma_u}{\sigma_o}$$

wird der Belastungsbereich der Werkstoffbeanspruchung charakterisiert. Unterschieden wird in die Druckschwellbeanspruchung, die Wechselbeanspruchung sowie die Zugschwellbeanspruchung.

Besondere Bedeutung bei der Klassifizierung der Schwingfestigkeit eines Werkstoffs hat ein Spezialfall der Wechselbeanspruchung, die Werkstoffwechselfestigkeit: Diese ist jene Schwingfestigkeit, welche bei der Mittelspannung $\sigma_m=0$ beziehungsweise dem Spannungsverhältnis $R=-1$ ermittelt wird.

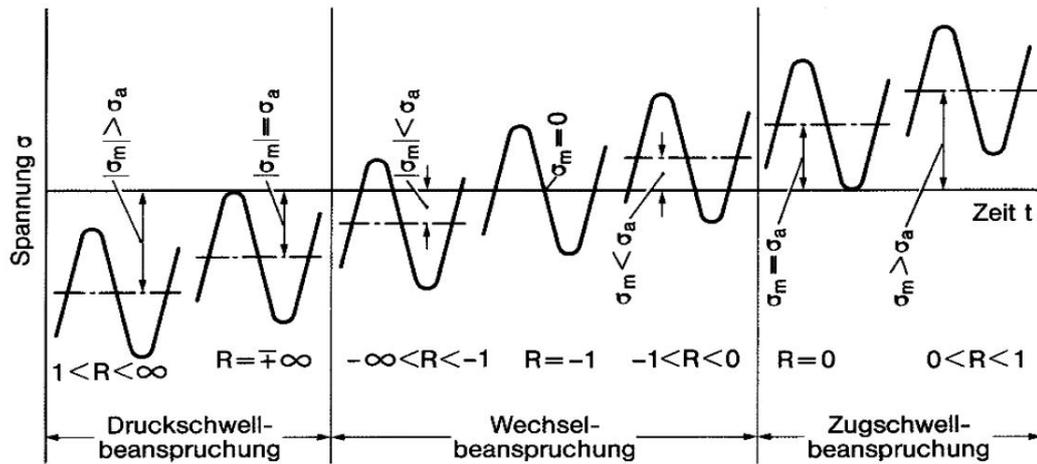


Abbildung 67: Beanspruchungsbereiche im Dauerschwingversuch
(Quelle: Radaj/Vormwald 2007)

In der Abbildung 68 sind die einzelnen Bereiche der Schwingfestigkeit bildlich dargestellt: Der Bereich der Kurzzeitfestigkeit, der Bereich der Zeitfestigkeit (mit der Zeitfestigkeitsgeraden, welche insbesondere für den Nachweis der Betriebsfestigkeit Bedeutung besitzt) und der Bereich der Dauerfestigkeit. Aus dieser Abbildung geht auch hervor, dass es sich bei der Dauerfestigkeit - auch wenn bei labortechnischen Dauerschwingversuchen ein horizontales Auslaufen der Wöhler-Linie festgestellt werden kann - um eine technische Modellvorstellung handelt, welche „im Feld“ unter den spezifischen Randbedingungen (Korrosion, Schwingenspielzahlen im Gigacycle-Bereich etc.) nicht mehr in dieser Form auftreten dürfte.

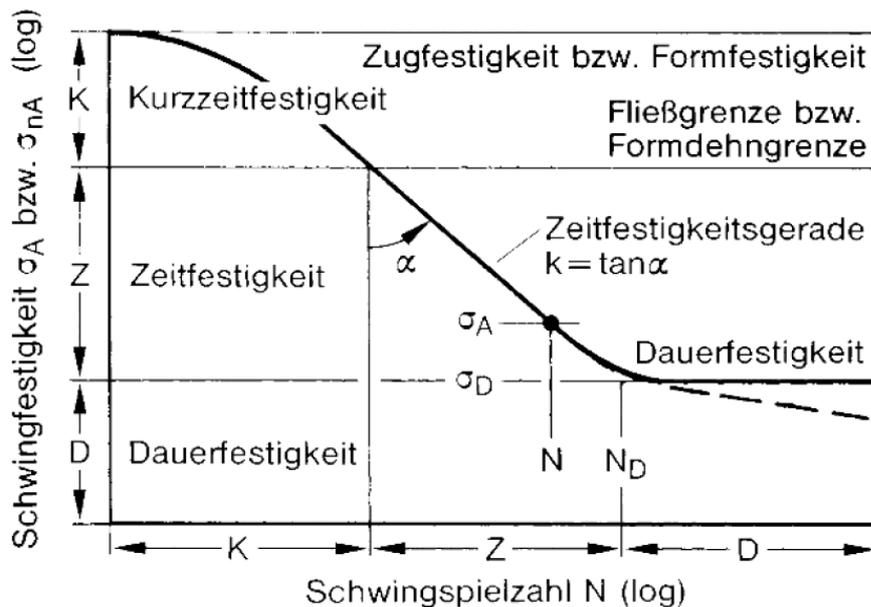


Abbildung 68: Darstellung der Wöhler-Linie
(Quelle: Radaj/Vormwald 2007)

Zur Abschätzung der Wechselfestigkeit (Dauerfestigkeit mit $R=-1$) können in der Literatur unterschiedliche Berechnungsformeln gefunden werden. Radaj und Vormwald (Radaj/Vormwald 2007) bzw. Laepple (Laepple 2006) geben unter anderem die folgenden Formeln für Stähle mit einer Zugfestigkeit von weniger als ca. 1400 [MPa]⁹¹ an:

$$\sigma_W \approx 0,5 * \sigma_Z \quad [MPa]$$

beziehungsweise

$$\sigma_W \approx (0,35 \div 0,65) * \sigma_Z \quad [MPa]$$

oder

$$\sigma_W \approx 0,385 * \sigma_Z + 30 \quad [MPa]$$

Die Schwingfestigkeit eines Werkstoffs wird von vielen Parametern beeinflusst. Abbildung 69 gibt einen Überblick über ausgewählte Parameter und ihren Einfluss auf die Schwingfestigkeit. Die Frequenz der Beanspruchung ist in dieser Zusammenstellung nicht enthalten: Bis Beanspruchungsfrequenzen von ca. 1 [kHz] übt diese keinen entscheidenden Einfluss auf die Schwingfestigkeit aus (Radaj/Vormwald 2007). Bei hohen Beanspruchungsfrequenzen treten vornehmlich zwei Effekte auf: Eine Festigkeitserhöhung, da eine hohe Belastungsgeschwindigkeit die Unterdrückung der plastischen Beanspruchungsanteile fördert, sowie eine Festigkeitsminderung, da hohe Beanspruchungsfrequenzen mit einer Probenerwärmung verbunden sind (Müller 2008).

⁹¹ Ab Zugfestigkeiten höher als ca. 1400 [MPa] tritt eine gewisse Sättigung der Schwing-Wechselfestigkeit ein, welche dann generell mit ca. 700 [MPa] abgeschätzt werden kann. Naturharte perlitisches Schienenstähle der Güte R260 besitzen eine Zugfestigkeit von etwa 900 [MPa]. Die Größenordnung der Zugfestigkeit von wärmebehandelten feinperlitischen Schienenstählen mit Härten von ca. 400 [HB], welche für perlitisches Schienenstähle derzeit die Grenze des Erreichbaren darstellen, erreichen ungefähr 1400 [MPa]. Daher können die angegebenen Formeln generell für Schienenstähle angewendet werden.

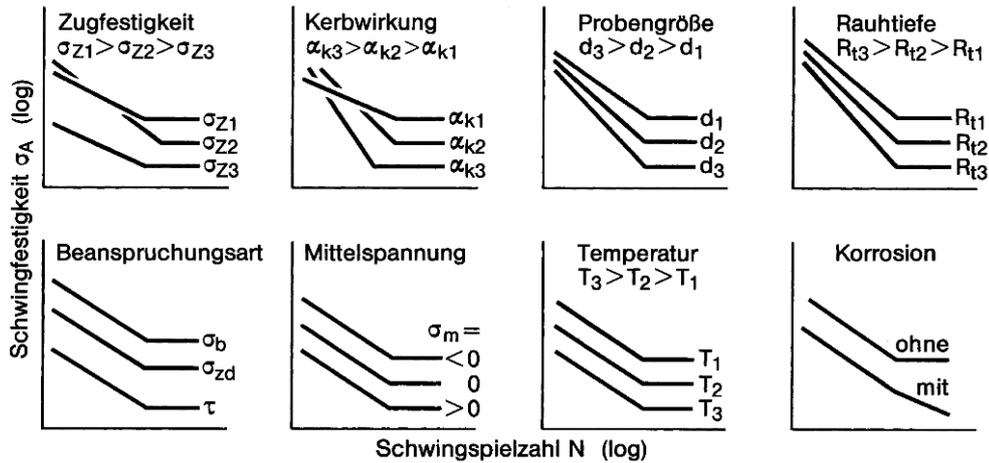


Abbildung 69: Einflussparameter auf die Schwingfestigkeit
(Quelle: Radaj/Vormwald 2007)

Für die Anwendung der Festigkeitsberechnung auf Eisenbahnschienen sind vor allem die Oberflächenbeschaffenheit (Rauhtiefe) und die Mittelspannung von Bedeutung. Als grundsätzliche Parameter sind die Beanspruchungsart „Biegung“ und das Vorhandensein von Korrosion zu berücksichtigen. Bei der Übertragung von Kennwerten, welche mit kleinen Proben gewonnen wurden, auf Bauteile ist ebenfalls der Größeneinfluss⁹² zu berücksichtigen.

Der Einfluss der Mittelspannung auf die Schwingfestigkeit eines Werkstoffs wird in Dauerfestigkeitsschaubildern dargestellt. Für die Erstellung eines Dauerfestigkeitsschaubilds werden Wöhler-Versuche mit unterschiedlichen Mittelspannungen durchgeführt und die Ergebnisse in Form der Dauerschwingfestigkeit über der Mittelspannung in das Schaubild eingetragen. Abbildung 70 demonstriert die Ermittlung eines derartigen Dauerfestigkeitsschaubilds am Beispiel der Darstellungsweise nach Smith, welche neben der Darstellung nach Haigh zu den gebräuchlichsten Darstellungsweisen zählt.

⁹² Der Größeneinfluss kann in den spannungsmechanischen, den oberflächentechnischen und den statistischen Größeneinfluss unterteilt werden (Radaj/Vormwald 2007). Für die Betrachtung von Eisenbahnschienen kann dieser Einfluss nicht zahlenmäßig festgelegt werden.

2007). Wie in Abbildung 71 ersichtlich kommt eine Lebensdauerlinie immer rechts von der Wöhler-Line zu liegen, da das Kollektiv aus den verschiedensten Amplituden besteht. Es kann auf Basis von Betriebsfestigkeitsversuchen ebenfalls der Einfluss unterschiedlicher Kollektivformen auf die Ermüdungsfestigkeit/die Bauteillebensdauer demonstriert werden.

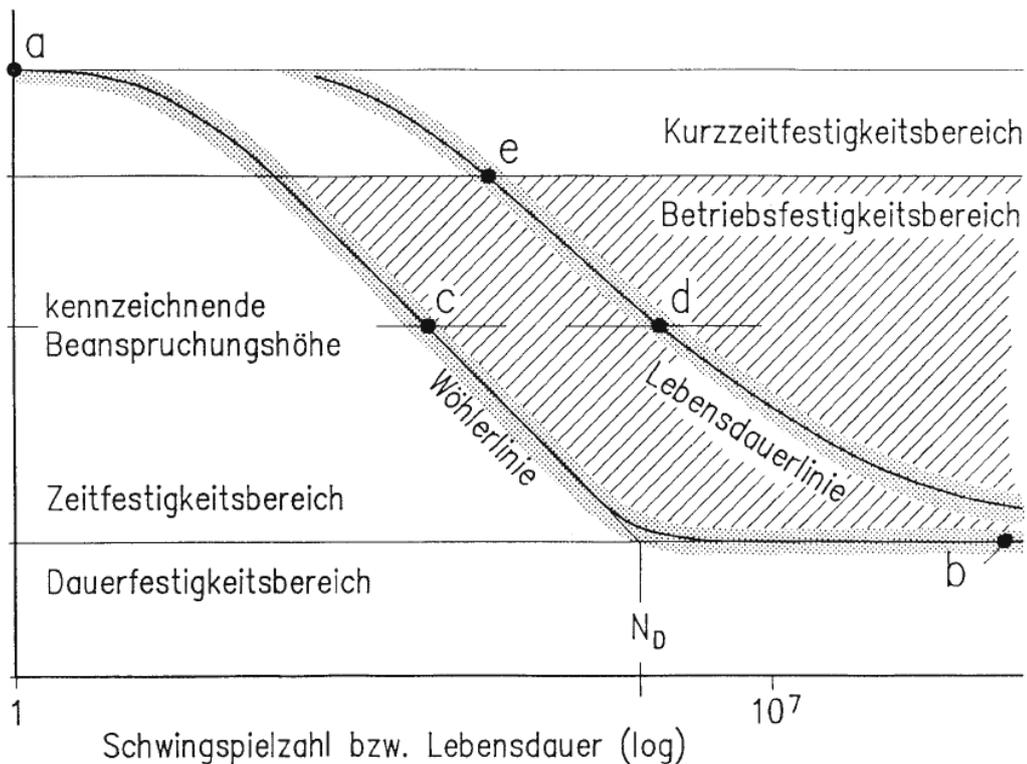


Abbildung 71: Wöhler-Linie und Lebensdauerlinie im Vergleich
(Quelle: Haibach 2006)

Grundsätzlich ist anzumerken, dass labortechnische Versuche für die Behandlung von Fragestellungen hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit einen wesentlichen Input darstellen sollten. Es sollte zudem besonderer Wert darauf gelegt werden, dass allfällige Versuchsparameter den Gegebenheiten im Feld so nahe wie möglich kommen sollen, wofür jedoch auch eine profunde Kenntnis der Einsatzbedingungen der Bauteile vorhanden sein muss.

Die beiden Nachweisarten der Festigkeitsberechnung sind der Dauerfestigkeitsnachweis und der Betriebsfestigkeitsnachweis. Während mit Hilfe des Dauerfestigkeitsnachweises nachgewiesen werden soll, dass das Bauteil keine Beanspruchung erfährt, welche innerhalb der Einsatzdauer zum Versagen führen kann, wird mit dem Betriebsfestigkeitsnachweis eine Lebensdauer des Bauteils errechnet (qualifiziert abgeschätzt). Diese beiden Herangehensweisen unterscheiden sich grundsätzlich dadurch, dass für den Dauerfestigkeitsnachweis das Beanspruchungsmaximum des Lastkollektivs herangezogen

gen werden muss und für den Betriebsfestigkeitsnachweis das Belastungskollektiv selbst, welches der Belastungsrealität entsprechen sollte.

Beiden Nachweisen ist gemein, dass sie für den maßgebenden Punkt „Schienenfußmitte“ geführt werden müssen. Diese Vorgehensweise folgt der Tatsache, dass im Bereich der Schienenfußmitte hohe Zugeigenspannungen wirken (während in den Bereichen des Schienenfußrands Druckeigenspannungen vorhanden sind). Des Weiteren kann dies - historisch gesehen - auch darauf zurückgeführt werden, dass in engeren Bögen mit hohen horizontalen Kräften der natürliche Schienenverschleiß die Lebensdauer begrenzt, noch deutlich bevor die „Dauerfestigkeit“ Relevanz erhalten würde (vgl. Kopp *undatiert*).

4.3.2 Festlegungen der EN 13674:2008

Die Europäische Normung schreibt im Rahmen der so genannten Qualifizierungsprüfungen verschiedenste Untersuchungen der Schienenwerkstoffe (und Schienen beziehungsweise am schwersten Schienenprofil) vor, welche in bestimmten zeitlichen Abständen, sowie bei Änderungen der Herstellungsverfahren zu erfolgen haben.

Eine dieser vorgeschriebenen Prüfungen sind Dauerschwingversuche an normten Proben, welche dem Schienenkopf zu entnehmen sind. Bei den durchzuführenden Versuchen müssen diese Proben eine axiale Spannungsamplitude von $\pm 283,5^{95}$ [MPa] bei Raumtemperatur dauerhaft⁹⁶ ertragen können.

Bei kritischer Betrachtung der Festlegungen der EN 13674:2008 muss angemerkt werden, dass

- (1) es sich bei den vorgeschriebenen Versuchen nicht um die Ermittlung einer Werkstoff-Wechselfestigkeit handelt, da die zu ertragende Spannungsamplitude für alle Schienenstähle gleich ist,
- (2) die Festlegung von axialen Prüfungen nicht mit dem Beanspruchungsmodus im Gleis übereinstimmt *und*
- (3) die Festlegung, dass die Proben aus dem Schienenkopf zu entnehmen sind, nicht notwendigerweise für die Anwendung auf den Schienenfuß verwertbare Informationen liefert.

⁹⁵ Die Spannungsamplitude von $\pm 283,5$ [MPa] ergibt sich unter der vorgeschriebenen Dehnungsamplitude und einem E-Modul von 210.000 [MPa]. (In der EN13674 wird für die Dehnungsamplitude offenbar irrtümlicherweise der Begriff „Spannungsamplitude“ verwendet.)

⁹⁶ Dauerhaft im Sinne von 5 Millionen Lastwechseln.

ad (1) Diese Vorgehensweise ist durchaus gerechtfertigt, da der Sinn einer europäischen Normung die Sicherstellung von Mindeststandards ist. Bei positivem Nachweis der angegebenen erforderlichen Wechselfestigkeit ist der Werkstoff für den Einsatz im Gleis geeignet⁹⁷.

Da sich wärmebehandelte Schienen durch deutlich höhere (Wechsel-) Festigkeiten als die angegebenen $\pm 283,5$ [MPa] auszeichnen, sind diese Schienenstähle ebenfalls mit dieser Anforderung abgedeckt.

Es ist auch anzumerken, dass die Werkstoffwechselfestigkeit (bislang) für die Dimensionierung von Schienen keine Relevanz besitzt, da dafür auf Gestaltfestigkeiten aus Bauteil-Schwingversuchen zurückgegriffen wird.

ad (2) Die Durchführung von axialen Schwingversuchen zum Nachweis einer Mindest-Wechselfestigkeit der Schienenwerkstoffe führt zu großen Abweichungen der Laborbedingungen von den Bedingungen im Gleis (Biegebeanspruchung). Grundsätzlich handelt es sich bei dieser Festlegung jedoch um einen konservativen Ansatz.

Auch hier sei angemerkt, dass die EN13674:2008 keine Grundlage für eine Bauteilauslegung darstellt, der Einfluss der Beanspruchungsform auf die Wechselfestigkeit des Werkstoffs jedoch abgeschätzt werden kann.

ad (3) Selbst wenn der betrachtete kritische Punkt des Nachweises der Schienenfuß ist, stellt die Probenentnahme im Schienenkopf im Fall von naturharten Schienen (der Stahlsorte R260) kein besonderes Problem dar, da derartige Schienen über den gesamten Schienenquerschnitt ein relativ einheitliches Gefüge mit ähnlichen Werkstoffeigenschaften aufweisen.

Für höherfeste wärmebehandelte Schienen können die Ergebnisse, gewonnen aus Proben aus dem Schienenkopf, nicht auf den Schienenfuß angewendet werden. Die Probenentnahme aus dem Schienenkopf erscheint für Schwingversuche auch deshalb als nicht zeitgemäß, als die Aussagekraft der Werkstoffwechselfestigkeit für die Versagensmechanismen im Schienenkopf (Rollkontaktermüdung) hinterfragt werden muss.⁹⁸

⁹⁷ Die Spannungsamplitude ist derart gewählt, dass sie für die Stahlgüte R260 – die niedrigste heutzutage großflächig verwendete Schienenstahlgüte – einen Wert liefert, welcher der Wechselfestigkeit nahe kommt. Dennoch stellt die Erfüllung dieser Anforderungen im Fall von Premiumherstellern keine Schwierigkeit dar.

⁹⁸ Die Weiterentwicklung der perlitischen Schienenstähle verfolgt das Ziel, größere Verschleißfestigkeiten und RCF-Beständigkeiten zu erzielen (Pointner 2009). Diese beiden Schädigungsmechanismen treten beide im Schienenkopf auf, deshalb ist die Ermittlung der

4.3.3 Dauerfestigkeit

Die im Folgenden durchgeführten Betrachtungen der Dauerfestigkeit fokussieren auf die Mitte der Schienenfußunterseite. Basierend auf Festlegungen der Europäischen Normung (EN 13674:2008) und auf Angaben aus der Literatur wird der Nachweis der Dauerfestigkeit nach der Definition der Oberbauberechnung der DB (DB 1992) geführt.

Anschließend werden die Ergebnisse um die Betrachtung des Schienenfußrandes sowie die Betrachtung einer wärmebehandelten Schienenstahlgüte (R350HT) erweitert und hinsichtlich der derzeitigen Festlegungen im Eisenbahnwesen erläutert. Abschließend wird auf neue Erkenntnisse auf dem Gebiet der Ermüdungsfestigkeit eingegangen.

4.3.3.1 Betrachtung basierend auf der EN 13674

Basierend auf der Festlegung, dass ein Schienenstahl eine axiale Spannungsamplitude von $\pm 283,5$ [MPa] mindestens 5 Millionen Lastwechsel ertragen können muss, um im Gleis eingesetzt werden zu können, kann ein Dauerfestigkeitsnachweis geführt werden.

Für die Untersuchungen wird angenommen, dass die im Dauerschwingversuch ermittelte Wechselfestigkeit keiner Beeinflussung durch eine Oberflächenrauigkeit unterliegt, was zu der konservativen Annahme führt, dass die festgelegten $\pm 283,5$ [MPa]⁹⁹ einer tatsächlichen axialen Werkstofffestigkeit entsprechen.

In der Literatur werden für die Übertragung von axial ermittelten Wechselfestigkeiten auf die Beanspruchungsart „Biegung“ Faktoren in der Größenordnung von 1,11 bis 1,25 angegeben¹⁰⁰, somit ergeben sich als Werkstoffwechselfestigkeit Größenordnungen zwischen ± 315 [MPa] und ± 354 [MPa].

mechanischen Kennwerte wie Zugfestigkeit, Bruchdehnung und Härte an Proben aus dem im Schienenkopf auf jeden Fall gerechtfertigt.

⁹⁹ Die Spannungsamplitude von $\pm 283,5$ [MPa] kann nicht direkt dem Werkstoff R260 zugeordnet werden („werkstoffunabhängige“ Festlegung), jedoch in guter Näherung trotzdem für die Untersuchungen herangezogen werden. Grundsätzlich muss diese Wechselfestigkeit damit von jedem im Gleis eingesetzten Schienenstahl erreicht werden.

¹⁰⁰ In der Regel werden Faktoren zwischen 0,8 und 0,9 angegeben, diese beziehen sich jedoch auf die Umrechnung von der Beanspruchungsart „Biegung“ auf die Beanspruchungsart „axial“ (Radaj/Vormwald 2007). Die Werte 1,11 und 1,25 stellen demnach die Kehrwerte der Faktoren 0,8 und 0,9 dar.

Die Ursache für diese unterschiedlichen Wechselfestigkeiten kann im Entfall der Stützwirkung bei axialer Beanspruchungsart gefunden werden (Radaj/Vormwald 2007).

Diese Wechselfestigkeiten müssen jedoch um den Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Schwingfestigkeit korrigiert werden. Es stehen dazu verschiedene Diagramme zur Verfügung, gewählt wurde eine Darstellung, welche auch in der FKM-Richtlinie für Maschinenbauteile (FKM 2003) angegeben wird¹⁰¹.

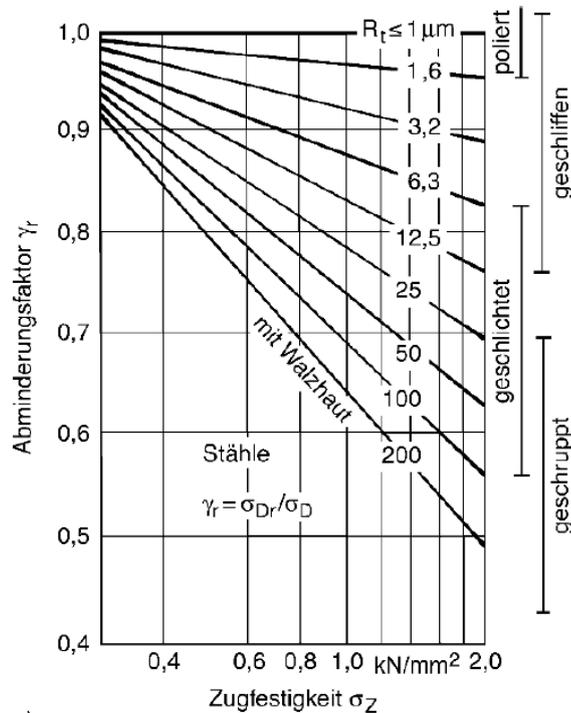


Abbildung 72: Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Wechselfestigkeit (Quelle: Radaj/Vormwald 2007)

Als Eingangsdaten für die Bestimmung des Abminderungsfaktors dient einerseits die Nennfestigkeit des Schienenstahls R260, welche 900 [MPa] beträgt, und andererseits die Oberflächenrauigkeit $R_t = 200\mu\text{m}$ für den Fall einer stark korrodierten Schiene¹⁰². Unter Zugrundelegung dieser Eingangs-

¹⁰¹ Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass für ein und dasselbe Diagramm (wie abgebildet) als Eingangsparameter einerseits die mittlere Rauhtiefe R_z (in: FKM 2003) und andererseits die maximale Rauhtiefe R_t (in: Radaj/Vormwald 2007) angegeben werden.

¹⁰² Im Zuge von Untersuchungen konnten für Neuschienen maximale Rauhtiefen (R_t) von ca. 20 μm (Weidinger 2008) bis 60 μm (Goldgruber 2008) und für augenscheinlich sehr stark korrodierte Schienen maximale Rautiefen von ca. 180 μm ermittelt werden (Goldgruber 2008). Diese Werte stimmen auch gut mit den Werten ($R_t=70\div 206\mu\text{m}$) überein, welche in der Oberbauberechnung der DB (DB 1992) angegeben werden.

Es sei noch darauf hingewiesen, dass die technisch ebenfalls bedeutenden mittleren Rauigkeiten (R_a) deutlich geringere Werte zeigen. Für Neuschienen liegen sie im Bereich von weniger als 5 μm (Weidinger 2008).

daten ergibt sich der Abminderungsfaktor $\gamma_r = 0,665$ und in weiterer Folge eine Wechselfestigkeit von ± 209 bis ± 236 [MPa], beziehungsweise eine mittlere Wechselfestigkeit von ± 222 [MPa].

Mit den Eingangsdaten

- Wechselfestigkeit: ± 222 [MPa]
- Zugfestigkeit: 900 [MPa] *(entspricht Nennfestigkeit)*
- Streckgrenze: 495 [MPa] *(entspricht $R_E/R_M \approx 0,55$)*

kann das Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith konstruiert werden. Dieses Diagramm charakterisiert den Widerstand, welcher der Werkstoff den Beanspruchungen entgegensetzen im Stande ist, und wird für die Führung des Dauerfestigkeitsnachweises benötigt.

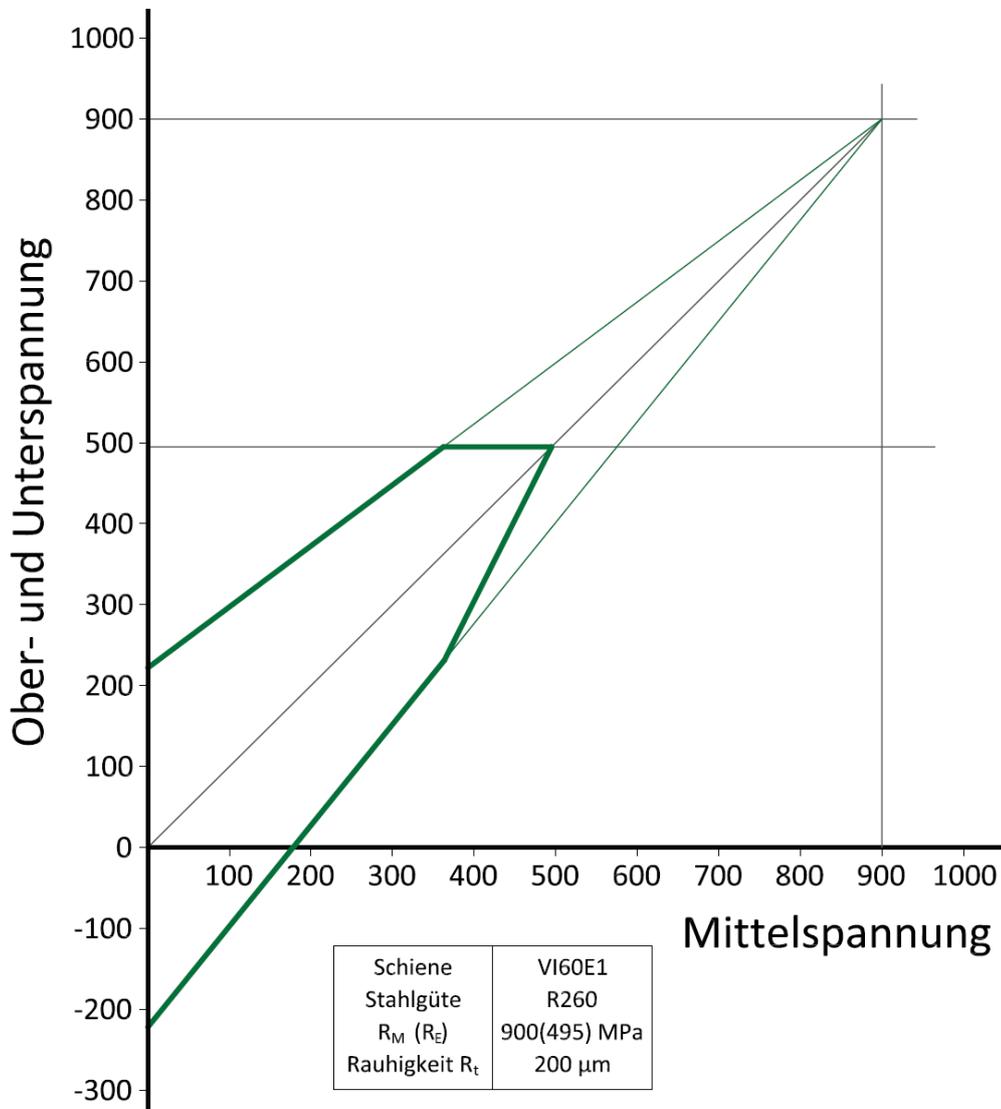


Abbildung 73: Smith-Schaubild basierend auf den Festlegungen der EN13674 und angepasst an den Schienenstahl der Güte R260. (Grenzlastspielzahl 5 Mio LW)

Durch Kombination aller Einwirkungen (Spannungen aus Betrieb, Spannungen aus Temperatur sowie Eigenspannungen) wird ein Beanspruchungsmaximum ermittelt. Dafür müssen im Fall der Schienenspannungen die aus den Messungen errechneten Kollektivhöchstwerte, im Fall der Temperaturspannungen sehr ungünstige klimatische Verhältnisse und im Fall der Eigenspannungen sowohl in der Praxis erreichte Werte als auch die Maximalwerte, welche in der Europäischen Normung zugelassen werden, angesetzt werden.

Die Eingangsdaten auf der Beanspruchungsseite sind wie folgt:

Temperaturspannungen

Als Temperaturspannung werden **100 [MPa]** angesetzt; dies entspricht im Fall eines durchgehend verschweißten Gleises einer Temperaturdifferenz zwischen Verschweiß- und Schientemperatur von 40K. Bei einer Neutraltemperatur von ca. 20°C liegt dieser Zustand bei einer Schientemperatur von -20°C vor.

Zusätzlich zu diesen Schienenspannungen werden noch weitere Schienenspannungen in der Größenordnung von **40 [MPa]** angesetzt, welche Tragwerksdehnungen von Brücken abdecken sollen. Dies entspricht den Festlegungen der Oberbauberechnung der DB (DB 1992).

Eigenspannungen

Als Eigenspannungen werden **100 [MPa]**, **150 [MPa]**, **200 [MPa]** sowie **250 [MPa]** angesetzt. Diese Werte decken damit sowohl mit modernen Herstellungsverfahren erzielbare niedrige Eigenspannungsniveaus (100 [MPa]) als auch die gem. EN 13674 maximal zulässigen Eigenspannungen in Schienenfußmitte (250 [MPa]) ab.

Spannungen aus Betrieb

Als maximale Betriebsspannung (Spannungsschwingbreite) werden basierend auf den in Kapitel 3 angeführten 3σ -Werte der Schienenspannungsschwingbreiten **130 [MPa]**¹⁰³ angesetzt.

Für den Dauerfestigkeitsnachweis ist die Verwendung der 3σ -Werte der Spannungsschwingbreiten deshalb zweckmäßig, da

- selbst bei 20.000 täglichen Schwingspielen 2 Millionen Lastwechsel mit Spannungsschwingbreiten mit Größenordnungen über jenen der 3σ -Werte dieses Kollektivs erst nach ca. 100 Jahren erreicht werden,

¹⁰³ Auf Basis der Messdaten der mobilen Messstelle in Cresciano wurden 127,3 [MPa] ermittelt, für die mobile Messstelle in Schönenwerd wurden 124,2 [MPa] errechnet.

- die angenommenen Schientemperaturen nur an wenigen Tagen im Jahr erreicht werden¹⁰⁴ und
- einzelne Beanspruchungen über der „Dauerfestigkeit“ nicht unmittelbar zum Versagen führen.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse sollte jedoch dennoch nicht außer Acht gelassen werden, dass zwischen Einwirkung und Schädigung kein linearer Zusammenhang besteht (eine um 10% höhere Last verursacht deutlich mehr als 10% höhere Schädigung).

Die Temperaturspannungen und die Eigenspannungen wirken als konstante Unterspannung, während die Spannung aus Betrieb die eigentliche schwingende Beanspruchung darstellt. Für die Nachweisdurchführung wird aus dem Smith-Schaubild unter Verwendung der Unterspannung eine zulässige Spannungsschwingbreite ermittelt, welcher die maximale Spannung aus Betrieb gegenübergestellt wird. Die Ermittlung der zulässigen Spannungsschwingbreiten ist in der Abbildung 74 abgebildet.

¹⁰⁴ Laut Daten von Meteo Suisse wurde im Zeitraum März 2008 bis Februar 2009 eine Lufttemperatur von -20°C weder an der Messstelle in Buchs Aarau (Meteo 2009), noch an den Messtellen in Magadino (Meteo 2009 [2]) und Piotta (Meteo 2009 [3]) erreicht. Bei Messungen in Puchheim bei München, welche über den Zeitraum von 6 Jahren durchgeführt wurden, wurden Schientemperaturen von -16°C bis -20°C an durchschnittlich 9 Stunden pro Jahr und Schientemperaturen von -11°C bis -15°C an durchschnittlich 27 Stunden pro Jahr gemessen (Kopp 1970). Anm.: Die Lufttemperatur kann in guter Näherung der Schientemperatur gleichgesetzt werden (Kopp 1970).

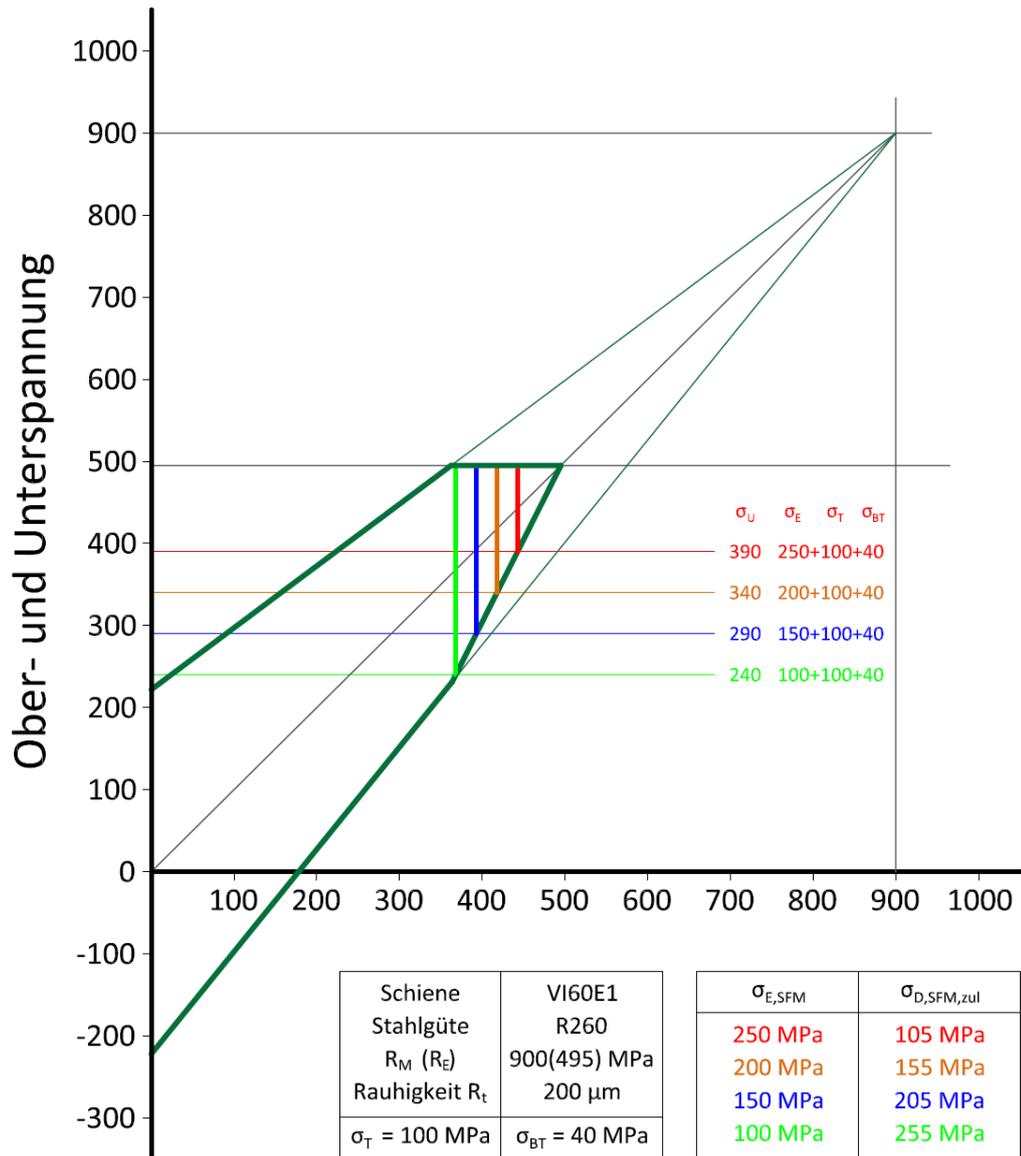


Abbildung 74: Ermittlung der zulässigen Spannungsschwingbreiten

Es zeigt sich, dass die zulässige Spannungsschwingbreite für den Dimensionierungsfall entgegen der heute üblichen Annahmen nicht mehr von der Grenzlinie der Oberspannung des Smith-Schaubilds limitiert wird, sondern bereits von der Fließgrenze des Werkstoffs. Dieser Zusammenhang gilt für alle variierten Eigenspannungen und wird auch durch die Tatsache gestützt, dass die konstante Unterspannung bereits Größenordnungen von bis zu 390 [MPa] annehmen kann (womit bis zum Erreichen der Fließgrenze nur noch ca. 110 [MPa] für die Spannungen aus Betrieb verbleiben).

Diese Erkenntnis führt dazu, dass - ebenfalls entgegen der üblichen Praxis - dem folgenden Punkt Beachtung geschenkt werden muss: Im Eisenbahnwesen wird der Einfluss der Oberflächenrauigkeit bei Dauerfestigkeitsschau-

bildern nur bei den Grenzlinien der Ober- und Unterspannung berücksichtigt, nicht jedoch bei den Grenzlinien der Fließgrenze. Die Wirkung, welche raue Oberflächen auf die Schwingfestigkeit ausüben, wird daher nicht in vollem Umfang abgedeckt.

Der Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Schwingfestigkeit wird in der *Literatur* mit einer Kerbwirkung beschrieben, welche – im Fall von Laborversuchen – die eingestellte Prüfspannung stark erhöht (Eisenmann et al. 1974), jedoch ohne Angabe von quantitativen Zusammenhängen. Hinweise auf diesen Einfluss finden sich auch in Versuchsberichten, in welchen die Ausgangspunkte für Dauerschwingbrüche angegeben werden. In zwei Berichten der TU München (TUM 846 1978 und TUM 944 1980) werden Bruchausgänge in den Bereichen bis maximal 22mm Entfernung von der Symmetrieachse des Schienenquerschnitts angegeben, d.h. nicht allein die maximale Prüfnennspannung war maßgebend, sondern auch örtliche durch die Oberflächenbeschaffenheit hervorgerufene Spannungserhöhungen.

Dieser Einfluss findet im eisenbahntechnischen *Vorschriftenwesen* insofern Berücksichtigung, als die „zulässige“ Fließgrenze mit ca. 90% der Werkstofffließgrenze angesetzt¹⁰⁵ wird.

Im Rahmen der *vorliegenden Arbeit* wurde die Fließgrenze über das Streckgrenzenverhältnis von $R_E/R_M \approx 0,55$ festgelegt, wobei als Zugfestigkeit die Nennfestigkeit herangezogen wird, welche von den Herstellern in der Regel deutlich überschritten wird¹⁰⁶. Auf Grund der vorliegenden geringen Datelage wird auf die Verwendung von zusätzlichen Abminderungsfaktoren für die Fließgrenze (Oberflächenrauigkeit) verzichtet.

Die Gegenüberstellung der unter den beschriebenen Randbedingungen ermittelten maximalen Spannungsschwingbreiten mit den 3σ -Werte wird in Tabelle 20 dargestellt. Neben dem in den Regelwerken verankerten Dimensionierungsfall mit Temperaturspannungen in der Größenordnung von 140 [MPa] (behinderte Längsdehnung des verschweißten Gleises und Tragwerksdehnungen bei kurzen Brücken) (Fall „A“) werden auch zwei weitere Dimensionierungsfälle betrachtet: Im ersten Fall wird auf das Ansetzen der Tragwerksdehnungen verzichtet¹⁰⁷ (Fall „B“) und im zweiten Fall die Tempe-

¹⁰⁵ Es sei noch darauf hingewiesen, dass für die Bemessung von allgemeinen Stahlkonstruktionen Sicherheitsbeiwerte zwischen 1,0 und 2,0 für die Bemessung gegen Fließen angesetzt werden (vgl. Laepple 2006 etc.). Es sei auch darauf hingewiesen, dass für definierte Kerbfälle in der Literatur sehr wohl Angaben über die Auswirkungen auf die Fließgrenze getroffen werden (vgl. FKM 2003), jedoch nicht für Oberflächenrauigkeiten.

¹⁰⁶ Streng genommen ist die Nennfestigkeit für den R260 gemäß EN 13674:2008 880 [MPa], es werden jedoch auch die diesem Schienenstahl üblicherweise zugeordneten 900 [MPa] deutlich übertroffen.

¹⁰⁷ Dieser Zustand kann in der Realität relativ einfach durch die Verwendung von „Low Toe Load Clips“ oder „Zero Toe Load Clpis“, d.h. mit Befestigungen mit reduzierter oder gänzlich

raturspannungen zusätzlich auf 87,5 [MPa] reduziert (entspricht -15°C) (Fall „C“). Damit wird auf die Tatsachen reagiert, dass

1. der in der Normung vorgeschriebene Dimensionierungsfall (Dauerfestigkeitsfall) äußerst konservativ gewählt ist und
2. der Einfluss der Unterspannung für den vorliegenden Fall (Schwingfestigkeit durch Streckgrenze begrenzt) im Gegensatz zur „normalen“ Schwingfestigkeit in besonderem Maße an Bedeutung gewinnt¹⁰⁸.

Eigenspannungen (Schienenfußmitte)	Fall „A“	Fall „B“	Fall „C“	Schienen- spannungen (3σ-Werte)
	- 20°C, σ _{BT}	-20°C	-15°C	
100	255	277	282	130
150	205	245	258	
200	155	195	208	
250	105	145	158	

Tabelle 20: Gegenüberstellung von zulässigen (Fälle „A“ bis „C“, in Abhängigkeit von Eigenspannungen) und unter Betrieb auftretenden, maximalen Spannungsschwingbreiten (3σ-Werte); alle Tabellenangaben in [MPa]; Die Spannungsverhältnisse R der Spannungsschwingbreiten dieses Vergleichs müssen nicht übereinstimmen.

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Für den in der Oberbauberechnung festgeschriebenen Dimensionierungsfall kann die Dauerfestigkeit unter den gegebenen Rahmenbedingungen nicht generell nachgewiesen werden.
Zu beachten ist insbesondere, dass Zugeigenspannungen in der Größenordnung von 250 [MPa] nach der EN13674:2008 zulässig sind.
2. Erst mit Vernachlässigung der zusätzlichen Schienenspannungen, welche bei Tragwerksdehnungen von Brücken in das Gleis eingebracht werden, kann eine generelle „Dauerfestigkeit“ unter den gegebenen Rahmenbedingungen nachgewiesen werden.

ohne Niederhalte kraft und der damit verbundenen Reduzierung des Durchschubwiderstands erreicht werden.

¹⁰⁸ Dieser Zusammenhang kann ebenfalls in der Tabelle beobachtet werden. Während für Eigenspannungen größer als 100 [MPa] immer die Streckgrenze maßgebend ist, ist bei Eigenspannungen in der Höhe von 100 [MPa] für die Fälle „B“ und „C“ die „normale“ Schwingfestigkeit maßgebend. In der Tabelle wird dies in der Reduktion der zulässigen Werte von Fall „B“ auf Fall „C“ deutlich sichtbar.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse sind die folgenden Punkte ebenfalls zu berücksichtigen:

- Wegen der Vor- und Nachlaufwelle weist das Schwingenspiel eine kleinere Unterspannung als die konstante Unterspannung der Schiene auf (Eigenspannungen und Temperaturspannungen).
- Mit geringer werdender Differenz zwischen der zulässigen und unter Betrieb auftretenden Spannungsschwingbreite nähern sich die Spannungsverhältnisse dieser Schwingbreiten an.

Für die Schienenspannungen muss zusätzlich angemerkt werden, dass

- die berechneten Schienenspannungen aus Betrieb für ein Gleis ermittelt wurden, welches mit einem Bettungsmodul von $C \approx 0,15$ [N/mm³] beschrieben werden kann.
- sich die Schienenspannungen schon bei einem Bettungsmodul von $C \approx 0,10$ [N/mm³], welcher ebenfalls einem sehr guten Gleis zugeordnet werden kann, um etwa 11% erhöhen. Bei einem Bettungsmodul von $C \approx 0,05$ [N/mm³] (entspricht bereits schlechten Unterbauverhältnissen) erhöhen sich die Schienenspannungen um etwa 30%.
- die maximalen Schienenspannungen in der Geraden gemessen wurden und die Schienenspannungen im Bogen (vor allem die im Bogen erhöhten vertikalen Radlasten an der Außenschiene) nicht abdecken.

4.3.3.2 Betrachtung basierend auf Angaben in der Literatur

In einer Veröffentlichung in der Eisenbahntechnischen Fachzeitschrift ZEV-rail – Glasers Annalen beschäftigen sich Wissenschaftler am Institut für Werkstoffkunde I in Karlsruhe (Denne et al. 2001) mit dem Verformungs- und Lebensdauerverhalten des Schienenstahls R260. Neben anderen Untersuchungen werden auch die Wechselfestigkeit (sowie Schwingfestigkeiten im Wechselfestigkeitsbereich mit positiver und negativer Mittelspannung) und die mechanischen Kennwerte des Zugversuchs für einen R260 ermittelt und interpretiert.

Als Wechselfestigkeit ($R=-1$) bei einer Grenzschiwingspielzahl von 2 Millionen Lastwechseln werden ± 321 [MPa] mit einer Überlebenswahrscheinlichkeit von 90% angegeben, für die Zugfestigkeit wurden 922 [MPa] und für die Streckgrenze 506 [MPa] ermittelt.

Für die im Folgenden durchgeführte Bewertung der Bruchsicherheit wird wie zuvor angenommen, dass die angegebenen ± 321 [MPa] bereits der axia-

len Werkstofffestigkeit entsprechen. Die Umrechnung in die Beanspruchungsart „Biegung“ erfolgt ebenfalls analog zu der EN basierten Untersuchung mit den Faktoren 1,11 bis 1,25, womit sich Werkstoffwechselfestigkeiten für die Beanspruchungsart „Biegung“ in der Größenordnung von ± 357 bis ± 401 [MPa] ergeben.

Um den Einfluss der Oberflächenrauigkeit bereinigt¹⁰⁹ werden als Wechselfestigkeit für die korrodierte Schiene Werte von ± 237 bis ± 267 ermittelt, bzw ein Mittelwert von ± 251 . [MPa]

Mit den Eingangsdaten

- Wechselfestigkeit: ± 251 [MPa]
- Zugfestigkeit: 922 [MPa] *(entspricht Zugversuch)*
- Streckgrenze: 506 [MPa] *(entspricht $R_E/R_M \approx 0,55$)*

kann das Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith in zu den Ausführungen in 4.3.3.1 analoger Weise konstruiert werden.

Auch die weitere Verfahrensweise unterscheidet sich nicht von der zuvor beschriebenen Untersuchung. Als Einwirkungen ergeben sich für die Temperaturbeanspruchung die vorgeschriebenen **140 [MPa]**, für die Eigenspannungen die vier Variationen **100 [MPa]**, **150 [MPa]**, **200 [MPa]** sowie der gem. EN13674 maximal zulässige Wert von **250 [MPa]** für Eigenspannungen in Schienenfußmitte.

Unter diesen Voraussetzungen ergeben sich in Abhängigkeit von der angesetzten Eigenspannung als zulässige Spannungsschwingbreite für den Betrieb 116 bis 266 [MPa], wie in Abbildung 75 dargestellt.

¹⁰⁹ Analog zu der Berechnung in Kapitel 4.3.3.1 unter Verwendung derselben Abminderungsfaktoren und für eine Oberflächenrauigkeit von $R_t=200\mu\text{m}$.

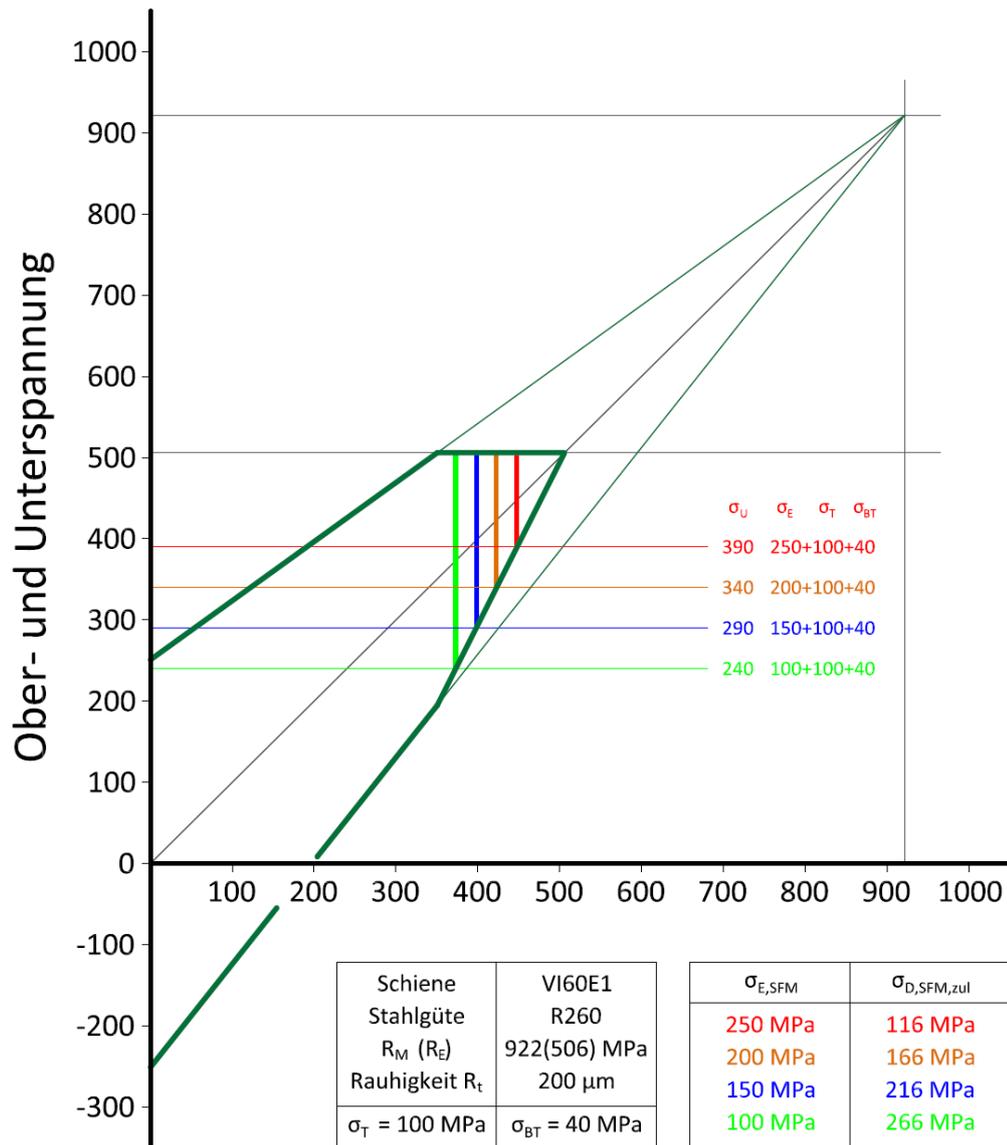


Abbildung 75: Ermittlung der zulässigen Spannungsschwingbreiten

Es zeigt sich auch hier, dass die zulässige Spannungsschwingbreite für den Dimensionierungsfall von der Fließgrenze des Schienenstahles bestimmt wird. Tabelle 21 zeigt einen Überblick über den Vergleich der zulässigen Spannungsschwingbreiten (Fall „ZEV“) mit den 3σ -Werten der Schienenspannungsschwingbreiten (maximale Spannungsschwingbreiten basierend auf den Messungen und den angeschlossenen Berechnungen). Zu Vergleichszwecken wurde auch ein Fall untersucht, bei welchem die zulässige Fließspannung mit 95% der Werkstofffließspannung begrenzt wurde (Fall „ZEV - $0,95 \cdot R_E$ “).

Eigenspannungen (Schienenfußmitte)	Fall „ZEV“	Fall „ZEV 0,95*R _E “	Schienen- spannungen (3σ-Werte)
100	266	241	130
150	216	191	
200	166	141	
250	116	91	

Tabelle 21: Gegenüberstellung von zulässigen (Fälle „ZEV“ und „ZEV 0,95*R_E“, in Abhängigkeit von Eigenspannungen) und unter Betrieb auftretenden, maximalen Spannungsschwingbreiten (3σ-Werte); alle Tabellenangaben in [MPa]; Die Spannungsverhältnisse R der Spannungsschwingbreiten dieses Vergleichs müssen nicht übereinstimmen.

Auch bei der Betrachtung der Tabelle 21 kann festgestellt werden, dass die „Dauerfestigkeit“ nach der Definition der Oberbauberechnung der DB nicht nachgewiesen werden kann. Zusätzlich zu den in Kapitel 4.3.3.1 getroffenen Feststellungen können die Ergebnisse auch mit den folgenden Aussagen zusammengefasst werden:

1. Die Grenzlastspielzahl - im Betrachtungsfall „EN 13674“ 5 Millionen LW, im Betrachtungsfall „Literatur“ 2 Millionen LW – ist für die Nachweisführung ohne entscheidende Bedeutung.
2. Für den Dimensionierungsfall „Dauerfestigkeit“ ist primär die Fließspannung der Schiene von Bedeutung. Die Reduktion der „zulässigen“ Fließspannung hat eine sofortige Auswirkung auf die zulässigen Spannungsschwingbreiten.
3. Für den Schienenstahl R260 hat die Reduktion der Eigenspannungen eine erhebliche Auswirkung auf die im Betrieb dauerhaft ertragbaren Beanspruchungen der Schiene.

Auch für diese Vergleiche ist zu beachten, dass sich die Spannungsverhältnisse R der Schwingspiele (zulässig und im Betrieb auftretend) mit sich annähernden Größenordnungen der Schwingspiele aneinander angleichen.

4.3.3.3 ergänzende Untersuchungen

Die bisher gezeigten Ergebnisse der Untersuchungen hinsichtlich der Dauerfestigkeit führten zu dem Entschluss, dass zwei weitere Fälle untersucht werden sollten: der Schienenfußrand sowie die Verwendung einer anderen Schienenstahlgüte.

Schienenfußrand

Im Rahmen dieses Untersuchungsfalles sollte verifiziert werden, dass der maßgebende Punkt die Schienenfußmitte ist, obwohl im Schienenfußrand bei Auftreten von (nennenswerten) horizontalen Kräften deutlich höhere Schienenspannungen auftreten.

Für die Widerstandsseite wurde auf das auf den Festlegungen der EN13674:2008 basierende Smith-Schaubild des Schienenstahls R260 zurückgegriffen, welches schon in Kapitel 4.3.3.1 dargestellt wurde (Wechselfestigkeit: **±222 [MPa]**, Zugfestigkeit: 900 [MPa], Streckgrenze: 495 [MPa]).

Auf der Beanspruchungsseite wurden als Temperaturspannung die vorgeschriebenen **140 [MPa]** angesetzt sowie Eigenspannungen in der Größenordnung von **-50 [MPa]**, welche für den Schienenfußrand mit guter Näherung angenommen werden können.

Die Spannungen aus Betrieb werden mit zwei der im Kapitel 2 berechneten Spannungsschwingbreiten der Schienenspannungen im Schienenfußrand angesetzt. Es sind dies die Spannungsschwingbreiten

- $\Delta\sigma_{\text{SFR}} = 232 \text{ [MPa]}$

$$\text{aus } Q_{\text{R,dyn}} = 205 \text{ [kN]} \text{ und} \\ Y_{\text{dyn}} = 40 \text{ [kN]},$$

welche sich aus dem 3σ -Wert der Spannungen in Schienenfußmitte (bzw. der diesem Wert entsprechenden Radlast) und einer horizontalen dynamischen Führungskraft ($Y_{\text{dyn}}/Y_{\text{qst}} = 2,0$) ergibt. Dieser Fall könnte einen Maximalwert für das gerade Gleis darstellen.

- $\Delta\sigma_{\text{SFR}} = 357 \text{ [MPa]}$

$$\text{aus } Q_{\text{R,dyn}} = 225 \text{ [kN]} \text{ und} \\ Y_{\text{dyn}} = 120 \text{ [kN]},$$

welche sich aus einer extremen vertikalen Radlast

$$Q_{\text{R,dyn}} = 2,0 * \frac{1}{2} * Q_{\text{A,stat,max,zul}} = 2,0 * \frac{1}{2} * 225 \text{ [kN]}$$

und einer extremen dynamischen Führungskraft

$$Y_{\text{dyn}} = 2,0 * Y_{\text{qst,max,zul}} = 2,0 * 60 \text{ [kN]}$$

ergibt. Dieser Wert könnte aber einen sehr konservativ ange-setzten Größtwert für das stark gekrümmte Gleis darstellen.

Die Gegenüberstellung dieser – in beiden Fällen extremen - Spannungsschwingbreiten mit den zulässigen Schwingbreiten aus dem Dauerfestigkeits-schaubild ist in der Tabelle 22 dargestellt. Es zeigt sich, dass dem Schienenwerkstoff für die Schwingbreite $\Delta\sigma_{SFR} = 232$ [MPa] eine Dauerfestigkeit unterstellt werden kann, während dies für die Schwingbreite $\Delta\sigma_{SFR} = 357$ [MPa] nur bedingt möglich ist.

Eigenspannungen (Schienenfußmitte)	Fall „CEN“	Fall „ZEV“	Schienen- spannungen (Größtwerte) „R>>“	Schienen- spannungen (Größtwerte) „R<<“
-50	320		232	357
-50		353		

Tabelle 22: Gegenüberstellung von zulässigen (Fälle „CEN“ und „ZEV) und unter Betrieb auftretenden, maximalen größten Spannungsschwingbreiten berechnet für den Schienenfußrand; alle Tabellenangaben in [MPa]; Die Spannungsverhältnisse R der Spannungsschwingbreiten dieses Vergleichs müssen nicht übereinstimmen.

Es kann somit zusammengefasst werden, dass der maßgebende Punkt für den Dauerfestigkeitsnachweis für Geraden und Bögen mit größeren Halbmessern in der Mitte der Schienenfußunterseite gefunden werden kann. Nur für Bögen mit sehr kleinen Halbmessern erlangt die Betrachtung des gesamten Schienenfußes Bedeutung, wobei die im Folgenden aufgelisteten Punkte berücksichtigt werden sollten:

- Sehr hohe Führungskräfte treten in der Regel nur bei Triebfahrzeugen und in sehr engen Bögen auf (vgl. Kopp *undatiert*).
- Im Kontakt des nachlaufenden Rades eines Drehgestells treten deutlich geringere Y-Kräfte auf (vgl. Rießberger 2006), die vertikalen Q-Kräfte bleiben jedoch ähnlich hoch wie beim vorlaufenden Rad.
- Die Lebensdauer von Schienen im engen Bogen ist vornehmlich durch den Verschleiß¹¹⁰ begrenzt. In diesem Zusammenhang sollte speziell die Zeitfestigkeit der Schienen untersucht werden.

¹¹⁰ Der Schienenverschleiß übt eine spannungserhöhende Wirkung auf die Betriebsfestigkeit der Schienen aus (vgl. Seyboth 1986).

Grundsätzlich muss angemerkt werden, dass die Betrachtung des Schienenfußrands nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit war¹¹¹, da das gerade Streckengleis untersucht werden sollte. Auch die Messungen mittels der mobilen Messstellen wurden deshalb im geraden Streckengleis durchgeführt. Es liegen demnach auch keine Lastkollektive für den engen Bogen vor, mit welchen ein Betriebsfestigkeitsnachweis (Zeitfestigkeit) geführt werden könnte.

Stahlgüte R350HT

Neben der Betrachtung des Schienenfußrandes sollte auch ein alternativer, höherfester Schienenstahl begleitend untersucht werden. Zur Anwendung kommt die Schienenstahlgüte R350HT; dieser Stahl ist ein wärmebehandelter Schienenstahl mit einer Mindestzugfestigkeit von 1175 [MPa] (EN13674:2008) und einer Härte auf der Fahrfläche von mindestens 350 [HB] (EN13674:2008).

Im Fall von wärmebehandelten Schienenstählen muss bei der Beurteilung der mechanischen Kennwerte der Ort der Probenentnahme berücksichtigt werden, da sich die mechanischen Eigenschaften über den Schienenquerschnitt deutlich unterscheiden¹¹²; über die gesamte Länge der Schiene bleiben die Eigenschaften der Schienen – zumindest bei Premiumherstellern – konstant.

Auf Kennwerte, welche im Rahmen der vorgeschriebenen Qualifizierungsprüfungen gemäß EN13674 nachzuweisen sind, kann nicht zurückgegriffen werden. Diese werden wie bereits erwähnt alle an aus dem Schienenkopf entnommenen Proben ermittelt. Das bedeutet, dass für die Betrachtung des Schienenfußes gesonderte Prüfungen durchgeführt beziehungsweise qualifizierte Abschätzungen gemacht werden müssen. Auf den folgenden Seiten wird die Vorgehensweise im Detail beschrieben:

¹¹¹ Für Untersuchungen des Schädigungsverhaltens von Schienen im (engen) Bogen wird u.a. auf Veröffentlichungen des Instituts für Eisenbahnwesen und öffentlichen Verkehr an der Universität Innsbruck verwiesen. Eine Zusammenstellung von wissenschaftlichen Arbeiten zu diesem Themenbereich kann in (Kopp/Prager 2007) gefunden werden.

¹¹² Als Beispiel kann angeführt werden, dass der Schienenstahl R350HT in der Mitte der Fahrfläche eine Härte von mehr als 350 [HB] besitzt, während die Ergebnisse von Härteprüfungen im Bereich des Schienenfußes Größenordnungen von ca. 290 [HB] zeigen.

Erstellung des Dauerfestigkeitsschaubilds nach Smith

Für den Schienenstahl R350HT wird für die Bereiche des Schienenkopfs eine Zugfestigkeit von 1200 [MPa] angesetzt¹¹³ und für die Bereiche des Schienenfußes eine Zugfestigkeit von **1050 [MPa]**¹¹⁴ sowie eine Streckgrenze von **730 [MPa]**¹¹⁵.

Die Wechselfestigkeit für den Schienenfuß kann in weiterer Folge über die Formel

$$\sigma_{ZDW} \approx 0,385 * \sigma_Z + 30 \text{ [MPa]}$$

abgeschätzt werden. Dies ergibt für den R350HT (Schienenfuß) eine axiale Wechselfestigkeit von ± 430 [MPa]. Der Unterschied zwischen axialer Schwingfestigkeit und Biege-Schwingfestigkeit kann - wie bereits ausgeführt - mit den Faktoren 0,8 bis 0,9 abgeschätzt werden, womit eine Wechselfestigkeit für die Beanspruchungsart „Biegung“ in der Größenordnung von ± 478 bis ± 538 [MPa] und im Mittel von ± 506 [MPa] ermittelt werden kann.

Der Einfluss der Rauigkeit wurde wie in allen bisher betrachteten Fällen über das in Kapitel 4.3.3.1 abgebildete Diagramm abgeschätzt. Für eine Zugfestigkeit von ca. 1000 [MPa] und eine Oberflächenrauigkeit von $R_t=200\mu\text{m}$ kann diesem Diagramm ein Abminderungsfaktor $\gamma_r = 0,642$ entnommen werden. In weiterer Folge wird die Wechselfestigkeit für das Smith-Diagramm der korrodierten Schiene mit **± 325 [MPa]** bestimmt.

Beanspruchungen

Als *Temperaturspannung* werden die in der Oberbauvorschrift der DB vorgeschriebenen und bereits mehrfach verwendeten **140 [MPa]** angesetzt, die sich aus der Dehnungsbehinderung des durchgehend geschweißten Gleises und der Tragwerksdehnung von Brücken ergibt..

Für die Berücksichtigung der *Eigenspannungen* in der Schiene werden ein weiteres Mal vier verschiedene Spannungsniveaus (**100 [MPa]**, **150 [MPa]**, **200 [MPa]** sowie **250 [MPa]**) angesetzt, welche den gesamten Spielraum bei Eigenspannungen bis hin zum maximal zulässigen Höchstwert abdecken.

¹¹³ Dies stellt - analog zu den 900 [MPa] für einen R260 - eine konservative Annahme dar.

¹¹⁴ Die Werte können über den Zusammenhang zwischen Härte und Zugfestigkeit, welcher in der Literatur (Radaj/Vormwald 2007) mit $R_M = ((3,4 \div 3,6) * HB)$ angegeben wird, auf Plausibilität geprüft werden. Unter Verwendung des Faktors 3,5 ergibt sich für die Härte 350 [HB] eine Zugfestigkeit von ca. 1200 [MPa] und für die Härte 290 [HB], welche für den Schienenfuß einer R350HT Schiene charakteristisch ist, eine Zugfestigkeit von ca. 1000 [MPa].

¹¹⁵ Die Werte für die Zugfestigkeit und die Streckgrenze wurden freundlicherweise auch von der voestalpine Schienen GmbH in ihren Größenordnungen bestätigt.

Die maximale *Betriebsspannung* (3σ -Werte) wird für die Gegenüberstellung von maximal zulässigen zu auftretenden Spannungsschwingbreiten ein weiteres Mal mit **130 [MPa]** abgeschätzt.

Abbildung 76 zeigt das Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith und Tabelle 23 die damit durchgeführte Gegenüberstellung von zulässiger (Fall „CEN-350“) zu auftretender Spannungsschwingbreite.

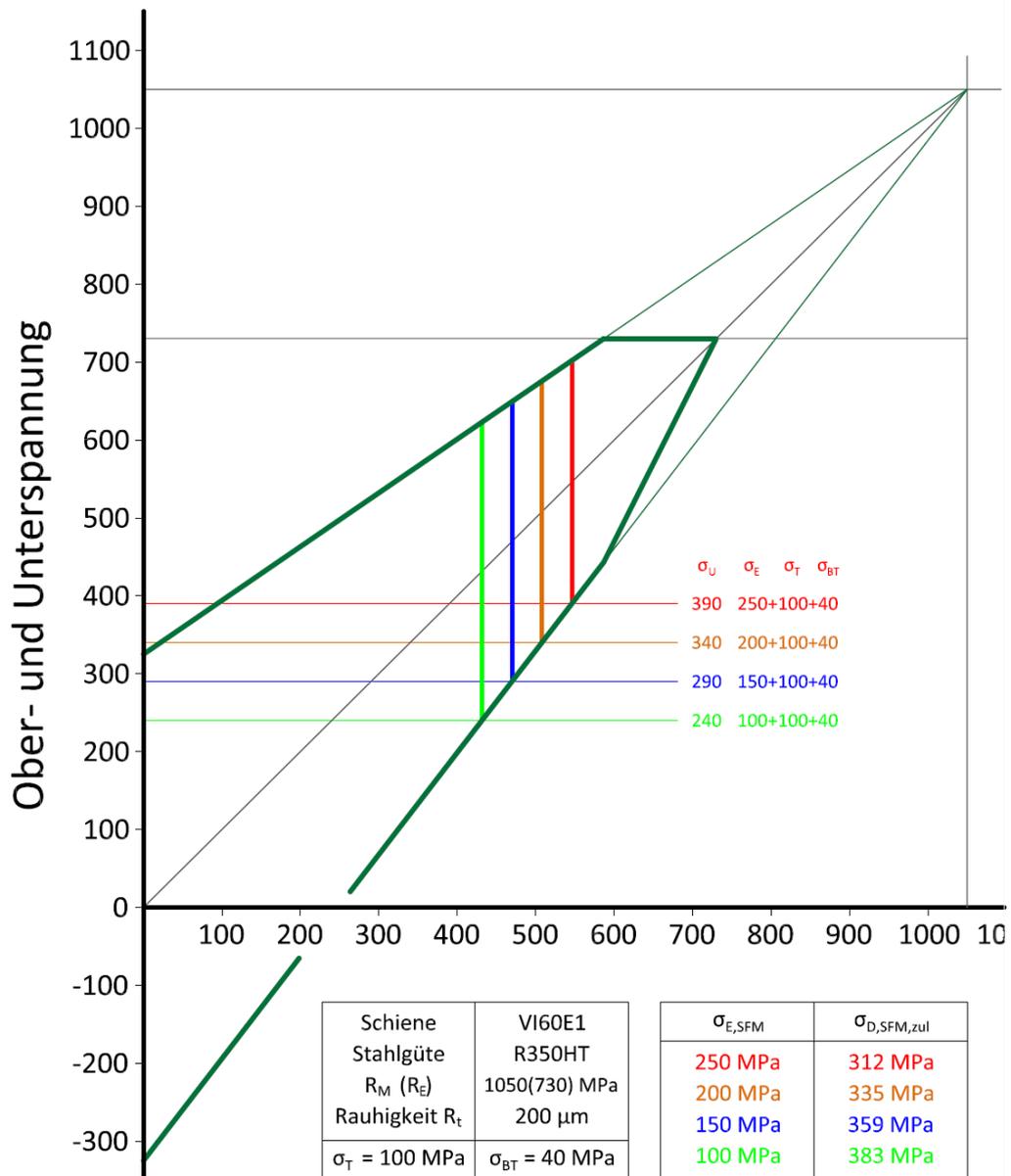


Abbildung 76: Ermittlung der zulässigen Spannungsschwingbreiten (R350HT)

Eigenspannungen (Schienenfußmitte)	Fall „CEN-350“	Schienenspannungen (3 σ -Werte)
100	383	130
150	359	
200	335	
250	312	

Tabelle 23: Gegenüberstellung von zulässigen (Fall „CEN-350“, in Abhängigkeit von Eigenspannungen) und unter Betrieb auftretenden, maximalen Spannungsschwingbreiten (3 σ -Werte); alle Tabellenangaben in [MPa]; Die Spannungsverhältnisse R der Spannungsschwingbreiten dieses Vergleichs müssen nicht übereinstimmen.

Die Ergebnisse der Untersuchung des wärmebehandelten Schienenstahls der Güte R350HT lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Der Schienenstahl R350HT ist für Betriebsbedingungen, welche für den europäischen Mischverkehr angenommen werden können (und an den mobilen Messstellen gemessen wurden) als „dauerfest“ zu bezeichnen.
2. Selbst die bei den Messungen festgestellten maximalen Spannungsamplituden werden in allen vier betrachteten Fällen (Eigenspannungen) von den zulässigen Schwingbreiten abgedeckt
3. Auch unter schlechteren Untergrundbedingungen, welche zu Erhöhungen der Spannungsschwingbreiten führen, kann die „Dauerfestigkeit“ nach den Festlegungen der Oberbauberechnung der DB (DB 1992) nachgewiesen werden.
4. Es ist zu beachten, dass zwei der vier ermittelten, zulässigen Spannungsschwingbreiten für den Dimensionierungsfall „Schienenfußmitte“ auch die maximalen Schwingbreiten für den Schienenfuß abdecken (bei Zugeigenspannungen!)

Daraus ergibt sich die Schlussfolgerung, dass für die Profil/Güten-Paarung 60E1/R350HT das Durchführen eines Dauerfestigkeitsnachweises nicht erforderlich ist. Zudem ist die Höhe der Eigenspannungen in Schienenfußmitte für die praktische Anwendung und die Gleisperformance von wärmebehandelten Schienen im Gleis irrelevant.

4.3.3.4 Erläuterungen

Die bisher für den Schienenstahl R260 erzielten Ergebnisse stehen teilweise in großem Widerspruch zu den heute üblicherweise verwendeten Grenzwerten. Während in der Oberbauberechnung der Deutschen Bahn (DB 1992) der Grenzwert von 200 [MPa] für den Schienenstahl R260 (Schiene 60E1) festgelegt wird, wurden im Rahmen dieser Arbeit für denselben Schienenstahl Werte zwischen 105 [MPa] und 266 [MPa] ermittelt. Wie gezeigt ergeben sich diese stark streuenden Werte als Folge der für die Berechnungen unterschiedlich hoch angesetzten Eigenspannungsniveaus. Zusätzlich führt die Fließgrenze des Schienenwerkstoffs - sofern diese den die Dauerfestigkeit (Gestaltfestigkeit) begrenzenden Faktor darstellt - zu diesen deutlich unterschiedlichen Werten für die zulässige Beanspruchung.

Es kann somit *einerseits* festgestellt werden, dass die ermittelte Grenzwertbreite mit 105 [MPa] für Eigenspannungen in Schienenfußmitte in der Größenordnung von 250 [MPa] (der maximal zulässige Wert) bereits um nahezu den Faktor 2 unter den Wert liegt, welcher gemäß der Oberbauvorschrift der DB nachzuweisen ist, um die Schiene als „dauerfest“ bezeichnen zu können.

Andererseits kann jedoch genauso festgestellt werden, dass sich die Anwendung der Oberbauberechnung für Schienen des Profils 60E1 mit dem Schienenstahl R260 über Jahrzehnte gut bewährt hat¹¹⁶ und die Grenzwerte der Beanspruchbarkeit auf Ergebnissen von im Labor durchgeführten Dauerschwingversuchen beruhen.

Diese beiden Erkenntnisse bedürfen einer näheren Untersuchung, welche im Folgenden durchgeführt wird.

¹¹⁶ Für das Schienenprofil 49E1 mit dem Schienenstahl R200 kann ein Dauerfestigkeitsnachweis de facto nicht erfolgreich geführt werden. Dies ist primär darauf zurückzuführen, dass der erforderliche „theoretische Sicherheitsbeiwert“ nicht nachgewiesen werden kann. Die Herkunft des „theoretischen Sicherheitsbeiwerts“ konnte nicht geklärt werden. Es deutet vieles darauf hin, dass dieser als Reaktion auf die explosionsartig zunehmenden Dauerbrüche von 49E1/R200 Schienen (vgl. Naue 1980) eingeführt wurde. Diese Dauerbrüche traten auf, obwohl die Dauerfestigkeit dieser Schienen (basierend auf Ergebnissen von labortechnischen Dauerschwingversuchen von Schienen) mit dem ursprünglichen Bemessungskonzept (offenbar fälschlicherweise) nachgewiesen werden konnte. Für 49E1/R200 Schienen wird auch bei erfolgreicher Nachweisführung von einer Lebensdauer von vergleichsweise geringen 250 Millionen Gesamtbruttotonnen ausgegangen (Birmann 1977).

4.3.3.4.1 Betrachtung des derzeitigen Nachweises

Die Begründung, weshalb mit dem in der Oberbauvorschrift der DB vorgeschriebenen Verfahren zum Nachweis der Dauerfestigkeit (und dessen Grenzwerten) in den letzten Jahrzehnten sehr gute Erfahrungen gesammelt wurden, kann im „theoretischen Sicherheitsbeiwert“ und auch in den sehr konservativen Annahmen zur Nachweisführung gefunden werden.

Der vorgeschriebene Nachweis eines „theoretischen Sicherheitsbeiwerts“ stellt im Wesentlichen eine Abminderung der aus den Versuchen ermittelten zulässigen Spannungsschwingbreite dar. Für Schnellfahrstrecken (SFS), Hauptabfuhrstrecken (HAS) und Ausbaustrecken (ABS) sowie für Nebenfernstrecken (NFS) werden „theoretische Sicherheitsbeiwerte“ in den Größenordnungen zwischen 1,4 und 1,2 angegeben. Wie in Tabelle 24 ersichtlich, entspricht dies einer Abminderung der zulässigen Schwingbreite von 200 [MPa] auf 143 [MPa] bis 167 [MPa].

Eigenspannungen (Schienenfußmitte)	zul. Spannungsschwingbreite aus Versuch	Grenzwert		
		SFS	HAS/ABS	NFS
Theoretischer Sicherheitsbeiwert	-	1,4	1,3	1,2
Grenzwert für die Dauerfestigkeit gem. (DB 1992)	200 [MPa]	143 [MPa]	154 [MPa]	167 [MPa]

Tabelle 24: zulässige Spannungsschwingbreiten aus Versuch (60E1/R260) sowie Grenzwerte für die praktische Durchführung des Nachweises durch Anwendung des Konzepts des „theoretischen Sicherheitsbeiwerts“

Durch die Anwendung des theoretischen Sicherheitsbeiwerts wird die zulässige Spannungsamplitude auf Größenordnungen reduziert, wie sie im Rahmen dieser Arbeit für Schienen mit Eigenspannungen in der Größenordnung von vergleichsweise hohen 200 [MPa] ermittelt wurden. Sofern auf das Ansetzen der zusätzlichen Spannungen aus Tragwerksdehnung verzichtet wird, werden diese Größenordnungen auch mit Schienen mit den maximal zulässigen Eigenspannungen von 250 [MPa] erreicht. Die auf den ersten Blick sehr großen Unterschiede verschwinden demnach fast gänzlich bei der praktischen Durchführung des Nachweises.

Ein weiterer Faktor für die sehr guten Erfahrungen mit dem Dauerfestigkeitsnachweis liegt auch in den äußerst konservativen Annahmen für den nachzuweisenden Bemessungsfall. Beispielsweise wurden die Bemessungstemperaturen im Zeitraum März 2008 bis Februar 2009 an keiner der drei Messstellen von Meteo Swiss, von denen Daten zur Verfügung standen, (Buchs/Aarau (Meteo 2009), Magadino (Meteo 2009 [2]) und Piotta (Meteo 2009 [3])) festgestellt. Auch wurden derart tiefe Temperaturen bei sechsjährigen Dauermessungen in Puchheim bei München an durchschnittlich weniger als 9 Stunden pro Jahr aufgezeichnet (Kopp 1970). Daher sollten größere als die dauerhaft ertragbaren Spannungsschwingbreiten aufgrund ihres seltenen Auftretens von der Zeitfestigkeit der Schiene abgefangen werden können.

4.3.3.4.2 Betrachtung von Laborversuchen

Der zweite zu betrachtende Punkt ist die Klärung der Fragestellung, warum die zulässigen Spannungsschwingbreiten unterschiedlich sind, obwohl die in der Oberbauberechnung der DB festgeschriebenen Werte auf Ergebnissen von umfangreichen Laborversuchen beruhen.

Die Erklärung für die unterschiedlichen Grenzwerte kann bei genauer Betrachtung des Smith-Schaubilds gefunden werden. Werden wie im Fall von Eisenbahnschienen ganze Bauteile geprüft, müssen sämtliche Einflüsse, welche vom Bauteil auf die Schwingfestigkeit ausgeübt werden könnten, berücksichtigt werden. Im Fall von Schienen sind dies vornehmlich die Oberflächenbeschaffenheit und die Eigenspannungen.

Als Prüflinge kamen bei den durchgeführten Dauerschwingversuchen Schienenstücke mit einer Länge von mehr als 2 Meter (als Stützweite wurden 1900 mm verwendet (Oberweiler 1973 und TUM 944 1980)) zur Anwendung, deshalb waren die Schienen mit den aus der Produktion eingebrachten Eigenspannungen behaftet¹¹⁷. Aus diesem Grund müssen die Eigenspannungen in der Schiene berücksichtigt werden, wenn aus den Ergebnissen von Dauerschwingversuchen ein Dauerfestigkeitsschaubild erstellt werden soll.

¹¹⁷ Für die Prüfung der Eigenspannungen sind gemäß EN 13674 (EN 13674:2008) Schienenabschnitte mit einem Meter Länge zu verwenden (Die Eigenspannungen werden in weiterer Folge über die Längenänderung einer durch zwei Sägeschnitte freigeschnittenen Scheibe ermittelt.).

Dies kann wiederum auf zwei Arten geschehen:

- 1) Bei der Ermittlung der Grenzlinien der Ober- und Unterspannung haben neben der vom Prüfling dauerhaft ertragenen Schwingbreite auch die Unterspannung des Versuchs sowie die Eigenspannungen des Prüflings berücksichtigt zu werden (*Methode 1*).
- 2) Die Ermittlung der Grenzlinien wird ohne Berücksichtigung der Eigenspannungen des Prüflings rein aus der dauerhaft ertragenen Schwingbreite und der Unterspannung bei der Prüfung durchgeführt. Die Eigenspannungen haben im Dauerfestigkeitsschaubild jedoch bei der Zugfestigkeit und bei der Streckgrenze berücksichtigt zu werden (*Methode 2*).

Diese beiden Möglichkeiten bei der Erstellung eines Dauerfestigkeitsschaubildes werden in Abbildung 77 anschaulich illustriert.

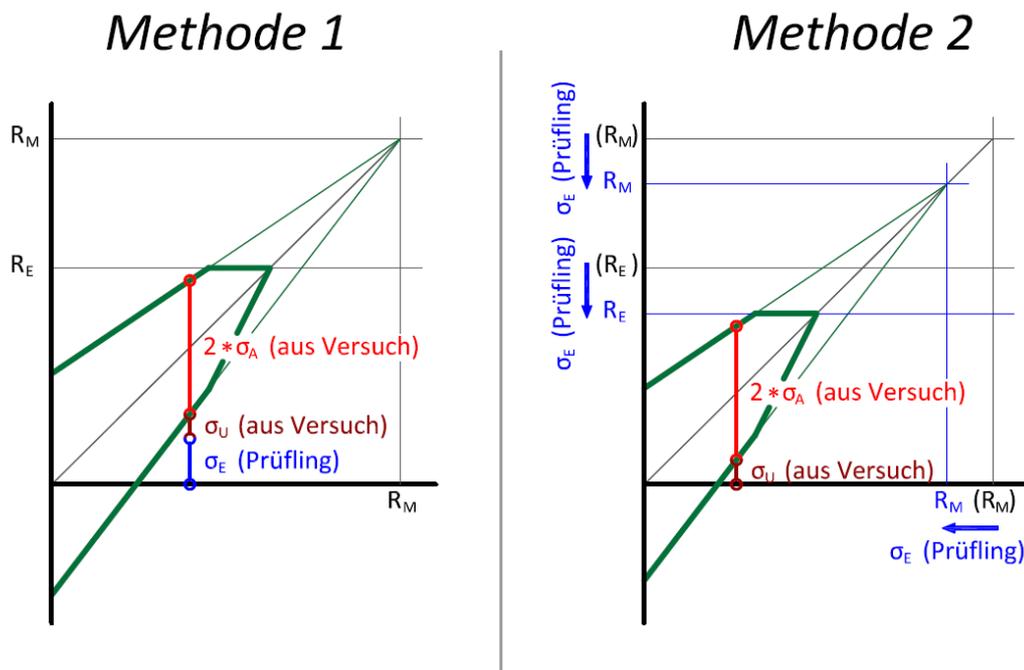


Abbildung 77: Illustration der beiden Möglichkeiten bei der Berücksichtigung von Eigenspannungen bei der Erstellung eines Dauerfestigkeitsschaubilds nach Smith

Das Smith-Schaubild für die Oberbauberechnungsvorschrift der DB wurde unter Verwendung der ersten Verfahrensweise (*Methode 1*) erstellt. Die für den Prüfling angesetzten Eigenspannungen dürften mit 80 [MPa] jedoch deutlich zu niedrig eingeschätzt worden sein¹¹⁸.

¹¹⁸ In einem ORE-Bericht, welcher sich mit der Prüfung der Eigenspannungen beschäftigte, werden Größenordnungen von 50 bis 225 [MPa] angegeben. Im Mittel erreichen die Eigenspannungen Werte von ca. 150 [MPa] (ORE D156 1965). Seyboth gibt für Eigenspannungen der Schiene UIC 60 / 900 den Wert von 120 [MPa] an (Seyboth 1986).

Besondere Bedeutung erhalten die angesetzten 80 [MPa] für den Dimensionierungsfall, da sich aus diesem vergleichsweise geringen Wert für Eigenspannungen in Schienenfußmitte der deutlich zu optimistische Grenzwert der Spannungsschwingbreite von 200 [MPa] ergibt.

In der Literatur wird der Wert von 80 [MPa] häufig als Streuung der Eigenspannungen bezeichnet¹¹⁹ (vgl. Kopp 1970, Eisenmann 1977) - auch im Zusammenhang mit dem Smith-Schaubild. Im Nachweis berücksichtigt wird dieser Wert jedoch nicht: zu den Eigenspannungen von 80 [MPa] müssten weitere als Streuung deklarierte 80 [MPa] Eingang in das Schaubild finden, was nicht der Fall ist.

Werden die im Dauerfestigkeitsschaubild angegebenen Eigenspannungen dennoch als Streuung der Eigenspannungen angesehen, dann müssten sowohl die Zugfestigkeit als auch die Streckgrenze um die tatsächlichen Eigenspannungen des Prüflings (*Methode 2*) reduziert werden, was ebenfalls nicht der Fall ist.

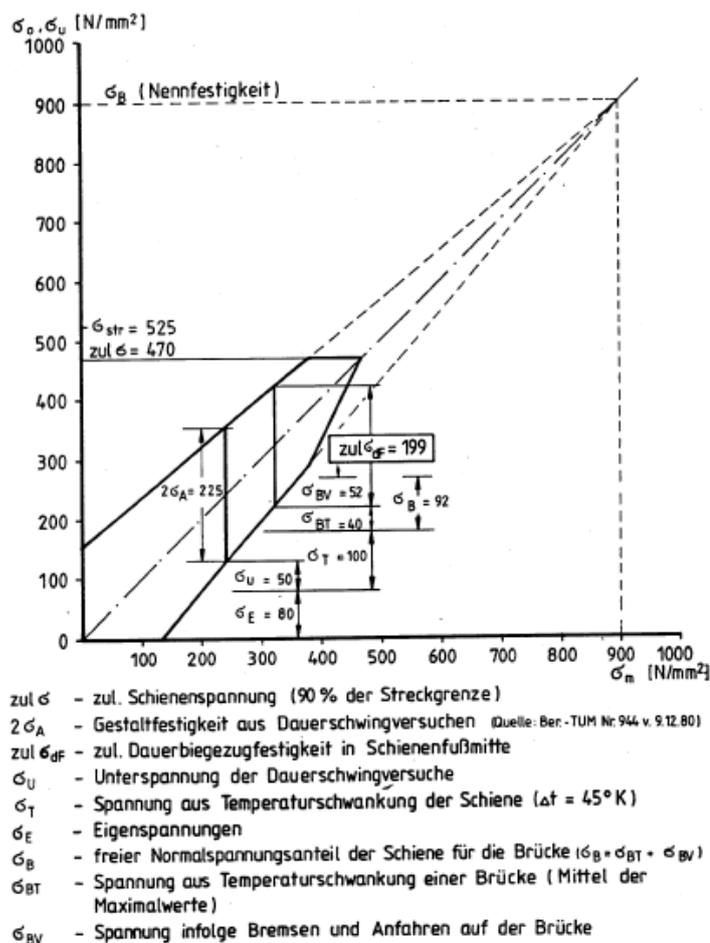


Abbildung 78: Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith (Oberbauberechnung der DB, (DB 1992))

¹¹⁹ Dies wäre eine sehr realistische Annahme. Bei einem Mittelwert der Eigenspannungen von 150 [MPa], würden für den Nachweis bereits 230 [MPa] berücksichtigt.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das in der Dimensionierungsvorschrift der DB enthaltene Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith Eigenspannungen nur bis zu einer Höhe von 80 [MPa] berücksichtigt, woraus sich der zu hohe Grenzwert für die zulässige Schwingbreite für den Schienenstahl R260 ergibt

Da die Festlegungen der Oberbauberechnung der DB auf den Ergebnissen von umfangreichen Laborversuchen beruhen, müssen diese Ergebnisse auch über Analysen der Werkstoff-Wechselfestigkeiten nachvollzogen werden können. Zwei derartige Untersuchungen werden im Folgenden vorgestellt.

Grundsätzlich müssen für die Zusammenführung von Ergebnissen von Werkstoffprüfungen mit Ergebnissen von Bauteilprüfungen einige wesentliche Eigenschaften des Prüflings bekannt sein, welcher für die Bauteilprüfungen zum Einsatz kam. Diese sind

- die Zugfestigkeit R_M ,
- die Streckgrenze R_E ,
- die Eigenspannungen der geprüften Schiene *sowie*
- die Oberflächenrauigkeit R_t des Prüfkörpers.

Für keinen betrachteten Fall sind sämtliche angeführten Randbedingungen bekannt, speziell zu den das Ergebnis in besonderem Maße beeinflussenden Eigenspannungen gibt es keinerlei Informationen.

Untersuchung 1 (Neuschiene):

Oberweiler berichtet, dass für Eisenbahnschienen (60E1/R260) „*namhafter deutscher Hersteller*“, bei einer Unterspannung von 50 [MPa] Schwingfestigkeiten von 335 [MPa] ermittelt wurden (Oberweiler 1973). Bei den Schienen handelte es sich um Neuschienen, die Eigenspannungen dieser Schienen sind ebenso wenig bekannt wie die mechanischen Kennwerte (Zugfestigkeit und Streckgrenze) und die Oberflächenrauigkeit.

Für den Vergleich wurde in analoger Weise wie bei den Kapiteln zuvor ein Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith mit den folgenden Kennwerten konstruiert: Zugfestigkeit 900 [MPa], Streckgrenze 500 [MPa], Oberflächenrauigkeit $R_t=60\mu\text{m}$ bzw. ein Abminderungsfaktor $\gamma_r = 0,742$, Wechselfestigkeit „Biegung“ ± 302 [MPa] basierend auf den axialen Wert von ± 321 [MPa].

Aus dieser Werkstoffwechselfestigkeit ergeben sich Spannungsschwingbreiten, wie in Tabelle 25 angeführt.

Eigenspannungen (Schienenfußmitte)	Schwingfestigkeit ermittelt aus der Werkstoffwechselfestigkeit	Schwingfestigkeit als Ergebnis von Laborversuchen
100	350	335
150	300	
200	250	
250	200	

Tabelle 25: Gegenüberstellung von auf zwei Arten ermittelten Schwingfestigkeiten von Schienen (einerseits aus Werkstoffwechselfestigkeiten über ein Smith-Schaubild und andererseits aus Auswertungen von umfangreichen Laborversuchen (Oberweiler 1973)). Alle Angaben in [MPa].

Die im Labor versuchstechnisch bestimmte Dauerschwingfestigkeit von Neuschienen (335 [MPa]) wird bei der Umlegung der reinen Werkstoffwechselfestigkeit des Schienenstahls R260 auf Eisenbahnschienen (über ein Smith-Schaubild) für Eigenspannungen in Schienenfußmitte in der Größenordnung von 100 [MPa] bis 150 [MPa] ermittelt¹²⁰. Eigenspannungen in dieser Größenordnung erscheinen plausibel, auch vor dem Hintergrund, dass Seyboth in einer Arbeit aus demselben Umfeld für die Schiene 60E1/R260 Eigenspannungen in der Höhe von 120 [MPa] angibt (Seyboth 1986).

Untersuchung 2 (Schienen aus dem Betrieb):

Im Untersuchungsbericht Nr.944 des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen werden für korrodierte Schienen des Typs 60E1 / R260 und eine Unterspannung von 50[MPa] Schwingfestigkeiten von 225 [MPa] (Schwingbreite) für unbefahrene Schienen sowie 205 [MPa] (Schwingbreite) für befahrene Schienen¹²¹ angegeben.

¹²⁰ Maßgebend ist auch in diesem Fall die mit 500 [MPa] konservativ angesetzte Streckgrenze.

¹²¹ Es werden 60 Millionen Lasttonnen angegeben.

Für die Schienen sind die mechanischen Kennwerte (Zugfestigkeiten im Mittel 930 [MPa], Streckgrenzen im Mittel 509 [MPa]) und die Oberflächenrauigkeiten (für die korrodierten Neuschienen $R_t = 147\mu\text{m}$ bis $277\mu\text{m}$, für die Altschienen $R_t = 70\mu\text{m}$ bis $135\mu\text{m}$)¹²² bekannt. Nicht bekannt ist die Höhe der Eigenspannungen.

Auch für diesen Fall konnten für die korrodierten Neuschienen¹²³ über die Werkstoff-Wechselstabilitäten ähnliche Schwingbreiten ermittelt werden, allerdings nur für relativ hohe Eigenspannungen in der Größenordnung von 200 [MPa] bis 250 [MPa]. Jedoch erscheinen auch diese Größenordnungen der Eigenspannungen mit Blick auf den ORE Bericht D156 (ORE D156 1965) dennoch als plausibel.

Anzumerken ist, dass der Eindruck entsteht, dass das verwendete Diagramm für die Oberflächenrauigkeits-Abminderungsfaktoren (welches auch in der FKM-Richtlinie enthaltenen ist) für den Anwendungsfall Schienen möglicherweise zu geringe Abminderungen der Wechselstabilität vorschlägt. Ein weiterer Punkt, dem insbesondere bei Schienen mit starker Korrosion Bedeutung zugemessen werden sollte, ist der Größeneinfluss, welcher sich ebenfalls für die starke Abnahme der Schwingfestigkeit verantwortlich zeigen könnte.

Dieses Kapitel abschließend kann somit zusammengefasst werden, dass

- die Tatsache, dass sich der Dauerfestigkeitsnachweis für die Schiene 60E1/R260 bestens bewährt hat, über den zusätzlich durchzuführenden Nachweis des theoretischen Sicherheitsbeiwerts begründet werden kann,
- die hohen zulässigen Schwingbreiten der Oberbauvorschrift der DB über zu niedrig angesetzte Eigenspannungen der Schienen zustande kommen *und dass*
- die Ergebnisse der labortechnischen Dauerschwingversuche über Werkstoffwechselstabilitäten nachvollzogen werden können. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass die Datenlage für diese Vergleiche relativ gering war.

¹²² Die Autoren dieses Berichts gehen, da Rauheitsmessgrößen von der Länge der Messstrecke abhängige, statisch ermittelte Werte darstellen, von deutlich größeren als den gemessenen Rauhtiefen aus. Diese Annahme konnte auch an einer Schiene bestätigt werden (TUM 944 1980).

¹²³ Die korrodierten Gebrauchtschienen wurden in der vorliegenden Arbeit nicht untersucht. Der Einfluss von 60 Millionen Lasttonnen auf die Schwingfestigkeit kann nicht abgeschätzt werden.

4.3.3.5 Anmerkungen zur Dauerfestigkeit

Die Durchführung eines Dauerfestigkeitsnachweises ist eine elegante Methode, Bauteile ermüdungsfest (ermüdungssicher) auszulegen. Es ist jedoch gemeinhin anerkannt, dass es sich bei der Dauerfestigkeit – wenngleich sie bei labortechnischen Prüfungen festgestellt werden kann – um eine Modellvorstellung handelt.

Speziell Eisenbahningenieuren wird immer wieder unterstellt, dass diese bei einer erfolgreichen Führung des Dauerfestigkeitsnachweises von einem ewigen Leben der Schienen (und anderen Bauteilen, vornehmlich von Fahrzeugen) ausgehen. Dem kann mit den folgenden Argumenten entgegengetreten werden:

- Für Schienen werden - basierend auf Betriebserfahrung - Grenzbelastungen in Form von kumulierten Gesamtbruttotonnen angegeben, bei welchen sie aus dem Gleis zu nehmen sind (vgl. Birmann 1977).
- Schienen werden im Gleis regelmäßig mittels Ultraschallprüfzügen auf Fehler untersucht. Im Netz der Österreichischen Bundesbahnen werden beispielsweise auf allen Hauptstrecken mit einem speziellen Ultraschallprüfzug jährliche Prüfungen der Schienen vorgenommen (Wöhhart 2006).

Ähnliche Beispiele können auch für Fahrzeugkomponenten aufgelistet werden, es wird hier auf eine Veröffentlichung von mehreren namhaften Herstellern auf dem Fahrzeugsektor verwiesen. (Füser et al. 2007 *als Reaktion auf Fischer/Grubisic* 2006). Wie diese Beispiele demonstrieren, handeln Eisenbahningenieure im Bewusstsein, dass eine „klassische Dauerfestigkeit“ im Feld nicht existiert.

In einer Veröffentlichung schlägt Sonsino gestützt auf Versuchsergebnisse vor, Wöhler-Linien nach dem Abknickpunkt nicht horizontal (dauerfest) auslaufen zu lassen, sondern mit 5% bis 10% Schwingfestigkeitsabfall pro Dekade weiterhin geneigt verlaufen zu lassen (Sonsino 2005). Erfolgreiche, dauerfeste Auslegungen nach den herkömmlichen Konzepten begründet Sonsino wie in Abbildung 79 ersichtlich mit den angewendeten Sicherheitsfaktoren (Sonsino 2005).

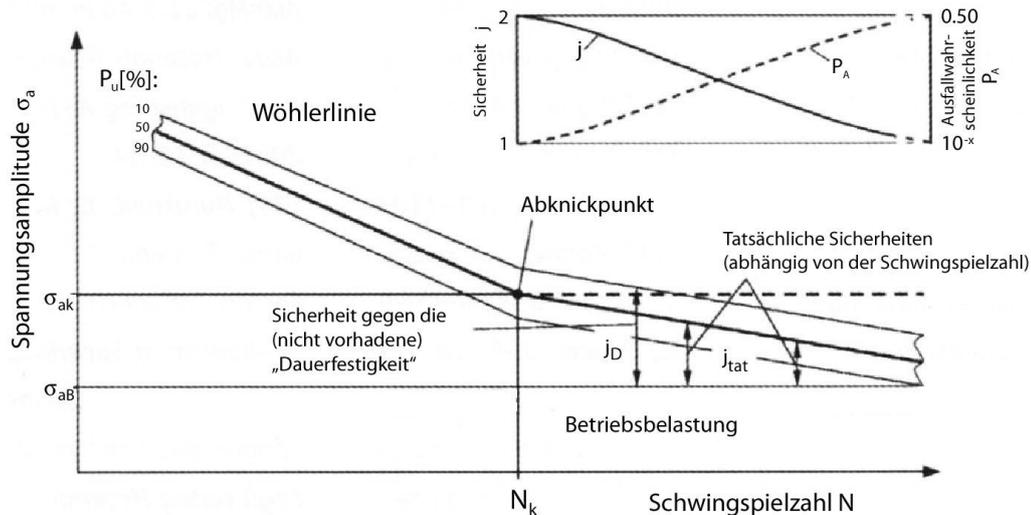


Abbildung 79: tatsächliche und vermeintliche Sicherheiten bei der dauerhaften Bemessung (Quelle: Sonsino 2005)

Pyttel et al. berichten in einem Aufsatz (Pyttel et al. 2008) von Untersuchungen, welche einen weiteren Abfall der Schwingfestigkeit nach Erreichen der Dauerfestigkeits-Grenzwahrscheinlichkeit¹²⁴ nachgewiesen haben. Diese neuen Erkenntnisse werden wie folgt begründet: „Eine Dauerfestigkeit im wörtlichen Sinn kann dabei nur vorliegen, wenn keine versagensauslösenden mikrostrukturellen Fehler bzw. keine Beeinflussung durch eine aktive Umgebung an der Werkstoff-/Bauteiloberfläche vorhanden sind. Dies ist im betrieblichen Einsatz von Bauteilen nicht der Fall.“ (Pyttel et al. 2008)

Das noch relativ junge Forschungsgebiet der Schwingfestigkeit mit sehr hohen Lastspielzahlen wird als *Very High Cycle Fatigue* (VHCF) (Pyttel et al. 2008) oder als *Ultra High Cycle Fatigue* (UHCF) (Sander 2007) bezeichnet. Die dazugehörigen Schwingspielzahlen liegen weit über 10^7 Lastspielen in Bereichen zwischen 10^8 und 10^{11} Schwingspielen¹²⁵. Derartige Lastspielzahlen können nur mit modernster Prüftechnik erzielt werden, welche Prüffrequenzen bis zu 40 [kHz] (Sonsino 2005) erreichen¹²⁶. Im Vergleich dazu

¹²⁴ In der FKM Richtlinie werden als Grenzwahrscheinlichkeit $1 \cdot 10^{-6}$ Lastwechsel angegeben (FKM 2003), im Eurocode 3 für den Stahlbau werden $1 \cdot 10^{-8}$ Lastwechsel angegeben (prEN1993-1-9:2003). Im Eisenbahnwesen sind in der EN13674 für die Qualifizierungsprüfungen und in der Oberbauberechnung der DB $5 \cdot 10^{-6}$ (EN13674:2008) beziehungsweise $2 \cdot 10^{-6}$ (DB 1992) Lastwechsel verankert.

¹²⁵ Prüfungen bis in diese Lastwechselzahlen sind notwendig, um einen weiteren Abfall der Schwingfestigkeit feststellen zu können. Da sich die weitere Reduktion in Größenordnungen zwischen 5% und 10% bewegt, sind nach dem Abknickpunkt auch mehrere zusätzliche Dekaden von Schwingspielen notwendig, um den weiteren Abfall der Schwingfestigkeit zweifelsfrei feststellen zu können.

¹²⁶ Derartige Prüfungen sind mit einem erheblichen Aufwand wie beispielsweise zur Beherrschung der Temperatur (Probenerwärmung) verbunden. (Sonsino 2005)

wurden die Dauerschwingversuche mit ganzen Schienenstücken mit Prüffrequenzen von ca. 5[Hz] durchgeführt, wodurch die Versuche nach 2 Millionen Lastwechseln abgebrochen werden mussten, um den Prüfaufwand in einem vertretbaren Rahmen zu halten. Diese Vorgehensweise wurde auch von der damaligen DIN 50100 unterstützt, in welcher für Stahl zwar eine Grenzlastspielzahl von 10^7 Lastwechseln angegeben wurde, Prüfungen jedoch nach 2 Millionen Lastwechseln abgebrochen werden durften, da „*bei einem Werkstück auch schon nach $2 \cdot 10^6$ aufgebrachten und ertragenen Lastspielen kaum noch mit einem Bruch zu rechnen ist.*“ (Oberweiler 1973)

Bei den labortechnischen Versuchen im VHCF-Bereich aber auch bei realen Bauteilen mit ähnlich hohen Lastspielzahlen wurde wie in Abbildung 80 illustriert festgestellt, dass die Rissinitiierung nicht wie im HCF-Bereich (*High Cycle Fatigue*, Lastspielzahlen im Bereich von 10^6 bis 10^7 Schwingspielen) an der Oberfläche erfolgt, sondern im Inneren der Bauteile. Ursachen für dieses Phänomen können Spannungskonzentrationen, mikrostrukturelle Inhomogenitäten aber auch statistische Effekte sein (Pyttel et al. 2008, Sander 2007).

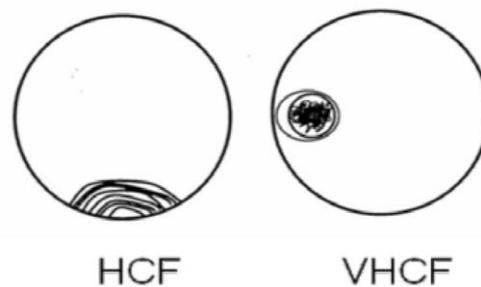


Abbildung 80: Orte der Rissinitiierung für HCF und VHCF
(Quelle: Sander 2007)

Auf Basis dieser Zusammenhänge gibt Sander eine zweiteilige Wöhlerlinie an, in welcher sowohl das Phänomen der HCF mit Rissinitiierung an der Oberfläche als auch die VHCF-Erscheinungen Berücksichtigung finden (Abbildung 81) (Sander 2007). Weitere Darstellungen der Wöhlerlinien, welche bis in den VHCF-Bereich reichen, können in einschlägiger Fachliteratur (wie zum Beispiel (Pyttel et al. 2008)) gefunden werden.

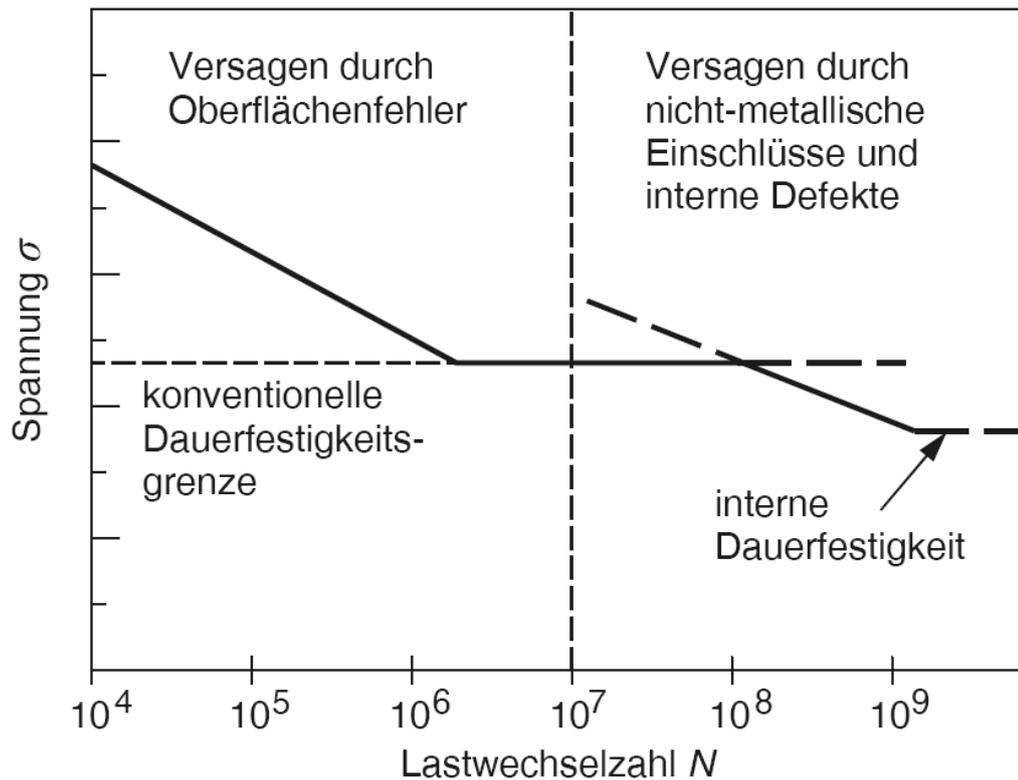


Abbildung 81: zweiteilige Wöhlerlinie für HCF und VHCF
(Quelle: Sander 2007)

Die im Eisenbahnwesen üblichen Nachweise der Dauerfestigkeit führen zu einer sicheren Bauteilauslegung der Komponenten sowohl des Fahrwegs als auch der Fahrzeuge, was durch die geringe Anzahl von Zwischenfällen (vgl. Grohmann 1988 sowie Füser et al. 2007) belegt werden kann. Untersuchungen von Schienenstählen hinsichtlich VHCF könnten trotzdem wertvolle Erkenntnisse für die Einschätzung des Bruchrisikos von Eisenbahnschienen liefern, da die derzeitige Sicherheit gegen Versagen – wie Sonsino für andere Anwendungen darstellt (Sonsino 2005) – vornehmlich über Sicherheitsfaktoren und konservative Annahmen erzielt werden dürfte.

4.3.4 Betriebsfestigkeit

Neben dem Nachweis der Dauerfestigkeit, welcher eine sehr praktikable Möglichkeit darstellt, Schienen derart zu dimensionieren, dass sie während ihrer geplanten Liegedauer keine zum Versagen führende Schädigung erfahren, gewinnt der Nachweis der Betriebsfestigkeit zunehmend an Bedeutung.

Der Nachweis der Betriebsfestigkeit erlaubt bei sorgfältiger Durchführung eine gezielte Auslegung der Bauteile auf eine bestimmte Lebensdauer¹²⁷ beziehungsweise die Bestimmung (Abschätzung) von – im Falle von Schienen – Liegedauern. Diese Vorteile sind mit mehreren Nachteilen verbunden. Neben der aufwändigen Durchführung ist hier vor allem die notwendige hohe Qualität der Eingangsdaten zu nennen, ganz abgesehen von Reihenfolge- oder Interaktionseffekten, welche ebenfalls berücksichtigt werden sollten.

Die Durchführung eines Betriebsfestigkeitsnachweises war nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Es wird hier auf entsprechende Arbeiten, beispielsweise (Jörg 2006) verwiesen. So konnte festgestellt werden, dass für Schienen des Profils 60E1 und der Stahlgüte R260 eine im Vergleich zu anderen, kleineren Profilen (54E2/R260 und 49E1/R200) überragende Liegedauer angenommen werden kann. (Betriebs-)Erfahrungswerte der ÖBB stützen die Rechenergebnisse von erzielbaren Liegedauern (Auer 2005).

4.3.5 Zusammenfassung und Diskussion

Unter Verwendung von Mindestanforderungen der EN 13674 hinsichtlich Dauerschwingfestigkeit und basierend auf Angaben zur Wechselfestigkeit des Schienenstahls R260 in der Literatur (Denne et al. 2001) wurde ein Dauerfestigkeitsnachweis unter den Randbedingungen der Oberbauberechnung der DB (DB 1992) geführt.

Für die Nachweisführung wurden nach Zimmermann ermittelte maximale Schienenspannungen (welche auch den 3σ -Werten der berechneten Schienenspannungen - basierend auf den Messungen in Schönenwerd und Cresciano - entsprechen), Eigenspannungen auf unterschiedlichem Niveau sowie Temperaturspannungen in verschiedenen Größenordnungen angesetzt. Für die Schienen wurde zudem ein hoher Korrosionsgrad angenommen.

¹²⁷ Die Auslegung auf eine gezielte Lebensdauer bedeutet, im Dimensionierungsprozess Maßnahmen zu treffen, welche für das bekannte Lastkollektiv (korreliert mit der geplanten Lebensdauer) eine größtmögliche Sicherheit gegen Versagen zur Folge haben.

Die Untersuchungen führten zu der Erkenntnis, dass eine Dauerfestigkeit für Schienen des Typs 60E1 mit dem Schienenstahl R260 nicht generell nachgewiesen werden kann.

Es konnte auch festgestellt werden, dass die in der Oberbauvorschrift angegebenen Grenzwerte der Schienenspannungen zu hohe Werte darstellen, da diese auf zu niedrig angesetzten Eigenspannungen basieren. Dieses Problem wird mit dem im Anschluss an die eigentliche Auslegung durchzuführenden Nachweis des theoretischen Sicherheitsbeiwerts behoben, welcher damit jedoch keine zusätzliche Sicherheit gegen Materialermüdung bietet.

Jedoch wird mit dem derzeit verwendeten Verfahren zur Dimensionierung von Schienen grundsätzlich eine ermüdungsfeste Auslegung von Eisenbahnschienen erreicht. Abgesehen vom nachzuweisenden theoretischen Sicherheitsbeiwert ist dies auch eine Folge der konservativen Nachweisbedingungen, welche neben den Temperaturspannungen zusätzlich auch Spannungen aus der Tragwerksdehnung berücksichtigen.

Neben der Bestätigung, dass für eine dauerfeste Auslegung die Betrachtung der Schienenfußmitte ausreicht, konnte auch ein signifikanter Einfluss der in Schienenfußmitte auftretenden Eigenspannungen auf die Dauerfestigkeit von Schienen der naturharten Stahlgüte R260 festgestellt werden. Aus den Ergebnissen kann abgeleitet werden, dass danach getrachtet werden sollte, Eigenspannungen auf ein Niveau der halben zulässigen Größenordnung zu reduzieren.

Besonders erwähnenswert ist in diesem Zusammenhang jedoch die Erkenntnis, dass die Größenordnung der Eigenspannungen für Schienen 60E1 mit einer wärmebehandelten Schienenstahlgüte R350HT für die Praxis keine Rolle mehr spielt und eine derartige Profil/Gütenpaarung in jedem Fall als „dauerfest“ zu bezeichnen ist.

4.4 Methoden der Bruchmechanik

4.4.1 Einleitung

Im Gegensatz zu den Methoden der Festigkeitslehre wird die Bruchsicherheit der Schiene bei Verwendung von Verfahren der Bruchmechanik unter der Annahme untersucht, dass die Schiene kein unversehrtes Bauteil darstellt. Die Methoden der Bruchmechanik gehen von einem tatsächlichen oder postulierten Riss im Bauteil aus.

Für die Behandlung von Fragestellungen für Eisenbahnschienen kommen das Konzept der Linear-Elastischen Bruchmechanik und das Konzept für stabiles Risswachstum zur Anwendung¹²⁸. Diese beiden Verfahren eignen sich „*in nahezu idealer Weise*“ (Edel 2000), da der hohe Kohlenstoffgehalt und die damit verbundenen hohen Festigkeiten und hohen Verschleißbeständigkeiten zu relativ geringen Zähigkeiten des Schienenstahls¹²⁹ (Edel 2000) und in Kombination mit der schwingenden Beanspruchung zu idealen Voraussetzungen für die Anwendung dieser Verfahren führen.

Das Versagenkriterium ist mit dem Bruch die zum Verlust der Tragfähigkeit eines Festkörpers führende Werkstofftrennung in makroskopischen Bereichen (Blumenauer/Pusch 1993). Die Phasen, die bis zum Erreichen dieses Zustands durchlaufen werden, sind die Rissinitiierung und das stabile Risswachstum gefolgt von einem instabilen Risswachstum, welches den eigentlichen Bruchvorgang darstellt. Die beiden Stadien des Risswachstums (stabil oder instabil) können deutlich im Bruchbild erkannt werden. Feinkörnige und samtartige Oberflächen (in der Regel mit Rastlinien) kennzeichnen den Bereich des stabilen Risswachstums, während der Restbruch ein grobes Bruchgefüge und eine zerklüftete Oberfläche zur Folge hat. Auch kann aus dem Bruchbild auf die Höhe der Nennspannung geschlossen werden. (Schmitt-Thomas 1999). Hohe Nennspannungen spiegeln sich in einer großen Restbruchfläche wider, kleine Restbruchflächen weisen nicht nur auf geringe Nennspannungen hin sondern auch darauf, dass die Auslösung des initialen Daueranrisses unter einer hohen örtlichen Spannungskonzentration erfolgt sein muss (Schmitt-Thomas 1999).

¹²⁸ Weitere Verfahren der Bruchmechanik sind die Elastisch-Plastische Bruchmechanik und die dynamische Bruchmechanik, welche jedoch für die Eisenbahnschiene keine Bedeutung besitzen. Auf diese beiden Verfahren wird im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen.

¹²⁹ Es ist speziell darauf hinzuweisen, dass wärmebehandelte Schienen mit höheren Festigkeiten entgegen vielfach geäußerten Meinungen auch erhöhte Zähigkeitseigenschaften aufweisen. Dieser Zusammenhang ist auch eindeutig in den Anforderungen der EN 13674:2008 festgeschrieben, indem für wärmebehandelte Schienen höhere nachzuweisende Bruchzähigkeiten gefordert werden.

Das Bruchbild von Eisenbahnschienen ist von sehr unterschiedlichen Verhältnissen zwischen Schwingbruchfläche und Restbruchfläche geprägt. Während bei Brüchen, welche ihren Ausgang im Schienenkopf hatten, relativ große Schwingbruchflächen auftreten, sind diese im Falle von Bruchausgängen im Schienenfuß sehr klein. Die Abbildungen 82 und 83 demonstrieren diese Eigenschaften über zwei Beispiele.

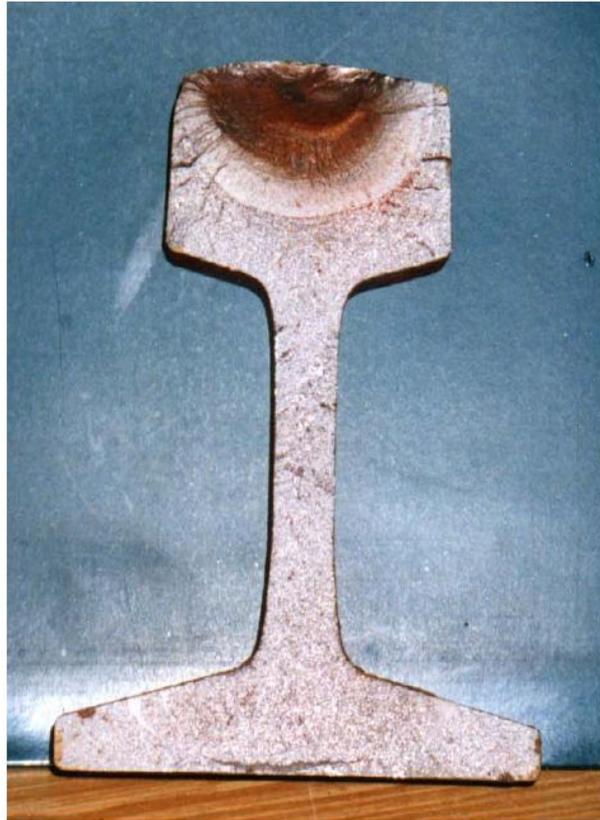


Abbildung 82 Bruchbild mit Bruchausgang im Schienenkopf
(Quelle: Valenta/Varga 2000)

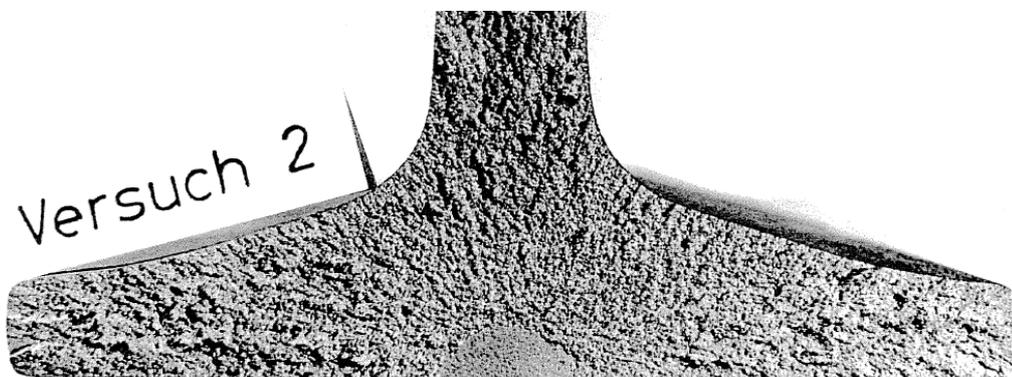


Abbildung 83 Bruchbild mit Bruchausgang im Schienenfuß
(Quelle: TUM 846 1978)

Bei der Beurteilung des in Abbildung 83 dargestellten Bruchbilds mit dem Bruchausgang im Schienenfuß ist zu berücksichtigen, dass derartige Schienenbrüche im Labor erzeugt wurden, womit weder tiefe Temperaturen vorlagen, noch die im Winter wirkenden zusätzlichen Längsspannungen aus behinderter Längsdehnung berücksichtigt werden konnten. Aus diesem Grund ergeben sich bei den im Gleis auftretenden Schienenbrüchen (mit dem Bruchausgang im Schienenfuß) noch kleinere Abmessungen der Schwingbruchflächen als in der Abbildung ersichtlich ist. Damit geht auch einher, dass viele Schwingbrüche im Gleis nicht eindeutig zugeordnet werden, was in weiterer Folge dazu führt, dass eine beträchtliche Anzahl an Schienenbrüchen der Fehlerart gemäß UIC 712 (UIC 712 2002) „*Spröbruch ohne ersichtliche Ursache*“ zugeordnet wird (Auer 2005). Dass es sich bei derartigen Brüchen tatsächlich um Dauerschwingbrüche handelt, wird auch durch die Beschreibung eines Bruchs des Typs „*Spröbruch ohne ersichtliche Ursache*“ im UIC Merkblatt 712 nahegelegt, indem dieser mit den folgenden Worten beschrieben wird: „*Dieser Bruch tritt sehr plötzlich auf, und zwar besonders bei großer Kälte.*“ (UIC 712 2002).

Auswertungen von Schienenbruchstatistiken zeigen in aller Regel¹³⁰ sehr deutlich, dass ein Zusammenhang zwischen der Schientemperatur und der Schienenbruchhäufigkeit besteht. Abbildung 84 zeigt eine derartige Auswertung für die Wiener U-Bahnlinie U1.

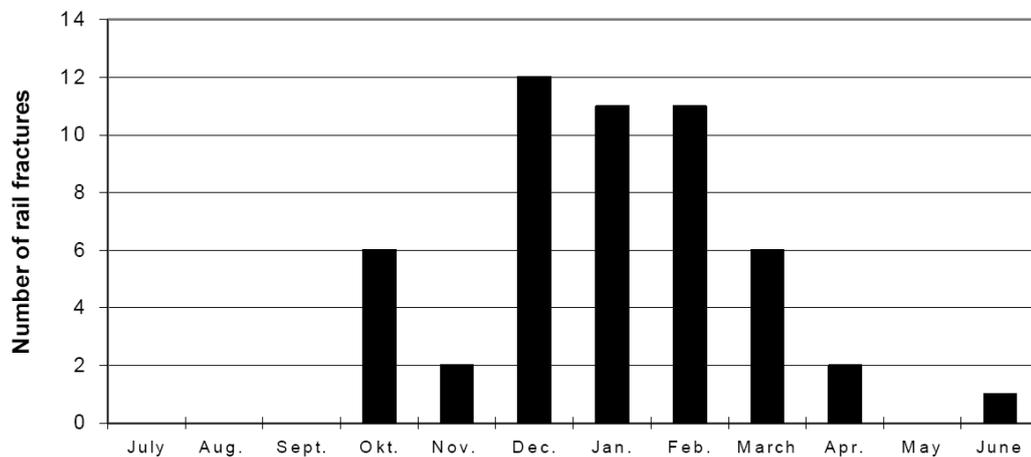


Abbildung 84 Anzahl der Schienenbrüche von 1982 bis 1986 bei einer U-Bahn Linie bei den Wiener Linien (Quelle: Valenta/Varga 2000)

¹³⁰ In Gegenden, in welchen keine ausgeprägten jahreszeitlichen Temperaturschwankungen vorliegen, wird eine gleichmäßige Verteilung der Schienenbrüche über den Jahresverlauf festgestellt (Valenta/Varga 2000).

Dieses Phänomen kann einerseits mit dem bei niedrigen Temperaturen geringeren Materialwiderstand beziehungsweise höheren Rissfortschrittsraten erklärt werden. Andererseits steigen auch auf der Einwirkungsseite die Beanspruchungen im Falle von durchgehend verschweißten Gleisen signifikant an. Die Temperaturspannungen können bei niedrigen Temperaturen das Niveau der Spannungen aus dem Eisenbahnbetrieb erreichen und über treffen.

Im Folgenden wird auf die beiden im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Methoden der Bruchmechanik näher eingegangen. Außerdem werden im Folgenden und im Rahmen dieser Arbeit aufgrund der Praxisrelevanz¹³¹ nur *lange Risse* mit Rissgrößen über ca. 0,5 [mm] Risstiefe und Risslängen an der Oberfläche größer als ca. 1 [mm] (Radaj/Vormwald 2007) betrachtet.

Für detaillierte Informationen wird auf die entsprechende Fachliteratur (z.B.: Blumenauer/Pusch 1993, Gross/Seelig 2001 etc.) verwiesen.

Linear-Elastische Bruchmechanik (LEBM)

Voraussetzung für die Anwendung der Linear-Elastischen Bruchmechanik ist, dass der rissbehaftete Körper im gesamten Gebiet als linear-elastisch angesehen werden kann und sich die inelastischen Vorgänge in der Prozesszone auf einen kleinen Bereich beschränken (Gross/Seelig 2001).

Unter diesen Voraussetzungen kann das an der Rissspitze vorliegende Spannungsfeld für den Rissmodus I (Zug- und Biegebelastung) durch die in Abbildung 85 angegebenen Spannungsfunktionen beschrieben werden.

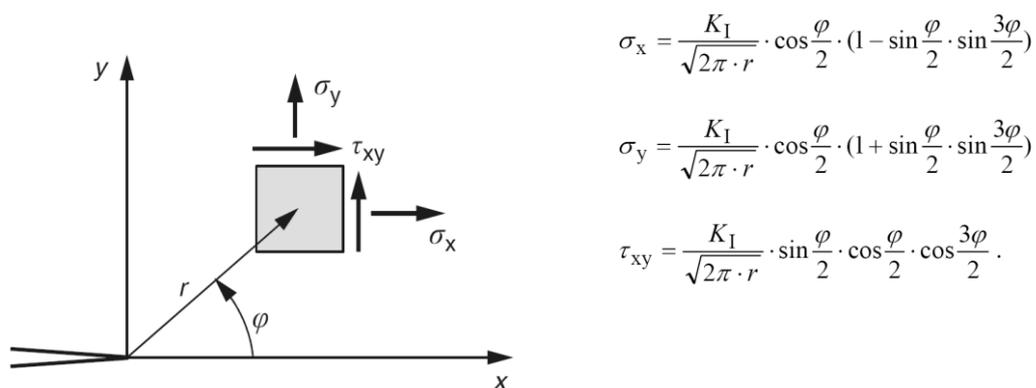


Abbildung 85: Spannungsverteilung an Rissen
(Quelle: Sander 2007)

¹³¹ Risse in Eisenbahnschienen, welche aufgrund ihrer Geometrie den kurzen Rissen zugeordnet werden, können nur bei den stationären Prüfanlagen von Schienenherstellern zweifelsfrei detektiert werden (voestalpine 2009), für den gegenständlichen Fall des Schienenfußes jedoch nicht mit den mobilen, im Gleis eingesetzten Prüfgeräten.

Die Beanspruchung des Werkstoffs in unmittelbarer Nähe der Rissspitze kann durch den Spannungsintensitätsfaktor K beschrieben werden, welcher die Intensität des Spannungsfeldes in Rissnähe beschreibt¹³². Der Spannungsintensitätsfaktor K ist von der Bauteilform, der Bauteilbelastung hinsichtlich angreifender Nominalspannung und Beanspruchungsart (axial, Biegung etc.) sowie der Form, Lage und Größe des Risses (Blumenauer/Pusch 1993) abhängig und wird für den Rissmodus I wie folgt definiert:

$$K_I = \sigma_N * \sqrt{\pi * a} * Y_I(a) \quad [MPa\sqrt{m}]$$

Als Eingangsdaten dienen

- die Nominalspannung σ_N in $[MPa]$
- die Risslänge bzw. Risstiefe a in $[mm]$

sowie

- der dimensionslose Geometriefaktor Y_I ¹³³.

Der Geometriefaktor Y_I deckt neben dem Einfluss der Geometrie des Bauteils die Charakteristika des Risses sowie die Spannungsverteilung in der Umgebung des Risses ab und kann unter anderem aus umfangreichen Tabellenwerken (z.B.: Murakami 1987) entnommen werden oder über analytische, numerische und experimentelle Methoden ermittelt werden (Gross/Seelig 2001).

Sämtliche bisherige Aussagen beziehen sich auf den in der technischen Anwendung bedeutendsten Fall¹³⁴ der Rissbeanspruchung (Modus I), der Normalbeanspruchung infolge Zug- und Biegebeanspruchung. Weitere Rissmoden sind der Modus II (nichtebener Schub) und der Modus III (nichtebener Schub, Torsion). Überlagern sich zwei oder alle drei dieser Rissmoden, wird der Begriff Mixed-Mode-Beanspruchung verwendet (Quelle: Sander 2007). (siehe Abbildung 86)

¹³² Spannungen können für die Beurteilung der Beanspruchung in Rissspitzennähe wegen der Singularität nicht mehr sinnvoll verwendet werden (Boudnitski/Edel 2000).

¹³³ Sehr häufig können für den Geometriefaktor, der auch als Korrekturfunktion bezeichnet wird, andere Formelzeichen wie z.B. „f“ (vgl. Boudnitski/Edel 2000), „Cs“ (vgl. ESVELD 2001) oder überhaupt mehrere gänzlich unterschiedlich bezeichnete Faktoren gleichzeitig zur Anwendung (vgl. ORE D156 1965).

¹³⁴ Das gilt auch für die Betrachtung von Eisenbahnschienen.

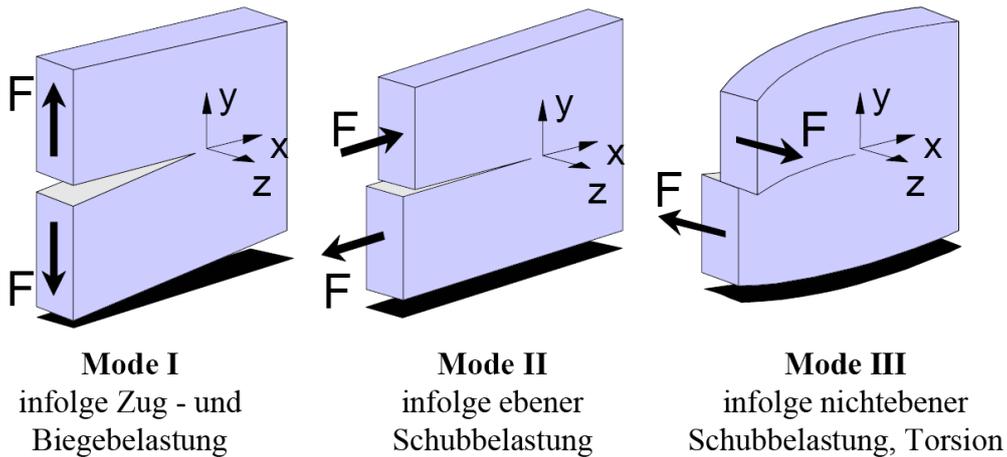


Abbildung 86: Rissöffnungsmoden I bis III
 (Quelle: Richard 2005)

Als Bruchkriterium gilt das Erreichen und Überschreiten eines kritischen Spannungsintensitätsfaktors K_{Ic} , welcher auch als Bruchzähigkeit oder Risszähigkeit bezeichnet wird:

$$K_I \leq K_{Ic} \quad [MPa\sqrt{m}]$$

bzw.

$$K_I = \sigma_N * \sqrt{\pi * a} * Y_I(a) \leq K_{Ic} \quad [MPa\sqrt{m}]$$

Durch den Wert K_{Ic} wird eine untere Grenze der Bruchzähigkeit¹³⁵ angegeben, welche eine geometrieunabhängige Werkstoffkenngröße darstellt. Die Bruchzähigkeit wird in labortechnischen Werkstoffprüfungen ermittelt, bei welchen in der Regel CT (Compact Tension) oder 3PB (Dreipunkt Biegeproben) in verschiedenen Größen aber jeweils mit definierten Mindestabmessungen zur Anwendung kommen. In der Prüfvorbereitungsphase werden die Prüflinge, welche bereits einen definierten spanend eingearbeiteten Kerb aufweisen, durch eine schwingende Beanspruchung derart beansprucht, dass zusätzlich noch ein Dauerschwinganriss erzeugt wird. Danach findet die eigentliche bruchmechanische Werkstoffprüfung statt, bei welcher gemessene Kraft-Kerbaufweitungs-Kurven nach speziellen Verfahrensweisen ausgewertet werden. Zusätzlich müssen nach der Auswertung verschiedene Kriterien nachgewiesen werden, sodass ein gültiger K_{Ic} Wert angegeben werden kann (Blumenauer/Pusch 1993, ASTM E399 1974).

¹³⁵ Der K_{Ic} -Wert wird unter den Bedingungen des ebenen Dehnungszustands (kleine plastische Zone) ermittelt und kann daher nur in dicken Bauteilen und Proben erreicht werden.

Konzept für stabiles Risswachstum

Ausgangspunkt für die Betrachtung des Ermüdungsrisswachstums ist ähnlich wie beim Dauerfestigkeits-oder Betriebsfestigkeitsnachweis die Spannungsschwingbreite der schwingenden Beanspruchung. Da für die Betrachtung der Vorgänge in den Bereichen des Nahfeldes der Risspitze der Spannungsintensitätsfaktor jene Größe darstellt, welche das Maß der Beanspruchung beschreibt (vgl. Boudnitski/Edel 2000), muss anstelle der Spannungsschwingbreite der zyklische Spannungsintensitätsfaktor ermittelt werden.

Diese Zusammenhänge sind auch in sehr anschaulicher Weise in der Abbildung 87 dargestellt. Dieser zyklische Spannungsintensitätsfaktor der Ermüdungsbeanspruchung mit konstanter Amplitude bildet die Grundlage für die Bewertung des Rissfortschritts und damit das Bauteilverhalten.

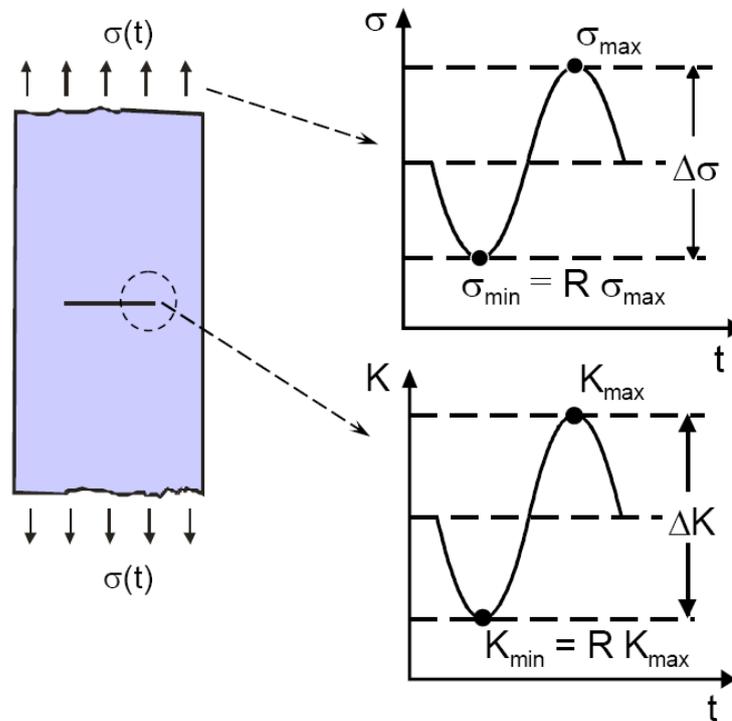


Abbildung 87: zeitlicher Verlauf der Nominalspannung und des Spannungsintensitätsfaktors
(Quelle: Richard 2005)

Es gilt: $\Delta K = K_{max} - K_{min}$

Mit $K = \sigma_N * \sqrt{\pi * a} * Y$ und $\Delta \sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$

wird der zyklische Spannungsintensitätsfaktor ΔK zu:

$$\Delta K = \Delta \sigma_N * \sqrt{\pi * a} * Y$$

Neben dem zyklischen Spannungsintensitätsfaktor ΔK kommt des Öfteren auch der effektive zyklische Spannungsintensitätsfaktor ΔK_{eff} zur Anwendung, welcher die so genannten Riss-schließeffekte berücksichtigt. Bleibt der Riss bis zu einer bestimmten Beanspruchungshöhe, welche über der Minimallast liegt, geschlossen, dann ist nur die Schwingbreite zwischen dieser Beanspruchungshöhe und der Maximallast für die Rissausbildung wirksam (Sander 2007).

Das Ermüdungsrisswachstum beziehungsweise der Rissfortschritt ist definiert als die Aufsummierung jener kleinen Beträge, um welche sich ein Riss bei schwingender Beanspruchung bis zu messbaren Größen vergrößert. Für die praktische Anwendung wird diese Risswachstumsrate pro Lastwechsel (da/dN) über verschiedene Beanspruchungsniveaus (zyklische Spannungsintensitätsfaktoren) aufgetragen und es ergibt sich der in Abbildung 88 gezeigte Zusammenhang, die so genannte da/dN - Kurve (Sander 2007).

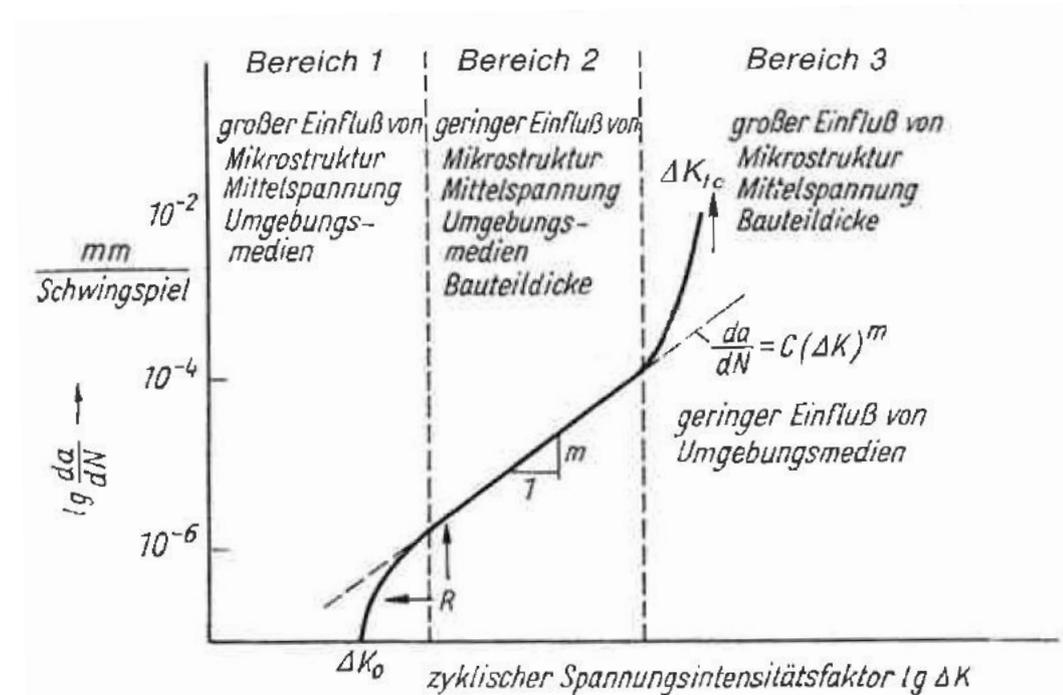


Abbildung 88: Risswachstumsrate über den zyklischen Spannungsintensitätsfaktor (Quelle: Blumenauer/Pusch 1993)

In den da/dN - Diagrammen können insgesamt drei Bereiche identifiziert werden. Während sich in Bereichen niedriger zyklischer Spannungsintensitätsfaktoren der Riss gar nicht oder nur sehr langsam vergrößert (Bereich 1), ist der darauffolgende Bereich durch einen im doppellogarithmischen Maßstab linear erscheinenden Zusammenhang zwischen Beanspruchung und Rissfortschritt (Bereich 2) gekennzeichnet. Sofern sehr hohe zyklische Spannungsintensitätsfaktoren einwirken, nähert sich das Werkstoffverhalten an den statischen Bruchvorgang an (Blumenauer/Pusch 1993).

Von technischer Bedeutung sind vor allem mit dem Bereich 2 jener Abschnitt der da/dN Kurve, welcher den stabilen Rissfortschritt kennzeichnet, und mit dem Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums¹³⁶ jene Kenngröße der Beanspruchung, unter welcher für den betrachteten Werkstoff kein Risswachstum (langer Risse) mehr stattfindet. Der maßgebende Parameter für die Bewertung des Ermüdungsrisswachstums ist in diesem Fall das Spannungsverhältnis R , welches einen hohen Einfluss auf den Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums hat, jedoch nur mehr einen geringen Einfluss auf die Paris-Gerade ausübt.

Der Zusammenhang zwischen zyklischem Spannungsintensitätsfaktor ΔK und Rissfortschrittsrate da/dN für den Bereich II kann mit hinreichender Genauigkeit durch die Paris-Erdogan Gleichung beschrieben werden, welche wie folgt angeschrieben wird:

$$\frac{da}{dN} = C * \Delta K^m$$

Die Faktoren C und m der Paris-Erdogan Gleichung bestimmen die Lage und die Steigung der Paris-Geraden und stellen Werkstoffkennwerte bzw. Werkstoffkonstanten dar.

Neben der Paris-Erdogan Gleichung existiert eine Reihe von weiteren Gleichungen für die Abschätzung des Rissfortschritts, welche alle drei Bereiche der da/dN – Kurve abdecken und daher sehr gut für den Anwendungsfall „*Belastungen mit konstanter Amplitude*“ geeignet sind (vgl. Sander 2007, Richard 2005, Radaj/Vormwald 2007). Für den technisch relevanten Anwendungsfall „*Betriebsbelastung*“ können in der Literatur zahlreiche Verfahren gefunden werden, mit welchen Reihenfolgeeffekte und Interaktionseffekte¹³⁷ berücksichtigt werden können. Durch Berücksichtigung dieser Effekte, welche neben dem aktuellen Lastwechsel auch die Belastungsgeschichte in die Berechnung mit einbeziehen, können Prognosen mit im Vergleich zu den grundlegenden Verfahren reduziertem Unsicherheitspotential erzielt werden (Sander 2007). Allerdings bedingen derartige Verfahren Eingangsdaten von besonders hoher Qualität, um das in ihnen liegende Potential ausschöpfen zu können und (im Extremfall) nicht nur scheinbare Genauigkeiten zu liefern.

¹³⁶ Der Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums wird oft auch als Thresholdwert, bisweilen auch als „bruchmechanische Dauerfestigkeit“ bezeichnet. Häufig verwendete Formelzeichen sind ΔK_{th} oder ΔK_0 .

¹³⁷ Auftretende Überlasten können das Risswachstum über plastische Zonen und Eigenspannungen vor der Risspitze signifikant verzögern, während Änderungen des Beanspruchungsniveaus eine Beschleunigung des Risswachstums hervorrufen können.

Aus der originalen Paris-Erdogan-Gleichung kann das Risswachstum entweder durch Integration nach N oder nach a gewonnen werden, je nachdem ob der Rissfortschritt a bei bestimmter Lastspielzahl oder die Lastspielzahl N für einen bestimmten Rissfortschritt von Interesse ist:

$$\int dN = \int \frac{da}{C * \Delta K^m}$$

beziehungsweise

$$\int da = \int C * \Delta K^m * dN$$

Handelt es sich nicht um eine schwingende Beanspruchung mit konstanter Amplitude, bei der der Rissfortschritt direkt ermittelt werden kann, wird das Ermüdungsrisswachstum in der Regel mit cycle-by-cycle Analysen untersucht. Dabei wird aus der Addition von Einzelrissfortschrittsraten auf einen Gesamtrissfortschritt geschlossen.

In der Regel wird für die Integration von konstanten Geometriefunktionen und/oder konstanten Rissgrößen¹³⁸ ausgegangen, was nicht mit der Realität übereinstimmt und bei unsachgemäßer Durchführung zu großen Abweichungen der Rechenergebnisse von der Realität führen kann. Dieser Effekt kann durch die Wahl von kleinen Schrittweiten vermieden bzw. minimiert werden (Sander 2007).

Für die prüftechnische Ermittlung der da/dN - Kurve kommen dieselben Probeformen zur Anwendung wie bei der Ermittlung der statischen Kennwerte. Grundsätzlich wird im Einstufenversuch die Risslänge a in Abhängigkeit der zugehörigen Lastspielzahl N gemessen und in weiterer Folge die Risswachstumsgeschwindigkeit da/dN bestimmt. Die Konstanten der Paris-Erdogan-Gleichung sowie der Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums können in weiterer Folge aus den ermittelten Risswachstumsgeschwindigkeiten für unterschiedliche zyklische Spannungsintensitätsfaktoren errechnet werden (Blumenauer/Pusch 1993).

Die Verwendung von bruchmechanischen Verfahren (der linear elastischen Bruchmechanik einerseits und des Konzepts des stabilen Risswachstums andererseits) erlaubt eine direkte Betrachtung des rissbehafteten Bauteils mit zeitgleicher Beurteilung dieser Fehlergröße. Grundsätzlich kann mit diesen Verfahren sowohl der Ist-Zustand als auch die zu erwartende Entwicklung von Fehlern abgeschätzt werden.

¹³⁸ Die Rissgröße und die Geometriefunktion bestimmen die Höhe des Spannungsintensitätsfaktors in entscheidender Weise.

Die Möglichkeiten, die diese Konzepte für den Anwendungsfall Eisenbahnschiene bieten, können wie folgt zusammengefasst werden:

- Abschätzung von kritischen Rissgrößen

Die Kenntnis von kritischen Fehlergrößen, welche bei Eintreten einer bestimmten Lastkombination unmittelbar zum Versagen der Schiene führen, ist von essentieller Bedeutung für die Beurteilung von Eisenbahnschienen hinsichtlich Bruchsicherheit. Einerseits kann diese Information für die Dimensionierung der Schiene (beziehungsweise die Profilwahl) genützt werden und andererseits wird diese Größe auch bei der Beurteilung von bei Inspektionen gefundenen Rissen benötigt.

Durch gemeinschaftliche Betrachtung von Rissfortschritt und kritischen Fehlergrößen können zudem die folgenden für die Praxis relevanten Informationen gewonnen werden:

- Abschätzung von Restlebensdauern

Die Restlebensdauer nach dem Auffinden einer bestimmten Fehlergröße ist neben der Fehlergröße selbst von hoher Bedeutung für die Einschätzung des Gefahrenpotentials, welches von einem Fehler ausgeht. Eine wichtige Information ist für den Eisenbahnoberbau der Zeitraum, welcher für die Behebung des Fehlers zur Verfügung steht („minimum action rules“).

- Bestimmung von Fehlergrößen, welche bei der zerstörungsfreien Bauteilprüfung gefunden werden müssen

Bei vorgegebenen Instandhaltungsintervallen kann über das Risswachstum jene Fehlergröße bestimmt werden, welche zuverlässig aufgefunden werden muss, damit sich keine kritische Fehlergröße einstellen kann.

- Festlegung von Inspektionsintervallen

Über die Festlegung von Inspektionsintervallen basierend auf derartigen Untersuchungen kann aus der technischen Notwendigkeit zur Gewährleistung einer entsprechenden Sicherheit gegen Versagen und der wirtschaftlichen Notwendigkeiten, ein kostengünstiges System zu betreiben, ein Optimum gebildet werden.

Im Eisenbahnwesen werden derartige Fragestellungen seit einigen Jahren für die Beurteilung von Fahrzeugkomponenten (speziell Radsatzwellen) bearbeitet (vgl.: Arbeiten mit Beteiligung der DB: Zerst et al. 2005, Zerst et al. 2003, Zerst et al. [2] 2003) und haben mit den zum Teil tragischen Ereignissen der jüngeren Vergangenheit (Radreifenbruch in Eschede (vgl. Richard et al. [1] 2004), Radsatzwellenbruch in Köln (vgl. Bauchmüller 2008)) zunehmend an Bedeutung gewonnen. Im Rahmen dieser Arbeit sollen derartige Konzepte auch für Eisenbahnschienen angewendet werden.

Auch wenn es nicht möglich ist, die Realität bis ins Detail widerzuspiegeln, können bei sorgfältiger Bewertung von Rechenergebnissen dennoch sehr wertvolle Hinweise für die Bewertung der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen gewonnen werden.

4.4.2 Festlegungen der EN 13674

Im Rahmen der Qualifizierungsprüfungen gemäß EN 13674:2008 müssen für Schienenstähle Mindestanforderungen sowohl für die Bruchzähigkeiten der Schienenstähle als auch für Rissfortschrittsraten (Risswachstumsgeschwindigkeiten) nachgewiesen werden.

Für den in der vorliegenden Arbeit betrachteten Schienenstahl R260 müssen die folgenden *Bruchzähigkeiten*¹³⁹ nachgewiesen werden:

als kleinsten Einzelwert: $K_{Ic} = 26 \text{ [MPa m}^{1/2}\text{]}$

im Mittel: $K_{Ic} = 29 \text{ [MPa m}^{1/2}\text{]}$

Die Prüfungen sind an einer dem Schienenkopf zu entnehmenden Dreipunkt-Biegeprobe bei einer Temperatur von $-20 \pm 2 \text{ [}^\circ\text{C]}$ durchzuführen. Neben den Probenabmessungen sind auch die Einleitung des Ermüdungsanrisses sowie die Auswertung der Bruchzähigkeit aus den Messdaten genau geregelt.

¹³⁹ Für alle in der EN 13674 angeführten Schienenstähle werden Mindest-Bruchzähigkeiten angegeben. Im Fall von legierten Schienenstählen sind im Vergleich zum R260 niedrigere Bruchzähigkeiten nachzuweisen, im Fall von wärmebehandelten Schienen werden höhere (R350HT) beziehungsweise zumindest gleich hohe Anforderungen an den Schienenstahl gestellt (R350LHT).

Für die Risswachstumsgeschwindigkeit werden für zwei verschiedene zyklische Spannungsintensitätsfaktoren ΔK Grenz-Risswachstumsgeschwindigkeiten angegeben, welche bei Raumtemperatur (Prüftemperatur) eingehalten werden müssen:

$$\text{Für } \Delta K = 10 \quad [MPa \cdot m^{1/2}]: \quad da/dN = 17 [m] / 10^9 \text{ Lastspiele}$$

$$\text{Für } \Delta K = 13,5 \quad [MPa \cdot m^{1/2}]: \quad da/dN = 55 [m] / 10^9 \text{ Lastspiele}$$

Diese Grenz-Risswachstumsgeschwindigkeiten müssen mit Dreipunkt-Biegeproben (aus dem Schienenkopf) nachgewiesen werden und sind für alle Schienenstahlgüten einheitlich¹⁴⁰. Die Versuche haben mit einem Spannungsverhältnis $R=0,5$ und einer Schwingfrequenz zwischen 15 [Hz] und 40 [Hz] durchgeführt zu werden.

Auf Basis der beiden angegebenen Risswachstumsgeschwindigkeiten kann auf die Faktoren C und m der Paris-Geraden (Paris-Erdogan Beziehung) geschlossen werden und somit auf die da/dN -Grenzkurve für den Bereich des stabilen Risswachstums. Die Ermittlung des für die Praxis wichtigen Schwellenwerts des Ermüdungsrisswachstums ist in der EN 13674 nicht vorgesehen.

4.4.3 Kritische Risstiefen

Für die Untersuchung von kritischen Risstiefen wird von der Schienenfußmitte als maßgebendem Punkt ausgegangen. Basierend auf Angaben der Europäischen Normung und Angaben aus der Literatur werden verschiedene Fälle (Einwirkungskombinationen und Materialwiderstände) untersucht und der Einfluss verschiedener Parameter auf die kritischen Risstiefen analysiert.

Im Anschluss an diese Untersuchungen wird auch kurz auf den Schienenfußrand eingegangen.

4.4.3.1 Eingangsdaten für die Berechnungen

Eingangsdaten für die Untersuchungen sind abgesehen von einem postulierten Anriss bestimmter Form und Größe die Gesamtbeanspruchung und der Geometriefaktor auf der Einwirkungsseite sowie die Bruchzähigkeit auf der Widerstandsseite.

¹⁴⁰ Mit Ausnahme des R200 und des R320Cr, für die keine Grenz-Risswachstumsgeschwindigkeiten angegeben werden.

Der postulierte Anriss wird in der Schienenfußmitte angenommen und nach der üblichen Nomenklatur beschrieben. Die Risslänge an der Oberfläche wird mit der Bezeichnung $2c$ angegeben, während die Risstiefe durch die Bezeichnung a eindeutig festgelegt wird (siehe Abbildung 89).

Analysiert wird nach der Risstiefe a ; der Zusammenhang zwischen Risstiefe a und Risslänge $2c$ an der Oberfläche wurde in der Vergangenheit bereits untersucht (Schweitzer et al. 1984) und wird mit der Beziehung

$$2c = 2 * (7,1 * e^{0,0615*a})$$

angegeben und auch in dieser Form in der vorliegenden Arbeit verwendet.

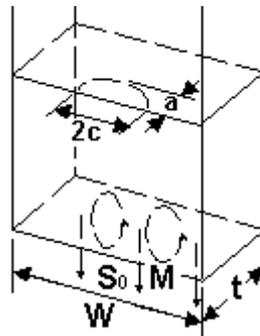


Abbildung 89: Definition des Risses
(Quelle: Nasgro)

Die Berechnungen wurden primär von Hand nach den Methoden der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM) durchgeführt. In einigen Fällen kam zudem die Bruchmechaniksoftware NASGRO für die Berechnung von kritischen Fehlergrößen zur Anwendung.

Gesamtbeanspruchung

Als Einwirkung aus dem *Eisenbahnbetrieb*¹⁴¹ wird die rechnerische Maximalspannung (3σ -Wert; Schienenfußmitte, Nominalspannung) mit dem Wert von **104,5 [MPa]** angesetzt¹⁴². Für einzelne zusätzliche Auswertungen wird mit 148 [MPa] auch die Maximalspannung, welche im Rahmen der Messungen in Schönenwerd aufgezeichnet wurde, herangezogen.

^{141, 143} Auf eine Abminderung der Spannungen auf den Nominalwert bei halber Risstiefe - wie in der Literatur manchmal verwendet (Schweitzer et al. 1984) - wird wegen der kleinen Abmessungen der betrachteten Fehlergrößen verzichtet.

¹⁴² Aufgrund der guten Übereinstimmung mit den aus den Messungen gewonnenen Werten wird auf den Rechenwert nach Zimmermann zurückgegriffen.

Für die Berücksichtigung der *Temperaturspannungen* wurden für verschiedene Temperaturen zwischen **-20°C** und **40°C** die Schienenspannungen infolge behinderter Längsdehnung nach dem folgenden Zusammenhang ermittelt: $\sigma_T = 2,52 * (T_N - T)$

Als Neutraltemperatur T_N wurden +20°C angesetzt. Auf das Ansetzen von weiteren Spannungen aus Temperatur (wie z.B. infolge Tragwerksdehnungen von Brücken) wurde verzichtet.

Die *Eigenspannungen*¹⁴³ in Schienenfußmitte wurden für die vorliegende Untersuchung mit **80 [MPa], 100 [MPa], 120 [MPa], 150 [MPa], 200 [MPa]** und **250 [MPa]** angesetzt. Für Schienen der naturharten Güte R260 kann von 100 [MPa] ausgegangen werden.

Geometriefaktor

Der Geometriefaktor Y kann die Größenordnung des Spannungsintensitätsfaktors in hohem Maß beeinflussen. Für den Anwendungsfall „Oberflächenriss in Schienenfußmitte“ können in der entsprechenden Literatur einige Angaben gefunden werden, mit welchen dieser Faktor formelmäßig beschrieben werden kann. Insgesamt kamen im Rahmen dieser Arbeit drei unterschiedliche Verfahren zur Ermittlung des Geometriefaktors zur Anwendung:

Geometriefaktor A

Der erste verwendete Geometriefaktor ist der bei der Anwendung auf Fragestellungen bezüglich Eisenbahnschienen der am häufigsten verwendete (vgl. ORE D156 1965, Valenta/Varga 2000, Schweitzer et al. 1984 etc.). Es handelt sich dabei um den Faktor nach Newman und Raju, welcher wie folgt angeschrieben wird:

$$Y = \frac{M}{\sqrt{Q}} = \frac{1,12 - 0,09\left(\frac{a}{c}\right)}{\sqrt{1 + 1,464 * \left(\frac{a}{c}\right)^{1,65}}}$$

Geometriefaktor B

Der zweite Geometriefaktor, welcher zur Anwendung kam, entstammt einem Untersuchungsbericht, in welchem primär aufwändige Labor-technische Untersuchungen zusammengefasst werden (Demofonti et al. 1998). Er setzt sich aus mehreren Faktoren zusammen und kann wie folgt angeschrieben werden:

$$Y = Y_E * Y_S * Y_T * Y_W * Y_G$$

Jeder dieser Faktoren kann über Formeln und Diagramme bestimmt werden, welche sich teilweise als sehr aufwändige Beziehungen dar-

stellen. Auf die detaillierten Formeln wird hier nicht weiter eingegangen, diese können dem Untersuchungsbericht (Demofonti et al. 1998) entnommen werden.

Geometriefaktor C

Im Gegensatz zu den bisher angegebenen teilweise aufwändig zu ermittelnden Geometriefaktoren wird für den Fall C, welcher auf einer Ausarbeitung in (Richard 2005) basiert, für typische Rissgeometrien von Schienen der folgende Geometriefaktor gewählt:

$$Y = 1,0$$

Bruchzähigkeit

Die Berechnungen wurden mit den in der EN13674 angegebenen Mindest-Bruchzähigkeiten für Einzelwerte und für Mittelwerte durchgeführt. In Laborversuchen werden für den Schienenstahl R260 unter den Prüfbedingungen der EN 13674 jedoch deutlich höhere Werte als die geforderten 26 [MPa m^{1/2}] und 29 [MPa m^{1/2}] erreicht. Es wird in der Literatur von Größenordnungen zwischen 30 [MPa m^{1/2}] und 46 [MPa m^{1/2}] berichtet (vgl. Schweitzer et al. 1984, ORE D156 1965), was dazu führt, dass neben den geforderten Mindestwerten auch höhere Bruchzähigkeiten für die Berechnungen angesetzt werden, welche im Folgenden angegeben werden und der Prüftemperatur von -20°C zugeordnet werden können:

$$K_{IC} = 26 \text{ [MPa m}^{1/2}\text{]}$$

$$K_{IC} = 29 \text{ [MPa m}^{1/2}\text{]}$$

$$K_{IC} = 32 \text{ [MPa m}^{1/2}\text{]}$$

$$K_{IC} = 35 \text{ [MPa m}^{1/2}\text{]}$$

4.4.3.2 Untersuchung verschiedener Verfahren

Im ersten Schritt der Untersuchung von kritischen Fehlergrößen sollte der Einfluss der Verwendung von verschiedenen Verfahren auf die Ergebnisse untersucht werden. Neben der Variation der drei unterschiedlichen Ansätze für den Geometriefaktor Y wurden die Berechnungen auch mit der Bruchmechaniksoftware Nasgro durchgeführt. Zum Ansatz kamen Schienentemperaturen zwischen -20°C und +10°C und damit die daraus resultierenden Temperaturspannungen.

Als Eingangsdaten dienten jeweils die Betriebsbelastung mit 104,5 [MPa], Eigenspannungen in der Größenordnung von 100 [MPa] sowie eine kritische Bruchzähigkeit von 26 [MPa m^{1/2}].

Für eine Schientemperatur von -15°C stellen sich folgenden Ergebnisse für die kritischen Fehlergrößen ein:

Kritische Fehlergrößen in [mm] bei -15°C und 100 [MPa] Eigenspannungen						
K _{IC} 26	Verfahren Geometriefaktor	„A“	„B“	„C“	NASGRO	
σ _{Betrieb} 104,5	a _{crit}	2,6	2,4	2,5	2,6	

Tabelle 26: Ergebnisse für kritische Risstiefen (Variation der Verfahren zur Bestimmung des Geometriefaktors bei konstanter Bruchzähigkeit K_{IC}=26 MPa*m^{0,5} und konstanten Schienenspannungen aus Betrieb σ_{Betrieb}=104,5 MPa)

Das Ergebnis dieser Untersuchung ist in Abbildung 90 dargestellt und kann wie folgt zusammengefasst werden: Alle vier für die Berechnungen eingesetzten Verfahren zeigen eine sehr gute Übereinstimmung und sehr ähnliche Größenordnungen, speziell bei niedrigen Temperaturen. Die kritischen Fehlergrößen weisen eine Risttiefe von etwa 2,5 [mm] auf und eine Risslänge an der Oberfläche von etwa 16,5 [mm] und decken sich sehr gut mit Werten, welche häufig in der Literatur angegeben werden.

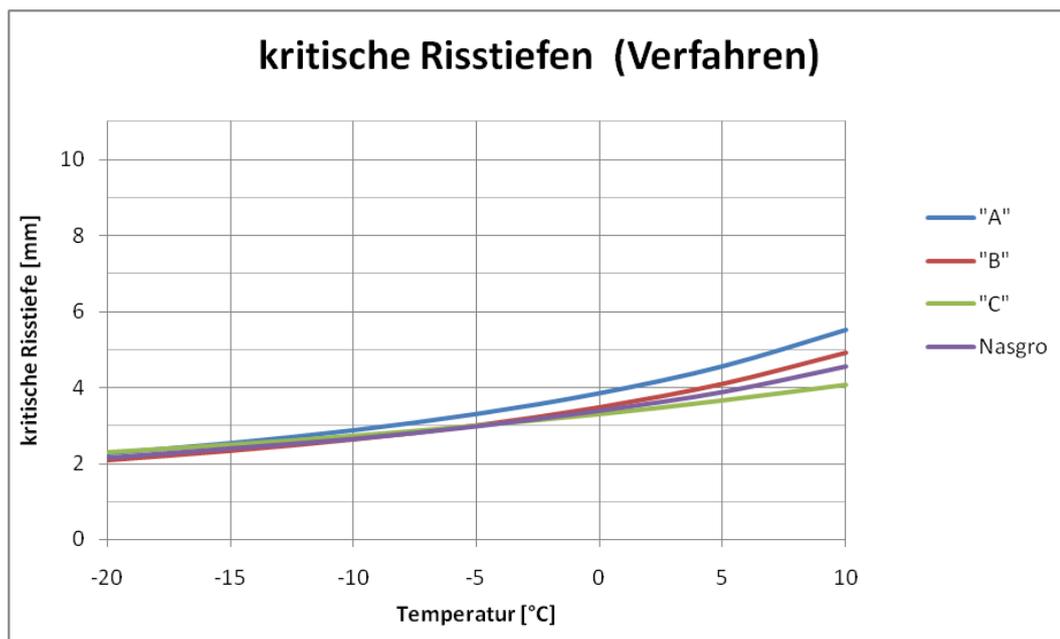


Abbildung 90: kritischen Fehlergrößen (Variation: Verfahren)

Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, dass dieser vergleichsweise sehr kleine Wert für die zulässige Fehlergröße ($a_c = 2,5$ [mm]) bereits bei Randbedingungen errechnet wird, welche für die Eigenspannungen noch weit von der zulässigen Grenze entfernt sind. Auch kann die angesetzte Betriebsbeanspruchung nicht als konservativ eingeschätzt werden. Dem steht wiederum entgegen, dass bei Schienen auch bei tiefen Temperaturen von deutlich höheren Bruchzähigkeiten ausgegangen werden muss und dass die Annahme von -20°C für die thermalen Schienenspannungen als sehr konservativ eingeschätzt werden kann.

4.4.3.3 Untersuchung verschiedener Parameter

In weiterer Folge wird eine Parameterdiskussion vorgenommen, bei welcher die Einflüsse unterschiedlicher Parameter auf die kritischen Risstiefen untersucht werden sollen. Über einen Temperaturbereich¹⁴⁴ von -20°C bis $+10^\circ\text{C}$ wurden die folgenden Einflussparameter variiert:

- Eigenspannungen: 80 **100** 120 150 200 250 [MPa]
- Bruchzähigkeiten: 26 **29** 32 35 [MPa·m^{1/2}]
- Beanspruchungen: **104,5** 118 148 [MPa]

Für eine verbesserte Vergleichbarkeit wurde ein Referenzfall für alle Untersuchungen konstant gehalten (dieser Fall wurde mit den fett gedruckten Parametern markiert), welcher ein möglichst realistisches Bild über die tatsächlichen kritischen Fehlergrößen von Schienen des Typs 60E1 / R260 geben soll. Zusätzlich werden die Ergebnisse für eine sehr niedrige Schienentemperatur von -15°C (und die damit verbundenen Temperaturspannungen) in der Schiene auch tabellarisch ausgewertet, wodurch der Vergleich der kritischen Rissgrößen ein weiteres Mal erleichtert werden soll.

Variation der Eigenspannungen

Die Variation von Eigenspannungen in den Größenordnungen von 80 [MPa] bis zu den maximal zulässigen 250 [MPa] zeigt, dass Eigenspannungen eine direkte und erhebliche Auswirkung auf kritischen Fehlergrößen in der Mitte der Schienenfußunterseite haben. Tabelle 27 demonstriert diese Zusammenhänge für eine Schienentemperatur von -15°C während die Abbildung 91 diese Zusammenhänge über einen großen Temperaturbereich darlegt.

¹⁴⁴ Die angesetzten Bruchzähigkeiten wurden bei einer Temperatur von -20°C ermittelt. Bei einer Auswertung für deutlich höhere Temperaturen ist daher davon auszugehen, dass die errechneten Werte sehr konservative Größen darstellen.

Kritische Fehlergrößen in [mm] bei -15°C								
K_{IC} 29	σ_E	80	100	120	150	200	250	
σ_{Betrieb} 104,5	a_{crit}	4,4	3,5	2,9	2,2	1,6	1,2	

Tabelle 27: Ergebnisse für kritische Risstiefen (Variation der Eigenspannungen σ_E bei konstanter Bruchzähigkeit $K_{IC}=26 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{0,5}$ und konstanten Schienenspannungen aus Betrieb $\sigma_{\text{Betrieb}}=104,5 \text{ MPa}$)

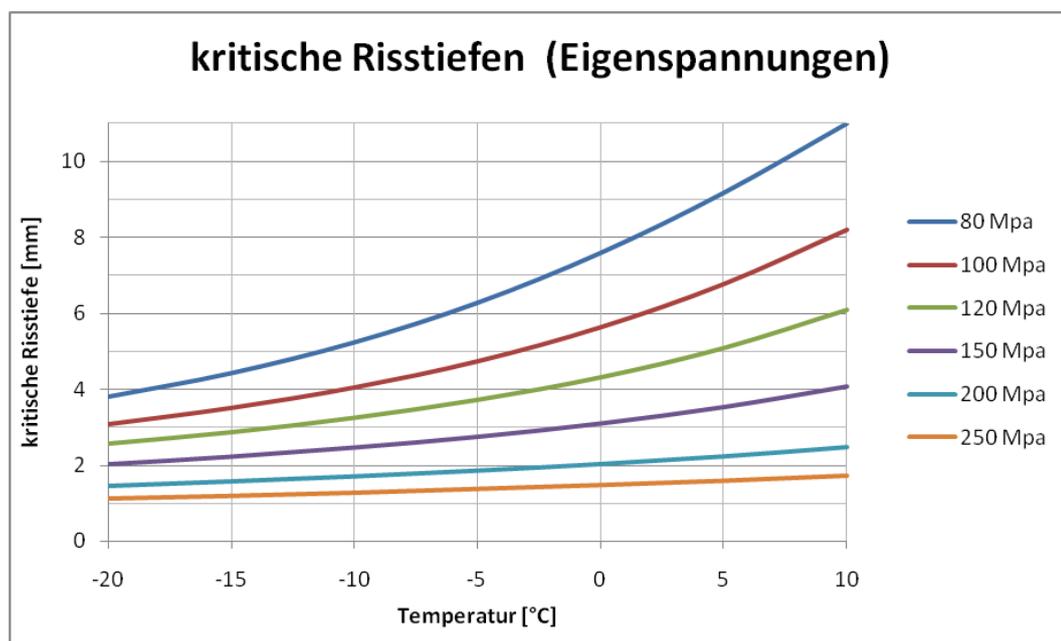


Abbildung 91: kritischen Fehlergrößen (Variation: Eigenspannungen)

Variation der Bruchzähigkeiten

Ähnlich wie beim Vergleich unterschiedlicher Eigenspannungen stellt sich die Situation bei der Variation unterschiedlicher Bruchzähigkeiten dar. Die Bruchzähigkeit des Schienenstahls hat einen signifikanten Einfluss auf die kritischen Fehlergrößen. Für Eigenspannungen in Schienenfußmitte in der Größenordnung von 100 [MPa] ist die Erhöhung der Bruchzähigkeit von 26 [$\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$] auf 35 [$\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$] mit einer Vergrößerung der kritischen Fehlergröße von 2,5 [mm] auf 6,8 [mm] verbunden.

Auch bei hohen und sehr hohen Eigenspannungen in der Größenordnung von 200 [MPa] und 250 [MPa] können signifikante Vergrößerungen von kritischen Rissgrößen festgestellt werden, die absoluten Rissgrößen bleiben mit 1,9 [mm] und 2,6 [mm] jedoch verhältnismäßig klein.

Kritische Fehlergrößen in [mm] bei -15°C							
σ_E 100	K_{IC}	26	29	32	35		
σ_{Betrieb} 104,5	a_{crit}	2,5	3,5	4,9	6,8		

Tabelle 28: Ergebnisse für kritische Risstiefen (Variation der Bruchzähigkeiten K_{IC} bei konstantem Eigenspannungen $\sigma_E=100$ MPa und konstanten Schienenspannungen aus Betrieb $\sigma_{\text{Betrieb}}=104,5$ MPa)

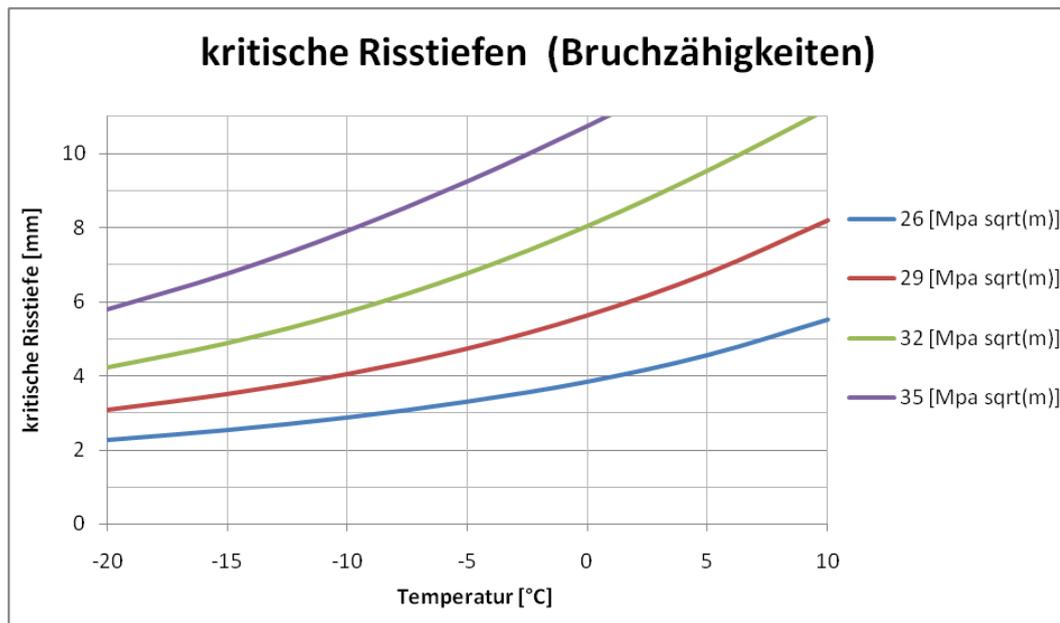


Abbildung 92: kritischen Fehlergrößen (Variation: Bruchzähigkeiten)

Variation der Beanspruchungen

Der dritte Parameter, welcher einen großen Einfluss auf die kritischen Rissgrößen hat, ist die Nominalbeanspruchung im Bereich des Risses. Wurde in den bisher gezeigten Beispielen mit der 3σ -Spannung jene Beanspruchung angesetzt, welche in 99,7 Prozent der Fälle nicht überschritten wird, werden für die hier beschriebene Variation jeweils die an den mobilen Messstellen in Schönenwerd und Cresciano ermittelten Maximalspannungen angesetzt.

Höhere Beanspruchungen sind unmittelbar mit kleineren kritischen Fehlergrößen verbunden. Die Tabellen 29 und 30 geben diese Zusammenhänge für zwei Bruchzähigkeiten bei einer Schientemperatur von -15°C an. Die Abbildung 93 zeigt dieselben Zusammenhänge wiederum über einen größeren Temperaturbereich.

Kritische Fehlergrößen in [mm] bei -15°C							
σ_E 100	σ_{Betrieb}	104,5	118	148			
K_{IC} 29	a_{crit}	3,5	3,1	2,3			

Tabelle 29: Ergebnisse für kritische Risstiefen (Variation der Beanspruchungen σ_{Betrieb} bei konstanter Bruchzähigkeit $K_{IC}=29 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{0,5}$ und konstanten Eigenspannungen $\sigma_E=100 \text{ MPa}$)

Kritische Fehlergrößen in [mm] bei -15°C							
σ_E 100	σ_{Betrieb}	104,5	118	148			
K_{IC} 32	a_{crit}	4,9	4,2	3,1			

Tabelle 30: Ergebnisse für kritische Risstiefen (Variation der Beanspruchungen σ_{Betrieb} bei konstanter Bruchzähigkeit $K_{IC}=32 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{0,5}$ und konstanten Eigenspannungen $\sigma_E=100 \text{ MPa}$)

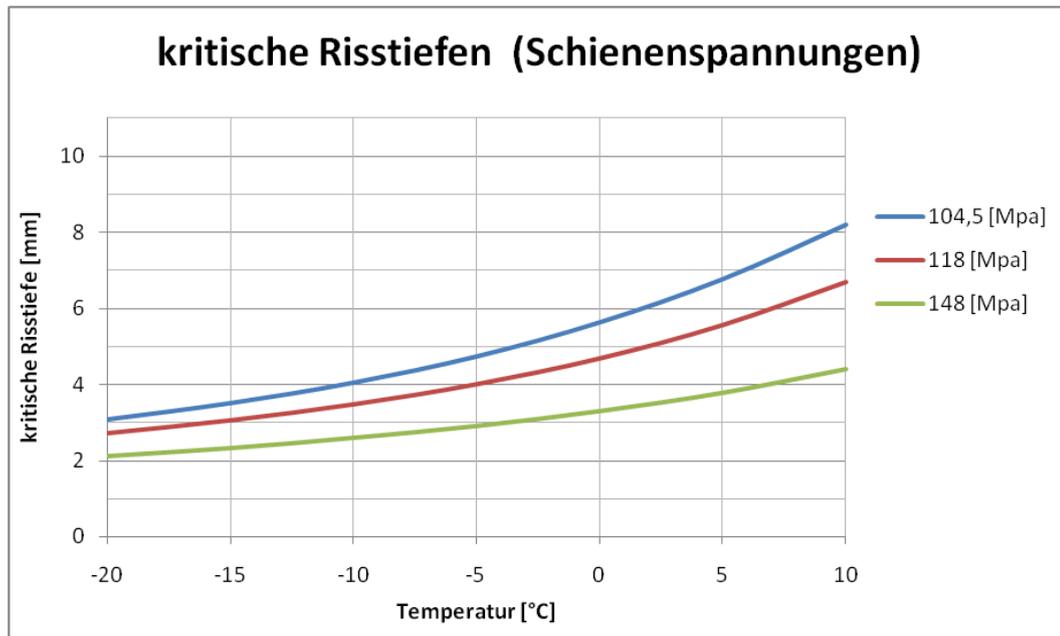


Abbildung 93: kritischen Fehlergrößen (Variation: Beanspruchungen, Bruchzähigkeit $K_{IC}=29\text{MPa}\cdot\text{m}^{\frac{1}{2}}$)

Basierend auf der Parameterstudie kann festgestellt werden:

- Die kritischen Fehlergrößen zeigen eine hohe Abhängigkeit von den angesetzten Randbedingungen.
- Mit zunehmenden Temperaturen nimmt die Variationsbreite der kritischen Fehlergrößen zu. Neben den Eigenspannungen stellt auch die Bruchzähigkeit eine entscheidende Einflussgröße dar.
- Auch wenn für die Berechnungen Eingangsdaten angesetzt werden, welche nicht als konservativ eingeschätzt werden können, kommen sehr kleine Fehlergrößen zustande.

Diese drei wesentlichen Erkenntnisse decken sich mit den Erfahrungswerten und Angaben in der Literatur, bei denen berichtet wird, dass

- (a) die Anzahl von Schienenbrüchen (Ermüdungsbrüche) im Herbst sprunghaft ansteigt und über die Wintermonate auf einem hohen Niveau verbleibt (vgl. Valenta/Varga 2000).
- (b) derartige Schienenbrüche häufig als „*Spröbruch ohne ersichtliche Ursache*“ klassifiziert werden, welche gerne mit dem Attribut „*plötzlich auftretend*“ versehen werden. (vgl. UIC 712 2002).

Für Punkt (a) kann die Begründung in der Tatsache gefunden werden, dass für eine im Gleisnetz eingebaute Schiene sämtliche Parameter mit Ausnahme der Temperatur konstant bleiben. Da nur die Temperatur eine veränderliche Größe darstellt¹⁴⁵ und dieser noch eine hohe Bedeutung zugemessen werden kann, lässt sich dieses Phänomen sehr gut erklären.

Die Tatsache, dass Schienen-Ermüdungsbrüche oftmals nicht direkt dem dem Bruch zugrundeliegenden Schadensmechanismus zugeordnet werden (b), kann mit den ausgesprochen kleinen Abmessungen der Schwingbruchfläche (kritischen Fehlergrößen) begründet werden. Hinzu kommt noch, dass kritische Risstiefen mit Größenordnungen von weniger als 3 [mm] tatsächlich zu einem „plötzlichen“ Versagen führen, da derart kleine Fehlergrößen im Schienenfuß nicht detektiert werden können (Wönhart 2009).

¹⁴⁵ Temperaturschwankungen haben auch einen Einfluss auf die Gleiselastizitäten. Mit tiefen Temperaturen erhöht sich in der Regel die vertikale Gleissteifigkeit, was in weiterer Folge zu einer Reduzierung von Schienenspannungen führt. Der Einfluss der Gleislagequalität auf die einwirkenden Lasten muss jedoch auch berücksichtigt werden.

4.4.3.4 Betrachtung des Schienenfußrands

Im Rahmen der Betrachtung von kritischen Fehlergrößen sollte ähnlich wie bei der Verwendung der Verfahren der klassischen Festigkeitslehre auch kurz auf den Schienenfußrand Bezug genommen werden. Die Untersuchungen für den Schienenfußrand wurden mit Hilfe der Bruchmechaniksoftware NASGRO durchgeführt, wobei für das Verhältnis Risstiefe zu Risslänge a/c drei verschiedene Varianten diskutiert wurden, welche aber keine entscheidende Auswirkungen auf das Ergebnis der kritischen Risstiefe hatten.

Die Ergebnisse der Untersuchungen werden in Tabelle 31 für eine Schienentemperatur von -15°C angegeben. Als Berechnungseingangsdaten dienen für die Radlast $Q_R=10$ [t] und für die Führungskraft $Y=10, 20$ und 30 [kN]. Sowohl für die Q- als auch die Y-Kräfte kamen die Dynamikfaktoren f_Q und f_Y mit dem Wert $2,0$ zur Anwendung. Die Simulation mit NASGRO wurde mit den Rissmodellen SC01 für die Schienenfußmitte (auch schon zuvor verwendet) und CC01 für den Schienenfußrand durchgeführt.

Kritische Fehlergrößen in [mm] bei -15°C							
σ_E 100 / -50	σ_{Betrieb}	SFM	SFR Y=10	SFR Y=20	SFR Y=30		
K_{IC} 26	a_{crit}	2,3	8,0	6,7	5,6		

Tabelle 31: Ergebnisse für kritische Risstiefen (Vergleich von Schienenfußmitte mit dem Schienenfußrand bei konstanten Eigenspannungen σ_E und konstanter Bruchzähigkeit $K_{IC}=26 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{0,5}$)

kritische Risstiefen (SFM - SFR)

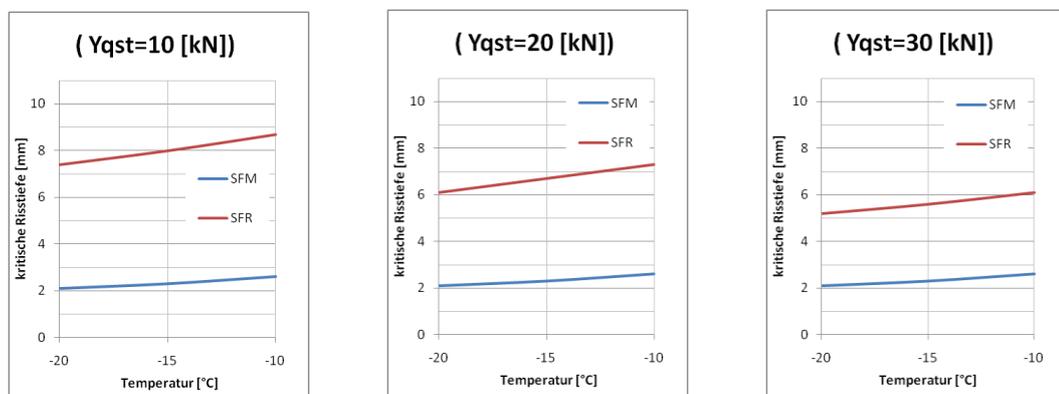


Abbildung 94: kritische Fehlergrößen (Variation: SFM vs. SFR)

Auch für den absoluten Maximalfall mit den Spannungen 116 [MPa] für die Schienenfußmitte und 295 [MPa] für den Schienenfußrand (entspricht einer vertikalen Radlast von $Q_R=11,25$ [t] sowie einer horizontalen Führungskraft $Y=60$ [kN] mit Dynamikfaktoren $f_Q = f_Y = 2,0$) kann festgestellt werden, dass der maßgebende Punkt in der Schienenfußmitte verbleibt bzw. die Betrachtung der Schienenfußmitte ausreichend ist. Bei einer Temperatur von -15°C und einer Bruchzähigkeit von 26 [MPa $\cdot\text{m}^{1/2}$] ergeben sich

- für den Schienenfußrand kritische Fehlergrößen a_{crit} von ca. 3 [mm] ($\sigma_E=-50$ [MPa]) und
- für die Schienenfußmitte kritische Fehlergrößen a_{crit} von ca. 1 [mm] ($\sigma_E=250$ [MPa]) *beziehungsweise*
- für die Schienenfußmitte kritische Fehlergrößen a_{crit} von ca. 2 [mm] ($\sigma_E=100$ [MPa]).

4.4.4 Ermüdungsrisswachstum

Während in allen vorangegangenen Untersuchungen ausschließlich Kollektivhöchstwerte oder statistische Kennwerte von Kollektiven für die Berechnungen herangezogen wurden, kommen für die Untersuchung des Ermüdungsrisswachstums zwei reale Beanspruchungskollektive zur Anwendung. Es handelt sich dabei um die Beanspruchungskollektive

- **Schönenwerd** (SW), gemessen am 6. und 7. Mai 2008 *und*
- **Cresciano** (CR), gemessen am 13. und 14. November 2007.

Basierend auf der Betriebsbelastung an diesen beiden Standorten in hochbelasteten Teilen des Netzes der Schweizerischen Bundesbahnen (welche sich zudem durch unterschiedliche Betriebsbedingungen auszeichnen) und basierend auf Festlegungen der Europäischen Normung wird der Einfluss des Kollektivs auf die Bruchsicherheit / das Ermüdungsrisswachstum von Eisenbahnschienen untersucht

4.4.4.1 Eingangsdaten für die Berechnungen

Für die Simulation des Ermüdungsrisswachstums werden neben dem Beanspruchungskollektiv die Konstanten der Paris-Erdogan-Gleichung sowie der Thresholdwert des Ermüdungsrisswachstums benötigt.

Beanspruchungskollektiv

Das Kollektiv der Spannungsschwingbreiten, welches auf den Messungen an den mobilen Messstellen basiert, muss für die Simulation des Rissfortschritts in ein Kollektiv von zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren umgerechnet werden. Dazu werden die Form und Größe des postulierten Risses und der Geometriefaktor benötigt. Die Form und Größe des Risses ergibt sich - ausgehend von einem Startwert - durch die Berechnung selbst und der Geometriefaktor wird über das Verfahren „A“ (nach Newman-Raju) bestimmt.

Der zyklische Spannungsintensitätsfaktor ergibt sich somit aus der folgenden Beziehung:

$$\Delta K = \Delta \sigma_N * \sqrt{\pi * a} * \frac{1,12 - 0,09 \left(\frac{a}{(7,1 * e^{0,0615 * a})} \right)}{\sqrt{1 + 1,464 * \left(\frac{a}{(7,1 * e^{0,0615 * a})} \right)^{1,65}}}$$

Paris-Gerade

Für die Berechnungen wird die grundlegende Paris-Erdogan Beziehung

$$\frac{da}{dN} = C * \Delta K^m$$

angewendet, die Konstanten C und m werden aus den Festlegungen der europäischen Normung (EN 13674:2008) übernommen. Damit kann sichergestellt werden, dass kein Schienenstahl im Gleis einen Widerstand gegen Ermüdungsrisswachstum aufweisen sollte, welcher geringer ist als der für die Berechnungen angesetzt.

Aus den beiden festgelegten, maximal zulässigen Rissfortschrittsraten bei bestimmten zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren ($da/dN = 17$ [m/10⁹ Lastspiele] für $\Delta K = 10$ [MPa m^{1/2}] und $da/dN = 55$ [m/10⁹ Lastspiele] für $\Delta K = 13,5$ [MPa m^{1/2}]) lassen sich, wie in Abbildung 95 dargestellt, die Faktoren der Paris-Erdogan-Beziehung in einfacher Weise wie folgt bestimmen:

$$C = 2,08 * 10^{-12}$$

$$m = 3,91$$

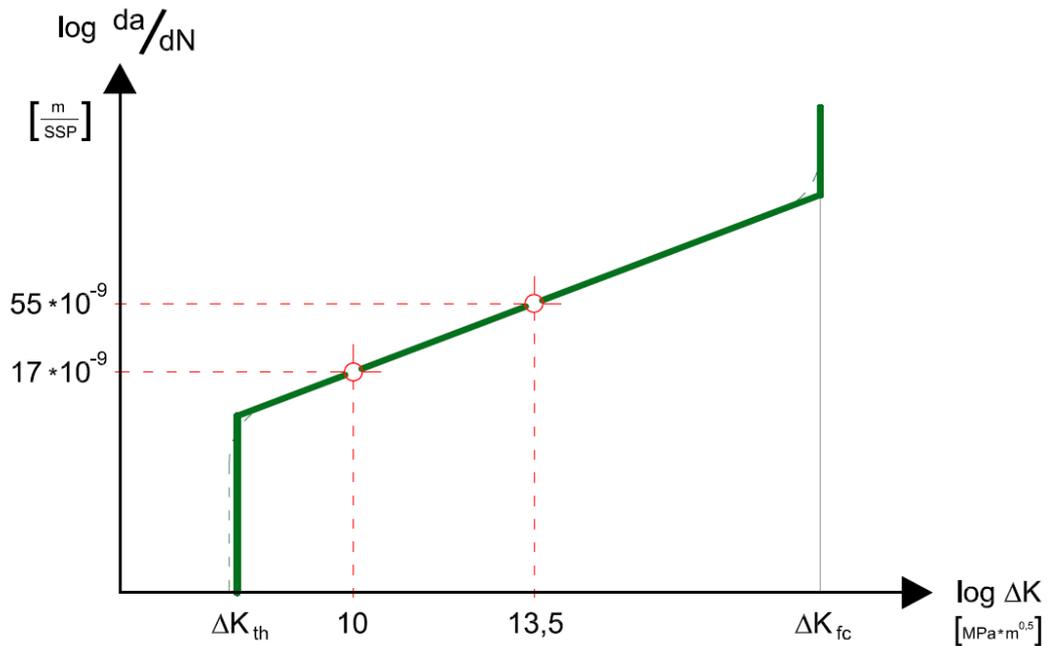


Abbildung 95: Bestimmung der Paris Geraden aus der EN13674 (schematisch)

Die nachfolgende Tabelle gibt einen kleinen Überblick über verschiedene in der Literatur angegebene Faktoren der Paris-Erdogan Gleichung für den Schienenstahl R260. Es sei hier speziell auf die unterschiedlichen Spannungsverhältnisse R hingewiesen, welche für die labortechnischen Versuche herangezogen wurden.

Quelle	Spannungsverhältnis R	C	m
Esveld 2001	<i>unbek.</i>	$5,0 \cdot 10^{-14}$	4,5
	<i>unbek.</i>	$2,3 \cdot 10^{-14}$	4,7
	<i>unbek.</i>	$4,6 \cdot 10^{-14}$	4,4
ORE D156 1965	0,28	$2,24 \cdot 10^{-11}$	2,49
	0,28	$5,12 \cdot 10^{-12}$	2,95
	0,1	$2,45 \cdot 10^{-13}$	4,10
	0,1	$2,36 \cdot 10^{-13}$	4,24
	0	$1,18 \cdot 10^{-13}$	3,63

Tabelle 32: Faktoren der Paris-Erdogan Gleichung

Labortechnische Untersuchungen (auch) an Schienenstählen haben in der Vergangenheit bereits mehrfach gezeigt, dass der Materialwiderstand gegen Rissfortschritt in geeigneter Weise durch die Paris-Gerade beschrieben werden kann. Auch der Einfluss des Spannungsverhältnisses R auf die Paris-

Gerade (kann als Parallelverschiebung angesehen werden) ist in diesen Untersuchungen mit untersucht worden (Demofonti et al. 1998, Parker 1977, Marich 1979).

Somit kann festgehalten werden, dass mit der Verwendung einer aus den Festlegungen der EN 13674:2008 resultierenden Paris-Geraden keine echten Materialkennwerte für die Berechnungen zum Ansatz gebracht werden. Diese Vorgehensweise wird dennoch als sinnvoll erachtet, als damit ein sehr konservativer Ansatz gewählt wird und ein Vergleich der Auswirkungen unterschiedlicher Kollektivformen auf das Ermüdungsrisswachstum ohne Einschränkungen möglich ist.

Auch stellt die Festlegung eines dem Materialwiderstand zugrunde liegenden konstanten Spannungsverhältnisses von $R=0,5$ eine Vereinfachung dar, die bei der Beurteilung der Ergebnisse berücksichtigt werden muss¹⁴⁶.

Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums

Der Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums spielt bei der Einschätzung der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen eine sehr wichtige Rolle, da dieser Wert jenen Teilumfang des Kollektivs bestimmt, welcher einen Beitrag zur Schädigung der Schiene liefert. Er wurde deshalb in der Vergangenheit mehrfach untersucht, Beispiele hierfür können in der entsprechenden Literatur gefunden werden (vgl.: ORE D156 1965, Hellier/Merati 1998, Parker 1977, Demofonti et al. 1998).

Der bestimmende Faktor für die Größenordnung des Schwellenwerts ist das Spannungsverhältnis R des Schwingspiels. In der Literatur wird berichtet, dass im Anwendungsfall Eisenbahnschienen der Unterschied der ermittelten Threshold-Werte für $R=0,5$ und $R=0,1$ annähernd in Größenordnungen des Faktors 2 liegen kann (vgl. Demofonti et al. 1998).

Im Gleis kann das Spannungsverhältnis, also der Quotient aus Minimalspannung und Maximalspannung eines Schwingspiels, für hohe Achslasten und weite Temperaturbereiche sowie verschiedenste Eigenspannungszustände mit Größenordnungen zwischen $R\approx 0,4$ bis $R\approx 0,7$ abgeschätzt werden^{147,148}.

¹⁴⁶ Aus der Vielfalt der einzelnen Schwingspiele eines Kollektivs ergibt sich eine ebenfalls große Vielfalt an unterschiedlichen Spannungsverhältnissen, welche nicht nur durch die Verkehrslast, sondern auch durch die Temperaturspannungen beeinflusst werden. Eine Berücksichtigung des jeweiligen Spannungsverhältnisses würde mit Hinblick auf die derzeitige Datenbasis eher zu einer „scheinbaren“ Genauigkeitserhöhung führen.

¹⁴⁷ Mit zunehmenden Eigenspannungen aber auch mit abnehmenden Schienenspannungen steigen die Spannungsverhältnisse R an. Diese Parameter üben einen deutlich größeren Einfluss auf die Spannungsverhältnisse aus als die Temperaturspannungen. Die einzelne Schiene selbst erfährt jedoch nur eine Variation von verschiedenen Schienentemperaturen.

¹⁴⁸ Die Wahl des Spannungsverhältnisses von $R=0,5$ für labortechnische Prüfungen von bruchmechanischen Kennwerten ist demnach eine realitätsnahe Wahl.

Dies hat zur Folge, dass Schwellenwerte, welche nicht mit Spannungsverhältnissen in diesem Bereich ermittelt werden, zwar das Material hinreichend beschreiben, für die praktische Anwendung jedoch keine Relevanz besitzen. Dies ist bei den Schwellenwerten in einem ORE Forschungsbericht (ORE D156 1965) der Fall, in welchem Werte zwischen 11,9 und 15,2 [MPa·m^{1/2}] für das Spannungsverhältnis $R=0$ angegeben werden. Auch in anderen Publikationen werden für die Beurteilung des Werkstoffs sinnvolle aber für die praktische Anwendung ungeeignete Werte angegeben (vgl. Hellier/Merati 1997).

Diesem Problem kann einerseits mit dem Zusammenhang, welcher zwischen der Paris-Geraden und dem Spannungsverhältnis besteht¹⁴⁹, und andererseits über die Definition des Schwellenwerts begegnet werden. Gemäß ASTM Kodex E647 (ASTM E647 1999) ist der Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums bei einer Rissfortschrittsrate von 10^{-10} [m/Schwingspiel] definiert; das ist jener Bereich, in welchem bei labortechnischen Prüfungen annähernd kein Ermüdungsrisswachstum mehr festgestellt werden kann und die da/dN -Kurve bereits einen vertikalen Verlauf aufweist. Blumenauer gibt hinsichtlich des Threshold-Werts an, dass sich die da/dN -Kurve im Bereich mit Rissfortschrittsraten kleiner als 10^{-8} [m/Schwingspiel] einem unteren Schwellenwert der zyklischen Spannungsintensität nähert, „unterhalb dessen ein vorhandener Anriss nicht mehr ausbreitungsfähig ist.“ (Blumenauer/Pusch 1993)

Für die Berechnungen wurde der Threshold-Wert bei einer Rissfortschrittsrate von 10^{-9} [m/Lastwechsel] definiert, womit dieser genau zwischen den beiden oben angeführten Grenzen zu liegen kommt. Unter Verwendung der Paris-Erdogan Beziehung mit $C=2,08 \cdot 10^{-12}$ und $m=3,91$ ergibt sich ein Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums von $\Delta K_{th} = 5$ [MPa·m^{1/2}]¹⁵⁰.

Dieser Wert wurde mit den Schwellenwerten des ORE Berichts (ORE D156 1965) bei anderen Spannungsverhältnissen überprüft. Für ein Spannungsverhältnis $R=0$ wurden mit den angegebenen C und m Faktoren Schwellenwerte ΔK_{th} ermittelt, welche gut mit den ebenfalls im ORE Bericht angegebenen ΔK_{th} Werten (Versuchsergebnisse) übereinstimmen.

¹⁴⁹ Mit einem erhöhten Spannungsverhältnis kann von einer Parallelverschiebung der Paris-Geraden in Richtung höherer Rissfortschrittsraten ausgegangen werden.

¹⁵⁰ Der Schwellenwert wird für die Berechnungen als Konstante definiert (bei $R=0,5$), d.h. unabhängig von dem tatsächlichen Spannungsverhältnis des jeweiligen Schwingespieles.

4.4.4.2 Durchführung der Berechnungen

Ausgehend von einem bestimmten Startwert wurden mit dem Konzept des stabilen Risswachstums in einem iterativen Prozess die Rissfortschrittsraten für jeweils einen Kollektivdurchlauf (eine bestimmte Kombination aus zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren und dazugehörigen Lastspielzahlen) bestimmt und in weiterer Folge vom Startwert abgezogen. Dieser Vorgang wurde mehrfach wiederholt und nach einem bestimmten Zeitraum (zu welchem bereits sehr kleine Rissabmessungen vorherrschen) abgebrochen.

Basierend auf der Paris-Erdogan Beziehung unter der Verwendung des Geometriekoeffizienten nach Newman und Raju

$$\frac{da}{dN} = C * \left(\Delta\sigma_N * \sqrt{\pi * a} * \frac{1,12 - 0,09 \left(\frac{a}{(7,1 * e^{0,0615*a})} \right)}{\sqrt{1 + 1,464 * \left(\frac{a}{(7,1 * e^{0,0615*a})} \right)^{1,65}}} \right)^m$$

kann mittels Durchführung der Berechnung in kleinen Zeitschritten und durch die Festlegung der Rissabmessungen a und c als unveränderliche Konstanten \bar{a} und \bar{c} ¹⁵¹ dieselbe Paris-Erdogan Gleichung in der folgenden Form angeschrieben werden:

$$\frac{da}{dN} = C * \Delta K(a, c)^m = C * \Delta K(\bar{a}, \bar{c})^m$$

Diese Funktion lässt sich in einfacher Weise integrieren und bei der entsprechenden Festlegung der Integrationsgrenzen (für $N_1=0$ wird ΔN zu N) wie folgt anschreiben:

$$\Delta a = C * \left(\Delta\sigma_N * \sqrt{\pi * \bar{a}} * \frac{1,12 - 0,09 \left(\frac{\bar{a}}{(7,1 * e^{0,0615*\bar{a}})} \right)}{\sqrt{1 + 1,464 * \left(\frac{\bar{a}}{(7,1 * e^{0,0615*\bar{a}})} \right)^{1,65}}} \right)^m * N$$

¹⁵¹ Bei entsprechend kleinen Zeitschritten ist dies eine zulässige Vorgehensweise. Durch die rückwirkende Berechnung des Rissfortschritts ist dieser Ansatz zudem als konservativ zu betrachten.

Auf diese Art und Weise wurden für jede innerhalb des Lastkollektivs auftretende Kombination aus zyklischem Spannungsintensitätsfaktor und dazugehöriger Anzahl an Lastwechseln die einzelnen Teilrissfortschrittsraten berechnet. Aus der Summe der Teilrissfortschrittsraten ergibt sich jenes Risswachstum, welches durch einmaliges Durchlaufen des Lastkollektivs hervorgerufen wird.

$$\Delta a = \sum \Delta a_i \quad \text{mit} \quad \Delta a_i = f(\Delta K_i, N_i)$$

Jedes Lastkollektiv bildet einen Zeitraum von vier Wochen ab. Somit werden ausgehend von einem bestimmten Startwert die Rissabmessungen im vier-Wochen-Rhythmus berechnet, während welcher die Rissabmessungen als „konstant“ angesehen werden. Wie bereits erwähnt stellt dies bei einer rückwirkenden Berechnung einen konservativen Ansatz dar¹⁵².

Insgesamt wurden die Berechnungen mit zwei Startwerten begonnen. Der erste Wert wurde mit 3,5 [mm] Risstiefe angenommen und der zweite Startwert mit 5,0 [mm]¹⁵³. Die Berechnungen selbst wurden mit den

- Original-Lastkollektiven aus Cresciano und Schönenwerd *und* **(A)**
- mit um 10% erhöhten zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren **(B)**

durchgeführt.

Ebenfalls für die Berechnungen wurden

- mit den 3σ -Werten der zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren gedeckelte Lastkollektive, **(C)**
- dieselben Lastkollektive jedoch mit um 10% erhöhten zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren *sowie zusätzlich* **(D)**
- Lastkollektive, in welchen Raddefekte (definiert über die FSD Bedingung) nur mit 50% ihrer Häufigkeit berücksichtigt werden und die restlichen 50% mit den Radlasten ohne Raddefekt, **(E)**

¹⁵² Zusätzlich zu den herkömmlichen Berechnungen wurden auch Untersuchungen mit verkürzten Zeitschritten durchgeführt, welche diese Vorgehensweise mit Rechenergebnissen rechtfertigen konnten.

¹⁵³ Die Werte von 3,5 [mm] und 5,0 [mm] ergeben sich für die Kombinationen aus $K_{IC}=29$ [MPa·m^{1/2}], $\sigma_E=100$ [MPa], $\sigma_B=104,5$ und -15°C beziehungsweise für eine Bruchzähigkeit K_{IC} von 32 [MPa·m^{1/2}]. Der Wert von 3,5 [mm] ist jedenfalls bereits als kritisch einzustufen.

verwendet, um über verschiedene Berechnungsannahmen die Sensitivität der Ergebnisse auf Parameterveränderungen zu untersuchen. In einem dritten Bearbeitungsschritt wurden diese Kollektive auch Untersuchungen mit labortechnisch ermittelten da/dN -Kurven (jedoch bei nicht repräsentativen Spannungsverhältnissen) unterzogen.

4.4.4.3 Ergebnisse für Schönenwerd

Für den hoch belasteten Streckenabschnitt bei Schönenwerd kann unter den definierten Randbedingungen ein Risswachstum festgestellt werden, welches am ehesten mit einer Potenzfunktion beschrieben werden kann. Während sich bei größeren Rissabmessungen ($a \approx 3$ [mm] bzw. $a \approx 5$ [mm]) Rissfortschrittsraten im Bereich von 0,5 [mm/Monat] bis 0,7 [mm/Monat] ergeben, findet bei kleineren Abmessungen des Fehlers ($a \approx 1$ [mm]) nur ein sehr geringes Wachstum im Bereich von 0,02 [mm/Monat] statt, welches mit kleiner werdenden Rissabmessungen fast vollständig zum Erliegen kommt.

In den folgenden Tabellen 33 und 34 wird die Rissentwicklung in den letzten 16 Wochen vor dem angenommenen Versagen - definiert bei einem Riss mit der Risstiefe von 3,5 [mm] bzw. 5 [mm] - angegeben, da damit der Bereich der größten Veränderungen der Fehlergröße der Schiene dargestellt wird. Angegeben wird die Entwicklung der Risstiefe für alle Varianten (A) bis (E), wobei schon in diesen Tabellen offensichtlich wird, dass sich nicht die Maximalbeanspruchungen für die großen Rissfortschrittsraten verantwortlich zeigen, sondern offenbar ein großer Teilumfang des Kollektivs.

<i>SW</i>	<i>Risstiefen in [mm]</i>				
<i>Fall</i>	<i>bei Versagen</i>	<i>4 Wochen vor Versagen</i>	<i>8 Wochen vor Versagen</i>	<i>12 Wochen vor Versagen</i>	<i>16 Wochen vor Versagen</i>
(A)	3,50	3,02	2,64	2,33	2,08
(B)	3,50	2,76	2,24	1,88	1,61
(C)	3,50	3,02	2,65	2,34	2,09
(D)	3,50	2,78	2,26	1,90	1,63
(E)	3,50	3,05	2,69	2,39	2,14

Tabelle 33: Risstiefen in Schönenwerd (SW) in den letzten 16 Wochen vor Versagen (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 3,5$ [mm])

<i>SW</i>	<i>Risstiefen in [mm]</i>				
<i>Fall</i>	<i>bei Versagen</i>	<i>4 Wochen vor Versagen</i>	<i>8 Wochen vor Versagen</i>	<i>12 Wochen vor Versagen</i>	<i>16 Wochen vor Versagen</i>
(A)	5,00	4,23	3,61	3,11	2,71
(B)	5,00	3,83	3,00	4,42	2,01
(C)	5,00	4,24	3,63	3,13	2,73
(D)	5,00	3,85	3,03	2,45	2,04
(E)	5,00	4,28	3,69	3,20	2,81

Tabelle 34: Risstiefen in Schönenwerd (SW) in den letzten 16 Wochen vor Versagen (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 5,0$ [mm])

Die Abbildungen 96 und 97 geben diese Zusammenhänge über zwei größere Betrachtungszeiträume in graphischer Form wieder.

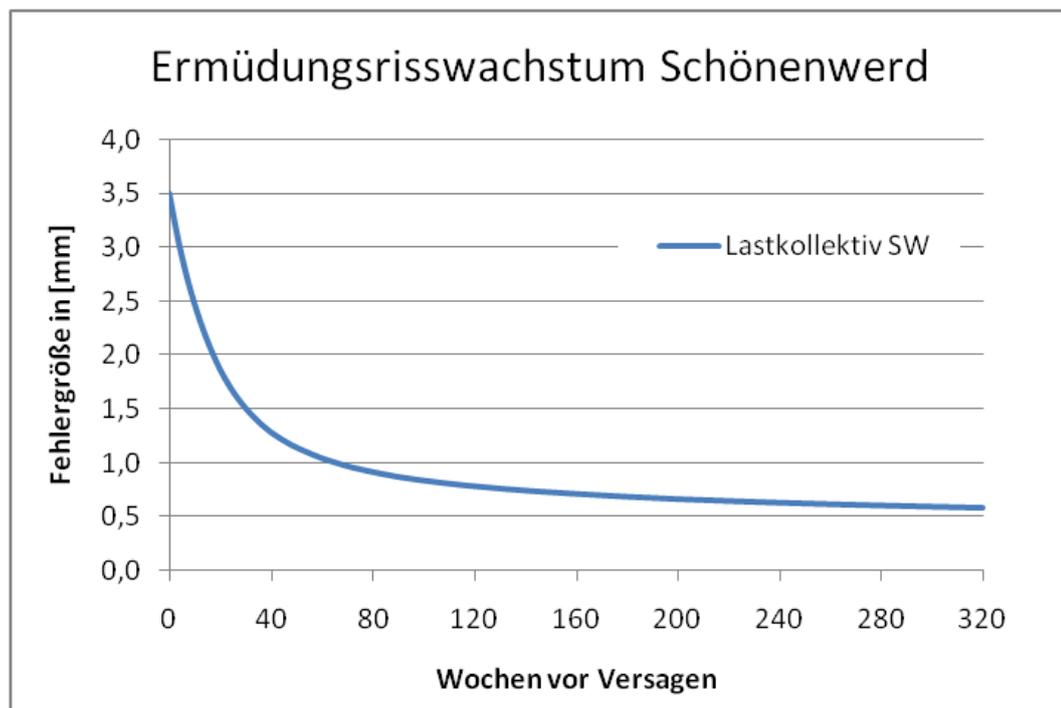


Abbildung 96: Risstiefen in Schönenwerd (SW) über einen Betrachtungszeitraum von 6 Jahren (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 3,5$ [mm])

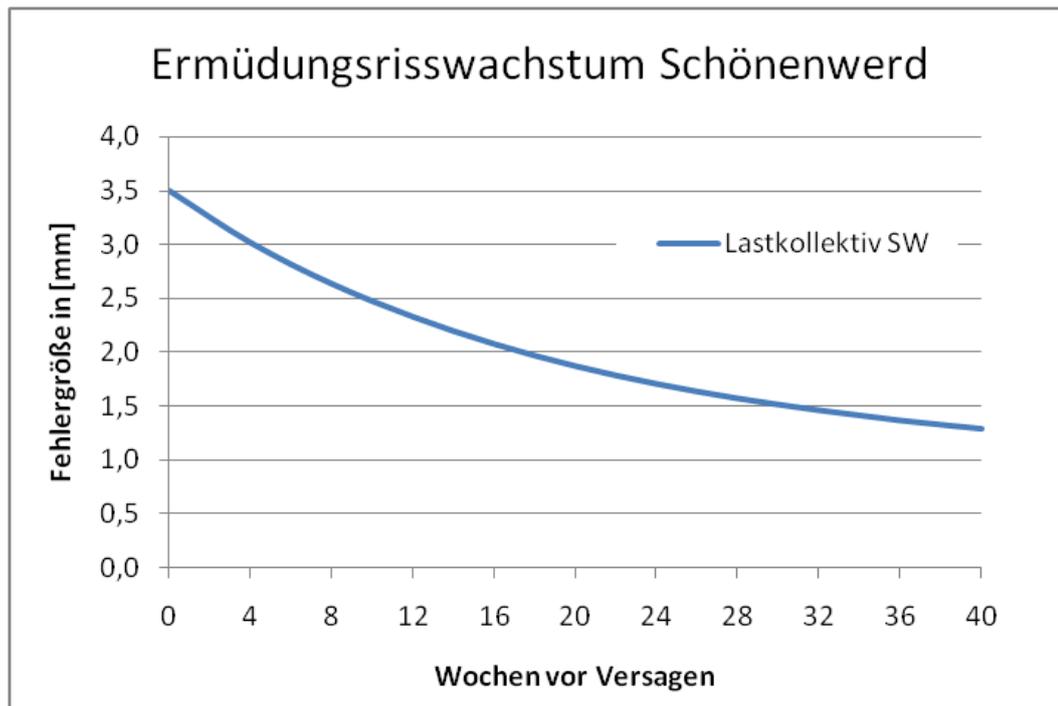


Abbildung 97: Risstiefen in Schönenwerd (SW) über einen Betrachtungszeitraum von 9 Monaten (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 3,5$ [mm])

Bei der Beurteilung der Ergebnisse muss berücksichtigt werden, dass es sich bei den berechneten Rissfortschrittsraten nicht um Werte handelt, welche auf realen Werkstoffkennwerten basieren. Dennoch stellen die Ergebnisse einen Grenzfall dar, da der Materialwiderstand gegen Rissfortschritt über die Mindestanforderungen der EN 13674 definiert wurde. Aus diesem Grund sollte sich keine eingebaute Schiene schlechter verhalten, als hier berechnet wurde.

4.4.4.4 Ergebnisse für Cresciano

Sehr ähnlich stellt sich die Lage auch mit Belastungsdaten dar, welche an der mobilen Messstelle in Cresciano ermittelt wurden. Es handelt sich bei diesem Standort an der Gotthard Südrampe ebenfalls um eine hochbelastete Strecke im Netz der Schweizerischen Bundesbahnen, welche primär durch ein sehr hohes Güterverkehrsaufkommen charakterisiert wird.

Bei größeren Rissabmessungen ($a \approx 3$ [mm] bzw. $a \approx 5$ [mm]) wird für diesen Standort ein Risswachstum im Bereich von 0,3 [mm/Monat] bis 0,5 [mm/Monat] ermittelt, bei kleineren Abmessungen des Fehlers ($a \approx 1$ [mm]) ergibt sich ein den Ergebnissen für Schönenwerd sehr ähnlicher Rissfortschritt im Bereich von wenigen Hundertstel-Millimetern für den Betrachtungszeitraum von jeweils vier Wochen. Auch für Cresciano kommt das

Risswachstum in weiterer Folge nahezu zum Erliegen. Es sei hier speziell darauf hingewiesen, dass die Werte für Schönenwerd und Cresciano nicht direkt verglichen werden können, da zwei gänzlich unterschiedliche Kollektive mit unterschiedlichen Zugzahlen den Berechnungen zu Grunde liegen.

<i>CR</i>	<i>Risstiefen in [mm]</i>				
<i>Fall</i>	<i>bei Versagen</i>	<i>4 Wochen vor Versagen</i>	<i>8 Wochen vor Versagen</i>	<i>12 Wochen vor Versagen</i>	<i>16 Wochen vor Versagen</i>
(A)	3,50	3,16	2,87	2,62	2,40
(B)	3,50	2,99	2,59	2,26	2,00
(C)	3,50	3,16	2,87	2,62	2,40
(D)	3,50	3,00	2,59	2,27	2,01
(E)	3,50	3,17	2,88	2,63	2,41

Tabelle 35: Risstiefen in Cresciano (CR) in den letzten 16 Wochen vor Versagen (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 3,5$ [mm])

<i>CR</i>	<i>Risstiefen in [mm]</i>				
<i>Fall</i>	<i>bei Versagen</i>	<i>4 Wochen vor Versagen</i>	<i>8 Wochen vor Versagen</i>	<i>12 Wochen vor Versagen</i>	<i>16 Wochen vor Versagen</i>
(A)	5,00	4,47	4,01	3,60	3,25
(B)	5,00	4,21	3,57	3,05	2,63
(C)	5,00	4,47	4,01	3,61	3,26
(D)	5,00	4,22	3,57	3,06	2,64
(E)	5,00	4,48	4,02	3,62	3,28

Tabelle 36: Risstiefen in Cresciano (CR) in den letzten 16 Wochen vor Versagen (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 5,0$ [mm])

Die Abbildungen 98 und 99 geben diese Zusammenhänge über zwei größere Betrachtungszeiträume in graphischer Form wieder.

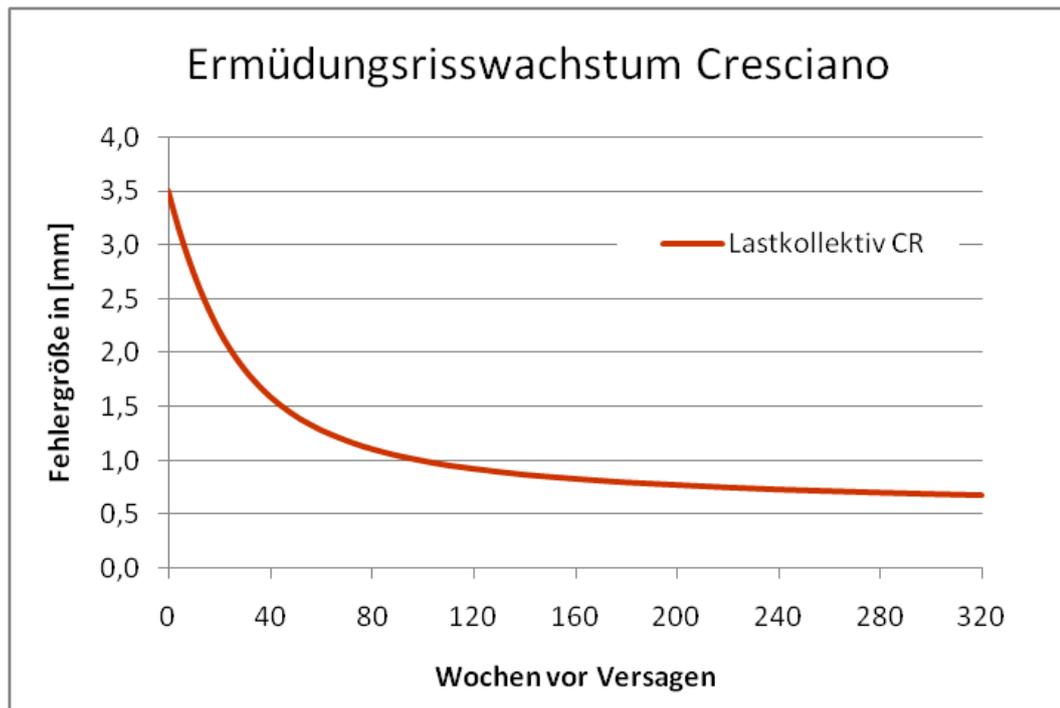


Abbildung 98: Risstiefen in Cresciano (CR) über einen Betrachtungszeitraum von 6 Jahren (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 3,5$ [mm])

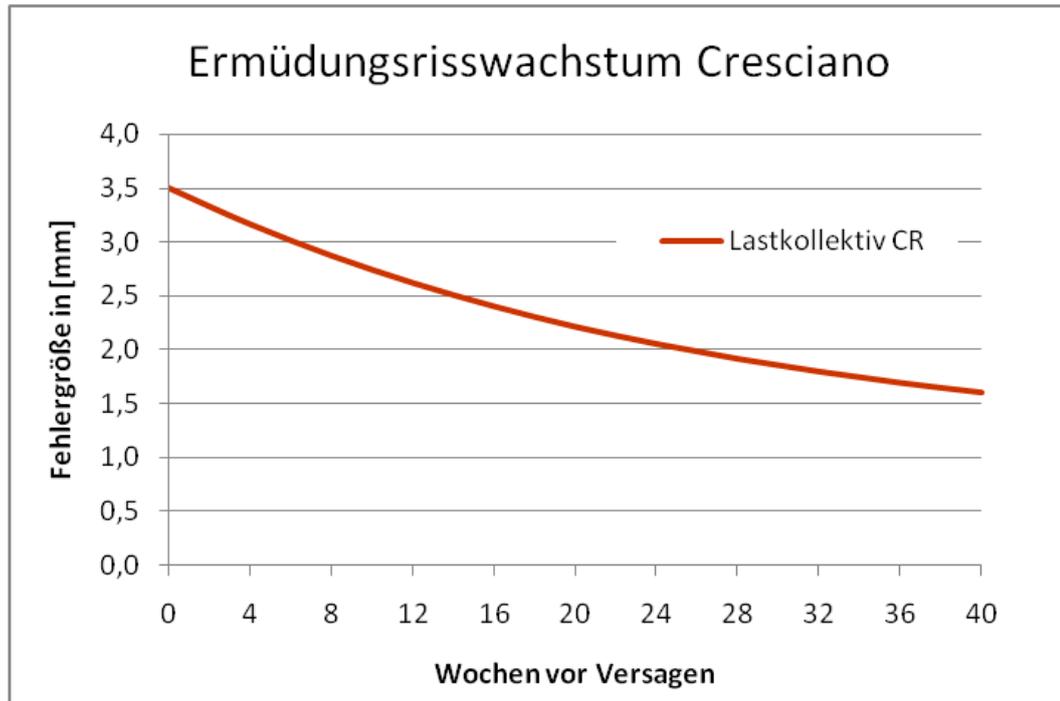


Abbildung 99: Risstiefen in Cresciano (CR) über einen Betrachtungszeitraum von 9 Monaten (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 3,5$ [mm])

Auch für den Betrachtungsfall Cresciano kann festgestellt werden, dass eine Deckelung der zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren mit deren 3σ -Wert zu keiner nennenswerten Verzögerung des Rissfortschritts führt, während die Erhöhung des gesamten Kollektivs um 10% zu einer beträchtlichen Beschleunigung des Risswachstums führt. Auch der theoretische Fall einer Verringerung der Anzahl von Raddefekten kann - zumindest im Endstadium des Rissfortschritts - zu keiner Verbesserung der Situation mehr beitragen.

4.4.4.5 Vergleich der Ergebnisse

Bei dem Vergleich der Berechnungsergebnisse für Schönenwerd und Cresciano ist zu berücksichtigen, dass die Lastkollektive dieser beiden Standorte nicht nur sehr unterschiedliche Kollektivformen besitzen, sondern auch deutlich unterschiedlich große Anzahlen von Lastwechseln.

In den Abbildungen 100 und 101 werden jeweils der Rissfortschritt für die Original-Lastkollektive aus Schönenwerd und Cresciano miteinander verglichen. In dieser Abbildung zeigen sich ausgehend vom definierten Eintritt des Versagens für den Standort Schönenwerd deutlich geringere Rissgrößen, welche durch ein schnelleres Risswachstum hervorgerufen werden. Der beschleunigte Rissfortschritt (siehe Abbildung 102) kann durch die hohe Anzahl an Zugsüberfahrten begründet werden.

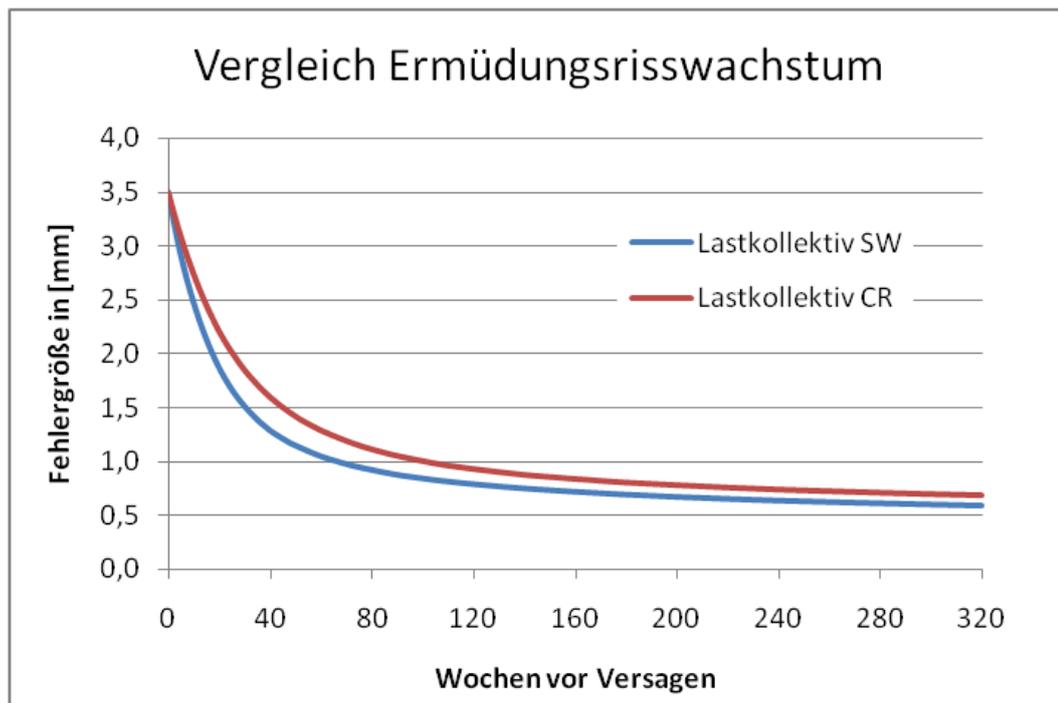


Abbildung 100: Vergleich der Risstiefen in Cresciano (CR) und Schönenwerd (SW) über einen Betrachtungszeitraum von 6 Jahren (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 3,5$ [mm])

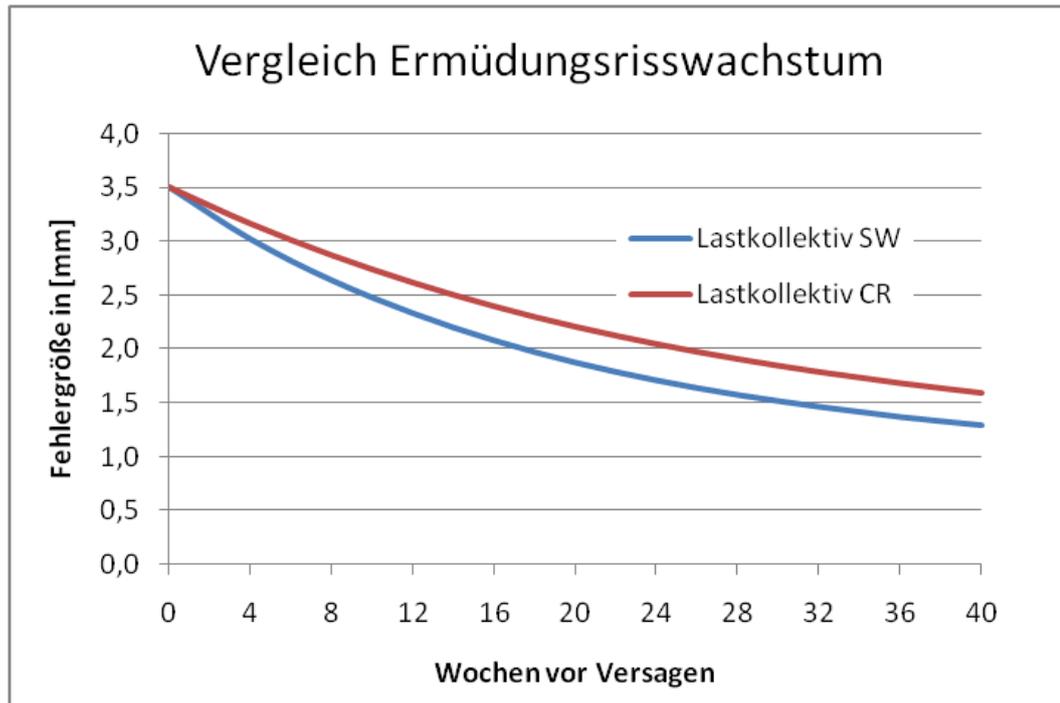


Abbildung 101: Vergleich der Risstiefen in Cresciano (CR) und Schönenwerd (SW) über einen Betrachtungszeitraum von 9 Monaten (entspricht Rissfortschritt bis $a_{BRUCH} = 3,5$ [mm])

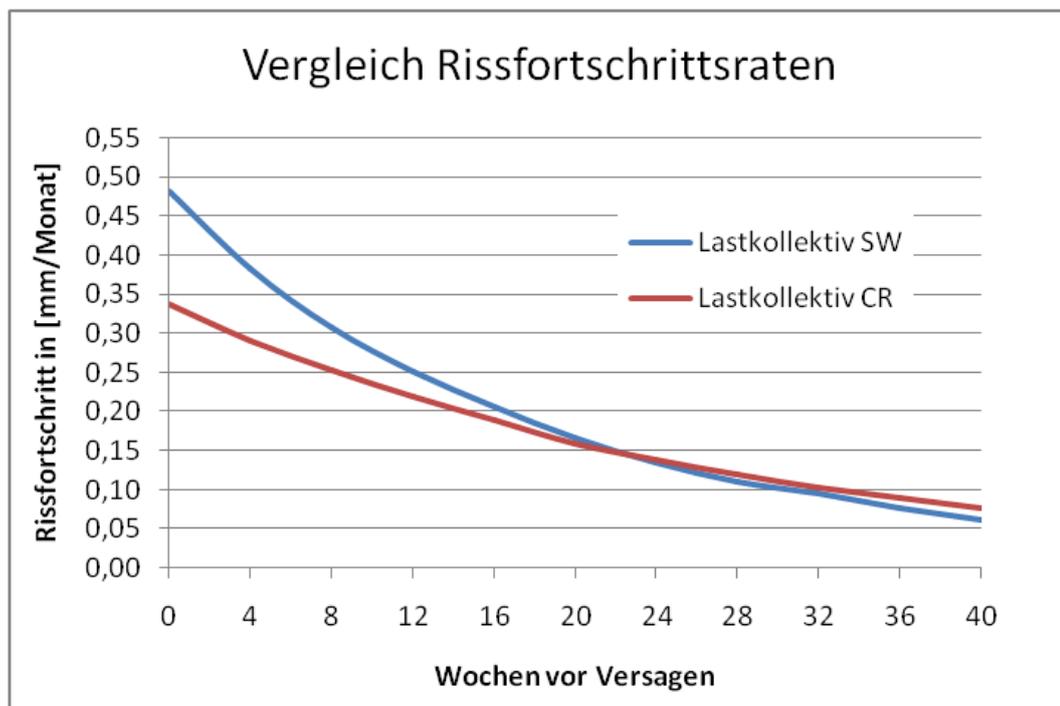


Abbildung 102: Vergleich der Rissfortschrittsraten in Cresciano (CR) und Schönenwerd (SW) über einen Betrachtungszeitraum von 9 Monaten

Die unterschiedlichen Rissfortschrittsraten werden in Tabelle 37 zusätzlich in tabellarischer Form für jeweils vier Wochen in einem Zeitraum beginnend mit 16 Wochen vor dem definierten Versagen angegeben. Aus dieser Tabelle wird ersichtlich, dass, obwohl in Cresciano im Vergleich zum Standort Schönenwerd um 60% weniger Züge verkehren, sich die Rissfortschrittsraten nur um 10% bis 30% verringern.

	ZÜGE	GBT	Rissfortschritt Δa [mm]			
			0 bis -4 Wochen	-4 bis -8 Wochen	-8 bis -12 Wochen	-12 bis -16 Wochen
SW	299	90.000	0,45	0,36	0,29	0,25
CR	126	56.000	0,33	0,29	0,25	0,22
FAKTOR	0,4	0,62	0,7	0,8	0,9	0,9

Tabelle 37: Vergleich der Rissfortschrittsraten (Schönenwerd und Cresciano)

Noch deutlicher werden diese Zusammenhänge, wenn die Rissfortschrittsraten in Cresciano auf die Zugzahlen von Schönenwerd normiert werden (Tabelle 38). Bei einer hinsichtlich Zuganzahl einheitlichen Vergleichsgrundlage wird ersichtlich, dass das Risswachstum in Cresciano (nahezu) doppelt so schnell voranschreitet als dies in Schönenwerd der Fall ist.

	ZÜGE	GBT	Rissfortschritt Δa [mm]			
			0 bis -4 Wochen	-4 bis -8 Wochen	-8 bis -12 Wochen	-12 bis -16 Wochen
SW	299	x	0,45	0,36	0,29	0,25
CR*	299	x	0,78	0,69	0,59	0,52
FAKTOR	1,0	x	1,7	1,9	2,0	2,1

Tabelle 38: Vergleich der Rissfortschrittsraten (Schönenwerd und Cresciano normiert)

Der Rissfortschritt ist demnach nicht ausschließlich der Zuganzahl (dem Kollektivumfang) zuzuordnen. Der maßgebende Einfluss der Kollektivform zeigt sich auch dadurch, dass selbst eine Normierung auf die täglichen Gesamtbruttotonnen in Schönenwerd zu nicht gleichwertigen Rissfortschrittsraten für beide Standorte führt (Tabelle 39).

	ZÜGE	GBT	Rissfortschritt Δa [mm]			
			0 bis -4 Wochen	-4 bis -8 Wochen	-8 bis -12 Wochen	-12 bis -16 Wochen
SW	x	90.000	0,45	0,36	0,29	0,25
CR*	x	90.000	0,53	0,47	0,40	0,35
FAKTOR	x	1,00	1,2	1,3	1,4	1,4

Tabelle 39: Vergleich der Rissfortschrittsraten (Schönenwerd und Cresciano normiert)

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass an den beiden Beispielen Schönenwerd und Cresciano der Einfluss der Streckenrandbedingungen (Betriebsführung, vorherrschende Betriebsart etc.) auf das Lebensdauerverhalten von Eisenbahnschienen in sehr guter Anschaulichkeit dargestellt werden kann.

Über die Kenntnis von normierten Rissfortschrittsraten zur guten Vergleichbarkeit von unterschiedlichen Strecken mit unterschiedlichen Randbedingungen hinaus, sind auch die in Kapitel 4.4.4.3 und 4.4.4.4 nicht direkt vergleichbaren, örtlichen vorherrschenden Rissfortschrittsraten von Interesse. Diese können Hinweise für die Einschätzung von im Gleis auftretenden Schienenfehlern hinsichtlich ihrer Gefährlichkeit liefern und zudem auch Zeiträume definieren, welche für eine sichere Behebung zur Verfügung stehen. Dies gilt jedoch nur unter der Annahme, dass Fehler rechtzeitig gefunden werden.

4.4.4.6 Zusätzliche Auswertungen

Aus den Ergebnissen der Berechnungen des Ermüdungsrisswachstums, aber auch aus den Annahmen, die diesen Berechnungen zu Grunde liegen, ergeben sich drei grundsätzliche Fragestellungen. Diese werden im Rahmen von zusätzlichen Auswertungen behandelt und können wie folgt definiert werden:

- (1) Welche Ergebnisse werden mit Berechnungen erzielt, die auf Basis von realen Werkstoffdaten (Paris Geraden) durchgeführt werden, auch wenn die zugrunde liegenden Spannungsverhältnisse nicht den Gegebenheiten im Gleis entsprechen?
- (2) Welche Spannungsverhältnisse treten in der Realität auf?
- (3) Welche Bereiche der Lastkollektive zeichnen primär für das Ermüdungsrisswachstum verantwortlich?

Die Beantwortung dieser drei Fragestellungen soll die bisher erzielten Ergebnisse um zusätzliche Erkenntnisse erweitern und in weiterer Folge ein besseres Verständnis für Festlegungen von Werkstoffprüfungen liefern.

Verwendung von realen Werkstoffdaten

Die Verwendung von Werkstoffdaten, welche nicht unter im Gleis vorherrschenden Randbedingungen ermittelt wurden, führt zu für die Praxis nicht relevanten Ergebnissen. Die in der Literatur üblicherweise angegebenen Werkstoffkennwerte hinsichtlich Ermüdungsrisswachstum wurden mit

Spannungsverhältnissen im Bereich zwischen $R=0$ bis $R=0,3$ ermittelt, was nicht nur Auswirkungen auf die Lage und Neigung der Paris-Geraden hat, sondern auch den in der Praxis bedeutenden Threshold-Wert in hohem Maß beeinflusst.

Dennoch wurden zusätzliche Risswachstumsanalysen auch mit derartigen Kennwerten (Quelle: ORE D156 1965) durchgeführt, um weitere Informationen für die Bewertung dieses Phänomens zu erhalten. Die Ergebnisse für Schönenwerd sind in Tabelle 41 angegeben, die Ergebnisse für Cresciano in Tabelle 42. Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, dass die zeitliche Skalierung für diese Tabellen anders gewählt wurde als in den vorangegangenen Darstellungen und einen weitaus größeren Zeitraum abdeckt.

Da hinsichtlich der Schwellenwerte des Ermüdungsrisswachstums ΔK_{th} für die angegebenen Parameter der Paris-Erdogan Beziehung in der ORE D156 keine Angaben gemacht werden, erfolgt deren Ermittlung in Analogie zu der Vorgangsweise, welche für die vorangegangenen Untersuchungen gewählt wurde. Der zyklische Spannungsintensitätsfaktor, welcher sich bei einer Rissfortschrittsrate von 10^{-9} [m/Lastwechsel] einstellt, wird als Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums definiert.

<i>Nr</i>	<i>Quelle</i>	<i>R</i>	<i>C</i>	<i>m</i>
<i>(M1)</i>	<i>EN 13674</i>	<i>0,5</i>	$2,08 \cdot 10^{-12}$	<i>3,91</i>
<i>(M2)</i>	<i>ORE D156</i>	<i>0,28</i>	$2,24 \cdot 10^{-11}$	<i>2,49</i>
<i>(M3)</i>		<i>0,28</i>	$5,12 \cdot 10^{-12}$	<i>2,95</i>
<i>(M4)</i>		<i>0,1</i>	$2,45 \cdot 10^{-13}$	<i>4,10</i>
<i>(M5)</i>		<i>0,1</i>	$2,36 \cdot 10^{-13}$	<i>4,24</i>

Tabelle 40: Eingangsdaten für die Berechnungen

Vorab wird auch darauf hingewiesen, dass die mit (2) und (3) angegebenen Materialkennwerte, obwohl unter vergleichbaren Bedingungen ermittelt, stark voneinander abweichen. Dies wird auch im ORE Bericht D156 festgehalten (ORE D156 1965).

<i>SW</i>		<i>Risstiefen in [mm]</i>						
<i>Quelle</i>	<i>R</i>	ΔK_{th}	<i>bei Versagen</i>	<i>4 Wochen vor Versagen</i>	<i>8 Wochen vor Versagen</i>	<i>32 Wochen vor Versagen</i>	<i>108 Wochen vor Versagen</i>	
(M1)	CEN	0,5	5	3,50	3,02	2,64	1,46	0,82
(M2)	ORE D156	0,28	5	3,50	3,20	2,93	1,83	0,90
(M3)	ORE D156	0,28	6	3,50	3,36	3,23	2,58	1,62
(M4)	ORE D156	0,1	7,6	3,50	3,46	3,42	3,19	2,67
(M5)	ORE D156	0,1	7,2	3,50	3,43	3,36	3,03	2,37

Tabelle 41: Risstiefen zu unterschiedlichen Zeitpunkten vor dem angenommenen Versagen (entspricht dem Rissfortschritt) in Schönenwerd, durchgeführt mit unterschiedlichen Werkstoffkennwerten

<i>CR</i>		<i>Risstiefen in [mm]</i>						
<i>Quelle</i>	<i>R</i>	ΔK_{th}	<i>bei Versagen</i>	<i>4 Wochen vor Versagen</i>	<i>8 Wochen vor Versagen</i>	<i>32 Wochen vor Versagen</i>	<i>108 Wochen vor Versagen</i>	
(M1)	CEN	0,5	5	3,50	3,16	2,87	1,79	0,97
(M2)	ORE D156	0,28	5	3,50	3,29	3,09	2,15	1,09
(M3)	ORE D156	0,28	6	3,50	3,40	3,30	2,81	1,92
(M4)	ORE D156	0,1	7,6	3,50	3,47	3,44	3,29	2,90
(M5)	ORE D156	0,1	7,2	3,50	3,45	3,41	3,17	2,64

Tabelle 42: Risstiefen zu unterschiedlichen Zeitpunkten vor dem angenommenen Versagen (entspricht dem Rissfortschritt) in Cresciano, durchgeführt mit unterschiedlichen Werkstoffkennwerten

Diese beiden Tabellen demonstrieren in anschaulicher Weise den großen Einfluss des Spannungsverhältnisses auf die Ergebnisse. Sowohl für den Anwendungsfall Schönenwerd als auch für Cresciano kann eine relativ gute Übereinstimmung der Ergebnisse, zu deren Ermittlung die Materialkennwerte (M1) und (M2) herangezogen wurden, festgestellt werden, während die übrigen Ergebnisse aufgrund der unterschiedlichen Prüfrandbedingungen (Spannungsverhältnisse R) stark von den mit (M1) ermittelten Rissabmessungen abweichen.

Die Ursache für diese großen Unterschiede kann in den Schwellenwerten des Ermüdungsrisswachstums gefunden werden, welche Werte zwischen 5 [MPa·m^{1/2}] und 7,6 [MPa·m^{1/2}] annehmen und jenen Teil des Kollektivs bestimmen, welcher einen Beitrag zum Rissfortschritt liefert. In Tabelle 43 werden für verschiedene Risstiefen jene Spannungsschwingbreiten und in weiterer Folge jene dynamischen Radlasten¹⁵⁴ angegeben, welche dem Schwellenwert des Ermüdungsrisswachstums entsprechen.

Am Beispiel eines Risses mit der Tiefe $a=2$ [mm] zeigt sich, dass bei einem Schwellenwert von 5 [MPa·m^{1/2}] bereits dynamische Radlasten in der Höhe von ca. 7 [t] zu einem Rissfortschritt führen, während dies bei einem Schwellenwert von 7 [MPa·m^{1/2}] erst bei ca. 10 [t] der Fall ist. Bereits dieses eine Beispiel demonstriert den großen Einfluss, welcher vom Schwellenwert auf das Ermüdungsrisswachstum ausgeübt wird.

ΔK_{th}	Risstiefe a [mm]									
	1,5		2,0		2,5		3,0		3,5	
	$\Delta\sigma$ [Mpa]	$Q_{R,dyn,EAX}$ [t]								
3	42	4,9	37	4,3	34	4,0	32	3,7	30	3,6
4	55	6,5	49	5,8	45	5,3	43	5,0	40	4,7
5	69	8,1	62	7,2	57	6,6	53	6,2	51	5,9
6	83	9,7	74	8,7	68	8,0	64	7,5	61	7,1
7	97	11,4	86	10,1	79	9,3	74	8,7	71	8,3
8	111	13,0	99	11,6	91	10,6	85	10,0	81	9,5
9	125	14,6	111	13,0	102	12,0	96	11,2	91	10,7
10	138	16,2	123	14,5	113	13,3	106	12,5	101	11,9

Tabelle 43: Zusammenhang zwischen Threshold-Werten, Rissgeometrien und Spannungsschwingbreiten sowie dynamische Radlasten

¹⁵⁴ Die aus den Spannungsschwingbreiten ermittelten dynamischen Radlasten entsprechen den Radlasten einer einzelnen Achse bei einem Gleis, welches mit einem Bettungsmodul $C \approx 0,15$ [N/mm³] beschrieben werden kann.

Spannungsverhältnisse

Ausgehend von der Erkenntnis, dass die Spannungsverhältnisse einen derart großen Einfluss auf den Rissfortschritt haben, wurden die in Schönenwerd und Cresciano ermittelten Kollektive hinsichtlich der dort vertretenen Spannungsverhältnisse untersucht.

Für diese Auswertungen wurden eine Neutraltemperatur von 20°C und Eigenspannungen in Schienenfußmitte in der Höhe von 100 [MPa] angenommen. Zudem wurden in der Abbildung nur Spannungsschwingbreiten aus der Betriebsbeanspruchung mit einem Wert über 45 [MPa] berücksichtigt, was in etwa Radlasten im Bereich von 5 [t] entspricht. Dadurch sollte der für das Ermüdungsrisswachstum relevante Bereich hervorgehoben werden.

Die Abbildungen 103 und 104 zeigen diese Zusammenhänge für die Standorte Schönenwerd und Cresciano. In beiden Abbildungen zeigt sich sehr deutlich, dass mit zunehmender Spannungsschwingbreite das Spannungsverhältnis sinkt. Im Bereich von Schientemperaturen zwischen 0°C und +20°C, dem dominierenden Bereich der Schientemperaturen (vgl. Kopp 1970), bewegen sich die Spannungsverhältnisse für die Mehrzahl der Spannungsschwingbreiten zwischen $R \approx 0,4$ und $R \approx 0,75$. Auch innerhalb eines Temperaturbereichs schwanken die Spannungsverhältnisse um einen Mittelwert für die Mehrzahl der auftretenden Kombinationen um etwa $\pm 0,15$.

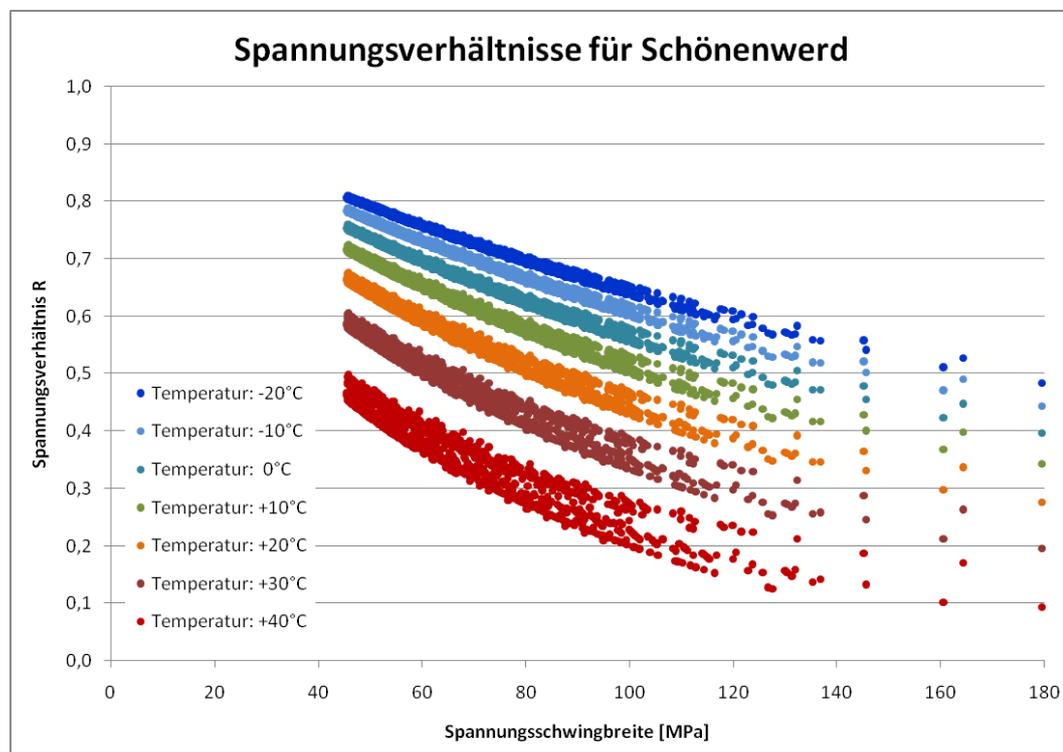


Abbildung 103: Spannungsverhältnisse in Schönenwerd ausgewertet für unterschiedliche Schientemperaturen

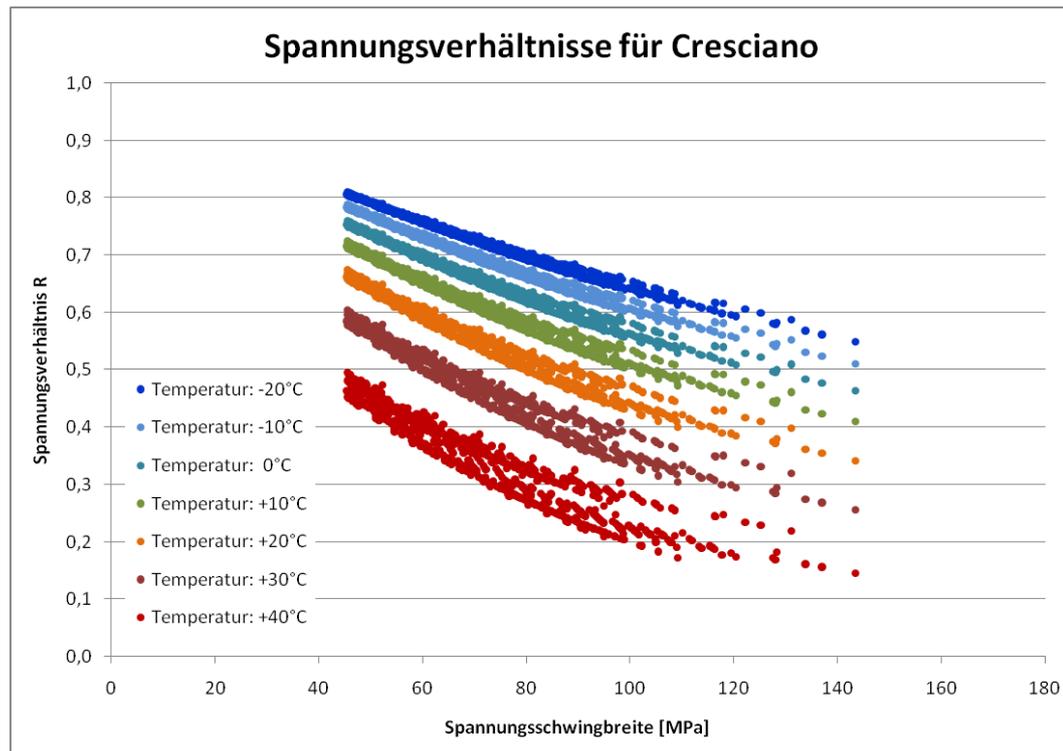


Abbildung 104: Spannungsverhältnisse in Cresciano ausgewertet für unterschiedliche Schientemperaturen

Relevante Kollektivbereiche

Die Ergebnisse des berechneten Ermüdungsrischwachstums für unterschiedliche Lastkollektive (A) bis (E), zeigen, dass sich mit einer Deckelung der zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren keine signifikanten Veränderungen der Restlebensdauern ergeben. Aus diesem Grund sollte im Rahmen der zusätzlichen Auswertungen für zwei Stadien des Risswachstums untersucht werden, welche Kollektivbereiche einen Beitrag zum Rissfortschritt liefern und welche Beanspruchungen innerhalb dieser Bereiche hauptsächlich für das Risswachstum verantwortlich sind.

Für die beiden Stadien des Risswachstums definiert durch die Rissgrößen $a = 3,5$ [mm] (letzte vier Wochen) und $a = 1$ [mm] wurden ausgehend von den originalen Kollektiven für Cresciano und Schönenwerd die folgenden beiden Punkte ausgewertet:

- Einzelrissfortschritt hervorgerufen durch ein einzelnes Schwingenspiel mit dem entsprechenden zyklischen Spannungsintensitätsfaktor
(Bezeichnung im Diagramm: *delta_a NORMIERT*)
- Gesamtrissfortschritt hervorgerufen durch sämtliche Schwingenspiele mit dem entsprechenden zyklischen Spannungsintensitätsfaktor
(Bezeichnung im Diagramm: *delta_a KUMULIERT*)

Auf den folgenden beiden Seiten sind die entsprechenden Diagramme für Schönenwerd und Cresciano abgebildet, auf welchen neben der Gesamtanzahl der Schwingspiele auch die Einzelrissfortschrittsraten und die Gesamtrissfortschrittsraten über die zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren angegeben werden.

In den Auswertungen zeigt sich für beide Stadien des Risswachstums sehr deutlich, dass

- die Rissfortschrittsrate mit steigenden zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren in Form einer Potenzfunktion (entsprechend der Paris-Erdogan-Beziehung) zunimmt,
- mit zunehmender Rissgröße der Anteil der zum Rissfortschritt beitragenden Beanspruchungen stark ansteigt, was zu der deutlichen Beschleunigung des Schädigungsvorgangs führt,
- nicht die größten zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren im Kollektivumfang (primär durch Sonderereignisse hervorgerufen) den hauptsächlichsten Beitrag zum Ermüdungsrisswachstum liefern,
- die in entsprechender Anzahl auftretenden „herkömmlichen“ zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren von Achslasten im höheren Lastbereich (abhängig von der Rissgröße) den Hauptbeitrag zum Ermüdungsrisswachstum liefern.

Die oben zusammengefassten Ergebnisse dieser zusätzlichen Auswertungen führen zu den Einschätzungen, dass

- auf betrieblicher Seite die Möglichkeiten zur Bekämpfung des Ermüdungsrisswachstums limitiert sind *und dass*
- die Lastkollektive (die Form des Lastkollektivs) für die Bewertung der Bruchsicherheit von Schienen eine wesentliche Einflussgröße darstellen.
- Kaltverletzungen¹⁵⁵ der Schienen (z.B. durch unsachgemäßes Abziehen oder durch Manipulation mit einem Bagger) nach Möglichkeit vermieden werden sollten, da diese - erreichen sie eine bestimmte Größenordnung - automatisch zum Bruch der Schiene führen.

¹⁵⁵ In der EN13674 sind maximal zulässige Kaltbeschädigungen von Neuschienen festgelegt. Für die Schienefußunterseite ist eine Fehlertiefe von maximal 0,3 [mm] festgelegt. (Anm.: Mit den Methoden der Langriss-Bruchmechanik können derart kleine Fehlergrößen nicht behandelt werden.)

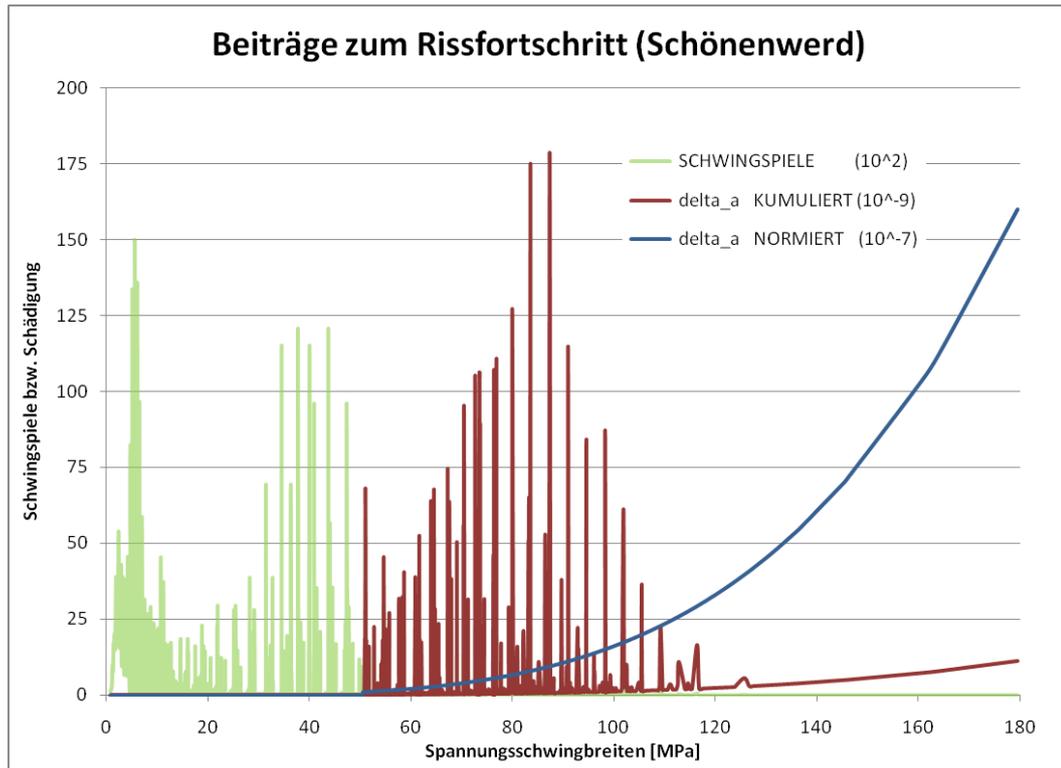


Abbildung 105: Vergleich von Einzelschrittfortschritt (δ_a NORMIERT), Gesamtrissfortschritt (δ_a KUMULIERT) sowie Darstellung von nicht zu Rissfortschritt beitragenden Teilen des Beanspruchungskollektivs (Schwingspiele) für Schönenwerd und eine Risstiefe von $a = 3,5$ [mm]

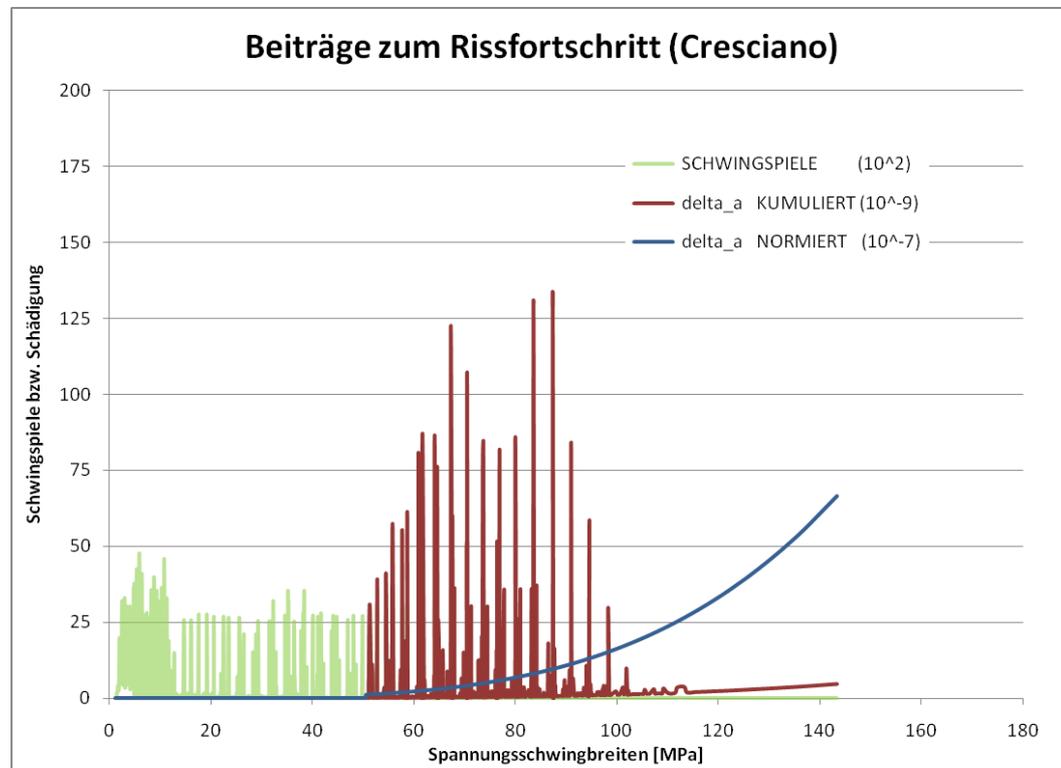


Abbildung 106: Vergleich von Einzelschrittfortschritt (δ_a NORMIERT), Gesamtrissfortschritt (δ_a KUMULIERT) sowie Darstellung von nicht zu Rissfortschritt beitragenden Teilen des Beanspruchungskollektivs (Schwingspiele) für Cresciano und eine Risstiefe von $a = 3,5$ [mm]

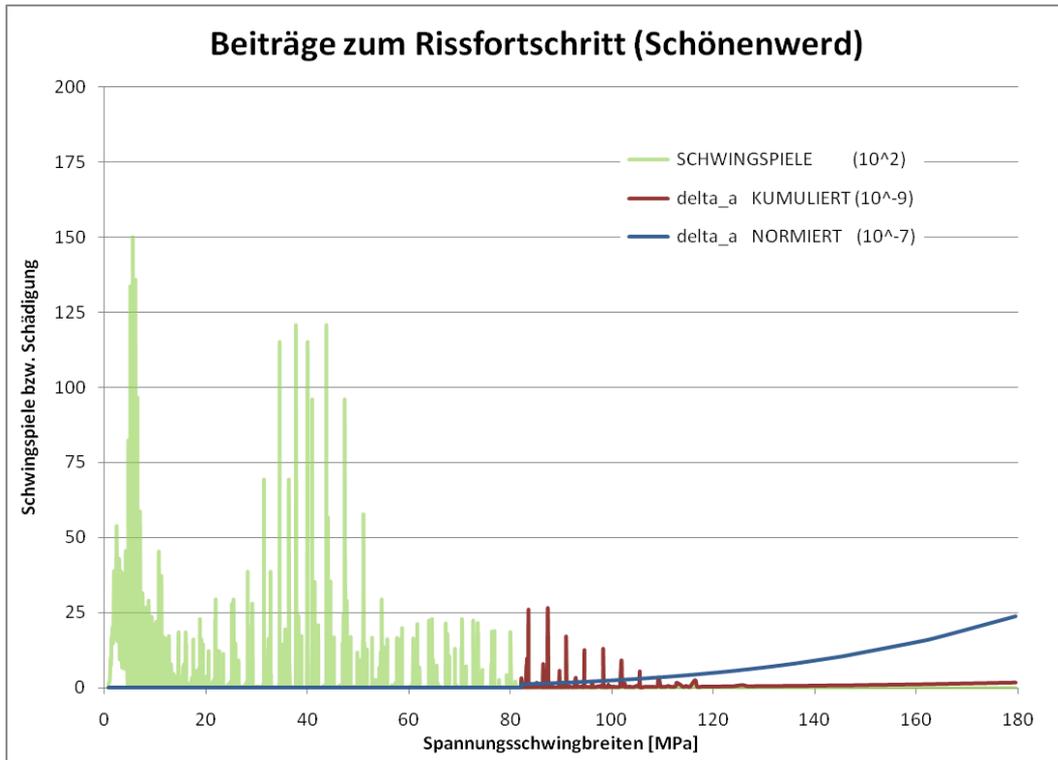


Abbildung 107: Vergleich von Einzelrissfortschritt (Δa NORMIERT), Gesamtrissfortschritt (Δa KUMULIERT) sowie Darstellung von nicht zu Rissfortschritt beitragenden Teilen des Beanspruchungskollektivs (Schwingspiele) für Schönenwerd und eine Risstiefe von $a = 1,0$ [mm] (*Grenzfall*)

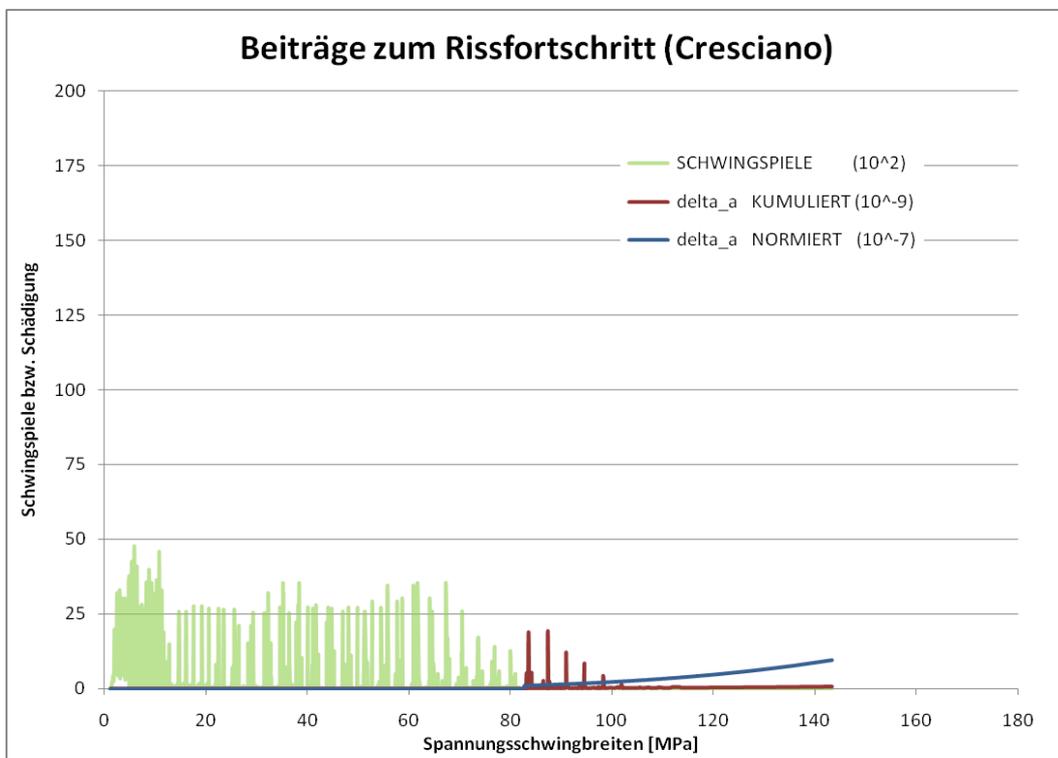


Abbildung 108: Vergleich von Einzelrissfortschritt (Δa NORMIERT), Gesamtrissfortschritt (Δa KUMULIERT) sowie Darstellung von nicht zu Rissfortschritt beitragenden Teilen des Beanspruchungskollektivs (Schwingspiele) für Schönenwerd und eine Risstiefe von $a = 1,0$ [mm] (*Grenzfall*)

4.4.5 Zusammenfassung und Diskussion

Werden im Zuge von Inspektionen von Bauteilen Risse entdeckt, dann erlauben die Verfahren der Bruchmechanik die Bewertung dieser Fehler. Auf der einen Seite können die gefundenen Rissabmessungen mit kritischen Risstiefen verglichen werden, andererseits können über das Risswachstum Prognosen über das zukünftige Erscheinungsbild des Risses gemacht werden.

Dazu müssen die Verhältnisse, welche im Bereich der vorhandenen oder postulierten Risspitze vorherrschen, über die Nennbeanspruchung und die Rissgeometrien ermittelt werden. Durch einen Vergleich dieser Beanspruchungskennwerte mit Werkstoffkennwerten können die oben angeführten Abschätzungen durchgeführt werden.

Für Schienen sind die Möglichkeiten von bruchmechanischen Verfahren jedoch eher theoretischer Natur. Die Berechnungen liefern nämlich die folgenden Ergebnisse.

Kritische Risstiefen werden bereits mit Größenordnungen von 3 [mm] und weniger ermittelt. Dies liegt an den in Summe sehr hohen Beanspruchungen, welche die Schienen vor allem in den Wintermonaten erfahren. Auch führen die unterschiedlichen, möglichen Kombinationen zu einer erheblichen Vielfalt der Größenordnungen von berechneten kritischen Risstiefen¹⁵⁶.

In den Berechnungen erreichen die *Rissfortschrittsraten* für die Lastkollektive in Schönenwerd und Cresciano im (vermuteten) Endstadium des stabilen Risswachstums teilweise Größenordnungen von 0,5 [mm/Monat] und mehr und stellen damit betrieblich nicht mehr kontrollierbare Größenordnungen dar.

Diese Ergebnisse haben zur Folge, dass weder für Restlebensdauern noch für bei Inspektionen kleinste (zuverlässig) zu detektierende Risse oder für Inspektionsintervalle seriöse Angaben gemacht werden können. Mit Blick auf die derzeit möglichen Prüfverfahren bzw. die damit aufzufindenden Fehlergrößen kann jedoch die folgende Aussage getroffen werden: Jeder im Bereich des Schienenfußes detektierte Riss sollte unverzüglich zum Austausch des betroffenen Bereichs der Schiene führen.

¹⁵⁶ Grundsätzlich sind große Rissabmessungen mit hohen Rissfortschrittsraten verbunden. Deshalb stellen große kritische Rissabmessungen nicht automatisch einen Sicherheitsvorteil dar, weil diese mit einem nicht mehr beherrschbaren Risswachstum verbunden sein können.

In diesem Zusammenhang ist jedoch anzumerken, dass eine derartige Festlegung ebenfalls eher theoretischer Natur wäre, da mit den derzeit zur Verfügung stehenden Verfahren keine Fehler im Schienenfuß detektiert werden können und demnach auch nicht detektiert werden (Wöhrhart 2009). Dies ist eine direkte Folge der geringen kritischen Fehlergrößen, welche bei normalen Betriebsbedingungen unmittelbar zu Versagen führen können.

In den Untersuchungen wurden jedoch auch einige weitere Erkenntnisse gewonnen. So stellt die Festlegung der Europäischen Normung, das Ermüdungsrisswachstum bei einem Spannungsverhältnis $R=0,5$ zu untersuchen, eine realitätsnahe Versuchsrandbedingung dar. Aufgrund seiner hohen Bedeutung bezüglich des Verhaltens der Schienenstähle würde auch eine turnusmäßige Ermittlung des Schwellenwerts des Ermüdungsrisswachstums (unter realistischen Versuchsbedingungen) eine weitere Verbesserung für die Bewertung der Bruchsicherheit darstellen.

Die letzte gewonnene Erkenntnis ist, dass mit zunehmenden Fehlergrößen jeweils die Bereiche der mittelhohen Beanspruchungen, welche jede für sich allein nur gering zum Rissfortschritt beitragen, für den größten Teil des Gesamtrissfortschritts verantwortlich sind. Die wenigen, dafür umso höheren Maximalbeanspruchungen spielen nur bei sehr kleinen Fehlergrößen eine entscheidende Rolle.

5 Zusammenfassung

Die Bewertung der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen ist eine zentrale Anforderung an Ingenieure, welche für einen störungsfreien und sicheren Eisenbahnbetrieb verantwortlich sind. Auch auf Basis der jahrzehntelangen Erfahrung der Eisenbahnen im Umgang mit Materialermüdung kann mit der derzeit angewendeten Oberbauwirtschaft ein störungsarmer und sicherer Eisenbahnbetrieb gewährleistet werden.

Die Forschung am Fahrwegelement „Eisenbahnschiene“ konzentriert sich seit mehreren Jahren auf die Erklärung der Phänomene der Rollkontaktermüdung in ihren vielfältigen Ausprägungen. Mit der in Betriebsstatistiken erkennbaren Zunahme der täglichen Zugzahlen verbunden mit einer Erhöhung der (durchschnittlichen) Achslasten verliert die Betriebserfahrung jedoch zunehmend an Aussagekraft und die „klassische“ Materialermüdung von Eisenbahnschienen gewinnt wieder Bedeutung. Diese Arbeit trägt dieser Entwicklung Rechnung und soll durch die Untersuchung der Bruchsicherheit von Schienen einen Beitrag zur Bewertung der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen liefern.

Basierend auf Lastkollektiven, welche mit mobilen Messstellen im Netz der Schweizerischen Bundesbahnen erhoben wurden, konnten über die Berechnung der schwingenden Beanspruchung der Schienen jene Eingangsdaten ermittelt werden, welche eine Untersuchung der Schienen nach den Methoden der Festigkeitslehre und den Verfahren der Bruchmechanik erlauben. Aufgrund der zentralen Anforderung, realistische und von einzelnen Herstellern unabhängige Aussagen treffen zu können, kamen für den angesetzten Materialwiderstand der Schienen die Festlegungen der einschlägigen europäischen Schienennorm EN13674:2008 zur Anwendung. Diese Arbeit wurde demnach mit drei unterschiedlichen Arbeitspaketen erstellt, auf welche im Folgenden kurz eingegangen wird:

Ermittlung des Beanspruchungskollektivs

An zwei Stellen des Netzes der Schweizerischen Bundesbahnen SBB wurden die einwirkenden dynamischen Radlasten im Zuge mehrerer Messkampagnen ermittelt. Bei den Standorten handelte es sich um Schönenwerd im Kanton Solothurn und um Cresciano im Kanton Tessin. Während sich Schönenwerd durch eine sehr hohe Anzahl an täglichen Zügen und durch minimale Zugfolgezeiten auszeichnete, wird in Cresciano der schwere alpenquerende Güterverkehr der Gotthardachse abgewickelt. Für die Messungen wurden an drei aufeinander folgenden Schwellen die herkömmlichen Zwischenlagen durch Messzwischenlagen (faseroptische Belastungssensoren) ersetzt. Diese

weisen eine entsprechend der vertikalen Belastung (Zusammendrückung) veränderliche Lichtdurchlässigkeit (Hervorgerufen durch Übertragungsverluste) auf, die bei Kenntnis der über Kalibrierungsfahrten gewonnenen Zusammenhänge zwischen Zusammendrückung und Lichtdurchlässigkeit zur Auswertung hinsichtlich der einwirkenden dynamischen Radlasten herangezogen werden kann. Nach dieser Methode wurden Radlastverteilungen für die Standorte Schönenwerd und Cresciano ermittelt, in welchen zudem Informationen über den Zustand der Räder und die Achskonfiguration enthalten sind. Entsprechend der dominierenden Verkehrsarten an diesen beiden Standorten konnten sehr unterschiedliche Lastkollektive ermittelt werden, welche in weiterer Folge auch zu unterschiedlichen Ergebnissen bei der Beurteilung des Ermüdungsrisswachstums führen sollten.

Ermittlung der schwingenden Beanspruchung

Die Größenordnungen der schwingenden Beanspruchung - die Spannungsschwingbreiten, jedoch auch die maximalen Schienenspannungen - wurden unter Verwendung eines dreidimensionalen FE-Modells ermittelt und basieren auf einem hochqualitativen Oberbau, welcher für das Streckennetz der Schweizerischen Bundesbahnen SBB angenommen werden kann. Für die Berechnungen kam ein quasi-statischer Ansatz zur Anwendung, die die Fahrzeugbewegung kennzeichnende Dynamik wurde über die gemessenen dynamischen Radlasten in die Berechnung aufgenommen. Die erzielten Ergebnisse zeigen eine bemerkenswerte Übereinstimmung mit Berechnungen, welche nach dem Verfahren von Zimmermann durchgeführt wurden, und demonstrieren die Angemessenheit des Verfahrens von Zimmermann für die Berechnung von Schienenspannungen zum wiederholten Mal.

Untersuchung hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit

Basierend auf den gewonnenen Beanspruchungen wurden die Schienen des Profils 60E1 und der Schienenstahlgüte R260 hinsichtlich ihres Ermüdungsverhaltens untersucht.

Dauerfestigkeit

Unter Verwendung der Methoden der Festigkeitslehre und in Anlehnung an das Vorschriftenwesen der Eisenbahnen wurde ein Dauerfestigkeitsnachweis unter den in der Oberbauberechnung der DB (DB 1992) vorgeschriebenen Randbedingungen geführt.

Basierend auf der in der EN13674:2008 vorgeschriebenen Wechselfestigkeit des Schienenstahls, welche der tatsächlichen Wechselfestigkeit dieses Schienenstahls sehr nahe kommt, konnte eine generelle Dauerfestigkeit nicht nachgewiesen werden.

Als ein zentrales Ergebnis dieser Untersuchungen konnte die maßgebende Bedeutung der Eigenspannungen auf die Dauerfestigkeit der Schienen identifiziert werden. Besonders bemerkenswert ist mit dem Ergebnis von zusätzlichen Auswertungen auch die Tatsache, dass die Größenordnung der Eigenspannungen im Falle einer Schiene der Güte R350HT – einer feinperlitischen, wärmebehandelten Schienenstahlgüte – für den Dauerfestigkeitsnachweis jegliche Bedeutung verliert und die Verwendung dieser Schienen in jedem Fall mit einer deutlichen Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit einhergeht. Diese Erkenntnis ist insofern auch äußerst praxisrelevant, da wärmebehandelte Schienen speziell im engen und mittleren Radienbereich deutlich längere Liegedauern der Schienen im Gleis ermöglichen.

Im Rahmen von zusätzlich durchgeführten Untersuchungen konnten zudem die Unterschiede zwischen den derzeit üblichen Berechnungsvorschriften für den Nachweis der Dauerfestigkeit und der in dieser Arbeit angewandten Methodik erklärt werden, sowie die Ergebnisse von in der Vergangenheit durchgeführten Laborversuchen nachvollzogen werden.

Kritische Risstiefen

Die Ermittlung von kritischen Fehlergrößen ist eines der beiden in dieser Arbeit angewendeten bruchmechanischen Verfahren. In Abhängigkeit von der Rissgeometrie und den äußeren Beanspruchungen wurden für die in der einschlägigen Norm (EN13674:2008) angegebenen Bruchzähigkeiten jene Fehlergrößen errechnet, welche unmittelbar zum Versagen des Bauteils führen können.

Es ergeben sich für die kritischen Fehlergrößen sehr kleine Abmessungen mit Risstiefen oftmals deutlich unter 3 mm, auch weisen die Ergebnisse eine sehr große Streuung in Abhängigkeit von den jeweiligen Randbedingungen auf. Ein weiteres Problem bei der Bearbeitung dieser Fragestellung ist die Tatsache, dass die Bruchzähigkeiten der im Gleis eingesetzten Werkstoffe oftmals deutlich über den in den Normen angegebenen Werten liegen, wovon jedoch nicht generell ausgegangen werden kann.

Aufgrund dieser Unwägbarkeiten können keine argumentierbaren Abmessungen zulässiger Risse definiert werden, was jedoch keine praktische Relevanz besitzt, da derart kleine Abmessungen im Rahmen von Gleisinspektionen mit den heute angewendeten Verfahren nicht aufgefunden werden können (Wönhart 2009).

Die Ergebnisse der Berechnungen führen zu der dringenden Empfehlung, Schienen im Zuge des Einbaus in das Gleis mit größter Sorgfalt zu behandeln, sodass keine Kaltverletzungen (Ausgangspunkte für Risswachstum) in die Schienenoberfläche speziell der Schienenfußunterseite eingebracht werden.

Es sei zudem auch darauf hingewiesen, dass große kritische Fehlergrößen (z.B. im Gegensatz zu einer hohen Werkstoffwechselfestigkeit bzw. Gestaltfestigkeit der Schienen) nicht zwingend mit einer unmittelbar erhöhten Sicherheit gegen Versagen verbunden sind, da das Risswachstum einer Potenzfunktion folgt und die Beanspruchungen an der Rissspitze in hohem Maße von der Rissgröße selbst abhängen. Das bedeutet, dass große Rissabmessungen zwangsläufig mit einem stark beschleunigten Risswachstum verbunden sind.

Ermüdungsrisswachstum

Die Anwendung der bruchmechanischen Verfahren für stabiles Risswachstum erlaubt die Abschätzung des Ermüdungsrisswachstums in einem Bauteil. Auf Basis der grundlegenden Beziehung zwischen Beanspruchung und Rissfortschritt nach Paris und Erdogan (vgl. Sander 2006) und den entsprechenden Festlegungen in der EN13674:2008 wurden für die beiden im Netz der Schweizerischen Bundesbahnen ermittelten Beanspruchungskollektive die Rissfortschrittsraten berechnet.

Es zeigt sich, dass die Rissfortschrittsraten mit zunehmender Fehlergröße stark zunehmen, und dass für Risse mit einer Risstiefe von ca. 3,5 mm Rissfortschrittsraten von bis zu 0,5 mm/Monat auftreten können, während sich der Rissfortschritt für sehr kleine Risstiefen im Bereich von wenigen Hundertstel Millimeter pro Monat bewegt.

Durch den Vergleich der beiden Beanspruchungskollektive und eine Normierung auf die Zugzahlen von Schönenwerd kann gezeigt werden, dass die Kollektivform einen erheblichen Einfluss auf das Ermüdungsrisswachstum ausübt. Bei gleichen täglichen Zugzahlen würden Risse in Eisenbahnschienen im Tessin (Gotthardachse) nahezu doppelt so schnell wachsen, als dies in der Deutschschweiz (Verbindung Zürich – Bern) der Fall ist.

Eine Auswertung hinsichtlich der treibenden Beanspruchungen lieferte das Ergebnis, dass bei entsprechenden Abmessungen des Risses nicht die wenigen sehr hohen Maximalbeanspruchungen des Beanspruchungskollektivs maßgeblich für den Rissfortschritt verantwortlich sind, sondern vor allem „herkömmliche“, d.h. in der Regel nicht durch Raddefekte hervorgerufene, Beanspruchungen.

Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse erlauben eine bessere Einschätzung der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen hinsichtlich klassischer, vom Schienenfuß ausgehender Schienenbrüche. Aus den bereits überblicksmäßig angeführten Ergebnissen lassen sich die folgenden vier grundlegenden Aussagen bzw. Empfehlungen für den Umgang mit diesem hochbelasteten Element des Fahrwegs ableiten:

- 1) Die Dimensionierung von Eisenbahnschienen hinsichtlich „Dauerfestigkeit“ stellt das geeignetste Auslegungsverfahren dar.

Die ermüdungsfeste Auslegung von Schienen als Kombination aus Rechnung, labortechnischem Versuch und Betriebserfahrung stellt derzeit die einzige praxisrelevante Dimensionierungsmethode dar. Über die Gestaltfestigkeit von Schienen lassen sich Verbesserungen sehr schnell darstellen, auch ist die Datenlage für die anderen in Frage kommenden Verfahren noch nicht ausreichend.

- 2) Durch die Verwendung von Schienen mit einer hohen Gestaltfestigkeit kann die Ermüdungsfestigkeit von Eisenbahnschienen wesentlich beeinflusst werden.

Eine hohe Gestaltfestigkeit kann entweder durch den Einsatz naturharter Schienen mit einem niedrigen Eigenspannungsniveau oder durch die Verwendung von wärmebehandelten Schienen mit hohen Wechselfestigkeiten und erhöhten Streckgrenzen erreicht werden.

- 3) Es sollten seitens der Infrastrukturbetreiber alle erdenklichen Maßnahmen getroffen werden, welche eine Vorschädigung der Schienen durch eine eventuelle Kaltverletzung bzw. Kaltbeschädigung der Schienenoberfläche vermeiden helfen können.

Dies kann beispielsweise durch die Verwendung von Abzieheinrichtungen bei der Schienenverlegung, durch eine entsprechend sorgfältige Manipulation der Schienen während der Logistikkette und durch einen schonenden Einbau ins Gleis erreicht werden.

- 4) Im Bereich des Schienenfußes aufgefundene Fehler (Risse) sollten automatisch zumindest als „U2“ Fehler eingestuft werden und daher raschest möglich behoben werden.

Diese Empfehlung ist leider eher theoretischer Natur. Die europäische Normung EN13674:2008 stellt diesbezüglich fest: „Es ist schwierig oder unmöglich, im Gleis Daueranrisse zu entdecken, die von der Unterseite des Schienenfußes her entstehen und sich ausbreiten.“

Literaturverzeichnis

Argos 2009

www.argos-systems.eu (08/2009)

ASTM 1949 1985

American Society of testing and materials (ASTM), 1985: „Standard practices for cycle counting in fatigue analysis“. Philadelphia

ASTM E399 1974

American Society of testing and materials (ASTM), 1974: „Standard test method for plane-strain fracture toughness of metallic materials“. Philadelphia

ASTM E647 1999

American Society of testing and materials (ASTM), 1999: „Standard test method for measurements of fatigue crack growth rates“. Philadelphia

Atamer et al. 2008

Atamer, Serter, Dirk Barenbrock, Christophe Ageorges und Cetin Morris Sonsino, 2008: „Schädigungsberechnung zur Lebensdauerprognose von PKW Rohbaukarosserien unter Berücksichtigung von dynamischen Effekten“. 35. Tagung des DVM-Arbeitskreis Betriebsfestigkeit: Optimierungspotentiale in der Betriebsfestigkeit. Sindelfingen

Auer 2005

Auer, Florian, 2005. „Auswertung von Schienenbrüchen im Netz der Österreichischen Bundesbahnen“. unveröffentlichter Bericht, Wien

Bauchmüller 2008

Bauchmüller, Michael, 2008: „Im ICE wird es eng“. Süddeutsche Zeitung (64.Jg/42. Woche/Nr. 242) vom 17. Oktober 2008, München

Birmann 1973

Birmann, Fritz, 1973: „Erfahrungen aus der internationalen Schienen-Schadenstatistik“. Internationale Schientagung am 24. und 25. Mai 1973 in München, München

Birmann 1977

Birmann, Fritz, 1977: „Schienenfehler aus der Betriebsbeanspruchung und ihre Auswirkungen“ in: Fritz Fastenrath (Hg.): Die Eisenbahnschiene. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin – München - Düsseldorf.

Blumenauer/Pusch 1993

Blumenauer, Horst und Gerhard Pusch, 1993: „Technische Bruchmechanik“ Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig-Stuttgart

Boudnitski/Edel 2000

Boudnitski, Grigori und Karl-Otto Edel, 2000: „Spannungsintensitätsfaktoren für Risse in Schienen“. Internationales Symposium Schienenfehler, Brandenburg an der Havel

Bower/Johnson 1991

Bower, A. F. und K. L. Johnson, 1991: „Plastic flow and shakedown of the rail surface in repeated wheel-contact“. Wear 144

DB 1992

Deutsche Bundesbahn, 1992: „Oberbauberechnung – Ausgabe: 1992“. Bundesbahnzentralamt München, München

Denne et al. 2001

Denne, Bernhard, Karl-Heinz Lang und Detlef Löhe: „Verformungs- und Lebensdauerverhalten des Schienenstahls UIC60 900A“. ZEVrail – Glasers Annalen 125 (2/2001)

Demofonti et al. 1998

Demofonti, G., S. Budano, C. Viglialoro und A. Jöller, 1998: „Role of residual stresses and microstructure on fatigue initiation and crack growth in welded rails“, unveröffentlichter Forschungsbericht des Centro sviluppo materiali und der voestalpine, Rom und Leoben-Donawitz

Ebersbach/Grohmann 1988

Ebersbach, Dietrich und Hans-Dieter Grohmann, 1998: „Erhöhung der Fahrwegverfügbarkeit durch Optimierung der Schieneninstandhaltung“. Eisenbahntechnische Rundschau (ETR) 47 (4/1998)

Edel 2000

Edel, Karl-Otto, 2000: „Bruchmechanische Analysen und Bewertungen für Risse in Eisenbahnschienen“. Internationales Symposium Schienenfehler, Brandenburg an der Havel

Eisenmann 1968

Eisenmann, Josef, 1968: „Beanspruchung des Eisenbahnoberbaus und seine Weiterentwicklung für höhere Geschwindigkeiten und Achslasten“. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau (5/1968)

Eisenmann et al. 1974

Eisenmann, Josef, Günter Oberweiler, Reinhard Schweitzer und Wilhelm Heller, 1974: „Untersuchung zur Gestaltfestigkeit der Schienen und Folgerungen für die Praxis“. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau (3/1974)

Eisenmann 1977

Eisenmann, Josef, 1977: „Die Schiene als Träger und Fahrbahn – theoretische Grundlagen und praktische Beispiele“ in: Fritz Fastenrath (Hg.): Die Eisenbahnschiene. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin – München - Düsseldorf.

EN 13674:2008

CEN – Europäisches Komitee für Normung, 2008: „Bahnanwendungen-Oberbau-Schienen: Teil 1: Vignolschienen ab 46kg/m“. Brüssel

EN 14587-2:2006

CEN – Europäisches Komitee für Normung, 2006: „Bahnanwendungen-Oberbau-Abbrennstumpfschweißen von Schienen:“. Brüssel

Esveld 2001

Esveld, Coenraad, 2001. „Modern Railway Track – Second edition“, MRT Productions, Zaltbommel

Feldmann 2009

Feldmann, Markus, 2009: „Umdruck zur Übung Stahlbau I - Ermüdung“. Institut für Stahlbau und Leichtmetallbau der RWTH Aachen

Fischer/Grubisic 2006

Fischer, Gerhard und Vatroslav Grubisic, 2006: „Versagen von Radsatzwellen und dessen Ursachen“. ZEVrail Glasers Annalen 130 (3/2006)

FKM 2003

Forschungskuratorium Maschinenbau FKM, 2003: „Rechnerischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile aus Stahl, Eisenguss- und Aluminiumwerkstoffen“. VDMA Verlag, Frankfurt am Main

Frank/Pointner 2001

Frank, Norbert und Peter Pointner, 2001: “High Performance Rails for Heavy Haul Traffic“ Proceedings Heavy Haul Conference

Franz 2006

Franz, Johannes, 2006: „Beanspruchung von Gleisen und Weichen“ in: Lothar Fendrich (Hg.): Handbuch Eisenbahninfrastruktur. Springer Verlag, Berlin –Heidelberg – New York

Fröhlich 1977

Fröhlich, Paul, 1977: „Die Schiene in der Oberbauwirtschaft“ in: Fritz Fastenrath (Hg.): Die Eisenbahnschiene. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin – München - Düsseldorf.

Führer 1978

Führer, Gunther, 1978: „Oberbauberechnung“. Transpress VEB Verlag für Verkehrswesen, Berlin

Füser et al. 2007

Füser, Sven, Franz Murawa, Christoph Hochstrate, Guido Bieker, Thomas Gerlach, Matthias Schwartze und Martin Grab, 2007: „Zur Dimensionierung von Radsätzen – eine Stellungnahme“. ZEVrail Glasers Annalen 131 (4/2007)

Getzner 2004

Getzner Werkstoffe, 2004: „Produktdatenblätter Sylodyn *NF, NE, ND, NC* und *NB*“. Bürs

Girsch/Heyder 2003

Girsch, Gregor und Renè Heyder: „Kopfgehärtete HSH®-Schienen für den Hochgeschwindigkeitsverkehr“. *EI-Eisenbahningenieur* 54 (10/2003)

Girsch et al. 2005

Girsch, Gregor, Renè Heyder, Nicole Kumpfmüller und Rupert Belz, 2005: „Comparing the life-cycle costs of standard rail and head-hardened rail“. *Railway Gazette International* (9/2005)

Goldgruber 2008

Goldgruber, Simone, 2008: „Vergleich von Rauheitswerten für Neu- und Altschienen“. unveröffentlichter Untersuchungsbericht, Leoben

Gross/Seelig 2001

Gross, Dietmar und Thomas Seelig, 2001: „Bruchmechanik mit einer Einführung in die Mikromechanik“. Springer Verlag, Berlin-Heidelberg-New York

Gudehus/Zenner 1999

Gudehus, Helmut und Harald Zenner, 1999: „Leitfaden für die Betriebsfestigkeitsrechnung“. Verlag Stahl-Eisen, Düsseldorf

Guericke et al. 2001

Guericke, Wilhelm, Wilhelm Heller, Janusz Kasprowicz und Manfred Weiße, 2001: „Verbesserte Bruchsicherheit von Schienen durch optimiertes Rollenrichten“. *ETR - Eisenbahntechnische Rundschau* 50 (9/2001)

Haibach 2006

Haibach, Erwin, 2006: „Betriebsfestigkeit – Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung“. Springer Verlag, Berlin-Heidelberg-New York

Hanna 1967

Hanna, Amir Naoum, 1967: „Theoretische und experimentelle Untersuchung der Spannungen im Inneren des Schienenkopfs“. Mitteilungen des Instituts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 10

Heyder 2002

Heyder, Renè, 2002: „Die wichtigsten Schienenfehler – Beschreibung von Merkmalen, Ursachen und Abhilfemaßnahmen“. EIK - Eisenbahningenieur-Kalender 2002

Hellier/Merati 1998

Hellier, A. K., A. A. Merati, 1998: „The mode I fatigue threshold for head hardened rail steel“. International Journal of fatigue

Hornbogen/Warlimont 2001

Hornbogen, Erhard, Hans Warlimont, 2001: „Metallkunde – Aufbau und Eigenschaften von Metallen und Legierungen“ Springer, Berlin-Heidelberg-New York

Innotrack 2009

www.innotrack.eu (08/2009)

ITSS 2009

Iberica tecnologia es sistemas de seguridad ferroviarios S.L. (ITSS), 2009: „System Aguila - Flachstellenortungsanlage“, Folder, Madrid

Jörg 2006

Jörg, Albert, 2006: „Anwendung neuer Erkenntnisse bei der Schienenbemessung“. ZEV rail – Glaseres Annalen (130) Sonderheft Nachhaltigkeit – Energieeffizienz – Umweltschutz

Kopp *undatiert*

Kopp, Erich: „Beiträge zur Berechnung des Eisenbahnoberbaues“ Unterlagen zu Seminar – ausgearbeitet vom Institut für Eisenbahnwesen der Universität Innsbruck

Kopp 1970

Kopp, Erich, 1970: „Ein Beitrag zur Ermittlung der zulässigen Liegedauer von Eisenbahnschienen“. Mitteilungen des Instituts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 14

Kopp et al. 2005

Kopp, Erich, Günter Prager und Ekkehard Steiner: „Schnellfahrversuche bei den ÖBB – Mess- und Versuchsfahrten bis zu einer Geschwindigkeit von $V=300$ km/h auf der neuen Hochgeschwindigkeitsstrecke der Österreichischen Bundesbahnen“. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau (11/2005)

Kopp/Prager 2007

Kopp, Erich und Günter Prager: „Zusammenstellung wissenschaftlicher Arbeiten mit Kurzzusammenfassungen ausgewählter Projekte“ Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, Institut für Infrastruktur, AB Eisenbahnwesen und öffentlicher Verkehr, Innsbruck

Kupfer 2004

Kupfer, Robert, 2004: „Auswirkungen von Beschleunigungs- und Bremskräften auf die Längsbewegung des Gleisrostes“ Dissertation am Institut für Bauingenieurwesen VI – Lehrstuhl und Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München

Laepple 2006

Laepple, Volker, 2006: „Einführung in die Festigkeitslehre – Lehr- und Übungsbuch“. Vieweg Verlag, Wiesbaden

LeDosquet et al. 2006

LeDosquet, Gerd, Frank Pawellek und Frank Müller-Boruttau, 2006: „Mobiles Messsystem Lasca® zum Monitoring von Fahrzeugqualität und Inanspruchnahme Fahrweg“. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau (10/2006)

Lichtberger 2003

Lichtberger, Bernhard, 2003: „Handbuch Gleis - Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit“. Tetzlaff Verlag, Hamburg

Marich 1979

Marich, S., 1979: „Development of improved rail and wheel materials“. Proceedings of the seminar: „Vanadium in rail steels“, Chicago

Meteo 2009

Meteo Schweiz, 2009: „Monatswerte Buchs/Aarau 03/2009 bis 02/2009“. Bern

Meteo 2009 [2]

Meteo Schweiz, 2009: „Monatswerte Magadino 03/2009 bis 02/2009“. Bern

Meteo 2009 [3]

Meteo Schweiz, 2009: „Monatswerte Piotta 03/2009 bis 02/2009“. Bern

Müller-Boruttau et al. 2009

Müller-Boruttau, Frank, Norbert Breitsamer und Siegfried Pieper, 2009: „Rad-Schiene-Kraft und Stützpunkt-Kraft infolge Flachstelle“. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau (3/2009)

Müller 2008

Müller, Andreas, 2008: „Einfluss der Betriebsbelastung auf die Lebensdauer (I)“ Seminarunterlagen DVM Arbeitskreis Betriebsfestigkeit / Fortbildungsseminar „Einflussgrößen auf die Bauteillebensdauer“, Sindelfingen

Müller 2009

Müller, Günter 2009: „Finite Element Methode – FEM“ www.cadfem.de/unternehmen/portrait/finite-element-methode.html (7/2009)

Murakami 1987

Murakami, Y., 1987: „Stress intensity factors handbook“ Pergamon Press, Oxford

Naue 1980

Naue, Konrad-H, 1980: „10 Jahre Schienen UIC60 im Netz der Deutschen Bundesbahn“. Eisenbahntechnische Rundschau (ETR) 29 (5/1980)

Oberweiler 1973

Oberweiler, Hans-Günter, 1973. „Ein Beitrag zur theoretischen Untersuchung und experimentellen Prüfung von Eisenbahnschienen“. Mitteilungen des Instituts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 17

ORE D71 1965

ORE – Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbands, 1979: Frage D71 „Beanspruchung des Gleises, der Bettung und des Unterbaus durch Verkehrslasten“ Bericht 1 (Beanspruchungen der Schienen) Utrecht

ORE D71 1966

ORE – Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbands, 1979: Frage D71 „Beanspruchung des Gleises, der Bettung und des Unterbaus durch Verkehrslasten“ Arbeitsergebnis Nr.2 (Spannungsverteilungen in der Schiene) Utrecht

ORE D71 1967 [1]

ORE – Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbands, 1979: Frage D71 „Beanspruchung des Gleises, der Bettung und des Unterbaus durch Verkehrslasten“ Bericht 5 (Erhöhung der Schienenspannungen beim Anfahren und Bremsen) Utrecht

ORE D141 1979

ORE – Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbands, 1979: Frage D141 „Einfluss der Erhöhung der größten Radsatzlasten von 20 auf 22 auf das Verhalten des Oberbaus“ Bericht Nr.1: „statistische Untersuchung über die Entwicklung von Ermüdungsfehlern in Abhängigkeit von der durchschnittlichen Radsatzlast“. Utrecht

ORE D156 1965

ORE – Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbands, 1979: Frage D156: „Möglichkeiten zur Verbesserung der Gebrauchseigenschaften von Schienen durch metallurgische Maßnahmen“. Bericht 1 (Faktoren, die die Bruchzähigkeit der walzernen Schiene beeinflussen), Bericht 2 (Untersuchung an befahrenen Schienen, die im Gleis durch Sprödbbruch versagten), Bericht 3 (Empfohlenes Verfahren zur Bestimmung der Risszähigkeit K_{IC} von Eisenbahnstählen im ebenen Dehnungszustand) und Bericht 4 (Untersuchungen zur Messung und Verbesserung der Höhe der Eigenspannungen). Utrecht

ORE D161 1987

ORE – Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbands, 1987: Frage D161 „Dynamische Erscheinungen der Wechselwirkung Fahrzeug/Gleis, aus Sicht der Gleisunterhaltung“ Bericht 2 (Bestimmung der Liegedauer der Schienen aufgrund ihres Fehleraufkommens) Utrecht

ÖBB 1990

Österreichische Bundesbahnen, 1990: „Betriebsleistungsausweis 1990“. Wien

ÖBB 2002

Österreichische Bundesbahnen, 2002: „Betriebsleistungsausweis 2002“. Wien

ÖBB 2009

www.oebb-traktiongmbh.at/de/Lokomotiven/Elektroloks/tfz1116.pdf bzw. www.oebb-traktiongmbh.at/de/Pressecorner/Publikationen/Lokfolder1116.pdf (08/2009)

Parker 1977

Parker, Earl R., 1977: „Interrelations of compositions, transformation kinetics, morphology and mechanical properties of alloy steels“. Metallurgical Transactions (7/1977)

Plamper 2001

Plamper, Jörg, 2001: „Fibre optic load sensor for detecting railway vehicles“. European Patent Application EP1128171

Pointner 2000

Pointner, Peter, 2000: „Auswirkungen des Rad-Schiene-Kontaktes auf die Werkstoffwahl und Fahrweggüte“. EI-Eisenbahningenieur 51 (9/2000)

Pointner 2003

Pointner, Peter, 2003: „Rolling-contact-fatigue and wear of rails: Economic and technical aspects“ in: Popp, Karl und Werner Schiehlen: „System dynamics and long-term behaviour of railway vehicles, track and subgrade“. Springer Verlag, Berlin-Heidelberg-New York

Pointner 2009

Pointner, Peter, 2009: „Bahnsysteme“ . Endbericht Technologie Roadmap Hochleistungsmetalle 2020 (ASMET), Leoben

prEN1993-1-9:2003

CEN – Europäisches Komitee für Normung, 2003: „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1.9: Ermüdung“. Brüssel

Pyttel et al. 2008

Pyttel, B., D. Schwerdt, C. Berger und Y. Katsumata: „Schwingfestigkeit bei sehr hohen Schwingspielzahlen (VHCF) am Beispiel von Aluminiumlegierungen, Vergütungsstählen und einem Gusswerkstoff“. 35. Tagung des DVM-Arbeitskreis Betriebsfestigkeit: Optimierungspotentiale in der Betriebsfestigkeit. Sindelfingen

Radaj/Vormwald 2007

Radaj, Dieter und Michael Vormwald, 2007: „Ermüdungsfestigkeit – Grundlagen für Ingenieure“. Springer Verlag, Berlin-Heidelberg-New York

Richard et al. 2004 [1]

Richard, Hans Albert, Markus Fulland, Manuela Sander und Gunter Kullmer, 2004: „Bruchmechanische Untersuchungen zum ICE Radreifenbruch“. S. 105-119 in: DVM Bericht 236: Fortschritte der Bruch und Schädigungsmechanik, Berlin, DVM Verlag.

Richard et al. 2004 [2]

Richard, Hans Albert, Markus Fulland, Manuela Sander und Gunter Kullmer, 2004: „Finite-Element-Simulation im Vergleich zur Realität“. MP – Materialprüfung 9/2004, Carl Hanser Verlag, München

Richard 2005

Richard, Hans Albert, 2005: „Grundlagen der Bruchmechanik und des Ermüdungsrisswachstums“. Seminarunterlagen DVM Arbeitskreis Bruchvorgänge / Fortbildungsseminar „Grundlagen und Anwendungen der Bruchmechanik und des Ermüdungsrisswachstums“, Hamburg

Rießberger 1991

Rießberger, Klaus, 1991: „Eisenbahnwesen“. Vorlesungsskript, Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft der Technischen Universität Graz.

Rießberger 2006

Rießberger, Klaus, 2006: „Das Zusammenwirken von Rad und Schiene“ in: Lothar Fendrich (Hg.): Handbuch Eisenbahninfrastruktur. Springer Verlag, Berlin – Heidelberg – New York

Rießberger et al. 2007

Rießberger, Klaus, Stephan Semprich, Albert Jörg, Holger Bach und Rupert Feldbacher, 2007: „Under Ballast mats – theoretical research“ final report, 3rd edition, unveröffentlichter Untersuchungsbericht für die UIC Arbeitsgruppe „Unterschottermatten“

Sander 2007

Sander, Manuela, 2007: „Sicherheit und Betriebsfestigkeit von Maschinen und Anlagen – Konzepte und Methoden zur Lebensdauervorhersage“. Springer, Berlin-Heidelberg

SBB 2007

Schweizerische Bundesbahnen, 2007: Informationen zu den täglichen Zugzahlen, täglichen Leistungstonnen und mittleren Achslasten auf ausgewählten Strecken der SBB. Bern

Schenck Process 2009

www.schenckprocess.com/pdf/katalog/multirail.pdf (08/2009)

Schmitt-Thomas 1999

Schmitt-Thomas, Karlheinz, 1999: „Integrierte Schadenanalyse – Technikgestaltung und das System des Versagens“. Springer Verlag, Berlin-Heidelberg-New York

Schöch 2007

Schöch, Wolfgang, 2007: „Rolling contact fatigue mitigation by grinding“. Seminar Proceedings of 6th International Exhibition & Seminars on Rail Technology (Rail-Tech Europe). Utrecht

Schumacher 1977

Schumacher, Gustav, 1977: "Erfahrungen mit Schienenstählen für hochbeanspruchte Gleise", " in: Fritz Fastenrath (Hg.): Die Eisenbahnschiene. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin – München - Düsseldorf.

Schweitzer et al. 1984

Schweitzer, Reinhard, Jo van Swaaij und Wilhelm Heller, 1984: „Zur Beurteilung des Spröbruchverhaltens von Schienen“. AET – Archiv für Eisenbahntechnik 39 (1984)

Sensorline 2007

Sensorline GmbH, 2007: „Datenblatt SL-MA 110-DT“. Schrobenshausen

Sensorline 2009

Produktunterlagen, zusammengestellt auf: www.sensorline.de

Seyboth 1986

Seyboth, Peter, 1986: „Beanspruchungen seitlich abgenutzten Schienen der Form UIC60“. Mitteilungen des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 48

Siekmeier 1964

Siekmeier, Ernst Wilhelm, 1964: „Zur Frage der Einwirkung von Längskräften auf das lückenlose Gleis und die Gleisbettung“. Glasers Annalen (ZEVrail) 88 (9/1964)

Sonsino 2005

Sonsino, Centin, 2005: „„Dauerfestigkeit“ – Eine Fiktion“. Konstruktion (4/2005)

Steinegger et al. 2005

Steinegger, Rolf, Thomas Peter Lang, Peter Güldenapfel und Peter Ablinger, 2005: „Systementscheidung Feste Fahrbahn versus Schotteroberbau für die Schweizerische Bundesbahn“. ETR Eisenbahntechnische Rundschau 54 (6/2005)

Stephanides et al. 2008

Stephanides, J., F. Auer, H. Hutterer, M. Kalivoda, D. Maicz, P. Mittermayr, G. Presle und W. Zottl, 2008: „Muster im chaotischen dynamischen System Eisenbahn – Bildung von Strukturen“. Tagung Moderne Schienenfahrzeuge, Graz

TSI 2007

Europäische Kommission, 2007: „Entscheidung der Kommission über die technische Spezifikation für die Interoperabilität des Teilsystems „Infrastruktur“ des transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsbahnsystems“. Amtsblatt der Europäischen Union (2008/217/EG). Brüssel

TSI 2008

Europäische Kommission, 2008: „Entscheidung der Kommission über die technische Spezifikation für die Interoperabilität des Teilsystems „Fahrzeuge“ des transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsbahnsystems“. Amtsblatt der Europäischen Union (2008/232/EG). Brüssel

TTCI 2009

Transportation Technology Center Inc. (www.ttcii.com), 2009: „Vehicle monitoring Systems“. Pueblo

TUM 846 1978

Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen (o.Prof. Dr.-Ing. Josef Eisenmann), 1978: „Bericht Nr. 846 - Forschungsbericht Dauerschwingversuche an korrodierten Schienen S54/90“. Technische Universität München, München

TUM 944 1980

Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen (o.Prof. Dr.-Ing. Josef Eisenmann), 1980: „Bericht Nr. 944 - Forschungsbericht Dauerschwingversuche an korrodierten Schienen UIC60/900“. Technische Universität München, München

UIC 518 2003

UIC – Internationaler Eisenbahnverband, 2003: „UIC Kodex 518: Fahrtechnische Zulassung von Eisenbahnfahrzeugen – Fahrsicherheit, Fahrwegbeanspruchung und Fahrverhalten“. Paris

UIC 712 2002

UIC – Internationaler Eisenbahnverband, 2003: „UIC Kodex 712: Schienenfehler“. Paris

UIC 774-3 2001

UIC – Internationaler Eisenbahnverband, 2003: „UIC Kodex 774-3: Interaktion Gleis – Brücke. Empfehlungen für die Berechnungen“. Paris

Valenta/Varga 2000

Valenta, G. und T. Varga, 2000: „Untersuchungen von Schienenbrüchen bei der Wiener U-Bahn und Maßnahmen zu deren Verringerung“. Internationales Symposium Schienenfehler, Brandenburg an der Havel

voestalpine 2008

voestalpine Schienen GmbH, 2008: „Umwelterklärung 2008“. Leoben-Donawitz

voestalpine 2009 [1]

voestalpine Schienen GmbH, 2009: „Profilkatalog“. www.voestalpine.com/schienen/de/site/downloads (1.8.2009)

voestalpine 2009 [2]

voestalpine Schienen GmbH, 2009: „Schienenprüfung“ www.voestalpine.com/schienen/de/op2/production/rail_control

Vossloh 2009

www.vossloh-fastening-systems.de/cms/de/products/system_w14/system_w14.html (08/2009)

Weidinger 2008

Weidinger, Petra, 2008: „Untersuchungsbericht zur Rauigkeit von Schienenoberflächen“. unveröffentlichter Untersuchungsbericht, Leoben

Wöhhart 2006

Wöhhart, Alfred, 2006: „Die Ultraschallprüfung der ÖBB Gleise“. Dokumentation ÖBB Infrastruktur Betrieb - Netztechnik, Wien

Wöhnhart 2009

Wöhnhart, Alfred, 2009: „Ultraschalluntersuchungen bei den Österreichischen Bundesbahnen“. Gespräch im Jänner 2009

Zerbst et al. 2005 [1]

Zerbst, Uwe, Katrin Mädler und Michael Vormwald, 2005: „Entwicklung eines Schadenstoleranz Konzepts für Komponenten des Rad/Schiene Systems am Beispiel von Radsatzwellen“. MP Materialprüfung (6/2005)

Zerbst et al. 2005 [2]

Zerbst, Uwe, Katrin Mädler und Hartmut Hintze, 2003: „Fracture Mechanics in railway applications – an overview“. Engineering Fracture Mechanics 72 (2005)

Zerbst et al. 2005 [3]

Zerbst, Uwe, Michael Vormwald, Christian Andersch, Katrin Mädler und Michael Puff, 2005: „The development of a damage tolerance concept for railway components and its demonstration for a railway axle“. Engineering Fracture Mechanics 72 (2005)