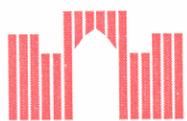


Brandenburg



FH

Internationales Symposium „Schienenfehler“

16. und 17. November 2000
Brandenburg an der Havel

Tagungsbericht

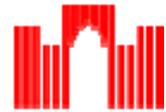
Hochschulforum

BRANDENBURGER TAGUNGSBERICHTE

Interdisziplinärer Forschungsverbund
Bahntechnik



Fachhochschule Brandenburg



Technische Universität Berlin



Internationales Symposium „Schienenfehler“

Tagungsbericht

Brandenburg an der Havel,
16. und 17. November 2000

Impressum

Herausgeber:
Der Rektor der Fachhochschule Brandenburg
Redaktion:
Prof. Dr.-Ing. habil. Karl-Otto Edel
Druck:
Druckerei der FHB

1. Auflage, November 2000

Zu beziehen über:
Fachhochschule Brandenburg
Magdeburger Straße 50
D-14770 Brandenburg
Tel.: 0049-3381 / 355 – 303
Fax: 0049-3381 / 355 – 199
e-mail: edel@fh-brandenburg.de
bzw.
TU Berlin, Sekr. SG 20 – IFV Bahntechnik
Salzufer 17 – 19
10587 Berlin
Tel.: 030-314-21698
Fax: 030-314-25452
e-mail: bahntechnik@tu-berlin.de
Schutzgebühr: 80,00 DM

Schienenfehler in Form von Beschädigungen, Rissen und Brüchen entstehen einerseits durch die Herstellung, andererseits aber vor allem durch die betriebliche Nutzung der Gleise.

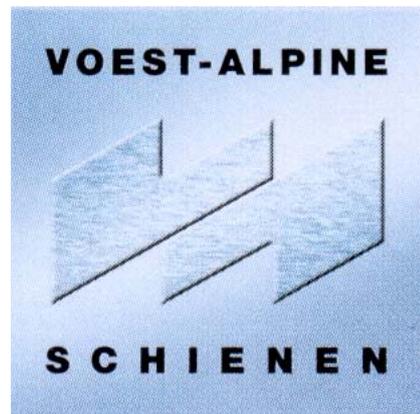
Angesichts neuerer Entwicklungen erscheint es geboten, den gegenwärtigen Stand bei der Erfassung und der Behandlung der Schienenfehler sowie bei der wissenschaftlichen Analyse ihres Verhaltens und ihrer Entwicklung zu dokumentieren und einen engen Dialog zwischen Forschung und Praxis anzuregen, um letztlich die Sicherheit und die Wirtschaftlichkeit des Eisenbahnbetriebes weiter zu verbessern.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'K. Edel', written in a cursive style.

Prof. Dr.-Ing. habil. Karl-Otto Edel

Das Internationale Symposium „Schienenfehler“ wurde von den Firmen unterstützt:

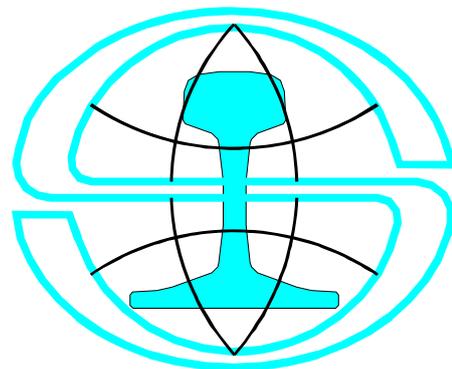
VOEST-ALPINE Schienen,
Leoben (Österreich)



WEICHENWERK BRANDENBURG GmbH,
Brandenburg-Kirchmöser



SPENO INTERNATIONAL SA,
Genf (Schweiz)



ELBE-HAVEL-STADTPLANVERLAG,
Magdeburg



Bei der Vorbereitung des Symposiums standen uns hilfreich zur Seite:

Frau Aurora Angelina Miano-Bünger, Frau Karina Bergt, Herr Prof. Alexander Urban, Herr Thomas Waschau und Herr Neil Deane.

An dieser Stelle sei unseren Sponsoren und Helfern für ihr Engagement, nicht zuletzt aber auch der Leitung der Fachhochschule für die großzügig gewährte Unterstützung herzlich gedankt.

Prof. Edel
Veranstaltungsleiter

Miller
Geschäftsführer
des IFV Bahntechnik

Inhaltsverzeichnis

Seiten:

Betriebserfahrungen

1. *K.-O. Edel:*
Systematisierung der Schienenfehler 1-1 – 1-15
2. *H.-D. Grohmann:*
Beschädigungsarten an der Schiene – verursacht durch den Betrieb 2-1 – 2-12
3. *R. Krull, H. Hintze, H.-M. Thomas:*
Moderne Methoden der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung im Oberbau..... 3-1 – 3-16
4. *H. Hug, K. Meißner:*
Detektion und Behandlung von Schienenfehlern
in Gleisen und Weichen der DB Netz AG 4-1 – 4-7
5. *W. Schöch:*
Schienenschleifen zur Verminderung von Oberflächenschäden..... 5-1 – 5-9
6. *E. A. Shur:*
Quality, Service Failure Rate, and Prospects of Rail Perfection..... 6-1 – 6-10
7. *G. Valenta, T. Varga, F. Loibnegger:*
Untersuchungen von Schienenbrüchen bei der Wiener U-Bahn
und Maßnahmen zu deren Verringerung..... 7-1 – 7-9
8. *L. Muders, N. Rothhäuser, A. Zimmermann:*
Ansprüche an moderne Schienenwerkstoffe 8-1 – 8-8

Beanspruchung und bruchmechanische Analyse

9. *J. Siegmann:*
Die Belastung der Schiene aus dem Betrieb 9-1 – 9-8
10. *E. Jericho, M. Weiße:*
Beitrag der Eigenspannungen zum Gebrauchsverhalten von Schienen 10-1 – 10-9
11. *G. Boudnitski, K.-O. Edel:*
Spannungsintensitätsfaktoren für Risse in Schienen..... 11-1 – 11-15
12. *L. Tóth:*
Fracture properties of the rail steels and their practical use 12-1 – 12-12
13. *K.-O. Edel:*
Bruchmechanische Analysen und Bewertungen für Risse in Eisenbahnschienen 13-1 – 13-9

Rollkontaktermüdung

14. *R. Allen:*
Rail defect management: British practice 14-1 – 14-12
15. *W. Daves, J. Fischer, F. D. Fischer:*
Analyse von schädigungsrelevanten Verformungsprozessen im Mikrobereich
bei mehrfacher Überrollung 15-1 – 15-9
16. *P. Pointner, F. D. Fischer, R. Stock:*
Simulation der Rollkontaktermüdung auf einem Rad-Schiene-Prüfstand 16-1 – 16-7
17. *L. Deters, S. Engel, M. Proksch, P. Veit:*
Ermüdungsverhalten von Schienenstahl unter dem Einfluß
verschiedener Zwischenstoffe 17-1 – 17-14
18. *Th. Schnitzer:*
Bruchmechanische Analyse der Rißausbreitung durch Rollkontaktermüdung..... 18-1 – 18-20

Lebenszykluskosten

19. *P. Danzer:*
Prognose der Lebenszykluskosten (LCC) von Fahrbahnkomponenten
am Beispiel der Vignolschiene..... 19-1 – 19-9
20. *N. Frank, R. Uhrig:*
LCC am Beispiel von Rillenschienen eines Nahverkehrsbetriebes 20-1 – 20-8

- Anschriften der Autoren** 21-1 – 21-6

Systematisierung der Schienenfehler

Prof. Dr.-Ing. habil. Karl-Otto Edel,
Fachhochschule Brandenburg – University of Applied Sciences
D-14770 Brandenburg an der Havel, BR Deutschland

1. Schienenfehler in Form von Brüchen, Rissen, Beschädigungen

Eisenbahnschienen haben im Hinblick auf die Schienenfahrzeuge die Aufgabe, die Belastungen infolge der bewegten Fahrzeugmassen aufzunehmen und auf den Untergrund zu übertragen, aber auch zu gewährleisten, daß die Schienenfahrzeuge sich in vorgegebenen Richtungen bewegen. Die Betriebssicherheit des Schienenverkehrs ist nicht mehr gegeben, wenn es zu Entgleisungen der Fahrzeuge kommt. Sind die Fahrzeuge entgleist, so sind die tragende und richtunggebende Funktion der Schienen im Hinblick auf das entgleiste Fahrzeug nicht mehr gewährleistet.

Zu Entgleisungen kann es kommen, wenn die Radsätze oder die Schienen nicht mehr funktionsstüchtig sind. Die Ursache für Entgleisungen kann im Fahrzeugverhalten selbst oder in unzureichenden Eigenschaften der Fahrwerke oder des Schienenweges liegen. Die in Eisenbahnschienen und in den Schienenschweißungen vorhandenen Fehler können Brüche, Risse oder sonstige Beschädigungen sein. Wenn auch in Eisenbahnschienen Brüche auftreten können, die ohne vorher erkennbaren Fehler im Werkstoff waren, so kann doch im allgemeinen vorausgesetzt werden, daß sich aus allgemeinen Beschädigungen (mit rißartigem oder mit nicht rißartigem Charakter) Ermüdungsrisse und letztlich Brüche entwickeln.

Das Vorhandensein von Schienenfehlern in betrieblich genutzten Gleisen, insbesondere das Auftreten von Schienenbrüchen, beeinträchtigt die Sicherheit des Eisenbahnbetriebes. Um zu objektiven Kriterien für die Systematisierung, Erfassung und Bewertung fehlerhafter Schienen zu gelangen, muß definiert werden, was unter einem Bruch, einem Riß und einer sonstigen Beschädigung zu verstehen ist, und wie diese Fehlerarten, die letztlich ineinander übergehen, gegeneinander abgegrenzt werden.

Die Auffassung, daß jeder erkannte Riß in einer Eisenbahnschiene als Bruch zu betrachten ist [1], geht zweifellos zu weit und wird der Praxis der Oberbauerhaltung bei den Eisenbahnen nicht gerecht. Nach der auf dem 10. Internationalen Eisenbahnkongreß 1925 in London gegebenen Definition ist als gebrochen jede Schiene anzusehen, die in zwei oder mehrere Stücke geteilt ist, oder deren Fahrfläche eine Lücke aufweist [2]. Nach der Definition im *UIC-Katalog der Schienenfehler* [3] muß diese Lücke mindestens 50 mm lang und 10 mm tief sein. Bei der Deutschen Reichsbahn wurde in der *Anleitung für die Behandlung der Schienenbruch-Meldebogen* von 1939 [4] festgelegt: „Es sind nicht nur vollständige Brüche zu melden. Auch Anrisse im Kopf, Steg oder Fuß gelten als Bruch und müssen gemeldet werden.“ In den Oberbauvorschriften der Deutschen Reichsbahn von 1964 [5] wurde demgegenüber definiert: „Ein Schienenbruch ist ein Durchbruch oder Ausbruch der Schiene.“ In der späteren Ausgabe dieser Oberbauvorschriften von 1977 [6] wird lediglich festgestellt, daß ein Schienenbruch eine Gefahrenstelle im Gleis ist, für deren Befahren besondere betriebsdienstliche und bauliche Maßnahmen erforderlich sind.

Berücksichtigt werden muß bei der Definition des Begriffs des Schienenbruchs, daß die Schiene sowohl eine tragende als auch eine richtunggebende Funktion hat, daß durch einen Bruch diese beiden Funktionen unter Umständen nicht generell und gleichzeitig verloren gehen.

In Anlehnung an die bei der Überarbeitung des OSShD-Merkblattes R 733 [7] gegebene Definitionen lassen sich die verschiedenartigen Schienenfehler wie folgt unterscheiden:

Schienenfehler sind Brüche, Risse und Schäden der Schienen sowie ihrer Verbindungen miteinander. Diejenigen Brüche, Risse und Schäden, die innerhalb des Schweißgutes oder der Aufschmelzzone von Verbindungs- oder Auftragsschweißungen liegen oder davon ausgehen, werden als Schweißfehler bezeichnet.

Gebrochen ist eine Schiene, wenn entweder

- die Schiene durch eine vollständige Werkstofftrennung im Querschnitt in mindestens zwei Teile getrennt ist,
- beide Laschen gebrochen sind,
- oder sich von der Schiene ein solches Bruchstück gelöst hat, daß an der Fahrfläche bzw. Fahrkante eine Lücke von mindestens 50 mm Länge und 10 mm Tiefe oder im Fußbereich eine den Schienenquerschnitt schwächende Lücke entstanden ist.

Ein Isolierstoß ist gebrochen, wenn

- die Schiene im Bereich des Stoßes gebrochen ist,
- die Laschen gebrochen sind,
- oder seine Isolierfähigkeit nicht wiederherstellbar verloren gegangen ist.

Schienenbrüche sind entsprechend den Festlegungen der Oberbauvorschriften unverzüglich zu sichern und innerhalb kürzester Frist aus dem Betriebsgleis zu beseitigen.

Gerissen ist eine Schiene, wenn die Trennung des Werkstoffs nicht vollständig durch den Querschnitt der Schiene geht. Hat die Größe des Risses das Grenzmaß nicht zulässiger Risse erreicht oder überschritten, so ist jederzeit mit dem Eintritt des Bruchs zu rechnen. Derartige Schienenfehler sind betriebstechnisch als Bruch gemäß den Festlegungen der Oberbauvorschriften zu behandeln, in der statistischen Erfassung gemäß der „Dienstanweisung zur Erfassung der Schienenbrüche“ durch ihre Kodierung jedoch als Riß auszuweisen. Hat die Größe des Risses das vom Prüfzyklus abhängige Grenzmaß bedingt zulässiger Risse erreicht oder überschritten, so ist vor der nächsten zerstörungsfreien Prüfung mit dem Eintritt des Bruchs zu rechnen. Derartige Risse sind entsprechend ihrer jeweiligen Größe und der Gleisbelastung möglichst bald zu sichern und aus dem Betriebsgleis zu beseitigen. Liegt die ermittelte Größe des Risses unter dem Grenzmaß bedingt zulässiger Risse, so kann der Riß mindestens bis zur nächsten zerstörungsfreien Prüfung im Gleis verbleiben.

Beschädigt ist eine Schiene, wenn sie Abweichungen von ihrer vorgeschriebenen geometrischen Gestalt oder in ihren Werkstoff- bzw. Bauteileigenschaften aufweist, durch die ihre Verwendbarkeit eingeschränkt ist oder verloren gehen kann bzw. durch die die Bildung von Rissen oder Brüchen ausgelöst werden kann.

Für die Praxis des Eisenbahnbetriebes ist es von entscheidender Bedeutung, ob ein aufgefundener Schienenbruch befahrbar ist oder nicht. Ausschlaggebend hierfür sind die Möglichkeiten, die Funktionsfähigkeit der gebrochenen Schiene durch provisorische bauliche Maßnahmen sicherzustellen und die möglicherweise doch entgleisten Fahrzeuge wieder einzugleisen. Unbefahrbare Schienenbrüche sind nach den Oberbauvorschriften der Deutschen Reichsbahn [6]:

- Durchbruch der Schiene im Schwellenfach,
- Kopfausbrüche von mehr als 50 mm Länge an der Schienenkopfoberfläche,
- Durchbrüche beider Laschen am schwebenden Stoß,
- alle Durchbrüche auf Brücken und in Tunneln.

2. Zielstellungen der Schienenfehlerklassifikationen

Aufschreibungen über im Gleis aufgetretene Schienenbrüche werden bei den Bahnverwaltungen schon seit langer Zeit vorgenommen. Die statistische Sammlung und Auswertung dieser Daten hat nicht nur den Zweck, die Zahl der Schienenbrüche zu erfassen. Die Schienenbruchstatistiken sind vielmehr ein wesentliches Hilfsmittel für die Klärung der Bruchursachen und für die Behebung dieser Mängel anzusehen [1]. Durch Laboruntersuchungen aufgetretener Schäden und jahrzehntelanges Arbeiten mit Schienenbruchstatistiken können die wesentlichen Ursachen, die zu Schienenbrüchen führen, als geklärt angesehen werden. Meistens ist das Zusammenwirken mehrerer Einflüsse notwendig, um Risse entstehen, wachsen und zum Bruch werden zu lassen [8].

Die Mittel, die jährlich für die Sammlung und Auswertung der Daten ausgegeben werden, sollten nicht nur für die Ermittlung oder Bestätigung der oftmals schon lange bekannten Ursachen oder für die Statistik als Selbstzweck verwendet werden. Hauptanliegen jeder Bahnverwaltung muß es sein, die ihr zur Verfügung stehenden Gleisanlagen entsprechend den betrieblichen Anforderungen in sicherem Zustand zu halten und optimal zu nutzen. Da auch trotz der im wesentlichen bekannten Bruchursachen noch Schäden auftreten, müssen, um die Sicherheit zu gewährleisten und die Ausfallzeiten minimal halten zu können, auf die Gleisanlagen konsequent die Methoden der zustandsbezogenen Instandhaltung angewendet werden. Das heißt, die Schienen und die Schienenschweißungen müssen auf das Vorhandensein von Fehlern geprüft werden; die erkannten Fehler müssen hinsichtlich der Betriebsgefährdung bewertet, eventuell weiter beobachtet und zu gegebener Zeit aus dem Gleis beseitigt werden. Unter Beachtung dieses Aspektes ist die statistische Erfassung und Auswertung der aufgetretenen Fehler in Hinsicht auf die wesentlichen Ursachen weiterhin notwendig, wobei – unterstützt durch Laboruntersuchungen – Maßnahmen zu ihrer Abstellung eingeleitet werden müssen. Wesentlich für die Instandhaltung ist aber, daß auch die Effektivität der eingeleiteten Maßnahmen kontrolliert werden muß und kann. Daraus folgt, daß das Stadium, in dem sich der Fehler zur Zeit seiner Auffindung und Beseitigung befand, und somit auch die Größe der durch den Ausbau der Schiene beseitigten Betriebsgefährdung unbedingt angegeben werden muß.

Die Klassifikation der Schienenfehler hat somit den Zweck, in systematischer Weise die Fehler zu beschreiben, die zum Ausbau einzelner Schienen aus dem Gleis oder zur Reparatur von Schienen im Gleis führten. Zusammen mit dieser relativ globalen Beschreibung ermöglichen die werkstofftechnische Untersuchung der Schadensfälle und die statistische Erfassung und Auswertung der aufgetretenen Fehler auf Grund der unterschiedlichen Fehlerarten Rückschlüsse

- auf die wesentlichen Ursachen und Bedingungen für ihr Auftreten
- auf die einzuleitenden Maßnahmen zu ihrer Abstellung
- auf die Effektivität der eingeleiteten Maßnahmen und
- auf die zulässige Fehlergröße.

Ein Gesichtspunkt, der bei der Anwendung der Klassifikation der Schienenfehler unbedingt beachtet werden muß, ist die Tatsache, daß die Kodierung der aufgefundenen Schienenfehler durch das Personal der Bahnmeisterei oder das Personal der zerstörungsfreien Schienenprüfung bzw. den Computer vorgenommen wird. Bei der Eingruppierung der Fehler stehen demnach keine Laborhilfsmittel zur Verfügung, um eingetretene und aufgefundene Schäden werkstofftechnisch zu analysieren. Dementsprechend muß die Fehlerklassifikation so gestaltet sein, daß eine Kodierung im wesentlichen anhand der Fehlergeometrie möglich ist, ohne auf Resultate von Laboruntersuchungen zurückzugreifen. Die Eingruppierung darf dem Bahnper-

sonal keine überflüssigen Arbeiten und Überlegungen aufbürden. Vielmehr sollten die Unterlagen über die Klassifikation der Schienenfehler dem Bahnpersonal ein wichtiges Hilfs- und Arbeitsmittel für das Erkennen der Ursachen aufgetretener Schäden und ihre rechtzeitige Beseitigung sein.

3. Klassifizierung und Kodierung der Schienenfehler

Bestrebungen zur systematischen Klassifikation der Schienenfehler sind etwa seit den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts bekannt. Anstelle einer verbalen Beschreibung wurden und werden bei der Erfassung der Schienenfehler Buchstaben oder Ziffern bzw. Buchstaben- oder Zifferngruppen verwendet.

3.1. Das Merkblatt für die Unterscheidung der Schienenbrüche der DR

Bei der Deutschen Reichsbahn wurden im Merkblatt für die Unterscheidung der Schienenbrüche [4] die unterschiedlichen Bruchformen durch insgesamt 11 verschiedene Buchstabengruppen kodiert (siehe Bild 1). Unterschieden wurden Querbrüche, die ohne erkennbaren Ausgangspunkt waren bzw. vom Kopf oder vom Fuß der Schiene ausgehen, und Längsbrüche mit ihren Ausgangsbereichen im Kopf, Steg oder Fuß der Schiene. Der Zweck des Merkblattes war es, dem Personal der Bahnmeistereien eine Hilfe zu geben bei der richtigen Einordnung und bei der statistischen Erfassung der Brüche. Es hatte sich nämlich gezeigt, daß die in den Erfassungsbögen angegebenen Bruchursachen mit den wirklichen Ursachen der Schienenbrüche oftmals nicht übereinstimmten [9].

Vermutlich in ähnlicher Weise wie bei der Deutschen Reichsbahn wurden bei den British Railways in dem 1948 herausgegebenen Rail Failure Handbook [10] insgesamt 12 Fehlerarten unterschieden. In der nachfolgenden Zeit wurden die Schienenfehler genauer differenziert, sicherlich auch auf Grund der Möglichkeiten, die durch die elektronische Datenverarbeitung der Schienenbruchstatistiken eröffnet wurden.

3.2. Katalog der Schienenfehler der UIC

Weit über die Grenzen einer einzelnen Bahnverwaltung hinaus hat sich die Klassifikation der Schienenfehler auf der Grundlage des *Katalogs der Schienenfehler* des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC) verbreitet, der 1959 erstmals herausgegeben wurde [11] und gegenwärtig in der überarbeiteten 3. Ausgabe (von 1979) vorliegt [3].

In der UIC-Klassifikation werden sowohl allgemeine Beschädigungen, als auch Risse und Brüche von Schienen und von Schienenschweißungen erfaßt. Zur Kodierung der Schienenfehler werden maximal 4 Ziffern verwendet. Dabei gibt die erste Ziffer die Lage des Fehlers in der Schienenlänge an. Dabei bedeuten:

- 1 – am Schienenende,
- 2 – mitten in der Schienenlänge,
- 3 – Fehler, verursacht durch Beschädigungen,
- 4 – Fehler bei Schweißungen und Auftragsschweißungen

Die zweite Ziffer beschreibt die Lage des Fehlers im Schienenprofil bzw. die Art der Schweißung. Die dritte Ziffer kennzeichnet die Art und die Richtung der Riß- oder Bruchflächen bzw. die Ursache der Schäden. Die vierte Ziffer dient zur zusätzlichen Unterscheidung der Schienenfehler; oftmals wird sie auch fortgelassen. Wiedergegeben ist das Schema der Systematisierung im Bild 2.

Bezeichnung für Spalte 26 des Meldebogens	Beschreibung	Bild Nr.
A Querbrüche (Q)		
Qo	Querbruch ohne besondere Kennzeichen. Es ist nicht zu erkennen, ob er vom Kopf, Fuß oder Steg ausgeht	1
Qk	Querbruch mit besonderem Kennzeichen. Vom Kopf ausgehend: a) als Nierenbruch, so benannt nach seiner nierenförmigen alten Anbruchstelle. Diese ist glatt und hat entweder silbrigen Glanz	2a
	oder bläuliche Anlauffarbe, wenn der alte Anbruch bis an die Oberfläche reicht	2b
	b) von Beschädigungen auf der Lauffläche ausgehend (Rad-schleuderstellen, Ablätterung, Absplitterung und dergl.)	2c
Qf	Vom Fuß ausgehend, entweder gerade	3a
	oder schräg ausgebildet, durch Schlagverletzung verursacht	3b
	oder winklig ausgebildet	3c
	oder durch Abnutzung	3d
	oder durch Hohlräume im Fuß (Fußlunker) verursacht	3e
B Längsbrüche (L) (Kopf-, Steg- und Fußlängsbrüche)		
L k s	Kopflängsbruch, senkrecht	4 a und 4b
L k w	„ , waagrecht beide meist auf Lunker, tiefliegende Blasenbildung und dergl. zurückzuführen.	4c und 4d
L st s	Steglängsbruch, senkrecht	5a und 5b
L st w	„ , waagrecht beide auf Lunker mit Seigerung zurückzuführen, unregelmäßige Aufspaltung und Faserung erkennbar.	5c
L st w sp	Steglängsbruch waagrecht und ohne besondere Kennzeichen. Er liegt zwischen Bohrlöchern und Kopf und ist ein Spannungsbruch	5d
L st b	Brüche am Schienenende, die meist von den Bohrlöchern ausgehen. Sie sind auf das starke Rosten und die sich bildenden Rostnarben in den Bohrlochwandungen zurückzuführen	5e und 5f
	Brüche, bei denen in dem Steg neben den alten Bohrlöchern weitere Löcher gebohrt sind, die den Steg schwächen	5g und 5h
L f	Fußlängsbrüche, auf den unteren Fußflächen neben dem Steg beginnend	6a
	derselbe Bruch, ausgebrochen	6b

Bild 1: Schema der Systematisierung der Schienenfehler nach dem Merkblatt der DR von 1939.

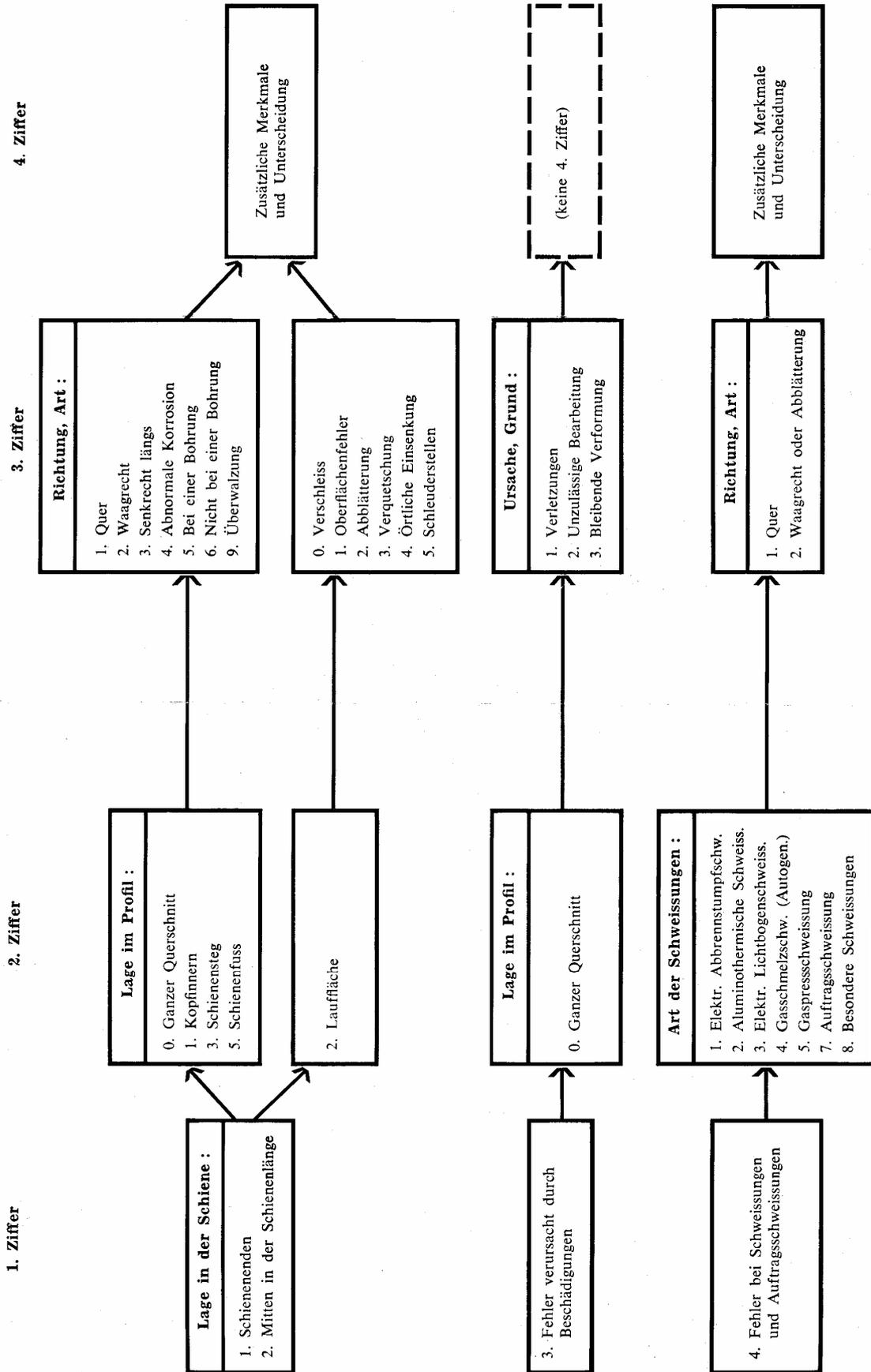


Bild 2: Schema der Systematisierung der Schienenfehler nach dem UIC-Katalog der Schienenfehler.

Aus dieser Systematisierung der Schienenfehler ist ersichtlich, daß die Zeit, in der die Entwicklung der Systematik erfolgte, im Zeitraum des Überganges vom gelaschten zum durchgehend lückenlos geschweißten Gleis lag. Im Mittelpunkt des Interesses der Bahnverwaltungen stand damals die Aufgabe, die zunehmende Häufung der von den gelaschten Schienenenden ausgehenden und die Sicherheit des Eisenbahnbetriebes gefährdenden Schienenbrüche mit Hilfe der Schweißtechnik drastisch zu reduzieren.

3.3. Klassifikation der Schienenfehler der OSShD

In Konkurrenz zur Schienenfehlerklassifikation der UIC wurde 1961 auf der Grundlage der Erfahrungen der Sowjetischen Eisenbahnen das OSShD-Merkblatt R 733 „Empfehlung über die Festlegung der einheitlichen Klassifikation der Fehler und Beschädigungen an Schienen“ von der Organisation für die Zusammenarbeit der Eisenbahnen (OSShD) herausgegeben. Diese Klassifikationsmethode wurde durch die Übernahme in die Oberbauvorschriften für die Deutsche Reichsbahn für lange Zeit verbindlich.

<i>I группа. Отслоение и выкрашивание металла на поверхности катания головки рельса</i>					
10.1-2	11.1-2	14.1-2	17.1-2	18.1	
<i>II группа. Поперечные трещины в головке рельса и изломы из-за них</i>					
20.1-2	21.1-2	24.1-2	25.1-2	26.3-8	27.1-2
<i>III группа. Продольные трещины в головке</i>			<i>IV группа</i>		
30В.1-2	30Г.1-2	38.1	40.1-2	41.1-2	
<i>V группа. Смятие и неравномерный износ головки</i>					
43.1-2	44.2	46.3-8	47.1	49.1-2	
<i>VI группа. Дефекты и повреждения шейки</i>					
50.1-2	52.1-2	53.1-2	55.1-2	56.3-8	59.1-2
<i>VII группа. Дефекты и повреждения подошвы</i>					
60.1-2	62.1-2	65.1-2	66.3-8	69.1-2	
<i>VIII группа. Маломы рельса по всему сечению</i>			<i>IX группа. Изгибы рельсов</i>		<i>X группа</i>
70.1-2	74.1-2	79.1-2	85.1-2	86.3-8	99.1-2

Bild 3: Schema der Klassifikation der Schienenfehler bei der SŽD.

Bei der Fehlerkodierung nach dem OSShD-Merkblatt R 733 von 1961 werden drei Ziffern verwendet. Die erste Ziffer bezeichnet die Fehlerart, gleichzeitig aber auch die Lage des Fehlers im Schienenquerschnitt. Die erste Ziffer wird unterteilt in:

- 1 Ablätterungen und Ausbröckelungen an der Fahrfläche,
- 2 Querrisse im Kopf,
- 3 Längsrisse im Kopf (waagrecht und senkrecht),
- 4 Verquetschungen und ungleichmäßiger Verschleiß des Kopfes (Wellen und Riffel),
- 5 Fehler und Beschädigungen am Steg,
- 6 Fehler und Beschädigungen am Fuß,
- 7 Durchbruch im ganzen Querschnitt,
- 8 Verformungen in horizontaler und vertikaler Richtung,
- 9 alle übrigen Fehler und Beschädigungen.

Die zweite Ziffer kennzeichnet die Unterart des Fehlers bezüglich der vermutlich ausschlaggebenden Ursache für sein Auftreten. Die Unterteilung der zweiten Ziffer ist:

- 0 Fehler und Beschädigungen mangelhafter Herstellung,
- 1 Fehler und Beschädigungen durch ungenügende Kontaktfestigkeit,
- 2 Fehler und Beschädigungen infolge Mängel in der Profilierung der Schiene und in der Stoßkonstruktion,
- 3 Fehler und Beschädigungen ausgehend von einer mangelhaften Gleisunterhaltung,
- 4 Fehler und Beschädigungen infolge unnormaler Beeinflussung durch die Fahrzeuge,
- 5 mechanische Beschädigungen durch Werkzeuge, Geräte usw.,
- 6 Fehler und Beschädigungen durch mangelhaften Verbindungsschweißungen,
- 7 Fehler und Beschädigungen durch mangelhafte Härtungen,
- 8 Fehler und Beschädigungen durch mangelhafte Auftragsschweißungen und mangelhafte Anschweißungen der Schienenverbinder,
- 9 alle übrigen Ursachen.

Durch die dritte Ziffer wird die Lage des Fehlers in der Längsrichtung gekennzeichnet:

- 1 am Stoß (die Länge dieses Bereiches beträgt vom Schienenende 0,75 m),
- 2 außerhalb des Stoßes,
- 3 an Abbrennstumpfschweißungen,
- 4 an normalen aluminothermischen Schweißungen,
- 5 an aluminothermischen Schnellschweißungen,
- 6 an Gaspreßschweißungen,
- 7 an Gasschmelzschweißungen,
- 8 an elektrischen Lichtbogenschweißungen.

Die Länge des Schweißbereiches beträgt von der Mitte der Schweißung nach beiden Seiten 0,10 m.

Schienenkopflängsrisse wurden bei den SŽD in Abwandlung der OSShD-Klassifikation von 1961 auch später noch durch die zusätzlichen kyrillischen Buchstaben „B“ für vertikal und „Г“ für horizontal gekennzeichnet [12].

Zur besseren Lesbarkeit der Kodierung der Schienenfehler wurden bei der OSShD-Klassifikation die ersten beiden Ziffern von der dritten Ziffer durch einen Punkt abgetrennt.

Wie auch für die UIC-Klassifikation ist für die OSShD-Klassifikation charakteristisch, daß nicht beliebige Kombinationen für die Kodierung zugelassen werden, sondern nur ganz bestimmte Kombinationen, wodurch die Auswahl auf die praktisch wesentlichen Fehler begrenzt wird. Durch Tabellen in den Oberbauvorschriften der DR [4, 5] wird die theoretisch mögliche Vielfalt auf insgesamt 85 Fehler beschränkt. Diese Beschränkung ist aus praktischen Gesichtspunkten zwar sinnvoll, wird aber sicherlich nicht allen auftretenden Möglichkeiten gerecht. Beispielsweise kann ein Durchbruch im Bereich des Schweißstoßes nicht mit der zutreffenden Kodierung registriert werden, da diese Ziffergruppe nicht berücksichtigt wurde. Die Folge der einschränkenden Fehlertabellen wird eine Vermischung einiger Fehlerarten sein.

Nachteilig bei beiden Methoden ist, daß nicht in jedem Fall eindeutig anhand der Fehlerkodierung festgestellt werden kann, welches der drei qualitativ unterschiedlichen Stadien der Schädigung zum Auswechseln der Schienen bzw. zur Reparatur geführt hat. Diese für die Oberbauerhaltung doch recht wesentliche Information muß, falls es bei der betreffenden Bahnverwaltung überhaupt vorgesehen ist, zusätzlich mit den Daten für die Schienenbruchstatistik erfaßt werden.

3.4. Weiterentwicklung der OSShD-Klassifikation bei der DR

Um diesen Mangel der beiden weitverbreiteten Klassifikationsmethoden zu beheben, wurde bei der von der OSShD als notwendig erachteten Überarbeitung des Merkblattes R 733 von 1961 ein Ordnungssystem erarbeitet, bei dem eindeutiger als bislang durch die Kodierung der Fehler zwischen allgemeinen Beschädigungen, Rissen und Brüchen unterschieden wird [7]. Die Überarbeitung des OSShD-Merkblattes verwendet im allgemeinen einen vierziffrigen Kode.

Die erste Ziffer gibt dabei die Qualität des Schienenfehlers, d.h. die Schwere der vorliegenden Schädigung an. Es bedeuten:

- 1.xx.x – allgemeine Beschädigung,
- 2.xx.x – Riß,
- 3.xx.x – Bruch.

Die zweite Ziffer beschreibt die Lage oder den Ausgangspunkt des Fehlers im Schienenprofil. Die zweite Ziffer wird wie folgt unterteilt:

- x.0x.x – im ganzen Schienenquerschnitt,
- x.1x.x – an der Fahrfläche oder der Fahrkante,
- x.2x.x – im Schienekopf,
- x.3x.x – im Schienensteg,
- x.4x.x – im Schienenfuß.

Die dritte Ziffer gibt die Art des Fehlers an, wobei für Risse und Brüche einerseits und allgemeine Beschädigungen andererseits unterschieden wird. Bei Schäden werden berücksichtigt:

- 1.x0.x – nicht genannter Schaden,
- 1.x1.x – Herstellungs-, Bearbeitungs-, Behandlungsfehler,
- 1.x2.x – bleibende Verformung,
- 1.x3.x – Korrosion,
- 1.x4.x – Oberflächenfehler,
- 1.x5.x – Abblätterung, Ausbröckelung,
- 1.x6.x – Verquetschung,
- 1.x7.x – örtlich begrenzte Abnutzung,
- 1.x8.x – Riffel, wellenförmige Abnutzung,
- 1.x9.x – Schleuderstelle.

Bei Rissen und Brüchen wird die dritte Ziffer wie folgt unterteilt:

- 2/3.x0.x – nicht genannter Riß oder Bruch,
- 2/3.x1.x – in Querrichtung,
- 2/3.x2.x – in Längsrichtung, vertikal ausgedehnt,
- 2/3.x3.x – in Längsrichtung, horizontal ausgedehnt,
- 2/3.x4.x – schräg zur Schienenachse verlaufend,
- 2/3.x5.x – ausgehend von einer Stegbohrung, schräg zur Schienenachse verlaufend,
- 2/3.x6.x – ausgehend von einer Stegbohrung, horizontal ausgedehnt,
- 2/3.x7.x – ausgehend von Anschweißungen,
- 2/3.x8.x – in den Laschen.

Es bedeuten in der vierten Ziffer:

- x.xx – an beliebiger Stelle im Gleis (Schiene bzw. Schweißung),
- x.xx.0 – an beliebiger Stelle in der Schiene,
- x.xx.1 – im Bereich des gelaschten Schienenstoßes,

- x.xx.2 – in der Schiene außerhalb des gelaschten Schienenstoßes,
- x.xx.3 – im Bereich von Widerstandsabbrennstumpfschweißungen,
- x.xx.4 – im Bereich von aluminothermischen Schweißungen.

Bei der Erarbeitung dieses Neuvorschlages für die OSShD-Klassifikation der Schienenfehler wurde berücksichtigt, daß die Ursache der Schienenfehler in den meisten Fällen ein ganzer Komplex verschiedener Einflüsse, Voraussetzungen und Bedingungen ist. Da das Personal der Bahnmeistereien nicht in der Lage ist, die Ursachen der Riß- und Bruchbildung eindeutig zu ermitteln, ist es sinnvoll, die Eingruppierung der Fehler ausschließlich anhand solcher Merkmale vorzunehmen, die visuell oder durch zerstörungsfreie Prüfmethoden feststellbar sind. Die Eingruppierung aufgefundener Fehler in vorgegebene Fehlergruppen darf dem Bahnpersonal keine überflüssigen Arbeiten und Überlegungen aufbürden. Vielmehr sollten die Unterlagen über die Klassifikation der Schienenfehler dem Personal der bahnen ein wichtiges Hilfs- und Arbeitsmittel für das Erkennen der Ursachen aufgetretener Schäden und für ihre rechtzeitige Beseitigung aus dem Betriebsgleis sein.

Beschädigungen	1.00	1.01	1.02.1 1.02.2 1.02.3 1.02.4	1.03	1.14.0
	Im folgenden nicht aufgeführte Beschädigungen	Bearbeitungs- und Behandlungsfehler	Bleibende Verbiegung	Anomale Korrosion	Oberflächenfehler auf der Fahrfläche
	1.15.0	1.16.1 1.16.3 1.16.4	1.17.1 1.17.2 1.17.3 1.17.4	1.18	1.19
	Abblätterung und Ausbröckelung	Verquetschung	Örtlich begrenzte, anomale Abnutzung	Riffel und Wellen	Schleuderstelle
Anrisse und Brüche	2.00 3.00	3.01.0 3.01.3 3.01.4	2.07.0 3.07.0	2.11	2.21.0 2.21.3 2.21.2 3.21.0 3.21.3 3.21.2
	Im folgenden nicht aufgeführte Anrisse bzw. Brüche	Bruch ohne klar erkennbaren Ausgangspunkt	Anriß bzw. Bruch an Anschweißungen	Querriß an der Fahrfläche	Kopfinnenriß
	2.22.0 3.22.0	2.23.0 3.23.0	2.31.3 2.31.2 3.31.3 3.31.4	2.32.0 3.32.0	2.33.1 2.33.2 2.33.3 2.33.4 3.33.1 3.33.2 3.33.3
	Vertikaler Schienenkopflängsriß	Horizontaler Schienenkopflängsriß	Querriß im Steg	Vertikaler Steglängsriß	Horizontaler Steglängsriß
	2.34.0 3.34.0	2.35.1 2.35.2 3.35.1 3.35.2	2.36.1 2.36.2 3.36.1 3.36.2	2.41.0 2.41.3 2.41.2 3.41.0 3.41.3 3.41.4	2.42.0 3.42.0
Schrägverlaufender Steganriß	Schrägverlaufender Stegbohrungsanriß	Horizontaler Stegbohrungsanriß	Querriß im Fuß	Schienenfußlängsriß	

Bild 4: Zusammenstellung der Schienenfehler nach der überarbeiteten OSShD-Klassifikation.

Die bei der Deutschen Reichsbahn vorgenommene Überarbeitung des OSShD-Merkblattes wurde 1982 abgeschlossen und im Jahre 1985 in nahezu unveränderter Form als OSShD-Merkblatt R 733 „Empfehlungen über die Klassifikation der Schienenfehler“ verabschiedet [13]. Während die SŽD als Mitglied der OSShD trotz des veränderten Merkblattes R 733 bei einer neuen Ausgabe ihrer Schienenfehlerklassifikation bei der alten Systematisierung blieben, wurde die neu erarbeitete Systematik der Klassifikation der Schienenfehler für die Belange der Deutschen Reichsbahn modifiziert und mit der „Dienstanweisung zum Erfassen der Schienenbrüche (DR-A 4004)“ [14] im Jahre 1991, ein Jahr nach dem ursprünglichen Termin der Inkraftsetzung, zusammen mit den im wesentlichen auf der Grundlage bruchmechanischer Analysen erarbeiteten Grenzmaßen nicht zulässiger Fehler für die Deutsche Reichsbahn verbindlich.

Eine Weiterentwicklung der Schienenfehlerklassifikation zu einem Schienenfehlerkatalog wurde bei der Deutschen Reichsbahn ebenso wie die Weiterentwicklung der Bewertungskriterien für die rißartigen Schienenfehler als sinnvoll erachtet und in Angriff genommen bzw. weitergeführt.

In Anpassung an die Bedürfnisse der Deutschen Reichsbahn wurde für die vierte Ziffer die folgende Unterteilung vorgesehen:

Tabelle 1: Schema der Klassifizierung und Kodierung der Schienenfehler nach dem DR-Entwurf.

1. Ziffer: Qualität des Fehlers	2. Ziffer: Lage des Fehlers bzw. Ausgangspunkt	3. Ziffer: Art des Fehlers	4. Ziffer: Lage des Fehlers in der Schienenlänge
1. Schaden	0. im ganzen Schienenquerschnitt 1. Fahrfläche oder Fahrkante 2. Schienenkopf 3. Schienensteg 4. Schienenfuß	0. nicht genannter Schaden 1. Herstellungs-, Bearbeitungs-, Behandlungsfehler 2. bleibende Verformung 3. Korrosion 4. Oberflächenfehler 5. Ablätterung, Ausbröckelung 6. Verquetschung 7. örtlich begrenzte Abnutzung 8. Riffel, wellenförmige Abnutzung 9. Schleuderstelle	0. die ganze Länge der Schiene betreffend oder an beliebiger Stelle der Schiene 1. im Bereich des Laschenstoßes (begrenzt durch die Länge der Laschen) 2. in der Schienenmitte (außerhalb von Laschen- und Schweißbereichen) 3. im Bereich der Widerstandsabbrennstumpfschweißung (± 200 mm von Schweißnahtmitte)
2. Riß 3. Bruch	0. Im ganzen Schienenquerschnitt 1. Fahrfläche oder Fahrkante 2. Schienenkopf 3. Schienensteg 4. Schienenfuß	0. nicht genannter Riß oder Bruch 1. Querrichtung 2. Längsrichtung, vertikal 3. Längsrichtung, horizontal 4. schräg 5. Stegbohrungsriß, schräg 6. Stegbohrungsriß, horizontal 7. ausgehend von Anschweißungen 8. in den Laschen	4. im Bereich der aluminothermischen Schweißung (± 25 mm von Schweißnahtmitte) 5. im Bereich von Auftrags- bzw. sonstigen Verbindungsschweißungen 6. im Bereich des Herzstücks 7. im Bereich der Zungenvorrichtung 9. im Bereich des Isolierstoßes

- 0 die ganze Länge der Schiene betreffend oder an beliebiger Stelle der Schienenlänge, d. h. im Bereich des Laschenstoßes und im Bereich außerhalb des Laschenstoßes möglich
- 1 im Bereich des Laschenstoßes, der begrenzt ist durch die Länge der Laschen,
- 2 in der Schienenmitte, d. h. außerhalb des Bereiches des Laschenstoßes und des Bereiches von Schienenschweißungen,
- 3 im Bereich der Widerstandsabbrennstumpfschweißung (± 200 mm von der Mitte der Schweißnaht)

(Anmerkung: Schmorstellen im Bereich von WA-Schweißungen können in Abhängigkeit vom Schienenprofil und von der Schweißmaschine auch außerhalb des üblichen Einflußbereiches der Schienenschweißungen von ± 25 mm liegen, so daß wegen der Schmorstellen der Einflußbereich der Einflußbereich der WA-Schweißung mit maximal ± 200 mm zu berücksichtigen ist.),

- 4 im Bereich der aluminothermischen Schwei-

Schaden (x,y,z)	1000 1001 1002 1003 1004 1005 1006 1007 1008 1009	im folgenden nicht aufgeführter Schaden	1011 1012 1013 1014 1015 1016 1017 1018 1019		1021 1022 1023 1024 1025 1026 1027		1030		1140	
	1151 1152 1153 1154		1161 1162 1163 1164 1165 1166 1167 1168 1169		1171 1172 1173 1174 1175 1176 1177 1178 1179		1180		1190	
		Ablätterung, Ausbröckelung	Verquetschung	örtlich begrenzte Abnutzung	Riffel, wellenförmige Abnutzung	Schleuderstelle				
	2000 2001 2002 2003 2004 2005 2006 2007	im folgenden nicht aufgeführter Riß	3010 3011 3012 3013 3014 3015		3081 3089		2110 2111 2112 2113 2114 2115 3110 3111 3112 3113 3114 3115		2210 2211 2212 2213 2214 2215 3210 3211 3212 3213 3214 3215	
	3000 3001 3002 3003 3004 3005 3006 3007	im folgenden nicht aufgeführter Bruch	3009 nicht wiederherstellbare Isolierfähigkeit	Bruch ohne erkennbaren Ausgangspunkt	Bruch beider Laschen	Querriß an der Fahrfläche	innerer Kopfquerriß			
2220 3220		2230 2235 3230 3235		2313 2314 2315 3313 3314 3315		2320 3320		2331 2332 2333 2334 2335 3331 3332 3333 3334 3335		
Bruch (3,xyz)	2340 2341 2342 2343 2344 2345 3340 3341 3342 3343 3344 3345		2351 2352 3351 3352 3353 3354 3355		2361 2362 3361 3362 3363 3364 3365		2410 2411 2412 2413 2414 2415 3410 3411 3412 3413 3414 3415		2420 3420	
		vertikaler Kopflängsriß	horizontaler Kopflängsriß	Stegquerriß	vertikaler Steglängsriß	horizontaler Steglängsriß				
		schräger Stegriß	schräger Stegbohrungsriß	horizontaler Stegbohrungsriß	Fußquerriß	Fußlängsriß				

Bild 5: Zusammenstellung der Schienenfehler nach der bei der Deutschen Reichsbahn weiterentwickelten OSShD-Klassifikation.

- Bung (± 25 mm von der Mitte der Schweißung),
- 5 im Bereich von Auftrags- bzw. sonstigen Verbindungsschweißungen,
 - 6 im Bereich des Herzstücks,
 - 7 im Bereich der Zungenvorrichtung,
 - 9 im Bereich des Isolierstoßes, der begrenzt ist durch die Länge der Laschen.

In der Folge der Zusammenführung der Deutschen Bundesbahn und der Deutschen Reichsbahn zur Deutschen Bahn AG wurden für die Schienenfehler die Klassifikationsmethode und die Bewertungskriterien der ehemaligen Deutschen Bundesbahn als verbindlich übernommen. Die bei der Deutschen Reichsbahn vorgenommenen Untersuchungen waren trotz der Veröffentlichung in einschlägigen Fachzeitschriften bei der Deutschen Bundesbahn offensichtlich unbekannt bzw. unbeachtet geblieben.

3.5. Empfehlung des ERRI-Ausschusses D173 für den UIC-Katalog der Schienenfehler

Da nicht nur die Schienenfehlerklassifikation der OSShD von 1961, sondern auch die des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC), deren erste Fassung aus dem Jahre 1959 stammt, überarbeitungsbedürftig war, wurde von dem ERRI-Ausschuß D 173 eine diesbezügliche Initiative ergriffen.

Obwohl einige Verbesserungen und Änderungen der Klassifizierung und der Kodierung der Schienenfehler erforderlich und beabsichtigt waren, wurden – in Übereinstimmung mit dem Ergebnis einer Umfrage unter beteiligten Bahnverwaltungen – Anstrengungen unternommen, den Kern des bisherigen Kodierungssystems der UIC beizubehalten. Vorgeschlagen wurde ein erweitertes alpha-numerisches System für die Fehlerkodierung [15], das die Speicherung und Verarbeitung der Schienenfehlerdaten ermöglicht. Zum bisher verwendeten Ziffersystem wurden insgesamt drei Buchstaben hinzugefügt, wobei zwei Buchstaben vor die Ziffern und ein Buchstabe hinter die Ziffern gesetzt wurden. Der erste vorgesetzte Buchstabe dient zur Charakterisierung des Zustandes der Schiene in Bezug auf die Sicherheit. Verwendet werden die Buchstaben B für gebrochene Schienen und der Buchstabe D für defekte Schienen. Als Option verwenden einige Bahnverwaltungen zusätzlich ebenfalls den Buchstaben C für gerissene (cracked) Schienen. In dem Vorschlag des ERRI-Ausschusses wurde dieser Buchstabe C jedoch nicht berücksichtigt wegen der Schwierigkeit bei der Zuordnung einiger Schienenfehler zu den gerissenen Schienen oder zu den defekten Schienen. Der zweite vorgesetzte Buchstabe wurde hinzugefügt, um den Typ des Bauelements innerhalb der Gruppen normale Schiene, Weichenschiene, gebaute Kreuzung und gegossene Kreuzung mit Hilfe der Buchstaben A bis Z zu definieren.

Im numerischen Teil der Klassifizierung und Kodierung (3. bis 6. Zeichen) wurden für den Abschnitt der Schweißungen Ergänzungen empfohlen und ein vollkommen neuer Abschnitt für die Gußkreuzungen hinzugefügt. Die Untergliederungen sind in der Übersichtsdarstellung wiedergegeben.

Der Zusatz eines 7. Zeichens in Form der Buchstaben A bis H wird für die Schweißfehler an aluminothermischen Schienenschweißungen empfohlen.

Nach dem Vorschlag des ERRI-Ausschusses sind die zusätzlich eingeführten Buchstaben, das erste, zweite und siebte Zeichen, nicht verbindlich, während die Ziffern (3. bis 6. Zeichen) im Gegensatz dazu verbindlich vorgeschriebenen Charakter haben. Nachdrücklich wird jedoch den Anwendern empfohlen, den ersten Buchstaben mit B bzw. D zu verwenden, wenn es möglich ist.

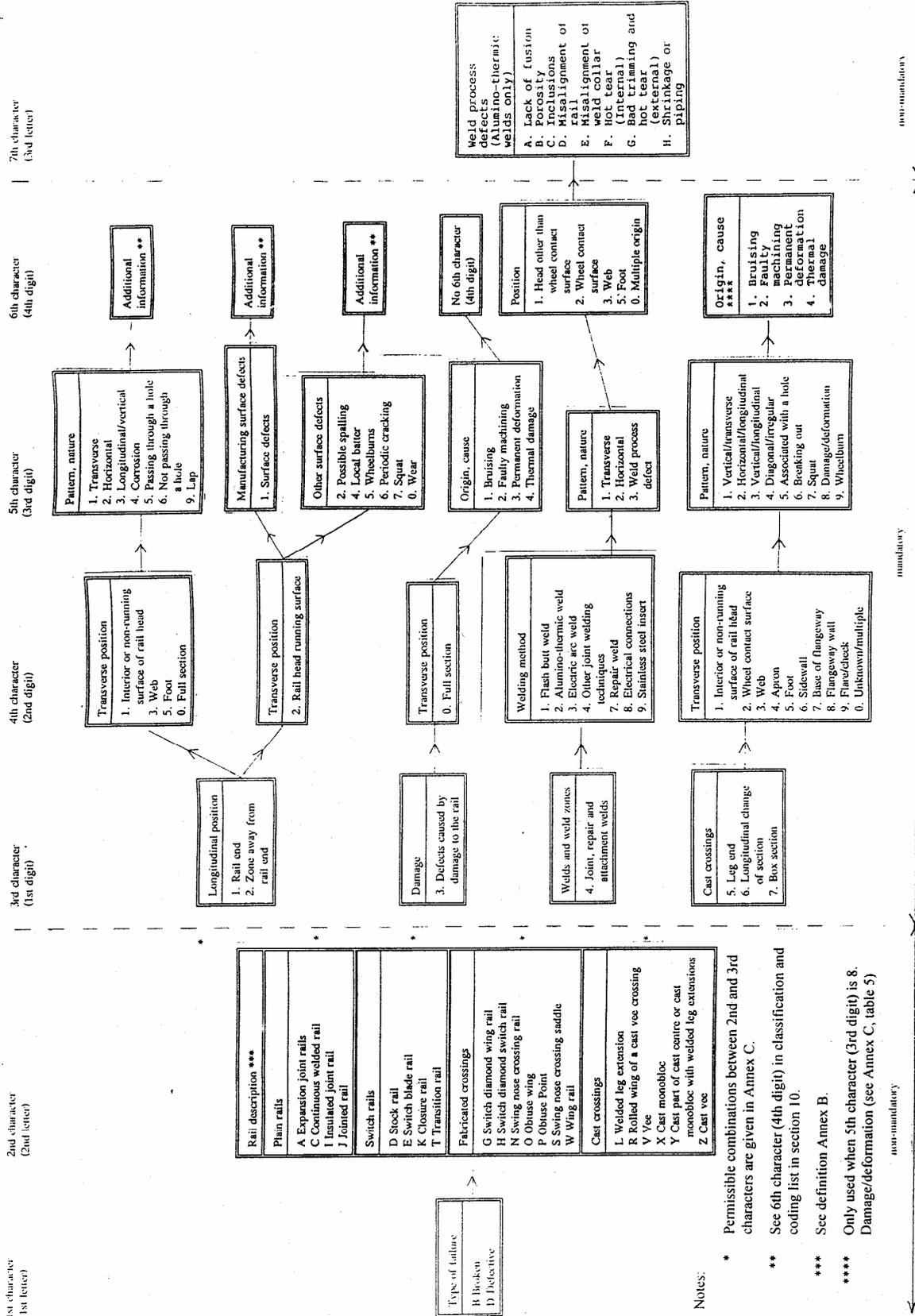


Bild 6: Schema der Systematisierung der Schienenfehler nach dem Vorschlag des ERRI-Ausschusses für den UIC-Katalog der Schienenfehler.

Die aus der zusammenfassenden Tabelle sich ergebenden Kombinationen zulässiger Kodierungen sind in einem Anhang zum ERRI-Bericht [15] angegeben.

Kritisch anzumerken ist hinsichtlich des Vorschlages des ERRI-Ausschusses, daß die eigentlich notwendige Überarbeitung vermieden wurde, da zu große Rücksicht auf die Umfrageergebnissen genommen wurde und letztlich alle Gesichtspunkte berücksichtigt werden sollten. Die Überarbeitung ist insofern auch nicht vollkommen geglückt, da eine teilweise Identität der Ordnungskriterien für die Fehler der Schiene in der 3. Ziffer und für die Schweißdefekte in der 4. Ziffer enthalten sind. Nicht ohne weiteres einzusehen ist, warum das siebte Zeichen, der nachgesetzte Buchstabe, eingeführt wurde. Dieses zusätzliche Zeichen betrifft nur die Schweißfehler an aluminothermischen Schienenschweißungen. Die Zeit, daß derartige Schweißverfahren bei der Herstellung der lückenlosen Gleise dominieren, ist – zumindest für die Deutsche Bahn AG – schon lange vorbei, da gegenwärtig die Abbrennstumpfschweißung in großem Maße angewendet wird. Das aluminothermische Schweißverfahren ist eine überholte Technologie, für die eine diffizile Fehlerunterteilung in einem überarbeiteten Schienfehlerkatalog nicht mehr gerechtfertigt ist, es sei denn, daß durch den Übergang vom Bahnpersonal auf Fremdpersonal bei der Herstellung der lückenlos geschweißten Gleise eine Zunahme der aluminothermischen Schweißfehler in beträchtlichem Ausmaß befürchtet wird.

4. Schlußbetrachtung

Angesichts der Vielzahl der unterschiedlichen Fehler an Eisenbahnschienen und an Schienenschweißungen besteht die Notwendigkeit, für deren praktische Behandlung eine Systematisierung vorzunehmen. Zwischen der Art der Klassifikation der Schienfehler und der technischen Entwicklung (wie z.B. der Übergang zur Schweißtechnik einerseits und zur elektronische Datenverarbeitung andererseits) besteht ganz offensichtlich ein nicht zu leugnender Zusammenhang. Gegenwärtig allgemein anerkannt ist die Notwendigkeit der Überarbeitung der bisher angewendeten Klassifikation.

Nicht unbeachtet bleiben darf bei einer Überarbeitung, wer die Anwender und wer die Nutzer einer systematischen Klassifikation der Schienfehler sind, und welche Ziele mit der Systematisierung und der Erfassung aufgetretener Schienfehler verfolgt werden. Letztlich muß sich die Art der Systematisierung der Schienfehler mit ihrer Auffindung, Erfassung und Beseitigung der Gewährleistung der Betriebssicherheit der Eisenbahnen unterordnen. Zu bereinigen sind üblicherweise aktuelle Problemen der Zeit; aus diesem Grund wird es eine ewig gültige Systematisierung sicherlich nicht geben.

Der Übergang von einer überholten, lieb gewonnenen oder ungeliebten Klassifikation zu einer neuen Klassifikation bringt neben Vorteilen natürlich auch Schwierigkeiten mit sich, zum Beispiel, daß die Kontinuität der Erfassung nicht mehr generell gegeben ist. Mit einer Überarbeitung darf man jedoch nicht so lange warten, bis die Zeit darüber hinweggegangen ist. Dann wird die Schienenbruchstatistik als wesentliche Hilfe für die Gewährleistung bzw. Erhöhung der Betriebssicherheit unbrauchbar und zum überholten Ballast; letztlich beraubt man sich eines sehr wichtigen Hilfsmittels, das leicht einer vordergründigen Rationalisierung der Betriebsabläufe zum Opfer fallen kann.

5. Literatur

- [1] Autorenkollektiv: transpress-Handbuch Eisenbahn, Band 2. transpress – VEB Verlag für Verkehrswesen, Berlin, 1970, Seite 1210.
- [2] J. Larsen: Schienenbrüche – Ihre Ursachen und die Maßnahmen zur Verhinderung ihrer Entstehung. Technische Hochschule Berlin, Dissertation, 1930.

- [3] Internationaler Eisenbahnverband (UIC): Katalog der Schienenfehler. Ausgabe vom 1. Januar 1979.
- [4] Deutsche Reichsbahn, Drucksache 89 941 „Merkblatt für die Unterscheidung der Schienenbrüche“. Reichsbahn-Zentralamt Berlin, 1939.
- [5] Deutsche Reichsbahn: Dienstvorschrift 820: Oberbauvorschriften (Obv). Ministerium für Verkehrswesen, Hauptverwaltung der Bahnanlagen der Deutschen Reichsbahn. Ausgabe 1964 (gültig ab 1. Januar 1965).
- [6] Deutsche Reichsbahn: Dienstvorschrift 820: Oberbauvorschriften (Obv). Ministerium für Verkehrswesen, Hauptverwaltung der Bahnanlagen der Deutschen Reichsbahn. Drucksachenverlag der Deutschen Reichsbahn, Berlin 1977 (gültig ab 1. September 1977).
- [7] K.-O. Edel: Überarbeitung des OSShD-Merkblattes R 733 (1. Ausgabe 1961) „Empfehlungen über die Festlegung der einheitlichen Klassifikation der Fehler und Beschädigungen an Schienen“. Zentrales Forschungsinstitut des Verkehrswesens, Zentrum für Material- und Energieökonomie, Brandenburg-Kirchmöser, Bericht, 29. Oktober 1982.
- [8] Organisation für die Zusammenarbeit der Eisenbahnen (OSShD): „Empfehlungen über die Festlegung der einheitlichen Klassifikation der Fehler und Beschädigungen an Schienen“, OSShD-Merkblatt R 733, 1. Ausgabe, 1961.
- [9] K. Zimmermann: Schienenbrüche, ihre Ursachen und ihre Verhütung. Deutsche Eisenbahntechnik **4** (1956) 6, Seite 225 – 232; **4** (1956) 8, Seite 324 – 328; **4** (1956) 12, Seite 463 – 476.
- [10] British Railways: Rail Failure Handbook, 1948.
- [11] Internationaler Eisenbahnverband (UIC): Katalog der Schienenfehler für den Bahnunterhaltungsdienst. Ausgabe vom 1966.
- [12] Нормативно-техническая документация:
Классификация дефектов рельсов. НТД/ЦП-1-93.
Каталог дефектов рельсов. НТД/ЦП-2-93.
Признаки дефектных и острodefектных рельсов. НТД/ЦП-3-93.
Москва, „Транспорт“, 1993.
- [13] Organisation für die Zusammenarbeit der Eisenbahnen (OSShD): Merkblatt R 733 „Empfehlungen über die Klassifikation der Schienenfehler“, 2. Ausgabe, 1985.
- [14] Deutsche Reichsbahn, Hauptverwaltung der Bahnanlagen: Dienstanweisung zum Erfassen der Schienenbrüche (DR-A 4004). In Kraft gesetzt: HA A, ZA-R-2.16/312/89 vom 2. August 1989; gültig ab 1. Januar 1990.
- [15] D 173 Rail Rolling Contact Fatigue: A Proposal for a Revision of the 1979 Edition of the UIC Catalogue of Rail Defects. European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht, ERRI 173/RP 15, February 1997 (Revision).

Beschädigungsarten an der Schiene – verursacht durch den Betrieb

Dr.-Ing. Hans-Dieter Grohmann,
D-14774 Brandenburg-Kirchmöser

1 Einleitung

Die Schiene als ein wesentliches Bauelement der Gleise und Weichen hat von Beginn ihrer Entwicklung an bis heute eine Reihe von Veränderungen erfahren. Das betrifft sowohl die konstruktive Form als auch die Werkstoffzusammensetzung, die Erschmelzung, das Vergießen, das Walzen, die Wärmebehandlung, das Richten und die Methoden der Qualitätskontrolle.

Die vom modernen Eisenbahnbetrieb geforderten hohen Geschwindigkeiten im Reiseverkehr und höheren Radsatzlasten im Güterverkehr führen zwangsläufig zu größeren Beanspruchungen des Rad/Schiene-Kontaktes. Diese können durch bestimmte Veränderungen der Berührungsgeometrie der Partner zur Reduzierung der Flächenpressung und durch höhere Festigkeit der Werkstoffe besser beherrscht werden. Bei der Erhöhung der Festigkeit der Werkstoffe sind aber technische Grenzen durch die Art der Beanspruchung und das Werkstoffverhalten gegeben.

Während bisher Verschleiss sowie herstellungs- und instandhaltungsbedingte Schäden die Kriterien für die Liegedauer der Schienen im Gleis und in den Weichen waren, treten nunmehr Rollkontaktermüdungsschäden an bzw. nahe unter der Lauffläche in den Vordergrund (Head Checks, Squats und dergl.). Daneben treten nach wie vor als Oberflächenfehler Riffel und weitere durch den Eisenbahnbetrieb bedingte Schäden auf.

Die Prozesse innerhalb des tribologischen Systems Rad/Schiene, einschließlich Schmierstoff und Umgebungseinfluss, die zu Verschleiss, Rollkontaktermüdungsfehlern und Werkstoffumwandlung führen, sind jedoch nicht vollständig geklärt. Damit kommt dem Problem „Wechselwirkung zwischen Rad und Schiene“ steigende Bedeutung zu. Es ist ein neuer – und zugleich alter – Schwerpunkt der technischen Arbeit der Eisenbahn.

Die hier dargelegten Erkenntnisse zu Natur und Entstehungsmechanismus von relevanten Oberflächenschäden können als Grundlage für bruchmechanische Analysen zur Bewertung der Risse in Schienen und zu Berechnungen der Rollkontaktermüdung (RCF) auf kontaktmechanischer Basis und damit des Ermüdungsverhaltens dienen. In gleicher Weise bilden diese Erkenntnisse die Grundlage zur Bewertung der Messsignale der modernen Methoden der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung an Schienen.

2 Schädigungsarten an der Schiene

Grundsätzlich können alle Schädigungsarten an der Schiene im Betriebsgleis charakterisiert werden als

- rissartige Schäden und Verschleiss sowie als
- Schäden durch Werkstoffumwandlung.

Diese beiden Schädigungsarten mit ihren vielfältigen Schadensformen sollen anschließend beschrieben werden. Dabei werden die Wechselwirkungen, Unterschiede und Gemeinsamkeiten zwischen den jeweiligen Schadensformen betrachtet. Die Darlegungen beziehen sich auf die Schiene im Gleis; Schäden an Weichen werden hier nicht behandelt.

2.1 Rissartige Schäden und Verschleiß

Für diese Schädigungsart sind Rollkontaktermüdung (RCF = Rolling Contact Fatigue), Verschleiss und besondere Einwirkungen des Fahrbetriebes (Eindrückungen, Schleudern) verantwortlich. Risse und Verschleiß sind dabei in enger Wechselbeziehung zu sehen. So haben Rollkontaktermüdrisse und Verschleiss in ihrer Entstehungsphase einen gemeinsamen Ursprung - die nahe an der Oberfläche in der Zone der plastischen Verformung entstehenden Mikrorisse.

In ihrer weiteren Entwicklung beeinflussen sie sich gegenläufig - Risswachstum ist nur bei geringem Verschleiss möglich und umgekehrt, hoher Verschleiss lässt nur geringes Risswachstum zu.

2.1.1 Rollkontaktermüdung

Zu den Schadensformen, die durch Rollkontaktermüdung entstehen, werden gezählt:

- Nierenbrüche (Tache Oval) und Shelling
- Head Checks
- periodische Fahrkantenschäden (Belgrospi's)
- Squats
- Fahrkantenschäden an der Aussenschiene von eingleisigen Strecken.

Nierenbrüche und Shelling

Bei einem Nierenbruch entwickelt sich ein Querriss von einem im Inneren des Schienenkopfes liegenden Einschluss; bei Shelling kommt es – ebenfalls von Einschlüssen ausgehend – zu Ausbrüchen am Schienenkopf (Fahrkante), aus denen sich auch ein Querbruch entwickeln kann. Beide Schadensformen sind herstellungsbedingt.

Head Checks

Head Checks sind feine Oberflächenrisse, die im Abstand von 2 bis 7 mm an der Fahrkante von Aussenschienen der Richtunggleise in Kurven mit Radien von 400 bis 1500 m , an Zungenschienen und vereinzelt auch im geraden Gleis auftreten.

Sie sind von der Fahrkante aus in Fahrtrichtung gesehen etwa 45° nach unten geneigt und ver-

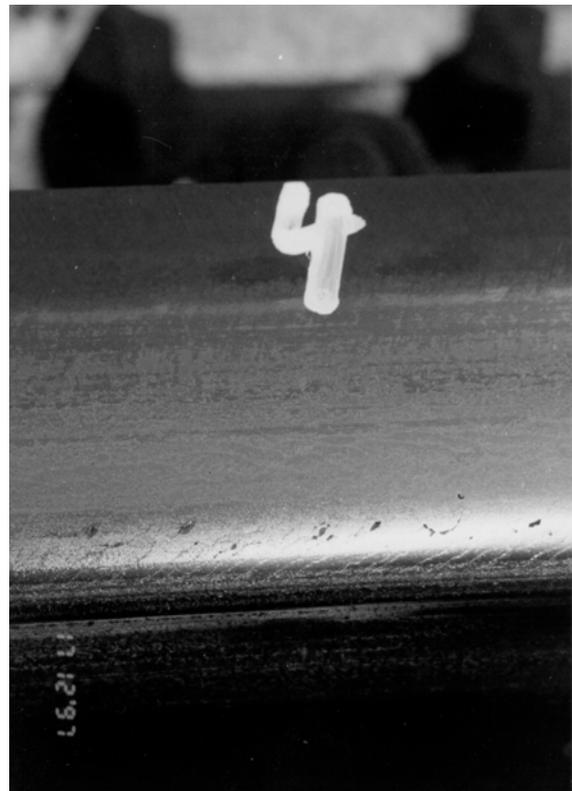


Bild 1: Schiene mit Head Checks im Gleis.

laufen in einem Winkel von etwa 15° zur Oberfläche in das Werkstoffinnere, wo sie sich verzweigen. Bei entsprechendem Rissfortschritt kommt es zur Vereinigung der Einzelrisse und damit zu Ausbrüchen an der Fahrkante, die den Ausbau der Schiene erfordern. Es sind auch Fälle aufgetreten, wo sich aus den relativ flach verlaufenden Rissen ein senkrechter Dauerbruch entwickelte.

Es kann festgestellt werden, dass Head Checks an der Oberfläche rechtwinklig zur Krafrichtung verlaufen und durch die plastisch deformierte Schicht hindurch unter flachem Winkel in den Werkstoff hinein wachsen, vorausgesetzt, die Verschleissgeschwindigkeit ist kleiner als die Risswachstumsgeschwindigkeit.

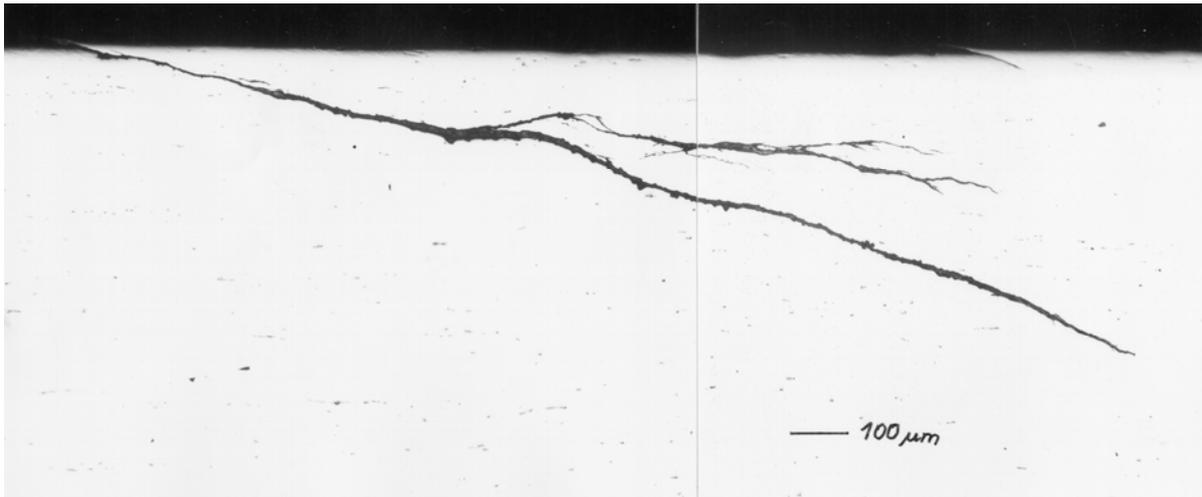


Bild 2: Längsschnitt durch einen Head Check – ungeätzt.

Verschleiss- und Risswachstumsgeschwindigkeit sind Ergebnisse des Systems der Reibpaarung Rad/Schiene – also von Werkstoffeigenschaften, Beanspruchung und Umgebungseinflüssen abhängig.

Ausgangspunkt der Head Checks sind Mikrorisse in der Deformationsschicht, in der nach bestimmten Überrollungen die kritische Bruchenergie erreicht wird. Einen wesentlichen Einfluss auf Entstehung und Wachstum von Head Checks übt der Schmierstoff aus. Über den sich ergebenden Reibwert wird sowohl die Lage des Schubspannungsmaximums als auch die zugeführte Reibarbeit beeinflusst. Dabei muß aber zwischen der positiven Wirkung des Schmierstoffes bei der Rissentstehung und einer teilweise negativen Wirkung beim Rissfortschritt unterschieden werden.

Werkstoffe höherer Festigkeit besitzen höheren Verformungswiderstand und es kommt zu verzögerten Rissentstehung und Risswachstum. Das zeigt sich in dem typisch geringeren Abstand zwischen den Rissen und daher einer höheren Dichte des Rissfeldes. Ferner ist zu beobachten, dass die Kaltverfestigung der Schienenstähle der Normalgüte höher ist als die der kopfgehärteten.

Periodische Fahrkantenschäden (Belgrospi's)

Diese Schadensform wird erst seit kurzer Zeit beobachtet. Belgrospi's treten periodisch an der Aussenschiene von Richtungsgleisen sowie vereinzelt, alternierend zwischen rechter und linker Schiene im geraden Gleis von Schnellfahrstrecken ($V > 200$ km/h) auf.



Bild 3: Periodische Fahrkantenschäden „Belgrospi“ mit Riffel.

Die zur Fahrkante hin liegenden Rissnester stehen augenscheinlich mit einer leichten Verriffelung in Verbindung.

Mit einem Auftrag an SFE – Gesellschaft für Strukturanalyse in Forschung und Entwicklung mbH, Berlin erfolgte die Untersuchung von Faktoren aus der Rad/Schiene-Dynamik, die die Bildung dieser Rissnester bewirken können. Es zeigte sich, dass die Position des bei der Verriffelung auftretenden Radlastmaximums vor dem Riffelberg und die gemessenen Risspositionen übereinstimmen. Die Ergebnisse der Simulation sagen aus, dass ein Zusammenhang zwischen den maximalen Normalspannungen (bei Antrieb auch der Tangentialspannung) und dem Auftreten der Rissnester besteht. Hinzu kommt, dass auf dem Riffelberg eine kleinere Kontaktfläche zu finden ist und eine hohe Fahrgeschwindigkeit generell die dynamischen Radlastschwankungen erhöht [8]

Squats

Squats treten hauptsächlich im geraden Gleis auf. Sie zeigen sich zunächst als kleine schwarze Punkte, die sich vergrößern und von deren Grund relativ flach verlaufende Risse ausgehen. Im fortgeschrittenen Stadium entsteht auf der Lauffläche sichtbar ein halbkreisförmiger Riss, der überwiegend zur Fahrkante hin offen ist.

Verbunden sind damit eine dunkle (schwarze) Fläche, eine geringe Einsenkung des Fahrspiegels und eine Rissausbreitung. Ab einer bestimmten Fehlergröße erfolgt der Ausbau der Schiene.



Bild 4: Squat – aus der Schiene herausgetrennt.

Auch hier ist - wie bei den Head Checks – eine Rissrichtungsänderung („Umkippen“) des zunächst flach verlaufenden Risses in einen senkrechten Dauerbruch möglich.

Squats entstehen im Gegensatz zu Head Checks an Stellen geringeren Verschleisses. Die metallografischen Schliffbilder von untersuchten Minisquats weisen starke plastische Deformation am Squat selbst und um den entstandenen Riss herum auf.

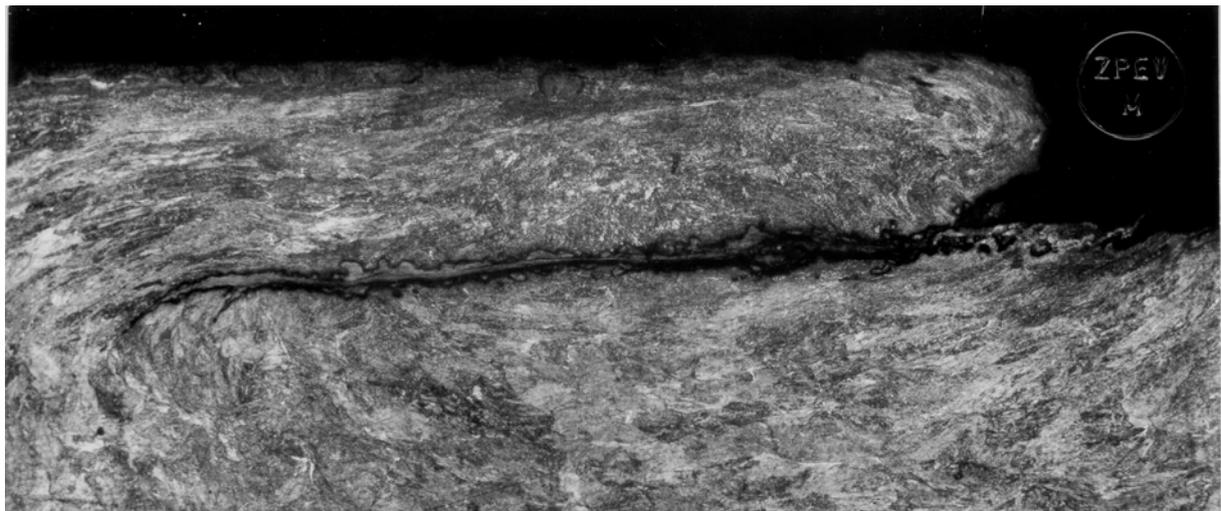
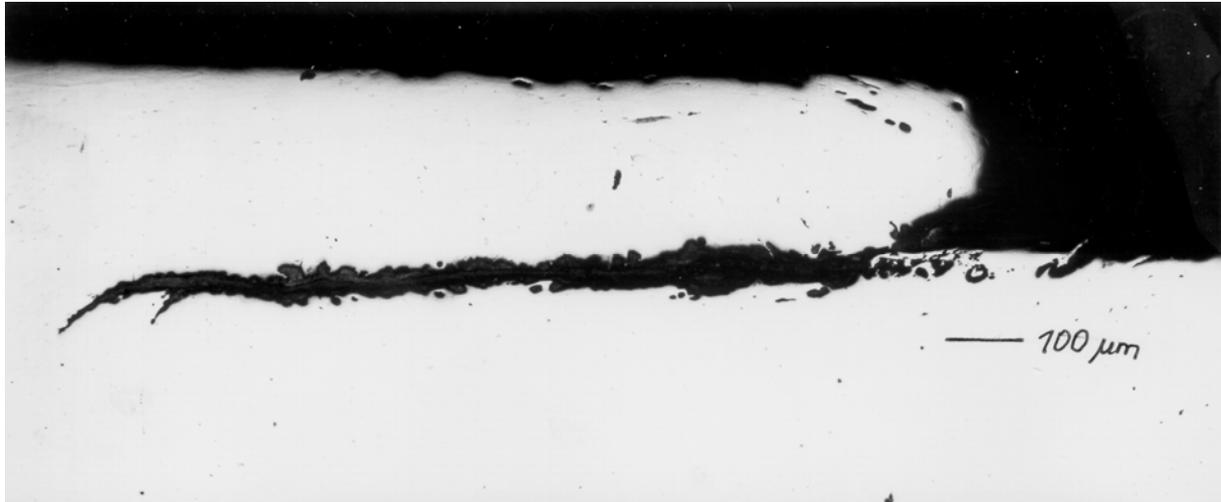


Bild 5: Minisquat-Querschnitt; oben: ungeätzt; unten: geätzt mit Nital.

Die festgestellte Rissrichtung weist auf die wirkenden Querkräfte hin. Das Risswachstum wird ausser von der Beanspruchung noch durch Korrosionsvorgänge beeinflusst. Umgewandelte Gefügeschichten, wie bei den verriffelten Schienen, wurden in unmittelbarer Nähe der Squats nicht gefunden.

Fahrkantenschäden an der Aussenschiene von eingleisigen Strecken

Das übliche Schadensbild der Head Checks an der Fahrkante von Aussenschienen zweigleisiger Strecken zeigt sich auf eingleisigen Strecken völlig anders. Von dem sich bildenden Grat am unteren Rand der Fahrkante wachsen Risse in das Innere des Schienenkopfes, bilden sich an der Fahrkante Verquetschungen und Ausbrüche. Diese starken Schädigungen treten nach längerer Liegedauer auf.

Bild 6 zeigt einen Querschnitt durch den „geringfügigen“ Grat und Bild 7 eine Verquetschung, die später zu einem Ausbruch führt.

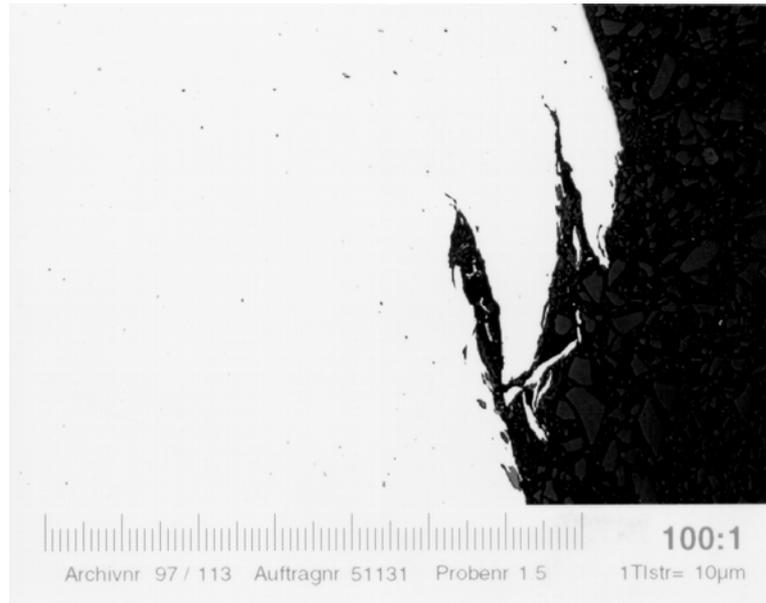


Bild 6: Querschnitt durch den Grat an der Fahrkante der Schiene einer eingleisigen Strecke.

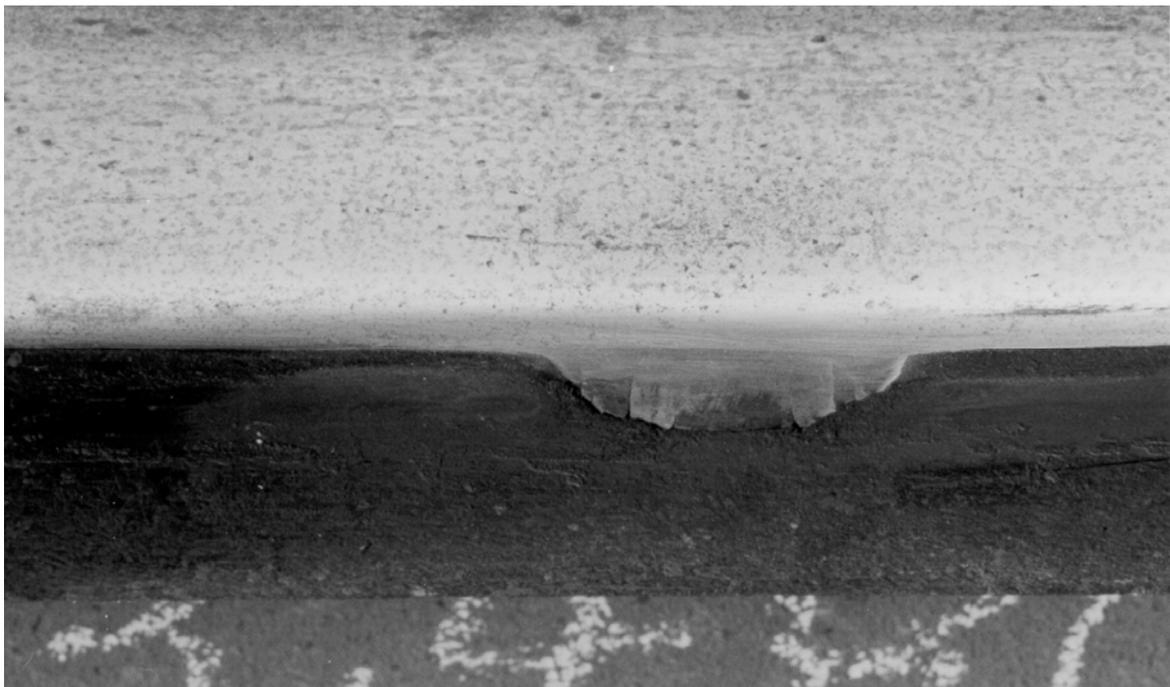


Bild 7: Überlappung an der Fahrkante einer eingleisigen Strecke.

Eindrückungen

Eindrückungen auf dem horizontalen Teil der Fahrfläche der Schiene können sich periodisch, entsprechend dem Umfang des verursachenden Rades wiederholen und eine runde Form haben („Kugeleindruck“) oder völlig regellos geformt sein. Ferner werden Eindrückungen völlig regellos verteilt auf beiden Schienen des Gleises gefunden.

• *Periodisch wiederkehrende Eindrückungen*

Ausgangsstelle dieser Schadensart ist eine mechanisch verursachte Vertiefung auf der Fahrfläche.

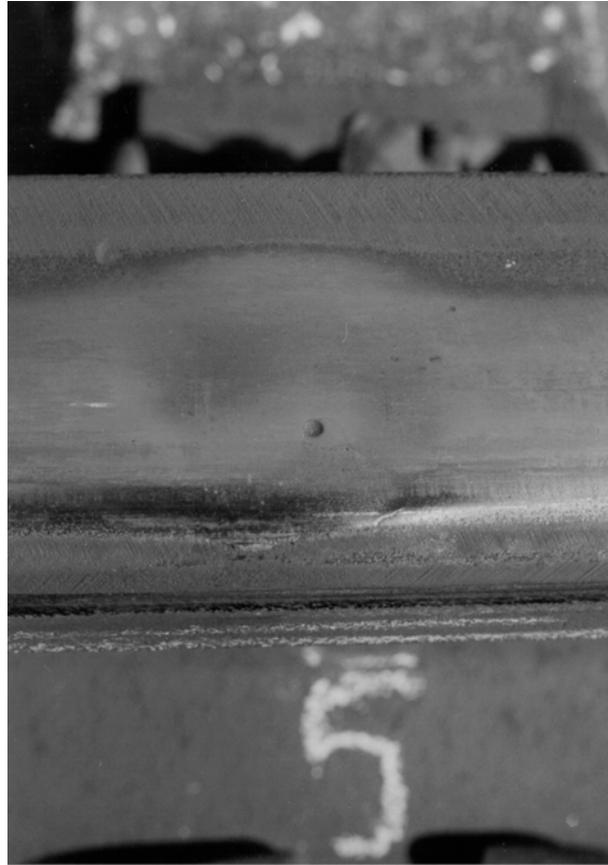


Bild 8: Kugeleindruck – periodischer Eindruck im fortgeschrittenen Stadium.



Bild 9: Unregelmäßig geformter, periodischer Eindruck.

An dieser Stelle beginnt ein intensiver Korrosionsprozess, der durch die mechanische Aktivierung der Lauffläche unterstützt wird. Daneben kommt es in Abhängigkeit von der gegebenen Beanspruchung und mit zunehmender Liegezeit der Schienen zum Wachsen eines flächenhaften Risses, der sich von der Fahrkante weg unter einem flachen Winkel in den Werkstoff hinein entwickelt.

Ähnlich wie beim Squat werden dann eine dunkle/schwarze Fläche und eine geringe Einsenkung des Fahrspiegels sichtbar; ebenso kann sich aus dem flach verlaufenden Riss ein senkrechter Dauerbruch entwickeln.

• ***Unregelmäßig auftretende Eindrückungen („braune Flecken“)***

Diese Eindrückungen sind zunächst blank; sie nehmen jedoch infolge starker Korrosion eine hell- bis dunkelbraune Färbung an („braune Flecken“).

Sie dehnen sich schnell aus (wenige Quadratzentimeter) und ihre Tiefe wächst (0,7 mm und mehr – je nach Zeitdauer bis zum Ausbau).

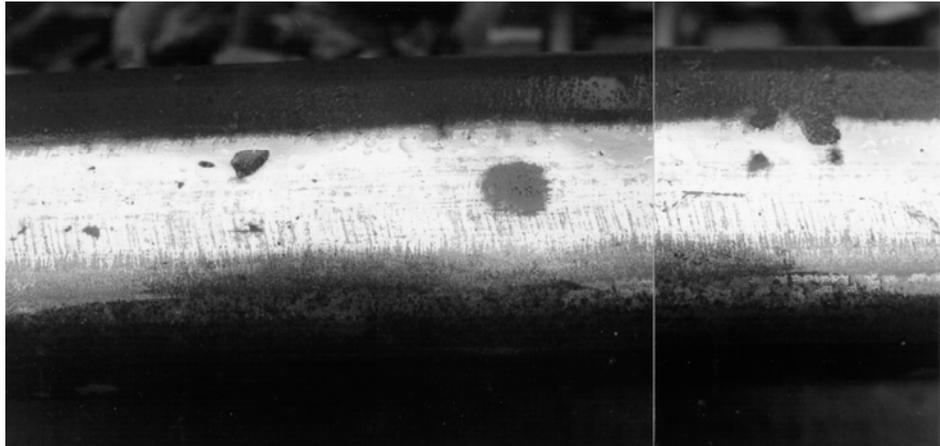


Bild 10: Unregelmäßige Eindrückungen – braune Flecken.

Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen bestätigten, dass

derartige Vertiefungen durch das Eindringen von zufällig verteilten Fremdkörpern durch das Rad – also durch eine mechanisch verursachte plastische Deformation – entstehen.

Ähnlich wie bei den periodisch wiederkehrenden Eindrückungen setzt sofort ein intensiver Korrosionsprozess ein, der schnell zu einer Vergrößerung von Fläche und Tiefe und damit zu unzulässiger, schlagartiger Beanspruchung beim Rad/Schiene-Kontakt führt.

Schleuderstellen

Zu Schleuderstellen sollen hier keine ausführlichen Darlegungen gemacht werden. Sie sind u.a. in [2] beschrieben (Fehler 2251/2252). Die durch die Wärmeeinwirkung entstehende Materialumwandlung von Perlit zu Martensit erreicht hierbei Stärken bis zu 1 mm.

2.1.2 Verschleiss – Schlupfwellen

Schlupfwellen, auch kurze Wellen genannt, sind periodische Fahrflächenunebenheiten mit Längen von 5 bis 30 cm und Tiefen von etwa 0,1 bis 1 mm. Sie treten überwiegend in Gleisbogenradien kleiner als 800 m an der inneren Schiene auf.

Im Gegensatz zu den Riffeln treten hier typisch keine umgewandelten „weissen Schichten“ auf. Die metallografischen Untersuchungen zeigen starke plastische Deformation und flache Oberflächenrisse. Es handelt sich hier um einen „üblichen“ Verschleissvorgang, der durch die Relativbewegung zwischen innerem und äusseren Rad in der Kurve bedingt ist.

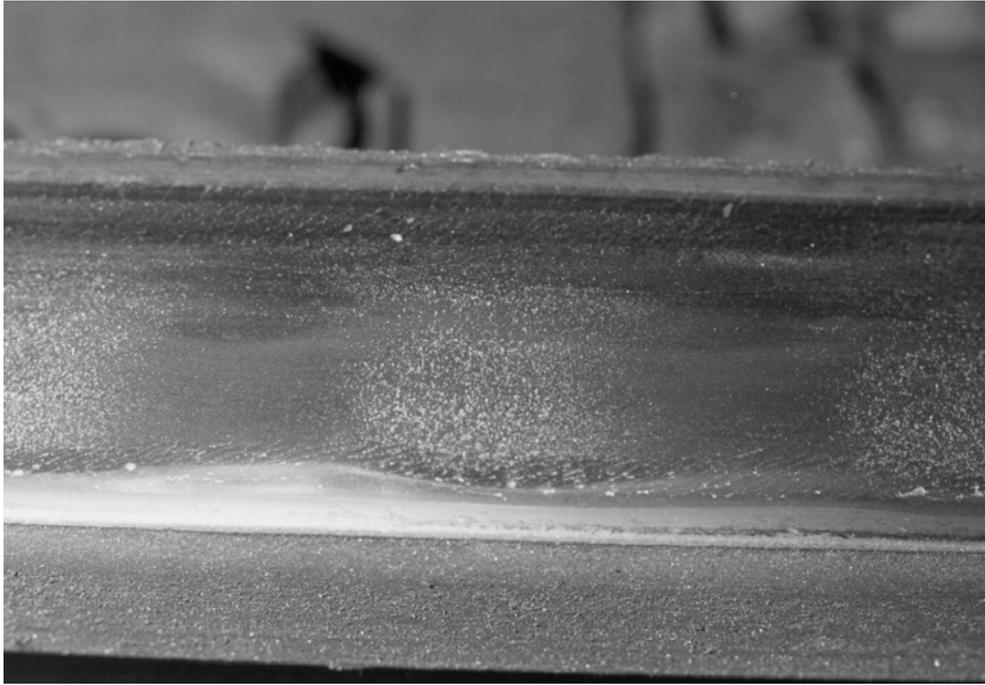


Bild 11: Schlupfwellen.

2.2 Schäden durch Werkstoffumwandlung

Riffel

Riffel sind quasi-periodische Fahrflächenunebenheiten in geraden Gleisen und Gleisbögen größerer Radien mit Wellenlängen von etwa 2 bis 10 cm und Tiefen von 0,01 bis 0,4 mm. Sie wurden bisher in der Literatur hauptsächlich als hellglänzende Berge mit verfestigten Oberflächenschichten und dunkle Täler mit Korrosionsnarben und verformter Oberflächenschicht dargestellt.



Bild 12: Rissnetz einer stark verriffelten Schiene – Magnetpulverprüfung mit UV-Licht.

Bild 12 zeigt das Rissbild einer stark verriffelten Schiene von Tal zu Tal – die Risse wurden durch UV-Licht und Magnetpulverprüfung sichtbar gemacht.

Die Untersuchungen der Oberflächenschichten von stark verriffelten Schienen ergab, dass strukturlose, im metallografischen Bild je nach Härte weiss, grau und schwarz erscheinende Schichten sowohl auf den Bergen als auch in den Tälern gefunden wurden. Diese Schichten, deren Härte teilweise den 3-fachen Wert des Grundmaterials übersteigt, sind von senkrechten Rissen und Ausbrüchen durchsetzt. Die Fließrichtung des Grundmaterials in dem vulkanartigen Krater (Bild 13) weist anschaulich auf die Größe der wirkenden Kräfte hin.



Bild 13: Längsschnitt durch den Riffelberg der Probe P aus Bild 12 – geätzt mit Nital

Diese gegenüber dem Grundmaterial umgewandelten Schichten werden im Englischen als „White Etching Layers (WEL)“, im Deutschen als „weisse Schichten“ bezeichnet.

Zum derzeitigen Erkenntnisstand über die Wirkungsketten bei der Ausbildung derartiger kurzweiliger Riffel auf Schienenlaufflächen wurde ausführlich in [1] berichtet. Sie sind das Ergebnis der dynamischen Beanspruchung des Rad/Schiene-Systems im Kontaktbereich der horizontalen Lauffläche in Wechselbeziehung mit Werkstoffumwandlung und Verschleiss. Zur Ergründung des bzw. der Wirkungsmechanismen zum Entstehen der weissen Schichten werden gegenwärtig noch umfangreiche Forschungsarbeiten durchgeführt.

Die umgewandelten Schichten sind jedoch bereits vorhanden, wenn die Veränderung der Längsgeometrie (Riffeltiefe) kleiner als 0,01 mm ist [4]. Bei geringem Verriffelungsfortschritt können die nahezu senkrecht verlaufenden Risse in die darunterliegende Deformationszone hineinwachsen. Eine weitergehende Rissentwicklung ist bisher nicht bekannt.

3 Schlussfolgerungen

In den vorangegangenen Darlegungen wurde eine Einteilung der Schädigungen auf der Lauffläche von Schienen vorgenommen, die den Schaden charakterisieren und Aufschluss über den jeweiligen Schadensmechanismus bringen soll.

- Innerhalb dieser betrachteten Schädigungsarten wurden verschiedene, typische Formen der Schädigungen betrachtet. Diese können und dürfen jedoch nicht als absolut und unveränderlich betrachtet werden, da sie von einer Vielzahl von Bedingungen des Gleises abhängen und ebenso Kombinationen von Schadensformen auftreten können.
- Obwohl Head Checks, Squats und Eindrückungen verschiedene Ursachen, unterschiedliche Ausgangspunkte auf der Fahrfläche und anfänglich unterschiedlichen Rissverlauf haben, zeigen sie als gemeinsames Merkmal, dass aus einem zunächst flach verlaufenden Riss nach entsprechender Beanspruchungshäufigkeit und -größe ein senkrechter Riss entsteht, der zu einem Dauerbruch führen kann.
- Aufbauend auf den Erkenntnissen zur Schadensstruktur der Riffel konnte die für die Instandhaltung wesentliche Größe der erforderlichen Schleiftiefe bestimmt werden. Sie ergibt sich aus Riffeltiefe plus Unterschleiftiefe von 0,1 mm [6].
- Aus der Wechselwirkung zwischen Risswachstum der Head Checks und Verschleiss ergibt sich die Forderung nach dem „gesteuerten Verschleiss“ oder der „Magic Wear Rate“ [7], d.h. nach einer Verschleissgeschwindigkeit, die der Risswachstumsgeschwindigkeit der Head Checks entspricht – und das auf niedrigem Niveau.
- Durch weiterentwickelte zerstörungsfreie Prüfverfahren [3] und Auswertung vorliegender Erkenntnisse zu den Schäden können Schlussfolgerungen für Instandhaltungsmaßnahmen abgeleitet werden – wobei Werkstoffgüten, Profil, Toleranzen, Radlasten und Fahrzeuglauf, Schmierung u. ä. wesentliche Einflussparameter darstellen.
- Der Rad/Schiene-Kontakt ist und wird in zunehmenden Maße zu einem leistungsbestimmenden und kostenprägenden Faktor. Aus der Vielzahl der Einflussfaktoren auf die Lebensdauer der Schiene treten die werkstoffrelevanten Parameter stärker in den Vordergrund. Neben Werkstoffveränderungen in oberflächennahen Bereichen von Rädern und Schienen sind vor allem Rollkontaktermüdigungserscheinungen (Rissbildung und -wachstum) von Bedeutung.
- Trotz zahlreicher Verbesserungen bei der Herstellung der Schienen stellen sowohl die Schienenhersteller als auch die Bahnen fest, dass für bestimmte Beanspruchungsbedingungen die Grenzen der Beanspruchbarkeit des gegenwärtigen perlitischen Schienenstahles erreicht werden [5].
- Der sehr komplexe Schädigungsprozess an der gesamten Lauffläche der Schiene wird auf den Teilgebieten Kontaktmechanik, Bruchmechanik (Risswachstum) und Verschleiss sehr intensiv durch theoretische Arbeiten und Laborversuche untersucht. Auf wesentlichen, weiteren Teilgebieten des Schädigungsprozesses wie Rissentstehung in Wechselwirkung mit Verschleiss, Energiespeicherung bis zur Bruchenergie sowie Werkstoffumwandlung an der Lauffläche der Schiene wird sowohl national als auch international intensiv gearbeitet.
- Berücksichtigt man ferner, dass die Nutzung des Streckennetzes zur Durchführung von Betriebsversuchen aus Gründen der Verfügbarkeit auf ein Minimum beschränkt bleiben muss, gewinnen neben den hier dargelegten Erkenntnissen aus Praxisuntersuchungen Prüfstandsuntersuchungen und/oder numerische Simulationen zunehmend an Bedeutung.

4 Literaturverzeichnis

- [1] G. Baumann, H.-D. Grohmann, K. Knothe: „Wirkungsketten bei der Ausbildung kurzwelliger Riffel auf Schienenlaufflächen“. Eisenbahntechnische Rundschau **45** (1996) 12, Seite 792 – 798.
- [2] UIC-Katalog der Schienenfehler, 1979.
- [3] ERRI D173 / RP 16, Anlage 9: „Machbarkeitsstudie über die Möglichkeiten zur Messung der Tiefe von an der Oberfläche entstandenen Rissen an Eisenbahnschienen“. Utrecht, 1997.
- [4] ERRI D185 / RP 2: „Verminderung der Riffelbildung auf der Schiene – Analyse der geometrischen Messungen und der werkstoffkundlichen Untersuchungen an Riffelversuchsgleisen der SBB, DB und NS“. Utrecht 1997.
- [5] ERRI D173 / RP 8: „Übersicht über Entwicklung und Einsatz höherfester Schienenstähle“. Utrecht 1995.
- [6] Geschäftsbereichsrichtlinie der DBAG, Modulfamilie 824.
- [7] J. Kalousek, E. Magel: „The Magic Wear Rate“. Railway Truck & Structures 03/97, Seite 50 –52.
- [8] K. Hempelmann, A. Groß-Thebing: „Rissbildung auf verriffelten Neubaustrecken“. Unveröffentlichter Bericht von SFE, 12/97.

Moderne Methoden der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung im Oberbau

Dipl.-Ing. R. Krull, Dipl.-Ing. H. Hintze, Deutsche Bahn AG, FTZ Kirchmöser,
Dr.-Ing. H.-M. Thomas, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin

1. Einleitung

Das Gleisnetz der Deutschen Bahn AG ist durch den Bahnverkehr sehr hohen Belastungen ausgesetzt. Dabei spielen die hohen Zuggeschwindigkeiten und die hohen Achslasten eine entscheidende Rolle. Durch die daraus resultierenden wachsenden Anforderungen an die Technik steigen auch die Ansprüche an die Verfahren der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung. So bedarf es beispielsweise zur Erfassung von Oberflächenfehlern in Schienen, die eine schwerwiegende Ursache für das Versagen von Bauteilen sein können, einer auf das Prüfproblem genau abgestimmten Prüftechnik.

Ein wesentlicher Faktor bei der Untersuchung des Oberbaus hinsichtlich der betrieblichen Sicherheit ist die Prüfgeschwindigkeit. So werden heute Schienenfahrzeuge eingesetzt, mit denen man in der Lage ist, Fehler in Schienen mit Geschwindigkeiten bis zu 100 km/h zu detektieren und zu bewerten.

Mit zerstörungsfreien Prüfverfahren lassen sich jedoch auch Zustandsparameter des Gleises ermitteln. So kann man z. B. mit einer speziell entwickelten Ultraschallprüfmethode Spannungswerte in Schienen ermitteln, die sowohl aus dem Fahrbetrieb als auch aus Temperaturschwankungen resultieren.

2. Detektion von oberflächennahen Fehlern in Schienen

2.1 Eigenschaften oberflächennaher Fehler in Schienen

Oberflächennahe Fehler in Schienen erlangen seit einiger Zeit immer größere Bedeutung. In der Vergangenheit war der Verschleiß des Schienenmaterials so groß, dass entstehende Oberflächendefekte durch den Fahrbetrieb immer wieder abgetragen wurden. Neue Schienenwerkstoffe haben jedoch so hohe Güten und damit eine hohe Verschleißfestigkeit, dass der Materialabtrag nicht mehr ausreicht, um ein Wachstum der von der Oberfläche ausgehenden Risse zu verhindern.

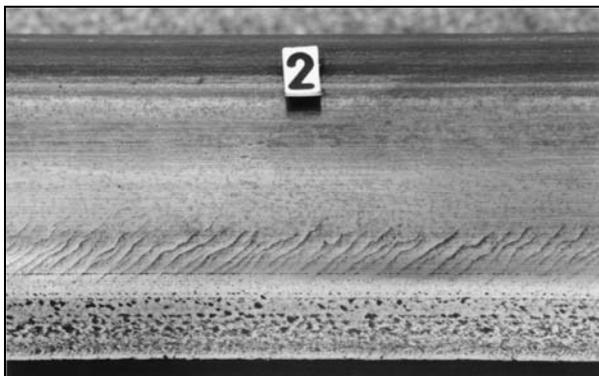


Bild 1: Head Checks an der Fahrkante einer Schiene.

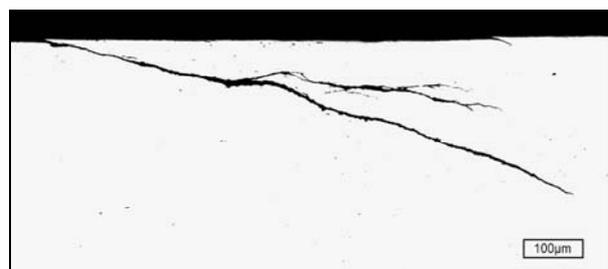


Bild 2: Längsschliff eines Head Checks, 100:1, ungeätzt

In den weiteren Ausführungen wird ausschließlich auf Fahrkantenfehler eingegangen, die in der Fachwelt als Head Checks bezeichnet werden. Das in den folgenden Ausführungen beschriebene Prüfverfahren ist jedoch auch grundsätzlich zur Detektion anderer Oberflächenfehler geeignet. Dabei handelt es sich z. B. um Squats, Schleuderstellen, Riffeln usw.. Bei Head Checks handelt es sich um Oberflächenrisse, die vorwiegend im Fahrkantenbereich von Schienen, insbesondere an Außenschienen in Bögen auftreten. Auch an Weichenzungen, die praktisch ebenfalls einen Schienenbogen darstellen, sind Head Checks erkannt worden.

Head Checks laufen in sehr flachen Winkeln von ca. 15° in das Schieneninnere ein. Ihr Abstand beträgt etwa 2 bis 7 mm (siehe Bilder 1 und 2). In kopfgehärteten Schienen kann sich der Abstand bis auf 0,5 mm verringern.

Werden Head Checks nicht durch Oberflächenbehandlungen wie z. B. Schleifen beseitigt, kommt es bei einem weiteren Wachstum zu Abblätterungen im Fahrkantenbereich (siehe Bild 3). Bei einem starken Wachstum können Head Checks in das Innere der Schiene abkippen. Sie wachsen dann senkrecht durch die Schiene, was zwangsläufig zum Schienenbruch führt (siehe Bild 4). Da Head Checks wie oben beschrieben in sehr geringen Abständen auftreten, kann es zu einem Mehrfachbruch der Schiene kommen, der immer eine Entgleisung des Zuges zu Folge hat.

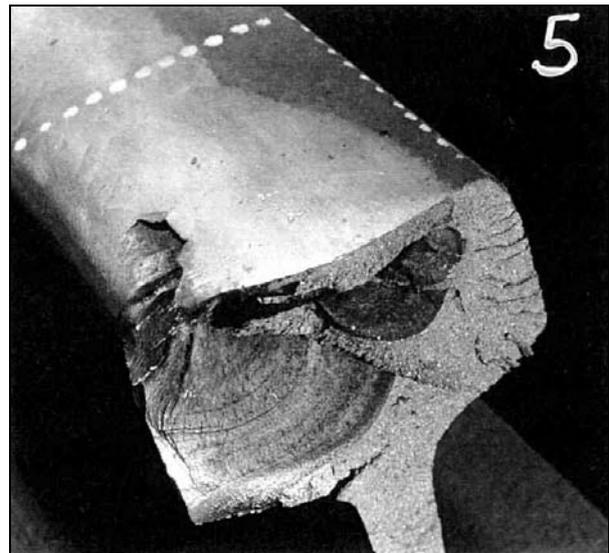


Bild 3: Abblätterungen, verursacht durch Head Checks *Bild 4: Schienenbruch, verursacht durch Head Checks*

2.2 Prüfverfahren zur Detektion oberflächennaher Fehler

Die Kenntnis der Tiefe von Head Checks ist notwendig, um Aussagen über die Sicherheit des Gleises sowie mögliche Behandlungsmaßnahmen wie z. B. Schleifen der Schienen zu machen.

Bisher wird für die Prüfung von Schienen fast ausschließlich die Ultraschallprüfung angewendet. Da es sich hierbei um ein Volumenprüfverfahren handelt, lässt sich ein großer Bereich des Schienenquerschnittes untersuchen. Der Fahrkantenbereich lässt sich aus geometrischen Gründen nur sehr schwer mittels Ultraschall prüfen. Erschwerend kommt hinzu, dass Head Checks in sehr flachen Winkeln und sehr geringen Abständen in die Schiene einlaufen. Somit ist es nicht möglich, von der Fahrfläche aus den Ultraschall so in die Schiene einzu-

bringen, dass er die Rissspitze erfassen kann (siehe Bild 5). Gerade diese Messgröße ist jedoch notwendig, um eine Risstiefenbewertung vornehmen zu können.

Im Vergleich zur Ultraschallprüfung ist das Wirbelstromverfahren ein reines Oberflächenprüfverfahren. Somit handelt es sich im Falle der Schienenprüfung um eine Ergänzung zur Ultraschallprüfung.

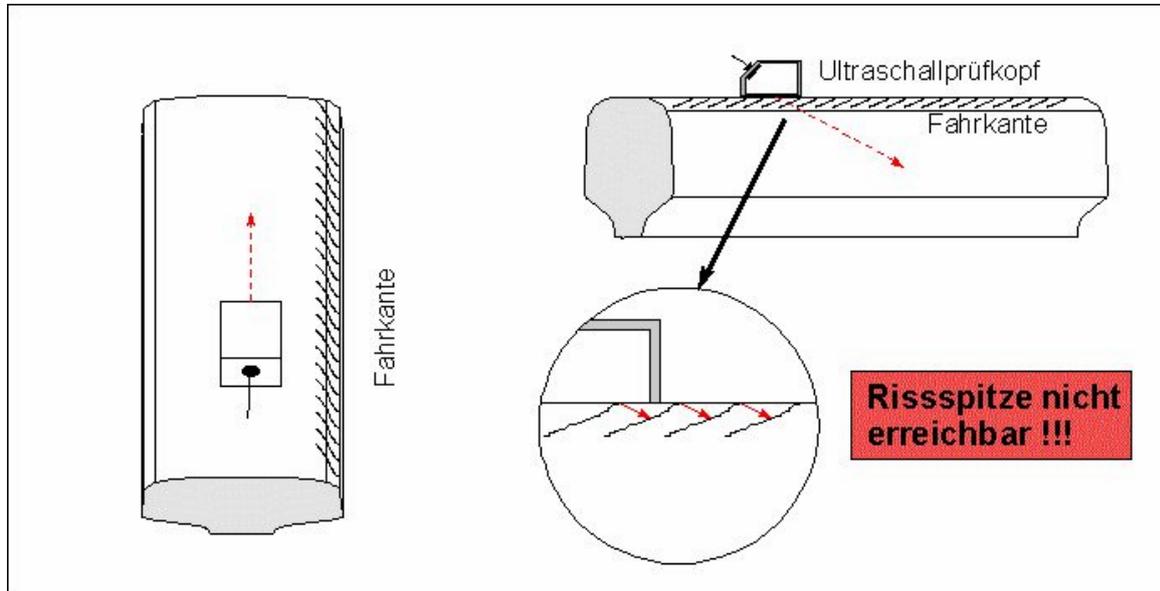


Bild 5: Probleme bei der Erfassung der Rissspitzen mittels Ultraschall

Mit Hilfe der Wirbelstromprüfung sind sehr kleine Risse an der Werkstückoberfläche detektierbar. Es ist also möglich, mit einem geeigneten Prüfsystem die Schadensentwicklung im Oberflächenbereich zu verfolgen sowie eine Schadensbehebung optimal zu planen und ihren Erfolg zu kontrollieren. Aus diesem Grund wurde das Wirbelstromverfahren als Basis für die Entwicklung einer Prüftechnologie zur Erfassung oberflächennaher Fehler in Schienen verwendet.

2.3 Voruntersuchungen

Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie wurde die Leistungsfähigkeit der Wirbelstromtechnik hinsichtlich der Detektion und Bewertung von Head Checks untersucht. Dazu wurden verschiedene Sondentypen untersucht bzw. es wurden neue Sonden konzipiert und gebaut. Diese Sonden wurden an speziellen Testkörpern, wie sie auf den Abbildungen 6 und 7 dargestellt sind, auf ihre Tauglichkeit geprüft. Wichtigste Parameter sind dabei eine hohe Ortsauflösung sowie eine hohe Tiefenwirkung. Ein Testergebnis ist neben den Testkörpern dargestellt. Die Testschnitte in unterschiedlichen Abständen sind einzeln detektiert worden. Auf dem zweiten Testkörper, der neben Schnitten mit gleicher Tiefe einen Testschnitt mit einer größeren Tiefe besitzt, hebt sich dieser deutlich von den anderen ab.

Ein weiterer Schritt war die Prüfung von Testschnitten bei hohen Geschwindigkeiten. Hierzu wurde ein speziell angefertigter Testkörper auf einer Drehmaschine mit Geschwindigkeiten bis zu 80 km/h bewegt [2]. Die Testschnitte entsprechen denen in den Bildern 6 und 7. Auch diese Untersuchungen verliefen zufriedenstellend, so dass sowohl eine manuelle als auch eine automatisierte Prüfung bei hohen Geschwindigkeiten anwendbar sein wird.



Bild 6a: Testkörper mit Testschnitten gleicher Tiefe [1]

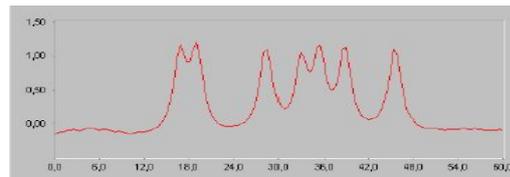


Bild 6b: Wirbelstromsignal

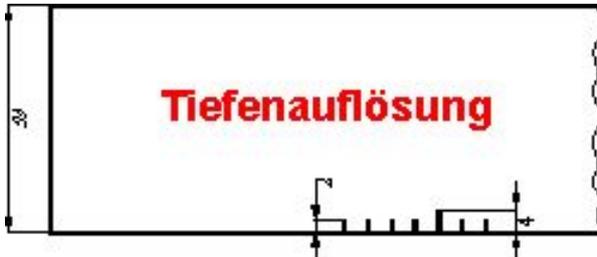


Bild 7a: Testkörper mit Testschnitten gleichen Abstandes [1]

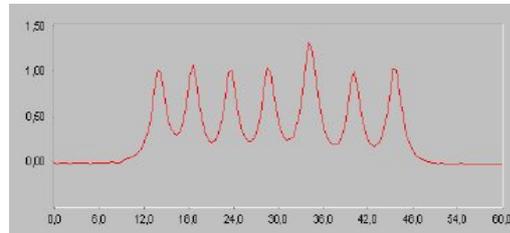


Bild 7b: Wirbelstromsignal

2.4 Entwicklung der Prüftechnologie

2.4.1 Prüfkonzepte

Die Prüftechnologie, basierend auf dem Wirbelstromverfahren, wurde in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung in Berlin, der Fa. Prüftechnik Linke & Rühle in Magdeburg, der Fa. Rohmann in Frankenthal und der Fa. FER Prozessautomatisierung in Magdeburg entwickelt.

Es werden drei grundlegende Konzepte zur Anwendung der Prüftechnologie verfolgt:

1. *Ausrüstung von Schienenprüfzügen mit der Wirbelstromprüftechnik*
Mit dieser Prüftechnologie ist es möglich, Prüfgeschwindigkeiten bis zu 100 km/h zu erreichen. Dies entspricht der maximalen Geschwindigkeit, mit der derzeit Ultraschallprüfungen mit Schienenprüfzügen durchführbar sind.
2. *Entwicklung eines Handprüfsystems*
Mit einer manuellen Prüfung können Fehler nachgeortet werden. Des Weiteren sind Untersuchungen außerhalb der Prüffristen des Schienenprüfzuges möglich.
3. *Ausrüstung von Schleifzügen mit der Wirbelstromprüftechnik*
Durch den Einsatz der Wirbelstromprüfung auf Schienenschleifzügen wird es möglich sein, während des Schleifprozesses Aussagen über noch notwendige Arbeiten zu machen bzw. eine Nachkontrolle des Schleifprozesses durchzuführen.

Ziel ist es, mit allen drei Technologievariationen eine Detektion und Bewertung hinsichtlich der Risttiefe der Head Checks vorzunehmen. Die entwickelte Software, die im folgenden kurz beschrieben wird, ist für alle drei Fälle anwendbar. Unterschiede gibt es in der Konstruktion der Mechanik zur Aufnahme der Wirbelstromprüftechnik, insbesondere der Wirbelstromsonden.

2.4.2 Prüftechnologie für Schienenprüfzüge

Für den Einsatz der Wirbelstromprüfung im Schienenprüfexpress der DB Netz AG wurden zwei mögliche Sondaufhängungen untersucht.

Zunächst wurden die zur Anwendung kommenden Sonden in einen Schlitten eingesetzt, wie er auch für die Ultraschallprüfung zum Einsatz kommt (siehe Bild 8). Dieses System erlaubt eine schnelle Ausrüstung des Schienenprüfzuges, da keine weiteren Umbauten notwendig sind. Nachteilig wirkt sich jedoch aus, dass der Schlitten mechanisch an das Ultraschallsystem gekoppelt ist und somit wegen der Nachführung der Ultraschallprüfköpfe nicht kontinuierlich an der Fahrkante geführt werden kann. Des Weiteren ist die Position durch unterschiedliche Verschleißzustände der Schiene undefiniert.

Aus diesem Grund wurde eine Mechanik entwickelt, mit der es möglich ist, sowohl eine genaue Führung an der Fahrkante der Schiene zu gewährleisten als auch einen konstanten Luftspalt zwischen Sonde und Schienenoberfläche einzuhalten. Zur Anwendung kommt dabei eine Sondenhalterung, die mit Rollen an der Fahrkante der Schiene geführt wird (siehe Bilder 9 und 10). Die Sondenhalterung kann mit einer Pneumatik angehoben werden, so dass die Sonden beim Überfahren von Weichenbereichen (z. B. in Herzstücklücken) nicht beschädigt werden.

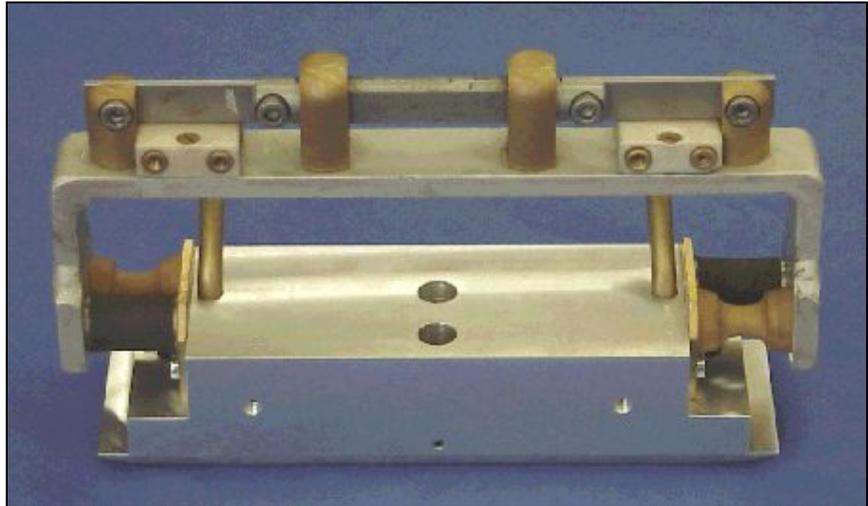
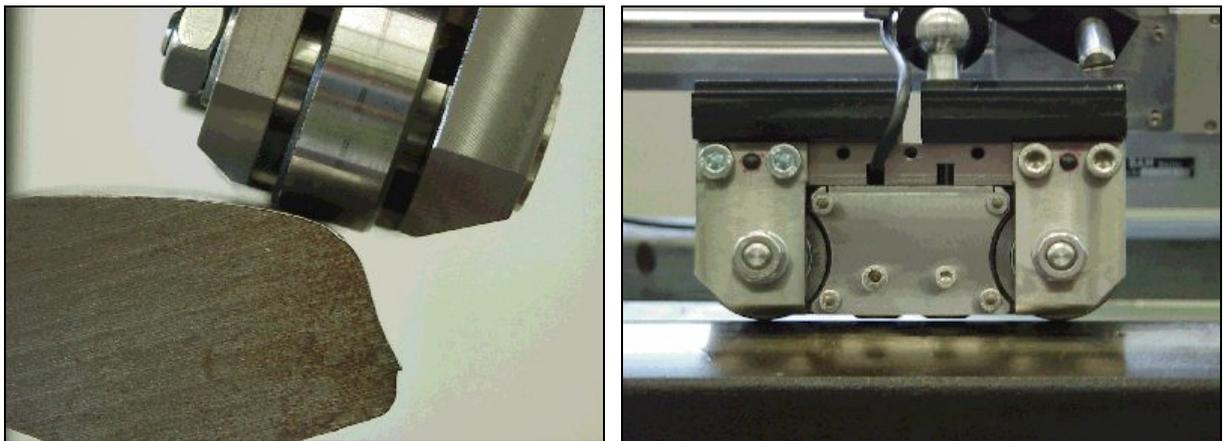


Bild 8: Schlitten zur Aufnahme der Wirbelstromsonden [2]

Durch die Rollen können die Wirbelstromsonden mit einem konstanten Luftspalt von 0,5 mm über die Fahrkante geführt werden. Die Rollen sind für Prüfungsgeschwindigkeiten bis zu 70 km/h ausgelegt.



Bilder 9 und 10: Prinzip der Rollenführung an der Fahrkante [2]

Beide Systeme wurden im Schienenprüfexpress der DB Netz AG für eine Versuchsfahrt eingesetzt. Dabei zeigten sich deutlich die oben genannten Vorteile der Rollenführung gegenüber dem Schlittensystem. Für weitere Untersuchungen und den späteren Einbau der Prüftechnologie wird deshalb dieses Führungssystem favorisiert.

2.4.3 Manuelle Prüfung von Head Checks

Für die manuelle Prüfung von Head Checks wurde eine Draisine entwickelt und gebaut. Dieses System soll dazu dienen, die Ergebnisse der Untersuchungen am Schienenprüfzug zu verifizieren und ein variabel einsetzbares System für kurzfristige Prüfungen an geschädigten Gleisbereichen zu bieten. Schwerpunkt ist auch hier die konstante Sondenführung an der Fahrkante der Schienen, um vergleichbare Daten zu erhalten. Die exakte Führung der Draisine wird durch ein Rollensystem erreicht (siehe Bild 11). Da das gesamte Prüfsystem nicht auf der Schiene mitgeführt werden konnte, wurden die Komponenten mit einem 10 m langen Kabel verbunden, so dass Prüfabschnitte von ca. 20 m realisiert werden konnten. An dieser Stelle sei darauf verwiesen, dass es sich bei der Draisine aus Gewichtsgründen um kein echtes Handprüfsystem handelt, die Entwicklung eines solchen Systems läuft derzeit.

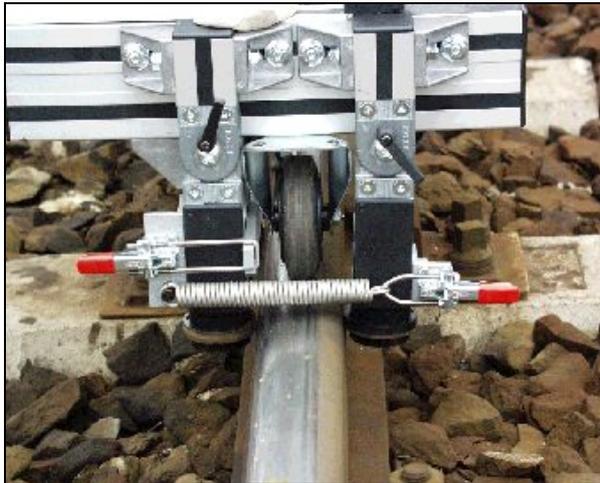


Bild 11: Führung der Draisine auf der Schiene



Bild 12: Einsatz der Draisine im Gleis [2]

2.5 Messergebnisse

2.5.1 Vergleich zwischen automatischer und manueller Prüfung

Im Raum Magdeburg wurde ein Gleisabschnitt sowohl mit dem Schienenprüfexpress als auch mit der Draisine überfahren, um die erhaltenen Messergebnisse vergleichen zu können. Aus konstruktiven Gründen wurde die Prüfungsgeschwindigkeit des Prüfzuges auf 43 km/h begrenzt. Auf dem Prüfzug kam die im Bild 13 dargestellte Vorrichtung zur Anwendung.

In dem untersuchten Gleisabschnitt waren bereits geschliffene und ungeschliffene Gleise vorhanden. Vergleicht man die im Bild 14 darge-



Bild 13: Vorrichtung zur Anbringung der Wirbelstromsonden an den Schienenprüfexpress

stellten Wirbelstromsignale, die bei unterschiedlichen Prüfgeschwindigkeiten aufgenommen wurden, erkennt man eine außerordentlich hohe Reproduzierbarkeit der Signale, die die Zuverlässigkeit des eingesetzten Messsystems demonstriert. Des Weiteren ist zu erkennen, dass auch in dem bereits geschliffenen Gleisabschnitt noch Head Checks vorhanden sind. Hier zeichnet sich bereits der erste Anwendungsfall der Wirbelstromprüftechnik ab: die Kontrolle von geschliffenen Gleisen auf die Beseitigung aller Head Checks.

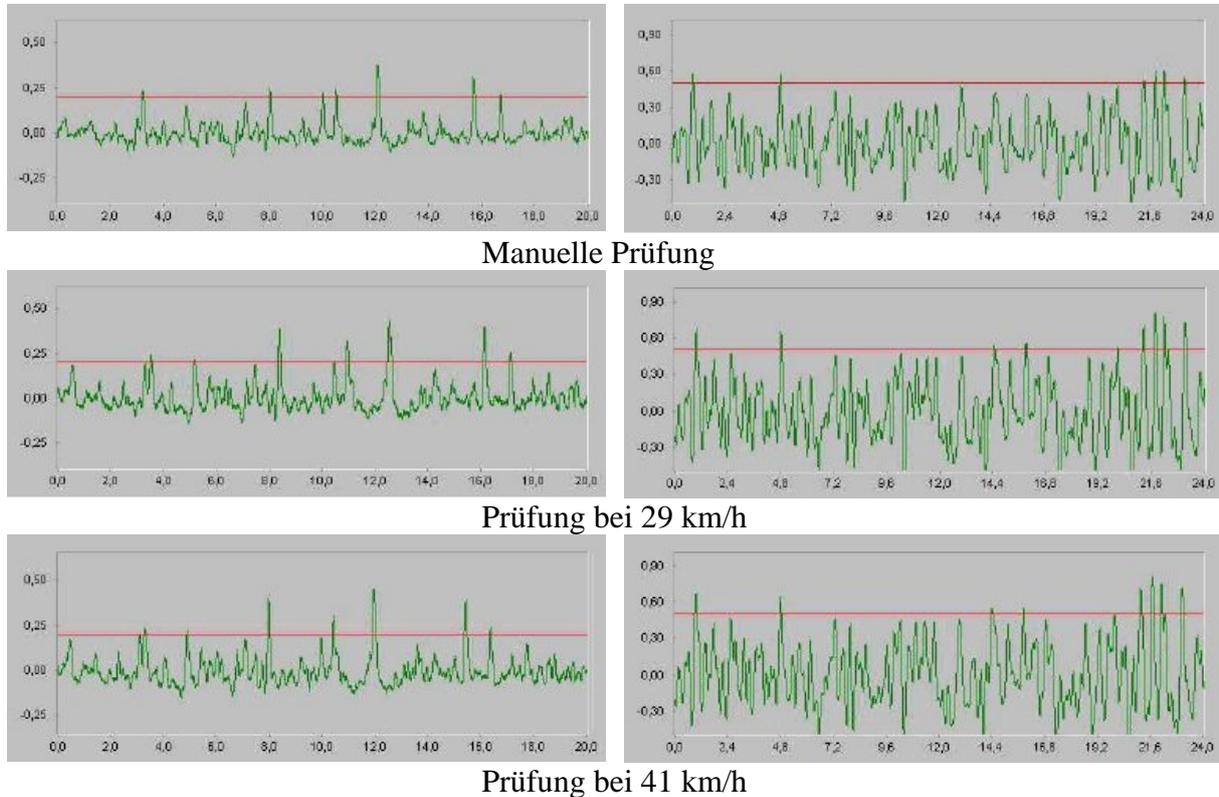


Bild 14: Wirbelstromsignale einer geschliffenen (links) und einer ungeschliffenen Schiene bei verschiedenen Prüfgeschwindigkeiten [2]

2.5.2 Wirbelstromprüfung beim Schleifeinsatz

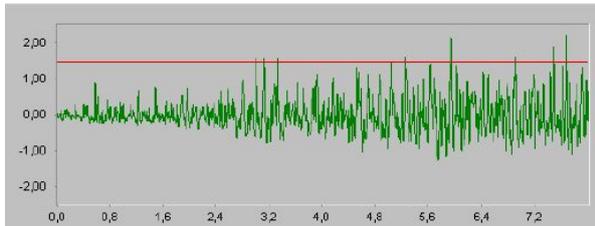
Die Prüftechnologie ist im gegenwärtigen Entwicklungsstand noch nicht in der Lage, eine Information zur Winkellage der schräg verlaufenden Risse zu geben. Eine Einschätzung der Schädigungstiefe ist nur unter der Voraussetzung einer bekannten Winkellage möglich. Eine Aussage über die Schädigungstiefe ist vor allem bei einem Schleifen von Schienen sinnvoll.

Die Prüftechnologie wurde im Raum Magdeburg während eines Schleifeinsatzes getestet (siehe Bild 15). Hierbei handelt es sich um den-

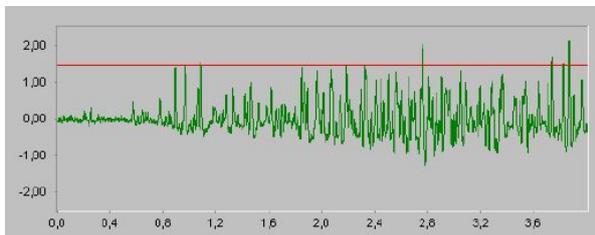


Bild 15: Schleifeinsatz im Raum Magdeburg

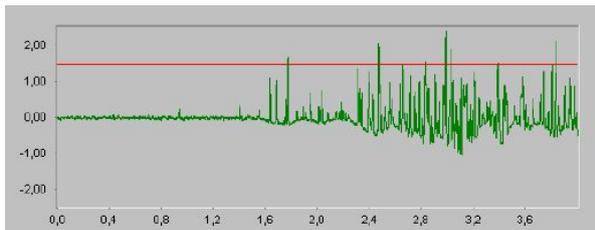
selben Gleisabschnitt, der bereits unter 2.5.1 beschrieben wurde. Zwischen den einzelnen Schleifgängen wurde jeweils eine Messung durchgeführt (siehe Bild 16). Auf den einzelnen Messsignalen ist zu erkennen, dass sich die Amplituden der Wirbelstromsignale mit jedem Schleifgang deutlich verringern. Weiterhin ist zu erkennen, dass sich nach dem letzten Schleifgang an einer Position noch Risse in der Schiene befinden. Somit ist eine Kontrolle sofort nach dem Schleifen möglich, ob alle Oberflächenrisse in der Schiene beseitigt worden sind.



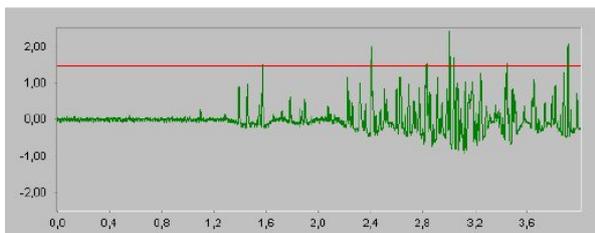
1. Schleifgang



2. Schleifgang

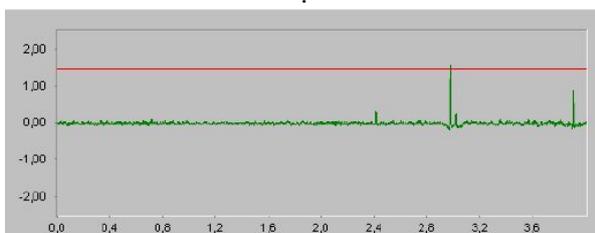


3. Schleifgang



4. Schleifgang

⋮
weitere 6 Schleifgänge
⋮



Endzustand

Bild 16: Messergebnisse nach den einzelnen Schleifgängen [2]

2.6 Ausblick

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die bisherigen Ergebnisse von sehr hoher Qualität sind. Head Checks werden an der Fahrkante eindeutig erfasst. Darüber hinaus haben die Tests gezeigt, dass die Wirbelstromprüfung ebenfalls in der Lage ist, weitere Arten von Oberflächenfehlern (z. B. Squats, Riffeln u. a.) zu erkennen.

Offen ist derzeit noch die Bewertung der Head Checks hinsichtlich ihrer Tiefe. Hierzu werden in Kürze Versuche mit Schienenschleifzügen durchgeführt, um eine Kalibrierkurve zur Risstiefenbewertung für die späteren Versuche und Anwendungsfälle zu erhalten. Es wird dabei wie folgt vorgegangen:

Ein Schienenschleifzug schleift den Fahrkantenbereich der Schienen mit einer möglichst geringen Abtragsrate. Nach jedem Schleifgang werden sowohl eine Wirbelstromprüfung als auch eine Profilmessung durchgeführt. Dadurch ist es möglich, nach dem Schleifen und einer Beseitigung der Head Checks eine Beziehung zwischen der Risslänge und der Amplitude des Wirbelstromsignals herzustellen. Mit der daraus resultierenden Kalibrierkurve wird es möglich sein, aus den Amplituden der Wirbelstromsignale eine Schädigungstiefenbewertung vorzunehmen. Wie die bisherigen Untersuchungen gezeigt haben, werden mit Hilfe dieser Kurve alle unter 2.4.2 beschriebenen Prüftechnologien eine Bewertung von Head Checks zulassen.

3. Schienenprüfzüge auf den Gleisen der DB Netz AG

3.1 Allgemeines

Mit Hilfe von Schienenprüfzügen ist es möglich, sehr schnell große Schienenabschnitte auf innere Fehler zu untersuchen und diese zu bewerten. Weltweit werden deshalb Anstrengungen unternommen, diese Prüftechnologie weiterzuentwickeln. Zur Anwendung kommt dabei hauptsächlich die Ultraschallprüfung, da es sich hierbei um ein Verfahren handelt, mit dem das Volumen der Schienen untersucht werden kann.

Die DB Netz AG prüft mit Hilfe von Schienenprüfzügen ca. 60000 km Gleis pro Jahr. Da zur Zeit nur ein Prüfzug bei der DB Netz AG im Betrieb ist, wurden in letzter Zeit Prüfleistungen an externe Firmen vergeben, um die in Richtlinien festgelegten Prüffristen einhalten zu können.

In den folgenden Ausführungen werden die Prüftechnologien der auf den Gleisen der DB Netz AG prüfenden Schienenprüfzüge kurz beschrieben. Dabei wird deutlich, dass es dabei Unterschiede gibt, die bei der Bewertung der Prüfergebnisse zu berücksichtigen sind.

3.2 Der Schienenprüfexpress der DB Netz AG

Mit dem Schienenprüfexpress (siehe Bild 17) ist die DB Netz AG in der Lage, das Gleisnetz entsprechend den gültigen Richtlinien schnell und zuverlässig zu prüfen. Zur Anwendung kommt dabei eine Ultraschallprüftechnologie, wie sie im Bild 18a dargestellt ist. Um Fehler verschiedener Größen und Winkellagen detektieren zu können, werden Senkrecht- und Winkelprüfköpfe eingesetzt. Die Prüfkopfpanordnung ist im Bild 18b dargestellt. Die Prüfköpfe werden mittels Wasser an die Schienen angekoppelt. Der Prüfzug führt einen Wasservorrat von 8000 Litern mit.

Die Prüfung der Schienen erfolgt mit Geschwindigkeiten von max. 100 km/h, üblich sind jedoch 70 km/h. Die Impulsfolgefrequenz beträgt 5 kHz, d. h. der Ultraschall wird abhängig von der Prüfgeschwindigkeit alle 2 bis 5 mm in die Schiene eingebracht [3].

Es können Unregelmäßigkeiten ab 3 mm Ersatzreflektorgröße erkannt werden. Bei Unregelmäßigkeiten von 10 mm liegt die Nachweiswahrscheinlichkeit bei ca. 98 % [3].

Die aufgenommenen Ultraschalldaten werden gespeichert und nach der Prüffahrt ausgewertet und protokolliert. Dabei ist es möglich, auch die B-Bilder (siehe Bild 19) der Ultraschallprüfung in die Auswertung einzubeziehen



Bild 17: Schienenprüfexpress der DB Netz AG

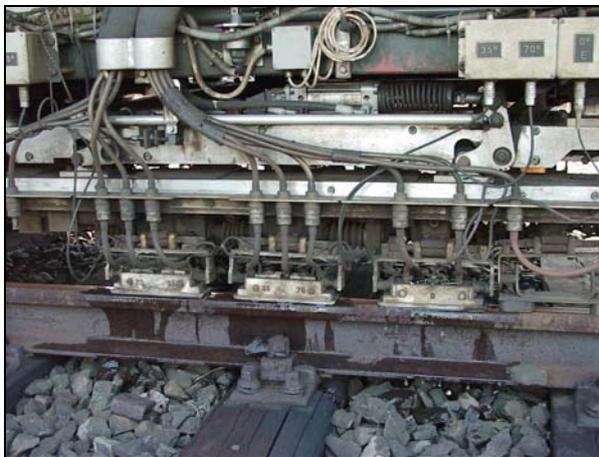


Bild 18a: Prüfkopfanzordnung am SPE

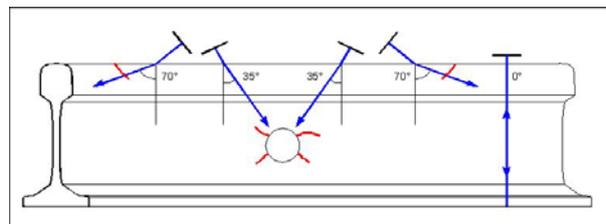


Bild 18b: Prüfkopfanzordnung (schematisch)

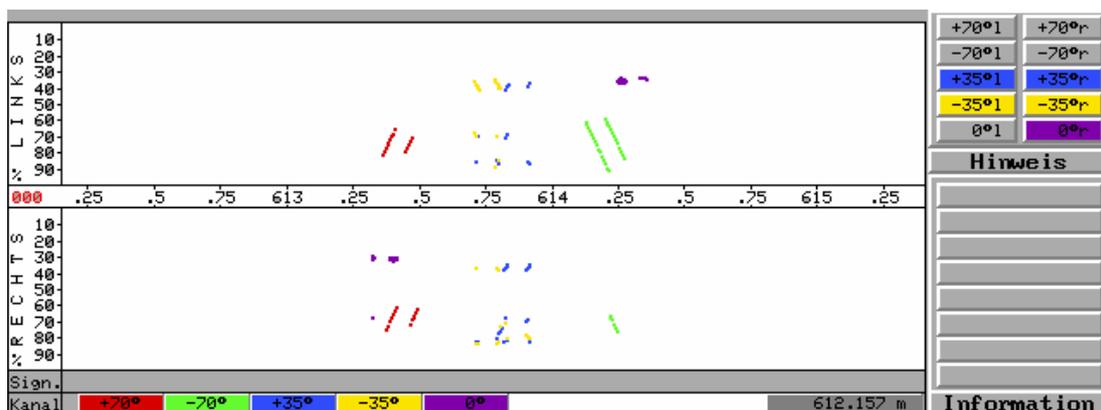


Bild 19: B-Bild der Ultraschallprüfung von Bohrungen im Schienensteg [3]

Zur Zeit wird bei der DB Netz AG ein Schienenprüfzug eingesetzt. Da diese Kapazität für den jährlich zu leistenden Prüfungsumfang nicht ausreichend ist (siehe Kapitel 3.1), wird in absehbarer Zeit ein zweiter Prüfzug, der der DB Netz AG unterstellt ist, eingesetzt. Dieser Zug wird eine mit dem Schienenprüfexpress vergleichbare Ultraschallprüftechnik anwenden. Zusätzlich wird in beide Züge die im Kapitel 2 beschriebene Wirbelstromprüftechnologie eingerichtet.

3.3 Der Schienenprüfzug der Fa. EURAILSCOUT

Die Fa. EURAILSCOUT besitzt einen Schienenprüfzug (siehe Bild 20), der mit dem Schienenprüfexpress vergleichbar ist. Auch dieser Zug wendet die Ultraschallprüftechnologie zur Fehlersuche an. Zur Anwendung kommen Prüfköpfe, wie sie im Bild 21 dargestellt sind. Dabei wird deutlich, dass zusätzlich zu der unter 3.2 beschriebenen Anordnung der Prüfköpfe zusätzlich zwei sogenannte Satellitenprüfköpfe verwendet werden. Diese Prüfköpfe schallen unter einem Winkel von 70° in den Fahrkantenbereich der Schiene [4]. Ziel ist es, mit diesen Köpfen Fahrkantenschäden früher zu erkennen.



Bild 20: Schienenprüfzug UST-96

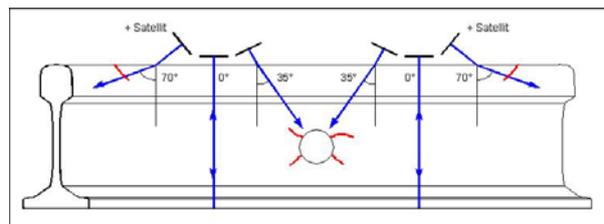


Bild 21: Prüfkopfanzordnung

Die technischen Parameter (Prüfgeschwindigkeit, Impulsfolgefrequenz, Fehlerauffindbarkeit, Auswertung der Messergebnisse) des UST-96 sind vergleichbar mit denen des Schienenprüfexpresses der DB Netz AG. Deshalb hat die DB Netz AG in diesem Jahr Leistungen an die Fa. EURAILSCOUT zur Schienenprüfung vergeben.

3.4 Der Schienenprüfzug der FA. SPENO INTERNATIONAL SA

Auch der Prüfzug US 6-1 (siehe Bild 22) der Fa. SPENO INTERNATIONAL SA benutzt die Ultraschallprüftechnik zur Detektion von inneren Fehlern in Schienen. Dieser Zug besitzt die umfangreichste Prüfkopfanzordnung (siehe Bild 23). Neben den auch bei den oben beschriebenen Zügen vorhandenen Prüfköpfen besitzt der US 6-1 zwei weitere Prüfkopfarten:

- 2x außermittig laufende 70° -Winkelprüfköpfe,
- 1x 55° -Winkelprüfkopf.

Die beiden außermittig laufenden 70° -Winkelprüfköpfe (10 mm in Richtung Fahrkante) dienen der früheren Erkennung von Schäden, die von der Fahrkante ausgehen [5]. Hierbei handelt es sich um ein ähnliches Prüfprinzip wie beim Prüfzug UST-96 (siehe Kapitel 3.3).

Der 55° -Winkelprüfkopf schallt quer zur Fahrtrichtung in den Schienenkopf (siehe Abbildung 23). Ziel ist es dabei, vertikale Längsfehler im Schienenkopf zu detektieren.



Bild 22: Schienenprüfzug US 6-1

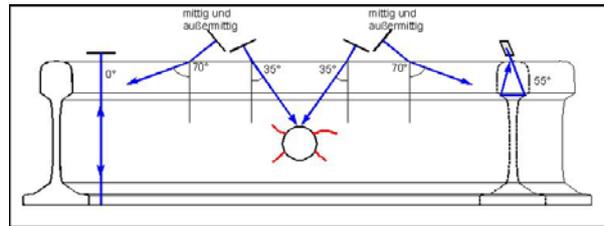


Bild 23: Prüfkopfanzordnung

Die Leistungsfähigkeit des US 6-1 entspricht ebenfalls denen des Schienenprüfexpresses der DB Netz AG. Deshalb wird auch dieser Prüfzug zeitweise auf den Gleisen der DB Netz AG eingesetzt.

3.5 Vergleich der Schienenprüfzüge

Da die auf den Gleisen der DB Netz AG eingesetzten Schienenprüfzüge wie in den vorangegangenen Kapiteln voneinander abweichende Prüftechnologien anwenden, ist es notwendig, die Ergebnisse nach einem Standard auszuwerten.

Vom Forschungs- und Technologie-Zentrum wurde im Bereich Brandenburg-Kirchmöser deshalb ein Testgleis eingerichtet, um die Prüftechnik der Züge überprüfen und vergleichen zu können. Die Schienen in diesem Gleis weisen verschiedene Testfehler auf. Diese sind in der folgenden Tabelle kurz beschrieben.

Tabelle 1: Testfehler in den Testschienen

Fehlerbereich 1	Schnitte in den Laschenlochbohrungen, Flachbodenbohrung von der Stirnseite der Schiene aus
Fehlerbereich 2	Durchgangsbohrungen in verschiedenen Tiefen der Schiene
Fehlerbereich 3	Flachbodenbohrungen vom Schienenfuß aus mit verschiedenen Durchmessern
Fehlerbereich 4	Schnitte im Schienenfuß
Fehlerbereich 5	Bohrungen in der Schienenkopffinnenseite unterschiedlicher Tiefe
Fehlerbereich 6	Schnitte in der Fahrkante unterschiedlicher Tiefe
Fehlerbereich 7	Flachbodenbohrung von der Stirnseite der Schiene aus

Die Testfehler sollen charakteristische Schienenfehler simulieren. Sie besitzen größtenteils kleinere Abmessungen als die bei Regelprüfungen im Gleis zu detektierenden Fehler. Deshalb dient das Testgleis zur Überprüfung der Prüfempfindlichkeit jedes Ultraschallprüfsystems der Prüfzüge.

Jeder Prüfzug, der auf den Gleisen der DB Netz AG Schienenprüfungen durchführt, muss einmal jährlich über das Testgleis fahren, um den Nachweis der Detektion der Testfehler zu erbringen und eine prüftechnische Freigabe zu erhalten.

4. Spannungsmessung an Schienen mittels Ultraschall

4.1 Grundlagen

Der Spannungszustand eines Gleises ist ein wesentlicher Parameter zur Gewährleistung der Sicherheit des Fahrbetriebes. Besonders im lückenlos verschweißten Gleis sind durch Temperaturschwankungen entstehende Spannungen von großer Bedeutung. Bisher war es jedoch nicht möglich, zerstörungsfrei große Bereiche von Gleisen hinsichtlich ihrer Spannungen zu untersuchen.

Das Institut für zerstörungsfreie Prüfverfahren der Fraunhofer-Gesellschaft hat ein Verfahren entwickelt, mit dem es möglich ist, schnell einen Überblick über den Spannungszustand von Gleisen zu gewinnen.

Bei der Ermittlung der Spannungen wird der akustoelastische Effekt (siehe Bild 24) ausgenutzt. Dieser besagt, dass sich mit einer Änderung der Spannungen in einem Werkstoff auch die Schallgeschwindigkeiten verändern.

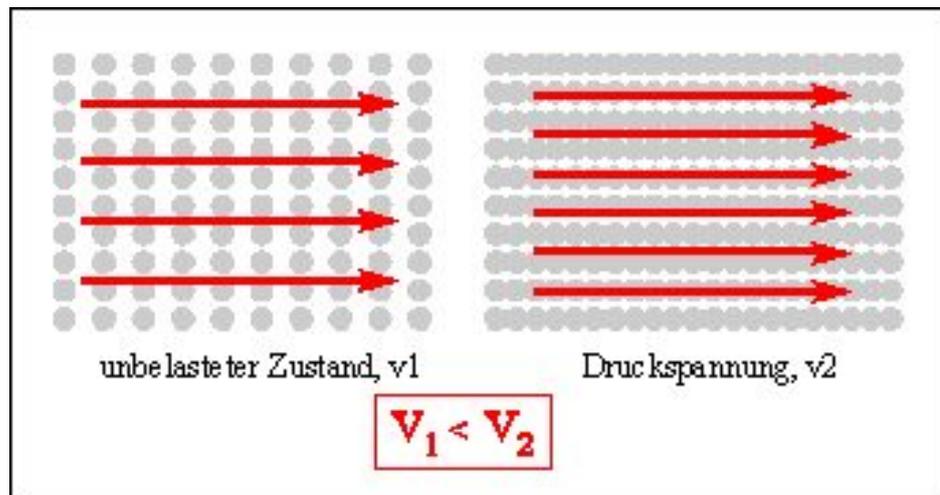


Bild 24: Prinzip des akustoelastischen Effektes

Für die Spannungsmessung wird elektromagnetischer Ultraschall verwendet, d. h. das Verfahren arbeitet koppelmittelfrei. Dies ist notwendig, um eine ausreichende Genauigkeit der Messungen zu erreichen, da die Laufzeiten des Ultraschalls im Nanosekundenbereich liegen.

Die Spannungen werden in zwei Arten unterteilt:

- Spannungen, die durch den Fahrbetrieb entstehen,
- Spannungen, die durch Temperaturschwankungen entstehen.

Wie bereits beschrieben, werden bei beiden Messungen die Laufzeiten des Ultraschalls aufgenommen. Das Messprinzip ist im Bild 25 dargestellt. Hier wird deutlich, dass es sich um



Bild 25a: Spannungsmessgerät mit Prüfköpfen

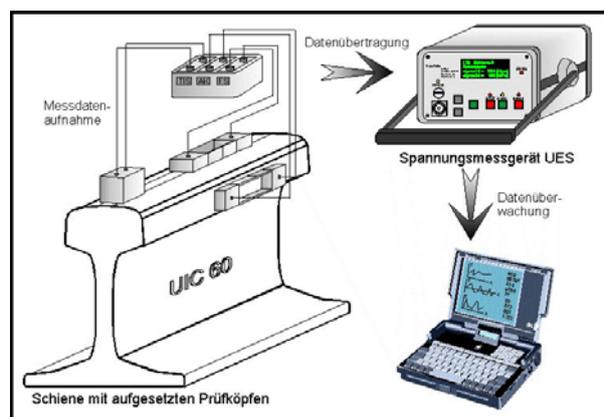


Bild 25b: Messprinzip

Vergleichsmessungen der Laufzeiten handelt. So geht man beispielsweise bei der Messung der durch den Fahrbetrieb entstehenden Spannungen davon aus, dass an der Schienenkopfaußenseite keine derartigen Spannungen auftreten, weshalb durch einen Vergleich beider Laufzeiten die Spannung auf der Fahrfläche ermittelt werden kann.

Bei der Durchführung der Messungen werden einzelne Messpunkte festgelegt, jede Messung dauert ca. 20 Sekunden. Es handelt sich also um keine fortlaufende Messung. Die Werte der einzelnen Spannungen werden auf einem Display ausgegeben.

4.2 Laborversuche

Mit dem Prototyp des Spannungsmessgerätes wurden im FTZ Brandenburg-Kirchmöser umfangreiche Laborversuche durchgeführt. Hierbei wurde vor allem die Messung der durch den Fahrbetrieb entstehenden Spannungen getestet. Dazu steht ein Prüfstand zur Verfügung, mit dem es möglich ist, definierte Überrollungszustände an Schienen zu erzeugen. Nach jedem Überrollungsintervall wurden die Spannungen in der Oberfläche der Schienen ermittelt. Dabei wurden Messpunktabstände von 1 cm gewählt. Dies ist zwar für Praxisversuche nicht zweckmäßig, erlaubt aber eine gute Überprüfung der Reproduzierbarkeit der Messergebnisse. Als Beispiel für die Laboruntersuchungen ist in der Abbildung 26 die Messung an einer mehrfach überrollten Schiene dargestellt.

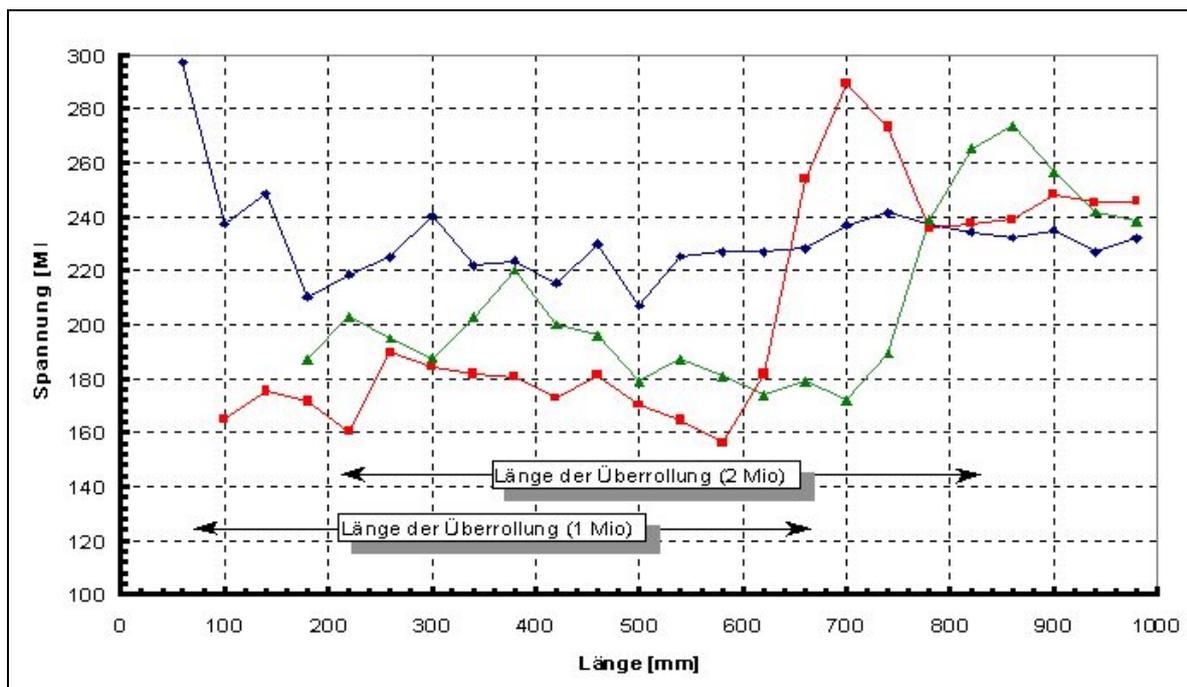


Bild 26: Versuch mit mehreren Überrollungsintervallen

An den einzelnen Kurven ist deutlich zu erkennen, dass sich mit wachsender Belastung die Spannungswerte in der Schiene in Richtung Druckbereich verlagern. Des Weiteren wird das Ende der jeweiligen Überrollungsstrecke durch ein Ansteigen des Spannungswertes auf den Ausgangszustand sichtbar. Punktuelle Ringkernmessungen haben die Ergebnisse der Ultraschallmessung bestätigt.

4.3 Erste Erfahrungen im Gleis

Im Anschluss an die Laboruntersuchungen wurden Versuche mit der Messtechnik im Gleis durchgeführt. Auf Bild 27 ist der erste Versuch in der Praxis im Raum Finntrop dargestellt. Gemessen wurden nur die durch den Fahrbetrieb entstehenden Spannungen in der Schienenoberfläche. Hier wurden in Abständen von ca. 50 m jeweils 3 Messwerte aufgenommen, gemittelt und im Diagramm abgebildet. Man kann in diesem Diagramm erkennen, dass beispielsweise in den Gleisbögen die Spannungen in der rechten und linken Schiene voneinander abweichen. Des Weiteren ist das Spannungsmaximum im Bereich der Brücke auffällig. Zu überprüfen sind mögliche Zusammenhänge zwischen der Gleisgeometrie, dem Fahrbetrieb und den Spannungen im Gleis. Hierzu sind jedoch zahlreiche Untersuchungen notwendig. Zur Zeit steht für diese Messungen ein Gerät zur Verfügung.

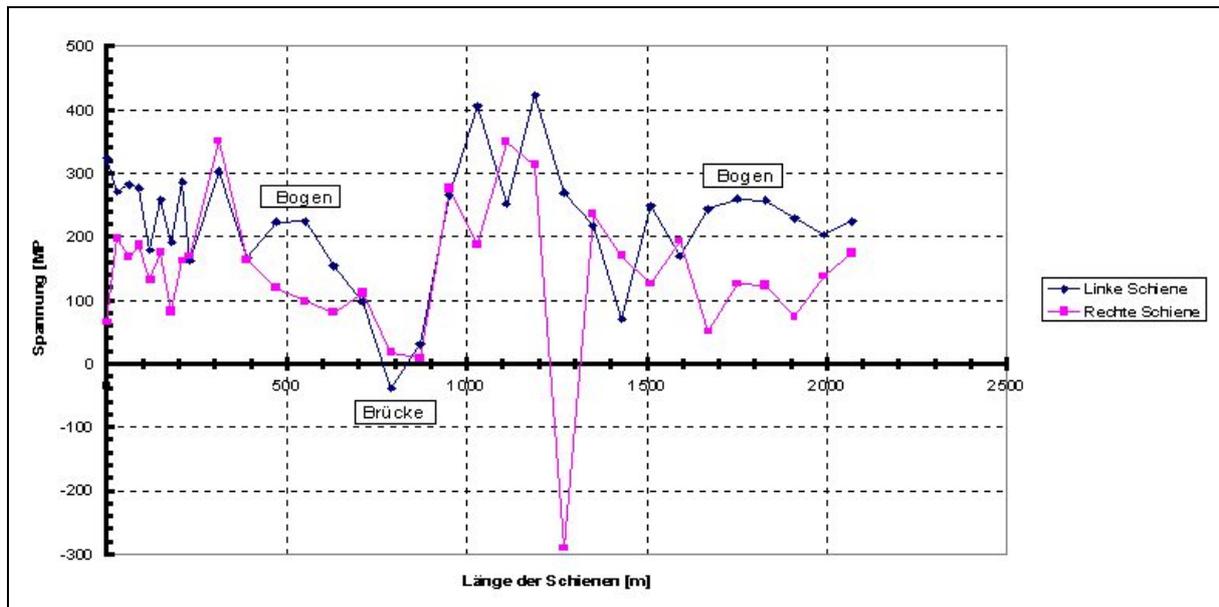


Bild 27: Erste Spannungsmessung im Gleis [6]

Zur Verfügung steht jetzt außerdem die Messtechnik zur Ermittlung der thermisch induzierten Spannungen. Um die gesamte Technik schnell und sicher im Gleis bewegen bzw. herausnehmen zu können, wurde eine vorläufige Vorrichtung zur Aufnahme aller Komponenten entwickelt. Diese Vorrichtung ist im Bild 28 dargestellt. Des Weiteren ist auf dem rechten Bild



Bild 28a: Vorrichtung zur Spannungsmessung an Schienen



Bild 28b: Prüfköpfe im angehobenen Zustand

die Prüfkopfanordnung erkennbar. Die Prüfköpfe sind im angehobenen Zustand abgebildet, zu Messung werden sie auf die Schienenoberfläche abgesenkt.

4.4 Ausblick

Die Laborversuche haben gezeigt, dass mit der beschriebenen Messtechnik ein Verfahren zur Verfügung steht, mit dem es möglich ist, sehr schnell Spannungszustände in Schienen zu ermitteln. Somit ist es z. B. möglich, durch die Messung der thermisch induzierten Spannungen in Zusammenhang mit der Außentemperatur Rückschlüsse auf die Verlegungstemperatur zu ziehen. Des Weiteren kann auf Spannungsspitzen im Gleis schnell reagiert werden und eine mögliche Schienenbruchgefahr reduziert werden.

Die Versuche unter praktischen Bedingungen haben jedoch gezeigt, dass es sich bei der Messtechnik um hochsensible Geräte handelt und die gesamte Technologie auf die Anwendung im Oberbaubereich weiter abgestimmt werden muss. Dies wird zur Zeit durch die Durchführung von umfangreichen Tests im Gleis realisiert.

5. Zusammenfassung

Die vorangegangenen Ausführungen haben gezeigt, dass es mit Hilfe der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung möglich ist, einen entscheidenden Beitrag zur Erhöhung der Sicherheit im Eisenbahnwesen zu leisten. Die Untersuchungen gestatten sowohl ein Auffinden kleiner Unregelmäßigkeiten, insbesondere Risse, als auch ein Beschreiben von Bauteilzuständen wie z. B. die Ermittlung des Spannungszustandes in Schienen. Der Einsatz neuer Prüftechnologien erlaubt eine Ergänzung der bisher angewandten konventionellen Prüfverfahren bei der Prüfung von Schienen und Weichenkomponenten. Somit kann eine umfassendere Untersuchung sicherheitsrelevanter Bauteile durchgeführt werden.

Quellennachweis

- [1] Thomas, H.-M.; Pohl, R.; Knöppchen, A.; Knoche, G: Untersuchung von Head Checks und Squats in Schienen (Machbarkeitsstudie)
- [2] Thomas, H.-M.; Pohl, R.; Knöppchen, A.; Lappöhn, C.; Knoche, G.: Verfahrensentwicklung und Erprobung der Wirbelstromprüfung an Schienen (Abschlussbericht)
- [3] Netz Technik-Zentrum Betrieb: Ultraschallprüfung von Schienen im Gleis: Genau und schnell mit dem Schienenprüfexpress (Handout)
- [4] TNO Institute of Applied Physics: Second generation Ultrasonic Railinspection System
- [5] SPENO International SA: SPENO US 6-1 Ultraschallschienenprüfzug (Handout)
- [6] Krull, R.; Hintze, H.: Spannungsmessung mittels Ultraschall in Schienen (Versuchsbericht)

Detektion und Behandlung von Schienenfehlern in Gleisen und Weichen der DB Netz AG

Dipl.-Ing. (FH) Klaus Meißner, Dipl.-Ing. (FH) Hartmut Hug
DB Netz AG, NTF (O), D-60486 Frankfurt am Main

1. Beschreibung der Schienenfehler in den Richtlinien der DB AG

Schienenfehler sind im „Merkblatt für Schienenfehler“ DS 820/I/4A Sonderdruck, gültig vom 1. Mai 1987 (UIC Schienenfehlerkatalog) beschrieben. In diesem Merkblatt wird ein System definiert, wonach Brüche, Risse und Schäden klassiert werden können. Für den Praktiker ist dieser Katalog ein wichtiges Hilfsmittel, gibt es darin doch in der einzelnen Fehlerbeschreibung auch Empfehlungen für die Feststellung der Fehler und ihre weitere Behandlung.

In dem Merkblatt wird die Lage des Fehlers beschrieben. Die Fehler können am Schienenende, mitten in der Schiene oder im Einflußbereich einer Verbindungsschweißung liegen. Letzterer wird mit 200 mm Länge, Schweißung mittig, definiert. Weiterhin wird unterschieden, ob der Fehler im Schienenkopf, im Schienensteg oder im Schienenfuß vorhanden ist.

Eine weitere Lagebestimmung ist die Lage im Gleis, also linke oder rechte Schiene, Bogeninnen- oder Bogenaußenschiene, an der Fahrkantenseite oder an der Außenseite der Schiene. Diese „Geographie“ des Fehlers ist für die weitere Behandlung und die erforderliche Dokumentation wichtig.

Mit Fehlern meint der für die Anlage Verantwortliche Fehler an der neuen Schiene, die er in seine Anlage mitgeliefert bekommen hat. Über diese Art Fehler gibt es heftigen Streit, wird doch damit die Liegezeit verkürzt bzw. der Instandhaltungsaufwand vergrößert. Auf allen Ebenen werden deshalb Anstrengungen unternommen, Fehler, d.h. fehlerhafte Schienen oder Weichenteile, vor der Auslieferung auf die Baustelle zu erkennen und noch beim Hersteller zu beseitigen bzw. auszusondern.

Schäden sind für den Anlageverantwortlichen Veränderungen in der Geometrie, der äußeren Form also und der stofflichen Beschaffenheit, die am Anfang durch den Baustellenbetrieb und später durch die Belastung und Benutzung eintreten. Schäden sind punktuell, flächig oder – als Verschleiß – ganzheitlich verteilt.

Brüche sind Schäden in der extremsten Form, bei deren Vorhandensein die Schienen ihren Aufgaben als Träger, Fahrbahn und Spurführungselement nicht mehr gerecht werden.

2. Beschädigungsarten an der Schiene

Schäden an der Schienen, die bei der jetzigen Betrachtung von Interesse sind, werden unterteilt nach inneren und äußeren, also sichtbaren Schäden.

Innere Schäden entstehen durch Ermüdung und Überbelastung, äußere Schäden durch Verschleiß, Rollkontakt und Radschlupf.

Die Folge äußerer Schäden ist die Zerstörung der glatten, stoßfreien Fahrbahn, eine Aufgabe welche die Schiene erfüllen muß. Lärmemission und Schwingungen, die Gleisschäden hervorrufen, sind die Folge dieser Schäden der Fahrfläche.

Innere Schäden führen zur Zerstörung der Gefügestruktur, zum Bruch und damit zur Gefährdung des Eisenbahnbetriebes, weil Spurführung und Trägerfunktion nicht mehr gewährleistet sind.

3. Methoden der zerstörungsfreien Prüfung im Oberbau

Um Fehler an Schienen zu erkennen und zu bewerten, stehen folgende Methoden der zerstörungsfreien Prüfung (ZfP) zur Verfügung:

Visuelle Prüfung	Gleisbegehung
Ultraschallprüfung	Schienenprüfzug
	Schienenprüfgerät
	Handprüfkopf
Wirbelstromprüfung	
Thermographieprüfung	
Spannungsmessung mit Ultraschall	

Die drei zuletzt genannten Verfahren sind noch in der Erprobung bzw. in der Entwicklung.

Die inneren Fehler und Schäden, die zum Schienenbruch führen können, stellen aus der Erfahrung bislang ein erhebliches Störpotential und auch Sicherheitsproblem dar. Frühzeitig wurde deshalb begonnen, mit Hilfe zerstörungsfreier Prüfmethode die inneren Fehler zu erkennen, zu klassifizieren und zu behandeln.

Die frühzeitige Erkennung und gegebenenfalls der nachfolgende planmäßige Ausbau minimieren die Störungen des Betriebsgeschehens und beseitigen das möglicherweise vorhandene Sicherheitsproblem.

Als wichtigste Methode der ZfP wird bei den Bahnen die Ultraschallprüfung mit dem Schienenprüfzug (SPZ), Schienenprüfgeräten (SPG) und Miniatur-Prüfkopf (MPK) eingesetzt.

Mit den fortschreitenden Erkenntnissen wurden die Techniken besser, konnten jedoch die physikalischen Grenzen der Ultraschall-Prüftechnik nicht überschreiten. So blieb die Detektion innerer Fehler und Schäden dicht unter der Fahrfläche bisher ein nur selten lösbares Prüfproblem.

Mit der Anwendung neuer Methoden – nämlich dem Einsatz der Wirbelstromtechnik und der Thermographie – werden hier neue Möglichkeiten der Fehler- und Schadenserkenntnis geschaffen.

4. Fristen der Inspektion

Je nach Gleiskategorien, Leitgeschwindigkeit und Belastung werden für die Inspektion des Fahrweges Fristen in den Inspektionsrichtlinien 821.2006 und 821.2007 vorgeschrieben. Diese Inspektionen, die mit dem Schienenprüfzug und – insbesondere in Weichen – mit dem Schienenprüfgerät durchgeführt werden, bezeichnet man als Regelinspektion (Tabellen 1, 2 und 3).

Tabelle 1: Inspektionsintervalle der Regelinspektion - Häufigkeit der Inspektionen in den Geschwindigkeitsbereichen [örtlich zulässige Geschwindigkeit (VzG)], Prüfung mit SPZ.

1	2	3	4	5
$v \leq 80 \text{ km/h}$	$80 \text{ km/h} < v \leq 120 \text{ km/h}$	$120 \text{ km/h} < v \leq 160 \text{ km/h}$	$160 \text{ km/h} < v \leq 230 \text{ km/h}$	$v > 230 \text{ km/h}$
Gleiskategorie nach DS 820 01 (künftig Richtlinie 820.1020)				
R 80, G 50	G 120, R 120,	P 160 I, P 160 II, M160	P 230, M 230	P 300
alle 24 Monate, ausnahmsweise 26 Monate Abstand	alle 12 Monate, ausnahmsweise 14 Monate Abstand	alle 6 Monate, ausnahmsweise 8 Monate Abstand	alle 4 Monate, ausnahmsweise 6 Monate Abstand	alle 4 Monate, ausnahmsweise 6 Monate Abstand

Tabelle 2: Prüfung mit SPZ.

1	3
Bahnanlagen	Prüfzyklus in Monaten
Strecken mit gebündelten S-Bahn-Verkehr	alle 6 Monate, ausnahmsweise 8 Monate Abstand
Strecken für den Transport von Flüssigkeiten	alle 6 Monate, ausnahmsweise 8 Monate Abstand
Strecken für den Transport von Flüssigkeiten	alle 12 Monate, ausnahmsweise 14 Monate Abstand
Durchgehende Hauptgleise mit Schienen S 49 der Güte 680 N/mm ² , soweit sie mit Ganzzügen von mehr als 20 t Radsatzlast befahren werden.	alle 12 Monate, ausnahmsweise 14 Monate Abstand

Aus besonderen Anlässen können Einzelinspektionen, die gewöhnlich mit dem Schienenprüfgerät durchgeführt werden, angeordnet werden.

Die Inspektionen mit Hilfe der ZfP sind ausnahmslos nach den Prüfrichtlinien des Handbuchs 907.0001, 907.0501 ff auszuführen. Für jede in den Inspektionsrichtlinien geforderte Inspektionsprüfung ist eine Prüfrichtlinie aufgestellt, in welcher der Prüfbereich und die Art und Weise der Prüfungsdurchführung, eindeutig definiert ist.

5. Auswertung der Schienenfehlerstatistik

Die DB Netz AG führt eine Statistik über aufgetretene Schienenfehler. In erster Hinsicht werden damit Schienenbrüche erfaßt, weshalb diese Statistik in der zurückliegenden Zeit auch als Schienenbruchstatistik bekannt war.

Erst seit einiger Zeit werden auch Fehler, die visuell oder vom Schienenprüfzug erfaßt werden, in der Statistik aufgeführt, jedoch noch nicht vollständig, denn die Fehler, die mit Schienenprüfgeräten gefunden werden, sind noch nicht in dieser Statistik enthalten. Es werden nur Fehler erfaßt, die einen Ausbau der fehlerhaften Schiene erfordern.

Es ist Ziel, mit Hilfe der Schienenfehlerstatistik folgende Gesamtdaten zu erfassen:

- Die Menge der Schienenbrüche aus den Betriebsmeldungen.
- Die Teilmenge der Brüche und der äußeren, sichtbaren Schienenschäden, die aus den oberbautechnischen Meldeblättern gemeldet wurden
- Die Teilmenge der inneren Schienenfehler aus Prüfungen mit SPZ und SPG.

Tabelle 3: Inspektionsintervalle der Regelinspektion - Häufigkeit der Inspektionen in den Geschwindigkeitsbereichen [örtlich zulässige Geschwindigkeit (VzG)], Prüfung mit SPG.

		Leitgeschwindigkeit in km /h				
		≤ 80	> 80 ≤ 120	> 120 ≤ 160	> 160 ≤ 230	
		Kategorie der Gleise und Weichen				
		R 80 G 50	G120 R120	P 160 I P 160 II M 160	P 230 M 230	
Prüfobjekt	Prüfrichtlinie	Häufigkeit der Prüfungen				
1	Im Umlauf des SPZ liegende - Weichenfahrbahnen, sowie - Schienen, Schweißungen, Schienenauszüge und Isolierstöße	907.0501	alle 2 Jahre	1× im Jahr	2× im Jahr	3× im Jahr
2	Weichenfahrbahnen in durchgehenden Hauptgleisen der Hauptbahnen, die nicht im Umlauf des SPZ liegen	907.0501	alle 2 Jahre, (bei Ganzzügen mit Achslasten <20 t: 1× im Jahr)			
3	Verteilerweichen der 1.-3. Staffel in Rangierbahnhöfen	907.0501	1× im Jahr			
4	In den Weichen nach Zeile 1 u. 2 Weichenzungen (Wz) Federstellen in Weichenzungen Einfaches Herzstück gelenkig beweglich (EHgb) Einfaches Herzstück federnd beweglich (EHfb)	907.0503 907.0506 907.0502 907.0510	3× im Jahr unabhängig von der örtlich zulässigen Geschwindigkeit (VzG)			
5	Pufferschweißungen in Mangan-Herzstücken Herzstück-Mittelblöcke (obere Längsnaht)		-	1× im Jahr	1× im Jahr	2× im Jahr
6	Schienen und Schweißungen in Tunneln und auf Brücken der Länge $l > 60m$	907.0501	1× im Jahr	-	-	-

Bezogen auf die ca. 65 000 km durchgehende Hauptgleise der 1. und 2. Ordnung, einschließlich der 89 000 Weicheneinheiten, ergeben sich je 100 km Gleis etwa ein gemeldeter Bruch und etwa 1,1 gemeldete und ausgebaute Schäden.

77% aller Fehler (Brüche und Schäden) treten im Gleis auf, 23 % in den Weichen. Das heißt, das im Vergleich zu den Gleisen längenmäßig kleinere Weichennetz weist die größeren Probleme auf.

66 % aller Schienenbrüche ereignen sich im Werkstoff Schiene, 34 % in der Schweißung.

Im Jahr 1998 sind durch SPZ etwa 47 000 km Gleis geprüft worden. Dabei wurden insgesamt rund 16 000 Fehleranzeigen registriert.

6. Erläuterung der Kriterien für die Behandlung der inneren Schienenfehler, die mit Hilfe der ZfP festgestellt wurden

In den technischen Richtlinien 821.2006 und 821.2007 der DB Netz AG, sind Maßnahmen für die Behandlung der mit ZfP festgestellten Schienenfehler festgelegt.

Tabelle 4: Fehlerbeschreibung in Schienen, Schienenauszügen, Weichenfahrbahnen und Schienenschweißungen.

Fehlergruppe	Fehler	Kopf	Steg	Fuß
1	Querfehler Längsfehler, senkrechte oder waagerechte Fehler unter shelling/squat, head checks	> 50% SKH L > 30 mm Oder H > 50% SKH Flächenanteil > 20% SK-Querschnitt	L > 10 mm L > 50 mm	L > 10 mm L > 50 mm
1	definierte Fehler	<ul style="list-style-type: none"> - Längsfehler, die bis zu einer Stoßlücke oder Schweißung reichen, - Fehler im unbefestigten Teil der Zungen von Weichen und Schienenauszügen - fehlerhafte Laschenkammern - Fehler an beweglichen Herzstücken, - Fehler der Fehlergruppe 2, wenn ihr Abstand kleiner ist als der Schwellenabstand, - Bohrungsarisse in der Laschenkammer an Schiene / Isolierstoß - unvollständig verschweißte Laschenlöcher 		
2	Querfehler Längsfehler, senkrechte oder waagerechte Fehler unter shelling/squat, head checks	> 20% und ≤ 50% SKH 10 mm < L ≤ 30 mm oder > 20% und ≤ 50% SKH Flächenanteil ≤ 20% SK-Querschnitt	L > 5 mm und L ≤ 10 mm 20 mm < L ≤ 50 mm	L > 5 mm und L ≤ 10 mm 20 mm < L ≤ 50 mm
2	Definierte Fehler	- Fehler der Fehlergruppe 3, wenn ihr Abstand kleiner ist als der Schwellenabstand		
3	Unregelmäßigkeiten, die wegen ihrer geringen Größe noch nicht der Fehlergruppe 2 zugeordnet werden können.			

Zunächst werden die Fehler in drei Fehlergruppen eingeteilt und zwar unabhängig von der Gleiskategorie. Die Maßnahmen, die sich dann anschließen, werden jedoch sehr wohl von der Gleiskategorie, der Gleisbelastung und der zulässigen Streckengeschwindigkeit bestimmt.

Die Fehler der Gruppe 1 müssen umgehend ausgebaut werden. Fehler der Gruppe 2, die in kurzen Abständen hintereinander auftreten oder in Gleisen höherer Kategorien vorgefunden werden, müssen ebenfalls umgehend ausgebaut werden. Sofort nach der Entdeckung muß der Fehler durch Notlaschen gesichert werden. Ist das technisch nicht möglich, muß die Geschwindigkeit auf Schrittgeschwindigkeit gedrosselt werden. Das gilt insbesondere für Fehler an beweglichen Teilen der Weichenfahrbahn. Für die endgültige Beseitigung dieser Fehler ist eine Frist von 6 Wochen vorgeschrieben.

Die Fehler der Gruppe 2 und der Gruppe 3 können im Gleis verbleiben. Sie werden registriert und dokumentiert. Im Zuge der nächsten planmäßigen Instandsetzung werden sie beseitigt.

Diese Einteilung und die festgelegten Maßnahmen sind Ergebnis der Erfahrung. Es muß jedoch das Ziel sein, mit Hilfe wissenschaftlicher Methoden das Fehlerwachstum zu berechnen und damit gezielt Zeiträume für die Behandlung der Fehler festzulegen.

7. Organisation und Zuständigkeiten für die Beseitigung der Fehler

In den technischen Richtlinien ist weiterhin festgelegt, daß der örtlich Verantwortliche (Anlagenverantwortlicher) die Entscheidung über Art und Zeitpunkt der Instandhaltungsmaßnahme trifft. Für bestimmte Fehler sind der Ausbau, wie bereits erwähnt, vorgeschrieben und die Beseitigungsfrist begrenzt.

Auch hier ist es das erklärte Ziel, die gegenwärtig auf Erfahrungswerten beruhenden Festlegungen durch wissenschaftliche Methoden zu untermauern bzw. zu ersetzen.

Der Ausbau fehlerhafter oder geschädigter Schienen und Weichteile ist durch den Anspruch der Vorhaltung einer sicheren Fahrbahn gerechtfertigt. Es ist jedoch für die Bahn und damit für den örtlich Verantwortlichen immer eine sehr herbe, weil kostenintensive Maßnahme. Es ist deshalb nicht verwunderlich, daß die für das Geld zuständigen Mitarbeiter, die geforderten Maßnahmen ständig hinterfragen, anzweifeln und bisweilen in Frage stellen. Die forcierte Erforschung der bruchmechanischen Zusammenhänge dient also auch dazu, den ständigen Erklärungsdruck von den Anlagenverantwortlichen zu nehmen und die Sicherheitsgrenzen aufzuzeigen.

8. Anforderungen an Forschung und Entwicklung

8.1. Methoden der Detektion

Wie aus den Eingangs geschilderten Verfahrensnennungen ersichtlich ist, soll die bisher als hauptsächlich angewendete Methode der Ultraschall-Prüfung durch die Wirbelstromprüfung und die Thermoskopieprüfung ergänzt werde. Damit können – so die bisherigen Ergebnisse – zweifelsfrei oberflächennahe Fehler detektiert und bewertet werden. In dem Vortrag „*Moderne Methoden der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung im Oberbau*“ (Krull, Hintze und Thomas) dieses Symposiums wurden entsprechende Ausführungen dazu gemacht.

8.2. Methoden der Fehlerwachstumsbeurteilung

Es ist die Vorstellung der DB, daß durch mathematische Modelle – mit den Methoden der Bruchmechanik – Aufschluß über Fehlerwachstum und Fehlerentwicklungsrichtung gewonnen wird. Auch hierzu wird in den folgenden Beiträgen und der Diskussion Neues zu hören sein.

8.3. Anforderungen an die Schienenhersteller

Schließlich sind auch die Schienenhersteller gefordert, Überlegungen anzustellen, wie das Fehlerverhalten von Schienen verbessert werden kann. Hierzu laufen schon seit einiger Zeit Versuche, mit Schienen anderer stofflicher Zusammensetzung oder anderer Herstellungstechnik das Problem zu lösen. Es wird jedoch Gegenstand besonderer Veranstaltungen sein, darauf einzugehen.

9. Zusammenfassung

Mit diesem Beitrag wurde versucht, den gegenwärtigen Stand der Fehlerdetektion und – beseitigung bei der DB Netz AG aufzuzeigen.

Mit erheblichem Aufwand und Kosten werden Gleise und Weichen in mehr oder weniger kurzen Zyklen visuell und mit Hilfe der ZfP geprüft.

Festgestellte Fehler, die aufgrund der hohen Betriebsbelastung und sparsamer Instandsetzung doch beträchtlich sind, werden aus sicherheitstechnischem Aspekt umgehend behandelt, in bestimmten Fehlergruppen ausgebaut.

Es ist das erklärte Ziel der DB Netz AG, die Methoden der Fehlererkennung zu erweitern und vorhandene Methoden zu verbessern, damit das konstruktionsbestimmenden Bauteil Schiene sicherer und wirtschaftlicher vorgehalten werden kann.

Schienenschleifen zur Verminderung von Oberflächenschäden

Dr. Wolfgang Schöch
Speno International SA, CH-1211 Genf 21, Schweiz

1 Einleitung

Trotz der politisch geforderten Trennung von Eisenbahnbetrieb und Infrastruktur ist die Schnittstelle zwischen den beiden von höchster Bedeutung. Der Kontakt zwischen Rad und Schiene steht im Zentrum des Eisenbahnsystems. Dort werden die Kräfte der Fahrzeuge in den Oberbau eingeleitet. Diese sind schon statisch beachtlich, 20 Tonnen Radsatzlast ist die Regel, Schwerlastbahnen operieren seit längerem mit 30 Tonnen. Darüber hinaus bringt die Fahrzeugbewegung aber auch wesentliche dynamische Belastungen, die um ein Mehrfaches höher sein können – und das alles auf der Fläche der Größe einer Briefmarke.

Kein Wunder also, daß sich an der Lauffläche der Schienen zuweilen Unregelmäßigkeiten ausbilden. Einige davon, wie zum Beispiel die Riffel sind schon seit den Anfängen der Eisenbahn bekannt. Andere zeigten sich erst im Lauf der Zeit. Dazu gehören die Ermüdungsschäden an der Oberfläche. Höhere statische Lasten, größere dynamische Wirkungen wegen steigender Fahrgeschwindigkeiten und enorm gestiegene Traktionskräfte der modernen Triebfahrzeuge waren und sind an dieser Entwicklung maßgeblich beteiligt.

Beim Auftreten von Fehlern wird sofort auch die Frage nach deren Beseitigung gestellt, beziehungsweise durch Ursachenforschung ihre Verhinderung angestrebt. Die Mechanismen zur Bildung von Fehlern auf der Schienenlauffläche sind vielfältig und durch das Zusammenspiel von vielen Parametern sehr komplex.

Eine Methode zu deren Beseitigung ist schon seit geraumer Zeit im Einsatz – das Schienenschleifen. Auch hier hat eine beachtliche Entwicklung der Maschinenteknik stattgefunden, die höchste Präzision mit großer Produktion verbindet. Demgemäß hat sich ihr Anwendungsgebiet ausgeweitet. Schwerpunkt dieser Abhandlung ist der Einsatz der Schleiftechnik bei der Beseitigung und Vermeidung von Fahrflächen-Ermüdung.

2 Schienenschleifen allgemein

Als Einführung in die Schleiftechnik werden zunächst ihre Einsatzbereiche kurz zusammengefaßt dargestellt:

2.1 Längsprofil-Korrektur

Erstes Ziel des Schienenschleifens war die Beseitigung von Oberflächenunebenheiten:

2.1.1 Riffel

Sie finden sich in geraden Abschnitten und großen Bogen und sind durch eine Abfolge von Bergen und Tälern geringer Amplitude, meist unter einem Zehntelmillimeter, und wechselnder Härte gekennzeichnet.

2.1.2 Kurze Wellen

Auf den inneren Schienen von Bogen mit Radien kleiner etwa 500 Metern bilden sich Schlupfwellen aus, da die Konizität der Radscheiben den für die Bogenfahrt erforderlichen Weglängenunterschied zwischen bogeninnerem und bogenäu0erem Rad nicht mehr bereitstellen kann.

2.1.3 Lange Wellen

Auch längere Wellen treten zuweilen auf. In früheren Zeiten waren sie durch das Walzen der Schienen verursacht. Heutzutage treten sie meist bei stark belasteten Strecken und arteinem Verkehr auf.

2.2 Querprofil-Korrektur

Die zuerst eingesetzten Schleifzüge waren bei der Beseitigung von Unebenheiten im Längsprofil oft mit flach gefahrenen oder im Querprofil plastisch deformierten Schienenköpfen konfrontiert. So wurden sie weiterentwickelt, um die Fehler effizienter beseitigen zu können. Die simultane Querprofil-Berichtigung erlaubt nicht nur einen nachhaltigeren Erfolg des Schleifeinsatzes, sondern auch die Herstellung beliebiger Querprofile innerhalb enger Toleranzen.

Je nach Einbauort werden die Schienen speziell belastet. So erleiden Außenschienen in engen Bogen einen typisch hohen Seitenverschleiß. Ihm kann durch das Herstellen asymmetrischer Sonderprofile zumindest teilweise entgegengetreten werden. Sind aus lauftechnischen Gründen Korrekturen der Querprofil-Geometrie erforderlich, zum Beispiel um einen niederen Wert der äquivalenten Konizität für schnelles Fahren zu garantieren, kann die Schleiftechnik im Gleis helfen. Auch zur Sicherstellung günstiger Kontaktspannungen in der Berührzone zwischen Rad und Schiene ist eine sorgfältige Querprofilwahl und -pflege angehten.

2.3 Verkoppelung der Anwendungen Längs- und Querprofil

In den meisten Fällen wird die Schleiftechnik wegen der Korrektur des Längsprofils eingesetzt, zum Beispiel beim Überschreiten von Eingriffswerten bei Riffel- oder Wellentiefen. Selten führt eine Querprofil-Deformation allein zu einem Schleifzugeinsatz. Da aber das Querprofil für die Lastübertragung und Laufstabilität von Bedeutung ist und in jedem Fall von der Schleifung betroffen ist, ist bei Fehlerbeseitigung durch Schleifen in jedem Fall auch das Querprofil zu spezifizieren.

2.4 Schienenoberflächenschäden

Auch Fremdkörper werden bisweilen in die Fahrfläche eingewalzt. Bei Schnellfahrten werden auch Schottersteine aufgewirbelt und in den Schienenkopf eingedrückt. Sie lassen sich durch Materialabtrag ebenso vermindern oder beseitigen wie Schleuderstellen. Dies ist von Bedeutung, da das Überfahren solcher Unebenheiten zu hohen dynamischen Kräften führt, welche die Schienen schneller die Dauerfestigkeitsgrenze erreichen läßt.

2.5 Folgen der Schleifarbeiten

Das Schleifen der Schienen beseitigt Fehler durch Materialabtrag am Schienenkopf in der Tiefe und Breite. So werden Unebenheiten durch einen künstlichen Vertikalverschleiß beseitigt. Die gezielte Steuerung des Querprofils erfolgt durch Materialabtrag in der Regel an der Fahrkante und in eingeschränktem Maß an der Außenseite des Fahrspiegels.

Um die Unebenheiten auch in Hinblick auf die Härteunterschiede nachhaltig zu beseitigen, wird häufig ein Unterschleifen der Längsfehler praktiziert.

3 Materialermüdung

Schleifen beseitigt also Material. Dies kann nicht nur so ausgenützt werden, daß überstehendes, also unnötiges Material abgetragen wird, um eine Ebenheit oder eine spezielle Querprofilform zu erzielen. Es kann auch so eingesetzt werden, daß schon geschädigtes, zum Beispiel ermüdetes, Material beseitigt wird. Noch eleganter ist sein Einsatz zum Abtrag von Material, das gerade noch nicht oder gerade eben Ermüdungserscheinungen aufweist.

Die Größe des Materialabtrags geht üblicherweise mit der vorhandenen Fehlergröße parallel. Da Schienenschleifen per Definition Verschleiß bedeutet, und Verschleiß die Einsatzdauer der Schienen begrenzt, ist auf eine Minimierung des Materialabtrags zu achten. Die Frage der Schleifstrategie, also wieviel oder wie wenig Material in welchen Intervallen abzuschleifen ist, wird sich später noch als von großer Bedeutung erweisen.

3.1 Symptome

Zurück zu den Erscheinungsbildern, die ermüdeten Schienenstahl zeitigt:

3.1.1 Oberflächen-Anrisse

Wenn Stahl durch oftmaliges Befahren ermüdet, so bilden sich in der Berührungsfläche Anrisse. Diese sind zunächst mikroskopisch klein und entwickeln sich kontinuierlich weiter, bis sie im Extremfall sogar zum Schienenbruch führen können.

3.1.2. Headchecks

Diese Entwicklung erfolgt je nach Belastung unterschiedlich schnell. Über einen längeren Zeitraum ist eine dichte Folge von Rissen zu sehen, die im rechten Winkel auf die vorherrschende Kraftwirkung steht. Sie wird in der Eisenbahnersprache gemeinhin als „Headchecks“ oder „Headchecking“ bezeichnet (aus dem Englischen wörtlich als „Kopfstoß“ zu übersetzen). Mit zunehmender Ermüdung wachsen die Risse, vereinigen sich zuweilen, und führen dazu, daß mehr oder weniger große Partikel aus der Fahrfläche oder Fahrkante ausbrechen. Bei kleineren Partikeln spricht man im Englischen von Flaking, bei großen Partikeln von Spalling. Tritt massive Fahrkantenermüdung auf, augenscheinlich durch das Ausbrechen größerer Partikel und teils auch ganzer Stücke, so spricht man im Englischen trefflich von Gauge Corner Collaps – also Fahrkantenzusammenbruch.

Diese Erscheinung ist nicht mit Shelling, also einzelnen muschelförmigen Ausbrüchen aus der Fahrkante, zu verwechseln. Shelling hat seine Ursachen in Rissen, die im Inneren des Schienenkopfes an Stahlunreinheiten entstehen und dann nach außen wachsen. Selbstverständlich können sich beide Phänomene auch gleichzeitig entwickeln und dann wirklich zu katastrophalem Versagen führen.

3.2 Messtechnische Erfassung

Will man Fehler beseitigen, so sind sie zunächst einmal zu erfassen. Dadurch kann einerseits festgestellt werden, wo diese Fehler sich befinden und über welche Bereiche sie sich erstrecken. Zweitens muß der Fehler auch nach seiner Schwere klassiert werden, um den erforderlichen Aufwand zu seiner Beseitigung abschätzen zu können.

Fehler im Längsprofil können auf Hundertstel-Millimeter genau erfaßt werden. Das Querprofil wird mit einer Genauigkeit besser als ein Zehntel-Millimeter gemessen.

Bei der Oberflächenermüdung gibt es bislang keine praktikable Meßmöglichkeit. Schon das optische Erfassen von Headchecks ist, besonders im Anfangsstadium, schwierig. Das heißt, die Frage ob Oberflächenermüdung eingetreten ist oder nicht, kann nicht ohne weiteres beantwortet werden. Noch schwieriger ist die Beurteilung der Größe der Schädigung. Augenscheinlich kann zwar das Anwachsen der Oberflächenrisse verfolgt werden. Die Dichte des Rißnetzes und die Rißbreite geben Anhaltspunkte für die Beurteilung der Schwere. Allerdings haben Untersuchungen ausgebauter Probestücke aufgezeigt, daß es durchaus keine allgemeingültige Übereinstimmung zwischen visuellem Bild und tatsächlicher Rißtiefe gibt.

Erschwerend ist dabei die Tatsache, daß sich auch die Oberflächenfehler – so wie die Längsfehler – nicht gleichmäßig über einen längeren Abschnitt entwickeln. Schon nach wenigen Metern kann sich das Schadensbild ändern. Darüber hinaus sind auch nicht alle Risse gleich tief. Einem besonders tiefen Riß folgen oftmals viele weniger ausgeprägte. Andererseits können durchaus auch gleichförmig tiefe Risse in Serie auftreten.

Die Frage, welche Tiefe effektiv vorliegt, das heißt bis zu welcher Tiefe Material durch Schleifen abgetragen werden muß, kann zerstörungsfrei – jedenfalls derzeit – nicht beantwortet werden. Auch die durch Ausbau und Schneiden ermittelte Rißtiefe einer Probe kann nur bedingt herangezogen werden. Wahl des Probestücks, des Risses und der Schnittführung können zu einer falschen Beurteilung führen.

Kurz zusammengefaßt, eine messtechnische Erfassung von Oberflächenermüdung ist derzeit unmöglich. Der Grad der Schädigung wird üblicherweise durch Erfahrungswerte beurteilt. Beim Einsatz der Schleiftechnik wird sehr häufig von einem belastungsabhängigen Bearbeitungsintervall ausgegangen. Man hat zum Beispiel durch Erfahrung (nach der Methode „Trial and Error“) festgestellt, daß bei einem Schleifen alle 25 oder 50 oder 100 Millionen Bruttotonnen die Headcheck-Entwicklung günstig beeinflusst, gestoppt oder sogar verhindert werden kann.

Die beim jeweiligen Schleifen abgetragene Dicke der obersten Schicht wird dabei selten genau spezifiziert. Sie wird meist wieder durch die Erfahrung festgelegt, wobei sehr häufig maschinentechnische Aspekte (Abtrag pro Schleifgang) oder operative (Arbeitsgeschwindigkeit, Sperrpausenlänge) eine entscheidende Rolle spielen.

Die Fehlerentwicklung im Ermüdungsbereich variiert so stark wie der Ort, wo sie beobachtet wird. Es gibt eigentlich keine Aussage, wann Ermüdungsschäden auftreten und wie schnell sie anwachsen. Alle diesbezüglichen Angaben beruhen wiederum auf empirischen Beobachtungen und sind immer abhängig von einer Vielzahl von Parametern. Die wichtigsten dabei sind sicher Achslast, Verkehrscharakteristik (Geschwindigkeit, Beschleunigung etc.), und natürlich die Geometrie von Rad- und Schienenprofil.

3.3 Schleiftechnische Bearbeitung

Oberflächenermüdung betrifft definitionsgemäß die oberste Schicht des Schienenkopfes. So wie auch bei den geometrischen Unebenheiten bietet sich die Schleiftechnik zur Beseitigung dieser fehlerbehafteten Schicht an. Wie die Erfahrung zeigt, hängt die Ermüdung indirekt proportional mit dem Verschleiß zusammen. Schnell verschleißende Stähle zeigen keine Ermüdungserscheinungen, weil die betroffenen Zonen durch den Verkehr schneller verschleifen als sich Ermüdung einstellen kann. Mit zunehmender Qualität des Stahl und abnehmender Verschleißtendenz steigt daher das Risiko der Ermüdung.

Durch ungünstige, also nicht aufeinander abgestimmte Rad-Schiene-Paarungen werden Spannungskonzentrationen auf der Fahrfläche provoziert, die zu lokaler Überbeanspruchung und daher vorzeitiger Ermüdung führt. Einmal entstandene Risse wachsen dann meist schneller als der natürliche Verschleiß und verschlechtern das Zustandsbild zusehends. Entscheidend ist die korrekte Berührgeometrie bereits bei neuen Schienen. Sind diese etwas flacher als das maßgebende Radprofile für einen optimalen Kontakt erfordern würde, so bilden sich innerhalb kürzester Zeit Headchecks an der Fahrkante mit der folgenden laufenden Verschlechterung.

3.3.1 Rißbeseitigung

Die Schleiftechnik kann eingesetzt werden, um allen erwähnten Faktoren entgegenzuwirken: Zum ersten wird die ermüdete Schicht abgetragen. Dadurch kommt frischer Schienenstahl in Kontakt mit den Rädern und der Ermüdungszyklus beginnt von neuem zu laufen. Dies ist jedenfalls gültig, wenn die gesamte geschädigte Schicht entfernt wird. Hier sind allerdings Grenzen gesetzt. Je tiefer die Schädigung, um so mehr Material muß entfernt werden.

Dies bedeutet zum einen hohen und daher teuren Schleifaufwand, zum anderen aber auch einen hohen Materialverschleiß, der die Lebensdauer der Schiene eingrenzen kann. Eine wirtschaftliche Grenze ist zu definieren. Sie wird häufig mit einer Millimeter Tiefe angegeben. Es ist allerdings im Einzelfall abzuwägen, ob nicht eine eventuell bedeutend tiefere Grenze gewählt werden kann, wenn dadurch eine entsprechend längere Liegezeit der Schiene erreicht werden kann.

3.3.2 Rißverminderung

Auch ein nur teilweises Entfernen der Risse, also ein Materialabtrag geringer als die Tiefe der längsten Risse, wird ausgeführt. Die Idee dabei ist, daß das stärker geschädigte Material der Oberfläche jedenfalls beseitigt wird und die darunter liegenden Schichten noch nicht zu stark

betroffen sind. Ferner werden weniger tiefe Risse auch komplett entfernt. Die verbleibenden weniger tiefen Restrisse werden sich vermutlich langsamer weiter entwickeln.

3.3.3 Rißwachstums - Steuerung durch Querprofilgestaltung

Im Zusammenhang mit der Rissbeseitigung ist auch die Querprofilgestaltung zu berücksichtigen. Häufig wird dazu tendiert, an den geschädigten Zonen, also an der Fahrkante, mehr Material abzunehmen und daher dort für eine bestimmte Zeit den Radkontakt zu vermeiden. Keine oder weniger Oberflächenspannungen bedeutend einen geringen Ermüdungsfortschritt und daher eine Begünstigung der Situation. Darüber hinaus wird durch das Verlagern des Fahrspiegels in nicht geschädigte Zonen – üblicherweise gegen die Außenkante der Schiene zu – noch nicht geschädigtes Material belastet und der Schädigungsprozess auf eine breitere Zone verteilt, die daher weniger intensiv belastet wird. Unterschleifen der Fahrkante bewirkt auch, spezielle bei etwas engeren Bogen, einen geringfügigen Zweipunktkontakt, der dann den natürlichen Verschleiß begünstigt und damit im Sinne des Schleifens wirkt.

Wesentlich ist aber ein optimal abgestimmter Kontakt zwischen Rad und Schiene. Das heißt, in der Fahrfläche dürfen keine lokalen Spannungskonzentrationen auftreten, sei es durch falsche Zielprofilwahl oder durch zu großzügige Herstellungstoleranzen beim Schleifen. Dann können nämlich entweder einzelne Facetten überlastet werden oder an Kanten zwischen angrenzenden Facetten die zulässigen Spannungen überschritten werden.

Idealerweise ist durch das Schleifen ein möglichst der Rad Geometrie konformes Schienenprofil herzustellen. Die unvermeidlichen, aber möglichst klein zu haltenden Toleranzen sollen dabei eher zwei Kontaktzonen beiderseits der kritischen Zone sicherstellen (negative Toleranzen), die dann gleichmäßig zu einer einzigen Berührzone zusammenwachsen. Gegenüber dem Zielprofil überstehendes Material (positive Toleranzen) begünstigen eine unmittelbare Spannungsüberlastung und sind daher zu vermeiden. Dies erklärt auch den günstigen Einfluß von Profilierungsarbeiten an neuen Schienen, die häufig gegenüber den Radprofil zu flach sind.

Beim Einsatz der Schleiftechnik sind also folgende Fragen zu klären: Wahl des Zielprofils, Definition der zulässigen Toleranzen und erforderlicher Materialabtrag an der geschädigten Zone (kann auch durch die Querprofilwahl geregelt sein).

Da der Scheifeinsatz natürlich nur für eine bestimmte Zeit die Ermüdung verzögern kann, ist auch die Frage des Schleifintervalls zwischen zwei Einsätzen zu klären, wobei neben dem erwarteten Schädigungsfortschritt die geplante Materialabtragstiefe zu bedenken sind. Üblicherweise wird das Bearbeitungsintervall in Belastungstonnen angegeben. Dafür kann wiederum kein einheitlicher Wert angegeben werden, da der Schädigungsprozess von vielen lokalen Parametern abhängt. Achslast, Radprofile, Bogenradius, Streckengeschwindigkeit, Reibungsverhältnisse und vieles andere mehr spielen eine Rolle. Werte von 10 Millionen Bruttotonnen im Extremfall bis zu über 100 Millionen Bruttotonnen bei besonders günstigen Verhältnisse werden in der Praxis zur Programmierung von Schleifarbeiten herangezogen.

3.4 Folge der Bearbeitung

Kurz zusammengefaßt bedeuten die korrekt durchgeführten Schleifarbeiten eine teilweise oder vollständige Beseitigung des geschädigten Material, sowie durch die richtige Querprofil-

gestaltung eine optimale Spannungsverteilung, die ungünstige Konzentrationen an der Oberfläche vermeidet. Insgesamt wird dadurch der bestmögliche Ausgangszustand für die nachfolgende Betriebsbelastung geschaffen und die Wiederbildung von Oberflächenermüdung verzögert und deren Entwicklung verlangsamt.

3.5 Wartungs-Strategie

Wie schon erwähnt, ist der richtige Einsatz der Schleifstrategie von ausschlaggebender Bedeutung für den wirtschaftlichen Erfolg. Die Schleifarbeiten sollen ja nicht nur eine technisch richtige, sondern auch eine wirtschaftlich vertretbare Wartungsmaßnahme sein. Sie hat dann ihren optimalen Nutzen, wenn die in Summe anfallenden Kosten ein Minimum betragen. Dabei sind die Kosten für die wiederkehrenden Schleifarbeiten jenen der vorzeitigen Schienenerneuerung gegenüberzustellen. Betriebsbehinderungen und deren finanzielle Auswirkungen sind in beiden Fällen zu berücksichtigen.

Die wählbaren Parameter sind Interventionszyklus, Materialabtrag sowie Profilgestaltung und -toleranzen. Nur Erfahrungswerte von Bahnen, die Schienenpflege als Wartungsstrategie schon längere Zeit betreiben, oder Resultate von Feldversuchen können dafür herangezogen werden, will man sich nicht auf Schätzungen und Modellstudien verlassen.

3.6 Erfahrungen in der Praxis

3.6.1 Heavy-Haul

Die Erzbahnen in West-Australien (HI, BHP) operieren schon seit geraumer Zeit mit 30 Tonnen Achslast und haben seit Betriebsbeginn mit dem Phänomen der Oberflächenermüdung zu kämpfen. Als wesentliche Wartungsmaßnahme im Oberbau hat sich die Schienenpflege bewährt, besonders beim Einsatz von Spezialstahlgüten. Ein Schleifzug ist ganzjährig im Einsatz und pflegt die Strecke turnusmäßig. Er fährt von der Mine zum Hafen und pflegt je nach Streckencharakteristik (meist abhängig vom Bogenradius) die Schienen in festgelegten Intervallen, die zwischen 10 und 100 Millionen Bruttotonnen variieren. Diese Schleifstrategie hat sich im Lauf der Zeit entwickelt. Es wird die Politik „wenig, aber oft“ angewandt, also bei jedem Intervall nur etwa 0,2 Millimeter der Schienenhöhe abgetragen. Es ist schwer abzuschätzen, wie die Schienen ohne regelmäßige Pflege aussehen würden. Vergleiche mit früheren Verhältnissen lassen eine zwei- bis vierfache Liegedauerverlängerung als realistisch erscheinen.

Bei den nordamerikanischen Eisenbahnen herrschen ähnliche Verhältnisse wie bei den Schwerlastbahnen Australiens. Allerdings dürften die durchschnittlichen, eher stark verschlissenen Radprofile weniger günstige Berührbedingungen bewirken, wodurch die regelmäßige Schienenpflege noch wichtiger ist. Üblicherweise wird mit großen Schleifzügen eine „One-pass-strategy“ gefahren, wobei der Materialabtrag durch die Arbeitsgeschwindigkeit (zwischen 6 und 18 Kilometer pro Stunde) gesteuert wird. Das Querprofil wird dabei gepflegt, strenge Toleranzen werden allerdings nicht vorgegeben, da durch die oftmalige Bearbeitung im Drei- bis Vier-Monatsrhythmus eine Profilkonstanz automatisch sichergestellt wird.

3.6.2 Europa

In Deutschland haben Schleifmaßnahmen außerhalb detaillierter Forschungsprogramme auf Initiative engagierter Oberbauingenieure zu wesentlicher Erhöhung des Wissensstands und einer Verbesserung der Schienensituation beigetragen. So wurden gute Erfahrungen gemacht mit dem Schleifen eines Fahrkantenradius von 15 mm anstelle der üblichen 13 mm – im übrigen etwa denselben Effekt bewirkend wie das toleranzmäßige Unterschleifen.

Noch pragmatischer war das Vorgehen einer Dienststelle, die einen Schleifzug in 3 Überfahrten nur die Fahrkarte bearbeiten ließ, um bestehende Ermüdung zu reduzieren und die Berührgeometrie auf einfache, kostengünstige Weise zu verschieben. Die Resultate zeitigten eine Verlängerung des Einsatzes der Schienen um einige Jahre, Zeit genug um die betroffenen Strecken sicher befahren und Erneuerungsprogramme ausarbeiten und finanzieren zu können.

In Frankreich führte die geschilderte Thematik zur Entwicklung spezieller sogenannter „Anti-Headcheck-Profile“. Sie stellen im wesentlichen eine Verschiebung der hauptbelasteten Zone nach schienenaußen sicher und reduzieren damit die Gefahr von vorzeitiger Fahrflächenermüdung.

In Österreich haben in Bogen auftretende Ermüdungsschäden den probeweisen Einsatz eines besser dem Verschleiß angepaßten Schleifsollprofils sinnvoll erscheinen lassen. Die Resultate bestätigen die Initiative und führten zu einer planmäßigen Anwendung dieses modifizierten UIC 60 Profils.

3.7 Versuche

In Europa wird die Ermüdungs-Problematik erst in letzter Zeit verstärkt festgestellt und mit dementsprechendem Interesse studiert. Mit speziellen Schleifarbeiten wird das Phänomen nunmehr im Detail untersucht.

3.7.1 Deutschland DB AG - Würzburg

Vor ziemlich genau 4 Jahren hat die DB AG einen interessanten Schleifversuch gestartet. Es wurden dabei gezielte Toleranzabweichungen von einem vorgegebenen Sollprofil hergestellt um deren Auswirkung auf die nachfolgende Headcheck-Bildung zu erforschen. Dabei hat sich gezeigt, daß ein geringfügiges Unterschleifen der gefährdeten Fahrkantenzone bei Einhaltung relativ enger Toleranzen den besten Langzeiterfolg der Schleifung sicherstellt.

In einem zweiten Schritt werden seit einem Jahr auch verschiedene Schleifintervalle getestet, um den technisch - wirtschaftlich besten Einsatzzeitpunkt zu studieren. Ein eigener Vortrag wäre für die Vorstellung der Ergebnisse erforderlich.

3.7.2 Frankreich SNCF - Paris Est

Qualitativ festgestellte Verbesserungen durch den Einsatz der vorher erwähnten Anti-Head-Check-Profile sollen in einem in Kürze anlaufenden Versuch auch quantitativ dokumentiert werden.

3.8 Spezifikationen

Derzeit ist das Problem der Fahrflächenermüdung noch nicht vollständig erforscht. Viele Bahnen sind davon betroffen, einige setzen das Schienenschleifen zur Verbesserung der Situation ein. Allgemeine gültige Richtlinien sind aber noch nicht vorhanden. Daher sind meist Erfahrung und Intuition die Grundlagen zum Erfolg. Detaillierte Kenntnisse werden gegenwärtig in einigen Versuchsserien erarbeitet.

Ziel muß es sein, die bestehenden Schleifrichtlinien zu ergänzen, um den Einsatz der Schleiftechnik zur Behandlung von Ermüdungsschäden generell vorzuschreiben. Derzeit sind nur Eingriffsschwellen für die Beseitigung von Längsprofilfehler und Anforderungen an das Längs- und Querprofil nach dem Schleifen spezifiziert. Es ist vor allem die Frage der Eingriffsschwellen beziehungsweise der Arbeitszyklen wesentlich.

Für die korrekte Ausführung der Arbeiten sind die Spezifikation des Querprofils und der zulässigen Toleranzen erforderlich. Die Anforderungen an Materialabnahme sind ebenfalls zu definieren. Bei Neuschienen sowie bei der Beseitigung von Oberflächenschäden wird derzeit häufig ein Mindestwert der Materialabnahme von 0,3 mm vorgeschrieben. Neben einem Mindestwert ist aber auch die Frage eines größten zulässigen oder sinnvollen Maximalwertes zu klären. Entsprechende praxistaugliche Meßmethoden sind erst noch zu prüfen.

4 Schlußbemerkung

Die Ermüdungsschäden an der Fahrfläche stellen ein wachsendes Problem dar, das zunehmende Aufmerksamkeit erfordert. Speziell die zuletzt aufgezeigten Punkte zeigen deutlich, daß derzeit die Ermüdungsschäden noch nicht systematisch erfaßt und entsprechend behandelt werden.

Als wirksame Abhilfe steht die Schleiftechnik zur Verfügung. Es besteht noch ein ansehnlicher Bedarf an Forschungstätigkeit, um die erforderlichen Schleifarbeiten im Detail spezifizieren zu können. Unabdingbar ist es dabei, eine Meßmethode zu entwickeln, die Art und Ausmaß der Schädigung zu beschreiben in der Lage ist, um die erforderlichen Gegenmaßnahmen exakt programmieren zu können.

Es darf allerdings nicht übersehen werden, daß genügend Erfahrungen aus dem praktischen Betrieb vorliegen, die den Einsatz der Schienenpflege zur Beseitigung von Oberflächenermüdung als erfolgreiche und notwendige Maßnahme bestätigen. Aufbauend auf den bestehenden Erfahrungen ist eine Verfeinerung der Schleifpraxis möglich, um ein Optimum an Schienenliegedauer und Life-Cycle-Costs sicherzustellen.

Quality, Service Failure Rate, and Prospects of Rail Perfection

Prof. Dr. Evgeni A. Shur
All-Russian Railway Research Institute (VNIIZhT), Moskau, Russia.

1. Introduction

The quality (working capacity) of rails is determined, firstly, by the degree of their gamma-percentage resource, i.e. the cumulative tonnage until single breakdown of gamma percentage of rails under their service conditions and, secondly how quickly the rails fail which affect the consequences of the breakdown. In order to work out a correct technical policy in the course of perfection of the technology of their production and service it is necessary to constantly monitor the quantity and types of various defects in rails, which are annually taken off the track on various rail-roads. Various defects formed in the course of rails service have for a long time drawn attention of those who try to determine the cause of their destruction and exclude similar incidents which threaten railroad safety. Even in the 30-ies it was noted on the Russian rail-roads, that the character of various damage of rails taken off the track is repeated with remarkable similarity and attempts were made to classify typical forms of fractures and damage to rails [1]. At the same time approximately, the first manual on defects of the Sperry company was published, and it has been republished with alterations since then many times [2]. It is hard to overestimate the significance of the defects' classification which for many decades is the basis for mass statistical study of causes of rail damages in all the countries of the world.

Experience has proved that without a detailed, rather complete and precise classification of rail defects, it is impossible to keep record and statistic processing of data on rails taken off tracks. It is only this way that it is possible to compare the results of different types of laboratory research through which an insignificant part of separate rail defects may pass, with the data of the overall statistics. Statistic records of rail damage provides great actual material on quality of rails manufactured at different plants. It also allows us to reveal the influence of various service conditions on rail durability and consequently – to access the technical and economic effect from carrying out various measures on raising the working capacity of rails due to perfection of the technology of rail production and service. The most important significance of statistic observation of rail damage on railroads lies in the choice of the most correct directions of struggle with those very defects of rails which at the present moment to the maximum extent threaten railroad safety or inflict the greatest economic damage to railroads.

2. Development and Analysis of Rail Defects

At present, for more than 30 years, the classification of rail defects [3] described in detail in the book [4] is in force on the railroads of Russia. The classification stipulates 39 types of defects united into 7 main groups:

1. Shelling on the surface of rail heads,
2. Transverse cracks in the head,
3. Longitudinal cracks in the head,
4. Wear,

5. Damages in the rail web,
6. Damages in the rail foot,
7. Fracture of rails.

The cause of the first three groups of defects is the processes of contact fatigue. Longitudinal contact-fatigue cracks arise most often due to the influence of high tangential stress in the subsurface layer from concentrates of stresses of metallurgical origin in the form of aggregation of non-metallic inclusions of the oxide group (Fig. 1). The depth of location of longitudinal cracks most often makes 3 – 9 mm, and the distance from the working side of the head of their focuses 4 – 13 mm.

Metallographic and microsonde examinations showed that in the rails of old manufacture, aggregations of non-metallic inclusions, stretched in the direction of rolling in the form of lines, most often were alumina, and in the rails of contemporary manufacture – silicates and complex oxides containing calcium, silicium, aluminum and other elements. After the results of special ultrasonic defectoscopy (flaw detection), a cutting of transverse section was carried out, its focus looked as shown in Fig. 1.

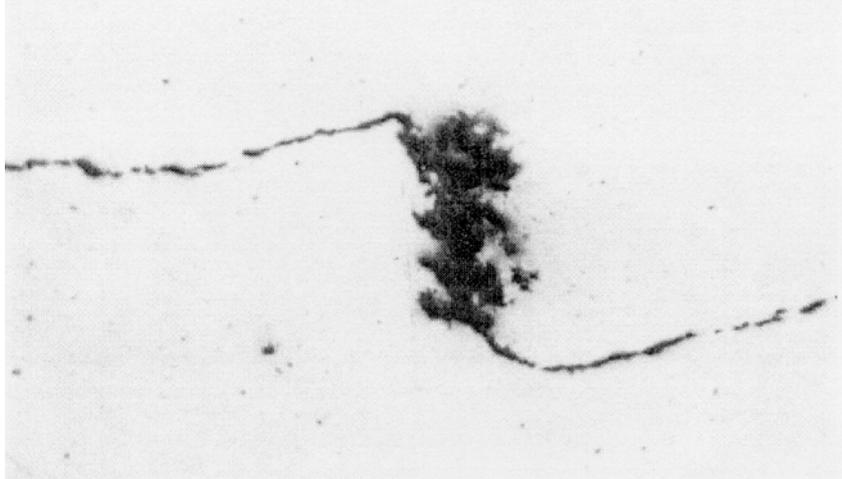


Fig. 1. Cross-section of a longitudinal crack of contact fatigue, $\times 100$.

Internal longitudinal cracks of contact fatigue generally have the size of 1 to 30 mm. After the ultrasonic defectoscopy, opening of an internal longitudinal crack after having made cuts and splitting was carried out, they looked as shown in Fig. 2. Internal and thus non-oxidized longitudinal cracks strongly stand out against the background of grainy fracture. The focus of formation of the majority of longitudinal cracks looks like a dark line extended along the rolling.

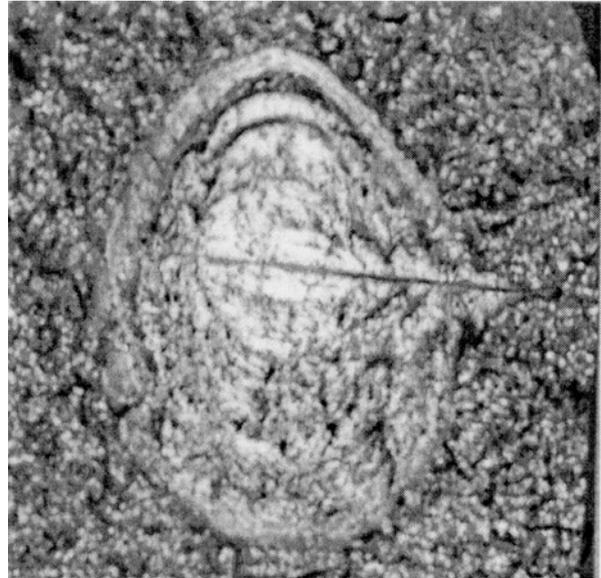


Fig. 2. An internal longitudinal crack of contact fatigue. $\times 5$.

Longitudinal cracks of contact fatigue lead in their development to formation of spillings – shellings (Fig. 3) or transform into transverse fatigue cracks (Fig. 4) which are detected during periodical defectoscopy (flaw detection). If it is not possible to detect a growing transverse crack through the defectoscopy in due time, it – when it reaches the critical dimension – can lead to transverse fracture.

More coarse defects of metallurgical origin lead to formation of longitudinal horizontal cracks in the head at great depth belonging to the third group (Fig. 5).

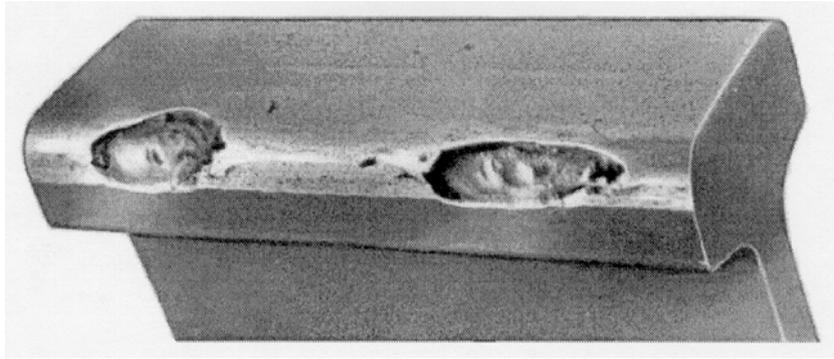


Fig. 3. Shelling on the working fillet of the head.

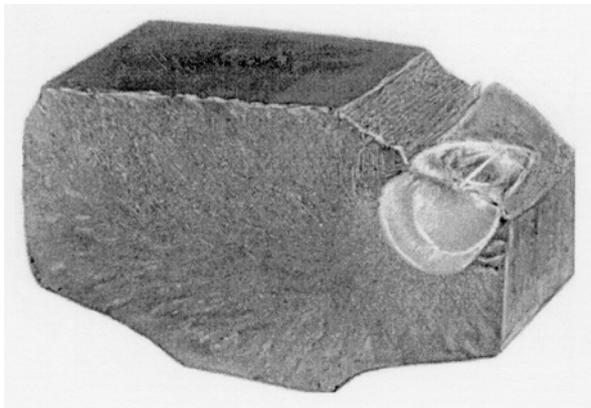


Fig. 4. A transverse fatigue crack originated from a longitudinal one.

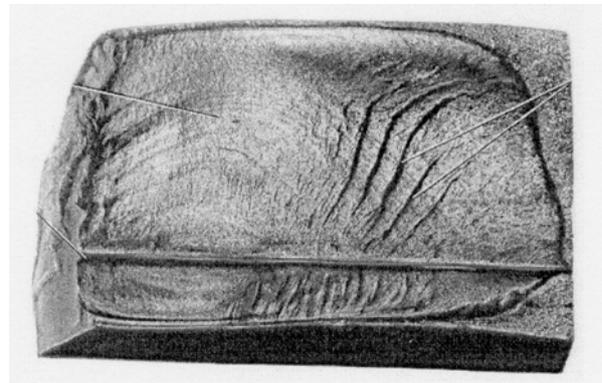


Fig. 5. A longitudinal horizontal crack in the head.

The main internal parameters of rails which influence resistance to contact fatigue of rail steels were determined on the basis of a large complex of laboratory, test and service examinations. They comprise [7, 8]:

- homogeneity and dispersivity of the microstructure and also the level of hardness and mechanical properties related to it,
- purity of steel, first of all in respect of oxide non-metallic inclusions,
- absence or presence of defects of the microstructure, especially in the surface or sub-surface bands of ingots or billets,
- distribution diagram of residual stress,
- geometrical quality.

The cause of the fourth group of defects is wearing processes. At present, side wear prevails over all types of wear and collapse on the Russian railroad. The internal factors determining the resistance of rails toward side wear comprise [9]:

- hardness,
- carbon content,
- microstructure (plate-like shape of carbides takes priority over the granular one),
- the number of sulphide non-metallic inclusions which is determined by the sulphur content, and their form which is determined by the presence of modifier-elements in the steel.

Defects of the fifth group appear as a result of fatigue processes. The most typical type of damage in the rail web is fatigue cracks formed from the first bolt hole in the take up rail joint (Fig. 6).

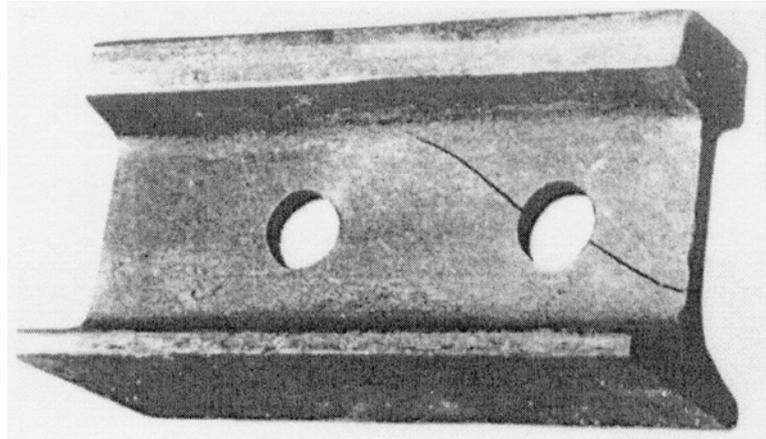


Fig. 6. A fatigue crack from the first bolt hole.

Generally these cracks are located at an angle close to 45° to the longitudinal rail axis. Fatigue cracks appear due to continuous work of rail ends as a result of joint influence of wheel impacts at joints and concentration of stresses near bolt holes. After a certain period of development of a fatigue crack in the web brittle destruction takes place with chipping out (indent) of a piece of rail.

To improve resistance of rails toward formation of fatigue cracks in bolt holes, it is necessary not only to provide high-quality drilling of holes and chamfering (edge-cutting) but also to introduce a special operation on their hardening (strengthening). The most effective method of hardening turned out to be surface plastic deformation which creates a favourable distribution diagram of residual stresses. This to the greatest extent enhances resistance toward fatigue destruction. At present, a machine with all the necessary tools for hardening of bolt holes during drilling rails on the track has been created and produced. Multihead high-production machines for metallurgical works have not yet been developed which allow the simultaneous drilling and hardening of several bolt holes during rail manufacturing.

Fig. 7 presents characteristic transverse corrosion-fatigue cracks in the middle part of rail foot which are a most typical contemporary type of destruction of the foot (the 6th group of defects). They develop under the influence of cyclical and extending (stretching) residual stresses on the surface of rail foot which is in contact with moist gasket of rubber, veneer and other hygroscopic materials [5,6].

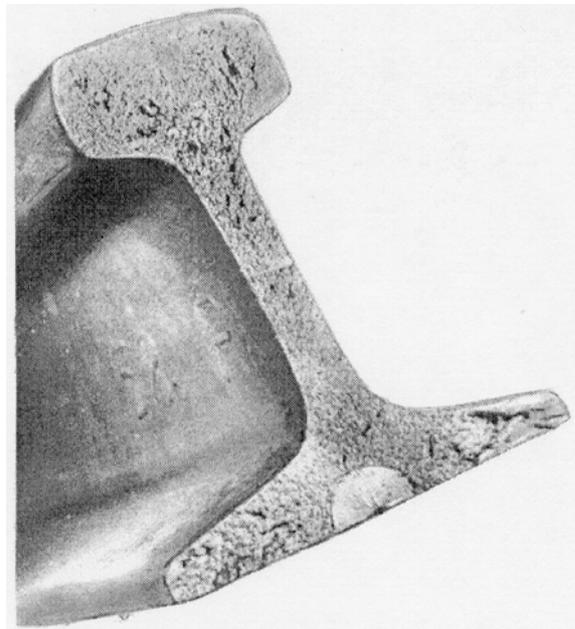


Fig. 7. A transverse crack of corrosion fatigue.

The seventh group of defects comprise transverse fractures of rails along the whole profile (cross-section). All of them as a rule result from gradual development of fatigue cracks. The majority of these growing fatigue cracks are detected during periodic defectoscopy. Rails with such cracks are withdrawn from the track. However, a relatively small amount of such cracks for some reasons cannot be detected in due time with the help of defectoscopes and they grew up to critical dimensions. This leads to complete destruction of the rail under train wheels. Annually, on railroads of Russia, 200 – 300 fractures of rails under train wheels take place. In spite of the fact that this type of destructions is not numerous they should be treated seriously since some part of fractures can lead to emergency (breakdown) consequences.

Overall in 1999, on railroads of Russia, 106 000 rails were withdrawn due to formation of various defects. It is interesting to watch the dynamics of changing of these figures during a long period of time. In order to exclude the influence of changes in the length of railroads on this index, let's present it in a specific form, i.e. in the form of ratio of annual withdrawal of rails per 100 km of track (Fig. 8). The general tendency toward decreasing the rails withdrawal was related to enlarging their profile (cross-section) and improvement of their construction and also to upgrading and the introduction of thermic strengthening which compensated tightening of operation conditions which is taking place. Increase of rail withdrawals in the beginning of the 40-ies was related to decreasing the volume of annual renewal of rail stock during the war years.

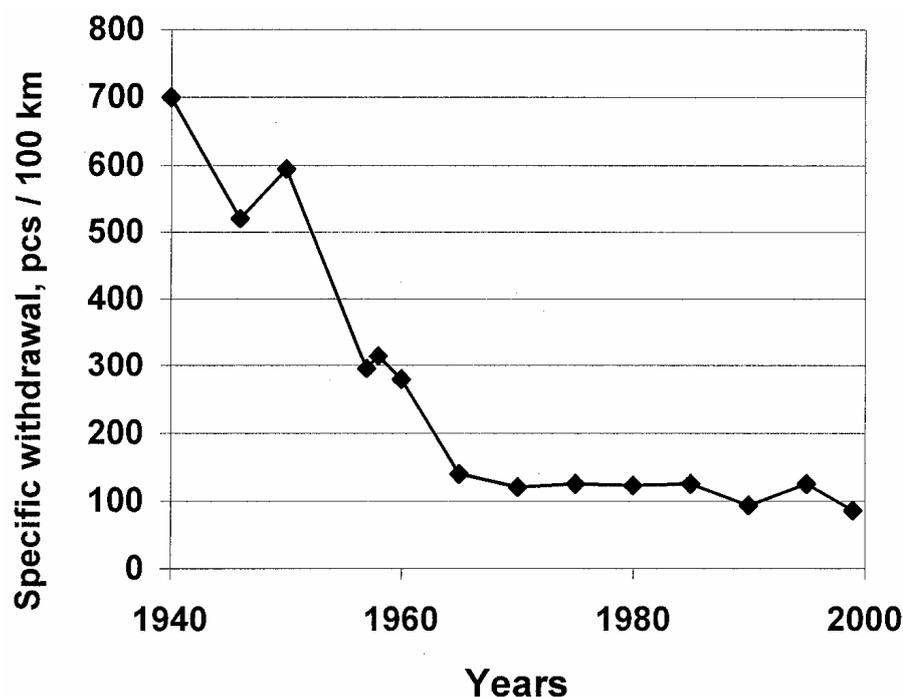


Fig. 8. Changes in the annual solitary specific withdrawal of rails.

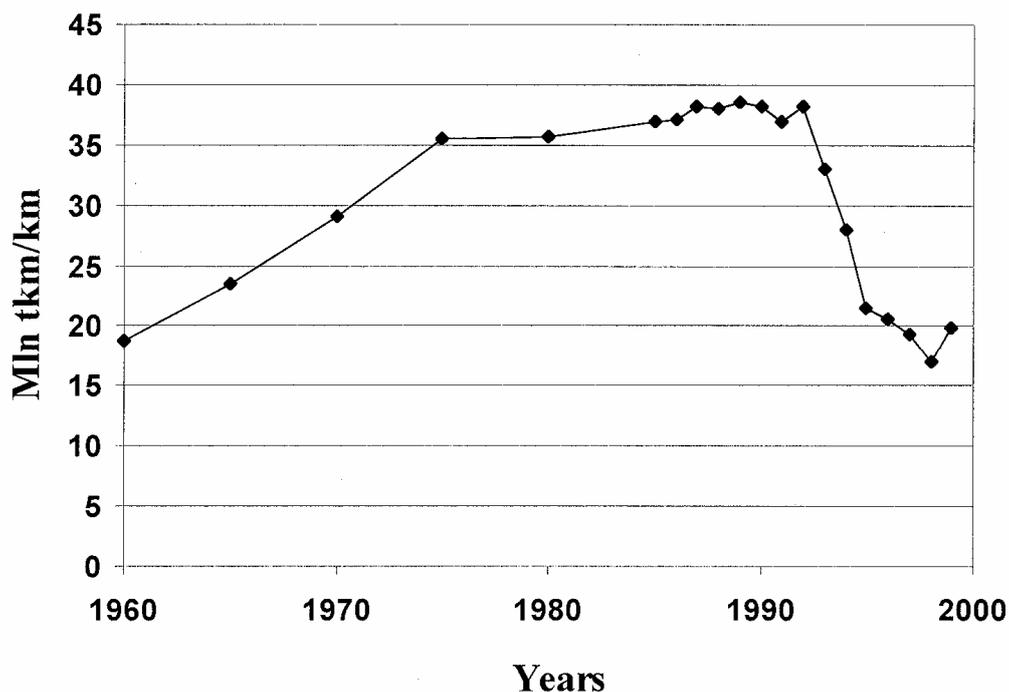


Fig. 9. Changes in the average traffic density on Russian railroads.

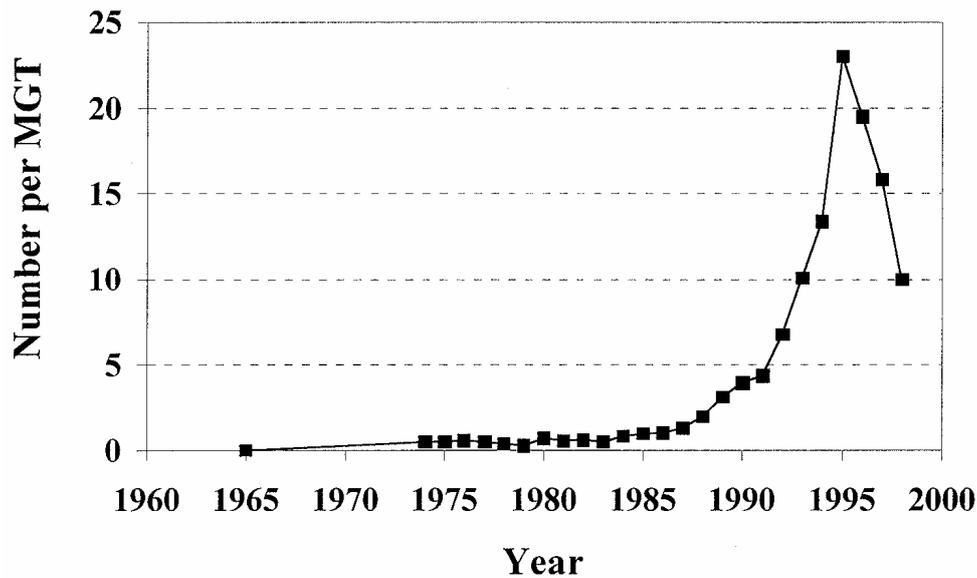


Fig. 10. Dynamics in changes in the intensity of side wear.

Table 1 shows the dynamic of the ratio between various types of defects within these years.

Table 1: Main types of rail damage.

Damage	Year							
	1935	1940	1950	1960	1970	1980	1990	1999
Shelling	1,1	3,6	3,1	17,5	25,3	22,6	19,9	46,0
Transverse cracks in the head	1,4	1,5	1,6	4,3	17,6	21,7	22,1	14,0
Longitudinal cracks in the head	11,4	11,6	10,3	15,5	8,6	5,8	5,4	5,0
Wear	5,9	5,2	3,3	8,2	22,7	24,6	31,4	26,0
Damages of the web	44,5	62,5	68,4	41,4	17,3	21,2	17,7	4,0
Damages of the foot	4,1	4,0	3,4	1,7	5,3	1,3	1,5	0,9
Transverse fractures	28,0	8,0	8,5	10,8	2,9	0,2	0,2	0,2

The analysis of this table which accumulated the experience of observation over failures in rails by several generations of railroaders shows that during all these years, the share of rails damaged through spalling grew. At present they make up nearly a half of all rail damage.

The share of transverse cracks in the rail head grew in the 70-90-ies. It was related first of all to changes in the service conditions: increase of axle loads, traffic density, weights and speed of train traffic. Fig. 9 shows changes in the traffic density during the last 40 years on the railroads of Russia.

Decrease of the share of longitudinal cracks in the head which at present fell till 5% to the greatest extent is related to upgrading the steel quality and its purity.

Very representative is the conduct of the share of wear (the fourth group of defects) in the overall amount of reasons for withdrawal of rails out of operation. Till the 90-ies, one observed the growth of the share of wear – in the very last years it began to fall. The major cause for growth of intensity of side wear of rail and wheels (Fig. 10) lay in the fact that of the conversion of the service fleet of railcars (rolling stock) to roller bearings was completed (Fig. 11), they began to work in the mode of dry friction. In its turn, it was related to the fact that annual dumping on rail track of hundreds of thousands of tons of axial oil used for slider bear-

ings has stopped. Besides, conversion to roller bearings, together with realization of numerous advantages of refusal to use slider bearings, led to deterioration of conditions of negotiation of curves by railcars and to the growth of the angle of attack. It is only the mass introduction of various agents of lubrication (Fig. 12) on railroads with a large number of curved track sections allowed by the early 1998 which significantly reduced the acuteness of the problem of side wear.

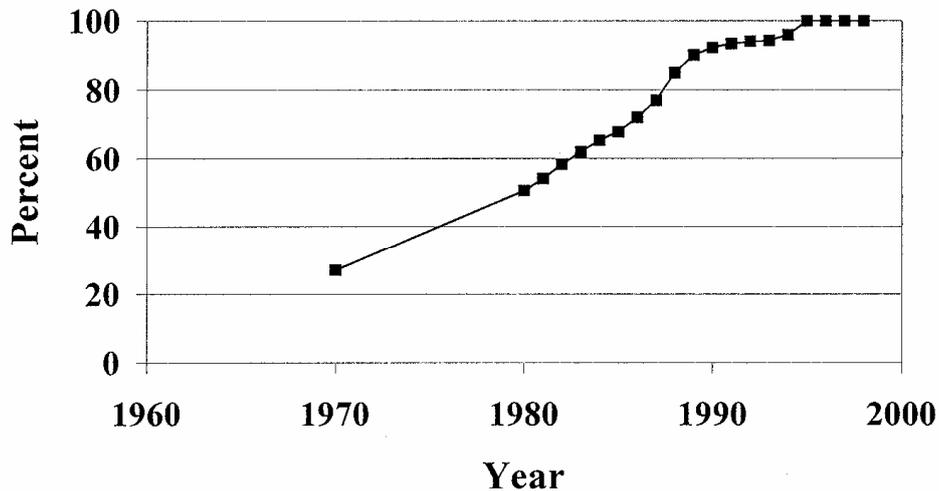


Fig. 11. Dynamics of transferring railcars to roller bearings.

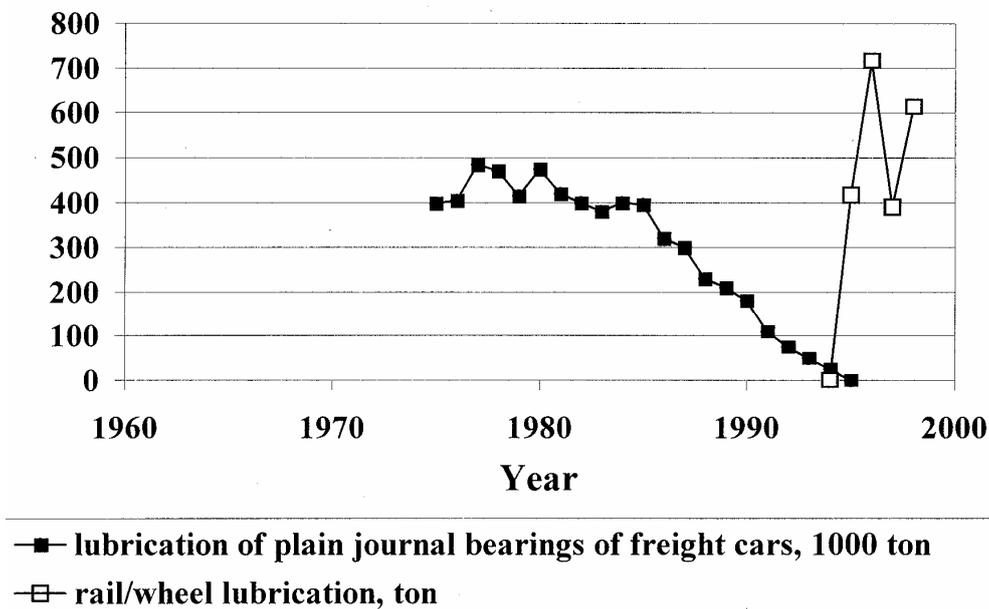


Fig. 12. Changes in lubricant consumption.

Damages of rail webs reduced drastically. If in the 40-50-ies they made up more than a half of all the defects, then at the present moment - only 4%. The share of foot damages reduced as well. To the greatest extent it is related to decreasing the value of bending stresses in relation to increasing their cross-section (Fig. 13). Sharp decrease of transverse fractures of rails under train wheels is related to this very factor: from 28% in 1935 to 0.2% at present.

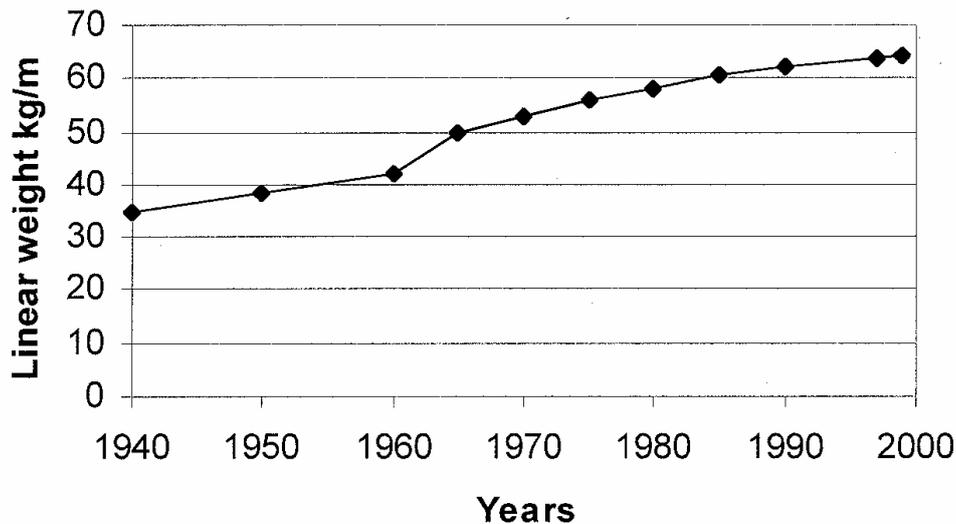


Fig. 13. Changes in the linear weight of rails.

3. Conclusions from Experience

Thus the experience of multiannual observations showed that the main factors determining the failure rate of rails comprise:

- Service factors,
- Volumes of annual replacements of rails,
- Cross-section and construction of rails,
- Quality of rails.

Significant changes in the technology of rail manufacture and conditions of their service which took place in recent years led to a number of changes in the nature and mechanism of rails destruction which required making relevant alterations into their classification. A draft new classification of rail defects has been drawn up, the major alterations in which compared to [3] are as follows.

In the first group of defects:

- Increased variety of geometry of contact between wheels and rails led to the fact that contact fatigue spalling is not always located at the side working fillet of the head but is spread over the roll surface as well. Related to this, spalling on the roll surface after transmitting heavy tonnage cannot always be related to metallurgical defects.
- Due to rather sharp gradients of changes in the structure, hardness and residual stresses in welded joints, spillings appear there more often than in the main metal, especially when violating the welding technology. Because of this, the defect of „spalling in the welded joint“ was added to the Classification.
- In the process of development and upgrading the means of defectoscopy, one came across a phenomena that when rails have been in operation for a long time they become damaged by cracks and small spillings along all their length which makes them not testable due to increase in the hum-noise or ground-noise signal (the so-called „noisy“ rails). Due to this, the defect of „Surface defects on the head of the rail which make it not testable“ was added to the classification. Thus, the first group of defects comprising various spillings on the rail head which make up about 50% of all rails taken off the track as single pieces is expanded till seven types of defects.

In the second group of defects:

- Unlike the previous Classification in which the second group of defects comprised both transverse cracks in the head and fractures because of them, in the present Classification the 2nd group comprises only cracks, and all the fractures were removed to a separate 7th group. This was done with the purpose of drawing attention to the maximum extent to the most dangerous although not so numerous cases of destruction of rails under wheels of train-fractures.

In the third group of defects:

- Specified were the causes of formation of longitudinal vertical cracks in rail heads of contemporary manufacture. At present their formation is most often related to insufficient resistance of rail steel to collapse under significant vertical and horizontal stresses, but not to presence in rails of remains of metallurgic defects due to bad warmth-keeping of ingots when pouring steel into ingots, not to strongly pronounced liquation and not to formation of rippled surface.

In the sixth group of defects:

- Indents in the foot without visible defects at the fracture used to be widely spread in rails of light types with the linear weight of less than 50 kg and a small radius of connection of web and foot. They became atypical for rails of heavy types of contemporary manufacture which allowed the withdrawal of this defect from the classification.
- Appearance in the result of electrocorrosion and various processes of wear of foot in the places of contact with clamping arrangements and other details of fastening led to the necessity of including a special defect into the new Classification.

In all the groups of defects:

- A significant difference of the new Classification lies in the fact that the norms in service instructions for defective and strongly defective rails which are divided into 3 and 2 groups respectively, are given depending on the category and class of the track. This will allow the improvement of the performance of the rail economy, more rational use of defective rails under relevant speeds of train traffic.

On the basis of statistic data on changes in rails' failure rate during service and comparative viewing of the main indexes of their quality, it is possible to outline main directions of their improvement. Prospective trends for future improvement of construction and technology of rail production are as follows: perfection of their geometric quality, improvement of steel quality in the first place in respect of oxygen-containing non-metallic inclusions due to application of a complex non-furnace treatment, degasifying treatment (vacuum degassing), continuous pouring with protection of the liquid moving stream of metal by inert gases, perfection of the methods of hardening thermal and mechanical treatment of rails, introduction of modern methods of continuous non destructive geometry testing, absence of internal and external defects with the help of special laser, ultrasound and eddy-current units. Introduction of these technologies in rail manufacture will be of significant favourable influence on perfecting their endurance which is limited by defects of the contact surface and wear.

It is worth noting that in the struggle with certain defects, efficient goal-oriented means have not yet been found. It relates to spallings in the take up rail joints, to fatigue cracks appearing in joints under the head and to corrosion-fatigue cracks appearing in the middle part of foot. Elaboration of efficient ways of struggle with these defects remains a topical issue for researches engaged in the rail problem.

4. References

- [1] А. И. Скаков, А. С. Маханек, М. Ф. Глазов: Дефекты рельсов. Труды Научно-исследовательского Института материалов НКПС. Сборник 38, Трансжелдориздат, 1938.
A.I. Skakov, A.S. Makhanek, M.F. Glazov: Rail defects. Transaction of the Scientific-Research Institute of Materials NKPS. Vol. 38, Transzheldorizdat, 1938.
- [2] Rail Defect Manual. Compiled by Sperry Service. For the Railroads. Copyright 1934.
- [3] Нормативно-техническая документация: Классификация дефектов рельсов. НТД/ЦП-1-93. Каталог дефектов рельсов. НТД/ЦП-2-93. Признаки дефектных и остродефектных рельсов. НТД/ЦП-3-93. Москва, „Транспорт“, 1993.
Classification of rail defects. NTD/TsP-1-93. Directory of rail defects. NTD/TsP-2-93. Characteristic features of defective and strongly defective rails. NTD/TsP-3-93. Moskau, „Transport“, 1993, 64 p.
- [4] Е. А. Шур: Повреждения рельсов. Москва, „Транспорт“, 1971, 112 стр.
E.A. Shur: Rail damages. Moskau, „Transport“, 1971, 112 p.
- [5] А. Д. Конюхов, В. А. Рейхарт: Коррозионная усталость рельсов. Вестник ВНИИЖТ, 1995, № 2, стр. 5 – 11.
A.D. Konyukhov, V.A. Reykhart. Corrosion fatigue of rails. VNIIZhT bulletin, 1995, no. 2, pp. 5 – 11.
- [6] П. С. Иванов: Тайна дефекта 69. Путь и путевое хозяйство, 1999, № 4, стр. 16 – 17.
P. S. Ivanov: Mystery of defect 69. Tracks and track facilities, 1999, No. 4, pp. 16 – 17.
- [7] Термические упрочненные рельсы. Под редакцией А. Ф. Золотарского. Москва, „Транспорт“, 1976, 264 стр.
A.F. Zolotarsky (editor): Heat-hardenable rails. Moskau, „Transport“, 1976, 264 p.
- [8] Е. А. Шур: Структура и контактно-усталостная прочность стали. МиТОМ, 1978, № 1, стр. 37 – 43.
E. A. Shur: Structure of Steel and its Contact Fatigue Strength. MiTOM, 1978, no. 9, pp. 37 – 43.
- [9] Е. А. Шур и др.: Износостойкость рельсовых и колесных сталей. Трение и износ, 1995, т. 16, № 1, стр. 80 – 91.
E. A. Shur et al.: Wear Resistance of Rail and Wheel Steels. Friction and Wear, 1995, vol. 16, no. 1, pp. 80 – 91.

Untersuchungen von Schienenbrüchen bei der Wiener U-Bahn und Maßnahmen zu deren Verringerung

Dr. G. Valenta, Sachverständiger für Eisenbahnbautechnik, Wien, Österreich
Prof. Dr. T. Varga, Dr. F. Loibnegger, Technische Universität Wien, Österreich

Kurzfassung

Da bei der Wiener U-Bahn vor einigen Jahren Schienenbrüche in vermehrtem Ausmaß aufgetreten sind, wurden geeignete Maßnahmen zu deren Verringerung gesucht. Es wurde ein Katalog für die Kodierung und Klassifizierung von Schienenfehlern geschaffen. Mit einem praxisnahen einseitigen Erfassungsbogen, der auch die Position des Fehlers enthält, war es schließlich möglich, nicht nur den Fehler, sondern auch Fehleranhäufungen in bestimmten Streckenabschnitten zu erfassen. Diese Vorgangsweise wurde bereits weltweit von anderen U-Bahnen übernommen.

Bedingt durch die hohe Taktfrequenz bei der U-Bahn zeigt der Vergleich mit der Eisenbahn, dass die Anzahl der Tonnen pro Jahr und Gleis nahezu gleich sein kann.

Durch visuelle Kontrollen konnten Schienenbrüche nicht ausnahmslos verhindert werden. Eine Befragung der Betreiber von anderen U-Bahnen zu dieser Thematik der kritischen Fehlergrößen brachte kein befriedigendes Ergebnis.

Daher wurden in einem von der Belastung her signifikanten Bereich dynamische Dehnungsmessungen während des Betriebes durchgeführt. Die Untersuchungen zeigten, dass es mit dem K_{Ic} -Wert des Schienenwerkstoffes und der Kenntnis der tatsächlich auftretenden Belastungen möglich ist, kritische Fehlergrößen anzugeben. Mit einem Sicherheitsbeiwert war es in weiterer Folge möglich, Inspektionsintervalle festzulegen.

1 Einleitung

Sowohl Eisenbahnen als auch U-Bahnen sind aus Sicherheitsgründen und Kostengründen bestrebt, Schienenfehler möglichst früh zu erfassen und zu beheben. Bei Eisenbahnen sind die großen Achslasten und die hohen Fahrgeschwindigkeiten entscheidend. Bei U-Bahnen sind kurze Beschleunigungsstrecken, hohe Beschleunigungswerte der Züge und die hohe Taktfrequenz für das Versagen der Schienen verantwortlich. Dieses Versagen kann in engen Tunnelabschnitten, Einschnitten u.s.w. katastrophale Folgen haben.

2 Der Vergleich von Untergrundbahn und Eisenbahn

2.1 Die Beanspruchung der Gleise

Bei der Wiener U-Bahn kommt es auf der Linie U1 pro Jahr zu 1 954 296 Überrollungen eines Schienenquerschnittes. Dies bedeutet bei einer mittleren Achslast von 9,7 t eine Belastung von 18,96 Millionen Tonnen pro Jahr und Gleis. Ein Vergleich mit einer der meist befahrenen Strecken der Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) (Hütteldorf - Tullnerbach 14 km) mit 64000 t pro Tag und Gleis ergibt 23,26 Millionen t pro Jahr und Gleis. Dabei beträgt hier die mittlere Achslast 11,85 t. Lokomotiven haben eine Achslast von 20 t. Die maximale Achslast liegt bei 22,5 t.

Ein Vergleich der Belastung mit anderen Untergrundbahnen zeigt Folgendes: Seoul 54 Mill. Tonnen pro Jahr und Gleis, Moskau 59 Mill., New York 45 Mill. und Hongkong 40 Mill. pro Jahr und Gleis. D.h., dass diese Werte weit über die Belastungen bei den ÖBB hinausgehen. (Der Vergleich mit den Eisenbahnen dieser Länder konnte nicht erfasst werden.) Die Abnutzung der Schienen und das Auftreten von Fehlern hängt nicht nur von der Lastspielzahl pro Jahr, der Achslast und der Geschwindigkeit ab, sondern auch von Schienenwerkstoff, Schienenquerschnitt, Radquerschnitt, Radaufhängung u.s.w. Die Schiene, die bei der Wiener U-Bahn verwendet wird, entspricht in etwa der ÖBB Schiene; in letzter Zeit werden allerdings bei den ÖBB immer häufiger UIC60 Schienen verwendet.

2.2 Klassifizierung und Kodierung von Schienenfehlern

Um einen Schienenfehler zu beschreiben und zu erfassen, muss die Art des Fehlers, seine Lage im Schienenquerschnitt und seine Position im Gleis bekannt sein. Derzeit existiert ein sehr umfangreicher Katalog von Schienenfehlern seitens der Union Internationale de Chemin de fer (UIC). Da dieser Katalog nicht einfach zu handhaben ist, wurde ein auf U-Bahnen zugeschnittenes Codiersystem entwickelt, mit dem es möglich ist, auf einem A4-Blatt alle notwendigen Daten zu erfassen.

Die erste Zahl (zwei Ziffern) beschreibt die Art des Fehlers (z.B. 01 bedeutet Bruch), die zweite Zahl (wiederum zweistellig) bezeichnet den Ort des Fehlers (z.B. 02 bedeutet den Schienenkopf), die dritte Zahl (wieder zwei Ziffern) bezeichnet die Richtung des Fehlers (z.B. 03 bedeutet schrägliegend). Die Lage im Gleis ist durch die vierte Zahl (wiederum zweistellig) bezeichnet (z.B. 10 bedeutet die aluminothermische Schweißverbindung).

Das Überwachungspersonal hat den Auftrag, bei jedem Schienenfehler ein entsprechendes Datenblatt auszufüllen. Nach der Eingabe der Daten in einen PC kann die Auswertung erfolgen; man erhält einen Überblick und entsprechende Maßnahmen können ergriffen werden.

2.3 Gehäuftes Auftreten von Schienenfehlern an bestimmten Stellen

Um die Ursachen von Schienenbrüchen zu verstehen, ist nicht nur die Art des Fehlers von Bedeutung, sondern auch, wo der Fehler aufgetreten ist. Bei den Wiener U-Bahn, im Besonderen auf der Linie U1, hat sich gezeigt, dass Fehler eher im Winter als im Sommer, und zwar in der Nähe von Lüftungsschächten und Notausgängen aufgetreten sind. Die Anzahl dieser Brüche konnte durch geeignete Maßnahmen, wie z.B. der Schweißung der Schienen bei tieferen Temperaturen verringert werden.

2.4 Statistik von Schienenbrüchen aus internationaler Sicht

Von der Wiener U-Bahn wurde ein Fragebogen an alle U-Bahnen der Welt über ihre Erfahrungen mit Schienenbrüchen gesendet. Dreißig Unternehmen beantworteten den Fragebogen. Diese Antworten wurden ausgewertet und in einem Dokument "Statistics on Rail Fractures from an International Point of View and Evaluation of Data" [1] zusammengefasst.

Die meisten Schienenbrüche treten in Städten mit kontinentalem Klima während des Winters auf. Bei tieferen Temperaturen sinkt die Bruchzähigkeit (K_{Ic} – Wert) des Werkstoffes ab, und die Zugspannungen in der Schiene steigen an, siehe Bild 1.

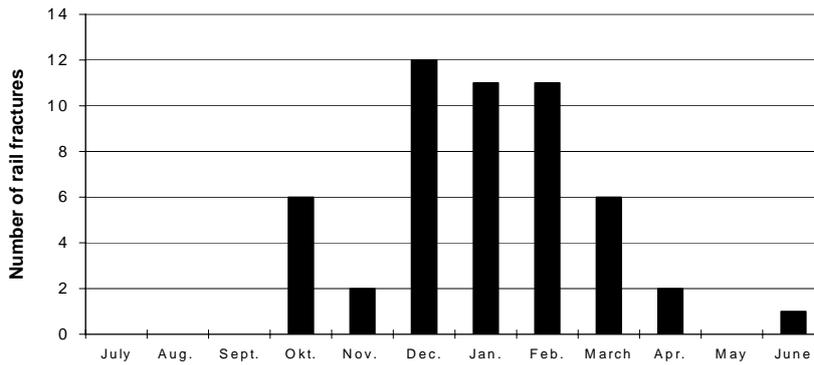


Bild 1: Anzahl der Schienenbrüche von 1982 bis 1986 bei der Linie U1 (10 km) Wiener U-Bahn

Die zeitliche Verteilung der Schienenbrüche bei den Londoner U-Bahnen ist für Gebiete mit milden Wintern und nicht sehr heißen Sommern typisch, siehe Bild 2.

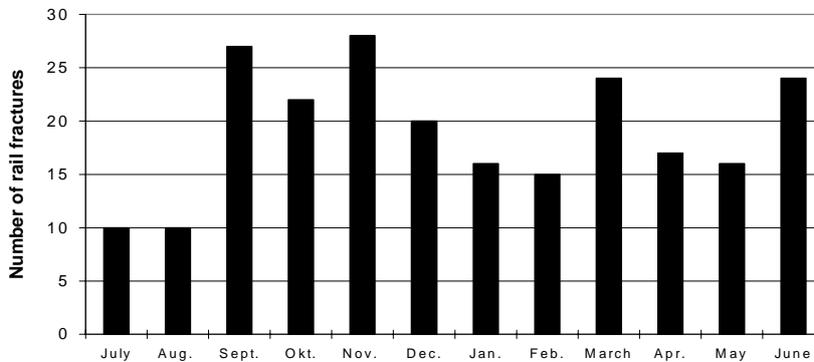


Bild 2: Anzahl der Schienenbrüche bei den Londoner U-Bahnen zwischen 1980 and 1988

2.5 Schwachstelle Schweißverbindung

Bei allen U-Bahnen traten die meisten Fehler bei den Schweißverbindungen auf. Da diese Stellen ein charakteristisches Aussehen haben und in bestimmten Abständen auftreten, kann man ihnen bei den visuellen Kontrollen eine verstärkte Aufmerksamkeit widmen. Bei der Wiener U-Bahn wurde festgestellt, dass bei E-Hand-Schweißungen vermehrt Schienenbrüche aufgetreten sind. Dieses Schweißverfahren wird nur mehr dort eingesetzt, wo ein anderes Verfahren nicht möglich ist. Ersetzt wurde es durch die aluminothermische Schweißung.

Tabelle 1: Schienenbrüche bei der Wiener U-Bahn im Jahr 1996: von 26 Schienenbrüchen traten 20 bei der Schienenqualität 900A und 5 bei der Qualität HSH (Head Special Hardened) auf; ein Schienenbruch wurde nicht bewertet

Code	Ort des Fehlers	Anzahl
00	nicht bewertet	1
01	in der laufenden Schiene	1
03	im Bereich des Herzstückes	1
06	Lasche	7
09	Elektro Hand Schweißverbindung	12
10	Aluminothermische Schweißung	4

2.6 Durchschnittliche Anzahl der Schienenbrüche bei den U-Bahnen der Welt

Als Mittelwert der Anzahl der Schienenbrüche für 30 U-Bahnen ergab sich ein Wert von $m = 0,1221$ pro Jahr und Gleiskilometer mit einer Standardabweichung von $0,10011$. Dies bedeutet, dass man bei einer angenommenen Gleislänge von 100 km bei einem fiktiven U-Bahnnetz mit 12 Schienenbrüchen pro Jahr (Standardabweichung ± 10) rechnen muss.

3 Beispiele von Schienenbrüchen mit Berücksichtigung der Bruchmechanik

3.1 Die Erfassung der Schadensfälle bei der Wiener U-Bahn

Die Wiener Linien haben etwa 60 Schienenbrüche untersucht. Dabei wurden folgende Daten festgehalten:

- Produktionsdaten der Schiene;
- Tag der Verlegung;
- Tag, an dem der Bruch aufgetreten ist (wenn man es feststellen konnte);
- Die Lufttemperatur zur Zeit des Bruches (Schiementemperatur wäre besser, kann jedoch nicht immer erfasst werden);
- Die Position der Schiene (im Tunnel oder auf der freien Strecke);
- Die Art der Verlegung (Schotteroberbau, schotterloser Oberbau, Leitschiene, Art der Schwellen u.s.w.);

3.2 Typische Schadensfälle

Vier typische Beispiele für Schienenbrüche werden in weiterer Folge diskutiert:



Bild 3: Bruch einer HSH Schiene (Head Special Hardened)

Beispiel 1: Dieser Schienenbruch (Bild 3) erfolgte bei einer Temperatur von -1°C (der Gleisbereich lag im Freien) zwei Jahre nach der Verlegung. Der Bruch erfolgte im rechten Winkel zur Oberfläche vom Kopf ausgehend über den Steg bis zum Fuß. Rastlinien als Zeichen eines Ermüdungsbruches konnten nicht festgestellt werden, da die Schiene nach Entdeckung des Bruches verlascht und eine Reparaturschweißung erst zu einem späteren Zeitpunkt vorgenommen wurde. Die Bruchstücke wurden dem Schienenhersteller zur weiteren Untersuchung übergeben. Das Ergebnis zeigte, dass eine Reparaturschweißung erfolgt war, von der in weiterer Folge der Bruch ausgegangen ist (Bild 4).

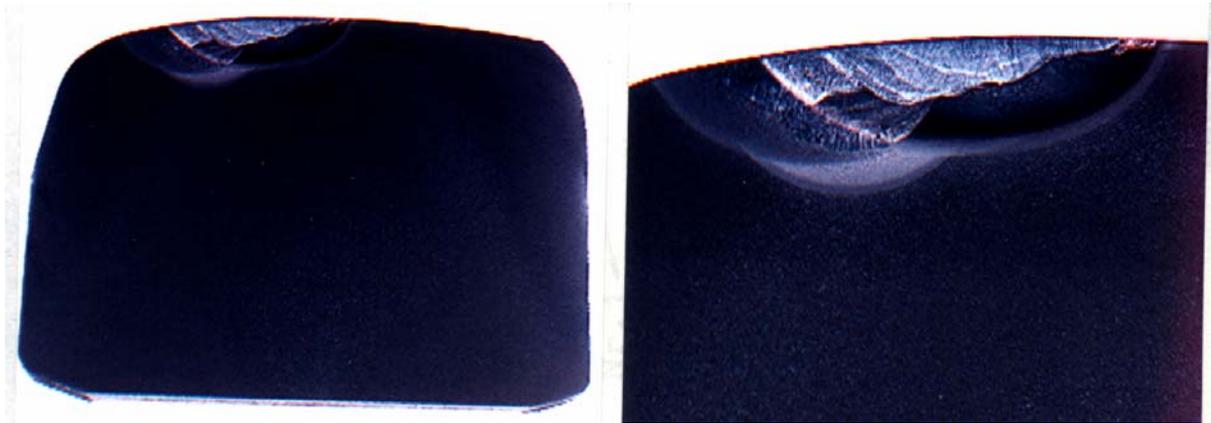


Bild 4: Beispiel 1; Mit den angeätzten Lagen der Reparaturschweißung

Beispiel 2: Sogenannte Schleuderstellen (Wheel-Slip-Marks) sind ausgeschliffene Vertiefungen in der Schiene, die durch das Durchdrehen von Rädern entstehen. Diese Fehler werden üblicherweise durch Auftragsschweißungen repariert. Die damit verbundene Werkstoffversprödung kann in weiterer Folge zur Rissbildung führen. Es werden daher diese Stellen entsprechend dokumentiert und periodisch auf Risse untersucht.

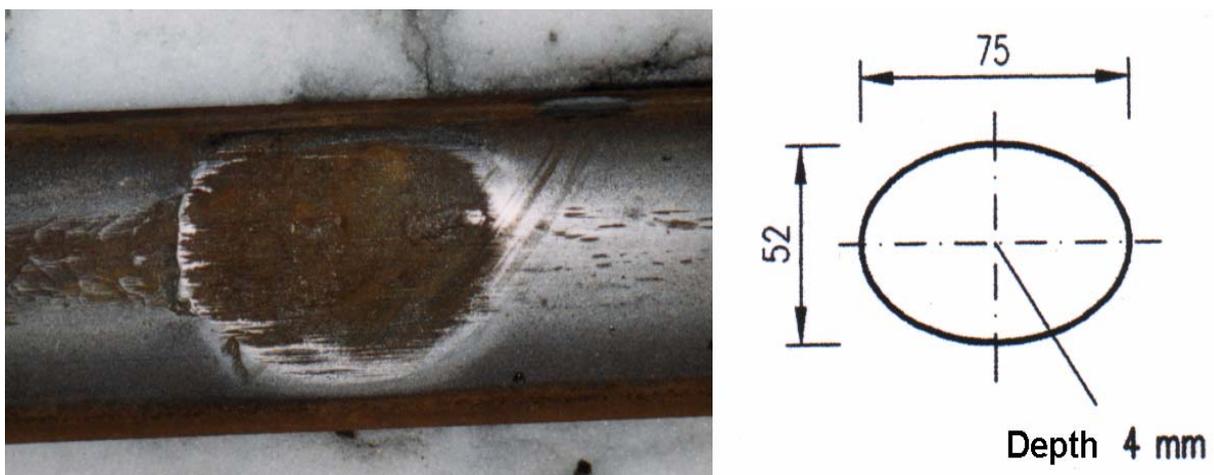


Bild 5: Beispiel 2; Wheel-Slip-Mark

Beispiel 3: Die Schiene mit der Werkstoffqualität 900A wurde im Jahre 1975 verlegt. Der Bruch der Schiene erfolgte am 1. Februar 1996 bei einer Temperatur von -7°C . Das Gleis befand sich auf freier Strecke. Solange der Fehler ein Innenfehler war, erfolgte kein Bruch.

Bedingt durch die Abnützung der Schiene wurde der Innenfehler zum kritischeren Oberflächenfehler. Ebenso entstand im Bereich des verschweißten Laschenloches ein Ermüdungsriss, der in Richtung Schienenfuß verlief. Durch einen plötzlichen Kälteeinbruch kam es zur Erhöhung der Zugspannungen und damit zum Bruch der Schiene.



Bild 6: Bruch einer Schweißung bei einem Laschenloch (welded fish-bolt hole)

3.3 Schienenbruch durch Kopf, Steg und Fuß

Beispiel 4: Dieser Schienenbruch erfolgte in einem Tunnel der Linie U2 am 3. März 1996, siehe Bilder 7 und 8. Da die Lufttemperatur $+11^{\circ}\text{C}$ betrug, kamen zusätzliche Spannungen als Bruchursache nicht in Betracht. Verlegt wurde die Schiene am 5. April 1985. Bei der Wiener U-Bahn gibt es eine Vorschrift, dass bei Radien unter 300 m Leitschienen zu verlegen sind. Der betroffene Schienenabschnitt lag auf der Innenseite einer Kurve mit dem Radius von

225 m. Daher wurden die horizontalen Kräfte im betrachteten Bereich weitgehend durch die Leitschiene aufgenommen.

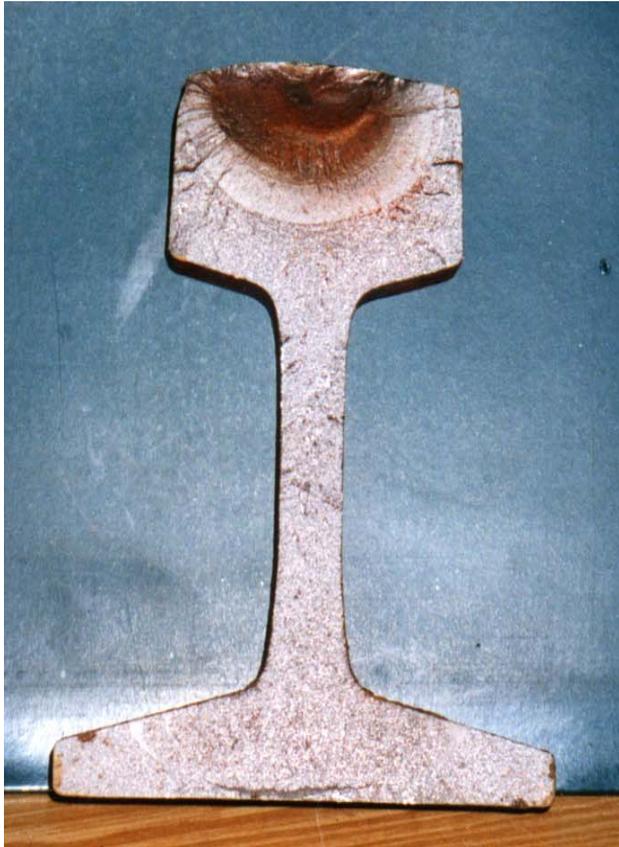


Bild 7: Beispiel 4; Schienenbruch durch Kopf, Steg und Fuß

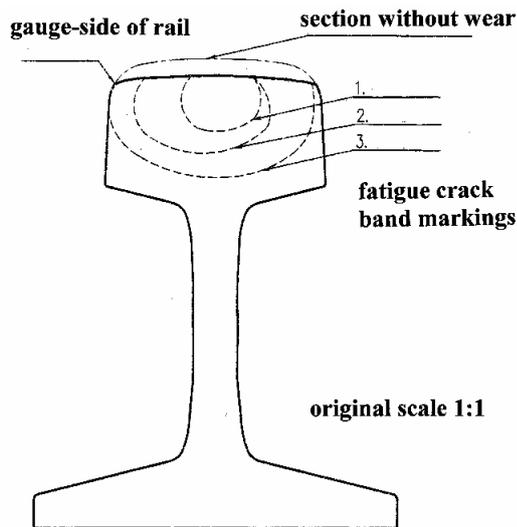


Bild 8 (keine Originalgröße): Beispiel 4

Die letzten elliptischen Rastlinien markieren dabei einen Fehler mit der Risstiefe $a = 32$ mm und der Rissbreite $2c = 65$ mm. Eine im Labor durchgeführte Untersuchung ergab als Bruchausgang eine thermisch beeinflusste Zone mit martensitischer Struktur.

3.4 Anwendung der Bruchmechanik auf Schienen der Wiener U-Bahn

Kleine Fehler oder Anrisse können bereits bei der Produktion, beim Transport oder bei der Schienenverlegung auftreten. Während des Betriebes gibt es wiederum viele Möglichkeiten (siehe Beispiele 1 bis 4), die zur Bildung eines Fehlers bzw. Anrisses führen können. Auch Korrosion kann eine Rolle spielen. Mit der linear-elastischen Bruchmechanik können solche Brüche bei Kenntnis der tatsächlich im Betrieb auftretenden Belastungen und der bruchmechanischen Kennwerte des Schienenwerkstoffes beurteilt werden. Erste Versuche an Schienenabschnitten mit Ermüdungsanrissen wurden von den Britischen Eisenbahnen durchgeführt. Später wurden solche Versuche auch in den USA gemacht. Die ingenieurmäßige Bruchmechanik, die auf vereinfachten Modellen basiert, erlaubte in weiterer Folge die Beurteilung von Bauteilen mit Fehlern bzw. Anrissen.

Der mittlere K_{Ic} – Wert für den derzeit üblichen Schienenwerkstoff der Wiener U-Bahn, der vom Hersteller und der TVFA TU WIEN ermittelt wurde, liegt bei $37 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ bei -20 °C und $39 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ bei Raumtemperatur [2]. Setzt man den Wert von $K_{Ic} = 38 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ für den Fehler im Bild 7 und 8 ein, so ergibt sich entsprechend der Formel für den Kantenriss mit der gemessenen Ermüdungsrisstiefe und -länge

$$K_{Ic} = 1.12 \times \sigma_c \times \sqrt{\pi \cdot a_c}$$

eine kritische Spannung $\sigma_c = 107 \text{ N/mm}^2$. Dieser Wert liegt im Bereich der im Betrieb gemessenen Spannungen.

Eine Auswertung mit der in [3] angegebenen Formel ergab höhere, nicht realistische Werte (Anmerkung: Der Ermüdungsanriss hatte bereits die Seitenfläche des Schienenkopfes erreicht).

$$K_{Ic} = M \times \sqrt{\frac{\pi \cdot a_c}{Q}} \times \sigma_c$$

$$Q = 1 + 1.464 \times (a_c / c_c)^{1.65}$$

$$M = 1.12 - 0.09 \times (a_c / c_c) \quad \text{Newman, Raju [4].}$$

4 Zusammenfassung

Da es bei der Wiener U-Bahn bis zum Jahre 1992 zu einem Anstieg der Schienenbrüche pro Jahr und Gleiskilometer kam, mussten dagegen Maßnahmen ergriffen werden. In einem ersten Schritt erfolgte die Registrierung und Erfassung der Schienenbrüche, gefolgt von einer Messung der Betriebsbeanspruchungen und ihrer Simulation im Labor.

Diese Maßnahmen führten zu ersten Aussagen über das Werkstoff- und Bauteilverhalten (Risswachstumverhalten, Bruchzähigkeit und Restlebensdauer) unter Betriebsbedingungen. Kennt man die kritische Bruchzähigkeit des Werkstoffes, so ist es möglich, kritische Fehlergrößen zu bestimmen. Mit nicht zerstörenden Werkstoffprüfverfahren können diese Fehler festgestellt und in einem angemessenen Zeitraum entsprechende Maßnahmen, wie Reparatur oder Tausch, durchgeführt werden.

Die Anwendung der Bruchmechanik auf das Bauteil Schiene zeigte, dass die aus Versuchen bestimmten K_{Ic} -Werte und die kritischen Fehlergrößen vor dem Bruch auch bei den untersuchten Schienenbrüchen sehr gut mit den gemessenen maximalen Spannungen, die während des Betriebes auftraten, übereinstimmen. Bruchmechanische Untersuchungen dieser Art wurden bereits im Rahmen des ECF 13 Symposiums präsentiert [6]. Fortführende Arbeiten sind in Zusammenarbeit mit der TVFA TU WIEN geplant.

5 Literatur

- [1] Valenta G.: Statistik über Schienenbrüche aus internationaler Sicht und Auswertung der Daten. Vortrag bei der Tagung des UITP-Unterausschusses für feste Anlagen (Union Internationale des Transports Publics), Barcelona 1997.
- [2] Jöller A.: Bruchzähigkeitsmessungen an Schienen der Wiener U-Bahn. VOEST Alpine Donawitz - Leoben, 1997.
- [3] Asta E. P., Garrera R.; Balderrema S. S.: Fracture toughness and fatigue crack behavior of C-Mn rail steels. Elsevier Science Publisher, Buenos Aires, Argentina.
- [4] Newman J.C. jr., Raju I. S.: Stress intensity factors for a surface crack in a finite plate under tension or bending loads. NASA RP-TPA, 1978.
- [5] Varga T.: Praktische Bruchmechanikprüfung. Material und Technik 1, H. 2, S. 83 – 88.
- [6] Valenta G., Varga T., Loibnegger F.: Investigations of Rail Fractures at Vienna Underground and measures to reduce them. Presentation at the ECF 13 Conference in San Sebastián, Spain, 6th-9th September 2000.

Ansprüche an moderne Schienenwerkstoffe

Dipl.-Ing. Lothar Muders, Dipl.-Ing. Nicole Rotthäuser,
Dr.-Ing. Axel Zimmermann, Thyssen Schientechnik GmbH, D-47166 Duisburg

Ein Unternehmen
von ThyssenKrupp
Steel

Thyssen Schienen Technik



Einleitung

Im Zeitalter der Renaissance der Eisenbahn, in dem man Personen und Güter zurück auf die Schiene holen will, hat die Sicherheit und Verfügbarkeit des Gleises erste Priorität.

Die Schiene ist nur ein Teil dieses Gleises, doch kommt ihr besondere Bedeutung zu, da sie das Bindeglied zwischen Zug und Gleis darstellt und damit steigende Achslasten und Fahrgeschwindigkeiten sowie wachsendes Verkehrsaufkommen als erstes erfährt. Die Anforderungen an die Schiene sind gestiegen. Schienenfehler jeglicher Art sind unerwünscht, da sie die Sicherheit beeinträchtigen, und da es bei der Behebung dieser Fehler zu nicht akzeptablen Ausfallzeiten und Kosten kommt. [1 – 3] Alleine im Jahr 1998 wurden die Kosten für das Schienenschleifen im DB-Netz mit ca. 30 Mio. DM beziffert. [4]

Historie

Schon in den Anfängen der Eisenbahn war das Thema „Schienenversagen“ aktuell. Die von Richard Trevithick entwickelte Lok „Penydarren“ setzte am 21. Februar 1804 erstmals einen Schienenzug mit Dampfkraft in Bewegung. Aufgrund des geringen Zuspruches zu dem neuen Verkehrsmittel stellt Trevithick seine Lok „Catch me who can“ auf einer Kreisbahn in London einem breiten Publikum vor. Ein Schienenbruch beendete jäh den Siegeszug der kleinen Dampfloks und ihres genialen Konstrukteurs. Die „Catch me who can“ landete nach der Havarie auf dem Schrott. Das Kapitel „Dampfbahn“ fand ein vorläufiges Ende.[5]

Durch Entwicklung der Produktionsverfahren zur Stahlherstellung für Schienen gelang es, für das neue Verkehrsmittel geeignete Werkstoffe und Profile bereitzustellen, die es erlaubten, den steigenden Anforderungen an die Schiene zu folgen. So zeigt sich in den vergangenen 150 Jahren ein Weg in der Stahlherstellung vom Puddelstahl über den Siemens-Martin-Stahl und Thomasstahl bis hin zum heutigen modernen Sauerstoffblasverfahren mit anschließender Sekundärmetallurgie.[6 – 10]

Gliederung

In diesem Vortrag soll im Weiteren zum Thema „Ansprüche an moderne Schienenstähle“ auf folgende Punkte eingegangen werden:

- Anforderungen an die Schiene
- Ermüdungsfehler
- Entwicklung der Schienengüten
- Kopfhärtung
- Entwicklung Bainit mit der Festigkeit 1400 MPa
- Neue Generation Bainit
- Ausblick

1 Anforderungen an die Schiene

Die Schiene wird im Verkehrssystem Rad Schiene sowohl statisch, als auch dynamisch beansprucht. So treten im Schwerlastverkehr Achslasten bis zu 35 t auf, Schnellfahrstrecken müssen Geschwindigkeiten bis zu 300 km/h gewachsen sein. Für die Bewährung der Schiene im Betrieb sind daher folgende Punkte von enormer Bedeutung:

- guter Reinheitsgrad
- gute Oberflächenbeschaffenheit
- ausreichende Ebenheit / Profiltreue
- guter Eigenspannungszustand
- gute Schweißbeignung
- hoher Verschleißwiderstand
- ausreichende Streckgrenze / Zugfestigkeit / Härte
- hohe Ermüdungsfestigkeit
- hohe Sprödbruchsicherheit

Ein guter Reinheitsgrad ist wichtig für die Lebensdauer der Schiene im Gleis, da nicht-metallische Verunreinigungen im Schienenstahl die Entstehung und Entwicklung von Rollkontakt-ermüdungsschäden begünstigen können. Nach heutigem Stand der Technik jedoch, ist das Problem des Reinheitsgrades durch das Sauerstoffaufblasverfahren zur Erzeugung des Schienenstahls, die nachgeschalteten Sekundärbehandlungen des Stahls und das Vergießen des Stahls im Strangguß weitestgehend gelöst. Durch die Desoxidation ohne Aluminium ist der oxidische Reinheitsgrad wesentlich verbessert. Die Aluminiumgehalte im Stahl liegen unter 40 ppm und verursachen somit kaum noch Probleme in der Schiene.

Oberflächenbeschaffenheit sowie Form und Profiltreue werden heutzutage durch moderne Kassettenwalzgerüste und CNC-gedrehte Walzen sichergestellt. Die engen Toleranzen die durch die verschiedenen Normen für die Schienen in Bezug auf Geradheit, Ebenheit und Seitenwelligkeit gefordert werden, können durch modernste Prüfeinrichtungen zu 100% über die gesamte Schienenlänge dargestellt werden.[6,7]

Das Thema Eigenspannungen rechtfertigt von Umfang und Bedeutung einen eigenen Vortrag. Daher wird an dieser Stelle nicht näher auf dieses Thema eingegangen und es sei hier auf den in dieser Reihe gehaltene Vortrag „Beitrag der Eigenspannungen zum Gebrauchsverhalten von Schienen“ der NMH Stahlwerke verwiesen.

Die Schweißbeignung ist ein wichtiger Aspekt der verschiedenen Schienenwerkstoffe, da eine Schweißbe die Verbindung zweier Schienen ist und damit das Bindeglied für das gesamte Netz. Moderne Schienenwerkstoffe sind problemlos nach den gängigen Verfahren wie stationäres oder mobiles Abbrenstumpfschweißen sowie Thermitschweißen miteinander und untereinander verschweißbar. [9] Bei der Betrachtung der Schweißbeignung sollte das Handling beim Schweißen im Gleis im Vordergrund stehen. Hochlegierte Schienengüten, welche einer besonderen Wärmeführung zur Erreichung einer vernünftigen Schweißqualität bedürfen, sind im Gleis kosten- und zeitintensiv und damit in der heutigen Zeit nur noch unter besonderen Bedingungen sinnvoll.

Die Entwicklung eines hohen Verschleißwiderstandes sowie ausreichender Streckgrenzen/ Zugfestigkeiten und Härten ist ebenfalls weitestgehend abgeschlossen. Darauf wie auf die derzeitigen Bemühungen zur Verbesserung der Rollkontaktermüdung der Schienen im Gleis wird im weiteren näher eingegangen.

2 Ermüdungsfehler

Wenn ein Rad auf einer Schiene rollt, treten an der Berührungsfläche hohe Flächenpressungen auf. Die Kontaktfläche ist dabei zumeist elliptisch. Neben der Normalspannungskomponente verursacht die örtlich sehr konzentrierte Krafteinleitung zusätzliche Schubspannungen unterhalb der Lauffläche. Die durch das Überrollen auftretenden Spannungen führen im oberflächennahen Bereich lokal vielfach zu plastischen Verformungen des Materials, da örtlich die Streckgrenze des Stahls überschritten wird. Durch den wiederholten Überrollvorgang auf der Schiene kommt es zu einer Akkumulierung plastischer Verformungen im Oberflächenbereich, was als „rattchetting“ bezeichnet wird.[11]

Parallel zum „rattchetting“ findet ein Verschleiß der Schiene durch den Überrollvorgang statt. Ist der Verschleiß im Vergleich zum Fortschritt des „rattchetting“ schwächer ausgeprägt, so kann eine kritische Verformung im Inneren oder an der Oberfläche erreicht werden. Es entstehen Risse, die sich zu Abplatzungen oder Aufspaltungen auswachsen können. Die Entstehung der Risse im Inneren kann dabei durch nichtmetallische Einschlüsse begünstigt werden. Erst bei Vorliegen der Risse ist das Erscheinungsbild Ermüdungsschaden voll ausgeprägt. Ausgehend von den vorstehenden Zusammenhängen lassen sich vier Typen von Ermüdungsschäden unterscheiden:[12]

- Shells
- Tache Ovals
- Head Checks
- Squats

Head Checks und Squats werden direkt an der Oberfläche gebildet, Shells und Tache Ovals hingegen entstehen unterhalb der Oberfläche.

Diese Ermüdungsfehler gilt es zu vermeiden bzw. ihr Entstehen zu verzögern, um eine längere Liegezeit der Schiene im Gleis zu gewährleisten. Einmal entstandene Ermüdungsschäden, selbst noch so kleine Ansätze, sind jedoch zu beobachten bzw. zu bearbeiten und abzutragen. Dies kann zum einen durch eine entsprechende Pflege der Schienen durch Schleifvorgänge geschehen bei denen erste Ansätze von Ermüdungsschäden weggeschliffen werden oder zum anderen durch „natürliche“ Pflege, sprich Verschleiß durch Überrollung, der bei geeigneter Festigkeit der Schiene schneller einsetzt als die Rißenstehung und erste Ansätze von Ermüdungsschäden einfach abträgt.

3 Entwicklung der Schienengüten

Auf Grund der ständig steigenden Anforderungen an den Schienenwerkstoff reicht eine Güte für die Produktion von Schienen längst nicht mehr aus. Nach dem in den 70er Jahren die 700-er Schienengüte durch die höher feste Güte 900 als Regelschienengüte abgelöst wurde, schien es klar, dass der Trend in der Zukunft zu noch höher festen Güten geht und die Beanspruchung der Schiene dies auch erfordert, obwohl man mit der Güte 900 einen vollperlitischen Schienenstahl entwickelt hatte, der sich bis heute für normal beanspruchte Strecken weltweit durchgesetzt hat.

Für höher beanspruchte Strecken wurde die Güte 1100 entwickelt, bei der man durch Zugabe von Chrom Zugfestigkeiten von >1075 MPa erreichen kann. Damit konnte das Problem des hohen Verschleißes in Bögen bzw. engen Radien bei Bahnstrecken mit kombiniertem Verkehr

relativ gut gelöst werden. Für Strecken mit extremer Belastung, wie z.B. die Ofotbahn zwischen Norwegen und Schweden, auf der mit hohem Gefälle große Achslasten transportiert werden, wurde sogar eine Güte mit Zugfestigkeiten >1180 MPa entwickelt. Auch diese Güte zeigte auf der besagten Strecke ein gutes Verschleißverhalten.

Beide Güten, sowohl die Güte 1100 als auch die Güte 1200, zeigen ein weitestgehend perlitisches Gefüge, wie die Güte 900, doch wird bei den hochfesten Güten durch ein Zulegieren von Chrom und Vanadin eine Feinung des Perlits und eine verstärkte Mischkristall- und Ausscheidungshärtung verursacht. Durch diese Mechanismen wird eine Festigkeits- und Härtesteigerung, gleichzeitig jedoch auch eine Abnahme der Zähigkeit erreicht. Da ein Absinken der Dehnung jedoch für die Bruchsicherheit der Schiene nicht wünschenswert ist, entwickelte man die kopfgehärtete Schiene.

4 Kopfhärtung

Durch eine beschleunigte Abkühlung aus dem Austenitbereich auf Temperaturen von etwa 500°C wird ein feinperlitisches Gefüge mit hoher Härte und Festigkeit bei guter Zähigkeit erreicht. Für die Kopfhärtung von Schienen haben sich drei Verfahren durchgesetzt, das Tauchverfahren (eintauchen der walzheißen Schiene mit dem Kopf in ein Kühlmedium), das CHHR Verfahren (aus der Walzhitze mittels Wasserbesprühung kopfhärten) und die induktive Vergütung (induktive Erwärmung des Kopfes und anschließende Abkühlung des Kopfes). Bei der Thyssen Schienen Technik GmbH werden die Schienen ausschließlich mittels induktiver Vergütung gehärtet.[14]

Beim induktiven Vergüten wird der kalte Schienenkopf stufenweise mittels Induktion definiert auf Austenitisierungstemperatur gebracht und nach einer Ausgleichstrecke einer beschleunigten Abkühlung mittels Pressluft unterzogen. Durch dieses Verfahren kann über die Schienenlänge eine sehr gleichmäßige Härtung erreicht werden, die Härte schwankt über die Schienenlänge lediglich um 15 HB (Härte Brinell).

Nachdem die kopfgehärtete Schiene der Güte 900 auf vielen verschiedenen Versuchsstrecken mit unterschiedlichsten Belastungen getestet wurde und die Ergebnisse zeigten, dass in hochbelasteten Strecken, vor allem in engen Radien, die Lebensdauer bis zum Dreifachen verlängert werden konnte, setzten sich die kopfgehärteten Schienen durch und gehören heute zu den Regelschienengüten. Die kopfgehärteten Schienen werden in engen Radien in Abhängigkeit von der Belastung eingesetzt. Auf geraden Strecken oder auch in langgezogenen Bögen brachte die Schiene bei normalem kombinierten Verkehr keine Vorteile, weder in Bezug auf Rollkontaktermüdung noch in Bezug auf Verschleiß. In diesen Strecken spielt der Verschleiß nur eine untergeordnete Rolle, da die naturharte Güte 900 für diese Strecken eine vollkommen ausreichende Verschleißreserve aufweist.

5 Entwicklung Bainit mit der Festigkeit 1400 MPa

Jedoch ist damit das Ende der Festigkeitssteigerung noch nicht erreicht. In den 80er Jahren begannen die ersten Entwicklungsarbeiten an bainitischen Schienenstählen, da der Bainit eine Steigerung bis zu 1400 MPa Zugfestigkeit im naturharten Zustand zuläßt. Damit begab man sich auf vollkommen neues Terrain, da bis zu diesem Zeitpunkt nur Schienen mit perlitischen Gefügen zum Einsatz gekommen sind.[15]

An dieser Stelle seien kurz die metallurgischen Unterschiede zwischen Perlit und Bainit dargestellt. Der Perlit besitzt eine feinstreifige Struktur aus Ferrit und Zementit (Fe_3C), wobei weitere Elemente in die feinstreifige Struktur als Karbide und Nitride eingelagert sind. Bainit ist grundsätzlich ein mehrkomponentiges Gefüge, das aus stark verspanntem Ferrit besteht, in den Karbide, Martensit oder Restaustenit als zweite Phase eingelagert sind. Je nach Legierungsaufwand und Wärmebehandlung werden unterschiedliche Bainitstrukturen im Stahl eingestellt. Es können Güten mit Zugfestigkeiten von 700 bis 1400 MPa dargestellt werden.

Mit den bainitischen Gefügen ist eine Festigkeitssteigerung möglich, ohne dabei wie bei den perlitischen Güten die Zähigkeit zu verlieren. Bei der Beurteilung des Zähigkeitsverhaltens der Schienenstähle steht insbesondere der Widerstand gegen spröden Bruch im Vordergrund. Zu seiner Beschreibung sind die Verfahren der linear-elastischen Bruchmechanik besonders geeignet. Sie berücksichtigt nämlich die Wirkung feiner Kerben und Anrisse, wie sie bei der Rollkontaktermüdung im Anfangsstadium auftreten. Zentrale Kennwerte sind in diesem Zusammenhang die Reißfähigkeit und die Reißfortschrittsrate des Schienenstahl. Die Reißfähigkeit gibt an, unter welcher Last ein Riß von bestimmter Ausdehnung instabil zum Bruch führt. Die Reißfortschrittsrate kennzeichnet die Wachstumsgeschwindigkeit eines zyklisch belasteten Risses. Je höher die Reißfähigkeit K_{Ic} und je niedriger die Reißfortschrittsrate da/dN des Schienenstahls ist, desto sicherer ist man gegen Versagen durch einen plötzlichen Sprödbbruch. Grundsätzlich nimmt die Reißfähigkeit mit steigender Festigkeit der Schiene ab.[16]

Bainitische Schienenstähle zeigen deutlich höhere Reißfähigkeitskennwerte als die konventionellen perlitischen Stähle. Für die betriebliche Praxis bedeutet dies z.B. bei Schienen der Güte 900 mit rund 950 MPa Festigkeit, daß unter Beanspruchung in bainitischen Stählen eine rund 40 % höhere Fehlerlänge zulässig ist als in perlitischen Stählen, ehe die Gefahr eines spröden Bruchs der Schiene vorliegt.

Zum Verschleißverhalten und zur Rollkontaktermüdung von bainitischen Schienen läßt sich folgendes sagen:

- Ja nach Gefügestruktur des Bainits kann ein gegenüber perlitischen Stählen günstigeres oder auch ungünstigeres Verschleißverhalten beobachtet werden. Insbesondere Stähle mit grobem Bainit weisen trotz gleicher Festigkeit ein schlechteres Verschleißverhalten auf, als perlitische Stähle. Festzuhalten ist aber, daß die Verschleißrate in bainitischen Stählen langsamer mit der Kontaktspannung ansteigt, als in perlitischen Stählen. Damit erscheint der Einsatz bainitischer Stähle insbesondere bei Strecken mit hohen Radlasten im Schwerlastverkehr vorteilhaft.
- Wegen der günstigeren Sprödbroeigenschaften ist ein besseres Ermüdungsverhalten der bainitischen Stähle zu erwarten. Dennoch wird in vereinzelt Laboruntersuchungen auch ein geringerer Widerstand gegen die Bildung von Ermüdungsrissen gefunden, wenn eine grobe Bainitstruktur mit Carbiden vorliegt.

Auf Grund dieser Erfahrungen aus Laborversuchen wurde von uns eine Güte aus dem breiten Bainitspektrum, welches im Vorfeld in Laborversuchen untersucht wurde, ausgewählt und Anfang der 90er Jahre eine erste Versuchsstrecke mit bainitischen Schienen der Festigkeit 1400 MPa ausgerüstet. Die Schienen wurden bei der Ofotbahn verlegt und zeigten sehr gute Ergebnisse in Hinblick auf ihren Verschleiß, wurde doch eine Liegezeit von bis zu 175 Mio. t erreicht, d.h. gegenüber der Güte 900 A eine 8-fache Belastung. Doch zeigten auch die 1400 MPa-Bainit-Schienen nach einer gewissen Liegezeit im Gleis Rollkontaktermüdungserscheinungen.

Da sich das Problem der Rollkontaktermüdung durch diesen Werkstoff nicht wesentlich verbessern läßt und die hohe Zugfestigkeit und Härte und damit eine sehr große Verschleißreserve für normal Strecken nicht erforderlich ist, hat sich der Bainit 1400 MPa als Regelgüte im normalen Gleis nicht durchgesetzt.

6 Neue Generation Bainit

Aus dieser Konsequenz heraus und auch auf Grund der Erfahrung, daß der Verschleiß bei der Entstehung und vor allem bei der Weiterentwicklung von Rollkontaktermüdungserscheinungen eine entscheidende Rolle spielt, wurden Bainitkonzepte mit einer Mindestzugfestigkeit von 880 MPa entwickelt (TB 900). [13, 17] Die Intention bei der Entwicklung dieses Stahls sollte es sein, einerseits die positiven Eigenschaften des Bainits gegenüber dem Perlit, also die deutlich besseren Zähigkeitseigenschaften und andererseits eine Zugfestigkeit entsprechend der Güte 900 A, welche sich über Jahre hinweg in ihren Verschleißseigenschaften im Gleis bewährt hat, miteinander zu verbinden.

Aus dem bereits oben erwähnten breiten Bainitspektrum wurde eine Analyse mit einem für Bainit hohen Kohlenstoffgehalt und einer Legierung von u.a. Molybdän und Titan ausgewählt, welche in ihrer Festigkeitsstufe der Regelschiengüte 900 A entspricht. Diese Güte erreicht ihr bainitisches Gefüge im naturharten Zustand beim Abkühlen auf dem Kühlbett.

Die metallographischen Untersuchungen des neuen Schienenstahls ergeben ein komplett bainitisches Gefüge im mittleren Bainitbereich. Beim Zugversuch zeigte der Stahl eine Festigkeit von ca. 1020 MPa und eine Bruchdehnung A_5 im Bereich zwischen 19 und 20%; damit liegt dieser Stahl im Bereich der Dehnung deutlich über den perlitischen Stählen gleicher Festigkeit.

Zur Beschreibung der bruchmechanischen Kennwerte des Stahls wurden Rißzähigkeits-, Kerbschlag-, Dauerfestigkeit- und Rißfortschrittsuntersuchungen durchgeführt. Bei allen Untersuchungen zeigte der Stahl TB 900 deutlich bessere Ergebnisse als ein perlitischer Stahl der Güte 900. Durch diese Untersuchungen konnten die positiven Eigenschaften des bainitischen Schienenstahls auf die Bruchmechanik nachgewiesen werden.

In einem Versuchsprojekt soll der neu entwickelte bainitische Stahl nun im Gleis erprobt werden, um die Eigenschaften des Stahls im Rad-Schiene-Kontakt in Bezug auf Verschleiß und Rollkontaktermüdung zu erproben. Für die Versuchsstrecken sollen die unterschiedlichsten Gleisgeometrien und Belastungen ausgewählt werden, dazu zählen enge Bögen, Geraden, stark mit Güterverkehr belastete Strecken, Schnellfahrstrecken und Normalfahrstrecken. Bei diesen Versuchen wird sich dann zeigen, für welche Anforderungen der Stahl am besten geeignet ist.

7 Ausblick

Die Darlegungen zeigen, daß die Entwicklung der Schienenstähle nicht stehen bleibt, da mit den steigenden Anforderungen an den Eisenbahnverkehr auch die Anforderungen an den Schienenstahl steigen. Stand zu Anfang der Stahlentwicklung das Thema Reinheit im Mittelpunkt, so folgte darauf die Diskussion um immer weiter steigende Festigkeit und Härte des Schienenstahls, um eine möglichst große Verschleißreserve an der Schiene vorzuhalten. Heute stehen nun Rollkontaktermüdungsschäden bei den Bahngesellschaften an oberster Stelle

der Prioritätenliste, da diese Schäden bei nicht ausreichender Wartung und Pflege der Gleise zu unberechenbaren Zeitbomben mutieren.

Hier nun muß man sich die Frage stellen, ob nicht ein geringer, natürlicher Verschleiß an der Schiene großen Schleifaufwand reduzieren kann und damit der erste Schritt zur wartungsarmen Schiene getan ist. Dies würde die Kosten für Sperrzeiten im Gleis sowie für den Maschinen- und Personaleinsatz ersparen. Dieses Konzept geht aber nur auf, wenn man entsprechende Stahlsorten einsetzt, die auch einen Verschleiß zulassen und zeigen.

Nimmt man dann noch die verbesserten bruchmechanischen Eigenschaften des Bainits in der Stahlsorte TB 900 hinzu, welche bessere Gebrauchseigenschaften in Hinblick auf die Rollkontaktermüdung erwarten lassen, so kommt man dem Konzept der wartungsarmen Schiene schon sehr nahe.

8 Literatur

- [1] Mitteilung Forschungszentrum Jülich GmbH: Programm neue Materialien – MaTech des Bundesministers für Bildung und Forschung (BMBF); Jahresbericht 1998/99, Projekt 03N3050 (OPTIKON).
- [2] H.-D. Grohmann: Schädigung der Laufflächen von Schiene durch den Rad / Schienekontakt – Schlußfolgerungen für die Herstellung und Instandhaltung der Schienen. Tagungsband zur VDEI – Fachtagung BahnBau 1998, Berlin, 28. – 30.10.1998, S. 127-132.
- [3] W. Schöch: Wirtschaftliche Schienepflege aus Sicht eines Dienstleistungsunternehmens. Eisenbahningenieur **50** (1999) Nr. 8, S. 24-30.
- [4] G. Baumann: Untersuchung zu Gefügestrukturen und Eigenschaften der „weißen Schichten“ auf verriffelten Schienenlaufflächen. Berlin, Technische Universität, Diss. 1997.
- [5] T. Hornung: HO für Einsteiger: Grundwissen, Technik, Anlagenbau. Augustus Verlag 1997.
- [6] K.F. Becker, W. Gohe, H.-O. Katthöfer, A. Klein, L. Muders, A. Zimmermann: Herstellung und On-line – Prüfung von Schienen für den Hochgeschwindigkeitsverkehr. Stahl und Eisen **119** (1999) Nr. 12, S. 99-105.
- [7] L. Muders: Die neue Thyssen Schienen Technik GmbH – Standort, Produktion und 120m Schiene. Vortrag RAIL#TEC 1998, 25.05.1998 Dortmund.
- [8] H. Bienzeisler, H. Schmedders, K. Wick: Moderne Schienenerzeugung bei der Thyssen Stahl AG. Thyssen Technische Berichte 1/88, S. 147-159.
- [9] A. Kern, H. Schmedders, H.-D. Grohmann: Schienen und Schienenstähle – heutige Beanspruchung und neue Entwicklungen. Eisenbahningenieurkalender 1997, S. 161-182.
- [10] E. Kast, H. Schmedders, N. Sieben: Die Erzeugung von Schienen mit hohem Reinheitsgrad. Thyssen Technische Berichte 1/93, S. 1-17.

- [11] A. Kern: Ermüdungsschäden an Schienen. Interner Bericht, Thyssen Schienen Technik GmbH, 1997.
- [12] S. Grassie: Broschüre Loram Rail Ltd., 1997.
- [13] A. Kern, J. Mertens: Herstellbarkeit bainitischer Schienenstähle. Interner Bericht, Thyssen Schienen Technik GmbH, 1998.
- [14] H. de Boer, H. Bienzeisler, B. Müsgen, H. Schmedders, K. Wick: Verbesserung des Betriebsverhaltens von Eisenbahnschienen durch Feinperlitisieren des Schienekopfes. *Stahl und Eisen* **112** (1992) Nr. 10, S. 101-107.
- [15] A. Kern, H. Schmedders, A. Zimmermann: The Development of Bainitic Steels for Special Railway System Requirements. 39th Mechanical Working and Steel Processing Conferenc, Indianapolis/ USA, 1997.
- [16] A. Kern, U Schriever: Sprödbruchverhalten von Schienen. Interner Bericht, Thyssen Schienen Technik GmbH, 1997.
- [17] J. Mertens: Bainitischer Schienenstahl mit hoher Zähigkeit. Interner Bericht, Thyssen Schienen Technik GmbH, 2000.

Die Belastung der Schiene aus dem Betrieb

Prof. Dr.-Ing. habil. Jürgen Siegmann
Technische Universität Berlin, Fachgebiet Schienenfahrwege und Bahnbetrieb
Salzufer 17-19, SG 18, D-10587 Berlin

1. Grundprinzipien des Schienenverkehrs

Die Eisenbahn macht sich den Vorteil der geringen Rollreibung von Stahl auf Stahl zunutze. Große Massen können mit relativ wenig Energie befördert werden. Allerdings sind zwischen dem Stahlrad und der Stahlschiene auch nur geringe Querkräfte zur Spurführung übertragbar, jedenfalls wesentlich weniger als zwischen den Gummirädern eines Pkw und dem Asphalt der Straße. Daher muß die Spurführung der Eisenbahn ein Spurkranz an den Rädern übernehmen. Dieser sichert zwangsweise das Einhalten des Fahrwegs. Jedoch braucht man an Abzweigen aufgrund des Spurkranzes bewegliche Teile, die Weichen.

Stahl ist teuer. Ein Grundprinzip des Ingenieurs ist es, möglichst wenig teures Material einzusetzen, und nur dort, wo es wirklich gebraucht wird. Ansonsten werden die Kräfte möglichst bald auf eine größere Fläche verteilt, so daß auch minderwertiges Material die resultierenden Spannungen gut erträgt.

Um langlebige und preiswerte Konstruktionen zu erhalten, benötigt man repräsentative Lastannahmen. Bei hohem dynamischen Lastanteilen sind Lastkollektive und Frequenzen der Lastspitzen zur Bemessung erforderlich.

2. Kräfte auf die Schiene

Die Belastung der Schiene resultiert aus den statischen und den dynamischen Lasten. Statisch wirken die Eigenlasten aus dem Eigengewicht der Fahrzeuge, hier die Radlasten, und dem Eigengewicht der Schiene selbst. Außerdem kann man die X-Kräfte aus Anfahren und Bremsen und die aus der verhinderten Temperaturdehnung der Schiene bei durchgängig geschweißten Schienen als statische Kräfte annehmen.

Dynamisch wirken vor allem die zusätzlichen Q-Kräfte aus verschiedenen Ursachen. Die normale Fahrzeugbewegung führt zu Radkraftschwankungen. Unrundheiten der Räder erzeugen periodische Spannungsspitzen bei der Kraftübertragung zwischen Rad und Schiene. Laufflächenunebenheiten auf der Schiene erzeugen ihrerseits wiederum ein dynamisches Verhalten der Räder. Mittel- und langwellige Lagefehler des Oberbaus regen die Fahrzeuge je nach deren Last und Federverhalten unterschiedlich zu Schwingungen an, woraus ebenfalls Delta-Q-Kräfte resultieren.

Betrachten wir nun die Kräfte im einzelnen.

2.1 Statische Kräfte aus dem Gewicht der Fahrzeuge

Die Achslasten im Eisenbahnbetrieb liegen zwischen 8 und 22,5 t. Zur Sicherheit gegen Entgleisen ist eine Mindestlast je Achse notwendig. Im Schwerlastbetrieb werden bis zu 35 t je

Achse gefahren. Bei Nebenbahnen mit modernen, also meist auch leichten Triebwagen treten selten mehr als 10 t je Achse auf, wogegen früher bei Betrieb von lokbespannten Zügen die Triebfahrzeuge deutlich höhere Achslasten hatten. Dies läßt hoffen, daß die Nebenbahnen zukünftig wesentlich längere Standzeiten des Oberbaus aufweisen als früher.

Die Triebfahrzeuge haben zur Realisierung einer guten Traktion Achslasten um die 20 t. Die modernen Lokomotiven zeigen bei Radsatzlasten von 21,5 t die gleichen dynamischen Gleisbeanspruchungen wie die altehrwürdige BR103 mit 19,5 t Achslast. Ob es allerdings zeitgemäß im Sinne einer gesunden Verbundproduktion von Netz und Transport ist, Güterzuglokomotiven mit tendenziell zu einer höheren Dynamik neigenden Tatzlagermotoren auszurüsten, erscheint mir fraglich.

Reisezugwagen wiegen etwa 50-60 t je nach Ausstattung und haben alle 4 Achsen, also ist mit 15 t je Achse zu rechnen. Die Speise- und Schlafwagen sind schwerer, ebenso die Doppelstockwagen, die etwa 18 t Achslast aufweisen. Für S-Bahnen sind etwa 12 t Radsatzlast zu kalkulieren.

Für Güterwagen beträgt die maximal zulässige Achslast 22,5 t. Dies ist aber nur auf den D4-Strecken erlaubt, also den Hauptstrecken, die weitgehend mit UIC60-Schienen ausgestattet sind. Da der Güterverkehr unter erheblichem Kostendruck steht, wird an den Drehgestellen der Güterwagen gespart. Hohe Achslasten fallen also mit relativ unkomfortabler Federung zusammen

Güterwagen weisen ein extremes Verhältnis der Lasten zwischen beladen und leer auf. Während das Leergewicht bei 12 bis 20 t liegt, wiegen beladene Zweiachser bis 40 t, Vierachser bis 90 t. Im Massengutverkehr sind auch Sechssachswagen üblich, die je Achse 22,5 t ausnutzen, im Versuchsbetrieb sogar bis 25 t Radsatzlast. Die schwersten Züge der DB Cargo bringen 5.400 Bruttotonnen über 250 Achsen auf die Schienen bei Geschwindigkeiten bis 80 km/h beladen.

Durch den Pendelbetrieb der meisten Ganzzüge und die zunehmende Spezialisierung des Wagenparks mit entsprechend mehr Leerfahrten sind etwa 40 % aller Güterwagen leer. Im Mittel dürfte die Auslastung des Schienengüterverkehrs daher bei der des Reisezuges, also etwa bei 15-17 t je Achse liegen. Zur Bemessung von Brücken, aber auch als Anhalt für die Belastung des Oberbaus wurden Lastenzüge eingeführt. Daraus resultieren als weitere Grenze der Belastungen eine Meterlast, also die zulässige Last je Meter Zuglänge. Je nach Streckenklasse kann diese bis 8 t/m betragen. Dieses ist auch ein Kriterium für die Länge der Güterwagen bzw. für den Drehgestellabstand.

Die Belastung des Oberbaus aus Betrieb wird in Leistungstonnen als der ungewichteten Summe der Bruttotonnen der Züge gemessen. Bei artreinem Personenverkehr mit im Mittel 600 t-Zügen und einer Belastung von 4 Zügen je Stunde über 20 Stunden je Tag resultieren daraus $600 \times 4 \times 20 = 48.000$ Lt je Tag oder $\times 365 = 18$ Mio Lt je Jahr. Eine voll ausgelastete Güterzugstrecke mit vielen schweren Ganzzügen (im Mittel 1.200 Bt je Zug und 4 Züge je Stunde über 24 Stunden je Tag) ist mit 115.200 Lt je Tag bzw. 35 Mio Lt im Jahr belastet.

Die Nebenstrecken mit 200 t Zügen und nur zwei Zügen je Stunde bringen es nur auf etwa 6000 Lt je Tag bzw. 2 Mio Lt im Jahr. Sie sehen, wie breit die Spanne der möglichen Belastung eines Gleises sein kann.

Aus einer Achslast von 20 t entsprechend 200 kN resultiert eine Belastung einer Schiene von 100 kN. Um Schiefstellungen der Wagen in Bögen, ungleiche Lastverteilungen oder ähnliche Effekte zu berücksichtigen, wird die statische Last aus dem Gewicht der Wagen üblicherweise um 10-20% erhöht. Das Bemessungsrad bringt also bei 20 t rechnerischer Achslast eine Kraft von 120 kN auf die Schiene.

Die Berührungsfläche zwischen Rad und Schiene ist eine Ellipse von der Größe eines Fingernagels, also etwa $1,5 \times 2$ cm mit einer Fläche von knapp 3 Quadratcentimeter. Obwohl aufgrund der Radrundung die Flächenpressung nicht gleichverteilt ist, unterstellt man dies und erhält einen Druck von 120 kN je 3 cm^2 , also 40 kN/cm^2 . Dies übersteigt die zulässige Flächenpressung des Stahls, so dass es im Berührungspunkt zu plastischen Verformungen kommt. Dies führt zu einer Verhärtung der Schienenoberfläche. Man kann diesen Druck sich nur schwer vorstellen. Ein Block von $4 \text{ t} = 40 \text{ kN}$ Gewicht, also etwa ein Kleinlaster oder 13 Betonschwellen, muss dieses Gewicht über nur einen Quadratcentimeter Kontaktfläche übertragen, um die gleiche Flächenpressung zu erzeugen. Die Systemvorteile des Stahlrad/Stahlschiene-Systems werden hierbei nochmals deutlich.

Meinke [4] geht von einem Walzeneffekt aus, nicht von reinem Rollen. Die Moleküle verzahnen sich ineinander. Auf einem Teil findet Gleitreibung statt, auf einem anderen Teil der Ellipse Haftreibung.

2.2 Eigengewicht der Schienen

Die üblichen Schienen wiegen zwischen 49 kg/m für die S49 und 60 kg/m für die UIC60-Schiene. Bei 60 cm Stützabstand ergeben sich bis zu 36 kg/Stützpunkt oder etwa 360 N. Die Befestigung und das Kleineisen wiegt etwa 0,5 (W) bis 2 kg (K) je Stützpunkt. Aus Eigengewicht des Oberbaus oberhalb der Schwelle sind demnach 370 N je Stützpunkt anzusetzen. Gemessen an der Radkraft von 120 kN beträgt das Eigengewicht der Schiene lediglich 0,3 %.

Die Auflagerfläche der Schiene je Stützpunkt beträgt etwa 150 cm^2 . Daraus resultiert eine Flächenpressung p bei gleichmäßiger Lasteinleitung von etwa 800 N/cm^2 . Zur Vermeidung von Spannungsspitzen sollte die Schiene nie direkt auf einer Betonschwelle aufliegen.

Um die gewollte Einsenkung der Schiene um etwa 1 mm zu erhalten, muß die Steifigkeit des darunterliegenden Systems, also Zwischenlage, Schwelle, Schotter und Unterbau oder der Zwischenplatte allein bei der Festen Fahrbahn, 8000 N/cm^3 betragen, wenn nur die statischen Vertikalkräfte angesetzt werden. ($z = p / S \Rightarrow 0,1 \text{ cm} = 800 \text{ N/cm}^2 / 8000 \text{ N/cm}^3$).

2.3 Kräfte aus Anfahren und Bremsen

Im Regelfall sind im Eisenbahnbetrieb nur wenige Achsen (z.B. der Triebfahrzeuge) angetrieben, aber alle oder fast alle gebremst. Moderne Treibachsen haben Schleuderschutz, drehen also nicht durch. Auch bei ungünstigsten Bedingungen (nasse Schiene, Laub etc.) muß ein Zug noch anfahren können. Bei trockener, eventuell gesandeter Schiene beträgt das μ bis 0,3, so dass bei einer vertikalen Radkraft von 100 kN bis zu 30 kN je Rad in Längsrichtung in die Schiene eingebracht werden können. Messungen haben Maximalwerte von etwa 55 kN je Rad bzw. Aufstandspunkt ergeben. Diese Kräfte sind aber kein Problem für die modernen Schienenbefestigungen.

2.4 Temperaturkräfte

Der Schienenstahl hat mit einem Temperaturkoeffizienten von $1,2 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$) eine große Reaktion auf Temperatur. Ein 120 m langes Gleis ist ohne Einspannung bei 40°C um knapp 9 cm länger als bei -20°C . Wenn die Temperaturdehnung nicht behindert wird, treten auch keine Kräfte oder Spannung dadurch auf. Derartige Gleise können aber nur mit Stoß verlegt werden, der nicht nur für die Laufruhe der Fahrzeuge schlecht ist, sondern auch stets ein Schwerpunkt des Verschleisses aufgrund der hier schlagartigen Kräfte. Moderne Bahnen versuchen also, Stöße zu vermeiden und verschweißen die Schienen daher lückenlos. Die Schwellen müssen dabei die Längskräfte aus Temperatur aufnehmen und an den Schotter weiterleiten. Hierzu ist ein hoher Durchschubwiderstand erforderlich, also eine gute Einspannung der Schiene mit den Schienenbefestigungen und ein hoher Reibungswiderstand zwischen Schiene und Zwischenplatte.

Die Temperatur beim Schweißen der Schiene sollte im Mittel der zu erwartenden Minimal- und Maximaltemperaturen liegen. Erfahrungsgemäß sind dies -20°C und $+60^\circ\text{C}$, da die Schiene sich unter Sonneneinstrahlung stark erwärmt. Die mittlere Temperatur liegt also bei etwa 20°C . Eine Schiene sollte also bei dieser Temperatur spannungsfrei sein. Wird eine der Grenztemperaturen erreicht, entstehen Druck- und Zugkräfte in der Schiene bis zu 870 kN in Längsrichtung. Zusammen mit den Anfahr- und Bremskräften werden also Dimensionen erreicht, die bei schlechtem oder durchnässten Oberbau durchaus zu Gleisverwerfungen führen können.

Zusammen mit dem E-Modul von Stahl von $2,1 \cdot 10^7$ N/cm² und einer Fläche einer UIC-60 von 76,86 cm² ergeben sich Kräfte von 19,4 kN je Grad Temperaturunterschied gegenüber der Einspan- oder Verschweißtemperatur. Bei 45 Grad Unterschied resultieren also beachtliche 871,6 kN je Schiene. Die zulässigen Druckkräfte in einer S49-Schiene z.B. liegen bei 1410 kN. Auch diese Kräfte werden durch die Schienenbefestigungen und die Reibung zwischen Schiene und Schwelle, also den Durchschubwiderstand aufgenommen.

Bei Einsatz einer Wirbelstrombremse wird zusätzlich Wärme in die Schiene eingeleitet. Bei häufigem Bremsen wird eine Zusatztemperatur von bis zu 20°C erwartet, so daß im Sommer die zulässige Maximaltemperatur überschritten werden kann. Für die betroffenen Strecken ist daher ein Betonschwellengleis oder noch besser eine Feste Fahrbahn erforderlich. Einige Streckenabschnitte, auf denen der ICE3 verkehrt, mußten daher von Holz- auf Betonschwelle umgerüstet werden. Mich würde interessieren, ob der ICE3 dafür mehr oder weniger Trassenpreis bezahlen muss. Immerhin kann er nicht mehr, wie viele andere Personenzüge, in Notfällen mit der Magnetschienenbremse in direkten Kontakt mit der Schiene diese schädigen.

2.5 Beanspruchung aus den Y-Kräften der Spurführung

Der Spurkranz des Rades übernimmt die Spurführung. Idealerweise entsteht durch ein gutes Zusammenspiel zwischen Rad- und Schienenprofil ein Sinuslauf, d.h. in der Geraden pendelt ein Radsatz zwischen den Schienenköpfen im Spurkanal, ohne dass die Spurkränze anlaufen.

Wenn allerdings in Kurven oder infolge von Störungen im Gleis, z.B. bei Weichen, doch der Spurkranz anläuft, wandern die Spurführungskräfte von der Lauffläche an den Rand des Schienenkopfes und werden wesentlich stärker. Wenn die Y- und Z-Kräfte nicht in einer Ebene liegen, entsteht eine Zweipunktberührung. Infolge der unterschiedlichen Radien zur Radachse und der festen Verbindung zwischen Radscheibe und Spurkranz entsteht Schlupf am Spurkranz und damit starker Verschleiss.

Die Führungskräfte sind vor allem von dem Radius und der unausgeglichenen Seitenbeschleunigung abhängig. Da vor allem im Mischverkehr für die wenigsten Züge ausgleichend überhöht werden kann, sind die Y-Kräfte sehr wichtig. Gemessen werden bis zu 60 kN Y-Kräfte, wobei allgemein gilt, dass bis 70 kN schadlos verkraftbar sind. Hinzu kommen auch hier dynamische Anteile, die ebenfalls bis auf 60 kN ansteigen können.

Lenkachs-drehgestelle wie LHB 82 zeigen deutlich geringere Seitenkräfte als ein Y25-Drehgestell. Auch zum Vermeiden von Aufklettern der Spurränze ist eine Begrenzung der Spurführungskräfte notwendig, insbesondere bei leichten Achsen.

3. Dynamische Zusatzlasten

Bis Geschwindigkeiten von 100 km/h sind kaum dynamische Zusatzlasten im Oberbau festzustellen. Spätestens ab 160 km/h oder bei Schäden auf den Laufflächen bzw. auf der Schiene dominieren Erschütterungen und Schwingungen zusätzlich zur statischen Last. Die dynamischen Lasten haben nach Rehfeld maßgeblichen Anteil an den Gleislagefehlern [3].

Bis 1998 wurde eine lineare Abhängigkeit zwischen der Geschwindigkeit und den Schwingstärken als Maß für die dynamischen Kräfte vermutet. Neueste Messungen zeigen aber eher einen überlinearen Zusammenhang. Die größten Schwingstärken treten unter den großen Achslasten auf. Hohe Achslasten im Zusammenhang mit hohen Geschwindigkeiten erzeugen daher extreme dynamische Kräfte.

Die niederfrequenten Kräfte resultieren aus

- langwelligen Gleislagefehlern,
- den Parametern der betrachteten Wagen (z.B. ICE-Mittelwagen Länge 26,4 m, Drehgestellabstand 7,5 m, Achsabstand im Drehgestell zwischen 2,5 und 3,2 m),
- ersten Radunrundheiten als Exzentrizität, wirksam mit der Raddrehfrequenz.

Bei einem Raddurchmesser von etwa 90 cm wirkt eine erste Radunrundheit alle 3 m. Die jeweilige Frequenz ergibt sich aus der Geschwindigkeit. Man muß sich vorstellen, dass sich ein Rad bei 180 km/h mit 50 m/sec fortbewegt, also den Weg zwischen zwei Schwellen innerhalb 1/100 sec zurücklegt. Die zwei Räder eines Drehgestelles folgen innerhalb 1/20 sec. Da bleibt kaum Zeit für die Schiene, nach einem Raddurchgang zu entlasten.

Die zweite Radunrundheit wirkt alle 1,5 m, ist jedoch relativ selten. Die dritte und vierte Radunrundheit erzeugen dagegen eine erheblich höhere Dynamik. Ihr Einfluß nimmt nach [1] mit wachsender Geschwindigkeit erheblich zu, da die Raddrehfrequenz quadratisch in die Trägheitskräfte vertikal beschleunigter Radsätze eingeht. Ebenfalls im mittleren Frequenzbereich liegt der Einfluß des Schwellenabstandes auf die Dynamik. Es wird sicherlich sehr interessant, diese Effekte bei kontinuierlicher Lagerung der Schienen zu untersuchen.

Hochfrequente Einwirkungen rühren aus kurzwelligen Schienenfahr- und Radlaufflächenfehlern mit Längen von 10 cm und darunter her. An diesen Ausführungen kann man ermessen, wie wichtig eine gute Pflege der Schienen und der Radlaufflächen ist. Wenn die Instandhaltungsverantwortungen einzelner Verkehrsunternehmer und der Netzbetreiber zu weit auseinanderdriften und jeder nur das mindeste tut, wird man sich gegenseitig schaden. Dagegen helfen dann nur noch gegenseitige Kontrolle und pönale Regelungen.

In [5] wurden mittels Computersimulation die dynamischen Zusatzkräfte unterschiedlicher Schotteroberbauten mit denen einer festen Fahrbahn verglichen. Bei einer relativ geringen Amplitude der Radunrundheiten von 0,1 mm wurden für einen harten Schotteroberbau wie auf der SFS Hannover - Würzburg dynamische Zusatzlasten von 40 kN berechnet, wogegen die Feste Fahrbahn und die Leiterschwelle, aber auch ein weiches Schottergleis tendenziell geringe dynamische Kräfte mit Spitzen bei 30 kN aufweisen.

Die Q-Kraftschwankungen aus Hohllagen der Schwellen sind im allgemeinen wesentlich kleiner als die aus Radunrundheiten. Wenn sich beide Effekte überlagern, werden die Kraftspitzen teilweise abgeschwächt, manchmal allerdings auch verstärkt.

Die Messungen und theoretischen Berechnungen zeigen Werte für die dynamischen Vertikallasten von bis zu 80 kN. Oftmals gibt man diese in Form eines sogenannten dynamischen Beiwerts an, mit dem zur Bemessung die statischen Lasten zu multiplizieren sind. Die bisherigen Auswertungen der sog. langen Q-Kraftmeßstelle der DB AG zeigen einen leichten Anstieg der dynamischen Beiwerte von 1,2 bis 160 km/h auf bis zu 1,5 bei 250 km/h. Eventuell ist dieser dynamische Beiwert für den Zustand jedes Fahrzeuges so charakteristisch, dass damit sein Verschleißverhalten beschrieben werden kann.

4. Lastkollektive

Für die Belastung der Schienen liegen zwar einige Grenz- oder Bemessungswerte vor, genauere Lastkollektive für alle Kraftarten sind jedoch selten. Insbesondere ist fraglich, ob die Beschreibung der Schienenbelastung über die Lasttonne L_t wirklich aussagekräftig genug ist. Die dynamischen Zusatzlasten lassen sich eigentlich nur bis Geschwindigkeiten bis 160 km/h und ‚normaler‘ Zusammensetzung der Züge am Bemessungstag darin subsummieren. Darüber hinaus und bei der latenten Gefahr, dass im Zuge der weiteren Privatisierung der Transporteure, also der Zugbetreiber, diese ihre Instandhaltung eventuell vernachlässigen, müssen weitere und ständige Messungen der statischen und dynamischen Lasten an vielen Querschnitten durchgeführt werden. Dies sollte als Frühwarnsystem, als Kontrolle der Nutzer durch den Netzbetreiber und als Instrument zur Fortschreibung der Zusammensetzung realer Belastungen der Schiene dienen.

Insgesamt ist also mit folgenden Lasten auf die Schiene zu rechnen:

	Statisch	dynamisch
Vertikal Q	125 kN	80 kN
Horizontal Y	70 kN	60 kN
Längs X Anfahren/Bremsen	55 kN	
Temperatur	870 kN	

Daraus resultieren Spannungen von bis zu 70 kN je cm^2 im Radaufstandspunkt und von etwa 0,6 kN je cm^2 zwischen Schiene und Zwischenlage. Die hohen dynamischen Vertikallasten können durchaus zu einer starken Entlastung eines Rades bis zum kurzzeitigen Abheben führen.

5. Die Lebensdauer von Schienen

Die Schiene ist ein Verschleißteil. Die dargestellten Kräfte sind materialmördernd groß. Es ist daher bemerkenswert, dass eine Schiene zwischen 300 bis 500 Mio Lt hält, bis das Grenzmaß des Verschleisses erreicht ist. Natürlich gibt es immer auch Schwachstellen, die Schienenfehler, um die es heute hier besonders geht. Aber im Normalfall kann man damit rechnen, dass eine Schiene zwischen 12 Jahren auf hochbelasteten Strecken über 20 Jahren auf normalen Strecken bis zu 40 Jahren auf Nebenstrecken liegen kann. Meist wird die Schiene ungefähr bei Halbzeit der Liegezeit der Schwellen ausgewechselt, damit beim nächsten Mal beides, Schiene und Schwelle, wirtschaftlich ausgetauscht werden kann. Noch brauchbare Schienen werden anschließend in Nebengleisen wieder eingebaut und können dort nahezu ewig liegen bleiben.

Levkow hat sogenannte Verschleissvoratskurven aufgestellt [6]. Mit Kenntnis der Schienenart, der bisherigen Liegedauer und der Betriebsbelastung in Lt/a läßt sich damit auf die Restliegedauer schließen. Die Kurven zeigen, dass z.B. eine S54-Schiene bei Zügen mit Geschwindigkeiten um 80 km/h insgesamt 700 Mio. Lt ertragen kann, bei 200 km/h jedoch nur 400 Mio. Lt. Der Knick jenseits der 200 km/h-Marke ist noch im Detail zu untersuchen.

6. Schlußfolgerungen

Unsere Altvorderen haben mit der Stahlrad-Stahlschiene-Paarung ein geniales System geschaffen, deren Grenzen bzw. Geschwindigkeit und Achslast noch nicht erkennbar sind. Jedenfalls lassen die Erfolge der letzten Jahre

- Geschwindigkeit bis über 300 km/h in Betrieb mit Achslasten von 20 t
- Achslasten bis zu 25 t bei 80 km/h und bis 20 t bei 120 km/h im Güterverkehr

dies erwarten. Insbesondere mit der Entwicklung der festen Fahrbahn und modernen Fahrzeugen, die prinzipiell geringe dynamische Achslasten bei gleichen Geschwindigkeiten aufweisen, könnten der Verschleiß der Schiene verringert und die Liegedauer entsprechend erhöht werden.

Genau wissen wir allerdings auch heute noch nicht, was wie den Verschleiß an der Schiene erzeugt. Sind es die hohen dynamischen Kräfte bei hohen Geschwindigkeiten, die hohen Achslasten oder Führungskräfte? Wenn wir aber zukünftig die Trassenpreise auch nach Verschleiss erheben wollen, müssen hierfür unbedingt schnell belastbare wissenschaftliche Erkenntnisse her.

Das Netz muß insgesamt je Zugfahrt billiger werden. Dies muß durch Erhöhung der Zugzahlen je Gleis und Verringerung der Instandhaltungsaufwandes des Fahrweges erfolgen. Die Erforschung der Kräfte an der Schiene und deren Wirkung ist hierfür ein unverzichtbarer Beitrag.

Literaturhinweise

- [1] Müller-Boruttau, Frank H.; Breitsamter, Norbert:
Elastische Elemente verringern die Fahrwegbeanspruchungen.
ETR 49 (2000) Heft 9, S. 587 ff.

- [2] Kaess, Gerhard; Ebersbach, Dietrich:
Schnelle Züge, schwere Lasten – was sagt der Oberbau dazu ?
ETR 35 (1988) Heft 1/2 , S. 65 ff.

- [3] Rehfeld, Erich:
Wirkungen der Zugüberfahrt auf den Oberbau, Unterbau und Untergrund.
Tagungsband Bahnbau 2000, S 124 ff.

- [4] Bergander, Bernd; Meinke, Peter; Nefzger, Anton:
Zusammenwirken Fahrzeug/Fahrweg – technische Grundlagen und praktische Anwendung.
Eisenbahn-Ingenieur-Kalender 1997, S 135 ff.

- [5] Gerstberger, U.; Knothe, K.; Siegmann, J. und Yu, M.:
Dynamik von Schottergleis und Fester Fahrbahn – Ein Systemvergleich – .
Tagungsband Bahnbau 2000.

- [6] Levkow, Ivan:
Simulation des Oberbauverhaltens von Eisenbahnstrecken unter betrieblicher Belastung.
Wissenschaftliche Arbeiten Nr. 48 des Institut für Verkehrswesen, Eisenbahnbau und -betrieb der Universität Hannover, 1997.

Beitrag der Eigenspannungen zum Gebrauchsverhalten von Schienen

Dipl.-Ing. Erwin Jericho und Dr.-Ing. Manfred Weiße
NMH Stahlwerke GmbH i. K., D-92237 Sulzbach-Rosenberg

Bei Schienen, die im modernen Hochgeschwindigkeitsverkehr eingesetzt werden, werden besondere Anforderungen an die Geradheit gestellt. Geradheitsabweichungen können im Betrieb zur Anregung von Vertikalschwingungen führen, die Fahrzeug und Oberbau schaden, den Instandhaltungsaufwand erhöhen und nicht zuletzt den Fahrkomfort beeinträchtigen. Bei dem zum Erreichen der gewünschten Geradheit erforderlichen Rollenrichtprozeß werden unvermeidlich Eigenspannungen eingebracht, die die Bruchsicherheit der Schienen beeinträchtigen und damit von großer Bedeutung für das Gebrauchsverhalten der Schienen sind.

Bei der NMH Stahlwerke GmbH wurden Versuche zur Verbesserung des Richtprozesses mit dem Ziel einer Minimierung der schädlichen Eigenspannungen unter Beibehaltung der erforderlichen Geradheit durchgeführt. Es konnte gezeigt werden, daß durch geeignete Maßnahmen die Längseigenspannungen in Schienenkopf und -fuß um etwa 40% gesenkt werden können.

1. Herkunft der Eigenspannungen in Schienen

Ein wichtiges Qualitätsmerkmal der Eisenbahnschiene ist ihre Geradheit. Nach DIN EN 13674-1 (Entwurf Sept. 1999) [1] ist eine maximale Geradheitsabweichung von 0,3 mm bezogen auf eine Länge von 3 m zulässig. Da die Schienen nach dem Walzen diese Anforderungen nicht erfüllen, sondern mehr oder weniger stark gekrümmt sind, werden sie einem Richtprozeß (im Allgemeinen in einer Rollenrichtmaschine) unterzogen.

Bild 1 zeigt den Krümmungszustand vor und nach dem Richten am Beispiel einer 19 m langen Schiene. Neben den hier aufgetragenen kurzwelligen Krümmungen ist bei der ungerichteten Schiene eine langwellige Durchbiegung vorhanden; nach dem Richten ist die Schiene völlig gerade.

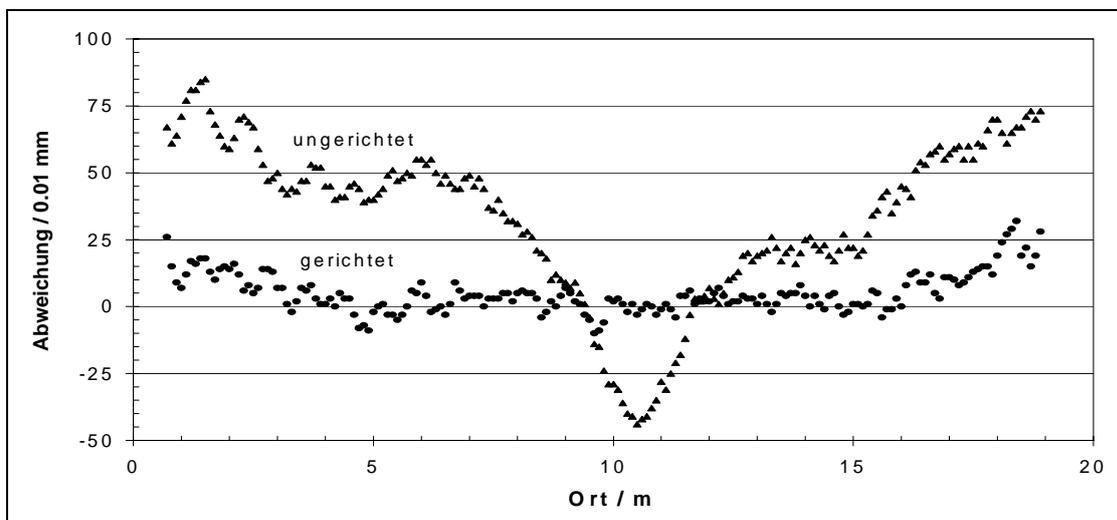


Bild 1: Auf eine Meßlänge von 1 m bezogene Abweichung von der Geradheit für eine ungerichtete und eine gerichtete Schiene, aufgetragen über der Schienenlänge (der Verlauf gibt nur die kurzwellige, nicht aber die langwellige Krümmung wieder und ist nicht mit dem Längsprofil der Schiene zu verwechseln).

Durch die starke plastische Verformung des Schienenkopfes und -fußes beim Richtprozeß werden örtlich hohe Eigenspannungen in die Schiene eingebracht. Im Bild 2a erkennt man, daß die ungerichtete Schiene vergleichsweise geringe Eigenspannungen aufweist. Nach dem Richten stellen sich im Schienenkopf und im Schienenfuß hohe Längszugeigenspannungen ein, die zum Inneren hin abnehmen und im Bereich des Schienensteiges in Druckeigenspannungen übergehen [2, 3]. Die Zugeigenspannungen können im Schienenfuß örtlich die Hälfte der Streckgrenze (250 bzw. 300 MPa bei Schienengüte 900 bzw. 1100) erreichen; nach [1] sind auf der Unterseite des Schienenfußes 250 MPa zulässig. Unterstellt man einen symmetrischen Verlauf über die Schienenhöhe, ergibt sich der durchgezogene Kurvenzug im Bild 2b. Seitens der Schienenhersteller ist man bemüht, die beim Richtprozeß entstehenden Eigenspannungen gering zu halten. Es wird von einer Absenkung der Zugeigenspannungen auf durchschnittlich 223 MPa berichtet [4] (der gepunktete Verlauf über die Schienenhöhe in Abb. 2b ist abgeschätzt).

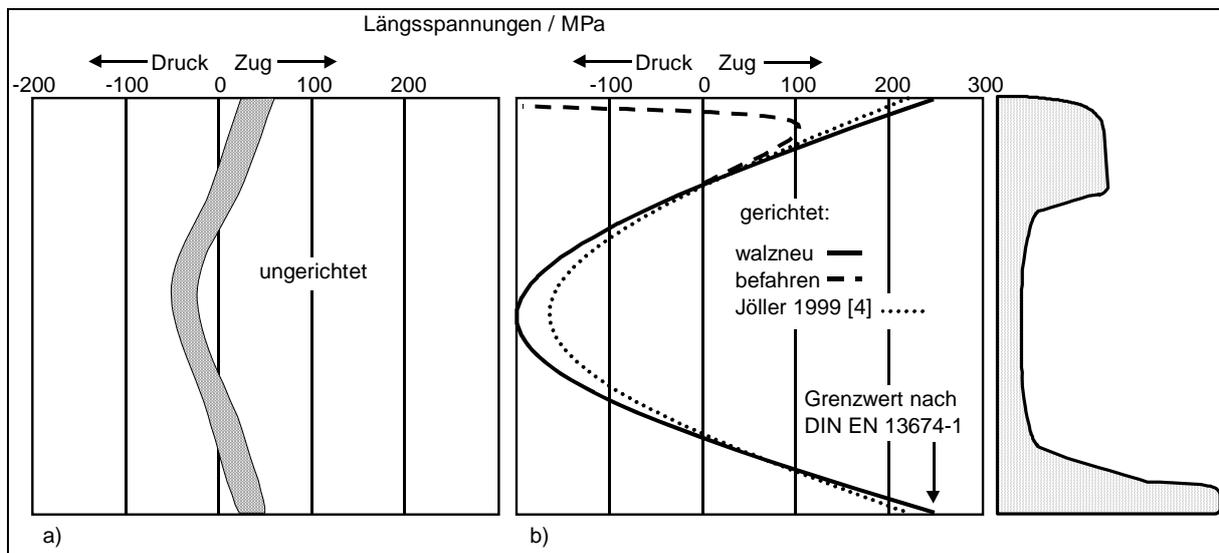


Bild 2: Verlauf der Längseigenspannungen in Schienen: a) im ungerichteten und b) im gerichteten Zustand (UIC 60, Güte 900) und Umwandlung der ursprünglichen Eigenspannungsverteilung (durchgezogen) nach Befahren (gestrichelt). Gepunktete Linie: verbesserte Eigenspannungsverteilung nach [4].

Im Laufe der Zeit stellt sich durch plastische Verformung infolge der Radeinwirkungen im Fahrbetrieb eine Umwandlung der Spannungen im Schienenkopf ein, wie Bild 2 b) schematisch zeigt [5]. Dies betrifft jedoch nur einen schmalen Bereich bis zu einer Tiefe von etwa 4 ... 10 mm unterhalb der Fahrfläche.

2. Auswirkungen der Eigenspannungen

Eigenspannungen werden bei der im Gleis verlegten Schiene sowohl von thermischen Spannungen als auch von der Betriebsbelastung bei Befahrung überlagert. Der Bruch einer Schiene im Gleis ist in der Regel spröde, er geschieht ohne äußere Anzeichen plastischer Verformung und ist durch das spontane, unkontrollierte Wachsen eines vorhandenen, im Laufe eines Ermüdungsprozesses langsam gewachsenen Anrisses gekennzeichnet. Bild 3 zeigt einen entsprechenden Querbruch einer Schiene, der von einem Ermüdungsanriß ausgeht. Das Bild ist dem Merkblatt für Schienenfehler entnommen [6].

Der Spannungsintensitätsfaktor K , der u. a. von der anliegenden Spannung und der Rißlänge abhängt, beschreibt den Spannungszustand an der Spitze des Risses. Unter Zugspannung kommt es bei Erreichen eines kritischen Spannungsintensitätsfaktors K_{IC} , der als Rißzähigkeit

bezeichnet wird und eine Werkstoffkenngröße darstellt, zum unkontrollierten Rißwachstum und Bruch der Schiene. Bild 4 gibt für eine gegebene Rizhigkeit die Abhängigkeit der ertragbaren Spannung von der Rißlänge wieder; ein K_{Ic} von $31 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{0,5}$ stellt dabei einen unteren Grenzwert für UIC 900 und höhere Festigkeiten dar [7, 8].

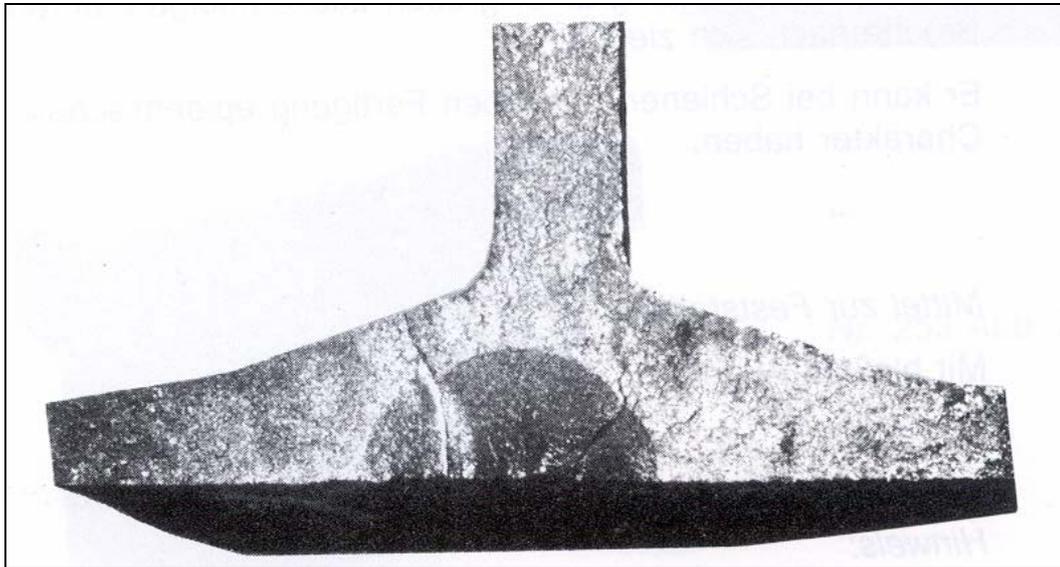


Bild 3: Querbruch, ausgehend von einem Ermdungsanri (aus [6])

Der Spannungsintensitätsfaktor K , der u. a. von der anliegenden Spannung und der Rißlänge abhängt, beschreibt den Spannungszustand an der Spitze des Risses. Unter Zugspannung kommt es bei Erreichen eines kritischen Spannungsintensitätsfaktors K_{Ic} , der als Rizhigkeit bezeichnet wird und eine Werkstoffkenngre darstellt, zum unkontrollierten Rißwachstum und Bruch der Schiene. Bild 4 gibt für eine gegebene Rizhigkeit die Abhängigkeit der ertragbaren Spannung von der Rißlänge wieder; ein K_{Ic} von $31 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{0,5}$ stellt dabei einen unteren Grenzwert für UIC 900 und höhere Festigkeiten dar [7, 8].

Die wirksame Spannung setzt sich zusammen aus der Eigenspannung σ_E , einer von der Auentemperatur und vom Verlegewrmegrad abhängigen thermischen Spannung σ_T , die von -125 MPa im Winter bis $+125 \text{ MPa}$ im Sommer reichen kann, und der Belastung durch den Verkehr σ_V , deren Obergrenze im Bereich von 200 MPa anzunehmen ist. Im Bild 4 ist dieser Sachverhalt durch die gestapelten Balken am linken Bildrand illustriert. Im Falle einer auf der Fußunterseite wirkenden Lngszugeigenspannung von 250 MPa , einer thermischen Zugspannung von 50 MPa sowie einer Biegezugspannung aus der Betriebsbeanspruchung von 200 MPa bricht nach Bild 4 (Fall A) die Schiene bei einem Anriß von nur $1,2 \text{ mm}$ Tiefe¹. Gelingt es, die herstellungsbedingten Eigenspannungen zu halbieren (B), bedeutet dies im obigen Fall eine Erhöhung der kritischen Rißlänge auf ca. $2,3 \text{ mm}$. Nimmt man für die Betriebsbeanspruchung eine Spannung von nur 100 MPa an, ergeben sich je nach Eigenspannung kritische Rißlängen von 2 mm bzw. 10 mm (C, D). Da ein längerer Riß leichter mittels zerstörungsfreier Prüfung zu detektieren ist, kommt eine Absenkung der Eigenspannungen in jedem Falle einem deutlichen Gewinn an Sicherheit gleich.

Im Schienenkopf gilt sinngemäß dasselbe, solange die oberflächennahen Zugspannungen noch nicht durch das Befahren in Druckspannungen umgewandelt sind. Da diese Umwand-

¹Aufgrund der thermischen Kontraktion sinkt die kritische Rißlänge bei fallender Temperatur. Ein Anriß, der im Sommer langsam unterkritisch gewachsen ist, kann damit im Winter die kritische Länge erreichen.

lung nicht weit in die Tiefe reicht und in ca. 5 ... 10 mm Abstand von der Fahrfläche die aus dem Richten resultierenden Zugspannungen erhalten bleiben, sind Eigenspannungen auch im Schienenkopf stets von Nachteil: beim Vorhandensein von Shelling tragen sie zur Entstehung und zum Wachstum von Nierenbrüchen bei – Bild 5.

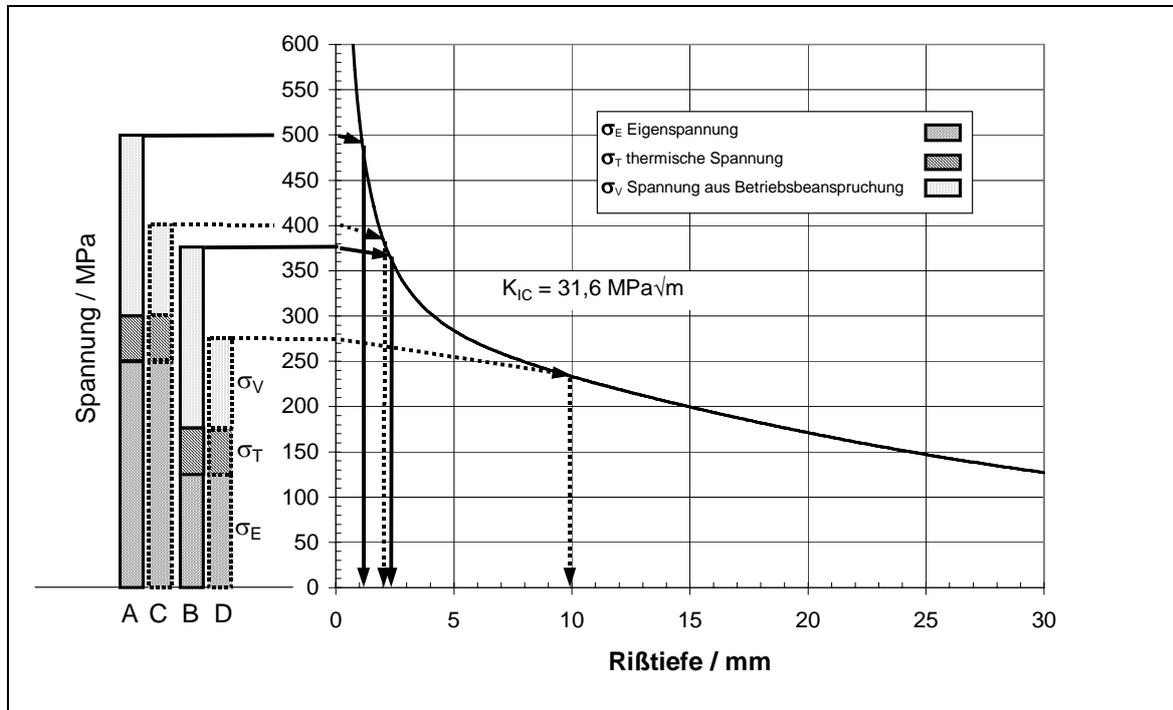


Bild 4: Zusammenhang zwischen kritischer Rißlänge und wirkender Zugspannung

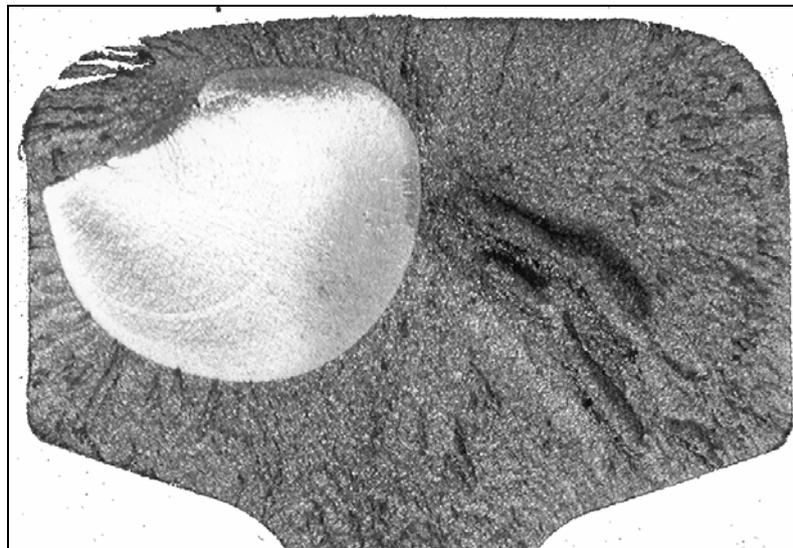


Bild 5: Bruchfläche mit Schwingungsanriß („Nierenbruch“)

Nicht nur Längszugspannungen in Kopf und Fuß beeinträchtigen die Bruchsicherheit von Schienen. Die als Folge der Längszugspannungen im Steg vorhandenen Senkrechtlängszugspannungen können bei vorhandenen Anrißen zu einem Steglängsriß wie im Bild 6 führen, der sich allein aufgrund der Eigenspannungen in Schienenlängsrichtung ausbreiten kann [9]. Solche Anrisse können beispielsweise bei unsachgemäß ausgeführten Brennschnitten entstehen. Brennschnitte müssen aufgrunddessen sofort durch aluminothermisches Schweißen

aufgelöst werden oder dürfen nur langsam befahren werden. Die Mißachtung dieser Erkenntnis führte als wesentliche Ursache in den USA im Jahre 1983 zu einem schweren Entgleisungsunfall mit Personenschaden [8]. Eine Senkung der herstellungsbedingten Eigenspannungen wirkt sich auch in einer Steigerung der Sicherheit gegen solche Längsrißschäden aus.

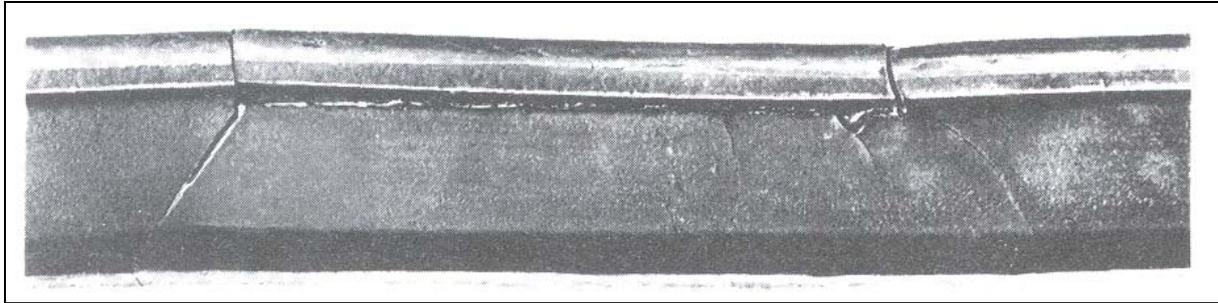


Bild 6: Schienenlängsriß (entnommen aus [6])

3. Möglichkeiten zur Senkung der Eigenspannungen

Da die Höhe der Eigenspannungen im Wesentlichen vom Kraftaufwand in der Richtmaschine und dieser wiederum vom Geradheitszustand der Schienen vor dem Richten abhängig ist, müssen alle Möglichkeiten ausgeschöpft werden, um diesen zu verbessern. Bei der NMH Stahlwerke GmbH geschieht dies durch eine sorgfältige Überwachung des Walzprozesses und besondere Maßnahmen während des Abkühl- und Umwandlungsvorganges. Eine dem Richten nachfolgende Glühbehandlung zum Spannungsabbau kommt aus wirtschaftlichen Gründen nur bei Sondergütern in Frage, die zum Erreichen ihrer technologischen Eigenschaften sowieso einer Wärmebehandlung unterzogen werden sollten, was bei den üblichen perlitischen Gütern nicht der Fall ist.

Mit dem Ziel der Verringerung der beim Richtprozeß unvermeidlichen Eigenspannungen wurden bei der NMH Stahlwerke GmbH umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Bild 7 zeigt eine Skizze der verwendeten vertikalen Rollenrichtmaschine (in der nachgeschalteten horizontalen Richtmaschine wird der Eigenspannungszustand nicht mehr wesentlich verändert).

Die Maschine selbst trägt sieben Richtrollen mit einem Durchmesser von 1000 mm, wobei die Einlauf- und die Auslaufrolle für den Richtprozeß mit herangezogen werden können, so daß die Richtarbeit auf neun Rollen verteilt werden kann. Die Abstände der Rollen zueinander können im Bereich von 1350 bis 1800 mm variiert werden.

Die Bestimmung der Eigenspannungen erfolgte nach einem Zerlegeverfahren². Hierzu werden auf einem 1 m langen Schienenstück in der Mitte der Fahrfläche, in der Mitte der Fußunterseite sowie auf beiden Stegseiten insgesamt vier Dehnungsmeßstreifen (DMS) aufgeklebt und der Bereich um die DMS freigeschnitten. Die dabei auftretenden Längs- und Querdehnungen ε_l und ε_q sind über den Elastizitätsmodul E und die Querkontraktionszahl μ mit den freiwerdenden Eigenspannungen σ_l und σ_q verknüpft.

² In [1] ist ein entsprechendes Verfahren für den Schienenfuß vorgesehen.

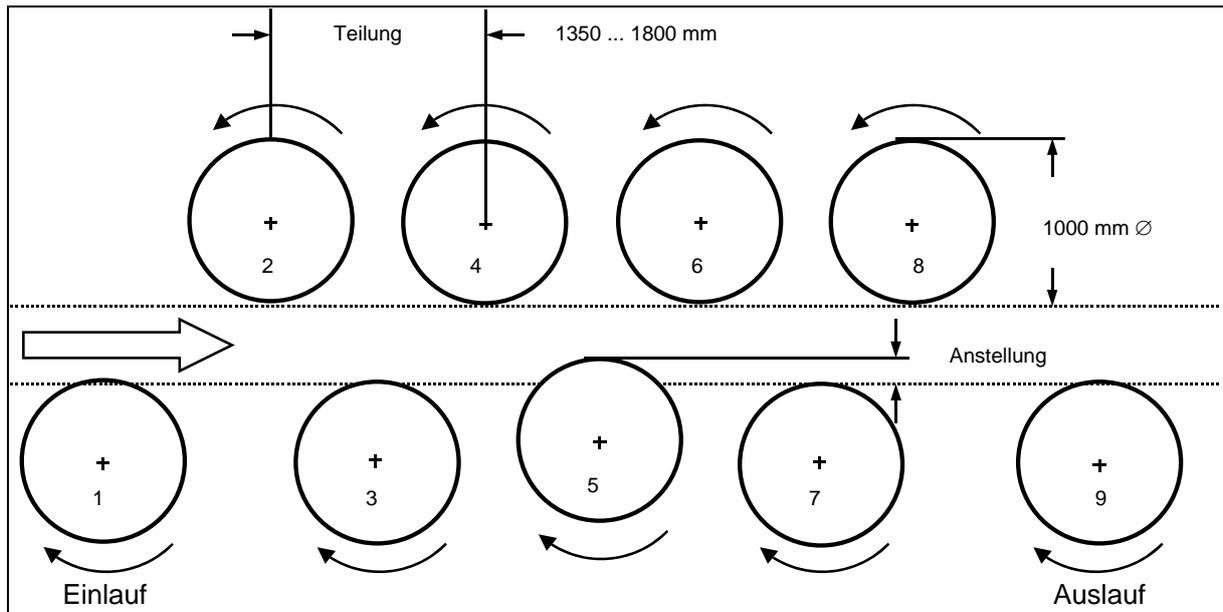


Bild 7: Skizze der vertikalen Rollenrichtmaschine. Als Anstellung wird das Wegmaß bezeichnet, um welches der freie Durchlauf der Schiene verengt wird.

Es ist festzustellen, daß die beim Rollenrichten stets auftretende Verkürzung der Schienen mit den nach der beschriebenen Methode zu ermittelnden Eigenspannungen korreliert ist, wie Bild 8 zeigt.

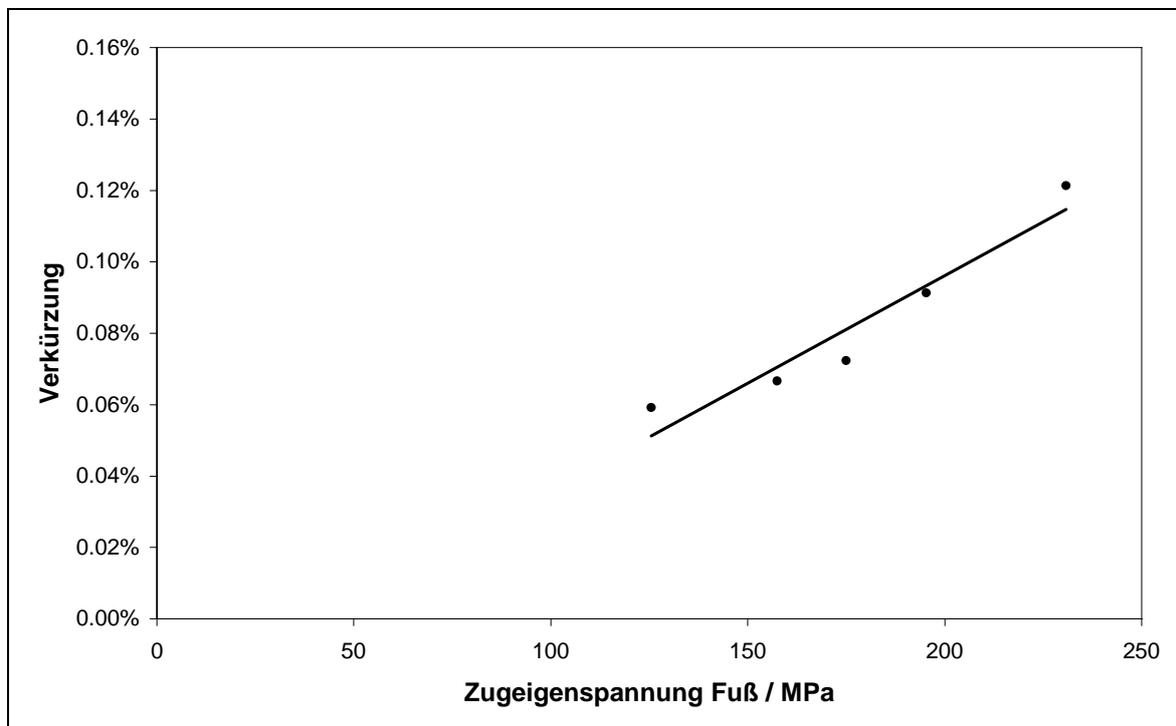


Bild 8: Zusammenhang zwischen Längseigenspannung im Schienenfuß und relativer Schienenverkürzung

Der Grund hierfür liegt in dem unter der Berührungsfläche der Schiene mit der Richtrolle herrschenden räumlichen Spannungszustand: die plastische Biegestauchung ist stets größer als die plastische Biegestreckung, weswegen sich mit jeder Biegung Kopf bzw. Fuß gegen-

über dem Steg verkürzen [2]. Die Schienenverkürzung kann somit als geeignetes, leicht zu ermittelndes Maß für die Höhe der Längseigenstressen betrachtet werden.

Die Richtversuche bei der NMH Stahlwerke GmbH basieren im Wesentlichen auf theoretischen Überlegungen und Simulationsrechnungen, die am Institut für Maschinen- und Antriebstechnik der Otto v. Guericke - Universität Magdeburg durchgeführt wurden [10]. Ergebnis der Versuche ist die Erkenntnis, daß

- die Höhe der resultierenden Eigenstressen mit zunehmendem Abstand der Richtrollen zueinander sinkt und
- für einen gegebenen Rollenabstand mehrere Sätze von Anstellmaßen existieren, die zu einer ausreichenden Geradheit der Schiene führen.

Der Einfluß des Richtrollenabstandes auf das Eigenstressniveau und die damit einhergehende Schienenverkürzung ist im Bild 9 wiedergegeben. Eine Vergrößerung des Rollenabstandes von 1350 auf 1800 mm hat demnach eine Eigenstressverringerung um ca. 20% zur Folge.

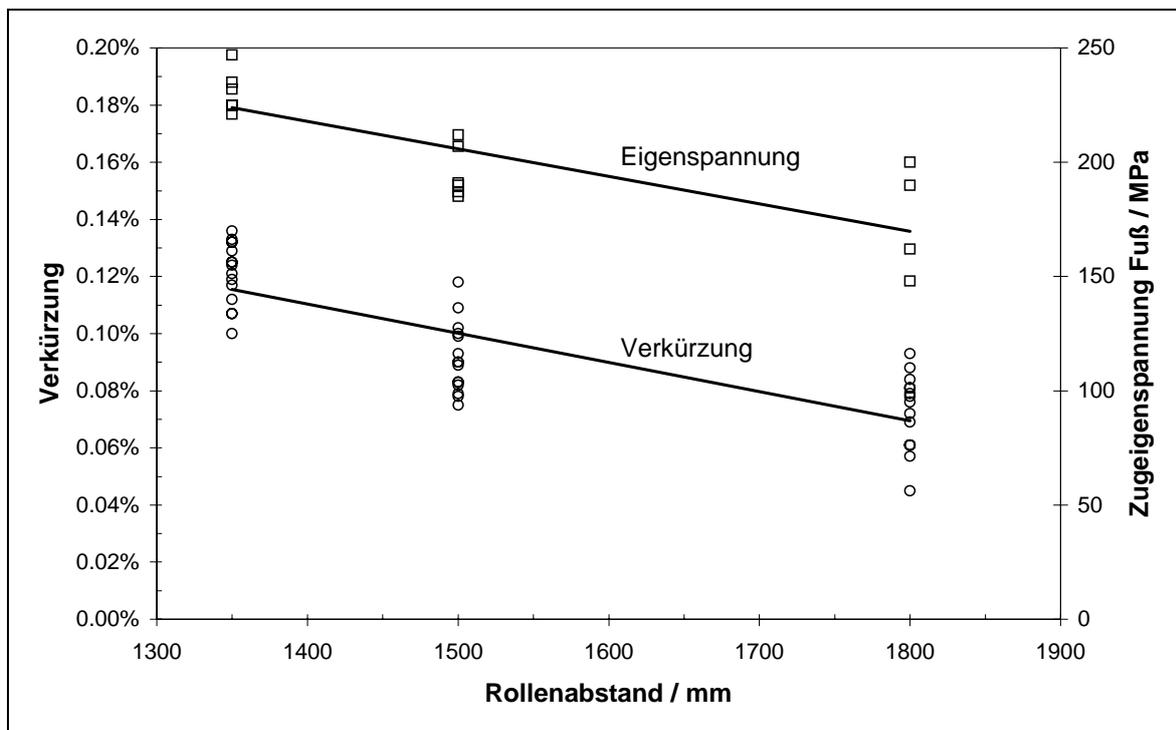


Bild 9: Einfluß des horizontalen Richtrollenabstandes auf die Eigenstressen im Schienenfuß und die Schienenverkürzung

Bei einem horizontalen Richtrollenabstand von 1500 mm wurden die Anstellwerte der unteren Richtrollen einschließlich Ein- und Auslaufrolle variiert³. Dabei wurde ein Satz von Anstellmaßen gefunden, mit welchem bei gleichbleibend guter Geradheit eine deutliche Absenkung der Eigenstressen in Kopf und Fuß erreicht wurde. Dies ist vor allem auf eine deutliche Verminderung der erforderlichen Richtkräfte zurückzuführen. Die Verteilung der Längseigenstressen über die Schienenhöhe, die sich durch den optimierten Richtprozeß ergibt, zeigt Bild 10:

³ Aufgrund eines laufenden Schutzrechtsverfahrens können die exakten Anstellwerte an dieser Stelle nicht genannt werden.

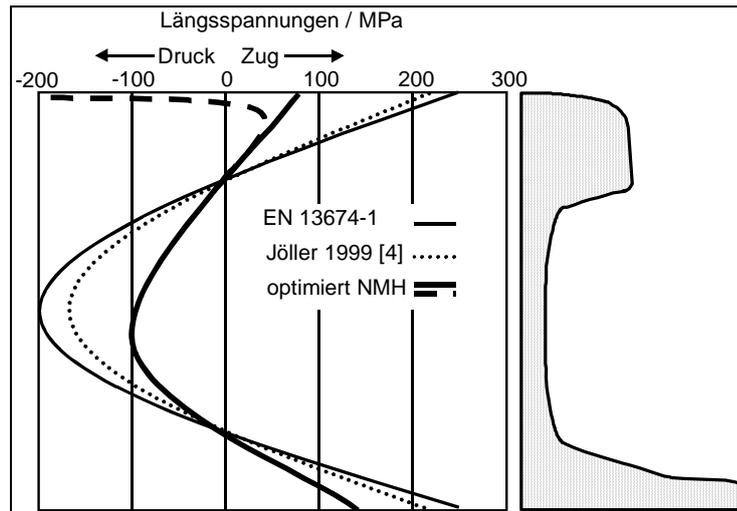


Bild 10: Eigenspannungsverteilung für den optimierten (dicke Linie) im Vergleich zum herkömmlichen Richtprozeß. Es ist zu erwarten, daß sich nach Befahren der gestrichelte Verlauf einstellen wird.

Unter Anwendung dieser Erkenntnisse zur geeigneten Einstellung der Richtmaschine ist die NMH Stahlwerke GmbH in der Lage, die Eigenspannungen in gerichteten Schienen niedrig zu halten. Im Falle von Schienen des Profils UIC 60 der Güte 900 konnten bei einem Rollenabstand von 1500 mm die Längszugeigenspannungen im Schienenfuß auf Werte von ca. 120 MPa und im Kopf auf ca. 90 MPa gesenkt werden. Bei einer Vergrößerung des Rollenabstandes auf 1800 mm ist nach Bild 9 eine weitere Senkung der Eigenspannungen zu erwarten; diesbezügliche Versuche sind in Vorbereitung. Überdies ist es möglich, je nach den Anforderungen an die Schiene eine gezielte unsymmetrische Eigenspannungsverteilung einzustellen. So kann das Maximum der Zugeigenspannung in Fällen, bei denen Shelling zu befürchten ist, in den Fuß verlagert werden; wird hingegen ein starker Verschleiß erwartet, ist eine Verteilung günstiger, bei der im Fuß der geringere Eigenspannungsanteil vorliegt.

Die auf dem Gebiet des Rollenrichtens bei der NMH Stahlwerke GmbH erreichten Ergebnisse machen eine gezielte Beeinflussung des Eigenspannungsniveaus in Schienen möglich. Mit Blick auf das zur kritischen Rißlänge (siehe Bild 4) Gesagte kann damit von einem deutlichen Gewinn für die Sicherheit im Zugverkehr gesprochen werden.

Schrifttum

- [1] E DIN EN 13674-1:1999-09: Bahnanwendungen – Oberbau – Schienen - Teil 1: Symmetrische Breitfußschienen ab 46 kg/m.
- [2] Guericke, W., Weiser, J., Schmedders, H. und Dannenberg, R.: Ursachen von Schienen-Eigenspannungen infolge Rollenrichtens und Beitrag zur Verringerung. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau **46** (1997), S. 655...662.
- [3] Jericho, E.: Schienen mit geringeren Eigenspannungen. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau **46** (1997), S. 663...666.
- [4] Jöller, A.: Development Of Residual Stresses During Straightening Of Rails. Mitteilung der VOEST-ALPINE SCHIENEN GmbH & CO KG, Donawitz, Österreich.

- [5] Esveld, C.: Modern Railway Track. MRT-Productions, Duisburg 1989.
- [6] Deutsche Bundesbahn: Merkblatt für Schienenfehler. DS 820/I/4A Sonderdruck, 1987.
- [7] Schweitzer, R. und Heller, W.: Reißfähigkeit, Eigenspannungen und Bruchfähigkeit von Schienen. Tech. Mitt. Krupp, Werksber. **39** (1981) S. 33...41.
- [8] Eisenmann, J., Flügge, J., Heller, W. u. Schweitzer, R.: Einfluß des Brennschneidens auf längsverlaufende Risse in Schienen. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau **37** (1988), S. 679...685.
- [9] Heller, W. u. Beck, G.: Das Umwandlungsverhalten der Schienenstähle und Folgerungen für das Schweißen und Brennschneiden. Arch. Eisenhüttenwes. **39** (1968), S. 375...386.
- [10] Weiser, J.: Analyse der Eigenspannungsentstehung beim Rollenrichten von Schienen. Dissertation, Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg 1997.

Spannungsintensitätsfaktoren für Risse in Schienen

Dr.-Ing. Grigori Boudnitski und Prof. Dr.-Ing. habil. Karl-Otto Edel
Fachhochschule Brandenburg – University of Applied Sciences
D-14770 Brandenburg an der Havel, BR Deutschland

1. Das Versagen von Schienen durch Rißausbreitung

Eisenbahnschienen sind während ihrer Nutzung sowohl den Einwirkungen der Radkräfte, als auch den Einwirkungen der Temperatur ausgesetzt. Die unzulässigen Betriebszustände, die sich in Abhängigkeit von der Temperatur ergeben können, sind im Sommer Gleisverwerfungen, im Winter Schienenbrüche. In Abhängigkeit von der Größe des Streckennetzes und dem Zustand der Gleise muß bei den Bahnverwaltungen damit gerechnet werden, daß Hunderte bis Tausende von Fälle pro Jahr auftreten, bei denen Schienenauswechslungen vorgenommen werden müssen oder gar Schienenbrüche auftreten. Wenn auch die meisten Schienenbrüche bei den europäischen Eisenbahnen im Temperaturbereich um oder etwas oberhalb von 0°C auftreten, dem typischen Mittelwert der Jahres- bzw. der Wintertemperaturen, so muß damit gerechnet werden, daß umso mehr Schienenbrüche pro Tag auftreten, je niedriger die Luft- bzw. die Schientemperatur ist. Diese innerhalb einer kurzen Zeitperiode gehäuft auftretenden Brüche verursachen eine extreme Beeinträchtigung des Schienenverkehrs und der Verkehrssicherheit.

Um das Bruchverhalten der durch Risse unterschiedlich geschädigten Schienen zu analysieren, sind bei der ehemaligen Deutschen Reichsbahn umfassende statistische Untersuchungen durchgeführt worden [1]. Dem Ergebnis dieser Untersuchungen zufolge müssen Brüche infolge quer- und längsverlaufende Risse voneinander unterschieden werden. Während sich bei letzteren auf das Bruchverhalten im wesentlichen nur die im Laufe des Jahres unterschiedliche Temperatur und die damit zusammenhängenden Zähigkeitseigenschaften auswirken, müssen beim Bruch von Schienen mit querverlaufenden Rissen zusätzlich noch als wesentliche Einflußgröße die im Winter auftretenden Temperaturzugkräfte berücksichtigt werden. Da der Anteil der Schienenbrüche durch Längsrisse im allgemeinen zahlenmäßig gering ist, wenn auch die Folgen durch Längsrisse beträchtlich sein können, wird in der vorliegenden Untersuchung das Augenmerk auf Querrisse im Kopf und Fuß von Eisenbahnschienen gelenkt.

Bei konventionellen Festigkeitsanalysen und –nachweisen auf der Grundlage der mechanischen Spannungen als Maß der Beanspruchung wird das Vorhandensein rißartiger Defekte ausgeschlossen. Um aus bruchmechanischen Analysen quantitative Schlußfolgerungen auf die Belastbarkeit und die Restnutzungsdauer rißgeschädigter Eisenbahnschienen ziehen zu können, müssen alle wesentlichen Spannungen, d.h. die dynamischen, zeitlich schnell veränderlichen Spannungen infolge der Radkräfte, die quasi-statischen, lang- oder mittelfristig veränderlichen Spannungen infolge der Einwirkung der Temperatur sowie die statischen Spannungen infolge des Verlegens und die in Schienen und Schienenschweißungen vorhandenen Eigenspannungen berücksichtigt werden.

Die Maximalwerte der für Querrisse im Kopf und im Fuß von Schienen wesentlichen Biegespannungen lassen sich gemäß der Idealisierung der Schiene nach Winkler als nachgiebig gelagerter Biegeträger (vgl. z.B. [2]) bestimmen zu

$$\sigma_{b \max} = \frac{M_b(x)}{W_{b \text{Kopf}} / F_{\text{Fu\ss}}} \quad \text{mit} \quad M_b(x) = \frac{F_{\text{Rad dyn}} \cdot L}{4} \cdot e^{-x/L} \cdot \left(\cos \frac{x}{L} - \sin \frac{x}{L} \right)$$

für $x \geq 0$ mit L als dem Grundwert. Die im Schienenquerschnitt im wesentlichen konstanten Temperaturspannungen ergeben sich zu

$$\sigma_T = \frac{F_N(T)}{A} = -E \cdot \alpha \cdot (T_S - T_0).$$

Mit Hilfe dieser nominellen Spannungen in der rißfreien Schiene lassen sich mit Hilfe der Irwin-Williams- bzw. Sneddon-Gleichungen der Art

$$\sigma(r, \vartheta) = \frac{K}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot r}} \cdot f(\vartheta)$$

die Spannungen in der unmittelbaren Umgebung der Rißspitze (siehe Bild 1) in Abhängigkeit der Polarkoordinaten r und ϑ angeben. In der obigen Gleichung ist der Faktor K der sogenannte Spannungsintensitätsfaktor, der die Wirkungen der Bauteilbeanspruchung, der Bauteilbelastung und der Rißgeometrie berücksichtigt. Während die Spannungen selbst als Maß der Beanspruchung rißgeschädigter Bauteile wegen der Singularität der Spannungen an der Rißspitze nicht mehr sinnvoll verwendbar sind, stellen die Spannungsintensitätsfaktoren K das Maß der Beanspruchung des Werkstoffs in unmittelbarer Nähe der Rißspitze dar.

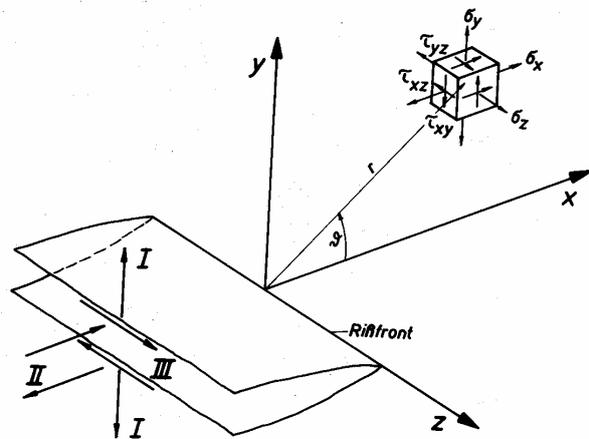


Bild 1: Spannungen am Werkstoffelement in der Umgebung der Rißspitze bei Wirkung der Rißöffnungsarten I, II und III [3].

Üblicherweise werden die Spannungsintensitätsfaktoren in der folgenden normierten Form angegeben

$$K = \sigma_{\text{nom.}} \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot f,$$

wobei der Korrekturfaktor f , der häufig auch als Y bezeichnet wird, den Einfluß der Geometrie des Bauteils, der Geometrie des Risses, die Spannungsverteilung in der Umgebung des Risses und die gewählte Nominalspannung berücksichtigt.

Gemäß den Verschiebungsmöglichkeiten der Rißufer können die (resultierenden) Spannungsintensitätsfaktoren K_I nur positive Werte entsprechend dem Auseinanderziehen der Rißflächen haben. Beim Zusammendrücken der Rißflächen gelten die angegebenen Beziehungen nicht, da dann die Singularität der Spannungen an der Rißspitze unwirksam ist und Spannungsintensitätsfaktoren K_I nicht definiert sind. Aus Teilbelastungen sich ergebende negative Spannungsintensitätsfaktoren K_I sind allerdings möglich, wenn der resultierende Wert des Spannungsintensitätsfaktors K_I positiv ist.

Entsprechend dem für Spannungen geltenden Superpositionsprinzip können Spannungsintensitätsfaktoren gleicher Rißöffnungsart zusammengefaßt werden, so z.B.

$$K_I = \sum_i K_{I,i}$$

Das Zusammenfassen von Spannungsintensitätsfaktoren unterschiedlicher Riffnungsart ist hnlich wie bei Normal- und Schubspannungen direkt nicht mglich. Die Wirkungen berlagerter unterschiedlicher Riffnungsarten lassen sich nur ber bestimmte Hypothesen mit Hilfe von Energieausdrcken erfassen.

Die Gre der Spannungsintensittsfaktoren ergibt sich in SI-Einheiten zu $N/m^{3/2}$. blich ist bei meist werkstofftechnisch orientierten Untersuchungen die Einheit $MPa \cdot \sqrt{m}$, whrend bei ingenieurtechnischen Anwendungen die Einheit $N/mm^{3/2} = MPa \cdot \sqrt{mm}$ oftmals bevorzugt wird, da Krfte in N und Bauteil- bzw. Riabmessungen in mm angegeben werden.

Spannungsintensittsfaktoren fr mehr oder weniger stark idealisierte Rikonfigurationen lassen sich u.a. aus publizierten Katalogen fr Spannungsintensittsfaktoren anhand der dort wiedergegebenen Beziehungen bestimmen. Die u.U. gravierenden Auswirkungen der Bauteil- und Riidealisierung stark profilierter Trger sind dem nebenstehenden Bild 1 (nach [4]) zu entnehmen. Angesichts solcher extremen Unterschiede fr die verschiedenen Idealisierungen erscheint der Aufwand einer FEM-Berechnung der Spannungsintensittsfaktoren fr Risse in Eisenbahnschienen gerechtfertigt, um bei Kenntnis der zutreffenden Spannungsintensittsfaktoren bruchmechanische Analysen innerhalb einer angemessenen kurzen Zeit durchfhren zu knnen.

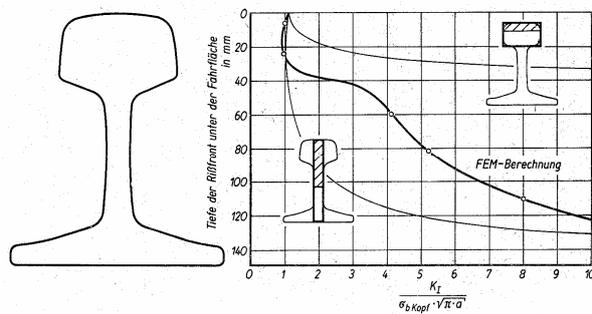


Bild 2: Spannungsintensittsfaktoren fr einen Querriss an der Fahrflche einer biegebeanspruchten Schiene gem der Idealisierung als Zug-Biege-Trger mit Kantenri bzw. nach FEM-Berechnungen von Kuna [5].

2. Idealisierung der Risse in Eisenbahnschienen

Die in Eisenbahnschienen vorhandenen Risse mssen fr bruchmechanische Analysen idealisiert werden, wobei die realen Risse durch einen idealisierten Ri eingehllt werden, damit die berechneten Spannungsintensittsfaktoren des realen Risses nicht kleiner sind als die des idealisierten Risses. Mitunter werden auch eng benachbarte Risse durch einen einzigen idealisierten Ri eingehllt. Fr Risse dicht

Bruch ohne erkennbaren Ausgangspkt.	Ri/Bruch an Anschweifungen	Bruch beider Laschen	Querriss an der Fahrflche	innerer Kopfquerriss
vertikaler Kopf­lngsri	horizontaler Kopf­lngsri	Stegquerriss	vertikaler Steg­lngsri	horizontaler Steg­lngsri
schrger Stegri	schrger Stegbohrungsri	horizontaler Stegbohrungsri	Fuquerriss	Fulngsri

Bild 3: Idealisierte Risse in Eisenbahnschienen.

unter der Oberfläche des Bauteils werden mitunter die noch nicht durchgerissenen Bereiche zwischen Riß und Oberfläche auch dem idealisierten Riß zugeschlagen.

Die Vielzahl der für Eisenbahnschienen typischen Risse zeigt das vorstehende Bild 3. Die Querrisse im Kopf und im Fuß der Eisenbahnschienen sind durch die Darstellungen im Bild 3 jedoch noch nicht ausreichend charakterisiert. Reale Ansichten rißgeschädigter bzw. gebrochener Schienen und Schienenschweißungen zeigt das Bild 4.



Bild 4: Ansichten von rißgeschädigten Schienenschweißungen und durch Rißbildung im Kopf gebrochener Schienen bzw. Schienenschweißungen.

Um Spannungsintensitätsfaktoren für Querrisse im Kopf und im Fuß von Eisenbahnschienen mit Hilfe von FEM-Berechnungen zu bestimmen, ist es zweckmäßig, die Kontur der einhüllenden Risse als elliptisch, als kreisförmig und im Extrem als gerade anzunehmen.

3. Spannungsintensitätsfaktoren für das Schienenprofil R65

3.1. Relevante Einflußgrößen

Die wesentlichen Einflüsse auf das Verhalten in den Gleisen vorhandener rißartiger Schienenfehler lassen sich durch die mit der Höhenkoordinate linear veränderlichen Biegespannungen (mit Zugspannungen im Schienenfuß, aber auch mit Zugspannungen im Schienenkopf infolge der sogenannten negativen Biegung), durch die über den Schienenquerschnitt konstant verteil-

ten Temperaturspannungen und die über die Höhe veränderlichen Eigenspannungen berücksichtigen.

Neben diesen grundsätzlich unterschiedlich verteilten nominellen Spannungen hat auch der Riß selbst eine wesentliche Auswirkung auf das Verhalten der rißgeschädigten Schienen, nämlich durch den Ort der Rientstehung, d.h. im Inneren der Schiene oder an seiner Oberfläche, und die sich ausbildende Riform. Zwar wurden in der Bruchmechanik vielfältige Anstrengungen unternommen, die sich mit der Größe wachsender Risse verändernden Riformen zu berechnen, doch erscheint es wenig sinnvoll, einen ganz bestimmten Riß hinsichtlich seines individuellen Rißgrößen- und -formwachstums zu analysieren. Effektiver ist es, die in der betrieblichen Realität vorhandenen Risse zu idealisieren und bruchmechanische Analysen mit Hilfe dieser idealisierten Riformen vorzunehmen.

Begrenzt werden die Berechnungen in der vorliegenden Untersuchung auf die Berechnung von Spannungsintensitätsfaktoren für Querrisse im Kopf und Fuß von Eisenbahnschienen mit symmetrischem Schienenprofil. Die Behandlung unsymmetrischer Schienenprofile (Schienenprofile mit starkem Fahrkantenverschleiß und Zungenschienenprofile) ist ebenfalls möglich, doch wegen der dabei zu berücksichtigenden schiefen Biegung komplizierter.

Da den Autoren für die Schienenprofile R65 die meisten Ausgangsdaten für bruchmechanische Berechnungen der Spannungsintensitätsfaktoren, nämlich die Form der Schiene und vor allem die in den Schienen vorhandenen Eigenspannungen vorliegen, werden die Berechnungen beispielhaft für dieses Schienenprofil vorgenommen.

Im Rahmen dieser Untersuchungen werden die Einflüsse der Kontaktbeanspruchung zwischen Fahrfläche der Schiene und der Lauffläche der Räder nicht berücksichtigt.

3.2. Der Einfluß der Riform im Schienenkopf auf die Spannungsintensitätsfaktoren

Querrisse im Kopf von Eisenbahnschienen lassen sich entsprechend den Gepflogenheiten in der Bruchmechanik in unterschiedlicher Weise idealisieren. Die einfachste Art ist dabei, einen von der Fahrfläche ausgehenden oder bis zur Fahrfläche reichenden Riß durch eine horizontale Rißfront zu charakterisieren. In der Realität wird die Rißfront jedoch mehr oder weniger gekrümmt sein.

Die Auswirkungen der Art der Rifrontkrmmung sind in einer ersten Analyse für zugbeanspruchte Schienen betrachtet worden. Für eine vorgegebene Rißtiefe von 25 mm sind Spannungsintensitätsfaktoren für Rißfronten von der Geraden über Ellipsen mit unterschiedlichen Halb-

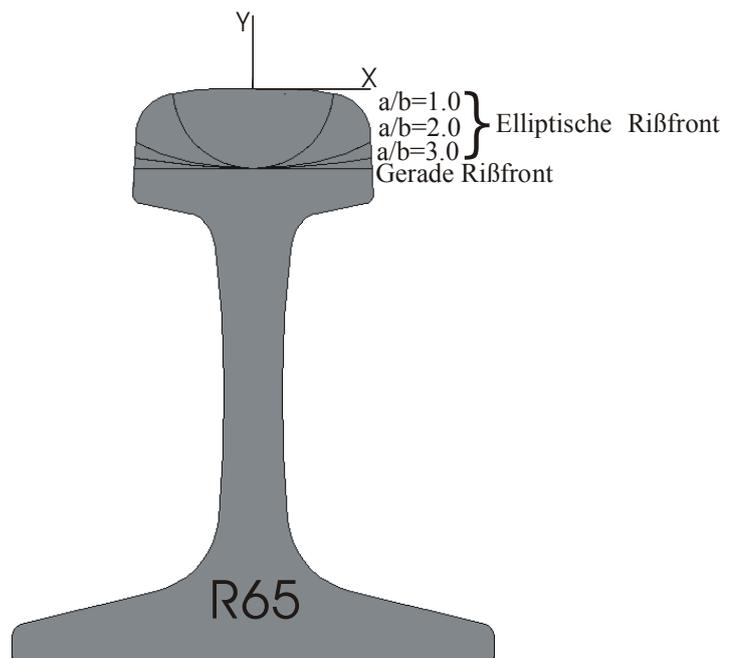


Bild 5: Variation der Form von der Fahrfläche ausgehender Querrisse im Kopf von Eisenbahnschienen R65.

messern bis zum Halbkreisriß (siehe Bild 6) berechnet worden. Die im Bild 6 dargestellten Berechnungsergebnisse zeigen, daß die Rißfronten nicht gleichmäßig beansprucht sind. Je nach Rißfrontgeometrie ist der tiefste Punkt der Rißfront unter der Fahrfläche oder der Durchstoßungspunkt der Rißfront mit der Fahrfläche am höchsten beansprucht. Während der Halbkreisriß die geringste Beanspruchung verursacht und nach zur Fahrfläche hin zunimmt, bewirkt die Idealisierung mittels einer geraden Rißfront die höchste Werkstoffbeanspruchung mit einem geringen Abfall nach den außen, d.h. näher zur Fahrfläche liegenden Rißbereichen. Die elliptischen Rißfronten liegen zwischen den betrachteten extremen Rißgeometrien.

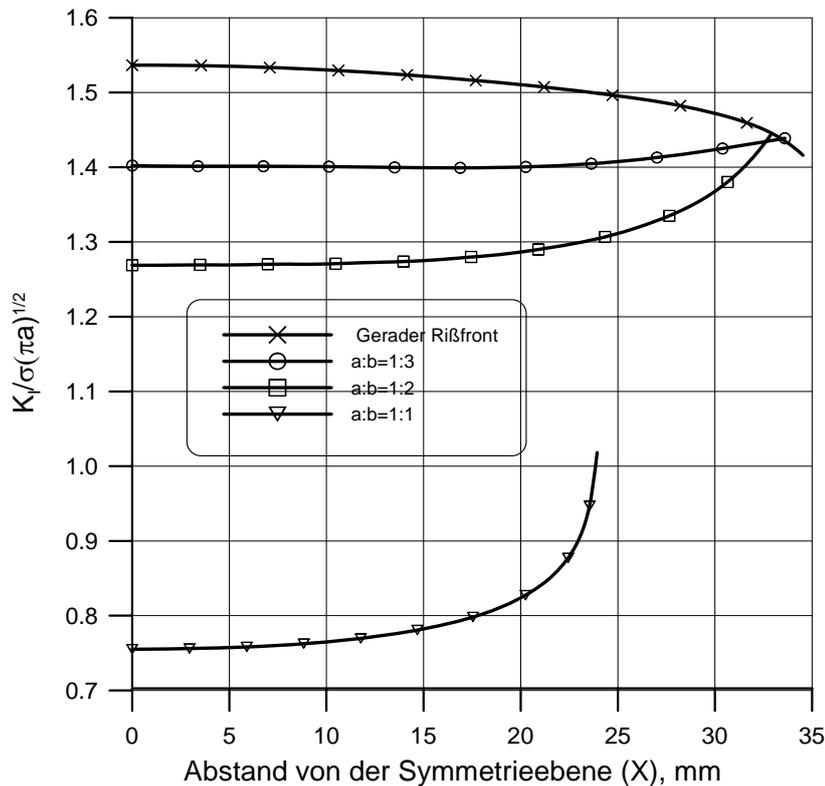


Bild 6: Spannungsintensitätsfaktoren für Fahrflächenquerrisse von 25 mm Rißtiefte mit unterschiedlicher Rißfrontform in zugbeanspruchten Eisenbahnschienen R65.

Vergleichbare frühere FEM-Berechnungen der Spannungsintensitätsfaktoren liegen vor für die Schienenprofile R65 und S49 (vgl. Bild 2) von Kuna [5] für von der Fahrfläche ausgehende Schienenkopfquerrisse mit horizontaler Rißfront. Unterschiede zu den durchgeführten Berechnungen bestehen insofern, als von Kuna ein quasi-ebenes FEM-Modell verwendet wurde, bei dem die Schienendicke durch einen erhöhten Elastizitätsmodul berücksichtigt wurde. Aus einem solchen quasi-ebenen Modell läßt sich natürlich nicht die Veränderung des Spannungsintensitätsfaktors entlang der Rißfront erfassen, wie es bei dem hier verwendeten dreidimensionalen Modell der Fall ist.

3.3. Der Einfluß der Rißtiefte im Schienenkopf auf die Spannungsintensitätsfaktoren

Die Werkstoff- bzw. Rißfrontbeanspruchung nimmt mit der Größe des Risses üblicherweise zu. Bei Eisenbahnschienen ist insbesondere der Übergang der Rißfront vom Schienenkopfbereich in den Bereich des Schienensteges insofern bedeutsam, als mit dem Übergang der Rißfront von dem breiten Schienenkopf in den schmalen Schienensteg die Rißfrontbeanspruchung drastisch zunimmt. Die Erhöhung der Werkstoffbeanspruchung in diesem Schienenpro-

filbereich ist dafür verantwortlich, daß Ermüdungsrisse in den meisten Fällen kritisch werden und zum Versagen durch Bruch führen, bevor der Riß sich in den Steg ausgebreitet hat.

FEM-Berechnungsergebnisse der Spannungsintensitätsfaktoren für Fahrflächenquerrisse mit gerader, horizontaler Rißfront in Schienen R65 sind im folgenden Bild 7 wiedergegeben.

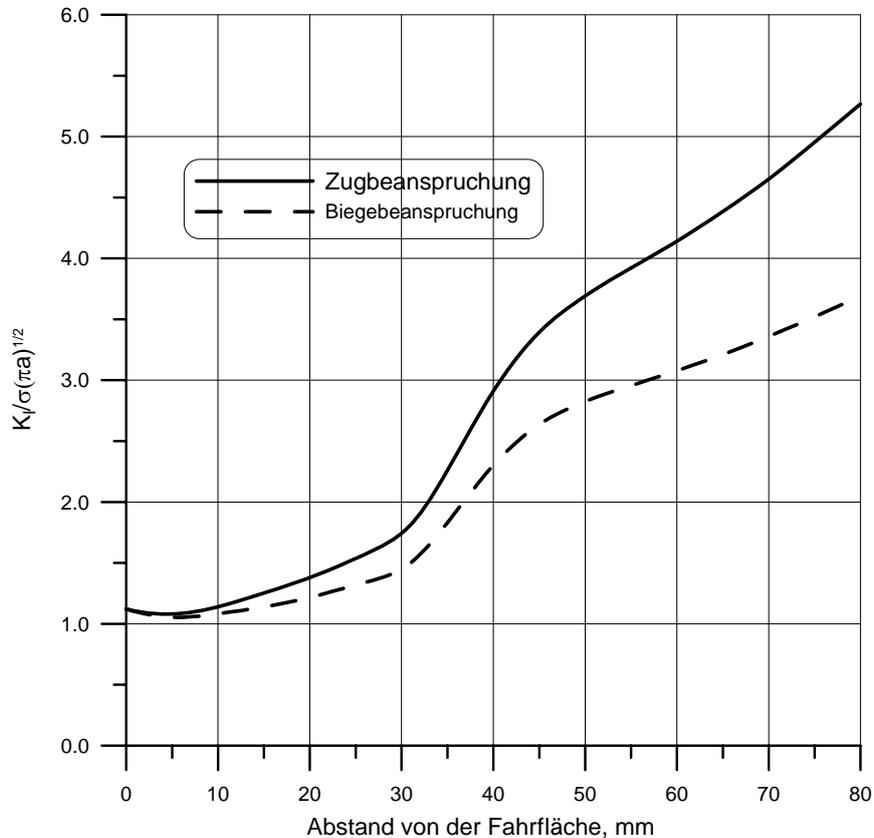


Bild 7: Maximale Spannungsintensitätsfaktoren für Fahrflächenquerrisse unterschiedlicher Rißtiefe mit gerader, horizontaler Rißfront in zugbeanspruchten und im Kopf biegezugbeanspruchten Eisenbahnschienen R65.

Wenn auch aus den Berechnungsergebnissen ersichtlich ist, daß die normierten Spannungsintensitätsfaktoren für die homogene Zugbeanspruchung merklich größer sind als für die Biegezugbeanspruchung des Schienenkopfes unter der Wirkung des negativen Biegemomentes, so muß für praktische Belange jedoch berücksichtigt werden, daß sich beide Beanspruchungsarten in Abhängigkeit von der Temperaturdifferenz (zwischen der betrachteten Extremtemperatur und der Verspannungstemperatur) und der dynamischen Radkraft superponieren.

3.4. Der Einfluß des Verschleißes auf die Spannungsintensitätsfaktoren für Kopfquerrisse

Eisenbahnschienen sind im Verlauf ihrer Nutzungsdauer infolge der ständig auf die Fahrfläche und auf die Fahrkante einwirkenden Schienenfahrzeuigrder einem zunehmenden Verschleiß ausgesetzt. berschreitet die Größe des Schienenkopfverschleies das zulässige Maß, so sind die Schienen aus dem Gleis auszubauen und zu ersetzen; unter Umständen können die verschlissenen Schienen in Gleisen untergeordneter Bedeutung weiterverwendet werden. Zeigen gebrochene Schienen im allgemeinen einen relativ geringen Verschleiß, so kann in Ausnahmefälle der Vertikalverschleiß auch bis zu 16 mm und mehr betragen [6]

Unterschiedliche Kriterien für rißartige Defekte in Schienen unterschiedlicher Wichtigkeit sind u.a. von der ehemaligen DB her bekannt [7], doch erfolgten die derartigen Festlegung

bisher rein empirisch. Mit Hilfe bruchmechanischer Berechnungen, Analysen und Bewertungen ist aber auch das Verhalten rißgeschädigter verschlissener Schienen vorhersagbar.

Ergebnisse der FEM-Berechnungen von Fahrflächenquerrissen in unterschiedlich verschlissenen Schienen R65 sind in dem folgenden Bild 8 wiedergegeben.

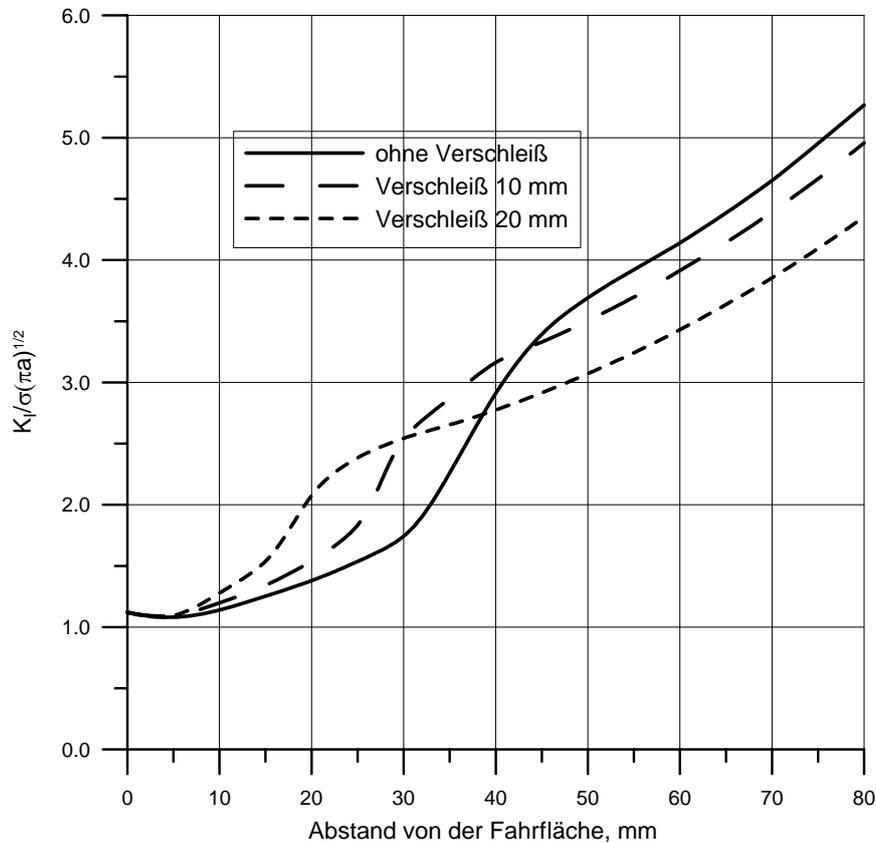


Bild 8: Maximale Spannungsintensitätsfaktoren für Fahrflächenquerrisse unterschiedlicher Rißtiefe mit gerader, horizontaler Rißfront in zugbeanspruchten Eisenbahnschienen R65 mit unterschiedlichem Verschleißzustand (neue Schiene, 10 mm und 20 mm Vertikalverschleiß).

3.5. Der Einfluß der Eigenspannungen auf die Spannungsintensitätsfaktoren für Kopfquerrisse

Den in den Eisenbahnschienen vorhandenen Eigenspannungen kommt hinsichtlich des Rißwachstums- und des Bruchverhaltens eine recht große Bedeutung zu. Jedoch sind empirische Kriterien zur Bewertung des Verhaltens von Rissen, die die Eigenspannungen berücksichtigen, nur von Schienen einerseits und von Schienenschweißungen andererseits her bekannt.

Sollen die Eigenspannungen in die bruchmechanische Bewertung des Verhaltens von Rissen in Eisenbahnschienen einbezogen werden, so müssen die entsprechenden Spannungsintensitätsfaktoren bekannt sein. Damit diese jedoch berechnet werden können, müssen die Verteilungen der nominellen Eigenspannungen im Schienenquerschnitt (rißfreier Schienen) mit Hilfe von Messungen vorher ermittelt werden.

Die Einflüsse, die bei der Analyse der Auswirkungen der Eigenspannungen berücksichtigt werden müssen, sind neben der Form des Schienenprofils die technologische Behandlung der Schienen (gewalzt, gerichtet, wärmebehandelt) und der Nutzungszustand, d.h. Neuzustand

bzw. im Betrieb beanspruchte Schiene mit verändertem Eigenspannungszustand im Bereich der Fahrfläche. Die Ausgangswerte zur Analyse des Einflusses der Eigenspannungen in Eisenbahnschienen R65 sind in den beiden folgenden Bildern wiedergegeben [8].

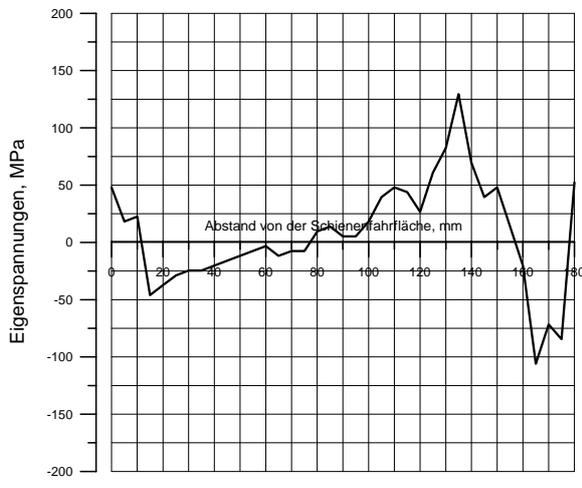


Bild 9: Die Verteilung der längsgerichteten Eigenspannungen in thermisch unbehandelten, gerichteten Eisenbahnschienen R65 (Neuzustand).

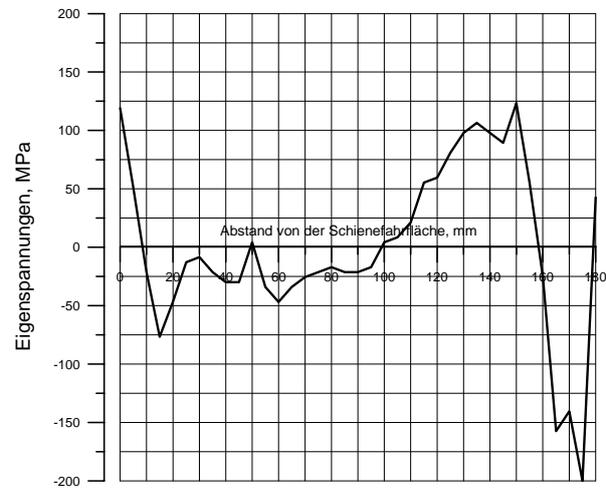


Bild 10: Die Verteilung der längsgerichteten Eigenspannungen in kopfvergüteten Eisenbahnschienen R65 (Neuzustand).

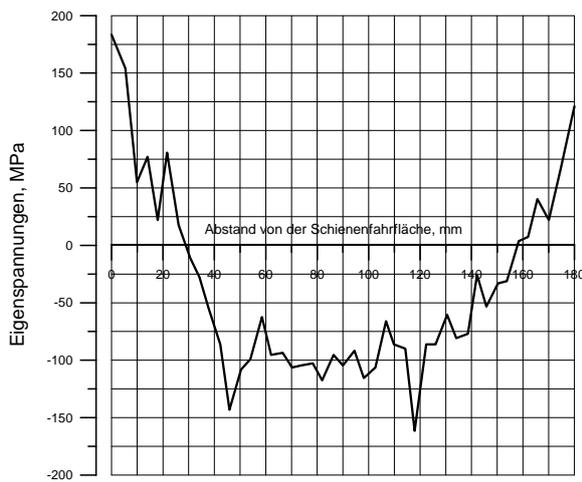


Bild 11: Die Verteilung der längsgerichteten Eigenspannungen in vergüteten Eisenbahnschienen R65 (Neuzustand).

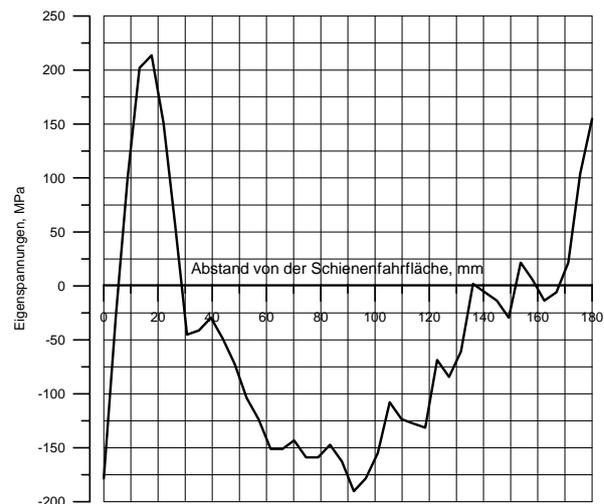


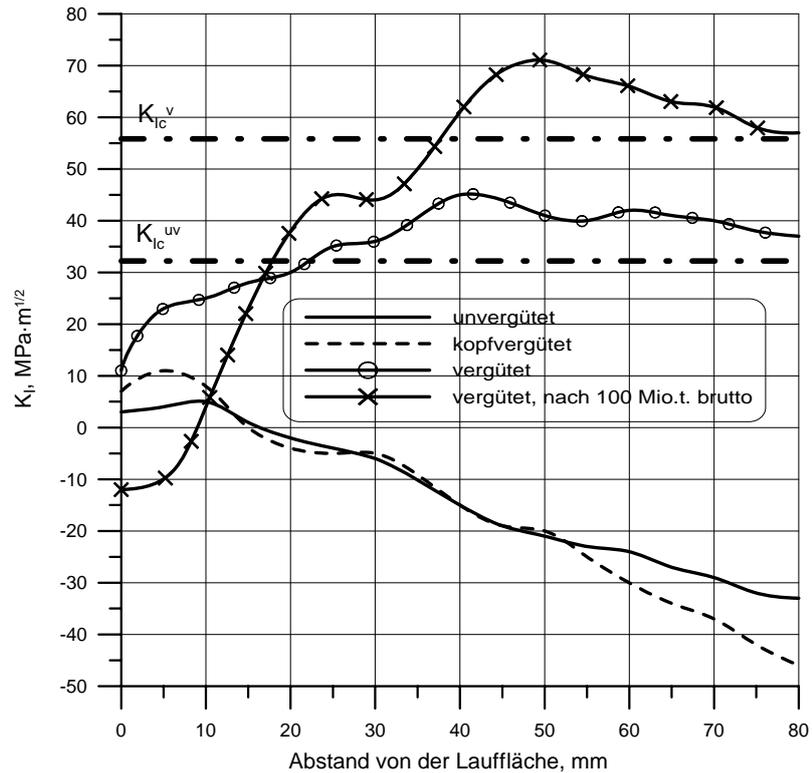
Bild 12: Die Verteilung der längsgerichteten Eigenspannungen in vergüteten Eisenbahnschienen R65 nach 100 Mio. Brutto-Tonnen Belastung.

Die infolge der hohen Zugeigenspannungen im Fahrflächenbereich bei den vergüteten Schienen höheren Beanspruchungen verglichen mit den thermisch unbehandelten Schienen zeigt sich bei den Spannungsintensitätsfaktoren im Bild 13 sehr klar. Bei der praktischen Bewährung der vergüteten Schienen muß jedoch beachtet werden, daß die vergüteten Schienen stark verbesserte bruchmechanische Eigenschaften haben. Ein Teil der Effekte der Wärmebehandlung auf die Werkstoffeigenschaften wird jedoch durch die hohen Eigenspannungen wieder zunichte gemacht. Im Gegensatz zu den volumenvergüteten Schienen zeigen die kopfvergüteten Schienen keinen wesentlichen Unterschied zu den thermisch nicht behandelten Eisenbahnschienen R65.

Anders als bei der Reißfrontbeanspruchung infolge der Temperatur und der Radkräfte ergeben sich für die Eigenspannungen keine normierten, sondern absolute Werte der Spannungsintensitätsfaktoren. Eine erste Wertung der berechneten Größe der Spannungsintensitätsfaktoren läßt sich mit Hilfe der bekannten Werte der statischen Bruchzähigkeit des Schienenstahls vor-

nehmen. Meßwerte der statischen Bruchzähigkeit sind im Bild 13 neben den die Beanspruchung charakterisierenden Spannungsintensitätsfaktoren wiedergegeben.

Die auch im Bild 13 dargestellten negativen Spannungsintensitätsfaktoren sind nur dann als zutreffend anzusehen, wenn durch die Superposition mit den Spannungsintensitätsfaktoren aus der Temperatur- und der Radkraftbeanspruchung sich insgesamt ein Spannungsintensitätsfaktor ergibt, der größer als Null ist.



K_{Ic}^v - K_{Ic} der vergüteten Schienen bei 20 °C

K_{Ic}^{uv} - K_{Ic} der unvergüteten Schienen bei 20 °C

Bild 13: Die Spannungsintensitätsfaktoren für unterschiedlich wärmebehandelte, unverschlissenen Eisenbahnschienen R65 für Fahrflächenquerrisse mit gerader, horizontaler Rißfront und unterschiedlicher Rißtiefe im Vergleich mit der statischen Bruchzähigkeit bei Raumtemperatur.

3.6. Spannungsintensitätsfaktoren für Fußquerrisse bei Zug und Biegung

Querrisse im Fuß von Eisenbahnschienen bilden sich häufig ausgehend von der Unterseite des Schienenfußes mit einer Rißfront in Form eines kreisförmigen oder elliptischen Bogens. Eine reale Rißbildung zeigt Bild 14, während im Bild 15 die Rißformen für bruchmechanische FEM-Berechnungen idealisiert wurden.

Die Ergebnisse der Finite-Element-Berechnungen der Spannungsintensitätsfaktoren für die beiden Rißkonfigurationen im Fuß sind im Bild 16 für Zugbeanspruchung und im Bild 17 für Biegebeanspruchung wiedergegeben. Dargestellt sind die Größtwerte der Spannungsintensitätsfaktoren in Abhängigkeit vom Radius des Risses. Der Funktionsverlauf für $K_{I_{max}}$ des



Bild 14: Ansicht der Bruchfläche einer Schiene mit Ermüdungsriß an der Fußunterseite.

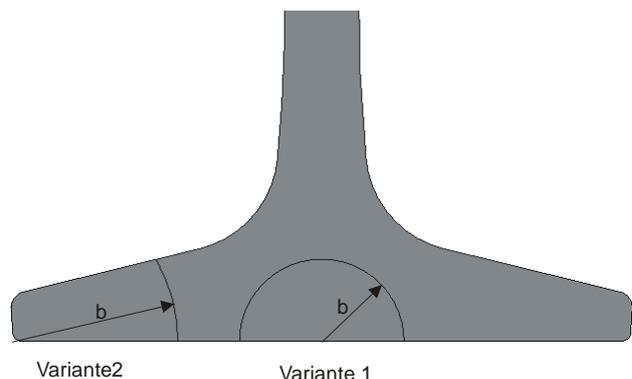


Bild 15: Idealisierte Rißkonfigurationen für die FEM-Berechnung von Spannungsintensitätsfaktoren.

Fußeckrisses weist einen Knick auf, der durch die Rißformänderung mit der Rißgröße bedingt ist. Da die Rißfrontbeanspruchung bei den Fußrissen zwar veränderlich ist, die Maximalwerte infolge der Zug- und Biegebeanspruchung aber an der gleichen Stelle auftreten, nämlich für den Eckriß an der Oberseite des Schienenfußes und für den mittig gelegenen Riß an der Fußunterseite, lassen sich die in den Bildern 16 und 17 dargestellten Werte auch zur Superposition verwenden.

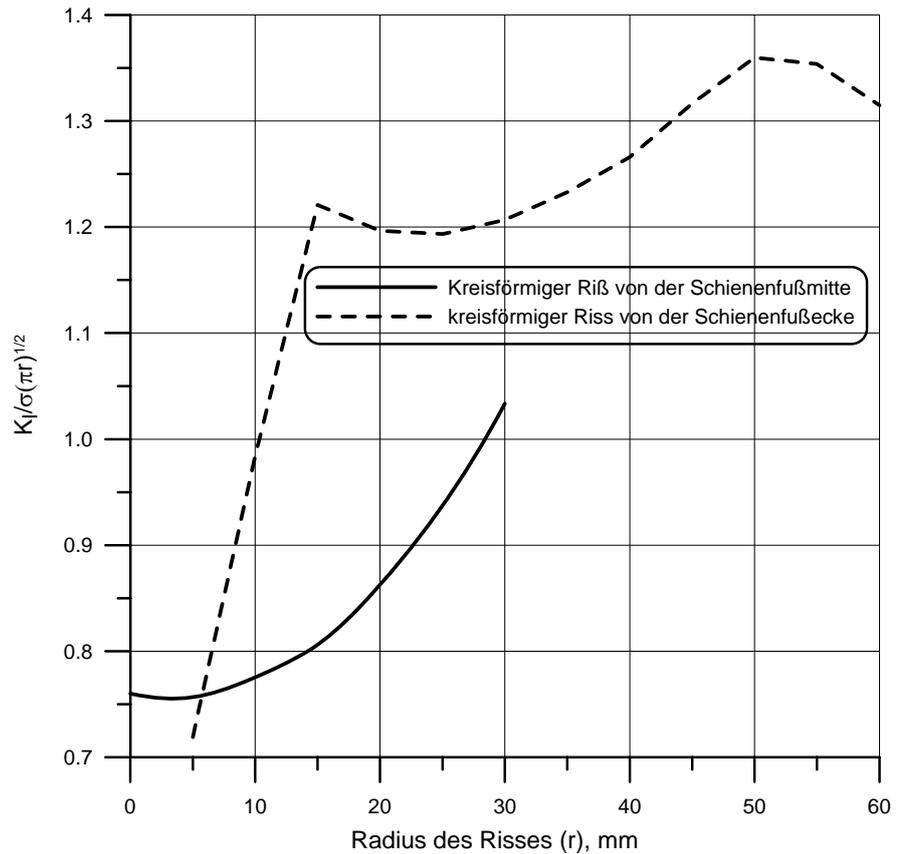


Bild 16: Maximalwert der Spannungsintensitätsfaktoren K_I an der Rißfront von Fußquerrissen bei Zugbeanspruchung der Schiene R65.

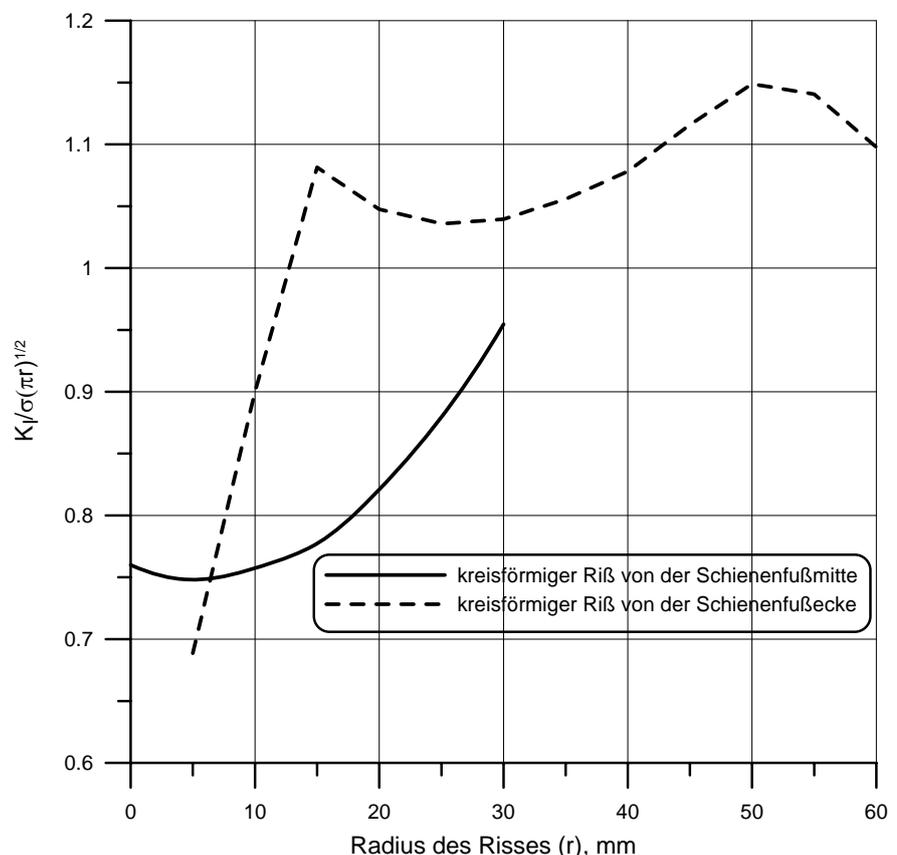


Bild 17: Maximalwert der Spannungsintensitätsfaktoren K_I an der Rißfront von Fußquerrissen bei Biegebeanspruchung der Schiene R65.

3.7. Der Einfluß der Eigenspannungen auf die Spannungsintensitätsfaktoren für Fußquerrisse

Die im Fuß von Eisenbahnschienen wirkenden Eigenspannungen sind bekanntlich über die Schienenfußbreite nicht konstant, sondern veränderlich, wobei in der Fußmitte Zugeigenspannungen und an den Außenkanten des Fußes Druckeigenspannungen wirken. Dementsprechend ist zu erwarten, daß für die beiden betrachteten Rißkonfigurationen auch infolge der Eigenspannungen beträchtliche Unterschiede vorhanden sein werden. Unter Berücksichtigung der Eigenspannungsverteilungen nach Bild 18 im Schienenfuß bei angenommener Unabhängigkeit der Eigenspannungen von der Höhenlage im Fuß sind im Bild 19 die Werte der Spannungsintensitätsfaktoren K_I in Abhängigkeit von dem Rißradius für diejenigen Stellen angegeben worden, für die sich bei Zug- und Biegebeanspruchung die größten Spannungsintensitätsfaktoren ergeben. Im Hinblick auf die Geometrie des Risses und des die Eigenspannungen verursachenden Wärmebehandlungszustandes ergeben sich bedeutende Unterschiede bei der Rißfrontbeanspruchung.

Anzumerken ist jedoch, daß die berechneten Spannungsintensitätsfaktoren nicht die Maximalwerte an der Rißfront für die vorausgesetzten Eigenspannungen sind. Mit Hilfe der berechneten Spannungsintensitätsfaktoren lassen sich jedoch bestimmte Lastfälle mit den Wirkungen der Eigenspannungen superponieren.

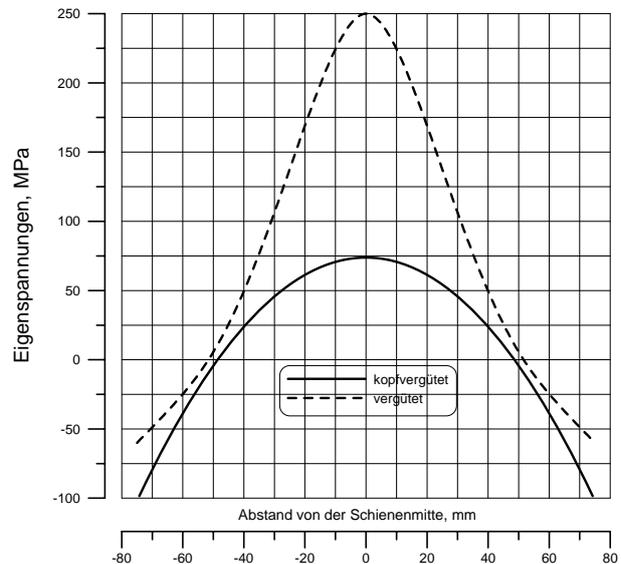


Bild 18: Die Verteilung der Eigenspannungen über die Breite des Fußes der Schienen R65 [9].

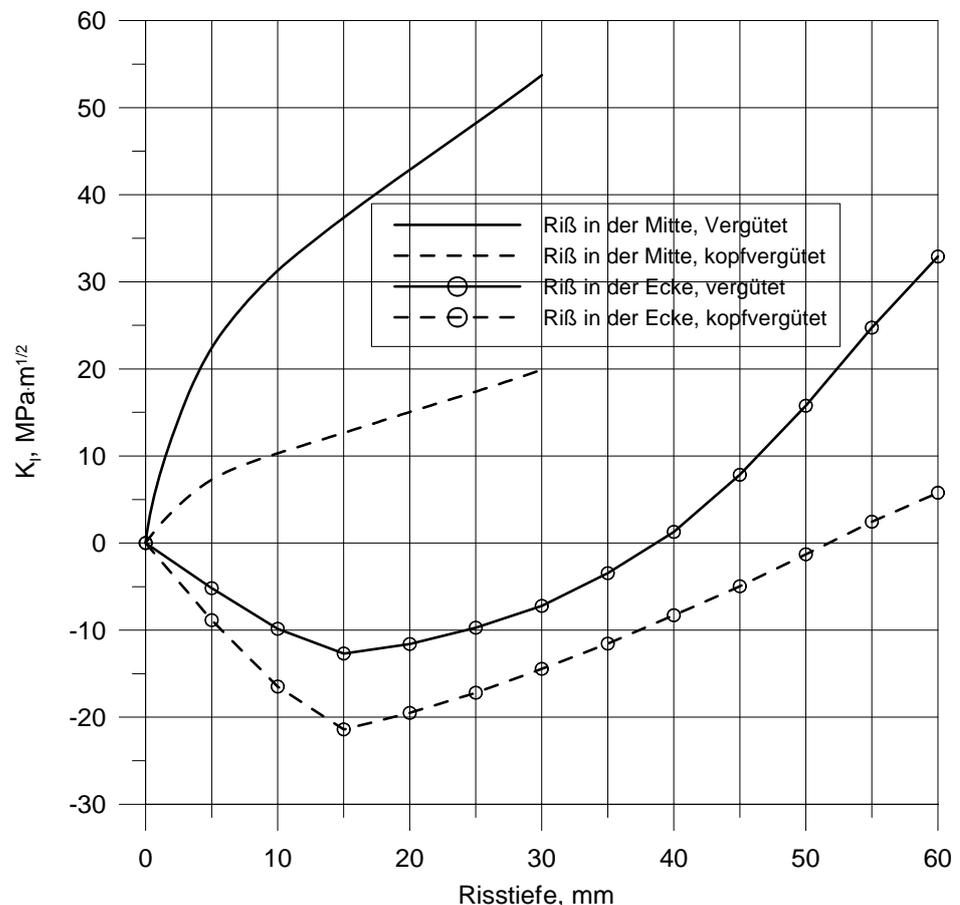


Bild 19: Die Spannungsintensitätsfaktoren für unterschiedlich wärmebehandelte, unverschlissenen Eisenbahnschienen R65 für Querrisse im Fuß mit kreisförmiger Rißfront und unterschiedlicher Rißgröße.

4. Spannungsintensitätsfaktoren für einen realen Kopfquerriß

Sind die FEM-Berechnungen der die Beanspruchung kennzeichnenden Spannungsintensitätsfaktoren bisher für idealisierte Rißkonfigurationen durchgeführt worden, so ist natürlich die Frage von Interesse, inwieweit diese Ergebnisse für reale Rißkonfigurationen brauchbar sind. Zur Klärung dieses Problems wurde die Verteilung der Spannungsintensitätsfaktoren für den Riß in einer gebrochenen Schiene R65 (Bild 20) nachgerechnet.

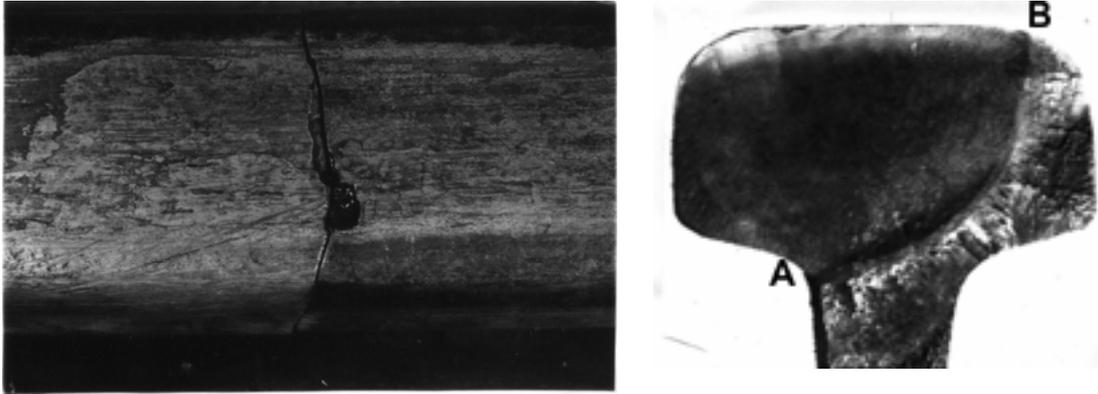


Bild 20: Draufsicht und Bruchflächenansicht einer infolge einer thermo-mechanischen Verletzung an der Fahrfläche gebrochenen Schiene R65.

Die Berechnungsergebnisse zeigen die für Zug- und Biegebeanspruchung typischen Unterschiede hinsichtlich der normierten Spannungsintensitätsfaktoren. Der Vergleich mit den Berechnungsergebnissen für die idealisierten Rißfrontgeometrien dokumentiert, daß die Beanspruchung der Rißfront des realen Risses verglichen mit der Beanspruchung bei einer angenommenen graden, horizontalen Rißfront bei gleicher maximaler Rißtiefe (gemessen von der Fahrfläche) die idealisierten Bedingungen konservative Resultate liefern, d.h. verglichen mit der Realität auf der sicheren Seite liegen.

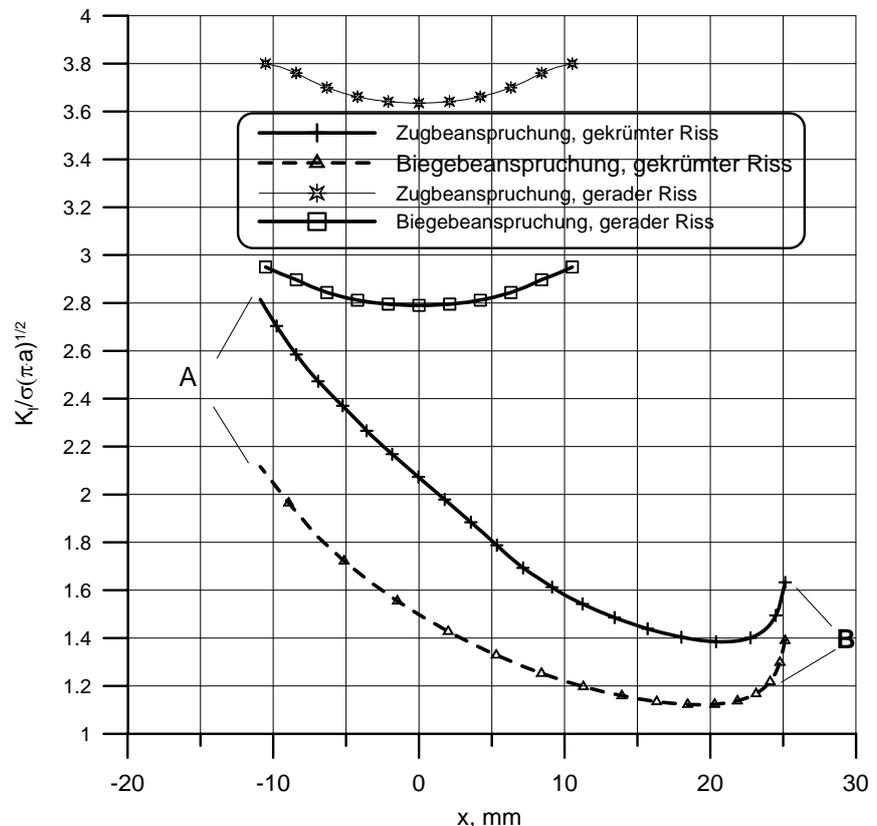


Bild 21: Die Verteilung der Spannungsintensitätsfaktoren entlang der Rißfront (in Abhängigkeit von der Horizontalen x , gemessen von der Mittellinie des Schienenprofils). a – Abstand von der Fahrfläche.

5. Schlußfolgerungen

Die Bruchmechanik hat sich in den letzten 40 Jahren als relativ eigenständiger Zweig der technischen Wissenschaften herausgebildet. Auf Eisenbahnschienen läßt sich die Bruchmechanik in nahezu idealer Weise anwenden, um die Auswirkungen von Rissen zu analysieren. Voraussetzungen für die effektive Anwendung der Bruchmechanik ist im Hinblick auf die Seite der Beanspruchung die Kenntnis der zutreffenden Spannungsintensitätsfaktoren, durch die alle wesentlichen Beanspruchungen wie Biegung, Zug und Eigenspannungen berücksichtigt werden müssen.

Für die Belange der Deutschen Reichsbahn war durch die frühere FEM-Berechnung der Spannungsintensitätsfaktoren in Schienen S49 und R65 [5] ein wesentlicher Teil der Rißfrontbeanspruchung auf dem Stand der damaligen Technik schon hinreichend geklärt. Für Anrisse in Schienen werden die theoretischen Lösungen für ideale Rißkonfigurationen, die nicht dem Eisenbahnwesen entstammen, für die Analyse der Beanspruchung rißgeschädigter Eisenbahnschienen zum Teil unbrauchbar. Mit Hilfe der FEM-Lösungen, die in beispielhafter Weise für das Schienenprofil R65 durchgeführt wurde, lassen sich wesentlich mehr relevante Einflußgrößen berücksichtigen als bei empirischen Untersuchungen anhand gerissener oder gebrochener Schienen, so zum Beispiel der Typ des Schienenprofils, der Verschleiß- oder auch Bearbeitungszustand, der Eigenspannungszustand usw.

Schwerpunkt bei vorgesehenen weiteren Untersuchungen sollte die FEM-Berechnung von Spannungsintensitätsfaktoren für die gegenwärtig verwendeten Schienenprofile (vgl. Bild 22) sein bei Berücksichtigung der dominierenden Fehlerarten und Einflußgrößen, wie zum Beispiel der in betrieblich genutzten Eisenbahnschienen vorhandenen Eigenspannungsverteilungen (mit Druckspannungen an der Fahrfläche).

Liegen ausreichende Angaben dazu vor, so lassen sich spezielle bruchmechanische Fragestellungen mit minimiertem Aufwand analog zu üblichen oberbautechnischen Haltbarkeitsnachweisen (auf der Grundlage der in den Schienen wirkenden Spannungen) durchführen.

6. Literatur

- [1] K.-O. Edel: Die Häufung von Schienenbrüchen bei niedrigen Temperaturen. Zentrale Prüf- und Entwicklungsstelle des Verkehrswesens, Bericht, Brandenburg-Kirchmöser, 29. September 1978.
- [2] G. Führer: Oberbauberechnung. transpress VEB Verlag für Verkehrswesen, Berlin, 1979.

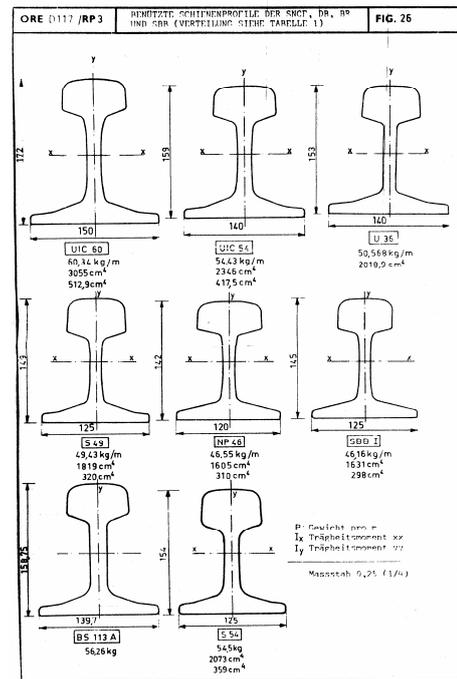


Bild 22: Typen von Schienenprofilen.

- [3] K.-O. Edel: Probleme der Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik in der Eisenbahntechnik. Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes, Technisches Dokument DT 155 (E 162), Utrecht, November 1983.
- [4] K.-O. Edel: Die Festlegung zulässiger Rißgrößen für Schienen und Schienenschweißungen auf der Grundlage der probabilistischen Bruchmechanik. Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes, Technisches Dokument DT 183 (E 162), Utrecht, Januar 1987.
- [5] M. Kuna: Ermittlung von Spannungsintensitätsfaktoren für Querrisse in Eisenbahnschienen. Akademie der Wissenschaften, Institut für Festkörperphysik und Elektronenmikroskopie, Halle/Saale, Bericht, 18. Juli 1984.
- [6] K.-O. Edel: Untersuchung des Bruchverhaltens von Eisenbahnschienen und -vollrädern. Technische Hochschule Otto von Guericke Magdeburg, Dissertation B, Januar 1987.
- [7] F. Hogenkamp: Zerstörungsfreie Prüfung mit Ultraschall an Schienen und Weichen im Gleis – ein Überblick – . Eisenbahningenieur **32** (1981) 9, Seite 375 – 382.
- [8] G. Budnitsky, E. Shur, T. Trusowa: Proximate test method to determine inner residual stresses in rails, Residual stresses – III, Science and technology, v.2, pp. 1495-1500, Elsevier science publishers, 1992.
- [9] E. A. Шур: Термическая обработка рельсов, *Металловедение и термическая обработка сталей*, т. 3, стр. 131, «Металлургия», Москва, 1983.
E. Shur: Wärmebehandlung der Eisenbahnschienen, *Metallkunde und Wärmebehandlung der Stähle*, vol. 3, s. 131, Verlag „Metallurgie“, Moskau, 1983.

Fracture properties of rail steels and their practical use

Prof. László Tóth, DsC, institute director
Bay Zoltán Institute for Logistics and Production Systems
MISKOLCTAPOLCA, Bay Zoltá tér 1. H-3519
e-mail: tlaszlo@alpha.bzlogi.hu

1 Introduction

The quality of the rail as the load-carrying structure plays an undoubtedly significant role in the lifetime of railways. This question has attained a special importance in the field of railway communication all over the world in the last decade. On the one hand this is due to the fact that the normal primary load of the rails has increased as consequence of the increasing weight of locomotives, of decreasing wheel diameters and of increasing carrying speed and carried load. On the other hand new auxiliary loads are occurring, the effect of which is difficult to be taken into consideration (*e.g.* the significant heat generation because of braking with high loads causes stronger and uneven wear on the wheels, side-forces are increasing, etc.). If we take the increased external load into consideration as an objective circumstance then we have three basic ways for lifetime extension of rails:

- decreasing the stresses awakening in the rails,
- improving the quality of rail production,
- increasing the strength of rail steels.

The first item primarily means the application of rails of higher unit weight and of more up-to-date profile. The latter has the obvious aim of decreasing the contact surface.

Improving the quality of rail steels, means limiting the quantity and variety of non-metallic inclusions. This problem is not solved not only in Hungary yet, although it is well-known that many countries regulate in their national standards the maximal allowed inclusion content (both in quantity and quality) of rail steels. The importance of these stipulations is well supported by the experimental results, which show that an increased number of inclusions may affect the fatigue limit of rails up to even 40%.

For increasing the strength of rail steels two basic methods are provided. One is alloying, the other is heat treatment. Naturally, the best result can be achieved by combining these two.

Despite all these efforts the frequency of rail failures is not decreasing significantly, consequently the regular ultrasonic inspection of rails is well explained and supported by technical reasons. In case that the ultrasonic inspection indicates an internal crack in the rail head, then the inevitable question arises whether the rail may function any longer or it should be exchanged. For this question each country provides different regulations based on different experience. Common features of these are the points that the surface of the allowable discontinuity is related to the area of the rail head, and that if a small-sized crack is observed, then its development, propagation is examined as function of the rolled mass tonnage. Basically, this approach would be correct only if the crack propagation resistance of the rail steel was the same every time, everywhere and under any condition (temperature, impact load, normal repeated load, etc.). But it isn't. Consequently, it is fundamentally necessary for determining the risk and the propagation conditions of the kidney-shaped crack in the rail head to know the

crack propagation resistance of the rail steels as function to loading type (quasi-static, dynamic, impact-like or cyclic) and to temperature.

The aim of the present publication is twofold. On one hand to present a databank which provides useful information on the fracture mechanics material properties of rail steels produced all over the world, not only to those operating railways, but to metallurgical experts, as well. On the other hand to suggest some practical conclusions which are based on the crack growth resistance of rail steels measured at different loading conditions and at different temperatures.

2 Fracture mechanics material properties of rail steels

The question inevitably rises, what is to be understood by the concept of fracture mechanics material properties, and why these should be examined, why the traditional material properties are not enough. This question is relatively easy to be answered. The rail failure will happen in every case at a stress below the nominal yield strength, without the ductile strain of the rail steel, *i.e.* a crack occurs in the railhead and then it propagates along. So, the yield strength gives us no reference for avoiding the failure. This means, we need such a material parameter, which will reflect, at what load a crack of a certain length will cause a failure, or at a given load, what crack length will lead to breakage. If the failure occurs below the yield strength, then this parameter is called fracture toughness. Its value depends on the type and rate of loading, and on temperature. If we think it over, we will see that the loading circumstances influence other material characteristics, *e.g.* yield in the same way.

The fracture mechanics material properties of rail steels have been inspected for approximately 20-30 years. In the conference organised in Paris in 1970 on improving the quality and increasing the lifetime of rail steels none of the 11 papers was dealing with fracture mechanics material properties of rail steels. Later, in the conference organised by Iron and Steel Institute in London in 1972, 30-35% of the papers mentioned the fracture mechanics material properties of rail steels in some way. The development is well illustrated, however, by the conference organised in Denver in 1976 on the development, production and use of rail steels. The Association of Material Testers published information material of this conference in Hungary in 1978. First results of tests in this field in Hungary were published in 1977. This shows it very well that Hungary joined the research in this field at the appropriate time, with no significant drawback. Among the 20 papers presented in the above-mentioned Denver Conference, 14 present fracture mechanics material properties and they also refer to the practical application possibilities. It is also worth mentioning that the Association of American Railroads Technical Centre headed by Daniel H. STONE issued its first comprehensive publication on the results of fracture mechanics testing of rail steels in 1975, and then it considered as its main research trend to continue these tests. This is also revealed by the above mentioned conference and its brochure edited in 1978, as well as by the fact that three among the totally eight articles of a journal founded in 1980, not specialised explicitly in rails, summarised the results of tests of such kind.

Intensive research in this field was started in France, Belgium, Germany, Japan and Hungary from the mid-seventies, later in Poland and Russia, too. The results published until 1980, as well as the results of the tests in Hungary were summarised by ourselves by research order of the Railway Department of the Ministry of Transport and Communication in 1980 and 1981 in a report of more than 100 pages.

Based partly on these materials (which can be found in the paragraph of References), partly completing it, we have summarised in Table 1 the fracture toughness values of different rail steels determined by quasi-static testing. The same parameters determined by dynamic loading are summarised in Table 2.

The fatigue crack growth resistance of the rail steels can be characterised by the Paris-law:

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^n,$$

in which C and n are the material parameters. These parameters are collected in Table 3 for different kinds of rail steels tested at different temperatures. The K_{Ic} – fatigue fracture toughness – values are also collected in Table 3 for some materials.

There are various ways for analysing the data collected in the Tables. We have not undertaken this because of both the volume limitations and the different fields of interest of the experts. We would like to emphasise only two points, one being temperature, the other is the effect of dynamic loading on fracture toughness.

It is general experience that the frequency of rail failures increases in winter cold. This is due to a double reason. On the one hand the tensile stress in rails increases, on the other hand the fracture toughness of the rail material decreases. In case of rail steel quality according to BS 11, in the temperature range of -20 to 40°C this can be expressed by the following relationship:

$$K_{Ic} = 945 + 4,625 \cdot T \quad (T \text{ in } ^\circ\text{C}, K_{Ic} \text{ in } N/mm^{3/2}),$$

while in case of M75-type rails by:

$$K_{Ic} = 1327 + 4,35 \cdot T \quad (T \text{ in } ^\circ\text{C}, K_{Ic} \text{ in } N/mm^{3/2}).$$

The domestic test result in this field still needs completion.

The common reason for these two phenomena is that in winter, even a much smaller flaw can result in failure. This leads to two practical conclusions:

- the allowable crack length must depend on the temperature of the rail.
- the ultrasonic inspection – especially on main lines – must be scheduled for winter time.

The other important point to mention on basis of the data of the Tables is that the fracture toughness of rail steels – as well as that of other materials – is much lower in case of dynamic loading, than in case of quasi-static loading. The practical consequence of this is that if the rail is exposed to impact loading (*e.g.* because of a flat wheel), then it may fail even if this loading is smaller than the quasi-static loading the rail can bear. In order to see its practical importance, let's have a look at the rail steel quality according to BS 11. The fracture toughness related to dynamic loading is approximately 0.7-times the fracture toughness related to quasi-static loading for this material quality. Taking this into consideration by applying the fracture mechanics conceptions, we will come to the conclusion that even if quasi-static and dynamic loading is the same, in case of the dynamic one, a crack of half a length will cause a disastrous failure than in case of the quasi-static one. This underlines distinctly the need for excluding flat wheels.

Considering the data collected in Table 3, on the basis of fatigue crack growth resistance of the rail steels measured at different type of steels at different temperatures the following conclusions can be made:

- The exponent of the Paris-law varies in a relatively high range (approximately from 2.5 to 10.5) depending on the chemical composition, heat treatment technology and testing temperature.
- At low temperature the fatigue crack growth rate is accelerated because of the temperature embrittlement of the steel. The crack growth resistance of the heat treated rail steels is remarkably higher than that of the rolled one.

3 Conclusions

Considering the goal of the paper and the presented results, statements the following conclusions can be drawn:

- 1) It is worth starting a wide range of tests for specifying the fracture mechanics material properties of rail steels, both by quasi-static, dynamic and cyclic loading conditions. On the basis of the great number of results gained we must determine their statistical features in function of temperature.
- 2) In possession of the above data, we can make a fair and technically based estimation of the risk of kidney-shaped cracks in the rails, taking into account the temperature and the impact effect of flat wheels.
- 3) It is important to control and exclude the flat wheels regularly.
- 4) During the production of new rail steels it is inevitable to perform fracture mechanics inspection tests. These must include the testing of welded joints.

4 References

- [1] **Tóth, L.:** *Fracture Toughness of Rails Produced in Hungary*. Lectures of “Regional Technical Weeks”, Miskolc, GTE, 1977, p.147-151. (in Hungarian)
- [2] **Romvári, P. – Tóth, L. – Béres, L.:** *Investigation of the Susceptibility of Rail Steels to Fracture*. Publication of the Techn. Univ. for Heavy Industry. Ser. C. Machinery. Vol. 33. 1978, p. 169-183.
- [3] **Béres, L. – Tóth, L. – Víz, Gy.:** *Rail Materials and Causes of Their Failures*. Közlekedéstudományi Szemle. 1977/5. p. 220-225. (in Hungarian)
- [4] **Romvári, P. – Béres, L. – Unyi, B.:** *Forms of Appearance of Kidney-shaped Cracks in Rails*. Közlekedéstudományi Szemle. 1978/9. p. 392-397. (in Hungarian)
- [5] **Romvári, P. – Béres, L. – Tóth, L.:** *Metallographic Considerations of Material Sorting of Rail Steels*. Kohászati Lapok, 1976/11. p. 477-481. (in Hungarian)
- [6] **Béres, L. – Romvári, P. – Tóth, L.:** *Bildung von Ermüdungsbrüchen in Schienenstahl*. Zeitschrift der OSSHd. 5/78. p. 8-11, 14. (in German)
- [7] **Tóth, L. – Béres, L. – Unyi, B.:** *New Rail Materials and Their Qualification*. Közlekedéstudományi Szemle. 1979/8. p. 338-344. (in Hungarian)

- [8] **Béres, L. – Unyi, B.:** *Welding of Rails. Műszaki Könyvkiadó*, 1978. p. 212. (in Hungarian)
- [9] **Tóth, L.:** *Heat Treatment Possibilities and Their Properties*. Lectures of “Regional Technical Weeks”, 1979. p. 345-350. (in Hungarian)
- [10] **Tóth, L.:** *Determination of Fracture Toughness on Cylindrical Test Specimens*. GÉP. Volume 30, 1978/7. p. 267-272. (in Hungarian)
- [11] **Káldor, M. – Tóth, L. – Koncz, J.:** *Der Einfluss der Vergütung an Bruchneigung von Schienenstählen*. Publ. of the Techn. Univ. for Heavy Industry. ser. (in German)
- [12] **Romvári, P. – Tóth, L. – Béres, L.:** *Bruchzahigkeit der Stumpfschweissverbindungen in Grosseisenbahnschienen*. Proc. 8th Conference on Welding, Budapest, 1980. p. 171-178. (in German)
- [13] *Journées Francaises on Rail*. Ed. CPS-Paris 1971, *Improving the Quality and Effectiveness of Rails*. Moscow, Transport. 1979. p. 127. (in Russian)
- [14] *Meeting on Rail Steels*. The Iron and Steel Institute. 23, November, 1972.
- [15] *Rail Steels. Developments. Processing and Use*. ASTM STP 644. 1978. p. 476.
- [16] **Stone, D.H.:** *An Introduction to Fracture Mechanics of Railroad Rails*. Proc.Symp. on Railroad Track Mechanics. Pergamon Press. 1985. p. 353-368.
- [17] **Tóth, L. – Romvári, P.:** *Fracture Mechanics Material Properties of Rail Steels*. Research Report. Part I. 1980, Part II 1981, NME, Department of Mechanical Technology.
- [18] *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*. 1984/1.
- [19] **Chelyshev, N. A.:** *Effect of the Technological Specialities of Production on the Failure of Rails*. Chernaya Metallurgiya, 1977/4. p. 70-72. (in Russian)
- [20] **Chelyshev, N. A. – Cvigun, V.N.:** *Failure of Rail Steels of New Production*. Chernaya Metallurgiya, 1980/8. p. 44-47. (in Russian)
- [21] **Tóth, L. – Romvári P.:** *Fracture Features of Rail Steels at Quasi-Static and Dynamic Loading*, Lectures of Seminar “Railroad Rails and Wheels”, Miskolc, 17, Sept. 1985. (in Hungarian)
- [22] **Beschner, P. M.:** *Fracture Mechanics Analysis of Rails with Shell-Initiated Transverse Cracks*. ASTM STP. 644. p. 303-329.
- [23] **Andreykiv, A.E. – Sur, E.A. et. al.:** *Computing the Stress Intensity Factors for Internal Cracks in the Rail Head*. Fiz. Him. Mech. Materialov. 1980/1. p. 95-97. (in Russian)
- [24] **Sampath, S.G. – Johns, T.G. et. al.:** *Stresses Around Transverse Frissure Flaws in Rails Due to Service Loads*. ASTM STP. 644. p. 330-341.
- [25] **Orringer, O. – Morris, J.M. – Stelle, R.K.:** *Applied Research on Rail and Fracture in the United States*. Theoretical and Applied Fracture Mechanics. Vol. 1. 1984. p.23-49.
- [26] **Sin, G.C. – Tzon, Da-Yu:** *Three-Dimensional Transverse Fatigue Crack Growth in Rail Head*. Theoretical and Applied Fracture Mechanics. Vol.1. 1984. p. 103-115.

Table 1. Fracture toughness values of the rail steels at quasistatic loading conditions.

N°	Type	Chemical composition				R _{p0,2} ¹	R _m ²	K _{Ic} N/mm ^{3/2}	Remark
		C	Mn	Si	Other	N/mm ²			
1	UIC 860 A	0,68-0,75	0,8-1,3	0,5	-	-	-	1025	-15 °C, rail head, 10 results
2	UIC 860 B	0,5-0,7	1,3-1,7	0,5	-	-	-	1125	-15 °C, rail head, 4 results
3	UIC 860 C	0,45-0,65	1,7-2,1	0,4	-	-	-	947	-15 °C, rail head, 3 results
4	1 % Cr steel	0,68-0,75	1,1-1,4	0,2-0,5	1 Cr	-	-	1103	-15 °C, rail head, 4 results
5	BS 11	0,6	1,19	0,30	-	-	-	984	-15 °C, rail head, 5 results
6	BS 11	0,59	1,25	0,31	-	-	-	1235	-15 °C, rail head, 3 results
7	BS 11	0,56	1,15	0,30	-	-	-	1341	-15 °C, rail head, 6 results
8	BS 11	0,58	1,11	0,29	-	-	-	1075	-15 °C, rail head, 6 results
9	BS 11	0,59	1,11	0,32	-	-	-	1225	-15 °C, rail head, 4 results
10	BS 11	0,55	1,14	0,35	-	-	-	1166	-15 °C, rail head, 4 results
11	BS 11	0,53	1,15	0,27	-	-	-	1275	-15 °C, rail head, 2 results
12	BS 11	0,58	1,12	0,36	-	-	-	1222	-15 °C, rail head, 2 results
13	BS 11	0,4-0,6	0,95-1,25	0,35	-	-	890	894	HB=260
14	1 % Cr steel	-	-	-	-	-	1100	618	HB=320
15	Australian	0,71	0,80	0,15	-	461	889	1544	rail head, CT 252 HV10
16	Cr-Mo steel	0,77	0,89	0,20	0,76 Cr 0,16 Mo	804	1217	1641	rail head, CT 352 HV10
17	Cr-Cb-V steel	0,54	1,38	0,11	0,58 Cr 0,04 Cb 0,05 V	704	1082	1378	rail head, CT 325 HV10
18	Cr-V steel	0,76	1,29	0,36	0,82 Cr 0,12 V	747	1235	1203	rail head, CT 388 HV10
19	Japanese	0,67	0,85	0,21	-	500	930	1390, K _{fc}	rolled, 271 HV
20	Japanese	0,67	0,85	0,21	-	750	1159	2280, K _{fc}	controlled cooling 352 HV
21	Japanese	0,67	0,85	0,21	-	1336	1405	4070, K _{fc}	Quenched and tempered, 447 HV
22	BSS 11	0,5-0,6	0,95-1,25	0,05-0,35	-	824±26	--	1148±35	- 15 °C
23	US steel	0,74	0,85	0,17	-	482	936	1391	pearlitic, 1750, K _{fc}
24	US steel	0,74	0,85	0,18	-	556	952	1378	pearlitic, 1532, K _{fc}

¹ Yield strength² Ultimate strength

Table 1(cont.)

N°	Type	Chemical composition				R _{p0,2} ³	R _m ⁴	K _{IC} N/mm ^{3/2}	Remark
		C	Mn	Si	Other	N/mm ²			
25	US steel	0,76	0,92	0,15	-	476	934	1650	pearlitic, 2156, K _{IC}
26	US steel	0,72	0,73	0,14	-	451	872	1938	ferrite-pearlitic, 2344, K _{IC}
27	US steel	0,69	0,73	0,12	-	417	836	3078	ferrite-pearlitic, 2907, K _{IC}
28	Cr-Si steel	0,69	0,95	0,77	0,85 Cr 0,015 Al	633	1064	1219 K _{IC}	French testing results
29	Surface heat treated	0,61	0,85	0,31	0,003 Al	592	1002	1938 K _{IC}	French testing results
30	Surface heat treated	0,79	0,76	0,27	0,010 Al	838	1259	1375 K _{IC}	French testing results
31	US steel	0,68	0,79	0,15	0,03 Cr 0,07 Ni	416	837	1094	15 years operating
32	US steel	0,72	0,89	0,16	0,03 Cr 0,06 Ni	600	967	875-938	15 years operating
33	US steel	0,83	0,97	0,16	0,02 Cr 0,06 Ni	535	974	1100	17 years operating
34	US steel	0,69	0,94	0,20	0,02 Cr 0,07 Ni	401	823	1000	17 years operating
35	US steel	0,81	0,87	0,17	-	482	937	1156	results at different temperature
36	Japanese	0,78	0,97	0,23	-	502	902	1531	web, 0°C, 302 HV
37	Japanese	0,54	1,43	0,37	1,1 Cr 0,05 V	624	1013	1428	web, 0°C, 296 HV
38	Japanese	0,72	1,37	0,92	-	565	1010	1359	web, 0°C, 424 HV
39	Japanese	0,74	1,30	0,29		699	1110	1163	web, 0°C, 327 HV
40	Japanese	0,77	1,34	0,30		750	1200	1269	web, 0°C, 358 HV
41	Japanese	0,76	0,86	0,15		686	1125	1634	web, 0°C, 365 HV
42	Japanese	0,38	1,20	0,33		812	1080	1459	web, 0°C, 424 HV, bainitic
43	BS 11	0,44-0,61	1,30	0,5	-	480	770	1044±106	TPB spec., -15 °C
44	BS 11	0,44-0,61	1,30	0,5	-	480	770	1130±129	CT spec., -15 °C
45	UIC A	0,6-0,75	0,8-1,3	0,5	-			1517±78	TPB specimen
46	UIC B	0,50-0,70	1,3-1,7	0,5	-			1399±83	TPB specimen
47	KVS 610	0,60-0,75	0,7-1,2	0,5	0,8-1,02 Cr 0,15 Mo			1286±62	TPB specimen

³ Yield strength⁴ Ultimate strength

Table 1(cont.)

N°	Type	Chemical composition				R _{p0,2} ⁵	R _m ⁶	K _{Ic} N/mm ^{3/2}	Remark
		C	Mn	Si	Other	N/mm ²			
48	Hungarian	0,52	0,94	0,23	-			1159±100	cylindrical specim.
49	Hungarian	0,50	0,89	0,25	-	380	730	1727±100	cylindrical specim.
50	Hungarian	0,50	1,89	0,25	-	640	936	2146±139	cylindrical specimen, Q+T ⁷
51	Hungarian	0,60	1,08	0,22	-	406	782	1857±189	cylindrical+ TPB
52	Hungarian	0,60	1,08	0,22	-	1109	1294	3002±109	cylindrical specimens, Q+T
53	BS 11	0,56	1,02	0,13	-	460	835	2200±80, K _{Ic}	250 HV30
54	Russian	0,74	0,85	0,19	-	-	-	1610±70	controlled cooling
55	Russian	0,74	0,85	0,19	-	-	-	1160±44	controlled cooling
56	Russian	0,73	0,87	0,53	-	-	-	1290±41	rolled, 250HB
57	Russian	0,75	0,85	0,19	-	490	900	1150 600 (-60°C)	rolled, 250HB
58	Russian	0,77	0,85	0,19	-	480	900	1100 600 (-60 °C)	slowly cooled, 250HB
59	Russian	0,67	0,83	0,29	-	430	860	1450 900 (-60°C)	slowly cooled, 230HB
60	Russian	0,71	0,87	0,52	-	480	970	1280 550 (-60 °C)	270HB
61	Russian	0,75	0,90	0,70	-	570	990	1400 550 (-60 °C)	285HB
62	Russian	0,75	0,83	0,19	-	940	1270	1750 850 (-60 °C)	Q+T, 350HB
63	Russian	0,77	0,98	0,29	-	920	1290	1800 850 (-60 °C)	Si-Ca treated
64	Russian	0,84	0,91	0,26	-	940	1360	1750	Q+T, 370HB
65	Russian	0,88	0,96	0,22	-	1060	1390	1500	Q+T, 390HB
66	Russian	0,75	0,87	0,19	-	910	1300	1800	inductive treating, 350HB
67	Russian	0,72	0,80	0,17		960	1300	2150 950 (-60°C)	thermomechanical treating, 350HB
68	Russian	0,77	0,98	0,29	Cr=1%	1590	1700	1800	Q+T, 450HB
69	Russian	0,79	0,82	0,20	-	-	-	1400	welded joint
70	Hungarian	0,59	1,08	0,23	-	430	890	1957	
71	Hungarian	0,50	0,87	0,26	-	390	790	1961	

⁵ Yield strength⁶ Ultimate strength⁷ Q+T= quenched and tempered

Table 2. Fracture toughness values of the rail steels at dynamic loading conditions.

N°	Type	Chemical composition				R _{p0,2} ⁸	R _m ⁹	K _{IC} N/mm ^{3/2}	Remark
		C	Mn	Si	Other	N/mm ²			
1	US Steel	0,56	1,48	0,27	-	658	991	1188	fine grain, TTKV ¹⁰ =52 °C
2	US Steel	0,56	1,48	0,27	-	387	798	719	rolled, TTKV=130°C
3	US Steel	0,41	0,90	0,39	-	507	753	1969	fine grain, TTKV=-19 °C
4	US Steel	0,41	0,90	0,39	-	294	605	969	rolled, TTKV=52°C
5	US Steel	0,41	0,90	0,39	-	477	784	1094	aust ¹¹ , at 1000 °C, TTKV=43 °C
6	US Steel	0,41	0,90	0,39	-	399	738	906	aust. at 1200 °C, TTKV=50 °C
7	US Steel	0,46	0,84	0,64	0,07 V	591	830	1969	fine grain, TTKV=-25 °C
8	US Steel	0,46	0,84	0,64	0,07 V	416	750	969	rolled, TTKV=106°C
9	US Steel	0,46	0,84	0,64	0,07 V	603	948	906	aust. at 1000 °C, TTKV=103 °C
10	US Steel	0,46	0,84	0,64	0,07 V	587	930	875	aust. at 1200 °C, TTKV=108 °C
11	US Steel	0,45	0,95	0,60	0,07 V	558	838	1719	aust. at 1200 °C, TTKV=108 °C
12	US Steel	0,45	0,95	0,60	0,07 V	374	772	938	rolled, TTKV=92°C
13	US Steel	0,45	0,95	0,60	0,07 V	525	836	1563	aust. at 1000 °C, TTKV=28 °C
14	US Steel	0,45	0,95	0,60	0,07 V	403	787	875	aust. at 1200 °C, TTKV=64 °C
15	US Steel	0,44	1,31	0,40	0,08 V	605	847	1375	fine grain, TTKV=9 °C
16	US Steel	0,44	1,31	0,40	0,08 V	437	780	969	fine grain, TTKV=-19 °C
17	US Steel	0,44	1,31	0,40	0,08 V	652	961	875	aust. at 1000 °C, TTKV=110 °C
18	US Steel	0,44	1,31	0,40	0,08 V	590	921	875	aust. at 1200 °C, TTKV=121 °C
19	US Steel	0,66	1,27	0,59	-	696	1061	1031	fine grain, TTKV=108 °C
20	US Steel	0,66	1,27	0,59	-	419	874	781	rolled, TTKV=200°C
21	US Steel	0,44	1,29	0,62	0,08 V	686	916	1406	fine grain, TTKV=10 °C
22	US Steel	0,44	1,29	0,62	0,08 V	496	838	875	rolled, TTKV=145°C
23	US Steel	0,44	1,29	0,62	0,08 V	677	969	938	aust. at 1000 °C, TTKV=106 °C
24	US Steel	0,44	1,29	0,62	0,08 V	615	919	781	aust. at 1200 °C, TTKV=122 °C
25	US Steel	0,44	1,32	0,063	-	603	881	1938	fine grain, TTKV= 7 °C

⁸ Yield strength⁹ Ultimate strength¹⁰ TTKV= the ductile-brittle transition temperature belongs to 31Joule impact energy¹¹ austenizing temperature

Table 2 (cont.)

N°	Type	Chemical composition				R _{p0,2} ¹²	R _m ¹³	K _{Ic} N/mm ^{3/2}	Remark
		C	Mn	Si	Other	N/mm ²			
26	US Steel	0,44	1,32	0,063	-	383	758	875	rolled, TTKV=100°C
27	US Steel	0,44	1,32	0,063	-	556	895	938	aust. at 1000 °C, TTKV=70 °C
28	US Steel	0,44	1,32	0,063	-	479	832	938	aust. at 1200 °C, TTKV=100 °C
29	AREA, US	0,69-0,82	0,7-1,0	0,1-0,25	-	482	937	813	average value
30	High Si	0,69-0,82	0,7-1,0	0,5-1,0	-	488	945	594	average value
31	Mn average	0,65	1,37	0,10- 0,25	-	525	920	844	
32	Cr alloyed	0,72	0,78	0,25	1,31 Cr	654	1124	653	
33	AREA, US	0,69-0,82	0,7-1,0	0,1-0,5	-	869	1213	1063	Q+T, average val
34	AREA, US	0,81	0,87	0,17	-	482	937	820	
35	BS 11	0,43	1,19	0,12	-	466	745	870	
36	High Si	0,75	0,78	0,49	0,05Mo 0,05 Cr	488	945	590	
37	Mn-V steel	0,69	1,83	0,24	0,12 V	689	1126	830	
38	Cr-Mo steel	0,73	1,14	0,20	0,76 Cr 0,17 Mo	751	1192	1200	
39	Cr-Mo steel	0,75	0,87	0,30	0,73 Cr 0,20 Mo	735	1155	1200	Ca treated
40	Heat treated	0,76	0,93	0,18	-	869	1220	1000	
41	Ind. treated	0,75	0,83	0,09	-	816	1202	1000	
42	En-15, GB	0,41	1,42	0,21	-	387	707	2000	
43	High Si, GB	0,36	1,49	0,92	-	394	690	1590	
44	US steel	0,68	0,79	0,15	0,03Cr 0,07 Ni	416	387	1000	15 years operating
45	US steel	0,72	0,89	0,16	0,03 Cr 0,07 Ni	600	967	690	15 years operating
46	US steel	0,83	0,97	0,16	0,02 Cr 0,06 Ni	535	974	800	17 years operating
47	US steel	0,69	0,94	0,08	0,02 Cr 0,07 Ni	401	823	900	17 years operating

¹² Yield strength¹³ Ultimate strength

Table 3. Crack growth resistance of the rail steels at cyclic loading conditions.

N°	Type	Chemical composition				R _{p0,2}	R _m	Constants of the Paris –Erdogan law		Remarks
		C	Mn	Si	Other			N/mm ²	C ¹⁴	
1	UIC 860 A	0,6-0,75	0,8-1,3	0,5	-	-	-	$7,73 \cdot 10^{-18}$	4,16	
2	UIC 860 B	0,5-0,7	1,3-1,7	0,5	-	-	-	$1,52 \cdot 10^{-21}$	5,29	
3	1 % Cr steel	0,68-0,75	1,1-1,4	0,2-0,5	1-1,3 Cr	-	-	$1,19 \cdot 10^{-16}$	4,09	
4	BS 11	0,4-0,6	0,95-1,25	0,35	-	-	-	$3,02 \cdot 10^{-21}$	5,26	
5	BS 11	0,4-0,6	0,95-1,25	0,35	-	-	-	$2,93 \cdot 10^{-19}$	4,63	controlled cooling
6	Japanese	0,67	0,85	0,21	-	500	930	$4,61 \cdot 10^{-13}$	3,11	rolled, 271HV
7	Japanese	0,67	0,85	0,21	-	755	1159	$6,08 \cdot 10^{-13}$	2,83	controlled cooling, 357HV
8	Japanese	0,67	0,85	0,21	-	1336	1405	$1,19 \cdot 10^{-13}$	2,91	Q+T, 447HV
9	US Steel	0,69-0,82	0,7-1,0	0,1-0,25	-	482	937	$2,32 \cdot 10^{-16}$	4,06	average value
10	US Steel	0,68	0,79	0,15	-	416	837	$3,63 \cdot 10^{-14}$	3,3	15 years operating
11	US Steel	0,72	0,89	0,16	-	600	967	$3,63 \cdot 10^{-14}$	3,3	15 years operating
12	US Steel	0,78	0,86	0,18	-	497	900	$3,63 \cdot 10^{-14}$	3,3	18 years operating
13	US Steel	0,83	0,97	0,16	-	535	974	$3,63 \cdot 10^{-14}$	3,3	17 years operating
14	US Steel	0,69	0,94	0,20	-	401	823	$3,63 \cdot 10^{-14}$	3,3	17 years operating
15	Cr-Si steel	0,69	0,95	0,77	0,85 Cr	633	1064	$6,76 \cdot 10^{-22}$	6,15	French, HB=300
								$2,88 \cdot 10^{-20}$	5,46	
								$3,56 \cdot 10^{-22}$	6,28	
16	French steel	0,79	0,76	0,27	-	838	1259	$5,59 \cdot 10^{-19}$	5,00	HB=380
								$4,59 \cdot 10^{-17}$	4,3	
17	French steel	0,61	0,85	0,31	-	592	1002	$7,70 \cdot 10^{-17}$	4,05	HB=320
								$7,26 \cdot 10^{-18}$	4,36	
18	BS 11	0,56	1,02	0,13	-	460	835	$1,59 \cdot 10^{-14}$	3,22	
19	BS 11	0,55	1,43	0,35	-			$6,7 \cdot 10^{-22}$	5,8	
20	BS 11	0,40	1,50	0,27	-			$3,1 \cdot 10^{-23}$	6,25	
21	BS 11	0,72	0,95	0,27	-			$8,5 \cdot 10^{-20}$	5,1	
22	Hungarian	0,52	0,76	0,23	-			$6,76 \cdot 10^{-17}$	4,7	rolled
23	Hungarian	0,60	1,08	0,22	-	406	782	$2,53 \cdot 10^{-12}$	2,65	softening
24	Hungarian	0,60	1,08	0,22	-	1109	1294	$1,84 \cdot 10^{-11}$	2,35	Q+T, 340HB
25	Japanese	0,78	0,97	0,023	-	502	902	$6,3 \cdot 10^{-21}$	5,42	web, 302HV10
26	Japanese	0,54	1,43	0,37	1,1 Cr 0,05 V	624	1013	$1,7 \cdot 10^{-17}$	4,31	web, 296HV10

¹⁴ C in (mm/cycle)·(N/mm^{3/2})⁻ⁿ, i.e. ΔK in N/mm^{3/2} and da/dN in mm/cycle.

Table 3(cont.)

N°	Type	Chemical composition				R _{p0,2}	R _m	Constants of the Paris –Erdogan law		Remarks
		C	Mn	Si	Other			N/mm ²	C ¹⁵	
27	Japanese	0,72	1,37	0,92	-	565	1010	4,1 · 10 ⁻¹⁸	4,52	web, 424HV10
28	Japanese	0,74	1,30	0,29	0,79 Cr 0,12 V	699	1110	3,5 · 10 ⁻¹⁸	4,54	web, 327HV10
29	Japanese	0,77	1,34	0,30	0,83 Cr 0,14 V	750	1200	2,8 · 10 ⁻¹⁹	4,89	web, 358HV10
30	Japanese	0,76	0,86	0,15	0,69 Cr 0,18 Mo	686	1125	1,1 · 10 ⁻¹⁶	4,07	web, 365HV10
31	Japanese	0,38	1,20	0,33	1,17 Cr 0,2 Mo 0,07 V,B	812	1080	3,1 · 10 ⁻¹⁸	4,56	web, 324HV10
32	Hungarian	0,59	1,08	0,23	-	430	890	4,23 · 10 ⁻¹³	2,81	at 23°C K _{ic} =1738
								1,34 · 10 ⁻¹⁵	5,71	at 0°C, K _{ic} =1807
								6,3 · 10 ⁻¹⁷	10,71	at -20°C K _{ic} =1614
33	Hungarian	0,50	0,87	0,26	-	390	790	7,48 · 10 ⁻¹³	2,67	at 20°C K _{ic} =2101
								1,05 · 10 ⁻¹⁸	6,54	at 0°C K _{ic} =1918
								7,28 · 10 ⁻²³	7,94	at -20°C K _{ic} =1988

¹⁵ C in (mm/cycle)·(N/mm^{3/2})⁻ⁿ, i.e. ΔK in N/mm^{3/2} and da/dN in mm/cycle.

Bruchmechanische Analysen und Bewertungen für Risse in Eisenbahnschienen

Prof. Dr.-Ing. habil. Karl-Otto Edel,
Fachhochschule Brandenburg – University of Applied Sciences
D-14770 Brandenburg an der Havel, BR Deutschland

1. Zur Anwendbarkeit der LEBM auf Eisenbahnschienen

Eisenbahnschienen sollen zwar vom Prinzip her dauerfeste Konstruktionen sein, doch ist unbestritten, daß ein – wenn auch geringer – Anteil der Schienen durch Ribbildung und Bruch während der erwarteten Lebensdauer versagt. Wegen der relativ geringen Zähigkeit des Schienenstahls – bedingt durch den hohen Kohlenstoffgehalt und der damit zusammenhängenden hohen Festigkeit und Verschleißbeständigkeit – läßt sich die linear-elastische Bruchmechanik (LEBM) zur Analyse und Bewertung des Verhaltens von Rissen in Eisenbahnschienen in nahezu idealer Weise nutzen.

Um die Bruchmechanik anwenden zu können, müssen *Kenntnisse* vorhanden sein über die folgenden Bereiche:

- die Art der zu erwartenden oder zu vermeidenden Rißausbreitung,
- den Ort der Schädigung,
- die Ribform, die sich im Laufe der betrieblichen Beanspruchung ändern kann,
- die Betriebsbeanspruchung, die Lastkollektive und die u.U. maßgebenden Eigenspannungen,
- die Beanspruchungsbedingungen, d.h. die kritischen und/oder langfristig einwirkenden Bedingungen für die Temperatur, die Beanspruchungsgeschwindigkeit, die Beanspruchungsfrequenzen, das Spannungsverhältnis und die Form des zeitlichen Beanspruchungsverlaufs,
- die für das zu analysierende Rißausbreitungsphänomen relevanten bruchmechanischen Werkstoffeigenschaften,
- die Art und Weise der Durchführung der bruchmechanischen Analyse (als deterministische Berechnung oder als Monte-Carlo-Simulation),
- die letztlich durchzuführende Sicherheitsbewertung (bei Kenntnis der Größe der relevanten Sicherheitsbeiwerte) in eigener Verantwortung oder im Konsens mit anderen.

Die erforderlichen Kenntnisse für die Anwendung der LEBM auf Schienen sind für viele Probleme vorhanden. Ribausbreitungsanalysen, die für Schienen und Schienenschweißungen durchgeführt worden sind (siehe u.a. [1]), hatten das Ziel, die für die Sicherheit des Eisenbahnwesens wesentliche Ermüdungsschädigung beschreibbar und erfaßbar zu machen, die Restnutzungsdauer anrißbehafteter Schienen einzuschätzen, die Periodizität der zerstörungsfreien Schienenprüfung festzulegen, die Auswirkungen bestimmter Bedingungen zu quantifizieren und insbesondere die Auswirkungen geänderter Betriebsbedingungen zu prognostizieren sowie Erklärungen für manche Erscheinungen bei der Ribausbreitung in Schienen zu liefern. Wenn diese mit dem Ribwachstum und dem Bruch zusammenhängenden Problemkreise auch im Mittelpunkt des Interesses stehen, können bruchmechanische Untersuchungen auch noch dazu genutzt werden, um zu ermitteln, ob vorhandene ribartige Defekte überhaupt infolge Ribwachstums für den Eisenbahnbetrieb gefährlich werden können, oder unter welchen Umständen damit zu rechnen ist, daß sie nicht wachsen und somit dauerfest sind.

Wenn es nach diesen Anmerkungen auch den Anschein haben kann, daß fast alle Probleme für das Verhalten von Rissen in Eisenbahnschienen beschreibbar und somit auch lösbar sind, muß doch eingeschränkt werden, daß es gewisse Grenzen oder zumindest Erschwernisse für die Anwendbarkeit der Bruchmechanik auf Schienen gibt, u.a. dann, wenn die erforderlichen, eingangs erwähnten Kenntnisse nicht vorhanden sind. Dieses betrifft beispielsweise die Kenntnis der Betriebsbeanspruchungen: Die Analyse der Kräfte, der Spannungen und die sich ergebenden Haltbarkeitsnachweise sind für Eisenbahnschienen des Streckengleises auf das Versagen durch Überbeanspruchung im Schienenfuß ausgerichtet. Schwierigkeiten ergeben sich u.a., wenn die Kontaktbeanspruchung maßgebend für das Versagen ist, oder wenn es sich um Weichenschienen handelt, die anderen Kräften ausgesetzt sind als die Schienen der Streckengleise. Wenn auch Eigenspannungen in Schienen und in Schienenschweißungen vielfach untersucht worden sind, handelt es sich überwiegend um neue Bauteile. Der seit langem bekannte Einfluß des Eisenbahnbetriebes auf die Eigenspannungen nahe der Fahrfläche ist bis heute in vollkommen unzureichendem Umfang untersucht worden, um die Auswirkungen der Eigenspannungen in gesichertem Maße in bruchmechanische Analysen einbeziehen zu können.

Von der Seite der Bruchmechanik her gibt es gewisse Grenzen, die gegeben sind durch die auf die Rißflächen wirkenden Spannungen. Während die Bruchmechanik bei der Rißöffnungsart I, d.h. der Beanspruchung des Risses durch Normalspannungen senkrecht zur Rißfläche, gut abgesichert ist, treten bei Eisenbahnschienen teilweise Beanspruchungen der Rißöffnungsarten II und III, d.h. infolge der Schubbeanspruchung parallel zu den Rißflächen und senkrecht bzw. parallel zur Rißfront, hinzu. Die Auswirkungen der Schubbeanspruchung der Risse macht sich durch eine plötzliche Rißrichtungsänderung bemerkbar, wie sie bei Eisenbahnschienen für Längsrisse bekannt ist. Die Bedingungen des Übergangs von der einen in die andere Ausbreitungsrichtung bedarf noch weitergehender grundsätzlicher Untersuchungen.

Zweckmäßig erscheint es, zum Vergleich der Vor- und Nachteile und der Aussagekraft der bruchmechanischen Untersuchungen neben den bisher bekannten Rißfortschrittsuntersuchungen auf der Grundlage der Bruchmechanik auch unbedingt die wesentlichen Ergebnisse praktischer Erfahrungen und konventioneller Rißausbreitungsanalysen zu berücksichtigen.

2. Die Festlegung zulässiger Rißgrößen für die Schienenprüfung

Die Konfrontation mit einer der klassischen Zielstellung der Bruchmechanik, zulässige Rißgrößen für die zerstörungsfreie Schienenprüfung festzulegen, erfolgte bei der Deutschen Reichsbahn, als Überlegungen angestellt wurden, einen eigenen Schienenprüfwagen zu entwickeln. Die bis dahin bei der DR entwickelten Kriterien zur Bewertung rißartiger Defekte in Schienen betrafen überwiegend herstellungsbedingte Defekte. Da bei der zerstörungsfreien Schienenprüfung aber alle möglichen, herstellungs- und betriebsbedingte Defekte festgestellt werden, war es erforderlich, Bewertungskriterien für alle wesentlichen rißartigen Schienenfehler zu entwickeln.

Da eine Ableitung von Bewertungskriterien aus empirischen Untersuchungen langfristige Analysen defekter, insbesondere gebrochener Schienen voraussetzt, was nicht gegeben war, konnte die Basis für die vorgesehenen Untersuchungen nur die Bruchmechanik sein. Da die bruchmechanischen Analysen das Rißausbreitungsverhalten möglichst wirklichkeitstreu wiederspiegeln sollten, war es nicht sinnvoll, die bruchmechanischen Berechnungen rein de-

terministisch mit vorgegebenen, mehr oder weniger repräsentativen Werten der relevanten Einflußgrößen durchzuführen. Um die Streubreite der maßgebenden Rißausbreitungseigenschaften in die Rißausbreitungsanalyse einzubeziehen, wurden die Berechnungen auf der Grundlage der Monte-Carlo-Simulation durchgeführt.

Die bruchmechanischen Berechnungen unter Verwendung der Monte-Carlo-Simulation werden im Prinzip auch deterministisch durchgeführt, wobei aber nicht fiktive Ausgangswerte als repräsentativ zugrunde gelegt werden, sondern es werden stochastisch streuende Ausgangswerte verwendet, die der Realität entsprechen. Diese realitätsnahe Festlegung der bruchmechanischen Ausgangsdaten läßt sich gewinnen, wenn die Klassen- oder Häufigkeitsverteilung der entsprechenden Werte bekannt ist: Durch Inversion der Wahrscheinlichkeitsverteilung wird ausgehend von einem beliebigen Wert der Wahrscheinlichkeit – repräsentiert durch eine gleichverteilte Zufallszahl im Bereich zwischen 0 und 1 – der zugehörige Zufallswert für die jeweilige Einflußgröße anhand der numerisch oder analytisch vorgegebenen Verteilungsfunktion bestimmt. Sind alle relevanten und stochastisch schwankenden Einflußgrößen nach dieser Methode bestimmt worden, so kann die Berechnung der kritischen Rißgröße oder auch der Lebensdauer (von einer Anfangsrißgröße bis zu einer bestimmten Endrißgröße) deterministisch bestimmt werden.

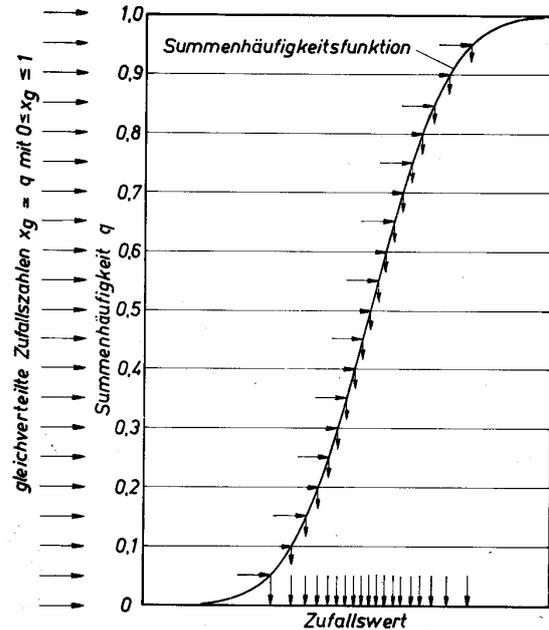


Bild 1: Schema zur Gewinnung von Zufallswerten vorgegebener Wahrscheinlichkeitsverteilungen aus normierten, gleichverteilten Zufallszahlen.

Bei der Anwendung der sogenannten probabilistischen Bruchmechanik bilden die Wahrscheinlichkeitsverteilungen der streuenden, wesentlichen Einflußgrößen die Ausgangsbasis der Berechnungen. Das Ergebnis der Berechnungen sind die Verteilungen der Größen der kritischen Risse und der Größen wachsender Ermüdungsrisse. Durch unterschiedliche Annahmen über den Typ der verwendeten Verteilungsfunktionen der Ausgangsdaten ergeben sich im Mittel nur geringfügige Differenzen im Endergebnis. Die extremen Resultate, auf die es bei der Festlegung zulässiger Rißgrößen aber gerade ankommt, lassen sich mit der gewünschten Zuverlässigkeit nicht bzw. nur unter Vorbehalt ermitteln.

Um die eindeutigen Vorteile der probabilistischen Bruchmechanik gegenüber deterministischen Berechnungen bei Beachtung der oben genannten Grenzen der Zuverlässigkeit der Aussagen für die Festlegung zulässiger Rißgrößen nutzen zu können, werden repräsentative Bezugswerte für die gesuchten Extreme aus den probabilistisch berechneten Wahrscheinlichkeitsverteilungen entnommen. Die interessierenden Extremwerte selbst werden dann aus diesen repräsentativen Werten mit Hilfe von zweckmäßig gewählten Sicherheitsbeiwerten abgeleitet. In Analogie zu den Auswertungen von Dauerfestigkeitsuntersuchungen erscheint es sinnvoll, als repräsentativ diejenigen Werte anzusehen, denen eine Überlebens- bzw. Rißwachstumswahrscheinlichkeit von 90 Prozent zukommt.

Unter Verwendung des probabilistisch berechneten, repräsentativen Wertes der kritischen Rißgröße und eines zweckmäßig gewählten Sicherheitsbeiwertes S_{ac} ergibt sich das Betriebs-

grenzmaß für Ermüdungsrisse, die sich instabil, d.h. schlagartig ausbreiten können, wenn die Rißgröße den Minimalwert der kritischen Rißgröße erreicht oder überschritten hat, zu

$$a_{zul\ max} = a_c(P_{\bar{U}} = 90\%) / S_{ac} .$$

$P_{\bar{U}}$ ist hierbei die Überlebenswahrscheinlichkeit.

Der Maximalwert der Rißgrößenzunahme im Zeitraum von der zerstörungsfreien Prüfung bis zum Erreichen des Betriebsgrenzmaßes wird als $S_{\Delta a}$ -faches des repräsentativen Wertes der berechneten Rißgrößenzunahme angenommen:

$$\Delta a_{\max} = S_{\Delta a} \cdot \Delta a(P_{\bar{a}} = 90\%)$$

mit $P_{\bar{a}}$ als der Rißwachstumswahrscheinlichkeit.

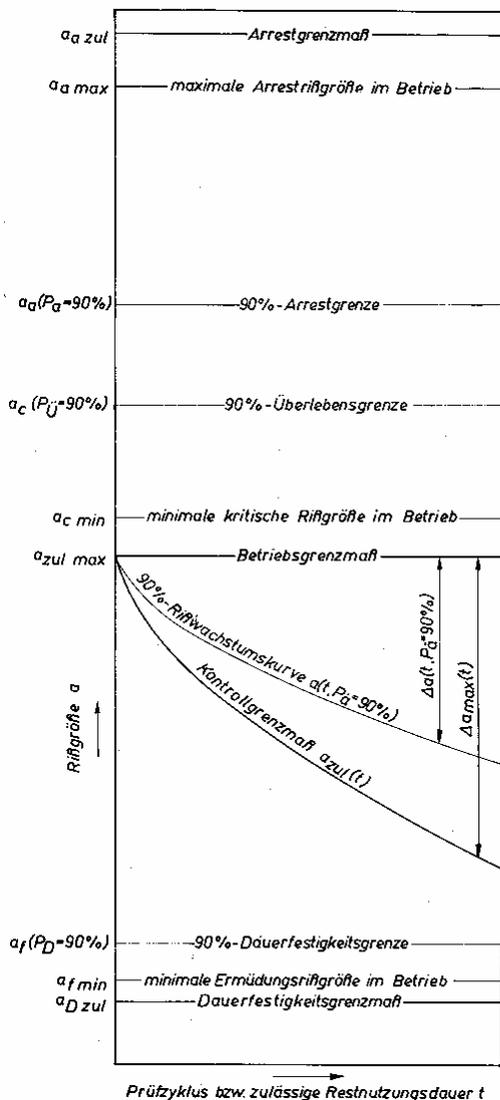


Bild 2: Graphische Darstellung der Zusammenhänge zwischen den repräsentativen 90%-Quantilwerten der Rißgrößen und den zulässigen Rißgrößen für Konstruktionen unterschiedlich starker Schädigung durch rißartige Fehler [2].

Das Grenzmaß, das zum Zeitpunkt der zerstörungsfreien Prüfung eingehalten werden muß, um bis zur nächsten Prüfung ein unkontrolliert großes Rißwachstum und den Eintritt des Bruchs des Bauteils auszuschließen, ergibt sich somit zu

$$a_{zul} = a_{zul\ max} - \Delta a_{\max} .$$

Die durch diese Beziehungen aufgezeigten und im nebenstehenden Bild 2 veranschaulichten Zusammenhänge zeigen einen geeigneten Weg auf, um zulässige Rißgrößen bei Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der wesentlichen, das stabile Rißwachstum und den Bruch, aber auch die Dauerfestigkeit und die Arretierung bestimmenden Einflußgrößen mit Hilfe der Bruchmechanik unter Einbeziehung vorliegender Erfahrung aus dem Betrieb oder aus experimentellen Untersuchungen abzuleiten.

Während die realitätsnahe Berechnung der Rißausbreitungsphänomene mit Hilfe der Monte-Carlo-Simulation sich im Bereich der Bruchmechanik in zunehmendem Maße durchsetzt und weitgehend schon etabliert hat, wurde der Bewertung der bruchmechanischen Aussagen bisher nicht die gebührende Aufmerksamkeit geschenkt.

Auf Grund der Erfahrungen bei der Analyse der instabilen und der stabilen Rißausbreitung in Eisenbahnschienen und in Eisenbahnvollrädern unter Betriebsbedingungen [3, 4, 5] liegen die verwendbaren Sicherheitsbeiwerte in der Größe von

$$S_{ac} = 1,4 \dots 4,2$$

$$S_{\Delta a} \geq 1,5 \dots 3.$$

Repräsentative Ergebnisse probabilistischer Berechnungen der kritischen Größe von Rissen in Eisenbahnschienen zeigen die folgenden Bilder.

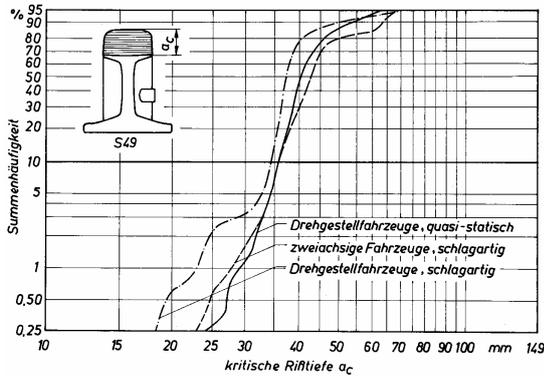


Bild 3: Summenhäufigkeits- bzw. Wahrscheinlichkeitsverteilung der kritischen Größe von Fahrflächenquerrissen in AT-Schienenschweißungen S49 im Bogengleis ($R = 300 \dots 500 \text{ m}$, $TV = 12 \dots 25^\circ\text{C}$) [3].

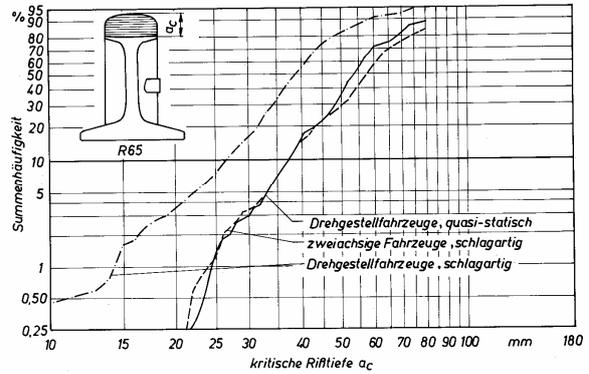


Bild 4: Summenhäufigkeits- bzw. Wahrscheinlichkeitsverteilung der kritischen Größe von Fahrflächenquerrissen in AT-Schienenschweißungen R65 im Bogengleis ($R > 800 \text{ m}$, $TV = 12 \dots 25^\circ\text{C}$) [3].

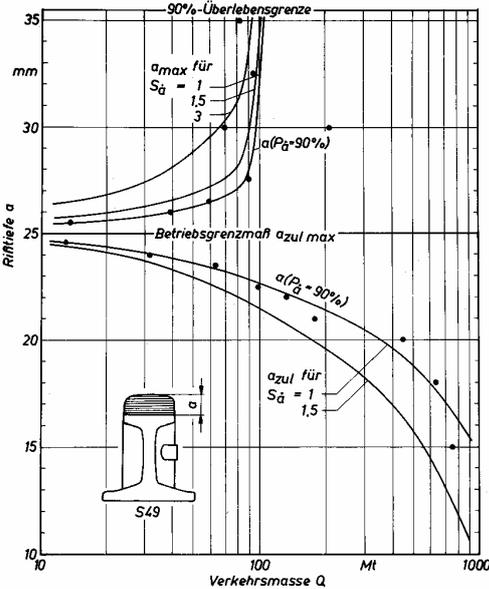


Bild 5: Das Wachstum von Fahrflächenquerrissen in AT-Schienenschweißungen S49 im Bogengleis (bei winterlichen Temperaturen) bis zum Betriebsgrenzmaß (zur Festlegung der zulässigen Rißtiefe für die zerstörungsfreie Prüfung bzw. die zulässige Restnutzugsdauer) und oberhalb des Betriebsgrenzmaßes (zur Einschätzung der Sicherungsfrist der defekten Schweißung) [3]

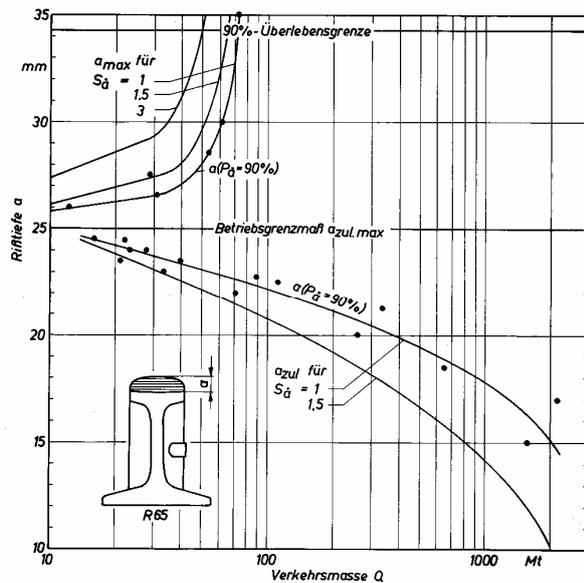


Bild 6: Das Wachstum von Fahrflächenquerrissen in AT-Schienenschweißungen R65 im Bogengleis (bei winterlichen Temperaturen) bis zum Betriebsgrenzmaß (zur Festlegung der zulässigen Rißtiefe für die zerstörungsfreie Prüfung bzw. die zulässige Restnutzugsdauer) und oberhalb des Betriebsgrenzmaßes (zur Einschätzung der Sicherungsfrist der defekten Schweißung) [3]

Die Ergebnisse analoger Berechnungen für andere Risse in Eisenbahnschienen [6], aus denen mit Hilfe der zutreffenden Sicherheitsbeiwerte die zulässigen Risse abgeleitet wurden, führten zu den in der folgenden Tabelle 1 wiedergegebenen Resultaten. Anzumerken ist jedoch, daß die Festlegung der unzulässigen und der bedingt zulässigen rißartigen Fehler, d.h. des Kontrollgrenzmaßes, nicht in jedem Fall so durchgeführt werden konnte, wie es aus den Bildern 5

und 6 zu entnehmen ist. Durch Unzulänglichkeiten der Kenntnisse mußten teilweise vereinfachte Prozeduren, d.h. empirische Betrachtungen herangezogen werden.

Tabelle 1: Grenzmaße für die Abmessungen nicht zulässiger bzw. bedingt zulässiger rißartiger Fehler in Eisenbahnschienen und in Schienenschweißungen [6, 7].

Art des Schienenfehlers	Bereich der Schädigung	Grenzmaße für die Abmessungen	
		nicht zulässiger ¹⁾	bedingt zulässiger ²⁾
<u>Fahrflächenquerriß:</u>	in der Schienenmitte S49	20 mm	5 mm
	in der Schienenmitte R65	10 mm	5 mm
	am gelaschten Schienenende S49 ($\leq 2,00$ m)	5 mm	
<u>innerer Kopfquerriß:</u>	am gelaschten Schienenende R65 ($\leq 2,40$ m)	5 mm	
	an Verbindungsschweißungen	35 mm	25 mm
<u>vertikaler Kopfquerschnitt:</u> ³⁾	in der Schienenmitte S49	30 mm	10 mm
	in der Schienenmitte R65	25 mm	5 mm
	am gelaschten Schienenende	15 mm	5 mm
<u>horizontaler Kopfquerschnitt:</u> ³⁾	an Verbindungsschweißungen S49	35 mm	25 mm
	an Verbindungsschweißungen R65	30 mm	20 mm
<u>Stegquerriß:</u>	in der Schienenmitte	50 mm	25 mm
	am gelaschten Schienenende	10 mm	5 mm
	an Verbindungsschweißungen	10 mm	5 mm
<u>vertikaler Steglängsriß:</u> ³⁾	in der Schienenmitte	100 mm	50 mm
	am gelaschten Schienenende	50 mm	
<u>horizontaler Steglängsriß:</u> ³⁾	an Verbindungsschweißungen	50 mm	
	in der Schienenmitte S49	90 mm	45 mm
	in der Schienenmitte R65	180 mm	90 mm
<u>schräger Stegbohrungsriß:</u>	am gelaschten Schienenende	30 mm	5 mm
	an Verbindungsschweißungen S49	50 mm	25 mm
<u>horizontaler Stegbohrungsriß:</u> ³⁾	an Verbindungsschweißungen R65	80 mm	40 mm
	in Schienen S49	20 mm	5 mm
<u>Fußquerriß:</u>	in Schienen R65	25 mm	10 mm
	in Schienen S49	35 mm	20 mm
<u>vertikaler Fußlängsriß:</u> ³⁾	in Schienen R65	80 mm	40 mm
	in Schienen	4 mm	
	an Verbindungsschweißungen	4 mm	
	in der Schienenmitte	100 mm	50 mm
	am gelaschten Schienenende	50 mm	
	an Verbindungsschweißungen	50 mm	

1) Fehler mit Rißabmessungen größer oder gleich dem "Grenzmaß nicht zulässiger Risse" sind als Schienenbrüche zu behandeln!

2) Fehler mit Rißabmessungen größer oder gleich dem "Grenzmaß bedingt zulässiger Risse" sind im Rahmen geplanter Arbeiten zu entfernen! Fehler mit Rißabmessungen unterhalb dieses Grenzmaßes haben eine zulässige Restnutzungsdauer (bzw. einen erforderlichen Prüfzyklus) von rund 25 Mt Verkehrsmasse.

3) Weicht die Rißausbreitungsrichtung nachweislich von der Längsrichtung ab oder haben sich zusätzlich quer verlaufende Risse gebildet, so sind die Längsrisse unabhängig von ihrer jeweiligen Größe unzulässig.

Wenn die dargestellten bruchmechanischen Analysen und Bewertungen auch eine gewisse Zeit zurückliegen, muß doch betont werden, daß die Methodik zur Ableitung der Grenzwerte unzulässiger bzw. bedingt zulässiger rißartiger Defekte durch die Entwicklung der Bruchme-

chanik nicht überholt worden ist, sondern immer noch den vorgeschrittenen Stand der Technik darstellt.

3. Der Einfluß der Verspannungstemperatur auf die Rißausbreitung in Eisenbahnschienen

Ähnliche Untersuchungen – wie im vorigen Kapitel dargelegt – betreffen ein Problem, das neueren Datums ist. Mit der Verfügung B 14 der DS 820 01 42 Abs. 5 vom 15. Mai 1996 wurde der Bereich der Verspannungstemperaturen bei der Herstellung lückenloser Gleise bei der Deutschen Bahn AG (gegenüber der früheren Regelung bei der Deutschen Bundesbahn mit $T_V = 17 \dots 23^\circ\text{C}$) um 3 K auf nunmehr $T_V = 20 \dots 26^\circ\text{C}$ angehoben. Für diese Änderung der oberbautechnischen Regelungen war ausschlaggebend, den Einsatzbereich der Wirbelstrombremse der Schienenfahrzeuge künftig zu vergrößern. Durch die häufige Einwirkung der Wirbelstrombremse auf die Schienen muß mit einer Erhöhung der Temperatur im Schienenkopf gerechnet werden. Um in der warmen Jahreszeit die Druckkräfte zu mindern und der Gefahr von Gleisverwerfungen vorzubeugen, ist diese Änderung der oberbautechnischen Festlegungen sinnvoll, doch muß beachtet werden, daß einerseits der Einwirkungsbereich der Wirbelstrombremse auf die Gleise des Bahnhofsbereiches begrenzt ist und daß andererseits die generelle Erhöhung des Bereichs der Verspannungstemperaturen für die kalte Jahreszeit negative Folgen hat für das Bruchverhalten der Schienen der lückenlosen Gleise sowie für das Rißwachstum und dementsprechend für die zerstörungsfreie Prüfung der Schienen.

Um eine realistische Einschätzung der kritischen Rißgröße, bei der der Bruch der Schiene erfolgt, zu gewinnen, wurden die bruchmechanischen Berechnungen wiederum als Monte-Carlo-Simulation durchgeführt, in Ermangelung ausreichender Daten allerdings ohne Berücksichtigung der Eigenspannungen.

Einige der Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulation des kritischen Zustandes der Schienen S49 für die

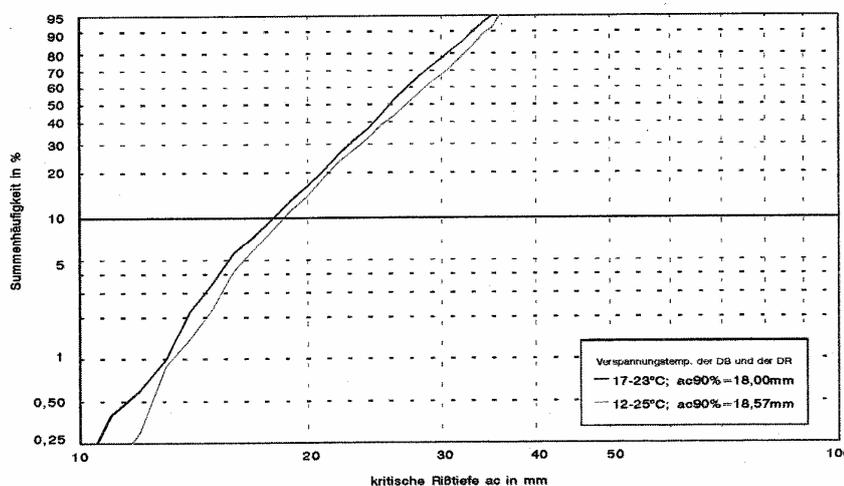


Bild 7: Die kritische Größe von Fahrflächenquerrissen in Schienen S49 bei Berücksichtigung der Verspannungsbedingungen bei der Deutschen Bundesbahn sowie bei der Deutschen Reichsbahn [8].

ursprünglich zutreffenden Bedingungen der DB und der DR sind im Bild 7 veranschaulicht. Trotz der Vernachlässigung der Eigenspannungen in den Schienen zeigt die Berechnung eine realistische Breite des Streufeldes der kritischen Rißtiefen. Analoge Berechnungen wurden bei systematischer Veränderung des Bereichs der Verspannungstemperaturen durchgeführt.

Um die Frage zu klären, welches der beiden variierten Merkmale, die mittlere Verspannungstemperatur oder die Breite des Bereichs der Verspannungstemperatur den wesentlicheren Einfluß auf das Bruchverhalten hat, sind die Simulationsergebnisse statistisch analysiert worden. Die Ergebnisse der Varianzanalyse [9] zeigen, daß das Merkmal „mittlere Verspannungstem-

peratur“ einen starken Einfluß auf das Ergebnis hat, während für das Merkmal „Bereich der Verspannungstemperatur“ ein statistisch gesicherter Einfluß auf die repräsentative Größe $a_c(P_{\bar{v}} = 90\%)$ der kritischen Risse nicht nachweisbar ist. Dieses Ergebnis ist aber unter Beachtung der Voraussetzung, unter der die Simulation durchgeführt wurde, zu sehen, nämlich, daß der Bereich der Verspannungstemperaturen gleichmäßig ausgenutzt wird.

Um aus den Simulationsergebnissen verallgemeinerte Aussagen über das Bruchverhalten der Eisenbahnschienen zu gewinnen, wurden die repräsentativen Rißgrößen $a_c(P_{\bar{v}}=90\%)$ normiert mit Hilfe des Ergebnisses, das sich für die bisherigen Bedingungen (der Deutschen Bundesbahn mit einem Bereich der Verspannungstemperaturen von 17 bis 23°C) ergeben hatte. Veranschaulicht sind die Resultate im Bild 8. Die Verallgemeinerung der Simulationsergebnisse zeigt, daß durch die Veränderung des Bereichs der Verspannungstemperaturen von 17 – 23°C zu 20 – 26°C mit einer Minderung der kritischen Rißgröße auf etwa 92% des bisherigen Wertes gerechnet werden muß.

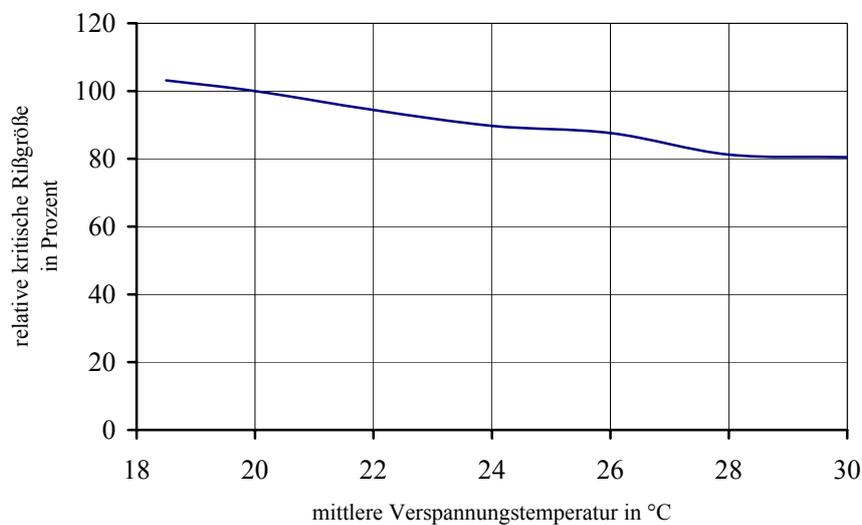


Bild 8: Die relative Größe kritischer Fahrflächenquerrisse $a_c(P_{\bar{v}}=90\%)$ in Abhängigkeit von der mittleren Verspannungstemperatur (nach [8]).

Ob infolge dieser relativ geringfügigen Unterschiede in den als repräsentativ anzusehenden Werten der kritischen Rißgrößen eine Veränderung der Fehlerklasseneinteilung für die zerstörungsfreie Schienenprüfung erforderlich oder sinnvoll ist, erscheint angesichts der Geringfügigkeit der Änderungen und der Genauigkeit der Ergebnisse der zerstörungsfreien Prüfung der Schienen fraglich.

Die Monte-Carlo-Simulation des Rißwachstums eines Fahrflächenquerrisses in Schienen S49, die unabhängig von der Untersuchung des Bruchverhaltens vorgenommen wurde, zeigt in jedem Fall erwartungsgemäß ein sehr breites Streufeld für das Rißwachstum mit größenordnungsmäßig beträchtlichen Unterschieden in der erforderlichen Verkehrsmasse für das Wachstum. Das für die praktischen Belange interessierende schnellste Rißwachstum $a_c(P_{\bar{v}}=90\%)$ läßt sich anhand der Simulationsergebnisse durch eine „Mindest“-Verkehrsmasse, der eine Summenhäufigkeit von 10% zugeordnet wird, repräsentieren.

Statistisch läßt sich nachweisen, daß beim Rißwachstum – ähnlich wie bei der kritischen Rißgröße – der Breite des Verspannungstemperaturbereiches gegenüber der mittleren Verspannungstemperatur nur eine untergeordnete Bedeutung zukommt. Dieses Ergebnis ist aber ebenfalls wieder unter Beachtung der Voraussetzung, unter der die Simulation durchgeführt wur-

de, zu sehen, nämlich, daß der Bereich der Verspannungstemperaturen gleichmäßig ausgenutzt wird.

Da die Breite des Bereichs der Verspannungstemperaturen als Einflußparameter für die Darstellung der Simulationsergebnisse ohne wesentliche Bedeutung ist, läßt sich das Rißwachstum in Abhängigkeit von der mittleren Verspannungstemperatur entweder wie im nebenstehenden Bild durch die Resultate für den Bereich mit einer Breite von 6 K oder durch die Mittelwertskurven für die drei unterschiedlichen Bereiche von 2 bis 6 K darstellen.

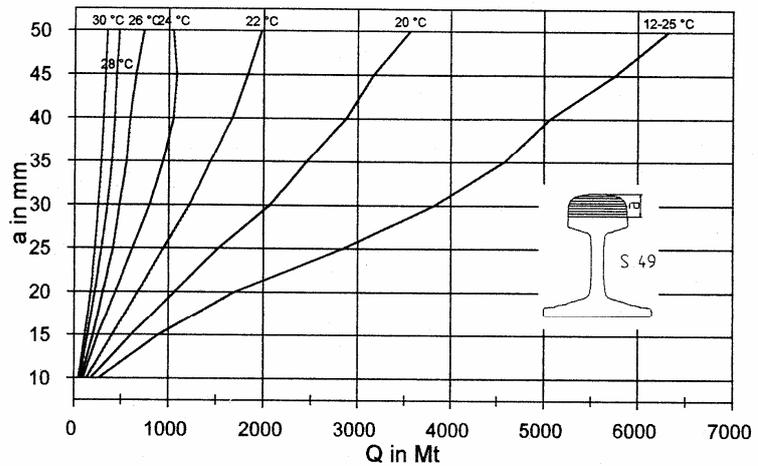


Bild 9: Das Wachstum von Querrissen a ($P_{da/dt}=90\%$) an der Fahrfläche in Schienen S49 bei unterschiedlichen mittleren Verspannungstemperaturen bei einem Bereich von jeweils $\pm 3K$ [10]

Um aus den Simulationsergebnissen verallgemeinerte Aussagen über das Rißwachstumsverhalten der Eisenbahnschienen zu gewinnen, wurden die erforderlichen „Mindest“-Verkehrsmassen zur Erzielung eines Rißwachstums von 5 mm bis 35 mm Rißtiefe normiert mit Hilfe des Ergebnisses, das sich für die bisherigen Bedingungen (der Deutschen Bundesbahn mit einem Bereich der Verspannungstemperaturen von 17 bis 23°C) ergeben hatte. Veranschaulicht sind die Resultate im folgenden Bild 10.

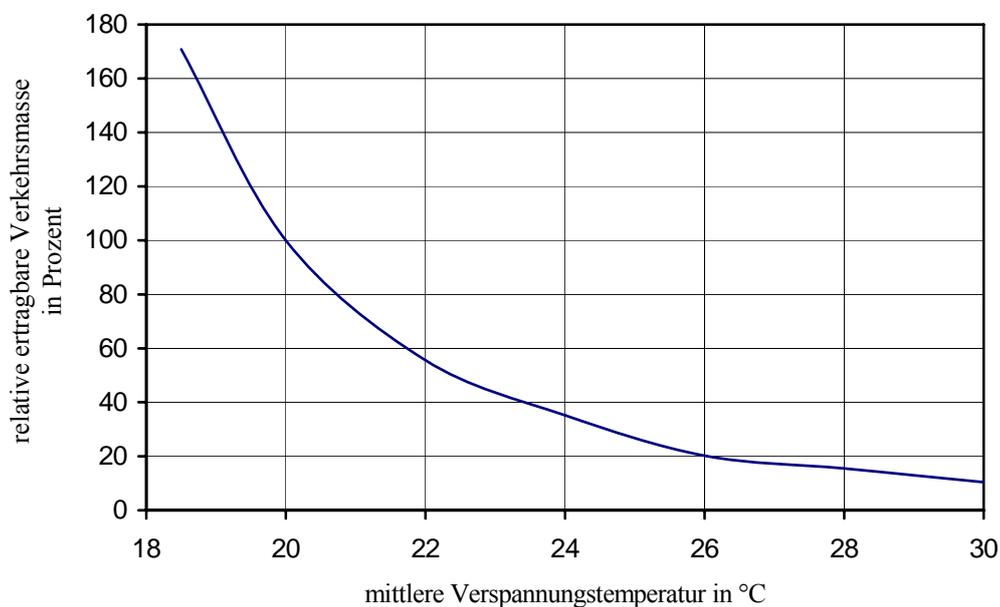


Bild 10: Die relative ertragbare „Mindest“-Verkehrsmasse für das Rißwachstum von 5 bis 35 mm Tiefe in Abhängigkeit von der mittleren Verspannungstemperatur [10].

Die Betrachtung des Rißwachstums von einem kleinen Anfangsriß von 5 mm Tiefe bis zu einer Rißtiefe von 35 mm, die im Grunde genommen schon weit im kritischen Bereich liegt, beinhaltet im wesentlichen schon die Restnutzungsdauer einer rißgeschädigten Schiene. Da es jedoch bei den vorliegenden Analysen nicht um die Restnutzungsdauer, sondern eigentlich um den Prüfzyklus der zerstörungsfreien Schienenprüfung geht, wurde das Rißwachstum auch

über geringere Rißgrößen in die Betrachtungen einbezogen. Bei dem Rißwachstum von 5 mm Rißtiefe bis zu Rißtiefen von weniger als 35 mm zeigen sich bei grundsätzlich gleichen Tendenzen nicht ganz so starke Minderungen der für das Wachstum erforderlichen Verkehrsmasse. Die Rißwachstumsdauer verkürzt sich mit erhöhter mittlerer Verspannungstemperatur, aber auch mit zunehmender Rißgröße.

Die geminderte Rißwachstumsdauer für die mittlere Verspannungstemperatur von 23°C, die bei der Simulation nicht direkt berücksichtigt wurde, ist aus der Mittelung der Daten für 22°C und 24°C mit 58% für das Rißwachstum bis zu 10 mm und mit 45% für das Rißwachstum bis zu 35 mm Rißtiefe zu entnehmen. In diesem speziellen Fall ist eine systematische, aber auch streuende Reduzierung der Lebensdauer mit fortschreitender Rißgröße zu erkennen. Für mittlere, noch nicht unbedingt kritische Rißgrößen muß mit einer Minderung der Rißwachstumsdauer auf etwa 50 Prozent der Lebensdauer, die für die bisherigen Verspannungsbedingungen der Deutschen Bundesbahn charakteristisch sind, gerechnet werden. Diesem Ergebnis entsprechend müßte der Zyklus der zerstörungsfreien Schienenprüfung halbiert werden, um das Niveau der Betriebssicherheit bei der Deutschen Bahn AG gegenüber den früher zutreffenden Verhältnissen bei der Deutschen Bundesbahn nicht zu mindern.

4. Zur Umsetzung der bruchmechanischen Berechnungsergebnisse

Die beiden Rißausbreitungsphänomene „stabile Rißausbreitung“ (Rißwachstum) und „instabile Rißausbreitung“ (Schienenbruch) wurden – wie in der Bruchmechanik vielfach üblich – getrennt voneinander betrachtet, da nicht die Restlebensdauer eines bestimmten rißgeschädigten Bauteils im Mittelpunkt des Interesses steht, sondern das Bruchverhalten und das Rißwachstum einer Vielzahl von Schienen bzw. letztlich die Periodizität der zerstörungsfreien Schienenprüfung. Durch bruchmechanische Modellrechnungen unter Nutzung der Monte-Carlo-Simulation zur Erfassung der stochastisch streuenden Einflußgrößen lassen sich die Effekte quantifizieren.

Hinsichtlich der Qualität der weitgehend auf der Grundlage der Bruchmechanik erarbeiteten Kriterien und der Berücksichtigung bestimmter Einflußgrößen ist anzumerken, daß die bruchmechanischen Kriterien den empirisch ermittelten Kriterien klar überlegen sind. Hinsichtlich der Schärfe der Kriterien bleiben die abgeleiteten Grenzmaße hinter denen der DB zurück. Die an dieser Stelle bewußt nicht angestrebte übergroße Schärfe der Kriterien sollte einem zu großen Anfall von auszubauenden Defekten (mit ihren möglichen negativen Folgen des Ignorierens der Diagnoseergebnisse) von Anfang an entgegenwirken. Beachtet wurde dieser Grundsatz vor allem bei den Fehlern in AT-Schienenschweißungen, die bei der DR am häufigsten Brüche verursachten. Für rißartige Fehler, die selten zu Brüchen führen, wurden Festlegungen empfohlen, die wahrscheinlich lange Zeit hätten Bestand haben können.

Offene Probleme sind neben dem schon erwähnten Umfang der Fehlerausbauten insbesondere nach der ersten Diagnose der Schienen der DR die Genauigkeit der Fehlergrößenbestimmung mittels eines schnellfahrenden Schienenprüfwagens und die Zuverlässigkeit der Fehlerauffindung. Da selbst in den Angebotsunterlagen von Firmen, die sich mit der zerstörungsfreien Schienenprüfung befassen, die Genauigkeit der Fehlergrößenbestimmung nur mit dem Begriff „ungefähr“ umschrieben wurde, wurde entsprechend den Erfahrungen der DR bei der Ultraschallprüfung von AT-Schweißungen eine Rundung der Grenzwerte auf 5 mm vorgenommen. Im Interesse des wirtschaftlichen Erfolges der Schienendiagnose ist eine Minderung der Unsicherheit bei der Größenbestimmung insbesondere bei Querrissen anzustreben. Über die Zuverlässigkeit der Fehlerauffindung sind nur wenige Fakten bekannt. Nach Angaben von PRA-

SIL und MOULIN [11] wurde bei 5 durchgeführten Prüffahrten über die gleiche Strecke bei einer Fahrt ein Riß von 36% der Schienenkopffquerschnittsfläche (d.h. entsprechend einer Fehlerhöhe von etwa der halben Kopfhöhe) nicht registriert. Die Konsequenz aus diesem Umstand müßte sein, die Rißwachstumsperiode als mindestens doppelte Größe des Prüfzyklus anzunehmen, um ein einmaliges „Übersehen“ eines relativ großen Risses tolerieren zu können.

Bei der weiteren Differenzierung und Präzisierung der Bewertungskriterien ist neben dem Sammeln von Praxiserfahrungen vor allem dem Rißwachstum verstärkte Aufmerksamkeit zu widmen. Die Rißfrontbeanspruchung in Form der Spannungsintensitätsfaktoren ist anhand der nominellen Spannungen und der Rißgeometrie unter Einbeziehung der realen Profilgeometrie wesentlich genauer zu erfassen. Dieses gilt insbesondere für Risse im Stegbereich. Anzunehmen ist, daß die Rißausbreitung im Steg bei Querrissen, insbesondere aber bei schrägen Stegbohrungsanrissen und bei Längsrissen an Verbindungsschweißungen durch einen mehrfachen Wechsel von Dauerrißausbreitung, Spröbruch und Rißarretierung erfolgt. Hinweise für diese Annahme ergeben sich aus der sehr kleinen Größe kritischer Risse an Laschenkammerbohrungen bei den BR von 2 bis 4 bzw. 8 mm [12], aus FEM-Berechnungen für derartige Risse [13] und den Bewertungskriterien für Laschenkammeranrisse nach den Obv. der DR. Aus diesem Grund können bruchmechanische Analysen des reinen Ermüdungsrißwachstums von Stegbohrungsanrissen irreführende Resultate ergeben. Um die genannten wechselnden Rißausbreitungsphänomene analysieren zu können, sind gegebenenfalls auch die werkstoff- und profilbedingten Eigenschaften der Rißarretierung zu berücksichtigen.

Weitere Probleme, deren Lösung bei der Präzisierung der Bewertungskriterien wünschenswert ist, betreffen die Schienenbeanspruchung im Weichen- und im Laschenkammerbereich, die Ausbreitung abgeknickter Risse, die Bewertung einseitiger, d.h. nicht durchgehender Steglängsrisse und den Einfluß der Vergütung der Schienen auf die Größe zulässiger Fehler. Bezüglich des letzten Punktes zeigen Erfahrungen [14] einen gesicherten Einfluß der Vergütung auf die Größe kritischer Querrisse im Schienenkopf. International war zum damaligen Zeitpunkt und ist auch heute nicht bekannt, daß für vergütete Schienen andere Festlegungen verwendet werden als für die zur Zeit übliche hochfeste Schiene.

In der Tabelle 1 sind die Resultate der bruchmechanischen sowie der empirischen Betrachtungen zur Festlegung zulässiger Risse in Eisenbahnschienen und in Schienenschweißungen der Gleise der Deutschen Reichsbahn zusammengestellt. Eine Änderung ist insofern gegenüber den ursprünglichen Analysenresultaten getroffen worden, als die Tabellenwerte unzulässige Defekte darstellen, nicht jedoch zulässige Defekte. Die Betriebsgrenzmaße bzw. die Fehlergrößen der umgehend zu beseitigenden rißartigen Defekte waren bei der Deutschen Reichsbahn mit Wirkung vom 1. Januar 1991 als verbindlich in Kraft gesetzt worden [15]. Mit der Zusammenführung der Deutschen Bundesbahn und der Deutschen Reichsbahn zur Deutschen Bahn AG wurden jedoch die Festlegungen der ehemaligen DB auch für die ehemalige DR verbindlich.

Bei der Analyse des zweiten Problems, des Einflusses der Verspannungstemperatur auf die Rißausbreitung in Eisenbahnschienen, wurde auf Sicherheitsbetrachtungen verzichtet, da hier nur Variantenvergleiche durchgeführt wurden. Festgestellt wurde anhand eines bruchmechanisch behandelbaren, repräsentativen Risses, daß durch eine Erhöhung des Bereiches der Verspannungstemperaturen von bisher 17 bis 23°C auf nunmehr 20 bis 26°C die kritische Rißgröße auf 92 Prozent ihrer bisherigen Wertes sinkt, während sich die Rißwachstumsgeschwindigkeit knapp verdoppelt, so daß sich die Lebensdauer auf etwa 52 Prozent ihres bisherigen Wertes mindert. Eine weitere Erhöhung der Verspannungstemperaturen (bis zu einer

mittleren Verspannungstemperatur von 30°C) zeigt eine zunehmende Verschärfung der negativen Tendenzen für die Rißausbreitung. Die Breite des Bereiches der Verspannungstemperaturen zeigt bei einer vorausgesetzten gleichmäßigen Ausnutzung keinen wesentlichen Einfluß; maßgebend ist die mittlere Verspannungstemperatur!

Ob eine Reduzierung der zulässigen Rißgrößen bzw. der Fehlergruppengrößen auf rund 90 Prozent ihres gegenwärtigen Wertes erforderlich ist, sei dahingestellt. Zur Gewährleistung des bisherigen Sicherheitsstandards ist jedoch eine Reduzierung des Prüfzyklus der zerstörungsfreien Schienenprüfung auf die Hälfte seines gegenwärtigen Wertes für die im Bereich von 20 bis 26°C verspannten Schienen des lückenlosen Gleises erforderlich.

Die negativen Bedingungen für das Rißwachstums- und Bruchverhalten werden sich entsprechend dem Umfang der oberbautechnischen Veränderungen und Erneuerungen relativ langsam im gesamten Streckennetz durchsetzen, doch ist letztlich damit zu rechnen, daß die Prüfzyklen für die zerstörungsfreie Prüfung der Schienen bei dem bisher verwendeten Oberbausystem merklich reduziert werden müssen. Werden im Zusammenhang mit den veränderten Verspannungstemperaturen und dem Einsatz der Wirbelstrombremsen noch weitere Einflußgrößen geändert, wie zum Beispiel die Bettung der Schienen statt auf Querschwellen im Schotter später auf der sogenannten festen Fahrbahn, so ist es angebracht, die bisherigen Erfahrungen mit der zerstörungsfreien Schienenprüfung generell zu überdenken und die geänderten Einflußgrößen wie die dynamischen Radkraftkollektive und die Nachgiebigkeit der Schienenbettung genauer bei der Bewertung der Schienenfehler und der Festlegung der Prüfzyklen zu berücksichtigen.

Angesichts des Umstandes, daß die Einwirkung der Wirbelstrombremsen nur einen Bruchteil des Streckengleises der DB AG betrifft, nämlich die Bahnhofsgleise und die bahnhofsnahen Bremsbereiche der Schienen, stellt sich die Frage, ob nicht nur die Schienen des betroffenen Gleisbereiches bei einer höheren Temperatur verspannt werden sollten, um die negativen Auswirkungen im überwiegenden Bereich des Streckennetzes zu vermeiden. Bekannt ist, daß sich die für das lückenlose Gleis typischen Temperaturkräfte über eine Entfernung von etwa 100 m von einem freien Schienenende auf- bzw. abbauen [15]. Ob sich die bereichsweise unterschiedlichen Verspannungs- und neutralen Temperaturen aber langfristig in einem relativ eng begrenzten Gleisbereich halten werden, müßte überprüft werden. Ähnliche Verhältnisse mit bereichsweise unterschiedlichen Verspannungstemperaturen lagen bei der Deutschen Reichsbahn vor bei Bogen- und bei Tunnelgleisen. Negative Erfahrungen gab es dabei offensichtlich nicht.

5. Literatur

- [1] K.-O. Edel, G. Boudnitski, E. A. Schur: Literaturanalyse zur Thematik „Bruchmechanik und Eisenbahnschienen“. Fachhochschule Brandenburg, Bericht, Dezember 1997.
- [2] K.-O. Edel: Die Festlegung zulässiger Rißgrößen auf der Grundlage probabilistischer, bruchmechanischer Betriebssicherheitsanalysen. DSRK-Mitteilung Nr. 19, 1990, Seite 66-80.
- [3] K.-O. Edel: Untersuchung des Bruchverhaltens von Eisenbahnschienen und –vollrädern. Technische Hochschule Otto von Guericke Magdeburg, Dissertation B, Januar 1987.

- [4] K.-O. Edel: Die Festlegung zulässiger Radkranzquerrisse in laufflächengebremsten Vollrädern auf der Grundlage der probabilistischen Bruchmechanik. Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes, Utrecht, Technisches Dokument DT 182 (E 162), Januar 1987.
- [5] K.-O. Edel: Die Festlegung zulässiger Rißgrößen für Schienen und Schienenschweißungen auf der Grundlage der probabilistischen Bruchmechanik. Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes, Utrecht, Technisches Dokument DT 183 (E 162), Januar 1987.
- [6] K.-O. Edel: Die Bewertung rißartiger Schienenfehler. Deutsche Reichsbahn, Wissenschaftlich-Technisches Zentrum. Wiedergabe des Abschnitts 3.2.2. des ausführlichen Abschlußberichtes zur Forschungs- und Entwicklungsaufgabe „Grundlagen für die Entwicklung eines Schienendiagnosewagens“, Brandenburg-Kirchmöser, Juli 1988.
- [7] K.-O. Edel: Grenzmaße für Risse in Eisenbahnschienen der DR. Signal und Schiene **34** (1990) 6, Seite 212-214.
- [8] G. Knebel: Monte-Carlo-Simulation des Bruchs rißgeschädigter Eisenbahnschienen. Fachhochschule Brandenburg, Diplomarbeit, Brandenburg an der Havel, August 1994.
- [9] R. Storm: Wahrscheinlichkeitsrechnung, mathematische Statistik und statistische Qualitätskontrolle. VEB Fachbuchverlag Leipzig, 6. Auflage, 1976, Seite 203ff.
- [10] U. Berg: Monte-Carlo-Simulation des Wachstums von Querrissen in Eisenbahnschienen. Fachhochschule Brandenburg, Diplomarbeit, Brandenburg an der Havel, August 1994.
- [11] B. Prasil, R. Moulin: Etude statistique de la methode de controle des rails en voie. Revue Général des Chemins de Fer **100** (1981) 6, Seite 327 – 340.
- [12] ORE-Frage „Zerstörungsfreie Prüfung von Eisenbahnmaterialien“: Art und Größe kritischer Fehler an Schienen/Schienenschweißungen. Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC), Utrecht, Bericht ORE E 162 / RP6 (3. Entwurf), September 1987.
- [13] R. J. Allen, G. W. Morland: The Significance of Defects in BS11 Rails: Bolt-Hole Failures and Taches Ouales. Symposium on Rail Steel Development, Oron and Steel Institute, London, November 1972.
- [14] Е. А. Шур, Т. Н. Киселёва, В. Л. Порошин, М. С. Бейзеров: Прочность рельсов с трещинами. Вестник ВНИИЖТ **42** (1984) 2, стр. 48 – 52.
E. A. Shur, T. N. Kiseleva, V. L. Poroschin, M. S. Bejzerov: Festigkeit von Schienen mit Rissen. Vestnik VNIIZHT **42** (1984) 2, Seite 48 – 52.
- [15] Deutsche Reichsbahn: Dienstanweisung zum Erfassen der Schienenbrüche. DR-A 4004, gültig ursprünglich ab 1. Januar 1990.
- [16] K.-O. Edel: Temperaturabhängige Normalkräfte in den Schienen lückenloser Gleise bei großen Längsverschiebungen. DET Die Eisenbahntechnik **30** (1982) 1, Seite 17 – 19.

Rail Defect Management: British Practice

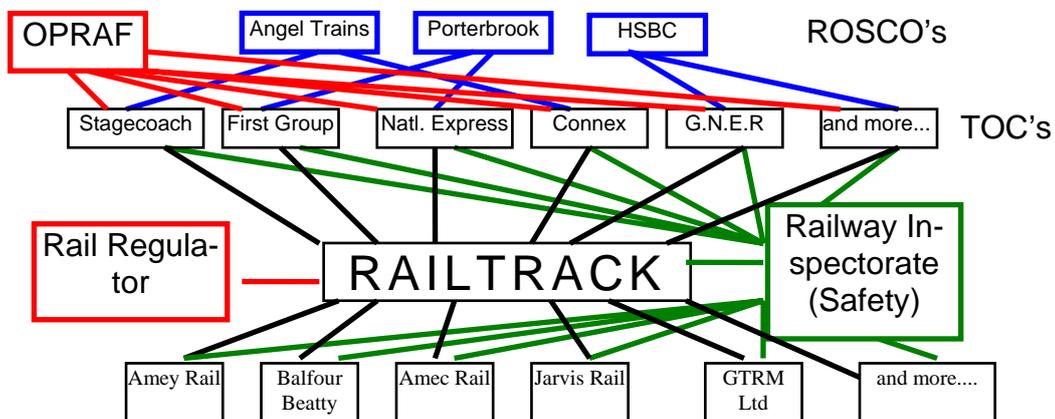
Dr. Roger Allen, Roger Allen Track Engineering Ltd, Congleton, England

1 The Structure of the British railway industry

The privatisation of the British railway industry was initiated in 1994. The then government had a number of objectives, one of which was moving the problem of finding investment capital for the railway network from the public to the private sector. In this privatisation has been very successful. The current level of investment in new vehicles and track renewal is unparalleled. Other objectives were perhaps less laudable.

The method adopted resulted in the industry becoming very fragmented. The infrastructure itself was vested in Railtrack, but all maintenance and track renewal equipment and all track renewal and maintenance staff were placed in 13 companies, all of which were sold separately. Passenger rolling stock was vested in three 'ROSCO's' which were then sold, but train operation was kept separate. Train operation franchises were bought by a number of companies (frequently bus companies) to operate rail services for periods ranging from 7 to 20 years but these companies had to lease their rolling stock from the ROSCO's. To make all these various companies more readily saleable, staff numbers were reduced, staff being given strong financial incentives to leave the industry. This resulted in a huge loss of expertise.

There has been much consolidation since 1994, but the overall structure remains the same. At the heart of it all is Railtrack.



The ROSCO -TOC links are symbolic and do not necessarily represent current contractual relationships

Fig. 1: The structure of the British railway industry (much simplified).

Like the rest of the industry, Railtrack is privately owned. Its principal source of income is the track access charges that it levies on the Train Operating Companies (TOC's). The charges however are not set by Railtrack but by a government nominee, the Rail Regulator. Railtrack in turn contracts out its maintenance and renewal work.

A key element in these contracts is performance, and in particular train delay minutes. If trains are delayed then the company responsible for the delay incurs a penalty. Thus if there is a train delay due to an infrastructure failure, Railtrack will incur charges ranging from £10 per minute to £200 per minute, per train delayed, the amount depending on the nature of the train. Thus a failure at a key junction at a peak period can result in penalty charges to Railtrack of £2000 - £3000 per minute. Railtrack can pass part of this on to its contractors, but not all. Thus the avoidance of train delay is a major financial driver for all companies.

Standards in the Industry fall into two categories, Group Standards and Company Standards. Group Standards must be complied with by all companies in the industry i.e. 'the Railway Group' and are intended to ensure safety of operation and interoperability. Company standards are the documents produced for internal and contractual purposes. Of particular importance are the standards that Railtrack issues for its contractors to work to; these are known as Line Standards. They are generally much more detailed than Group Standards but always embody the requirements of the relevant Group Standards.

Group standards originally largely mirrored British Rail's practices. As such they contained a number of requirements which were not necessary either for safe working or interoperability but rather reflected the financial constraints under which BR, as a nationalized industry, operated. One curious effect of this was to discourage the usage of vehicle-based rail inspection systems. Most of these artificial constraints, at least as regards track inspection, have now been removed.

2 Rail Failure Statistics

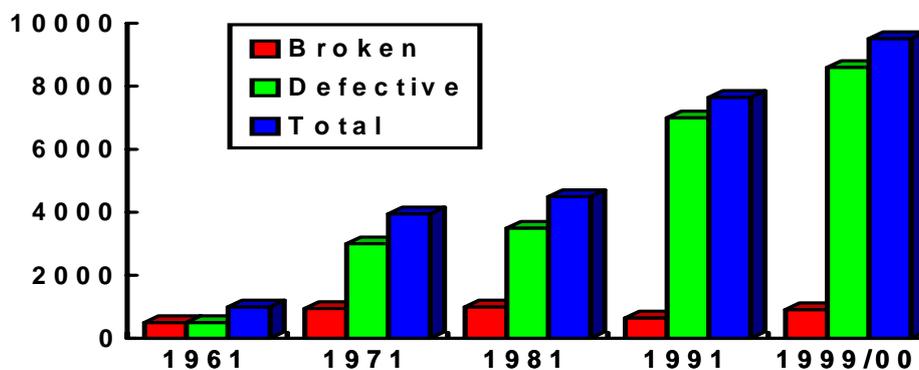


Fig. 2: British rail failure statistics, 1960 – 2000.

The histogram above shows the dramatic development of the rail failure problem over the last 40 years. It is slightly distorted because in the period 1960 - 1970 the network was reduced from 83000 track-km to something very close to its current figure of 32000 track-km.. However the lines closed were relatively lightly used and thus are unlikely to have contributed significantly to the failure statistics.

The very positive feature of Fig. 2 is that whilst the number of rails removed has been increasing continually throughout the period under review, the number of breakages has been held virtually constant.

The most common recorded failure types are as follows. The numbers represent the total number of rails removed whether cracked or broken.

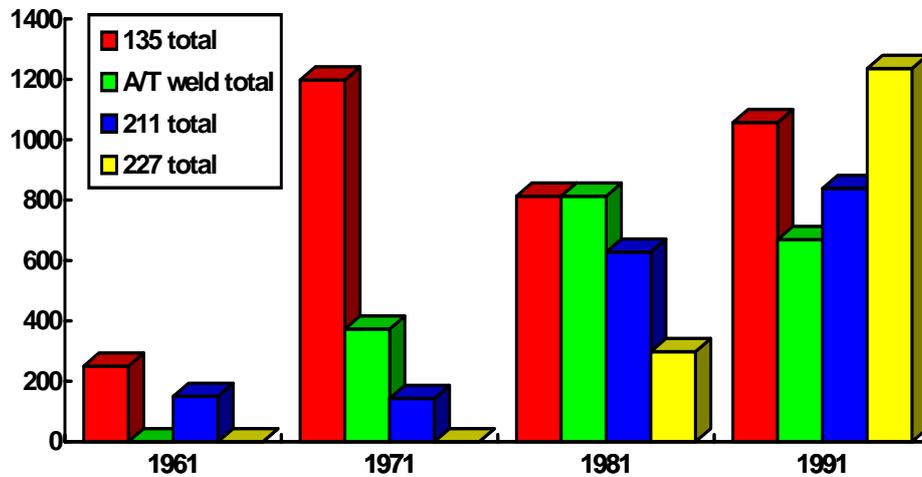


Fig. 3: The most common types of failure.

The codes used are as follows; 135, fish bolt hole cracks, 211, taches ovales and 227, squats. A/T weld refers to Alumino-thermic welds.

Track with bolted joints still comprises 40% of the network, hence the relatively high number of fish bolt hole failures. There has been an appreciable reduction in this proportion in the last few years due to the introduction of on-track flash-butt welding machines. The figures for 211 failures are misleading as within this category will have been included not only cracks developing from internal manufacturing flaws such as hydrogen cracks but also cracks developing from defective weld repairs and head checks, both of which show tache ovale-like features.

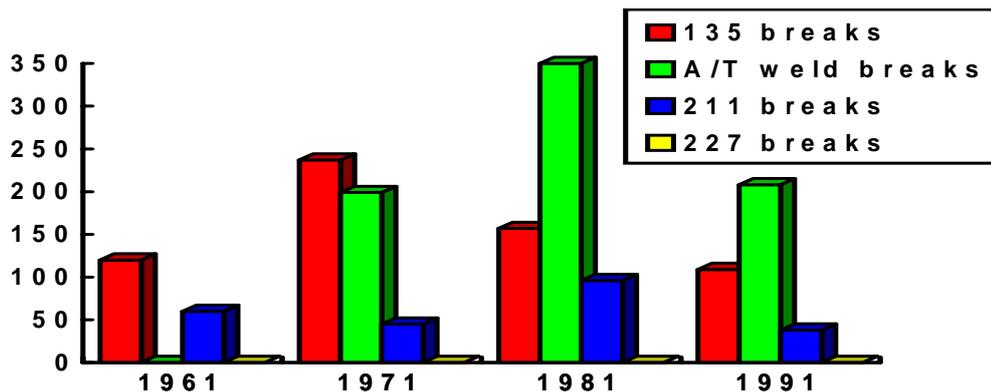


Figure 4: The most common types of breakage.

The breakage figures (Fig. 4) show a different pattern. Alumino-thermic welds and fish bolt holes again feature prominently but whereas squats have been a major cause of early rail replacement, the breakage risk associated with them is well controlled.

Unfortunately the most recent data are not available in quite the same format as those shown above.

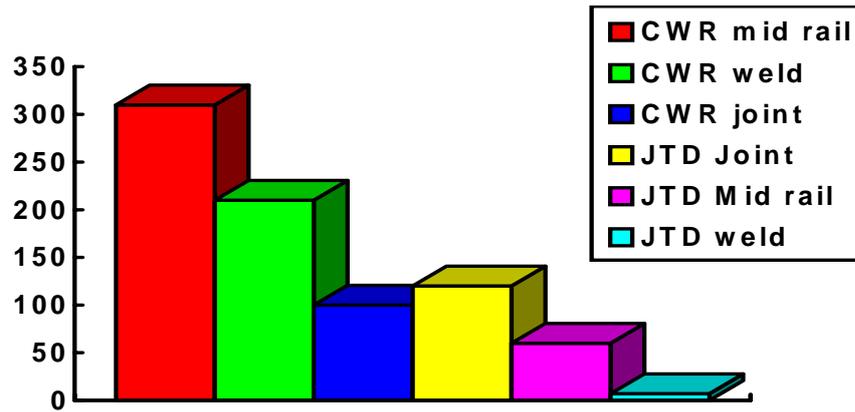


Fig. 5: 1999 -2000 Rail failure statistics.

‘CWR mid rail’ will encompass some foot breaks plus taches ovales, squats and head check initiated breaks. Probably about half our rail stock in CWR has been produced by the BOS Concast route and is not expected to be prone to the development of traditional taches ovales. Thus a good proportion of these breaks will be due to head checking. ‘CWR weld’ breaks will be overwhelmingly alumino thermic weld breaks and ‘CWR joint’ will be insulated rail joints where there is an increasing problem with the older 4 hole designs. The vast majority of Jointed track (JTD) joint breaks will be from bolt hole cracks and a significant proportion of the mid rail failures are probably ‘true’ taches ovales.

Head checking has become a problem of epidemic proportions as witnessed by the following figures for the Midland Zone of the West Coast Main Line, the UK’s most heavily used trunk route. The figures relate to the fast lines of what is predominantly a four track railway. The track mileage involved is approximately 300.

1997	Problems first noted
1998	117 miles reported as suffering from head checking 31 miles re-railed
1999	132 miles reported as suffering from head checking, despite re-railing.

The causes of this huge increase in the incidence of rolling contact fatigue are suspected but not yet proven.

In the current year Railtrack has put a huge effort (grinding and re-railing) into further reducing the number of rail breaks and currently the total nationally is running some 40% below last year’s figure at the same period.

3 Track inspection frequency and methods of inspection

The frequency of track inspection, both visual and ultrasonic, is determined by traffic density and line speed. Traffic density is measured in Equivalent Million Gross Tonnes per Annum (EMGTPA). The formula used to calculate this gives an additional weighting to heavy axle load vehicles and a slightly reduced weighting to some modern multiple units. It also has it-

self a speed factor incorporated. Thus EMGTPA figures cannot be compared directly with the figures for true annual tonnage carried, tending to be significantly higher. For the high speed, high tonnage routes (CWR) the visual inspection of track is required once a week and ultrasonic inspection of the rails normally every 6 months.

Virtually all ultrasonic inspection is manual, bolted joints being tested with a hand held 40° probe, the remainder of the rail being tested with a combination of 0° and 70° probes mounted on a so-called 'walking stick'. The walking stick enables the operator to walk along the track, pushing the probe pack in front of him; an audible warning is given if either the signal amplitude exceeds a certain level or there is a loss of bottom echo.

If a defect signal is found or there is a loss of bottom echo, certain 'minimum actions' are mandated, i.e. these are actions that the contractor must take, as a minimum, if a defect is identified. Depending on the perceived severity of the defect, this may range from a requirement to re-inspect at some time in the future to a requirement to slow traffic immediately to 20mph (32kph). The Contractor may chose to do more than this, for example re-rail when the minimum action is re-inspect, but Railtrack specifies the minimum required to ensure the safe operation of trains

The use of vehicle based inspection was actively discouraged in the first days after privatisation by the then Group Standard covering rails; there was actually a financial disbenefit to contractors if they used a train- based system. The rules that led to this situation have now been changed but there remains a significant barrier to the use of vehicle based systems. This is the need to demonstrate that the vehicle based system is at least as good as the manual system that it is intended to replace. The only convincing way to do this is through 'back to back' testing i.e. testing the same stretch of track both manually and using the train based system. This is both expensive and time consuming and can present difficulties in ensuring that like is compared with like.

4 Head checking

Rather than describe in detail all Railtrack's rail inspection procedures and the current initiatives by both Railtrack and its contractors to improve further the rail breakage situation, this paper will seek to exemplify British practice by considering the particular problems presented by the relatively recent development of wide spread head checking on the British network. As mentioned above, part of the response to these problems has been a combination of re-railing and rail grinding but here emphasis will be placed on the development of ultrasonic procedures and 'minimum actions' requirements. In some instances what is described is still being discussed between Railtrack and its contractors and this may lead to some further changes being formally incorporated into Railtrack's Line standard for Track Inspection.

There is no doubt that head checking has existed on the British rail network for a long time; a 1970's report refers to the development of 'multiple squat formation' on the gauge corner of an austenitic manganese crossing [1]. With few exceptions it was of a minor nature, rarely even resulting in spalling.

As intimated earlier however, serious problems started to arise around 1997, particularly on the West Coast Main Line (WCML), the trunk route leading from London to the major provincial cities in North West England and terminating in Glasgow. The route carries predomi-

nantly passenger traffic at a line speed of 110mph (180kph) but also a significant tonnage of freight (maximum axle load 25.5tonnes) at a speed of 60mph (100kph). The as-new rail profile was BS113A, which is effectively a thick web (20mm) version of UIC54, and the rail grade can be considered as equivalent to Grade 220 in the provisional CEN standard [2]. The rails came from a variety of sources, British, German and French.

Serious cracking was encountered first on curves of about 1500m radius which on this route usually have a maximum cant of 150mm. The maximum cant deficiency for the high speed traffic on the route is also 150mm at present but note that the freight traffic will have been operating at near equilibrium speed. Cracking tended to be observed throughout the curve, generally starting at the point where the cant in the transition exceeded 100mm.

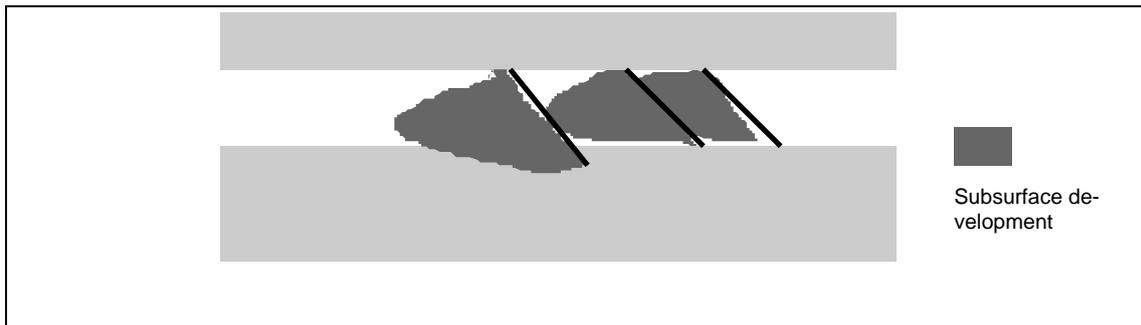


Fig. 6: Head check development [1].

Cracking was generally centred quite close to the rail crown and in the case of the samples examined in detail had developed sub-surface in a predominantly longitudinal direction. Initially the crack grew at a shallow angle to the surface, but at a depth of 5 - 10 mm turned abruptly to grow down into the rail at an angle of 60° (Figs 6 and 7).

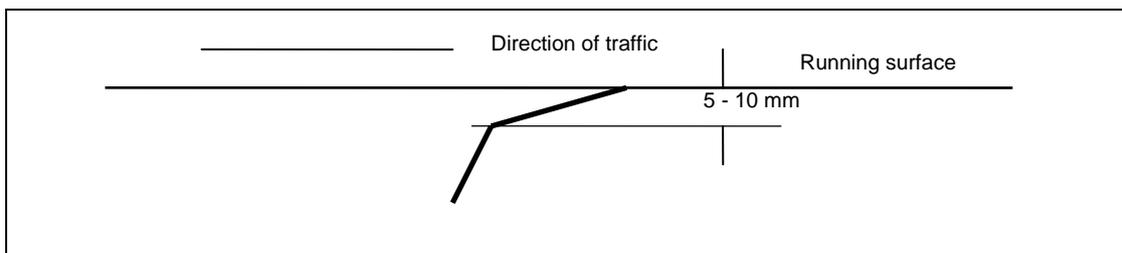


Fig.7: Head check development [2].

The response to this was the deployment of the U14 ultrasonic procedure. Every three months the affected sites were inspected using the standard 'walking stick' but with the probe pack offset as far as its adjustment would allow (10mm) towards the gauge corner. This corresponded approximately with the visible centre line of the cracking observed on these early sites. If anything other than shallow cracking was detected with the 70° probe, a U3 (rail centre line) scan was also performed. The matrix of actions mandated is shown in Table 1.

Table 1: Minimum Actions, 1997.

U14 indication	U3 indication	Action
Only shallow cracking detected	Inspection not required	Re-inspect in 3 months
Deeper cracking detected, small signal amplitude	No defect indication with 70° probe	Re-inspect 4 weekly
Deeper cracking detected	No defect indication with 70° probe	Replace rail within 7 days
Deeper cracking detected	Defect Indication with 70° probe	Apply a 20mph (32kph) Emergency Speed Restriction (ESR) and replace rail within 36 hrs.

The rationale behind these is as follows. Shallow cracking of itself does not present a risk; it is the development of cracks branching down into the rail that create a breakage risk. (Note that there is little of a shelling problem in Britain).

If cracking of a depth greater than about 5mm is encountered, the implication is that the crack may have branched. If a branch crack is picked up by both the offset U14 scan and also the rail centre line U3 scan, then it could be of sufficient size to cause a railbreak. An ESR is therefore imposed and the rail removed as a matter of urgency.

If it is not picked up by U3, then the implication is that the branch crack is still quite small and therefore there is no immediate breaking risk. A distinction is made in this case based on signal amplitude, defects giving a small amplitude signal being treated as a lower risk case. This is based on judgement rather than fact as defect size is only one factor affecting signal amplitude. The angle of incidence of the ultrasonic beam on the defect is particularly significant as it can result in quite a small signal even if the defect is large.

Soon head checking was being identified on tighter curves where typically it occurred on or close to the gauge corner; sections of straight track were also identified. Additionally it was found that not all defects developed as shown in Fig. 6. In some cases the pattern of development was identical to that associated with squats with the sub-surface, shallow cracking developing both longitudinally and laterally (Fig. 8).

This created a new problem because the presence of the shallow angle cracking can preclude a signal being obtained from the branch crack. An additional action was therefore added. If there is a loss of bottom echo with the 0° probe when the centre line scan is being undertaken, an ESR is imposed and the rail must be replaced within 36 hours. There is a need to include a similar requirement when a U14 scan is undertaken because if the cracking develops as in Fig. 6, i.e. with overlapping shallow angle cracks, these can mask the presence of a branch in a similar way.

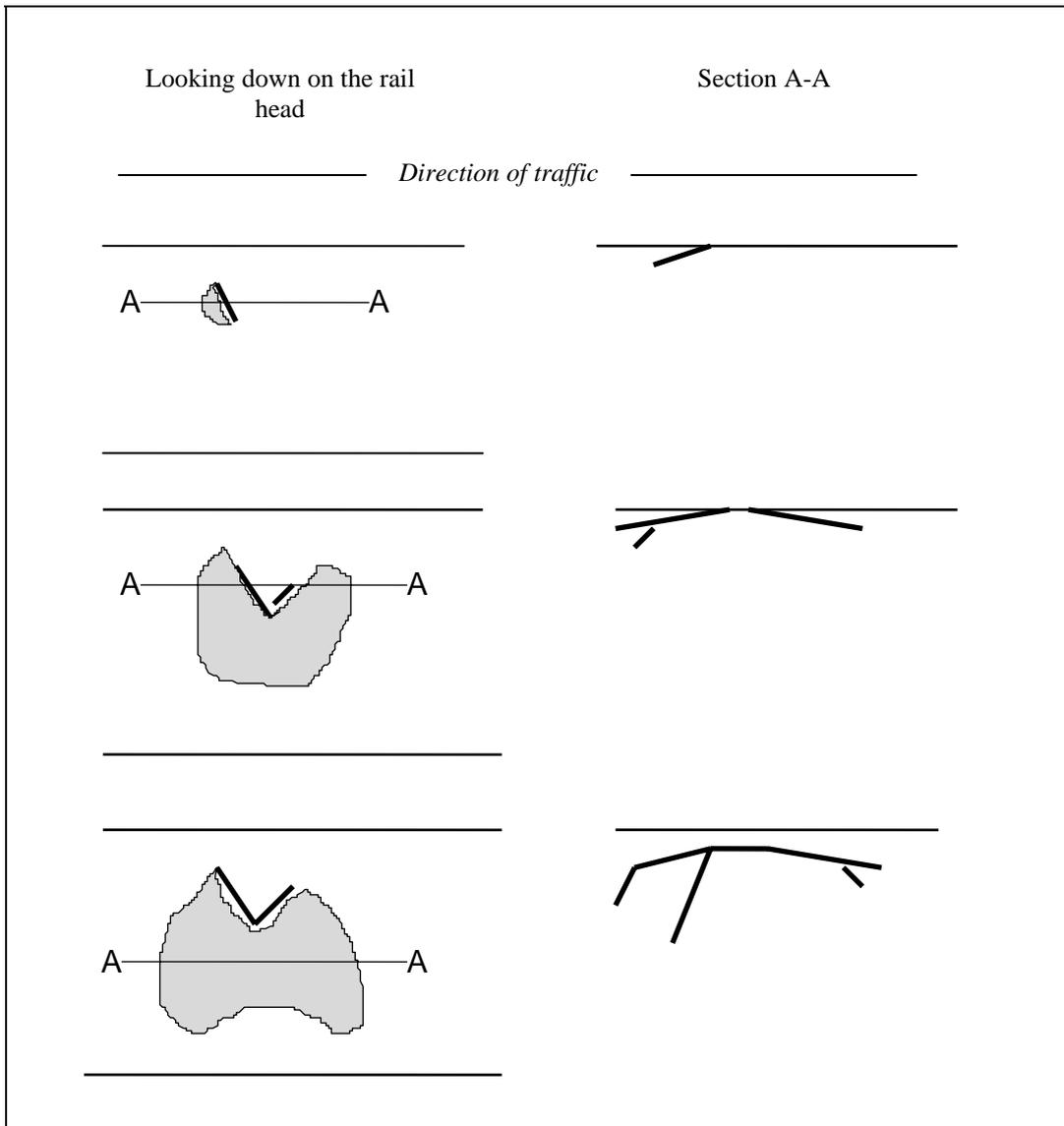


Fig 8: Head check development [3].

Further refinements are due to be introduced imminently to deal with the above and also the case where cracking actually starts on the gauge corner and hence will only be picked up by U14 at a relatively advanced state. In addition a visual grading system is proposed in order that our resources can be targeted more effectively.

Fig. 9 summarizes data assembled independently by Dave Baskett (Serco Railtest Ltd) and Gavin Thomson (on behalf of Corus Rail). In all the cracked rails that have been subjected to detailed examination and where the visible crack length is less than 20mm, it has been found that only shallow cracking (depth of penetration perpendicular to the rail surface 5mm or less) is present. These rails therefore do not present a safety hazard.

If the visible crack length is 20mm or greater, then there is no relationship between visible crack length and depth of penetration. Some cracks develop branches growing down into the rail head; others do not, but continue to propagate just below the surface.

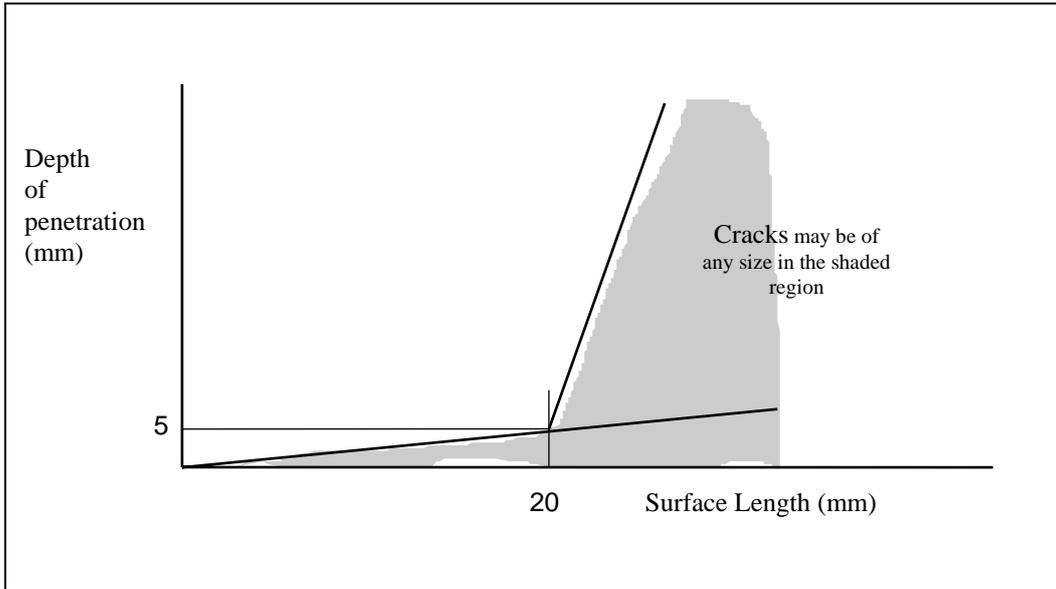


Fig.9: Schematic diagram showing the relationship between surface length and crack depth measured perpendicular to the surface.

Based on the above, Railtrack's current thinking is to list head checked sites under one of three categories, based on visual assessment, and target its ultrasonic testing at the most critical sites. The table below exemplifies the proposed approach.

Table 2: Current Inspection proposals for head checked track

Maximum Crack length	Classification	Specific ultrasonic testing requirements for head checked sites	Other Actions
12mm	Light	None	None
13 - 19mm	Moderate	As at present (a 3 monthly inspection cycle using the U14 procedure on high speed and heavily used tracks)	The discovery of cracking in this category is intended to trigger action to prevent the development of heavy cracking, either to plan for rail grinding or re-railing
20 - 29mm	Heavy	4 weekly inspection using U14	Site to be tested ultrasonically within 7 days. If any individual defects exceed 30mm visible length it is to be clamped or a 20mph ESR imposed pending ultrasonic inspection

As indicated in the table, the purpose of introducing a 'moderate' category is to provide a period of time in which actions can be taken to prevent cracking reaching the 'heavy' stage. The limits of the 'moderate' category are based on judgement as the available data on the rate of development of cracking is essentially anecdotal. It remains to be seen whether they will provide the necessary lead time to undertake preventative grinding or re-railing.

A distinction is made, within the heavy category, between cracks less than 30mm and those 30mm long or greater. A crack with a visible crack length of 21 mm is unlikely to have a

depth greatly in excess of 5mm. A crack with a visible length of 30mm may be no deeper, but could be up to 30mm deep and as such could cause the rail to break at any moment. Hence any defect with a visible length of 30mm or greater is treated as though it represents an immediate fracture risk until it is proved otherwise.

Railtrack is also investigating the use of a.c. field measurement systems for crack evaluation as an alternative to ultrasonics.

5 A scientific basis for rail inspection

There is an expectation, based on fracture mechanics principles, that branch cracks developing from head checks (or squats) will grow faster than internally initiated taches ovales as result of the residual stress pattern in the rail head [3]. The more frequent inspection required for head checked rails reflects this. However generally the inspection frequencies and minimum actions adopted by Railtrack are based purely on experience. Thus their adequacy, if there are significant changes in traffic pattern (e.g. the introduction of 30 tonne axle load freight vehicles or tilting trains operating at higher speeds and higher cant deficiencies) can not be judged. There is also no way of judging whether current practices are in fact the optimum for current traffic.

With this in mind, first British Rail and latterly Railtrack funded work at British Rail Research, now AEA Technology Rail, to develop models that would enable this type of question to be answered. A number of models is required because although each model embodies the same principles, the factors affecting the growth pattern of a tache ovale are significantly different from those affecting the growth of a crack from a fish bolt hole and the models need to reflect this.

British Rail's and to a large extent Railtrack's 'minimum actions' take no account of traffic density; for example if the action required in response to the discovery of a defect is to impose an ESR and replace the rail within 36 hours, this applies to the whole system whether there is one train a day or 100. Clearly the risks involved in these two situations are widely different. The first exercise undertaken was therefore to predict how long it was safe to leave a defect which was scheduled for removal as a function of traffic type and density

In its simplest form, the prediction of the residual life of a cracked structure requires only integration of Paris' law:

$$da/dN = C \cdot \Delta K^n$$

between some initial crack size a_0 and a final crack size a_f . Cracked pearlitic rails invariably break by brittle fracture, hence the stress - crack size combination required to cause breakage can be determined from the fracture toughness, K_{Ic} .

To obtain a_0 , rails that had been removed from track because of defects were broken open in the laboratory in order to determine the true size of the defect within. Needless to say no two defects were the same size but the results can be expressed as statistical distribution. This applies to every other parameter in the equation. The constant c and the exponent n vary; the fracture toughness varies, the stresses vary, not just the live stresses in the rail due to the passage of a vehicle, but also the residual stress distributions and the thermal stress. By using

Monte Carlo simulation however all these variables can be taken into account. The result is a probability of breakage as a function of time and traffic type. Some results from ref. [4] are shown below for the case of a tache ovale (type 211, internally initiated head defect).

Table 3: The effect of traffic density on the probability of failure of a rail containing a tache ovale of a size where Railtrack's rules require its removal.

EMGTPA	Annual Tonnage (MGT)	Life for 0.135% breakage risk	Life for 2.3% breakage risk	Breakage risk within 36 hours.
34	20	2 days	12 days	0.07%
20	12	3.5 days	20 days	0.02%
8	5	6 days	50 days	<0.01%

There are some caveats about these results but they exemplify the type of output that can be obtained. The results are encouragingly sensible.

The next development [5] was to address the question of the effect of ultrasonic inspection testing periodicity on the breakage risk. Instead of a distribution of initial defect sizes, what is required here is the probability of detection of a defect as a function of its true size. The distributions used for this were based on a consensus obtained from a number of ultrasonic experts in the industry. The program however provides a check on this because one output is the fraction of defects that will cause breaks. This can be compared with what is experienced in practice. If there is good agreement it provides confidence in the distribution used.

For this work a constant initial defect size was used, well below the threshold of detection. One can state with confidence that all defects were this size at one stage but the relationship of the growth curve of an individual defect to the inspection cycle is a random variable (Fig 10).

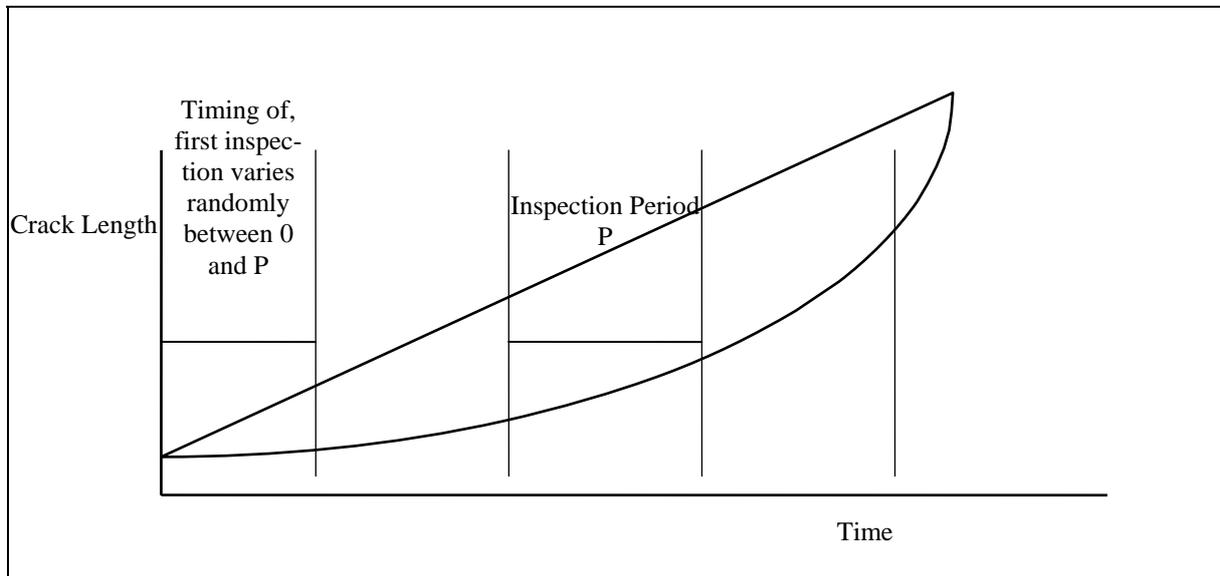


Fig.10: Diagram illustrating the random relationship between the growth of an individual defect and the inspection cycle.

Currently results only exist for fish bolt hole cracks. Some of the conclusions are much as would be expected. Axle load is a significant factor as is speed (bear in mind that fish bolt hole cracks invariably develop at dipped joints), tonnage and inspection periodicity. However whereas improving the capability of the inspection system to detect small cracks does reduce

the breakage risk, there is a more marked benefit if the maximum size that might be missed is reduced. The results also support the use of 20mph ESR's where fish-bolt hole cracks exist. Above this speed the breakage risk increases significantly as dynamic loading effects come into play.

6 Acknowledgement

The author acknowledges with thanks the permission of David Ventry, Head of Track Asset Management, Railtrack PLC, to use the results of research funded by Railtrack and for access to, and permission to publish, Railtrack's up-to-date rail failure statistics. The latter were furnished by Ben Craig of Railtrack's Track Asset Group. As noted above some of the work reported was undertaken by AEA Technology Rail, Derby, England, specifically by Dr Matthew Beagles and Andrew Watson.

The author would also like to thank Dave Baskett of Serco Railtest Ltd (Derby, England) and Gavin Thomson (Corus UK Ltd., Swinden Technology Centre, Rotherham, England) for access to the results of their sectioning work on head checked rails.

Last but not least he would like to thank Voest-Alpine Schienen GmbH for sponsoring his participation in this conference.

7 References

- [1] Allery, M. B. P. and Clayton, P. 'A review of recent work on rolling contact fatigue defects (squats) in rails and crossings'. British Rail Research and Development Division Report TN MET 20, Sept. 1979.
- [2] prEN 13674-1:1999 'Railway Applications - Track - Rail - Part 1: Flat bottom symmetrical rails 46kg/m and above.
- [3] Allen, R. J., 'Rail Stresses: Rail Failures' British Rail Research Report LR MF 112, March 1994.
- [4] Beagles, M., 'Taches Ouales: The Effect of Traffic Pattern on the Probability of Breakage'. British Rail Research Report RR/STR/95/051 (August 1995).
- [5] Beagles, M. 'Rail Defect Control: Methodology for Modelling the Effects of Ultrasonic Inspection Period' British Rail Research Report RR-STR-95-115 (April 1996).
- [6] Watson, A.S. 'Rail Defect Control: The Effect of Inspection Frequency on the Risk of Fracture from Fish Bolt Holes' British Rail Research Report RR-TRS-97-037 (July 1997).

Analyse von schädigungsrelevanten Verformungsprozessen im Mikrobereich bei mehrfacher Überrollung

Dr. mont. W. Daves, J. Fischer
Christian Doppler Laboratory for Functionally Oriented Materials Design,
Institut für Mechanik, Montanuniversität Leoben
o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. F. D. Fischer
Institut für Mechanik, Montanuniversität Leoben

Kurzfassung

Die Oberflächen von Eisenbahnschienen werden extrem hohen Lasten mit einer komplexen, sehr lokalen Verteilung ausgesetzt, die große Spannungsgradienten erzeugen und die Mikrostruktur des Gefüges verändern. Durch das oftmalige Überrollen entsteht eine für die Schiene typische Oberflächenrauheit, die bei der Untersuchung von Verschleißvorgängen und Schädigungsprozessen an der Oberfläche und bei der Optimierung von Material und Geometrie nicht vernachlässigt werden darf. Durch eine lokale Finite-Element-Untersuchung des Rad-Schiene Kontakts kann unter Berücksichtigung der aus globalen dreidimensionalen Modellen errechneten Belastungsvorgaben der Einfluss der Oberflächenrauheit auf die Spannungen und Verformungen in Oberflächennähe berechnet werden. Mit Hilfe der Analyse von Belastungszyklen kann dann die Ausbreitung der plastischen Zone beobachtet werden. Mit Hilfe eines Indikators für duktile Schädigungsprozesse kann auf den Ort der Entstehung von Verschleiß oder Oberflächenanrissen geschlossen werden.

1. Einleitung

Will man die mikrostrukturellen Veränderungen an der Oberfläche von Eisenbahnschienen verstehen, muss man sich sowohl mit den extrem hohen Lasten beschäftigen [1-3], welche während der Befahrung der Schienen auftreten, als auch den sehr lokal an der Schienenoberfläche auftretenden Spannungs- und Verformungszustand betrachten. Für diese Betrachtung kann die Oberflächenrauigkeit nicht vernachlässigt werden [4-12].

Die Bestimmung des lokalen Spannungs- und Verformungszustand durch das Experiment ist jedoch kaum möglich. Deshalb erscheint die beste Methode zur Analyse dieses Rad-Schiene-Kontaktes in einer realitätsnahen Simulation zu liegen, wobei auf verschiedenen Längenskalen modelliert werden muss. Aus einer dreidimensionalen Analyse des gesamten Rad-Schiene-Systems, bei dem auch die Bettung und die Dynamik einbezogen werden muss, können über einen Zwischenschritt mit einem Submodell in einem nur mehrere Millimeter langen Bereich die auftretenden Last- und Verschiebungsgrößen bestimmt werden.

Erst in einem nachfolgenden Schritt, kann dann auf die genaue Beobachtung des Werkstoffverhaltens in Oberflächennähe eingegangen werden. In Rahmen dieser Arbeit wird ein Finite-Element-Modell vorgestellt, das mit den vorher errechneten Belastungsgrößen und unter Berücksichtigung der Oberflächenrauigkeit, welche auf der Millimeter Längenskala die Ergebnisse wesentlich beeinflusst, eine genaue Betrachtung des Verformungs- und Spannungszustandes im Bereich bis ca. zwei Millimeter unter der Schienenoberfläche erlaubt. Ebenfalls untersucht wird der Einfluss der zyklischen Belastung bei mehrfacher Überrollung. Eine Berechnung mit einem Schädigungsindikator gibt Hinweise auf die duktile Risseinleitung und

den Verschleiß im Oberflächenbereich. Der Einfluss dieser zyklischen Belastung auf das Verschleißverhalten wurde schon mehrfach untersucht, aber exakte Antworten auf diese Verbindung wurden in der Literatur noch nicht gegeben [13-16].

Eine voll-dreidimensionale Modellierung der Konfiguration Rad-Schiene-Bettung wurde in [17] durchgeführt. Basierend auf diesen Ergebnissen wird die vorliegende Arbeit durchgeführt. Weitere dreidimensionale Untersuchungen findet man beispielsweise in [18-20].

Während des Rad-Schiene Kontaktes wird eine beträchtliche Menge an mechanischer Arbeit durch die Reibung und die plastische Verformung des Schienen- und Radmaterials dissipiert. Es wird allgemein angenommen, dass der Großteil der Energiedissipation in Form von Wärme in die kontaktierenden Teile fließt [21]. Als andere Dissipationsmechanismen können verformungs- oder temperatur-induzierte Phasenumwandlung auftreten, aber auch Adhäsion und eine Veränderung der Oberflächenenergie durch die Produktion von Rissen.

Diese Arbeit beschäftigt sich vor allem mit der plastischen Verformung, welche in Oberflächennähe auftritt. Diese Verformung, welche stark von der Oberflächenrauheit beeinflusst wird, muss genau analysiert werden, um die mikrostrukturellen Veränderungen des Schienenmaterials in Oberflächennähe verstehen zu können. Diese Veränderungen äußern sich in einer sich im Schliffbild weiß anätzenden Schicht mit Körnern im Nanometerbereich, in Mikrorissen, Verschleiß und sehr hoher plastischer Verformung [1].

Die Oberflächenrauigkeit bleibt während millionenfacher Überrollung erhalten; sie ändert sich nur in der Rauheitscharakteristik von jener der neuen oder geschliffenen Schiene bis zu jener über Jahre verwendeten Schiene. Auch hier kann diese Untersuchung Hinweise darauf geben, wie diese Oberflächenrauigkeit durch den Rad Schiene Kontakt verändert wird.

2. Lokale Finite-Element-Modellierung des Rad-Schiene-Kontaktes

In einer zweidimensionalen Finite-Element-Analyse wird nur ein kleiner Ausschnitt (Mikroregion) eines Rades auf einen Schienenausschnitt gepresst. Dieser kleine Ausschnitt wird mit den aus vorhergehenden Analysen [17] erhaltenen Kontaktdrücken und Verschiebungswegen belastet, Bild 1. Sowohl dem Rad- als auch dem Schienenmodell wird eine Oberflächenrauigkeit, wie sie in der Praxis auftreten kann und auch gemessen wurde, vorgegeben, Bild 2. In dieser Arbeit wird nur eine Messung benutzt, welche an einer Jahre in Verwendung stehenden Schiene gemessen wurde [22]. Diese Messung liefert sehr geringe Maximalabstände vom Tal zur

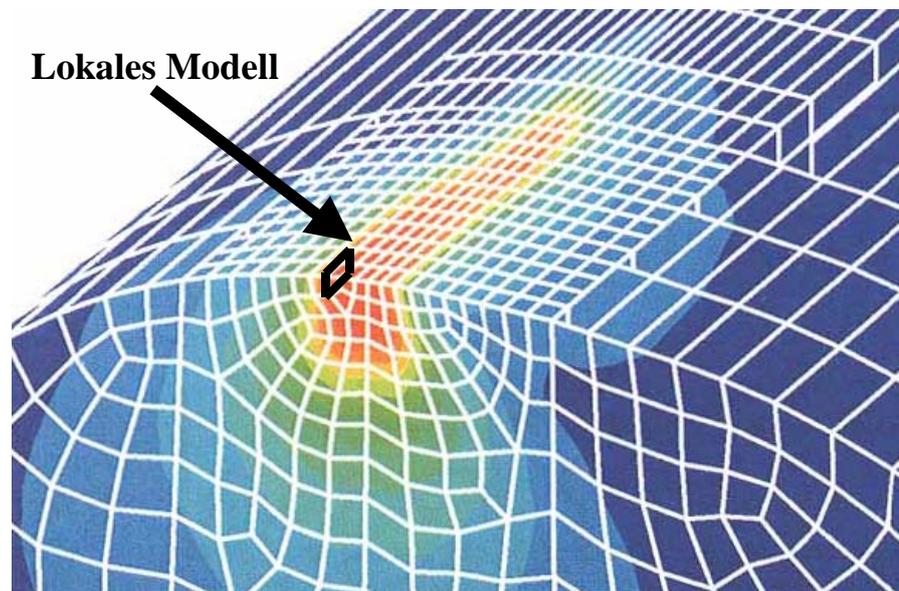


Bild 1: Lokales Modell von 1 Millimeter Länge relativ zur globalen dreidimensionalen Modellierung.

Spitze der Asperiten im Gegensatz zu Messungen an neuen oder geschliffenen Schienen. D.h. der Einfluss der Rauigkeit in einer neu befahrenen Schiene auf die Verformung ist mit Sicherheit noch höher zu bewerten.

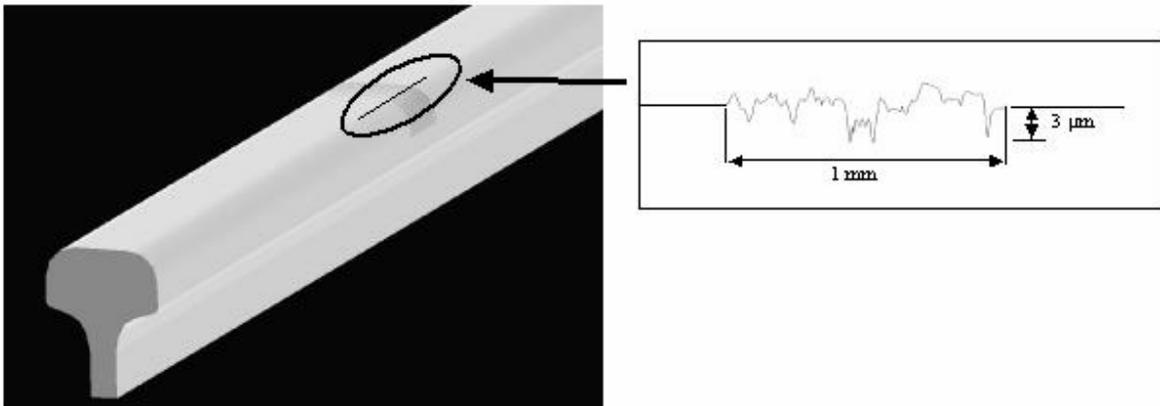
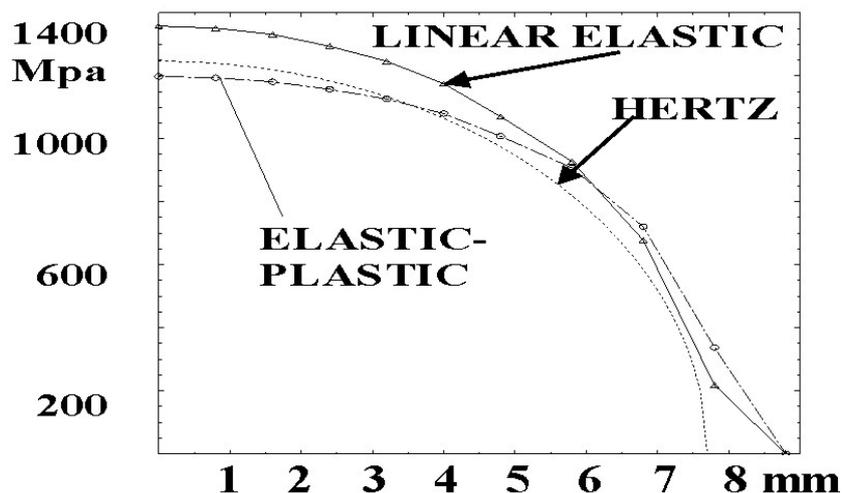


Bild 2: Die Oberflächenrauigkeit wurde an einer langjährig im Betrieb befindlichen Schiene gemessen [22].

Der Kontaktdruck kann im vorliegenden Modell zwar zeitlich und größenmäßig variiert werden. Er wird aber für eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse auf einen „üblichen“ Wert von 1000 MPa gesetzt. Es wird angenommen, dass der modellierte Ausschnitt der Schiene einen über die betrachtete Länge von einem Millimeter konstanten Kontaktdruck und eine konstante Verschiebung zufolge des Abgleitens des Rades gegenüber der Schiene (beim Bremsen, Beschleunigen, in Kurven, etc.) fühlt. Diese Werte können aus einer beliebigen Rad-Schiene Kontaktberechnung entnommen werden, welche für einen Kontaktpunkt die Druck und „stick – slip“ Zeitgeschichte liefert, Bild 3.

Die Materialdaten wurden an einer neuen Schiene nach dem Rollenrichten gemessen [23]. Das Materialmodell von Armstrong & Frederick [24], welches im Finite-Element-Programm ABAQUS implementiert ist und eine nichtlineare kinematische Verfestigung des Werkstoffes beschreiben kann, wird verwendet. Das Rad wird mit rein elastischem Materialverhalten modelliert. Diese Annahme erfolgt mit der Begründung, dass im Normalfall ein härterer Rad- als Schienenstahl verwendet wird. Die Berechnungszeit wird zusätzlich wesentlich verkürzt, und das numerische Kontaktproblem wird vereinfacht und leichter lösbar.

Der Radteil wird mit einer ähnlichen Oberflächenrauigkeit modelliert wie der Schienenteil. Die Berechnung erfolgt mit einem



zweidimensionalen, generalisierten ebenen Dehnungsmodell. Das Modell und die verwendeten Randbedingungen sowie das Netz sind in Bild 4 und 5 abgebildet.

Bild 3: Berechnung des Kontaktdruckes in Längsrichtung mit einem dreidimensionalen Rad-Schiene Finite-Element-Modell [17].

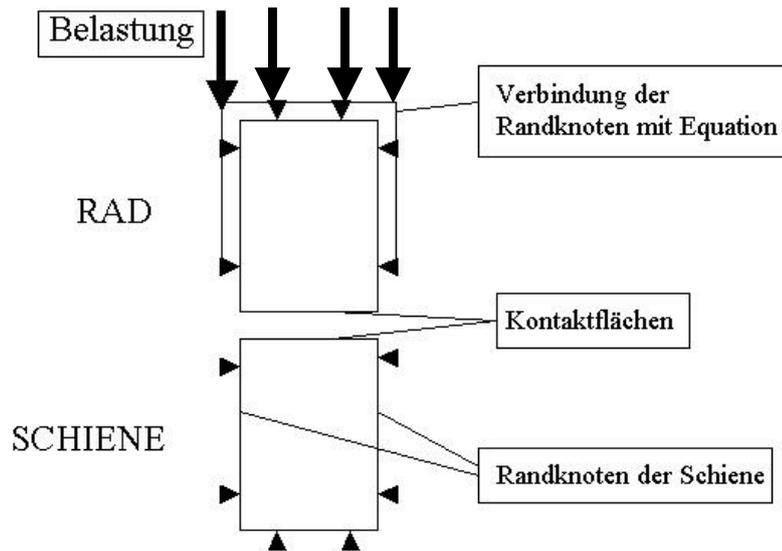


Bild 4: Modell mit Randbedingungen.

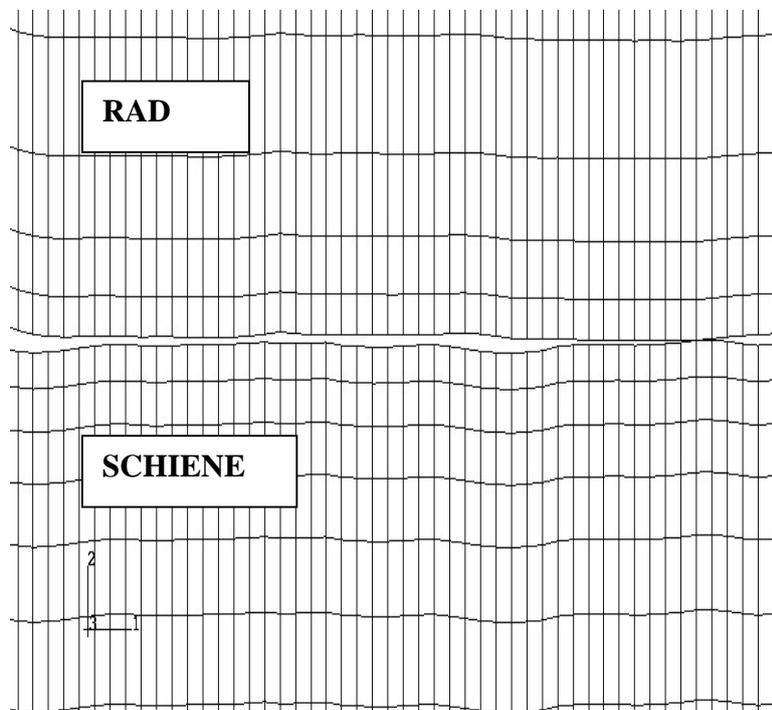


Bild 5: Finites Element-Netz für den Rad und Schienenteil mit sichtbarer Oberflächenrauigkeit.

3. Ergebnisse

3.1. Ergebnisse bei reiner Normalbelastung

Die Finite-Element-Berechnungen zeigen deutlich den Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Ergebnisse. In den Bildern 6a und 6b ist die akkumulierte plastische Vergleichsdehnung nach einer Belastung für einen Reibungskoeffizienten von 0.01 und 0.3 abgebildet. In Bild 7 sieht man die Ergebnisse nach drei Belastungen und Reibungskoeffizient 0.3.

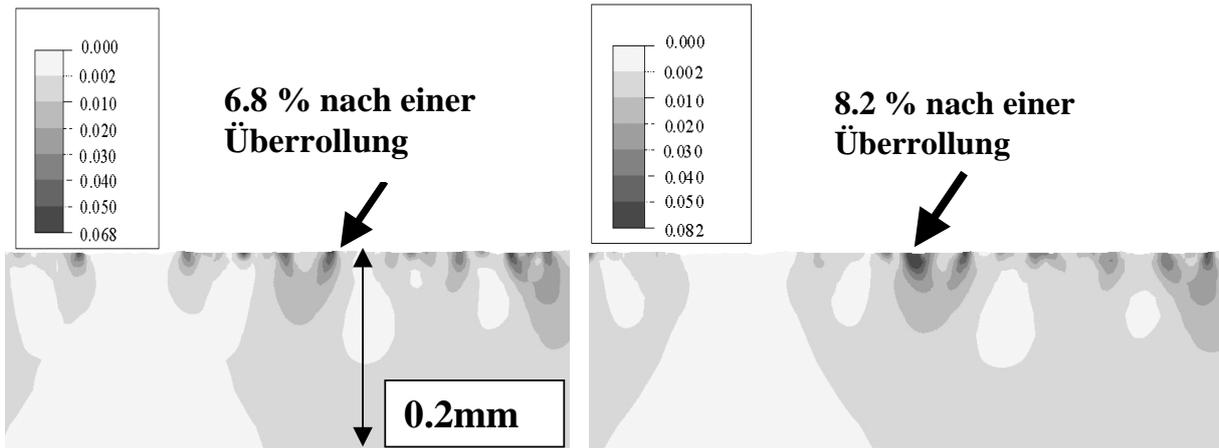


Bild 6a, 6b: Akkumulierte plastische Vergleichsdehnung nach einer Belastung und Reibungskoeffizienten 0.01 und 0.3.

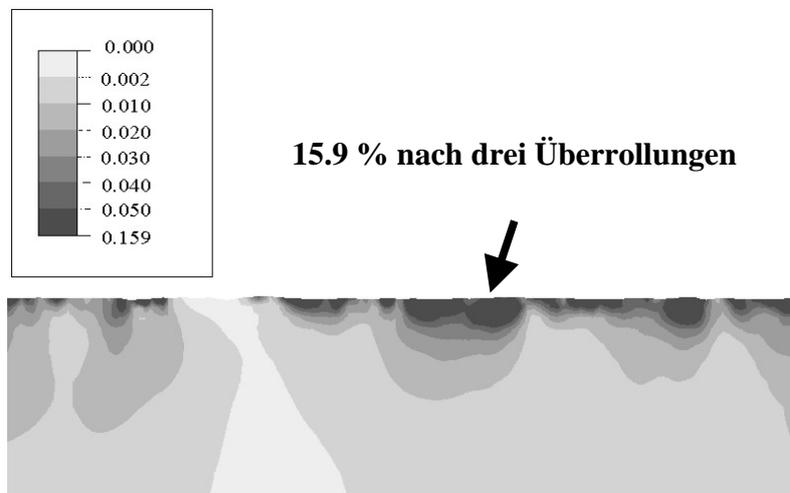


Bild 7: Akkumulierte plastischer Vergleichsdehnung nach drei Belastungen mit Reibungskoeffizienten 0.3.

Die Tiefe der plastischen Zone beträgt ca. 0.5 mm nach einer Belastung und wächst dann weiter mit einer wesentlich kleineren Rate. Nach drei Zyklen reicht die plastisch beeinflusste Zone bereits in eine Tiefe von 1 mm.

Die nach einer Belastung verbleibenden Längseigenspannungen sind in Bild 8 dargestellt. Durch die Oberflächenrauigkeit verursacht verbleiben zumeist Druckeigenspannungen an der Schienenoberfläche. An den Asperiten sind aber auch Zugeigenspannungen möglich.

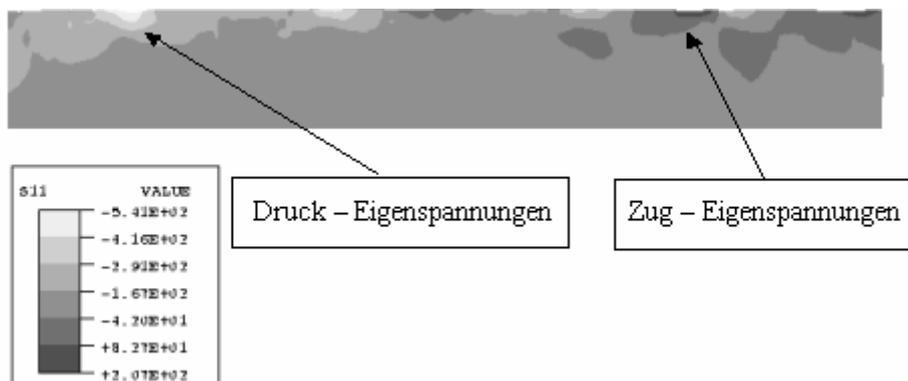


Bild 8: Längseigenspannungen nach einer Überrollung.

3.2. Ergebnisse mit Normalbelastung und Gleiten des Rades

Eine außerordentliche Erhöhung der Plastizierung erfolgt, wenn das Rad, während es durch die Normalkraft beansprucht ist, entlang der Schiene gleitet. Diese Gleitung erfolgt beim normalen Überrollen, aber besonders stark beim Beschleunigen, Bremsen oder in der Kurvenfahrt, um einige mögliche Fälle zu nennen. Die Berechnung des Schlupfs zwischen Rad und Schiene muss aus globalen und dynamischen Analysen des gesamten Systems Lokomotive-Wagon-Drehgestell-Rad-Schiene-Bettung erfolgen.

Die Definition des Längsschlupfs C kann z.B. nach Carter als Verhältnis zwischen Längs- und Umfangsgeschwindigkeit des Rades definiert werden:

$$C = 2(V_t - V_c)/(V_t + V_c), \quad V_t > 0, \quad V_c > 0,$$

mit V_t als translatorische Radgeschwindigkeit und V_c als Umfangsgeschwindigkeit des Rades, siehe Carter [25] und Kalker [26].

Einen großen Einfluss auf die Ergebnisse liefert hier die Annahme unterschiedlicher Reibungskoeffizienten. Die Resultate für einen Reibungskoeffizient von 0.01 (das entspricht faktisch keiner Reibung, ein Minimalwert von 0.01 musste aber aus numerischen Gründen angenommen werden) und 0.3 und einen Schlupf von 1% sind in den Bildern 9 und 10 dargestellt.

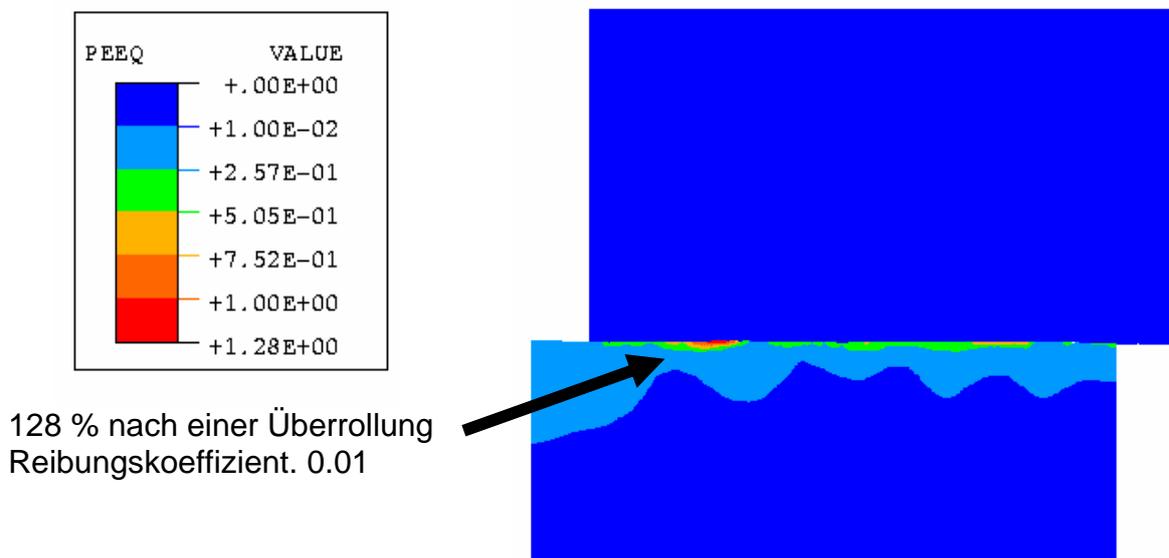


Bild 9: Plastische akkumulierte Vergleichsdehnung bei 0.1 mm Verschiebung des Radteiles (1% Schlupf) gegenüber der Schiene unter 1000 MPa Kontaktdruck, Reibungskoeffizient 0.01.

3.3. Schädigung an der Schienenoberfläche:

Mit Hilfe eines im Finite Element Programm ABAQUS eingefügten Benutzer-Unterprogramms besteht die Möglichkeit, das duktile Versagen des Schienenmaterials zu berechnen, siehe Fischer et al. [28]. In Bild 11 wird deutlich, dass die höchste Schädigung in Oberflächennähe entsteht und zwar an einer Rauigkeitsspitze. Hier kann bei den vorliegenden Belastungen der Versagenswert 1 nach einer Überrollung zu 24% erreicht werden.

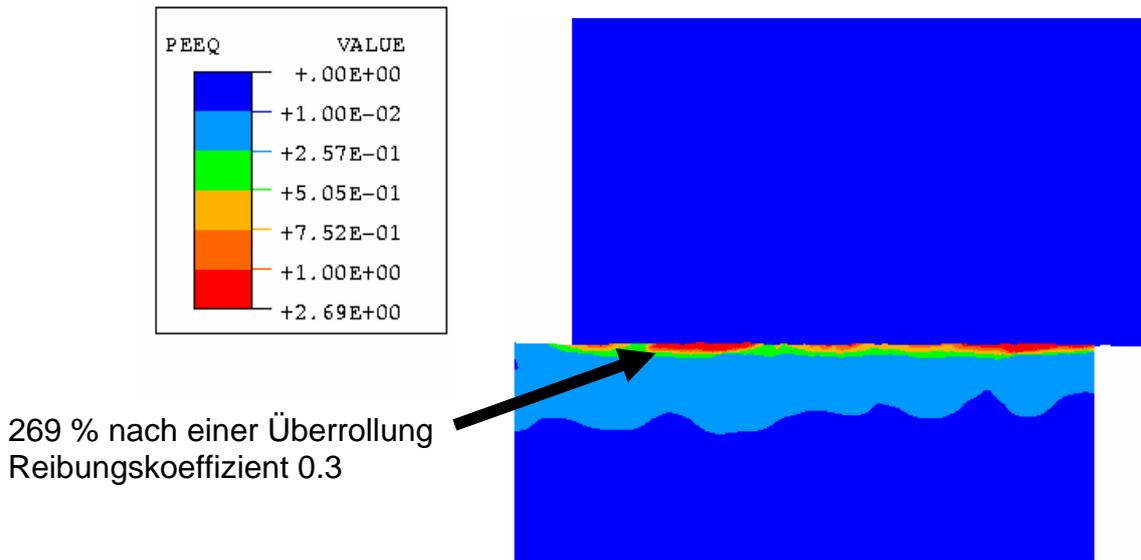


Bild 10: Plastische akkumulierte Vergleichsdehnung bei 0.1 mm Verschiebung des Radteiles (1% Schlupf) gegenüber der Schiene unter 1000 MPa Kontaktdruck, Reibungskoeffizient 0.3.

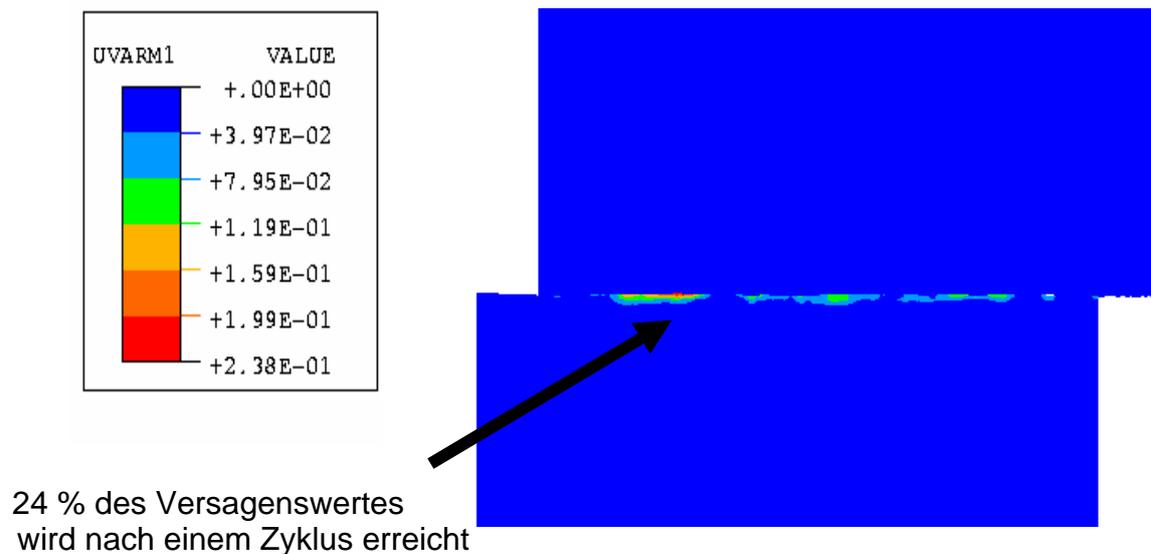


Bild 11: Schadensindikator nach einer Überrollung bei 0.1 mm Verschiebung des Radteiles (1% Schlupf) gegenüber der Schiene unter 1000 MPa Kontaktdruck, Reibungskoeffizient 0.3.

4. Diskussion der Ergebnisse

Die „normale Überrollung“ führt innerhalb weniger Zyklen zu einer extremen Verformung der Schienenoberfläche im Bereich bis zu einer Tiefe von 20-50 Mikrometern. Die Auswirkungen auf das Material sind dadurch, wie in der Praxis festgestellt: Eine hohe Verfestigung, die Produktion von weißen Schichten innerhalb der ersten Tage nach der Schienenverlegung, eine Versprödung der Oberflächenschicht, eine Umwandlung in eine tetragonale Phase. Eine derartige Phasenumwandlung wird durch die erhöhte Temperatur und die plastische Verformung mit einem extremen Energieeintrag durch bis zu 1000% Scherverformung getrieben.

Danach erfolgt eine langsame Ausweitung der plastischen Zone bis in mehrere mm Tiefe durch die fortgesetzte zyklische Beanspruchung. Die Tiefe hängt vom kinematischen Verfestigungsverhalten des Schienenmaterials ab. Dies ergibt auch die makroskopisch sichtbare Verformung der Schiene.

Die Asperiten an der Schienenoberfläche erreichen sehr schnell das Schädigungslimit und brechen an der Oberfläche weg. Das Schienenmaterial wird bei einer Überrollung mit Gleiten des Rades (Schlupf von 0.1 – 1.0%) in die Vertiefungen der Rauheit des Rades (falls dieses härter ist – der Normalfall) hineinverformt. Dadurch bleibt die Schiene immer ähnlich rau wie das Rad.

5. Schlußfolgerungen

Um den Rad-Schiene-Kontakt mit Finite-Element-Modellen zu analysieren, muss eine mehrstufige Vorgehensweise erfolgen:

1. Stufe: Um den Fortschritt von Rissen oder kritische Spannungen im Schieneninneren (in über 5 mm Tiefe) zu analysieren, muss vorab aus Rechenzeitgründen eine dynamische Überrollanalyse mit relativ grober Vernetzung erfolgen.

2. Stufe: Eine Submodelltechnik wird verwendet, bei der die Verschiebungen an den Rändern eines Rad-Schiene-Teilmodells, das dem interessanten Teil entspricht, vorgegeben werden. Diese Methode wurde erfolgreich beim Schienenrichten angewandt [28]. Somit können anschließend der Riss oder die auftretenden Spannungsspitzen ausreichend genau mit einem sehr feinen Netz analysiert werden.

3. Stufe: Diese Submodellanalyse gibt dann sehr genau für diese durchgeführte lokale Untersuchung (bis 5 mm Tiefe), welche an unterschiedlichen Punkten der Schienenoberfläche durchgeführt werden kann, alle benötigten Inputwerte wie Kontaktspannung und Schlupf vor. Nur die lokale Analyse erlaubt Aussagen über Deformation, Verfestigung, Verschleiß und Rissentstehung an der Schienenoberfläche.

Ein wesentlicher Vorteil des vorliegenden Modells liegt darin, dass der Einfluss der Oberflächenrauheit auf das Schieneninnere ermittelt werden kann. Weitere Vorteile sind: Die berechnete extreme Scherverformung ergibt neue Hinweise auf die bisher ungeklärte Entstehung der weißen Schichten. Der Einfluss der Festigkeit des Schienenstahls auf die Deformation der Schiene und den Schienenverschleiß kann untersucht werden. Weil beliebige Lasten und Verschiebungen vorgegeben werden können, ist die Modellierung der meisten in der Fahrpraxis auftretenden Rad-Schiene-Kontaktfälle möglich. Durch die Verwendung eines duktilen Schädigungsindikators kann auf die Rissentstehung und auf den Verschleiß an der Schienenoberfläche geschlossen werden. Das verwendete Modell kann fast ohne Einschränkungen auf andere ungeschmierte Kontaktpaarungen wie trockengelaufene Kugellager oder Zahnräder übertragen werden.

6. Literaturverzeichnis

- [1] G. Baumann, Untersuchungen zu Gefügestrukturen und Eigenschaften der "Weißen Schichten" auf verriffelten Schienenlaufflächen, Doktorarbeit, Verlag Dr. Köster, Berlin, 1997.

- [2] G. Baumann, H. J. Fecht, S. Liebelt, *Wear*, **144** (1996) 133-140.
- [3] B. Bürkle, M. Djahanbakhsh, H. J. Fecht, *ZEV+DET Glas. Ann.*, **123** (1999) 303-310.
- [4] J. A. Greenwood, J. H. Tripp, *J. Appl. Mech.*, **34** (1967) 153.
- [5] J. A. Greenwood, J. B. P. Williamson, *Proc. R. Soc.*, **A295** (1966) 300-319.
- [6] J. A. Ogilvy, *J. Phys. D: Appl. Phys.*, **24** (1991) 2098-2109.
- [7] B. Bhushan, *Appl Mech. Rev.*, **49** (1996) 275-298.
- [8] A. Kapoor, J. A. Williams, K.L. Johnson, *Wear*, **175** (1994) 81-92.
- [9] A. Kapoor, *Wear*, **212** (1996) 119-130.
- [10] K. L. Johnson, *Contact Mechanics*, Cambridge University Press, 1985.
- [11] J. J. Kalker, F. M. Dekking, E. A. H. Vollebregt, *J. Appl. Mech.*, **64** (1997) 361-368.
- [12] J. Larsson, S. Biwa, B. Storakers, *Mechanics of Materials*, **31** (1999) 29-41.
- [13] K. Friedrich, J. Flöck, K. Váradi, Z. Néder, *Wear*, **225-229** (1999) 368-379.
- [14] M. Sato, P. M. Anderson, D. A. Rigney, *Wear*, **162-164** (1993) 159-172.
- [15] W. R. Tyfour, J. H. Beynon, *Tribol. Int.*, (1994) 401-412.
- [16] H. Krause, G. Poll, *Wear*, **113** (1986) 103-122.
- [17] W. Yan, F. D. Fischer, *Arch. Appl. Mech.*, **70** (2000) 255-268.
- [18] M. M. H. Yu, B. Moran, L. M. Keer, *J. Tribology*, **117** (1995) 234-242.
- [19] C. C. Yu, L. M. Keer, R. K. Steele, *J. Tribology*, **119** (1997) 660-666.
- [20] S. Bogdanski, M. Olzak, J. Stupnicki, *Wear*, **191** (1996) 14-24.
- [21] F. E. Kennedy, jr., *Wear*, **100** (1984) 453-476.
- [22] K. Knothe, A. Theiler, *Proceedings of the 2nd Miniconf. on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems*, Budapest, 1996.
- [23] G. Schleinzer, *Residual Stress Formation During the Roller Straightening of Rails*, *Fortschrittsberichte VDI, Reihe 18*, 251, 2000.
- [24] *ABAQUS Theory Manual, Vers. 5.8*, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., Providence, RI, USA, 1999.
- [25] F. W. Carter, *Proc. R. Soc.*, **A112** (1926) 151-157.
- [26] J. J. Kalker, *Wear*, **144** (1991) 243-261.
- [27] F. D. Fischer, E. Werner, W. Y. Yan, *Wear*, **221** (1997) 156-163.
- [28] F. D. Fischer, O. Kolednik, G. X. Shan, F. G. Rammerstorfer, *Int. J. Fracture*, **73** (1995) 345-357.
- [29] G. Schleinzer, F. D. Fischer, *Mat. Sci. Engng.*, **A288** (2000) 280-283 .

Simulation der Rollkontaktermüdung auf einem Rad-Schiene-Prüfstand

O. Univ.-Prof. Dr. techn. F. D. Fischer, R. Stock,
Montanuniversität Leoben, Institut für Mechanik
Dr. P. Pointner, VOEST-ALPINE-Schienen GmbH & CO KG, Qualitäts-Service

1 Einführung

Die Gleisbelastung hat, verursacht durch Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit, Steigerung der Achslasten und Tonnagen, in den letzten Jahren stark zugenommen. Auch Neu- und Weiterentwicklungen im Bereich der Schienenwerkstoffe konnten nicht verhindern, dass es speziell in Kurven in zunehmendem Maße zu Beschädigungen von Schienen kommt, hervorgerufen durch Rollkontaktermüdung (Rolling Contact Fatigue, RCF). Es existiert noch hinsichtlich dieser RCF-Schäden eine große Menge an ungelösten Fragen. Um einen Beitrag zur Klärung zu leisten, beschäftigt sich unter anderem auch die VOEST-ALPINE SCHIENEN GmbH & CO KG (VA – Schienen) in Donawitz vermehrt mit dem Auslöser dieser Schäden, dem Rad-Schiene-Kontakt. Dabei können theoretische Modelle, Informationen aus der Praxis, aber auch die Modellierung dieser Belastungen in Laborprüfständen zur Klärung der Probleme beitragen.

2 Hintergrund

Der grundlegende Gedanke für die Konzeption eines Rad-Schiene-Prüfstandes zur Untersuchung dieser RCF-Schäden ist jener, eine Verbindung zwischen Praxis und Theorie herzustellen.

Auf der Praxisseite stehen die Bahnbetreiber, die unmittelbar die Auswirkungen dieser Schädigungen zu spüren bekommen. Es existiert eine Vielzahl von RCF-Schäden, von denen die wohl bekannteste Art die sogenannten Head-Checks (*Bild 1*) sind. Weltweit kommt es vermehrt zur Ausbildung dieser Schadensart, verbunden mit notwendigen Instandhaltungsmaßnahmen und daraus resultierenden hohen Kosten.



Bild 1: Grobe Head-Checks an der Fahrkante.

Es liegt also durchaus im Interesse der Bahnbetreiber auf Grund von Messungen vor Ort Erfahrungswerte und Beobachtungen zur Klärung der Zusammenhänge einfließen zu lassen.

Auf der Theorieseite besteht eine intensive Kooperation zwischen der VA-Schienen und der Montanuniversität Leoben, insbesondere mit dem Institut für Mechanik, dem Christian Doppler Laboratorium für Funktionsorientiertes Werkstoff-Design und dem Werkstoffkompetenzzentrum Leoben (MCL). Da es enorme Schwierigkeiten bereitet, die in theoretischen Modellen erzielten Aussagen im praktischen Bahnbetrieb zu überprüfen, sollte mit den Prüfstand die Möglichkeit geschaffen werden, unter labormäßig kontrollierbaren Bedingungen Rollkontakt-ermüdungsschäden an Schienen zu erzeugen und so eine wohl definierte Überprüfungsmöglichkeit für die theoretischen Modelle zur Verfügung zu haben. Dazu muß aber der Rad-Schiene-Prüfstand in der Lage sein, die in der Praxis auftretenden RCF-Erscheinungen an der labormäßig beanspruchten Schiene zu erzeugen.

3 Der Rad-Schiene-Prüfstand der VA-Schienen

3.1 Überblick

Bestehende Prüfstände lassen sich grob in drei Gruppen einteilen:

- Scheibenprüfmaschinen: Zwei Scheiben (eine aus dem Schienenmaterial, die andere aus dem Radmaterial) werden aneinander gepresst und von einem Elektromotor angetrieben.
- Schienenräder/Schienenradsätze: Auf „Schienenrädern“, d. h. Scheiben mit Durchmesser im Meter-Bereich, welche am Umfang ein Schienenkopprofil nachgebildet haben, laufen ganze Radsätze von Waggon/Lokomotiven mit sehr hohen Geschwindigkeiten.
- Überrollprüfstände: Ein Eisenbahnrad überrollt ein Stück Schiene, wobei zumindest vertikale Belastungen aufgebracht werden können.

Der Prüfstand der VA-Schienen lässt sich der Gruppe „Überrollprüfstände“ zuordnen.

3.2 Beschreibung des Prüfstandes der VA-Schienen

Dieser weltweit einzigartige Prüfstand wurde von der VA-Schienen in Zusammenarbeit mit der Firma Mannesmann Rexroth entwickelt und gebaut (*Bild 2*).

Obwohl eine derartige Versuchsanordnung immer einen Kompromiss zwischen den realen Verhältnissen und der technischen Umsetzbarkeit darstellt, war und ist es das Ziel des Projektes Rad-Schiene-Prüfstand, reale und reproduzierbare Kontakt-Verhältnisse zu erzeugen, bei gleichzeitiger Möglichkeit der Erfassung sämtlicher relevanter Systemparameter, um eine anschließende EDV gestützte Auswertung der Daten zu ermöglichen.

Unter einem Eisenbahnrad mit einem Durchmesser von 900 mm wird ein Wagen, auf dem eine bis zu 1,2 m lange Schiene eingespannt werden kann, mittels eines Hydraulikzylinders hin und her bewegt. Folgende Parameter können im System Rad-Schiene-Kontakt variiert werden:

- Vertikallast: Über einen Vertikalzylinder und einen Hebel kann mit bis zu 100 t vertikal auf die Schiene gedrückt werden.
- Horizontal-/Seitenlast: Ein Horizontalzylinder kann die Schiene mit bis zu 16 t an den Radkranz drücken.

- Brems- oder Beschleunigungsbelastung: Ein Hydromotor (*Bild 3*) kann ein Brems- oder Beschleunigungsmoment am Rad erzeugen. Über den Raddurchmesser von 900 mm lässt sich so eine maximale Brems- oder Beschleunigungsbelastung von ca. 4 t aufbringen. Dieser Motor ist von der Achse des Rades abkuppelbar, damit auch im reinen Leerlauf des Rades geprüft werden kann.



Bild 2: Rad-Schiene-Prüfstand der VA Schienen.

- Anlaufwinkel: Um eine Kurvenfahrt simulieren zu können, ist es möglich das Rad um die Winkel $0,5^\circ$ und 1° gegen die Schiene zu verdrehen.
- Schienenneigung: Den Betriebsbedingungen entsprechend lässt sich eine Schienenneigung von 1:20 und 1:40 einstellen.
- Radkranzschmierung: In einem frei einstellbaren zeitlichen Intervall kann eine gewisse Menge Schmiermittel auf die Rad-Schiene-Kontaktfläche des Radkranzes gesprüht werden, um auch hier möglichst nahe an die realen Betriebsbedingungen im Gleis herankommen zu können.

Gesteuert und überwacht wird der ganze Prüfstand über eine SIMATIC S7-300. Von dieser SIMATIC werden sämtliche relevante Daten (Zylinderdrücke, Positionen von Rad und Schiene) erfasst und über einen Kommunikationsprozessor an einen PC (Intel P3 533 MHz, 256 MB RAM, 20 GB Festplatte) weitergeleitet, wo die Daten in einer Datenbank gespeichert werden. Aus dieser Datenbank werden die Daten dann über SQL Befehle in ein anders Programm wie z.B. Excel exportiert, um dann ausgewertet zu werden.



Bild 3: Blick von der Seite auf den Rad-Hydromotor-Komplex, die Schmiereinrichtung ist ebenfalls zu erkennen.

4 Versuche auf dem Prüfstand

Ganz konkret sollen im Rahmen einer Diplomarbeit an der Montanuniversität Leoben mit Hilfe des Rad-Schiene Prüfstandes jene Verhältnisse simuliert werden, wie sie bei einer Tal- und bei einer Bergfahrt eines üblichen Güterzuges der SBB in einer Kurve am Gotthard-Pass in der Schweiz vorliegen, um die in der Praxis auf der Gotthard-Strecke auftretenden RCF Schäden zu reproduzieren.

4.1 Vorversuche

Ein Prüfzyklus setzt sich aus folgenden Bewegungsabläufen zusammen:

Arbeitshub:

- Ein ca. 200 mm langer Anfahrbereich am Beginn der Schiene. Hier bauen sämtliche Zylinder den nötigen Druck auf und der Wagen wird beschleunigt.
- Ein 500 mm langer Prüfbereich. In dieser Zone wirken sämtliche voreingestellten Belastungen mit ihren Vorgabe-Werten, und der Wagen bewegt sich mit konstanter Geschwindigkeit.
- Ein ca. 200 mm langer Bremsbereich. Die Hydraulikzylinder bauen ihren Druck ab, der Wagen wird zum Stillstand gebracht und das Rad hebt von der Schiene ab.

Rückhub:

- Der Wagen fährt mit abgehobenem Rad in die Ausgangslage zurück.
- Ist die Ausgangslage erreicht, setzt das Rad wieder auf, ein Prüfzyklus ist vollendet und ein neuer beginnt.

Der gesamte Prüfzyklus dauert im Schnitt 3,5 s, was gut 1000 Zyklen pro Stunde ermöglicht. Der Wagen erreicht während eines Arbeitshubes eine Geschwindigkeit von ca. 1 m/s.

Für die Optimierung dieses Bewegungsablaufes und ebenso zur Austestung der Kommunikation zwischen SIMATIC und PC bzw. der Datenerfassung am PC war eine Reihe von Vorversuchen nötig, auf die aber nicht näher eingegangen wird.

4.2 Hauptversuche

4.2.1 Allgemeines:

Sämtliche in den Hauptversuchen verwendeten Schienenstücke wurden vor ihrem Einbau in den Überrollprüfstand überschliffen, um Walzhaut- und Entkohlungseinflüsse auszuschalten. Beim dem verwendeten Schienenmaterial handelt es sich um Schienen mit dem Profil UIC 60 in feinperlitisch kopfgehärteter Ausführung (HSH-Güte).

Die Hauptversuche lassen sich in zwei Versuchsreihen unterteilen:

- Versuchsreihe „trocken“ – zwei Versuche,
- Versuchsreihe „geschmiert“ (mit Radkranzschmierung) – bisher drei Versuche, weitere Versuche geplant bzw. gerade im Laufen.

Bei allen Versuchen wird auch der Verschleiß beobachtet. Jeweils beim ersten Versuch einer Versuchsreihe wurde mittels eines Miniprof Profilmessgerätes alle 10.000 Zyklen eine Profilmessung durchgeführt, um eine genaue Verschleißkontrolle zu ermöglichen (*Bild 4*). Bei allen anderen Versuchen wurde der Verschleiß mittels einer Messschablone (0,1 mm Genauigkeit) alle 25.000 Zyklen verfolgt.

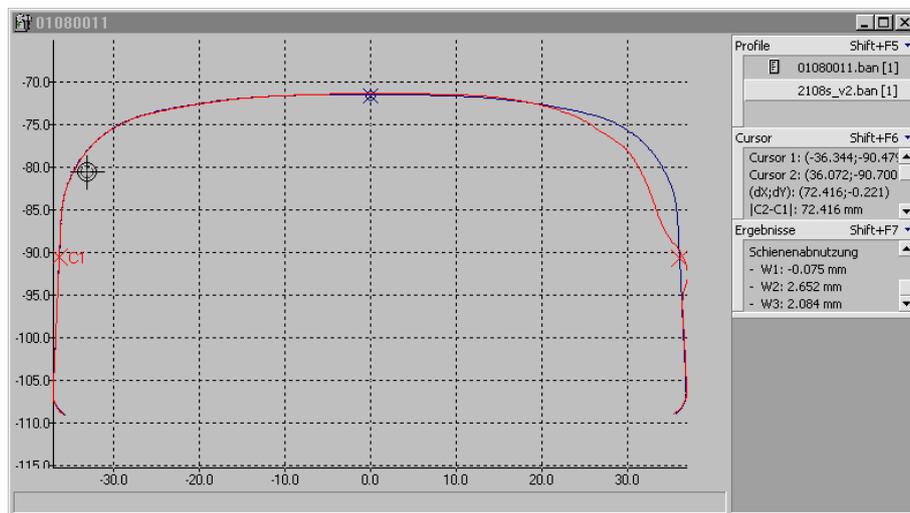


Bild 4: Auswertung einer Profilmessung nach 75.000 Zyklen.

Nach jeweils 100.000 Zyklen werden die gesammelten Daten aus der Datenbank mit Hilfe eines eigens programmierten Makros über Microsoft Query in Excel Tabellen exportiert. Die Geschwindigkeitsperformance dieses Vorganges lässt zwar sehr zu wünschen übrig, aber aus Gründen der Kompatibilität und Weiterverarbeitbarkeit fiel die Wahl trotz der sehr langsamen Datenbankschnittstelle auf MS Excel. Nach dem Export werden die Rohdaten über ein weiteres Makro zusammengespielt und gefiltert, um die Dateigröße in einem angemessenen Rahmen zu halten. Zu guter Letzt wird jeder 100. Wert zur Auswertung (Diagramme) herangezogen (*Bild 5*).

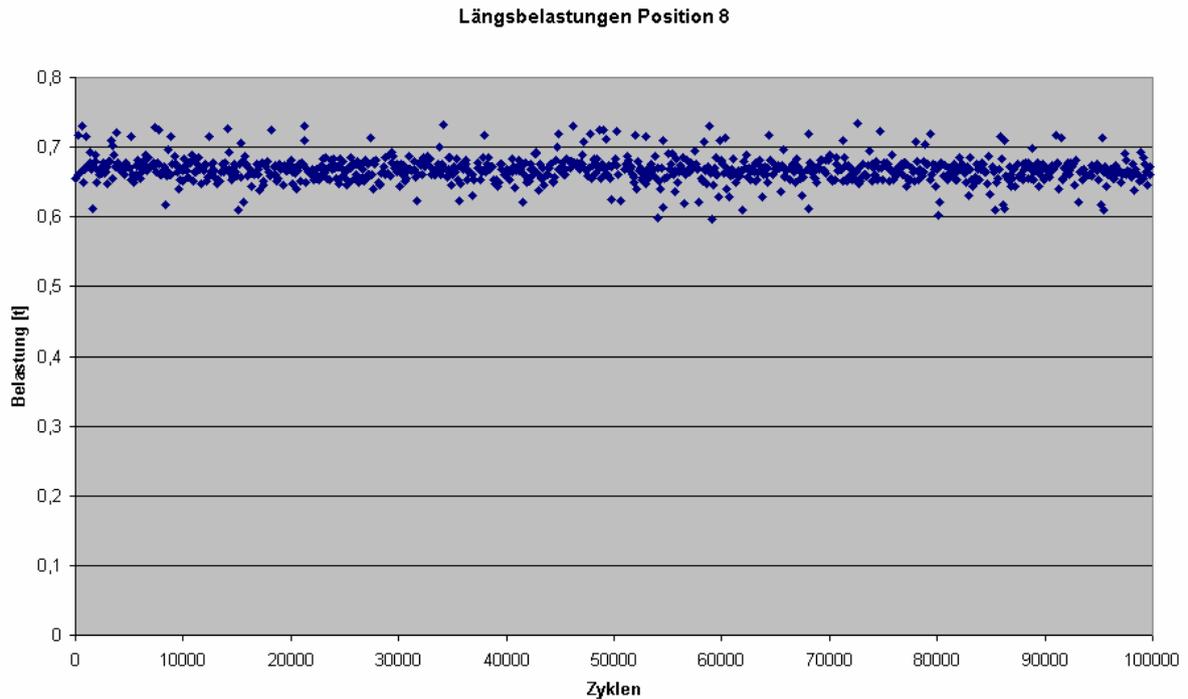


Bild 5: Auswertung der Längsbelastung (bremsend) über 100.000 Zyklen.

Die Schienen selbst werden nach dem Versuch zunächst einer makroskopischen Untersuchung unterzogen. Es wird untersucht, ob sich irgendwelche Auffälligkeiten zeigen, wie z.B. Ausbrüche, Risse oder Überlappungen. In weiterer Folge werden dann an Stellen, die makroskopisch interessant erscheinen, Längs- und Querschliffe genommen, um eine mikroskopische Gefügebeurteilung durchzuführen, sowohl im ungeätzten als auch im geätzten Zustand (*Bild 6*).



Bild 6: Metallographischer Schliff - Vergrößerung 100x - Ausbruch an der Fahrkante.

4.2.2 Versuche

Tabelle 1: Versuchsübersicht – Belastungskollektiv/Zyklenzahl

Versuch Nr.	Vertikallast (t)	Seitenlast (t)	Längslast (t)	ges. Zyklenzahl
1	15	10	-0,35	3980
2	15	5	-0,35	100000
3	15	5	-0,35	100000
4	15-30	5-6,5	-0,35 – -0,81	400000
5	15	2,1	+3	70831
6	15	2,1	+2	am laufen

Die Längslasten mit negativem Vorzeichen weisen auf bremsenden Betriebsmodus hin, positive Vorzeichen auf beschleunigenden Betriebsmodus. Bei dem Versuch 4 wurde alle 100000 Zyklen das Lastkollektiv erhöht. Weitere Versuche sind geplant bzw. gerade im Laufen.

Im Rahmen dieses Vortrages werden die Erkenntnisse der bisher durchgeführten bzw. noch laufenden Versuche und Erwartungen präsentiert. Sowohl die Bahnbetreiber, als auch die Schienenhersteller könnten in Zukunft von den hier gewonnen Erkenntnissen profitieren.

Ermüdungsverhalten von Schienenstahl unter dem Einfluss verschiedener Zwischenstoffe

Univ.-Prof. Dr.-Ing. L. Deters, Dipl.-Ing. S. Engel (V),
Dipl.-Ing. M. Proksch, Dr. rer. nat. P. Veit
Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg

1 Einleitung

Die im Bereich des Fahrweges der DB Netz AG neu eingesetzten Schienen verfügen über einen hohen Verschleißwiderstand. Beim Einsatz dieser Schienen treten in engen und zum Teil geschmierten Kurven im Radienbereich von 400 m bis 1.500 m, vereinzelt auch im geraden Gleis und in Bögen mit Radien größer 1.500 m, verstärkt Ermüdungsschäden auf. Diese Ermüdungsschäden werden Head Checks genannt. Head Checks sind feine Oberflächenrisse an der Fahrkante der Bogenaußenschiene, die einen Abstand von 2 mm bis 7 mm aufweisen (Bild 1). Bei entsprechendem Rissfortschritt können zwischen den einzelnen Anrissen Ausbrüche (Spallings) entstehen [1].



Bild 1: Head Checks im Außenbogen eines Gleises, Liegedauer 2 Jahre

Durch Maßnahmen wie Schienenschleifen und durch Ausbau der Schienen bei besonders starker Schädigung entstehen den Betreibern der Fahrwege in Europa erhebliche Instandhaltungskosten zur Beseitigung derartiger Ermüdungsschäden. In diesem Beitrag wird über Modellversuche zur Untersuchung des Einflusses verschiedener Zwischenstoffe auf das Ermüdungsverhalten von Schienenstahl berichtet. Als Prüfprinzip für die Untersuchungen wurde der Zwei-Rollen-Kontakt gewählt.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Prüfprinzip und Versuchsdurchführung

Die experimentellen Untersuchungen wurden im Rahmen eines von der EU geförderten Forschungsvorhabens (ICON) am Zwei-Rollen-Prüfstand der Deutschen Bahn AG im Forschungs- und Technologie-Zentrum in Brandenburg-Kirchmöser durchgeführt. Im Prüfstand wälzen zwei Prüfrollen unter einer vorgegebenen Normalkraft ab (Bild 2). Bei den Versuchen erfolgte die Rissdetektion durch eine in-situ Wirbelstromprüfung an den Schienenrollen. Mit diesem Verfahren wurde die „Lebensdauer“ der Schienenrollen bestimmt, welche als Anzahl von Überrollungen definiert ist, die bis zum Erreichen einer vorgegebenen Fehlerschwelle am Wirbelstromprüfgerät erzielt wird.

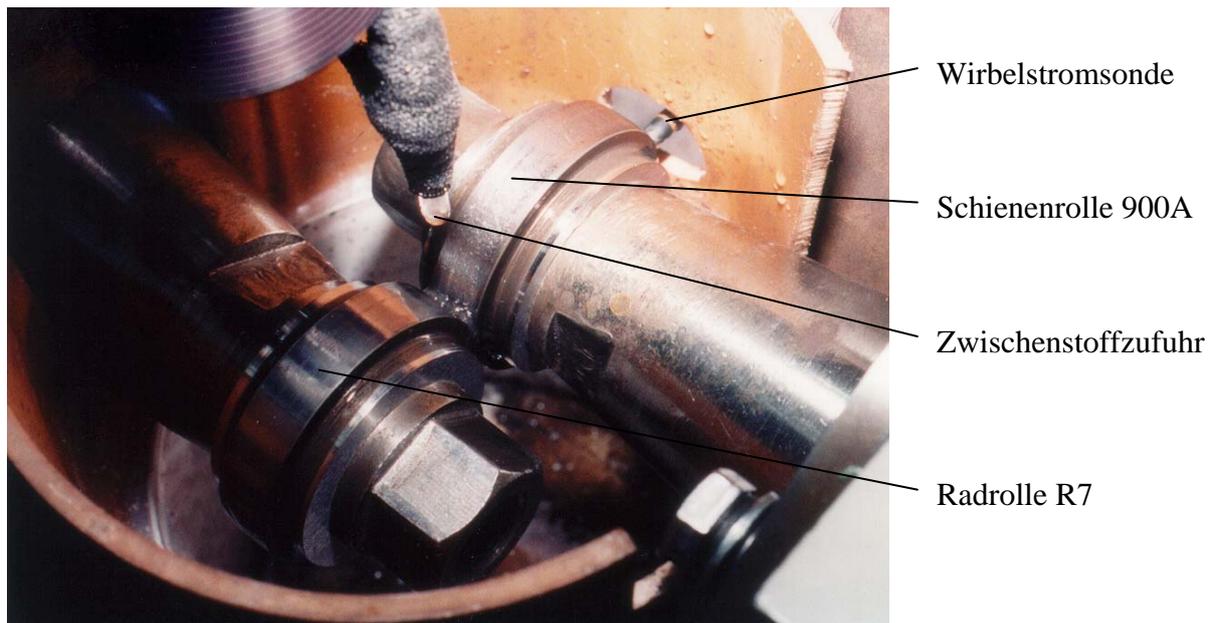


Bild 2: Prüfanordnung

Alle Versuche wurden mit dem Radwerkstoff R7 und dem Schienenwerkstoff 900A in Regelgüte durchgeführt. Die Prüfrollen wurden direkt aus dem Schienenkopf bzw. Radkranz entnommen, vgl. Bild 3-links. Im Ausgangszustand waren die Laufflächen der Prüfrollen geschliffen¹. Die Abmessungen der Prüfrollen gehen aus Bild 3-rechts hervor.

Bei einer Spurkranzschmierung im Rad/Schiene-System kann ein permanent vorhandener und trennender Schmierfilm nicht garantiert werden. Es erfolgt ein Wechsel zwischen den Zuständen „geschmiert“ und „ungeschmiert“. Außerdem wird bei einigen Fahrzeugen ganz auf eine Spurkranzschmierung verzichtet. Im ungeschmierten bzw. trockenen Zustand werden die Oberflächen durch Anrisse im oberflächennahen Bereich geschädigt, was sich auf das spätere Risswachstum unter dem Einfluss eines Zwischenstoffes auswirken kann. Dabei hat der Grad der Vorschädigung an den Oberflächen, der im trockenen Zustand erreicht wird, entscheidenden Einfluss auf das spätere Risswachstum, wenn ein Zwischenstoff zugeführt wird. Dies konnte im Rahmen von Vorversuchen gezeigt werden.

¹ Radwerkstoff R7: $R_a \approx 0,47 \mu\text{m}$

Schienenwerkstoff 900A: $R_a \approx 0,64 \mu\text{m}$

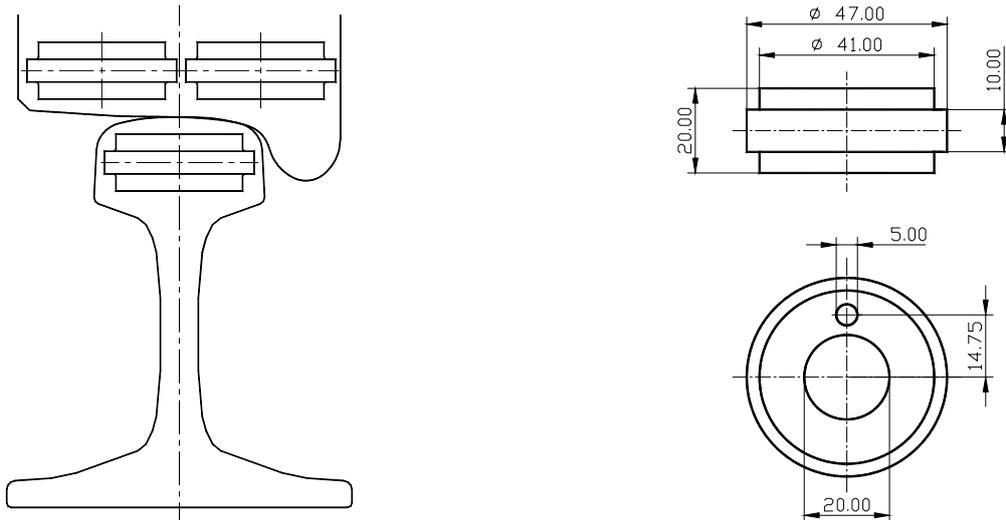


Bild 3: Entnahme der Rad- und Schienenrollen aus dem Radkranz bzw. Schienenkopf (links),
Abmessungen der Prüfrollen (rechts)

Bei diesen Voruntersuchungen wurden die Probenpaarungen unterschiedlich langen Trockeneinlaufphasen (1.000, 3.000 und 5.000 Überrollungen) bei einer maximalen HERTZ'schen Pressung von 1.300 N/mm^2 und einem Schlupf von 1,0 % unterzogen. Als Referenzschmierstoff für den sich anschließenden Versuchsabschnitt mit Zwischenstoff diente Wasser. Die maximale Anzahl der Überrollungen (Trockeneinlauf + Versuchsabschnitt mit Zwischenstoff) für einen Versuchslauf wurde auf 100.000 festgelegt.

Bei den Versuchen mit einer Trockeneinlaufphase von 1.000 Überrollungen wurde im sich anschließenden Versuchsabschnitt mit Zwischenstoff die am Wirbelstromprüfgerät eingestellte Fehlerschwelle innerhalb der vorgegebenen maximalen Anzahl von 100.000 Überrollungen nicht erreicht. Im Gegensatz dazu wurde bei den Versuchen mit einer Trockeneinlaufphase von 3.000 und 5.000 Überrollungen das definierte Fehlerniveau innerhalb der 100.000 Überrollungen überschritten.

Bild 4 zeigt den Schädigungszustand an einer Schienenrolle nach 3.000 Überrollungen mit einer maximalen HERTZ'schen Pressung von 1.300 MPa bei einem Schlupf von 1,0 %. Deutlich sind die ersten Anrisse an der Oberfläche zu erkennen.

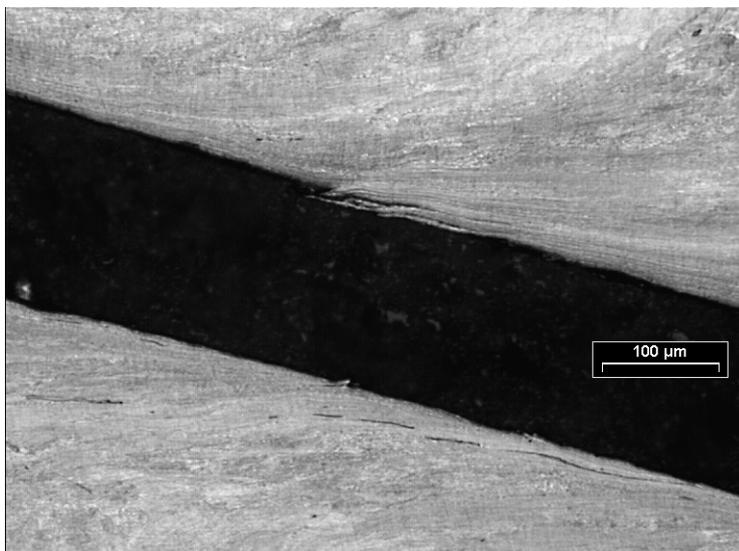


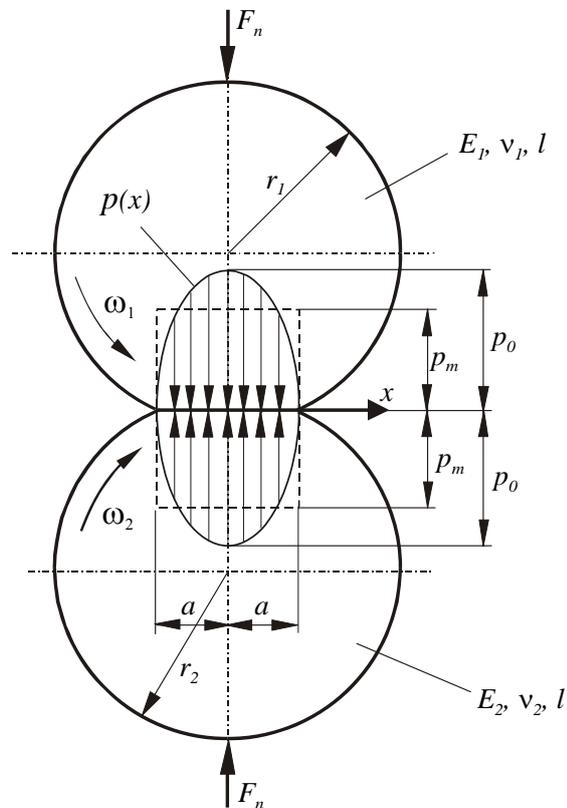
Bild 4: Schienenrolle nach 3.000
Überrollungen

Nach 3.000 Überrollungen sind die Schienenrollen bereits in einer 230 μm dicken Oberflächenschicht sehr stark verformt. Dabei ließ sich bei den metallographischen Untersuchungen bis zu einer Tiefe von ca. 130 μm eine deutliche Änderung der Morphologie des Perlits gegenüber dem noch unbeanspruchten Grundwerkstoff feststellen. Bis ca. 40 μm Tiefe sind die Zementitlamellen stark fragmentiert. Unterhalb dieses Bereiches treten bei entsprechender Ausrichtung (vorzugsweise senkrecht) der Zementitlamellen zur Oberfläche verstärkt Lamellenknickungen auf.

Um eine definierte Vorschädigung an den Oberflächen der Probekörper für die Versuche mit Zwischenstoff zu erreichen, wurden bei den späteren Untersuchungen alle Probenpaarungen einem Trockeneinlauf von 3.000 Überrollungen mit einer maximalen HERTZ'schen Pressung von 1.300 N/mm² bei einem Schlupf von 1,0 % unterzogen. In dem sich anschließenden Versuchsabschnitt mit Zwischenstoff wurden die maximale HERTZ'sche Pressung, der Schlupf und die Art des Zwischenstoffes variiert. Zum Vergleich wurden Referenzversuche unter trockenen Bedingungen gefahren.

- maximale HERTZ'sche Pressung: 1.300 MPa...1.500 MPa
- Schlupf: 0,5 %...2,0 %
- Zwischenstoffe: destilliertes Wasser, Spurkranzschmierfett, Öl
- maximale Anzahl der Überrollungen: 100.000 (inklusive Einlauf)
- Anzahl der Wiederholungen: 3

Für den Kontakt zweier Zylinder (Bild 5) können die maximale Pressung p_0 , die mittlere Pressung p_m und der Verlauf der HERTZ'schen Pressung $p(x)$ sowie die halbe HERTZ'sche Kontaktbreite a bestimmt werden aus:



$$p_0 = \sqrt{\frac{F_n \cdot E^*}{2 \cdot \pi \cdot R^* \cdot l}}$$

$$p_m = \frac{\pi}{4} p_0$$

$$p(x) = p_0 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{a}\right)^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{8 \cdot F_n \cdot R^*}{\pi \cdot E^* \cdot l}}$$

Bild 5: Zylinder/Zylinder-Kontakt

mit der „Zylinderlänge“ l , dem reduzierten Radius R^* und dem reduzierten Elastizitätsmodul E^* .

$$R^* = \frac{r_1 \cdot r_2}{r_1 + r_2} \quad r_1, r_2 - \text{Radien der Rollen}$$

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1 - \nu^2}{E} = \frac{1}{2} \left(\frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2} \right)$$

bzw.
$$E^* = 2 \cdot \frac{E_1 \cdot E_2}{E_1 \cdot (1 - \nu_2^2) + E_2 \cdot (1 - \nu_1^2)}$$

Die Anzahl der Umdrehungen der Schienenrolle betrug $n_r = 402$ U/min (Umfangsgeschwindigkeit $v_u \approx 1$ m/s). Bei der Einstellung des Schlupfes wurde die Umfangsgeschwindigkeit der Schienenrolle konstant gehalten und die Umfangsgeschwindigkeit der Radrolle entsprechend dem einzustellenden Schlupf vorgegeben. Der Schlupf s berechnet sich wie folgt:

$$s = \frac{\omega_1 \cdot r_1 - \omega_2 \cdot r_2}{\frac{1}{2}(\omega_1 \cdot r_1 + \omega_2 \cdot r_2)} \cdot 100 \quad [\%]$$

ω_i - Winkelgeschwindigkeit der Rollen

r_i - Radius der Rollen

3 Ergebnisse

3.1 Anzahl der Überrollungen bis zum Erreichen der Fehlerschwelle

In Bild 6 ist für die untersuchten Zwischenstoffe und eine Parameterkombination aus einer maximalen HERTZ'schen Pressung $p_0 = 1.500$ MPa und einem Schlupf von $s = 1,0$ % die Anzahl der Überrollungen bis zum Erreichen der Fehlerschwelle dargestellt. Allerdings besitzt die in Bild 6 dargestellte „Bewährungsreihenfolge“ der einzelnen Zwischenstoffe bis zum „Ausfall“ der Probenpaarung keinen allgemeingültigen Charakter. Die Reihenfolge der Ausfallzeitpunkte kann sich bei veränderten Parametern (Pressung und Schlupf) ändern. Für alle durchgeführten Versuche kann generell formuliert werden:

- In den Versuchen mit Wasser, Öl und Spurkranzschmierfett wurde innerhalb der maximalen Anzahl von Überrollungen (100.000) die eingestellte Fehlerschwelle überschritten. Dabei hat der Grad der Vorschädigung an den Oberflächen, der in der Trockeneinlaufphase erzielt wird, Einfluss auf das Risswachstum. Weiterhin ist festzustellen, dass die Versuche mit Spurkranzschmierfett prinzipiell früher ausgefallen sind als die Versuche mit Öl. Zum Teil besitzen die mit Öl geschmierten Rollen im Vergleich zu den mit Fett geschmierten eine im Mittel um ca. 50 % erhöhte „Lebensdauer“.
- Bei den Versuchen unter trockenen Bedingungen wurde die am Wirbelstromprüfgerät eingestellte Fehlerschwelle in der vorgegebenen Anzahl von 100.000 Umdrehungen nie erreicht.

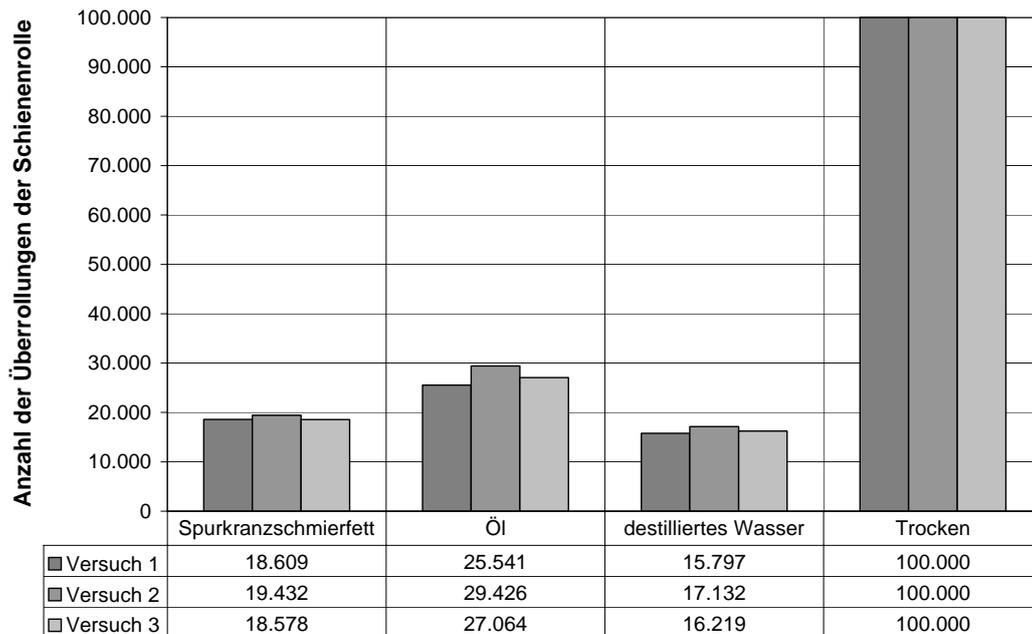


Bild 6: Anzahl der Überrollungen bis zum Erreichen der Fehlerschwelle ($p_0 = 1.500 \text{ MPa}$; $s = 1,0 \%$)

3.2 Versuche mit Wasser

In den metallographischen Untersuchungen trat ein stark ausgeprägtes und verzweigtes Rissnetzwerk zutage (Bild 7). Im oberflächennahen Bereich zeigen die Hauptrisse eine Vorzugsrichtung. In größeren Tiefen findet sich ein verzweigtes Rissnetzwerk ohne Vorzugsrichtung.

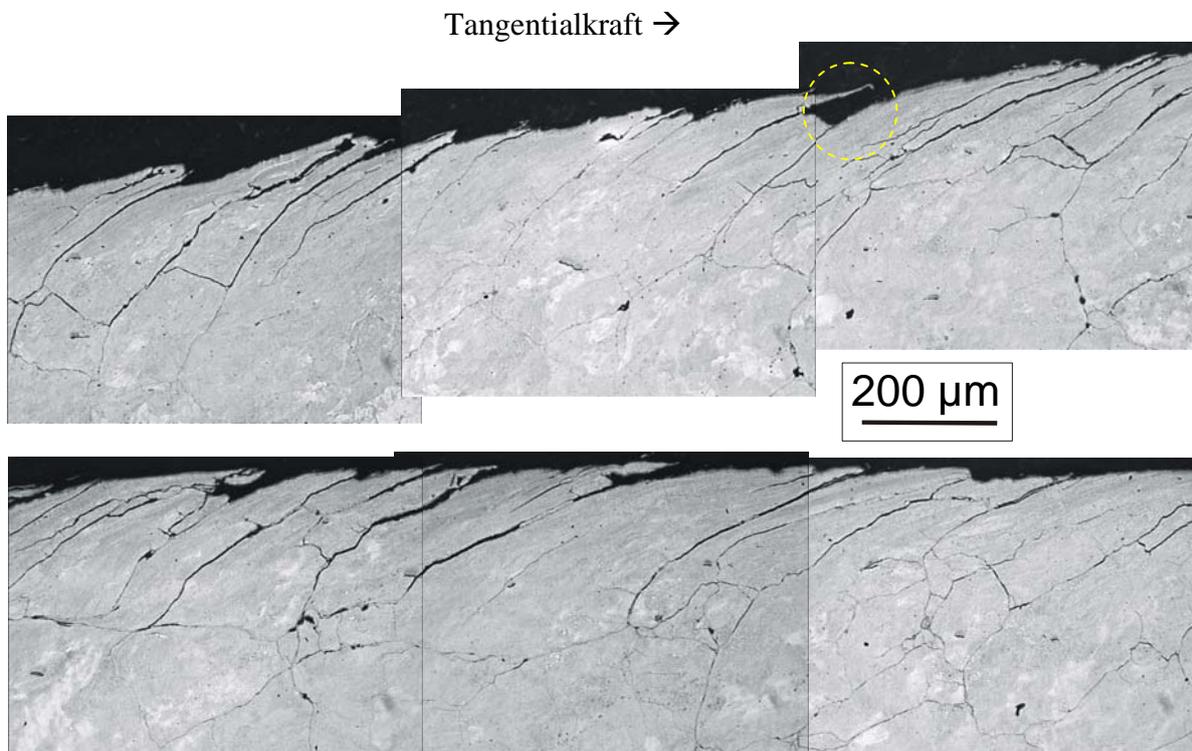


Bild 7: Übersichtsaufnahme der Rissmorphologie bei den Versuchen mit Wasser

Die Oberflächen der Rollen waren teilweise stark zerrüttet. Die Zerrüttung breitete sich dabei zumeist von der Mitte der Laufspur zu den äußeren Rändern hin aus. In den zerrütteten Bereichen kam es zu leichten Ausbrüchen aus der Oberfläche der Probekörper, wie es z. B. an der mit einem Kreis markierten Stelle in Bild 7 zu vermuten ist. Von den Hauptrissen gehen Querrisse aus (Bild 8). Diese Querrisse können unter ungünstigen Umständen Hauptrisse miteinander verbinden (bei Wachstum des Querrisses in Pfeilrichtung - linkes Teilbild in Bild 8), was zu den erwähnten Ausbrüchen aus der Oberfläche führen kann. Ausgangspunkt der Querrissbildung ist die „Ausrichtung“ der Zementitkolonien (schräg zur Oberfläche) im oberflächennahen Bereich unter dem Einwirken einer Tangentialkraft. Die Querrisse laufen senkrecht durch die Lamellenbereiche (rechtes Teilbild in Bild 8) und aufgrund der „Ausrichtung“ der Zementitkolonien schräg nach oben.

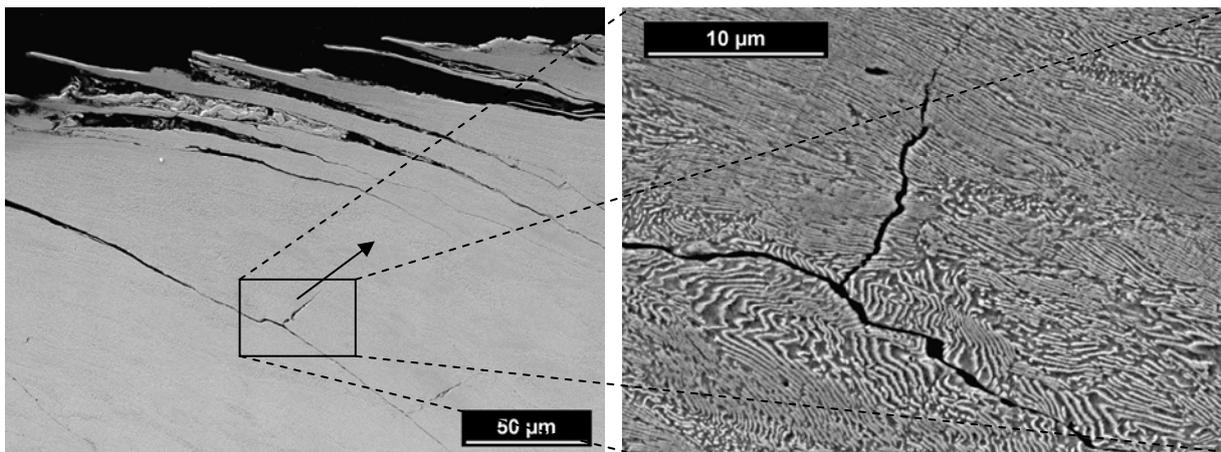


Bild 8: Wachsen von Querrissen

Die Rissausbreitung erfolgt durch Zementitlamellenbruch infolge der Faserbelastung an den Lamellen (Bruchmechanismus). Dieser Bruchmechanismus bestätigt bekannte Faserlastmodelle [2], die aus dem Längen-Dicken-Verhältnis der Lamellen eine Grenze der Lamellenbelastbarkeit ableiten. Bei gleicher Lamellendicke sagen die Faserlastmodelle für kurze Lamellen im Vergleich zu langen eine geringere Bruchanfälligkeit voraus.

Weiterhin wird bei den Versuchen unter Einwirkung von Wasser der Rissfortschritt in die Tiefe des Materials durch eine ungünstige, vor allem zeitliche und senkrechte (normale) Anordnung von MnS-Einschlüssen zur Probenoberfläche signifikant gefördert (Bild 9). Demgegenüber wird bei parallel zur beanspruchten Oberfläche liegenden MnS-Einschlüssen der Rissfortschritt in den untersuchten Proben gehemmt. So betrug an ein und derselben Probe die mittlere Risstiefe bei paralleler Lage der MnS zur Oberfläche ca. 280 µm, bei einer Neigung von 10° ca. 370 µm und bei um 40° geneigten MnS ca. 560 µm (Bild 10).

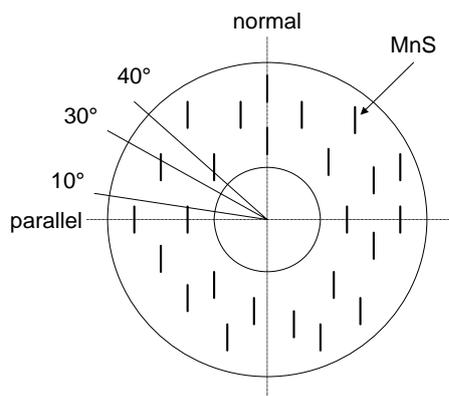


Bild 9: Orientierung der MnS in den Proben

Tangentialkraft →

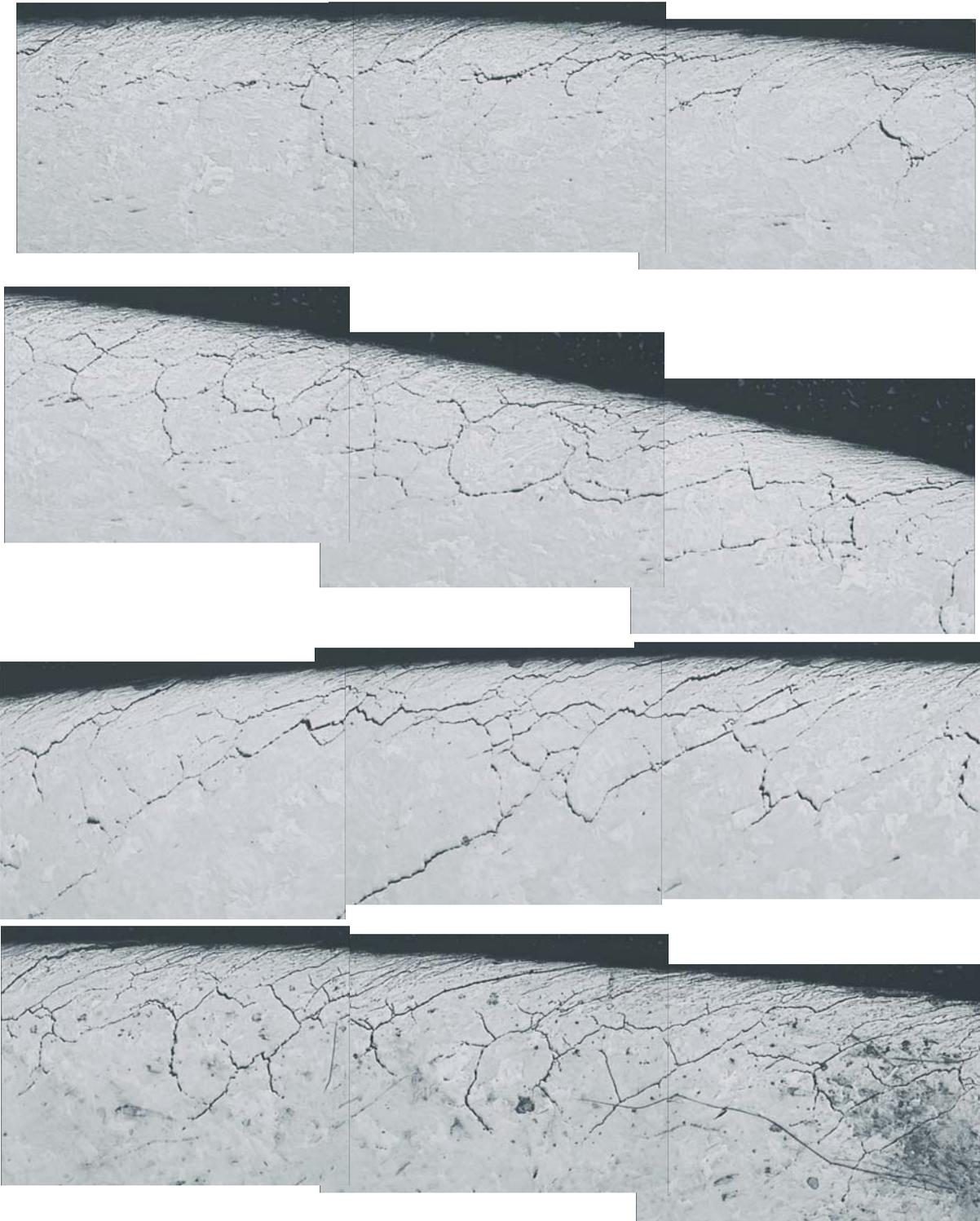


Bild 10: Bildmontage des Querschliffs einer Schienenrolle

1. Teilbild: Zeilen der Mangansulfide parallel zur Oberfläche, Risstiefe ca. 280 μm
2. Teilbild: Zeilen der Mangansulfide ca. 10° geneigt, Risstiefe ca. 370 μm
3. Teilbild: Zeilen der Mangansulfide ca. 30° geneigt, Risstiefe ca. 460 μm ,
sehr unterschiedlich, in Zeilenrichtung bis 1,9 mm
4. Teilbild: Zeilen der Mangansulfide ca. 45° geneigt, Risstiefe ca. 560 μm

Worauf stützt sich die Aussage, dass der Rissfortschritt durch die MnS beeinflusst wird? Ebenso könnte die durch den Walzprozess hervorgerufene Texturierung des Gefüges in der Schiene als Ursache angenommen werden, da bei einer Textur die kristallinen Gleitebenen nicht mehr statistisch regellos verteilt sind und sich anisotrope Festigkeitseigenschaften ausbilden, die wiederum den Rissfortschritt beeinträchtigen können. Die Behauptung, dass der Rissfortschritt bei den Versuchen mit Wasser durch die MnS beeinflusst ist, basiert auf den metallographischen Untersuchungen, die gezeigt haben, dass die Risse, auch in unterschiedlichen Schnittebenen betrachtet, den Weg durch die Mangansulfide „suchen“ (Bild 11). Dabei können die MnS-Einschlüsse als innere Kerben aufgefasst werden.

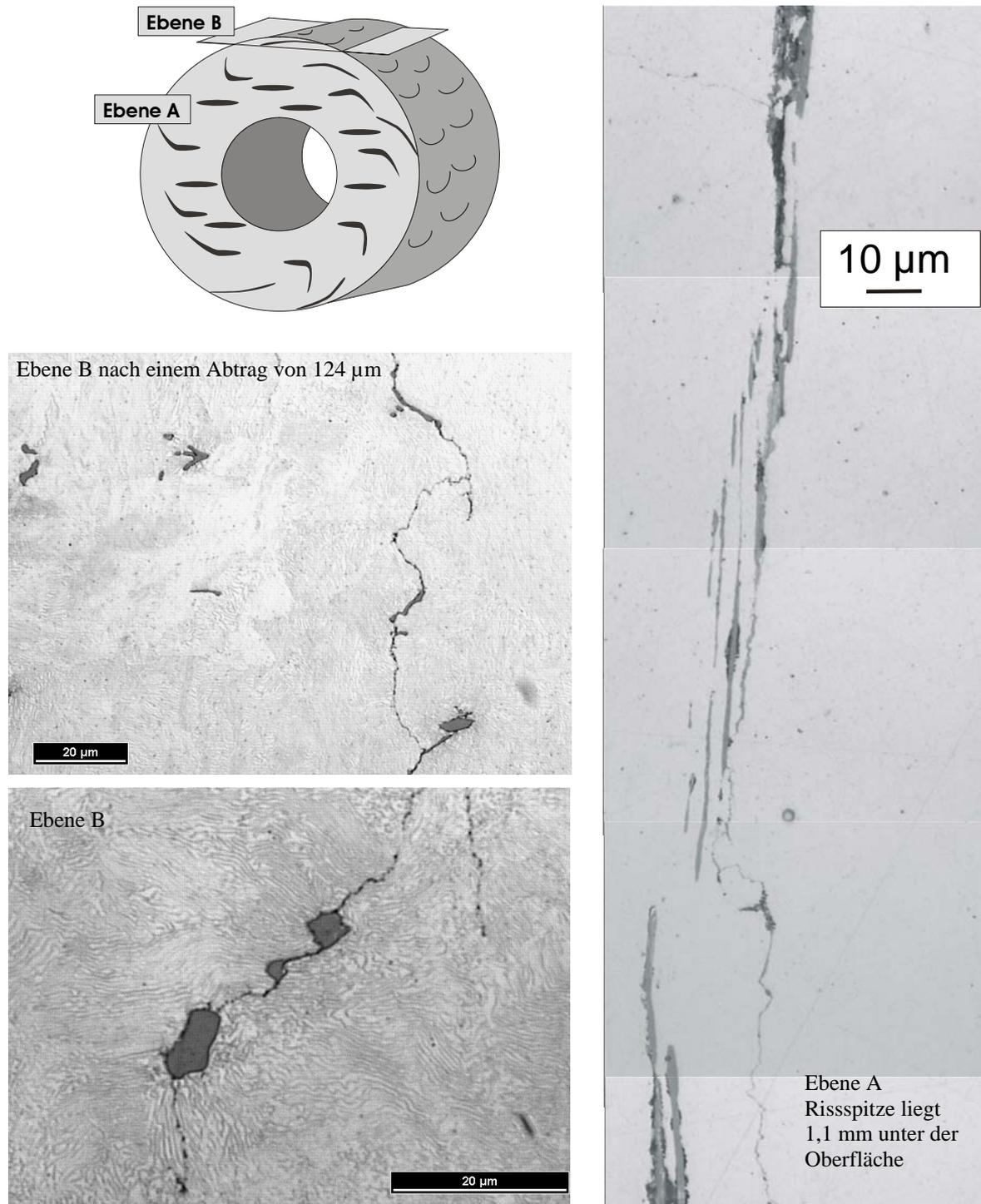


Bild 11: Rissverläufe durch die MnS-Einschlüsse in unterschiedlichen Schnittebenen betrachtet

Die Mangansulfide weisen eine geringere Festigkeit als die umgebende metallische Matrix auf. Darüber hinaus sind die Kohäsionskräfte an der Grenze zwischen MnS-Einschluss und metallischer Matrix in der Regel nur sehr schwach ausgeprägt. Aufgrund dessen stellen die MnS-Einschlüsse keine Rissbarrieren dar. Bei einer ungünstigen Ausrichtung der MnS bzw. bei sehr großen Einschlüssen ist somit sehr leicht ein erheblicher Rissfortschritt zu erzielen.

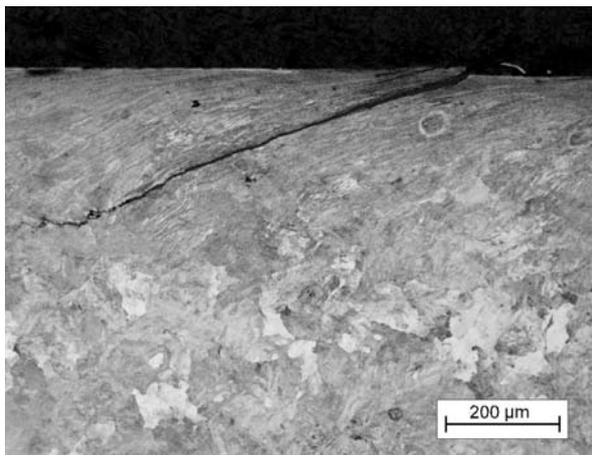
Bei den Versuchen mit Wasser waren die Rissflanken stark mit Reaktionsprodukten belegt. Ein eindeutiger Nachweis, ob sich diese Reaktionsprodukte während des Reibprozesses als Folge dessen oder erst nach Abschluss der Beanspruchung gebildet hatten oder ob eine Kombination dieser Fälle vorlag, konnte im Rahmen der Untersuchungen nicht erbracht werden. Eine chemische Analyse der Reaktionsprodukte an den Rissflanken wurde mittels Extraktionsreplica unternommen. Dabei stellte sich heraus, dass die Rissbelegungen hohe Al, Mg, Si und O-Anteile aufweisen.

3.3 Versuche mit Öl und Spurkranzschmierfett

Aufgrund der bei den Versuchen mit Wasser gefundenen Abhängigkeit der Risstiefe von der Probenentnahme wurde für die Versuche mit Spurkranzschmierfett und Öl eine Beurteilung des allgemeinen Schädigungszustandes vorzugsweise in den Bereichen mit paralleler Lage² der MnS-Zeilen zur Oberfläche durchgeführt. Auf eine Zielpräparation des Risses, der zum Auslösen der Fehlerschwelle führte, wurde im Regelfall verzichtet.

In den mit Spurkranzschmierfett und Öl als Zwischenstoff untersuchten Proben lassen sich in den stark verformten, aber schmalen oberflächennahen Bereichen nur Risse mit geringer Häufigkeit nachweisen (Bild 12). Der Verlauf der Risse folgt wie bei den Versuchen mit Wasser der Verformungstextur, die sich im oberflächennahen Bereich der Rollen ausgebildet hat. Die Verformungstextur ist bei den Versuchen mit Spurkranzschmierfett und Öl infolge kleinerer Tangentialkräfte nicht so stark ausgeprägt wie bei den Versuchen unter trockenen Bedingungen. Der Charakter der Risse bei den Versuchen mit Öl und Spurkranzschmierfett ist ähnlich. Eine Korrelation zwischen vorhandenen MnS-Einschlüssen und den Rissen konnte bei den Versuchen mit Öl und Spurkranzschmierfett nicht hergestellt werden.

Tangentialkraft →



Tangentialkraft →

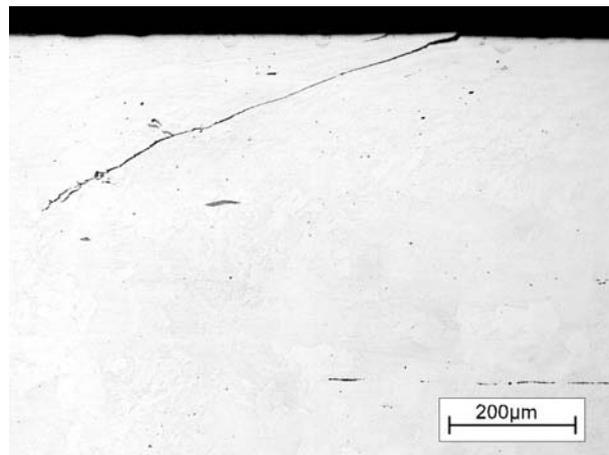


Bild 12: Risse bei den Versuchen mit Öl (links) bzw. Fett (rechts)

² Dies geschah in Anlehnung an die Praxis, bei der die MnS in der Schiene parallel zur Fahrkante liegen.

Auch ein Verzweigen der Risse als typisches Rissbild wie bei den Versuchen mit Wasser konnte in den Proben mit Öl und Fett als Zwischenstoff nicht beobachtet werden. Auch nicht nach einer Versuchszeit, die über das definierte Maß hinaus ging (Bild 13). Allerdings bilden sich zunehmend Querrisse, die die Hauptrisse miteinander verbinden, was zu Ausbrüchen aus der Lauffläche führen kann. Das linke Teilbild in Bild 13 zeigt Ausbrüche aus der Lauffläche einer Schienenrolle nach ca. 60.000 Überrollungen.

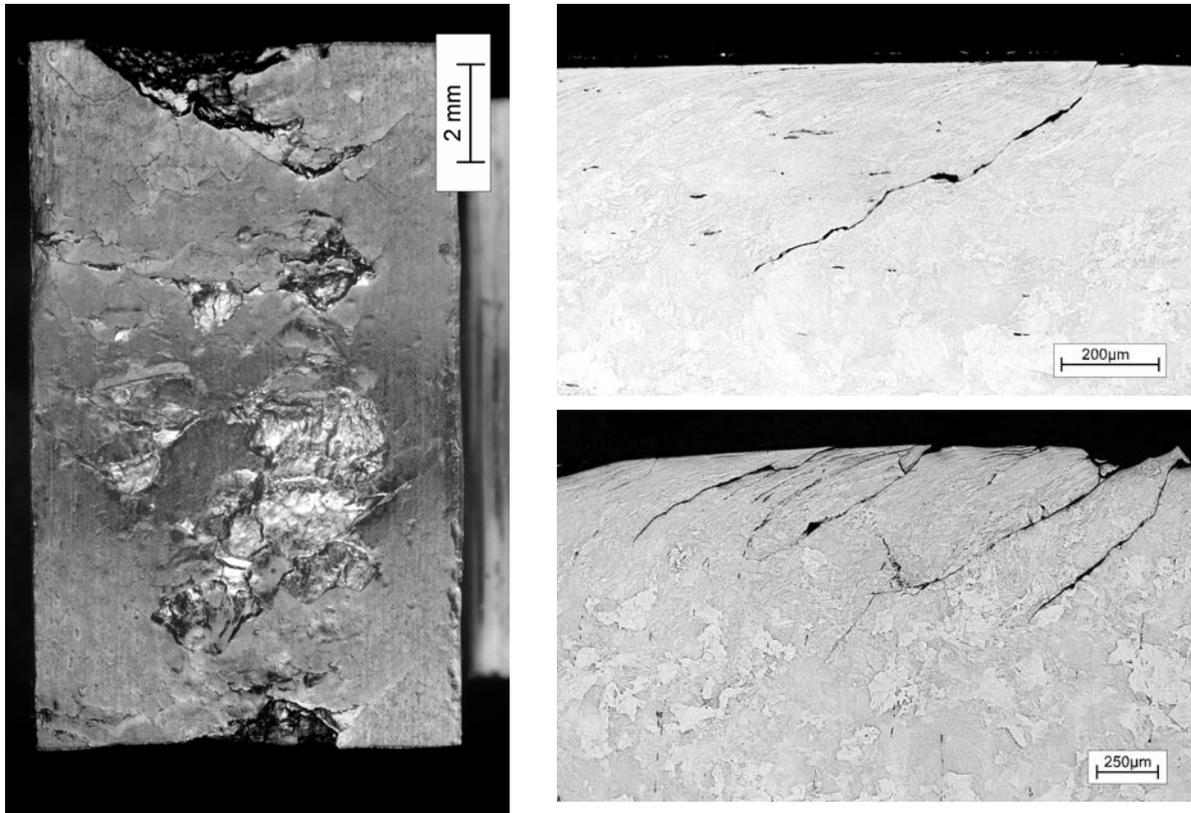


Bild 13: Aufnahme der Lauffläche bzw. des Querschliffes einer Schienenrolle aus 900A bei einem Versuch mit Öl nach 59.934 Überrollungen ($p_0 = 1.300 \text{ N/mm}^2$, $s = 1,0 \%$)

3.4 Versuche unter trockenen Bedingungen

Bei den metallographischen Untersuchungen wurden nur sehr flach verlaufende Risse gefunden (Bild 14). Diese Risse entstehen an oder kurz unter der Oberfläche und wachsen fast parallel zu dieser. Die entstandenen „Schuppen“ brechen bzw. reißen aufgrund der hohen Dehnungen an der Oberfläche im weiteren Verlauf eines Versuches ab und reproduzieren sich immer wieder neu.

In das Materialinnere vordringende Risse, wie bei den Versuchen mit Wasser, Spurkranzschmierfett oder Öl, wurden unter trockenen Bedingungen nicht gefunden. Allerdings wurde ein Risswachstum in die Tiefe des Materials bei den gemessenen Kraftschlusszahlen von $f_t \approx 0,3$ auch nicht erwartet, wenn die maximale Vergleichsspannung als ein Kriterium für das „Versagen“ des Werkstoffes herangezogen wird. In HERTZ'schen Kontakten mit Linienberührung unter reiner Normalkraftbeanspruchung tritt das Vergleichsspannungmaximum in Kontaktmitte unter der Oberfläche in einer Tiefe von $z = 0,7 \cdot a$ auf. Unter der Voraussetzung, dass vollständiges Gleiten in der Kontaktfläche vorherrscht, verursacht eine Überlagerung der Spannungen resultierend aus Normalkräften mit Spannungen, die durch Tangentialkräfte her-

vorgerufen werden, eine Verlagerung des Vergleichsspannungsmaximums zur Oberfläche hin. Die Vergleichsspannung an der Oberfläche steigt mit zunehmender Kraftschlusszahl an und ist bei einer Kraftschlusszahl von $f_t = 0,3$ bereits deutlich größer als die Vergleichsspannung unter der Oberfläche.

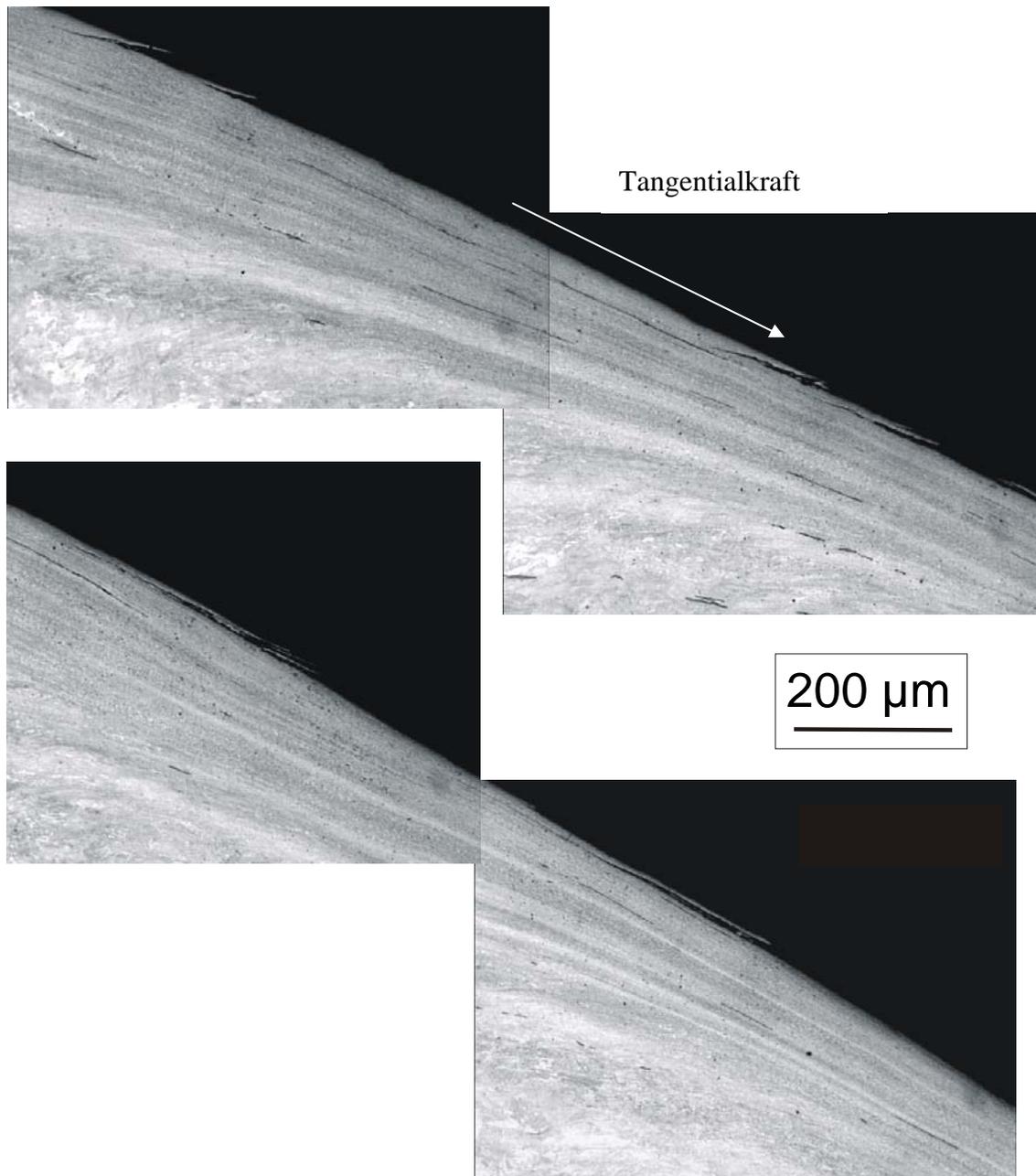


Bild 14: Übersichtsaufnahme der Rissmorphologie bei den Versuchen unter trockenen Bedingungen

Weiterhin wurde in den Zwei-Rollen-Versuchen festgestellt, dass MnS-Einschlüsse an und nahe der Oberfläche häufig Initiierungsorte von Anrissen darstellen. Die MnS verhalten sich unter der Druck/Scherbeanspruchung an der Oberfläche äußerst duktil, werden dabei dünn ausgezogen (gestreckt) und bilden somit großflächige Trennbereiche (Bereiche geringerer Festigkeit) nahe oder unmittelbar an der Oberfläche. Bei einem „Aufreißen“ dieser Trennbereiche oder beim „Anschneiden“ dieser Bereiche durch Verschleiß kann das Material an der Oberfläche teilweise leichter vom Grundwerkstoff losgelöst werden.

Die Mikrostruktur der Proben (Bild 15) ist prinzipiell durch eine sehr starke Verformung des Perlits gekennzeichnet. Im oberflächennahen Bereich sind die Zementitlamellen infolge der mechanischen Beanspruchung stark fragmentiert. In größeren Tiefen treten Lamellenknickungen auf.

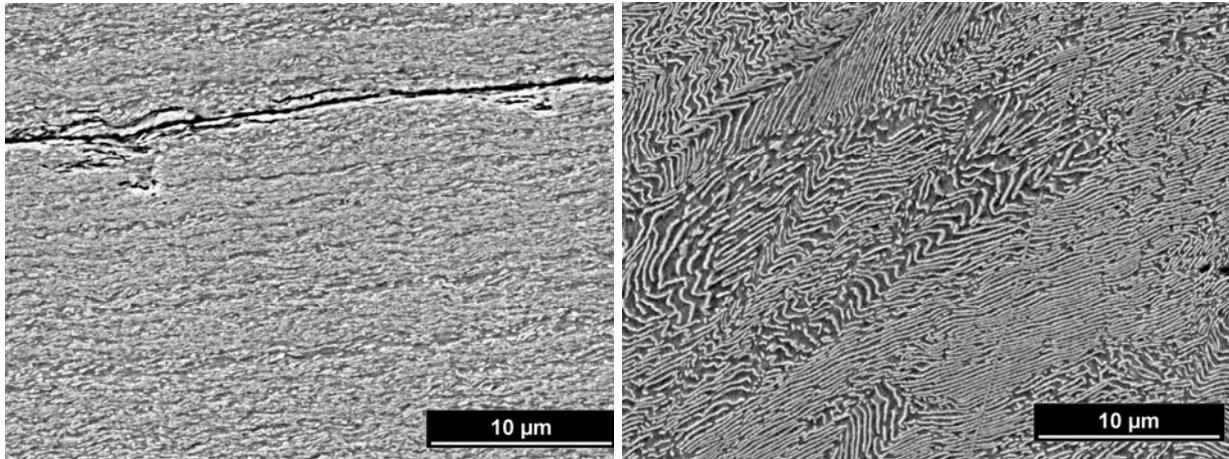


Bild 15: Perlitmorphologie in ca. 50 μm Tiefe (links) und aus dem Übergang vom beanspruchten zum „unbeanspruchten“ Oberflächenbereich (rechts)

4 Zusammenfassung

Es wurde über die Ergebnisse von Verschleißuntersuchungen (Ermüdungsversuche) berichtet. Diese Versuche wurden mit dem Radwerkstoff R7 und dem Schienenwerkstoff 900A in Regelgüte durchgeführt. In den Untersuchungen wurden die maximale HERTZ'sche Pressung, der Schlupf und die Art des Zwischenstoffes variiert. Eine Rissdetektion erfolgte in den Versuchen durch eine in situ Wirbelstromprüfung an den Schienenrollen. Am Beispiel des Zwei-Rollen-Kontaktes wird deutlich, dass sich eine Schmierung zur Verschleißminimierung, z. B. mit Spurkranzschmierfett, im Hinblick auf das Ermüdungsverhalten nicht unbedingt günstig auswirken muss, weil dadurch der Verschleiß reduziert wird, der dem Risswachstum entgegenwirkt und außerdem die Zwischenstoffe im Riss z. B. eine „hydraulische Sprengwirkung“ entfalten, die den Rissfortschritt begünstigt.

Unter gleichen Ausgangsbedingungen (z. B. Beschaffenheit und Vorschädigung der Oberfläche) verursachen verschiedene Zwischenstoffe unterschiedliche Rissmuster. Wasser zeigte in den metallographischen Untersuchungen ein stark ausgeprägtes Rissnetzwerk. Im Vergleich dazu konnte in den Versuchen mit Öl, auch nach längerer Versuchszeit, kein ausgeprägtes Verzweigen der Risse beobachtet werden. Bei den Versuchen unter trockenen Bedingungen wurden nur relativ flach verlaufende Risse gefunden. In das Materialinnere vordringende Risse, wie bei den Versuchen mit Wasser, Spurkranzschmierfett oder Öl, wurden nicht entdeckt.

Der Rissfortschritt bzw. die Zeitdauer bis zum Erreichen eines kritischen Schädigungszustandes wird ebenfalls durch die Zwischenstoffe entscheidend beeinflusst. Aus den Versuchen kann abgeleitet werden, dass durch eine gezielte Auswahl von Schmierstoffen Head Checking verzögert oder beschleunigt werden kann.

Für den Praxisfall kann vermutet werden, dass ein Fahrbetrieb mit Traktion unter rein trockenen Bedingungen wenig problematisch ist. Demgegenüber haben die Umgebungsbedingun-

gen, wie z. B. Regen oder Schnee bzw. der Wechsel zwischen „trocken“ und „geschmiert“, entscheidenden Einfluss auf das Risswachstum. Außerdem hat der Grad der Vorschädigung der Oberflächen, der im trockenen Zustand erreicht wird, entscheidenden Einfluss auf das spätere Risswachstum.

Auf der Basis der Zwei-Rollen-Versuche können keine Aussagen darüber getroffen werden, ob im Gleis unter Verwendung der oben diskutierten Schmierstoffe Öl und Spurkranzschmierfett ein ähnliches Risswachstum zu erwarten und ein Faktor von $\approx 1,5$ in der Anzahl der Überrollungen bis zum Erreichen eines kritischen Schädigungszustandes bzw. bis zum Zeitpunkt eines notwendigen Schienenschleifens oder Schienenausbaus zu erzielen ist.

5 Literatur

- [1] GROHMANN, H.-D.; MÄDLER, K.: Beanspruchung im Rad/Schiene-Kontaktbereich – Anforderungen an Schienenwerkstoffe aus der Sicht der DB AG. Tribologie-Fachtagung: Reibung, Schmierung und Verschleiß – Band II. Göttingen, 1998.
- [2] POMPE, W.: Verformungs- und Bruchverhalten von Faserverbunden mit duktiler Matrix. Dissertation, Akademie der Wissenschaften der DDR, ZFW Dresden, 1974.

Bruchmechanische Analyse der Rißausbreitung durch Rollkontaktermüdung

Dipl.-Ing. (FH) Thomas Schnitzer
 Fachhochschule Brandenburg – University of Applied Sciences
 D-14770 Brandenburg an der Havel

1 Einleitung

Durch die wiederholte Einwirkung der Kontaktbeanspruchung zwischen Rad und Schiene können sich im Laufe der Zeit auf der Fahrfläche der Schienen oder an der Fahrkante rißartige Ermüdungsschäden bilden. Sie werden als Squats bezeichnet, wenn sie mitten auf der Fahrfläche auftreten, und als Head Checks, wenn sie sich an der Fahrkante gebildet haben. Während Squats als Einzelfehler zu betrachten sind, treten Head Checks in einem Abstand von 2 bis 7 mm in großer Anzahl auf. Derartige Defekte der Schienen traten im wesentlichen erst auf, als im Interesse der Verschleißfestigkeit die Festigkeitseigenschaften der Schienen merklich angehoben wurden. In der Ausgabe des UIC-Schienenfehlerkataloges [1] von 1979 sind diese Fehler als charakteristische Defekte noch nicht aufgeführt. Gemeinsam ist beiden Defektarten, daß sie sich flach unter der Oberfläche ausbreiten mit einer Neigung von etwa 15°. Während sich Head Checks in Fahrtrichtung in das Innere des Schienenkopfes hinein entwickeln, zeigen die Squats ein Rißwachstum sowohl in, als auch entgegen der Fahrtrichtung der Fahrzeuge. Die Auswirkungen z.B. der Head Checks wurden lange Zeit nur im Hinblick auf Ausbröckelungen an der Fahrkante betrachtet, doch finden sich schon seit 1978 in der Fachliteratur [2, 3] Hinweise auf die Gefährlichkeit dieser Defekte, da sie in kurzen Abständen wiederholt über größere Schienenbereiche auftreten und letztlich zum mehrfachen Bruch der Schiene führen können, wie Bild 1 zeigt.



Bild 1: Seitenansicht einer durch Head Checks dreifach gebrochenen Eisenbahnschiene

Nachdem erkannt wurde, daß die Rollkontaktermüdungsschäden den Eisenbahnen zunehmend Probleme bereiten, befaßte sich eine Arbeitsgruppe des ERRI mit diesen Schäden. Im Rahmen dieser Untersuchungen [4, 5] wurde die Beanspruchung der durch Head Checks bzw. Squats geschädigten Schiene bruchmechanisch analysiert. Es zeigte sich, daß die Front dieser Risse durch zeitlich nichtproportional einwirkende Mixed-Mode-Beanspruchungen charakterisiert ist. Jedoch wurde die Seite der Werkstoffbeanspruchung nicht in die Betrachtungen einbezogen. Auf der Basis der Beanspruchungsanalyse ließ sich weder die Frage klären, wie schnell diese Risse wachsen, warum sie trotz der Einwirkung von Spannungsintensitätsfaktor (SIF) K_{II} ihre anfängliche Richtung im wesentlichen beibehalten und warum und unter welchen Bedingungen die Risse in die Querschnittsebene der Schiene abknicken und dann den Bruch verursachen.

An der Fachhochschule Brandenburg wurden bruchmechanische Untersuchungen der Rollkontaktermüdung im Auftrag der Klaproth-Stiftung durchgeführt. Dabei wurde neben der Seite der Beanspruchung der Schiene auch die Seite der bruchmechanischen Werkstoffeigenschaften des Schienenmaterials berücksichtigt.

2 Grundlagen

2.1 Grundlagen der linear-elastischen Bruchmechanik

2.1.1 Ribffnungsarten

Die Beanspruchungszustände in ribbehafteten Bauteilen werden in der Bruchmechanik nach der Art der gegenseitigen Verschiebung der Ribufer eingeteilt. Man unterscheidet die folgenden Ribffnungsarten bzw. Modi (Bild 2):

- Ribffnungsart I - Die Ribufer werden senkrecht zu ihrer Ebene auseinandergezogen.
- Ribffnungsart II - Die Ribufer werden parallel zueinander und senkrecht zur Ribfront verschoben. Diese Beanspruchungsart wird auch als ebener Schub bezeichnet.
- Ribffnungsart III - Die Ribufer werden parallel zueinander und parallel zur Ribfront verschoben. Diese Beanspruchungsart wird auch als nichtebener Schub bezeichnet.

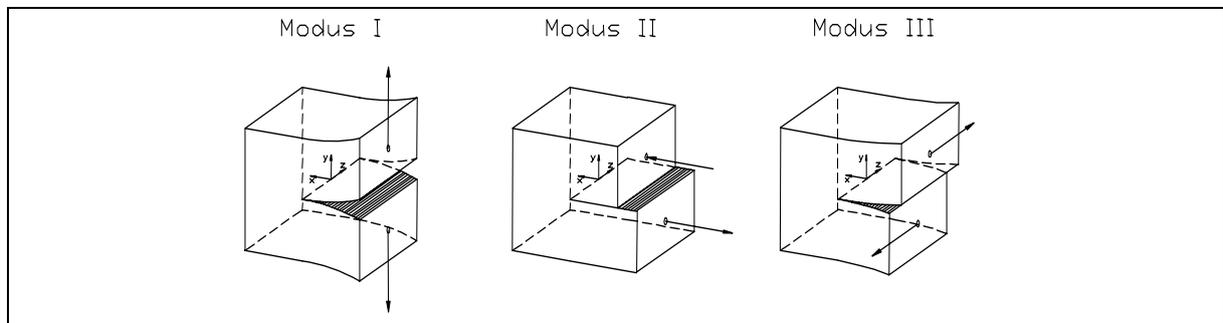


Bild 2: Ribffnungsarten

2.1.2 Spannungsintensittsfaktoren

Da schon bei der kleinsten ueren Belastung die Spannungen an der Ribspitze unendlich gro werden, verwendet man in der linear-elastischen Bruchmechanik als Ma fr die Gre der Beanspruchung im Bereich der Ribspitze die von IRWIN [6] eingefhrten Spannungsintensittsfaktoren (SIF) K . Diese hngen von der Ribffnungsart, von der Art und Gre der auf das Bauteil einwirkenden Krfte und Momente bzw. Spannungen, von der Gre und der Geometrie des Bauteils und von der Gre und der Geometrie des Risses ab. blicherweise werden sie in der folgenden Form angegeben:

$$K = \sigma_{nom} \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot f_{Korrektur} \quad (1)$$

Dabei ist a die halbe Riblnge bei Innenrissen und die gesamte Riblnge bei Oberflchen- bzw. Kantenrissen. Der Korrekturfaktor bercksichtigt den Einflu der Geometrie des Bauteils und des Risses, die Spannungsverteilung in der Umgebung des Risses und die gewhlte Nominalspannung, die auch eine Schubspannung sein kann.

Die SIF hngen mit den Spannungen in der Umgebung der Ribspitze (Bild 3) ber Beziehungen der Art

$$\sigma(r, \vartheta) = \frac{K}{\sqrt{2\pi \cdot r}} \cdot f(\vartheta) \quad (2)$$

zusammen.

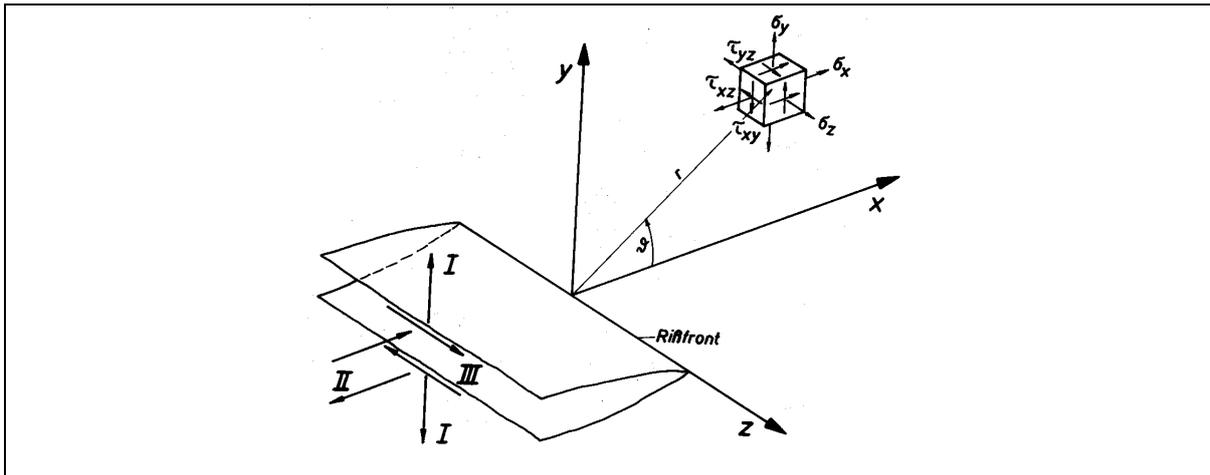


Bild 3: Spannungen in der Umgebung der Rißspitze bei Wirkung der Rißöffnungsarten I, II und III [7]

Zur Kennzeichnung der Beanspruchungsart wird dem SIF die entsprechende römische Ziffer als Index beigefügt. Definiert sind die SIF in Abhängigkeit der Spannungen an der Rißspitze durch die folgenden Beziehungen:

$$\begin{aligned}
 K_I &= \lim_{r \rightarrow 0} [\sigma_y(r, \vartheta = 0) \cdot \sqrt{2\pi \cdot r}] \\
 K_{II} &= \lim_{r \rightarrow 0} [\tau_{xy}(r, \vartheta = 0) \cdot \sqrt{2\pi \cdot r}] \\
 K_{III} &= \lim_{r \rightarrow 0} [\tau_{yz}(r, \vartheta = 0) \cdot \sqrt{2\pi \cdot r}]
 \end{aligned} \tag{3}$$

K_I kann gemäß den Verschiebungsmöglichkeiten der Rißufer nur positive Werte annehmen, was einem Auseinanderziehen der Rißflächen entspricht. Beim Zusammendrücken der Rißflächen wird die Singularität der Spannungen an der Rißspitze unwirksam, und K_I ist nicht definiert. K_{II} und K_{III} können sowohl positive als auch negative Werte annehmen, wobei das Vorzeichen vom verwendeten Koordinatensystem abhängt. Es ist festgelegt, daß positive SIF das Rißufer mit der größeren y -Koordinate in die positive Richtung der gewählten Koordinatenachsen verschieben.

Entsprechend dem für Spannungen geltenden Superpositionsprinzip können SIF gleicher Rißöffnungsart zusammengefaßt werden.

$$\begin{aligned}
 K_I &= \sum_i K_{I,i} \\
 K_{II} &= \sum_i K_{II,i} \\
 K_{III} &= \sum_i K_{III,i}
 \end{aligned} \tag{4}$$

Eine Zusammenfassung von SIF unterschiedlicher Rißöffnungsarten ist ähnlich wie bei Normal- und Schubspannungen nur mit Hilfe bestimmter Hypothesen möglich. Das Zusammenwirken von K_I und K_{II} läßt sich durch einen Vergleichsspannungsintensitätsfaktor

$$K_{Iv} = \frac{K_I + \sqrt{K_I^2 + 6 \cdot K_{II}^2}}{2} \tag{5}$$

beschreiben [8].

Bei Verwendung von SI-Einheiten ergibt sich die Größe der SIF in $N/mm^{3/2}$. Bei meist werkstofftechnisch orientierten Untersuchungen ist jedoch die Einheit $MPa\sqrt{m}$ üblich.

2.1.3 Schwellenwert der Rißausbreitung

Rißbehaftete Bauteile zeigen bei geringer Höhe und geringer Schwingweite der zyklisch einwirkenden Beanspruchung einen dauernden Stillstand des Rißwachstums unabhängig von der Anzahl der Lastwechsel. Dieser Zustand ist der Dauerfestigkeit rißfreier Bauteile ähnlich. Die Schwingweite des SIF ΔK_I (Bild 4), unterhalb derer ein Riß dauerfest ist, bezeichnet man als Schwellenwert ΔK_{th} (vom engl. „threshold“ = Schwelle). Das Verhältnis von Minimalspannung zu Maximalspannung wird als Beanspruchungsverhältnis R bezeichnet.

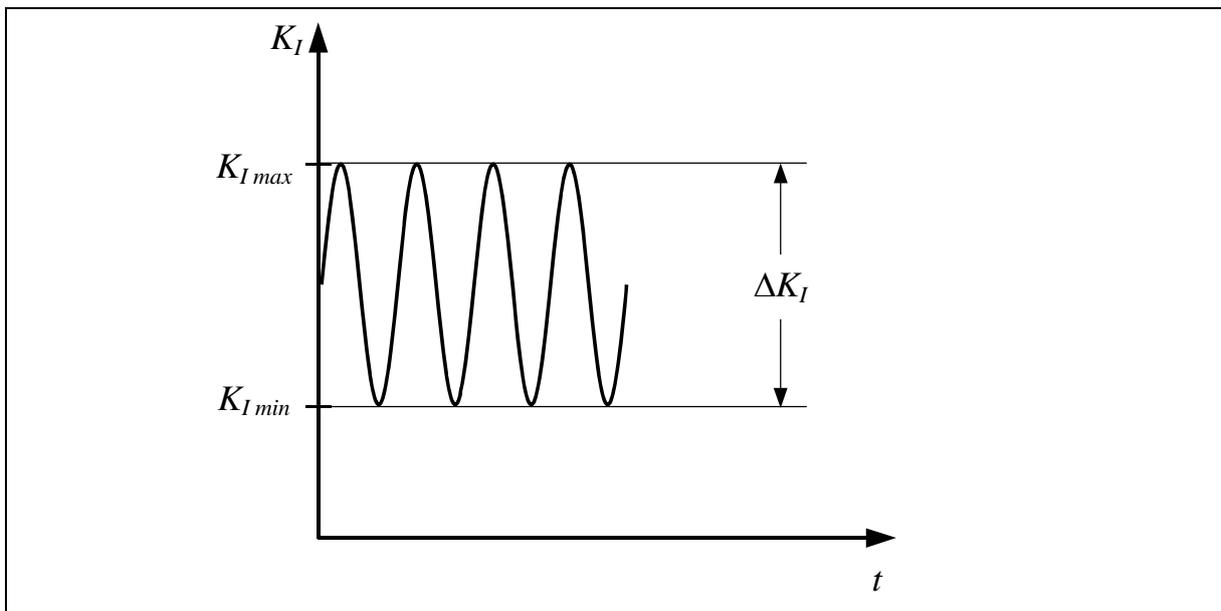


Bild 4: Schwingweite des SIF ΔK_I

2.1.4 Rißwachstum bei zyklischer Beanspruchung

Wird die zyklisch einwirkende Beanspruchung, also ΔK_I , größer als der Schwellenwert ΔK_{th} , beginnt der Riß zu wachsen. Mit weiter zunehmender Schwingweite des SIF geht das Rißwachstum in eine Phase über, bei der die Rißlängenzunahme pro Lastwechsel da/dN (Rißwachstumsrate) in Abhängigkeit von ΔK_I bei doppeltlogarithmischer Darstellung linear erfolgt (Bild 5).

Diese Phase der relativ gleichmäßigen Rißausbreitung geht schließlich mit progressiv ansteigender Rißwachstumsrate da/dN in die Phase der instabilen Rißausbreitung über. Die kennzeichnende Beanspruchungsgröße ist dabei jedoch nicht mehr die Schwingweite ΔK_I , sondern der Maximalwert des SIF $K_{I max}$.

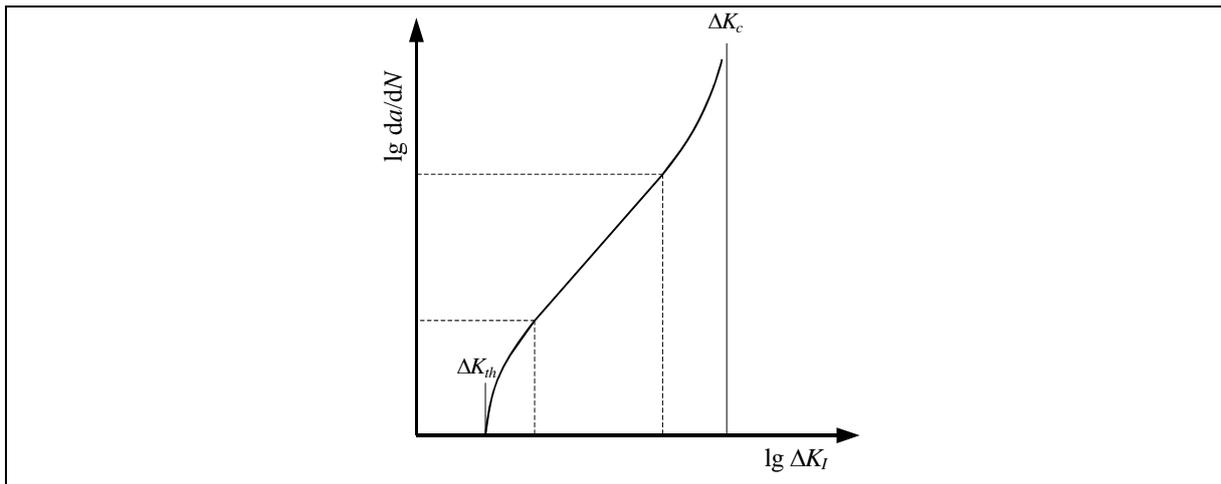


Bild 5: Rißwachstumsrate als Funktion der Schwingweite des SIF

PARIS und ERDOGAN [9] formulierten das erste Rißwachstumsgesetz. Es stellt eine Beziehung zwischen der Rißwachstumsrate da/dN und der Schwingweite des SIF ΔK her. Bei Beschränkung auf den Rißwachstumsbereich mit konstanter Steigung bei doppeltlogarithmischer Auftragung der Variablen (siehe Bild 5) lautet die Beziehung wie folgt:

$$\frac{da}{dN} = C \cdot (\Delta K)^n \quad (6)$$

Der PARIS-Faktor C und der PARIS-Exponent n hängen vom Werkstoff und von den Umgebungseinflüssen ab und können experimentell bestimmt werden. Durch Umstellen und Integrieren von (6) kann die Zahl der Lastwechsel ermittelt werden, die ausgehend von einer Rißlänge a_0 zu einer maximal zulässigen Rißlänge a_{max} führt.

$$N = \int_{a_0}^{a_{max}} \frac{da}{C \cdot (\Delta K)^n} \quad (7)$$

2.2 Grundlagen der FEM

2.2.1 Die Finite-Element-Methode (FEM)

Die Finite-Element-Methode (FEM) ist ein bereichsweise angewandtes numerisches Näherungsverfahren. Während sich bei klassischen Verfahren die Ansatzfunktionen über die gesamte Struktur erstrecken, findet bei der FEM eine Annäherung der komplizierten Funktion der Verschiebung durch bereichsweise zutreffende Verschiebungen einfacher Art statt, wobei an den Übergängen zwischen den Bereichen (finiten Elementen), d.h. in den Knoten, die Kontinuität der Verschiebung gewahrt sein muß. Die Spannungen in einem Element (mit linearem Verschiebungsansatz) sind konstant, an den Knoten treten Spannungssprünge auf. Die Verschiebungen werden im allgemeinen besser wiedergegeben als die Spannungen, da letztere durch Differentiation der Verschiebungen ermittelt werden.

2.2.2 Berechnung von Spannungsintensitätsfaktoren

Elemente mit linearem Verschiebungsansatz sind für die zu untersuchende Rißproblematik nicht optimal, da sich die Verschiebungsansätze im finiten Element und im Rißspitzenbereich

mit der Spannungssingularität doch wesentlich unterscheiden. Bei Verwendung solcher Elemente wäre eine sehr feine Unterteilung im Bereich der Rißspitze erforderlich. Wenn statt eines linearen Ansatzes eine quadratische Ansatzfunktion für die Verschiebungen verwendet wird, kann die Vernetzung bei gleicher Genauigkeit gröber gewählt werden. Die finiten Elemente mit quadratischem Verschiebungsansatz sind dadurch charakterisiert, daß sie Zwischenknoten besitzen, die normalerweise in den Seitenmitten der Elemente angeordnet sind.

Da die Vernetzung mit Rechteckelementen nicht immer möglich ist, werden statt dessen schiefwinklige oder sogenannte isoparametrische Elemente verwendet, deren Vorteil darin liegt, daß sie den Verschiebungszustand besser beschreiben. Aus isoparametrischen 8-Knoten-Scheibenelementen lassen sich durch geeignete Wahl der Knotenpunktskoordinaten finite Elemente mit Singularitätseigenschaften bilden (Bild 6). Wenn die Knoten einer Seite (2, 6 und 3) zu einem Punkt, der identisch mit der Rißspitze ist, zusammenfallen, und die Knoten 5 und 7 nicht auf den Seitenmitten, sondern auf dem Viertelpunkt der jeweiligen Seite nahe der Rißspitze liegen, dann haben diese degenerierten Elemente die für den Zustand im Rißspitzenbereich charakteristische Spannungssingularität. Deshalb werden diese Elemente auch als singuläre Elemente bezeichnet.

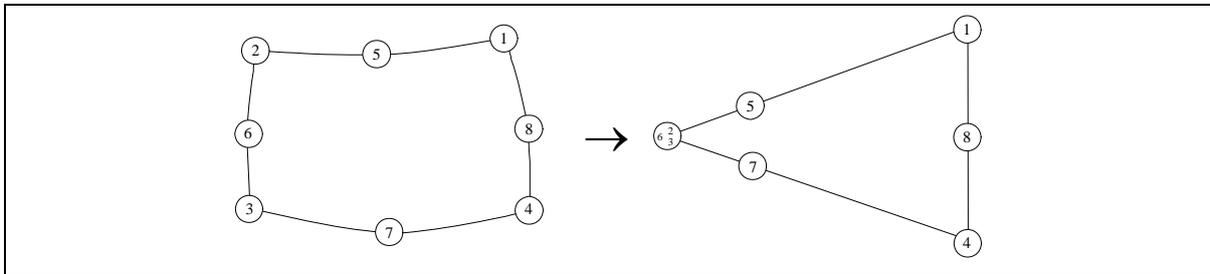


Bild 6: Übergang vom isoparametrischen 8-Knoten-Scheibenelement zum singulären Rißspitzenelement

Nachdem das Gleichungssystem gelöst ist, gibt es mehrere Möglichkeiten zur Ermittlung der SIF, und zwar

- aus den Spannungen,
- aus den Verschiebungen und
- aus energetischen Betrachtungen.

Da die mittels FEM berechneten Spannungen mit relativ großen Ungenauigkeiten gegenüber den Verschiebungen behaftet sind, ist es günstiger, die SIF direkt aus den Rißflächenverschiebungen in der Nähe der Rißspitze zu berechnen. Für die Verschiebungen ergeben sich folgende Gleichungen [10]:

$$u = + \frac{K_{II}}{2G} \cdot \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \cdot (1 + \kappa)$$

$$v = + \frac{K_I}{2G} \cdot \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \cdot (1 + \kappa) \quad (8)$$

$$w = + \frac{2K_{III}}{G} \cdot \sqrt{\frac{r}{2\pi}}$$

Unter Verwendung der Beziehung für den ebenen Dehnungszustand [10]

$$\kappa = 3 - 4\nu \quad (9)$$

und der Abhängigkeit zwischen Gleitmodul und E-Modul

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (10)$$

ergeben sich für ein Full-Crack-Modell (keine Symmetriebedingungen) folgende Beziehungen für die SIF in Abhängigkeit von den Verschiebungen:

$$K_I = \sqrt{2\pi} \cdot \frac{E}{8 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{\Delta v}{\sqrt{r}} \quad (11)$$

$$K_{II} = \sqrt{2\pi} \cdot \frac{E}{8 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{\Delta u}{\sqrt{r}}$$

$$K_{III} = \sqrt{2\pi} \cdot \frac{E}{8 \cdot (1 + \nu)} \cdot \frac{\Delta w}{\sqrt{r}}$$

Bild 7 verdeutlicht, wie sich für K_I die Verschiebung in y -Richtung $\Delta v(r)$ bei einem Full-Crack-Modell durch die Verschiebung von jeweils 2 Knoten pro Rißufer und dem Knoten an der Rißspitze ergibt.

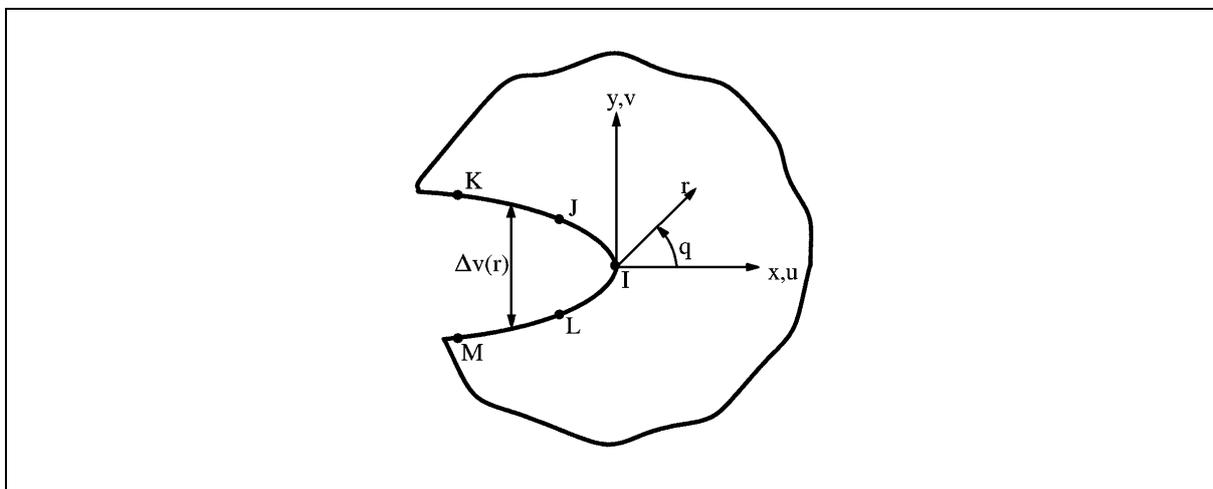


Bild 7: Verschiebungen der Knoten I, J, K, L und M als Grundlage für die Berechnung von K_I [10]

3 FEM-Berechnungen des Rad-Schiene-Kontaktes

3.1 Das FEM-Modell

Um die Seite der Beanspruchung zu analysieren, wurde nicht ein komplexes, dreidimensionales Modell wie bei den ERRI-Untersuchungen verwendet, sondern die FEM-Untersuchungen wurden mit Hilfe eines ebenen, nachgiebig gelagerten Schienenmodells unter Kontaktbeanspruchung vorgenommen (Bilder 8-9). Es wurden die SIF an den Spitzen der gegenüber der Fahrfläche leicht geneigten Risse unter der Kontakt- und Biegebeanspruchung zweier Räder untersucht. Als FEM-Programm stand ANSYS in der Version 5.5 zur Verfügung.

Es wurden Modelle mit Rißneigungswinkeln gegenüber der Fahrfläche $\alpha = \{5^\circ; 10^\circ; 15^\circ; 20^\circ\}$ berechnet. Je Rißneigungswinkel wurden 9 unterschiedliche Rißlängen berechnet, wobei der vertikale Abstand zwischen Rißspitze und Fahrfläche die Werte $t = \{0,5\text{mm}; 1\text{mm}; 2\text{mm}; 3\text{mm}; 4\text{mm}; 5\text{mm}; 6\text{mm}; 7\text{mm}; 8\text{mm}\}$ annahm.

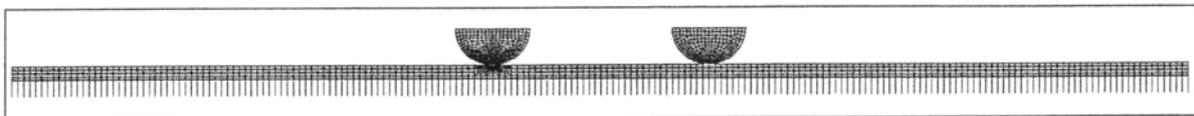


Bild 8: FEM-Modell für den Fall $\alpha=15^\circ$, $t=2\text{mm}$, $x=4,5\text{mm}$ (Darstellung ohne Randbedingungen)

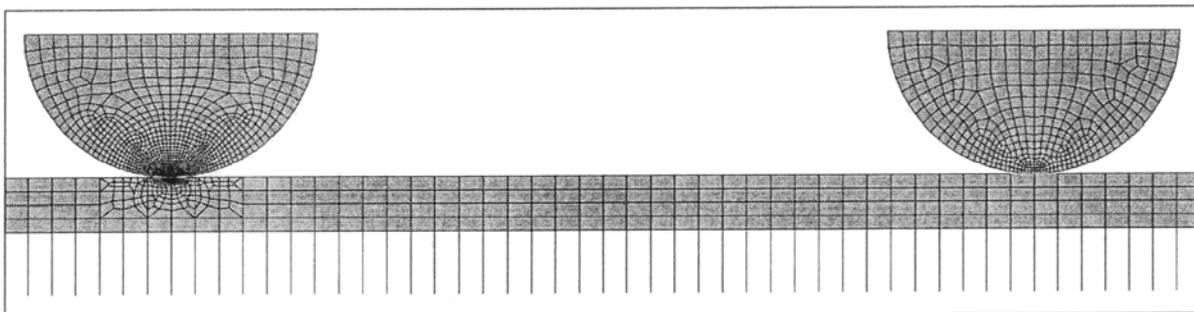


Bild 9: Ausschnitt von Bild 8 (Darstellung ohne Randbedingungen)

Ein Modell besteht aus 2 halben Rädern, die einen Abstand von $2,7\text{m}$ haben. Das ist der ungünstigste Fall, da sich die Maxima der Biegemomente beider Räder genau in der Mitte zwischen diesen Rädern überlagern. Der unter den Rädern liegende Schienenabschnitt wurde so modelliert, daß die Enden jeweils einen Abstand von ca. 6m zum nahegelegenen Radaufstandspunkt haben. Dadurch ist sichergestellt, daß das Biegemoment am linken und rechten Rand des Schienenabschnitts bereits abgeklungen ist, die Enden also unbelastet sind. Als Schienenhöhe wurden 172mm (UIC 60) festgelegt. Da das zweidimensionale Modell eine konstante Breite von 1mm hat, ergibt sich ein um den Faktor $72,05$ kleineres Flächenträgheitsmoment als beim Schienenprofil UIC 60. Deshalb wurden auch die angenommenen Belastungen um diesen Faktor verringert.

Die Lagerung des Schienenabschnitts wurde durch Federelemente realisiert. Somit hat der Schienenabschnitt die Eigenschaften eines nachgiebig gelagerten Biegeträgers. Alle Federelemente haben den gleichen Abstand zueinander und die gleiche Federkonstante. Die Federkonstante wurde unter Berücksichtigung des Abstandes der Federelemente zueinander und aufgrund folgender Werte berechnet:

- Bettungszahl $C=0,1\text{N/mm}^3$
- halbe Schwellenfläche $A_p=2,85 \cdot 10^5\text{mm}^2$
- Schwellenabstand $a=600\text{mm}$

Die errechnete Federkonstante wurde ebenso wie die Belastung um den Faktor 72,05 verringert.

Als Radlast wurde $F=130kN$ angenommen, wobei die Kraft gleichmäßig auf alle Knoten der oberen Linie eines halben Rades verteilt wurde. Durch entsprechende Kopplung dieser Knoten wurde eine Drehung der halben Räder verhindert (Bild 10).

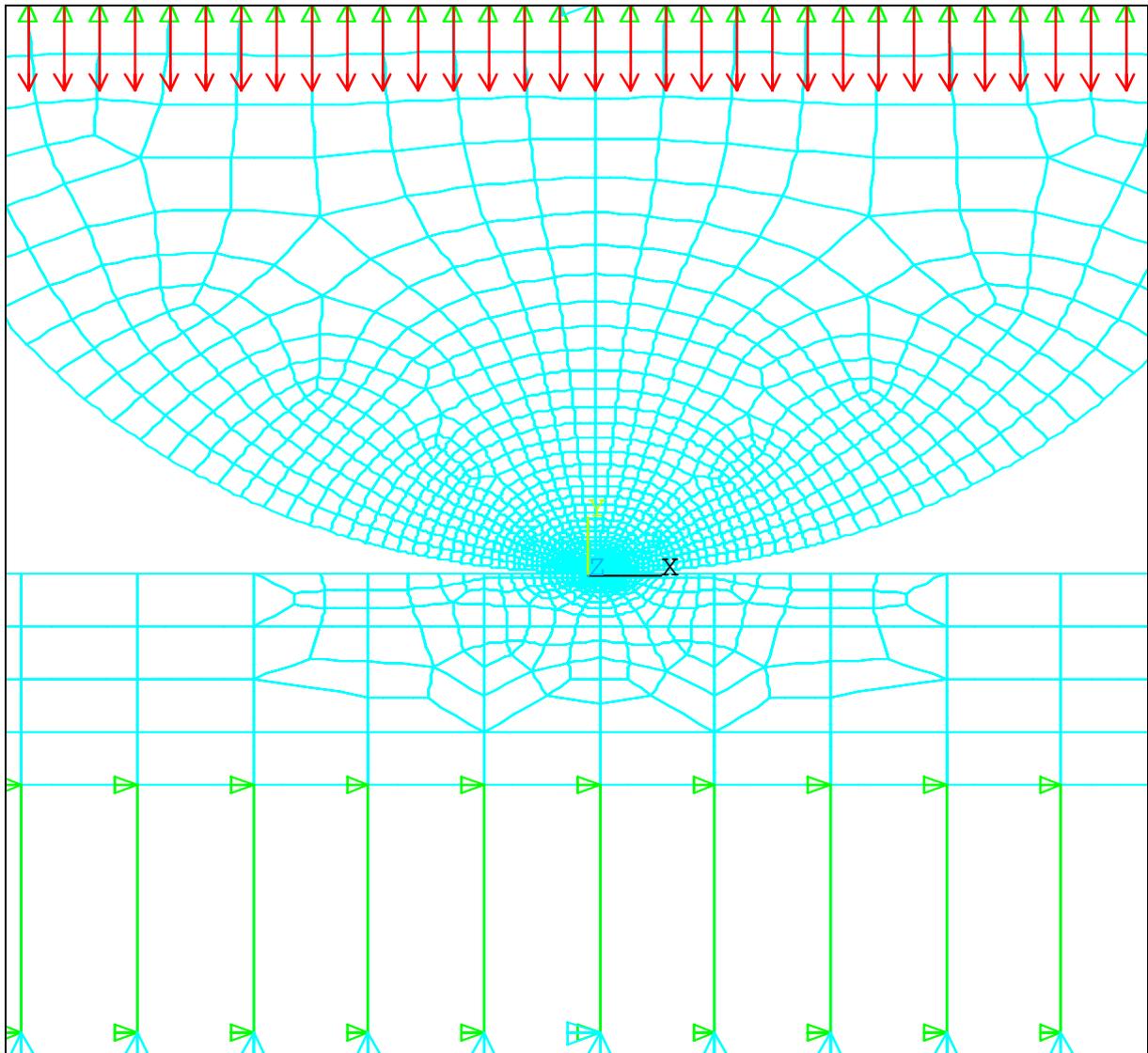


Bild 10: Ausschnitt von Bild 9, Bereich des linken Rades

Das Modell ist aus Scheibenelementen (2D-Solids) aufgebaut, die einen ebenen Dehnungszustand abbilden. Die Räder, die Oberkante des Schienenabschnitts und der Bereich um den Riß wurden mit Elementen mit Mittenknoten (quadratischer Verschiebungsansatz), der Rest des Schienenabschnitts mit Elementen ohne Mittenknoten (linearer Verschiebungsansatz) vernetzt.

Das Netz des Schienenabschnitts war relativ grob und wurde zum Riß hin immer feiner. Das Netz der Halbräder wurde zur Kontaktstelle hin (in Abhängigkeit vom Abstand des Radaufstandspunktes zum Riß) immer feiner (Bilder 11-12).

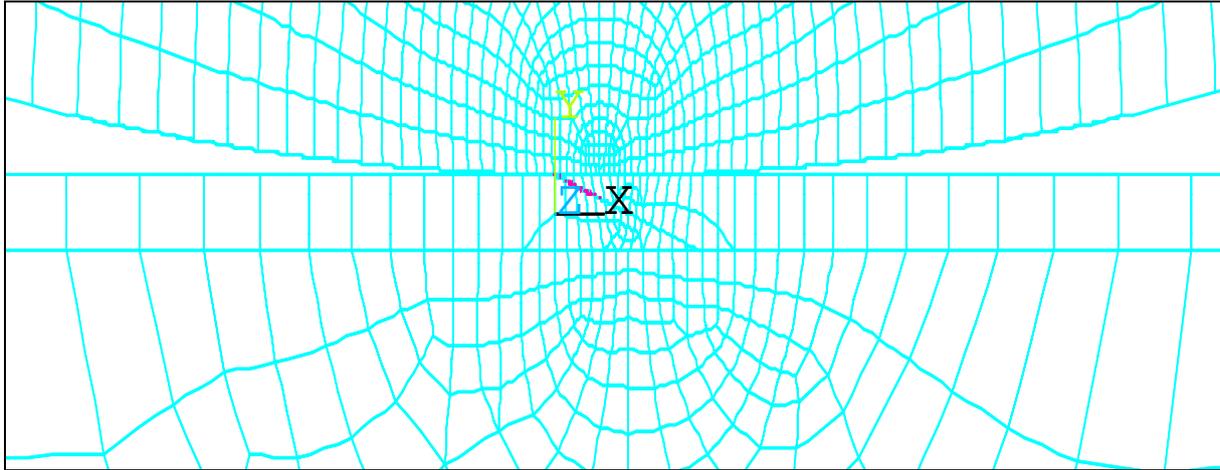


Bild 11: Ausschnitt von Bild 10

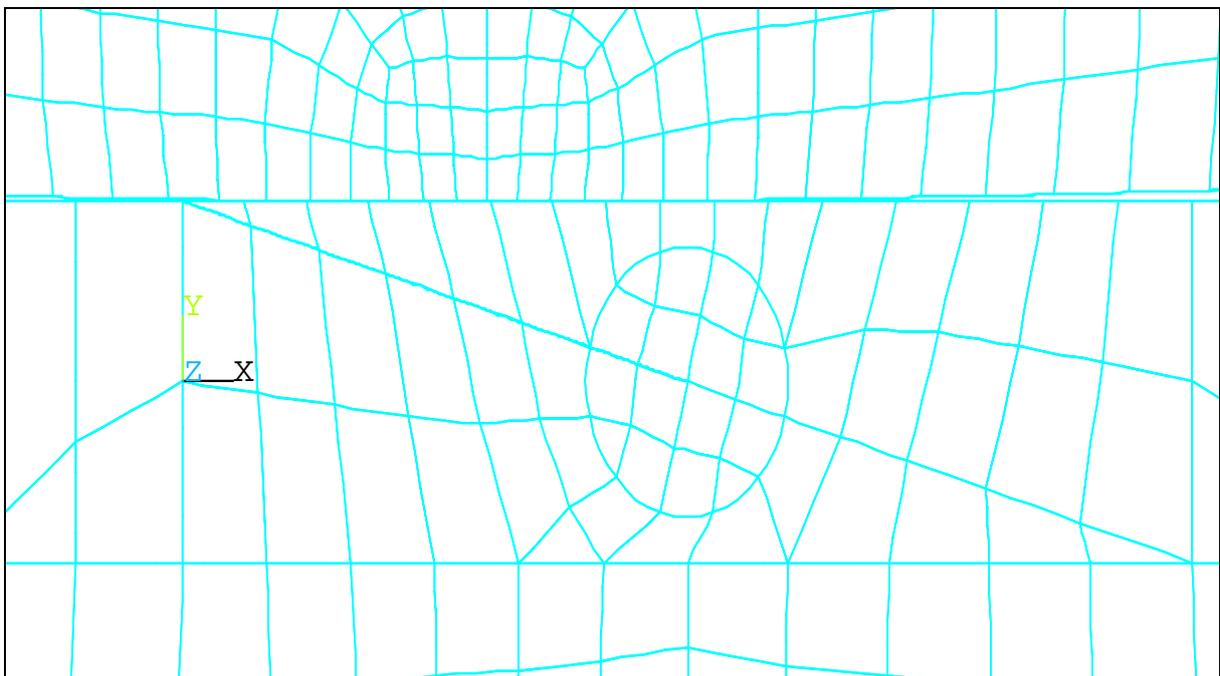


Bild 12: Ausschnitt von Bild 11, Rißbereich

Der Kontakt zwischen den Laufflächen der Räder und der Fahrfläche der Schiene sowie zwischen den beiden Rißflanken wurden durch spezielle Kontaktelemente realisiert. Für die Rißflanken wurde ein Reibungskoeffizient $\mu=0,4$ angenommen. Die Verwendung von Kontaktelementen führt zu nichtlinearen Berechnungen, was eine erhebliche Verlängerung der Rechenzeiten mit sich bringt.

Es wurde der Verlauf der SIF K_I und K_{II} beim „Überrollen“ des linken Rades ermittelt. Dazu wurden für verschiedene Stellungen des Räderpaares bezüglich des Risses Berechnungen durchgeführt. Wegen der Symmetrie des Biegemomentes wurde die erste Berechnung bei $x=-1350\text{mm}$ (maximales Biegemoment im Rißbereich) durchgeführt, wobei x der Abstand von der Öffnung des Risses bis zum Aufstandspunkt des linken Rades ist. Die letzte Berechnung wurde für $x=3400\text{mm}$ durchgeführt (Biegemoment im Rißbereich ist ≈ 0). Besonders viele Berechnungen waren von $x=-5\text{mm}$ bis $x\approx 2 \cdot \text{Rißlänge}$ erforderlich, um den Einfluß der Kontaktbeanspruchung auf den Riß zu untersuchen.

Die SIF K_I und K_{II} wurden mit Hilfe der Submodelltechnik an einem einfachen Submodell (Bild 13) berechnet. Bei der Submodelltechnik stellen die Verschiebungen, die sich aufgrund der Berechnung des eigentlichen Modells ergeben, die Belastung des Submodells dar (Interpolation der Verschiebungen für die Randknoten des Submodells)

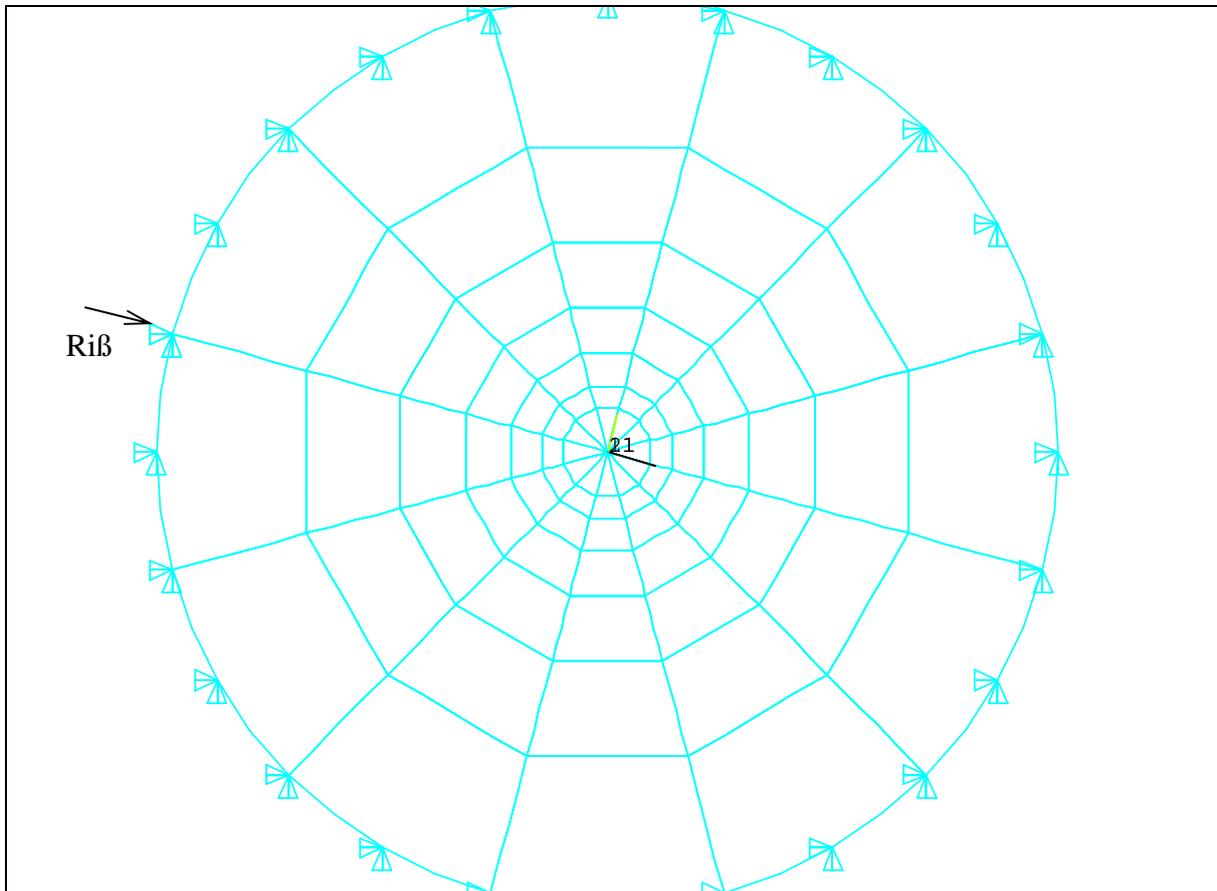


Bild 13: Submodell (Radius=1,5mm)

3.2 Ergebnisse

Bild 14 zeigt den Verlauf von K_I und K_{II} im Bereich $-1350\text{mm} \leq x \leq 3400\text{mm}$ für einen Riß mit $\alpha=15^\circ$ und $t=2\text{mm}$. Der Verlauf von K_{II} für die verschiedenen Rißtiefen bei einem Rißneigungswinkel $\alpha=15^\circ$ im Bereich $-10\text{mm} \leq x \leq 60\text{mm}$ ist im Bild 15 dargestellt.

Der Verlauf der SIF K_I und K_{II} ist im Bereich der positiven Biegespannungen an der Fahrfläche proportional zum Verlauf des Biegemomentes. Im Bereich der negativen Biegespannungen an der Fahrfläche ist $K_I=0$, weil die Rißflanken aneinandergedrückt werden. Auch in dem kleinen Bereich, in dem sich das Rad unmittelbar über dem Riß befindet und die Kontaktbeanspruchung Einfluß auf den Riß hat, bleibt $K_I=0$. Der SIF K_{II} ändert sich jedoch in der Phase des Überrollens sehr stark. Ausgehend vom durch die Biegung verursachten negativen Wert von K_{II} kommt es beim Überrollen der Rißöffnung zu einem Anstieg in den positiven Bereich. Passiert das Rad den Bereich über der Rißspitze, kommt es zu einem sehr schnellen Abfall von K_{II} unter den Ausgangswert. Anschließend steigt K_{II} wieder auf den durch die Biegung verursachten Ausgangswert.

Die durch die Kontaktbeanspruchung hervorgerufene Belastung der Risse ist größer als die Belastung, die durch das Biegemoment verursacht wird.

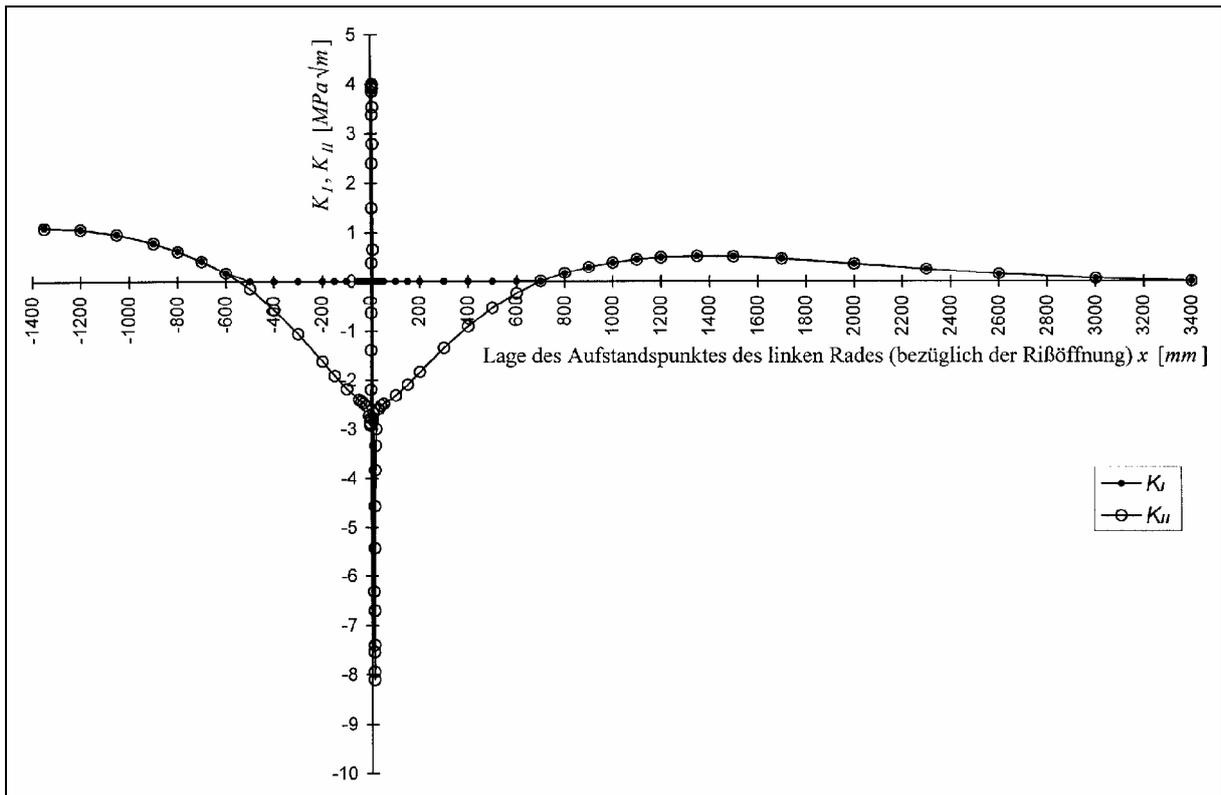


Bild 14: Verlauf von K_I und K_{II} beim Überrollen eines Räderpaares über einen 15° geneigten Riβ mit einem vertikalen Abstand zwischen Riβspitze und Fahrfläche $t=2\text{mm}$ ($\mu_{\text{Ri}\beta}=0.4$, $F=130\text{ kN}$)

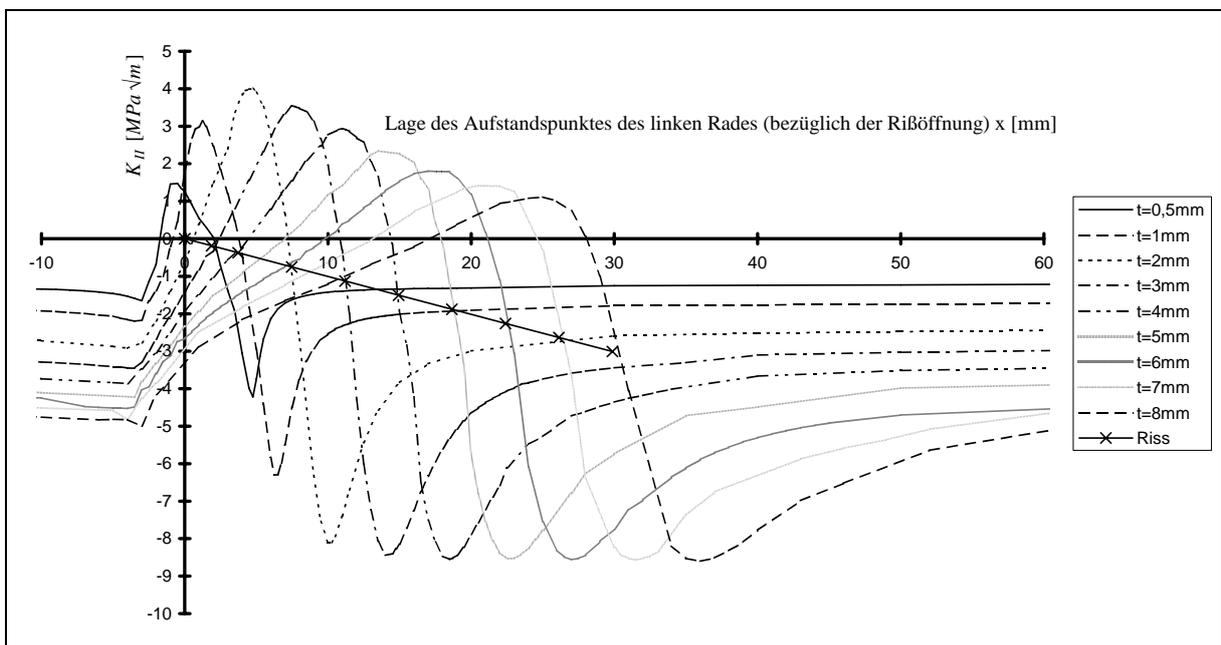


Bild 15: Verlauf von K_{II} beim Überrollen eines Räderpaares über einen 15° geneigten Riβ bei unterschiedlichen Riβlängen (t =vertikaler Abstand zwischen Riβspitze und Fahrfläche, $\mu_{\text{Ri}\beta}=0.4$, $F=130\text{ kN}$)

Der Verlauf der für das Riβwachstum entscheidenden Schwingweite ΔK_{II} in Abhängigkeit von der Riβlänge wird im Bild 16 für alle berechneten Riβneigungswinkel dargestellt.

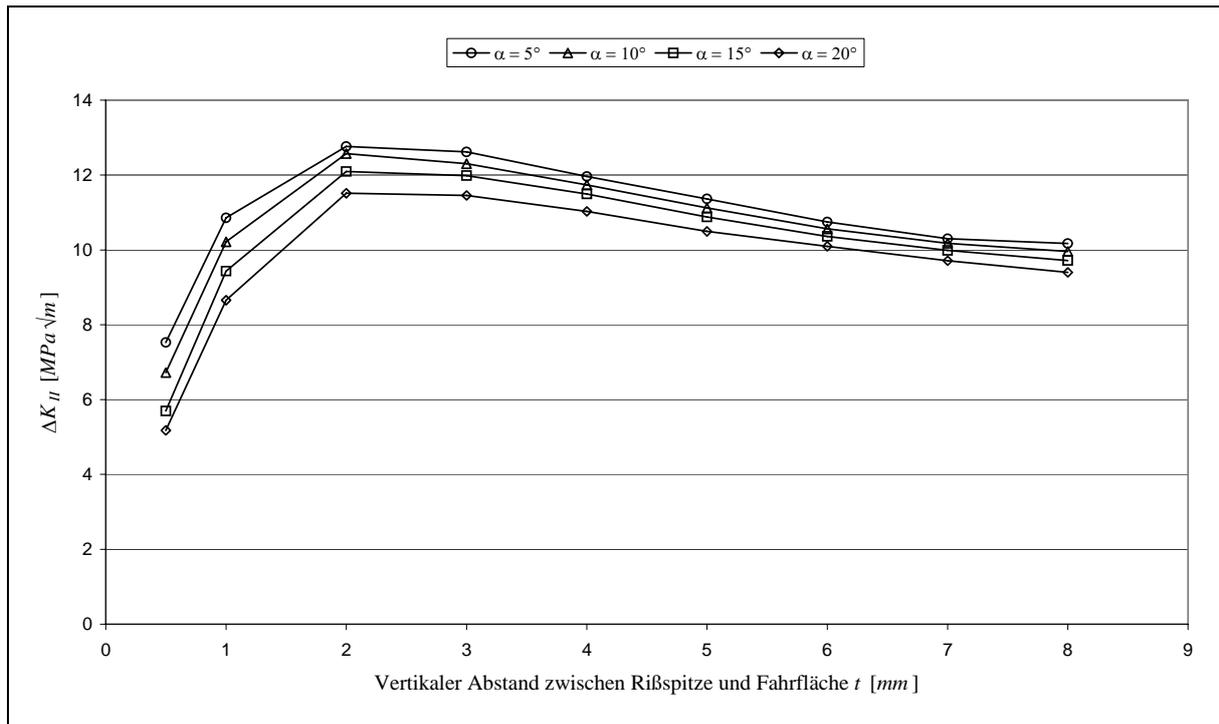


Bild 16: Verlauf von ΔK_{II} für einen um den Winkel α gegenüber der Fahrfläche geneigten Riβ in Abhängigkeit von der Riβlänge (t =vertikaler Abstand zwischen Riβspitze und Fahrfläche, $\mu_{Ri\beta}=0.4$, $F=130$ kN)

Bei allen untersuchten Riβneigungswinkeln tritt die maximale Kontaktbeanspruchung dann auf, wenn sich die Riβspitze 2-3mm unterhalb der Fahrfläche befindet.

4 Werkstofftechnische Untersuchungen

Wie die FEM-Berechnungen gezeigt haben, tritt an den Spitzen der schräg verlaufenden Risse entweder eine proportionale Mixed-Mode-Beanspruchung (K_I und K_{II}) oder eine reine K_{II} -Beanspruchung auf. Es ist bekannt, daß Risse unter Mixed-Mode-Beanspruchung und reiner K_{II} -Beanspruchung ihre Wachstumsrichtung nicht beibehalten, sondern unter einem bestimmten Winkel abknicken [11, 12]. Die Ursache dafür, daß die schrägen Risse in den Schienen zuerst ihre ursprüngliche Riβwachstumsrichtung beibehalten, bevor sie in einer bestimmten Tiefe abknicken, ist in der Veränderung der Eigenschaften des Schienenwerkstoffs im Kontaktbereich zu suchen.

4.1 Härtemessungen an Head-Checks-geschädigten Schienen

Bei Härteprüfungen an dem Querschliff einer Head-Checks-geschädigten Schiene zeigte sich, daß die Härte in einem Abstand von 0,5mm von der Fahrfläche, insbesondere im Bereich der Fahrkante (wo die Head Checks auftraten), höher war als im Inneren des Schienenkopfes (Bilder 17-18).

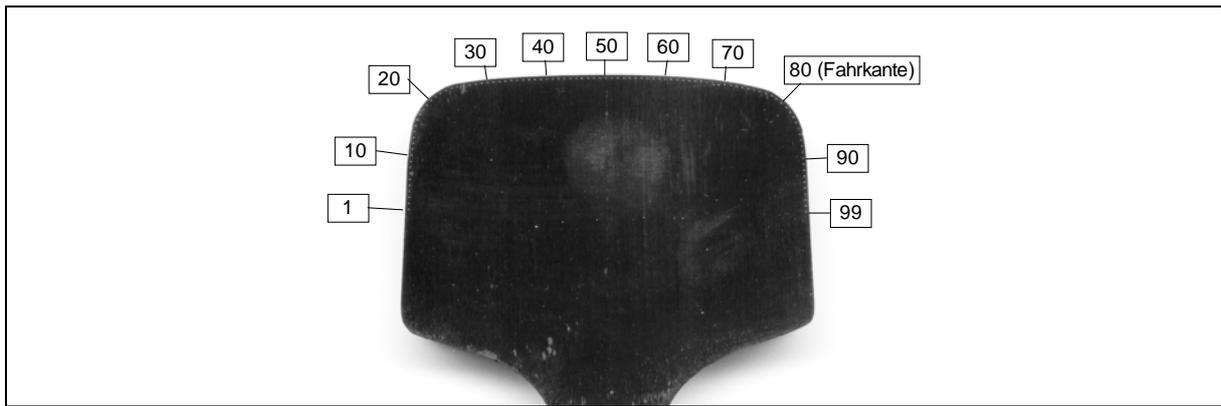


Bild 17: Kennzeichnung der Lage der Härteeindrücke

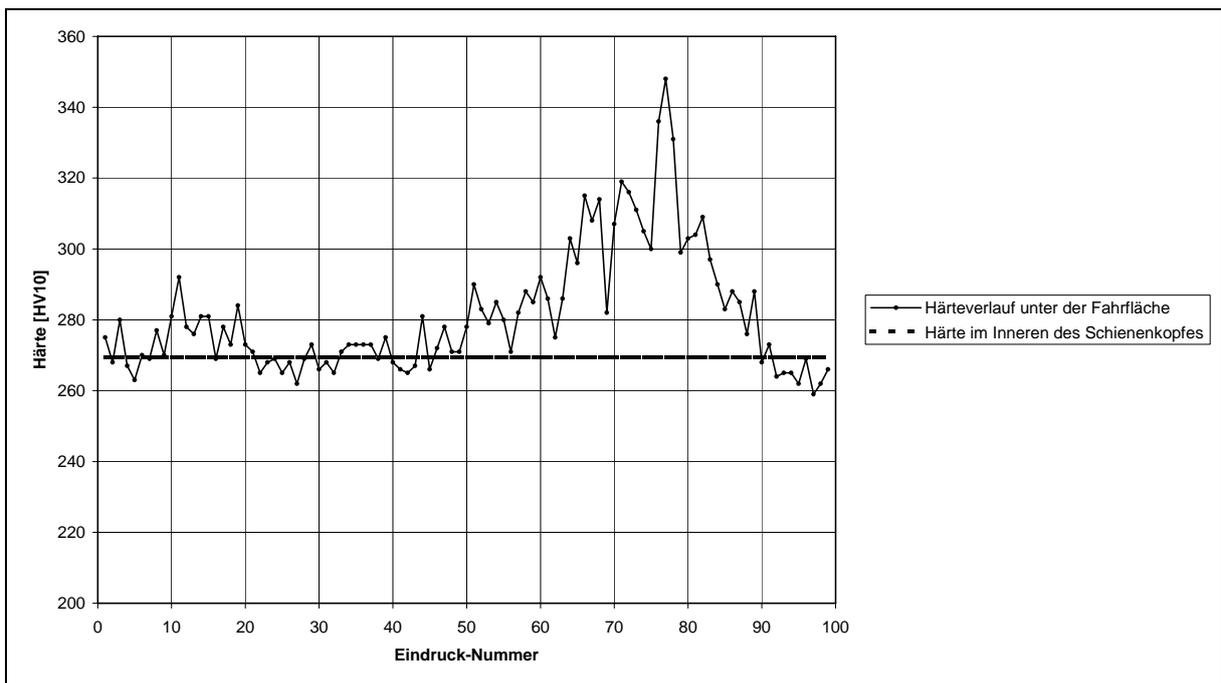


Bild 18: Härteverlauf 0,5mm unter der Fahrfläche der Head-Checks-geschädigten Schiene

Dieser Anstieg der Härte von $270HV10$ im Inneren des Schienenkopfes auf Werte von über $340HV10$ an der Fahrkante ist auf eine Kaltverfestigung des Materials zurückzuführen, die durch die Kontaktbeanspruchung verursacht wird.

An einer zweiten Head-Checks-geschädigten Schiene wurde eine Erhöhung der Härte von $289HV10$ im Inneren des Schienenkopfes auf Werte von bis zu $329HV10$ an der Fahrkante ermittelt.

Ausgehend von dem Bereich der größten Härte an der Fahrkante wurde bei beiden Head-Checks-geschädigten Schienen eine Meßreihe ins Schieneninnere aufgenommen. Es ist eine Abnahme der Härte zu erkennen. Ab einer Tiefe von ca. $4,5mm$ bzw. $6mm$ wurden gleich große Werte wie im Inneren des Schienenkopfes gemessen (Bilder 19-20).

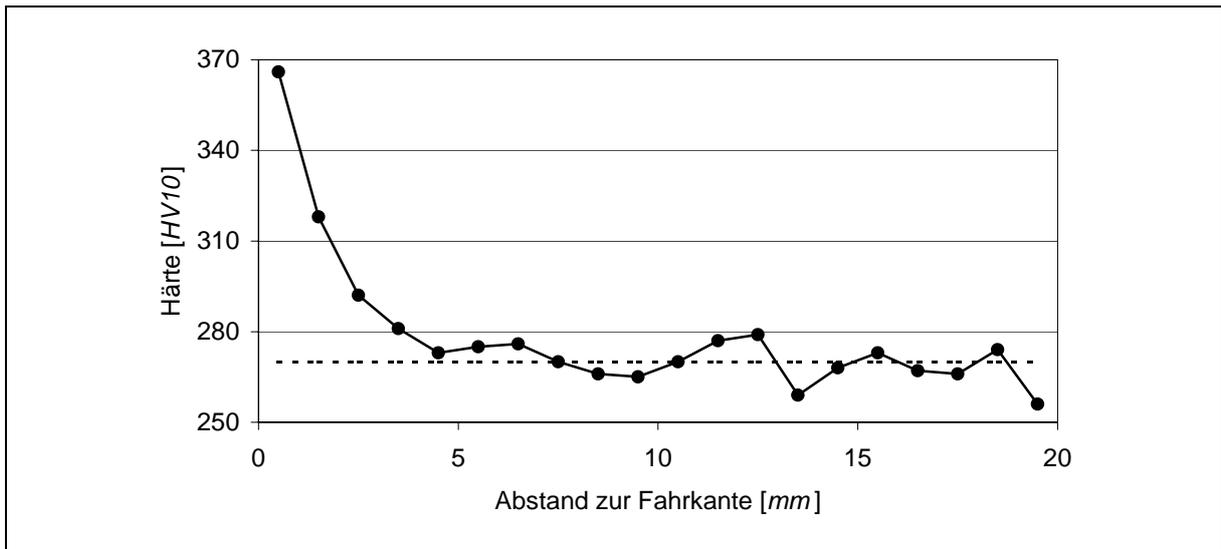


Bild 19: Härteverlauf von der Fahrkante der ersten Head-Checks-geschädigten Schiene ins Innere

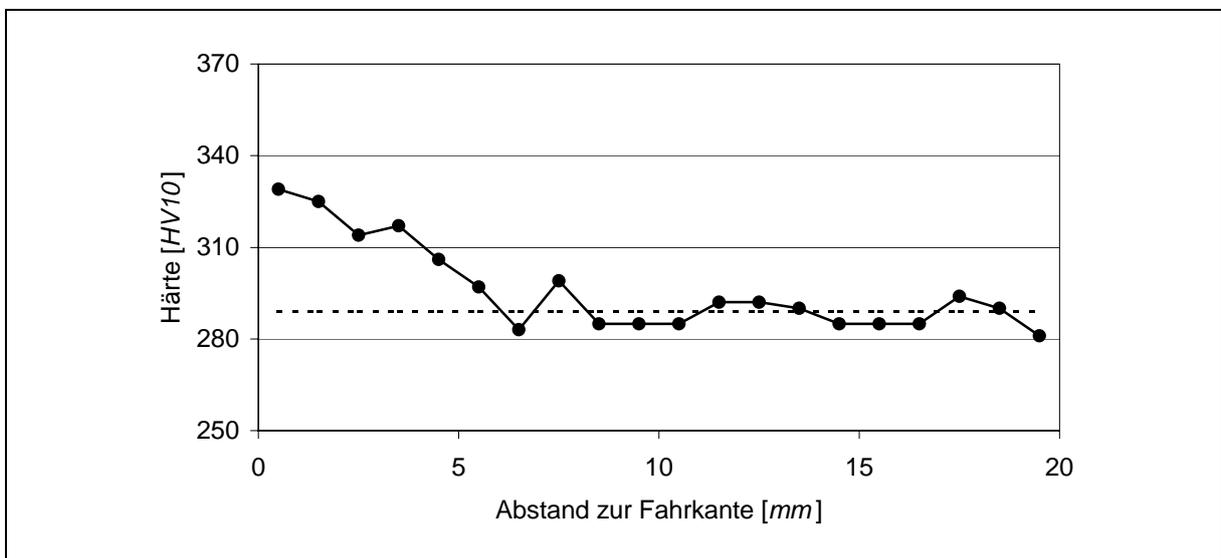


Bild 20: Härteverlauf von der Fahrkante der zweiten Head-Checks-geschädigten Schiene ins Innere

Von wesentlichem Interesse ist, wie sich die Kaltverfestigung des Schienenmaterials auf die bruchmechanischen Werkstoffeigenschaften auswirkt.

4.2 Bruchmechanische Werkstoffuntersuchungen

Da es nicht möglich ist, aus der dünnen Schicht an der Fahrkante betrieblich genutzter Schienen Proben für bruchmechanische Werkstoffuntersuchungen zu entnehmen, mußte eine Möglichkeit gefunden werden, auf ähnliche Weise verfestigtes Material mit einer für eine Probenentnahme genügend großen Dicke künstlich herzustellen. Dazu wurden 7 Probenstücken ($400\text{mm} \times 58\text{mm} \times 37,5\text{mm}$) aus dem Kopf einer neuen Schiene UIC 60 (Güte 900A) herausgetrennt. Diese wurden dann auf verschiedene Maße am Institut für Metallformung der TU Bergakademie Freiberg kalt heruntergewalzt.

Härteprüfungen an allen kaltgewalzten Probenstücken und am Ausgangsmaterial ergaben einen Anstieg der Härte mit höherem Verformungsgrad (Bild 21), wobei bei der größten Ver-

formung (33%) eine Härte erreicht wurde, die vergleichbar ist mit der Härte an der Fahrkante betrieblich genutzter Schienen.

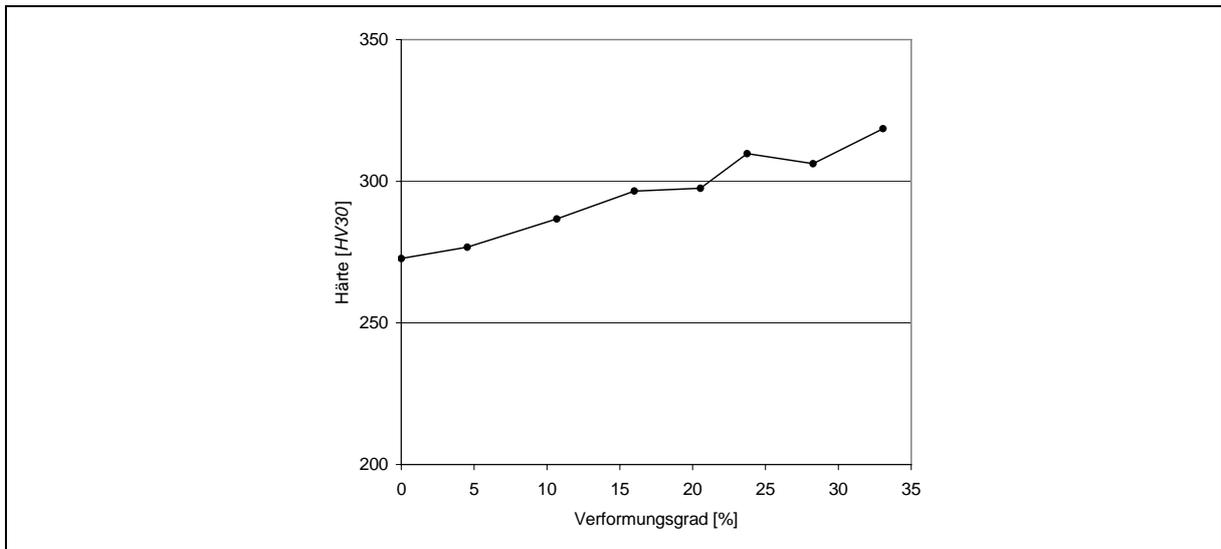


Bild 21: Härte in Abhängigkeit vom Verformungsgrad

Bei allen Probenstücken ergab sich ein relativ konstanter Härteverlauf über den gesamten Querschnitt, d.h. daß beim Kaltwalzen eine homogene Verformung erreicht wurde.

4.2.1 Probentyp und Probenorientierung

Als Probentyp für die bruchmechanischen Versuche wurde die DC(T)-Probe mit Chevron-Kerbe nach dem ASTM-Standard E 399 mit einem Durchmesser von 25mm gewählt (Bild 22a). So war es möglich, auch aus dem am stärksten verformten Probenstück (Höhe=25mm) Bruchmechanikproben in beliebiger Orientierung zu entnehmen. Die Versuche zur Ermittlung der bruchmechanischen Werkstoffeigenschaften wurden mit der Resonanzprüfmaschine CRACKTRONIC 160 der Russenberger Prüfmaschinen AG durchgeführt (Bild 22b). Das Rißwachstum wurde über eine seitlich auf die Probe aufgeklebte Rißmeßfolie mittels des Rißgrößenmeßgerätes FRACTOMAT registriert und mit dem RUMUL-Software-Paket an einem angeschlossenen Computer ausgewertet.

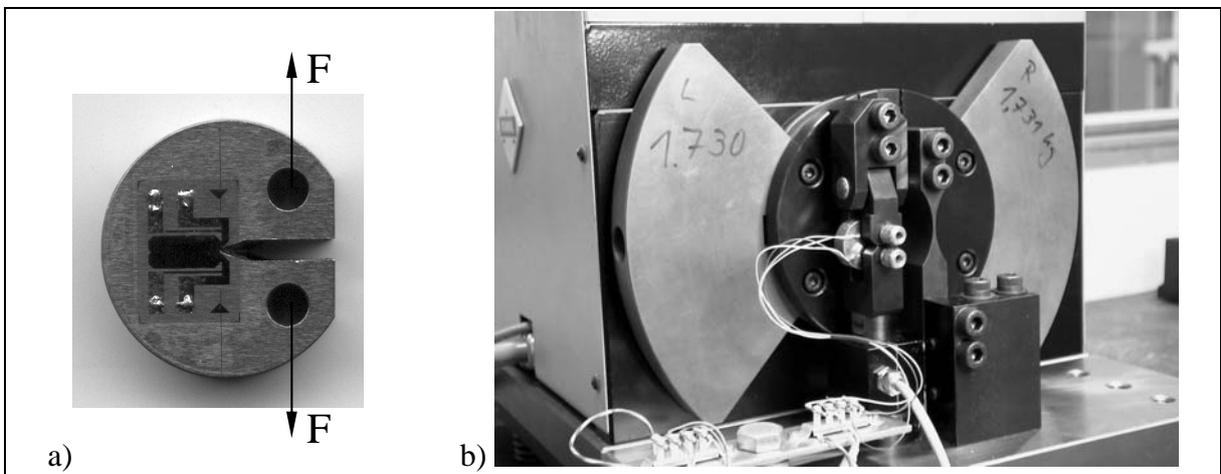


Bild 22: a) DC(T)-Probe mit aufgeklebter Rißmeßfolie b) Prüfmaschine mit eingespannter Probe

Bis zum jetzigen Zeitpunkt wurden bruchmechanische Werkstoffeigenschaften am unverformten Material und am Material mit 33% Verformung ermittelt. Zur Untersuchung des unverformten Materials wurden DC(T)-Proben aus dem Schienenkopf in Längsrichtung (0°) und Querrichtung (90°) entnommen. Aus den verformten Probenstücken wurden DC(T)-Proben entnommen, bei denen die Kerbe in Walzrichtung (0°) und senkrecht zur Walzrichtung (90°) liegt (Bild 23). Alle Versuche wurden bei einem Beanspruchungsverhältnis $R=0,1$ (Zug-Schwellbereich) durchgeführt.

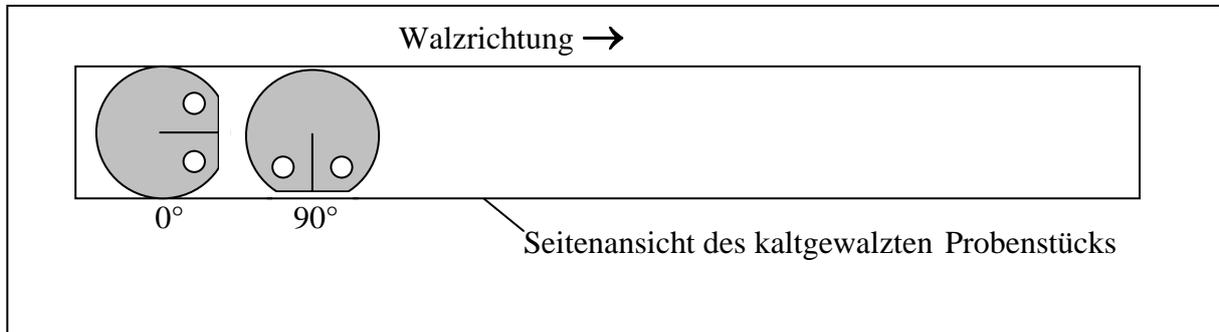


Bild 23: Orientierung der Bruchmechanikproben bezüglich der Walzrichtung

4.2.2 Rißwachstumseigenschaften

Im Gegensatz zum unverformten Material konnte beim verformten Material eine Richtungsabhängigkeit der bruchmechanischen Werkstoffeigenschaften festgestellt werden. So liegt der Schwellenwert bei den Proben mit 90° zwischen Walz- und Kerbrichtung deutlich niedriger als bei den Proben mit 0° zwischen Walz- und Kerbrichtung (Bild 24).

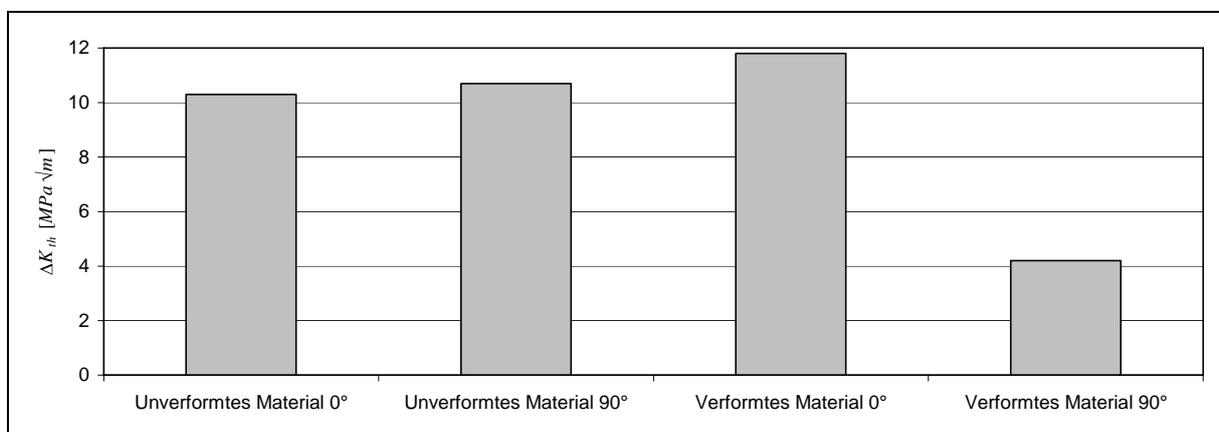


Bild 24: Schwellenwerte ΔK_{th} für $R=0,1$

Bemerkenswert ist, daß der Schwellenwert beim verformten Material mit 0° zwischen Walz- und Kerbrichtung höher liegt, als beim unverformten Material. Bei der Aufnahme der Rißwachstumskurven wurde festgestellt, daß die Geschwindigkeit des Rißwachstums bei gleicher Belastung der Rißspitze im verformten Material größer war als im unverformten Material. Außerdem zeigte sich gerade im unteren Belastungsbereich ein deutlich schnelleres Rißwachstum 90° zur Walzrichtung als in Walzrichtung. Im Bild 25 sind die Regressionsgeraden der Rißwachstumskurven dargestellt. Die Ursache dafür liegt wahrscheinlich in der Tatsache, daß beim Rißwachstum in Walzrichtung vor der Rißfront Mikrorisse entstehen, die den eigentlichen Riß entlasten und ihn somit abbremsen oder zum Stillstand bringen. Erste Gefügeuntersuchungen bestätigten diese Theorie. Dieses Phänomen muß aber noch genauer untersucht werden.

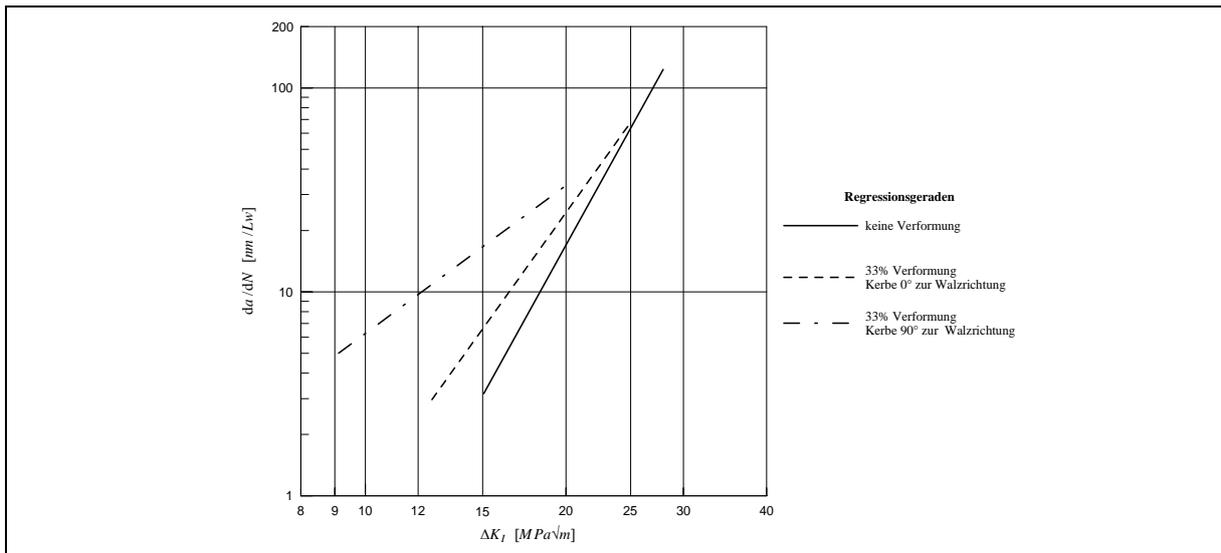


Bild 25: Rißwachstumsgeraden

Es muß festgestellt werden, daß die Risse, die senkrecht zur Walzrichtung verlaufen, schneller und schon bei geringerer Belastung wachsen als die Risse in Walzrichtung. In allen Fällen wuchsen die Risse in Kerbrichtung, also senkrecht zur Krafrichtung, was nach der Theorie bei reiner K_I -Belastung auch so sein muß.

Außer den analysierten Rißwachstumsrichtungen parallel und senkrecht zur Walzrichtung ist das Rißwachstum von Interesse, wenn zwischen Walz- und Kerbrichtung Abweichungen auftreten, z.B. Winkel von 10° , 20° und 30° . Es liegen bis jetzt erste qualitative Ergebnisse vor, die zeigen, daß die Risse bei diesen Winkeln nicht in Kerbrichtung, sondern ziemlich genau in Walzrichtung wachsen (Bild 26). Diese Versuche zeigen, daß die Risse den Verformungslinien (Walztextur) folgen, obwohl die Belastung eigentlich eine andere Rißwachstumsrichtung verursachen würde. Diese Walztextur, die auch an der Fahrfläche der Schiene entsteht, ist wahrscheinlich die Ursache dafür, daß die schräg in die Schiene laufenden Risse erst in einem Bereich geringerer Verfestigung ihre Richtung ändern.



Bild 26: In Walzrichtung gerissene Probe (Winkel von 30° zwischen Walzrichtung und Kerbrichtung)

5 Ausblick

Es ist für die Instandhaltung der Schienenfahrwege von großem wirtschaftlichen und sicherheitstechnischen Interesse, Vorhersagen über das Wachstum der schräg in die Schiene laufenden Rollkontaktermüdigungsrisse treffen zu können. Durch die dargestellten Untersuchungen ist ein wesentlicher Schritt zur Analyse und Beherrschung der Rollkontaktermüdigungserscheinungen bei Eisenbahnschienen gemacht worden, so daß die begründete Aussicht besteht, in absehbarer Zeit praktisch umsetzbare Resultate zu gewinnen.

Durch die Weiterführung des Forschungsprojektes ist es möglich, umfassende Aussagen über die Rißwachstumsgeschwindigkeit vor dem Abknicken der Risse machen zu können. Durch bruchmechanische Versuche sind die Rißwachstumseigenschaften in Walzrichtung in Abhängigkeit vom Verformungsgrad zu bestimmen. Damit ist es für diesen Bereich des Rißwachstums möglich, die Anzahl der Lastwechsel bei einer bestimmten Belastungsgröße bis zum Erreichen einer maximal zulässigen Rißlänge zu berechnen.

Zum anderen ist das Abknicken derartiger Risse aus der Verformungstextur eingehend zu untersuchen. Knicken die Risse aus ihrer anfänglichen Wachstumsrichtung ab, so ist mit einer solchen Schädigung zu rechnen, die durch Schleifen der Fahrfläche der Schienen nicht mehr beseitigt werden kann. Zur Erforschung dieser Problematik sind noch umfassende experimentelle Untersuchungen notwendig.

Mit bruchmechanisch fundierten Vorhersagen ist es dann einerseits möglich, optimale Zyklen für das Schienenschleifen zu ermitteln, um die schrägen Risse zu beseitigen, bevor sie abknicken, und andererseits festzustellen, ob das Schleifen noch sinnvoll ist, oder eine Schienenauswechslung vorgenommen werden sollte.

6 Literatur

- [1] Internationaler Eisenbahnverband (UIC): Katalog der Schienenfehler. Ausgabe vom 1. Januar 1979.
- [2] L. A. Chellani: Rail Defects. Indian Railways Technical Bulletin **35** (1978), Nr. 209, Seite 61 – 73.
- [3] Sperry Rail Service: Rail Defect Manual. Danbury, Conn. (USA), 1989.
- [4] ERRI-SVA D 173 „Ermüdung durch Rad-Schiene-Kontakt“: Spannungsanalyse der Ermüdungsrisse durch Rad-Schiene-Kontakt – Zwischenbericht (1988 – 1992). European Rail Research Institute, Utrecht, ERRI D 173/RP 11, Juni 1995.
- [5] ERRI-SVA D 173 „Ermüdung durch Rad-Schiene-Kontakt“: Stress Analysis of Rail Rolling Contact Fatigue Cracks in the Presence of Experimentally Determined Residual Stresses – Final Report (1995 – 1996). European Rail Research Institute, Utrecht, ERRI D 173/RP 19 (Entwurf), Februar 1997.
- [6] G. R. IRWIN: Fracture. In: S. Flügge (Hrsg.): Handbuch der Physik, Band VI. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1958.

- [7] K.-O. EDEL: Einführung in die linear-elastische Bruchmechanik. Fachhochschule Brandenburg, Brandenburg an der Havel, Vorlesungsskript, 1997.
- [8] H. A. RICHARD: Praxisnahe Beurteilung von Mixed-Mode Rißproblemen. Deutscher Verband für Materialprüfung e. V., Berichte der 19. Sitzung des DVM-Arbeitskreises „Bruchvorgänge“, Freiburg, 1987, S. 357 – 370.
- [9] P. C. PARIS, F. ERDOGAN: A Critical Analysis of Crack Propagation Laws. Journal of Basic Engineering, Trans. ASME 85, 1963.
- [10] ANSYS User's Manual for Revision 5.0 - Volume IV - Theory, Swanson Analysis Systems, Inc., 1994.
- [11] H. A. RICHARD: Bruchvorhersagen bei überlagerter Normal- und Schubbeanspruchung sowie reiner Schubbelastung von Rissen. Universität Kaiserslautern, Habilitationsschrift, 1984.
- [12] K.-O. EDEL, G. BOUDNITSKI, E. A. SCHUR: Literaturanalyse zur Thematik „Bruchmechanik und Eisenbahnschienen“. Fachhochschule Brandenburg, Bericht, Dezember 1997.

Prognose der Lebenszykluskosten (LCC) von Fahrbahnkomponenten am Beispiel der Vignolschiene

Dipl.-Ing. Peter Danzer
Technische Universität Berlin, Institut für Straßen- und Schienenverkehr
Fachgebiet Schienenfahrwege und Bahnbetrieb
e-mail: PDanzer@railways.tu-berlin.de

Jährlich werden für den Fahrweg der DB Netz AG mehr als 9 Mrd. DM ausgegeben. Der Anteil der Kosten für Investition und Instandhaltung der Schienen am Oberbau nimmt dabei einen großen Anteil ein.

Kostenbetrachtungen des Fahrweges sind nicht neu, die Betrachtung der Lebenszykluskosten erfolgte dagegen eher selten. Mit Hilfe der Lebenszykluskosten wird eine genaue und transparente Entscheidungsbasis hinsichtlich Materialauswahl, Erneuerungszeitpunkt und Instandsetzungsstrategie gewährleistet.

Mit finanzieller Unterstützung der Hermann- und Ellen-Klaproth-Stiftung werden an der Technischen Universität und der Fachhochschule Brandenburg zusammen vier Projekte gefördert, mit dem Ziel, mit neuen Erkenntnissen zum Verhalten des Schotters, der Schiene und der Festen Fahrbahn die Lebenszykluskosten des Oberbaus genauer zu bestimmen.

1 Kostenfaktor Schiene

Die Schiene stellt einen sehr großen Kostenfaktor des Oberbaus dar. Die Materialkosten einer naturharten UIC 60-Schiene für Hochgeschwindigkeitsstrecken liegen zwischen 155 DM und 170 DM je Meter Gleis und damit bei etwa 30 % der Materialkosten eines hochwertigen Schotteroberbaus, bzw. bei fast 20 % der Materialkosten einer Festen Fahrbahn. Für die Material- und Verfahrenskosten einer Schienenerneuerung für einen km Gleis müssen etwa 250.000 DM kalkuliert werden. Die Materialkosten von Schwelle und Schotter erreichen zusammen etwa 70 % der Oberbau-Materialkosten. Die Liegedauer insbesondere der Betonschwellen ist jedoch wesentlich größer als die der Schienen in hochbelasteten Gleisen. Besonders in engen Bögen ist die Lebensdauer der Schiene stark herabgesetzt.

Eine unzureichende Instandhaltungsstrategie für die Schiene wirkt sich negativ auf die Lebensdauer der Schiene aus, der Zyklus der Schienenerneuerung wird verkürzt. So entstehen z.B. nach kurzer Zeit erneut Riffel, wenn statt Unterschleifen der Riffeltäler nur bis zu den Riffeltälern geschliffen wird.

Schienen werden derzeit in der Regel aufgrund von Schienenfehlern und seltener durch Erreichen der zulässigen Verschleißgrenzmaße ausgebaut [Ebersbach, Grohmann 98]. Mit anderen Worten, der Verschleißvorrat der Schiene ist zum Zeitpunkt des Ausbaus der Schiene noch nicht aufgezehrt, die theoretische Liegezeit wird nicht ausgenutzt.

Die durch Rollkontaktermüdungsschäden in der Europäischen Union entstehenden Kosten werden von Grassie und Kalousek auf ca. 300 Mio. Euro pro Jahr geschätzt [Grohmann 98].

2 Abgrenzung des Untersuchungsobjektes von der Systemumwelt

Zur Berechnung der LCC eines Objektes ist das Objekt gegenüber der Systemumwelt abzugrenzen. Man kann die LCC eines gesamten Systems betrachten, als auch einzelne Komponenten. Bei Betrachtung einzelner Komponenten sind insbesondere die Schnittstellen zu den anderen Komponenten und Randbedingungen zu beachten. So sind die Biegezugspannungen im Schienenfuß einer Schiene auf einem Gleis in sehr gutem Zustand bzw. mit kurzem Stützpunktabstand weitaus geringer, als auf einem Schotteroberbau in schlechtem Zustand bzw. großer Stützpunktweite. Der erhöhte Verschleiß an der Schiene aufgrund eines schlechten Oberbauzustandes darf der Schiene als Einzelkomponente des Gleises nicht angelastet werden, wohl aber dem Gleis. Hierauf ist bei einem Vergleich der Lebenszykluskosten zu achten. Sollen die LCC der Schiene eines Schotteroberbaus mit denen einer Festen Fahrbahn verglichen werden, sind für den Schotteroberbau zyklische Gleislageverschlechterungen einzukalkulieren. Demgegenüber beträgt bei der DB Netz AG die Stützpunktweite einer Festen Fahrbahn in der Regel 65 cm und beim Schotteroberbau 60 cm. Von daher sind Unterschiede der LCC in Abhängigkeit der Oberbaukonstruktion zu erwarten. Veröffentlichungen, die signifikante Unterschiede bezüglich Instandsetzungsaufwand und Lebensdauer zwischen Schienen auf Schotteroberbau und Schienen auf Festen Fahrbahn belegen, sind nicht bekannt.

Zum generellen Vergleich unterschiedlicher Bauarten reicht es zunächst aus, nur die Schiene eines geraden Gleises mit homogenen Auflageeigenschaften zu betrachten.

Mit derartigen Vereinfachungen beschränkt man sich vorerst auf einfach erfaßbare Kosten und das Verschleißverhalten eines möglichst homogenen Objektes. Spätere Erweiterungen des betrachteten Objektes sind jederzeit möglich, was wiederum die LCC beeinflusst. So kann infolge der höheren Lagestabilität mit Bauarten der Festen Fahrbahn eine höhere Überhöhung im Bogen trassiert werden, als mit einem Schotteroberbau, was auf sich bei gleichem Geschwindigkeitsniveau günstig auf den Fahrkantenverschleiß auswirkt und somit die Schienenlebensdauer erhöht.

Bei kontinuierlichen Schienenbefestigungen ist gegenüber diskontinuierlichen Schienenbefestigungen mit geringeren Biegezugspannungen zu rechnen, was auf die Rißausbreitung hemmend wirkt. Demzufolge sind die Berechnung der LCC kontinuierlicher und diskontinuierlicher Schienenlager getrennt durchzuführen.

3 Betrachtung eines Gleisabschnittes

Für die Ermittlung der LCC der Schiene sind Gleisabschnitte zu bilden. Mehrere Gleisabschnitte bilden dann ein Gleis-, bzw. Streckennetz, so daß auf Basis der LCC einzelner Abschnitte die Kosten der Schienen eines gesamten Netzes ermittelt werden können. Für die Einteilung des Fahrweges in Abschnitte bieten sich dazu zwei Lösungen an: die Einteilung in äquidistante Abschnitte oder in Abschnitte homogener Oberbau-Konstruktionen.

Die Betrachtung äquidistanter Abschnitte hat den Vorteil, daß der Ortsbezug konstant bleibt. Als Nachteil ist anzuführen, daß ein Abschnitt verschiedene Oberbau-Konstruktionen, unterschiedliche Auflageeigenschaften (Brücke, Tunnelsohle, Dammschüttung, Einschnitt) und Trassierungselemente aufweisen kann. Ein transparenter Kostenverlauf wird dadurch erschwert.

Der Vorteil bei Betrachtung homogener Fahrbahnabschnitte ist der direkte Zusammenhang zwischen den entstehenden Kosten, der Fahrbahnbauart, der Trassierung, den Auflageeigen-

schaften und der Betriebsbelastung. Über die Lebensdauer betrachtet kann sich der einst homogene Abschnitt in zwei oder mehrere unterschiedliche Abschnitte aufteilen. Die Homogenität kann durch Austausch einzelner Komponenten, als auch durch unterschiedlich intensive Instandsetzungsarbeiten innerhalb eines Abschnittes gestört werden.

Um einer Atomisierung der Gleisabschnitte entgegen zu wirken, soll eine Abschnittsteilung nur vorgenommen werden, wenn die Oberbauart wechselt. Für den umgebauten Gleisabschnitt beginnt somit ein neuer Lebenszyklus. Es ist zu beachten, daß mit dieser Methode im Extremfall sehr kurze Gleisabschnitte gebildet werden. Dies gilt insbesondere für Nebenstrecken, auf denen Abschnitte unter 100 m Gleislänge anzutreffen sind.

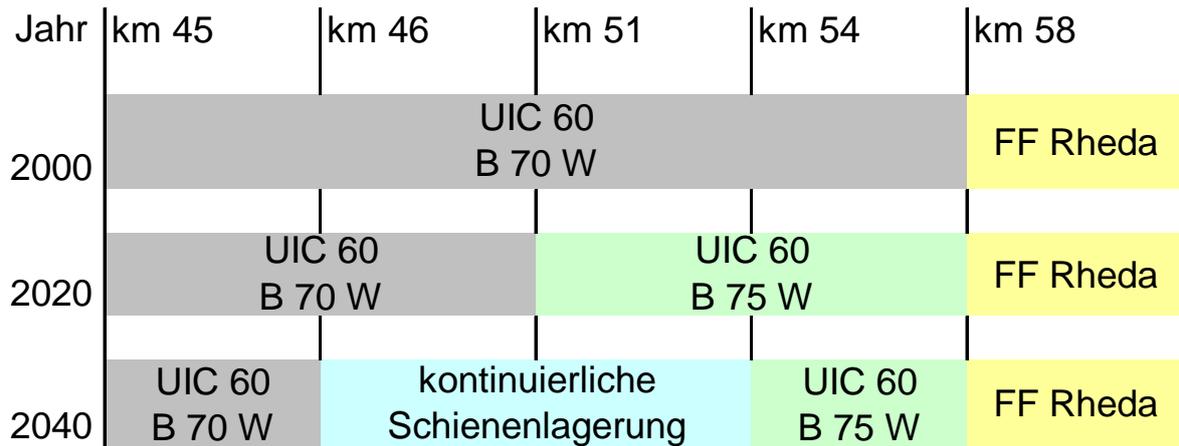


Bild 1: Einteilung des Gleises in homogene Gleisabschnitte

4 LCC Schiene

Der Lebenslauf eines Objektes wird in mehrere Zeitphasen eingeteilt, von der Entwicklung des Objektes bis zu seiner Aussonderung. Die in jeder dieser Phasen anfallenden Kosten gehen in die Berechnung der LCC ein. Auf diese Weise werden nicht nur alle entstehenden Kosten berücksichtigt, sondern es wird auch eine durchgehende Kostentransparenz erzeugt. Für das LCC-Modell der Schiene werden die Lebenszyklusphasen Herstellung Schiene, Einbau Schiene, Betrieb, Ausbau und Verwertung unterschieden.

Insbesondere bei der Herstellung neuartiger und komplexer Produkte werden weitere Lebensphasen vor der Herstellung unterschieden, z.B.: Konzeption, Grobplanung und Detailplanung. In diesen drei Phasen der Objektentwicklung fällt zwar nur etwa 20

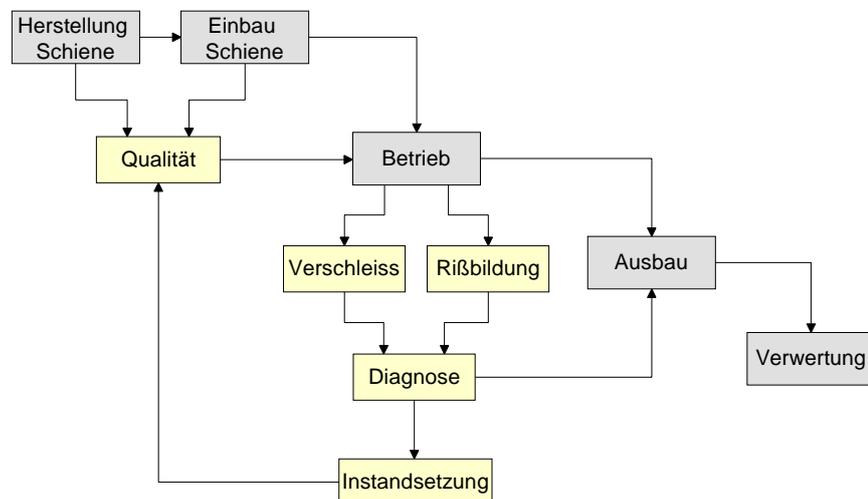


Bild 2: LCC – Modell Schiene

bis 25 % der gesamten LCC an, 90 % der zukünftigen Kosten werden dabei aber festgelegt [Zehbold 1996]. Wesentlichen Einfluß auf die Lebensdauer und den Instandsetzungsaufwand der Schiene sind z.B. der Einbauort der Schiene (Bogen, Gerade, Steigung), der Zustand der Fahrzeuge (Flachstellen), die Betriebsbelastung, die Instandsetzungsstrategie als auch die Herstellung. Insbesondere Auswirkungen der erst genannten Parameter sind während der „Entwicklungsphase“ der Schiene nur bedingt schätzbar.

Für die Ermittlung der LCC der Schiene aus Betreibersicht ist die gesonderte Betrachtung von Phasen der Forschung und Entwicklung nicht relevant. Die eigenen Forschungen des Infrastrukturbetreibers sollen hier nicht betrachtet werden. Die Kosten für Forschung und Entwicklung des Herstellers sind in den Materialkosten enthalten und müssen somit nicht gesondert aufgeführt werden.

Für eine LCC-Analyse werden Ist-Daten benötigt. Mit zunehmender Breite der verfügbaren Datenbasis erhöht sich die Kenntnis über das betrachtete Objekt, dessen Nutzungsintensität, Instandsetzbarkeit, Lebensdauer und mögliche Schwachstellen. Neue Objekte werden meist nach dem neuesten Stand der Technik erstellt, mit neuartigen Werkstoffen, Herstellungsverfahren und gänzlich anderen Komponenten. Neuentwicklungen und veränderte Einsatzbedingungen sprechen gegen eine einfache Fortschreibung der Kosten des Vorgängerobjektes.

Eine LCC-Prognose wird zur Schätzung der zukünftig zu erwartenden Kosten eingesetzt. Mit der Zeit sich ändernde Belastungen (Geschwindigkeit, Achslast) konfrontieren die LCC-Berechnung mit einer Reihe von Unsicherheiten. Es ist daher unumgänglich, sich mit Erfahrungswerten bereits realisierter Objekte zu behelfen. Die Lebensdauer, das Betriebs- und das Schädigungsverhalten werden mittels geeigneter Simulationstools ermittelt. Mit einer während der Nutzung durchgeführten LCC-Analyse wird einerseits die Datenbasis erweitert, andererseits aber auch die Genauigkeit der Prognosemethoden überprüft.

5 Datenbasis

Für die Ermittlung der LCC eines Objektes sind umfangreiche Daten notwendig. Die Daten sind möglichst im Zusammenhang zu erfassen. Für Verschleißaussagen sind z.B. die Betriebsbelastung, die Fahrwerkstypen der Fahrzeuge und die Trassierungsparameter entscheidend. Für eine erfolgreiche LCC-Analyse der Schiene sind folgende Daten erforderlich:

Kostendaten

Kosten des Schienenmaterials, des Schieneneinbaus und der Instandsetzung.

Bauarten Oberbau (Schiene, Befestigung, Schwelle, Bauart FF, Steifigkeiten Fahrweg)

Angaben für Schienen, Befestigungen und Schwellen sind der Oberbaudatei RM-Inst der DB Netz AG zu entnehmen, und entsprechen weitgehend den realen Verhältnissen.

Betriebsbelastung (Zugart, Achslast, Geschwindigkeit, Bauart und Zustand der Laufwerke)

Dynamische Belastungen (Auswertungen der langen Q-Kraft-Meßstellen) liegen für den ICE sowie etlichen Güterwaggons vor [Reinecke, Zacher 96].

Betriebsverhalten der Schiene

Aus der aggregierten Schienenbruchstatistik sind Trassierungsparameter sowie die Betriebsbelastung nicht ableitbar.

Instandsetzung

Bei Literaturangaben zu Zyklen von Instandsetzungstätigkeiten fehlen oft Angaben zur Fahrbahnbauart, dem Fahrbahnzustand und der Betriebsbelastung.

Lebensdauer

Die Lebensdauer hängt erheblich von der Betriebsbelastung und den trassierungstechnischen Einbauverhältnissen ab. Die Lebensdauer der Schiene endet vorerst mit dem Ausbau derselben. Eine weitere Verwendung analog der Stufenwirtschaft hängt von der Nachfrage ab und soll vorerst nicht berücksichtigt werden.

Qualität der Fahrbahnherstellung und der Instandsetzung

Die Herstellqualität (z.B. Längshöhe, Querprofil), die Genauigkeit des Verschweißens der Schienenenden und die Behandlung der Schiene während des Einbaus prägen die Anfangsqualität der Schiene vor der eigentlichen Nutzung. Instandsetzungstätigkeiten beschränken sich in der Regel auf Schleifarbeiten. Hierzu sind Daten bezüglich eingeschliffener langer Wellen als auch Querriefen auszuwerten.

6 Fehlerarten der Schiene

Die Auswertung der Schienenfehlerstatistik der DB Netz AG der Jahre 1994, 1996 und 1997 zeigt, daß über 40 % der Fehler und 50 % der Brüche und Schäden im Schienenkopf auftreten (Angaben jeweils ohne Schweißstellen). Als Schienenfehler wird ein Zustand definiert, der den Ausbau der Schiene erfordert. Somit sind alle in der Schienenfehlerstatistik aufgeführten Fehler, Brüche und Schäden gleichzeitig Angaben über die Häufigkeit ausgewechselter Schienenstücke.

Folgende Fehler, Brüche und Schäden wurden dabei besonders häufig festgestellt:

- Spröbruch ohne erkennbare Ursache (200)
- Nierenbruch (2111: Herstellung)
- Shelling-Bruch (2112: Betrieb)
- Shelling-Abblätterung (2222: Betrieb)
- Schleuderstelle (225: Betrieb)

Nicht berücksichtigt sind Schädigungen, die keinen Schienenausbau nach sich zogen, bzw. nicht entdeckt wurden. Bei Vorliegen von Rissen ist unklar, bis in welche Tiefe sich diese erstrecken, bzw. ob sie sich im Inneren verzweigen. Insbesondere auf hochbelasteten Strecken treten Rollkontaktermüdungsschäden in den Vordergrund, nachdem Werkstofffehler und Instandsetzungsfehler reduziert wurden [Grohmann 98]. Interessant ist in diesem Zusammenhang die Betrachtung des Quotienten der Schadenszahl zur Bruchzahl. Für das Jahr 1995 z.B. hat der Spröbruch ohne erkennbare Ursache einen sehr kleinen Wert, was auf ein hohes Risiko eines Bruches schliessen läßt [Ebersbach, Grohmann 98].

7 Bewertung der Fehler

Ebersbach und Grohmann nennen drei Fehlergruppen, die besondere Aufmerksamkeit verdienen, wobei die größte Aufmerksamkeit den Fehlern im Schienenkopf durch Rollkontaktermüdung zu widmen ist:

- Fehler am Schienenkopf, insbesondere aufgrund der Rollkontaktermüdung
- Fehler am Schienenfuß infolge Korrosion
- Fehler durch Schweiß-Lötverbindungen am Schienenfuß

Mit der Entdeckung eines Schienenfehlers ist schon viel erreicht, die Wahrscheinlichkeit eines unerwartet eintretenden Bruches der Schiene wird dadurch verringert. Darauf aufbauend interessiert der wahrscheinliche Zeitpunkt, bis aus dem entdeckten Fehler ein Bruch wird.

Eindeutige Beurteilungsmaßstäbe zur Bewertung eines entdeckten Fehlers existieren bislang nur für an der Oberfläche sichtbare Fehler (siehe DS 820 06), Bruchprognosen sind derzeit für die Praxis noch nicht erarbeitet.

8 Derzeitiger Kenntnisstand zu Fehlerentstehung und -entwicklung

Die Festigkeit naturharter Schienen liegt bei etwa 880 N/mm^2 und damit erheblich unter den erreichten Werten der Normalspannung von 1300 N/mm^2 die bei Achslasten von 22,5 t erreicht werden. An der Fahrkante sind Spannungen bis zu 2500 N/mm^2 festzustellen [Pointner, Frank 98]. Dies führt zu plastischen Verformungen bei jedem Rollübergang in der Berührfläche von Rad und Schiene.

Für eine lange Lebensdauer der Schiene, die solch hohe Normal- und Schubspannungen zu ertragen hat, ist ein bestimmtes Maß an Materialabtrag erwünscht, damit entstehende Fehler an Fahrkante und Fahrfläche in ihrer Entstehung behindert werden. Eine lange Lebensdauer fordert ein Gleichgewicht zwischen Verschleiß und Fehlerentwicklung. Grassie und Kalousek nennen dieses Gleichgewicht die "Magic Wear Rate" [Grohmann 98].

Während die Ursachen und die Entwicklung einiger Fehler, insbesondere die der Schienenherstellung anzulastende Fehler, recht klar bestimmt sind, ist z.B. die Entstehung von Riffeln und andere Schäden durch Rollkontaktermüdung noch nicht abschließend erforscht.

Aus dem Shakedown-Map von Johnson und Bower sind in Abhängigkeit der Rad-Schiene-Pressung und des Traktionskoeffizienten (Längskraft zu Radaufstandskraft) die Grenzbereiche der Oberflächenrißbildung aufgrund aufsummierter Dehnungen (ratchetting) ablesbar [Pointner 00].

Höhere Schienengüten verlangsamen den Verschleiß, weshalb insbesondere in Bögen mit Radien kleiner 700 m Schienen der Sondergüte 1100 N/mm^2 eingebaut werden. Soll die Verschleißrate auch auf geraden Strecken weiter gesenkt werden, kommen hochfeste Schienestähle zur Anwendung. Dies führt wiederum zu erhöhtem Verschleiß der Radlaufflächen. Die optimale Werkstoffpaarung Rad-Schiene ist noch zu bestimmen.

An Prognosemethoden zur Bestimmung der Rißenstehung und des Verschleißes wird aktuell gearbeitet. Hingewiesen soll in diesem Zusammenhang auf die ebenfalls von der Hermann- und Ellen-Klaproth-Stiftung geförderte Arbeit der bruchmechanischen Analyse der Rißausbreitung durch Rollkontaktermüdung an der FH Brandenburg. Mit Hilfe von Riß- und Verschleißprognosen und zerstörungsfreier Prüfmethoden sind die Zyklen des Schienenschleifens als auch die Abtragstiefe bestimmbar.

Anhand des Verschleiß-Rißlängen-Diagramms kann in Abhängigkeit der Verschleißrate und der Rißlängen für ein konkretes Schienenstück festgestellt werden, welche Instandsetzungsmaßnahme einzuleiten ist [Pointner 00].

9 Lebensdauer der Schiene

Die Lebensdauer der Schiene hängt von mehreren Faktoren ab. Insbesondere sind die kumulierte Betriebsbelastung, Achslasten und Fahrzeugzustände, die Fahrzeuggeschwindigkeit, die Schienengüte und Schienenform, die Gleislagequalität, die Einbaulage (Bogen, Gerade, Neigung) die Herstellungsqualität, die Schienenpflege (Schleifen) und die Behandlung während des Transportes und des Einbaus zu nennen.

Nach Schröder-Baumgart wird die zulässige Höhenabnutzung einer Schiene bei einer Geschwindigkeit von 250 km/h nach etwa 400 Mio. Lt erreicht. Bezogen auf die Schnellfahrstrecke Hannover – Würzburg mit etwa 30 Mio. Lt / Jahr würde damit die Lebensdauer (bzw. Liegedauer) einer UIC 60-Schiene (naturhart) lediglich 13,5 Jahre betragen. Inwieweit die Lebensdauer dieser Schiene durch Aufarbeitung und Einbau in untergeordnete Strecken verlängert werden kann, soll hier nicht betrachtet werden.

Bei Betrachtung der Häufigkeit im Jahre 1995 entdeckter Schienenschäden in Abhängigkeit des Schienenalters scheint der Altersbereich zwischen 15 und 26 Jahren besonders problematisch zu sein. Dies mag als ein Indiz für die Lebensdauer der Schiene gelten. In Strecken mit sehr geringer Betriebsbelastung wurden auch Schienen mit einer Lebensdauer weit über 60 Jahre nachgewiesen.

10 Markoff-Prozesse

Die Lebensdauer der Schiene einer bestimmten Strecke mit der spezifischen Belastung kann nach dem derzeitigen Kenntnisstand nicht eindeutig bestimmt werden. Trotz der Prognoseunsicherheit ist die Bestimmung der Lebensdauer als auch der Instandhaltungsaufwand für die Ermittlung der Lebenszykluskosten der Schiene unumgänglich. Im Folgenden soll eine Methode vorgestellt werden, mit deren Hilfe die Lebensdauer der Schiene geschätzt werden kann. Es handelt sich um die Methode der Markoff-Prozesse.

Mit Hilfe von Markoff-Prozessen kann das Verhalten reparierbarer Systeme mit konstanten Ausfall- und Reparaturraten beschrieben werden. Dabei wird der Verschleiß als auch die Erneuerung eines Objektes durch Instandhaltung in der Simulation berücksichtigt. Für jedes Zeitintervall kann der aktuelle Zustand des Betrachtungsobjektes angegeben werden.

Ein Markoff-Prozess wird durch eine Anfangsverteilung und den zugehörigen Übergangswahrscheinlichkeiten bestimmt. Die Anfangsverteilung beschreibt den Zustand des Systems zu Beginn der Simulation. Dabei wird der Systemzustand nicht durch einen einzigen Wert dargestellt, sondern durch das Zusammenwirken mehrerer möglicher, den Untersuchungsgegenstand beschreibende Zustände.

Die Simulation wird schrittweise durchgeführt. Die Schrittweite als auch die Anzahl der Simulationsschritte sind frei wählbar. Eine Änderung des Systemzustandes erfolgt durch Veränderung der einzelnen Zustände in einem vorgegebenen Zeitintervall. Der Prozess läuft quasi-kontinuierlich ab. Das gesamte System ändert sich schrittweise, wobei jedem Zustand mit

jedem Simulationsschritt eine neue Zustandswahrscheinlichkeit zugewiesen wird. Die Zustandswahrscheinlichkeit ergibt sich aus der Übergangswahrscheinlichkeit und dem Wert des vorangegangenen Zustandes.

Die Übergangswahrscheinlichkeit drückt aus, mit welcher Wahrscheinlichkeit innerhalb eines Zeitintervalls ein Übergang von einem Zustand zu einem anderen Zustand erfolgt. Z.B. folgt auf die Zustandsvariable A die Zustandsvariable B mit der Wahrscheinlichkeit X. Markoff-Prozesse werden auch als „Prozesse ohne Gedächtnis“ bezeichnet [Diekmann, Mitter 84]. Der Zustand „n+1“ ist dabei nur vom Zustand „n“ abhängig, die Übergangswahrscheinlichkeiten bleiben dabei konstant. Frühere Zustände (z.B. der Zustand „n-1“ und frühere Zustände) haben keinen direkten Einfluß mehr auf die Bildung des Zustandes „n+1“.

Gegenüber dem Markoff-Prozess berücksichtigt die Methode der Semi-Markoff-Prozesse von der Verweildauer im vorangegangenen Zustand abhängige Übergangswahrscheinlichkeiten [Diekmann, Mitter 84]. Mit Hilfe von Semi-Markoff-Prozessen sind zeitabhängige Prozesse darstellbar. So kann z.B. der sich verschlechternde Zustand der Schienenfahrläche mit zunehmender Zeitdauer zwischen zwei Schienenschleifarbeiten bei konstanter Betriebsbelastung berücksichtigt werden.

Die Ereignisgeschichte eines Prozesses kann durch Darstellung der Paare von Zustandswerten und Zeitpunkten, z.B. in Form einer Graphik, dokumentiert werden.

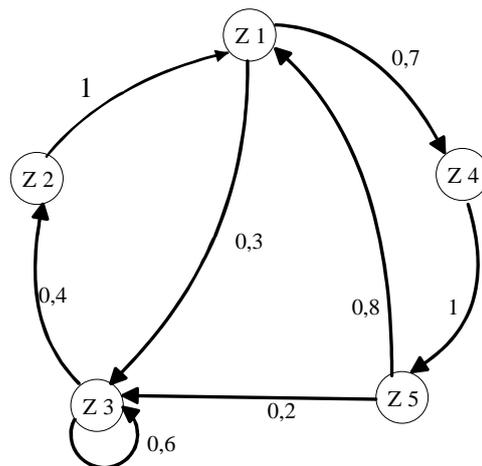


Bild 3: Beispiel einer graphischen Darstellung der Übergangswahrscheinlichkeiten eines Markoff-Prozesses

Für die Schiene wird ein Modell entwickelt, das in Abhängigkeit mehrerer Einflußparameter zur Ermittlung der Lebensdauer und der Instandsetzungszeitpunkte eingesetzt werden kann.

11 Ausblick

Mit Hilfe von Markoff-Prozessen sind die Lebensdauer, der Zeitpunkt von Instandsetzungsmaßnahmen für die Ermittlung der Lebenszykluskosten der Schiene in Abhängigkeit der Belastung bestimmbar. In das Markoff-Modell der Schiene sind funktionale Zusammenhänge, z.B. Ergebnisse mechanischer Modelle, integrierbar. Auf diese Weise kann der Zustand der Schiene als auch die Lebensdauer in Abhängigkeit von Betriebsbelastung, Instandhaltung, Verschleiß- und Bruchverhalten wirklichkeitsnah abgebildet werden.

12 Literatur

Biolini, Alessandro:

Qualität und Zuverlässigkeit technischer Systeme.
Springer Verlag, Berlin 1991, 3. Auflage.

DB Netz AG:

Schienenbruchstatistik 1995 und 1996 / Schienenfehlerstatistik 1997.

Diekmann, Andreas und **Mitter**, Peter:

Methoden zur Analyse von Zeitverläufen.
Teubner Verlag, Stuttgart 1984.

Driver, John und **Trescher**, Christian:

Die Lebenszykluskosten auf dem Prüfstand.
In: Der Nahverkehr 5/1998.

Ebersbach, Dietrich; **Grohmann** Hans-Dieter:

Erhöhung der Fahrwegverfügbarkeit durch Optimierung der Schieneninstandhaltung.
In: Eisenbahntechnische Rundschau 4/1998.

Grohmann, Hans-Dieter:

Schädigung der Lauffläche von Schienen durch den Rad/Schiene-Kontakt – Schlußfolgerungen für die Herstellung und Instandhaltung der Schienen.
In: Bahnbau 1998, Berlin 1998.

Pointner Peter:

Auswirkungen des Rad-Schiene-Kontaktes auf Werkstoffauswahl und Fahrweggüte.
In: Eisenbahningenieur 9/2000.

Pointner, Peter und **Frank**, Norbert:

Rollkontaktermüdung an Schienen – Werkstoff oder Beanspruchung ?
In: Bahnbau 1998, Berlin 1998.

Reinecke, Jörg-Michael und **Zacher**, Manfred:

Vertikale Kräfte am Oberbau – Messung und Rechnung.
In: Eisenbahntechnische Rundschau 1-2/1996.

Schröder-Baumgart, Reinhart:

Verhaltensprognose und Nutzen-Kosten-Analyse für die Oberbauinstandhaltung von Schienenbahnen.
Wissenschaftliche Arbeiten Nr. 40 am IVE, Hannover 1993.

Zehbold, Cornelia:

„Lebenszykluskostenrechnung“.
Wiesbaden 1996.

LCC am Beispiel von Rillenschienen eines Nahverkehrsbetriebes

Dipl.-Ing. Dr. Norbert Frank, VOEST-ALPINE Schienen GmbH & Co KG, Leoben, Österreich
Dipl.-Ing. Roger Uhrig, Die Ingenieurwerkstatt GmbH, Eltville, Deutschland

1 Einleitung

Die VOEST-ALPINE Schienen GmbH & Co KG produziert seit 1992 feinperlitisch kopfgehärtete Rillenschienen für die Straßenbahnen. Diese Schienenstähle haben einen höheren Verschleißwiderstand als die üblicherweise verwendeten Schienen der Güte S700 und bieten wegen der verlängerten Liegedauer einen höheren Kundennutzen. Die besseren Materialeigenschaften lassen auch einen geringeren Instandhaltungsaufwand und damit verbunden eine Kosteneinsparung erwarten. Um das nachzuweisen, wurde die Firma DIE INGENIEURWERKSTATT GmbH beauftragt, eine Analyse der Lebenszykluskosten – d.h. der gesamten Kosten von der Beschaffung bis hin zur Entsorgung – durchzuführen. Ziel ist es, die Unterschiede in der Instandhaltungsstrategie und den damit verbundenen Kosten bei einem Vergleich zwischen dem üblichen Gleis und einem Gleis aus kopfgehärteten Rillenschienen herauszuarbeiten. Diese Arbeit wurde zusammen mit fünf namhaften Verkehrsbetrieben in Deutschland und Österreich durchgeführt.

2 Feinperlitisch kopfgehärtete Rillenschienen

2.1 Beanspruchungen

Rillenschienen sind ein Spezialprodukt, dessen Eigenschaften auf die speziellen Anforderungen im Stadtbereich abgestimmt sein müssen. Üblicherweise werden Rillenschienen im Bereich des gemischten Verkehrs verwendet, d.h. dort, wo die Straßenbahn die Verkehrsflächen mit Autos, Bussen, Motorrädern und Fußgängern teilt. Sie werden oberflächeneben in der Fahrbahn eingebettet verlegt, daher muss das Schienenprofil asymmetrisch ausgeführt sein. Die Kurven sind besonders beanspruchte Streckenteile bei der Straßenbahn, weil hier enge Radien - bis zu 12 m ! - aufgrund der Streckenführung im Stadtbereich gegeben sind. Aufgrund des Spießgangs der Räder im Bogen tritt Spurkranzkontakt auf, wobei zusätzlich die zu übertragenden Kräfte am Spurkranz nicht unwesentlich sind. Gerade an der Fahrkante der Rillenschiene bewirkt dieser Bogenlauf extremen abrasiven Verschleiß, oft wird auch der Leitkopf verschlissen.

2.2 Stahlgüten für Rillenschienen

Um dieses gravierende Verschleißproblem zu bewältigen, haben sich im Lauf der Zeit zwei Vorgehensweisen entwickelt. Das Ziel ist jeweils, die größtmögliche Gesamtliegezeit des Rillenschienengleises zu erreichen, d.h. den Tausch des Gleises so lange als möglich hinauszuzögern.

Die verschlissene Schiene wird durch eine Aufschweißung an der Fahrkante - und in manchen Fällen auch am Leitkopf - und nachfolgendem Schleifen reprofiliert. Das grundlegende Pro-

blem dabei ist, dass Schienenstähle zur Erreichung ausreichender Festigkeiten einen Kohlenstoffgehalt (C-Gehalt) von weit über 0,2 % haben und daher generell eine schlechte Schweiß-eignung besitzen. Außerdem ist es aufgrund des Einbaus in der Fahrbahn nicht möglich, eine Vorwärmung der Schiene durchzuführen, die zur Vermeidung von Härterissen eigentlich un-umgänglich ist. Wenn also die Liegedauer des Gleises durch diese wiederholte schweißtech-nische Vergütung verlängert werden soll, so müssen das Schweißverfahren, aber auch der Schienenwerkstoff auf diese Anforderung - Schweißen im verlegten Gleis ohne Vorwärmung - abgestimmt werden. Aus diesem Grund wird der Schienenstahl S700 mit einem Kohlenstoff-Gehalt von ca. 0,50% für Rillenschienen verwendet. Die Regelgüte der Eisenbahn S900A kann wegen des Kohlenstoffgehalts von etwa 0,75% im städtischen Bereich nicht verwendet werden, da sie nur unter Vorwärmung aufschweißbar ist.

Diese Methode zur Gleiserhaltung hat sich im Lauf der Zeit in ganz Westeuropa durchgesetzt. Es liegt allerdings auf der Hand, dass dieses wiederholte Reparaturschweißen immens teuer ist, da auch hier die Kosten für zeitweise Streckensperren oder Nacharbeit anfallen. Dazu kommt noch die Belästigung der Anwohner durch die lautstarken Arbeiten in der Nacht, die dem Image der Nahverkehrsbetriebe abträglich sind. Da dabei der Schienenstahl durch die wiederholten Aufschmelzvorgänge metallurgisch geschädigt wird, kann diese Reprofilierung auch nur 3 bis 5 mal durchgeführt werden.

In den anderen Ländern - und vor allem in den USA - hat sich eine andere, wesentlich einfa-chere Philosophie durchgesetzt: „put in and forget“. Es werden Rillenschienen aus der Stahl-güte S900A oder härter verwendet, die einen höheren Verschleißwiderstand als die Güte S700 haben. Je höher der Verschleißwiderstand der Schiene ist, desto länger ist auch die Liegedauer des Gleises. Wenn die Verschleißgrenze erreicht ist, muss das Gleis getauscht werden.

Für beide Philosophien hat die VOEST-ALPINE Schienen GmbH kopfgehärtete Schienen-stähle entwickelt, die aufgrund ihrer Kombination aus Verschleiß- und Schweiß-eigenschaften auf die speziellen Anforderungen der Nahverkehrsbetriebe zugeschnitten sind.

2.3 Herstellung und Eigenschaften

Das HSH- (Head Special Hardened) Verfahren der VOEST-ALPINE Schienen GmbH, mit dem seit 1990 weit über 250.000 to feinperlisch kopfgehärtete Eisenbahnschienen produziert worden sind, wurde 1992 für die Kopfhärtung von Rillenschienen adaptiert. Genauso wie bei Vignolschienen wird der fertiggewalzte Schienenstrang direkt aus der Walzhitze in einem 125 m langen Becken wärmebehandelt. Die heiße Rillenschiene wird kopfüber in eine wäss-rige Lösung eines polymeren Härtemediums getaucht, wobei die Abschreckintensität so ein-gestellt wird, dass im Schienenkopf hochverschleißfestes feinperlitisches Mikrogefüge ent-steht. Die gesamte Wärmebehandlung eines 6 to schweren Walzstranges dauert ca. 150 Se-kunden. Schablonen stellen sicher, dass die eingetauchte Schiene einwandfrei positioniert ist und auch nicht verkippen kann; gleichzeitig wird die Eintauchtiefe so festgelegt, dass der dünne Leitkopf nicht „überhärtet“ werden kann. Es werden daher in Fahr- und Leitkopf ver-gleichbare Härtewerte erreicht (Bild 1). Dieses Härteverfahren für Rillenschienen wird an drei Stahlgüten angewendet, wobei deren chemische Zusammensetzung jeweils auf bestimmte Kombinationen von Verschleißwiderstand und Schweiß-eignung abgestimmt sind (Tabelle 1).

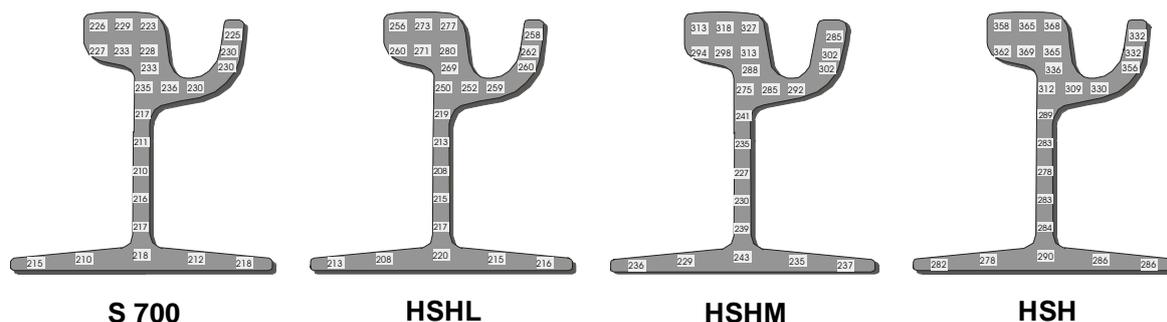


Bild 1: Härteverteilung der feinperlitisch kopfgehärteten Rillenschienen

Tabelle 1: Chemische Zusammensetzung

Güte	Chemische Zusammensetzung (%)						Zugversuch	
	C	Si	Mn	P _{max}	S _{max}	Cr	R _m [N/mm ²]	A ₅ [%] min
Naturharte Schienenstähle								
S 700	0,40-0,60	0,05-0,35	0,80-1,25	0,050	0,050		680-830	14
S 800	0,50-0,70	0,10-0,50	0,80-1,20	0,040	0,040		780-930	12
Feinperlitisch kopfgehärtete Schienenstähle								
HSHL	0,40-0,60	0,05-0,35	0,80-1,25	0,035	0,035		900-1050	10
HSHM	0,50-0,60	0,20-0,40	0,80-1,10	0,035	0,035		> 980	9
HSH	0,60-0,80	0,10-0,50	0,80-1,30	0,035	0,035		> 1170	9

Die Stahlgüte **HSHL** hat den niedrigsten Kohlenstoffgehalt, die chemische Zusammensetzung entspricht der Stahlgüte S700. Durch die Wärmebehandlung wird die Festigkeit auf über 880 N/mm² und die Härte auf über 260 HB angehoben, der Verschleißwiderstand ist etwa doppelt so hoch wie der eine S700. Diese Güte ist beim Aufschweißen wie der Schienenstahl S700 zu behandeln. Die chemische Zusammensetzung der Stahlgüte **HSHM** entspricht etwa der der Güte S800, aber der Kohlenstoffgehalt ist - als Voraussetzung für eine gute Schweißbeignung - auf 0,60% begrenzt. HSHM-Schienen haben eine Zugfestigkeit ≥ 980 N/mm², eine Härte ≥ 290 HB und damit den vierfachen Verschleißwiderstand wie S700. Sie können nach dem üblichen Unter-Pulver-Verfahren aufgeschweißt werden. Die Stahlgüte **HSH** ist mit dem bei der Eisenbahn verwendeten Schienenstahl identisch, hat eine Mindestzugfestigkeit von mehr als 1170 N/mm² und eine Härte größer als 341 HB. Der Verschleißwiderstand dieses Schienenstahls liegt weit über dem einer S700 Schiene, aber sie kann im Rillenschienengleis auch nicht mehr aufgeschweißt werden.

3 Untersuchung der Lebenszykluskosten (LCC)

In letzter Zeit gewinnt bei der Beschaffung von Gesamt- und Teilsystemen im schienengebundenen Verkehr die Betrachtung einiger Ausschnitte der Lebenszykluskosten (LCC) verstärkt an Bedeutung. Immer mehr Betreiberunternehmen nutzen die Ergebnisse dieser Prognose- und Analyseverfahren, um einerseits kostengünstige und zuverlässige Systeme zu be-

schaffen sowie andererseits die Planungssicherheit auch in finanzieller Hinsicht zu vergrößern.

VOEST-ALPINE Schienen GmbH & Co KG beauftragte DIE INGENIEURWERKSTATT GmbH mit der Durchführung einer Studie (Wirtschaftlichkeitsberechnung) zu Rillenschienen im Straßenbahnverkehr unter Anwendung des LC-Engineerings. Ziel des Projektes war es, für unterschiedliche Schienenarten im Rahmen von LCC-Prognosen und auf Basis von realen Betreiberdaten die Kapital- und Instandhaltungskosten zu ermitteln. Unter zusätzlicher Berücksichtigung von nicht direkt objektbezogenen Folgekosten des Betreibers war ein Vergleich unterschiedlicher Vorgehensweisen zur Bereitstellung des Fahrweges im Stadtbahnverkehr unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten durchzuführen.

Die grundsätzlichen Eingangsfragen des Projektes lautet:

Ist es aus wirtschaftlicher Sicht für den Betreiber eines Straßenbahnsystems unter Berücksichtigung eines möglichst umfassenden Betrachtungsansatzes günstiger, in Bögen anstatt einer preisgünstigeren naturharten Schiene eine kopfgehärtete Rillenschiene zu verwenden? Werden die höheren Investitionen durch langfristige Einsparungen ausgeglichen?

Als Projektergebnis wurde eine Aussage darüber angestrebt, ob die zu erwartenden höheren Kapitalkosten für eine kopfgehärtete Schiene durch längere Lebensdauer und durch niedrigere Instandhaltungsaufwendungen ausgeglichen werden können.

3.1 Wirtschaftlichkeitsberechnungen

Zur Bewertung bzw. zum Vergleich verschiedener Bauvarianten einer Gleisstrecke werden nach dem Standardisierten Bewertungsverfahren für Verkehrswegeinvestitionen im ÖPNV die zu erwartenden Kosten für die Instandhaltung des Oberbaus als fester Prozentsatz von vorgegebenen Einheitsgrößen für Investitionen ermittelt.

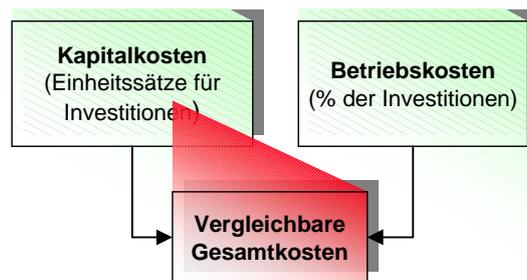


Bild 2: Wirtschaftlichkeitsberechnung

Der Ansatz von prozentualen Instandhaltungskosten in Relation zur Investitionshöhe im Zusammenhang mit kopfgehärteten Schienen ist nicht zweckmäßig: Es ist bei Einsatz höherwertigen Materials vielmehr mit einer Senkung der Instandhaltungskosten zu rechnen. Daher wurden im Rahmen dieser Untersuchung die Betriebskosten durch eine LCC-Prognose auf Basis realer Betreiberdaten bestimmt.

3.2 Modellierung

Benötigt wird für eine solche Prognose ein Modell für das Zusammenspiel zwischen Objekt und Realität, mit dessen Hilfe sich unter Anwendung gewisser mathematisch-statistischer Gesetzmäßigkeiten Aussagen zur Zukunft ableiten lassen. Anforderungen an ein Modell sind die befriedigende Repräsentation der charakteristischen Eigenschaften des Objektes, der Einschluss aller für die Fragestellung relevanten Faktoren (so umfassend wie nötig) und eine möglichst einfache Struktur (so übersichtlich wie möglich).

Die Norm EN 60300-3-3 schlägt als methodischen Ansatz zur Identifikation benötigter Kostenelemente eine dreidimensionale Kostenmatrix vor (siehe hierzu auch die folgende Abbildung), die in drei Ebenen durch die Aspekte Objekt, Lebenszyklusphase samt entsprechender Aktivitäten und schließlich Kostenklassen die Gesamtheit der LCC strukturiert.

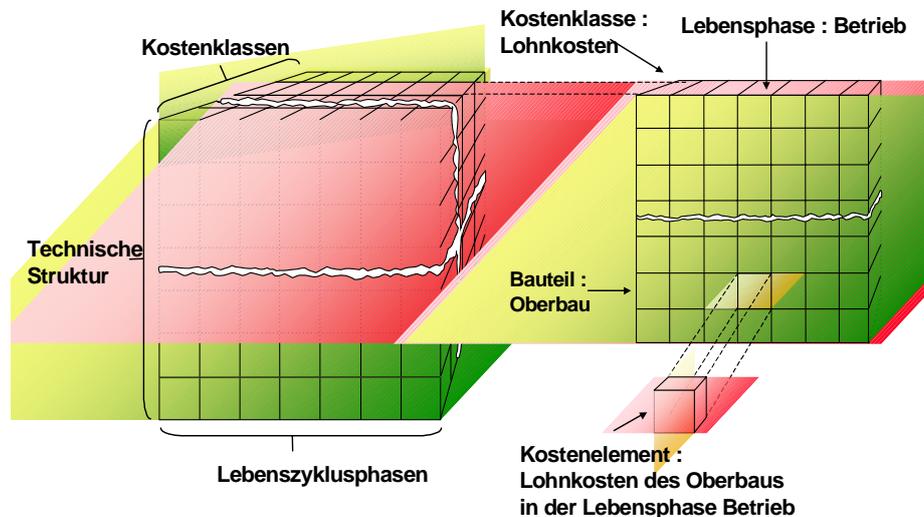


Bild 3: Kostenmatrix

3.3 Untersuchte Objekte

Gegenstand dieser Untersuchungen sind **eingedeckte Rillenschienengleise** (straßenbündiger Bahnkörper) **im Bogen** (Radius < 300 m) in verschiedenen Radien im Stadt- und Straßenbahnverkehr. Die Betrachtung von Bogengleisen ist in der dort auftretenden hohen Belastung und dem folglich erhöhten Verschleiß begründet. An diesen Stellen ist der Einsatz von verschleißfestem, hochwertigem Schienenmaterial besonders sinnvoll. Im Rahmen der Projektplanung war zwischen naturhartem und kopfgehärtetem Material zu unterscheiden, da als Ergebnis unter anderem vergleichende Betrachtungen anzufertigen waren. Das LCC-Berechnungsmodell für das genannte Objekt wurde in Anlehnung an die Norm EN 60300-3-3 erstellt.

3.4 Datenquellen

Für die Beschäftigung mit dem Lifecycle-Engineering ist das Vorliegen von qualifiziertem Datenmaterial notwendig. Für eine belastbare Kostenprognose ist die Einbeziehung der Betreibererfahrungen - der Instandhaltungsrealität - unerlässlich.

Bei folgenden Nahverkehrs-Unternehmen wurden im Rahmen dieses Projekts Daten ermittelt und Messungen durchgeführt:

BVG Berliner Verkehrsbetriebe A.d.ö.R.
Unternehmensbereich Straßenbahn



Stadtwerke Verkehrsgesellschaft Frankfurt am Main mbH
Abteilung: Bahnbau



VAG Verkehrs-Aktiengesellschaft Nürnberg
Abteilung: FA/GA – Gleisanlagen



Stuttgarter Straßenbahnen AG
Unternehmensbereich Gleisbau



Wiener Stadtwerke – Verkehrsbetriebe
Wiener Linien GmbH & Co. KG
Abteilung: Bahnbau



Die bei diesen Unternehmen gewonnenen Daten sind die Grundlage der durchgeführten Untersuchung.

4 LCC-Prognose

4.1 Verschleißmessungen und Lebensdauerprognose

Die Prognose der voraussichtlichen Lebensdauer der betrachteten Objekte ist für die anschließende Wirtschaftlichkeitsbetrachtung von zentraler Bedeutung. Es werden aufgrund realer Verschleißdaten, die an definierten Messstellen ermittelt werden, unter Berücksichtigung der jeweiligen Belastung die zu erwartende Lebensdauer der Schiene sowie die Häufigkeit der verschleißbedingten Instandhaltungsmaßnahmen ermittelt. Insgesamt werden im Rahmen des Projekts im Abstand von einigen Monaten mehrere Messungen an allen Messorten durchgeführt, um klare Aussagen über den aufgetretenen Verschleiß (–fortschritt) treffen zu können.

4.2 Kostenermittlung

Die Ermittlung der realen Kosten für Betrieb und Gleiswechsel erfolgte durch Interviews und Studium von relevanten Unterlagen bei den teilnehmenden Verkehrsunternehmen.

4.3 LCC-Prognose

In der anschließenden LCC-Prognose werden die ermittelten Kosten und Verschleißkenngrößen zusammengeführt und somit die voraussichtlichen Gesamtkosten des Objekts über die Lebensdauer prognostiziert (Bild 4).

Aus Gründen der Vergleichbarkeit der verschiedenen Schienenwerkstoffe werden für jeden Betreiber, soweit möglich, jeweils für Gleisbögen in ähnlicher Radianlage, jedoch mit unterschiedlichem Werkstoff, LCC-Prognosen erstellt.

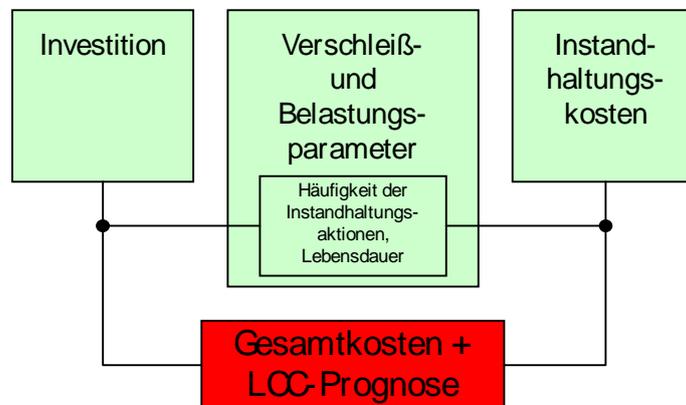


Bild 4: LCC-Prognose

4.4 Konzept „Virtueller Betreiber“

Die aus den vorangegangenen Untersuchungen bei den teilnehmenden Verkehrsbetrieben ermittelten Daten und Werte beschreiben die spezifische Betriebsrealität des betreffenden Teilnehmers.

Das Konzept des „Virtuellen Betreibers“ erlaubt durch die gewichtete Aggregation der von den einzelnen Teilnehmern gewonnenen Ergebnisse eine möglichst allgemeingültige Aussage über die Kostenwirksamkeit des Einsatzes von kopfgehärteten Schienen im Straßenbahnverkehr.

Die nachfolgende Grafik verdeutlicht das beschriebene Konzept.

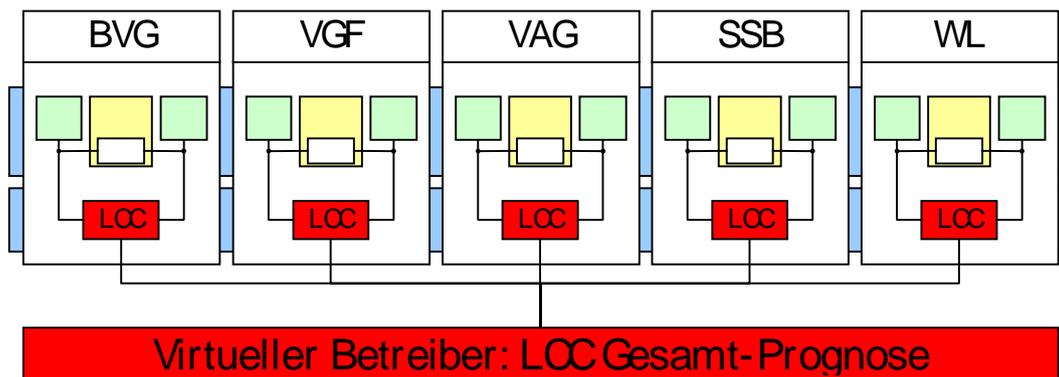


Bild 5: Konzept „Virtueller Betreiber“

5 Ergebnisse

Die im Rahmen der beschriebenen Studie gewonnenen Erkenntnisse zeigen nach drei Messrunden, dass der Einsatz von kopfgehärteten Schienen im Bogen einen deutlichen Kostenvorteil gegenüber dem Einsatz von naturharten Schienen mit sich bringt.

Die etwa 15-30% höheren jährlichen Kapitalkosten werden durch die um bis zu 40% niedrigeren jährlichen Instandhaltungskosten mehr als ausgeglichen, so dass sich Gesamteinsparungen von 10-15% ergeben.

6 Resümee

Auf Basis der Ergebnisse der durchgeführten Messungen ist der Einsatz von kopfgehärteten Schienen im betrachteten Anwendungsbereich (Bogengleis, Rillenschienen) positiv zu beurteilen.

Die prognostizierten Standzeiten einer kopfgehärteten Schiene liegen bis zum 4-fachen über denen einer naturharten Schiene. Durch längere Standzeiten sind über die Lebensdauer gesehen weniger Wartungsaktivitäten erforderlich (HSH-L). Selbst für den Fall einer längeren Gesamtlebensdauer einer naturharten Schiene gegenüber einer kopfgehärteten Schiene durch schweißtechnische Vergütung ergeben sich nach den gewonnenen Erkenntnissen noch Kostenvorteile für den höherwertigen Schienenwerkstoff von bis zu 15% der Gesamtkosten pro Jahr, je nach Belastung und Verschleiß. Der Grund dafür liegt im wesentlichen im Wegfall der relativ teuren schweißtechnischen Vergütung.

Demgegenüber können bei Verwendung von kopfgehärteten Schienen im Instandhaltungsbereich jedoch Einsparungen von bis zu 40% erzielt werden.

Das standardisierte Bewertungsverfahren verwendet für die Prognose der jährlichen Instandhaltungskosten für den Fahrweg (3,8% der Investitionskosten) im Vergleich zu den Ergebnissen dieser Studie (3% - 10% der Investitionskosten) fast immer zu niedrige Kostensätze.

Anschriften der Autoren

Dr. Roger Allen

Roger Allen Track Engineering Ltd, Congleton, England
16 The Moorings
Congleton
Cheshire
CW12 3RF
England
Phone/FAX : 00 44 1260 281 452
e-mail: AllenDrR@AOL.com

Dr.-Ing. Grigori Boudnitski

Fachhochschule Brandenburg – University of Applied Sciences,
Magdeburger Straße 50
D-14770 Brandenburg an der Havel
Tel.: 0049-3381-355-314,
Fax: 0049-3381-355-199
e-mail: boudnitski@fh-brandenburg.de

Dipl.-Ing. Peter Danzer

Technische Universität Berlin
Institut für Straßen- und Schienenverkehr
Fachgebiet Schienenfahrwege und Bahnbetrieb
Salzufer 17 – 19
D-10587 Berlin
Tel.: 0049-30-314-26264
e-mail: PDanzer@Railways.TU-Berlin.de

Dr. mont. Werner Daves

Montanuniversität Leoben
Christian Doppler Laboratory for Functionally Oriented Materials Design,
Institut für Mechanik,
Franz-Josef-Straße 18
A-8700 Leoben, Österreich
Tel.: 0043-3842-402-677
Fax: 0043-3842-46048
e-mail: mechanik@unileoben.ac.at

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ludger Deters

Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg
Institut für Maschinenkonstruktion,
Universitätsplatz 2
D-39106 Magdeburg
Tel.: 0049-391-67-18791
Fax: 0049-391-67-11166
e-mail: luger.deters@masch-bau.uni-magdeburg.de

Prof. Dr.-Ing. habil. Karl-Otto **Edel**

Fachhochschule Brandenburg – University of Applied Sciences,
Magdeburger Straße 50
D-14770 Brandenburg an der Havel
Tel.: 0049-3381-355-303,
Fax: 0049-3381-355-199
e-mail: edel@fh-brandenburg.de.

Dipl.-Ing. Steffen **Engel**

Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg
Institut für Maschinenkonstruktion,
Universitätsplatz 2
D-39106 Magdeburg
Tel.: 0049-391-67-12648
Fax: 0049-391-67-11244
e-mail: Steffen.Engel@student.uni-magdeburg.de

Dipl.-Ing. Dr. Norbert **Frank**

VOEST-ALPINE Schienen GmbH & Co KG
Kerpelystraße 199
A-8704 Leoben-Donawitz, Österreich
Tel.: 0043-3842-202-4150
Fax: 0043-3842-202-97
e-mail: norbert.frank@va.schienen.at

o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. F. D. **Fischer**

Montanuniversität Leoben
Institut für Mechanik,
Franz-Josef-Straße 18
A-8700 Leoben, Österreich
Tel.: 0043-3842-402-475
Fax: 0043-3842-46048
e-mail: mechanik@unileoben.ac.at, fischer@unileoben.ac.at

J. **Fischer**, über: Dr. W. Daves.

Dr.-Ing. Hans-Dieter **Grohmann**

Wusterwitzer Straße 8
D-14774 Brandenburg-Kirchmöser
Tel./Fax: 0049-3381-803238.

Dipl.-Ing. Hartmut **Hintze**

Deutsche Bahn AG, Forschungs- und Technologie-Zentrum Kirchmöser
Am Südtor
D-14774 Brandenburg
Tel.: 0049-3381-812-312
Fax: 0049-3381-812-348
e-mail: Hartmut.Hintze@bku.db.de

Dipl.-Ing. (FH) Hartmut **Hug**
DB Netz AG, NTF (O),
Theodor-Heuss-Allee 7
D-60486 Frankfurt am Main
Tel.: 0049-69-265-31565
Fax: 0049-69-265-31604
e-mail: Hartmut.Hug@bku.db.de

Dipl.-Ing. Erwin **Jericho**
NMH Stahlwerke GmbH, Qualitätszentrale
Postfach 1344, 92231 Sulzbach-Rosenberg
Hauptstraße 51
D-92237 Sulzbach-Rosenberg
Tel.: 0049-9661-60-640.
Fax: 0049-9661-60-726.
e-mail: ejericho@nmh.de

Dipl.-Ing. Ronald **Krull**
Deutsche Bahn AG, Forschungs- und Technologie-Zentrum Kirchmöser
Am Südtor
D-14774 Brandenburg
Tel.: 0049-3381-812-339
e-mail: Ronald.Krull@bku.db.de

ObRat Dipl.-Ing. Dr. techn. Friedrich **Loibnegger**
Technische Universität Wien,
Technische Versuchs- und Forschungsanstalt
Karlsplatz 13/308
A-1040 Wien, Österreich
Tel.: 0043-1-58801-43061
Fax: 0043-1-58801-43092
e-mail: friedrich.loibnegger+e0303@tuwien.ac.at

Dipl.-Ing. (FH) Klaus **Meißner**
Hannoversche Straße 60,
D-04157 Leipzig.
Tel.: 0049-341-9127081
e-mail: w.klaus.meissner@gmx.de

Dipl.-Ing. Lothar **Muders**
Thyssen Schienen Technik GmbH, Leitung Qualitätswesen
Kaiser - Wilhelm - Straße 100
D-47166 Duisburg
Tel.: 0049-203-52 28563
Fax.: 0049-203-52 24839
E-Mail: muders@tst.thyssen.com

Dr. Peter **Pointner**

Voest-Alpine Schienen GmbH & Co KG
Kerpelystraße 199, Postfach 1
A-8704 Leoben-Donawitz, Österreich
Tel.: 0043-3842-202-4155,
Fax: 0043-3842-202-97
e-mail: peter.pointner@va.schienen.at

Dipl.-Ing. Matthias **Proksch**

Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg
Institut für Maschinenkonstruktion,
Universitätsplatz 2
D-39106 Magdeburg
Tel.: 0049-391-67-12648
Fax: 0049-391-67-11244
e-mail: Matthias.Proksch@mb.uni-magdeburg.de

Dipl.-Ing. Nicole **Rotthäuser**

Thyssen Schienen Technik GmbH
Kaiser - Wilhelm - Straße 100
D-47166 Duisburg
Tel.: 0049-203-52 24439
Fax.: 0049-203-52 24839
e-mail: rotthaeuser@tstg.thyssenkrupp.com

Dipl.-Ing. (FH) Thomas **Schnitzer**

Fachhochschule Brandenburg – University of Applied Sciences,
Magdeburger Straße 50
D-14770 Brandenburg an der Havel
Tel.: 0049-3381-355-310,
Fax: 0049-3381-355-199
e-mail: schnitze@fh-brandenburg.de.

Dr. Wolfgang **Schöch**

Applications Manager
SPENO INTERNATIONAL SA
26, Parc Chateau-Banquet
Case postale 16
CH-1211 Genf 21, Schweiz
Tel: 0041 22 9064600, 0041 79 2007409,
Fax: 0041 22 9064601
e-mail: WS@speno.ch

Prof. Dr. Evgeni A. **Shur**

All-Russian Railway Research Institute (VNIIZhT)
10, 3-d Mytishchinskaya street
Moscow, Russia, 129851
Tel.: 007-095-2879485
Fax: 007-095-3321217
e-mail: shur@user.ru

Prof. Dr.-Ing. habil. Jürgen **Siegmann**
Technische Universität Berlin
Institut für Straßen- und Schienenverkehr
Fachgebiet Schienenfahrwege und Bahnbetrieb
Salzufer 17 – 19
D-10587 Berlin
Tel.: 0049-30-314-23314
Fax: 0049-30-314-25530
e-mail: JSiegmann@Railways.TU-Berlin.de

R. **Stock**, über: Dr. P. Pointner.

RegDir. Dr.-Ing. Hans-Martin **Thomas**
Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung
Abt. VIII: Materialschutz; zerstörungsfreie Prüfung
Unter den Eichen 87
D-12205 Berlin
Tel.: 0049-30-8104-1844
Fax: 0049-30-8104-3602
e-mail: hans-martin.thomas@bam.de

Prof. László **Tóth**, DsC
institute director,
Bay Zoltán Institute for Logistics and Production Systems,
MISKOLCTAPOLCA,
Bay Zoltá tér 1.
H-3519 HUNGARY
Tel.: 0036-46 560-110
Fax: 0036-46-369-438
e-mail: tlaszlo@alpha.bzlogi.hu

Dipl.-Ing. Roger **Uhrig**
Die Ingenieurwerkstatt GmbH,
Eltviller Landstraße 24
D-65346 Eltville/Rheingau
Tel.: 0049-6123-9963-0
e-mail: ru@ingenieurwerkstatt.de

Dr. Gerhard **Valenta**
Sachverständiger für Eisenbahnbautechnik,
20 Pasettistraße 46 Stg. 5
A-1200 Wien, Österreich
Tel./Fax: 0043-1-3333118

o. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Thomas Varga**
Technische Universität Wien
Technische Versuchs- und Forschungsanstalt
Werkstoffkunde und Materialprüfung
Karlsplatz 13/308
A-1040 Wien, Österreich
Tel.: 0043-1-58801-30830
Fax: 0043-1-58801-43099
e-mail: thomas.varga+e308@tuwien.ac.at

Dr. rer. nat. **Peter Veit**
Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg
Institut für experimentelle Physik
Universitätsplatz 2
D-39106 Magdeburg
Tel.: 0049-391-67-12479
Fax: 0040-391-67-18108
e-mail: peter.veit@physik.uni-magdeburg.de

Dr.-Ing. **Manfred Weiße**
NMH Stahlwerke GmbH,
Postfach 1344, D-92231 Sulzbach-Rosenberg
Hauptstraße 51
D-92237 Sulzbach-Rosenberg
Tel.: 0049-9661-60-766,
Fax: 0049-9661-60-726.
e-mail: mweisse@nmh.de

Dr.-Ing. **Axel Zimmermann**
Thyssen Schienen Technik GmbH
Kaiser - Wilhelm - Straße 100
D-47166 Duisburg
Tel.: 0049-203-52-246 92
Fax: 0049-203-52-24694
e-mail: zimmermann@tst.thyssen.com