

**„Zur Verschleißreduktion von Gleisen
in engen Bögen“**

Dissertationsschrift

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Florian Auer

Juni 2010

Zur Verschleißreduktion von Gleisen in engen Bögen

Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor der technischen Wissenschaften

von
Dipl.-Ing. Florian Auer

Wien, 7. Juni 2010

Eid

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

Ich versichere, dass ich diese Dissertation bisher weder im In- noch Ausland in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Danksagung

Für das Zustandekommen der vorliegenden Arbeit möchte ich mich ganz herzlich bei folgenden Personen bedanken:

bei meinen Brüdern samt Familien

bei meinen Eltern und Schwiegereltern

bei meinen Großeltern

bei meinen Cousins, Cousinen, Tanten, Onkeln

bei allen meinen Freunden

bei meinem „Doktorvater“ em.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Klaus Rießberger

bei o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Peter Veit

Dipl.-Ing. Michael Zuzic

Dipl.-Ing. Thomas Winkler und dem Technischen Museum Wien

Dr.-Ing. Walter Stahl

Dipl.-Ing. Herwig Mießbacher

Winfried Bösterling und Dipl.-Ing. Jörg Happe

bei allen Mitarbeitern der Österreichischen Bundesbahnen, insbesondere

Bahnmeister Georg Pumberger (†)

Bahnmeister Ernst Schweiger und seinem Team

Alfred Welzl

Dipl.-Ing. Werner Hanreich und seinem Team

Dipl.-Ing. Dr. techn. Bernhard Knoll und seinem Team

Dr. Gérard Presle

Peter Ledel

bei „meinem“ Messteam Ing. Andreas Zidan und Anton Friedl

Ing. Alfred Wöhhart

Dipl.-Ing. Johannes Stephanides

Dipl.-Ing. Dr. techn. Rudolf Schilder

Gewidmet

meiner Frau
Melanie

meinem Sohn
Florian Maximilian

...

Kurzzusammenfassung

In Kapitel 1 wird das Verschleißverhalten von historischen und aktuellen Bogengleiskonstruktionen diskutiert. Im speziellen wird auf die Verschleißerscheinungen an der direkten Schienenbefestigung (W-Befestigung) eingegangen.

Derzeit treten vor allem folgende Phänomene auf:

- Einseitiger Zwischenlagenverschleiß bei Verwendung von EVA-EPDM-Zwischenlagen.
- Seitliche Einarbeitungen des Schienenfußes in die Winkelführungsplatte.

Weiters kommt es vor allem in unbesohlenen Gleisbögen mit harten Zwischenlagen häufig zu einer raschen Schlupfwellenbildung.

In Kapitel 2 wird anhand von Parameterstudien eine Systemkonfiguration für die W-Befestigung erarbeitet, bei welcher es zu starken Verminderungen der hauptsächlichsten Verschleißmechanismen in Bogengleisen kommt.

Zuerst wird der Vorteil der feinperlitierten Schienengüte bei der Anwendung in Bögen herausgearbeitet. Die Stahlsorte R 350 HT besitzt demnach gegenüber der Standardgüte R 260 Vorteile hinsichtlich des abrasiven Seitenverschleißes, hinsichtlich der Neigung zur Rollkontaktermüdung und Schlupfwellenbildung.

Das Verschleißverhalten der Zwischenlagen wurde mit theoretischen Überlegungen hinterlegt und mittels des Oberbaumesssignals die Schienenneigung statistisch untersucht.

- Es konnte gezeigt werden, dass weiche Zwischenlagen zwar zu größeren Schienenkippen führen, die Randdruckspannungen an den der Gleismitte abgewandten Seite jedoch nicht zunehmen.
- Der Verschleiß der untersuchten weichen Gummizwischenlagen ist geringer als die der steifen Standardvariante.

Aufbauend auf gängige Schlupfwellentheorien, im Besonderen der These von Stephanides, wurden Parameterstudien mit unterschiedlichen Zwischenlagen und Schwellenbesohlungen durchgeführt. Umfangreiche messtechnische Untersuchungen belegen die erarbeiteten Ergebnisse:

- Ursache für die Schlupfwellenbildung sind Schwebungsvorgänge zwischen Rad und Schiene, vor allem leichte Radsätze können die kombinierten Torsions- und Biegeschwingungen auf die Schienenoberfläche übertragen.
- Zwischenlagen wirken schlupfwellenhemmend, wenn die dynamische Steifigkeit c_{stat} kleiner als 150 N/mm ist. Die weichen Zwischenlagen führen zur teilweisen Entkopplung der Schienen- und Schwellenschwingungen.
- Schwellenbesohlungen verhindern das Auftreten von partiellen Hohllagen unter den Schwellenköpfen. Da diese bei der Entstehung von Schlupfwellen eine große Rolle spielen, wirkt der Einsatz von Schwellenbesohlungen schlupfwellenhemmend.

Daraus wurde für Bogengleise mit $R < 600$ m folgende günstige Systemkonfiguration hinsichtlich Verschleißminderung erarbeitet:

- Anwendung des Schienenprofils 60 E1
- Einbau der feinperlitierten Stahlsorte R 350 HT
- Anwendung einer weichen Gummizwischenlage Zw 700 mit einem $c_{\text{dyn}} < 150$ N/mm
- Einbau der verstärkten Spannklemme Skl 28 mit zugehörigem Anziehdrehmoment
- Einbau von Schwellenbesohlungen

Abschließend wurden die Ergebnisse an einigen schlupfwellenfreien Bogengleisen evaluiert.

Short Summary

The wear behaviour of historical and new track systems in curved tracks is shown in Chapter 1. In particular the wear phenomena of the W14-fastening-assembly are discussed.

Actually the following problems occur in curves:

- Onesided rail pad wear when using the EVA-EPDM material.
- Lateral wear gaps in the angled-guide-plate.

Especially in curves with non supported concrete sleepers and stiff rail pads the rail corrugation is growing very quickly.

In Chapter 2 a sensitivity analysis is elaborated for the W14-assembly. This results in the definition of a track system that shows lightest wear in narrow curves.

First the advantage of the premium rail is worked out. Compared to the standard R 260 rail grade the rail grade R 350 HT shows less wear regarding the side wear, the headchecking and rail corrugation.

The wear behaviour of rail pads is then investigated via theoretical analysis and an analysis of the measurement signal rail inclination.

- Tracks with soft rail pads show a higher value of rail tilting. The compressive stresses at the exterior edge of the rail pad are smaller when using the soft solution.
- The wear rate of the soft rail pads is less than the wear of the stiff pads.

Based on the corrugation theory of Stephanides a sensitive analysis was worked out. The input values are different rail pad stiffnesses, various under sleeper pad types and the toe load force. Extensive on-site measurements are proving the results:

- The reason for the growth of rail corrugation is the phenomena of a heterodyne beat. When wheel and track have similar resonance frequencies rail corrugation starts to grow.
- Rail pads are delaying the rail corrugation growth when the dynamic stiffness c_{stat} is less than 150 N/mm. In this case the pads lead to a decoupling of rail and sleeper.
- Under sleeper pads help to avoid voids underneath the sleeper edges. These voids are an important reason for the rail corrugation growth. Therefore under sleeper pads are delaying the rail corrugation growth.

For curves with a radius of $R < 600$ m a wear reducing track configuration is established:

- Using the rail profile 60 E1
- Using the premium rail grade R 350 HT
- Using the premium rail grade R 350 HT
- Installation of rail pads Zw 700 with a dynamic stiffness of $c_{dyn} < 150$ N/mm
- Mounting the „strong“ clip Skl 28
- Installation of under sleeper pads

The results were proved on a couple of corrugation-free curved tracks.

Allgemeine Hinweise

Als Schriftart wurde für die Arbeit *Cambria* (11pt) gewählt. Damit wurden insbesondere alle eigenen Texte verfasst.

Textliche Quellen anderer Urheber sind in der Schriftart *Bauer Bodoni Std* gehalten. Die Quellenangaben, diese sind in eckigen Klammern gehalten, erfolgen am Ende des jeweiligen Satzes bzw. am Ende eines Absatzes. Ist ein ganzes Unterkapitel vollständig übernommen, erfolgt die Quellenangabe in der Kapitelüberschrift und am Ende des letzten Absatzes.

Quellenangaben von Bildern und Diagrammen befinden sich in den Bildunterschriften, welche entweder unter oder rechts neben den Abbildungen eingefügt wurden. *Der Text der Bildunterschrift ist kursiv mit 10 pt verfasst.*

Namen werden mit einer größeren Laufweite geschrieben.

Inhaltsverzeichnis

0	Aufgabenstellung	1
1	Erfahrungen mit Gleisen in engen Bögen.....	2
1.1.	Einleitung.....	2
1.2.	Das Gleis als „Permanent Way“	2
1.3.	Aufgaben der Befestigungsmittel in Gleisbögen.....	3
1.4.	Verschleißverhalten von Holzschwellengleisen.....	4
1.4.1	Holzschwellengleise mit Flachschiene.....	4
1.4.2	Holzschwellengleise mit Stuhlschiene.....	4
1.4.3	Holzschwellengleise mit Breitfußschienen	5
1.4.3.1	Die Befestigungsmittel	6
1.4.3.2	Zustand der Schwellenschrauben.....	14
1.4.3.3	Einpressungen der Rippenplatten in das Schienenauflager.....	15
1.4.3.4	Holzschwellenproduktion bei den ÖBB – Stand 2009	15
1.4.3.5	Herstellen eines lückenlosen Gleises in engen Bögen.....	16
1.4.4	Aktuelle Einsatzbedingungen für Holzschwellengleise im Netz der ÖBB	17
1.4.5	Resümee und Möglichkeiten zur weiteren Verschleißreduktion bei Holzschwellengleisen	18
1.5.	Verschleißverhalten von Betonschwellengleisen.....	19
1.5.1	Gründe für den Einsatz von Betonschwellen.....	19
1.5.2	Besondere Auflagerbedingungen bei Betonschwellen	19
1.5.3	Schwellenformen.....	20
1.5.3.1	Schlaff bewehrte Einblockbetonschwellen.....	20
1.5.3.2	Gelenkschwellen	20
1.5.3.3	Zweiblockbetonschwellen	21
1.5.3.4	Einblockbetonschwellen aus Spannbeton	22
1.5.3.5	Sonderformen zur Erhöhung des Querverschiebewiderstands	29
1.5.4	Schwellenbesohlung.....	32
1.5.4.1	Anforderungen an Materialien und Verbund	32
1.5.4.2	Schotterschonung durch den Einsatz von Schwellenbesohlungen	33
1.5.4.3	Vertikale Gleiseinsenkung	36
1.5.4.4	Erfahrungen mit Bogengleisen mit Schwellenbesohlung.....	37
1.5.5	Schienenbefestigung	38
1.5.5.1	K-Befestigung.....	38
1.5.5.2	Pandrol-Befestigung.....	39
1.5.5.3	W-Befestigung (unmittelbar und elastisch)	40
1.5.6	Zwischenlagen	44
1.5.6.1	Notwendige Elastizität zwischen Schiene und Betonschwelle.....	44
1.5.6.2	Pappelholzzwischenlagen.....	45
1.5.6.3	Zwischenlagen aus Gummi und Kunststoff.....	45
1.5.6.4	Versuchsabschnitt „Verschleißarme Zwischenlagen“	50
1.5.7	Schraube-Dübel-Paarung.....	51

1.5.7.1	Wellendübel.....	51
1.5.7.2	Kunststoffdübel.....	52
1.5.8	Verschleißverhalten von Betonschwellengleisen in engen Bögen	54
1.5.8.1	K-Befestigung.....	54
1.5.8.2	Pandrol-Federbügel-Befestigung.....	54
1.5.8.3	W-Befestigung.....	55
1.5.9	Schlupfwellenbildung	56
1.5.10	Einsatzkriterien für Betonschwellen im Netz der ÖBB	60
1.6.	Verschleißverhalten der Schiene	61
1.6.1	Geschichtliche Entwicklung bis 1914	61
1.6.2	Geschichtliche Entwicklung ab 1914	63
1.6.3	Entwicklung des Schienenmaterials.....	65
1.6.4	Verschleißverhalten der Schienen	67
1.6.4.1	Abrasiver Materialverschleiß.....	67
1.6.4.2	Rollkontaktermüdung	68
1.6.4.3	Materialermüdung.....	69
2	Parameterstudien.....	70
2.1.	Einleitung.....	70
2.2.	Bestimmung der Rad-Schiene-Kräfte in Bögen	70
2.2.1	Führungskraft Y	70
2.2.2	ARGOS-Messstellen.....	72
2.2.3	Querkräfte	73
2.3.	Schienenverschleiß.....	75
2.3.1	Bestimmung des Schienenquerprofils.....	75
2.3.2	Oberbaudatenbank „Gläserner Fahrweg“	75
2.3.3	Abrasiver Schienenseitenverschleiß in Bögen.....	76
2.3.4	Rollkontaktermüdung	77
2.3.5	Schlussfolgerungen.....	78
2.4.	Einfluss von Schwellenbesohlungen auf das vertikale und horizontale Verhalten von Bogengleisen.....	79
2.4.1	Vertikales Verformungsverhalten des Gleises	79
2.4.1.1	Zimmermann-Verfahren	79
2.4.1.2	Ergebnisse SNCF.....	80
2.4.1.3	Gleisverformungsmessungen im Netz der ÖBB.....	80
2.4.1.4	Biegeverhalten von Betonschwellen.....	83
2.4.1.5	Biegebeanspruchung von besohlenen Betonschwellen.....	85
2.4.1.6	Setzungsverhalten von Gleisen mit Schwellenbesohlung	86
2.4.2	Horizontales Verformungsverhalten von Gleisen.....	87
2.4.2.1	Laterale Gleisstabilität in Bogengleisen.....	87
2.4.2.2	Horizontale Gleislagequalität von Bogengleisen mit Schwellenbesohlungen	87
2.5	Zwischenlagenverschleiß.....	88
2.5.1	Beanspruchung der Zwischenlagen.....	88

2.5.1.1	Kraftableitung des Gleisrosts in lateraler Richtung.....	88
2.5.1.2	Übertragung des Biegemomentes	89
2.5.1.3	Eingeleitete Biegemoment.....	89
2.5.1.4	Vereinfachte Annahmen.....	90
2.5.1.5	Schienenkopfauslenkung und reaktives Moment im Schienenstützpunkt	90
2.5.1.6	Parametervariationen an einem frei geschnittenen Schienenstützpunkt.....	92
2.5.1.7	Torsionsträgheitsmoment der Schiene.....	98
2.5.1.8	Messung der Schienenkopfauslenkung und Ermittlung der Randdruckspannung .	98
2.5.2	Verschleißparameter Schienenneigung.....	101
2.5.2.1	Oberbaumesssignal Schienenneigung.....	101
2.5.2.2	Einseitiger Materialverschleiß.....	102
2.5.3	Zeitpunkt zum Tausch der Zwischenlagen	102
2.5.4	Verschleißraten der Zwischenlagen.....	103
2.5.4.1	EVA-EPDM-Zwischenlagen.....	103
2.5.4.2	Zwischenlagen aus Gummi.....	104
2.5.4.3	Zwischenlagenversuchsabschnitt Scheifling - Mariahof.....	105
2.5.5	Materialuntersuchungen.....	105
2.5.6	Schlussfolgerungen.....	105
2.6	Seitlicher Verschleiß an der Schienenbefestigung	106
2.6.1	Schienenfußabstand.....	106
2.6.2	Detektion von Schadstellen.....	107
2.6.3	Schlussfolgerungen.....	108
2.7	Schlupfwellenbildung.....	109
2.7.1	Theorien zur Schlupfwellenentstehung.....	109
2.7.1.1	Relativbewegung Rad -Schiene.....	109
2.7.1.2	Schwingungserscheinungen an den Rädern	109
2.7.1.3	Frequenzgang des Gleises.....	110
2.7.1.4	Messungen im Brixental 2001	112
2.7.1.5	Schlupfwellenthese Stephanides	112
2.7.2	Entstehung von Schlupfwellen	113
2.7.2.1	Verformungsmessungen am schlupfwellenfreien Gleisbogen bei St. Pölten	113
2.7.2.2	Messungen der Schienenoberfläche	116
2.7.2.3	Resonanzüberhöhungen.....	117
2.7.2.4	Verhältnis Schienenkippen und Schieneneinsenkung im Bereich von Schlupfwellen	119
2.7.2.5	Hohllagen.....	122
2.7.3	Einfluss der Zwischenlagensteifigkeit auf die Schlupfwellenbildung	123
2.7.3.1	Versuchsaufbau Zwischenlagenversuchsstrecke Scheifling – Mariahof	123
2.7.3.2	Zwischenlagensteifigkeiten.....	123
2.7.3.3	Schlupfwellenamplitude, Schlupfwellenfrequenz	124
2.7.3.4	Schlupfwellenamplituden.....	127
2.7.3.5	Achslagerbeschleunigung	128
2.7.3.6	Schwingungsentkopplung.....	129
2.7.3.7	Versteifung der Zwischenlagen	130
2.7.4	Einfluss von Hohllagen auf die Schlupfwellenbildung.....	131

2.7.4.1	Schwingungsverhalten von Schwellen mit Hohllagen.....	131
2.7.4.2	Häufigkeit von Hohllagen unter den Schwellen.....	132
2.7.5	Theoretische Verschleißüberlegungen zur Schlupfwellenbildung.....	134
2.8	Beispiele für Bogengleise.....	136
2.8.1	Bf Schlöglmühl, Gleis 1.....	136
2.8.2	Bruck – Übelstein, Gleis 1.....	136
2.8.3	Scheifling – Mariahof, Gleis 2.....	137
2.8.4	Ausfahrt St. Pölten Richtung Tulln – HDS-Schwellen.....	137
2.8.5	Scheifling – Mariahof, Vergleich Standard- zu verschleißoptimiertem Bogengleiskonfiguration.....	138

0 Aufgabenstellung

Es gibt mehrere Gründe sich aktuell mit dem Thema der Verschleißminderung in Bogengleisen zu beschäftigen.

- Aufgrund der längeren Standzeiten von feinperlitierten Schienen in Bögen gewinnt das Thema Langlebigkeit der Befestigungsmittel und Zwischenlagen zunehmend an Bedeutung. Früher wurden die Befestigungsmittel beim Schientausch mitgewechselt. Längere Standzeiten der Schienen erfordern demnach auch höhere Anforderungen an das Verschleißverhalten der Befestigungsmittel.
- Durch den Einsatz von Schwellenbesohlungen kommt es zu Änderungen im Elastizitätsaufbau von Betonschwellen. Die Auswirkungen auf die Schlupfwellenbildung sind einer Untersuchung zu unterziehen.
- Der Ankauf eines Messequipments erlaubt die Messung von verschiedenen Gleisverformungen. Theoretische Modellannahmen können damit evaluiert werden.
- Schlussendlich darf auf den wirtschaftlichen Aspekt nicht vergessen werden. Bogengleise sind in einer Life-Cycle-Betrachtung bis zu dreimal so teuer wie Gleise in Geraden. Verschleißfreundliche Bogengleise können gerade bei der ÖBB Infrastruktur, die eine Vielzahl engen Gleisbögen aufweist, zu einer nachhaltigen Kostenverbesserung führen.

Das Ziel dieser Arbeit ist daher die Entwicklung einer verschleißoptimierten Systemkonfiguration für Bogengleise.

Als Mittel zur Erarbeitung eines verschleißfreundlichen Bogengleisen werden mehrere Parametervariationen durchgeführt. Damit sollen die Auswirkungen verschiedener elastischer Komponenten auf das Verschleißverhalten und die Schlupfwellenbildung bestimmt werden.

Die Ergebnisse werden abschließend an einigen Bogengleisen evaluiert.

1 Befundaufnahme Gleise in engen Bögen

1.1 Einleitung

Immer weiter steigende Verkehrslasten, Reisegeschwindigkeiten und Achslasten haben trotz der langen Eisenbahngeschichte dazu geführt, dass das Gleis auch heute noch Veränderungen unterliegt. Dies trifft speziell auf die durch die Bogenlaufkräfte zusätzlich beanspruchten Gleise in Bögen zu. Bogengleise, welche im Netz der ÖBB aufgrund der Topografie in einer Vielzahl vorhanden sind.

In der vorliegenden Arbeit wird das Verschleißverhalten in engen Gleisbögen beschrieben und der Einfluss von elastischen Elementen herausgearbeitet. Diese elastischen Komponenten im Gleis können je nach Parameterkonstellation zu einer weiteren Verschleißreduktion und Verlängerung der Standzeiten führen.

In Kapitel 1 wird eine Befundaufnahme des Systemverhaltens aus der Analyse von Erfahrungsberichten über das Verschleißverhalten von Gleisen in engen Gleisbögen durchgeführt.

Als Quellen werden hauptsächlich folgende Veröffentlichungen und Berichte verwendet:

- Geschichte der Eisenbahnen der Österreichisch-Ungarischen Monarchie Band VIII (MDCCCXCVIII).
- Führer durch die Sammlung Oberbau des Technischen Museums Wien (1964).
- Veröffentlichungen von Prof. Hermann Meier - Technische Hochschule München in den 1960er Jahren.
- Veröffentlichung „Die Betonschwelle“ von Dr. Adalbert Doll (1957).
- Artikel „Der Einsatz der Betonschwellen im Netz der ÖBB“ von Dr. Rudolf Schilder.
- Eigene Berichte über Gleisbegehungen

Das Kapitel 1 ist in verschiedene Themenblöcke gegliedert:

- Das Gleis als „Permanent Way“
- Verschleißverhalten von Holzschwellengleisen
- Verschleißverhalten von Betonschwellengleisen (inkl. Schlupfwellenbildung)
- Verschleißverhalten der Schiene

Die Bogenradien werden, wenn nicht näher angegeben, wie folgt eingeteilt:

- Enge Bogenradien: $250 \text{ m} \leq \text{Bogenradius } R \leq 600 \text{ m}$
- Sehr enge Bögen: $\text{Bogenradius } R < 250 \text{ m}$

1.2 Das Gleis als „Permanent Way“

Instandhaltungsaufwendungen finden sich in der Bilanz eines Infrastrukturbetreibers auf der Ausgabenseite. Nachhaltige wirtschaftliche Vorteile durch Verlängerung der Standzeiten werden nicht abgebildet. Geschichtlich gesehen wird speziell bei den Gleis- und Weichenanlagen häufig der Versuch unternommen Geld „schnell“ einzusparen. Das Ziel des Eisenbahningenieurs ist es daher möglichst instandhaltungsarme Gleiskonfigurationen zu erarbeiten, gleichzeitig dürfen die eingesetzten Komponenten nicht überdimensioniert sein. Czuba [3] hat diesen Sachverhalt wie folgt beschrieben:

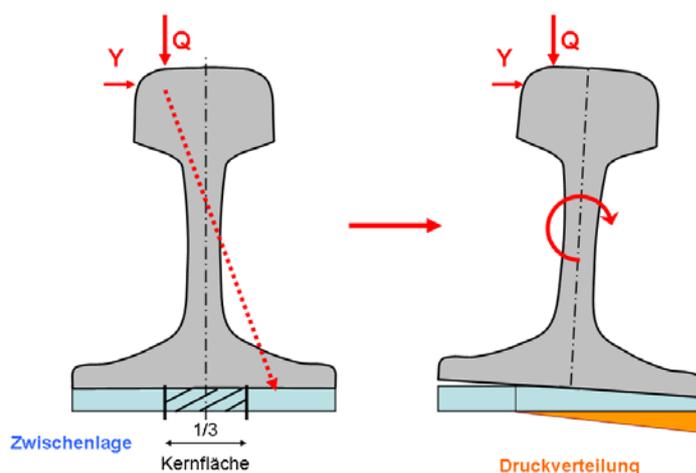
Beim Bau und Betrieb der ersten Dampfeisenbahnen war man noch nicht in der Lage, über den Verschleiß der Oberbaustoffe und die Erhaltung der Gleisanlagen ein auch nur annähernd zutreffendes Urteil zu fällen. Man unterschätzte den Einfluss der rollenden Betriebslast auf Gleise so sehr, dass man bei der Festlegung des Erneuerungsfonds zwar die Abnutzung der Gebäude und den Ersatz der Fahrzeuge wohl berücksichtigte, die Erneuerung und die Erhaltung des Oberbaues

aber oft vernachlässigte oder vergaß. Auch der Ausdruck „Permanent Way“, den man damals in England für das Eisenbahngleis prägte, weist darauf hin, dass man die Fahrbahn für unverwüstlich hielt. [3]

Im Vergleich zu den großen Mühen und Kosten, die man bei den Vorarbeiten des Bahnbaues, bei der Herstellung des Unterbaues, der Brücken, Tunnels und Hochbauten anwandte, wurde das Verlegen des Gleises manchmal viel zu eilig und nachlässig ausgeführt. Die „eiserne Bahn“ blieb auch sonst anfänglich in der Entwicklung hinter dem Triebfahrzeugbau zurück. Mit zunehmenden Achslasten, Geschwindigkeiten und Zugdichten zeigten sich daher bald große Mängel in der Gleislage, insbesondere an den Schienenstößen, den schwächsten Stellen des Oberbaues. Damit begannen auch die Bemühungen um eine Verbesserung der Oberbaukonstruktion wie Verstärkung der Schienen, Verbesserung der Schienenbefestigungen und der Stoßausbildung, Verminderung der Anzahl der Stöße durch Verlegung längerer Schienen; Bemühungen, die natürlich nicht frei von gelegentlichen Fehlern und Rückschlägen waren. Man erkannte weiters, dass eine sorgfältige und genaue Gleisverlegung mit dazu beitrug, die Liegedauer des Gleises zu verlängern. Die Erkenntnis aber, dass es hierzu auch einer ständigen, planmäßigen Gleispflege bedarf, setzte sich erst verhältnismäßig spät durch. [3]

1.3 Aufgaben der Befestigungsmittel in Gleisbögen

Die Resultierende aus Vertikal- und Lateralkräften kommt in Bogengleisen häufig außerhalb der



Kernfläche der Zwischenlage zu liegen (Abb. 1.1). Das eingebrachte Biegemoment der Schiene führt zu einem Kippen der Schiene. Das Schienenkippen kann durch zwei konstruktive Lösungen begrenzt werden:

Abb. 1.1: In Bogengleisen kommt es häufig zum Kippen der Schiene, da die Resultierende aus Vertikal- und Lateralkräften außerhalb der Kernfläche der Zwischenlage zu liegen kommt.

- Der Schienenkopf wird gegen die Schwelle über einen Rahmen abgestützt. Ein Biegemoment innerhalb der Schiene kann mit dieser Konstruktion nicht mehr auftreten. Das Schienenkippen somit verhindert. Das Beispiel zeigt eine schwedische Bogengleiskonstruktion aus 1931 (Abb. 1.2).



Abb. 1.2: Der eingeschlagene Holzkeil zwischen Schienenkopf und Holzschwelle sorgte bei alten Bogengleisen für einen Kippschutz der Schienen. (entnommen dem Film Kronans rallare)

- Bei modernen Gleiskonstruktionen mit direkter Schienenbefestigung (z.B. W14-Schienenbefestigung) muss der Schienenfuß jeweils gleismittig gegen übermäßiges Abheben gehalten werden. Die Schraube-Dübel-Paarung muss dabei auf die auftretenden Zugbeanspruchungen dimensioniert werden.

1.4 Verschleißverhalten von Holzschwellengleisen

1.4.1 Holzschwellengleise mit Flachschienen

Auf leichten eisernen Flachschienen, von hölzernen, auf Schotter gebetteten Langschwelen getragen, rollten die Wagen der Pferde-Eisenbahn von Budweis nach Linz und rollten auch die ersten Locomotiven O^esterreichs; denn die Kaiser Ferdinands-Nordbahn war durch die Verspätung der in England bestellten Schienen darauf angewiesen, ihren Oberbau nach dem Muster der Pferdeisenbahnen herzustellen: eiserne Flachschienen, mit Holzschrauben auf hölzernen Langschwelen befestigt, die auf einem in parallele Gräben unter den Schwelen eingebrachten Schotter- oder Steinsatzkörper lagerten (Abb. 1.3). [2]



Abb. 1.3: Weichenkonstruktion mit Flachschienen auf der «Holz- und Eisenbahn» Mauthausen (später Linz) nach Budweis. Diese Konstruktion, anfangs auch auf der Nordbahn eingesetzt, hielt einem Lokomotiv-Betrieb nicht Stand. (Ausstellungsstück TMW)

Diese Geleise-Construction hielt unter den Angriffen des Locomotiv-Betriebes nicht lange stand; die Befestigung der Flachschienen auf den Langschwelen erwies sich als nicht genügend dauerhaft und die mittlerweile aus England eingetroffenen Oberbau-Bestandtheile ermöglichten der Nordbahn den Ersatz dieses Geleises und den Weiterbau der Bahn nach Brünn mit einer Oberbau-Construction nach englischer Bauweise. [2]

Die eingesetzten Wagen auf der Pferdeisenbahn Linz - Budweis hatten noch Kutschenform, waren aber in anderer Hinsicht sehr fortschrittlich. Die mittels einer

Kreuzanker-Verbindung drehbar gelagerten Achsen ermög-

lichten in Bogenfahrten eine Radialstellung der Räder, welche zu einer Verminderung der Bogenlaufwiderstände und zur Verschleißreduktion an Rädern und Schienen führte.

1.4.2 Holzschwellengleise mit Stuhlschienen

Das von der Nordbahn 1838 gewählte englische Geleise war ein Querschwellen-Oberbau; die Schienen mit pilzförmigem Querschnitt wogen $19 \frac{1}{2}$ kg pro Meter, waren in gusseisernen, auf den Querschwellen aufgenagelten Stühlen gelagert und mit Holzkeilen befestigt. Anordnung und Dimensionierung der Bestandtheile erwiesen sich für die damaligen Verhältnisse als mustergiltig; das Geleise bot einen ausreichenden Widerstand gegen die Wirkungen der darauf verkehrenden Locomotiven, deren stärkster Achsendruck allerdings nur 6 t betrug (Abb. 1.4). [2]

Interessant ist die Befestigung der Schienenstühle, die Anordnung der Nägel ist anders als bei späteren Konstruktionen symmetrisch. Dies ist auf die sehr geradlinige Trassierung der Nordbahn zurückzuführen, eine stärkere Schienenbefestigung an den inneren, gleismittigen Seiten (Nägel bzw. Schrauben erfahren Zugbelastung in engen Bögen) war hier nicht notwendig.

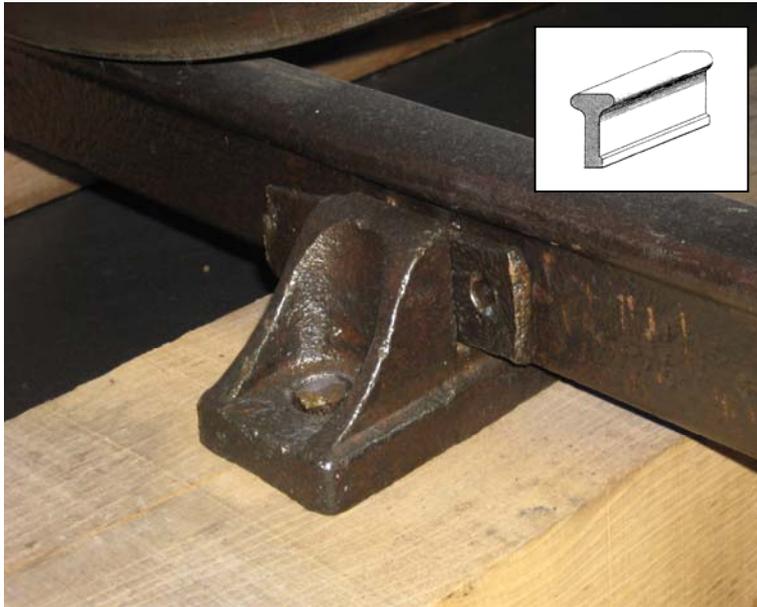


Abb. 1.4: Auf der Nordbahn wurde nach dem Flachschiene-Oberbau ein aus England stammendes Gleis mit Hochschienen und gusseisernen Schienenstühlen eingesetzt. Die Stühle waren mit Nägeln befestigt. (Ausstellungsstück TMW)

der Nordbahn, schrieb zu jener Zeit: »Die Sicherheit und Regelmässigkeit des Verkehrs waren gefährdet, die Abnützung des Geleises und der Fahrzeuge zeigten sich in allzustarkem Masse, es sind viele Brüche an Schienen und an Chairs vorgekommen.« [2]

Unter diesen Umständen kam das Geleise nach englischer Bauweise eigentlich unverdientermassen in Verruf und fand das Beispiel der Wien-Gloggnitzer Bahn umso mehr Anklang, als man mittlerweile in Deutschland bei der Leipzig-Dresden Bahn mit einem Querschwellen-Oberbau, bei dem breitfüssige Schienen ohne Vermittlung von Stühlen direct auf den Querschwellen mit Nägeln befestigt waren, gute Erfolge erzielt hatte. [2]

Der Einsatz von Fischbauschienen (gelagert auf Steinquadern) auf einem Teilabschnitt der Linz-Budweis-Pferdeeisenbahn findet hier nur Erwähnung. Nachteilig wirkten sich auch dort die erhöhten Erhaltungsaufwendungen bei den Stühlen aus.

1.4.3 Holzschwellengleise mit Breitfußschienen

Von grosser Bedeutung für die Entwicklung des Oberbaues erscheint der Bau der Eisenbahn von Wien nach Gloggnitz. Auf der Theilstrecke derselben von Neustadt nach Neunkirchen (1842) finden wir nämlich eine Flachschiene (auf Querschwellen mit Langschwellen-Construction) verlegt, deren Querschnitt etwa in einem Drittel der Höhe eine schwache Einschnürung aufweist. Dieses Profil ist der Vorläufer der breitfüssigen Schiene in Österreich. Die Gestalt dieser ersten breitbasigen Schiene Österreichs ist im Allgemeinen ziemlich gedrungen. Der Fuss ist nahezu gleichmässig hoch, der Steg kurz, der Kopf niedrig. Die Schiene war 5m lang, hatte ein Gewicht von 26,5 kg pro Meter und besass bei einer Entfernung der Stützpunkte von 126 cm eine Tragfähigkeit von 3,8 t. [2]

Im Jahre 1846 finden wir auf österreichischen Bahnen die erste Anwendung der breitfüssigen Schiene in Verbindung mit Querschwellen ohne Langschwellenunterstützung, und zwar auf der Strecke Wien nach Bruck an der Leitha. [2] Bezeichnend ist auch hier, dass die neue Konstruktion zuerst im geraden Gleis getestet wurde.

Bemerkenswerth ist der Oberbau der Semmeringbahn mit Schienen von 42,5 kg pro Meter und einem wohlgefügtten Holzroste aus Lang- und Querschwellen (Abb. 1.5). [2]

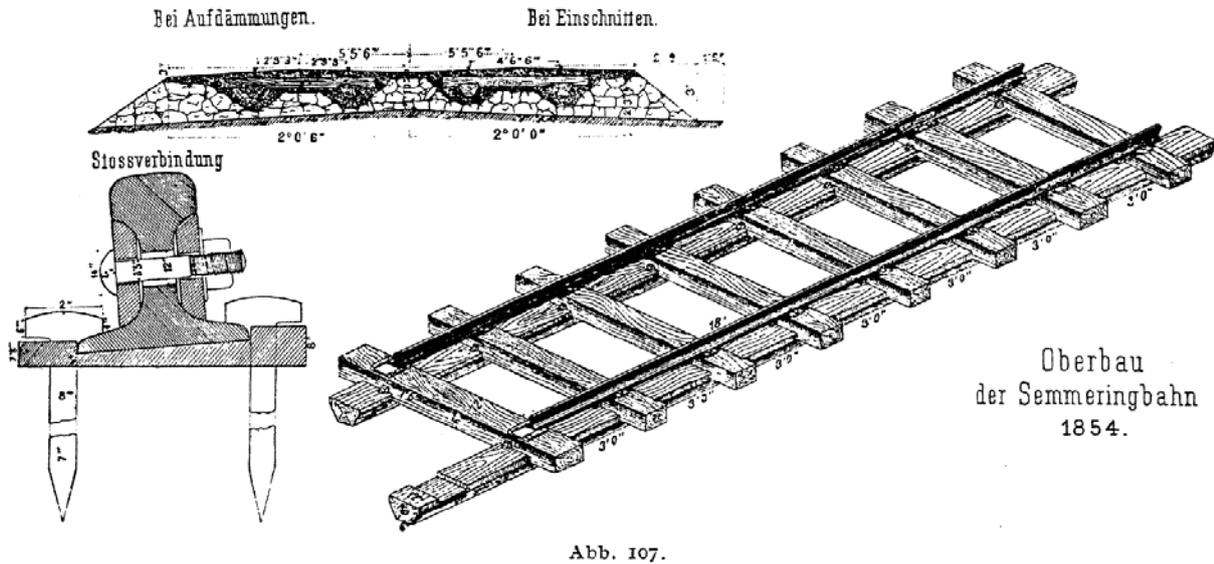


Abb. 107.

Abb. 1.5: Beim Bau der Semmeringbahn wurde den Kräften in den engen Bogenradien Rechnung getragen. Der Gleisrost ist robust dimensioniert, die Schienen weisen bereits ein Gewicht von 42,5 kg auf. [2]

1.4.3.1 Die Befestigungsmittel

Bei den aus breitfüßigen Schienen hergestellten Geleisen wurde die Schiene unmittelbar mit Hakennägeln auf die Schwelle genagelt. Durch die Anwendung der Unterlagsplatten mit aufsteigenden Rändern erhöhte man den Widerstand dieser Befestigung und steigerte ihn noch wesentlich durch die Verwendung von Tyrefonds [Schraubennägeln] und durch die Verdopplung der Anzahl der Nagelstellen. Die Vortheile der Chairbefestigung — bei welcher die Befestigung der Schiene unabhängig von jener der Schwelle erfolgt — wurden durch diese Nägelbefestigung allerdings nicht erreicht. [2]

Es trat sohin in Oesterreich, wo schnelle und schwere Züge auf stark gekrümmten Bahnen zu befördern sind, das Bedürfnis nach Vervollkommnung der Befestigungsmittel in grösserem Masse hervor, als zum Beispiel in England, und wir finden daher bei unseren Ingenieuren die eingehendsten Bestrebungen auf Verbesserung der Schienenbefestigung; wir nennen in dieser Sicht Pollitzer's Spannplatten-Befestigung, Hohenegger's Kremenplatte, dessen Spannplatte, Heindl's Spannplatte mit der seinem eisernen Oberbau angehörenden Befestigungsart u. A. (Abb. 1.6). [2]

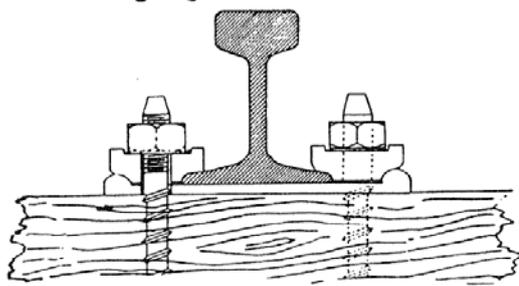


Abb. 120. Unterlagsplatte. [System Pollitzer.]

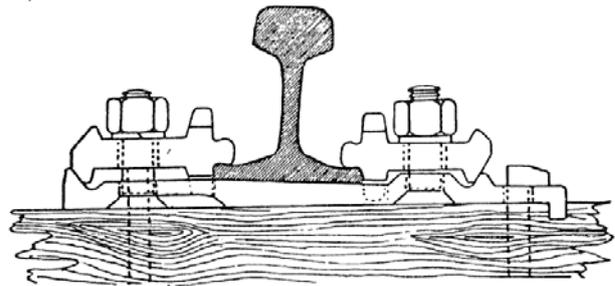


Abb. 121. Spannplatte. [System Hohenegger.]

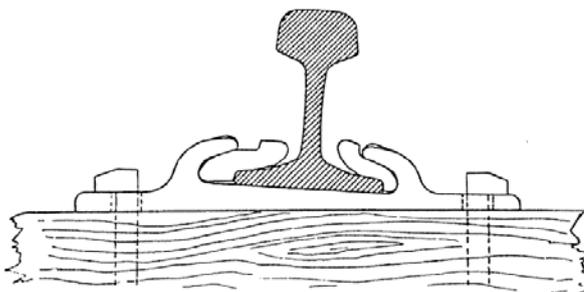


Abb. 122. Krempenplatte. [System Hohenegger.]

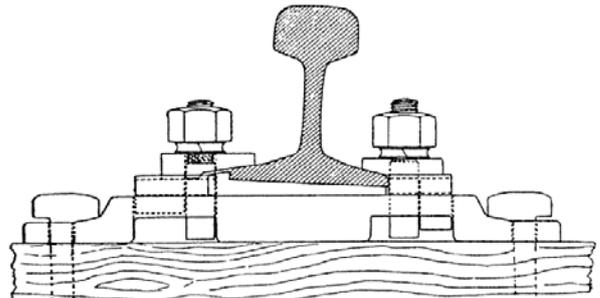


Abb. 123. Stuhlplatte. [System Heindl.]

Abb. 1.6: Im 19ten Jahrhundert wurden speziell für das stark gekrümmte österreichische Eisenbahnnetz verschiedenste Befestigungssysteme mit unterschiedlichem Erfolg entwickelt. [2]

Im Folgenden werden einige Beispiele in Hinblick Verschleißverhalten in Bögen näher diskutiert:

Unmittelbare Schienenbefestigung mit Hakennägeln ohne Unterlagsplatte - starr

Diese Befestigungsarten sind die ältesten und unterscheiden sich untereinander nur durch die ausschließliche oder gemischte Verwendung von Nägeln und Schrauben. Die Schäfte der

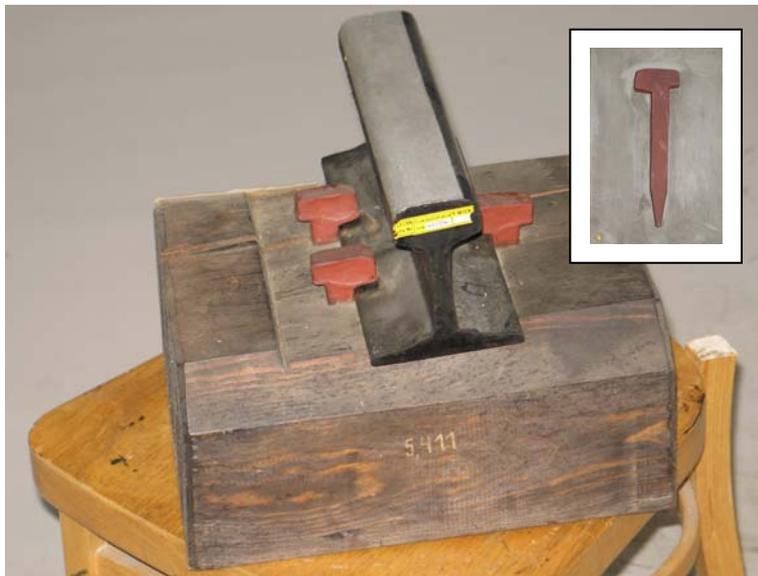


Abb. 1.7: Unmittelbare Schienenbefestigung mit Hakennägeln ohne Unterlagsplatte

Schienenform XXIVa der ehem. k. k. Österr. Staatsbahnen und ÖBB. Die Nägel sind so angeordnet, dass nicht zwei Nägel in die gleiche Holzfasern kommen, um ein Spalten des Holzes zu vermeiden. (Foto: TMW)

eingeschlagen sondern eingedreht und beim Anziehen nicht überdreht wurde, da sonst der Gewindengang im Holz zerstört ist. [3]

Schiffen Nägel waren und sind meist parallelkantig (Abb. 1.7). Es gab Ausführungsformen, bei denen die Kanten mit Widerhaken versehen waren, um die Haftkraft zu vergrößern. [3]

Anfangs wurden die Schienen Nägel kegelförmig oder pyramidenförmig scharf zugespitzt. Wegen der Gefahr der Aufspaltung der Holzschwelle ging man später zur Keilform mit Schneide über. [3]

Bei den Schwellenschrauben wurde der Vorteil der Schwellenschraube gegenüber dem Schienen Nagel hinsichtlich Haftkraft stark überschätzt. Die Haftkraft der Schwellenschraube beträgt etwa das 1,5-fache eines gleichlangen Schienen Nagels. Diese größere Haftkraft wird nur dann wirksam, wenn die Schraube nicht überdreht wurde, da sonst der

Daher muss bei Verwendung von Schraubmaschinen das richtige Drehmoment eingestellt werden. Bei Zerstörung des Gewindeganges im Holz durch aufwärts gerichtete Kräfte, Seitenkräfte und Fäulnis vermindert sich die Haftkraft erheblich. [3]

Um ein baldiges Einpressen des Schienenfußes in die Schwelle zu vermeiden, wurden meist nur Hartholzschwellen verwendet. Aus diesem Grunde wurden in Frankreich um das Jahr 1880 versuchsweise etwa 7 mm dicke Filzzwischenlagen zwischen Schienenfuß und Schwelle eingelegt, die sich fünf bis zehn Jahre gehalten haben sollen. [3] Hier findet sich erstmals die Idee der Nutzungsdauerverlängerung durch den Einbau einer zusätzlichen elastischen Komponente.

Aufgrund der auftretenden Zugkräfte in den gleismittigen Befestigungselementen ist diese Seite mit zwei Nägeln stärker ausgeführt.

Unmittelbare Schienenbefestigung mit Doppelfedernägeln - Beispiel »Macbeth« - ohne Unterlagsplatte - federnd

Die Last des darüberrollenden Rades drückt den Schienenfuß in das Schwellenholz, was zu allmählich zunehmenden Eindrückungen führt. Diese haben eine Lockerung der Befestigungsmittel zur Folge. Während sich die Schiene unter jeder Radlast nach unten durchbiegt, wölbt sie sich in einem bestimmten Abstand vor und nach der Stelle der größten Durchbiegung nach oben auf. Wenn auch das Maß dieser Aufwölbung sehr gering ist, so erfolgen doch je Rad zwei Schläge nach oben und beschleunigen die Lockerung der Nägel oder Schrauben. [3]

Es konnte daher die starre und unmittelbare Schienenbefestigung ohne Unterlagsplatte bei größeren Achslasten und größerer Zugdichte nicht befriedigen, Die Entwicklung folgte zwei verschiedenen Wegen. [3]

Der eine der beiden Wege führte dazu, die Nägel oder Schrauben durch federnde Nägel zu ersetzen. Die Schläge nach oben werden durch die Kraft einer sich stärker spannenden Feder aufgefangen. Bei Auftreten einer bleibenden Eindrückung des Schienenfußes im Schwellenholz soll der Anpressdruck der federnden Nägel nur geringfügig abnehmen. Um die Eindrückungen des Schienenfußes gering zu halten, sollen nur Schienen mit einem den Radlasten entsprechend breiten Schienenfuß verwendet werden.

Der Weg der Verwendung federnder Nägel konnte erst in den Jahren nach 1930 erfolgreich beschritten werden, da vorher ein nicht zu rasch ermüdender und preisgünstiger Federstahl nicht vorlag. [3] Abb.1.8 zeigt den Doppelfedernagel »Macbeth«, welcher (ohne Unterlagsplatte) bis vor kurzem im Karawanken-Tunnel eingesetzt war.



Zwischen Schienenfuß und Schwelle ist eine Gummizwischenlage eingelegt. Die Doppelfedernägel sind gegen Rostangriff verzinkt. In geraden Gleisen hat diese Befestigung lange Standzeiten erreicht, wenngleich der Durchschubwiderstand im Laufe der Zeit drastisch abfällt und ein „Nachschlagen“ nicht sinnvoll ist. In Bögen zeigt diese Befestigungsart klare Nachteile, da ein Lösen und Wiederverspannen der Befestigung nicht möglich ist. Ein weitere Anforderung an Gleise in engen Bögen: die Befestigung muss sich auch im Betrieb leicht lösen und verspannen lassen.

Abb. 1.8: Unmittelbare Schienenbefestigung mit Doppelfedernägeln »Macbeth« ohne Unterlagsplatte (S 64)

Diese Schienenform mit dieser Befestigung haben die ÖBB im Karawanken-Tunnel im Jahre 1955 und im Tauern-Tunnel in den Jahren 1956 bis 1958 eingebaut. (Foto: TMW)

Unmittelbare Schienenbefestigung mit Unterlagsplatte - starr

Schon frühzeitig wurde festgestellt, dass die starren, unmittelbaren Schienenbefestigungen ohne Unterlagsplatte den Anforderungen nicht entsprechen. Der Schienenfuß wird durch die Last jedes darüberrollenden Rades in das Schwellenholz gepresst. Diese dauernden, zunehmenden Eindrückungen verursachen eine allmählich zunehmende Lockerung der Befestigungsmittel. Die weiteren Folgen sind Kanten und seitliches Verschieben der Schienen, vor allem in Bogengleisen.



Abb. 1.9: Genagelte Holzschwellengleise (v.a. in den USA verwendet) weisen einen geringen Widerstand gegen Hochziehen der Nägel und damit seitliches Kippen der Schiene auf. Deshalb wird in diesen Gleisbögen auch heute noch ein Kippschutz angebracht. (Foto: DI Dr. Jochen Holzfeind)

Diesen beiden Erscheinungen versuchte man anfangs mit unzulänglichen Mitteln zu begegnen. Es wurden die Stege der beiden Schienen mit Spurstangen verbunden. In einigen Ländern wie Deutschland, Schweden, Amerika, wurden an den Schienenaußenseiten der Bogenaußenschienen Schienenstützen, Knaggen aus Holz oder Eisen, angebracht. [3] Diese Konstruktion findet sich auch heute noch in vielen Gleisen (mit Unterlagsplatte) Nordamerikas (Abb. 1.9). Ein „turn-over“, das Versagen des Gleisrosts durch übermäßige Schienenkopfauslenkung wird somit verhindert.

Die Entwicklung führte schon bald zu den starren, unmittelbaren Schienenbefestigungen mit Unterlagsplatte.

Um ein baldiges Einpressen des Schienenfußes in das Schwellenholz zu verhindern, wird zur Verteilung des Schienendruckes auf eine größere Fläche der Schwelle eine Unterlagsplatte zwischen Schienenfuß und Schwelle eingelegt. Schiene und Unterlagsplatte werden gemeinsam mit Nägeln oder Schrauben auf der Schwelle festgehalten. [3]

Bei den „Planplatten“ sind Schienenaufleger und Schwellenaufleger parallel. Die Schienenneigung wird durch entsprechende Bearbeitung der Schwelle hergestellt. Bei Unterlagsplatten mit geneigtem Schienenaufleger - in Österreich ist hierfür die Bezeichnung „Keilplatten“ gebräuchlich - ist die Neigung des Schienenauflegers gegen das Schwellenaufleger gleich der Schienenneigung. [3]

Die Randleisten neben dem Schienenaufleger sollen verhindern, dass die Seitenkräfte zur Gänze auf die Nägel oder Schrauben übertragen werden. Durch die Randleisten werden die Seitenkräfte auf die ganze Unterlagsplatte übertragen (Abb. 1.10). Solange die Befestigungsmittel die Unterlagsplatte fest an die Schwelle drücken, wird der überwiegende Teil der Seitenkräfte durch die Reibung zwischen Unterlagsplatte und Schwelle auf diese übertragen. Anfangs wurden Unterlagsplatten nur am Schienenstoß verwendet, da dort die Schienen besonders rasch in das Schwellenholz eingedrückt werden. Das sollte eine beide Schienenenden gemeinsam tragende Unterlagsplatte verhindern. [3]

Später wurden in Bogen mit kleinen Halbmessern auch auf Mittelschwellen Unterlagsplatten eingebaut, die bei gleichem Querschnitt oft schmaler als die Unterlagsplatten am Stoß waren. Bereits nach dem Jahre 1880 gab es zahlreiche Eisenbahnen, bei denen Unterlagsplatten nicht nur im Bogen, sondern auch im geraden Gleis verwendet wurden. Dies gilt für die Streckengleise und die durchgehenden Hauptgleise fast aller österreichischen Eisenbahnen. [3]

Die Unterlagsplatten wurden, anfangs entweder gegossen oder aus gewalzten Profilen durch Ablängen und Lochen hergestellt. Versuchsweise wurden auch gegossene Unterlagsplatten

verwendet, auf denen kleine Vorsprünge der Leisten in entsprechende Ausklinkungen des Schienenfußes eingriffen, um das Schienenwandern zu verhindern. Die gegossenen Unterlagsplatten wurden bei den unmittelbaren Befestigungsarten sehr bald durch solche, die aus gewalzten Profilen hergestellt wurden, vollständig verdrängt. [3]



Abb. 1.10: Unmittelbare Schienenbefestigung mit zwei Hakennägeln (Schienenaußenseite) und einer Schwellenschraube (Fahrkantenseite) auf Unterlagsplatte mit geneigtem Schienenauflager und zwei Leisten

Schienenform Xa der ehem. k. k. Österr. Staatsbahnen und ÖBB. (Foto: TMW)

Damit die Befestigungsmittel, Nägel oder Schrauben, nicht die gleiche Holzfaserrichtung treffen, wurden die Löcher in den Unterlagsplatten versetzt angeordnet. Es gab auch mehrlockige Unterlagsplatten, bei denen nur ein Teil der Löcher ausgenutzt wurde. Auch heute werden bei manchen Bahnverwaltungen vierlockige Unterlagsplatten verwendet, wobei nur zwei diametral gegenüberliegende Löcher ausgenutzt werden. Bei Lockerung der Nägel oder Schrauben werden die Löcher in der Schwelle verpflockt und die bisher ungenutzten Plattenlöcher verwendet. Es gab auch Unterlagsplatten, bei denen statt der Lochung die Plattenränder Ausschnitte hatten. Die Seitenbewegungen der Platte

wurden dafür von den Befestigungsmitteln einer Seite aufgenommen. [3]

Zur Vergrößerung des Seitenverschiebewiderstandes wurden die Plattenunterseiten mitunter mit quer zur Holzfaserrichtung liegenden Zähnen, Schneiden oder Rippen versehen. [3]

Teils unmittelbare, teils mittelbare Schienenbefestigungen, starr

Die starre, unmittelbare Befestigung mit Unterlagsplatte bringt wohl eine günstigere Verteilung des Schienendruckes auf die Schwelle, als wenn die Schiene ohne Unterlagsplatte aufsitzt. Die Übertragung der Seitenkräfte auf die Schwelle ist aber nicht zufriedenstellend, da bei nur geringer Lockerung der Befestigungsmittel die Übertragung der Seitenkräfte ausschließlich über die Schäfte der Nägel oder Schrauben erfolgt. Da der naheliegende Weg, die Befestigung federnd auszubilden, wegen des anfänglichen Fehlens eines geeigneten Federnwerkstoffes erst sehr spät beschritten werden konnte, trachtete man, die Befestigung der Schiene auf der Unterlagsplatte von der Befestigung der Unterlagsplatte auf der Schwelle zu trennen. [3]

Die älteste starre, teils unmittelbare, teils mittelbare Schienenbefestigung ist die „Hakenplattenbefestigung“. Die Hakenplatte, früher Krampenplatte, Krepmpelplatte oder Krepmpelplatte bezeichnet, ist eine Unterlagsplatte, auf der der Schienenfuß durch einen aus der Platte herauswachsenden Haken festgehalten wird. [3]

Diese Befestigung wurde erstmals auf der Bahnlinie Wien - Gloggnitz im Jahre 1843 eingeführt, nach dem Jahre 1850 auch auf der k. k. priv. Kaiser-Ferdinands-Nordbahn und ab dem Jahre 1854 auf der Semmeringbahn verwendet. Die Hakenplattenbefestigung erreichte im Bereich der ehem. Österr.-Ung. Monarchie nur mäßige Verbreitung. Sie war später bloß auf den Linien der ehem. k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft als Regelbefestigung neben anderen Befestigungsarten eingeführt. Groß war die Verbreitung bei den Bahnverwaltungen des ehem. Deutschen Reiches bis zur Einführung der Rippenplatten-befestigung im Jahre 1926 (Abb. 1.11). [3]

Die starren Hakenplattenbefestigungen erfüllten nicht die in sie gesetzten Erwartungen. Da der Schienenfuß nicht fest in den Haken gedrückt wird, kommt es bald zu Bewegungen zwischen Schiene und Unterlagsplatte. [3]

Mittelbare Schienenbefestigungen, federnd

Durch die Trennung der Befestigung der Schiene auf der Unterlagsplatte von der Befestigung der Unterlagsplatte ist es nun möglich, die Schwellen in einem Werk maschinell aufzuplatten und



Abb. 1.11: Hakenplattenbefestigung ohne Klemmplatte, Haken auf der Fahrkantenseite

Schienenform 6 d der ehem. Deutschen Reichsbahn (Foto: TMW)

eingelgt. Sie bewirken, dass bei einem Lösen der Mutter um ein geringes Maß, die Klemmplatte noch immer mit ausreichender Kraft gegen den Schienenfuß gepresst wird. [3]

Eine weitere Verbesserung stellt der Einbau einer dünnen, wenige Millimeter starken Zwischenlage aus Holz oder Gummi zwischen Schienenfuß und Unterlagsplatte dar. Sie wirkt als federndes und stoßdämpfendes Polster, verringert die Abnutzung von Schienenfuß und Unterlagsplatte und erhöht den Reibungswiderstand bedeutend. [3]

Die Deutsche Bundesbahn legt bei Weichholzschwelen und in besonders stark belasteten Gleisen auch bei Hartholzschwelen zwischen Unterlagsplatte und Schwelle eine Zwischenlage als federndes Element ein. [3]



Im Archiv des Technischen Museums in Wien finden sich Unterlagsplatten aus verschiedensten Materialien, z.B. eine Baugewebeplatte oder auch eine Unterlagsplatte aus Eisenfilz (Stahlwolle). Die Eisenfilzplatte (Abb. 1.12) wurde 1893 auf der K. k. priv. Südbahn eingesetzt. Dies zeigt, dass die sonst üblichen Weichholzplatten nicht überall ein ausreichendes Verschleißverhalten, dies gilt wahrscheinlich auch hier vor allem für Bogengleise, erreicht haben.

Abb. 1.12: Im Archiv des Technischen Museums Wien finden sich verschiedene Materialien, die als Unterlagsplatten zum Einsatz kamen. Das Bild zeigt eine Eisenfilzplatte auf der k. k. priv. Südbahn aus dem Jahr 1893.

(Foto: TMW)

Rippenplattenbefestigung B (S 49)

Die mit vier Schwellenschrauben auf der Schwelle befestigte Unterlagsplatte hat zwei hohe Rippen, gegen die sich der Schienenfuß seitlich abstützt. Nach diesen Rippen wird die Unterlagsplatte „Rippenplatte“, die Befestigung „Rippenplattenbefestigung“ (Abb. 1.13) bezeichnet. Die beiden Rippen haben eine segmentförmige Ausfräsung, in die der Kopf einer Hakenschraube eingeschoben wird. Auf jede dieser Hakenschrauben wird eine Klemmplatte gesteckt, die sich mit dem kürzeren Stemmstück gegen den Schienenfuß, mit dem längeren gegen die Rippenplatte abstützt. Nach Aufstecken eines Federrings wird die Verbindung mit einer Mutter geschlossen. Zwischen Schienenfuß und Rippenplatte ist eine Zwischenlage aus gepresstem und getränktem Pappelholz eingelegt. Das Aufplatten der Schwellen wird in einem Schwellenwerk ausgeführt. Das Einsetzen der Hakenschrauben geschieht erst beim Zusammenbau an der Einbaustelle. [3]



Abb. 1.13: Rippenplattenbefestigung B (S 49) (Foto: TMW)

Diese Konstruktion wurde 1926 bei der Deutschen Reichsbahn eingeführt und hat sich als überaus robust und langlebig erwiesen.



Abb. 1.14: In Gleisen mit Rippenplattenbefestigung und Klemmplatte ist die Durchführung der Stoßlückenberichtigung besonders notwendig, da bei leichtem Lösen der Hakenschrauben die lockere Klemmplatte den Durchschubwiderstand stark reduziert.

wanderungen verursacht.

Mithilfe des Einsatzes von Spannklemmen aus Federstahl wurde es möglich den Aufwand für die sehr arbeitsintensive Stoßlückenberichtigung deutlich zu reduzieren.

Zwischen Schienenfuß und Rippenplatte ist eine Zwischenlage aus gepresstem und getränktem Pappelholz eingelegt. Das Aufplatten der Schwellen wird in einem Schwellenwerk ausgeführt. Das Einsetzen der Hakenschrauben geschieht erst beim Zusammenbau an der Einbaustelle. [3]

Diese Befestigung wurde von Ing. Döhlert, Dresden, entworfen und im Jahr 1926 bei der ehem. Deutschen Reichsbahn als Regelbefestigung eingeführt. Sie ist seit dem Jahre 1938 die Regelbefestigung der ÖBB für schwer- und schwerstbelastete Gleise (Stand 1964). [3]

Die Rippenplattenbefestigung mit Klemmplatte war von 1938 bis 1988 die Standardbefestigung für Holzschwellengleise im Netz der ÖBB. Aus dieser Einsatzdauer kann man bereits schließen, dass das System robust und zäh ist. Eine Änderung war jedoch anzustreben weil man erkannte, dass die Befestigung bei leichter Lockerung der Hakenschraube viel an Durchschubwiderstand einbüßt. Die Klemmplatte verhindert zwar ein Kippen der Schiene, nicht aber Schienenwanderungen in Längsrichtung, vor allem auf Bergstrecken.

Abb. 1.14 zeigt ein Gleis bei Hieflau in der Steiermark kurz nach einer Entgleisung aufgrund einer Gleisverwerfung. Die Verwerfung wurde durch übermäßige Schienen-

Rippenplattenbefestigung mit Spannklemme Skl 12

Seit 1988 wird bei Holzschwellengleisen die Rippenplattenkonstruktion mit der Spannklemme Skl 12 eingesetzt (Abb. 1.15). Der gegen die Klemmplatte erhöhte Durchschubwiderstand wird dadurch erreicht, dass sich die Enden der Federarme dauerhaft in den Schienenfuß drücken. Die Befestigung ist federnd und ein Lösen der Hakenschaube setzt den Durchschubwiderstand der Schiene nicht sofort herab.

Um Eindrückungen der Rippenplatte in das Auflager auf der Holzschwellen-Oberseite zu reduzieren, wird seit einigen Jahren die Rippenplatte mit der Holzschwelle verklebt. Als Kleber wird ein Icosit Kunststoff KC 210 [11] verwendet (Abb. 1.15). Die Verklebung selbst ist nicht dauerhaft, aber der Auflagerbereich wird durch den Kleber gegen Eindrückungen robuster.

In engen Bögen kommt es aufgrund der Seitenkräfte im Laufe der Zeit zu einem seitlichen Einarbeiten des Schienenfußes in die Rippe (Abb. 1.16). Auf der gegenüberliegenden gleismittigen Seite führt dies im fortgeschrittenen Zustand zu einem „Durchfallen“ der Federarmenden (Abb. 1.17). Es empfiehlt sich hier der Einsatz der Skl 3 oder Skl 24, die Federarme dieser Spannklemmtypen greifen weiter in den Schienenfuß (Abb. 1.18). Der gleismittige Einsatz der Klemmplatte ist bei Anwendung von steifen Zwischenlagen ebenfalls denkbar.



Abb. 1.15: Seit 1988 wird bei Holzschwellengleisen die Spannklemme Skl 12 als federndes Element eingesetzt. Der Durchschubwiderstand bleibt damit lange ausreichend groß.



Abb. 1.16: In engen Bögen führen Einarbeitungen des Schienenfußes in die Rippenplatte zu Spurweiten-Vergrößerungen.

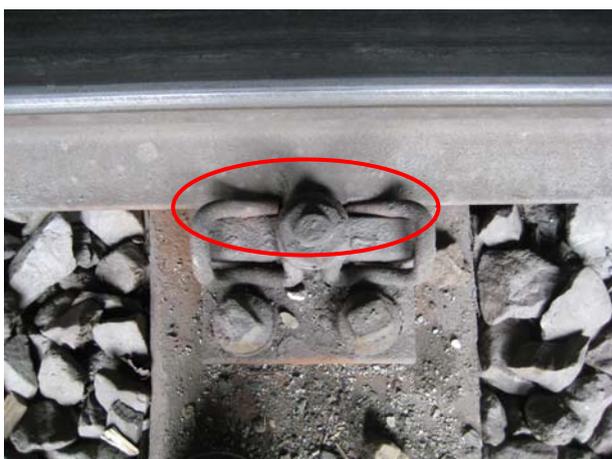


Abb. 1.17: In engen Gleisbögen verursachen die bogenäußeren Einarbeitungen des Schienenfußes an der bogeninneren Seite eine seitliche Bewegung des Schienenfußes. Die Enden der Spannklemme Skl 12 greifen hier bereits neben den Schienenfuß.



Abb. 1.18: Abhilfe gegen das gleismittige „Durchfallen“ der Skl-12-Federarmenden schafft der Einsatz der Skl 3 bzw. Skl 24 (längere Federarme) bzw. der Einsatz einer Klemmplatte.

Abb. 1.19 zeigt Zwischenlagen nach dem Ausbau in einem sehr engen Bogen am Semmering. Man erkennt, dass die Zwischenlagen nur an den Außenseiten (über-)beansprucht werden. Im Gegensatz zur Rippenplattenbefestigung mit Klemmplatte (fester Sitz der Schwellenschrauben vorausgesetzt ergibt eine höhere Niederhaltekraft) werden Zwischenlagen in Gleisen mit Spannklemmen stärker auf Randpressung beansprucht. In Abb. 1.20 lässt sich dieser Sachverhalt an der Schienenunterseite einer Schiene mit W-Befestigung (oben) und K-Befestigung (unten) entnehmen.

Der Einsatz von weichen Gummizwischenlagen ($c_{\text{stat}} = 60 \text{ kN/mm}$) in Holzschwellengleisen wurde bislang nur an wenigen Stellen erprobt. Ob das Einbringen einer zusätzlichen Elastizität die Standzeiten der Holzschwellengleise zu verlängern mag, ist daher noch nicht bekannt. Aufgrund der geringen Dauerfestigkeit der Spannklemme Skl 12 muss beim Einsatz von weichen Zwischenlagen auf den dauerfesten Spannklemmentyp Skl 24 übergegangen werden.



Abb. 1.19: In engen Gleisbögen werden die Zwischenlagen bei Verwendung der Spannklemmen Skl 12 nur einseitig beansprucht (Schienenkippen). Das Material zeigt hier Merkmale einer Überbeanspruchung durch übermäßiges Durchwalken.

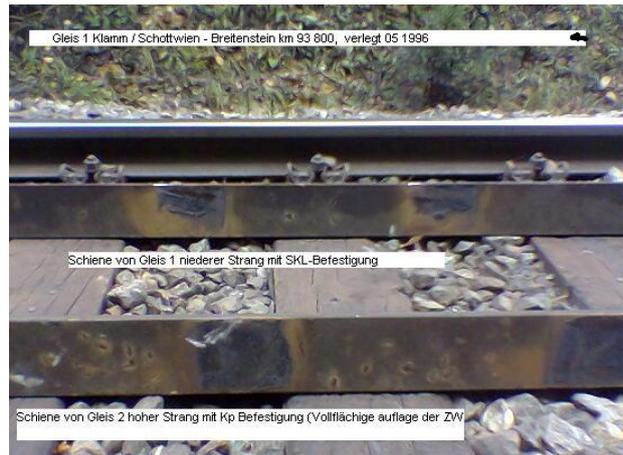


Abb. 1.20: Bei der W-Befestigung tritt ein größeres Schienenkippen auf, die Zwischenlagen werden damit vermehrt auf Randpressung beansprucht.

Foto: BM Andreas Zirri

1.4.3.2 Zustand der Schwellenschrauben

Einen großen Einfluss auf die Standzeiten der Holzschwellen, und das gilt wie auch für andere Sachverhalte besonders für enge Bogengleise, hat der Zustand der Schwellenschrauben.



Abb. 1.21: Dieses Bild zeigt eine Schwellenschraube mit fortgeschrittenen Korrosionserscheinungen. Eine Wartung entsprechend den Vorgaben der ZOV 32 (Eintauchen in Gewindebitumen als Vorarbeit vor Stopfarbeiten) hat hier nicht stattgefunden. Da dieser Zustand in Bögen zum Versagen des Systems führen kann, ist es wichtig bei der Inspektion auch Schrauben vereinzelt herauszuziehen und bezüglich des Schädigungsgrads zu beurteilen. (Foto: BM Ernst Röck)

Werden die Schwellenschrauben nicht regelmäßig nachgezogen und das Schraubloch gegen Wasser und Luft geschützt (Eintauchen der Schraube in Gewindebitumen entsprechend ZOV 32), kommt es zu raschen Eindrückungen der Rippenplatte in das Holzauflager und zu Korrosionserscheinungen der Schwellenschraube. Es empfiehlt sich daher in engen Bogengleisen mit Holzschwellen bei der visuellen Besichtigung die Schwellenschraubenköpfe nicht nur im eingebauten Zustand zu betrachten, sondern vereinzelt Schrauben herauszudrehen und bezüglich des Schädigungsfortschritts zu

beurteilen (Abb. 1.21). Denn bei fortgeschrittener Schädigung können kaputte Schwellenschrauben zum Versagen (unzulässige Vergrößerung der Spurweite) des Systems führen.

1.4.3.3 Einpressungen der Rippenplatte in das Schienenaufleger

In engen Gleisbögen treten im Laufe der Zeit einseitige Einpressungen in das Schienenaufleger auf.



Der Einsatz von Kunststoffkeilplatten (Abb. 1.22) ermöglicht eine Korrektur der Fehlneigung der Rippenplatte.

Abb. 1.22: Mithilfe von Kunststoffkeilplatten wird es möglich, einseitige Einpressungen in die Holzschwellen auszugleichen. Mit dieser Maßnahme wirkt man auch Spurerweiterungen entgegen, es wird die Spurweite damit um ca. 4 mm verringert.

Foto: BM Norbert Rűf

1.4.3.4 Holzschwellenproduktion bei den ÖBB - Stand 2009

In Gleisen werden Schwellen aus Buche (lat.: *Fagus sylvatica*) mit einem rechteckigen Querschnitt von 16 x 26 cm und einer Länge von 2,50 m verwendet (Bezeichnung BU 1). Die Anforderungen sind in der EN 13145 festgelegt, darüber hinausgehende ÖBB-interne Bestimmungen finden sich im Bedingnisheft 752.

Holzschwellen werden für die ÖBB in St. Marein im Mürztal imprägniert und aufgeplattet. Die Imprägnierung und Lagerung erfolgt entsprechend den festgelegten Lager- und Bearbeitungsbestimmungen.

Folgende Prozessschritte sind für die Herstellung einzuhalten:

- Abnahme des Holzes nach gültigen Normen
- Trocknungsphase
- Ablängen
- Hobeln und Bohren
- Imprägnieren nach dem Doppelrűpingverfahren
- Aufplattung laut Schienenform

Zum Schutz gegen die holzerstörenden Organismen und damit zur Verlängerung der Nutzungsdauer werden Holzschwellen imprägniert. Für Buchenholz wird ein adaptiertes Doppelrűpingverfahren mit einer Teerölaufnahme von 145 kg/m³ angewandt.



Das Imprägniermittel muss verschiedenen Anforderungen (Flammpunkt, Kristallisationstemperatur, Wassergehalt etc.) genügen. Vor allem ist der Anteil an als krebserregend eingestuft

Abb. 1.23: Zur Sicherung der Schwellenköpfen (gegen Aufweiten und Eintritt von Bakterien) werden bei den ÖBB derzeit Nagelstreifen verwendet.

Bestandteilen (polyzyklisch aromatische Kohlenwasserstoffe, im speziellen Benzo[a]pyren-Gehalt) unter 50 ppm (lt. EN 1014-3) zu halten.

Zur Sicherung der Schwellenstirnflächen werden spezielle Sicherungsmittel, sog. Nagelstreifen (Abb. 1.23) verwendet. Diese hemmen das „Aufweiten“ des Hirnholzbereiches unter Betrieb. Der Bakterieneintritt wird damit gehemmt.

Versuche mit Kunststoffhölzern

Die Nutzungsdauer der Holzschwellengleise wird in engen Bögen vom Verschleißwiderstand der Schiene, der Robustheit der Schienenbefestigung und des Holzes bestimmt. Das Schwellenmaterial



wird vornehmlich durch Fäulnis und durch Einpressungen der Rippenplatte bzw. Lockerungen der Schwellenschraube strapaziert.

Mit der aktuellen Ausführung getränkte Holzschwelle – Rippenplatte hat man bezüglich Verschleißverhalten ein relatives Optimum erreicht. Will man die Standzeiten weiter verlängern, muss man auf ein anderes Schwellenmaterial übergehen. Deshalb beginnen zurzeit Versuche mit einem Kunststoffholz.

Abb. 1.24: Kunststoffhölzer könnten in Zukunft die Standzeiten von Weichen mit Holzschwellen erhöhen. Die Abbildung zeigt einen Versuchseinbau in Deutschland. Im ÖBB-Netz wurden bislang nur Tests mit Brückenhölzern durchgeführt. Das Material lässt sich mit herkömmlichen Holzwerkzeugen bearbeiten – siehe Abbildung rechts oben (Foto: Dr. Koller)

Das versuchsweise verwendete Material (Abb. 1.24) besteht aus Glasfasern, die in eine Polyurethanbasis gebettet werden. Erste positive Testergebnisse wurden im Netz der ÖBB bei stark

belasteten Brücken mit offener Fahrbahn in engen Gleisbögen erzielt. Die Brückenhölzer zeigen deutlich längere Standzeiten. Es ist anzunehmen, dass sich in engen Bogengleisen ähnliche Erfolge einstellen werden.

1.4.3.5 Herstellen eines lückenlosen Gleises in engen Bögen

Die Deutsche Bundesbahn hat 1952 mit der Einführung des lückenlosen Gleises einen Meilenstein in der Eisenbahngeschichte gesetzt. Seither wird versucht Gleise in immer engeren Gleisbögen lückenlos zu verschweißen.



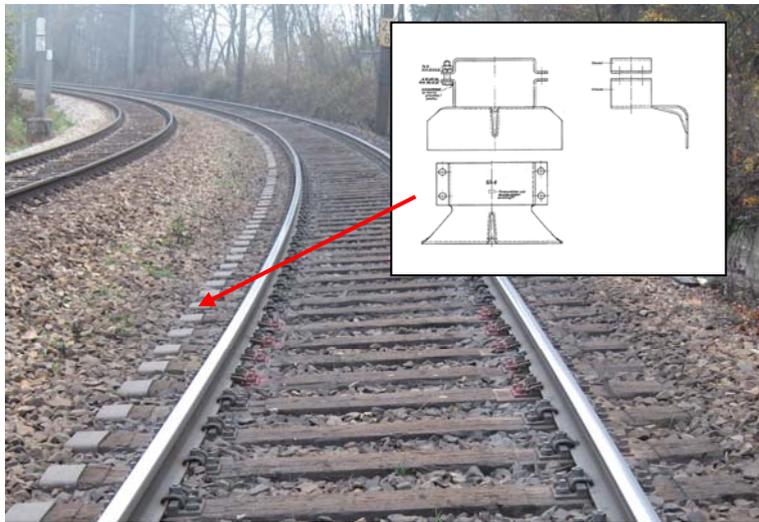
Schienenstöße stellen eine Unstetigkeitsstelle im Aufbau des Gleises dar. Die Stoßlücke verursacht vor allem im Winter einen zusätzlichen vertikalen „Schlag“ auf das Gleis. Je nach Rahmenbedingungen kommt es mehr oder weniger rasch zu einer Verschlechterung der Gleislagequalität und zu einer Verminderung der Standzeiten der Gleiskomponenten.

Man versucht daher im Stoßbereich die vertikalen dynamischen Schläge durch besondere Maßnahmen abzufangen. Es werden zwei Schwellen

Abb. 1.25: Schienenstöße stellen eine Unstetigkeit im Aufbau des Gleises dar und erfordern einen erhöhten Aufwand an Schienepflege. (Foto: BM Johann Hofer)

nebeneinander zu einer breiten Doppelschwelle verschraubt, die bessere Übertragung der Scherkräfte erfolgt durch Anwendung der breiten Stoßrippenplatte (Abb. 1.25 rechts oben).

Mit der Zeit wurde versucht immer engere Bogenradien lückenlos zu verschweißen. In Holzschwellengleisen wurden zur Erhöhung des Querverschiebewiderstands Sicherungskappen an den Schwelleninnenseiten eingebaut.



Die Sicherungskappen, bei Holzschwellen verwendet man die Type SIK 6 (Abb. 1.26), werden im Netz der ÖBB in Bogengleisen mit Radien $R < 550$ m verwendet um ein lückenloses Verschweißen der Gleise zu ermöglichen. Die Anzahl der benötigten Sicherungskappen ist bogenabhängig und wird in der ZOV 55 definiert (Tab. 1.1).

Die Type SIK 7 wird neu nicht mehr eingebaut.

Abb. 1.26: Zur Erhöhung des Querverschiebewiderstands werden in engen Bögen Sicherungskappen angeordnet. Damit wird ein lückenloses Verschweißen der Gleise möglich.

Auszug ZOV 55

1.1.7b) Erfordernisse für Holzschwellen mit Rippenplattenbefestigung (Rp-Befestigung)
Normalspur:

R[m]	Voraussetzungen
$R \geq 550$	keine ($d = 1,70$ m)
$550 > R \geq 425$	$d = 1,80$ m und SIK an jeder 3. Schwelle
$425 > R \geq 350$	$d = 1,80$ m und SIK an jeder 2. Schwelle
$350 > R \geq 300$	$d = 1,80$ m und SIK an jeder Schwelle
$300 > R$	Genehmigung im Einzelfall (z. B. geänderte Verspannungstemperatur)

Sicherungskappen (SIK) sind nur in einzelne Bögen einzubauen, wenn damit ein längerer Gleisabschnitt lückenlos verschweißt werden kann. Sie sind in der Regel an der Bogeninnenseite einzubauen.

Tab. 1.1: Der Einsatz von Sicherungskappen, zum lückenlosen Verschweißen von Bogengleisen mit Holzschwellen notwendig, wird entsprechend Pkt. 1.1.7b der ZOV 55 durchgeführt.

1.4.4 Aktuelle Einsatzbedingungen für Holzschwellengleise im Netz der ÖBB

Im Hauptnetz der ÖBB (Streckenrang S und 1) werden Holzschwellengleise standardmäßig in sehr engen Gleisbögen mit Radien ≤ 250 m verwendet. Ein lückenloses Verschweißen der Betonschwellengleise ist in diesen Radien nicht oder nur mit Zusatzmaßnahmen möglich. Außerdem tritt in sehr engen Bögen bei Betonschwellen häufig das Phänomen der Schlupfwellenbildung auf. Daher greift man derzeit oftmals auf die altbewährte Methode Holzschwellen mit Rippenplatte und Stoßlückengleis zurück.

Aktuelle Einsatzbedingungen für Holzschwellen im Netz der ÖBB (Auszug B 50-1) bei Radien $R \leq 250$ m:

- 49 E1, (54 E2)– Bu (Ei) 1(4) – Rp+Rp – Sk12 (Rippenplatten nach Erfordernis geklebt),
- Weichen 54 E2 (Holz)

1.4.5 Resümee und Möglichkeiten zur weiteren Verschleißreduktion bei Holzschwellengleisen

Alleine die Tatsache, dass Holz seit 170 Jahren als Unterschwellung für Schottergleise verwendet wird, zeigt, dass es viele gute Eigenschaften für die an sie gestellten Anforderungen aufweist. Mit der Rippenplatte steht auch eine robuste Befestigungsart zur Verfügung.

Insgesamt lassen sich die positiven Eigenschaften der Holzschwellengleise wie folgt zusammenfassen:

- Die Holzschwelle gibt dem Gleis Elastizität, dies ist eine wichtige Eigenschaft bei Gleisen mit Schotter- und Untergrundproblemen.
- Das Verschleißverhalten der Holzschwellengleise ist bei den örtlich Zuständigen gut bekannt.
- Mit der Tränkung ist es möglich eine lange Gleisnutzungsdauer (25 bis 40 Jahre, je nach Rahmenbedingungen) zu erreichen. Eine weitere Nutzungsdauerverlängerung in extrem belasteten Gleisen könnte künftig durch Einsatz des „Kunststoffholzes“ möglich werden,
- Holzschwellengleise sind sehr robust, auch wenn beispielsweise Zwischenlagen nicht rechtzeitig getauscht werden, verringert sich die Nutzungsdauer nicht gleich „schlagartig“.
- Holzschwellengleise haben gegenüber den (bislang verwendeten) Betonschwellengleisen Vorteile bei der Schlupfwellenbildung.

Das Einsatzgebiet der Holzschwellen ist aber gerade in engen Bögen aufgrund des geringen Gewichts begrenzt. Ein ausreichender Querverschiebewiderstand wird nur durch Anbringen von Sicherungskappen erreicht. In Bogenradien $R < 250$ m müssen weiterhin Stoßlückengleise verwendet werden, ein großer Nachteil hinsichtlich Instandhaltungsnotwendigkeit und Lärmentwicklung.

1.5 Verschleißverhalten von Betonschwelengleisen

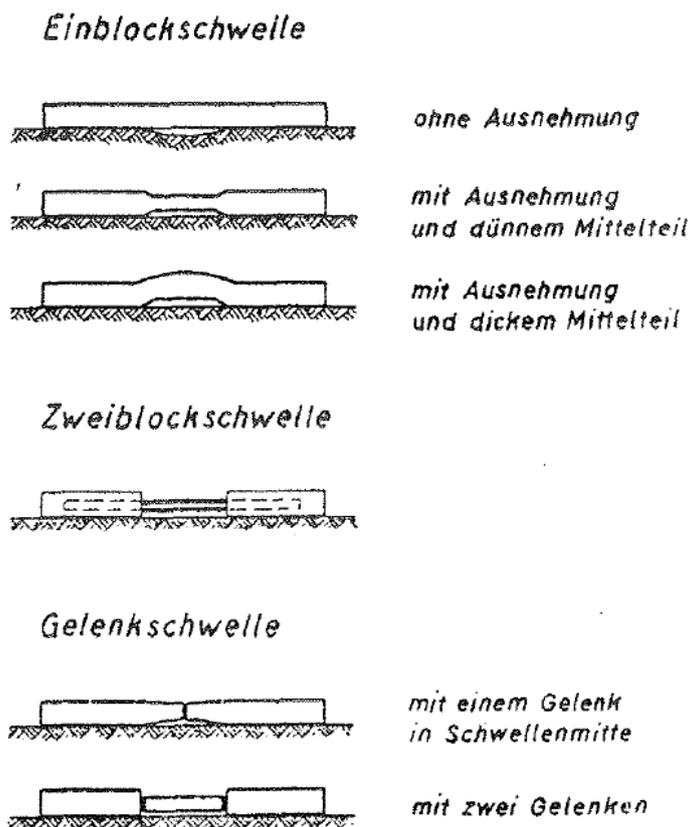
1.5.1 Gründe für den Einsatz von Betonschwellen

Doll hat die Gründe für den forcierten Einsatz von Betonschwellen 1953 wie folgt zusammengefasst: In hohem Maße bestimmen die Beschaffungslage und der Beschaffungspreis für die einzelnen Schwellenarten die jeweilige Einstellung. Fehlendes, knappes oder teures Schwellenholz ist, wenn auch die Stahlschwelle technisch oder wegen ihrer Kosten nicht in Frage kommt, einer der Gründe für die zunehmende Verwendung der Betonschwelle. Ein technischer Grund, weshalb der Betonschwellenoberbau immer mehr bevorzugt wird, ist dessen besondere Eignung für das durchgehend geschweißte Gleis. Nicht zuletzt wird der Betonschwellenoberbau auch in Erwartung geringerer Jahreskosten, die als Folge einer im Vergleich mit dem Holz- und Stahlschwellenoberbau längeren ersten Liegedauer und einer insgesamt längeren Lebensdauer mit großer Wahrscheinlichkeit eintreten werden, mehr und mehr verlegt. Der Nutzen einer Unterschwellung mit längerer Lebensdauer ist für eine Eisenbahnverwaltung sehr wichtig. [8]

Der Grund für Entscheidungen in der Einkaufspolitik ist auch hier vornehmlich ein wirtschaftlicher.

1.5.2 Besondere Auflagerbedingungen bei Betonschwellen

Anders als bei den Holzschwelengleisen (aufgrund der Eigenelastizität des Schwellenmaterials) musste man sich bei Betonschwellen Gedanken über die Auflagerbedingungen der Schwelle im



Schotterbett machen. Ein „Reiten“, das schwellenmittige Aufsitzen des Betonkörpers mit Hohllagen unter den Schwellenköpfen sollte aufgrund der daraus resultierenden hohen Biegemomente verhindert werden (Abb. 1.27).

Beim Einsatz von Einblockbetonschwellen ist eine Ausnehmung im Mittelteil der Schwelle vorzusehen bzw. das Schotterbett ist in diesem Mittelteil abzusinken.

Bei Zweiblockbetonschwellen und Gelenkschwellen ist ein „Aufreiten“ der Schwelle bereits konstruktionsbedingt nicht möglich.

Abb. 1.27: Die Grundformen der Betonschwelle und der zugehörigen Einschotterung sind so gestaltet, dass ein „Aufreiten“ der Schwelle in Schwellenmitte aufgrund der großen resultierenden Biegespannungen verhindert werden soll. [8]

1.5.3 Schwellenformen

1.5.3.1 Schlaff bewehrte Einblockbetonschwellen

Als erster hat der französische Gärtner Monier, der mit der Erfindung seiner aus Beton mit eingelegten Stahlbändern gefertigten Blumenkübel im Massivbau eine unwäzende Entwicklung

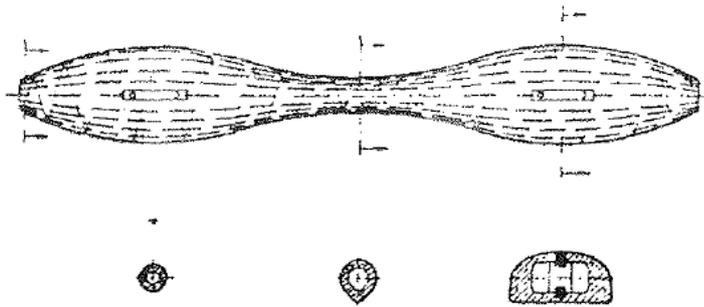


Abb. 1.28: Eine Betonschwelle wurde erstmalig 1884 vom französischen Gärtner Monier patentiert. Wie alle Konstruktionen Moniers, hat diese Schwelle eine große Menge Stahleinlagen, aber immerhin eine schon recht beachtliche Form aufgewiesen. [8]

eingeleitet hat, eine Betonschwelle entworfen (Abb. 1.28) und im Jahre 1884 hierfür ein Patent erworben. Wie alle Konstruktionen Moniers, hat diese Schwelle eine große Menge Stahleinlagen, aber immerhin eine schon recht beachtliche Form aufgewiesen. Die Monier-Betonschwelle hat die Erfinder und Konstrukteure in Europa und Amerika zur Entwicklung einer Vielzahl von Bauarten und Formen veranlaßt. [8]

Als erste Einblockschwelle kann wohl die in Österreich entwickelte und im Jahre 1897 im Bahnhof Linz versuchte 2,40 m lange „Jaußner“-Schwelle (Abb. 1.29) mit eingeschnürtem und überhöhtem Mittelteil gelten. Die Form dieser Schwelle ist theoretisch recht gut durchdacht, die Bewehrung den auftretenden Biegemomenten grundsätzlich angepasst. Dennoch war sie wie viele weitere Einblockbetonschwellen offensichtlich zu schwach bemessen und deshalb nur von kurzer Liegedauer gewesen. [8]

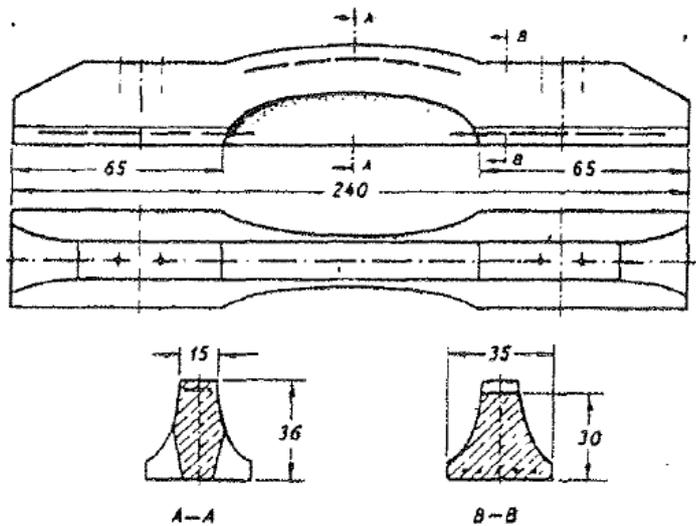


Abb. 1.29: Als erste Einblockschwelle kann die in Österreich entwickelte „Jaußner“-Schwelle gelten (erstmaliger Einbau 1884). Wie viele weitere Einblockbetonschwellen aus dieser Zeit war sie offensichtlich zu schwach bemessen und deshalb nur von kurzer Liegedauer. [8]

Als erste Einblockschwelle kann wohl die in Österreich entwickelte und im Jahre 1897 im Bahnhof Linz versuchte 2,40 m lange „Jaußner“-Schwelle (Abb. 1.29) mit eingeschnürtem und überhöhtem Mittelteil gelten. Die Form dieser Schwelle ist theoretisch recht gut durchdacht, die Bewehrung den auftretenden Biegemomenten grundsätzlich angepasst. Dennoch war sie wie viele weitere Einblockbetonschwellen offensichtlich zu schwach bemessen und deshalb nur von kurzer Liegedauer gewesen. [8]

Allmählich setzte sich die Erkenntnis durch, dass die Einblockschwelle mit schlaffer Bewehrung nur mit einem massigen Betonkörper und starker Bewehrung zwar einigermaßen technisch befriedigt, aber auch damit eine sehr aufwendige Lösung darstellt. [3]

Die offensichtlichen Mißerfolge mit den versuchten Einblockschwellen, die überwiegend durch Biegerisse am Schienenaufleger und in Schwellenmitte meist schon nach kurzer Zeit zerstört worden sind, haben die Entwicklung weniger biegesteifer Schwellen aus zwei Betonblöcken mit Spurhaltestange veranlaßt. [8]

Die offensichtlichen Mißerfolge mit den versuchten Einblockschwellen, die überwiegend durch Biegerisse am

1.5.3.2 Gelenkschwellen

Auf die Ergebnisse mit Gelenkschwellen wird nicht näher eingegangen. Die versuchsweise eingebauten Bauarten haben nicht befriedigt. Vor allem hat die zu geringe Biegesteifigkeit die Erhaltung der Spur und der guten Gleislage erschwert. [8]

1.5.3.3 Zweiblockbetonschwellen

Die offensichtlichen Mißerfolge mit den versuchten Einblockschwellen, die überwiegend durch Biegerisse am Schienenaufleger und in Schwellenmitte meist schon nach kurzer Zeit zerstört

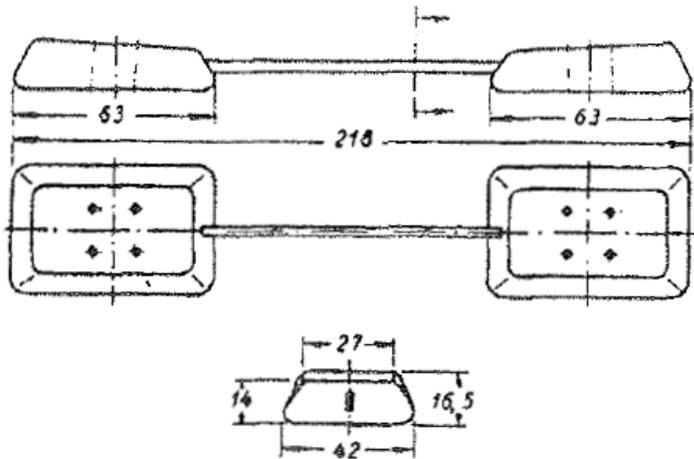


Abb. 1.30: Die 1915 in England entwickelte biegegewiche Zweiblockbetonschwelle „Stent“-Schwelle erreichte bereits respektable Standzeiten. [8]

damaligen Verhältnisse ein erfreulicher Fortschritt in der Entwicklung der Betonschwelle gewesen. [8] Bis 2006 wurden im TGV-Netz der SNCF standardmäßig Zweiblockbetonschwellen eingesetzt. Die Weltrekordfahrt des TGV vom 3. 4. 2007 (574,8 km/h) erfolgte auf diesen Zweiblockbetonschwellen. Seit 2008 werden Zweiblockbetonschwellen jedoch auch im Netz der SNCF nicht mehr neu eingebaut. Ungleichmäßige Setzungen im Auflagerbereich der Schwellen wirken sich ungünstig auf die Gleislagequalität und die Standzeiten der Schwellen aus.

Zweiblockbetonschwellen im Netz der ÖBB

Abb. 1.31 zeigt die Rippenplattenbefestigung auf der schlaff bewehrten Zweiblock-Betonschwelle „22“ der ÖBB (für Schienenform „B“). Sie wurde ab 1956 verwendet. Die Rippenplatte ist auf dem, die beiden schlaff bewehrten Blöcke der Betonschwelle verbindenden, aus Altschienen hergestellten T-Träger aufgeschweißt. Besonders vorteilhaft für den Einsatz im lückenlos verschweißten Gleis ist das Einbringen einer zweiten Stirnfläche gegen das Schotterbett, dies erhöht den Querverschiebewiderstand deutlich. Mit Zweiblockbetonschwellen ist ein lückenloses Verschweißen der Gleise bis zu einem Mindestradius von $R = 190$ m möglich. [3]



Abb. 1.31: Die Rippenplatte ist bei der Zweiblockbetonschwelle „22“ auf aus Altschienen hergestellten T-Trägern aufgeschweißt. Die Konstruktion hat sich auch in Bögen bewährt. (Foto: TMW)

worden sind, haben die Entwicklung weniger biegesteifer Schwellen aus zwei Betonblöcken mit Spurhaltestange veranlaßt. Die in dieser Art in England entwickelte „Stent“-Schwelle (Abb. 1.30) ist in den Jahren 1915 bis 1934 in großer Zahl verlegt worden. Dieser „Stent“-Schwelle ähnlich ist die in Frankreich seit 1919 bis 1930 in großer Zahl eingebaute "Vagneux-mixte"-Schwelle. Betonschwellen dieser Bauart liegen noch heute (1954, Anm.) in Gleisen von untergeordneter Bedeutung.

Die Zweiblockschwelle hat im allgemeinen ein befriedigendes Verhalten gezeigt. Sie ist für die

allgemeinen ein befriedigendes Verhalten gezeigt. Sie ist für die

Diese Befestigung war mit Stand 1964 eine Regelbefestigung der ÖBB für Zweiblock-Betonschwellen in schwächer belasteten Hauptgleisen und Streckengleisen und stärker belasteten Bahnhofsgleisen. [3]

Schwellen der Type „22“ kann man auch 2009 noch in schwächer belasteten Gleisen, wie der Strecke Friedberg nach Fehring, in gutem Zustand antreffen. In Bögen stellt man bei diesen Schwellen nach über 50 Jahren (schwächere) Betriebsbelastung Beschädigungen an der Schienenbefestigung fest

(Bsp. Rippe löst sich von Rippenplatte der Type „Rus 26“).

Die Rippenplattenkonstruktion hat sich damit nach dem Einsatz bei Holzschwellen auch bei Zweiblockbetonschwellen in engen Bögen bewährt.

Aus finanziellen Optimierungsgründen und da bei Betonschwellen eine Unterlagsplatte nicht dringend notwendig ist, wurde bei der Nachfolgeschwelle „23“ (Abb. 1.32) eine unmittelbare Schienenbefestigung mit Klemmplatten und Hakenschrauben ohne Unterlagsplatte gewählt. Diese



Konstruktion kann in Bögen die Langlebigkeit der Rippenplattenkonstruktion nicht erreichen und wurde nur in schwächer belasteten Bahnhofsgleisen verwendet.

Abb. 1.32: Für schwächer belastete Bahnhofsgleise wurde bei der Zweiblockbetonschwelle „23“ eine unmittelbare Schienenbefestigung gewählt, die in Bögen nicht an die Standzeiten der Rippenplattenbefestigung der Schwellentype „22“ heranreichte.

Foto: TMW

1.5.3.4 Einblockbetonschwellen aus Spannbeton

Während des zweiten Weltkriegs ermöglichte die neu aufgekommene Technik des vorgespannten Betons die Herstellung einer technisch brauchbaren Betonschwelle mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand. Das Ziel der Konstruktion war deshalb die Einblockschwelle. [8]

Die vorgespannte Betonschwelle hat gegenüber der schlaffarmierten in technischer Hinsicht zwei große Vorteile: [1]

- Sie verträgt eine viel größere Biegebeanspruchung ohne zu reißen.
- Wenn einmal ein Riß entsteht, so schließt er sich nach Wegnahme der äußeren Last sofort wieder, und die Rißflächen werden mit großer Kraft aneinandergedreht.

Die Formgebung der Spannbetonschwellen

Doll hat 1957 die damaligen Ansichten der DB wie folgt veröffentlicht:

Eine Betonschwelle soll genügend große Auflager-, Stirn- und Seitenflächen haben. Die Auflagerfläche bestimmt die Größe des Bettungsdruckes und – abhängig von der Höhe des Schotterbettes unter dem Schwellenaufleger – auch das Maß der Pressung, die auf den Unterbau wirkt. Es liegt nahe, die Auflagerfläche der Betonschwelle etwa so groß wie bei der Holz- oder bei der Stahlschwelle auszubilden. Bei einer 2.60 bzw. 2.50 m langen Betonschwelle würden jedoch ein hohes Biegemoment am Schienenaufleger unten (M_{su}) zu decken und die Bemessung daher ziemlich aufwendig sein. Bei einer 2,30 bis 2,40 m langen Betonschwelle, die günstig zu bemessen ist, ist es nun wieder nicht möglich, die fehlende Länge der Auflagerfläche durch eine entsprechend größere Breite auszugleichen. Bei der Betonschwelle ist eine Breite über 30 cm konstruktiv ungünstig. [8]

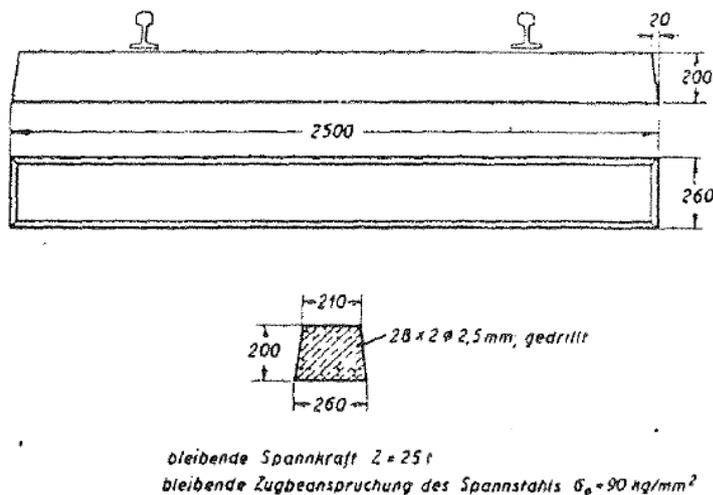
Bei der Holzschwelle wird im allgemeinen das Breitenmaß von 26 cm wegen der zulässigen Maßabweichungen nicht erreicht. Eine Auflagerfläche von rund 4500 cm² stellt nach den Erfahrungen der Deutschen Bundesbahn wegen des nachteiligen Verhaltens bindiger Böden bei einem wenig tragfähigen Unterbau die untere Grenze dar. Solche Verhältnisse sind in einem Gleisnetz nicht selten. Maßnahmen zur Verbesserung der Tragfähigkeit des Unterbaus sind wegen der hohen Kosten aber nicht immer durchführbar. Deshalb ist für die Betonschwelle eine Auflagerfläche von mindestens 5000 cm² anzustreben. Eine noch größere Auflagerfläche ist für ein Netz mit überwiegend ungünstigen Verhältnissen im Unterbau zu empfehlen. Eine große Auflagerfläche ist zudem für die Erhaltung einer guten Gleislage recht vorteilhaft. [8]

Die Ausnehmung an der Unterfläche der Schwelle ist für eine bedingungsgemäße Auflagerung nützlich, für eine zweckmäßige Bemessung aber nachteilig. Der Querschnitt wird dadurch in Schwellenmitte unnötig geschwächt, die Tragfähigkeit dabei gemindert. Eine Schwelle mit stetig verlaufendem Querschnitt ohne Ausnehmung ist nach den Erfahrungen, die bei der Deutschen Bundesbahn gemacht worden sind, hinsichtlich der Tragfähigkeit der Betonschwelle und deren Widerstandsfähigkeit gegenüber einer Schlagwirkung wesentlich günstiger. [8]

Der Widerstand der Betonschwelle gegen Längs- und Querverschieben wird bestimmt von der Reibungskraft, die am Schwellenaufleger und an den Seitenflächen wirkt, und vom Widerstand des Schotterkörpers, der bei einer Bewegung vor Kopf bzw. im Schwellenfach mitbewegt wird. Zweckmäßig sind deshalb die Berührungsflächen mit dem Schotter - besonders die Stirnflächen - möglichst groß und annähernd senkrecht auszubilden. Eine möglichst einfache Form ohne oder mit nur geringfügigen Verschneidungen und mit abgerundeten Kanten ist zweckmäßig. [8]

Entwicklung von Spannbetonschwellen

Die Deutsche Reichsbahn hatte ab 1940 in Versuchen mit schlaffarmierten Schwellen (Typen B 1 und B 3) gute Erfolge erzielt. Die Bewehrung hatte bei diesen Betonschwellen allerdings noch ein



Gewicht von 17 kg. Es galt aufgrund des hohen Stahlpreises das Gewicht der Bewehrung möglichst zu reduzieren. Die erste Spannbetonschwelle B 2 (Abb. 1.33) wies eine Bewehrung von insgesamt 5,5 kg Gewicht mit 28 mal 2 mm dicken Spanndrähten auf. Die Vorspannung beträgt 25 t. Die Form der Schwelle ist im Querschnitt trapezförmig und massig. Der Preis für diese Schwelle lag jedoch weiter über den Preisen für Holz- und Stahlschwellen. [8]

Abb. 1.33: Als erste Spannbetonschwelle im Netz der Deutschen Reichsbahn wurde die Betonschwelle B 2 konstruiert. Aufgrund der vielen Spannglieder konnte diese Schwelle preislich noch nicht mit den konkurrierenden Holz- und Stahlschwellen mithalten. [8]

versuch wurden deshalb die Betonschwellen B 6 und B 9 entwickelt. Bei der B 6 sind zwei 10-mm-Spannstähle oben und zwei von 18 mm Durchmesser unten in Verbund mit dem Beton eingebaut. An den Enden ist eine besondere Verankerung durch aufgeschraubte Wulste mit Beilagscheiben angeordnet. Die anfänglich mit etwa 30 t vorgespannten Spannglieder werden dabei gegen die Schalung abgestützt. [8]

Mit der Einführung der weiterentwickelten B 53 (Abb. 1.34) setzte die Firma Dyckerhoff & Widmann K. G. für die verbundlose Bauart erstmals ein Fertigungsverfahren mit sofortiger Ausschalung ein, bei dem die teure Vorhaltung einer Vielzahl von Schalformen entfiel. [8]

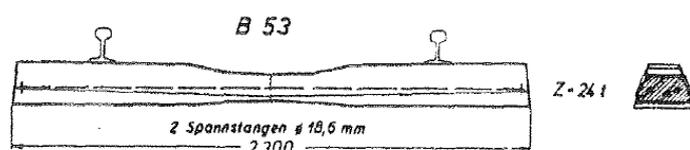


Abb. 1.34: Bei der Spannbetonschwelle B 53 der Fa. Dyckerhoff & Widmann K.G. erfolgte die Fertigung erstmals auch mittels Sofortentschalung. Die Vorhaltung einer Vielzahl an Schalformen entfiel damit. [8]

Im Winter 1953/54 lagen bereits 3 Mio. Betonschwellen in meist stark belasteten Gleisen der Deutschen Bundesbahn. Der außerordentlich harte Winter brachte auf Strecken mit schlechtem Untergrund stellenweise starke Frosthebungen. Bei etwa 5 % der Betonschwellen zeigten sich - nicht unerwartet - an

der Oberfläche im Mittelteil quer verlaufende Biegerisse, die auf eine Überschreitung der Tragfähigkeit in Schwellenmitte oben hindeuteten. Dabei war die Rißhäufigkeit bei Bauarten mit großer Tragfähigkeit geringer, bei Bauarten mit weniger tragfähigem Mittelteil entsprechend höher. Die Ursache ist eine Überbeanspruchung durch vorübergehend eingetretene außergewöhnliche Auflageverhältnisse. [8]

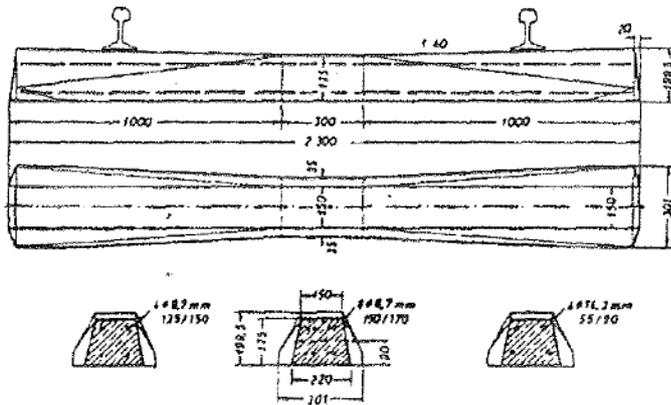


Abb. 1.35: Der Mittelteil der Spannbetonschwelle B 55 ist stärker ausgeführt als der der Spannbetonschwelle B53. Die Spannglieder wurden in den Rand verlegt. Die Spannbetonschwelle B 55 war von 1955 bis 1970 Regelpbauart der DB. [8]

1955 wurden deshalb für die Betonschwelle eine noch größere Tragfähigkeit, eine bessere Widerstandsfähigkeit bei Schlagwirkungen entgleister Radsätze und ein höherer Seitenverschiebewiderstand gefordert. Dies wurde durch Schaffung einer im Mittelteil starken und gegen die Enden stetig schwächer verlaufenden Form und durch Verwendung einer Spannbewehrung mit mindestens vier Spanngliedern, die mit Verbund in den Randzonen des Querschnitts angeordnet sein müssen, erreicht. Die Bauart B 55 (Abb. 1.35) mit vier bzw. acht Spanngliedern wurde entwickelt und

eingeführt. [8] Eine Nachfolgerschwelle der B 55, die Betonschwelle B 70 ist noch heute der Standardschwellentyp für Gleise mit einer zulässigen Geschwindigkeit $V_{zul} \leq 160$ km/h. Sie orientiert sich in der Grundform ebenfalls an der Betonschwelle B 55.

Einblock-Spannbetonschwellen im Netz der ÖBB

Die Entwicklung der Spannbetonschwellen im Netz der ÖBB war stark von den wirtschaftlichen Bedingungen beeinflusst: Das Land war arm und zerstört, Materialimporte kamen teuer, und es gab keine hochentwickelte Bauindustrie. Strategische Überlegungen standen zu einer Zeit, als es um einen raschen Wiederaufbau des Landes ging, nicht im Vordergrund. Auch Geschwindigkeits- und Achslasterhöhungen wurden nicht im heutigen Ausmaß thematisiert. Zudem darf nicht vergessen werden, dass das damalige Wissen über das Gleis und seine Komponenten noch aus der Zeit der Holzschwellengleise stammte. Erst in den 1950er und 1960er Jahren wurden detailliertere Kenntnisse über Betonschwellengleise entwickelt. Es ist daher nicht verwunderlich, dass sich die österreichische Betonindustrie in technologischen Fragen am deutschen Eisenbahnsystem orientierte, mit dem es noch vor kurzem – politisch bedingt – eng verbunden war. Zwar gab es immer wieder Modifikationen, doch diese betrafen hauptsächlich die Schienenbefestigung und besaßen zudem meist nur regionale Bedeutung. [9]

Seit 1951 werden Spannbetonschwellen im Schwellenwerk der Firma SSL (Stahlbeton-Schwellenwerk-Linz) nach dem Spannverfahren Karig/Dywidag mit nachträglichem Verbund im Sofortausschalverfahren hergestellt. Tab. 1.2 listet die seither hergestellten Typen mit den Abmessungen und Spannkräften auf.

Seit 1995 werden aufgrund der gestiegenen Nachfrage auch Spannbetonschwellen im Langbettverfahren (Schwellen der Typen „L1“ und „L2“) im Werk der Firma MABA TRACK SOLUTIONS (ehemals MABA) in Sollenau hergestellt.

Regelzeichnung	Type	Schiene	Länge mm	Breite mm	Querschnitt	Fr/SchNische Pw/marksaeme Bohlfloche (40cm Auflagetiefe)	Masse kg	Befestigung	Herstellungs- zeitraum	Anzahl	Bemerkungen
16638	B 10 10a	A, XA	2300	280	 195	2 x 2058 (2 x 2523)	185	Klemmplatten	1954-1956(10a)	10 003	1 Spannange
16691	11	S49, B	2300	280	 210	2 x 2580 (2 x 3120)	220	Rippenplatten (K)	1955-1958	166 826	2 Spannange Z=2x13t = 26t
16870	12	S49, B	2300	298	 200	2 x 2560 (2 x 3005)	225	K	1957-1964	684 323	2 Heamadel Z=4xdt = 24t Starke Stmaus- bildung !
16926	12a								1959-1961	4 987	Schwellenschraube verkehrt ! Gummihülse Type 12 S Stahl- schweife RZ 1888
16999	13	A, B	2300	280	 195	2 x 2200 (2 x 2600)	195	Federschlag- nagel	1962-1967	31 570	Z = 15,4 t
16918	13a							Federnagel- befestigung			
17113 17108 17115 17117 17146	14 14a b c d	B	2400	298	 195	2 x 2685 (2 x 3125)	-235	K Springbock Egston(W,HM) Pandrol	1964-1976	562 967	vertl. Z = 240 kN
				298 (844)			310	K	1973	1 900	Ohrenschweife
16989	15	B	2400	298	 200	2 x 2565 (2 x 3005)	230	Pandrol	1886-1969	6 645	Z = 240 kN
17061	16	B	2300	277	 180	2 x 2320 (2 x 2714)	207	Pandrol	1967-1990	731 752	Z = 200 kN
17147	17	B, C	2600	300	 210	2 x 2980 (2 x 3380)	302	K	1973	1 920	Z = 270 kN
17201	18	B, C	2400	298	 194,5	2 x 3028 (2 x 3470)	-300	K	1974	8 983	Z = 270 kN
17203	18a			(560) (600)			-275	W		1 803	Ohren bewehrt
17202	19	B, C	2500	300	 210	2 x 2644 (2 x 3084)	280	W	1976-1990	1 068 392	Z = 270 kN
17205	19a- 125 19a- 150	B, C UIC 60	2600	300	 210	2 x 2982 (2 x 3362)	290	W	1986-1999	1 700 006	Z = 270 kN
17206	L1	B, C	2500	300	 210	2 x 3063 (2 x 3583)	290	W	1990-	647 575	16 Drahte ø 5 mm Z = 277 kN
17207	K1	B, C UIC 60	2600	300	 214	2 x 3165 (2 x 3525)	290	W	1999-	623 637	8 Drahte ø 7,5 mm Z=320 kN
17208	L2	B, C UIC 60	2600	300	 215	2 x 3159 (2 x 3700)	290	W	1999-	231 340	14 Drahte ø 6,0 mm Z=328 kN

Tab . 1.2: Die seit Beginn 1951 im Netz der ÖBB eingesetzten Spannbetonschwellen sind hier aufgelistet. Die Schwellenlänge wurde im Laufe der Zeit von 2,30 m auf 2,60 m verlängert, die aktuelle „K1“-Schwelle hat eine Vorspannkraft (nach Abzug von Verlusten) von $Z = 320$ kN. Alle Spannbetonschwellen mit Ausnahme der „L1“ und „L2“, diese werden seit 1995 im MABA-Werk in Sollenau produziert, wurden und werden im Werk der SSL (Stahlbetonschwellenwerk Linz) hergestellt.

Nachfolgend werden einige Schwellenformen angeführt.

1951 wurden die ersten Spannbetonschwellen im Netz der ÖBB getestet. Die vorgespannten Betonschwellen „10“ und „10a“ wurden im neu errichteten Stahlbetonschwellenwerk Linz (SSL) gefertigt und hatten einem Spannstab von 18,6 mm Durchmesser ohne Verbund. Im Jahre 1953 wurde eine der deutschen Bauart B 53 ähnliche vorgespannte Betonschwelle „11“ mit zwei 18,6-mm-Spannstählen hergestellt. Es wurden von der Schwellenform 680 000 Stk. für das ÖBB-Netz produziert. Die Betonschwelle „11“ findet sich noch häufig in untergeordneten Gleisen, zum Beispiel im Gleis 3 in Bad Aussee (Abb. 1.36). Als Schienenbefestigung wurde eine Rippenplattenkonstruktion gewählt.

Die Schwellen sind so dimensioniert, daß die normalen großen Betriebsbelastungen allein von der Vorspannung gedeckt werden, also ohne die Biegezugfestigkeit des Betons in Anspruch zu nehmen. Es sind deshalb selten Risse im Betonkörper der Schwellen verzeichnet worden. Sie sind nur dort aufgetreten, wo ganz außergewöhnlich grobe Fehler in der Auflagerung der Schwelle im Schotterbett vorlagen. Früher war ein feiner Riß Gegenstand ernster Sorgen und Betrachtungen. Heute ist er nahezu uninteressant geworden. Man weiß ganz sicher, daß eine Beschädigung bei der vorgespannten Schwelle nach Korrektur der Auflagerverhältnisse vollkommen stillsteht, daß der Riß nicht atmet, sich also nicht erweitert und vergrößert. [1]

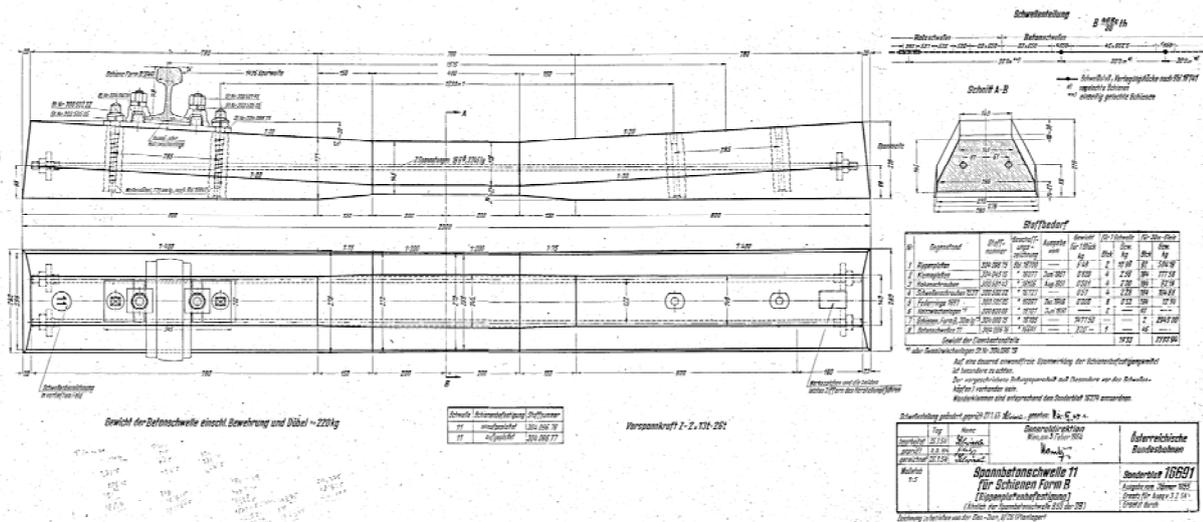


Abb. 1.36: Spannbetonschwelle „11“ (ähnlich B 53) mit Rippenplattenkonstruktion. Diese Konstruktion hat sich auch in engen Bögen bewährt. (RZ 16691)

Die Weiterentwicklung war die Spannbetonschwelle „12“ (Abb. 1.37), diese ist eine an die deutsche Bauart B 55 angelegliche Betonschwelle mit vier hochfesten 9,7-mm-Spanndrähten (bleibende Vorspannung 240 kN) nach dem Spannverfahren Karig/Dywidag mit nachträglichem Verbund im Sofortausschalverfahren. Als Schienenbefestigungen kam auch hier die bekannte Rippenplatte zur Anwendung. Es wurden im Stahlbetonschwellenwerk Linz insgesamt 680 000 Stk. Betonschwellen „12“ hergestellt. [8]

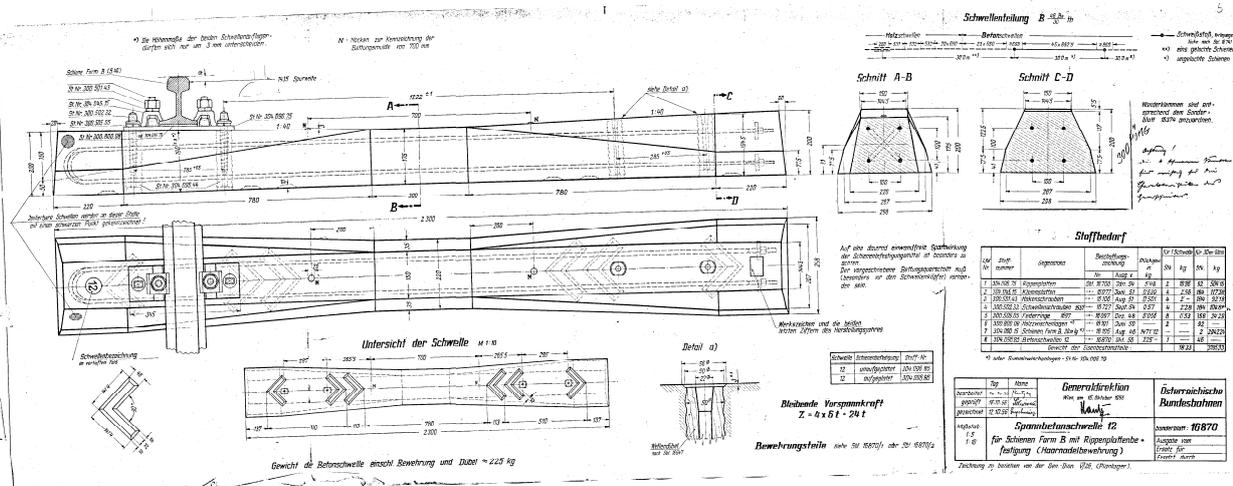


Abb. 1.37: Spannbetonschwelle „12“ (ähnlich B 55) mit Rippenplattenkonstruktion. Es wurden von diesem Schwellentyp 680 000 Stk. im Netz der ÖBB eingebaut. (RZ 16870)

Bei der Betonschwelle „14“ (1964 – 1976) wurde die Länge der Schwelle erstmals auf 2,40 m verlängert. Die Rippenplattenkonstruktion wurde beibehalten, insgesamt wurden 560 000 Stück Betonschwellen „14“ (Abb. 1.38) eingebaut.

Aus Kostengründen wurde bei der zwischen 1967 und 1990 ebenfalls in hoher Stückzahl (730 000 Stk.) eingebauten Betonschwelle „16“ (Abb. 1.39) einige Modifizierungen vorgenommen: Die Schwellenlänge wurde wieder auf 2,30 m reduziert, die Vorspannkraft auf Z = 200 kN reduziert und anstatt der robusten Rippenplattenbefestigung die kostengünstigere Pandrol-Spannbügelbefestigung verwendet. Die Nutzungsdauer der „Spar-Betonschwelle“ „16“ war in Bögen und Gleisen geringer als angestrebt (siehe Pkt. 1.5.5.2).

Bei der von 1976 bis 1990 1 060 000 mal produzierten Betonschwelle „19“ (Abb. 1.40) wurden daher sowohl die Abmessungen als auch Vorspannkraft mit Z = 270 kN erhöht. Als Befestigungsart

kam erstmals die nach Prof. Hermann Meier, TU München benannte HM-Befestigung zur Anwendung. Später erhielt die Befestigungsart nach ihrer Form die Bezeichnung „W-Befestigung“.

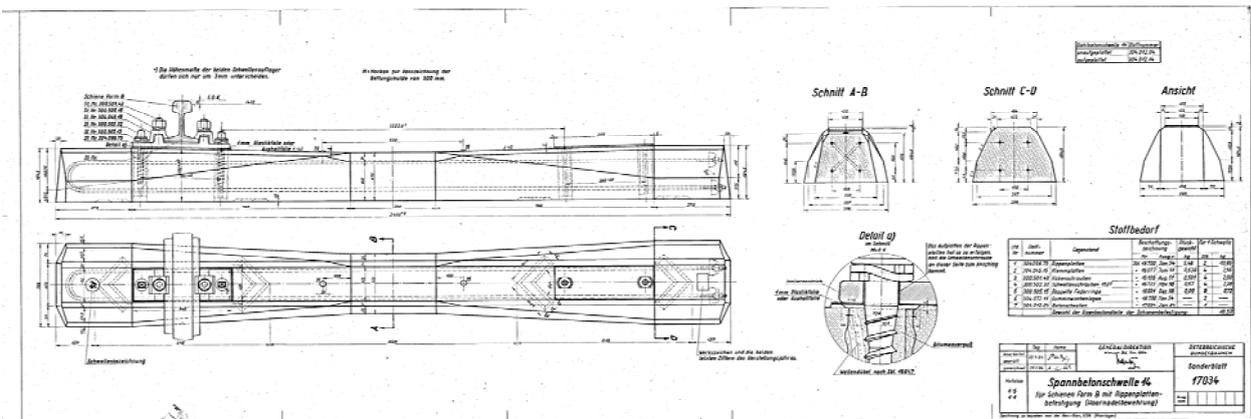


Abb. 1.38: Spannbetonschwelle „14“ mit Rippenplattenkonstruktion. Es wurden von diesem Schwellentyp 560 000 Stk. im Netz der ÖBB eingebaut. Die verbleibende Vorspannkraft beträgt wie bei der Betonschwelle „12“ $Z = 240 \text{ kN}$. (RZ 17034)

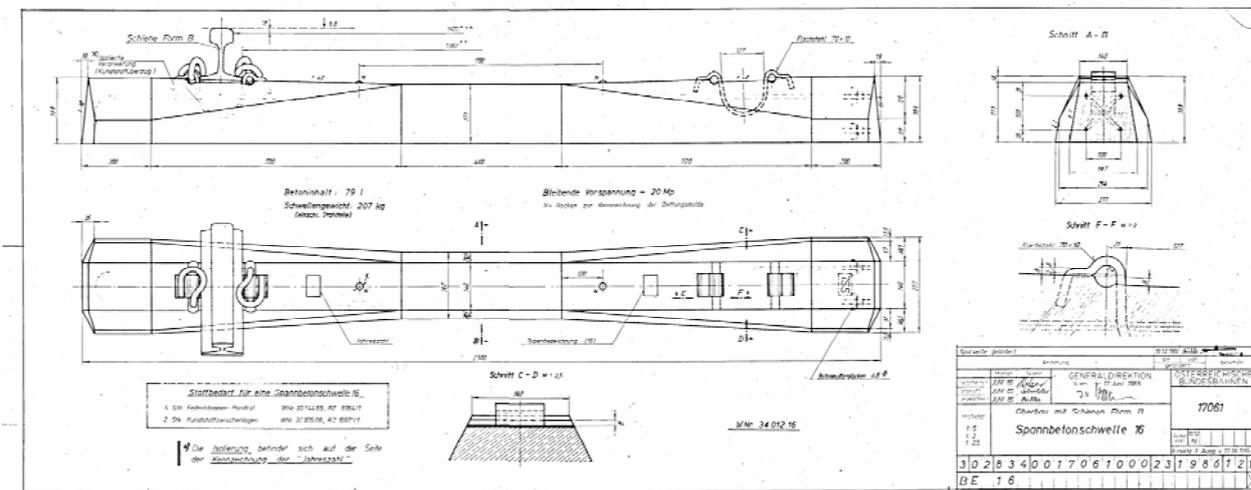


Abb. 1.39: Spannbetonschwelle „16“ mit Pandrolbefestigung. Aus Kostengründen wurde die Schwellenlänge auf 2,30 m Länge und die bleibende Vorspannkraft auf $Z = 200 \text{ kN}$ reduziert. Als Befestigung kam der gegenüber der Rippenplattenkonstruktion günstigere Pandrol-Spannbügel zum Einsatz. (RZ 17061)

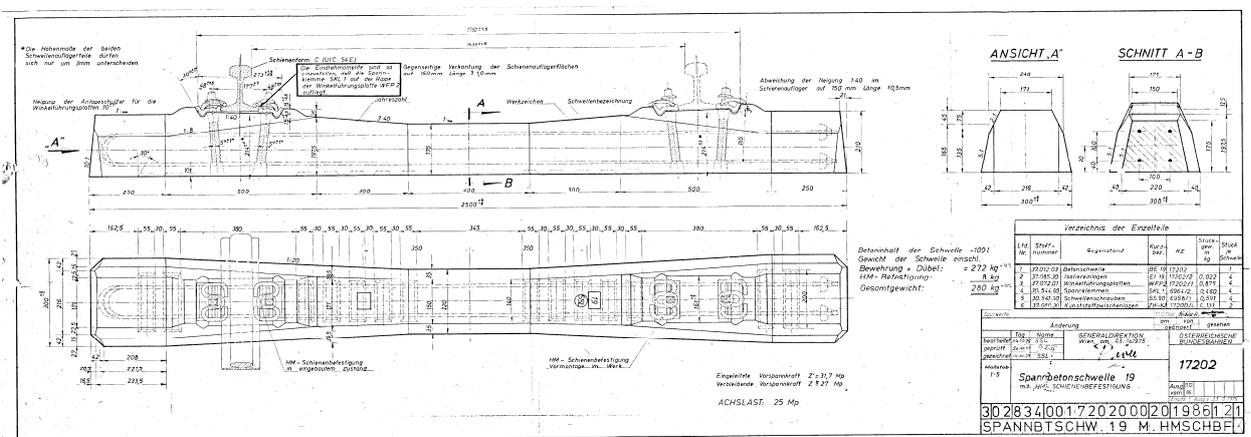


Abb. 1.40: Spannbetonschwelle „19“ mit HM-Befestigung. Nach den Erfahrungen mit der Betonschwelle „16“ wurden bei der Betonschwelle „19“ sowohl Abmessungen als auch Vorspannkraft erhöht. Die Betonschwelle „19“ wurde insgesamt 1 060 000 Mal in Gleisen mit Schienen der Typen „B“ und „C“ eingebaut. (RZ 17202)

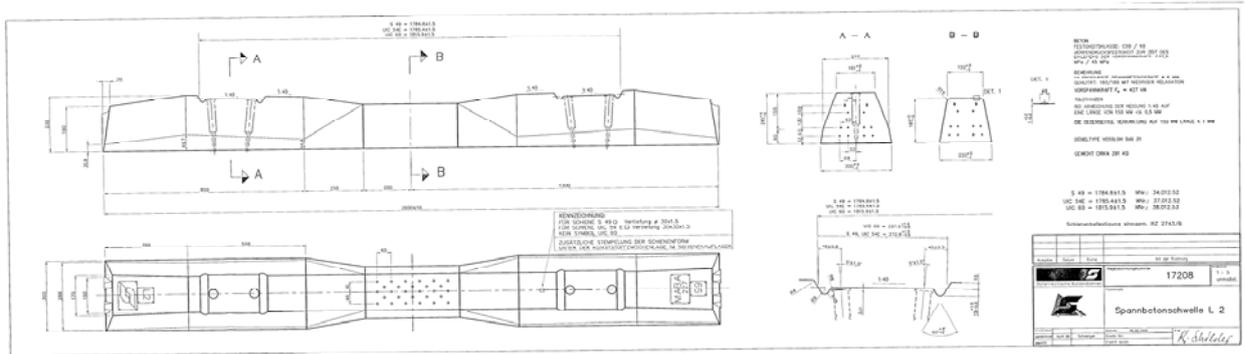
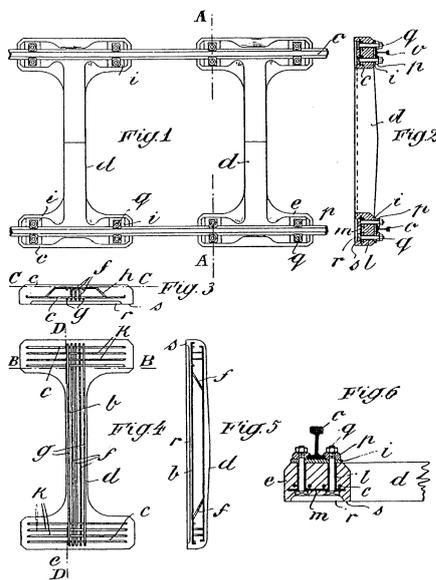


Abb. 1.43: Spannbetonschwelle „L 2“ mit „W 14“-Befestigung. Diese Schwelle wird im Werk Sollenau der MABA TRACK SOLUTIONS im Langbettverfahren erzeugt und wird mit der „K 1“ standardmäßig bei Gleisneulagen eingesetzt.

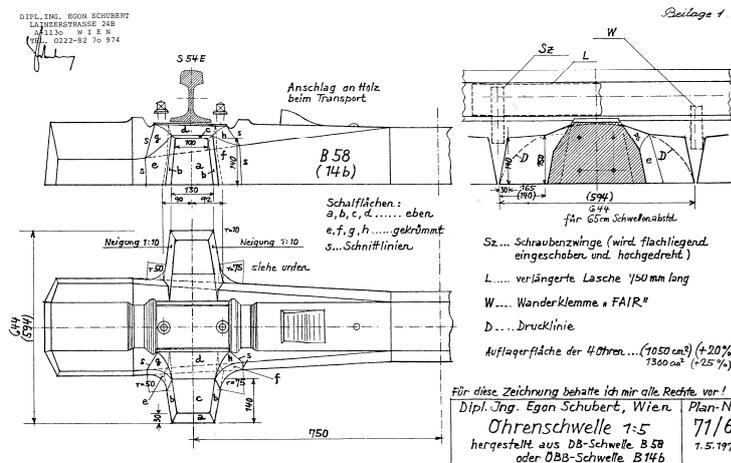
1.5.3.5 Sonderformen zur Erhöhung des Querverschiebewiderstands

Seit 100 Jahren wird versucht den aufgrund des hohen Gewichts ohnehin erhöhten Querverschiebewiderstand von Betonschwellengleisen mit alternativen Schwellenformen weiter zu vergrößern, um so ein lückenloses Verschweißen der Gleise auch in sehr engen Bögen ($R < 250$ m) zu ermöglichen.



August Hühne machte 1908 in seinem Schweizer Patent Nr. 40591 (Abb. 1.44) den Vorschlag, die Auflagerfläche der normalen Querschwellen durch längsschwellenartige Fortsätze zu vergrößern und so ein Doppel-T-Auflager zu schaffen. Die von ihm vorgesehene Ausführung in Stahlbeton war jedoch mit den damaligen Kenntnissen der Betoneigenschaften und der Bewehrungstechnik nicht zu verwirklichen. [10]

Abb. 1.44: Diese Abbildung zeigt das erste Patent eines Querschwellengleises mit Längsunterstützung aus dem Jahr 1908. [10]



1971 entwickelte Schubert (ÖBB) die sogenannte „Ohrenschwelle“ (Abb. 1.45), eine Querschwellenform mit Fortsätzen („Ohren“) im Bereich des Schienenauflegers. Die gesammelten Erfahrungen mit lückenlosen Verschweißen von engen Gleisbögen ($R = 300$ m) waren positiv. Aufgrund der fehlenden Bewehrung der Längsunterschwellung kam es jedoch im Laufe der Zeit zu Abplatzungen der Fortsätze, weshalb eine größere Anwendung nicht erfolgte.

Abb. 1.45: Schubert entwickelte 1971 zur Erhöhung des Querverschiebewiderstands die sogenannte „Ohrenschwelle“. [10]

Eder entwickelte 1989 (erstmalig gefertigt 1991) die sogenannte „Eder-Schwelle“ (Abb. 1.46) im österreichischen Patent Nr. 389131B. Diese Schwelle weist in Schwellenmitte profilierte Seitenflächen auf. Diese sollten sich besser mit dem Schotterbett verzahnen. Die Anwendung beschränkte sich auf einige Versuche mit einer Gesamtlänge von mehreren Kilometern.

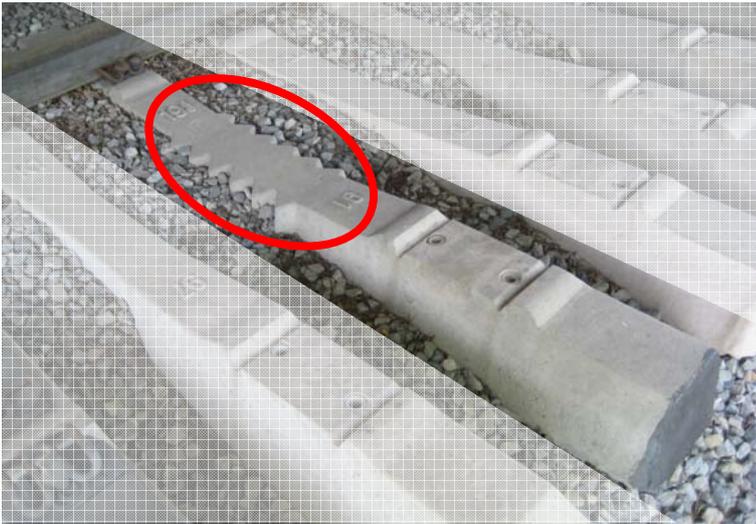


Abb. 1.46: Eder entwickelte 1989 die sogenannte „Eder-Schwelle“, eine Schwelle mit profilierten Seitenflächen zur Erhöhung des Querverschiebewiderstands.

Olaf Unbehauen entwickelte 1996 die Breitschwelle der DB. Ziel war hier die Vergrößerung der Schotterauflagerfläche. Dies wurde durch einen verbreiterten Mittelteil erreicht (Abb. 1.47).



Abb. 1.47: Breitschwelle der DB, entwickelt 1996 von Unbehauen.

Quelle: SSL Linz

Mit dem Ziel einer durchgehend elastischen Auflagerung wurde 1997 die schottergelagerte „Leiterschwelle“ von Wakui entwickelt (Abb. 1.48). Die Langschwelle aus Betonlängsbalken ist mit Stahlrohren in Querrichtung verbunden. Der Abstand der Schienenbefestigungen beträgt 75 cm.

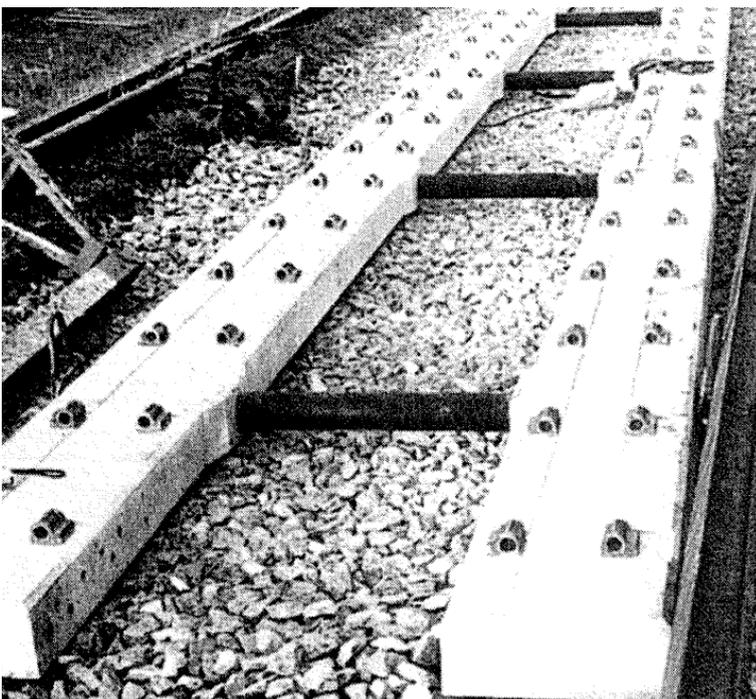


Abb. 1.48: Die „Leiterschwelle“ von Wakui wurde mit dem Ziel einer durchgehenden Auflagerung konzipiert.

Quelle: SSL Linz

Die Rahmenschwelle vereint nun die vorhin genannten Vorteile. Die 1999 erstmals von Rießberger vorgestellte Rahmenschwelle „RS 95“ weist zwei Querschwellen auf, die durch Längsschwellen zu einem in der horizontalen Ebene biegesteifen Rahmen verbunden wurden. Damit ergibt sich ein hoher Querverschiebewiderstand bei größerer Aufstandsfläche und nahezu

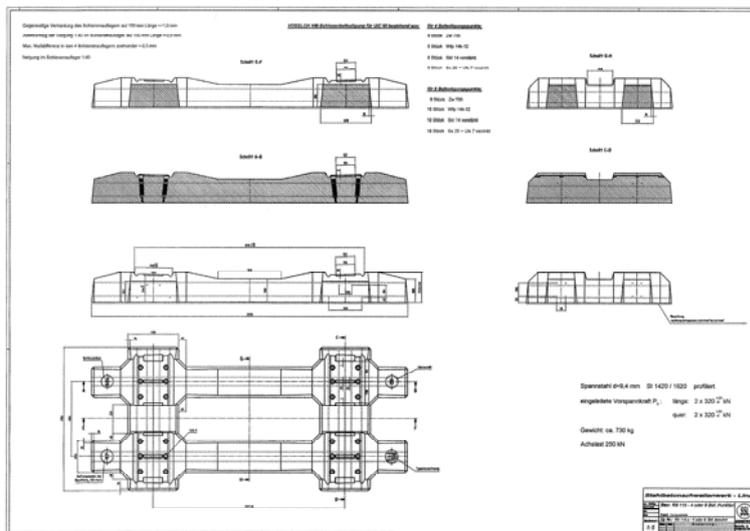


durchgehender elastischer Auflagerung. Das lückenlose Verschweißen auch enger Bögen (Bsp. Bf Eichberg, $R = 179 \text{ m}$) ist damit möglich.

Als Schienenbefestigung wurde die Standard – „W14“-Befestigung verwendet, die Schieneneinsenkung von 1,50 mm wurde durch eine elastische Schwellenbesohlung erreicht (Abb. 1.49). [10]

Abb. 1.49: Mit der Rahmenschwelle „RS 95“ ist es möglich auch sehr enge Bogenradien lückenlos zu verschweißen.

Die an fünf Teststrecken gesammelten Erfahrungen führten zur Entwicklung der Rahmenschwelle „RS 115“ (Abb. 1.50). Die Spannbewehrung wurde auf sich gerade kreuzende Stäbe in Querschwellen und Längsschwellen abgeändert. [10]



Aus Gründen der einfacheren Stopfbarkeit (Verwendung von Standardgleisbaumaschinen) wurde die Schwellenlänge in Längsrichtung auf 1,15 m vergrößert. Die Querschwellenteilung beträgt wie im üblichen Standardgleis 60 cm.

Abb. 1.50: Die Rahmenschwelle „RS 115“ ist die Weiterentwicklung der „RS 95“. Aus Gründen der einfacheren Stopfbarkeit wurde die Querschwellenteilung von üblichen Gleisen mit 60 cm übernommen.

Quelle: SSL Linz

Zwischen zwei Schwellen ergibt sich damit ein Freiraum von 5 cm. Die Querschwellenlänge wurde zur Verringerung der an den Vorköpfen gemessenen Beschleunigungen auf 2,50 m reduziert.

Die Möglichkeit des lückenlosen Verschweißens von engen Gleisbögen wurde mit den Rahmenschwellen eindeutig belegt. Überlegungen zur Kostenoptimierung führten zur Weiterentwicklung, der sogenannten HDS-Schwelle (engl. high duty sleeper, auch half frame sleeper). Diese ähnelt im Grundriss der Rahmenschwelle „RS 115“, die Längsverbinding der Querschwellen wurde jedoch aufgetrennt. Auch mit der „HDS-Schwelle“ (Abb. 1.51) ist ein lückenloses Verschweißen von sehr engen Gleisbögen (derzeit engster Versuchsradius $R = 214 \text{ m}$) möglich. Die Schwelle ist derzeit in einigen Versuchsabschnitten sehr erfolgreich im Einsatz.

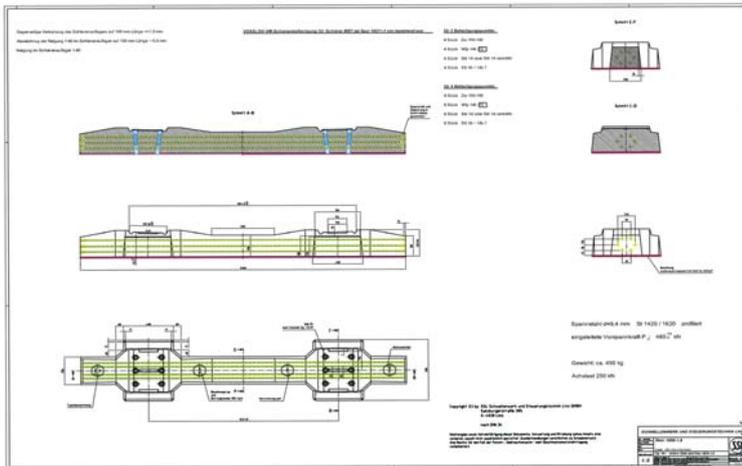


Abb. 1.51: Die „HDS-Schwelle“, der Nachfolger der Rahmenschwelle ermöglicht ebenso wie die Rahmenschwelle aufgrund des hohen Querverschiebewiderstands ein lückenloses Verschweißen von sehr engen Gleisbögen möglich. Dies bestätigt ein Testgleis bei Sankt Pölten mit einem Bogenradius von $R = 214 \text{ m}$.

Quelle: SSL Linz

1.5.4 Schwellenbesohlung

1996 wurden im Netz der ÖBB erstmals Schwellenbesohlungen (erstmaliges Patent Salzmann, Rießberger) zur Schotterschonung versuchsweise eingesetzt. Die Vielzahl an positiven Einflüssen auf das Gleisverhalten hat die ÖBB 2006 dazu veranlasst, bei Gleisneulagen alle Betonschwellen im Hauptnetz (in Gleisen mit einer Verkehrsbelastung größer 30 000 Gesamtbruttotonnen pro Jahr bzw. in Bögen mit einem Radius $R < 500 \text{ m}$) standardmäßig zu besohlen.

1.5.4.1 Anforderungen an Materialien und Verbund

Die Anforderungen an das Besohlungsmaterial werden in der BN 918 145-01 definiert. Folgende Eigenschaften sind nachzuweisen:

- Statischer Bettungsmodul
- Dynamischer Bettungsmodul
- Dauerfestigkeit
- Tieftemperaturbeständigkeit
- Witterungsbeständigkeit
- Alterungsbeständigkeit (künstliche Alterung)
- Entflammbarkeit



Abb. 1.52: Der statische und dynamische Bettungsmodul von Schwellenbesohlungen werden mit der sogenannten Normschotterplatte bestimmt. Weiche Schwellenbesohlungstypen weisen einen statischen Bettungsmodul von $0,10 \text{ N/mm}^3$, steife Varianten einen statischen Bettungsmodul von $0,30 \text{ N/mm}^3$ auf. [12]

Der statische Bettungsmodul, der dynamische Bettungsmodul und die Dauerfestigkeit werden mittels einer Normschotterplatte bestimmt (Abb. 1.52). Im Oberbaulabor der SNCF kann die Dauerfestigkeit der Schwellenbesohlung auch in einer „realitätsnäheren“ Form getestet werden. Hier wird eine ganze Betonschwelle dem sogenannten „Vibrogir-Test“ unterzogen [12].

Die bei den ÖBB eingesetzten Schwellenbesohlungen weisen einen statischen Bettungsmodul von $0,10 \text{ N/mm}^3$ (sehr weich) bis $0,30 \text{ N/mm}^3$ (steif) auf. Die Dicke des Besohlungsmaterials beträgt 7 mm bis 10 mm .

Tab. 1.3 listet die bei den ÖBB gängigen Typen auf:

Type	Material	Stat. Bettungsmodul [MN/m ³]	Dicke [mm]
SLS 1010 G	Sylomer®	0,10	10
SLS 1308 G		0,13	8
SLS 1707 G		0,17	7
SLB 2210 G		0,22	10
SLB 3007 G		0,30	7

Tab. 1.3: Bei den ÖBB werden als Standardbesohlungen Typen mit einer Dicke von 7 mm bis 10 mm und einem statischen Bettungsmodul von 0,10 N/mm³ bis 0,30 N/mm³ eingesetzt.

Die Anforderungen an den Verbund Schwelle - Sohle werden in der BN 918 145-02 definiert. Es müssen folgende mechanische Eigenschaften überprüft werden:

- Abreißfestigkeit
- Frost/Tau-Beständigkeit des Verbundes
- Abscherfestigkeit

Die wichtigste Anforderung an den Verbund bildet die Mindestabreißfestigkeit. Hier wird die Kraft bestimmt, die notwendig ist um ein 50 mm großes kreisförmiges Besohlungsteil von der Betonschwelle zu trennen. Die geforderte Mindestabreißfestigkeit beträgt:

- im Mittel $\sigma \geq 0,50 \text{ N/mm}^2$
- Minimalwert $\sigma \geq 0,40 \text{ N/mm}^2$



Die in Gleisen der ÖBB bislang am meisten verwendeten Schwellenbesohlungen haben als Kontaktmedium ein Kunststoffgeflecht (Wirrgitter). Dieses wird im Produktionsprozess in das Besohlungsmaterial eingebunden. Bei der Schwellenproduktion wird das Besohlungsmaterial mit dem Wirrgitter in den Beton eingerüttelt, der Verbund erfolgt über das Wirrgitter (Abb. 1.53).

Abb. 1.53: Der Verbund zwischen Schwelle und Besohlungsmaterial erfolgt bei den ÖBB-Standardbesohlung mithilfe eines eingerüttelten Wirrgitters.

1.5.4.2 Schotterschonung durch den Einsatz von Schwellenbesohlungen

Die Übertragung der Kräfte zwischen Schwelle und Schotterbett erfolgt über eine sehr kleine Berührfläche. Mittels Schwellenbesohlungen ist es möglich die Kontaktfläche Schwelle-Schotter auch unter Betonschwellen deutlich zu vergrößern.

Die verschiedenen Steifigkeiten der Holzschwelle und Betonschwelle führen zu einer unterschiedlichen Lastübertragung der Kräfte in das Schotterbett. Während an der Betonschwellen-Unterseite nur sehr wenige Kontaktpunkte an der Lastableitung beteiligt sind, können sich bei den Holzschwellen die Schottersteine in das Holz pressen (Abb. 1.54).



Abb. 1.54: Ein Grund für die lange Einsatzdauer von Holzschwellen ist die Eigenelastizität des Naturstoffs Holz. Zwischen Schotterbett und Schwelle besteht eine große Kontaktfläche, der Schotter wird geschont.

An der TU Graz wurden umfangreiche Arbeiten zum Thema Schotterbettbeanspruchung durchgeführt. So konnte Fischer am von Klugar konzipierten Schergerät nachweisen, dass die Kontaktfläche Schotter-Schwelle bei Holzschwellen um ca. den Faktor 3 größer ist als bei Betonschwellen. Sani konnte in seiner Diplomarbeit zeigen, dass die Schwelle-Schotter-Kontaktfläche in Betriebsgleisen mit Betonschwellen nur wenige Prozent beträgt. Monaco hat sich in ihrer Dissertation mit dem Einfluss von Schwellenbesohlungen auf die Gleiselastizität beschäftigt [14] und unter anderem einen Zusammenhang zwischen Schotterkontaktfläche und Besohlungssteifigkeit erarbeitet (Abb. 1.55). Wie erwartet nimmt die Schotterkontaktfläche mit steigendem Bettungsmodul ab. Bei Verwendung von steifen Schwellenbesohlungen (SLB 3007 G) beträgt die Kontaktfläche zum Schotterbett ca. 8 %, bei sehr weichen Besohlungen dagegen 30 % und mehr.

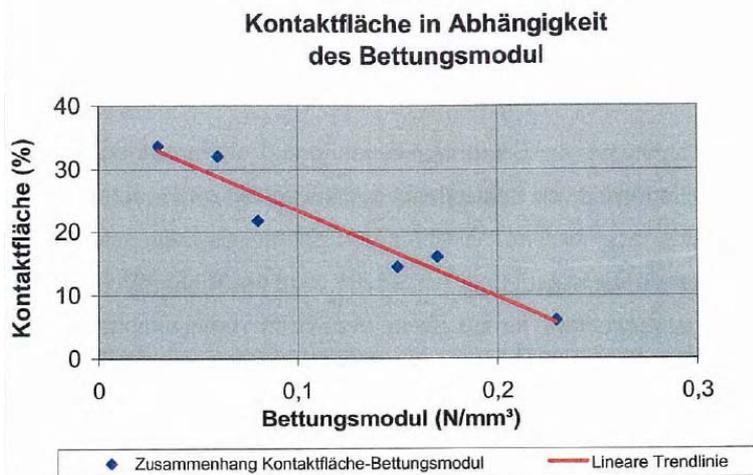


Abb. 1.55: Monaco hat den Zusammenhang Besohlungssteifigkeit zu Schotterkontaktfläche erarbeitet. Mit sehr weichen Besohlungstypen steigt die Kontaktfläche auf mehr als 30 %. [14]

Die hohen Kontaktkräfte können bei Betonschwellengleisen unter Umständen frühzeitig zur Zerstörung des Schotters führen, das Phänomen der frühzeitigen Schotterzerstörung ist vor allem in Gleisen mit steifen Untergrundverhältnissen und starker Schlupfwellenbildung zu beobachten.

Seit 1996 werden Gleise daher versuchsweise „besohlt“. Abb 1.56 zeigt ein Gleis bei Scheifling (Südbahn), acht Jahre nach Gleisneulage. Die Schonung des Schotterbetts mit der (weicheren) Besohlung ist augenscheinlich. Die Kraftübergabe ähnelt dem Verhalten bei Holzschwellengleisen.



Abb. 1.56: Die Schonung des Schotterbetts durch den Einsatz von Schwellenbesohlungen ist „augenscheinlich“. Das Beispiel zeigt einen 280-m-Bogen bei Scheifling (Südbahn) nach 8 Jahren Betriebsbelastung.

Das Besohlungsmaterial wird nicht nur durch die statische Steifigkeit bzw. den statischen Bettungsmodul gekennzeichnet. Neben den elastischen Eigenschaften ist es die Dämpfung, welche das Gleisverhalten mit bestimmt. Der Verlustfaktor kann bei Frequenzen um 20 Hz Werte von 0,07 bis 0,50 einnehmen (Abb. 1.57)

Der Einfluss der dynamischen Versteifung des Besohlungsmaterials wird an einigen Versuchsstrecken gerade getestet. Derzeit weisen hoch dämpfende Besohlungsmaterialien Vorteile bei der Schallabstrahlung auf. Gleise mit dynamisch weichen Materialien haben Vorteile hinsichtlich der Erschütterungsthematik, die Setzungsraten können damit ebenso weiter reduziert werden.

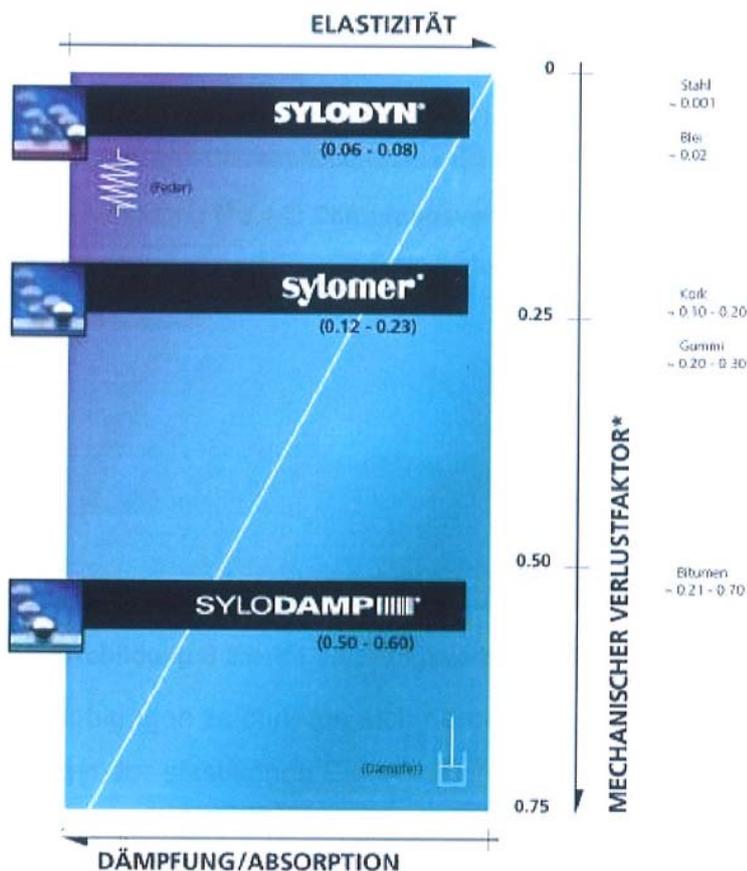


Abb. 1.57: Der mechanische Verlustfaktor streut bei unterschiedlichen Besohlungsmaterialien stark.

1.5.4.3 Vertikale Gleiseinsenkung

Ein wichtiges Merkmal des Gleises ist die elastische Einsenkung unter den Rädern. Die Einsenkung sollte nicht zu gering sein. Im ersten Fall führt dies zu erhöhten Kräften im Schotterbett und Untergrund, im zweiten Fall zu einer Erhöhung der Schienenspannung und zu möglichen Gleislageveränderungen infolge zu hoher Gleisrostverformungen.

Die Steifigkeit der Schwellenbesohlung wird über den statischen und dynamischen Bettungsmodul entsprechend BN 918 145 - 01 definiert. Die Messungen werden mit der sogenannten Normschotterplatte durchgeführt. Potvin [15] hat herausgefunden, dass der dynamische Bettungsmodul deutlich besser mit der Einsenkung des realen Gleises korreliert als der statische Bettungsmodul.

Die vertikale Einsenkung des Gleises kann in die Anteile Schiene-Schwelle, Schwelle-Schotterbett und Schotterbett-Untergrund aufgeteilt werden. Der Verformungsanteil Schwelle-Schotterbett wird durch die Wahl der Schwellenbesohlung eingestellt. Bezüglich der optimalen Gleiseinsenkung liegen in den Fachbüchern unterschiedliche Werte vor, häufig wird eine optimale Einsenkung Schwelle-Schotterbett von 1,2 mm bis 1,5 mm angegeben.

Die untere reale Grenze der vertikalen Gesamtverformung stellt sich bei unbesohlenen Betonschwellen mit steifen Zwischenlagen auf steifem Untergrund mit ca. 0,4 mm ein. Die hohen punktuellen Kräfte führen im Schotterbett zu rascher Kornzerstörung und damit zur Entstehung von „weißen Stellen“ im Gleis.

Gerade bei sehr weichen Böden kann die elastische Einsenkung des Gleises auch Werte von 4,0 mm und mehr erreichen.

Eine empirisch festgelegte obere Grenze für die maximale ertragbare Einsenkung Schwelle-



Schotterbett beträgt in manchen Veröffentlichungen 2,0 mm. Die SNCF möchte beginnen das Produkt aus maximaler Schwelleneinsenkung und maximal zulässiger Geschwindigkeit des jeweiligen Streckenabschnitts mit $250 \text{ km/h} \cdot \text{mm}$ zu begrenzen.

Ein Versuchsgleis bei Markersdorf (Westbahn, $V_{\text{max}} = 200 \text{ km/h}$) mit weicher Schwellenbesohlung SLS 1308 G weist eine Schwelleneinsenkung von ca. 1,5 mm auf. Das Produkt aus $V_{\text{zulässig}} \cdot w_{\text{Schiene}}$ beträgt hier $300 \text{ km/h} \cdot \text{mm}$. Die Gleislagequalität ist sehr stabil, auch weist das Schotterbett nur geringe Anzeichen einer übermäßigen Vertikaldynamik auf (Abb. 1.58).

Abb. 1.58: Ein Testgleis auf der Westbahn bei Markersdorf, es wurde eine relativ weiche Schwellenbesohlung SLS 1308 G eingebaut, weist bei der zulässigen Geschwindigkeit von 200 km/h eine Schieneneinsenkung von 2,0 mm auf. Die Gleislagequalität ist sehr gut, das Schotterbett zeigt keine Anzeichen einer übermäßigen Vertikaldynamik.

Ein Gleis bei Pratteln (SBB) hat bei der gleichen Schwellenbesohlung SLS 1308 G bereits bei $V = 140 \text{ km/h}$

zu Problemen mit der Gleisdynamik geführt. Es dürfte daher auch die Schwellenform und -vorspannung einen Einfluss auf die maximal ertragbare Einsenkung haben. Die Thematik der maximalen Gleiseinsenkung wird derzeit intensiv im UIC-Projekt „USP in track“ untersucht.

Die Erfahrungen der ÖBB lassen sich wie folgt zusammenfassen: Je weicher die eingesetzte Schwellenbesohlung und damit je größer die elastische Einsenkung des Gleises, desto besser ist die vertikale Gleislagequalität. Es bleibt jedoch zu beachten, dass die Standzeiten der weichen Schwellenbesohlung mindestens die gewünschte Gleisnutzungsdauer erreichen.

1.5.4.4 Erfahrungen mit Bogengleisen mit Schwellenbesohlung

Schotterschonung

Wie in Pkt. 1.5.4.1 dargelegt, führen Schwellenbesohlungen zu einer deutlichen Schotterschonung, wobei der Grad der Schonung nach Pli c a [12] nur wenig von der Besohlungssteifigkeit beeinflusst wird.

Setzungsverhalten

Die größere Einsenkung des Gleises mit Schwellenbesohlung führt zu einer besseren Lastverteilung im Gleis („Schiene als Träger“). Die aufzunehmenden Kräfte im Schotterbett und Untergrund werden reduziert, die Setzungsraten der Gleise nehmen deutlich ab. Je weicher die Schwellenbesohlung, desto größer die elastische Einsenkung des Gleises und desto kleiner die Kräfte im Schotterbett und Untergrund. Abb. 1.59 zeigt einen Übergang von einem besohnten Gleis auf ein unbesohntes Gleis. Das unterschiedliche Setzungsverhalten ist deutlich zu erkennen.

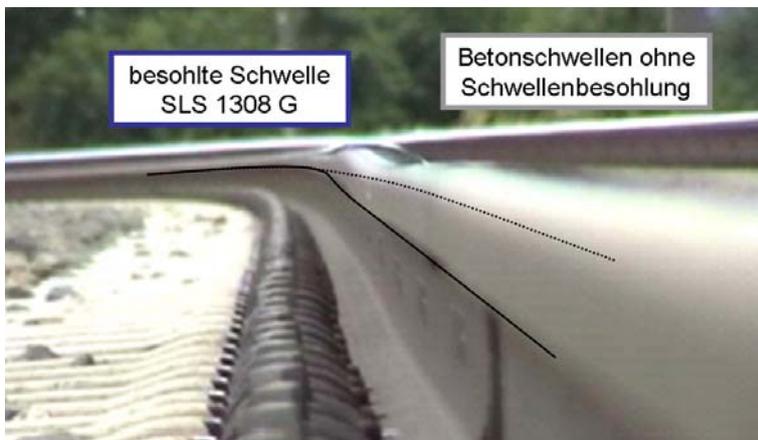


Abb. 1.59: Schwellenbesohlungen führen infolge der gleichmäßigeren Lastverteilung zu geringeren Setzungen des Gleises. An den Übergängen von besohnten zu unbesohnten Abschnitten bilden sich daher im Laufe der Zeit punktuelle Gleislagefehler, welche durch Stopfarbeiten korrigiert werden müssen.

Dauerfestigkeit der Schwellenbesohlung

Das Thema Dauerfestigkeit der Schwellenbesohlung wird gerade intensiv untersucht. Zwar kann eine erste Abschätzung der Dauerfestigkeit von unterschiedlichen Gleiskonfigurationen mittels „Vibrogrir-Test“, hier wird im SNCF-Labor eine Belastung von 400 Mio. Gesamtbruttotonnen simuliert, erfolgen. Die endgültige Praxistauglichkeit wird aber weiter stichprobenartig untersucht.



Abb. 1.60: Die Abbildung zeigt zwei Schwellen mit Schwellenbesohlung (SLS 1308 G) 7 Jahre nach der Gleisneulage bei einer kumulierten Belastung von ca. 150 Mio. Gesamtbruttotonnen. Die Verschleißerscheinungen sind gering, eine Nutzungsdauer der Besohlung von 40 Jahren scheint auch bei weichen Besohlungsmaterialien und hohen Verkehrsbelastungen realistisch.

Viele Beobachtungsstrecken sind bereits 7 bis 10 Jahre alt und haben Verkehrsbelastungen von 200 Mio. Gesamtbruttotonnen und mehr ertragen. Die Standzeiten der Besohlungen lassen sich damit schon mit einiger Genauigkeit abschätzen. Abb. 1.60 zeigt zwei ausgebauten Schwellen mit Besohlungen in einem 425-m-Bogen bei Pöndorf (Westbahn, 20 Mio. Gesamtbruttotonnen pro Jahr, $V_{\text{zulässig}} = 110 \text{ km/h}$) 7 Jahre nach der Gleisneulage. Das Schwellenbesohlungsmaterial zeigt nur geringe Abnützungerscheinungen. Eine Nutzungsdauer von 40 Jahren und mehr ist realistisch.

Schlupfwellenbildung

Ein positiver Einfluss von Schwellenbesohlungen auf die Schlupfwellenbildung wurde bereits bei den ersten Tests im Gleis erwartet und hat sich auch häufig eingestellt. Einzig ein Gleis bei Schlöglmühl musste bereits vier Jahre nach Gleisneulage erneuert werden. Der Grund war der Zerstörungsgrad der Schienenbefestigung in Kombination mit extremer Schlupfwellenbildung.

Zur Schlupfwellenbildung in Bögen siehe Pkt. 1.5.9 und Pkt. 2.6.

Horizontale Gleisstabilität

Befürchtungen, dass Gleise mit weichen Schwellenbesohlungen in engen Bögen eine ungenügende horizontale Gleisstabilität aufweisen könnten, haben sich nicht bestätigt. Die besohnten Bogengleise weisen kleinere Richtungsfehler als die unbesohnten Vergleichsabschnitte auf.

1.5.5 Schienenbefestigung

1.5.5.1 K-Befestigung

Die positiven Erfahrungen (bezüglich Langlebigkeit und Verhalten in Bögen) bei Holzschwellen mit der Rippenplattenbefestigung und Klemmplatte, dem sogenannten „K-Oberbau“ führten dazu, dass die ersten Betonschwellen ebenfalls mit dem K-Oberbau ausgestattet wurden.



Abb. 1.61: Nach den positiven Erfahrungen mit der Rippenplattenbefestigung mit Klemmplatte, dem sogenannten K-Oberbau wurden die ersten Betonschwellen ebenfalls mit dieser Befestigung ausgestattet. (Foto: TMW)



Abb. 1.62: Die K-Befestigung ist sehr robust und zeigte auch in Bogengleisen ein gutes Verhalten. Einpressungen der Rippenplatte in die Betonoberfläche finden erst spät statt, Auslöser sind meist Lockerungen der Schwellenschraube.

Die Einblockbetonschwellen „11“, „12“ (Abb. 1.61), und „14“ wurden mit Erfolg mit der Rippenplattenbefestigung (Abb. 1.49) ausgeführt. Gleise mit diesen Schwellen finden sich auch 2009 noch häufig in Nebengleisen und teilweise auch noch in Hauptgleisen.

Die Schienenbefestigung ist „zäh“, z.B. führt ein fortgeschrittener Zwischenlagenverschleiß zu keiner „schlagartigen Zerstörung“ der Betonschwelle.

In Bogengleisen kommt es im Laufe der Zeit zu einer seitlichen Einarbeitung der Schiene in die Rippenplatte. Werden die Schwellenschrauben nicht nachgezogen und wenn erforderlich schadhafte Dübel getauscht, führt dies zu Einpressungen der Rippenplatte in die Oberfläche der Betonschwelle und damit zu einer langsamen Zerstörung der Schwelle (Abb. 1.62).

Trotz dieser Erfahrungen wurde die Rippenplattenbefestigung nicht weiter eingesetzt. Finanzielle Gründe waren dafür ausschlaggebend.

Meier hat 1963 die Entscheidungsgrundlagen wie folgt beschrieben:

Die Rippenplattenkonstruktion ist im Außendienst beliebt und hat sich technisch bewährt. Sie hat nur den Nachteil der hohen

Beschaffungskosten infolge der Vierteiligkeit des Befestigungssystems. [5]

Tafel	Betonschwelle B 58	Holzschwelle	
Schwellenkörper	DM 26,50	22,30	22,30
Schienenbefestigung Oberbau K	Rippenplatte	" 8,10	10,10 neu -,- alt
	sonstiges	" 8,90	9,90 9,90
	DM 43,50	42,30	32,20

Tab. 1.4: Hier sind die Beschaffungspreise für Gleisstoffe im Jahr 1963 aufgelistet. Für Holzschwellen wurden damals keine Kosten für die Schienenbefestigung angesetzt, da die Rippenplatten bei den ausgebauten Gleisen abgebaut und in die neuen Gleise eingebracht wurden. Aus dieser Betrachtungsweise entstand bei Betonschwellen ein Druck die bewährte Rippenplattenbefestigung durch eine günstigere Befestigungsart abzulösen. [5]

Verfügung stehen. Die Holzschwelle kann dadurch mit einem Preisvorsprung von 11 DM ins Rennen treten, d. h., sie ist in der Beschaffung um 25 % billiger als die Betonschwelle. Trotz dieses Handicaps kann aber die Betonschwelle immer noch als wirtschaftlich überlegen gelten. Ihre lange Lebensdauer wirkt sich bei Berechnungen auf weite Sicht sehr stark aus. Bahnverwaltungen stützen sich aber nicht gerne auf solche Berechnungen, insbesondere wenn ihre Finanzlage angespannt ist. Sie sind dann gezwungen, ihre Geldausgabe so zu steuern, daß die augenblicklichen Bedürfnisse möglichst wirkungsvoll befriedigt werden. Diese Haltung ist verständlich, für die Betonschwelle aber ungünstig. [5]

Bei der DB wurde daher statt der Rippenplattenkonstruktion eine Konstruktion mit Nasenklemmplatte um 7 DM gewählt... Diese Konstruktion hat nur im geraden Gleis eine ausreichende Nutzungsdauer erreicht, in Bögen war sie im Nachhinein jedoch zu schwach ausgeführt. [5]

1.5.5.2 Pandrol-Befestigung e-Clip

Ab 1966 wurde bei Betonschwellen die sogenannte Pandrolbefestigung forciert. Insgesamt wurden von 1966 bis 1990 254 000 Stk. Betonschwellen „14c“ (Abb. 1.63), 6 600 Stk. Betonschwellen „15“ und 731 000 Stk. Betonschwellen „16“ mit dieser unmittelbaren Befestigungstypen hergestellt. Der Grund für die Abkehr von der K-Befestigung war wie oben beschrieben ein finanzieller.

Im Gegensatz zu Holzschwellen-gleisen ist bei Betonschwellen aufgrund der Betondruckfestigkeit eine Unterlagsplatte zwischen Schiene und Schwelle nicht zwingend notwendig. Bei der Pandrolbefestigung wird ein Bügelhalter bei der Produktion in die



Die Tafel (Tab. 1.4) zeigt die gegenwärtigen (1963, Anm.) Beschaffungspreise für beide Schwellenarten, und zwar einschließlich der jeweils dazugehörigen Schienenbefestigung, das ist der Oberbau K. Wird neues

Schienenbefestigungsmaterial verwendet, so ergeben sich etwa gleiche Endsummen. Das ist recht interessant, hat aber nur theoretische Bedeutung, denn auf die neuen Holzschwellen werden bei uns in der Regel altbrauchbare Rippenplatten gelegt, die beim Ausbau alter Holzschwellengleise massenhaft anfallen und somit kostenlos zur

Abb. 1.63: Die Betonschwellen „14c“, „15“ und „16“ wurden aus Kostengründen mit der unmittelbaren Pandrol-Befestigung ausgestattet. Die seitliche Führung erhält die Schiene durch den Anschlag des Schienenfußes am einbetonierten Bügelhalter. In Bögen bildeten sich aufgrund einer Überbeanspruchung des Bügelhalters Dauerbrüche. Seit 1990 wird diese Befestigungstypen nicht mehr eingebaut.

Betonschwelle eingebracht. Der Pandrol-Federklammer wird dann zwischen Schienenfuß und Bügelhalter eingeschlagen. Die Anpresskraft der ersten Ausführung der Federklammer beträgt 7,5 kN. Da es im Betrieb häufig zu Lockerungen des Bügels gekommen war, wurde der Einsatz eines stärkeren Bügels notwendig. Der sogenannte „e-Clip“ weist eine Anpresskraft von 12,5 kN auf. Die seitliche Führung erhält die Schiene durch den Anschlag des Schienenfußes am Bügelhalter. In Bögen führen die Seitenkräfte jedoch zu einer Überbeanspruchung des Bügelhalters, es bilden sich Dauerbrüche am Bügelhalter.

Pandrol-Befestigung Fast Clip

Der Pandrol Fast Clip (Abb. 1.64) wird bei den ÖBB nicht eingesetzt, jedoch wird diese Befestigungsart international häufig verwendet. Der Vorteil liegt in der Möglichkeit des raschen Öffnens des Clips. Die Niederhaltekraft kann durch Verwendung von alternativen Clips auf bis zu 12,5 kN erhöht werden. Erfahrungswerte über das Verschleißverhalten in engen Gleisbögen sind nicht verfügbar.

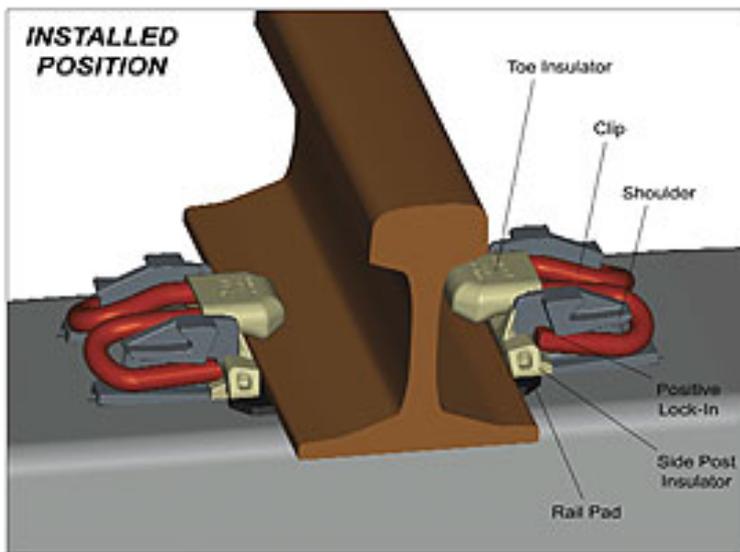


Abb. 1.64: Eine international häufig verwendete Befestigungsart ist der Pandrol Fast Clip. Die Namensgebung weist auf die Möglichkeit des raschen Öffnens des Clips hin. (www.pandrol.com)

1.5.5.3 W-Befestigung (unmittelbar und elastisch)

Im Jahr 1976 wurde mit Einführung der Betonschwelle „19“ erstmals auch die W-Befestigung (nach der Form der Spannklemme) oder auch HM-Befestigung (nach Prof. Hermann Meier) eingesetzt. Diese unmittelbare Befestigungsart ist mit Modifikationen bis heute die Regelbefestigungstypen der ÖBB.

Funktionsweise

Abb. 1.65 zeigt das mechanische Prinzip der W-Befestigung. Zwei Federn (Spannklemmen) werden bis zum Anschlag an die sogenannte Winkelführungsplatte gedrückt. Die Zwischenlage wird damit mit der doppelten Federkraft gehalten. Bei Überfahrt eines Rades entlastet sich die Spannklemme in geringem Ausmaß, während die Zwischenlage die Stützpunktkraft gänzlich aufnehmen muss.

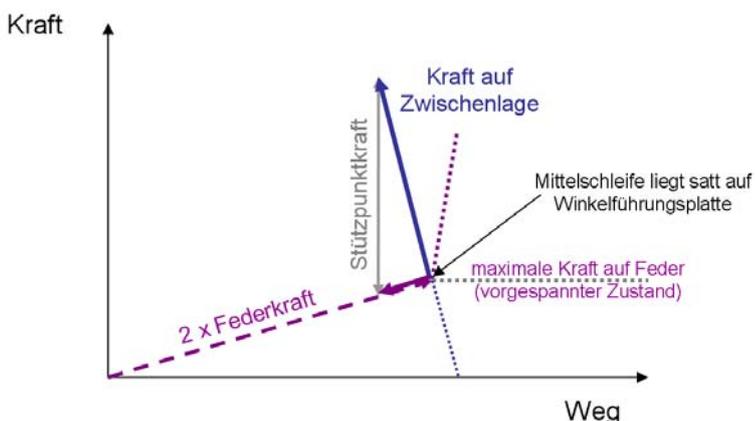


Abb. 1.65: Mechanisches Prinzip der W-Befestigung. Die Spannklemme wird bei Überfahrt leicht entlastet.

Abb. 1.66 zeigt eine Explosionsdarstellung der W-Befestigung. Die Schiene ist auf einer Zwischenlage elastisch gelagert, die seitliche Führung, vor allem in Bögen notwendig, erhält die Schiene über Winkelführungsplatten, die durch die Schwellenschrauben an den entsprechenden Betonsicken festgehalten werden. Der Durchschubwiderstand dieser Befestigungsart wird durch Eindrücken der Federarmenden in die Schienenfüße erreicht.

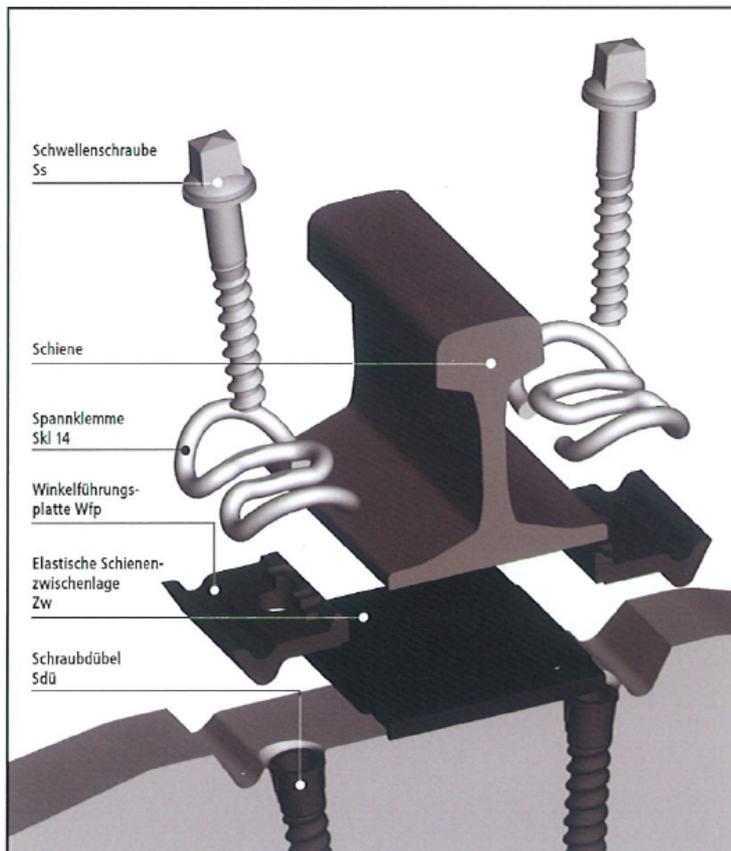


Abb. 1.66: W-Befestigung oder auch HM-Befestigung

Diese unmittelbare, elastische Befestigungsart ist mit Modifikationen seit Einführung der Betonschwelle „19“ im Jahr 1976 die Regelbefestigungsbauart für Betonschwellen. [15]

kommt es zu einer „schlagartigen“ (Über-) Beanspruchung des Betons.

Spannklemmentypen

Im Netz der ÖBB sind vornehmlich drei verschiedene Spannklemmen in Verwendung, welche sich durch Niederhaltekraft (und damit Einbaudrehmoment) und Dauerschwingweite (Ermüdungsfestigkeit) unterscheiden. Die Dimensionierung der Spannklemmen erfolgt nach folgendem Ansatz: die Dauerschwingweite der Spannklemmen sollte zumindest den doppelten Wert des realen Einfederungswegs im Gleis betragen.

- Die Spannklemme „Skl 1“ (Abb. 1.67–1) wurde von 1976 bis 1986 bei der Betonschwellentypen „19“ eingebaut. Die Spannklemme weist eine Niederhaltekraft von 9 kN und eine vertikale Dauerschwingweite von 1,2 mm auf. Sie war für die Anwendung mit den damals eingesetzten steifen Zwischenlagen bestimmt. Beim Einsatz von weichen Zwischenlagen sinkt die Dauerfestigkeit, es steigt damit die Gefahr von Dauerbrüchen. Spannklemmen der Type „Skl 1“ sollten daher nicht in Kombination mit weichen Zwischenlagen eingesetzt werden.
- Die Spannklemme „Skl 14“ (Abb. 1.67–2) wird seit 1986 standardmäßig eingesetzt. Die „Skl 14“ weist ebenfalls eine Niederhaltekraft von 9 kN auf, die vertikale Dauerfestigkeit ist größer als die der „Skl 1“. Durch die Verwendung der Skl 14 können ohne Reduktion der Dauerfestigkeit auch weiche Zwischenlagen zum Einsatz kommen.

Die W-Befestigung weist damit eine Reihe von Vorteilen auf:

- Sie ist einfach aufgebaut.
- Die Niederhaltekraft ist auch bei Lockerungen der Schwellenschraube weitgehend gegeben.
- Damit verbunden ist die Dauerhaftigkeit des Durchschubwiderstands.
- Sie erlaubt den Einbau von weichen Zwischenlagen.
- Die Bauteile sind leicht zu tauschen.
- Bei einem Federbruch bildet die Mittelschleife weiter den Entgleisungsschutz.
- Sie ist im Werk vormontierbar
- Sie ist kostengünstig

Gegenüber der K-Befestigung mit Rippenplatte weist die W-Befestigung hinsichtlich des Verschleißverhaltens in Gleisbögen einen großen Nachteil auf. Ein fortgeschrittener Zwischenlagenverschleiß führt im Gegensatz zur Rippenplattenkonstruktion zur direkten Berührung Schienenfuß – Betonschwelle. Damit

- 2001 wurde erstmals die hinsichtlich vertikale und horizontale Dauerfestigkeit vergrößerte Spannklemme „Skl 28“ (ehemals „Skl 14/15“, „Skl 14 verstärkt“) in Bogengleisen mit fortgeschrittener Auflagerzerstörung eingesetzt. Die Untersuchungen zeigten, dass die ebenfalls erhöhte Niederhaltekraft von 14 kN einen positiven Einfluss auf das Verschleißverhalten von weichen Gummizwischenlagen hatte. Die Spannklemme „Skl 28“ (Abb. 1.67–3) kommt heute als Regelbauart in Betonschwellengleisen mit einem Radius kleiner als 600 m in Kombination mit den weichen Gummizwischenlagen der Type Zw 700 zum Einsatz.



Abb. 1.67: Bei den ÖBB sind vornehmlich drei verschiedene Spannklemmentypen im Einsatz:

Die Spannklemme „Skl 1“ (Bild links) wurde in Betonschwellengleisen mit der Betonschwelle „19“ eingebaut. Die Dauerfestigkeit der „Skl 1“ ist gering, die Spannklemme sollte aufgrund der Bruchhäufigkeit nicht in Gleisen mit weichen Gummizwischenlagen verwendet werden.

Die Spannklemme „Skl 14“ (Bild Mitte) wird seit 1984 in allen Betonschwellengleisen eingesetzt.

Die Spannklemme „Skl 28“ (Bild rechts) wird neu als Regelbauart in engen Bogengleisen mit einem Radius von kleiner als 600 m eingesetzt. Die gegenüber der „Skl 14“ mit 9 kN deutlich erhöhte Niederhaltekraft von 14 kN führt in Bögen zu einer Reduktion des Verschleißes der Gummizwischenlagen.

In Tab. 1.5 sind die wichtigsten Merkmale der bei den im Netz der ÖBB eingesetzten Spannklemmen angeführt:

Spannklemmentype	Niederhaltekraft	Dauerschwingweite vertikal
Skl 1	9 kN	1,2 mm
Skl 14	10 kN	1,8 mm
Skl 28	14 kN	3,0 mm

Tab. 1.5: Spannklemmen im Netz der ÖBB

Ausführungsformen der Winkelführungsplatten

Die Winkelführungsplatte wurde mit Einführung der W-Befestigung im Jahr 1976 noch aus Stahl hergestellt. Zur Aufrechterhaltung des notwendigen elektrischen Widerstandes wurde es notwendig eine Isoliereinlage aus Kunststoff mit 2 mm Stärke einzubauen. Diese Konstruktion hat in geraden Gleisen nur selten zu Problemen geführt.

In Bogengleisen führten die zusätzlichen Seitenkräfte im Laufe der Zeit zu einem Herauswandern der Isoliereinlage (Abb. 1.68). Sobald die Stahl-Winkelführungsplatte in direkten Kontakt zum anstehenden Beton kommt, wird der Betonvorkopf stärker beansprucht. Nur kurze Zeit später führt dies zu Abplatzungen des Betons. Die Schwelle ist in Stufe 4 nachhaltig zerstört und muss getauscht werden. Wird beim Einzelschwellentausch nicht auf eine gute Ausführungsqualität geachtet, entstehen im Gleis Störstellen und damit eine unruhige Gleislagequalität, welche durch häufiges Stopfen korrigiert werden muss.

Mit dem Einsatz der Betonschwelle „19“ im Jahr 1986 wurde das Material der Winkelführungsplatte in einen speziellen Kunststoff (Polyamid 6.6. mit 40 % Glasfaseranteil) geändert. Die Winkelführungsplatte stellt demnach ein weiteres elastisches Bauteil im Gleis dar. Die laterale Steifigkeit beträgt 50 kN/mm. Die Führungskraft Y wird in der Winkelführungsplatte federnd aufgenommen und mittels Weiterleitung durch den Schienenfuß an die Nachbarstützpunkte weitergegeben. Die Lastübertragung ähnelt dem vertikalen Verhalten bei Einsatz von weichen Zwischenlagen.

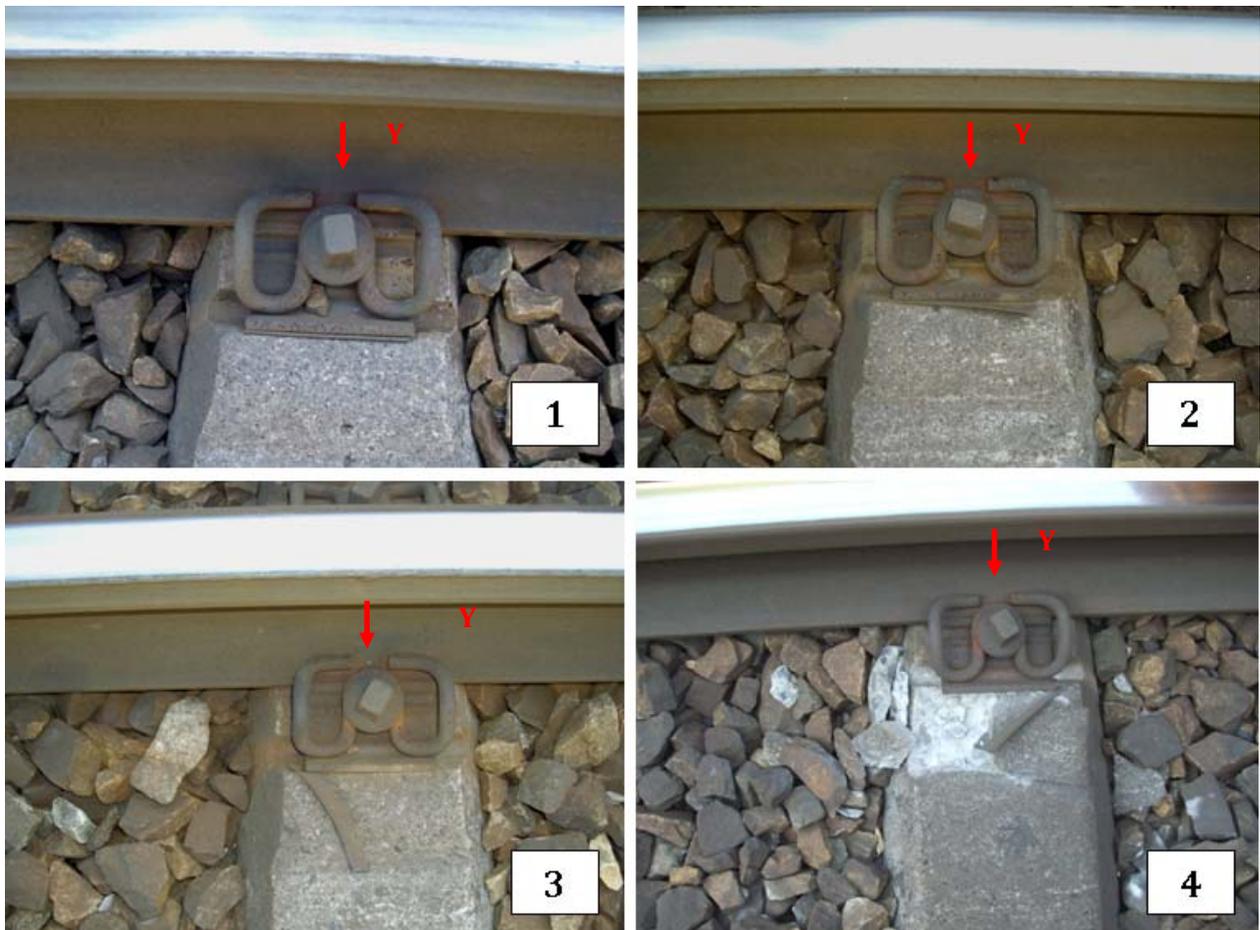


Abb. 1.68: Die vier Fotos zeigen verschiedene Verschleißzustände (v.a. in Bögen) von Betonschwellen mit Winkelführungsplatten Wfp 2 aus Stahl samt der notwendigen 2 mm starken Isoliereinlage EI 19.

- 1.) Ausgangszustand
- 2.) Isoliereinlage EI 19 beginnt aus dem Spalt Betonsicke – Stahl-Winkelführungsplatte herauszuwandern
- 3.) Isoliereinlage fortgeschritten verschlissen, direkter Kontakt Stahl-Winkelführungsplatte – Betonschwelle
- 4.) Abplatzungen am Betonvorkopf – die Schwelle ist zerstört

Auf den Einbau der Isoliereinlage EI 19 konnte ab diesem Zeitpunkt verzichtet werden. Das neue Material der Winkelführungsplatte zeigt auch in Bögen ein gutes Verschleißverhalten, es muss zwar weniger widerstandsfähig als der Schienenfuß sein (andernfalls Gefahr der punktuellen Einarbeitungen in den Schienenfuß und damit Einleiten von Kerbspannungsspitzen), seitliche Einarbeitungen passieren jedoch mit einer relativ geringen Einarbeitungsrate, so dass in engen Bögen mit hoher Verkehrsbelastung während der Nutzungsdauer mit einem, eventuell zweimaligen Tausch der Winkelführungsplatten zu rechnen ist (Abb. 1.69). Überlegungen gehen derzeit in die Richtung die Kontaktfläche zwischen Winkelführungsplatte und Beton weiter zu optimieren.



Abb. 1.69: Unter Betrieb führen die Seitenkräfte in engen Bögen zu Einarbeitungen des Schienenfußes in die Kunststoff-Winkelführungsplatte (Bsp. Wfp 14 K - 12). Das Bild zeigt einen 300-m-Bogen bei Eichberg (Semmering) nach 150 Mio. Gesamtbruttotonnen

1.5.6. Zwischenlagen

Ein weiteres wichtiges Element des Gleises ist die Zwischenlage. Diese dient in erster Linie dem Einbringen einer definierten Elastizität in das Gleis. Weiche Zwischenlagen erhöhen die Elastizität und Einsenkung des Gleises und vermindern damit die Beanspruchung des Schotterbetts. Die Schlagbeanspruchung der Schienen durch Flachstellen an den Rädern wird ebenfalls reduziert.

Neben den elastischen Eigenschaften kommen in Bögen Anforderungen an den Zwischenlagen-Materialverschleiß und der Einfluss auf die Schlupfwellenbildung hinzu.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit führten in den letzten Jahren zum forcierten Einbau von weichen Zwischenlagen Zw 700 im Netz der ÖBB. Ein laufendes Forschungsprojekt (22 verschiedene Zwischenlagen im Test bei gleichen Rahmenbedingungen) soll weitere Optimierungspotenziale in Hinsicht Zwischenlagenverschleiß und bei der Schlupfwellenbildung aufzeigen.

1.5.6.1 Notwendige Elastizität zwischen Schiene und Betonschwelle

Bei der Einführung der Betonschwelle wurde es als notwendig erachtet, zur Schonung der Betonschwelle zwischen Schienen und Unterlagsplatte einen dämpfenden Bauteil einzubauen. Als elastische Platte wurde anfangs ein gepresstes Pappelholzplättchen verwendet, welches seine Elastizität jedoch nach kurzer Zeit bereits verloren hat.

Trotz einer deutlichen Preisdifferenz und der Befürchtung, dass die Standzeiten des neuen Produkts geringer sein könnten, wurde Anfang der 1960er Jahre entschieden, Gummizwischenlagen zu forcieren. Der Gummizwischenlage wurde eine länger andauernde Elastizität zugeschrieben. Die Notwendigkeit des Einbringens eines elastischen Elements in das Gleis – die Vermeidung von Schienenbrüchen bei „schlagartiger“ Beanspruchung durch Flachstellen – hat Meier 1963 an Hand eines eindrucksvollen Beispiels beschrieben:

Der Winter 1962/63 — der schärfste des Jahrhunderts, wie es heißt — hat uns bezüglich Schienenbrucherfahrung gut bedient. Ein Ereignis hat sich besonders herumgesprochen. Es waren die 120 Schienenbrüche, die in einer sehr kalten Nacht im Bezirk der Bundesbahndirektion München von einem schwer beladenen jugoslawischen Güterwagen verursacht wurden. [6]

Ein Radsatz hatte eine Abplattung von 6,5 mm, also mehr als das Dreifache des zugelassenen Wertes. Der Schaden war bereits in Salzburg vorhanden. Man hat den Wagen aber trotzdem auf die Reise geschickt und nur die Bremsapparatur abgeschaltet. Bis München hat er 60 Schienenbrüche erzeugt. Dann hat er zehn Stunden im Verschiebebahnhof München-Ost gestanden, wo sich niemand um ihn gekümmert hat. Er wurde dann bis kurz vor Augsburg weiterbefördert, nochmals 60 Schienenbrüche hinter sich lassend. Wahrscheinlich ist er nur deshalb aus der Wagenkette herausgenommen worden, weil das Gleis München-Augsburg signaltechnisch lahmgelegt wurde. Die Strecke ist mit modernem, selbsttätigem Streckenblock ausgerüstet, und da wird bekanntlich bei Schienenbruch der Stromkreis unterbrochen und das

Signal auf Halt gebracht. Man kann sich leicht vorstellen, wie unangenehm sich dies auf eine betrieblich stark belastete Strecke auswirkt. [6]

Die eingehende Untersuchung hat folgendes gebracht. Die Schiene war über die ganze Strecke lückenlos zusammengeschweißt. 40% des Gleises lagen auf Holzschwellen, 60 % auf Betonschwellen. Die 120 Schienenbrüche sind fast alle auf dem Betonschwellengleis entstanden, und fast alle Brüche liegen unmittelbar neben der Schwelle. ... [6]

Was haben wir früher bei einem sehr scharfen Winter, z.B. 1928/29, bei der Deutschen Reichsbahn Tausende von Schienenbrüchen gehabt, ohne Betonschwelle und ohne lückenloses Gleis. Wir müssen deshalb jetzt auch einige hundert hinnehmen. Es wäre unsachlich und äußerst töricht, sich die Freude an der Betonschwelle und an der lückenlosen Schiene durch solche vereinzelte Vorkommnisse nehmen zu lassen. Was zu tun ist, ist ganz einfach gesagt: Der abgeplattete Radreifen ist energischer als bisher zu bekämpfen, sowohl von der maschinentechnischen als auch von der betrieblichen Seite her. Der Bauingenieur sollte sich zum Ziel machen, die elastischen Verhältnisse zwischen Schiene und Betonschwelle etwas zu verbessern, und schließlich sollten sich die Metallurgen auch etwas anstrengen, um Wege zu finden, die Schlagempfindlichkeit des Stahls zu mildern. [6]

Hinsichtlich des Verhaltens in Bogengleisen kommt der Zwischenlage eine spezielle Aufgabe zu. Durch Einbringen einer elastischen Zwischenschicht werden die Kantenpressungen vermindert. Eine Kerbbildung im Schienenauflegerbereich wird verhindert.

1.5.6.2 Pappelholzzwischenlagen

Das vorgepreßte Pappelholzplättchen (Abb. 1.70) wird gerne als Zwischenlage verwendet, weil es billig ist und nur 10 Pfennig kostet. Es hat aber den grundsätzlichen Nachteil, daß es unter Betriebsbelastung immer weiter verdichtet wird und seine anfangs vorhandene kleine Elastizität



Abb. 1.70: In den 1950er und 1960er Jahren wurden bei Betonschwellengleisen Zwischenlagen aus gepresstem Pappelholz verwendet. Die Elastizität hat sich aufgrund von Verdichtungsvorgängen im Holzfaserverband jedoch relativ rasch verkleinert. (Foto: TMW)

fast völlig verliert. Bei ungünstigen Verhältnissen geht der Prozeß rasch vor sich. Zerstört wird das Pappelholz in der Regel durch mechanische Beanspruchung. Der schwächende Einfluß der Fäulnis hinkt zeitlich hinterher. Selbstverständlich darf man nicht bis zur Auflösung des Holzfaserverbandes warten, sondern muß das Pappelholzplättchen rechtzeitig auswechseln. Die Gebrauchsdauer ist kurz, sie liegt zwischen vier und acht Jahren. Fordern wir eine dauernd wirksame Elastizität, so müssen wir wohl oder übel auf das Pappelholzplättchen verzichten. [1]

Im Netz der ÖBB wurden auch Fichtenholzplättchen verwendet.

1.5.6.3 Zwischenlagen aus Gummi und Kunststoff

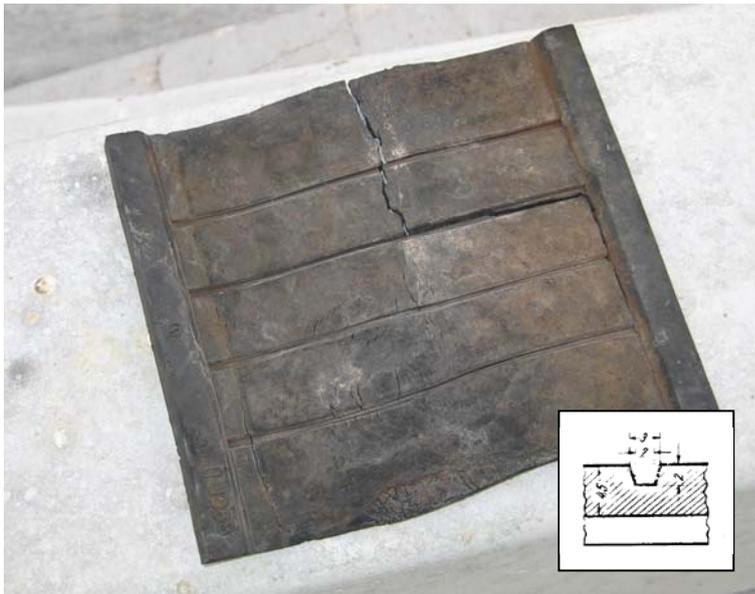
Die beobachtete Versteifung der Zwischenlagen aus Pappelholz führte in den 1960er Jahren zum Einsatz des Materials Gummi. Damit war es möglich ein dauernd elastisches Bauteil zwischen Schiene und Betonschwelle einzubringen. Die Standzeiten der Gummizwischenlagen waren in Gleisbögen jedoch sehr gering, weshalb man zu steiferen Zwischenlagen aus Polyethylen und später EVA überging. Ende der 1990er Jahre setzte sich jedoch die Kenntnis durch, dass zu steife Zwischenlagen in Betonschwellengleisen einige Probleme nach sich ziehen. Aufgrund der

Schotterschonung und der Vorteile bezüglich Schlupfwellenbildung werden heute im Netz der ÖBB wieder weiche Zwischenlagen aus Gummi eingebaut. Dabei gilt es vor allem das Thema des Materialverschleißes in Bögen zu beachten.

Entwicklungsbeginn Gummizwischenlagen

1954 wurden bei der Betonschwelle „14“ erstmals auch Zwischenlagen aus Gummi (Abb. 1.71) verwendet. Bei der Formgebung der Zwischenlage ist vor allem ein Umstand zu beachten:

Gummi verhält sich wie eine Flüssigkeit und läßt sich nicht zusammenpressen. Eine elastische Nachgiebigkeit der Platte ist deshalb nur möglich, wenn sie Hohlräume enthält, also Riefen oder Löcher, in die der Werkstoff ausweichen kann, und dieser wiederum darf nicht zu hart sein, damit er die ihm gebotenen Ausweichmöglichkeiten auch wahrnimmt. Ein so gearteter, relativ weicher Gummi hat aber schroff gezogene Belastungsgrenzen; sie liegen bei den in Frage kommenden Qualitäten bei etwa 90 kp/cm². [5]



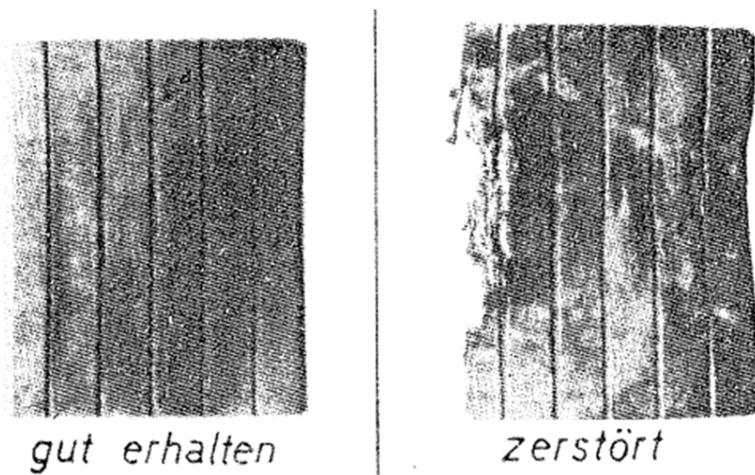
Da Gummi inkompressibel ist, waren Riefen vorzusehen, in die sich das zusammengepresste Material verdrängen kann.

Abb. 1.71: 1954 wurden bei der Betonschwellentype „14“ erstmals Gummizwischenlagen im Netz der ÖBB eingebaut. Da Gummi inkompressibel ist, waren Riefen vorzusehen, in die sich das zusammengepresste Material verdrängen kann.

In der Regelzeichnung 16603 (Anhang) findet sich das erste Bedingnisheft für Gummizwischenlagen.

- Im Zugversuch müssen Zerreißfestigkeit (kg/mm²) und Zerreidehnung (%) ermittelt werden.
- Bei der Härtemessung wird die Shorehärte an neuen und künstlich gealterten Zwischenlagen überprüft.
- Beim Druckversuch werden ebenfalls an neuen und künstlich gealterten Zwischenlagen Setzungskurven bestimmt.
- Beim Dauerdruckversuch ist die größte zulässige Dickenabnahme zu ermitteln und zu überprüfen.

Bezüglich der Standzeiten in Gleisbögen berichtet Meier: Bei der elastischen Gummipolte ist es so, daß sie im geraden Gleis in erträglicher Weise beansprucht wird, dort also lange Zeit liegenbleiben und ihre Aufgabe voll erfüllen kann. Im gekrümmten Gleis ergeben sich für die



Zwischenlage Spannungswerte von ca. 200 bis 235 kp/cm². Solch hohe Beanspruchungen erträgt aber keine elastische Zwischenlage auf die Dauer. Sie wird am äußeren Rand zerquetscht und zerrieben (Abb. 1.72), die Gummipolte meist

Abb. 1.72: 1963 berichtet Meier über frühzeitige Zerstörung der Gummizwischenlagen in Bogengleisen (rechts). Im Bild links ist eine Vergleichszwischenlage im geraden Gleis dargestellt. [1]

noch früher als die Pappelholzplatte, und die teilzerstörte Zwischenlage wird dann durch die Bewegung der Schiene seitlich herausgedrängt, was allerdings erschwert werden kann, wenn unmittelbar neben der Schiene Leisten oder Rippen angeordnet sind. [1]

Zwischenlagen aus Kunststoff – Polyethylen

Die Erfahrungen mit den ersten Gummizwischenlagen waren in engen Bögen wenig erfreulich. Die weichen Zwischenlagen wiesen einen zu hohen Verschleiß auf. Bei der Konstruktion der



Betonschwelle „16“ wurde daher mehr Wert auf den Verschleiß und weniger auf die Elastizität gelegt, die Zwischenlagen wurden aus Polyethylen hergestellt. Die Formgebung der Gummizwischenlagen wurde beibehalten, es finden sich bei der Kunststoffzwischenlage mit der Regelzeichnungsnummer 16971/1 (Abb. 1.73) wieder dieselben Längsriefen.

Abb. 1.73: Nach den Erfahrungen mit dem Verschleiß der Gummizwischenlagen in engen Bögen wurden bei der Betonschwelle „16“ steife Kunststoffzwischenlagen aus Polyethylen eingebaut.

Zwischenlagen aus Kunststoff – EVA

Mit der Einführung der Betonschwelle „19“ wurde die Zwischenlage der Type „ZW-K2a“ erstmals vollflächig ausgeführt. Als Material kam ein Copolymerisat des Äthylens mit Vinylacetat (EVA) zur Anwendung. Das Material ist relativ



steif und weist eine Shore-C-Härte von 63 auf. Der Verschleiß in Bögen war zufriedenstellend, jedoch arbeitete sich die steife Zwischenlage unter Betrieb in den Auflagerbereich der Betonschwelle (Abb. 1.74).

Abb. 1.74: Bei der Betonschwelle „19“ kam eine harte Kunststoffzwischenlage aus EVA zum Einsatz. Der Verschleiß in Bögen war zufriedenstellend. Jedoch kam es unter Betrieb zu Einarbeitungen der sehr steifen Zwischenlagen in die Betonoberfläche.

Zwischenlagen aus einem Compound Gummi-Kunststoff – EVA-EPDM

Aufgrund der aufgetretenen Einarbeitungen in die Betonschwellen entwickelte die ÖBB gemeinsam mit der Firma Semperit 1988 einen Compound aus Gummi und Kunststoff. Der EVA-EPDM-Verbundwerkstoff weist folgende Eigenschaften auf:

- Dichte nach DIN 53 479 A: $1,06 \pm 0,02$ [g/cm³]
- Härte nach DIN 53 505: 85 ± 5 [ShA]
- Reißdehnung nach DIN 53 504: mind. 240 [%]
- Reißfestigkeit nach DIN 53 504: mind. 5 [N/mm²]
- Rückprallelastizität nach DIN 53 512: mind. 23 [%]
- Elektr. Widerstand nach DIN IEC 93: mind. 1×10^8 [Ohm.cm]

Der EVA-EPDM-Verbundstoff weist eine genügend hohe Elastizität auf, sodass Einarbeitungen in die Betonschwelle auch auf Dauer nicht auftreten. Die elastische Einsenkung unter einer 22-t-Achse beträgt ca. 0,15 mm.

In Bogengleisen zeigt der EVA-EPDM-Verbundstoff jedoch einen erhöhten Materialverschleiß.

Abb. 1.75 zeigt eine Zwischenlage nach dem Einsatz in einem Bogengleis. Das Material zeigt Spuren einer mechanischen Überbeanspruchung (siehe auch Pkt. 2.4.2.2).



Abb. 1.75: Die EVA-EPDM-Verbundstoff-Zwischenlagen zeigen in Bögen nach wenigen Jahren Zeichen einer deutlichen Überbeanspruchung.

Für die Gleisinstandhaltung ist es wichtig, den richtigen Zeitpunkt des Zwischenlagenwechsels nicht zu verpassen, denn der Verschleiß der Zwischenlagen führt in Bogengleisen ab einem bestimmten Schädigungsmaß auch zu einer Zerstörung der Betonschwelle (Abb. 1.76).



Abb. 1.76: In Bogengleisen ist es wichtig, den richtigen Zeitpunkt zum Tausch der Zwischenlagen nicht zu verpassen. Der fortschreitende, einseitige Zwischenlagenverschleiß führt ab einer bestimmten Schädigungstiefe zu Zerstörungen des Schienenauflegers im Bereich der Betonschwelle.

Zwischenlagen aus Gummi

In den 1990er Jahren kam es auf Schnellfahrstrecken der DB infolge Schotterzertrümmerung zur Bildung von sogenannten „weißen Stellen“. Grund dafür war eine zu geringe vertikale Gleiseinsenkung von ca. 0,4 mm. Der Unterbau wurde mit $E_{v,2}$ -Werten von 120 MN/m^2 zu steif ausgeführt. Der Einsatz von unbesohlenen Betonschwelengleisen mit den damals verwendeten steifen Zwischenlagen der Type „Zw 687a“ (EVA) führte zu keinem Elastizitätsgewinn.

Die Strecken wurden mit weichen Zwischenlagen der Type Zw 700 (Abb. 1.77) nachgerüstet, die Probleme mit der übermäßigen Schotterzerstörung konnten damit nachhaltig beseitigt werden. Die Einsenkung der Zwischenlage beträgt unter einer 22-t-Achse zirka 0,65 mm.

Die ÖBB hat auf diesen Sachverhalt reagiert und Strecken mit einer zulässigen Geschwindigkeit $V_{\text{zulässig}} \geq 160 \text{ km/h}$ ab 1997 ebenfalls neu mit diesen weichen Gummizwischenlagen ausgestattet. Nicht zuletzt aufgrund der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit wurde der Einsatzbereich der weichen Gummizwischenlagen auf alle neuen Gleise erweitert. Insbesondere ergeben sich Vorteile in engen Bögen hinsichtlich Materialverschleiß und Schlupfwellenbildung. In Bogengleisen mit einem Radius $R < 600 \text{ m}$ wird die weiche Gummizwischenlage in Kombination mit der Spannklemmentype „Sk1 28“ (Niederhaltekraft 14 kN) eingesetzt. Diese dient zur weiteren Reduktion des Zwischenlagenverschleißes.

Die statische Federsteifigkeit der Zwischenlage „Zw 700/85“ beträgt $c = 85 \pm 8 \text{ [kN/mm]}$. Die Auswertung der statischen Steifigkeit erfolgt bei der 3. Belastung (Maximallast 80 kN) und wird als Sekantenmodul zwischen 18 kN und 68 kN bestimmt. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt 2 kN/s . Für die dynamische Steifigkeit bei 10 Hz ist ein Versteifungsfaktor von max. 3 gegenüber den statischen Werten zulässig.

Die weiteren Materialeigenschaften werden im Bedingnisheft 763 der ÖBB geregelt:

- | | |
|--|---|
| • Dichte nach DIN 53 479 A | $1,29 \pm 0,05 \text{ [g/cm}^3\text{]}$ |
| • Härte nach DIN 53 505 | $70 \pm 5 \text{ [ShA]}$ |
| • Reißdehnung nach DIN 53 504 | mind. 250 [%] |
| • Reißfestigkeit nach DIN 53 504 | mind. $10 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ |
| • Weiterreißwiderstand nach DIN 53 507 Probekörper B | mind. 4 [N/mm] |
| • Druckverformungsrest nach DIN 53 517 | $22\text{h} / 70 \text{ }^\circ\text{C} / 25 \text{ [%]}$ |
| ▪ | $70\text{h} / 23 \text{ }^\circ\text{C} / 25 \text{ [%]}$ |
| • Elektrischer Widerstand nach DIN IEC 93 | mind. $1 \times 10^8 \text{ [Ohm}\cdot\text{cm]}$ |

Bei der DB AG wurden zwei Versteifungsklassen eingeführt, die die dynamische Versteifung



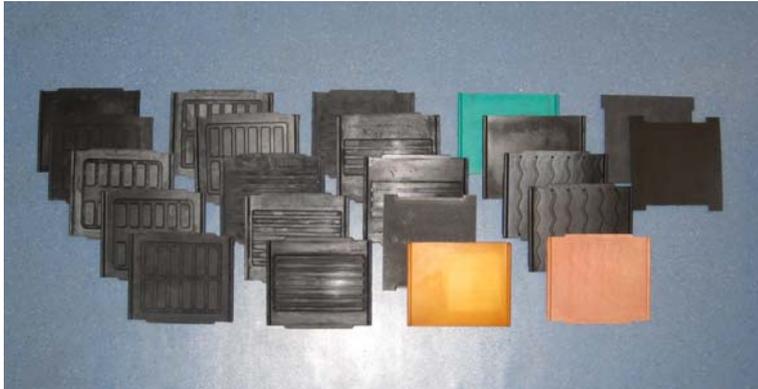
(dynamische zu statische Steifigkeit) definieren. Zwischenlagen der Klasse I weisen eine Versteifung kleiner als 1,5 auf und werden im Hochgeschwindigkeitsbereich eingesetzt. Zwischenlagen der Klasse II dürfen dynamisch stärker versteifen.

Abb. 1.77: Die Gummizwischenlage der Type „Zw 700“ wird derzeit bei allen Gleisneulagen mit Betonschwellen eingesetzt. Die Vorteile liegen bei der Reduktion der Auswirkungen von Flachstellen, der Schotterschonung in Gleisen mit hoher Geschwindigkeit und im besseren Verschleiß- und Schlupfwellenverhalten in engen Bogengleisen.

Die ursprüngliche Forderung bei der Einführung des lückenlosen Gleises [1] nach Einbau von weichen Zwischenlagen ist damit realisiert.

1.5.6.4 Versuchsabschnitt „Verschleißarme Zwischenlagen“

Auf der Strecke Scheifling - Mariahof/Stmk. (diese ist über große Abschnitte mit gleichbleibenden Radien von 280 m trassiert) wurde 2006 in Gleis 1 eine Versuchsstrecke zur Bestimmung des



Einflusses von verschiedenen Materialien auf den Zwischenlagenverschleiß eingerichtet. 2006, im Zuge des ersten Zwischenlagentauschs nach der Gleisneulage (1999) - es kamen bei Gleisneulage Zwischenlage der Type „ZW-K2a“ aus einem EVA-EPDM-Verbundstoff zum Einsatz - wurden insgesamt 22 verschiedene Zwischenlagentypen in 90-m-Unterabschnitten (R = 280 m) eingebaut (Abb. 1.78).

Abb. 1.78: Im Oktober 2006 wurden zur Beobachtung des Verschleißverhaltens 22 verschiedene Zwischenlagen in 280-m-Bögen bei Scheifling (Südbahn) eingebaut.

Die eingesetzten Materialien und Steifigkeiten sind der Tab. 1.6 zu entnehmen.

Zum vorläufigen Ergebnis des Versuchs siehe Pkt. 2.6.3 und Pkt. 2.6.4.

Versuchs-ID		Material	stat. Nennsteifigkeit 18-68kN [kN/mm]	Hersteller
1	K2a	X3660	Referenz	Semperit
2	ZW700/60	A203	60	Semperit
3	ZW700/60	A2536	60	Semperit
4	ZW700/60	A2288	60	Semperit
5	ZW700/80	A203	80	Semperit
6	ZW700/80	A2536	80	Semperit
7	ZW700/80	A2288	80	Semperit
8	ZW700/100-V	A203	100	Semperit
9	ZW700/100-V	A2536	100	Semperit
10	ZW700/100-V	A2288	100	Semperit
11	ZW700/150-V	A203	150	Semperit
12	ZW700/150-V	A2536	150	Semperit
13	ZW700/150-V	A2288	150	Semperit
14	Zw900b C 60	Gummi geschäumt	60	Saar Gummi Techn.
21	Zw900b C200	Gummi geschäumt	200	Saar Gummi Techn.
15	-	-	80	Getzner
16	-	-	120	Getzner
17	-	-	200	Getzner
18	-	Naturkautschuk	135	Rex
19	-	vulk. Elastomer	145	Rex
20	-	hochw. Thermoplast	90	Rex
22	-	Naturkautschuk	200	Paul Müller

Tab. 1.6: Der Zwischenlagenversuchsabschnitt „Verschleißarme Zwischenlagen“ umfasst 22 verschiedene Materialien von fünf Herstellern mit statischen Steifigkeiten von 60 bis 200 kN/mm

1.5.7 Schraube-Dübel-Paarung

1.5.7.1 Wellendübel

Bei den Betonschwellen mit Rippenplattenbefestigung („BE 11“, „BE 12“ und „BE 14“) wurde ein so genannter Wellendübel (aus Holz) und bei der „BE 14“ dann auch aus Kunststoff eingesetzt.

Die Gewindeform wurde an der TU München erarbeitet. Es wurden in den frühen 1950er Jahren zahlreiche Untersuchungen zur Optimierung der Gewindeform durchgeführt, welche im Einsatz einer Gewindeform ab 1954 (Betonschwelle „BE 12“) endeten. Meier hat die Ergebnisse der Untersuchungen der TU München an den Wellendübeln 1960 wie folgt zusammengefasst:

Abb. 1.79 zeigt den Holzdübel, wegen seiner welligen Oberflächengestaltung auch Wellendübel genannt wird, er wird bei der Schwellenherstellung bereits in den Betonkörper eingebaut. Die



Abb. 1.79: Bei den Betonschwellen „BE 11“, „BE 12“ und „BE 14“ wurde ein Wellendübel aus Holz, und später auch aus Kunststoff, während der Produktion in die Betonschwelle eingebracht. Der Holzdübel hat sich als sehr langlebig erwiesen. Lockerungen der Schwellenschraube wurden durch ein Anziehen der Schrauben bei der „kleinen Instandhaltung“ beseitigt. (Foto: TMW)

Wellen dienen zur Verankerung im Beton. Damit er sich nicht verdrehen kann, sind zwei Seiten abgeflacht. Der Wellendübel besteht aus sorgfältig ausgewähltem Buchenholz und ist in der Längsrichtung gefasert. Zur Fäulnisbekämpfung wird er gut mit Teeröl getränkt. Eine Zerstörung des Dübels kann also normalerweise nur durch mechanische Überbeanspruchung entstehen, und diese ist zweckmäßig zu vermeiden.

Der Wellendübel kann ferner ausgewechselt werden, ohne daß der Eisenbahnbetrieb behindert wird oder die Schienen seitlich verschoben werden zu werden brauchen. Der Dübel wird ausgebohrt und dann durch zwei Dübelhälften ersetzt. Zu diesem Zweck wird ein teilbarer Dübel angeliefert mit einer 3 mm starken Trennfuge. Er wird kurz vor dem Einschlagen aufgebrochen, und dann werden die beiden zueinander gehörenden Hälften hintereinander in das gewellte Betonloch eingesetzt. [1]

Der Wellendübel kann ferner ausgewechselt werden, ohne daß der Eisenbahnbetrieb behindert wird oder die Schienen seitlich verschoben werden zu werden brauchen. Der Dübel wird ausgebohrt und dann durch zwei Dübelhälften ersetzt. Zu diesem Zweck wird ein teilbarer Dübel angeliefert mit einer 3 mm starken Trennfuge. Er wird kurz vor dem Einschlagen aufgebrochen, und dann werden die beiden zueinander gehörenden Hälften hintereinander in das gewellte Betonloch eingesetzt. [1]

Um eine Schwellenschraube aus dem Dübel herauszureißen, benötigt man eine Kraft von 6,5 bis 8 t. Die Streuungen sind auf Maßunterschiede von Loch und Schraubenschaft, auf die Gewindeform und besonders auf Unterschiede im Feuchtigkeitsgehalt des Holzes zurückzuführen. Es wurden auch umfangreiche Versuche gemacht mit quergefasertem und kunstharzgetränktem Holz; sie haben aber keinerlei technische Verbesserungen, sondern nur kostenmäßige Nachteile gebracht. [1]

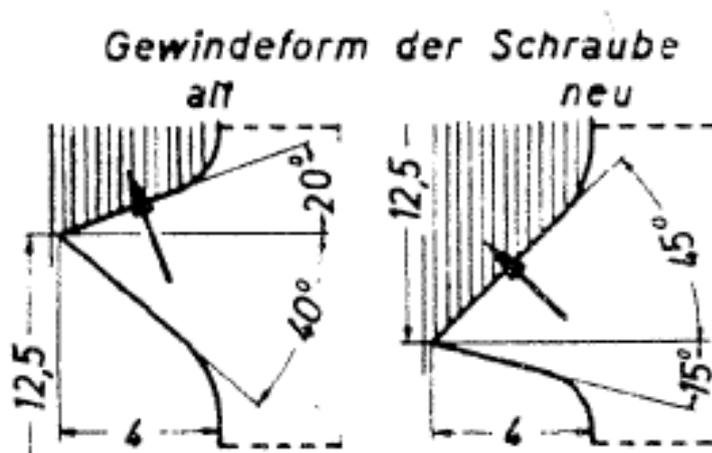


Abb. 1.80: In besonderem Maße bestimmt die Gewindeform der Schraube-Dübel-Paarung die Ausziehfestigkeit der Schwellenschrauben. Ab der Betonschwelle „BE 12“ kam die neue Gewindeform in Kombination mit der Schraube „1537“ zum Einsatz. [1]

Maßgebend ist jedoch nicht die statische Kraft beim Herausreißen, sondern die Standfestigkeit gegenüber Dauerbeanspruchung. Hier hat sich nun gezeigt, daß der Einfluß der Gewindeform außergewöhnlich groß ist. [1]

Abb. 1.80 zeigt links die damals alte Gewindeform und rechts die neuere Gewindeform (Verwendung bei den Betonschwellen „BE 11“, „BE 12“ und „BE 14“).

Beim Anziehen der Schwellenschrauben entwickelt die neue Gewindeform eine erhebliche Seitenkraft, die Holzfasern

zusammenpreßt und damit den Abscherwiderstand vergrößert. Die elastische Verformung des Dübels in Längsrichtung während der schwingenden Belastung war sehr gering, sie betrug nur 0,03 mm. [1]

Wichtig ist die bleibende Verformung des Holzdübels. Diese kann auf Grund der Versuche (25 Millionen Lastwechsel) mit 0,1 bis 0,2 mm in Rechnung gestellt werden. Der Wert ist sehr gering. Es ist dabei zu beachten, daß gewiß im Laufe eines Jahrzehnts die Schraubenmutter



(Abb. 1.81) einmal nachgezogen wird, womit die bleibende Verformung sich wieder ausgleicht. [1]

Wie bereits in Pkt. 1.4.5.1 gezeigt, kann dieser letzte Satz nur unterstrichen werden. Eine dauernde feste Verbindung der Rippenplatte mit der Betonschwelle führt zu einer deutlichen Erhöhung der Nutzungsdauer der Betonschwellen mit K-Befestigung.

Abb. 1.81: In besonderem Maße bestimmt die Gewindeform der Dübel-Schraube-Paarung die Ausziehfestigkeit der Schwellenschrauben. Ab der Betonschwelle „11“ kam diese an der TU München untersuchte Gewindeform in Kombination mit der Schraube „1537“ zum Einsatz. (Foto: TMW)

1.5.7.2 Kunststoffdübel

Ab 1966 wurde der Wellendübel durch den Kunststoffdübel Sdü 9 aus Lupolen (Polyethylen) ersetzt. Die Gewindeform der Dübel-Schraube-Paarung Wellendübel und Schwellenschraube „1537“ wurde beibehalten, das Volumen des Dübels aber stark reduziert.

Die Dübel Sdü 9, Sdü 20 und Sdü 21 stellen geschlossene Systeme dar, der Sdü 20 H weist eine Öffnung bis an die Schwellenunterseite auf, das System ist offen. Das gleiche gilt für den Dübel Sdü 25, hier fungiert der Dübelhalter als wasserableitende Komponente. Eindringendes Wasser kann beide Male nach unten austreten.



Abb. 1.82: Kriechvorgänge in Dübeln aus HDPE (Sdü 9, Sdü 20 und Sdü 21) führen im Laufe der Zeit zu einem Hochwandern des Dübels und damit zu Lockerungen in der Schraube-Dübel-Paarung. Es ist in Bögen daher besonders wichtig die Schwellenschrauben von Zeit zu Zeit nach zuziehen.



Abb. 1.83: Vor allem in Bogengleisen mit fortgeschrittenem Zwischenlagenverschleiß traten immer wieder Zerstörungen der HDPE-Dübel auf. Dies war der Grund, warum die ÖBB mit einigen Partnern im Jahr 2001 begannen den neuen Dübel (Sdü 25) zu entwickeln.

Das Dübelmaterial HDPE neigt vor allem in Bögen im Laufe der Zeit zu Kriechvorgängen. Die Schwellenschrauben müssen daher in diesen Bögen dringend von Zeit zu Zeit nachgezogen werden um eine Zerstörung der Befestigung hintanzuhalten (Abb. 1.82). Wurden Zwischenlagen zu spät gewechselt kam es auch häufig vor, dass die Dübel gänzlich aus der Betonschwelle hochgezogen wurden (Abb. 1.83). Der Sanierdübel Sdü 21b (Abb. 1.84 links) besteht deshalb auch bereits aus Polyamid, einem deutlich robusteren Kunststoffmaterial.

Die Erfahrungen mit den HDPE-Dübeln führten 2001 zur Entwicklung eines neuen leistungsfähigeren Dübels. Die alte Gewindeform hat ausgedient, anstatt des Spitzgewindes wird ein Rundgewinde verwendet und der Dübel aus einer gleichbleibenden Wandstärke hergestellt (Abb. 1.84 rechts). Als Dübelmaterial wird das sehr robuste Polyamid verwendet. Die Bezeichnung des neuen Hochleistungsdübels ist Sdü 25, die dazu passende Schraube Ss 35.

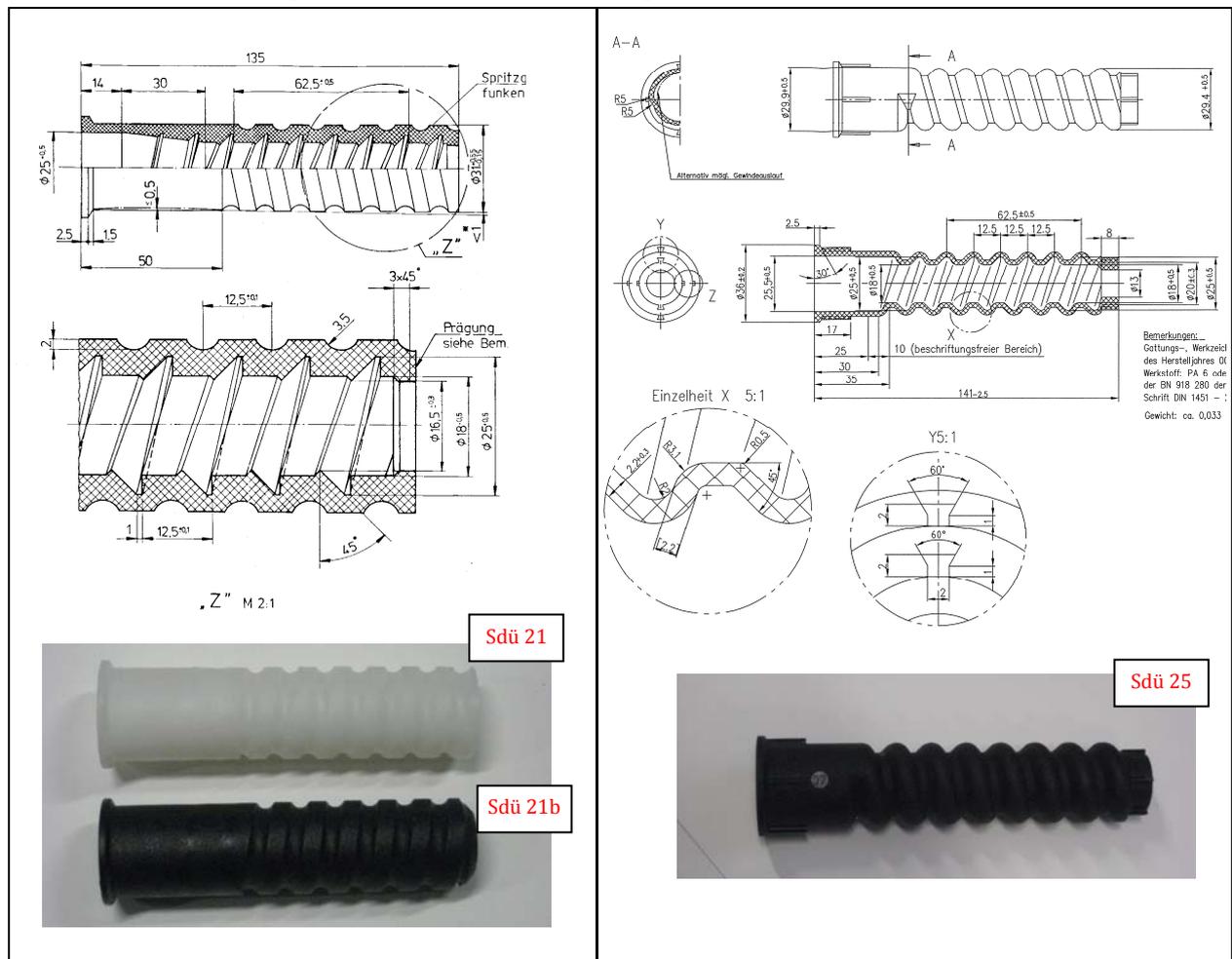


Abb. 1.84: Der neue leistungsfähige Dübel Sdü 25 (Abbildung rechts) unterscheidet sich vom Vorgänger Sdü 21 (Abbildung links) durch eine Abkehr von der alten Gewindeform (Spitzgewinde) zu einem Rundgewinde mit gleichbleibender Wandstärke und durch die Verwendung des robusten Polyamid-Kunststoffs, dem gleichen Material, aus dem auch die Sanierdübel Sdü 21b hergestellt werden..

Tab. 1.7 listet die bei den ÖBB verwendeten Schraube-Dübel-Paarungen auf.

Dübeltype	Regelzeichnung	Schwellentype	Stoffnr.	Schraube	Regelzeichnung
WELLENDÜBEL - Holz		BE 11, BE 12 BE 14 (bis 1965)	30.597.57	Ss 1537	16727
WELLENDÜBEL - Kunststoff	17 200 / 3 (5), (6)	Sanierung BE 11, BE 12, BE 14	30.597.50	Ss 1537	16727
SDÜ 9 - HDPE	17 113 / 1	BE 19 BE 19a 125 + 150 BE 14 (ab 1966)	34.072.33	Ss 90	6958 / 3
SDÜ 20 H - HDPE	17 206 / 1	L 1		Ss 90	6958 / 3
SDÜ 21 - HDPE	17 206 / 6	L 2, K 1	30.597.58	Ss 25	6958 / 5
SDÜ 25 - Polyamid	17 206 / 7	L 2, K 1	30.597.59	Ss 35	6958 / 6

Tab. 1.7: Liste der bei den ÖBB verwendeten Schraube-Dübel-Paarungen

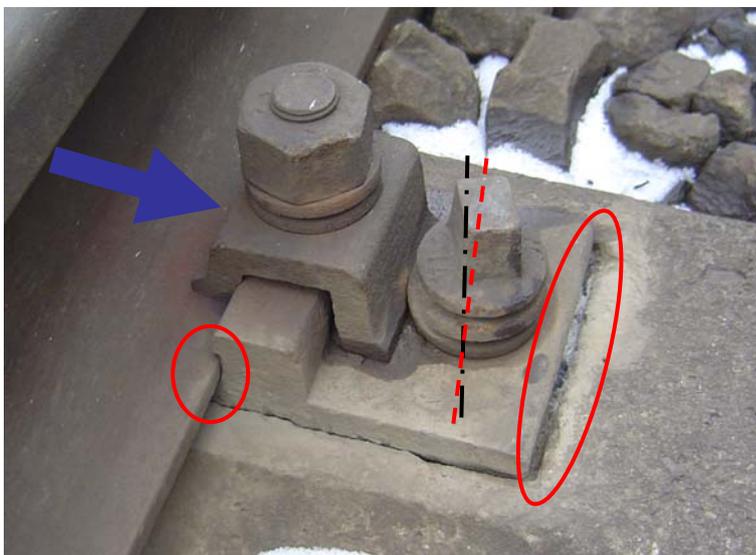
1.5.8 Verschleißverhalten von Betonschwellengleisen in engen Bögen

Nachfolgend werden die wichtigsten Verschleißmerkmale der beiden Befestigungssysteme K-Oberbau und W-Oberbau in engen Bögen zusammengefasst. Der Fokus richtet sich dabei auf die W-Befestigung. Die Thematik Durchschubwiderstand bzw. etwaige Längswanderungen der Zwischenlagen wird nicht behandelt.

1.5.8.1 K-Befestigung

Beim klassischen K-Oberbau erhält der Schienenfuß eine seitliche Führung an der Rippe der Rippenplatte. Folglich kommt es hier im Laufe der Zeit zu Einarbeitungen des stärkeren Kontaktpartners in den schwächeren. Kerbspannungsspitzen müssen im Schienenfuß verhindert werden, daher darf die Festigkeit der Rippenplatte nicht an die des Schienenfußes heranreichen. Der Schienenfuß arbeitet sich seitlich in die Rippe (Abb. 1.85).

Verliert die Rippenplatte durch Lockerungen der Schraube-Dübel-Paarung den festen Halt auf der



Betonoberfläche, führen die zusätzlich einwirkenden Kräfte zu Einarbeitungen der Rippenplatte in die Betonschwelle. Gleichzeitig werden die Schwellenschrauben auf Abscherung beansprucht.

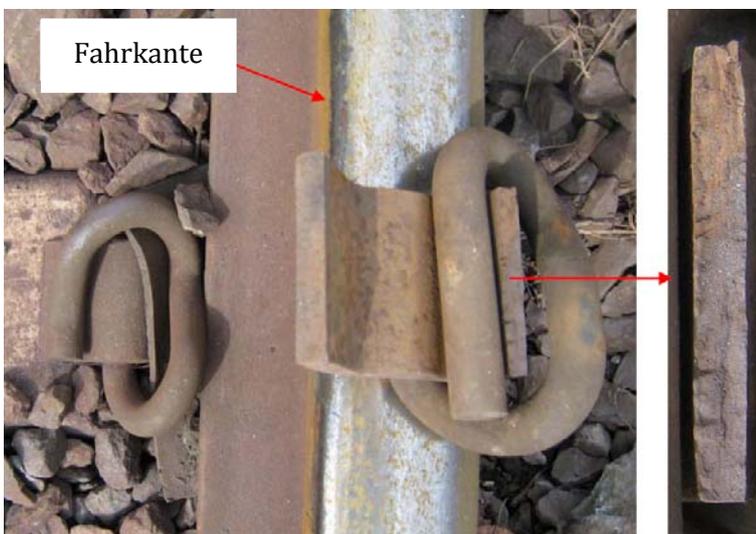
Abb. 1.85: Beim K-Oberbau treten in engen Bögen vornehmlich die folgenden drei Verschleißformen auf:

- seitliches Einarbeiten des Schienenfußes in die Rippenplatte
- Einarbeitungen der Rippenplatte in die Betonschwelle
- Lockerungen und damit seitliches Abscheren der Schwellenschraube

Insgesamt kann die Rippenplattenbefestigung hinsichtlich des Verschleißverhaltens in engen Bögen als „sehr zäh“ bezeichnet werden. Lockerungen und Einarbeitungen führen zu keinen abrupten Sicherheitsproblemen. Der Zustand der Schwellenschrauben muss aber von Zeit zu Zeit beobachtet werden, damit sich keine schleichende Sicherheitslücke einstellt.

1.5.8.2 Pandrol-Federbügel-Befestigung

Bei den Pandrol-Federbügel-Befestigungen zeigt die seitliche Führung des Schienenfußes an der



Bügelhalterung einen übermäßigen Verschleiß. Der korrodierte Bügelhalter kann aufgrund einer Überbeanspruchung im Lauf der Zeit brechen (Abb. 1.86).

Abb. 1.86: Das „schwächste Glied“ der Pandrol-Federbügel-Befestigung stellt in Bogengleisen der Bügelhalter dar. Hier kann es u.U. zu Dauerbrüchen kommen. (Foto: Walter Tkalcics)

1.5.8.3 W-Befestigung

Bei der W-Befestigung kommt es in Bögen mit den bei den ÖBB eingesetzten Materialien zu folgenden drei Verschleißformen:

- Der Schienenfuß erhält die seitliche Führung an der Winkelführungsplatte. Folglich kommt es hier im Laufe der Zeit zu Verschleißerscheinungen in Form von Einarbeitungen.
- Die Schwellenschrauben erfahren bei Überfahrt eine vertikale Zugbelastung. Die HDPE-Dübel sind zwar „zäh“, sie zeigen jedoch Kriecherscheinungen. Die Schwellenschrauben müssen von Zeit zu Zeit nachgezogen werden, die HDPE-Dübel abhängig vom Verschleißzustand gegen stärkere Polyamid-Sanierdübel getauscht werden.
- Die Zwischenlagen erfahren in engen Bögen erhöhte Beanspruchungen an den zu den Schwellenköpfen gekehrten Seiten (Einfluss Schienenkippen) und verschleifen mit der Zeit infolge mechanischer Überbelastung („Durchwalken“). Wird der Zwischenlagentausch nicht rechtzeitig durchgeführt, beginnt sich der Schienenfuß in die Betonschwelle zu arbeiten.

Weiters kommt es zu Alterungserscheinungen der Spannklemmen. Es verliert die Spannklemme Skl 1 vor allem beim Einsatz von weichen Gummizwischenlagen einen Teil der Vorspannung und die Niederhaltekraft reduziert sich. Die weichen Gummizwischenlagen verschleifen dann rascher.

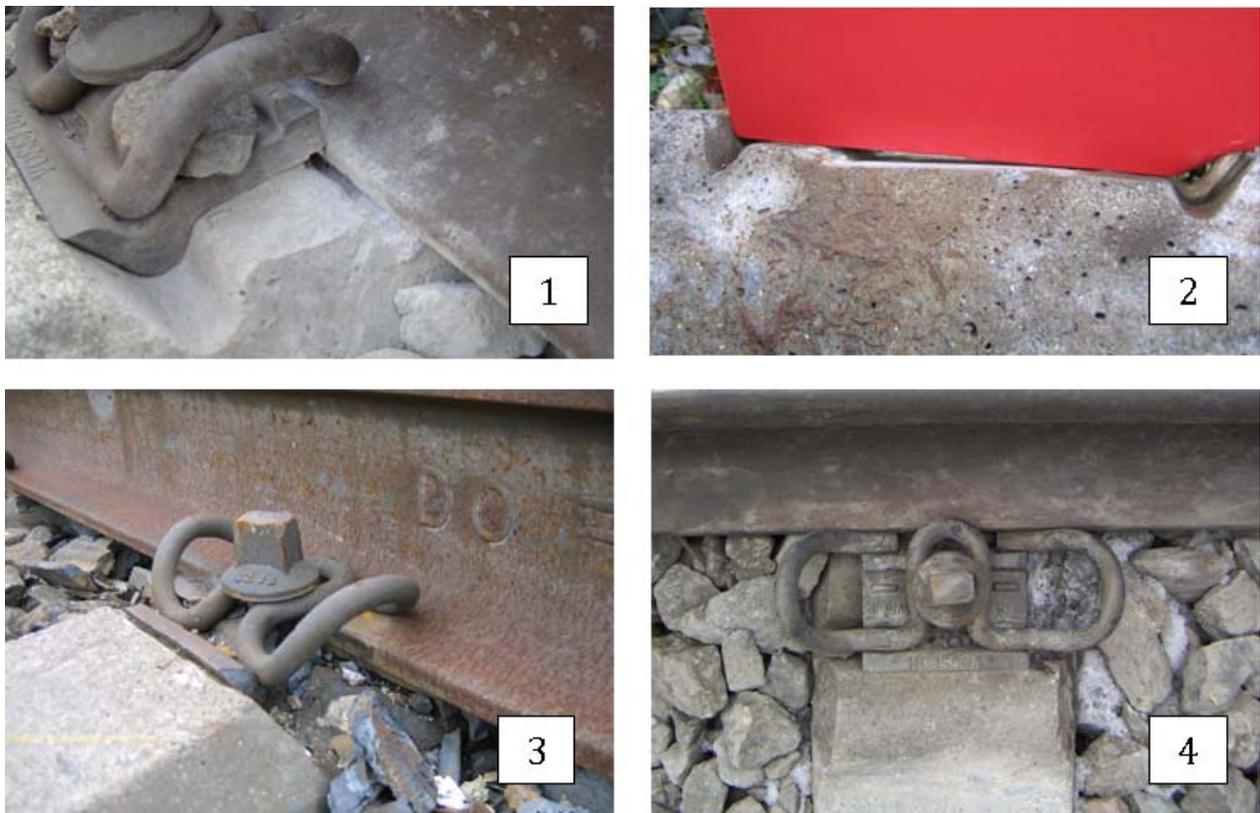


Abb. 1.87: In den letzten Jahren ist es im Netz der ÖBB relativ häufig zu Zerstörungen der Betonschwellen infolge eines fortgeschrittenen Zwischenlagenverschleißes gekommen. Es treten dabei folgende Verschleißformen auf:

- Ist die Zwischenlage zu weit verschlissen, arbeitet sich der Schienenfuß zuerst einseitig vertikal in die Betonschwelle.
- Das Schienenaufleger im Bereich der Betonschwelle weist dann ein Dachprofil auf.
- Hat sich der Schienenfuß genügend weit in die Betonschwelle gearbeitet, beginnt er sich unter die Winkelführungsplatte zu bewegen und unterwandert diese bis er fürs erste an der Schwellenschraube anliegt. Die Winkelführungsplatte platzt auf.
- Das seitliche Wandern des Schienenfußes führt an der gleisinneren Stützpunktseite dazu, dass die Federarmenden der Spannklemme (leer) neben den Schienenfuß greifen.

Gerade aufgrund des Punktes „Fortgeschrittener Verschleiß der Zwischenlagen“ ist es in den letzten Jahren häufig zu einer frühzeitigen Zerstörung der Betonschwellen gekommen. Bei weit

fortgeschrittenem Zerstörungsgrad tritt dann auch ein Sicherheitsproblem ein, wenn die gleisinnenliegende Spannklemme aufgrund des seitlichen Wanderns neben den Schienenfuß greift. Bei diesem Verschleißgrad ist der Schienenfuß unter die äußere Winkelführungsplatte gerutscht oder hat diese zerstört (Abb. 1.87).

Kriechvorgänge im Dübel sind am Hochwandern der Spannklemmen-Mittelschleife bzw. an Lockerungen der Winkelführungsplatte zu erkennen. Um frühzeitige Zerstörungen hintanzuhalten



ist es wichtig, die Schwellenschrauben von Zeit zu Zeit nachzuziehen (Abb. 1.88).

Eine deutliche Besserung des Zwischenlagenverschleißes stellt sich durch Einsatz von weichen Zwischenlagen Zw 700 in Kombination mit der verstärkten Spannklemme Skl 28 ein, siehe Pkt. 1.5.6 und 2.5.

Abb. 1.88: Lockerungen in der Schraube-Dübel-Paarung lassen sich am Hochwandern der Spannklemmen-Mittelschleife und am Hochheben der Winkelführungsplatte erkennen.

1.5.9 Schlupfwellenbildung

Bogengleise mit einem Radius $R < 600$ m zeigen häufig das



Phänomen der Schlupfwellenbildung (Abb. 1.89) an der bogeninneren Schiene. Die zyklischen Schienenoberflächenfehler weisen eine Wellenlänge von 10 bis 25 cm auf, die Amplitude kann dabei bis zu 0,4 mm und mehr betragen. Gleise mit starker Schlupfwellenbildung sind um ca. 15 dB lauter als schlupfwellenfreie Gleise.

Abb. 1.89: In Bogengleisen tritt an der bogeninneren Schiene häufig das Phänomen der Schlupfwellenbildung auf. Die zyklischen Schienenoberflächenfehler weisen eine Wellenlänge von 10 bis 25 cm auf. Gleise mit starker Schlupfwellenbildung sind um ca. 15 dB lauter.

Erreichen die Schlupfwellenamplituden bogeninnen den Wert von etwa 0,35 mm, beginnt sich auch an den bogenäußeren Schienen ein gleichfrequentes wellenförmiges Fehlerbild zu zeigen. Im Gegensatz zur bogeninneren Schiene kann man bei Schlupfwellen an der bogenäußeren Schiene ein zusätzliches Phänomen erkennen. Das kurzzeitige Abheben der Räder führt manchmal dazu, dass ein Materialabtrag von den Rädern auf die Schiene passiert. (Abb. 1.90).



Abb. 1.90: Bei fortgeschrittener Schlupfwellenbildung kommt es auch bogenaußen zur Bildung von wellenartigen Schienenoberflächenfehlern.

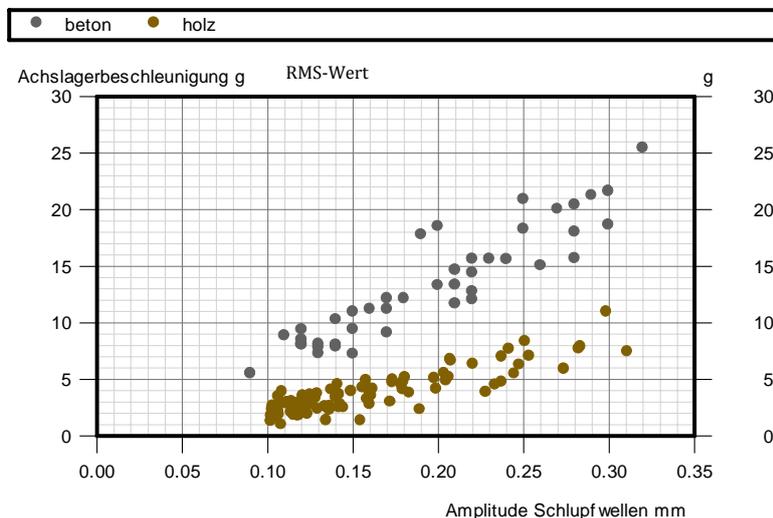
Vor allem in Betonschwelengleisen verursachen die Schlupfwellen hohe Beschleunigungen an Schienen, dem Befestigungsmaterial und den Schwellen. Die Betonschwellen zeigen dann in Folge auch Biegerisse in der Schwellenmitte (Abb. 1.91). Werden die Schienen durch Schienenschleifen von den Schlupfwellen befreit, können sich die Betonschwellen wieder erholen.



Die Vorspannung des Betons und die einsetzende Karbonatisierung schließt die Risse dann wieder, wenn diese nicht schon zu stark ausgeprägt sind. Die Nutzungsdauer des Gleises sinkt entsprechend dem Zerstörungsgrad der Schwelle.

Abb. 1.91: Die hohen durch Schlupfwellen ins System gebrachten Beschleunigungen führen zu einer hochfrequenten Biegebeanspruchung der Schwellen. Betonschwellen in Schlupfwellengleisen zeigen frühzeitig Biegerisse in Schwellenmitte.

Holzschwellengleise weisen eine höhere Elastizität als Betonschwelengleise auf. Die höhere Elastizität wirkt positiv auf die dynamischen Schlupfwellenverformungen. Eine Auswertung der schlupfwellenbehafteten Bögen zeigt, dass die gemessenen Achslagerbeschleunigungen bei gleicher Schlupfwellenamplitude in Betonschwellen um den Faktor 2 größer sind. Es kommt zu einer besseren Entkopplung der rad- und schienenseitigen Schwingungen.



Datengrundlage
 Radien ~300m
 Messgeschwindigkeit ~ 70km/h
 Betonschwellen mit Zw-K8 (EVA)
 (stat. Steifigkeit ~1000kN/mm)

Abb. 1.92: Die Achslagerbeschleunigungen sind bei Betonschwellen bei gleicher Schlupfwellentiefe größer

Die hohen Schwellenbeschleunigungen sind nicht nur Auslöser für die Biegerisse der Schwelle selbst, die dynamischen Kraftspitzen werden auch an den Schotter weitergegeben und führen dort vor allem in unbesohnten Betonschwelengleisen mit kleiner Schotterkontaktfläche zu Kornumlagerungen und Absplitterungen der angrenzenden Schotterkörner. Es entsteht ein feiner Schotterabrieb, der sich unter der Schwellenunterseite abzulagern beginnt. Der Abrieb ist sehr fein (gemahlen) und wasserundurchlässig. Abb. 1.93 zeigt den Schotterzustand eines Bogengleises bei Scheifling / Stmk. 10 Jahre nach Gleisneulage.



Abb. 1.93: An der Schwellenunterseite von unbesohnten Betonschwellen wird in schlupfwellenbehafteten Bogengleisen eine rasche Schotterzerstörung beobachtet.

Abb. 1.94 zeigt ein Bogengleis nach 10 Jahren Betrieb im Ergänzungsnetz (Strecke Parndorf-Neusiedl). Der wasserundurchlässige Schotterabrieb verhindert eine Ableitung der Niederschlagswässer, es entstehen Spritzstellen, die alleine vom Schotterabrieb verursacht sind, die Tragschichtoberkante ist trocken und voll funktionsfähig. Die Ursache für die Spritzstelle lässt sich an der grauen Färbung des Schotterabriebs erkennen (Abb. 1.94).



verhindert eine Ableitung der Niederschlagswässer, es entstehen Spritzstellen, die alleine vom Schotterabrieb verursacht sind, die Tragschichtoberkante ist trocken und voll funktionsfähig. Die Ursache für die Spritzstelle lässt sich an der grauen Färbung des Schotterabriebs erkennen (Abb. 1.94).

Abb. 1.94: In Betonschwelengleisen mit Schlupfwellenbildung treten im Bereich der Schwellenunterseite besonders hohe Kraftspitzen an den Schotterkörnern auf. In diesen Bogengleisen entsteht ein sehr feiner Schotterabrieb unterhalb und neben der Schwelle. Der wasserundurchlässige Schotterabrieb führt dann zu schotterbedingten Spritzstellen im Gleis. (Foto: BM Leopold Fischer)

Beobachtungen am Gleis zeigen weiters, dass die Stahlsorte (Schienengüte) einen großen Einfluss auf die Schlupfwellenbildung hat. Die Stahlsorte R 350 HT weist einen höheren abrasiven Verschleißwiderstand auf. Die Neigung zur Schlupfwellenbildung ist damit auch geringer.

Unter bestimmten Umständen – je nach Parameterkonstellation Schwelle, Zwischenlage, Befestigung, Schienenprofil – zeigt die bogeninnere Schiene mit der Standard-Stahlsorte R 260 Schlupfwellen, während es an der benachbarten Schiene mit kopfgehärteter Stahlsorte R 350 HT zu keiner Bildung von Schlupfwellen kommt (Abb. 1.95).

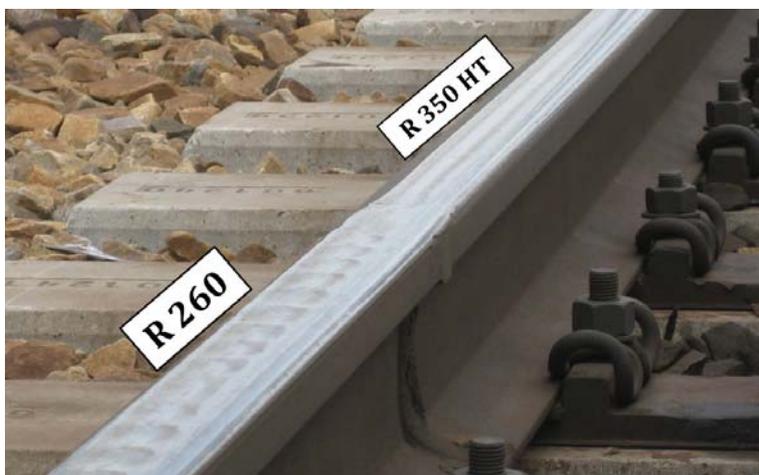


Abb. 1.95 Eine höhere Schienengüte hat einen positiven Einfluss auf die Schlupfwellenbildung, da sie den Kontaktverschleiß auf der Schiene reduziert. Es empfiehlt sich aus der Thematik Schlupfwellenbildung heraus in Bögen mit einem Radius $R < 600$ m Schienen der Schienengüte R 350 HT einzusetzen.

Ende der 1990er Jahre wurde die Schlupfwellenbildung in einem Gemeinschaftsprojekt der ÖBB mit den SBB und der TU Innsbruck untersucht.

Stephanides [16] hat im Abschlussbericht die Ergebnisse zusammengefasst.

Schlupfwellen entstehen nach seiner These durch Schwebungsvorgänge der Räder und Schienen infolge von Frequenznachbarschaften (siehe Pkt. 2.6).

Folgende Einflussparameter erhöhen die Neigung zur Schlupfwellenbildung (siehe Pkt. 2.6):

- Die Schienengüte R 260 ist weniger (kontakt-) verschleißresistent als die Schienengüte R 350 HT. Gleise mit R-260-Schienen zeigen daher eine höhere Schlupfwellenbildung (Abb. 1.95)
- Die Schlupfwellenbildung tritt verstärkt in Gleisen mit steifen Zwischenlagen auf, da die steifen Zwischenlagen im Gegensatz zu den weichen Gummizwischenlagen zu keiner Entkopplung der Schwelle von der Schiene führen.
- Je leichter die Schiene in Bögen seitlich durch Kippung ausweichen kann, desto leichter übertragen sich die Eigenschwingungen der Achsen auf die Schienenoberfläche. Damit hat der Verschleißgrad der Schienenbefestigung, der Verschleißzustand der Zwischenlage und die Niederhalte­kraft der Spannklemme, welche durch Materialermüdung, durch ein Dübelkriechen und ein falsches Anziehdrehmoment verringert werden kann, einen schlupfwellenverstärkenden Einfluss.
- Hohllagen unter den Schwellenköpfen erhöhen die Schlupfwellenbildung, diese treten vor allem in unbesohlenen Betonschwellengleisen mit steifen Zwischenlagen auf.

1.5.10 Einsatzkriterien für Betonschwellen im Netz der ÖBB

Aufgrund von Beobachtungen und theoretischen Überlegungen wurde folgende optimale Systemkonfiguration für die Ausrüstung von Gleisen in engen Bögen mit $R < 600$ m erarbeitet (Vorgriff auf die Ergebnisse aus Kapitel 2):

- Einsatz der Schienengüte R 350 HT. Die höhere Schienengüte reduziert den gleisseitigen Kontaktverschleiß zwischen Rad und Schiene (Seitenverschleiß) und ist damit auch ein wichtiger schlupfwellenreduzierender Parameter.
- Einsatz des Schienenprofils 60 E1. Das Schienenprofil 60 E1 hat im Gegensatz zur 54-E2-Schiene ein ausgewogenes Höhen-Breiten-Verhältnis und führt in Bögen zu geringeren Kantenpressungen in den Zwischenlagen.
- Einbau von weichen Gummizwischenlagen Zw 700. Diese Zwischenlage führt zu einer Entkopplung der Schwelle von den Schienenschwingungen.
- Einsatz der verstärkten Spannklemme Skl 28. Die Skl 28 überdrückt die Zwischenlage stärker. Sie wirkt damit kippstabilisierend, der Zwischenlagenverschleiß wird reduziert.
- Die volle Niederhalte­kraft wird durch das richtige Anzugsdrehmoment erreicht. Die Mittelschleife der Spannklemme hat satt auf die Winkelführungsplatte aufzuliegen (Formschlüssigkeit).
- Einsatz des leistungsfähigen Dübels Sdü 25 ohne Kriechverformung.
- Einbau von Schwellenbesohlungen zur Verhinderung von Hohllagen unter den Schwellenköpfen. Dies reduziert die Schlupfwellenbildung.
- Gleisbögen mit $R < 250$ m: Einsatz von HDS-Schwellen (erweitertes Versuchsstadium)

1.6 Verschleißverhalten der Schiene

1.6.1 Geschichtliche Entwicklung bis 1914

Aus [2] wird folgend zitiert:

Im Jahre 1848 hat die breitfüßige Schiene in Oesterreich bereits die Oberhand über die Pilzschiene gewonnen. An der Hand der Erfahrungen, die von Jahr zu Jahr gesammelt wurden, unter dem Einflusse der Theorie, die sich stetig vervollkommnete, und namentlich unter der bedeutsamen Einwirkung, welche die Hüttentechnik ausübte, erfuhr die Gestalt der Schiene zahlreiche Abänderungen. Auch das wirthschaftliche Moment trat hiebei stark hervor; die Schiene bildet ja doch den weitaus kostspieligsten Bestandtheil des Gleises und eine Ersparnis an Gewicht verringert wesentlich die Bau- und Erneuerungskosten. Und so bildet zu Ende der Vierziger- und zu Anfang der Fünfziger-Jahre (des 19ten Jahrhunderts, Anm.) das Bild der Schienenprofile eine sehr formenreiche Musterkarte!

Der Zusammenschluss der einzelnen Linien, der Bau von Bahnstrecken über trennende Gebirgsrücken, die hiebei nothwendige Anwendung von grösseren Neigungen und schärferen Bögen, die durch letztere Verhältnisse bedingte Erhöhung des Locomotiv-Achsdruckes bis zu 14 t, drängten mehrere Bahnverwaltungen, ihre Schienen von ungenügender Tragfähigkeit durch Schienen zu ersetzen, die den neuen erhöhten Ansprüchen gewachsen waren.

Auf solche Weise vollzog sich allmählich eine ansehnliche Vermehrung des Einheitsgewichtes der Schienen. So waren verlegt:

- Auf der Kaiser Ferdinands-Nordbahn im Jahre 1839 Schienen von 19,5 kg pro Meter (pilzförmiges Profil)
- Auf der Gloggnitzer Bahn im Jahre 1841 Schienen von 26,5 kg pro Meter (breitfüßiges Profil)
- Auf den k. k. Staatsbahnen im Jahre 1844 Schienen von 21,2 kg pro Meter (pilzförmiges Profil)
- Auf den k. k. Staatsbahnen im Jahre 1849 Schienen von 29,6 kg pro Meter (breitfüßiges Profil)
- Auf den k. k. Staatsbahnen im Jahre 1856 Schienen von 37,275 kg pro Meter (breitfüßiges Profil)

Bemerkenswerth ist der Oberbau der Semmeringbahn mit Schienen von 42,5 kg pro Meter und mit einem wohlgefüßten Holzroste aus Lang- und Querschwellen.

Mit der Verstärkung des Gestänges war aber noch nicht Alles gethan. Die Schienen waren ausschliesslich aus Eisen gewalzt – aus einem Materiale, dessen begrenzte Festigkeit bei den grossen Druckwirkungen der Fahrzeuge selbst bei stärkeren Geleise-Constructions zu auffälligen, nicht durch die regelmässige Abnützung entstandenen Zerstörungen an der Lauffläche führte.

Alle Berichte damaliger Zeit stimmen darin überein, dass der Verschleiss an Schienen durch Spaltung und Trennung ganzer Theile an der Lauffläche des Kopfes ein ungewöhnlich hoher war; die Schienendauer sank in einzelnen Strecken bis auf kaum vier Jahre – und dies bei einer Verkehrsdichte, die bei weitem nicht an jene unserer Tage heranreichte.

Ueber diese Nothlage half nun der Gedanke hinweg, für die Schienenerzeugung anstatt des Schweisseisens das festere Stahlmateriale zu verwenden – die Eisenbahnen in Stahlbahnen zu verwandeln. In Rücksicht auf die umständliche Herstellungsweise des Stahles im Puddelofen und die hiedurch bedingte Kostspieligkeit desselben beschränkte man seine Verwendung zunächst auf die Herstellung einer härteren Fahrfläche. Der erste Versuch wurde von der Buschtährader Bahn unternommen, die 1855 Eisenschienen mit Stahlkopf in Verwendung nahm.

Da aber die Erzeugung solcher Schienen nicht viel von jener der Eisenschienen abwich, so war das Ablösen der Stahllamelle von der Eisenschiene eine häufig auftretende Erscheinung. Man griff

deshalb zu Schienen, die aus einzelnen Stahlplatten durch Schweissung und nachfolgende Auswalzung erzeugt wurden.

Die erste Verwendung und Ausbreitung derselben ging, begünstigt durch das vorzügliche Rohmaterial, von Oesterreich aus, und zwar war es die Kaiser Ferdinands-Nordbahn, welche durch den zufolge ihres starken Verkehrs überaus bedeutenden Verschleiss der Eisenschienen und die dadurch hervorgerufenen hohen Bahnerhaltungskosten, zunächst dazu gedrängt wurde, unter Stockert Versuche mit Schienen aus Puddelstahl in grösserem Masstabe durchzuführen. Sie liess im Jahre 1865 eine grössere Zahl solcher Schienen nach ihrem für Eisenschienen im Gebrauche befindlichen Profile im Einheitsgewichte von 37,2 kg pro Meter walzen und verlegte dieselben theilweise auf die Hauptlinie, theilweise auf der Flügelbahn nach Brünn. Dieser Versuch gelang glänzend, denn die betreffenden Schienen sind heute, d. i. nach 33 Jahren, noch in der Bahn in vollkommen gebrauchsfähigem Zustande und weisen lediglich eine Auswechslungsrate von 8 % auf. Es ist daher begreiflich, dass sich die Nordbahn-Verwaltung seinerzeit entschloss, unverzüglich zur ausschliesslichen Verwendung solcher Schienen überzugehen. Die Durchführung des Entschlusses fand aber in dem hohen Preise des Materials ein leicht erklärliches Hindernis, dessen Beseitigung jedoch schliesslich dadurch gelang, dass man das für Eisenmaterial construirte Schienenprofil mit dem Einheitsgewichte von 37,2 kg verliess und ein schlankeres leichteres Profil („Schienenprofil A der Nordbahn“) von 31 kg (Abb. 1.96 - links) entwarf. Das Widerstandmoment und mithin auch die Tragfähigkeit dieser Stahlschienen waren bedeutend grösser, als jene der Eisenschienen, denn die Massen waren richtiger vertheilt, die Form war eine günstigere und die Festigkeit des Materials eine höhere als bei dem früheren Profile. Der Preis stellte sich bei gleicher Länge der Schienen auch gleich mit jenem der Eisenschiene, denn die Grössen der

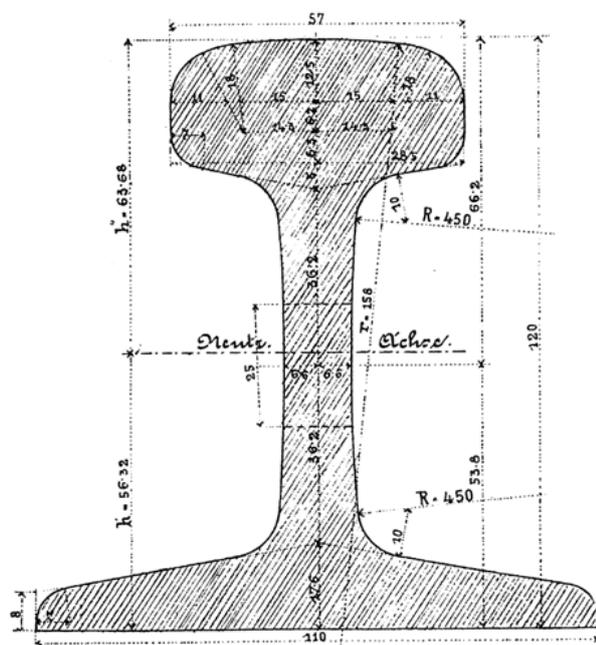


Abb. 108. Schienenprofil A der Nordbahn [eingeführt 1866]. Querschnittsfläche = 39 505 cm², Gewicht pro 1 m in Schweissstahl = 30 849 kg, Gewicht pro 1 m in Flussstahl = 31 086 kg;

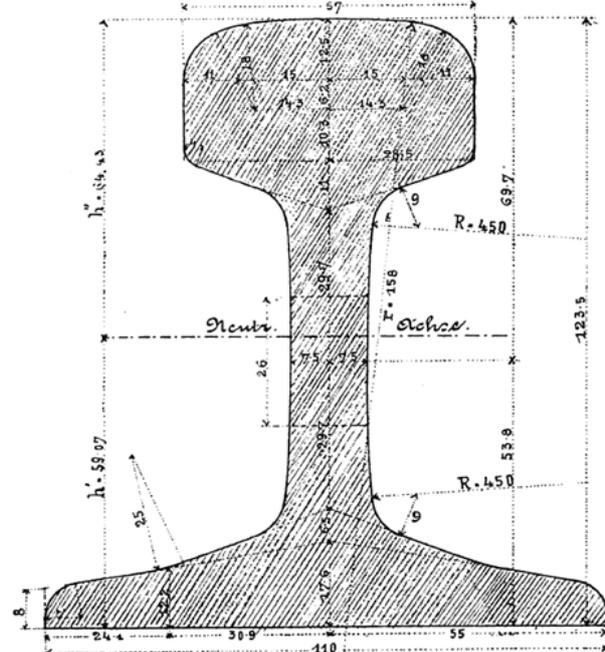


Abb. 109. Schienenprofil B der Nordbahn [eingeführt 1872]. Querschnittsfläche = 41 770 cm²; Gewicht pro 1 m in Schweissstahl = 34 960 kg; Gewicht pro 1 m in Flussstahl = 35 230 kg; Trägheitsmoment $T = 877\,490 \text{ cm}^4$; Widerstandsmoment $\frac{T}{h} = 136\,93 \text{ für cm}.$

Abb. 1.96: Die ersten beiden Schienen aus Stahl im Netz der Nordbahn (Nordbahnprofile A und B) wiesen ein Metergewicht von 30,8 und 34,9 kg auf. [2]

Querschnittflächen und mithin der Massen verhielten sich umgekehrt wie die Preise des Puddelstahls und des Eisens.

Dieses Schienenprofil, das also ebenfalls der gesteigerten Inanspruchnahme der Schienen Rechnung trug, wurde von den Eisenhüttenmännern als besonders geeignet für den Schweissungsprozess befunden und fand Eingang bei vielen Bahnen Oesterreichs und

Deutschlands; auch die französische Nordbahn wählte es als Muster für ihre Schienenprofil-Anordnung.

Unterdessen hatte sich in der Hüttentechnik ein Ereignis von weittragender Bedeutung vollzogen, indem die Erfindung Bessemer's zur Herstellung eines homogenen Flusstahles ihre Vervollkommnung für Massenerzeugung erhalten hatte. Der grosse, unschätzbare Vortheil der Stahlschienen-Erzeugung nach dem System Bessemer's oder auch nach jenem Martin's besteht in der Herstellung der Schienen aus Gussblöcken anstatt aus zusammengeschweissten Packeten. Der Unterschied der beiden eben genannten Stahl-Erzeugungs-Processes liegt nur in der verschiedenartigen Reinigung und Entkohlung des Roheisens, das zum Stahle verarbeitet wird.

Während zu Ende des Jahres 1867 auf der Kaiser Ferdinands-Nordbahn schon 57 km Geleise aus Puddelstahl- und 22 km mit Bessemer-Stahlschienen belegt waren, hatten alle anderen Bahnen Oesterreichs und Deutschlands zusammengenommen noch nicht die gleiche Länge Geleise aus Stahlschienen hergestellt.

Im Jahre 1871 hatte die Kaiser Ferdinands-Nordbahn bereits 418 km Geleise aus Puddelstahl, Bessemer- und Martinstahl belegt, deren Verwendungsergebnisse alle Erwartungen weit übertrafen und zur raschen Einführung solcher Schienen auch auf den übrigen Bahnen nicht unwesentlich beitrugen. Im Jahre 1872 sah die Nordbahn sich genöthigt, den zunehmenden Raddrücken und Zugsgeschwindigkeiten durch Einführung einer schwereren Stahlschiene („Schienenprofil A der Nordbahn“) von 35,2 kg Einheitsgewicht für die Hauptlinien Rechnung zu tragen (Abb. 1.96 - rechts).

Jede Bahnverwaltung studirte weiter und experimentirte an dem Schienenprofil. Auf die verschiedenen Ergebnisse nahm die Steigung der Locomotiv-Raddrücke, der Geschwindigkeit und Belastung der Züge grossen Einfluss. Die Anschauungen über die bei der Construction der Schienen in Betracht kommenden Fragen waren noch nicht ganz geklärt; subjective Ansichten, aber auch das Bestreben der Bahnverwaltungen, selbständige Normalien zu besitzen, machten es geltend, und so kam es, dass im Jahre 1881 auf österreichischen Bahnen nicht weniger als 31 verschiedene Schienenprofile vorhanden waren, welchen Gewichte von 29,1 bis 39,8 kg pro Meter entsprachen. Ende des Zitates [2]

Bis zum Ausbruch des ersten Weltkriegs ist vor allem eine neue Methode zur Stahlerzeugung („Thomas-Stahl“) und die Einführung der Breitfußschiene „A“ der ehem. k. k. Österr. Staatsbahnen im Jahr 1903 zu nennen.

1.6.2 Geschichtliche Entwicklung ab 1914

Bis zum ersten Weltkrieg nahmen viele Neuentwicklungen im Eisenbahnnetz des damaligen Österreich-Ungarn ihren Ausgang. Dies änderte sich durch den Krieg. Ab 1918 wurden viele Neuerungen zuerst im Netz der heutigen Deutschen Bahn entwickelt und dann erst im Netz der heutigen ÖBB übernommen. Dies gilt für die Betonschwellenkonstruktionen, die Schienenbefestigungen und Schienenprofile.

Folgend werden die die wichtigsten Schienenprofile im Netz der ÖBB angeführt:

Von 1926 bis 1963 war das Regelprofil der Deutschen Bahn die sogenannte Schiene „S 49“ (Abb. 1.97) mit einem Metergewicht von 49 kg/m. Die 1958 leicht adaptierte Schiene wurde bei den ÖBB als Standardprofil mit der Bezeichnung Schienenprofil „B“ (heute „49 E1“) ab 1928 verwendet. Bis zur Einführung der Schienenform „C“ (heutige Bezeichnung 54 E2) im Jahr 1969 wurde das Schienenprofil „B“ als Standard in allen Hauptgleisen der ÖBB verwendet. Auf Nebenstrecken wird dieses Schienenprofil weiterhin standardmässig eingesetzt. Die Schienenhöhe erfuhr im Laufe der Zeit leichte Änderungen. Die Schienenform „B“ hat eine Schienenhöhe/Schienenfuß-Verhältnis von derzeit $149/125 \approx 1,19$ und war damit auch für Bogengleise gut geeignet.

Die Beibehaltung der Schienenfußbreite von 125 mm unter gleichzeitiger Erhöhung des Trägheitsmomentes führte 1969 zur Einführung des Schienenprofils „C“ (UIC 54 E) (Abb. 1.98) mit 54 kg/m. Im Gegensatz zur „S 54“ der Deutschen Bahn mit einer Schienenfußbreite von 140 mm weist die „C-Schiene“ ein ungünstiges Schienenhöhe/Schienenfuß-Verhältnis von $161/125 = 1,29$

auf. In Bogengleisen führt die Anwendung dieses Profils zu einer stärkeren Belastung und zu einem höheren Verschleiß an den Schienenbefestigungselementen.

Abb.1. Querschnitt der Schiene und den Laschen. (1:1).

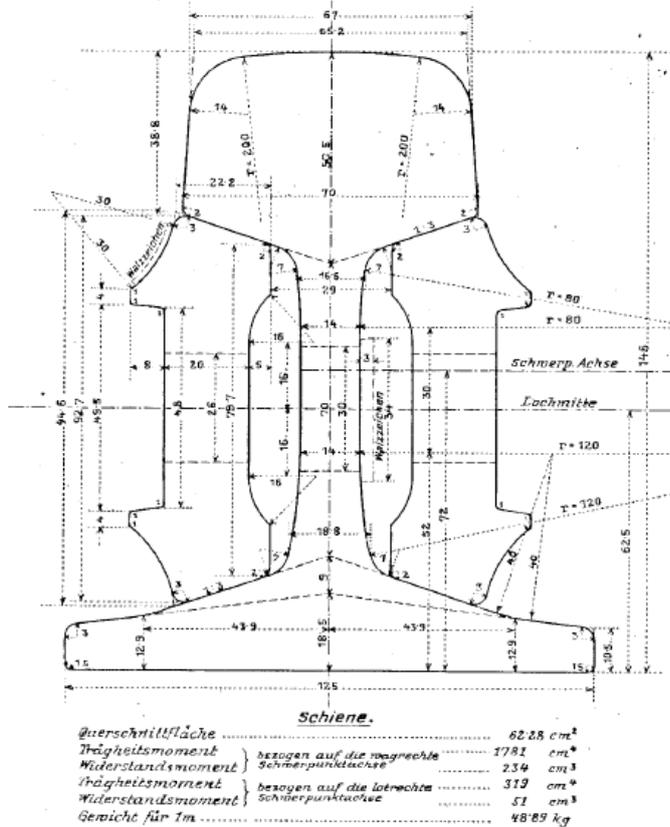


Abb. 1.97: Das Schienenprofil „S 49“, im Netz der ÖBB „B-Schiene“ genannt, war von 1928 bis 1969 das ÖBB-Standardprofil in Hauptgleisen. Die EN-gültige Bezeichnung lautet „49 E1“.

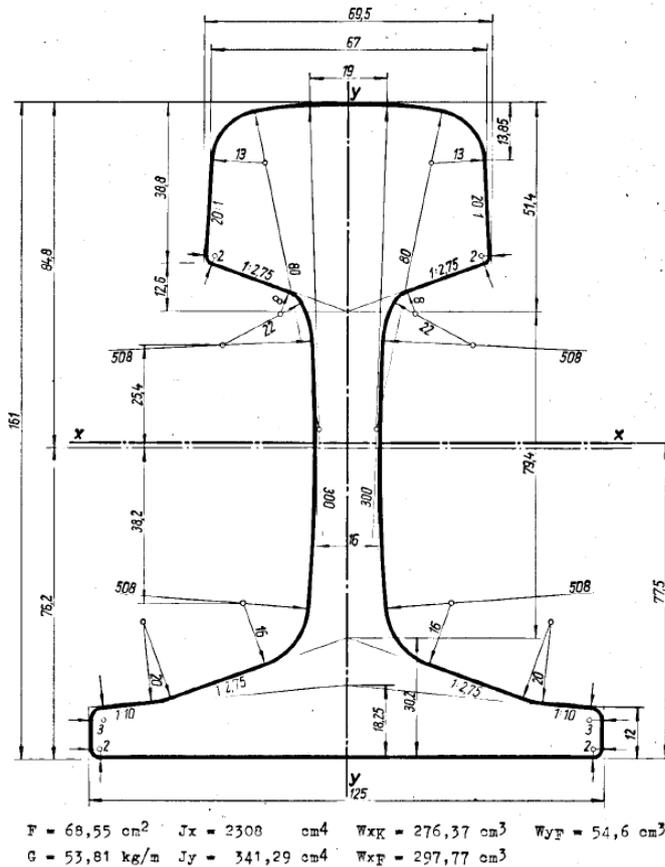
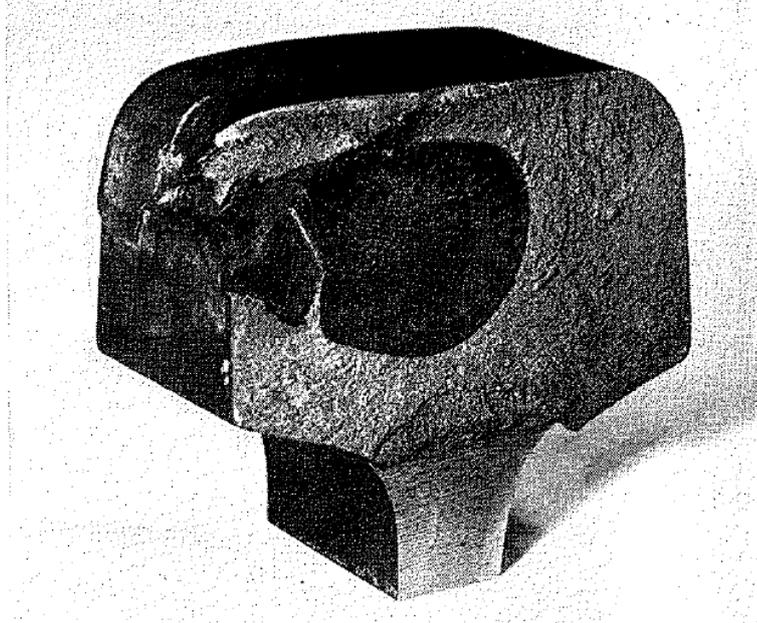


Abb. 1.98: Das Schienenprofil „UIC 54 E“, im Netz der ÖBB „C-Schiene“ genannt, wurde in den 1970er Jahren als Standardprofil in Hauptgleisen der ÖBB eingesetzt. Die Entscheidung die Schienenfußbreite der „B-Schiene“ mit 125 mm beizubehalten und nur den Schienensteg zu erhöhen, führte zu einem ungünstigen Höhe/Breite-Verhältnis und damit zu zusätzlichen Problemen an den Schienenbefestigungen in Bogengleisen. Die EN-gültige Bezeichnung lautet 54 E2.

1950 wurde das LD-Verfahren zur Stahlerzeugung patentiert. Dies war eine der wirtschaftlich bedeutendsten Erfindungen im Österreich des zwanzigsten Jahrhunderts, die Erzeugung von weniger kerbschlagempfindlichen Schienen war nun möglich.

Das Schienenmaterial hat grundsätzlich eine perlitische Struktur. Die Mindestzugfestigkeit der Schienen in den 1950er und 1960er Jahren betrug 700 N/mm^2 . Diese Stahlsorte (ehem. Schienengüte) wird auch als „Normalgüte“ bezeichnet. Durch die immer höheren



Verkehrsbelastungen kam es bei der Stahlsorte „700“ häufig zu frühzeitiger Fahrkantenschädigung, „Shelling-Ausbrüche“ und Schienenbrüche mit nierenförmigem Ausgang (Abb. 1.100) waren die Folge. Dies führte zur Entwicklung von Schienen mit einer Mindestzugfestigkeit von 900 N/mm^2 . Diese Stahlsorte wurde als „Verschleißfeste Schiene“ bezeichnet. Der abrasive Schienenverschleiß konnte damit ebenfalls deutlich reduziert werden.

Abb. 1.100: In den 1970er Jahren kam es zu gehäuften Schienenbrüchen mit nierenförmigem Ausgang an der Fahrkante. Dies führte unter anderem zur Entwicklung der Schienengüte „900“ (heute R 260) mit einer Mindestzugfestigkeit von 900 N/mm^2 . [10]

Eine weitere Verschleißreduktion wurde in den 1980er Jahren durch den Einsatz von Schienen mit einer durchgehenden (Kopf bis Fuß) Mindestzugfestigkeit von 1100 N/mm^2 möglich. Der härtere Schienenfuß war jedoch kerbschlagempfindlicher als der der „verschleißfesten“ Schienengüte 900. Der nächste Entwicklungsschritt erfolgte durch den Einsatz der kopfgehärteten Schienen, den sogenannten HSH-Schienen (head special hardened) im Jahr 1995 (Abb. 1.101, linker Rand). Der Schienenkopf wird nach dem Walzvorgang für eine bestimmte Zeit in ein Emulsionsbad getaucht und kühlt somit rascher ab.



Der feinperlitische Schienenkopf weist eine Mindest-Brinellhärte von 350 (Mindestzugfestigkeit ca. 1300 N/mm^2) auf. Mit dieser Stahlsorte ist es bei gleicher Kerbschlagempfindlichkeit wie bei der Stahlsorte 900 (heute R 260) möglich, den abrasiven Seitenverschleiß in engen Bögen zu reduzieren. Weitere Vorteile ergeben sich aus der Thematik Rollkontaktermüdung heraus.

Abb. 1.101: Gleise in Bögen weisen einen höheren abrasiven Seitenverschleiß und raschere Rollkontaktermüdung auf als gerade Gleise. In Bogengleisen kommen daher aktuell kopfgehärtete Schienen mit einer feinperlitischen Struktur im Schienenkopf zur Anwendung. Diese HSH-Schienen zeigen einen geringeren abrasiven Verschleiß und einen höheren Widerstand gegen Rollkontaktermüdung. [19]

Derzeit werden an einigen Beobachtungsabschnitten auch Versuche mit noch härteren Schienen – die Brinellhärte beträgt 370 bis 400 -durchgeführt. Das Thema Schweißseignung ist hier jedoch noch nicht gänzlich geklärt. Hinsichtlich des abrasiven Verschleißes und der Rollkontaktermüdung zeigen die hochfesten Schienen weitere Vorteile gegenüber der Stahlsorte R 350 HT. Hypereutektoide Schienen wie in anderen Ländern üblich, werden im ÖBB-Netz nicht eingesetzt.

Weitere Versuche laufen mit Schienen mit bainitischem Gefüge. Auch hier gilt, dass sich die Schweißseignung gerade in einem Diskussionsprozess befindet.

1.6.4 Verschleißverhalten der Schienen

Die mechanischen Eigenschaften der Schienenstähle lassen sich aus dieser Mikrostruktur ableiten. Die kopfgehärtete Schienengüte R 350 HT (alt HSH) weist gegenüber der Güte R 260 (alt 900A) höhere Härte, höhere Verschleißfestigkeit und besseres Ermüdungsverhalten auf. Die Verschleißraten der bainitischen Schiene sind höher als die der Schienengüte R 350 HT, jedoch führt die fehlende lamellare Struktur zu einem besseren Rollkontakt-Ermüdungsverhalten (Abb. 1.102) [26]

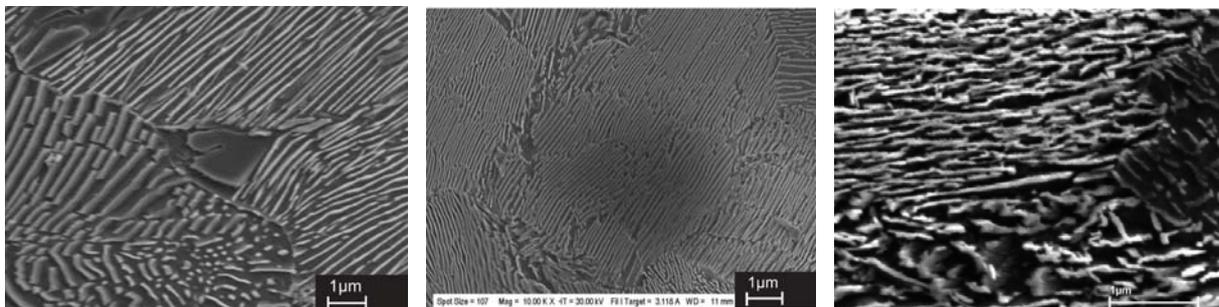


Abb. 1.102.: Die Unterschiede in den Schienengüten sind im μm -Bereich gut erkennbar. [20]

900A (groblamellar)

HSH (feinlamellar)

Bainitisches Gefüge

1.6.4.1 Abrasiver Materialverschleiß

Aufgrund des Umstandes, dass 10% der Streckenlänge des ÖBB-Hauptnetzes Bogenradien von $R < 400$ m aufweisen, muss dem Thema Schienenverschleißverhalten seit jeher besonderes Augenmerk geschenkt werden.

Die hohen Lateralkräfte führen in engen Bögen zum abrasiven Verschleiß der Kontaktpartner Rad und Schiene. Die bogenäußeren Schienen zeigen daher unter Betrieb ein erhebliches seitliches Verschleißverhalten (Abb. 1.103). Sei 2001 werden zur Verschleißreduktion Schienen der Schienengüte R 350 HT (alt HSH) in Bögen mit Radien zuerst $R < 350$ m und dann $R < 600$ m eingebaut. Der Verschleiß reduziert sich gegenüber der Schienengüte R 260 um den Faktor 3.

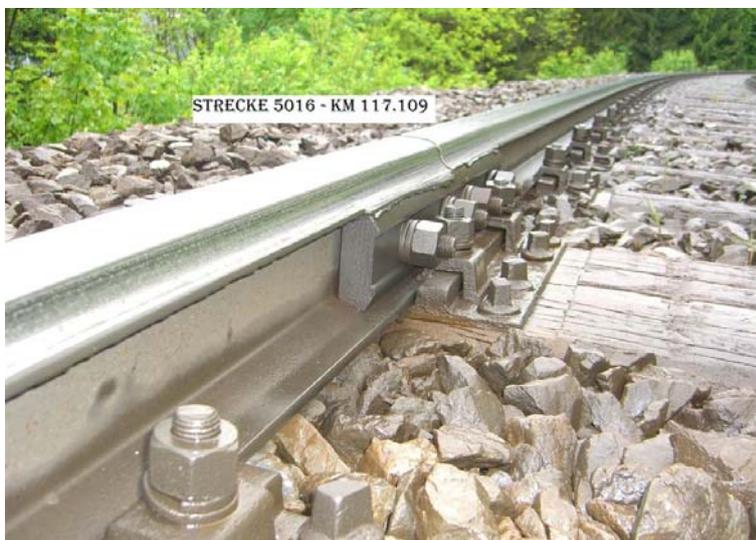


Abb. 1.103: Gleise in Bögen weisen einen höheren abrasiven Seitenverschleiß und raschere Rollkontaktermüdung auf als gerade Gleise. In Bogengleisen kommen daher aktuell kopfgehärtete Schienen mit einer feinperlitischer Struktur im Schienenkopf zur Anwendung. Diese „HSH-Schienen“ zeigen einen geringeren abrasiven Verschleiß und einen höheren Widerstand gegen Rollkontaktermüdung.

1.6.4.2 Rollkontaktermüdung

Head-Check-Bildung

Die ÖBB muss sich wie viele andere Bahnen in den letzten Jahren verstärkt mit dem Thema „Head Checks“ beschäftigen. Head Checks sind schuppenartige oberflächenparallele Risse, welche ab einer Risttiefe von ca. 5 mm nach unten abbiegen können und dann zu einem Querbruch führen können



(Abb. 1.104). Sie entstehen aufgrund einer hohen Längsbeanspruchung des Rad-Schiene-Berührungspunktes. Es sind vor allem Gleise mit Richtungsbetrieb betroffen, eingleisige Strecken (ohne große Längsneigungen) zeigen dieses Phänomen nicht. Head Checks können im Endstadium zu sog. „Trümmerbrüchen“ (z.B. Hatfield im Jahr 1999) führen.

Abb. 1.104: In den letzten Jahren kam es zu einer verstärkten Zunahme von Head Checks an den Fahrkanten der bogenäußeren Schienen. [21]

Zur Prävention und Fehlerbeseitigung werden derzeit bei den ÖBB folgende Maßnahmen verfolgt:

- Intensives Schulungsprogramm
- Verstärktes Schienenschleifen
- Einsatz der R-350-HT-Schienen bis $R = 2000$ m (auf zweigleisigen Strecken)
- Testweiser Einsatz von speziellen Prüfmethode
- Anwendung eines Anti-Head-Check-Schienenschleifprofils in Bögen mit einem Radius $600 \text{ m} < R < 2000 \text{ m}$

Als Anti-Head-Check-Profil kommt im Netz der ÖBB das sogenannte Profil „Ballig R 16“ zum Einsatz (Abb. 1.105). Es erfolgt in Radien $600 \text{ m} < R < 2000 \text{ m}$ ein gezieltes Unterschleifen des gefährdeten Fahrkantenbereiches.

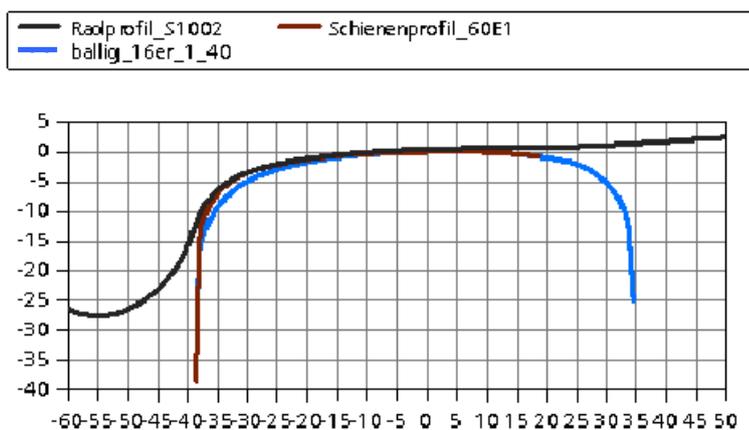


Abb. 1.105: Das Anti-Head-Check-Profil „Ballig R 16“ wird im Netz der ÖBB im Bogenradienbereich $600 \text{ m} < R < 2000 \text{ m}$ angewendet. Quelle: [21]

Zum Thema „Head Checks“ siehe [21]

Squat-Bildung

Ein weiteres zur Rollkontaktermüdung gehörendes Fehlerbild sind die sog. Squats (Abb. 1.106). Diese treten vor allem in geraden mit hoher Geschwindigkeit befahrenen Gleisen auf. Als mögliche Ursache gelten Eindrückungen an der Schienenoberfläche, die sich im Laufe der Zeit vergrößern.



Eine harte Schienenoberfläche wirkt sich nachteilig aus, kopfgehärtete Schienen kommen daher in geraden Gleisen nicht zum Einsatz. Anders als bei vielen anderen europäischen Bahnen traten Squats im Netz der ÖBB bislang nur an wenigen Stellen auf.

Abb. 1.106: In geraden Gleisen kann es unter Umständen im Bereich der Schienenkopfmittle zu Rollkontaktermüdungsfehlern kommen. Die sog. Squats wachsen in die Tiefe und können dann u.U. auch zu Schienenbrüchen führen. Anders als bei anderen Bahnen kam es bei den ÖBB zu keiner Häufung dieses Fehlerbildes.

1.6.4.3 Dauerfestigkeit

Die Dauerfestigkeit (exakter die Ermüdungsfestigkeit) der Schienen (Auftreten von Dauerbrüchen aufgrund Materialermüdung) stellt ein weiteres die Liegedauer begrenzendes Kriterium dar.

Als Dauerfestigkeit wird jene Beanspruchung bezeichnet, die ein Werkstoff auf Dauer ohne Bruch ertragen kann. Diese wurde jahrzehntelang über die Wöhlerfestigkeit (Grenzlastspielzahl von $2 \cdot 10^6$) berechnet. Im übrigen Stahlbau wird die Dauerfestigkeit mit einer höheren Grenzwahrschwingspielzahl ($5 \cdot 10^6$ Lastspiele) berechnet. Jörg [19] hat in seiner Diplomarbeit „Ermüdungsfestigkeit von Eisenbahnschienen“ das Thema Materialermüdung von Schienen nach diesen veränderten Ermüdungsannahmen („M i n e r -Regel“) untersucht.

Als Richtwerte können nach dieser Arbeit für die Schienenliegedauer folgende Verkehrsbelastungen angesehen werden:

für die Schienenform 49 E 1	280 Mio. Gesamtbruttotonnen
für die Schienenform 54 E 2	380 Mio. Gesamtbruttotonnen
für die Schienenform 60 E 1	mehr als 1000 Mio. Gesamtbruttotonnen

Diese Werte gelten als grobe Werte für mittleren Gleiszustand. Vor allem Einzelfehler in der Gleislage führen zu einer starken Reduktion der Dauerfestigkeit. Dies unterstreicht einmal mehr die Notwendigkeit Einzelfehler in der Gleislage rasch zu beheben einmal mehr.

Andererseits können sich für die Schienenprofile 49 E1 und 54 E2 bei einem gut gepflegten Gleis auch deutlich längere Nutzungsdauern ergeben.

2 Parameterstudien

2.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden Parameterstudien an den verschiedenen Verschleißerscheinungen in Bögen durchgeführt. Ziel ist das Erarbeiten einer verschleißoptimierten Bogengleis-Systemkonfiguration.

Die Eingangsdaten für die Parameterstudien entstammen verschiedenen Quellen:

Die tatsächlich auftretenden Kräfte in Gleisbögen werden den Ergebnissen der ARGOS-Messstellen (Pkt. 2.2) entnommen.

Die Verschleißraten der unterschiedlichen Stahlsorten werden in Pkt. 2.3 mit den Auswertungen der Schienenprofilmessungen des Oberbaumesswagens erarbeitet.

Schwellenbesohlungen verändern die Lastübertragung und das Gleisverhalten. Die Auswirkungen des Einsatzes dieser relativ neuen Technologie werden anhand von Oberbaumessschrieben, Setzungsmessungen und Verformungsmessungen untersucht (Pkt. 2.4)

Beim Thema Zwischenlagenverschleiß werden an einem Modell eines frei geschnittenen Schienenstützpunkts Parameterstudien durchgeführt. Die Werte für die Randpressungen werden anschließend mit den Ergebnissen von an realen Bogengleisen durchgeführten Messungen (v.a. seitliche Schienenkopfauslenkung) evaluiert. Anschließend werden Standzeitberechnungen mittels Auswertungen des Oberbaumesssignals Schienenneigung – dieses Signal kann als Verschleißparameter aufgefasst werden – durchgeführt.

Beim Thema Schlupfwellenbildung werden aufbauend auf die These von Stephanides Parametervariationen durchgeführt. Dabei werden die Ergebnisse von Gleisverformungsmessungen an Versuchsstrecken untersucht und Analysen der Schlupfwellenfrequenzspektren angestellt.

Abschließend werden die Ergebnisse von verschiedenen verschleißfreundlichen Gleisbögen vorgestellt.

2.2 Bestimmung der Rad-Schiene-Kräfte in Bögen

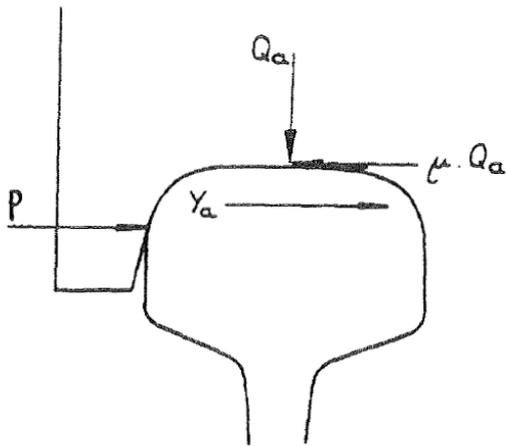
2.2.1 Führungskraft Y

Horizontalkräfte treten vor allem aus folgenden Gründen auf:

- Richtkräfte aus der Fahrzeugbewegung im Spurkanal
- Fliehbeschleunigung im Bogen
- Windkräfte
- Temperaturkräfte im Bogen

Die Führung des Fahrzeuges durch den Spurkranz löst bei der Bogenfahrt Seitenkräfte zwischen Rad und Schiene aus. Auch die Fahrt in der Geraden erzeugt Horizontalkräfte zufolge der Reibung zwischen Rad und Schiene beim sog. Sinuslauf. Fährt ein Fahrzeug in den Bogen so läuft mindestens ein äußeres Rad gegen die Außenschiene an. Der waagrechte Anteil der zwischen Spurkranz und Schiene entstehenden Kraft, welche die Bogenfahrt erzwingt, heißt **Richtkraft P** (Abb. 2.1). [22]

Diese Kraft wirkt jedoch nicht stetig, sondern schwankt infolge der Schwingungen während der Fahrt ständig. In horizontaler Richtung wirken weiters Massenkräfte zufolge der horizontalen Drehbewegung, sowie Reibungskräfte. Die Reibungswiderstände entstehen durch das Quergleiten zwischen Rad und Fahrfläche der Schienen, sowie zwischen anlaufenden Spurkranz und der abgerundeten Fahrfläche (Spurkranz-Gleitwiderstand). Die waagrechteten Anteile der Reibungskräfte wirken der Richtkraft entgegen und müssen von ihr überwunden werden. Man nennt die resultierende Kraft **Führungskraft Y** (Abb. 2.1). [22]



- (2.1) $Y_a = P - \mu \cdot Q_a \cdot \cos \xi$
 Y_a Führungskraft der Außenschiene
 P Richtkraft
 μ Reibungsbeiwert
 Q_a Maßgebliche Vertikalkraft auf der Außenschiene

Abb. 2.1: Führungskraft = Richtkraft minus Eigenreibung [22]

Die Richtkraft P und die Reibungskraft $\mu \cdot Q_a$ beanspruchen die Schiene in den Berührungspunkten und bewirken Abnützung. Die Resultierende $Y_a = P - \mu \cdot Q_a \cdot \cos \xi$ beansprucht die Schiene auf Biegung um die Längsachse. [22] Die Führungskraft Y ist damit verantwortlich für Verschleißerscheinungen an den Schienenbefestigungen.

Der Anteil $\cos \xi$ rührt vom rotatorischen Anteil der Bewegung des Drehgestells im Gleisbogen. Die Bewegung des Drehgestells setzt sich aus einem Anteil translatorische Bewegung in Richtung der $x-x$ Achse und einem Anteil Drehung des Drehgestells um den Reibungsmittelpunkt M zusammen (Abb. 2.2). [22]

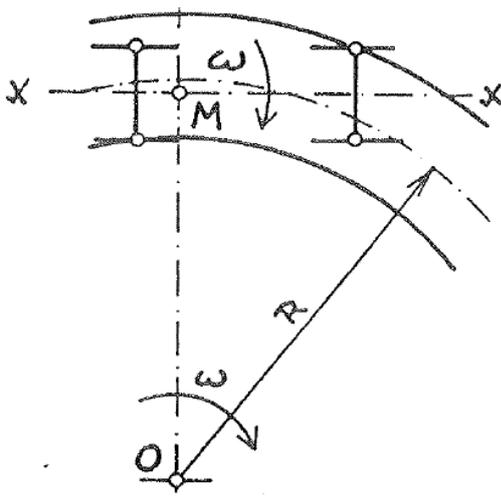


Abb. 2.2: Die Bewegung eines Drehgestells bei der Befahrung eines Gleisbogens setzt sich aus einem Anteil translatorische Bewegung in Richtung $x-x$ Achse und einem Anteil Drehung um den Reibungsmittelpunkt zusammen. [22]

Zwischen Richtkraft und Eigenreibungsanteil stellt sich damit der Winkel ξ ein (Abb. 2.3).

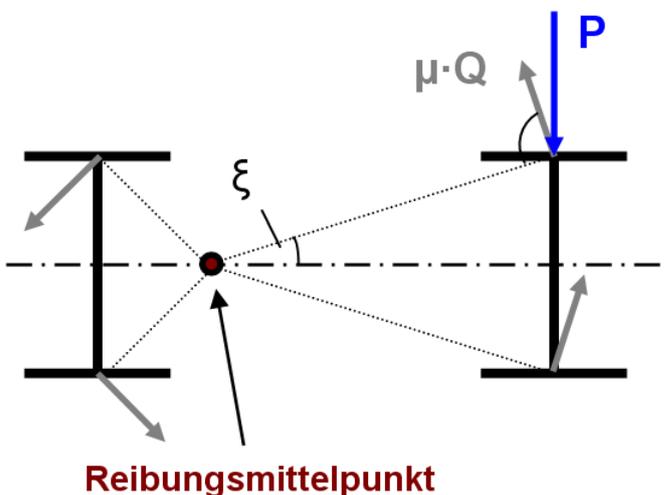


Abb. 2.3: Zwischen Richtkraft und Eigenreibungsanteil stellt ein Winkel ξ ein. [22]

2.2.2 ARGOS-Messstellen

Seit einigen Jahren werden Y- und Q-Kräfte an einigen Messstellen mit dem System ARGOS (Abb. 2.4) bestimmt. Aus den Messsignalen der an den Schienen applizierten DMS werden Y- und Q-



Kräfte mit einer Wiederholgenauigkeit von 2,0% berechnet. Je nach Auswertemethodik werden die Y- und Q-Kräfte dynamisch als Y_{dyn} und Q_{dyn} (ohne Filterung) oder quasistatisch (über eine bestimmte Länge – siehe UIC Kodex 518 - gemittelt) als Y_{qst} und Q_{qst} ausgewiesen.

Abb. 2.4: Mithilfe der ARGOS-Messstellen ist es möglich die Vertikal- und Führungskräfte der darüberfahrenden Achsen zu bestimmen. [23]

2.2.3 Querkräfte

Abb. 2.5 zeigt die Untersuchungsergebnisse der Anfang der 1960er Jahre gemessenen Y-Kräfte. [7] Es ist ersichtlich, dass insbesondere im Bogenbereich $R < 600$ m die auf die bogenäußeren Schienen wirkenden Führungskräfte stark zunehmen.

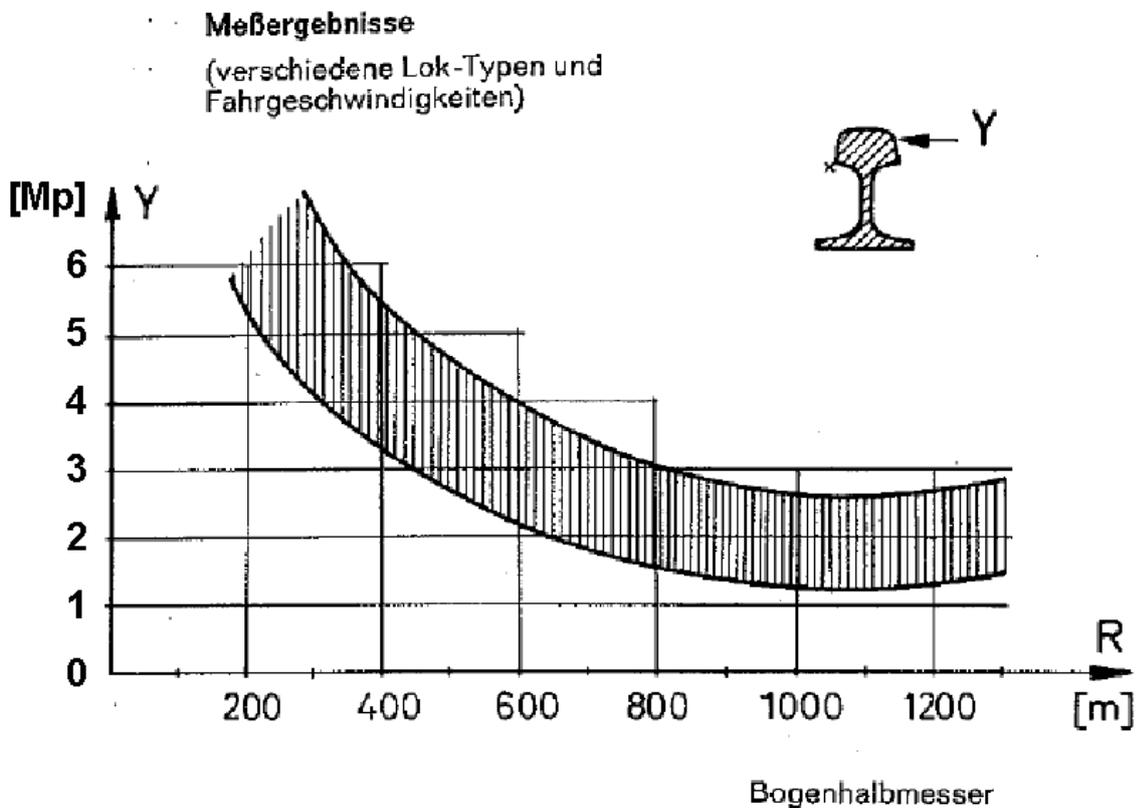


Abb. 2.5: Meier hat die Ergebnisse von großangelegten Messungen der Führungskräfte 1963 veröffentlicht. [7] Es ist ersichtlich, dass die Führungskräfte in engen Bögen mit einem $R < 600$ m stark zunehmen.

Stephanides hat in seinem Bericht [23] einige statistische Auswertungen über die gemessenen Bogenlaufkräfte erarbeitet. Abb. 2.6 zeigt die Häufigkeitsverteilung der quasistatischen bogeninneren und bogenäußeren Führungskräfte auf der Messstelle Breitenstein ($R = 184 \text{ m}$, $D = 135 \text{ mm}$, $V_{zul} = 60 \text{ km/h}$) im Beobachtungszeitraum 12.5.2009 – 11.6.2009.

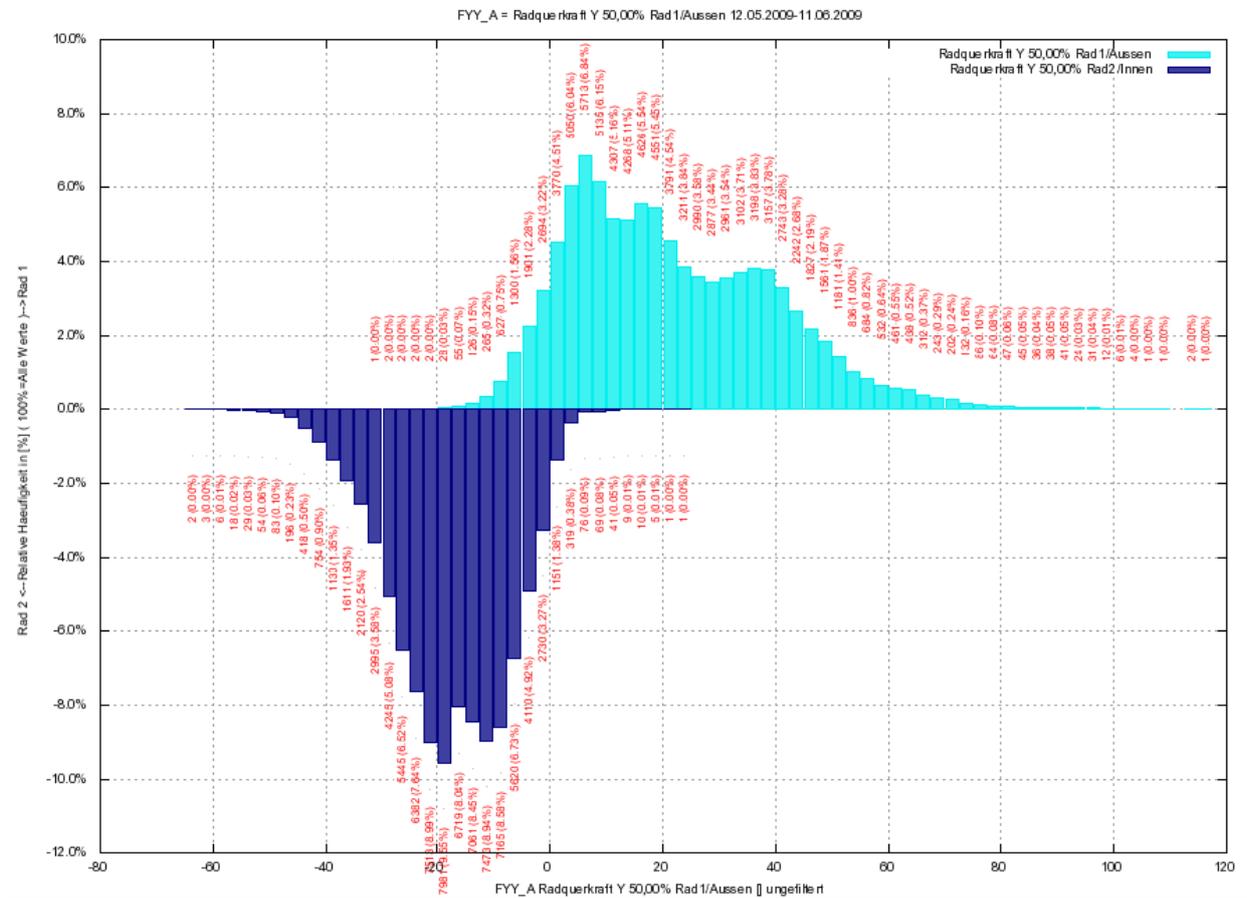


Abb. 2.6: Häufigkeitsverteilung der bogeninneren (dunkelblau) und bogenäußeren (hellblau) quasistatischen Führungskräfte Y_{qst} auf der Messstelle Breitenstein [23]

Abb. 2.7 zeigt die Ergebnisse der bogenäußeren und bogeninneren dynamischen Führungskräfte Y_{dyn} auf der Messstelle Breitenstein. Im Beobachtungszeitraum 12.5.2009 – 11.6.2009 wiesen 4084 Achsen eine Führungskraft $Y_{dyn} > 80$ kN auf.

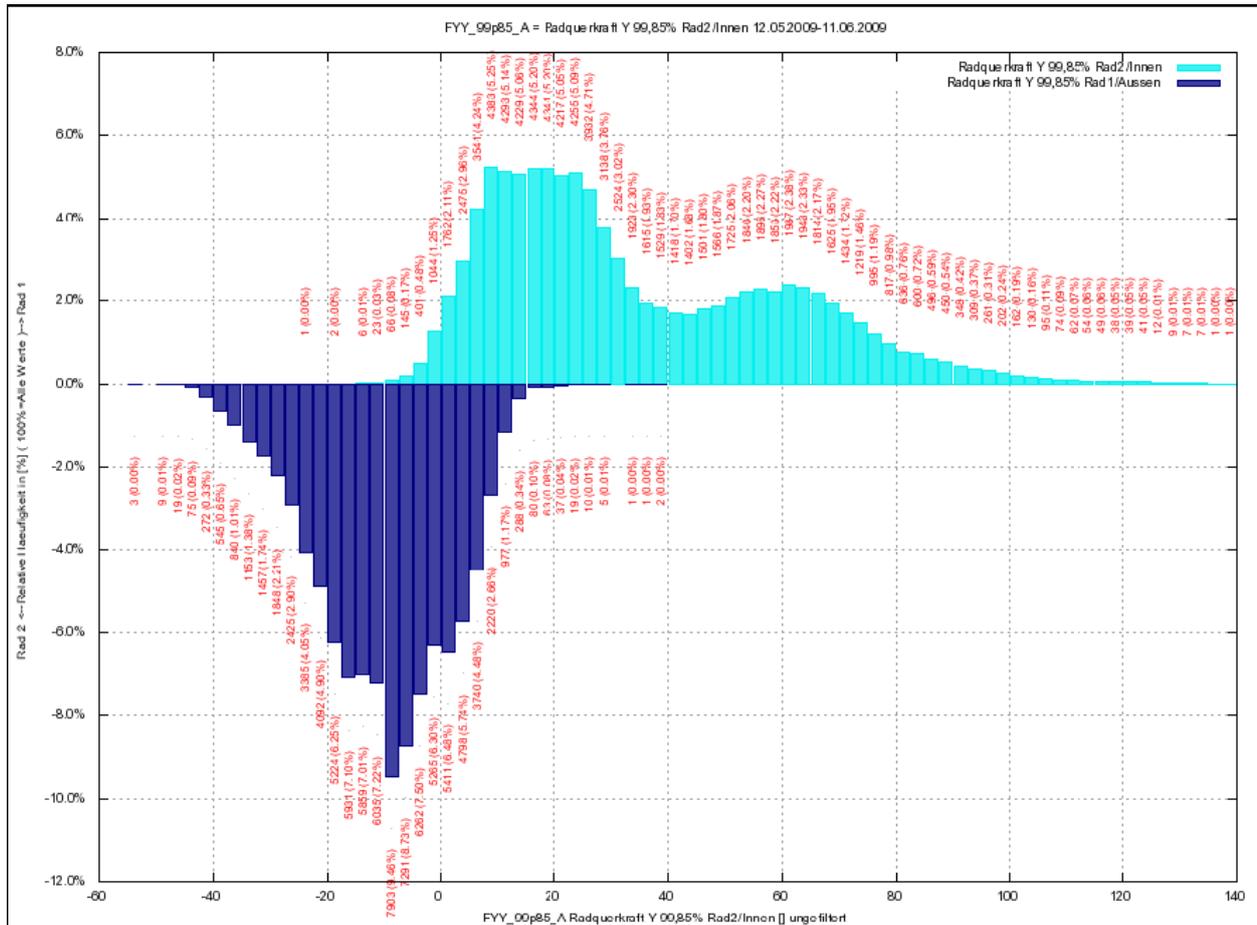


Abb. 2.7 Häufigkeitsverteilung der bogeninneren (dunkelblau) und bogenäußeren (hellblau) dynamischen Führungskräfte Y_{dyn} auf der Messstelle Breitenstein [23]

Eine weitere Messstelle befindet sich auf der Arlbergstrecke im Blisadonatunnel (R = 280 m, Feste Fahrbahn). Der positive Einfluss von radialstellenden Achsen ist hier augenscheinlich. Während Achsen ohne Radialstellung einen Quotienten Y_{dyn} / Q_{dyn} von 0,4 bis 0,5 aufweisen, reduziert sich der Wert bei radialstellenden Achsen auf ca. 0,1 (Abb. 2.8).

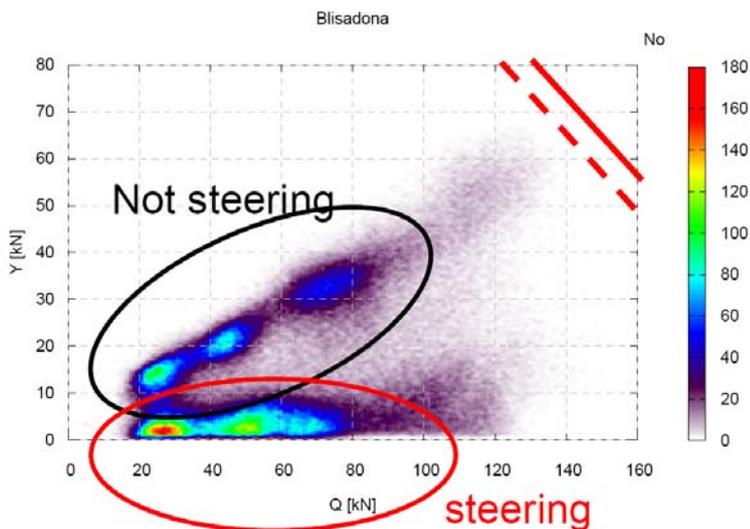


Abb. 2.8 zeigt die Ergebnisse der dynamischen Vertikalkräfte samt der zugehörigen Führungskräfte Y_{dyn} und Q_{dyn} in der Feste Fahrbahn des Blisadonatunnels mit einem Bogenradius von R = 280 m. [23] Der positive Einfluss radialstellenden Achsen auf den Quotienten Y/Q lässt sich eindeutig entnehmen.

2.3 Schienenverschleiß

2.3.1 Bestimmung des Schienenquerprofils

Auf den beiden Oberbaumesswagen der ÖBB, EM 250 und EM 80, wird das Schienenquerprofil mit dem optischen Schienenprofilmesssystem ORIAN 6 + HR (Hersteller KLD-Systems) abgetastet und daraus anschließend verschiedene Verschleißparameter bestimmt.

Grundlage des Messsystems sind vier im unsichtbaren Frequenzbereich arbeitende Laser der Klasse 3b. Diese blitzen über einen Zeitraum von weniger als 100 μs jeweils ein Array auf die Innen- und Außenseite jeder Schiene (siehe Abb. 2.9).

Auf diese Arrays sind pro Schiene zwei Kameras des Mess-Systems ORIAN 6 gerichtet, die von jeder Seite ein Graustufen-Bild vom Schienenkopf bis zum Schienenfuß mit einer Auflösung von

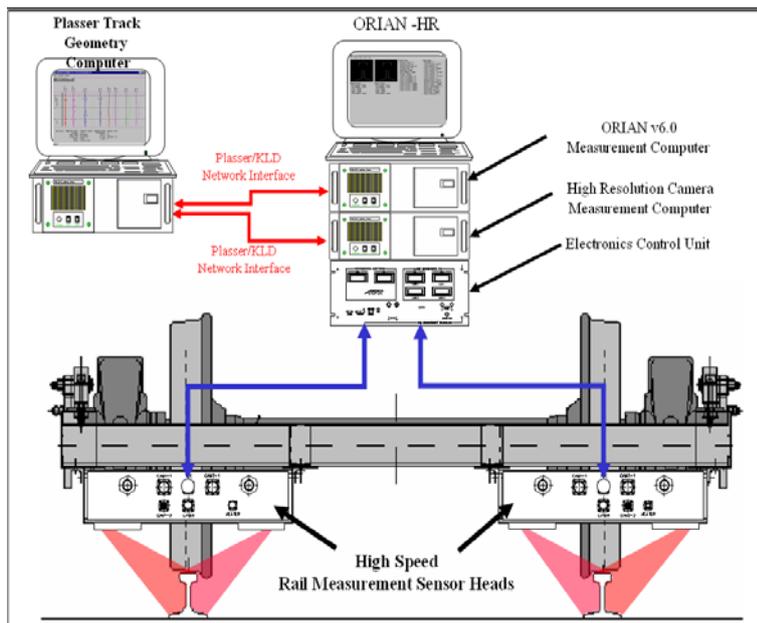


Abb. 2.9: Das Schienenprofil wird auf den Oberbaumesswagen der ÖBB mit dem optischen Schienenprofilmesssystem ORIAN 6 + HR abgetastet. Daraus werden verschiedene Verschleißparameter wie horizontaler und vertikaler Schienenverschleiß bestimmt.

1024x768 erstellt. Das Laser Array erscheint in diesem Graustufen-Bild als eine – je nach Reflexionseigenschaften der Schiene – mehr oder weniger dicke Linie. Über die Messsoftware wird in dieser Linie in einem Raster von ca. 0,3 mm jeweils nach der maximalen Helligkeit gesucht. So entstehen pro Schiene jeweils zwei Bilder, die mittels eines real-time Image Processings in einen entzerrten hochgenauen Querschnitt von Schienenoberkante bis zum Schienenfuß umgerechnet werden. Die Abtastung erfolgt mit einer maximalen Frequenz von 25 Hz und wird bei den ÖBB alle 2,5 m durchgeführt. Unter günstigen Bedingungen kann mit ORIAN 6 bei stationären Wiederholungsmessungen eine Standardabweichung von 0,05 mm erzielt werden. [24]

Das gemessene Schienenprofil wird analysiert und einem Ausgangsschienenprofil zugeordnet. Mit dem anschließenden Soll-Ist-Vergleich (Überlagerung der beiden Schienenprofile) ist es möglich Abnutzungsparameter wie Höhenabnutzung, Seitenabnutzung, verglichene Höhenabnutzung und Überwälzung zu bestimmen. Da der Laser auch den Schienensteg und -fuß abtastet, wird es auch möglich die tatsächlichen Schienenneigungen zu berechnen.

2.3.2 Oberbaudatenbank „Gläserner Fahrweg“

In der Oberbaudatenbank „Gläserner Fahrweg“ sind verschiedene streckenspezifische Informationen, z.B. der Oberbaubestand und das Krümmungsbild, abgespeichert.

Abb. 2.10 zeigt ein Analyseblatt der jeweiligen gemessenen tatsächlichen Schienenprofilpaarung mit dem zugrunde liegenden Sollprofilpaar. Das Ergebnis der Abtastung ist die Erkennung des ursprünglichen Sollprofils und die Bestimmung der Verschleißparameter Seitenabnutzung, Höhenabnutzung, verglichene Höhenabnutzung, die Bestimmung des Verschleißes an der Schienenunterkante und die tatsächliche Schienenneigung.

Für die in Pkt. 2.3.3 durchgeführten Verschleißberechnungen wurden die Schienenabnutzungsraten mit den Informationen des jeweiligen Bogenradius' und der Stahlorte verglichen.

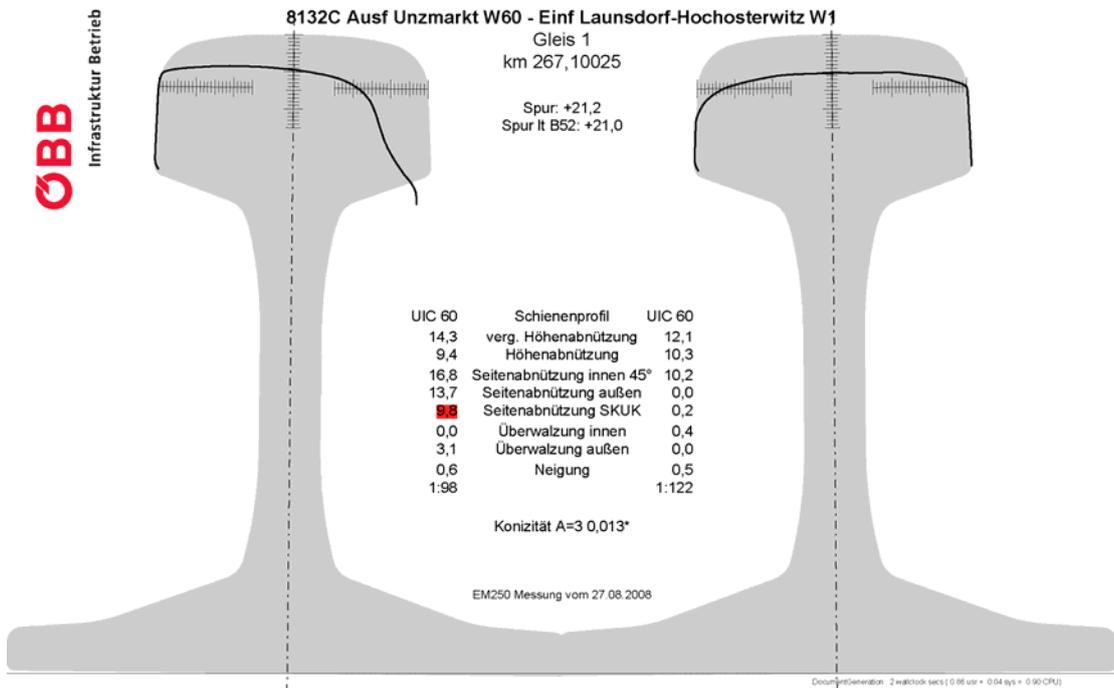


Abb. 2.10: Auszug aus der ÖBB-Intranetanwendung iSchienenprofil

2.3.3 Abrasiver Schienenseitenverschleiß in Bögen

Die Seitenabnutzung der Schiene wird im hohen Ausmaße von der Stahlsorte bestimmt. Abb. 2.11 zeigt eine statistische Auswertung der Abnutzungsraten für die bogenäußere Schiene. Der Auswertung wurden liegen 100-m-gemittelte Werte zugrunde. Es wurde an 91 100 m langen

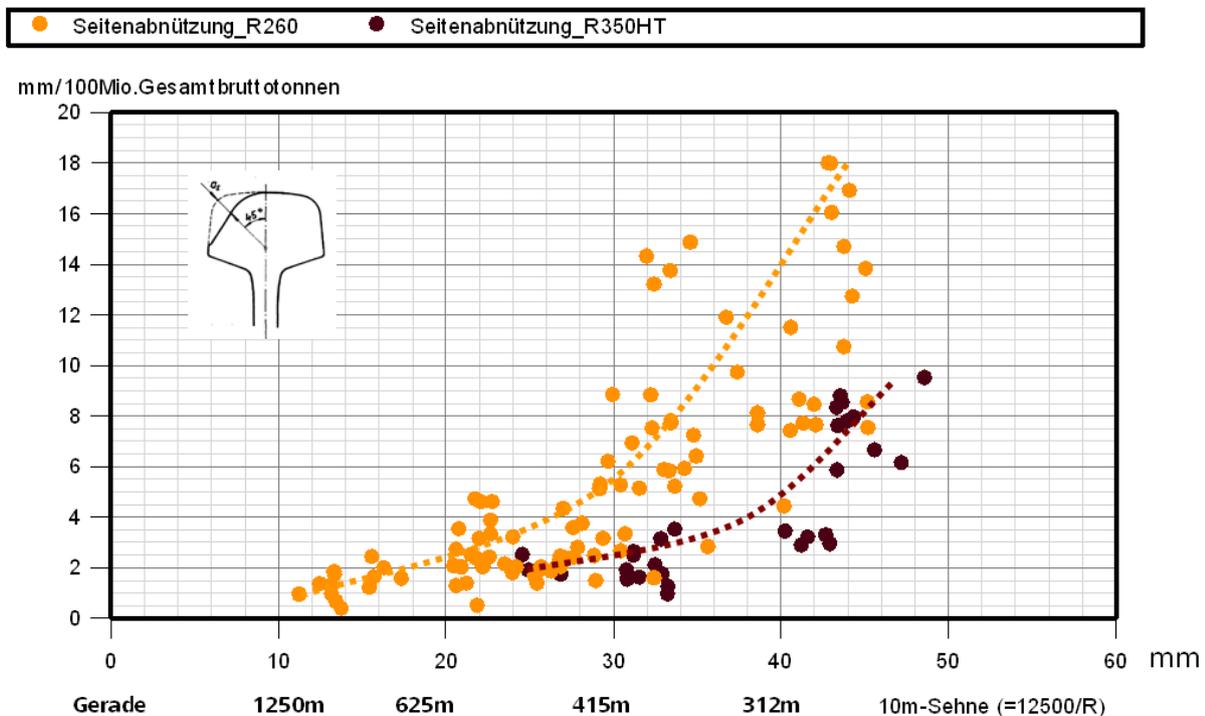


Abb. 2.11: Ein statistische Auswertung des abrasiven seitlichen Schienenverschleißes zeigt die Vorteile der Stahlsorte R 350 HT gegenüber der Stahlsorte R 260 auf. Die Verschleißrate der bogenäußeren Schiene wird durch Anwendung der feinperlitischen Stahlsorte R 350 HT um den Faktor 2,5 bis 3 reduziert.

Abschnitten des ÖBB-Netzes die Abnutzung der Stahlsorte R 260 und an 36 100 m langen Abschnitten die Abnutzungsraten des Stahlsorte R 350 HT bestimmt. Abb. 2.10 zeigt die Auswertung in Abhängigkeit des Bogenradius' und der Verschleißraten in mm / 100 Gesamtbruttotonnen.

Durch die Anwendung der Stahlsorte R 350 HT kann demgemäß die Schienenabnutzung um den Faktor 2,5 bis 3 verringert werden. Weitere Potenziale ergeben sich durch Anwendung der Stahlsorten R 370 LHT und 400 UHC. Der abrasive Verschleiß kann gegenüber der feinperlitischeren Stahlsorte R350 HT nochmals um den Faktor 2 und mehr reduziert werden. Es fehlt diesen Stahlsorten jedoch noch der Nachweis der Schweißseignung nach EN 14730-1.

Dass der Verschleiß der Schiene auch stark von der Position im Bogen abhängt, zeigt Abb. 2.12. Semrad hat in seiner Arbeit [25] den position-in-curve-Effekt behandelt. In längeren Bögen auf zweigleisigen Strecken mit einem bevorzugten Richtungsbetrieb steigt der Schienenverschleiß stetig an. Grund ist der Temperaturanstieg der Räder im Bereich der Hohlkehle bei Durchfahrt des Bogens und die dadurch bedingte Erhöhung der Abrasivität in der Berührzone der Materialien.

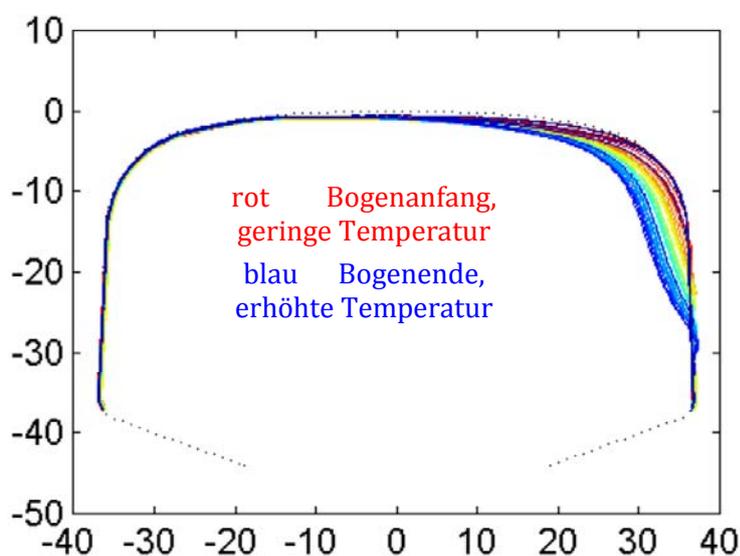
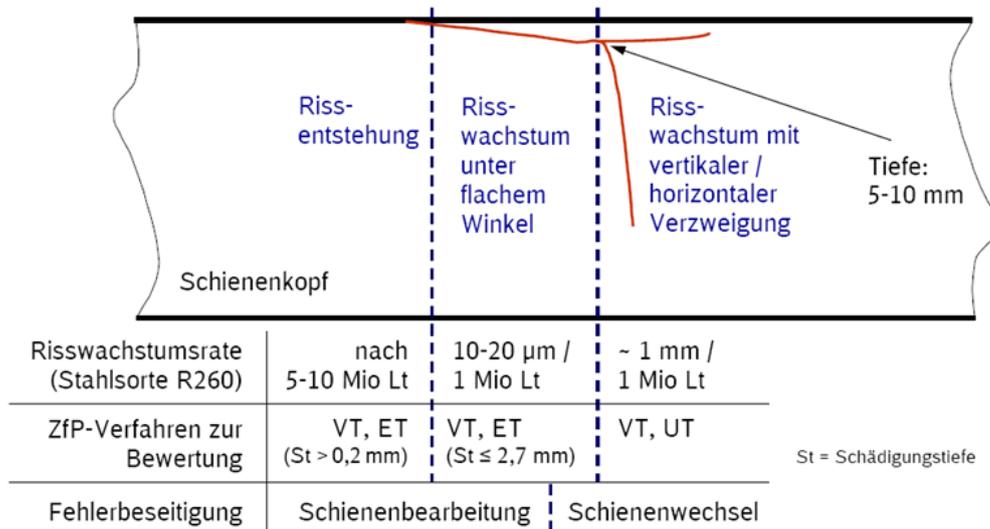


Abb. 2.12: Der Temperaturanstieg der Räder und die dadurch bedingte Erhöhung der Abrasivität bei Befahrung von langen Bögen führt zum position-in-curve-Effekt. Der abrasive Seitenverschleiß steigt im Bogen stetig an (rot - Verschleiß Bogenanfang, blau - Verschleiß Bogenende; Beispiel: Bogen bei Ederbauer, Westbahn Gleis1 km 275,0 - 275,7 [25])

2.3.4 Rollkontaktermüdung

Die DB Systemtechnik hat in den letzten Jahren intensive Untersuchungen zum Thema Risswachstum von Rollkontaktermüdigungsfehlern der Type Head Checks durchgeführt. Heyder [26] hat die Ergebnisse des Projekts IOS in Abb. 2.13 zusammengefasst. Im Bogenbereich $500\text{ m} < R < 5000\text{ m}$ erfolgt nach 5 -10 Lt (Lasttonnen oder Gesamtbruttotonnen) der ersten Rissentstehungsphase ein (Tiefen-) Risswachstum mit $10 - 20\ \mu\text{m} / 1\text{ Mio. Lt}$. Diese Werte gelten für die Stahlsorte R 260. Der Risswachstum der feinperlitisierteren Stahlsorte R 350 HT beträgt 50% des Wertes der Stahlsorte R 260. Der Vorteil der Anwendung von feinperlitisierteren Schienen in Bogengleisen kommt auch hier zum Ausdruck.

Head Checks – Rissverlauf und Risswachstumsgeschwindigkeit



Projekt IOS Dr. René Heyder DB Systemtechnik

Abb. .2.13: Phasen des Head-Check-Risswachstums [26]

2.3.5 Schlussfolgerungen

Die Stahlsorte R 350 HT zeigt damit neben den Vorteilen der abrasiven Verschleißminderung in Bögen mit $R < 600$ m – dies bedeutet einen um etwa den Faktor 3 geringeren Seitenverschleiß und eine geringere Neigung zur Schlupfwellenbildung – auch hinsichtlich Rollkontaktermüdung bei $R < 3000$ m Vorteile (gilt für zweigleisige Strecken). Daher wurde das Einsatzgebiet der Stahlsorte R 350 HT im Netz der ÖBB auch auf größere Bogenradien ausgeweitet.

2.4 Einfluss von Schwellenbesohlungen auf das vertikale und horizontale Verhalten von Bogengleisen

Schwellenbesohlungen haben wie in den Kapiteln 2.5 und 2.7 zu ersehen ist, einen bestimmten Einfluss auf den Verschleiß von Zwischenlagen und auf die Schlupfwellenbildung.

Beim Einsatz von weichen Schwellenbesohlungen verringert sich die vertikale Stützpunktkraft. Diese beeinflusst wiederum das Kippverhalten des Schienenstützpunkts und im Weiteren die Randpressungen und damit das Verschleißverhalten von Zwischenlagen in Bogengleisen.

Der Einsatz von Schwellenbesohlungen führt zu einer gleichmäßigeren Auflagerung im Schotterbett und zu geringerer Neigung zur Bildung von Hohllagen unter den Schwellen, speziell unter den Schwellenköpfen. Da das Phänomen der partiellen Hohllagenbildung eine der Ursachen für die Bildung von Schlupfwellen ist, helfen Schwellenbesohlungen die Bildung von Schlupfwellen zu vermindern.

Aufgrund der beiden Einflüsse wird das grundsätzliche Lageverhalten von Betonschwellen mit Schwellenbesohlungen vor den Themenbereichen Zwischenlagenverschleiß und Schlupfwellenbildung behandelt.

2.4.1 Vertikales Verformungsverhalten von Gleisen

2.4.1.1 Zimmermann-Verfahren

Auf das vielfach publizierte Zimmermann'sche Rechenverfahren [27] wird hier nicht näher eingegangen. Die Grundlage bildet eine Längslagerung der Schiene mit gleicher Grundfläche wie die tatsächliche Querschwelle.

Eisenmann hat die Ergebnisse Zimmermann's in Abb. 2.14 adaptiert und konkrete Werte für bestimmte Rahmenbedingungen angegeben. [28] Die Ergebnisse für Schwellenbesohlungen finden sich hier jedoch noch nicht.

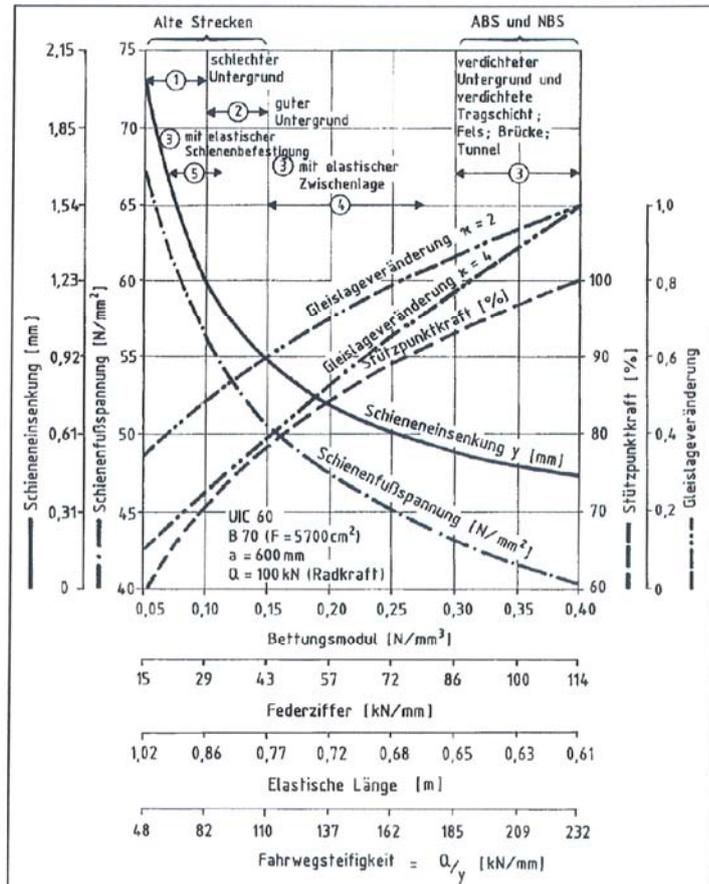


Abb. 2: Schienendurchbiegung y , Schienenfußspannung σ , Stützpunktkraft S und Gleislageveränderung in Abhängigkeit vom Bettungsmodul C bzw. Federziffer C eines Schotteroberbaues (UIC 60, B 70, Schwellenabstand 600 mm, Radsatzkraft 200 kN)

Abb. 2.14: Zusammenhang Schieneneinsenkung, Schienenfußspannung, Stützpunktkraft und Gleislageveränderung. [28]

2.4.1.2 Ergebnisse SNCF

Die SNCF verwenden ebenfalls ein Zimmermann-Verfahren zur Bestimmung der Gleiseinsenkungen. Potvin [29] kommt in seiner Veröffentlichung zur Erkenntnis, dass für Bestimmung der Einsenkungswerte im Gleis die dynamische Steifigkeit der Besohlung und nicht die statische ausschlaggebend ist (Abb. 2.15). Nachteil bleibt jedoch weiter, dass Durchbiegungen der Schwellen nicht berücksichtigt werden.

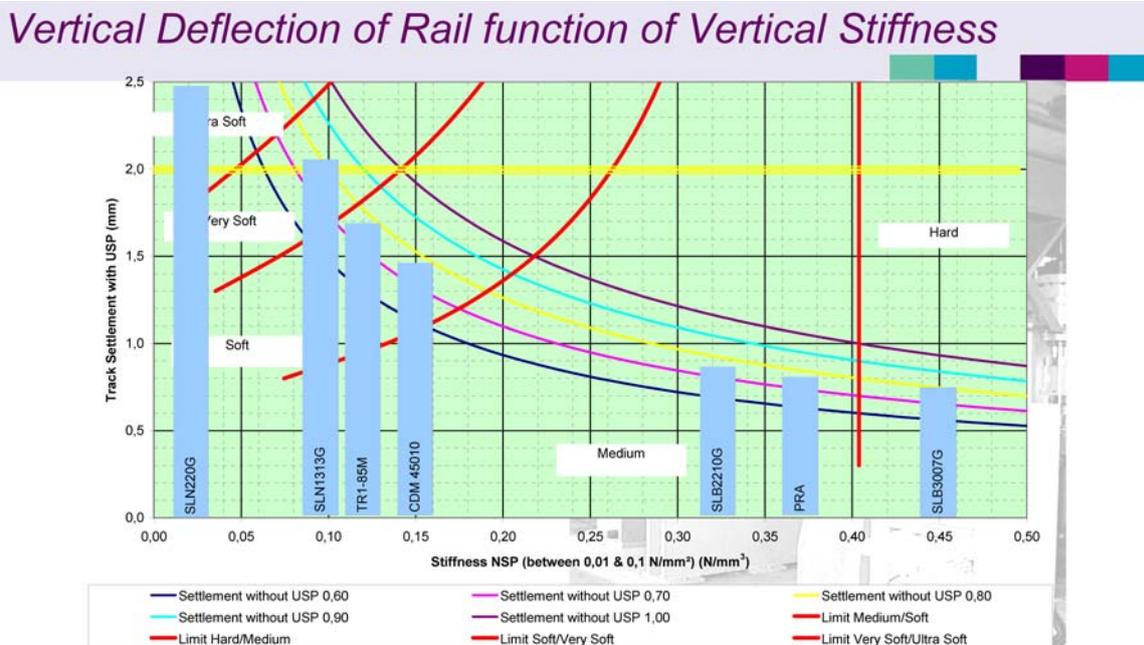


Abb. 2.15: Potvin gibt für verschiedene Besohlungstypen die Gleiseinsenkung an, die Grundlage bildet die dynamische Steifigkeit der Besohlung [29]

2.4.1.3 Gleisverformungsmessungen im Netz der ÖBB

Relativeinsenkungen der Schwellen (zum Schotterbett)

Die Bestimmung der relativen vertikalen Einsenkung zwischen Schwelle und Schotterbett erfolgt durch eine Wegmessung. Es wird der Weg zwischen Schwellenoberseite und einem am Schotterbett gelagerten Messrahmen abgetastet (Abb. 2.16). Die Genauigkeit der Messung hängt von der Genauigkeit der Messgeber (Wiederholgenauigkeit 0,002 mm) und der Winkelgenauigkeit bei der Justierung ab.

Zur Bestimmung der Auflagerbedingungen im Bereich der gesamten Schwelle ist es notwendig den relativen Weg zwischen Schwellenoberseite und Schotterbettoberfläche an mehreren Punkten abzutasten. Im Allgemeinen werden bei dieser Art der Lagequalitätsprüfung 3 Messungen an einer Schwelle durchgeführt. Zwei Messungen dienen zur Bestimmung des Einsenkungswertes an den beiden Schwellenköpfen, eine Messung erfolgt in Schwellenmitte.

Damit können mit diesem Messaufbau sehr genau Hohllagen unter den Schwellen entdeckt werden. Mit geringerer Genauigkeit kann man auf das Biegeverhalten der Schwellen zurückschließen.

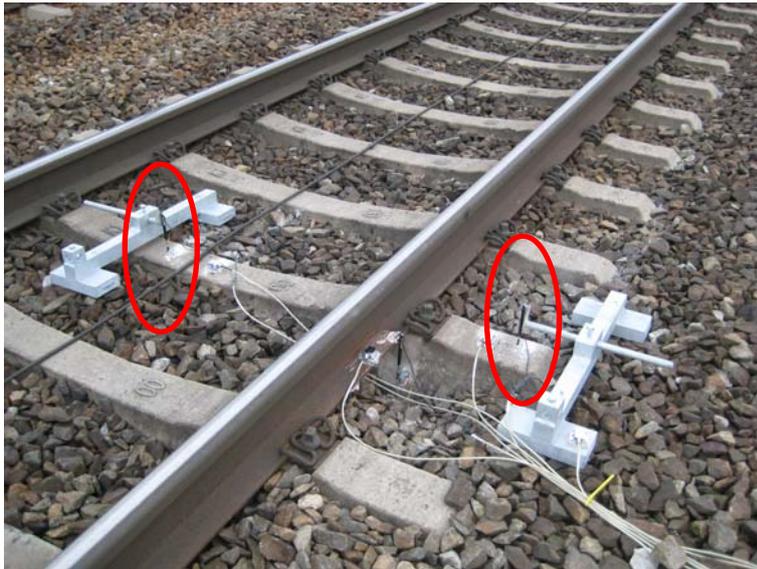
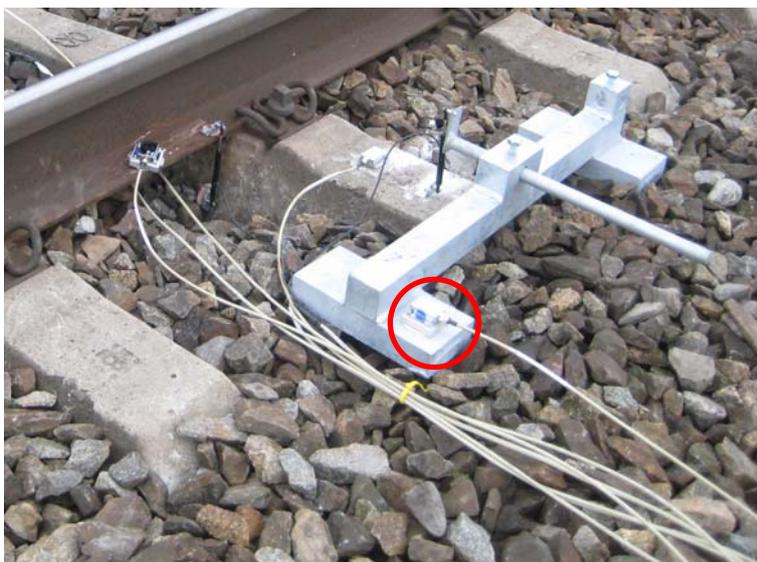


Abb. 2.16: Die Wegmessung der relativen Schwelleneinsenkung erfolgt zwischen Schwellenoberseite und dem am Schotterbett gelagerten Messrahmen.

Einsenkung der Schotterbettoberteite

Neben den Einsenkungsmessungen der Schwellen relativ zum Schotterbett erfolgt zusätzlich eine



Bestimmung der Einsenkung der Schwellenoberseite mittels Beschleunigungsmessung am Messrahmen - dieser ist am Schotterbett gelagert - und nachfolgender doppelter Integration des Messsignals (Abb. 2.17). Es wird bei dieser Bestimmungsmethode eine Vorbeifahrtgeschwindigkeit von ca. 100 km/h vorausgesetzt.

Abb. 2.17: Die Einsenkung des Messrahmens wird durch doppelte Integration des am Messrahmen befestigten Beschleunigungsaufnehmers berechnet.

Beschleunigungsmessungen

Zusätzlich zu den o.a. Prüfungen werden bei jeder Verformungsmessung vor Ort auch Beschleunigungsmessungen an den Schwellenköpfen, in Schwellenmitte und an den Schienen durchgeführt.

Hohllagenbildung bei unbesohnten Betonschwellen

An 16 Punkten des Gleisnetzes wurden Einsenkungsmessungen an unbesohnten Betonschwellen durchgeführt. Das Ergebnis ist überraschend. Bei 15 von 16 Messungen senken sich die Betonschwellen am Schwellenkopf deutlich stärker ein als in Schwellenmitte [30, Anhang 1]. Die Ausnahme bildet ein relativ junges Gleis bei Aschbach.

Zur leichteren Handhabung werden die Einsenkungen in ein zweidimensionales Einsenkungsdiagramm eingezeichnet. Auf der Abszisse wird die jeweilige Einsenkung an einem Schwellenkopf und auf der Ordinate die Einsenkung in Schwellenmitte eingetragen.

Der Unterschied zwischen den Einsenkungen beträgt bei unbesohnten Betonschwellen vielfach 0,9 bis 1,0 mm. Bei den detektierten Einsenkungswerten kann von einer Bildung von partiellen Hohllagen unter den Schwellenköpfen ausgegangen werden.

Ein typisches Beispiel zeigt Abb. 2.18. Kennzeichnend für dieses Gleis ist die sehr geringe Verschlechterungsrate des Längshöhensignals. Das Gleis weist eine sehr gute Gleislagequalität auf und dennoch kommt es hier zu Durchbiegungen der Betonschwelle von ca. 0,9 mm.

Fazit:

Bei der schwimmenden Lagerung des Gleisrosts im Schotterbett kommt es häufig zum „Aufreiten“ der Betonschwellen in Schwellenmitte. Partielle Hohllagen unter den Schwellenköpfen treten bei unbesohnten Betonschwellen demnach sehr häufig auf. Die sich unter Belastung ergebenden Durchbiegungen betragen bei Betonschwellen ca. 1 mm und erhöhen damit das Biegemoment in Schwellenmitte.

Weiters wurde beobachtet: Die Hohllagen schließen sich zur Gänze nur unter den schweren Achsen. Bei den Achsen von leeren Güterwagen und Personenwagen schwingen die Schwellenköpfe mit höheren Beschleunigungswerten weiter ohne dass die Schwellenköpfe gänzlich auf das darunter liegende Schotterbett aufsetzen. Sind die Schienen verriffelt (z.B. durch Schlupfwellenbildung) erhöhen sich die Beschleunigungen der Schwellenköpfe zusätzlich. Dies ist der Grund für das Auftreten von mittigen Biegerissen in schlupfwellenbehafteten Gleisbögen.

Es kann davon ausgegangen werden, dass das Phänomen der partiellen Hohllagenbildung unter den Schwellenköpfen eine Ursache für frühzeitige Schotterzerstörung darstellt (hochdynamisches Aufsetzen der Schwellenköpfe bei Vorüberfahrt von schweren Achsen).

Die Gründe für die verstärkte Hohllagenbildung gerade bei steifen Gleiskonstruktionen sind:

- Eine geringe Schieneneinsenkung führt zu hohen Stützpunktkräften, da die Trägerwirkung der Schiene nicht aktiviert wird.
- Die mechanische Schlagwirkung, ausgelöst durch Flachstellen, wird bei steifen Gleiskonstruktionen nahezu ungedämpft an das Schotterbett weitergegeben.
- In den letzten Jahren wurden viele Gleise mit weichen Böden mit einer Untergrundsanierung ausgestattet. Der Unterbau wird tendenziell steifer, die Energie wird damit zunehmend im Schotterbett aufgenommen.

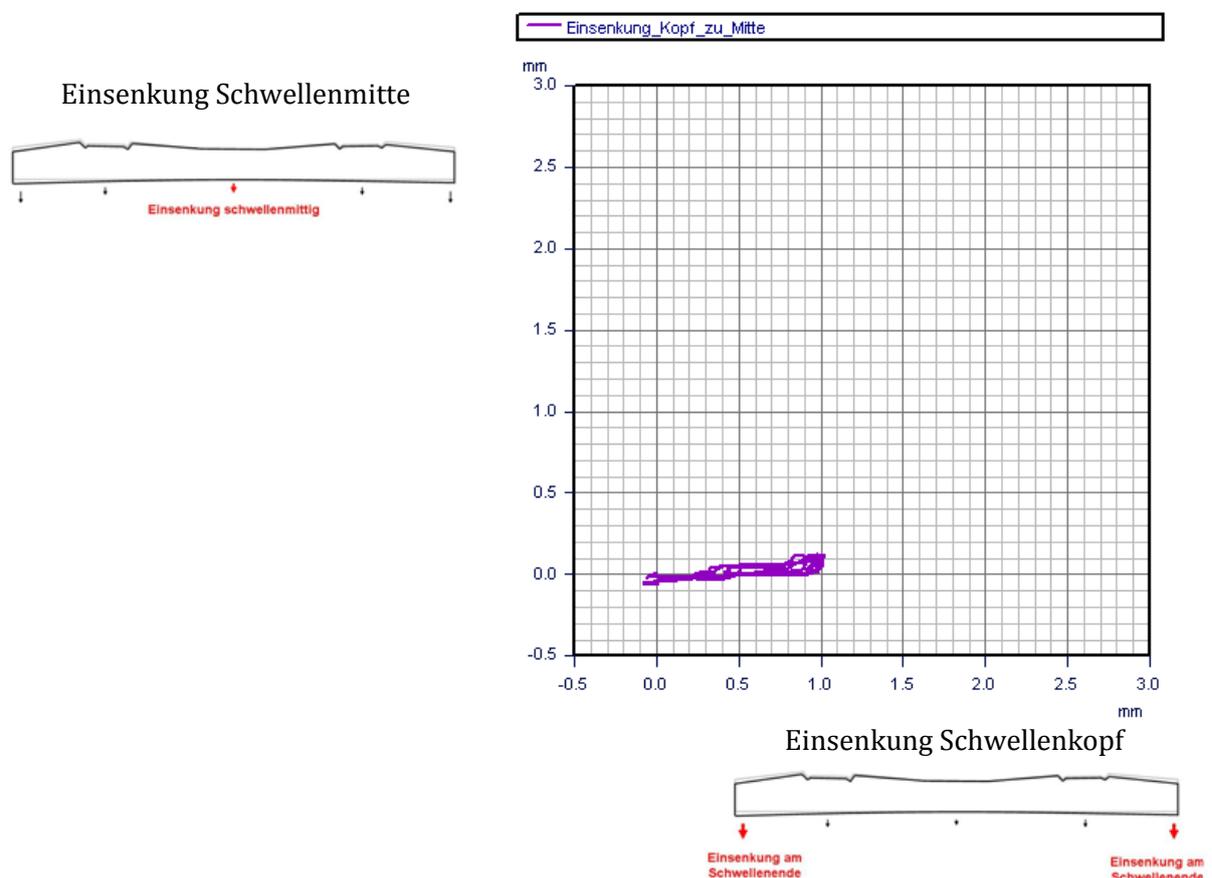


Abb. 2.18: Beispiel für ein 2D-Einsenkungsdiagramm bei unbesohnten Betonschwellengleisen. Das Diagramm zeigt die Einsenkungswerte während der Überfahrt einer Lokomotive des Typs 1016/1116. [Anhang 7]

Hohllagenbildung bei besohnten Betonschwellen

Gleise mit Schwellenbesohlung zeigen über die ganze Schwellenlänge deutlich gleichmäßigere Einsenkungswerte als unbesohlte Gleise.

Abb. 2.19 zeigt ein Gleis bei Markersdorf. Es wurden hier Betonschwellen mit Schwellenbesohlungen der Type SLS 1308 G eingebaut. Bei Überfahrt einer Lokomotive senken sich die Schwellenköpfe mit 1,5 mm und die Schwellenmitte mit 1,4 mm relativ zum Schotterbett ein. Die Schwellendurchbiegungen unter Last reduzieren sich demnach auf einen Wert von ca. 0,1 mm.

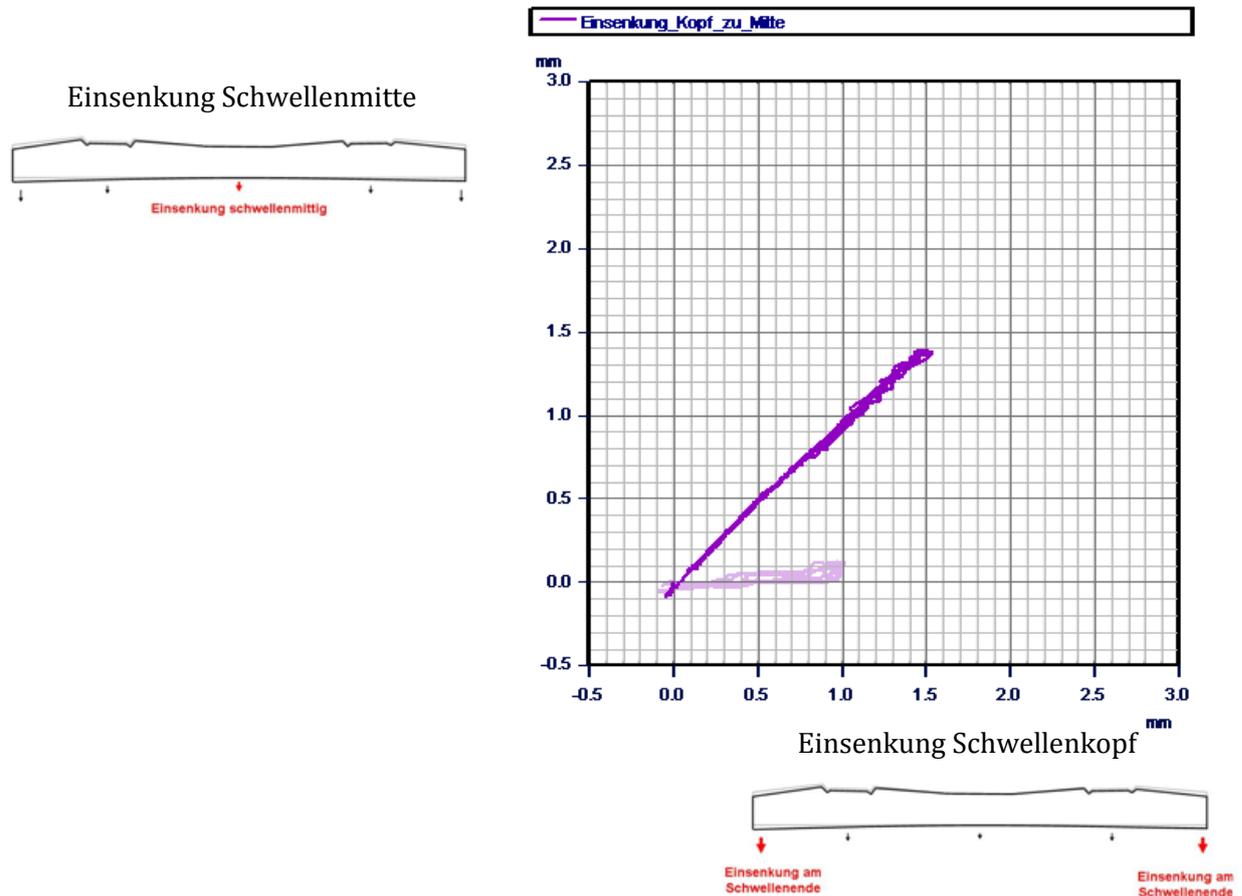


Abb. 2.19: 2D-Einsenkungsdiagramm im Bereich eines Gleises mit Schwellenbesohlungen der Type SLS 1308 G [Anhang 1]

Fazit:

Durch den Einsatz von Schwellenbesohlungen kommt es zu gleichmäßigeren Auflagerbedingungen der Betonschwelle im Schotterbett, die Bildung von partiellen Hohllagen wird stark verhindert. Der Einfluss der Besohlungssteifigkeit selbst spielt bei der Bildung der partiellen Hohllagen eine untergeordnete Rolle.

Möglicherweise kann man die Dimensionierungsgrundlagen für Betonschwellen beim Einsatz von Schwellenbesohlungen abändern. Hier besteht ein Forschungsbedarf.

2.4.1.4 Biegeverhalten von Betonschwellen

Entsprechend Pkt. 2.4.1.3 treten bei unbesohnten Betonschwellen häufig Schwellendurchbiegungen im Bereich von 0,9 bis 1,0 mm auf. Eine Untersuchung an einer Betonschwelle im Schwellenwerk SSL soll die Frage beantworten, ob die Nutzungsdauer der Schwellen durch die Durchbiegungen im mm-Bereich herabgesetzt wird.

Dazu wurde zusätzlich zum herkömmlichen Versuchsaufbau entsprechend EN 13 230 neben der Kraft beim ersten Anriss auch die entsprechende Schwellendurchbiegung bestimmt. Die Kennlinie findet sich in Abb. 2.20.

Der erste Schwellenanriss passiert dieser Untersuchung zufolge bei 1,50 mm. Da die Durchbiegung nicht relativ zu den Schwellenköpfen sondern relativ zum Schienenaufleger gemessen wurde (entspricht Durchbiegung Schwellenkopf – Schwellenmitte von ca. 2 mm), kann man folgendes Fazit ziehen.

Fazit:

Die unbesohlte Betonschwelle K1 (und damit auch die artverwandte L2) ist für die typischen Auflagerbedingungen im Gleis ausreichend dimensioniert. Die erste Rissbildung findet bei Durchbiegungen, die um den Faktor 2 größer als üblich sind, statt.

Dies gilt für nicht verriffelte Gleise, da es in diesen Abschnitten zu einer erhöhten Vertikaldynamik (Beschleunigungen an den Schwellenköpfen) kommt.

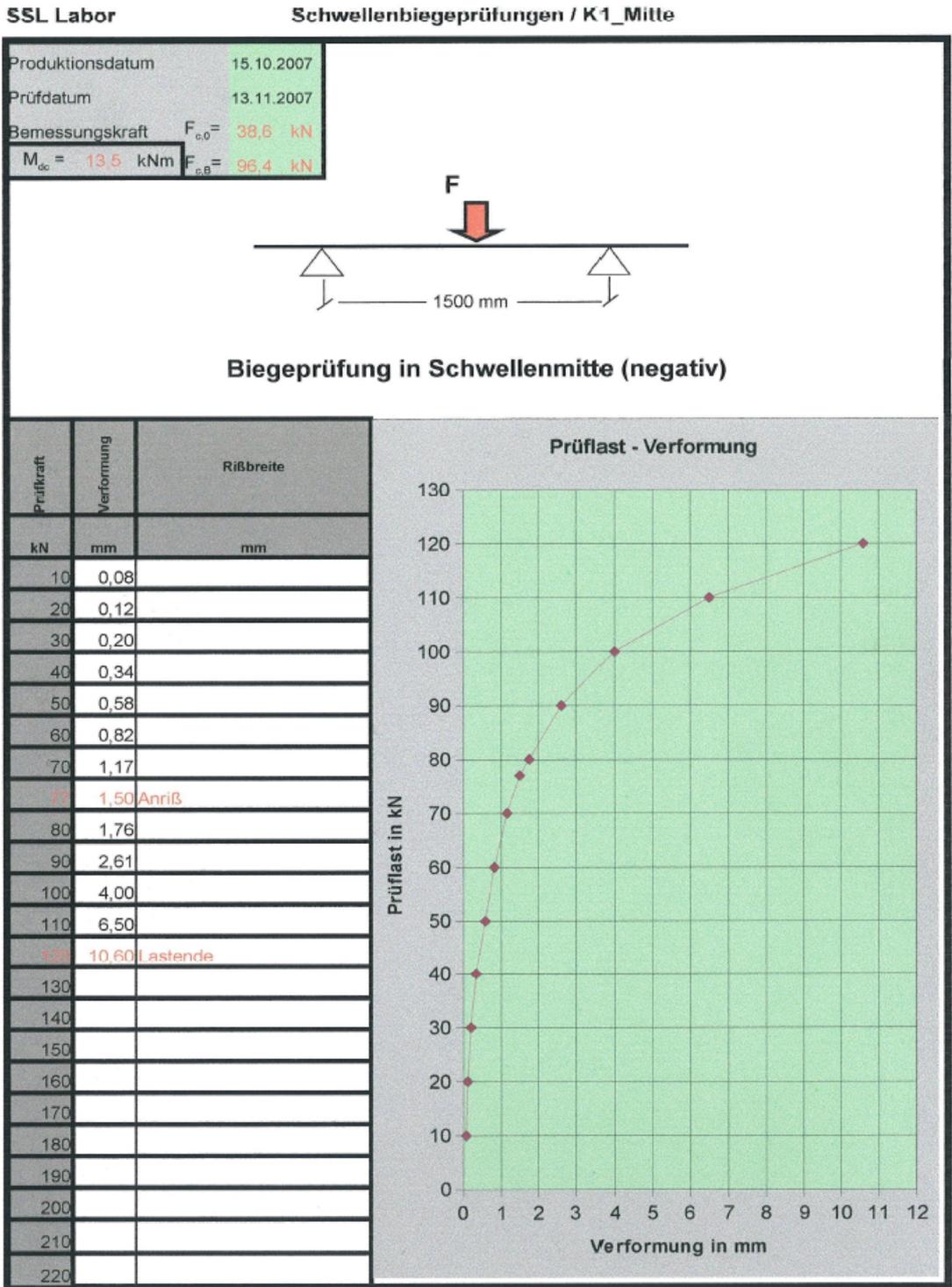


Abb. 2.20: Durchbiegungskennlinie der Betonschwelle K1

2.4.1.5 Biegebeanspruchung von besohnten Betonschwellen

Im Zuge des UIC-Projekts „USP in track“ wird unter anderem der Frage nachgegangen inwieweit sich der Einsatz von Schwellenbesohlungen auf die Biegebeanspruchung der Betonschwellen auswirkt.

Messungen bei Timelkam bestätigen die Ergebnisse von Pkt. 2.4.1.3 [31, Anhang 2]. Im unbesohnten Abschnitt wurden partielle Hohllagen unter den Schwellenköpfen von ca. 1,0 mm festgestellt, im besohnten keine.

Aus Verformungsmessungen an der Schwellenoberseite (Wegaufnehmer bzw. DMS) wurde das Biegemoment bei einem angenommenen E-Modul von $E = 45\,000\text{ MPa}$ berechnet. Es kann gezeigt werden, dass das Biegemoment in Schwellenmitte sehr stark von der Auflagerung der Schwellen im Schotterbett abhängt. Abb. 2.21 zeigt die gemessenen Biegemomente in Schwellenmitte für einen unbesohnten und besohnten Abschnitt jeweils bei Überfahrt des Personenzuges „railjet“.

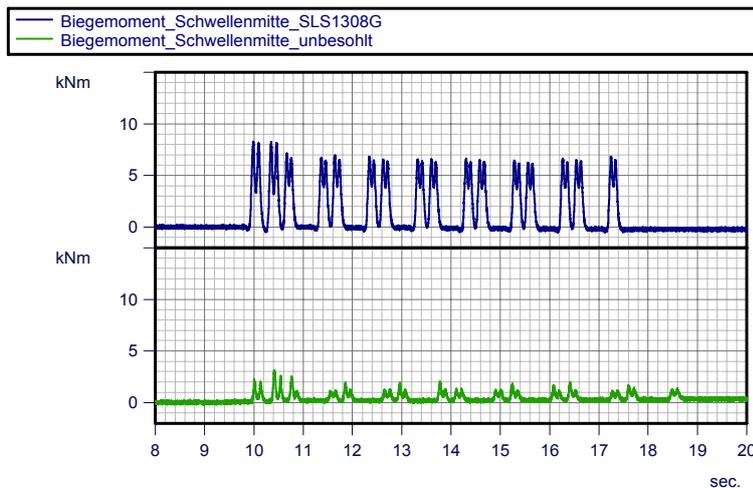
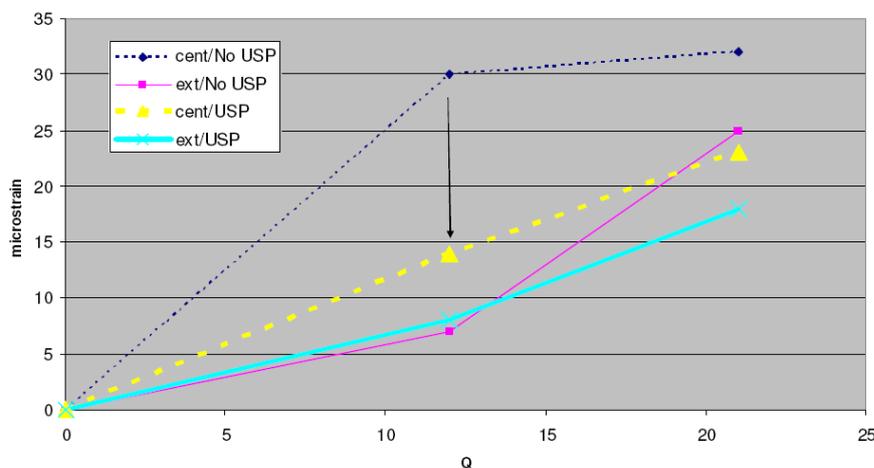


Abb. 2.21: Das Biegemoment in Schwellenmitte kann durch den Einsatz von Schwellenbesohlungen erheblich reduziert werden. [Anhang 2]

Messungen im Netz der Infrabel zeigen diesen Zusammenhang ebenfalls deutlich [32].

Auf der Teststrecke bei Brüssel wurden DMS sowohl in Schwellenmitte als auch unter dem Schienenauflegerbereich angebracht. Während es im Gleis mit Schwellenbesohlung zu einem linearen Anstieg der Biegebeanspruchung infolge Q-Kraft kommt, reagiert das unbesohlte Gleis anders (Abb. 2.22).

Der Einfluss von partiellen Hohllagen unter dem Schwellenkopf wird hier wieder deutlich. Bis zu einer Q-Kraft von hier ca. 13 kN erfährt die Betonschwelle nur in Schwellenmitte eine deutliche Biegebeanspruchung. Die Hohllagen haben sich hier noch nicht geschlossen. Sobald der direkte Kontakt des Schwellenkopfs mit dem Schotterbett gegeben ist, nimmt die Biegebeanspruchung im



Schienenauflegerbereich stärker zu, in Schwellenmitte ändert sich nur mehr wenig.

Abb. 2.22: Messungen auf der Schwellenbesohlungsteststrecke bei Brüssel zeigen den Einfluss der Besohlung auf die Beanspruchung der Betonschwelle [32]. Das Biegemoment wird sowohl im Schienenauflegerbereich als auch in Schwellenmitte reduziert.

2.4.1.6 Setzungsverhalten von Gleisen mit Schwellenbesohlung

An mehreren Abschnitten wurde in den letzten Jahren das Setzungsverhalten des Gleises nach Neulage mittels Präzisionsnivellements bestimmt. [z.B. 33]

Eine Setzungsmessung erfolgte bei einem Gleis bei Timelkam (Abb. 2.23). Versuchsweise wurden hier zwei unterschiedliche Besohlungssteifigkeiten sowie unbesohlte Betonschwellengleise eingebaut.

Im Zuge der Gleisneulage wurde auch eine 40 cm starke Tragschicht mittels AHM-800-R eingebaut.

Untersuchungsabschnitt umfasst drei Unterabschnitte:

- Abschnitt 1 mit einer Schwellenbesohlung der Type SLS 1707 G
- Abschnitt 2 mit einer Schwellenbesohlung der Type SLD 1510 G
- Abschnitt mit unbesohlenen Schwellen der Type K1

Die statische Steifigkeit der beiden besohnten Abschnitte ist mit $B_1 = 0,17 \text{ N/mm}^3$ und $B_2 = 0,15 \text{ N/mm}^3$ in etwa gleich. Beide Besohlungstypen unterscheiden sich jedoch hinsichtlich der dynamischen Versteifung. Die Type SLD 1510 G ist hochdämpfend.

Aufgrund der Setzungsempfindlichkeit des anstehenden Bodens und der Tatsache, dass eine Packlage unter dem Gleis bei der Gleisneulage entfernt wurde (unstetiges Setzungsverhalten?), sind die absoluten Messergebnisse kritisch zu hinterfragen. Eine Aussage über die relativen Setzungsunterschiede scheint jedoch möglich.

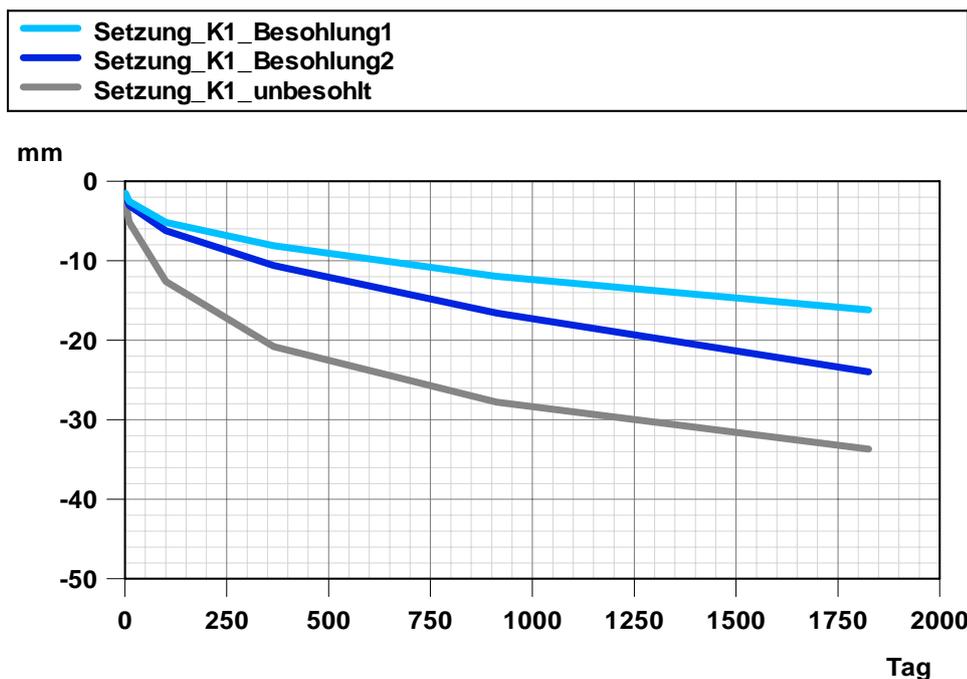


Abb. 2.23: Das Setzungsverhalten von Gleisen kann durch Einsatz von Schwellenbesohlungen stark verändert werden. Es nehmen die Anfangssetzungen im Schotterbett und bei Einsatz von weichen Schwellenbesohlungen auch die Setzungen im Laufe der Zeit ab.

In den ersten Monaten nach Gleisneulage ist die Setzung des Gleises von den Stabilisierungsvorgängen im Schotter bestimmt. Beide Besohlungsabschnitte weisen hier deutliche Vorteile gegenüber dem unbesohnten Abschnitt auf. Der Gleisabschnitt mit der elastischen Besohlungstypen SLS 1707 G zeigt auch nach den Anfangssetzungen eine geringere Setzungsrate.

Fazit:

Mit dem Einsatz von Schwellenbesohlungen ist es möglich die Setzungen im Schotterbett zu reduzieren. Gleise mit dynamisch weichen Schwellenbesohlungen führen zudem zu geringeren Setzungen im Laufe der Zeit, da die größeren elastischen Einsenkungen zu einer besseren Lastverteilung („Schiene als Träger“) führen.

2.4.2 Horizontales Verformungsverhalten von Gleisen

2.4.2.1 Laterale Gleislagestabilität in Bogengleisen

Im UIC-Projekt „I/05/U/440 – Under Sleeper Pads“ [12] wurden Querverschiebeuntersuchungen an besohlenen und unbesohlenen Schwellen durchgeführt.

Die Kernaussage der Messungen findet sich in Abb. 2.24. Durch Einsatz von Schwellenbesohlungen kommt es zu einem Abfall des Querverschiebewiderstands. Das weiche Besohlungsmaterial 5 zeigt die geringsten Werte.

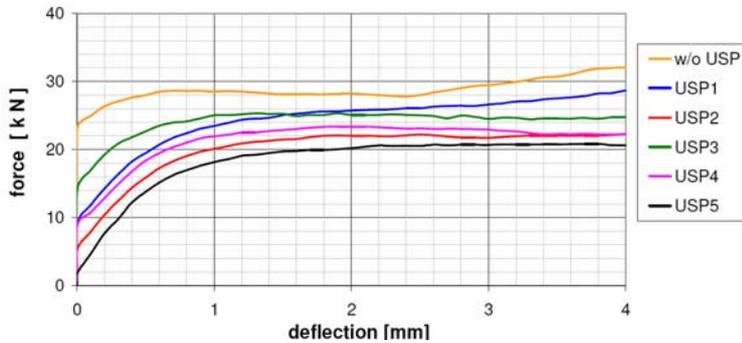


Abb. 2.24: Schwellenbesohlungen führen zu einer Verringerung des Querverschiebewiderstands. [12]

Fazit:

Weiche Schwellenbesohlungen führen zu einem geringeren Querverschiebewiderstand des Gleises. Dies ist beim Einsatz von Schwellenbesohlungen vor allem in engen Bögen zu berücksichtigen.

2.4.2.2 Horizontale Gleislagequalität von Bogengleisen mit Schwellenbesohlungen

In den letzten Jahren wurden in verschiedenen Bogengleisen im Netz der ÖBB Schwellenbesohlungen eingebaut. Trotz des geringeren Querverschiebewiderstands (entsprechend Pkt. 2.4.2.1) zeigt das Richtungslagesignal dieser Gleise keine Anzeichen einer horizontalen Instabilität.

Abb. 2.25 zeigt das Richtungslagesignal eines Versuchsgleises bei Eichberg. Das Bogengleis mit der eingebauten weichen Schwellenbesohlung SLS 1010 G (km 88,2 – 88,6) zeigt das Richtungslagesignal mit den kleinsten Unstetigkeiten in lateraler Richtung.

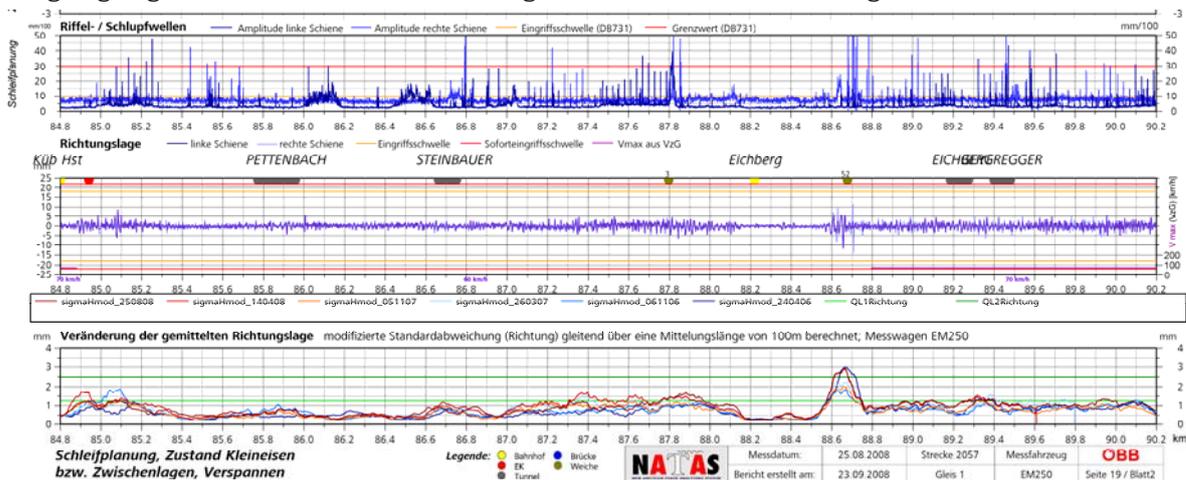


Abb. 2.25: Trotz des geringeren Querverschiebewiderstands zeigen Gleise mit Schwellenbesohlung ein besseres Richtungslagesignal – siehe km 88,2 – 88,5.

Fazit:

Bislang wurden bei den ÖBB noch keine Probleme mit weichen Schwellenbesohlungen in engen Bögen festgestellt. Die gleichmäßigere Auflagerung dürfte die Abnahme des Querverschiebewiderstands ausgleichen. Hier besteht ein weiterer Forschungsbedarf.

2.5 Zwischenlagenverschleiß

In den letzten Jahren wurde in Gleisbögen ein verstärkter Verschleiß an den der Gleismitte abgewandten Zwischenlagenrändern – das Material ist ein EVA-EPDM-Compound - festgestellt. Einen geringeren Verschleiß im Betrieb zeigen Gummizwischenlagen der Type Zw 700. In diesem Kapitel sollen die Verschleißraten der unterschiedlichen Zwischenlagen erarbeitet werden und die Gründe für das Verschleißverhalten bestimmt werden.

Als erstes werden die Beanspruchungen an den Rändern der Zwischenlage an einem Modell eines frei geschnittenen Schienenstützpunkts untersucht. Anhand von Parametervariationen werden positive und nachteilige Einflüsse auf die Randpressung der Zwischenlagen erarbeitet.

Diese theoretischen Ergebnisse werden durch Messergebnisse an konkreten Gleisbögen überprüft.

Abschließend wird eine statistische Untersuchung der Standzeiten der Zwischenlagen durchgeführt. Als Indikator dient das Oberbaumesssignal Schienenneigung, aus welchem der Verschleiß der Zwischenlagen an den außen liegenden Rändern bestimmt werden kann.

Ziel ist das Erarbeiten von verschleißfreundlichen Zwischenlagen.

2.5.1 Beanspruchungen der Zwischenlagen

2.5.1.1 Kraftableitung des Gleisrosts in lateraler Richtung

In der Schienenfußebene stellt der Gleisrost ein statisch unbestimmtes System dar (Abb. 2.26). Der Längsträger Schiene (in lateraler Richtung ist der Schienenfuß für das Trägheitsmoment bestimmend) überträgt die Lateralkräfte an die Schienenbefestigungselemente (bei W-Befestigung an die Winkelführungsplatten), welche die Kräfte an die Schwellen und von dort an das Schotterbett weitergeben.

Ähnlich wie für die vertikale Lastabtragung gilt auch hier: Eine bessere Lastverteilung stellt sich mit einer größeren Biegelinie ein. Die geringsten Lateralkräfte in der Winkelführungsplatte ergeben sich so bei einem möglichst starken Längsträger (breitere Schiene) in Kombination mit einer elastischen Winkelführungsplatte und einem geringen Querverschiebewiderstand der Schwelle (Grenze Gesetz nach Prud'homme). Positiv wirkt sich hier auch ein geringer Verdrehwiderstand von Schiene zu Schwelle aus.

Da sich sowohl der geringere Querverschiebewiderstand als auch der geringere Verdrehwiderstand nachteilig auf die Gleisstabilität im Gleisbogen auswirken ist es notwendig die Winkelführungsplatten selbst elastisch zu gestalten (siehe Pkt. 1.5.5.3).



Abb. 2.26: Der Gleisrost ist in Querrichtung als statisch unbestimmtes System anzusehen. (s.a. Anhang 1)

2.5.1.2 Übertragung des Biegemoments

Die Führungskraft Y wird im Bereich des Schienenkopfs eingeleitet. Dies führt zu einem Biegemoment in der Schiene (gegenüber der Schienenfußebene), welches in Längsrichtung ein Torsionsmoment ausbildet.

Das Torsionsmoment muss nun über mehrere Schienenstützpunkte aufgenommen werden (Abb. 2.27). In den Schienenstützpunkten wird bedingt durch die Verdrillung der Schiene ein reaktives Moment auf den Schienenfuß entwickelt. Der Schienenkopf lenkt sich so weit aus, bis eingebrachtes und reaktives Moment gleich groß sind.

Lastübertragung des eingebrachten Moments

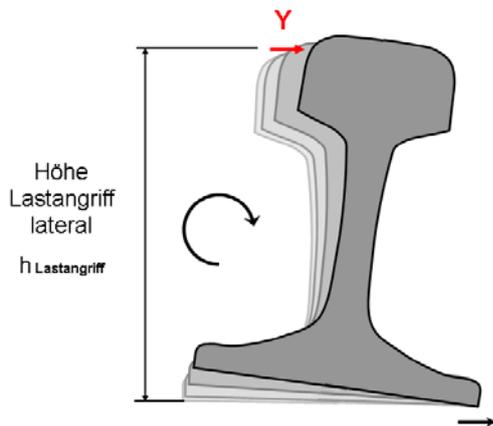


Abb. 2.27: Die Verdrillung der Schiene in Längsrichtung dient dem Aufbau eines reaktiven Biegemoments auf den Schienenfuß. Eingeleitetes und reaktives Moment müssen gleich groß sein.

2.5.1.3 Eingeleitetes Biegemoment

Bestimmend für die Randdruckspannung und Randpressung ist die Ableitung des eingebrachten Biegemoments. Das Biegemoment stellt für die Schiene in Längsrichtung auch ein Torsionsmoment dar. Aus Abb. 2.28 kann das eingeleitete Moment $M_t (=Y \cdot h)$ in Abhängigkeit der Führungskraft Y und des Schienenprofils entnommen werden.

Bereits bei $Y = 60 \text{ kN}$ erreicht das eingebrachte Moment bei üblichen Schienenprofilen Werte von mehr als $8 \text{ kN} \cdot \text{m}$. Die Messungen der Lateralkräfte an einigen Messstellen (siehe Pkt. 2.2.2) zeigen, dass die Führungskräfte Y in Gleisbögen den Wert $Y = 60 \text{ kN}$ teilweise deutlich überschreiten. Damit erhöht sich auch das eingeleitete Moment auf Werte von $13 \text{ kN} \cdot \text{m}$ und mehr.

Eingeleitetes Torsionsmoment M_t

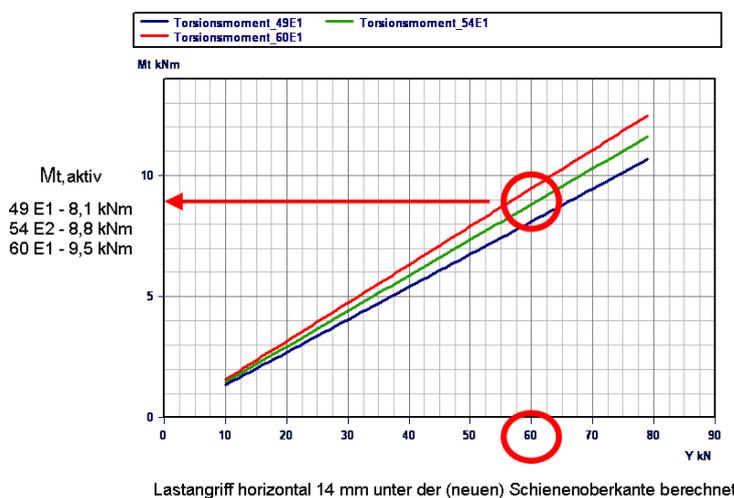


Abb. 2.28: Eingeleitetes Torsionsmoment in Bogengleisen abhängig von Führungskraft und Schienenprofil [27]

2.5.1.4 Vereinfachte Modellannahmen

Im Folgenden werden an einem frei geschnittenen Schienenstützpunkt diverse Parametervariationen durchgeführt. Die Torsionswirkung und damit Lastverteilung auf die Schiene wird hier noch nicht berücksichtigt. Das Modell selbst weist einige Vereinfachungen auf.

Stahl [34] hat in seiner Arbeit Ansätze zur Berechnung von Verformungen hochelastischer Zwischenlagen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens erarbeitet. Diese nichtlinearen Effekte bleiben hier in den weiteren Betrachtungen ausgeklammert.

Weiters wird nicht zwischen statischer und dynamischer Steifigkeit der Zwischenlage unterschieden.

In Bögen kommt es zu einem ständigen Abgleiten des Rades an der Fahrkante. Die Übertragung der Vertikalkräfte erfolgt damit an ständig wechselnden Punkten. Im ungünstigsten Fall kann bei fortgeschrittenem Verschleiß die Übertragung der Vertikalkräfte auch in Schienenmitte stattfinden (Abb. 2.29). Für die nachfolgenden Berechnungen wird dieser Lastfall (Vertikalkraft Q wird in Schienenkopfmittle eingeleitet) angenommen.



Abb. 2.29: Bogenäußere Schienen zeigen zwei unterschiedliche Kontaktbereiche. Im Bereich der grauen Fahrkante findet eine größere Relativbewegung zwischen Rad und Schienen statt, in Schienenkopfmittle findet ein reines Rollen statt.

2.5.1.5 Schienenkopfauslenkung und reaktives Moment im Schienenstützpunkt [35, Anhang 3]

In Abhängigkeit der Schienenkopfauslenkung werden nachfolgend die Randeinsenkung und Randpressung der Zwischenlage sowie das reaktive Moment an einem einzelnen Stützpunkt ermittelt.

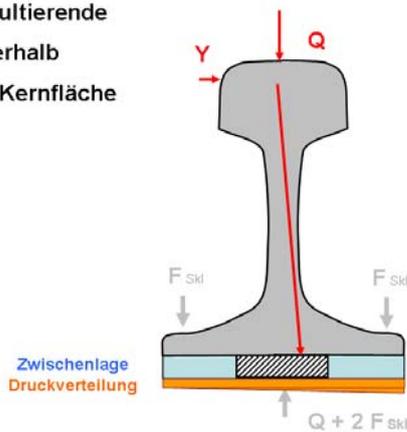
Bezüglich der Auswertediagramme sind zwei Bereiche zu unterscheiden:

Fall 1: Liegt die Resultierende aus Y und Q innerhalb der Kernfläche der Zwischenlage kommt es zu keinem Abheben des Schienenfußes. Schienenfußrandeinsenkung, Zwischenlagenrandpressung sowie das reaktive Moment im Stützpunkt nehmen linear mit der Schienenkopfauslenkung zu (Abb. 2.30).

Fall 2: Beim außen liegenden Schienenfußpunkt kommt es zum Abheben, die Resultierende aus Y und Q liegt hier außerhalb der Kernfläche. Schienenfußrandeinsenkung, Zwischenlagenrandpressung sowie das reaktive Moment im Stützpunkt nehmen nur mehr unterlinear zu (Abb. 2.31).

Horizontales Lastverhalten – Fall 1

Resultierende innerhalb der Kernfläche



Fall 1: Kein Abheben des gleismittigen Schienenfußes

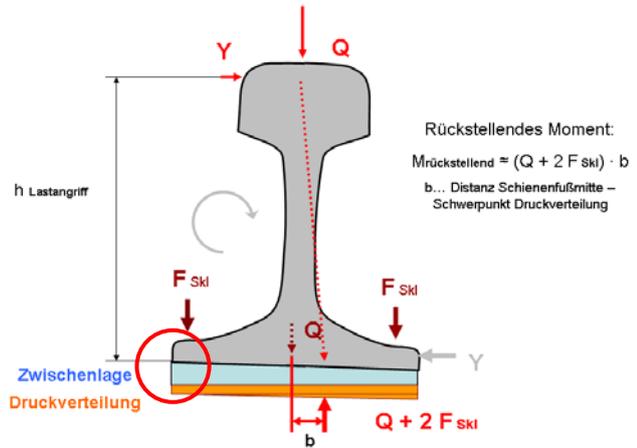
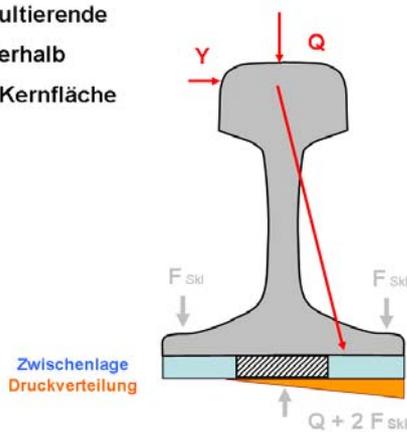


Abb. 2.30: Fall 1: Die Resultierende aus Y und Q liegt innerhalb der Kernfläche. [Anhang 1]

Horizontales Lastverhalten – Fall 2

Resultierende außerhalb der Kernfläche



Fall 2: Abheben des gleismittigen Schienenfußes

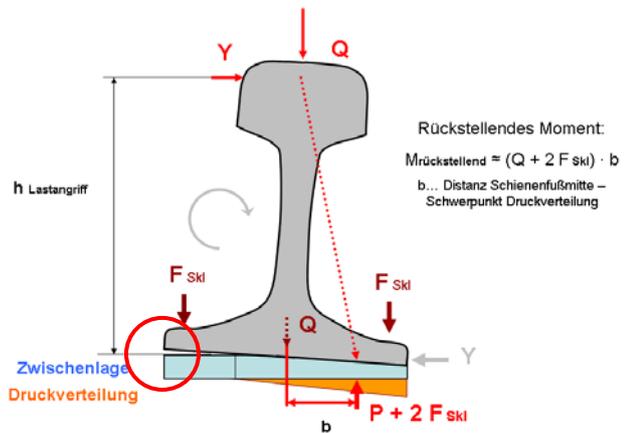


Abb. 2.31: Fall 2: Die Resultierende aus Y und Q liegt außerhalb der Kernfläche [Anhang 2]

In Abb. 2.32 sind die Resultierenden für verschiedene Y/Q-Quotienten dargestellt (Profil 60 E1). Selbst für den für die Zwischenlagen günstigen Fall des Lastangriffs im nicht verschlissenen Fahrkantenbereich kommt die Resultierende aus Y und Q bereits bei einem Y/Q-Quotienten von 0,3 am Rand der Zwischenlagen-Kernfläche zu liegen. Dies bedeutet, dass nicht radial-stellende Radsätze in engen Gleisbögen mit $R < 600$ m (siehe Pkt. 2.2.3) fast immer zum Abheben des gleismittigen Schienenfußes führen.

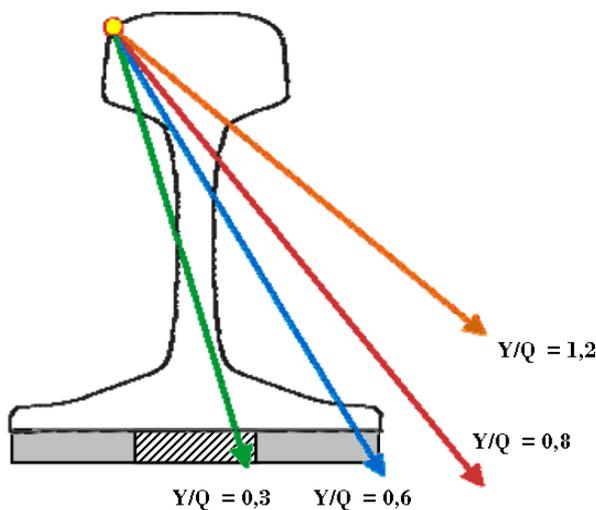


Abb. 2.32: Lage der Resultierenden aus Y und Q für verschiedene Quotienten Y/Q [23]

2.5.1.6 Parametervariationen an einem frei geschnittenen Schienenstützpunkt

Mit den in 2.5.1.4 genannten Vereinfachungen (Lastangriff in Schienenkopfmittle, lineares Verhalten der Zwischenlagen) wird untenstehend eine Parametervariation durchgeführt.

Die Abhängigkeiten werden dabei zur Veranschaulichung ausgehend von der Schienenkopfauslenkung in ein vierfach kombiniertes Diagramm eingezeichnet (Abb. 2.33).

Notwendige Eingangsvariablen sind:

- Schienenprofil (Profile 49 E1 und 54 E2 mit 125 mm Fußbreite, 60 E1 mit 150 mm Fußbreite)
- Zwischenlagensteifigkeit (100 kN/mm, 200 kN/mm, 500 kN/mm bzw. $3,7 \text{ N/mm}^3$, $7,4 \text{ N/mm}^3$, $18,5 \text{ N/mm}^3$)
- Vertikale Stützpunktkraft (30 kN, 40 kN, 50 kN)
- Niederhaltekraft Spannklemme (6 kN, 9 kN, 14 kN)

Die Variablen werden von realen Bauteileigenschaften definiert.

Die Schienenprofile 49 E1, 54 E2 und 60 E1 sind die am meisten gebräuchlichen Profile im Netz der ÖBB.

Die Zwischenlagensteifigkeiten 100 kN/mm und 200 kN/mm sind gängige Steifigkeitsvarianten für Gummizwischenlagen. Die EVA-EPDM-Compound-Zwischenlage besitzt eine Steifigkeit von ca. 500 kN/mm.

Häufig wird bei unbesohlenen Betonschwellen beobachtet, dass die vertikale Stützpunktkraft ca. 50 % der Achslast beträgt. Die 50-kN-Variante steht für unbesohlte Betonschwellengleise. Eine vertikale Stützpunktkraft von 30 kN stellt sich bei weichen Besohlungssteifigkeiten ein.

Eine stark ermüdete Spannklemme weist eine Niederhaltekraft von 6 kN auf, der Standardspannklemmentyp „Skl1/14“ 9 kN und die verstärkte Ausführung „Skl 28“ 14 kN.

Es wird jeweils eine der vier Eingangsvariablen variiert.

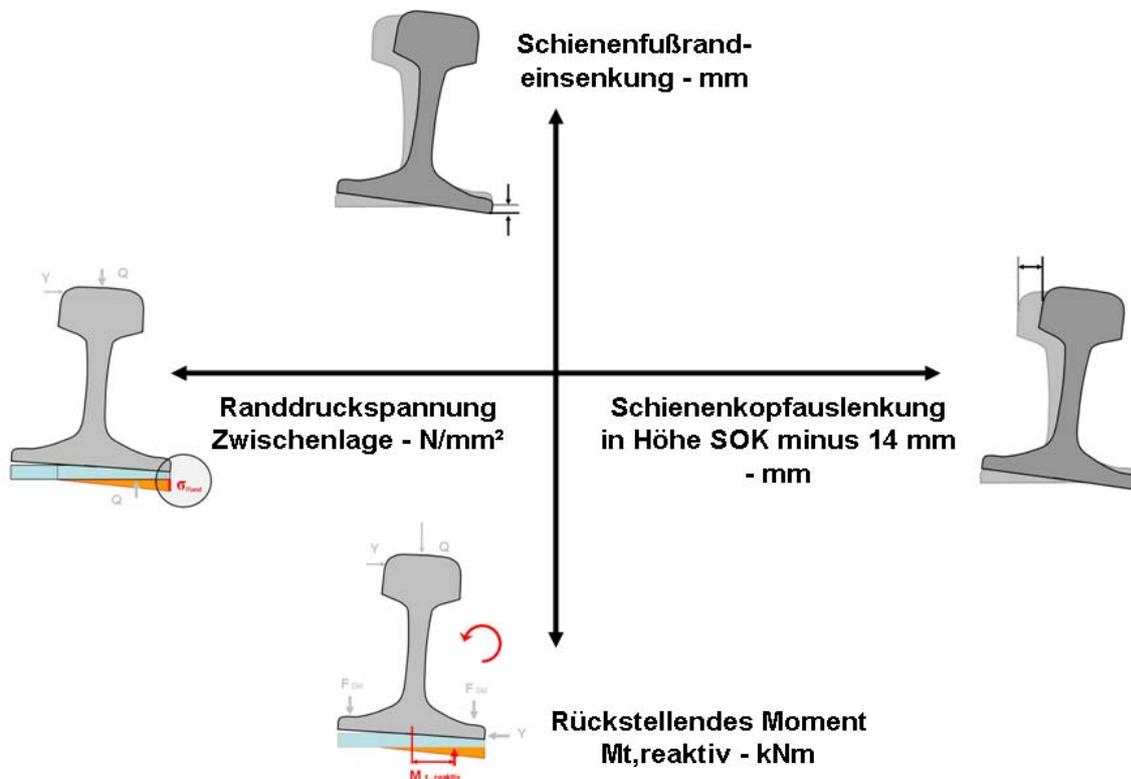


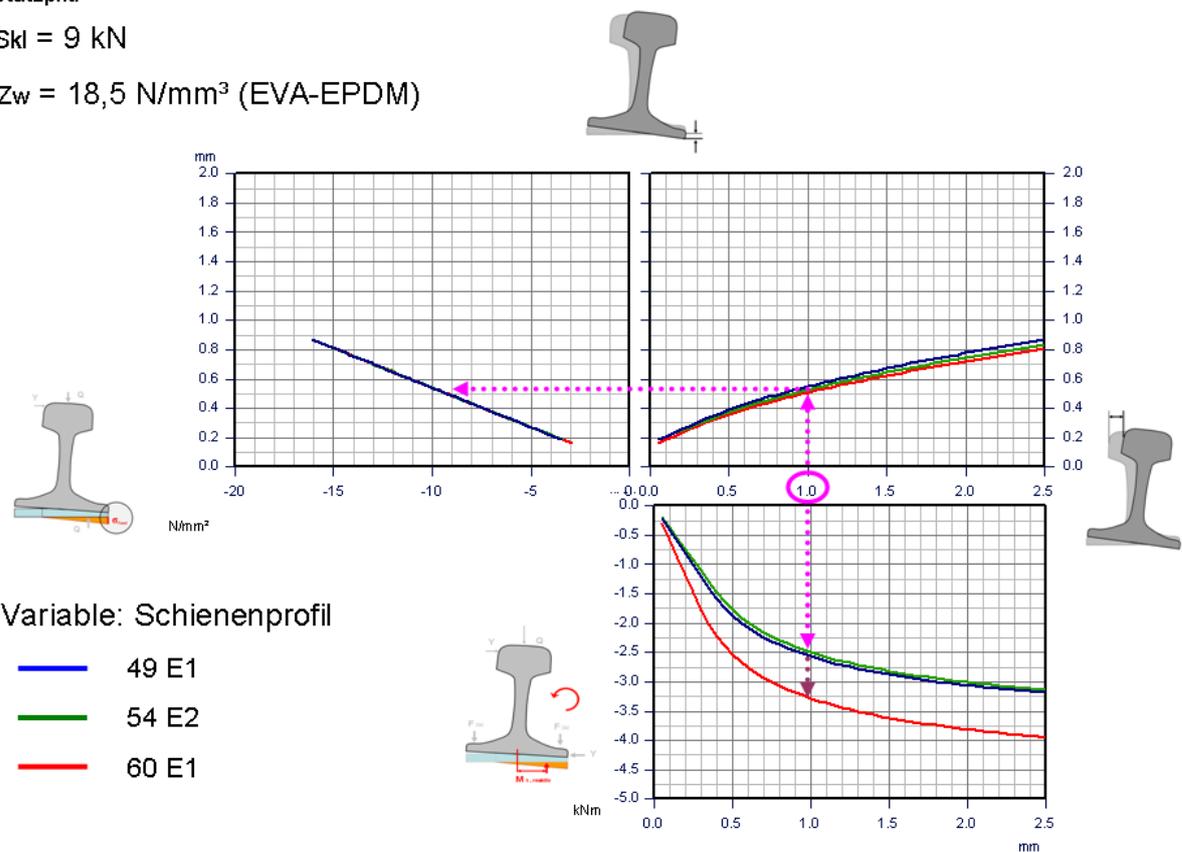
Abb. 2.33: Die Abhängigkeiten an einem frei geschnittenen Stützpunkt können in einem kombinierten Diagramm aus Schienenkopfauslenkung, rückstellendes Moment, Schienenfußeinsenkung und Randdruckspannung veranschaulicht werden [35]

Parametervariation 1 – EVA-EPDM-Zwischenlage, Skl 14, $Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$ - Variable Schienenprofil

$Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$

$F_{\text{Skl}} = 9 \text{ kN}$

$B_{\text{Zw}} = 18,5 \text{ N/mm}^3 \text{ (EVA-EPDM)}$



Variable: Schienenprofil

- 49 E1
- 54 E2
- 60 E1

Abb. 2.34: Parametervariation 1 – EVA-EPDM-Zwischenlage, Skl 14, $Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$ - Variable Schienenprofil

Bei gleicher Schienenkopfauslenkung ist das rückstellende Moment beim Schienenprofil 60 E1 deutlich größer als bei den Schienenprofilen 49 E1 und 54 E2.

Es ergeben sich folgende Verhältnisse bei 1 mm Auslenkung:

	M akt	M pas	M akt / M pas
	Nm	Nm	-
49 E1	8100	2567	3.16
54 E2	8820	2494	3.54
60 E1	9480	3280	2.89

Tab. 2.1: Einfluss des Schienenprofils bei 1 mm Kopfauslenkung, Skl 14, Zw-K2a

Fazit:

Das Verhältnis $M_{\text{akt}} / M_{\text{pas}}$ ist beim Schienenprofil 60 E1 am günstigsten und beim Profil 54 E2 am ungünstigsten. In Bogengleisen kommt es damit beim Schienenprofil 54 E2 zu den größten Kipp- und Verdrillungsvorgängen.

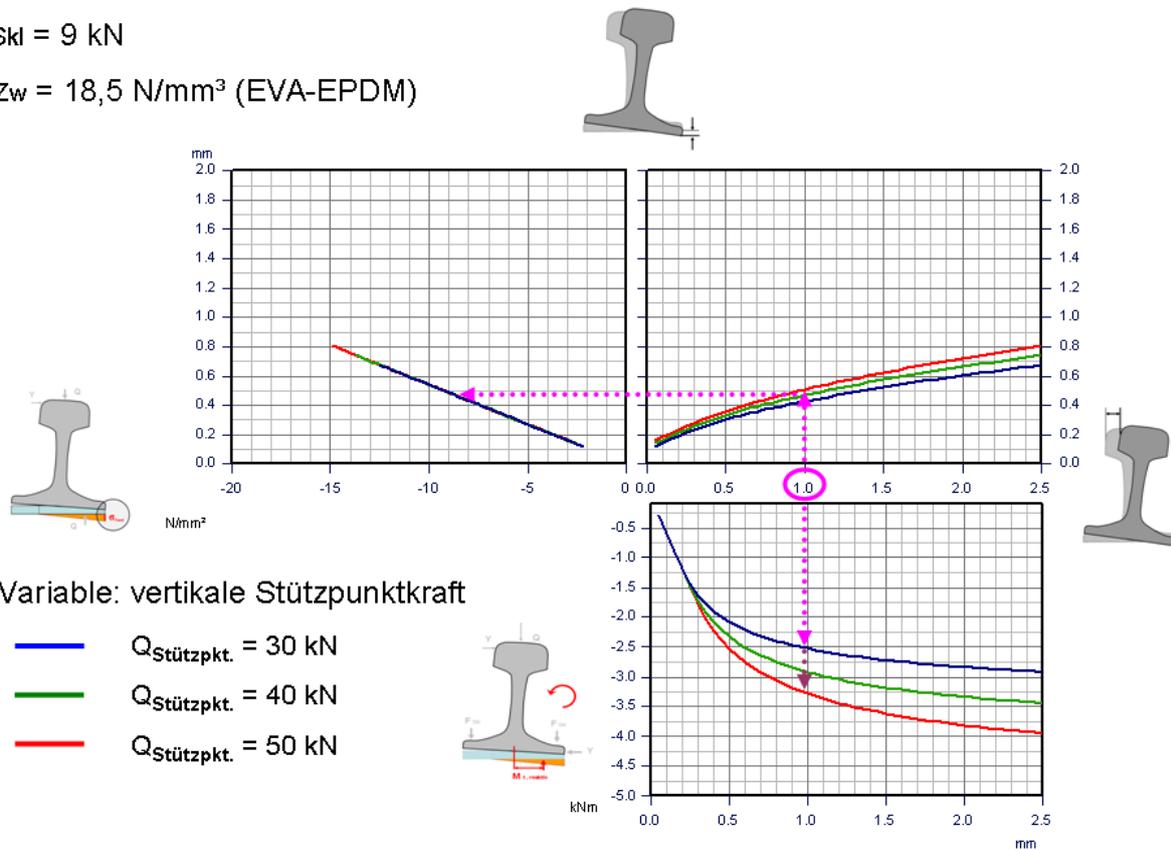
In jedem Fall führt die Anwendung der steifen EVA-EPDM-Zwischenlage zu einem Abheben des gleismittigen Schienenfußes und zu hohen Randdruckspannungen in der Zwischenlage.

Parametervariation 2 – Schienenprofil 60 E1, EVA-Zwischenlage, Skl 14 – Variable Stützpunktkraft $Q_{\text{Stützpkt.}}$.

Schienenprofil 60 E1

$F_{\text{skl}} = 9 \text{ kN}$

$B_{\text{zw}} = 18,5 \text{ N/mm}^3 \text{ (EVA-EPDM)}$



Variable: vertikale Stützpunktkraft

- $Q_{\text{Stützpkt.}} = 30 \text{ kN}$
- $Q_{\text{Stützpkt.}} = 40 \text{ kN}$
- $Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$

Abb. 2.35: Parametervariation 2 – Schienenprofil 60 E1, EVA-EPDM-Zwischenlage, Skl 14 – Variable vertikale Stützpunktkraft $Q_{\text{Stützpkt.}}$.

Die vertikale Stützpunktkraft $Q_{\text{Stützpkt.}}$ hat bei steifen Zwischenlagen einen positiven Einfluss auf das rückstellende Moment.

Es ergeben sich folgende Verhältnisse bei 1 mm Auslenkung:

	M akt	M pas	M akt / M pas
	Nm	Nm	-
$Q_{\text{Stü}} = 30 \text{ kN}$	9480	2520	3.76
$Q_{\text{Stü}} = 40 \text{ kN}$	9480	2916	3.25
$Q_{\text{Stü}} = 50 \text{ kN}$	9480	3280	2.89

Tab. 2.2: Einfluss der vertikalen Stützpunktkraft $Q_{\text{Stützpkt.}}$ auf das rückstellende Moment bei 1 mm Kopfauslenkung; Skl 14, Zw-K2a

Fazit:

Der Einbau von steifen Zwischenlagen auf beschlten Betonschwellen mit weicher Besohlung (führt zu kleinerer Stützpunktkraft) ist nicht sinnvoll, da diese Kombination die höchsten Randpressungen in der Zwischenlage hervorruft.

Parametervariation 3 – Schienenprofil 60 E1, $c_{zw} = 100 \text{ kN/mm}$, Skl 14 – Variable Stützpunktkraft $Q_{\text{Stützpkt.}}$.

Schienenprofil 60 E1

$F_{\text{skl}} = 9 \text{ kN}$

$B_{zw} = 3,7 \text{ N/mm}^3$

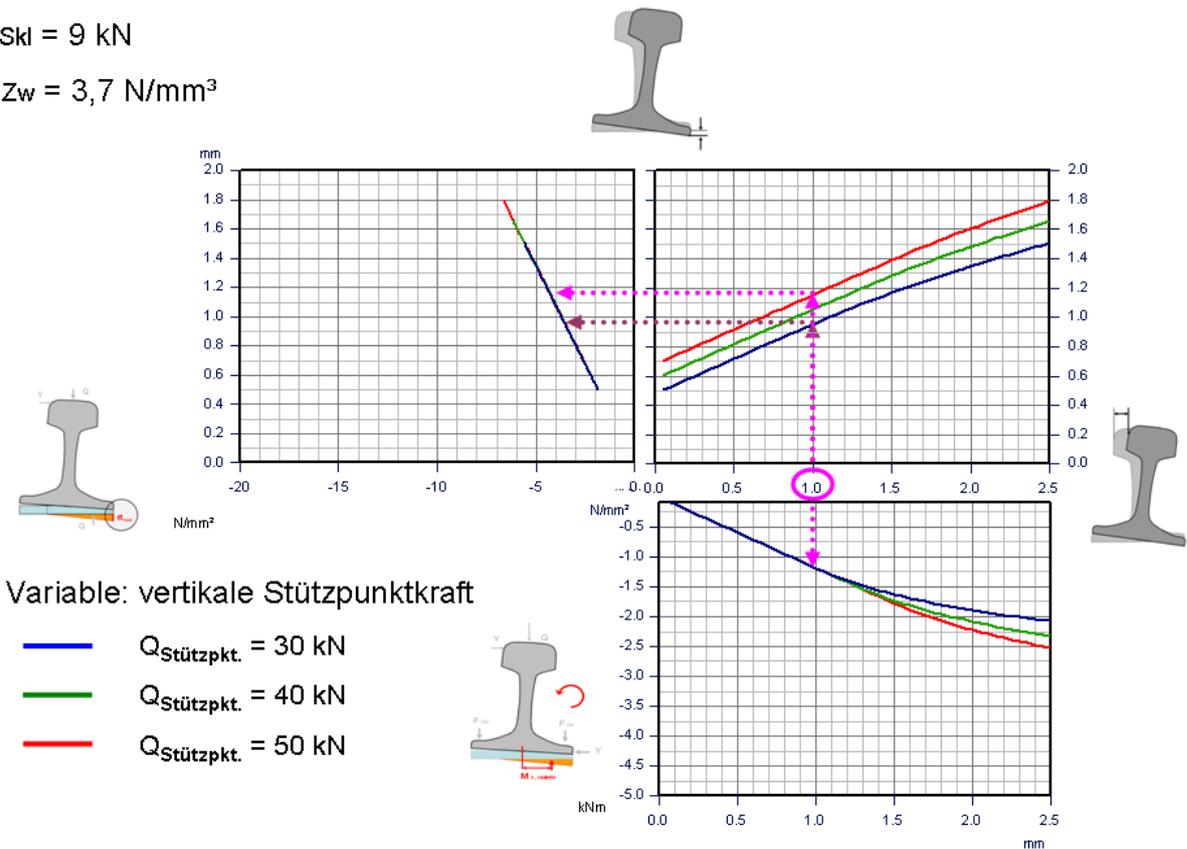


Abb. 2.36: Parametervariation 3 – Schienenprofil 60 E1, $c_{zw} = 100 \text{ kN/mm}$, Skl 14 – Variable vertikale Stützpunktkraft $Q_{\text{Stützpkt.}}$.

Bei der Anwendung von weichen Zwischenlagen mit einer Steifigkeit von $c = 100 \text{ kN/mm}$ nimmt der absolute Wert des Rückstellmomentes ab, gleichzeitig wird der Einfluss der vertikalen Stützpunktkraft $Q_{\text{Stützpkt.}}$ kleiner. Die Randpressung in der Zwischenlage wird bei gleicher Auslenkung ebenfalls kleiner.

Es ergeben sich folgende Verhältnisse bei 1 mm Auslenkung:

	M akt	M pas	M akt / M pas
	Nm	Nm	-
P = 30 kN	9480	1186	7.99
P = 40 kN	9480	1186	7.99
P = 50 kN	9480	1186	7.99

Tab. 2.3: Einfluss der Vertikalkraft P auf das rückstellende Moment bei 1 mm Kopfauslenkung; Skl 14, Zw 700

Fazit:

Der Einsatz von weichen Zwischenlagen hilft Einflüsse aus sich verändernder Stützpunktkraft auszugleichen. Die absolute Schienenkopfauslenkung wird größer, die Randdruckspannungen selbst nehmen jedoch ab.

Parametervariation 4 – Schienenprofil 60 E1, Skl 14, $Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$ - Variable Zwischenlagensteifigkeit

$Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$

$F_{\text{skl}} = 9 \text{ kN}$

Schienenprofil 60 E1

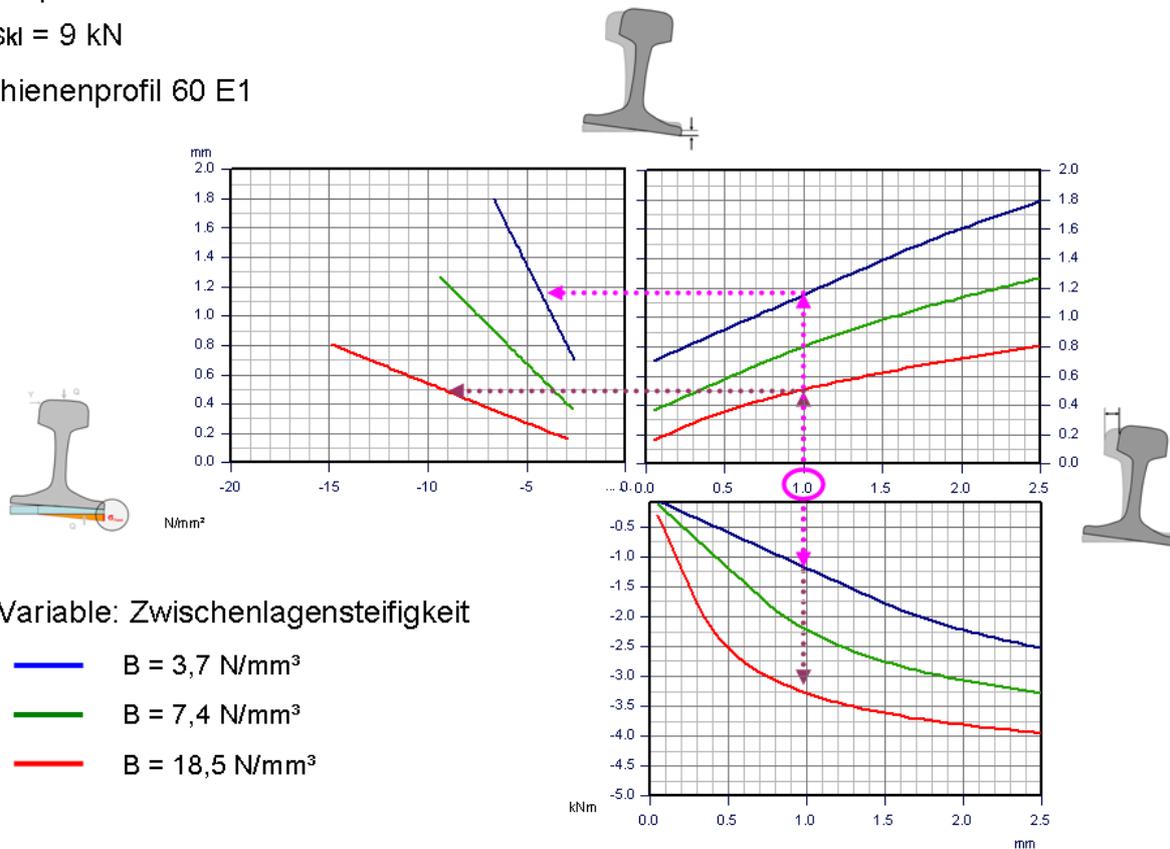


Abb. 2.37: Parametervariation 4 – Schienenprofil 60 E1, Skl 14, $Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$ - Variable Zwischenlagensteifigkeit

Es ergeben sich folgende Verhältnisse bei 1 mm Auslenkung:

	M akt	M pas	M akt / M pas	σ Rand
	Nm	Nm	-	N/mm ²
$B = 3,7 \text{ N/mm}^3$	9480	1186	7.99	4.27
$B = 7,4 \text{ N/mm}^3$	9480	2222	4.27	5.95
$B = 18,5 \text{ N/mm}^3$	9480	3280	2.89	9.41

Tab. 2.4: Einfluss der Zwischenlagensteifigkeit auf das rückstellende Moment bei 1 mm Kopfauslenkung; Skl 14

Der Berechnung liegen drei gängige Zwischenlagensteifigkeiten zugrunde.

Für das Schienenprofil 60 E1 gelten folgende Zusammenhänge:

$B = 3,7 \text{ N/mm}^3$ entspricht einer Zwischenlagenseifigkeit von $c = 100 \text{ kN/mm}$.

$B = 7,4 \text{ N/mm}^3$ entspricht einer Zwischenlagenseifigkeit von $c = 200 \text{ kN/mm}$.

$B = 18,5 \text{ N/mm}^3$ entspricht einer Zwischenlagenseifigkeit von $c = 500 \text{ kN/mm}$.

Fazit:

Die Kernaussagen von Parametervariation 2 und 3 werden hier noch einmal deutlich. Den größten Einfluss auf das Rückstellmoment im Stützpunkt hat die Steifigkeit der Zwischenlage.

Parametervariation 5 – Profil 60 E1, $c_{Zw} = 200 \text{ kN/mm}$, $Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$ -
Variable Niederhalte kraft Spannklemme

Schienenprofil 60 E1

$$Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$$

$$B_{Zw} = 7,4 \text{ N/mm}^3$$

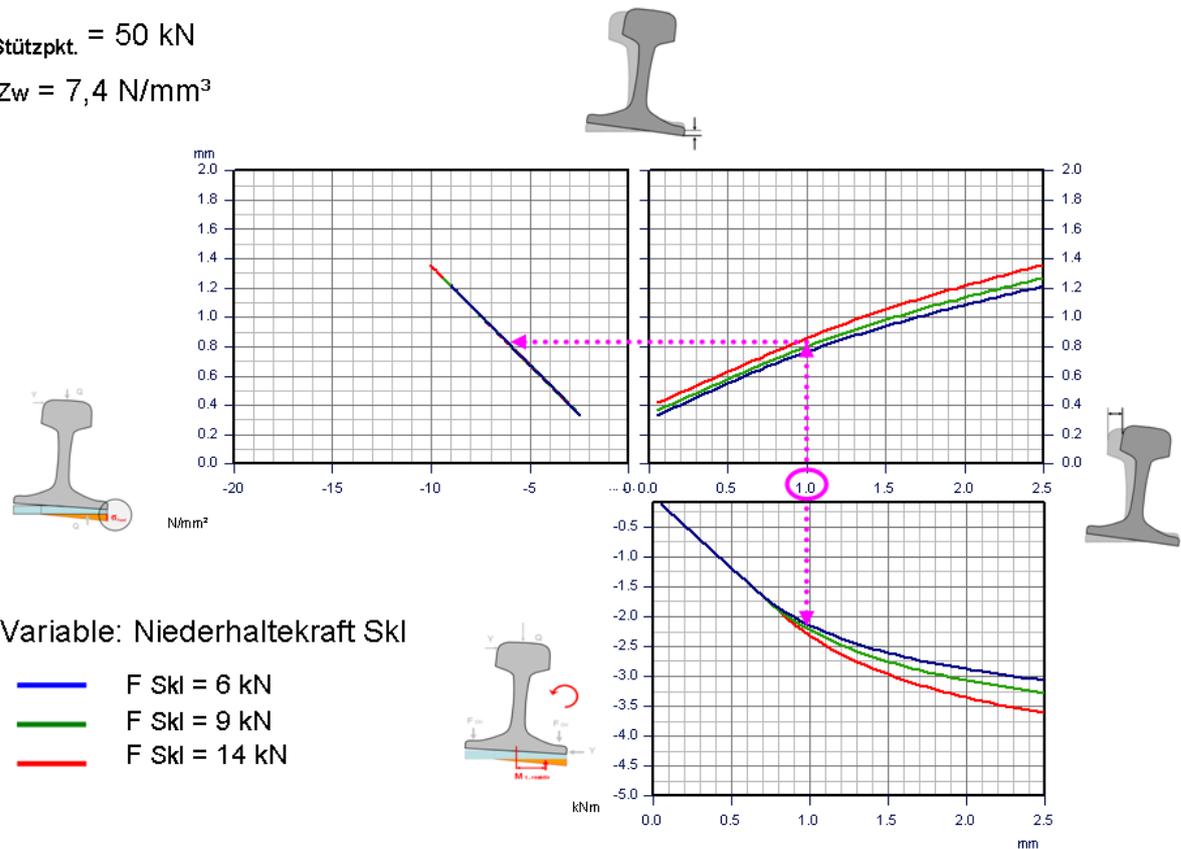


Abb. 2.38: Parametervariation 5 – Schienenprofil 60 E1, $c_{Zw} = 200 \text{ kN/mm}$, $Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$ - Variable Niederhalte kraft der Spannklemme

Der Vorteil einer höheren Niederhalte kraft liegt demnach in der stabilisierenden Wirkung bei größeren Schienenkopfauslenkungen.

Fazit:

Der Einbau einer verstärkten Spannklemme Skl 28 ist in engen Bogenradien aufgrund der kippstabilisierenden Wirkung (neben Dauerfestigkeitsüberlegungen) empfehlenswert.

Die Untersuchung wurde mit folgenden Werten der Niederhalte kraft durchgeführt:

6 kN Niederhalte kraft	stark ermüdete Spannklemme
9 kN Niederhalte kraft	Spannklemme Skl 1/14
14 kN Niederhalte kraft	Spannklemme Skl 28

Ergebnis Parametervariation

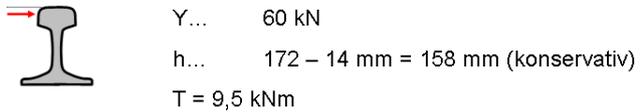
Entsprechend den Ergebnissen dieser Betrachtung lässt sich folgende Gleiskonfiguration mit geringster Zwischenlagenrandpressung ableiten:

- Schienenprofil 60 E1
- Einsatz von weichen Gummizwischenlagen mit einer dynamischen Steifigkeit von $c_{\text{dyn}} \approx 100 \text{ kN/mm}$.
- Einsatz der Spannklemme Skl 28

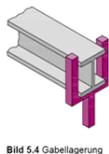
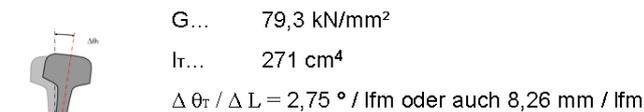
2.5.1.7 Torsionsträgheitsmoment der Schiene

Bei der Übertragung des Torsionsmoments in Schienenlängsrichtung ist das Torsionsträgheitsmoment zu berücksichtigen. Diese ergibt sich aus der Wölbkrafttorsion in der Schiene unter Berücksichtigung der Auflagerbedingungen in den Schienenstützpunkten.

Die Schiene selbst ist relativ torsionsweich. Bei einer Gabellagerung (lose Befestigung) würde sich die 60-E1-Schiene bei einem eingebrachten Torsionsmoment von $M_{t,aktiv} = 9,5 \text{ kNm}$ um $8,2 \text{ mm/lfm}$ verdrillen (Abb. 2.39).



$$(2.2) \theta_t = \frac{TL}{GI_T} \quad (2.3) \Delta\theta_T / \Delta L = T / (G \cdot I_T)$$



Werte gelten für Gabellagerung

Festigkeitslehre – klipp und klar
M. Pettersen, J. Götsche
ISBN 3-446-40415-5

Abb. 2.39: Drillung des Schienenprofils 60 E1 bei Gabellagerung und einem eingebrachten Torsionsmoment $T = 9,5 \text{ kNm}$

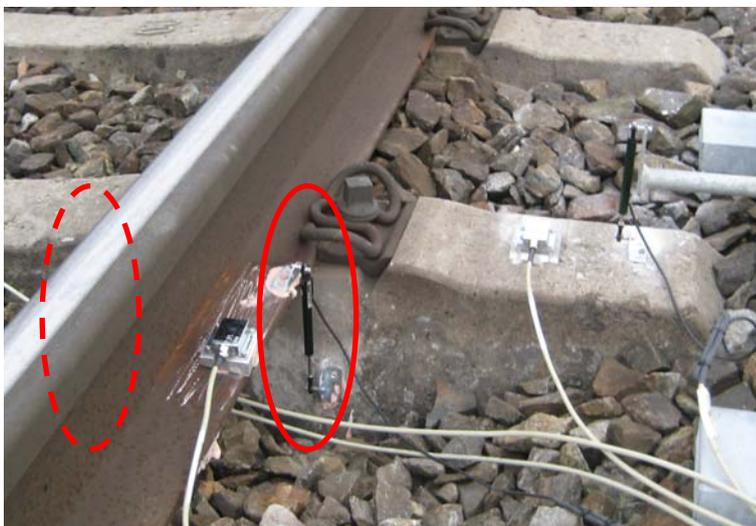
Eine weitere Aufgabe für die Schienenbefestigung besteht demnach darin, die Wölbkrafttorsion zu aktivieren. Daher ist besonders in Bogengleisen auf den festen Sitz der Befestigungselemente zu achten. Näheres zur Wölbkrafttorsion siehe Fastenrath [36] Seite 67.

2.5.1.8 Messung der Schienenkopfauslenkung und Ermittlung der Randdruckspannungen

Messequipment

Die ÖBB verwenden zur Bestimmung der Gleisverformungen ein Messequipment bestehend aus Wegaufnehmern und Beschleunigungsgebern. Im Gegensatz zu absoluten Messverfahren (z.B. Einsenkungsmessungen mit optischen Kameras) werden hier relative Messungen zwischen jeweils zwei Bauteilen durchgeführt.

Die Messung der relativen Einsenkung zwischen Schiene und Schwelle erfolgt durch Anbringen eines Weggebers zwischen Schienenfuß und einer Schwellenseitenfläche (Abb. 2.40). Das Kippen der Schiene kann durch Durchführung von zwei gleichzeitig stattfindenden Einsenkungsmessungen



links und rechts von der Schiene und nachfolgender Subtraktion der Messwerte ermittelt werden. Die Genauigkeit der Messung hängt von der Genauigkeit der Messgeber (Wiederholgenauigkeit 0,002 mm) und der Winkelgenauigkeit bei der Justierung ab. Die lateralen und Längsbewegungen der Schiene liefern im Allgemeinen kleine Werte

Abb. 2.40: Die Messung der vertikalen relativen Schieneneinsenkung erfolgt mittels Wegmessungen zwischen Schienenfuß und einer der beiden Schwellenseitenflächen.

und haben daher nur einen sehr kleinen Einfluss auf das Ergebnis der vertikalen Einsenkungsmessungen. Messungen des Winkels des Weggebers lassen bei dieser Messmethode eine Wiederholgenauigkeit von 5 % erwarten.

Messergebnisse Schienenkippung

Auf dem Streckenabschnitt Scheifling – Mariahof (St. Michael – St. Veit an der Glan) wurden an mehreren Stellen Verformungsmessungen durchgeführt. Abb. 2.41 zeigt die gemessene Schienenkippung an der Position km 266,350 bei Überfahrt der Lokomotive 1016/1116. Es sind hier Zwischenlagen der Type Zw 900b – 60 kN/mm eingebaut. Die maximale gemessene Kippung beträgt 1,6 mm. Weiters ist zu erkennen, dass insgesamt 11 Stützpunkte zum Aufbau des reaktiven Moments notwendig sind. Das abnehmende Resttorsionsmoment in der Schiene lässt sich aus der Abnahme der Schienenverdrillung ableiten.

Messergebnisse Randdruckspannung

Trotz der Schienenkippung von 1,5 mm bleibt die Randdruckspannung mit $6,5 \text{ N/mm}^2$ moderat. Der Berechnung der Randdruckspannung ist ein $Q_{\text{Stützpkt.}} = 50 \text{ kN}$ sowie ein $c_{\text{dyn,Zw}} = 100 \text{ kN/mm}$ zugrunde gelegt (Abb. 2.42). Die dargestellten Messergebnisse entstammen einem Inter-City-Zug mit vorgespannter Lokomotive der Baureihe 1016/1116.

Die Ergebnisse von Pkt. 2.4.1.6 konnten somit messtechnisch bestätigt werden.

Weitere messtechnische Ergebnisse siehe [37, Anhang 4]

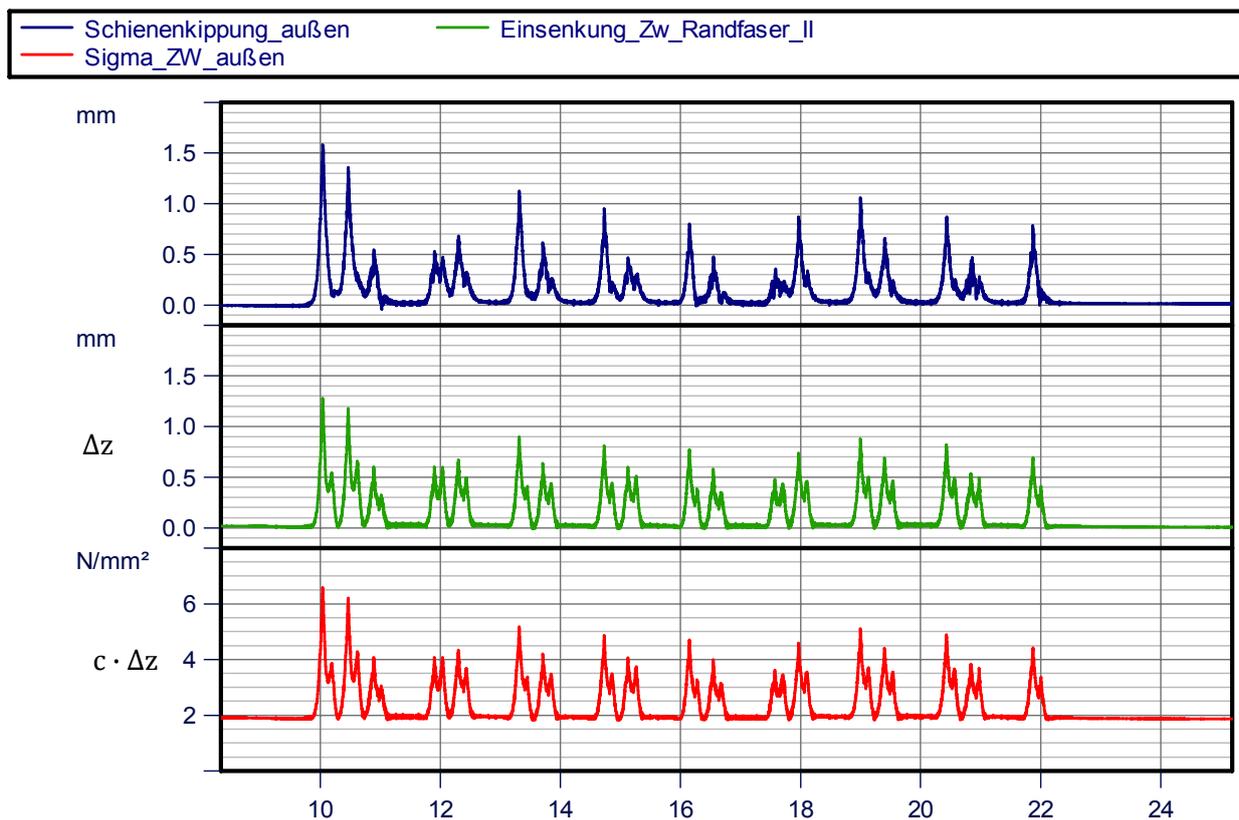
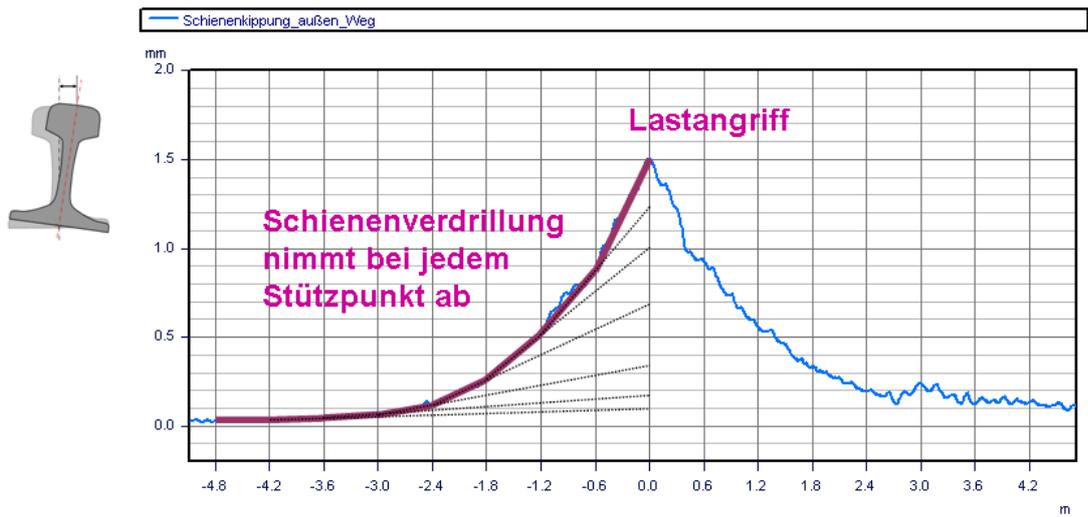
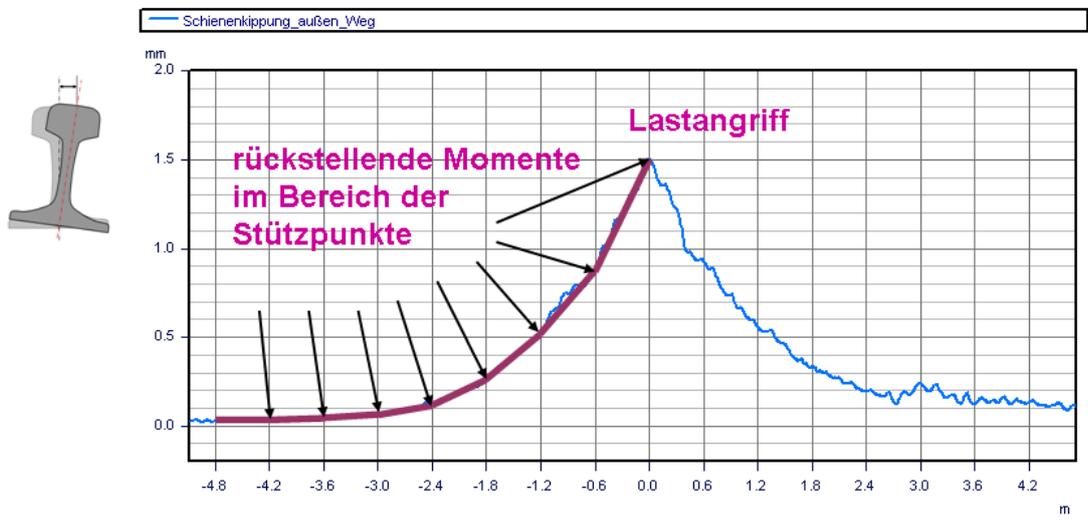
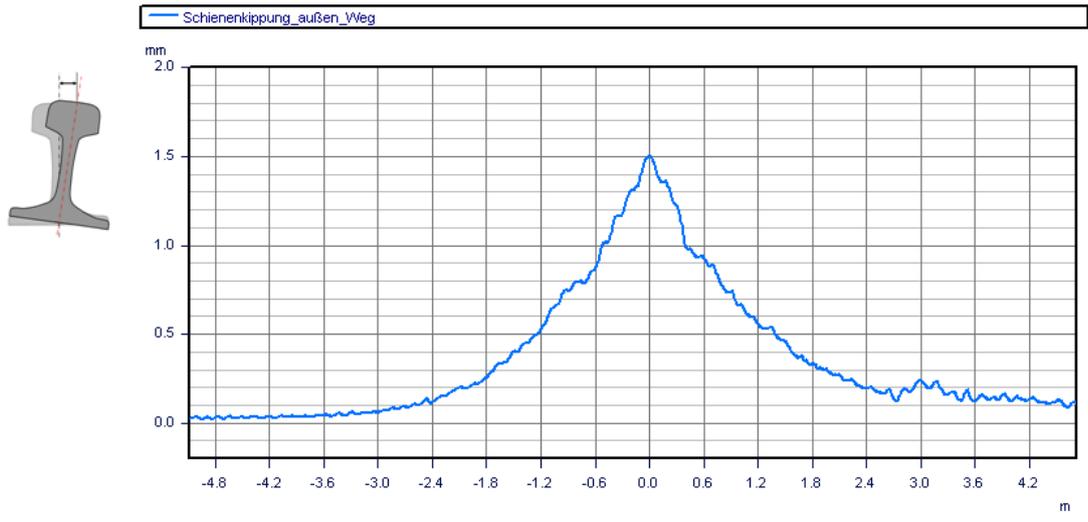


Abb. 2.41: Trotz der relativ großen Schienenkippung von 1,6 mm bleibt die Randdruckspannung in der weichen Zwischenlage mit $6,5 \text{ N/mm}^2$ moderat.



Gemessene Schienenkipfung bei Scheifling Gleis 1 km266,350
 10106/1116 V = 70 km/h
 R=280 m, Betonschwelle unbesohlt, Skl 14, Zw 900b 60kN

Abb. 2.42: Gemessene Schienenkipfung in einem Bogengleis bei Scheifling – Skl 14, Zw 900b

2.5.2 Verschleißparameter Schienenneigung

2.5.2.1 Oberbaumesssignal Schienenneigung

In diesem Kapitel werden die Verschleißraten der Standard-Zwischenlage Zw-K 2a statistisch erarbeitet und einzelne Ergebnisse von weichen Alternativzwischenlagen diskutiert. Als Parameter zur Bestimmung der Verschleißrate wurde das Oberbaumesssignal Schienenneigung gewählt. [38]

Geht man von einem einseitigen Verschleiß der Zwischenlagen aus, so ist es möglich aus der Schienenneigung die noch wirksame Dicke der Zwischenlage zu bestimmen (Abb. 2.43).

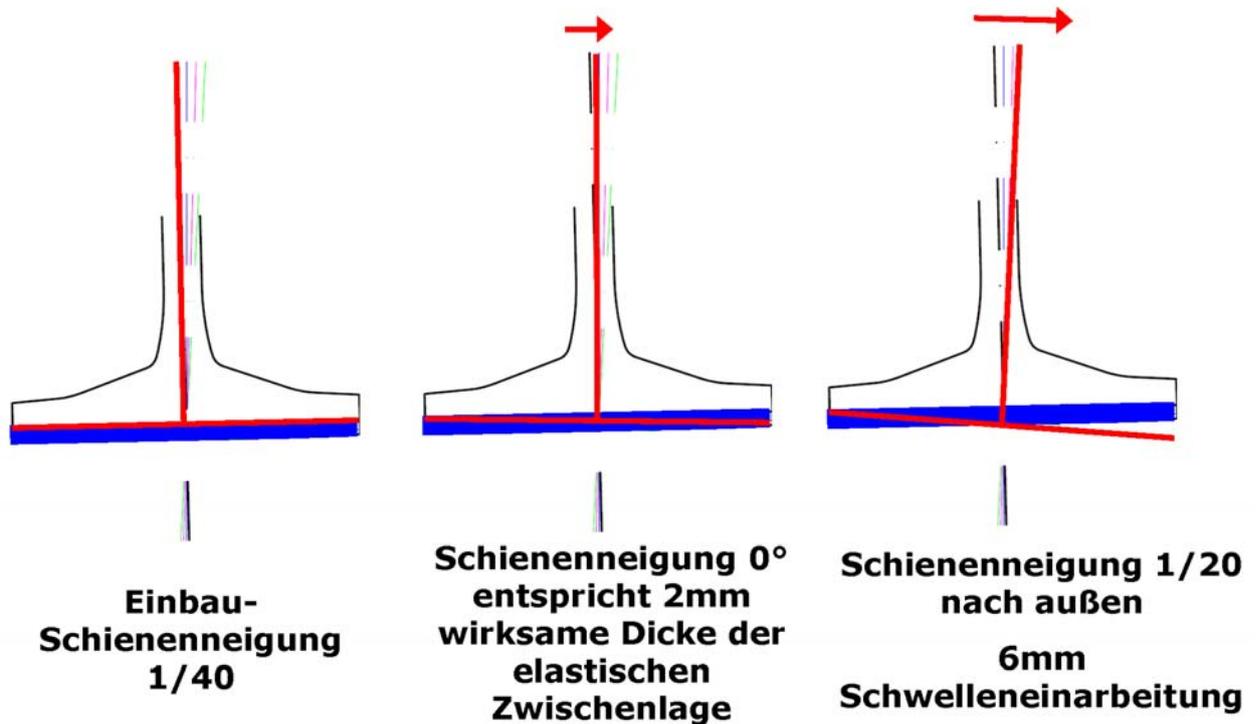


Abb. 2.43: Das Oberbaumesssignal Schienenneigung ermöglicht es in Bögen auf den Verschleißzustand der elastischen Zwischenlagen zu schließen. [36] Im fortgeschrittenen Zustand sind Werte von 1/20 nach außen und mehr möglich.

2.5.2.2 Einseitiger Materialverschleiß

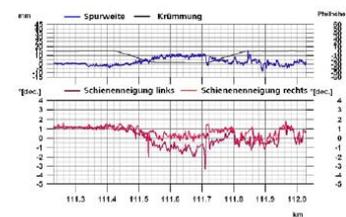
Die Auswertung der Schienenneigung wurde mit dem tatsächlichen Verschleißverhalten der Zwischenlagen vor Ort verglichen (Abb. 2.44). [39, 4] Es konnte nachgewiesen werden, dass der Verschleiß der Zwischenlagen in Bogengleisen einseitig passiert.

Daraus folgt: Mithilfe des Oberbaumesssignals Schienenneigung ist es möglich den Verschleißzustand der Zwischenlagen zu bestimmen. Das Messsignal Schienenneigung wurde folgerichtig in das Gleislagesystem NATAS eingegliedert.

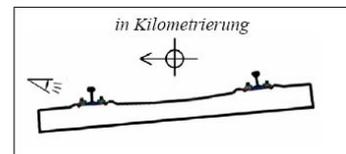


Strecke: 6011
Gleis: 1
km 111,630
Personen:
DI Florian Auer, IS-zentral
Norbert RUF, Anlagenmanager
Datum: 03.05.2006

Auszug Messwagen EM250
Messdatum: 19.10.2005



Anmerkungen:



km 111,630: Foto Zwischenlage 12

Oberbau: 54E2 – lv – Be19a – Skl1 - 600 (1991)

Radius: 483m Überhöhung: 135mm Vmax (VzG): 100km/h

Jährliche Verkehrsbelastung: 8 Mio.t kum. Verkehrsbelastung: 115Mio.t

Abb.2.44: In einer Detailuntersuchung konnte mittels Ausbauten vor Ort belegt werden, dass der Verschleiß der Zwischenlagen einseitig passiert. [32, Anhang 5]

2.5.3 Zeitpunkt zum Tausch der Zwischenlagen

Als letztmöglicher Zeitpunkt zum nachhaltigen Tausch der Zwischenlagen gilt jener Verschleißzustand, bei dem die wirksame Zwischenlagendicke an der äußeren Schienenseite noch 2 mm (Erfahrungswert) beträgt [38].

In Tab 2.1 wurde eine Zuordnung der Zwischenlagenrestdicke zum Schienenneigungssignal erstellt. Beträgt die tatsächliche Schienenneigung 1/40 nach außen ergeben sich für die drei Schienenprofile 49 E1, 54 E2 und 60 E1 „negative Zwischenlagenranddicken, d.h. die Schiene hat sich hier bereits in die Betonschwelle gearbeitet.

Restdicke Zwischenlagenrand in Abhängigkeit der gemessenen Schienenneigung														
Profil	Fußbreite	Schienenhöhe	1/40	1/80	1/160	0	- 1/160	- 1/80	- 1/40	- 1/20	- 1/10	Tangens	Schienenneigung	
60 E1	150 mm	172 mm	6	4.1	3.2	2.3	1.3	0.4	-1.5	-5.3	-12.8	mm	Restdicke Zw	
54 E2	125 mm	151 mm	6	4.4	3.7	2.9	2.1	1.3	-0.3	-3.4	-9.6	mm	Restdicke Zw	
49 E1	125 mm	149 mm	6	4.4	3.7	2.9	2.1	1.3	-0.3	-3.4	-9.6	mm	Restdicke Zw	

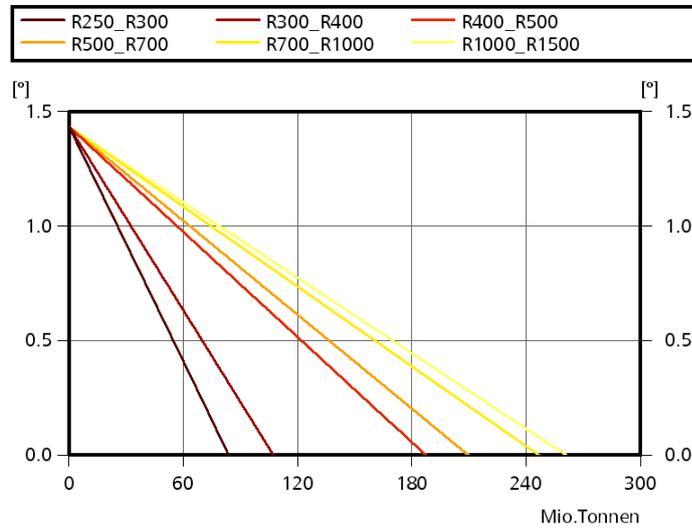
*) Ausgangsdicke der Zwischenlagen: 6mm

Tab. .2.5: Wirksame Zwischenlagendicke an der Außenseite in Relation zur Schienenneigung

2.5.4 Verschleißraten der Zwischenlagen

2.5.4.1 EVA-EPDM-Zwischenlagen

Abb. 2.45 zeigt das Ergebnis der statistischen Verschleißuntersuchung, untersucht wurden hier nur

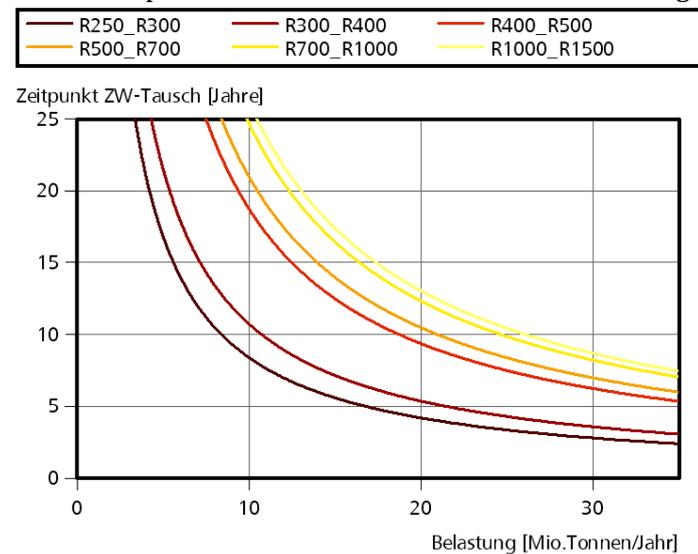


die bogeninneren Standard-EVA-EPDM-Zwischenlagen in Bogengleisen mit dem Schienenprofil 60 E1. Zwischenlagen im Außenstrang verschleifen tendenziell etwas langsamer, vor allem in Bögen, in denen die mittlere Geschwindigkeit deutlich kleiner als die der Überhöhung zugrunde liegenden ist (v.a. in Ausfahrtsbögen von Bahnhöfen).

Abb. 2.45: Die Standard-EVA-EPDM-Zwischenlagen verschleifen in Bögen abhängig von der Verkehrsbelastung und vom Bogenradius. [36]

Ausgehend von der Ausgangsschienenneigung 1/40 (entspricht $1,43^\circ$) nimmt die Schienenneigung abhängig vom Bogenradius und der Verkehrsbelastung stetig ab. In Bogengleisen mit $300\text{ m} < R < 400\text{ m}$ ist die Schienenneigung 0° nach ca. 100 Mio. Gesamtbruttotonnen erreicht.

Den Zeitpunkt des Zwischenlagentausches zeigt Abb. 2.46. Dem Diagramm liegt ein Tauschzeitpunkt bei 2 mm wirksamer Dicke zugrunde. So müssen in 300 m bis 400-m-



Bogengleisen auf der Südbahn (ca. 20 Mio. Gesamtbruttotonnen pro Jahr) die Zwischenlagen bereits nach 6 Jahren getauscht werden.

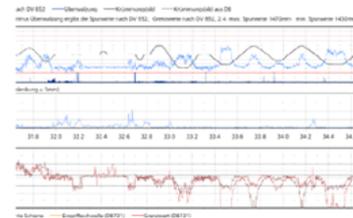
Abb. 2.46: Der Zeitpunkt des Zwischenlagentausches der EVA-EPDM-Zwischenlagen ist vom Bogenradius und der Verkehrsbelastung abhängig. [36]

Der Verschleiß der Zwischenlagen ist jedoch nicht nur von der Belastung abhängig. So zeigen Zwischenlagen unter einer Straßenbrücke auf der Pyhrnbahn einen geringeren Verschleiß (Abb. 2.47) [40, Anhang 6].

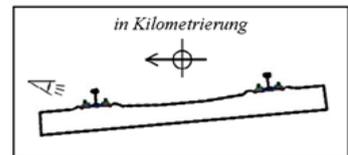


Strecke: 3043
 Gleis: 1
 km 33,115
 Personen:
 DI Florian Auer, IS-zentral
 Ernst Röck, Bahnmeister
 Datum: 29.03.2006

Auszug Messwagen EM250
 Messdatum: 18.05.2005



Anmerkungen:
 Die Zwischenlagen zeigen unter der
 Straßenbrücke einen geringeren
 Verschleiß.

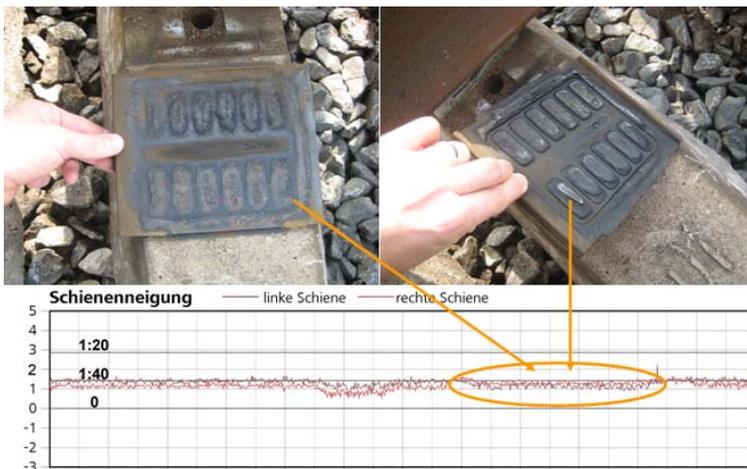


Übersichtsfoto Untersuchungsstelle km 33,115
 Oberbau: 54E2 - Iv - 19a - Skl1 - 600 (1992)
 Radius: 370,00m Überhöhung: 134mm Vmax (VzG): 100km/h
 Jährliche Verkehrsbelastung: 8,5Mio.t kum. Verkehrsbelastung: 119Mio.t

Abb. 2.47: Der thermische Einfluss auf den Verschleiß von Zwischenlagen zeigt sich im Bereich unter einer Straßenbrücke. Der Zwischenlagenverschleiß ist hier etwas geringer. [38, Anhang 6]

2.5.4.2 Zwischenlagen aus Gummi

Im Gegensatz zur Verschleißauswertung der EVA-EPDM-Zwischenlagen muss bei der Verschleißuntersuchung der Gummizwischenlagen (Zw 700 der Fa. Semperit) auf einzelne Bogengleise zurückgegriffen werden, in denen schon vor Jahren versuchsweise weiche Zwischenlagen eingesetzt wurden (Abb. 2.48 und Abb. 2.49).

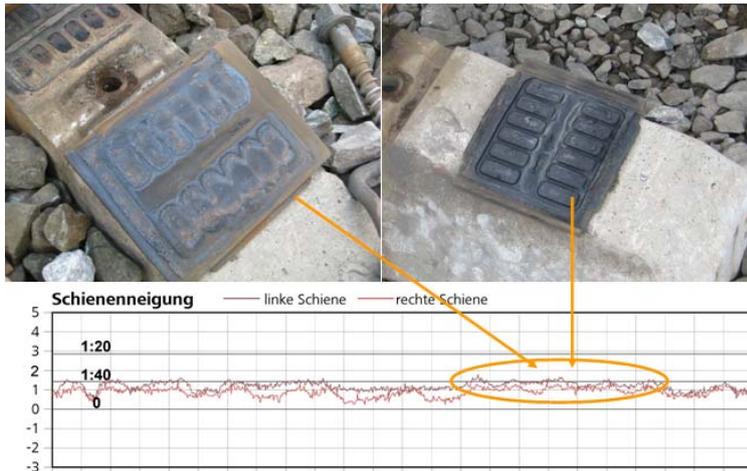


4014 Attnang-Salzburg km 276,15 – km 276,93 Gleis 1

R = 425 m, D = 150 mm, V = 100 km/h 20 MGTpa

Messdatum: 13.5.2009 – Verkehrsbelastung ca. 160 MGT

Abb. 2.48: Beispiel für ausgebauten Zwischenlagen der Type Zw 700



8132 St, Michael – S. Veit km 271,3 – km 271,9 Gleis 2
 R = 288 m, D = 110 mm, V = 70 km/h 10 MGTpa
 Messdatum: 14.4.2008 – Verkehrsbelastung ca. 70 MGT

Abb. 2.49: Beispiel für ausgebaute Zwischenlagen der Type Zw 700

Die Schienenneigung lässt in beiden Fällen nur einen kleinen einseitigen Verschleiß erkennen. Die Standzeiten der weichen Zwischenlagen sind hochgerechnet um den Faktor 3 länger.

2.5.4.3 Zwischenlagenversuchsabschnitt Scheifling - Mariahof

Versuchsaufbau siehe Pkt. 1.4.6.5

Die Zwischenlagen im Versuchsabschnitt Scheifling – Mariahof sind derzeit 3 Jahre im Einsatz. Die Versuchsdauer ist noch zu kurz um langfristige Verschleißraten berechnen zu können. Es kann nur eine grobe Tendenz abgeleitet werden, nach der die weicheren Zwischenlagen auch ein günstigeres Verschleißverhalten zeigen. Die Ergebnisse decken sich damit mit den Untersuchungen in 2.5.4.1 und 2.5.4.2.

2.5.5 Materialuntersuchungen

Mießbacher [41] hat Materialuntersuchungen an ausgebauten EVA-EPDM-Zwischenlagen angestellt. Er kommt zur Kenntnis, dass der Zwischenlagenverschleiß in Bögen mehrheitlich durch eine mechanische Überbeanspruchung entsteht.

2.5.6 Schlussfolgerungen

Die Führungskraft Y verursacht in Bögen neben Abnützungen am Schienenfußrand infolge der erhöhten Kantenpressungen auch einen Verschleiß an den Rändern der Zwischenlagen. Durch den Lastangriff in Höhe der Fahrkante wirkt auf die Schiene ein Biegemoment. Dieses ist in Gleisbögen meist größer als das maximale Rückstellmoment je Stützpunkt. Die Schiene kippt nach außen und überträgt das eingebrachte Moment mittels Torsion an die benachbarten Stützpunkte. Ein Gleichgewicht ist hergestellt, wenn das eingebrachte aktive Moment gleich groß ist wie die Summe der aktivierten passiven Momente in den Stützpunkten.

Die Schienenkopfauslenkung ist bei der Anwendung von steifen Zwischenlagen geringer als bei weichen Zwischenlagen, jedoch verursacht die (geringere) Kippung bei steiferen Zwischenlagen höhere Kantenpressungen. Dies ist die Ursache dafür, dass harte Zwischenlagen tendenziell geringere Standzeiten aufweisen als weiche Zwischenlagen.

Damit ist in Gleisbögen aus Verschleißgründen der Einsatz von weichen Gummizwischenlagen (Zw 700 bzw. Zw 900) zu empfehlen. Bei den ÖBB wird derzeit als Standardzwischenlage eine 7 mm starke Gummivariante mit einer statischen Steifigkeit von $c_{\text{stat}} = 85 \text{ kN/mm}$ (Fa. Semperit) eingesetzt.

In engen Bogengleisen empfiehlt sich zusätzlich der Einbau der Spannklemme Skl 28. Diese weist eine höhere Niederhaltekraft auf und wirkt damit bei größeren Kopfauslenkungen kippstabilisierend.

Die Ergebnisse konnten theoretisch und messtechnisch belegt werden.

2.6 Seitlicher Verschleiß an der Schienenbefestigung

In Bogengleisen wird der Schienenfuß aufgrund der Querkräfte bogenaußen und bogeninnen nach außen gedrängt (Spreizvorgang) und berührt unter Belastung seitlich die Rippe der Rippenplatte (K-Befestigung) bzw. die Winkelführungsplatte (W-Befestigung). Die seitlichen Stöße in Kombination mit den durch Traktions- und Bremskräfte verursachten Längsbewegungen der Schiene führen zu seitlichem Verschleiß an den Kontaktpartnern Rippenplatte bzw. Winkelführungsplatte.

Zur statistischen Ermittlung dieses Verschleißbildes ist es notwendig entweder die Einarbeitungen von Hand zu messen (ressourcenintensiv) bzw. auf messtechnische Grundlagen, am besten des Oberbaumesswagens, zurückzugreifen. Das Signal Schienenfußabstand wird derzeit jedoch noch nicht abgespeichert, auf eine statistische Auswertung dieses Signals muss daher verzichtet werden (Pkt. 2.6.1).

Zu großer Verschleiß an der Schienenbefestigung kann unter Umständen zu Sicherheitsproblemen führen. Diese punktuellen Schadstellen lassen sich mit einer speziellen Auswertung des Spurweitensignals ableiten (Pkt. 2.6.2)

2.6.1 Schienenfußabstand

Es wird mittels Oberbaumesswagen EM 80 und EM 250 das Schienenprofil abgetastet und daraus u.a. die Schienenneigung ermittelt. Derzeit fehlt in der Auswertung die Berechnung des Schienenfußabstands. Dieser ist jedoch wichtiger Parameter um fortgeschrittene Einarbeitungen des Schienenfußes in die Rippenplatte bzw. die Winkelführungsplatte zu ermitteln. Abb. 2.50 zeigt die detektierte Schienenprofilpaarung einer Stelle des Gleises mit einer großen seitlichen Einarbeitung in der Rippenplatte.

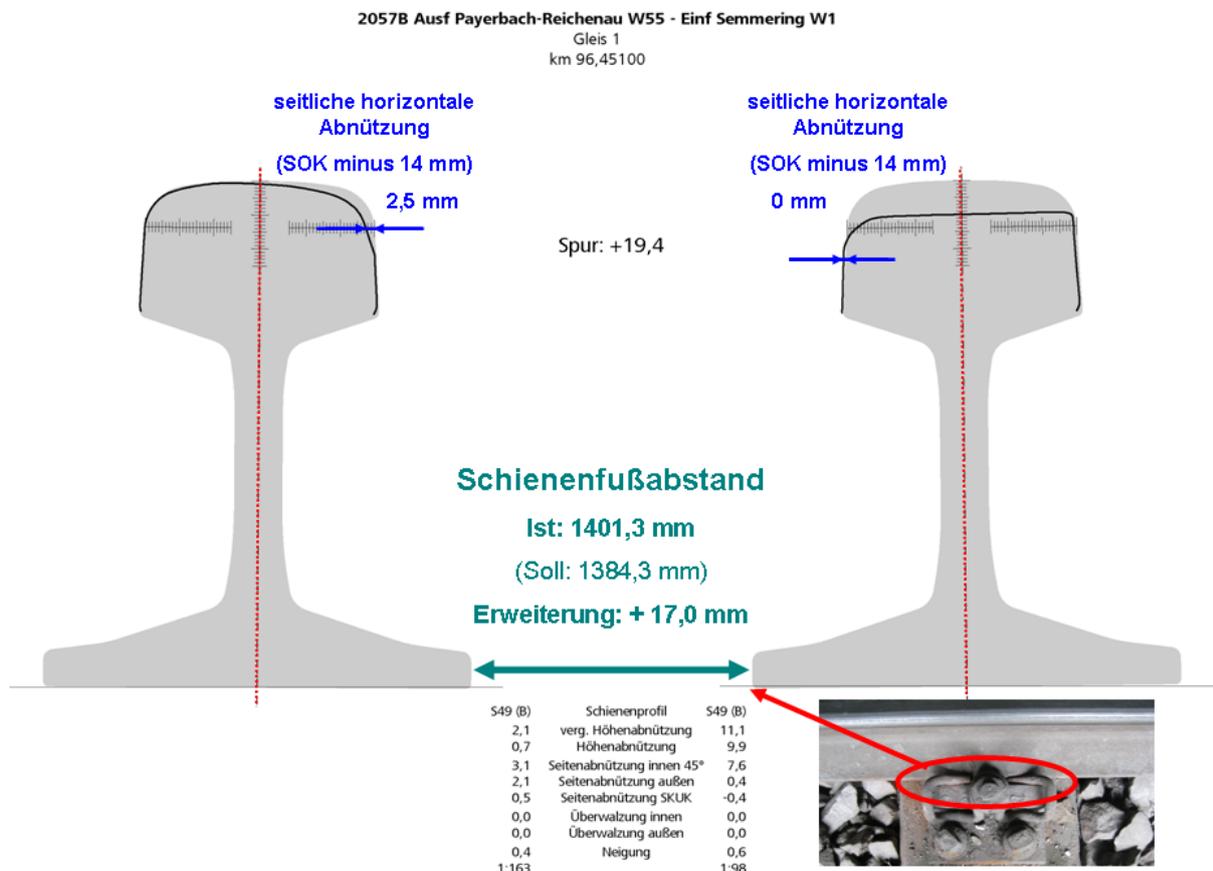


Abb. 2.50: Bei den Schienenprofilauswertungen auf den Oberbaumesswagen der ÖBB wird der für den seitlichen Verschleißgrad maßgebliche Parameter Schienenfußabstand derzeit noch nicht berechnet. Dieser Wert wäre für die Instandhaltungsplanung speziell in Gleisbögen hilfreich.

Das Spurweitensignal ist nicht in der Lage den Verschleißzustand abzubilden, da die Spurerweiterung auch von einer Fehl-Schienenneigung bzw. von einem seitlichen Schienenverschleiß herrühren könnte. Der Schienenfußabstand hat jedoch gegenüber dem Ausgangszustand bereits um plus 17 mm zugenommen.

Fazit:

Es ist zu empfehlen, den Schienenfußabstand als weiteren Verschleißparameter im Oberbaumesswagen zu detektieren und in der Datenbank abzulegen. Damit wäre es möglich die seitlichen Verschleißraten beispielsweise der Winkelführungsplatte auszuwerten.

Auf eine statistische Ermittlung der Verschleißraten muss aus diesen Gründen in dieser Arbeit verzichtet werden.

2.6.2 Detektion von Schadstellen

Entsprechend Pkt. 2.5.1 wird derzeit der Schienenfußabstand als Oberbaumesssignal nicht ermittelt. Zur Hebung der Sicherheit ist es aber notwendig, fortgeschrittene Schadstellen der Schienenbefestigung zu detektieren.

Meist tritt bei schadhafter Schienenbefestigung der Fall auf, dass zwar ein seitlicher Anschlag für den Schienenfuß noch besteht, die Funktion des Niederhaltens der Schiene aber gestört ist. (Pkt. 1.3.3.1). In diesem Fall muss die Schiene die fehlende Niederhaltekraft über eine Kombination aus Verdrillung und seitliches Ausweichen (Durchbiegung um z-Achse) ausgleichen (Abb. 2.51).

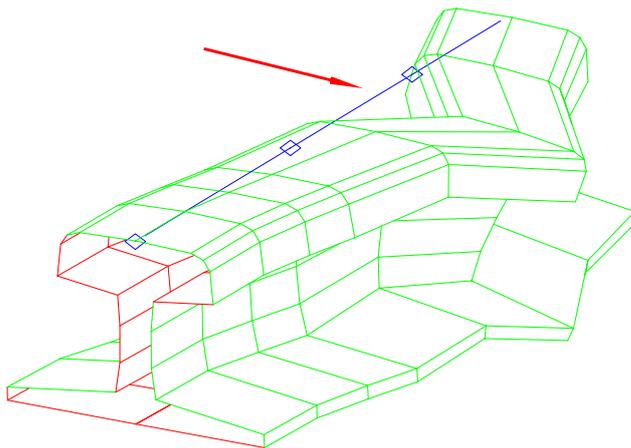


Abb. 2.51: In Bogengleisen mit punktuell fehlender Niederhaltekraft (durch seitliches Einarbeiten des Schienenfußes bzw. durch Bruch der Befestigungsmittel verursacht) muss die Schiene die auftretenden Quer- und Vertikalkräfte mittels Verdrillung und seitliches Ausweichen aufnehmen. Es entstehen punktuelle Spurweitensprünge. [17]

Abb. 2.52 zeigt einen Ausschnitt aus einem der NATAS-Analysesblätter. Im rot umrahmten Bereich ist es an drei Stellen zu Spurweitenvergrößerungen bei gleichzeitig stark negativer Schienenneigung gekommen. Die Stellen wurden vor Ort besichtigt, es wurden Zerstörungen der Winkelführungsplatte festgestellt (entsprechend Pkt 1.5.8)

Bei zerstörter Winkelführungsplatte erfolgt die seitliche Führung des Schienenfußes an der Schwellenschraube. Gegenüber dem Ausgangszustand hat der Schienenfußabstand um 18 mm zugenommen. Das Spurweitensignal wirft bei gering verschlissenen Schienen noch keine Grenzwertüberschreitung aus

Aus den Berechnungen der durch die Befestigungszerstörung ausgelösten seitlichen Schienenverbiegung kann der Anstieg der Spurweite bei gestörter Schienenbefestigung ermittelt werden. Springt die Spurweite innerhalb von 1,5 m von einem Ausgangszustand Spurweite > 1445 mm um mehr als 15 mm, kann mit einiger Sicherheit auf Zerstörungen der Winkelführungsplatte geschlossen werden.

Fazit:

Es ist zu empfehlen neben der Begrenzung der maximalen Spurweite auch die Spurweitenvergrößerung auf 1,5 m (Anstieg in 1,5 m Entfernung nicht größer als 15 mm) zu begrenzen. Potentielle Stellen mit weit fortgeschrittenem Zerstörungsgrad der Schienenbefestigung könnten so lokalisiert werden.

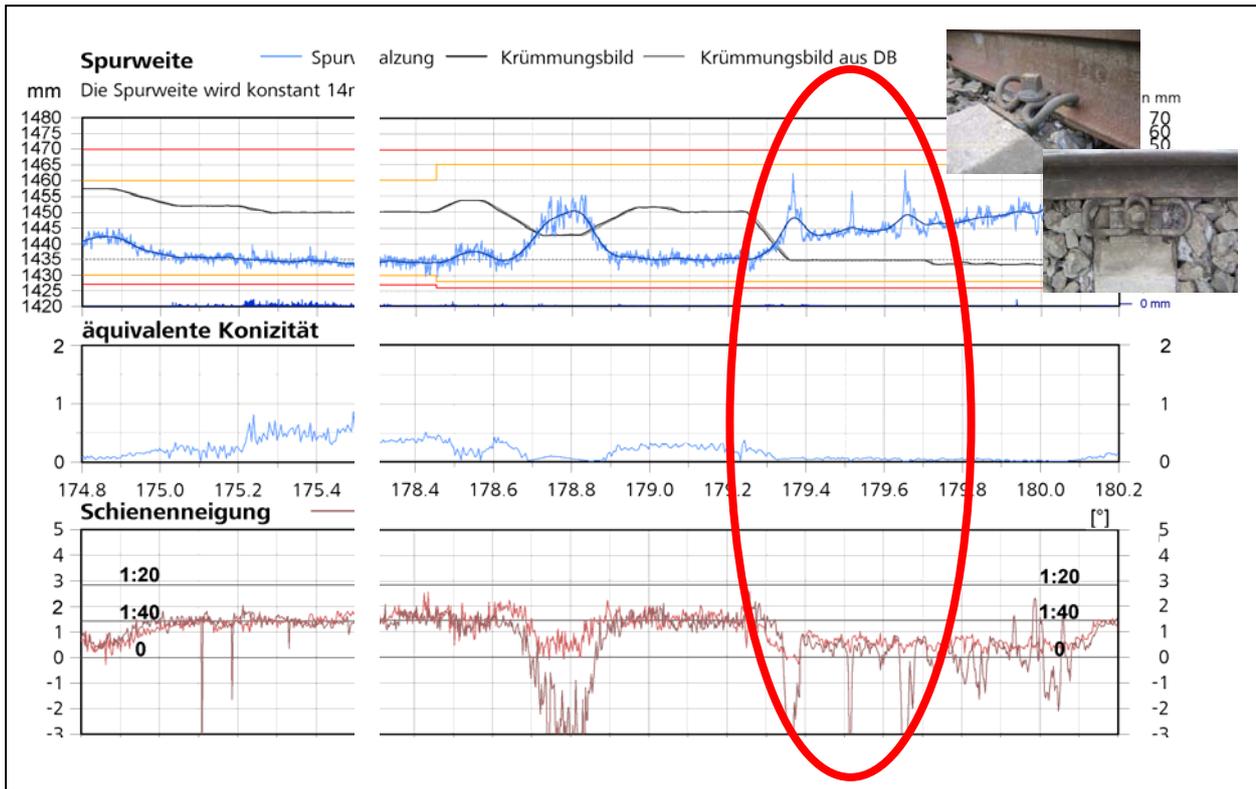


Abb. 2.52: Ausschnitt aus dem Messschrieb eines Bogengleisabschnittes mit drei Stellen mit Zerstörungen der Winkelführungsplatte. Das Fehlen der Winkelführungsplatte führt zu sprunghaften Spurweitenveränderungen.

2.6.3 Schlussfolgerungen

Der Vorteil des Einsatzes von Winkelführungsplatten mit einer gewissen Eigenelastizität wurde in Pkt. 2.5.1.1 erarbeitet. Ein gewisses Maß an seitlicher Verformung des Schienenfußes ist notwendig um die Lateralkräfte auf mehrere Stützpunkte übertragen zu können.

Hinsichtlich der Auswerteroutinen des Oberbaumesssignale besteht bei zwei Themen ein Optimierungspotenzial.

Es ist zu empfehlen, den Schienenfußabstand als weiteren Verschleißparameter im Oberbaumesswagen zu detektieren und in der Datenbank abzulegen. Damit wäre es möglich die seitlichen Verschleißraten beispielsweise der Winkelführungsplatte auszuwerten.

Es ist zu empfehlen neben der Begrenzung der maximalen Spurweite auch die Spurweitenvergrößerung auf 1,5 m (Anstieg in 1,5 m Entfernung nicht größer als 15 mm) zu begrenzen. Potentielle Stellen mit weit fortgeschrittenem Zerstörungsgrad der Schienenbefestigung könnten so lokalisiert werden.

2.7 Schlupfwellenbildung

Bogengleise mit einem Radius $R < 600$ m zeigen häufig das Phänomen der Schlupfwellenbildung an der bogeninneren Schiene. Die Erfahrung zeigt, dass sehr steife Gleiskonstruktionen (unbesohlte Betonschwellen, steife Zwischenlagen) die Bildung der Schlupfwellen begünstigen. Die hohen Beschleunigungen beim Befahren eines schlupfwellenbehafteten Gleisbogens führen zu einem verfrühtem Verschleiß der Schwellen und Befestigungsmittel. Für die Anrainer wirkt sich die mit der Schlupfwellenbildung verbundene zusätzliche Schallabstrahlung mit etwa $+15$ dB_A nachteilig aus.

In diesem Kapitel soll eine Gleiskonstruktion erarbeitet werden, die die Bildung der Schlupfwellen möglichst stark verzögert bzw. gänzlich verhindert.

Dazu werden in Pkt. 2.7.1 theoretische Überlegungen zum Thema Entstehung von Schlupfwellen zusammengefasst.

Gleisverformungsmessungen an (noch) schlupfwellenfreien Bögen dienen zur Evaluierung der Theorien zur Entstehung der Schlupfwellen, diese werden durch weitere Messungen an Gleisbögen mit Schlupfwellen evaluiert (Pkt. 2.7.2).

Mittels Parametervariationen wird der Einfluss der Zwischenlagensteifigkeit auf die Schlupfwellenbildung untersucht (Zwischenlagenversuchsstrecke Scheifling / Stmk., Pkt. 2.7.3).

Das Thema Hohllagenbildung wird in Pkt. 2.7.4 näher untersucht.
Die Ergebnisse werden in Pkt. 2.7.5 zusammengefasst.

2.7.1 Theorien zur Schlupfwellenentstehung

2.7.1.1 Relativbewegung Rad - Schiene

Rießberger hat in seinem Vortrag [42] 1976 erstmals die wellenförmigen Schienenoberflächenfehler an bogeninneren Schienen als Schlupfwellen bezeichnet und damit auf den Umstand hingewiesen, dass für den Entstehungsmechanismus Relativbewegungen zwischen Rad und Schiene eine entscheidende Rolle spielen.

2.7.1.2 Schwingungserscheinungen an den Rädern

Die radseitigen Schwingungserscheinungen hat Stephanides [17] wie folgt zusammengefasst:

Der Eisenbahnratsatz ist ein selbsterregungsfähiges Schwingungssystem.

Bei einem Lauf des Radsatzes am Gleis können durch den Radsatz folgende Selbsterregungsmechanismen wirksam werden:

- Wendebewegungen aufgrund von Rollradiendifferenzen Δr , die den Radsatz zu einem Wellenlauf bzw. in Bögen zu einem Aufklettern und anschließenden kinematischen Abrollen veranlassen.
- Berührungspunktssprünge (insbesondere im Bogenlauf) wobei keiner der beiden Berührungspunkte eine ausreichende quasistationäre Gleichgewichtslage darstellt. Aus der Literatur ist bekannt, dass beim Auftreten von Schlupfwellen (auf der Fahrfläche der Innenschiene) der Spurkranz des bogenäußeren (führenden) Rades am Schienenkopf anläuft und dass der Berührungspunkt hin und her pendeln kann; häufig verbunden mit dem Auftreten von zwei Berührungspunkten.
- Schlupfunterschiede bzw. Schlupfkraftsättigung, die zu Reibschwingungen führen. (Spurkranzberührung im Bogen)

Als gesichert kann unterstellt werden, dass die Radsätze bogenbedingt zu Biege- und Torsionsschwingungen angeregt werden. Bekannt ist auch, dass bei gleichzeitigem Auftreten von Biege- und Torsionsschwingungen oft Kombinationsschwingungen auftreten mit den Frequenzen $f_{\text{Biegung}} \pm f_{\text{Torsion}}$ auftreten. Die Biegeformen enthalten Torsionskomponenten und umgekehrt (Abb. 2.53). [17]

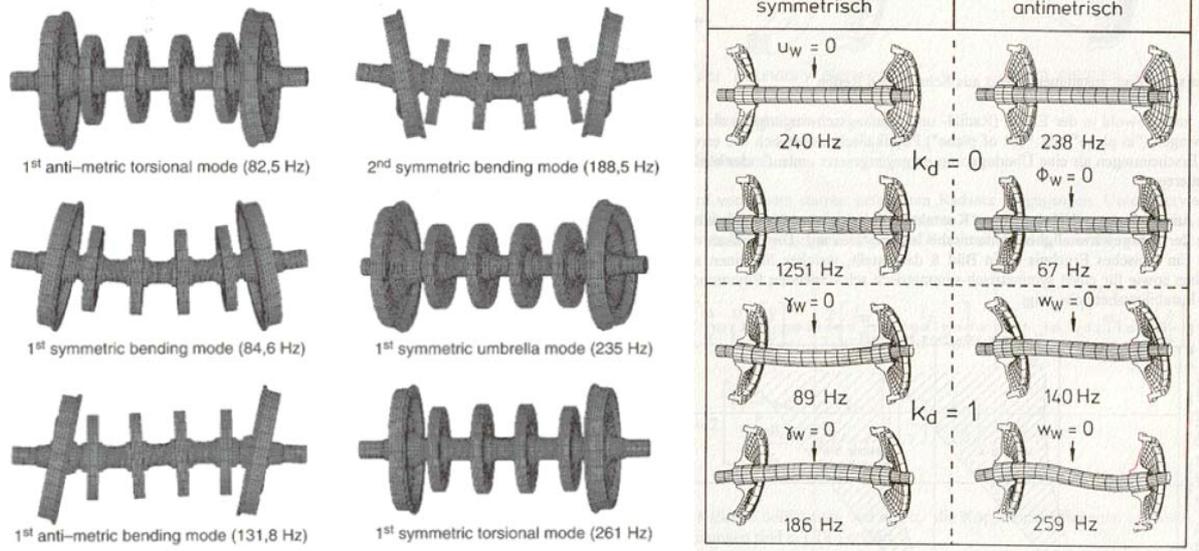


Abb. 2.53: In Bogengleisen treten an den Radsätzen Biege- und Torsions-Eigenfrequenzen auf [17]

Bei Schlupfwellen-Untersuchungen im Brixental im Juli 2001 wurden für die Lokomotive der Bauart 1044 folgende Resonanzen festgestellt [17]:

- Radsatzbiege-Eigenfrequenz $f_{\text{Biegung}} = 80 \text{ Hz}$
- Radsatztorsions-Eigenfrequenz $f_{\text{Torsion}} = 72 \text{ Hz}$

Beide Frequenzen liegen nahe beieinander, die ermittelten Werte stimmen recht gut mit der Literatur überein.

Fazit:

Radsatzbiege- und Torsionseigenfrequenzen bzw. Kombinationen davon treten in Gleisbögen in unterschiedlichsten Variationen auf. Maßnahmen zur Verminderung der Schlupfwellenbildung lassen sich aus der radseitigen Sicht alleine noch nicht erarbeiten. Die Maßnahmen zur Schlupfwellenreduktion sind unter Berücksichtigung der Systemsteifigkeit und der radseitigen Schwingungen vorerst gleisseitig zu suchen.

Ziel ist es nun eine Gleiskonstruktion zu finden, die die radseitigen Schwingungen übertragen kann ohne dass es dabei zur Entstehung von wellenförmigen Fehlern an der Schienenoberfläche infolge des „slip-stick-Effekts“ kommt. Inwieweit sich eine höhere Systemdämpfung positiv oder negativ auswirkt kann damit daraus noch nicht abgeleitet werden.

2.7.1.3 Frequenzgang des Gleises

Für das Fahrzeug/Fahrweg-Verhalten ist der vertikale und horizontale Frequenzgang des Gleises von enormer Bedeutung.

Meinke und Blenkle [43] haben ein FE-Modell entwickelt mit dem es möglich ist Untersuchungen zum Steifigkeitsverhalten von Gleisen anzustellen. Die Untersuchung wurde an einem Betonschwellengleis mit steifen Zwischenlagen durchgeführt.

Die Ergebnisse ihrer Arbeit können wie folgt zusammengefasst werden.

Vertikale Nachgiebigkeit des Gleises

Abb. 2.54 zeigt die Verhältnisse bei variabler Frequenzanregung für den Bereich in Schwellenfachmitte (dunkle Linie) und den Bereich über dem Stützpunkt (hellere Linie). Die Ergebnisse der FE-Untersuchung lassen deutlich drei Resonanzüberhöhungen bei ca. 150, 460 und 1063 Hz erkennen. Bei 150 Hz schwingen Schiene und Schwelle gleichphasig, während sie bei 460 Hz in Gegenphase schwingen.

Die Resonanzüberhöhung bei 150 Hz fällt mit den typischen Schlupfwellenfrequenzen zusammen.

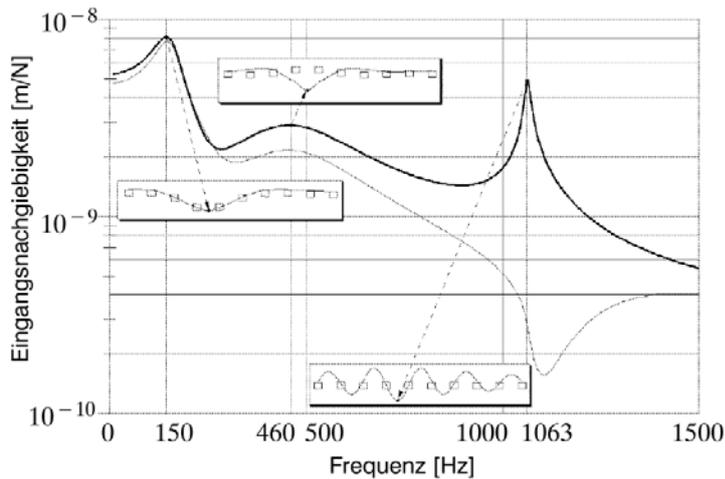


Abb. 2.54: Vertikaler Frequenzgang des Gleises [35]

Fazit:

Das vertikale Frequenzverhalten des Gleises weist eine Resonanzüberhöhung im Frequenzbereich der typischen Schlupfwellenbildung auf. Durch alternative Systemsteifigkeiten ist es möglich, diesen Frequenzgang zu ändern. Es ist daher zweckmäßig Parametervariationen der Systemsteifigkeiten anzustellen und deren Einfluss auf die Schlupfwellenbildung zu untersuchen.

Horizontale Nachgiebigkeit des Gleises

Es treten ebenso in lateraler Richtung Resonanzüberhöhungen auf. Die Resonanzüberhöhungen sind in lateraler Richtung jedoch geringer ausgeprägt als dies in vertikaler Richtung der Fall ist (Abb. 2.55).

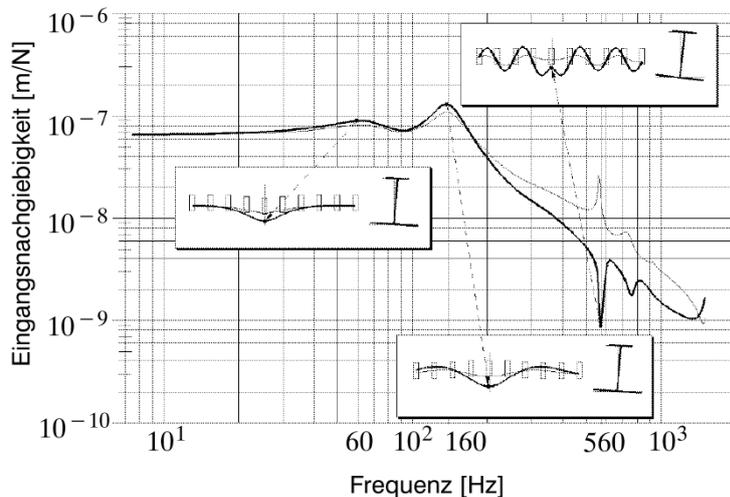


Abb. 2.55: Horizontaler Frequenzgang des Gleises [35]

Bei der niedrigsten Resonanzfrequenz in lateraler Richtung (60 Hz) schwingen Schiene und Schwelle phasengleich, bei der zweiten Resonanzüberhöhung (160 Hz) schwingen Schiene und Schwelle in Gegenphase.

Die erste Resonanzüberhöhung liegt in der Nähe der ersten Biege- und Torsionsschwingungen der Räder. Die zweite Resonanzüberhöhung liegt im Frequenzbereich typischer Schlupfwellen.

Fazit:

Die Resonanzüberhöhungen sind in lateraler Richtung geringer ausgeprägt als in vertikaler Richtung. Der Einfluss auf die Schlupfwellenbildung ist demnach geringer als das vertikale Schwingungsverhalten. Jedoch liegen die ersten beiden Resonanzüberhöhungen in Frequenzbereichen, die einen Einfluss auf die Schlupfwellenbildung erwarten lassen.

Es ist zweckmäßig bei den Parametervariationen auch laterale Einflüsse zu berücksichtigen.

2.7.1.4 Messungen im Brixental 2001 [17]

Eine gute Gelegenheit, die Fahrzeug/Fahrweg-Wechselwirkung beim Befahren eines Versuchsbogens experimentell zu studieren, waren Versuchsfahrten, die anlässlich des gemeinsamen DB AG/ÖBB/SBB – Programms „Laufstabilität Güterwagen“ Anfang Juli 2001 im Brixental durchgeführt wurden.

In Abstimmung mit ÖBB/SBB und dem Institut für Eisenbahnwesen der Universität Innsbruck wurde der in Fachkreisen hinsichtlich Schlupfwellen bekannte Bogen im Brixental ausgewählt, weil in seinem Bogenverlauf eine Stahlbrücke mit schlupfwellenfreiem Gleis lag, wobei der Bogengleisbereich vor und nach der Brücke schlupfwellenbehaftet war (Abb. 2.56).



Abb. 2.56: 2001 fanden im Brixental umfangreiche Untersuchungen zur Schlupfwellenbildung statt. Besonderes Augenmerk wurde dem Gleis auf einer Stahlbrücke geschenkt, Obwohl das Gleis im engen Gleisbogen lag ($R = 280\text{ m}$) waren auf der Stahlbrückenkonstruktion keine Schlupfwellen zu beobachten. [17]

2.7.1.5 Schlupfwellentheorie Stephanides [17]

Stephanides hat die Ergebnisse der Versuchsfahrten in seinem Abschlussbericht [17] zusammengefasst.

Nach seiner These sind Schlupfwellen selbsterregte Schwingungen im System Rad / Schiene (Abb. 2.57), welche durch Schwebungseffekte infolge von Frequenznachbarschaften entstehen.

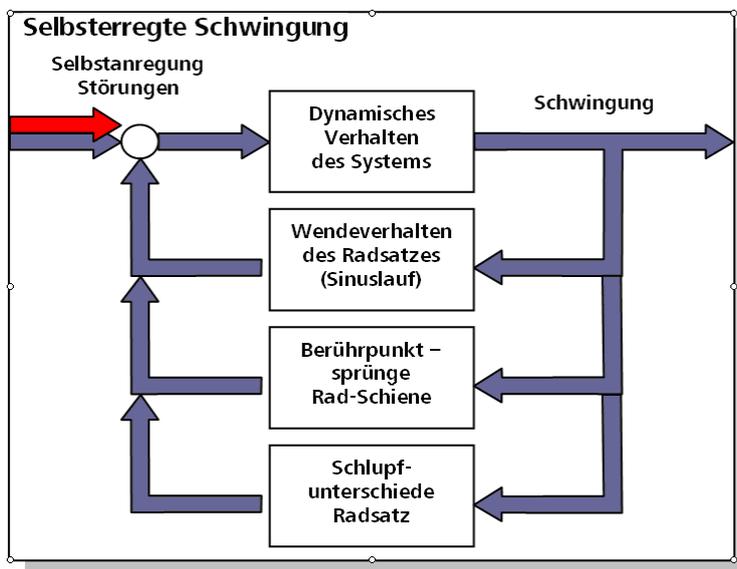


Abb. 2.57: Selbsterregte Schwingungen können im Gleis mehrfach auftreten [17]

Demzufolge kommt es zur Schlupfwellenbildung, wenn bestimmte Eigenschwingungen der Räder (Harmonische von Biege- und Torsionseigenschwingungen) in gewissen Frequenzbereichen auf Resonanzüberhöhungen im Gleis treffen.

Abb. 2.58 zeigt das physikalische Prinzip der Schwebung. Die beiden Teilschwingungen mit den Frequenzen f_1 und f_2 führen zu einer Schwebung mit den Teilfrequenzen $f_{\text{Einhüllende}} = (f_1+f_2)/2$ und $f_{\text{Teilschwingung}} = (f_1-f_2)/2$.

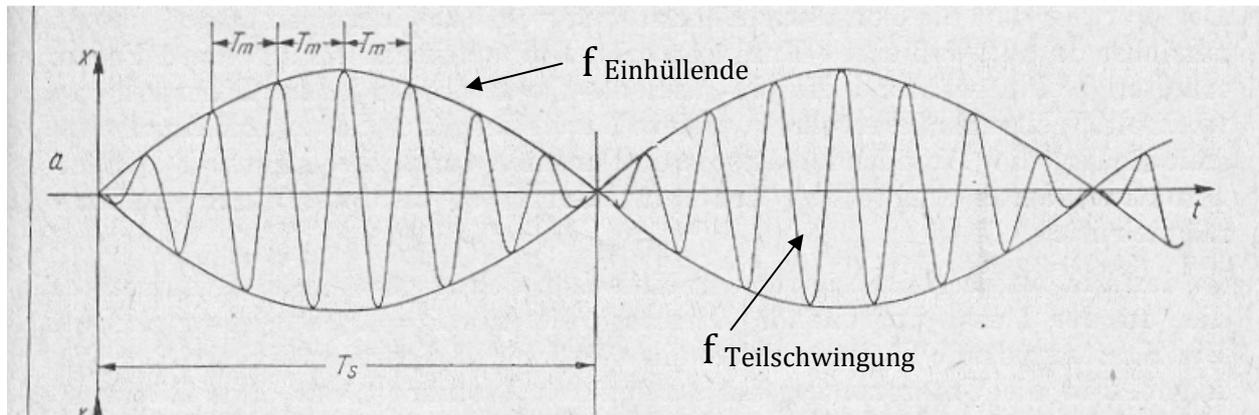


Abb. 2.58: Zwei sinusförmige Schwingungen f_1 und f_2 mit ähnlichen Frequenzen und gleicher Amplitude lösen Schwebungen mit $f_{\text{Einhüllende}} = (f_1+f_2)/2$ und $f_{\text{Teilschwingung}} = (f_1-f_2)/2$ aus. [17]

Im Abschlussbereich wird auf einen weiteren Aspekt hingewiesen. Eine wichtige Rolle bei der Entstehung der Schlupfwellen spielen Hohllagen unter den Schwellen. Diese sind Auslöser für verstärkte Relativbewegungen zwischen Rad und Schiene und fördern die vorhin genannten Schwebungen.

Fazit:

Die These nach Stephanides beschreibt die Vorgänge bei der Schlupfwellenbildung gut, da sie die Schwingungen der Radsätze mit gleiseitigen Schwingungen kombiniert betrachtet und so eine ganzheitliche Beschreibung ermöglicht.

Der These zufolge – die Schlupfwellenbildung entsteht infolge von Frequenznachbarschaften von Rad und Schiene unter dem zusätzlichen Einfluss von Hohllagen unter den Schwellen – kann die Schlupfwellenbildung gehemmt werden, wenn die zwei Teileinflüsse Resonanzüberhöhung im Gleis und Hohllagenbildung geschickt verändert bzw. eliminiert werden.

- Es ist zweckmäßig bei der Systemsteifigkeit Parametervariationen anzustellen und deren Einfluss auf die Schlupfwellenbildung zu untersuchen.
- Es ist eine Gleiskonstruktion zu finden, die die Bildung von Hohllagen unter den Schwellen verhindert.

2.7.2 Entstehung von Schlupfwellen

Es erfolgt in diesem Kapitel eine Evaluierung der in Pkt. 2.7.1 beschriebenen These zur Entstehung von Schlupfwellen.

In Pkt. 2.7.2.1 erfolgt eine Untersuchung, welche Radsätze (Parameter Achslast) die Entstehung von Schlupfwellen verursachen.

In Pkt. 2.7.2.2 werden Ergebnisse der Schienenoberflächenmessung des Oberbaumesswagens EM 250 analysiert. Ziel ist das Auffinden der Schwebungseffekte an der Schienenoberfläche.

In Pkt. 2.7.2.3 werden Untersuchungen zu den Resonanzüberhöhungen im Gleis angestellt.

In Pkt. 2.7.2.4 wird das Zusammenspiel der lateralen Schienenkopfauslenkung mit der vertikalen Schieneneinsenkung analysiert.

In Pkt. 2.7.2.5 wird das Thema Hohllagenbildung unter den Schwellen diskutiert.

2.7.2.1 Verformungsmessungen am schlupfwellenfreien Gleisbogen bei St. Pölten

Ein 214-m-Gleisbogen bei Sankt Pölten zeigt ein Jahr nach Gleisneulage (60 E1 -R 350 HT – LV – HDS – 2*W28 – Zw700 – 600) keine Anzeichen einer Schlupfwellenbildung. Am 15.8.2009 wurden Verformungsmessungen an den Schienen und Schwellen (entsprechend Pkt. 2.5.1.8) vorgenommen. Dabei wurde unter anderem der horizontale und vertikale Weg, den die Schienenkopfmittle relativ

zur Schwelle unter Belastung erfährt, bestimmt. Die Bewegungsanteile aus Vertikaleinsenkung Schiene-Schwelle sowie die lateralen Anteile aus der Horizontalbewegung Schiene-Schwelle und der Schienenkipfung werden in das Bewegungsdiagramm eingezeichnet (Abb. 2.59).

Weg der Schienenoberkante

SOK relativ gegen Schwelle

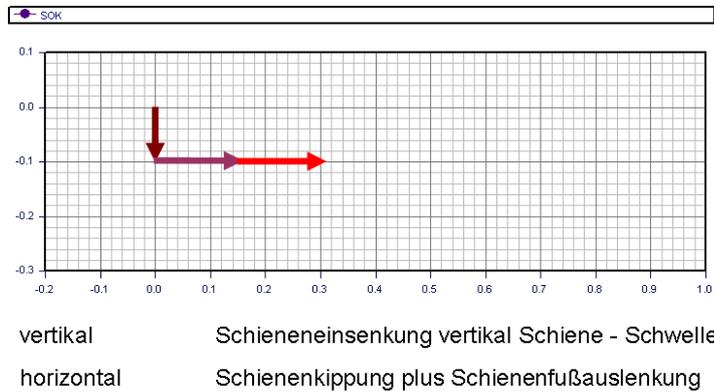


Abb. 2.59: Der relative Weg der Schienenkopfoberkante zur Betonschwelle setzt sich aus drei Bewegungsanteilen zusammen.

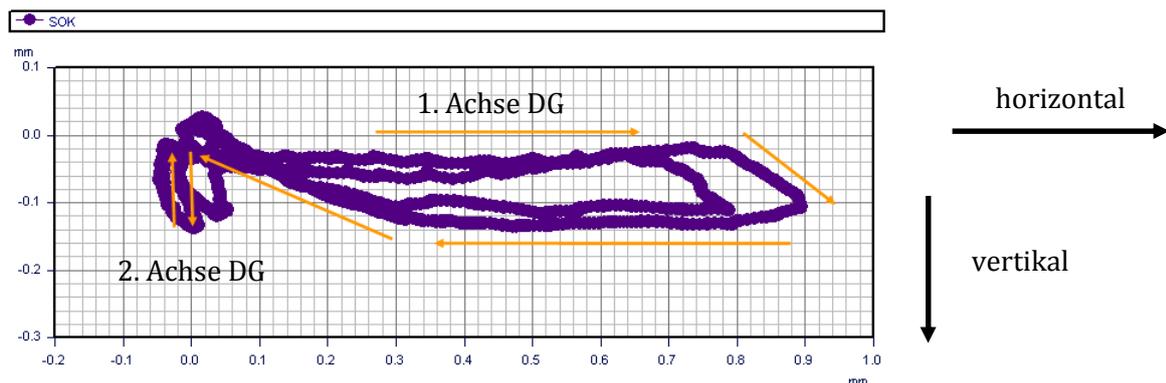
Bei der Verformungsmessung konnten zwei grundsätzlich unterschiedliche Bewegungsmuster festgestellt werden. Es gibt Radsätze, die ohne dynamische Zusatzeffekte, und Radsätze, welche mit Resonanzerscheinungen, den Gleisbogen befahren.

Gleisverformung bei schweren Achsen

Bei Überfahrt von Lokomotiven und schwer beladenen Güterwagen kommt es zu seitlichen Auslenkungen und vertikalen Einsenkungen ohne dynamische Zusatzeffekte. Abb. 2.60 zeigt das Ergebnis der Überfahrt einer Lokomotive der Baureihe 1016/1116. Das jeweils vordere Rad des Drehgestells führt zu seitlichen Schienenkopfauslenkungen von 0,9 mm während das nachlaufende Rad nur vertikale Verformungen verursacht.

Fall 1: Lokomotive 1016/1116

M017 Lokomotive 1016/1116 vorlaufend $V = 58,4 \text{ km/h}$



Seitliche Verformung des Schienenkopfs aufgrund der Querkraft des jeweils vorderen Rades deutlich erkennbar.

Abb. 2.60: HDS-Versuchsbogengleis: Weg der Schienenkopfoberkante bei Überfahrt der 1016/1116.

Fazit:

Schwere Achsen (Lokomotiven, beladene Güterwagen) sind an der Entstehung der Schlupfwellen nicht direkt beteiligt. Die höhere Vertikallast im Berührungspunkt Rad-Schiene verhindert die Ausbildung von resonanzartigen Schwingungen.

Gleisverformung bei leichten Achsen

Manche Achsen zeigen Anzeichen von deutlichen Resonanzerscheinungen. Es betrifft dies vor allem Achsen von unbeladenen Güterwagen. Der Radsatz eines 2-achsigen unbeladenen Güterwagens führt in Abb. 2.61 zu einem resonanzartigen Schwingungsvorgang am Schienenkopf. Die Frequenz beträgt ca. 200 Hz. Der Schienenkopf schwingt dabei sowohl in vertikaler und lateraler Richtung.

Die Biege- und Torsionsschwingungen der Räder sind jedoch bislang zu klein für das Entstehen von Schlupfwellen, die Dosis nicht ausreichend für die Paarung Rad und Schiene der Stahlsrote R 350 HT.

Anmerkung: Die etwas höhere Schlupfwellenfrequenz (üblich sind Werte zwischen 160 Hz und 180 Hz) hat ihren Ursprung in der robusteren Ausführung der Schienenbefestigung. Es sind zwei verstärkte Spannklemmenreihen der Type Skl 28 je Schwelle im Einsatz. Die weichen Gummizwischenlagen der Type Zw 700 werden stärker vorgespannt und die Einfederung verkleinert. Die erste Resonanzüberhöhung im Gleis wurde damit auf 200 Hz angehoben.

Fall 2: Güterwagen unbeladen

M017 sec 11,0 – sec 11,5;

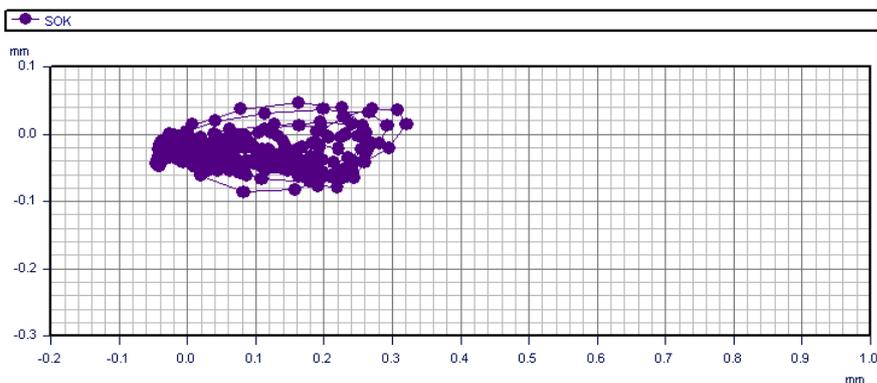


Abb. 2.61: HDS-Versuchsbogengleis: Weg der Schienenkopfoberkante bei Überfahrt eines unbeladenen Güterwagens.

Die unbeladene Achse eines Güterwagens ruft eine dynamische Schienenbewegung (0,3 mm lateral, 0,1 mm vertikal relativ zur Schwelle) im Frequenzbereich von 200 Hz hervor.

Mittels eines Frequenzspektrums ist es möglich die Bewegungsanteile nach ihren Amplituden und Frequenzbereichen aufzuteilen. Weiters wurde ein Frequenzspektrum der Schwelleneinsenkung erstellt (Abb. 2.62).

Ergebnis: Schienenkipfung, seitliche Schienenauslenkung und die mittlere Schieneneinsenkung nehmen die gleichen Größenordnungen ein. Die Frequenzspektren ähneln sich ebenfalls.

Das Frequenzspektrum der Schwelleneinsenkung zeigt die gleichen charakteristischen Wellenlängen.

Fazit:

Bei der Schlupfwellenentstehung spielen leichte Radsätze eine größere Rolle als schwere Radsätze. Der „slip-stick-Effekt“ kann sich bei leichten Radsätzen leichter einstellen.

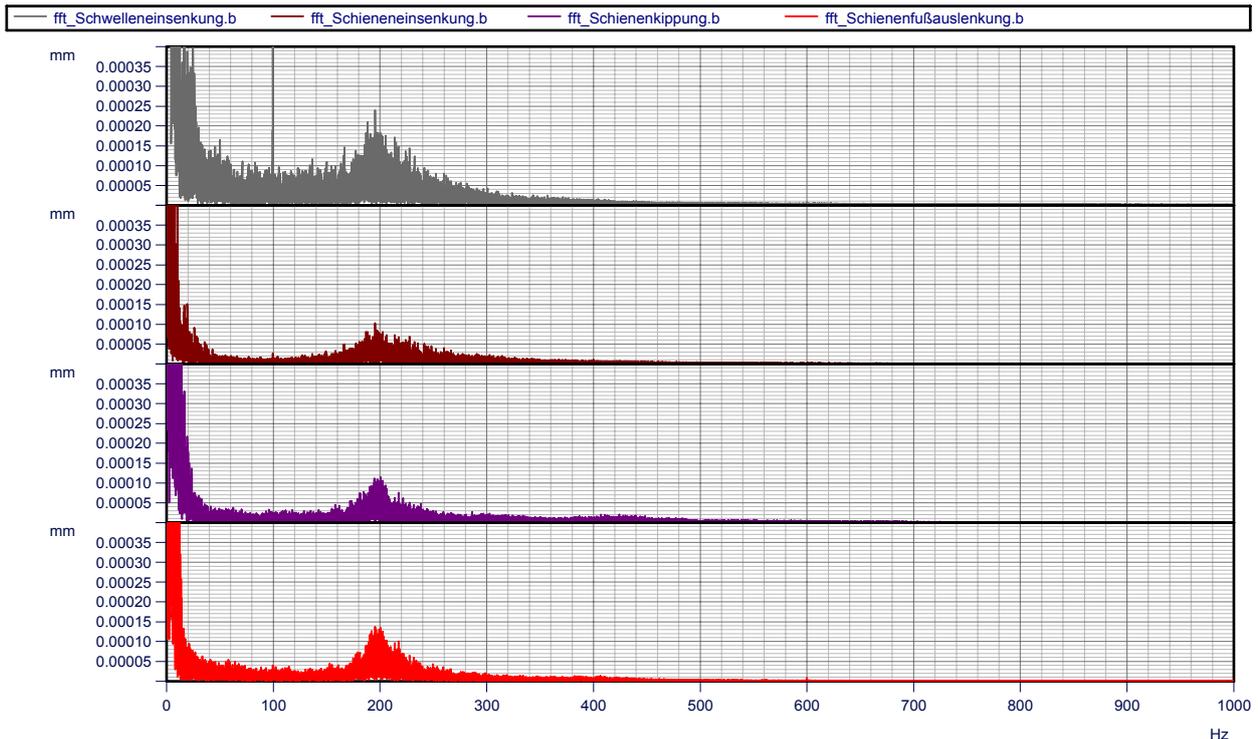


Abb. 2.62: HDS-Versuchsbogengleis: Die Frequenzspektren der Schwelleneinsenkung, Schienenkipfung, seitlichen Schienenauslenkung und mittleren Schieneneinsenkung zeigen Resonanzüberhöhungen im Bereich der Schlupfwellenfrequenz.

2.7.2.2 Messungen der Schienenoberfläche

Messtechnik

Seit dem Start der Messkampagne 2005 ist am Oberbaumesswagen EM 250 ein auf Laser-Distanzmessung basierendes Schienenoberflächenmesssystem („Corrugation-Measurement“) im Einsatz.



Die Schienenoberfläche wird damit in Längsrichtung alle 5 mm abgetastet. Der Messung liegt eine Laser-Distanz-Sehnenmessung mit asymmetrischer Abtastung zugrunde (Abb. 2.63).

Abb. 2.63: Am Oberbaumesswagen EM 250 der ÖBB ist ein Messgerät zur Detektion der Schienenoberflächenwelligkeit aufgebaut. Das System beruht auf einer Laser-Distanz-Sehnenmessung.

Mittels der sogenannten Faktorenmethode ist es möglich, die Daten der Sehnenmessung in unverzerrte Abbildungen umzurechnen.

Über einen Algorithmus wird aus dem ursprünglichen Messsignal alle 25 cm ein Spitze-Spitze-Wert (Filterung entsprechend Dienstbehelf Schienenschleifen DB731 vom 1.5.2005 3cm-30cm) ermittelt und am Messwagen angezeigt bzw. in die Datenbank übernommen. Dieses Signal wird nachfolgend für die Analyse benutzt.

Messergebnisse

Abb. 2.64 zeigt die gemessene Schienenoberfläche in einem Bogengleis mit beginnender Schlupfwellenbildung. Die Wellenlängen der Einhüllenden betragen jeweils ein Vielfaches des Schwellenabstands. Die These der schwebungsbedingten Schlupfwellenbildung kann damit bestätigt werden.

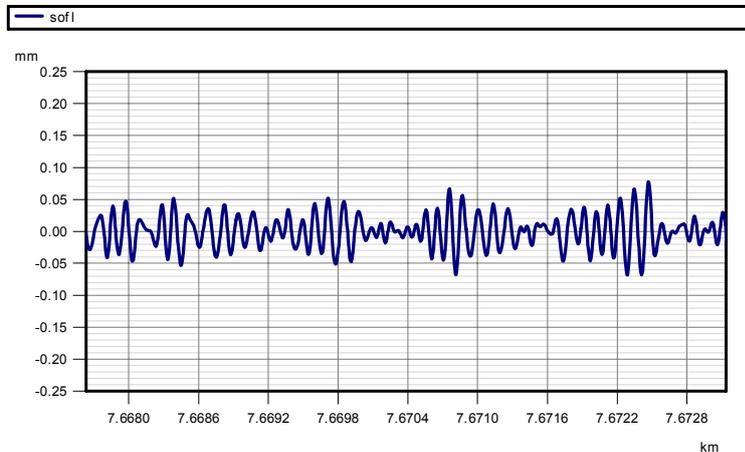


Abb. 2.64: Die Wellenlängen der Schlupfwelleneinhüllenden zeigen zum Entstehungsbeginn die Schwebungseffekte in Vielfachen des Schwellenabstands.

Bei größeren Schlupfwellenamplituden "wachsen" die Wellenberge zusammen. Ab einer mittleren Schlupfwellentiefe von ca. 0,20mm haben sich die einzelnen Schlupfwellen-Amplituden in ihrer Größe angeglichen (Abb. 2.65).

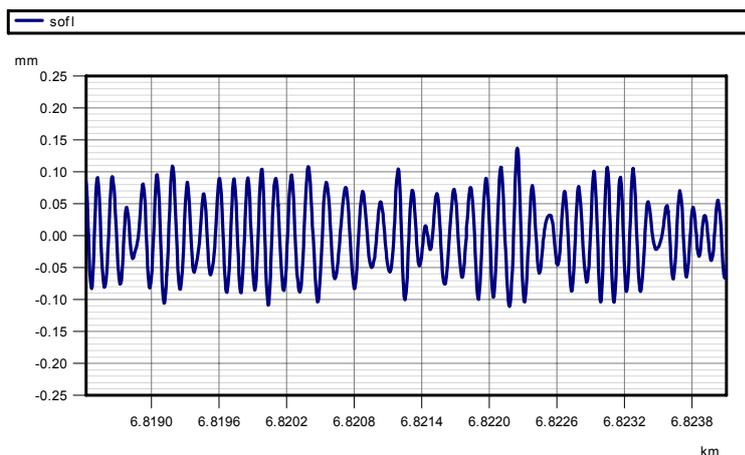


Abb. 2.65: Ab ca. 0,2 mm Schlupfwellenamplitude wachsen die Wellenberge zusammen.

Fazit:

Die These der schwebungsbedingten Schlupfwellenbildung wurde bestätigt.

Sollten Hohllagen am Entstehungsprozess der Schlupfwellen teilhaben, so ist davon auszugehen, dass die Neigung zur Bildung der Hohllagen bei vorhandenen Schlupfwellen weiter zunimmt.

2.7.2.3 Resonanzüberhöhungen

Die in Pkt. 2.7.1.5 angeführte These – gleisseitige Resonanzüberhöhungen führen mit radseitigen Schwingungen zu Schwebungen und damit zur Schlupfwellenbildung – wird hier untersucht.

Dazu wurden an 25 verschiedenen Punkten des ÖBB-Netzes Beschleunigungsmessungen an den Schwellenköpfen durchgeführt. Nachfolgend werden die Ergebnisse der FFT –Analyse von einzelnen Zugüberfahrten angeführt. [44, Anhang 7]

An allen Gleisen mit Schlupfwellenbildung treten im Schwellenkopfbereich Beschleunigungen im Frequenzbereich der Schlupfwellen auf (Abb. 2.66).

Das heißt im Umkehrschluss: Schwebungseffekte können sich nur dann ausbilden, wenn die Unterschwellung mit derselben Frequenz mitschwingt. Das Reaktionsverhalten der Schiene auf dynamische Beanspruchungen der Räder verursacht bei üblichen Rahmenbedingungen alleine noch keine Schlupfwellenbildung.

Scheifling – Enger Bogen, steife Zwischenlagen

Ein typisches Frequenzspektrum des Schwellenkopfs (bei einer Zugüberfahrt) zeigt Abb. 2.66. Das Bogengleis wurde mit steifen Zwischenlagen ausgestattet und weist eine fortgeschrittene Schlupfwellenbildung auf. Die Resonanzüberhöhung im Frequenzbereich von 140 - 200 Hz tritt klar hervor.

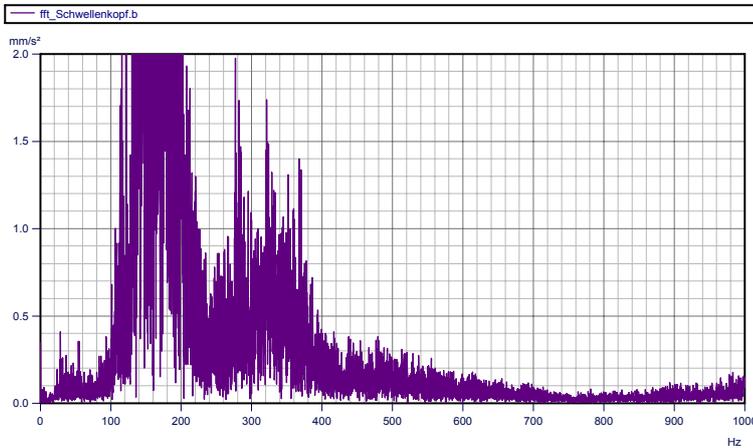


Abb. 2.66: Frequenzspektrum eines typischen schlupfwellenbehafteten Schwellenkopfs

Hst Rennweg – FF Gleistragplatte ÖBB-PORR

Den Beweis für die These von Stephanides liefert ein enger Bogen in Fester Fahrbahn in der Haltestelle Rennweg. Der auch von Feichter [43] untersuchte Bogen weist im Bereich der Gleistragplatte System ÖBB-PORR Schlupfwellen mit einer Wellenlänge von 25 cm bzw. mit einer Frequenz von 60 Hz auf. Die Konstruktion dämpft Schwingungen mit einer Frequenz $f > 80$ Hz. Im typischen Schlupfwellenfrequenzbereich von 140 - 200 Hz liegt keine Resonanzüberhöhung vor, die Schlupfwellen können sich demnach nicht in diesem sonst üblichen Frequenzbereich ausbilden. In diesem Fall sind die ersten Biege- und Torsionsschwingungen der Radsätze Auslöser für die Bildung der langwelligigen Schlupfwellen (Abb. 2.67).

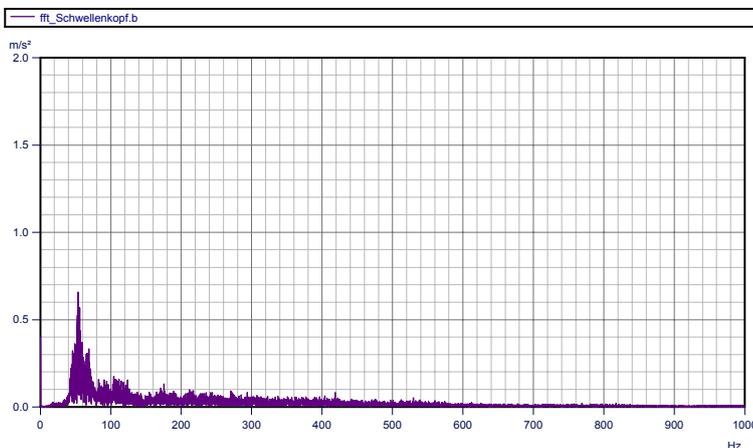


Abb. 2.67: Bei der Festen Fahrbahn – Type Gleistragplatte ÖBB-PORR werden keine vertikalen Schwingungen auf der Gleistragplatte im Frequenzbereich $f < 80$ Hz gemessen. Die Schlupfwellenfrequenz beträgt hier 60 Hz.

Fazit:

Es konnte belegt werden, dass zur Bildung von Schlupfwellen eine gleisseitige Resonanzüberhöhung im Frequenzbereich der Schlupfwellen notwendig ist.

2.7.2.4 Verhältnis Schienenkippen und Schieneneinsenkungen im Bereich von Schlupfwellen

Bislang wurde nur das vertikale Verhalten bei der Schlupfwellenbildung untersucht. In diesem Kapitel soll nun auch auf das Kippverhalten der Schienen eingegangen werden. Dazu werden nachfolgend die Ergebnisse von zwei Messungen vor Ort analysiert.

Bogengleis bei Scheifling – weiche Zwischenlagen (Abschnitt Nr. 3)

Abb. 2.68 zeigt die gemessene (mittlere) Schieneneinsenkung und Schienenkipfung der bogeninneren Schiene des Versuchsabschnitts „A3“ (siehe Pkt. 1.4.6.5) bei Überfahrt eines Personenzugs. Es ist ersichtlich, dass die 4 Radsätze der Lokomotive (1016/1116) zu keinen nennenswerten dynamischen Schwingungen führen. Die leichteren Radsätze des Personenwagens zeigen Schwingungen im Frequenzbereich der Schlupfwellen. Die Anregung der Radsätze führen zu Schwingungen, welche gleisseitig sowohl im Signal Schieneneinsenkung als im Signal Schienenkipfung (bezogen auf Schienenfußbreite) erkennbar sind.

Eine FFT-Analyse der beiden Signale zeigt, dass Schienenkipfung und Schieneneinsenkung im gleichen Frequenzspektrum und mit ähnlicher Intensität schwingen (Abb. 2.69).

Fazit: Bei der Bildung von Schlupfwellen spielt neben der dynamischen vertikalen Schieneneinsenkung auch die dynamische Kippung der Schiene eine entscheidende Rolle.

Die Ergebnisse konnte auch an anderen Abschnitten evaluiert werden. [37]

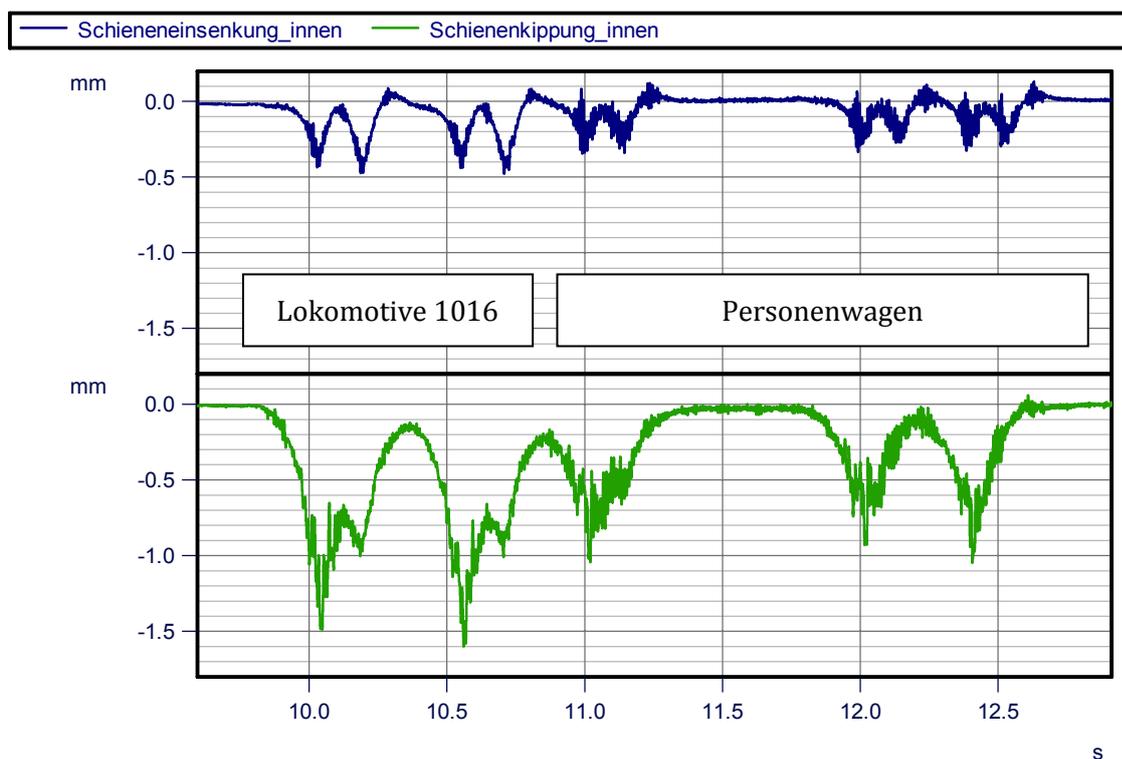


Abb. 2.68: Gemessene Schieneneinsenkung und Schienenkipfung im Bereich des Versuchsabschnitts A3. Deutlich wird hier, dass die Schlupfwellenbildung an unbeladenen bzw. leichten Achsen beginnt.

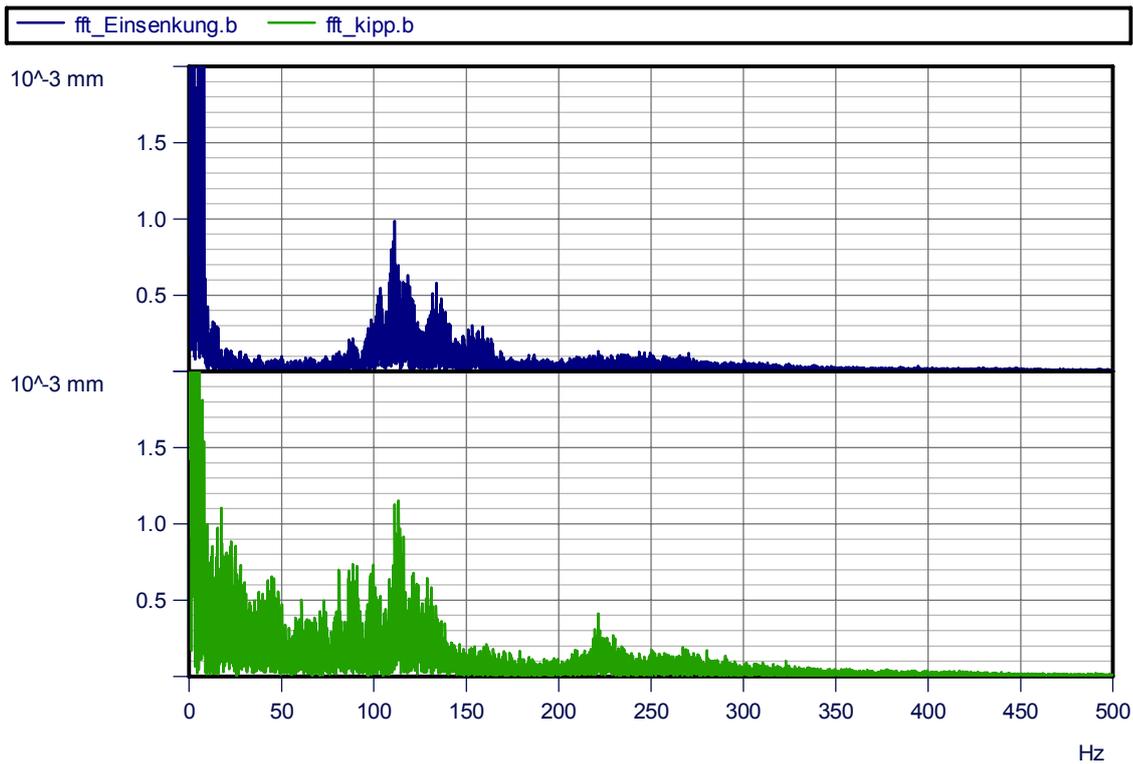


Abb. 2.69: FFT-Analyse der in 2.51 angeführten Signale

Hst Rennweg – Feste Fahrbahn System hochelastischer Stützpunkt

Einen Sonderfall bei den Messungen nimmt ein Bogen in der Hst Rennweg ein. Im Bereich der Festen-Fahrbahn-Type Hochelastischer Stützpunkt (nicht der Abschnitt Gleistragplatte ÖBB-PÖRR) sind die Werte der dynamischen Schienenkipfung größer als die der schlupfwellenbedingten Vertikaleinsenkungen (Abb. 2.70).

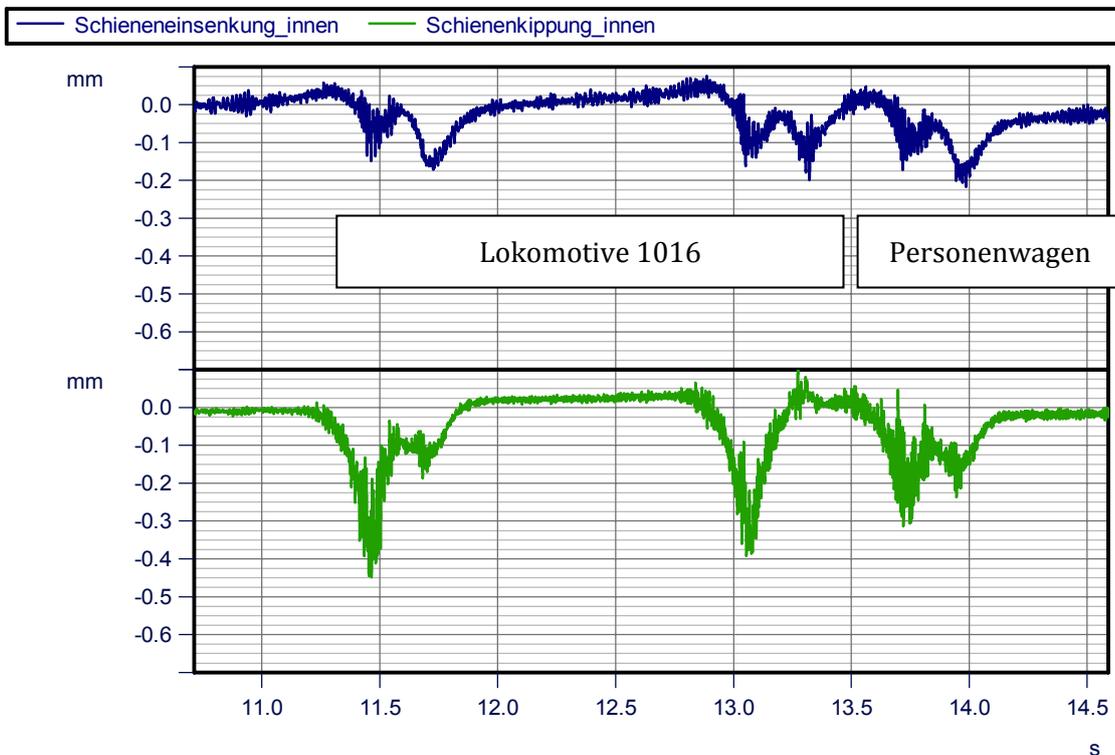


Abb. 2.70: Gemessene Schieneneinsenkung und Schienenkipfung im Bereich einer Festen Fahrbahn bei der Hst Rennweg. Die Schienenkipfung ist hier größer als die mittlere Schieneneinsenkung

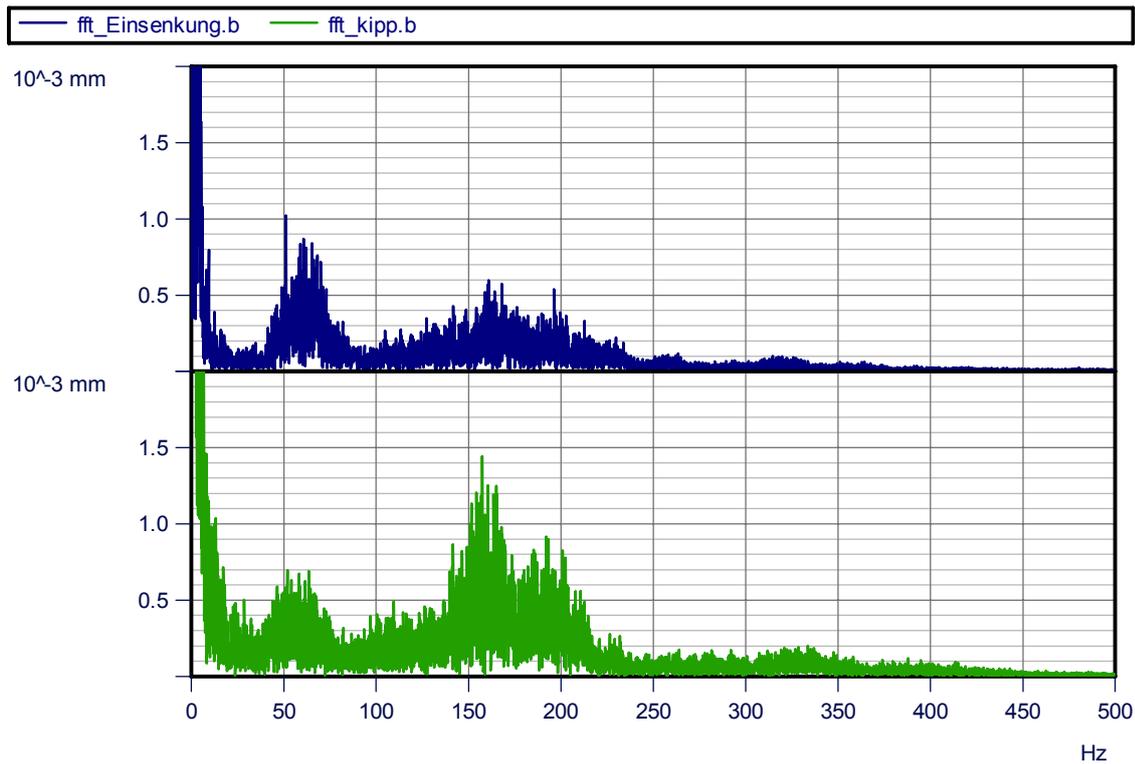


Abb. 2.71: FFT-Analyse der in 2.53 angeführten Signale

Bei der Entstehung der Schlupfwellen ist hier davon auszugehen, dass die Kippung der Schiene einen größeren Einfluss aufweist als die Vertikaleinsenkung (Abb. 2.71).

Abb. 2.72 bestätigt diese Annahme. An der Schienenoberfläche sind laterale Materialverschiebungen erkennbar.

Bei der Dimensionierung der Schienenbefestigung ($R = 214 \text{ m}$) wurde zu wenig auf die Schienenkipfung geachtet. Die Kombination Skl 12 - Zw 700 weist hinsichtlich Schlupfwellenbildung Optimierungspotenzial auf.

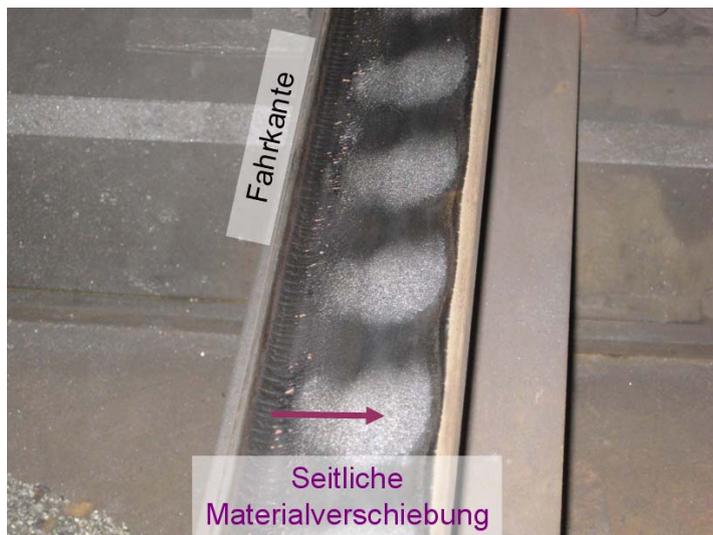


Abb. 2.72: Die Schienenoberfläche auf der Festen Fahrbahn bei der Hst Rennweg (Hochelast. Stützpunkt) spiegelt den Einfluss der Schienenkipfung bei der Schlupfwellenbildung wider.

Fazit:

Bei der Entstehung von Schlupfwellen spielen auch laterale Bewegungen der Schiene („Schienenkippen“) eine wesentliche Rolle. Das Schienenkippen ist deshalb zu begrenzen. Gleichzeitig ist die Zwischenlage zur Entkopplung des Rad-Schiene-Kontaktes von der Unterschwellung möglichst weich zu gestalten. Die Begrenzung der Schienenkipfung kann dann durch eine stärkere Niederhalte kraft der Spannklemme erreicht werden.

2.7.2.5 Hohllagen

Stephanides hat den Einfluss von Hohllagen bei der Entstehung von Schlupfwellen beschrieben. [17] Nach seiner Theorie startet die erste Schlupfwellenbildung im Bereich von Hohllagen unter den Schwellen.

Gleisverformungsmessungen im Netz der ÖBB zeigen, dass bei unbesohnten Betonschwellen sehr häufig partielle Hohllagen unter den Schwellenköpfen auftreten (s.a. Pkt. 2.4.1.3). Das Thema Einfluss der Hohllagen auf die Schlupfwellenbildung wird nachfolgend in Pkt. 2.7.4 tiefer behandelt.

2.7.3 Einfluss der Zwischenlagensteifigkeit auf die Schlupfwellenbildung

Auf der Strecke Scheifling nach Mariahof/Stmk. - diese ist über große Abschnitte mit gleichbleibenden Radien von 280 m trassiert - wurde 2006 eine Versuchsstrecke mit 22 verschiedenen Zwischenlagen eingerichtet.

Nachfolgend werden Untersuchungen hinsichtlich des Einflusses der Zwischenlagensteifigkeiten auf Amplitude, Frequenz der Schlupfwellen sowie der am Oberbaumesswagen detektierten Achslagerbeschleunigungen (im Oberbaumesswagen) angestellt.

2.7.3.1 Versuchsaufbau Zwischenlagenversuchsstrecke Scheifling - Mariahof
siehe Pkt. 1.5.6.4

2.7.3.2 Zwischenlagensteifigkeiten

Es wurden die Zwischenlagensteifigkeiten des Versuchsabschnittes Scheifling-Mariahof sowohl statisch als auch dynamisch bei 5 Hz bestimmt. Tab. 2.6 zeigt die Ergebnisse der Messung.

Prüfbericht / Test report Physik - Labor

Artikel: Article	Muster der OEGB	Kunde: Customer	OEGB, Florian Auer
Spezifikation: Specification	DBS 918 235	Datum: Date:	16.06.2009
Auftragsnummer: Order number	22668	Prüfer: Tester:	Marc Kaufmann

Ergebnisse / Results

	stat.Steifigkeit zw. 18 - 68 kN	dyn.Steifigkeit zw. 18 - 68 kN bei 5 Hz
	Probe 01/02/03	
Muster 1 / A 18	450/538/520 kN/mm	bei SGW nicht messbar
Muster 2 / A 1	58 / 56 / 54 kN/mm	84 kN/mm
Muster 3 / A 3	57 / 55 / 54 kN/mm	79 kN/mm
Muster 4 / A 5	63 / 55 / 61 kN/mm	129 kN/mm
Muster 5 / A 9	77 / 75 / 77 kN/mm	110 kN/mm
Muster 6 / A 21	79 / 72 / 76 kN/mm	99 kN/mm
Muster 7 / A 12	95 / 77 / 76 kN/mm	144 kN/mm
Muster 8 / A 13	89/ 101/ 93 kN/mm	156 kN/mm
Muster 9 / A 14	78 / 98 / 95 kN/mm	146 kN/mm
Muster 10 / A17	77 / 87 / 88 kN/mm	207 kN/mm
Mustert 12 / A 7	159/120/118 kN/mm	200 kN/mm
Muster 13 / A 22	119/119/117 kN/mm	255 kN/mm
Muster 14 / A 2	61 / 58 / 62 kN/mm	79 kN/mm
Muster 15 / A 10	82 / 61 / 59 kN/mm	85 kN/mm
Muster 16 / A 19	140/ 98/105 kN/mm	181 kN/mm
Muster 17 / A 11	102/169 / 89 kN/mm	180 kN/mm
Muster 18 / A 8	135/110/117 kN/mm	167 kN/mm
Muster 19 / A 20	112 /91/ 94 kN/mm	160 kN/mm
Muster 20 / A 4	66 / 97 / 93 kN/mm	129 kN/mm
Muster 21 / A 15	244/229/220 kN/mm	300 kN/mm
Muster 22 / A 16	211/241/243 kN/mm	273 kN/mm
Muster ?	100/134/136 kN/mm	218 kN/mm

Tab. 2.6: Zwischenlagensteifigkeiten im Versuchsabschnitt Scheifling-Mariahof

Im Versuchsabschnitt kamen damit größtenteils weichere Zwischenlagentypen zur Anwendung.

2.7.3.3 Schlupfwellenamplitude, Schlupfwellenfrequenz

Messtechnik

Das am Oberbaumesswagen EM 250 installierte Messsystem zur Detektion der Schienenoberflächenwelligkeit wurde in Pkt. 2.7.2.2 vorgestellt.

Frequenzanalyse

Die Zwischenlagen wurden im Oktober 2006 eingebaut und die Schienenoberfläche mittels Schienenschleifen auf ein gleiches Ausgangsniveau gebracht.

Am 27.3.2009 (knapp 6 Monate nach dem Einbau der Versuchsstrecke) wurde im Zuge der regulären Oberbauinspektion eine Oberbaumessfahrt durchgeführt. Danach wurden die charakteristischen Schlupfwellen-Wellenlängen (und damit die Resonanzüberhöhungen) der einzelnen Versuchsabschnitte mittels einer FFT berechnet. Die Ergebnisse wurden den Zwischenlagensteifigkeiten zugeordnet und danach ein Vergleich angestellt. [44, Anhang 8]

Es zeigt sich, dass der Schlupfwellenfrequenzbereich (Frequenzbereich der Resonanzüberhöhung) mit bestimmten Zwischenlagen in gewissem Maß verschoben werden kann. Auch die Schlupfwellenamplituden (die Größe der Einhüllenden ist ein Maß für die Amplitude) variieren teilweise stark.

Abb. 2.73 zeigt das gefilterte Schlupfwellen-Frequenzspektrum (peaks wurden entfernt) des Abschnitts A 10. Hier wurde bspw. eine deutliche Frequenzverschiebung festgestellt.

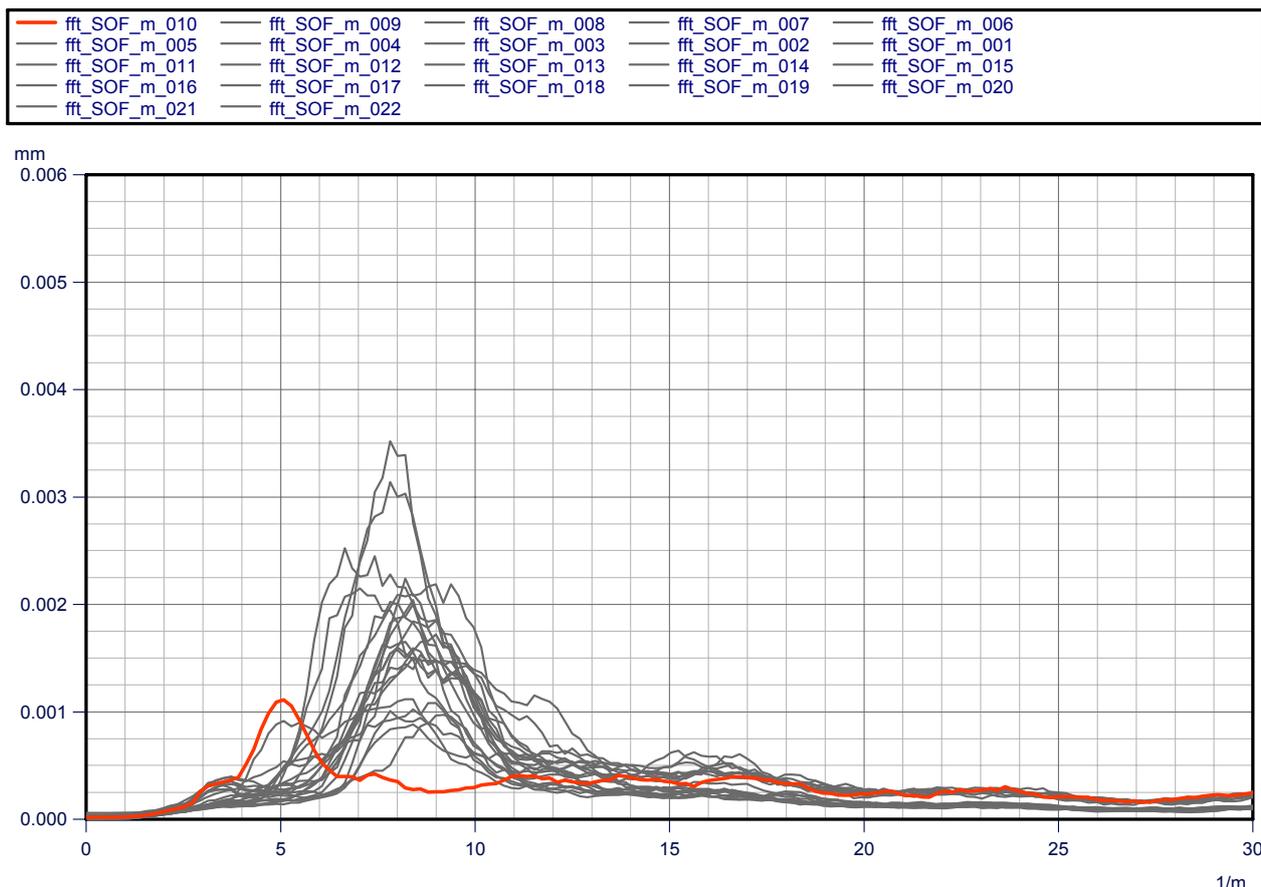


Abb. 2.73: Das Schlupfwellen-Frequenzspektrum im Versuchsabschnitt A 10 zeigt eine deutliche Frequenzverschiebung der Schlupfwellen.

Fazit:

Zwischenlagensteifigkeiten haben einen großen Einfluss auf die Schlupfwellenbildung. Dies gilt für das Frequenzspektrum und die Amplituden.

Abb. 2.74 zeigt das ungefilterte Frequenzspektrum des Abschnitts A 10. Im Bereich von 63 Hz (3,1 1/m bei 70 km/h -> 63 Hz) ist eine Spitze erkennbar. Dies könnte zwei Gründe haben: Möglicherweise wurde die erste Eigenfrequenz der Radsätze der Lokomotive 1016/1116 angeregt, diese liegt in diesem Bereich. Die berechnete Wellenlänge beträgt hier 62 cm und liegt damit nur unweit des Schwellenabstandes.

Beide Fälle sind unerwünscht.

Im Abschnitt A 10 wurden Zwischenlagen (Spezialpolymer) mit einer besonderen Federkennlinie eingesetzt. Die Zwischenlagen zeigen nur eine sehr geringe dynamische Versteifung.

Die Frequenzspektren der restlichen 21 Zwischenlagen finden sich in Anhang 8.

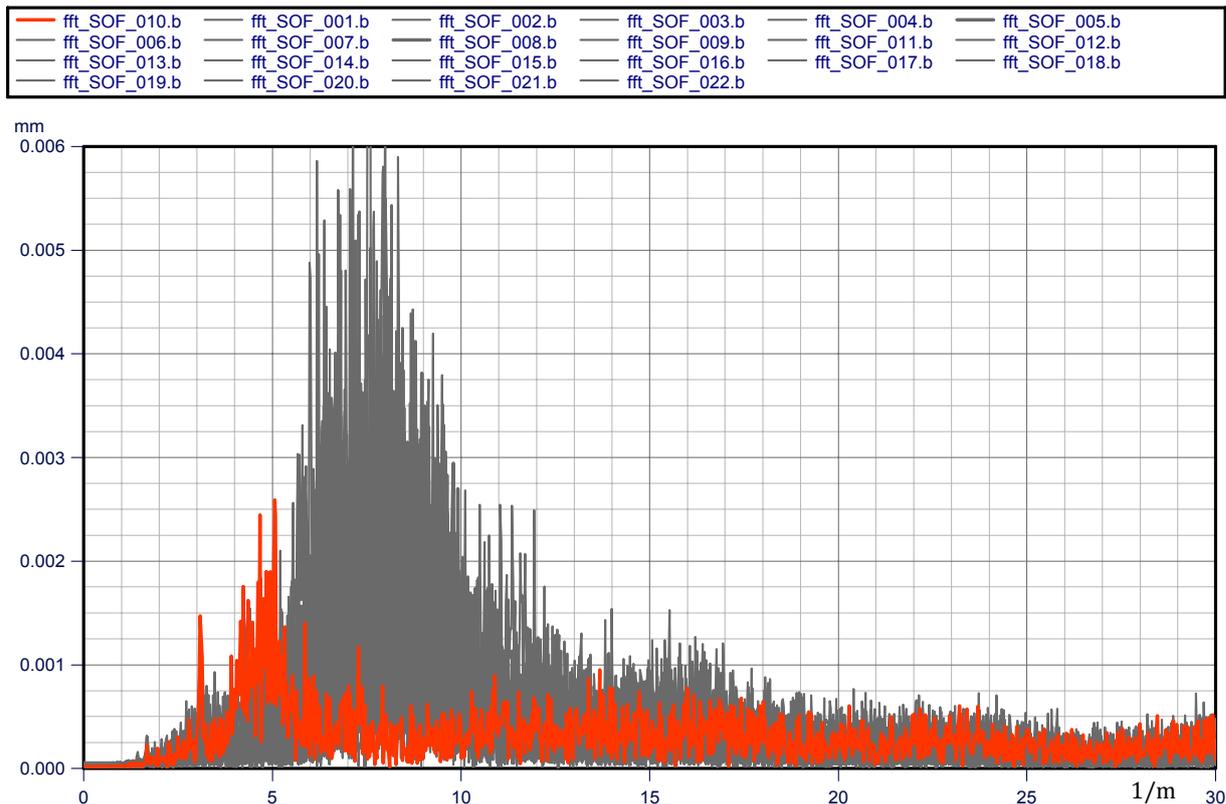


Abb. 2.74: Ungefiltertes Schlupfwellen-Frequenzspektrum des Abschnittes „A10“

Abb. 2.75 zeigt den Zusammenhang statische Steifigkeit der Zwischenlage zu charakteristischer Schlupfwellen-Frequenz. Die meisten Schlupfwellen-Frequenzen liegen in einem Bereich von 160 – 180 Hz. Es lässt sich keine klare Korrelation zur statischen Steifigkeit ablesen. Die Abschnitte mit den kleinsten Frequenzen liegen tendenziell im Bereich geringer statischer Steifigkeit.

In Abb. 2.76 ist der Zusammenhang der dynamischen Steifigkeit der Zwischenlage zur charakteristischen Schlupfwellen-Frequenz dargestellt. Die beiden Abschnitte, die zu einer Frequenzverschiebung kleiner 150 Hz (größere Schlupfwellen-Wellenlängen) geführt haben weisen beide eine sehr geringe dynamische Steifigkeit auf.

Fazit:

Die dynamische Steifigkeit ist ein besseres Ordnungssystem für die Beschreibung des Verhaltens von Zwischenlagen hinsichtlich Schlupfwellenbildung als die statische Steifigkeit.

Die Ergebnisse sind auch in Tab 2.7 tabellarisch aufgelistet.

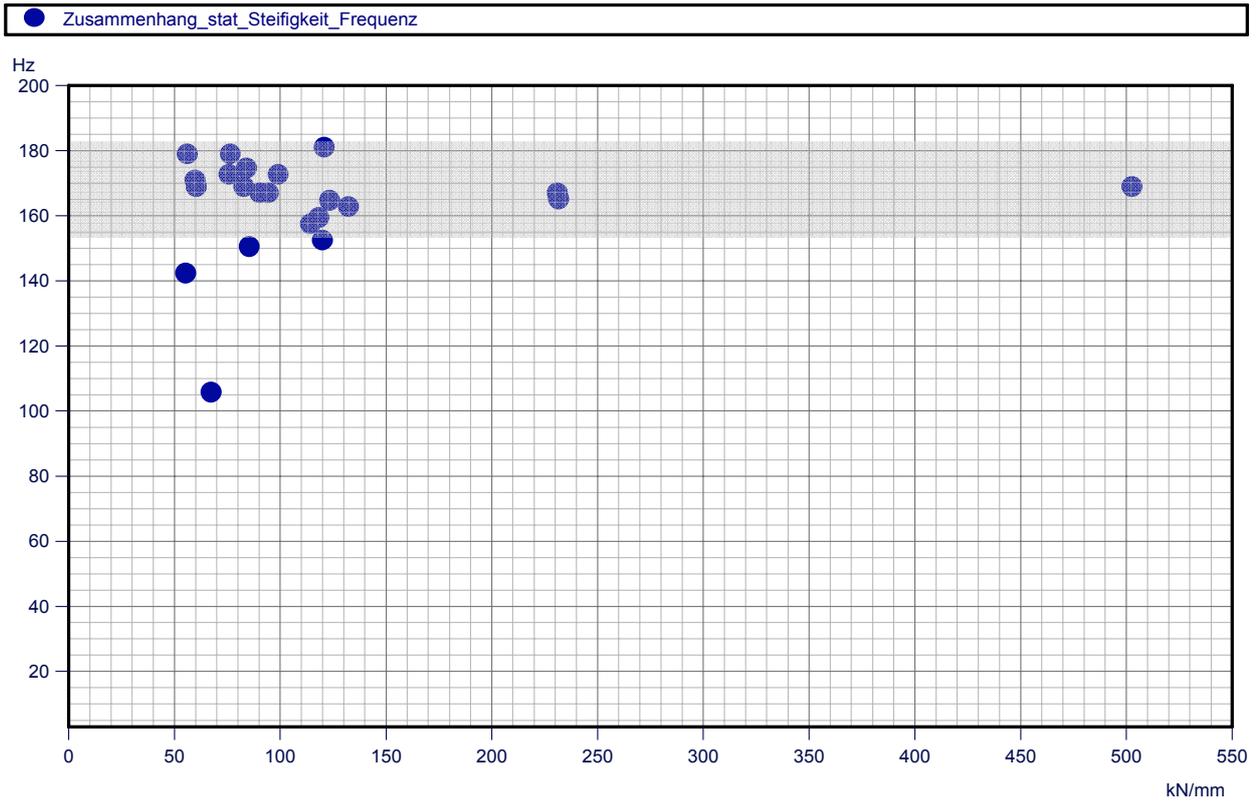


Abb. 2.75: Der Zusammenhang statische Zwischenlagensteifigkeit - Schlupfwellenfrequenz zeigt keine Abhängigkeiten.

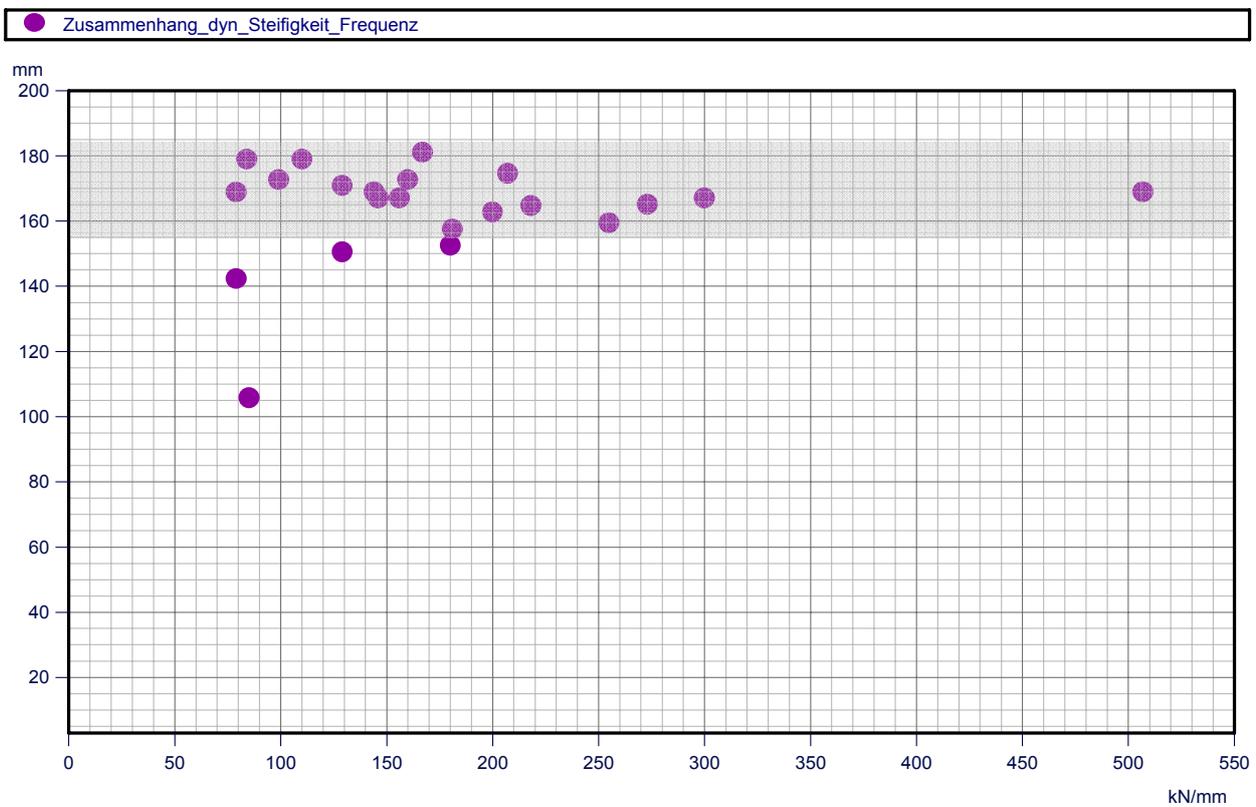


Abb. 2.76: Der Zusammenhang dynamische Zwischenlagensteifigkeit - Schlupfwellenfrequenz zeigt, dass die Schlupfwellenfrequenz bei dynamisch weichen Zwischenlagen verändert werden kann.

Abschnitt	km von	km bis	V max	Frequenz	c stat	c dyn
1	266.134	266.204	75	179	56.0	84.0
2	266.224	266.294	75	168.9	60.3	79.0
3	266.314	266.384	75	142.4	55.3	79.0
4	266.404	266.474	75	150.6	85.3	129.0
5	266.494	266.564	75	170.9	59.7	129.0
6	266.728	266.798	75	164.8	123.3	218.0
7	266.818	266.888	75	162.8	132.3	200.0
8	267.108	267.178	75	181.1	120.7	167.0
9	267.663	267.733	75	179	76.3	110.0
10	267.773	267.843	75	105.8	67.3	85.0
11	268.082	268.152	75	152.6	120.0	180.0
12	268.633	268.703	70	169	82.7	144.0
13	268.723	268.793	70	167.1	94.3	156.0
14	268.957	269.027	70	167.1	90.3	146.0
15	269.244	269.314	70	167.1	231.0	300.0
16	269.791	269.861	70	165.2	231.7	273.0
17	270.35	270.42	70	174.7	84.0	207.0
18	270.557	270.627	70	169	502.7	502.7
19	270.89	270.96	70	157.6	114.3	181.0
20	271.154	271.224	70	172.8	99.0	160.0
21	271.641	271.711	70	172.8	75.7	99.0
22	272	272.07	70	159.5	118.3	255.0

Tab. 2.7: Gemessene Schlupfwellenfrequenzen im Versuchsabschnitt Scheifling – Mariahof

2.7.3.4 Schlupfwellenamplituden

Mit dem in Pkt. 2.7.2.2 vorgestellten Messsystem ist es möglich die Amplituden der Schienenoberflächenwelligkeit zu detektieren.

Abb. 2.77 zeigt die gemessene Schlupfwellenamplitude in Abhängigkeit von der dynamischen Zwischenlagensteifigkeit. Von 70 bis 200 kN/mm dynamischer Steifigkeit besteht eine gute Korrelation zwischen Steifigkeit und Schlupfwellenamplitude.

Die Funktion der Ausgleichsgerade lautet: $y_{\text{reg}} = 4,40 + 0,0369 * x$

Im Steifigkeitsbereich $c_{\text{dyn}} > 200$ kN/mm ist ein klarer Zusammenhang zwischen Zwischenlagensteifigkeit und Schlupfwellenamplitude nicht gegeben.

Fazit:

Schlupfwellenamplituden können durch den Einsatz von dynamisch weichen Zwischenlagen reduziert werden.

● Zusammenhang_cdyn_Schlupfwellenamplitude

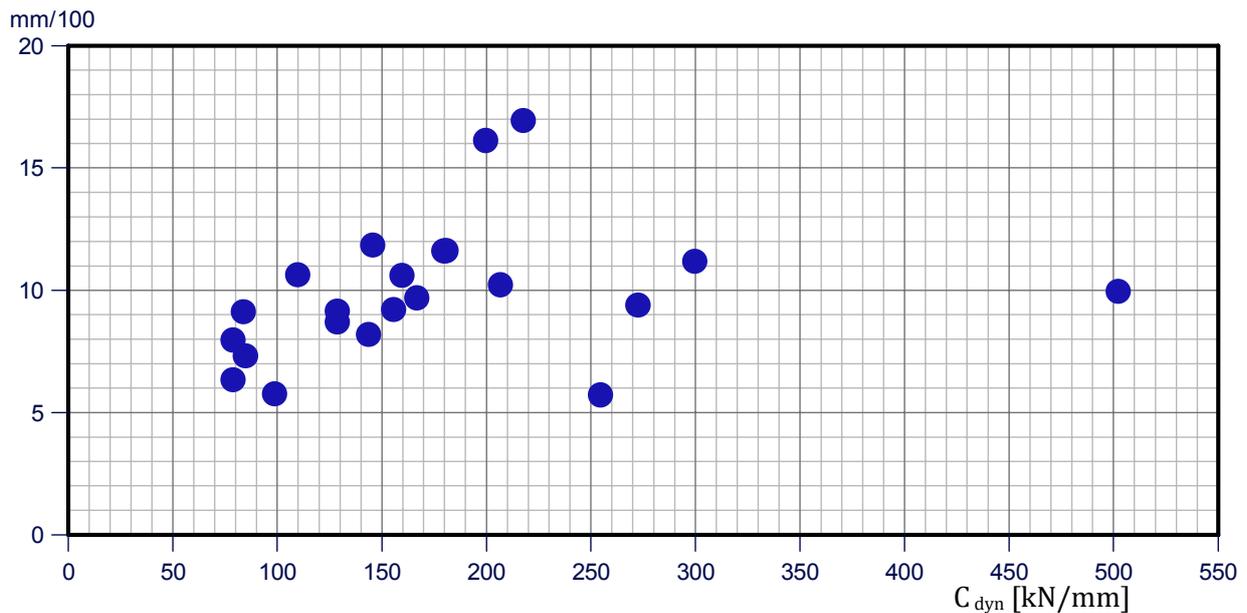
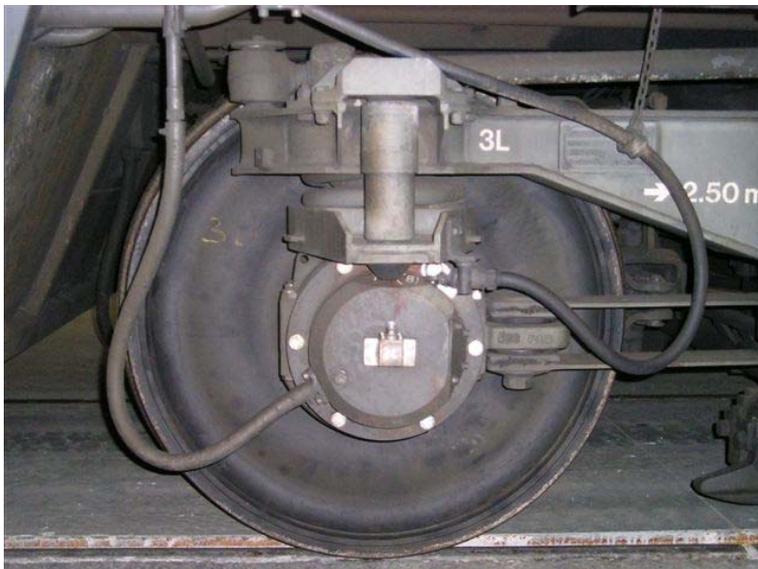


Abb. 2.77: Zusammenhang dynamische Zwischenlagensteifigkeit – Schlupfwellenamplitude im Versuchsabschnitt Scheifling - Mariahof

2.7.3.5 Achslagerbeschleunigung

Messtechnik

Am dem Messdrehgestell gegenüberliegenden zweiten Drehgestell des Oberbaumesswagens



EM 250 sind zwei vertikale Beschleunigungsaufnehmer an den Achslagern (für die linke und rechte Schiene) montiert (Abb. 2.78). Aus dem ungefilterten Analog-Signal wird alle 25cm ein RMS-Wert gebildet und abgespeichert.

Abb. 2.78: Zusätzlich zur Gleisgeometrie werden am Oberbaumesswagen EM 250 auch die Achslagerbeschleunigungen bestimmt.

Abb. 2.79 zeigt die gemessene Achslagerbeschleunigung in Abhängigkeit von der dynamischen Zwischenlagensteifigkeit. Auch hier gilt: Von 70 bis 200 kN/mm dynamischer Steifigkeit besteht eine gute Korrelation zwischen Steifigkeit und Achslagerbeschleunigung.

Die Funktion der Ausgleichsgerade lautet: $y_{reg} = -4,14 + 0,078 * x$

Im Steifigkeitsbereich $c_{dyn} > 200$ kN/mm lässt sich kein klarer Zusammenhang zwischen Zwischenlagensteifigkeit und Achslagerbeschleunigung ausmachen.

Fazit:

Die durch Schlupfwellen angeregten Achslagerbeschleunigungen können durch den Einsatz von dynamisch weichen Zwischenlagen reduziert werden.

● Zusammenhang_cdyn_Achslagerbeschleunigung

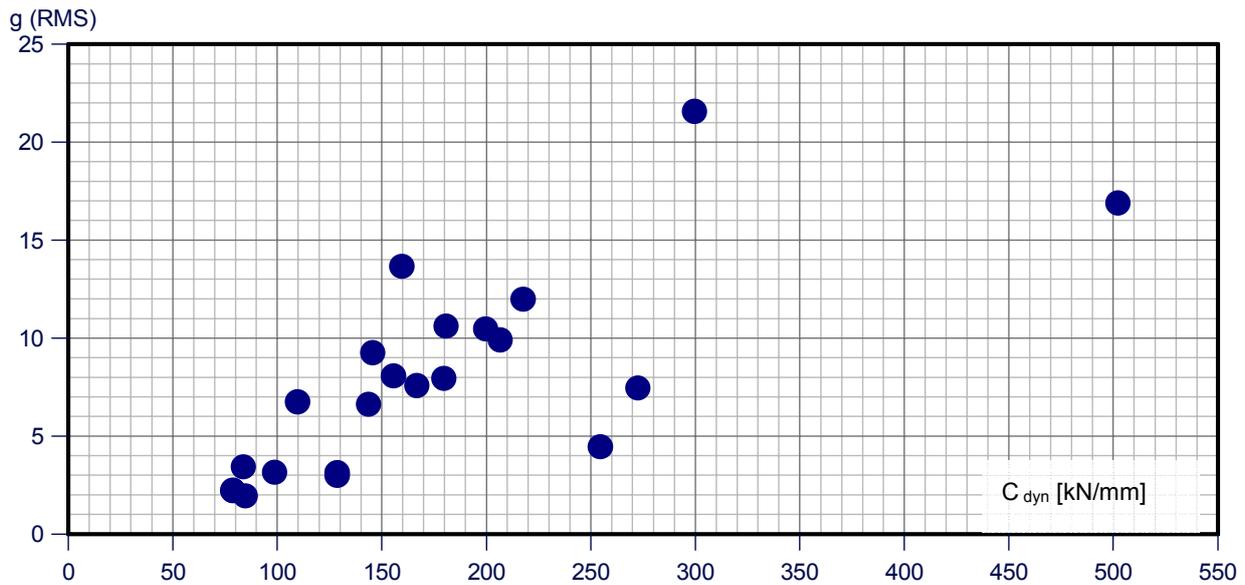


Abb. 2.79: Zusammenhang dynamische Zwischenlagensteifigkeit – Achslagerbeschleunigung im Versuchsabschnitt Scheifling – Mariahof

2.7.3.6 Schwingungsentkopplung

Betrachtet man das Verhältnis Schlupfwellenamplitude zu Achslagerbeschleunigung in Abhängigkeit der dynamischen Zwischenlagensteifigkeit wird ein eindeutigerer Zusammenhang erkennbar (Abb. 2.80).

Die Achslagerbeschleunigung nimmt bei gleicher Schlupfwellenamplitude mit kleinerer Zwischenlagensteifigkeit ab.

Fazit:

Eine Entkopplung zwischen den Vertikalbeschleunigungen der Räder und den schlupfwellenbehafteten Schienen findet nur im Bereich $c_{dyn} < 150$ kN/mm statt. (unbesohlte Betonschwellen mit W-14-Befestigung, Messdrehgestell Minden-Deutz-524).

● Zusammenhang c_{dyn} – Verhältnis Schlupfwellenamplitude zu Achslagerbeschleunigung

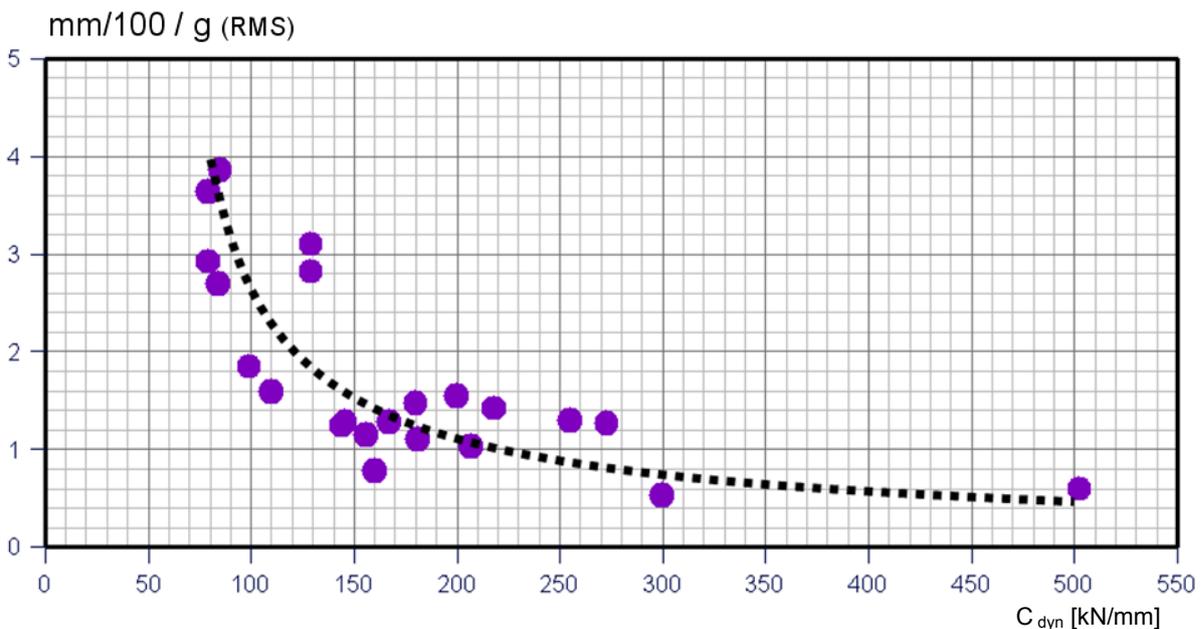


Abb. 2.80: Zusammenhang dynamische Zwischenlagensteifigkeit – Verhältnis Schlupfwellenamplitude zu Achslagerbeschleunigung im Versuchsabschnitt Scheifling - Mariahof

Tab. 2.8 zeigt die Auswertung der Oberbaumesssignale mittlere Schlupfwellenamplitude und Achslagerbeschleunigung in tabellarischer Form. Es wurde in den 22 Unterabschnitten jeweils ein Mittelwert für Schlupfwellenamplitude und Achslagerbeschleunigung gebildet. Die Oberbaumessfahrt fand am 27.3.2009 knapp 6 Monate nach dem Einbau der Versuchsstrecke statt.

Abschnitt	Frequenz	c stat	c dyn	Schlupfwellenampl.	Achslagerbeschl.	Verhältnis
Nr.	Hz	kN/mm	kN/mm	mm/100	g (RMS)	Ampl./Beschl.
1	179	56.0	84.0	9.09	3.37	2.70
2	168.9	60.3	79.0	6.31	2.16	2.92
3	142.4	55.3	79.0	7.93	2.18	3.64
4	150.6	85.3	129.0	9.11	2.94	3.10
5	170.9	59.7	129.0	8.67	3.08	2.81
6	164.8	123.3	218.0	16.92	11.94	1.42
7	162.8	132.3	200.0	16.1	10.43	1.54
8	181.1	120.7	167.0	9.66	7.53	1.28
9	179	76.3	110.0	10.6	6.69	1.58
10	105.8	67.3	85.0	7.28	1.89	3.85
11	152.6	120.0	180.0	11.57	7.89	1.47
12	169	82.7	144.0	8.15	6.58	1.24
13	167.1	94.3	156.0	9.18	8.02	1.14
14	167.1	90.3	146.0	11.81	9.2	1.28
15	167.1	231.0	300.0	11.15	21.53	0.52
16	165.2	231.7	273.0	9.35	7.41	1.26
17	174.7	84.0	207.0	10.19	9.86	1.03
18	169	502.7	502.7	9.92	16.85	0.59
19	157.6	114.3	181.0	11.59	10.56	1.10
20	172.8	99.0	160.0	10.57	13.62	0.78
21	172.8	75.7	99.0	5.72	3.1	1.85
22	159.5	118.3	255.0	5.68	4.4	1.29

Tab. 2.8: Verhältnis Schlupfwellenamplitude zu Achslagerbeschleunigung im Versuchsabschnitt Scheifling – Mariahof

2.7.3.7 Versteifung der Zwischenlagen

Aufgrund des dynamischen Einflusses der Zwischenlagensteifigkeit auf die Schlupfwellenbildung ist es notwendig auch das Versteifungsverhalten der Zwischenlagen im Betrieb zu berücksichtigen.

Zur Bestimmung der Zwischenlagenversteifung siehe auch die Arbeit von Kaewunruen und Remennikov. [47]

Die in Abb. 2.33 dargestellten Zwischenlagen aus Pkt. 2.54.2 (Westbahn bei Pöndorf, 425-m-Bogen) weisen nach 150 Mio. Gesamtbruttotonnen eine beträchtliche Versteifung auf. Die statische Steifigkeit der Zwischenlagen hat sich von einem Ausgangswert $c_{\text{stat}} = 85 \text{ kN/mm}$ um fast 50 % auf $c_{\text{stat}} = 125 \text{ kN/mm}$ erhöht.

Fazit: Das Langzeit-Versteifungsverhalten der Zwischenlagen ist aufgrund des Einflusses auf die Schlupfwellenbildung noch weiter zu untersuchen. Hier besteht ein Forschungsbedarf.

2.7.4 Einfluss von Hohllagen auf die Schlupfwellenbildung

2.7.4.1 Schwingungsverhalten von Schwellen mit Hohllagen

Auf km 267,880 Gleis2 der Strecke 8132 (St. Michael – St. Veit / Glan) wurden am 9. 9. 2009 Schwingungsmessungen an Betonschwellen vorgenommen (Abb. 2.81).

Es wurden Schwingungen mit einem nicht kalibrierten Hammer bzw. von den vorbeifahrenden Zügen eingebracht und die Beschleunigungen an den Schwellenköpfen gemessen.

Mittels Klangprobe wurden die Auflagerbedingungen der drei untersuchten Nachbarschwellen bestimmt (Abb. 2.84):

- Schwelle 1 liegt über die gesamte Schwellenlänge hohl auf.
- Schwelle 2 liegt im Bereich des Schwellenkopfes hohl und im Bereich der Schwellenmitte satt auf.
- Schwelle 3 liegt gänzlich satt auf.

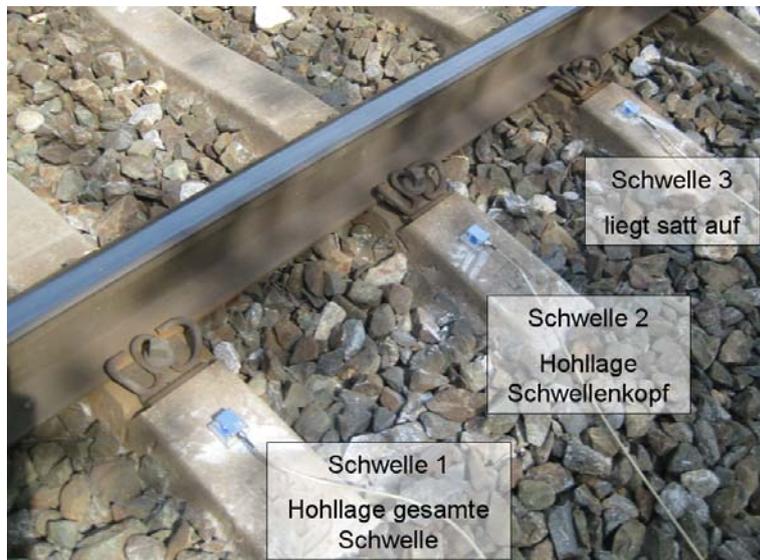


Abb. 2.81: An drei unterschiedlich gelagerten Betonschwellen wurde das Frequenzspektrum des vertikalen Schwingungsverhaltens bestimmt.

Es wurde das Frequenzverhalten der Schwellen mit einem nicht kalibrierten Hammer bestimmt (Abb. 2.82). Die Höhe des eingebrachten Impulses kann mit dieser Methode nur annähernd gleichgehalten werden, der relative Frequenzgang stimmt jedoch.

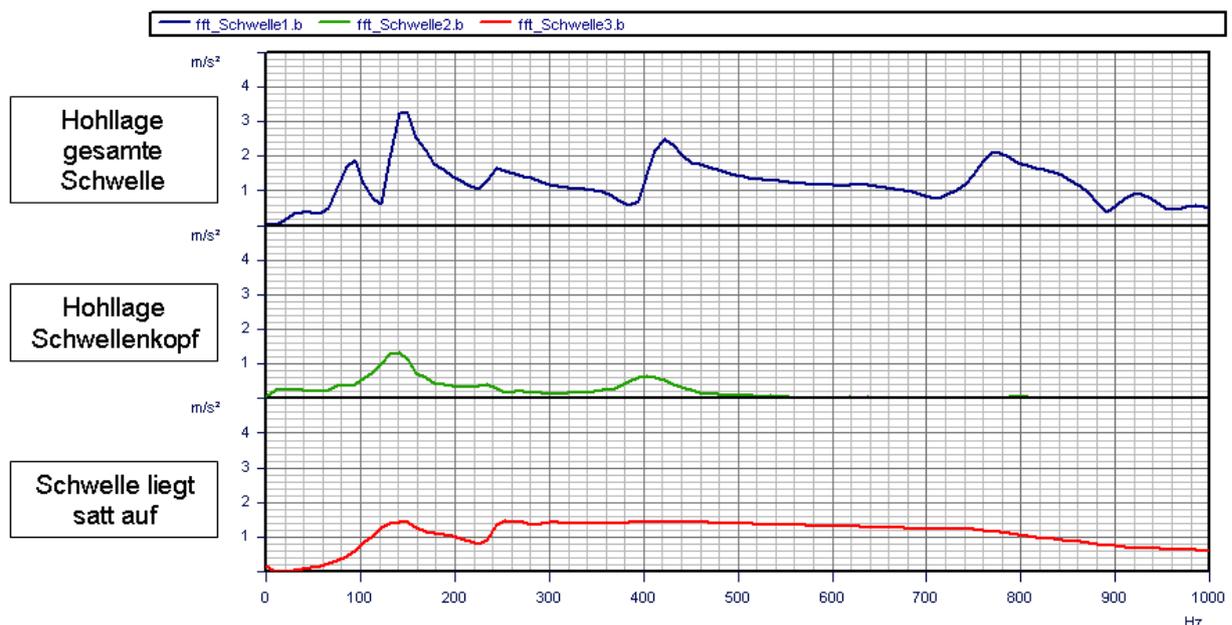


Abb. 2.82: Frequenzspektren von drei unterschiedlich gelagerten Schwellenköpfen

Im für Schlupfwellen bestimmenden Frequenzbereich von 100 Hz bis 200 Hz weist der Frequenzgang der untersuchten Betonschwellen keine Nullstellen auf.

Fazit: Sowohl Schwellen mit Hohllagen als auch satt aufliegende Schwellen können mit der Schlupfwellenfrequenz schwingen.

Beschleunigungen

Die Beschleunigungen wurden auch bei Überfahrt eines Güterzuges bestimmt. Abb. 2.83 zeigt das Messergebnis.

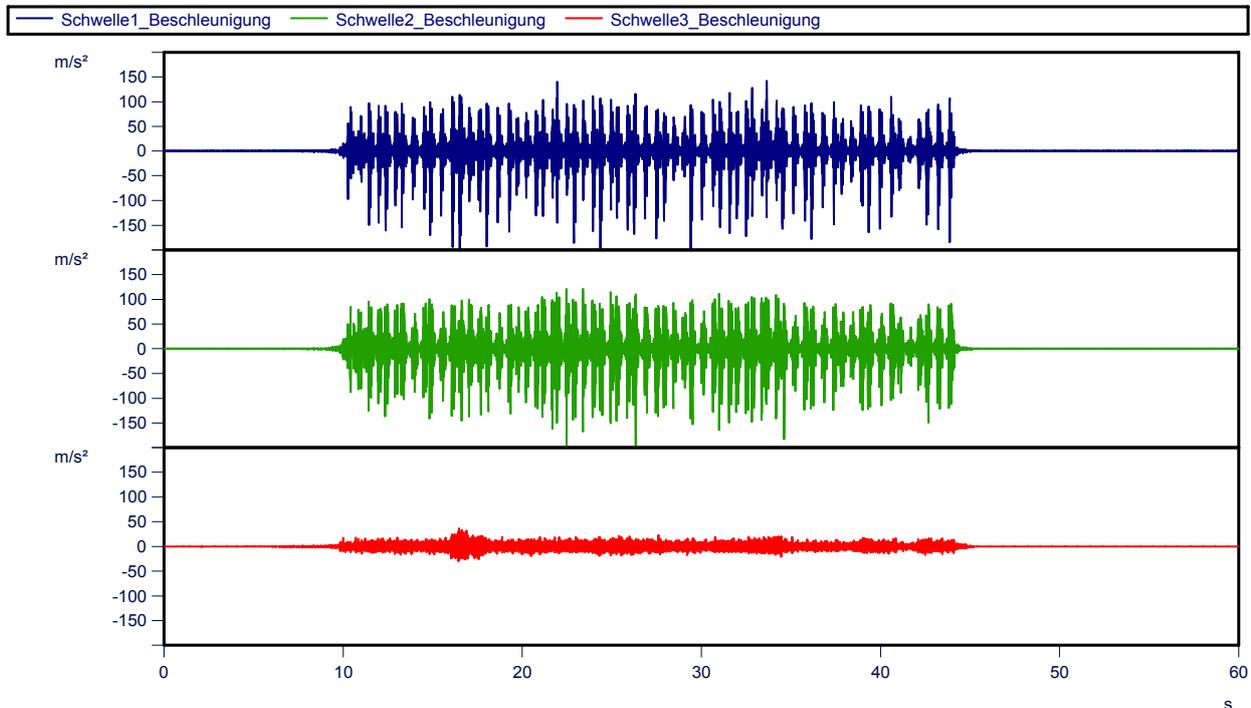


Abb. 2.83: Die Vertikalbeschleunigungen an den Schwellenköpfen bei Überfahrt eines Güterzuges spiegeln die Auflagerbedingungen wider (Schwelle 1 + 2 Hohllagen, Schwelle 3 liegt satt auf)

Die Beschleunigungen der beiden mit Hohllagen versehenen Schwellen sind um den Faktor 10 größer.

Fazit: Es ist davon auszugehen, dass sich im Bereich von hohl liegenden Schwellen aufgrund der höheren Vertikaldynamik Schlupfwellen viel leichter ausbilden.

2.7.4.2 Häufigkeit von Hohllagen unter den Schwellen

Im Bereich des Versuchsabschnittes A10 der Zwischenlagenversuchsstrecke wurde die Häufigkeit von Schwellenhohllagen mittels Klangprobe ermittelt (Abb. 2.84).

Abschnitt 10 wurde gewählt, weil es in diesem Abschnitt zu Frequenzverschiebungen der Schlupfwellen (105 Hz statt 180 Hz) gekommen ist und die Achslagerbeschleunigungen geringe Werte aufweisen.



Abb. 2.84: Mittels Klangprobe wurde in einem Gleisbogen eine statistische Bestimmung der Hohllagenhäufigkeit durchgeführt.

Von km 267,760-267,880 wurden mit dieser Methode unter 150 von 200 Schwellenköpfen Hohllagen festgestellt. Das heisst, $\frac{3}{4}$ der Schwellen in diesem Abschnitt weisen Hohllagen auf.

Eine Frequenzanalyse der satt aufliegenden Schwellen zeigt, dass kein bestimmtes Vielfaches der Schwellenanzahl hervortritt (Abb. 2.85).

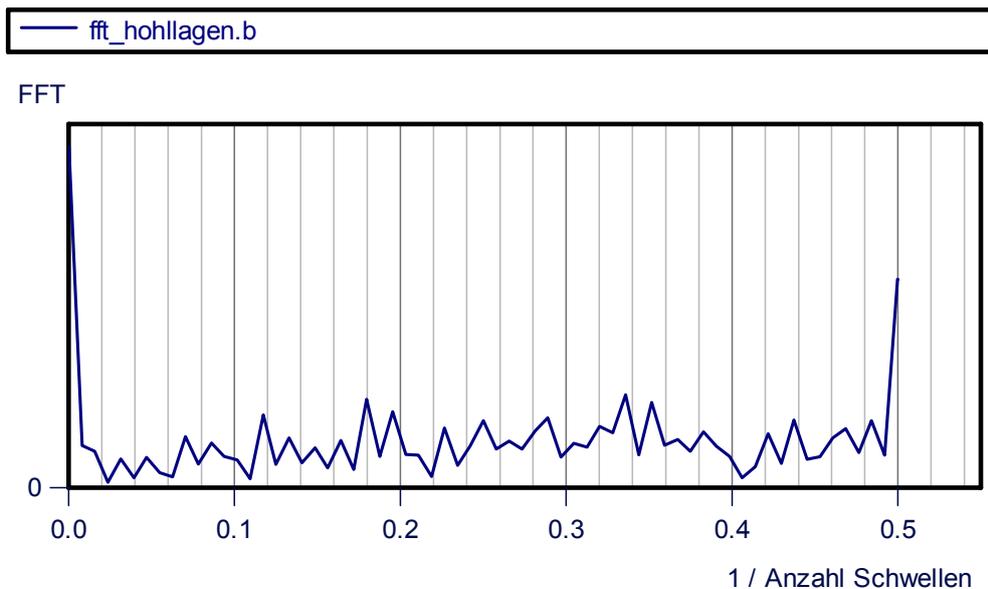


Abb 2.85: Die FFT-Analyse von Schwellenhohllagen zeigt keine bestimmte charakteristische Frequenz.

Fazit:

Schwellenhohllagen treten häufiger auf als vielfach angenommen. Dies bestätigen auch die Ergebnisse von Pkt. 2.4.

In Pkt. 2.4 wird gezeigt, dass durch den Einsatz von Schwellenbesohlungen Hohllagen vermieden werden. Dies ist der Grund, warum in Gleisen mit Schwellenbesohlung die Bildung von Schlupfwellen stark gehemmt wird.

2.7.5 Theoretische Verschleißüberlegungen zur Schlupfwellenbildung

Pointner hat die im Rad-Schiene-Kontaktpunkt eingebrachte Leistung je Flächeneinheit als Verschleißverursachenden Parameter beschrieben. [48] Dabei spielen die relative Berührungsgeschwindigkeit der beiden Kontaktpartner v_{slip} und die longitudinale Kontaktspannung σ_T eine entscheidende Rolle (Abb. 2.86)



Abb. 2.86: Pointner führt Verschleißvorgänge im Rad-Schiene-Kontakt auf das Zusammenspiel Kontaktspannung σ_T und Relativgeschwindigkeit v_{slip} zurück. [48]

Die typischen Verschleißerscheinungen an der Schiene sind in der sogenannten „damage map“ eingetragen (Abb. 2.87). Je nach Verhältnis v_{slip} / σ_T bildet sich an der Schienenoberfläche abrasiver Verschleiß, Rollkontaktermüdungsfehler, Schleuderstellen, weiße Schichten (white etching layers) oder kein Verschleiß aus.

The damage map

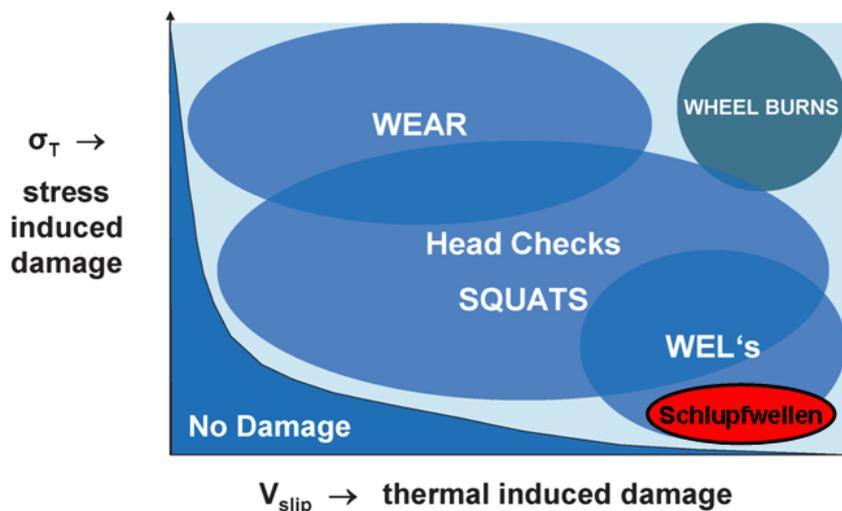


Abb. 2.87: In der „damage map“ sind die wichtigsten Verschleißerscheinungen eingetragen. Die Schlupfwellen finden sich hier rechts unten. [48 adaptiert]

Schlupfwellen sind in dieser Verschleißmappe rechts unten zu finden. Nach den Ergebnissen in diesem Kapitel sind es Biege- und Torsionsschwingungen von leichten Radsätzen (unbeladene Güterwagen bzw. Personenwagen), die an der Schienenoberfläche zur Bildung von Schlupfwellen führen können.

Das heißt, es herrscht bei der Bildung von Schlupfwellen eine große Relativgeschwindigkeit bei gleichzeitig kleiner Longitudinalspannung σ_T (große Berührfläche) vor.

Im Bereich der eingebrachten Schlupfwellen ändert sich das Aussehen des Fahrspiegels. Die Schlupfwellen verursachen eine raue Oberfläche mit weißen Einsprenkelungen (Abb. 2.88). Daraus kann in Anlehnung an andere Schienenoberflächen auf eine hohe Relativgeschwindigkeit der beiden Verschleißpartner geschlossen werden.



Abb. 2.88: Im Bereich von Schlupfwellen kommt es zu hohen Relativgeschwindigkeiten der Kontaktpartner.

Entsprechend der Archard-Gleichung kann das Verschleißwachstum wie folgt beschrieben werden:

$$\text{wear} = \text{factor} \cdot \frac{N \cdot v}{\text{hardness}} \quad (2.4)$$

N Normalkraft

v Relativgeschwindigkeit der Kontaktpartner

Daraus kann der positive Einfluss der feinperlitierten Stahlsorte R 350 HT bei Verschleißvorgängen wie der Schlupfwellenbildung entnommen werden.

Es gibt dementsprechend auch Rahmenbedingungen, bei denen bei gleicher Befestigung, Unterschwellung und Schienenalter auf der Schienenoberfläche mit der Stahlsorte R 260 Schlupfwellen auftreten (rechts) während im Gleisabschnitt mit der Stahlsorte R 350 HT (links) keine Fehler entstehen (Abb. 2.89).



Abb. 2.89: Der Vorteil der feinperlitierten Schienengüte (rechts unten) gegenüber der Standardgüte (links oben) ist augenscheinlich. In Bögen empfiehlt sich daher der Einsatz der Stahlsorte R 350 HT.

2.8 Beispiele für Bogengleise [49, Anhang 9]

2.8.1 Bf Schlöglmühl, Gleis 1

- Km 76,8 – 77,6
- GN 2000
- 49 E1 (R 260) – LV - L2 bes. – SKL 14 (ZW-K8) - 600
- Besohlungstyp SLS 1308 G
- $V = 60 \text{ km/h}$, $R = 265 \text{ m}$, $D = 50 \text{ mm}$



Abb. 2.90: In einem Versuchsbogen bei Schlöglmühl zeigten sich Probleme mit der Schienenbefestigung und Schlupfwellenbildung. Die Komponenten waren nicht auf die Bogenverhältnisse abgestimmt.

Die Kombination Skl 14 (die Skl 28 später eingewechselt), steife Zwischenlage, Schienenprofil 49 E1, Schienengüte R 260 wirkten sich hinsichtlich Schlupfwellenbildung und Zwischenlagenverschleiß äußerst ungünstig aus. Das Bogengleis musste bereits nach 6 Jahren getauscht werden.

2.8.2 Bruck - Übelstein, Gleis 1

- Km 160, 1
- GN Frühjahr 2008
- 60 E1 (R 350 HT) – LV - L2 bes. – SKL 28 (ZW 700) - 600
- Besohlungstyp SLB 3007 G
- $V = 90 \text{ km/h}$, $R = 352 \text{ m}$, $D = 150 \text{ mm}$



Abb. 2.91: Schlupfwellenfreies Bogengleis bei Bruck / M.

Das Bogengleis weist bei der Oberbaumessfahrt am 3.8.2009 noch keine Anzeichen von Schlupfwellen auf. NATAS-Analyseblätter siehe Anhang 9.

2.8.3 Scheifling-Mariahof, Gleis 2

- Km 271,7
- GN 2001
- 60 E1 (R 350 HT) - LV - L2 bes. - SKL 28 (ZW 700) - 600
- Besohlungstypen SLS 1010 G
- $V = 70 \text{ km/h}$, $R = 284 \text{ m}$, $D = 110 \text{ mm}$

Das Bogengleis weist acht Jahre nach Gleisneulage erst beginnende Schlupfwellenbildung auf.



Grund für die beginnende Schlupfwellenbildung könnten in der Versteifung der Zwischenlagen bzw. im Lockern der Schwellenschrauben liegen (alter Schraubdübel Sdü 21). NATAS-Analyseblätter und Detailbericht siehe Anhang 9.

Abb. 2.92: Bogengleis mit starker Schlupfwellenhemmung bei Scheifling.

2.8.4 Ausfahrt St. Pölten - Richtung Tulln - HDS-Schwellen

- Km 46,1
- GN Herbst 2008
- 60 E1 (R 350 HT) - LV - HDS1 - SKL 28 (2*2*2 Zw 700) - 600
- Besohlungstypen SLB 3007 G / USM DN 316
- $R = 214 \text{ m}$, $D = 100 \text{ mm}$



Abb. 2.93: Schlupfwellenfreies Bogengleis bei Sankt Pölten. Es kamen im 214-m-Bogen HDS-Schwellen zum Einsatz.

Das Bogengleis weist neun Monate nach Einbau noch keine Anzeichen von Schlupfwellen auf.

2.8.5 Scheifling - Mariahof, Vergleich Standard- zu verschleißoptimierte Bogengleiskonfiguration

Das unterschiedliche Verschleißverhalten von Standard- und verschleißoptimierten Bogengleiskonfigurationen wurde abschließend in einem Bericht [50, Anhang 10] festgehalten.

3. Zusammenfassung

3.1 Zusammenfassung Befundaufnahme

In Kapitel 1 wurde das Verschleißverhalten von historischen und aktuellen Bogengleisen diskutiert. Dabei wurde speziell auf das unterschiedliche Verschleißverhalten von Holz- und Betonschwellen eingegangen. Der Verschleiß der Schienen wurde ebenfalls kurz behandelt.

Bei modernen Holzschwellentypen wurden folgende Hauptverschleißerscheinungen ausgemacht:

- Seitliche Einarbeitungen des Schienenfußes in die Rippenplatte
- Einseitige Einpressungen der Rippenplatte in das Holzauflager

Aufgrund der wirtschaftlichen Vorteile der Betonschwellen bedingt durch die längeren Standzeiten liegt der Fokus der Untersuchung bei diesem Schwellentyp.

Bei Betonschwellen finden bei Verwendung der Rippenplattenbefestigung grundsätzlich die gleichen Verschleißerscheinungen wie bei den Holzschwellengleisen statt.

Im speziellen wurden die Verschleißerscheinungen an der direkten Schienenbefestigung (W-Befestigung) erarbeitet. Im Laufe der Entwicklung dieser W-Befestigung gab es für die Anwendung in Bögen mehrere Schwachpunkte zu eliminieren.

- Die Schraube/Dübel-Paarung war zu Beginn nicht auf die Beanspruchungen in Bogengleisen dimensioniert. Der seit 2005 eingesetzte Schraubdübel Sdü 25 in Kombination mit der Schwellenschraube Ss 35 zeigt ein stark verbessertes Kriechverhalten.
- Die Spannklemme Skl 1 weist im Laufe der Zeit eine Materialermüdung auf, welche sich in einer herabgesetzten Niederhaltekraft äußert. Der Spannklemmentyp Skl 1 ist speziell in Bogengleisen nicht für die gesamte Gleisnutzungsdauer dimensioniert und muss häufiger getauscht werden. Die Spannklemme Skl 14 und vor allem der verstärkte Typ Skl 28 weisen eine geringere Materialermüdung auf.

Aktuell treten bei der W-Befestigung vor allem folgende Verschleißerscheinungen auf:

- Einseitiger Zwischenlagenverschleiß bei Verwendung von EVA-EPDM-Zwischenlagen
- Seitliche Einarbeitungen des Schienenfußes in die Winkelführungsplatte

Beide Verschleißphänomene werden in Kapitel 2 näher untersucht.

Ein spezielles Verschleißmuster stellt die Schlupfwellenbildung an den bogeninneren Schienen mit einer Frequenz von ca. 160 Hz dar. Es kommt vor allem in unbesohlenen Bogengleisen mit harten Zwischenlagen häufig zur raschen Schlupfwellenbildung. Die dynamische Zusatzbeanspruchung vermindert zudem die Nutzungsdauer der Schwellen und die des Schotterbetts.

Zur besseren Lastübertragung zwischen Schwellenunterseite und Schotterbett wird seit einigen Jahren die sogenannte Schwellenbesohlung eingesetzt. Die sich einstellende größere Schotterkontaktfläche wirkt verschleißmindernd. In Bogengleisen wird bei Einsatz der Schwellenbesohlung häufig eine Verminderung der Schlupfwellenbildung festgestellt.

Untersuchungen zur Schlupfwellenbildung und zum Einfluss der Schwellenbesohlung siehe Kapitel 2.

3.2 Zusammenfassung Parameterstudien

In Kapitel 2 wurden Untersuchungen an den in Bogengleisen typischen Verschleißphänomenen durchgeführt. Mittels Parameterstudien wird eine verschleißoptimierte Systemkonfiguration für die W-Befestigung erarbeitet, bei welcher es zu starken Verminderungen der hauptsächlichsten Verschleißmechanismen kommt. Aufgrund der längeren Standzeiten liegt der Fokus der Untersuchungen auf Betonschwellengleise.

Untersuchung der Führungskräfte

In Bogengleisen mit einem Radius $R < 600$ m steigen die Führungskräfte mit größerer Krümmung überlinear an. An den ARGOS-Messstellen werden quasistatische und dynamische Führungskräfte ermittelt. Die Häufigkeitsverteilung der quasistatischen Kräfte an der Messstelle Breitenstein ($R = 184$ m) zeigt, dass der Wert $Y_{qst} = 60$ kN nur selten überschritten wird. Die Auswertung der dynamischen Führungskräfte weist jedoch einen $1\text{-}\sigma$ -Wert von 80 kN aus. Bei Beibelassung der Fahrzeugkonstruktionen empfiehlt sich damit die Dimensionierung der Befestigungsmittel auf zumindest 80 kN Führungskraft.

Die ARGOS-Messstellen zeigen weiters die Vorteile der radialstellenden Radsätze hinsichtlich der Ausbildung der Führungskräfte klar auf.

Schienenverschleiß

Die Schienenprofilmessung an den beiden Oberbaumesswagen EM 80 und EM 250 ermöglicht eine statistische Auswertung des abrasiven Schienenverschleißes.

Entsprechend der Zunahme der Führungskräfte mit größerer Krümmung steigt der abrasive Seitenverschleiß in Bogengleisen. Im Bogenradienbereich $R > 600$ m findet nur ein geringer seitlicher Verschleiß statt.

In Bögen mit einem Radius $R = 300$ m beträgt die Verschleißrate (der 45° -Verschleißwert) für Schienen mit der Stahlsorte R 260 15 mm / 100 Mio. Gesamtbruttotonnen. Der Grenzwert des Verschleißes liegt in dieser Größenordnung. Ein Schienentausch hat für Schienen der Stahlsorte R 260 damit in etwa bei 100 Mio. Gesamtbruttotonnen (gilt für $R = 300$ m) zu erfolgen.

Durch den Einsatz von feinperlitierten Schienen der Stahlsorte R 350 HT kann die abrasive Verschleißrate um den Faktor 2,5 bis 3 reduziert werden. Entsprechend verlängern sich die Standzeiten der Schienen. In Bogengleisen mit $R < 600$ m empfiehlt sich damit der Einsatz der Stahlsorte R 350 HT. Weitere Potenziale ergeben sich durch Anwendung der Stahlsorten R 370 LHT und 400 UHC. Der abrasive Verschleiß kann gegenüber der feinperlitierten Stahlsorte R 350 HT nochmals um den Faktor 2 und mehr reduziert werden. Eine besondere abrasive Verschleißart stellt die Schlupfwellenbildung an den bogeninneren Schienen dar. Auch diesbezüglich sind feinperlitierte Stahlsorten im Vorteil, die Bildung von Schlupfwellen wird gehemmt.

Der Seitenverschleiß der Schienen hängt auch von der Position im Bogen ab. In längeren Bogen auf zweigleisigen Strecken mit einem bevorzugten Richtungsbetrieb steigt der Schienenverschleiß stetig an. Grund ist der sogenannte "Position-in-curve-Effekt", der Temperaturanstieg der Räder im Bereich der Hohlkehle bei Durchfahrt des Bogens und die dadurch bedingte Erhöhung der Abrasivität in der Berührzone der Materialien.

Die Stahlsorte R 350 HT zeigt damit neben den Vorteilen der abrasiven Verschleißminderung in Bögen mit $R < 600$ m – dies bedeutet einen um etwa den Faktor 3 geringeren Seitenverschleiß und eine geringere Neigung zur Schlupfwellenbildung – auch hinsichtlich Rollkontaktermüdung bei $R < 3000$ m Vorteile. Dies gilt für zweigleisige Strecken.

Einfluss von Schwellenbesohlungen

Aufgrund der schlupfwellenverstärkenden Wirkung von Schwellenhohllagen wurden Gleise mit Schwellenbesohlung hinsichtlich mehrerer Eigenschaften untersucht.

Demnach führt der Einsatz von Schwellenbesohlungen zu folgenden Veränderungen im Betonschwellen-Schottergleis:

- Es stellt sich zwischen Schotterbett und Schwelle eine größere Kontaktfläche ein. Das Schotterbett wird geschont.
- Es kommt zu gleichmäßigeren elastischen Einsenkungen in der Schwelle.
- Die Bildung von partiellen Hohllagen unter den Schwellenköpfen wird stark verhindert. Der Einfluss der Besohlungssteifigkeit selbst spielt bei der Bildung der partiellen Hohllagen eine untergeordnete Rolle.
- Die besohnten Betonschwellen erfahren geringere Durchbiegungen und müssen daher geringere Biegemomente aufnehmen.
- Die Setzungsrate wird von Gleisen mit Schwellenbesohlungen reduziert.
- Durch den Einsatz von Schwellenbesohlungen wird der Querverschiebewiderstand verringert. Die besseren Auflagerbedingungen kompensieren den Abfall. Teststrecken mit Schwellenbesohlungen zeigen auch in engen Bögen eine kleinere laterale Gleisverformung.

Auffallend waren bei den Untersuchungen die Verformungsergebnisse an den unbesohnten Betonschwellen. Mit einer Ausnahme zeigten alle untersuchten Betonschwellen Hohllagen unter den Schwellenköpfen. Es kann von einem systemimmanenten Verhalten ausgegangen werden.

Zwischenlagenverschleiß

Es wurden für die Analyse des Zwischenlagenverschleißes Untersuchungen zur Größe der Randpressungen vorgenommen und anschließend der Verschleißparameter Schienenneigung statistisch untersucht.

Als erstes werden die Beanspruchungen an den Rändern der Zwischenlage an einem Modell eines frei geschnittenen Schienenstützpunkts untersucht. Anhand von Parametervariationen werden positive und nachteilige Einflüsse auf die Randpressung der Zwischenlagen erarbeitet:

- Es konnte gezeigt werden, dass weiche Zwischenlagen zwar zu größeren Schienenkippen führen, die Randdruckspannungen jedoch nicht zunehmen.
- Die Anwendung des Schienenprofils 54 E2 ist in Bögen aufgrund des ungünstigen Verhältnisses Höhe zu Aufstandsfläche nicht empfehlenswert.
- Weiters wirkt eine größere Niederhaltekraft der Spannklemme schienenkipstabilisierend und damit positiv auf die Randpressungen der Zwischenlagen.

Die Standzeiten der Zwischenlagen wurden mittels des Oberbaumesssignals Schienenneigung statistisch untersucht. Die Zwischenlagen aus einem EVA-EPDM-Compound sind im Bogenradienbereich $250 \text{ m} < R < 300 \text{ m}$ bei starker Verkehrsbelastung bereits nach 4 Jahren zu tauschen. Grund ist die einseitige mechanische Überbeanspruchung des Materials.

Die Gummizwischenlagen der Type Zw 700 weisen deutlich verlängerte Nutzungsdauern auf. Dies konnte an Beispielgleisen evaluiert werden.

In Bogengleisen empfiehlt sich damit aus Verschleißgründen der Einsatz von weichen Zwischenlagen.

Seitlicher Verschleiß an der Schienenbefestigung

Die seitlichen Einarbeitungen des Schienenfußes in die Winkelführungsplatte konnten nicht näher untersucht werden, da die ÖBB das Messsignal Schienenfußabstand derzeit noch nicht auswerten. Beispiele zeigen, dass das Messsignal Schienenfußabstand helfen könnte verschiedene Verschleißerscheinungen in den Befestigungsmitteln klarer herauszuarbeiten.

Bei einem fortgeschrittenen seitlichen Verschleiß der Befestigungselemente kommt es bei der W-Befestigung zu einem typischen Phänomen. Es unterwandert der Schienenfuß die Winkelführungsplatte. Die Schwellenschraube dient hier in diesem Fall auch als seitlicher Anschlag für den Schienenfuß. Der Verschleißzustand ist unerwünscht und muss rasch behoben werden. Es konnte ein Algorithmus aus dem Spurweitensignal entwickelt werden, der die Verdachtsfälle bereits während einer Oberbaumessfahrt auswirft.

Schlupfwellenbildung

Aufbauend auf die Schlupfwellenthese von Stephanides wurden Parameterstudien mit unterschiedlichen Zwischenlagen und Schwellenbesohlungen durchgeführt. Der Entstehungsmechanismus für die Schlupfwellen konnte verfeinert werden. Umfangreiche messtechnische Untersuchungen belegen die erarbeiteten theoretischen Ergebnisse.

Die Ergebnisse zur Untersuchung zur Schlupfwellenentstehung sind:

- Ursache für die Schlupfwellenbildung sind Schwebungsvorgänge zwischen Rad und Schiene
- Für die Entstehung von Schlupfwellen sind damit Frequenznachbarschaften zwischen Rad und Schiene notwendig.
- Vor allem leichte Radsätze sind für die Entstehung der Schlupfwellen ausschlaggebend, da diese die kombinierten Torsions- und Biegeschwingungen auf die Schienenoberfläche übertragen können.
- Schlupfwellen bilden sich im Bereich von gleisseitigen Resonanzüberhöhungen aus. Typische Zwischenlagen weisen eine Frequenz von ca. 160 Hz aus.

Im Streckenabschnitt Scheifling-Mariahof wurden versuchsweise 22 verschiedene Zwischenlagen an bestehenden unbesohlenen Betonschwellen-Gleisbögen mit einem sehr ähnlichen Bogenradius von $R \approx 280$ m eingebaut. Aus dem messtechnischen Untersuchungsprogramm lassen sich folgende Zusammenhänge für Bogengleise mit unbesohlenen Betonschwellen ableiten:

- Neben der Amplitude der Schlupfwellen ist das Oberbaumesssignal Achslagerbeschleunigung eine weitere Beschreibungsmöglichkeit der Schlupfwellenauswirkung.
- Mit einer Ausnahme wiesen alle untersuchten unbesohlenen Betonschwellen zumindest Hohllagen unter den Schwellenköpfen auf, manche Schwellen lagen zur Gänze frei. Es ist von einem systemimmenten „Aufreiten“ von unbesohlenen Betonschwellen auszugehen.
- Partielle Hohllagen unter den Schwellenköpfen fördern die Schlupfwellenbildung, da die frei liegenden Schwellenköpfe mit der Schlupfwellenfrequenz mitschwingen können.
- Zwischenlagen wirken schlupfwellenhemmend, wenn die dynamische Steifigkeit c_{dyn} der Zwischenlage kleiner als 150 N/mm ist. Die weichen Zwischenlagen führen zur teilweisen Entkopplung der Schienen- und Radschwingungen. Die Schlupfwellenbildung wird verzögert.

Schwellenbesohlungen verhindern das Auftreten von partiellen Hohllagen unter den Schwellenköpfen. Damit wirkt der Einsatz von Schwellenbesohlungen grundsätzlich schlupfwellenhemmend.

Optimierte Bogengleiskonfiguration

Die vorhin beschriebenen Ergebnisse führen zur Definition einer für Bogengleise günstigen Systemkonfiguration. Eine Verschleißminderung stellt sich bei folgender Konfiguration ein:

- Anwendung des Schienenprofils 60 E1
- Einbau der feinperlitierten Stahlsorte R 350 HT
- Einbau von weichen Gummizwischenlagen Zw 700 mit einem $c_{\text{dyn}} < 150 \text{ N/mm}$
- Einsatz von Schwellenbesohlungen, die Steifigkeit ist nicht ausschlaggebend
- Verwendung der verstärkten Spannklemme Skl 28 (Achtung auf richtiges Anzugsdrehmoment!)

In Pkt. 2.8 wurden die Vorteile hinsichtlich Verschleißminderung und Schlupfwellenhemmung an einigen schlupfwellenfreien Bogengleisen evaluiert.

4. Ausblick

Hinsichtlich Verschleißminderung von Bogengleisen konnten in der vorliegenden Arbeit einige Fragen beantwortet werden.

Feinperlitierte Stahlsorten wirken in Bogengleisen grundsätzlich verschleißmindernd.

Weiche Zwischenlagen weisen längere Standzeiten auf und reduzieren die Schlupfwellenbildung.

Schwellenbesohlungen wirken in mehrfacher Hinsicht verschleißmindernd. Hinsichtlich Schlupfwellenbildung wirkt der hohllagenhemmende Einfluss positiv.

Folgende offene Fragen sind noch näher zu untersuchen:

- Die Ursache für das häufige Auftreten von partiellen Hohllagen unter den Schwellenköpfen von unbesohlenen Betonschwellen bedarf einer näheren Untersuchung.
- Betonschwellen müssen beim Einsatz von Schwellenbesohlungen geringere Biegemomente aufnehmen. Unter Umständen ist es sinnvoll besohlte Betonschwellen anders zu dimensionieren.
- Das Verschleißverhalten in engen Bogengleisen kann mit den vorgeschlagenen Maßnahmen reduziert werden. Der Einsatz von weichen Zwischenlagen führt aber auch tendenziell zu etwas höherer Lärmabstrahlung. Es ist aufbauend auf die Ergebnisse dieser Arbeit ein lärm- und verschleißoptimiertes Bogengleis zu entwickeln.
- Das Langzeitverhalten von Zwischenlagen hinsichtlich dynamischer Versteifung ist weiter zu untersuchen.
- Zur Sicherstellung der lateralen Gleislagestabilität von Bogengleisen mit Schwellenbesohlungen sind weitere Untersuchungen und Rechenmodelle notwendig. Der Grenzradius für den Einsatz eines lückenlos verschweißten Gleises bedarf einer weiteren Untersuchung.

5 Literaturverzeichnis

- [1] Maier, H.
„Gummizwischenlagen im Eisenbahnoberbau“
Sonderdruck Eisenbahntechnische Rundschau „Kautschuk im Eisenbahnbau“; 1960
- [2] Strach, H.
„Geschichte der Eisenbahnen der Österreichisch-Ungarischen Monarchie“
Band VIII; 1890
- [3] Czuba, W.
„Führer durch die Sammlung Oberbau“
Österreichisches Eisenbahnmuseum Wien, heute Technisches Museum Wien; 1964
- [4] Maier, H.
„Das Sicherheitsproblem beim lückenlosen Gleis“
„Neuerungen im Gleisbau“ - Sonderdruck aus „Verkehr und Technik“; Heft 7 -1963
- [5] Maier, H.
„Zur Schienenbefestigung auf der Betonschwelle“
„Neuerungen im Gleisbau“ - Sonderdruck aus „Verkehr und Technik“; Heft 8 -1963
- [6] Maier, H.
„Aufgaben, Probleme und Entwicklungsmöglichkeiten des Eisenbahnoberbaues“
Berg- und Hüttenmännische Sonderhefte “; Jahrgang 111 - Heft 11 -1963
- [7] Maier, H.
„Aufgaben und Probleme des Eisenbahnoberbaues“
Jahrbuch des Eisenbahnwesens; 1967
- [8] Doll, A.
„Die Betonschwelle – Entwicklung und gegenwärtiger Stand der Verwendung in
Westeuropa“
Eisenbahntechnische Rundschau; Sonderausgabe 8 - 1957
- [9] Schilder, R.
„Der Einsatz der Betonschwellen im Netz der ÖBB“
„Über die die Schwelle“; Böhlau Wien
- [10] Lachmayer, H.; Plica, P.
„Über die Schwelle“; Böhlau Verlag Wien
- [11] Stock, H.
„Lager und Bearbeitungsbestimmungen im Schwellenwerk Sankt Marein“
ÖBB-interne Bestimmungen
- [12] Schneider, P.
Abschlussbericht „UIC-Projekt No. I/05/U/440 – Under Sleeper Pads“
UIC; 2009
- [13] Fischer, J.
"Einfluss von Frequenz und Amplitude auf die Stabilisierung von Oberbauschotter"
TU Graz, 1983

- [14] Monaco, V.
„Untersuchungen zu Schwellenbesohlungen im Oberbau“
Dissertation an der TU Graz im Jahr 2004
- [15] Potvin, R.
„Schieneneinsenkung und Schwellenbesohlungssteifigkeit“
EI 06-2008
- [16] Vossloh Fastenings GmbH.
Produktvorstellung internet
- [17] Stephanides, J.
„Untersuchungen zur Entstehung von Schlupfwellen“
Unveröffentlicht
- [18] wikipedia – Die freie Internetenzyklopädie
Stichwort „Thomas-Stahl“
- [19] Jörg, A.
„Ermüdungsfestigkeit von Eisenbahnschienen“
Diplomarbeit an der TU Graz, 2004
- [20] Tapp, C.
„Mechanische Eigenschaften von Schienenstählen“
Dissertation an der TU München, 2005
- [21] Auer, F; Wöhhart, A.
„Info Head Checks“
ÖBB-interne Arbeit, 2008
- [22] Rießberger, K.
„Skriptum Eisenbahnwesen“
TU Graz, Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft
- [23] Stephanides, J.
„Different lateral measured values and evaluations“
Arbeitspapier EN 14363
- [24] Hanreich, W.
„Modern Permanent Way Inspection Using the Track Geometry Inspection Coach EM250“
ZEV Glasers Annalen 128 (2004)
- [25] Semrad, F.
„Einfluss von Verschleißprofilen auf Profilauswetzungen“
TU Graz, 2006
- [26] Heyder, R.
Abschlussbericht Projekt IOS
Interner Bericht DB Systemtechnik
- [27] Zimmermann, H.
„Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues“
Verlag von Wilhelm, Ernst und Sohn, 1926

- [28] Eisenmann, J.
„Die Schiene als Tragbalken“
EI, 5/2004
- [29] Potvin, R.
„Schieneneinsenkung und Schwellenbesohlungssteifigkeit“
EI, 6/2008
- [30] Auer, F.
„Untersuchungen zum Einsenkungsverhalten von Gleisschwellen“
Unveröffentlichter Bericht – Anhang 1
- [31] Auer, F.
„Vergleich der Biegemomente in Schwellenmitte von unbesohlenen und besohlenen
Betonschwellen im Versuchsabschnitt Timelkam“
Teilbericht für das UIC-Projekt „USP in track“ – Anhang 2
- [32] Verhelst, W.
„Measurements at Eppegem site“
Teilbericht für das UIC-Projekt „USP in track“, Oslo 26. 5. 2010
- [33] Woschitz, H.
„Setzungsmessungen im Bereich der Teststrecke Timelkam“
TU Graz, 2009-10-12
- [34] Stahl, W.
„Anpassungen des Schotteroberbaus an die Anforderungen des
Hochgeschwindigkeitsverkehrs durch die Verwendung von hochelastischen
Zwischenlagen und einer Schiene mit breiterem Fuß“
TU München, 1998
- [35] Auer, F.
„Lastabtragung Horizontalkräfte – Ein vereinfachtes Modell“
Unveröffentlichter Bericht – Anhang 3
- [36] Fastenrath, F.
„Die Eisenbahnschiene“
Verlag Wilhelm, Ernst & Sohn, 1977
- [37] Auer, F.
„Messung der Schienenneigung und Schienenkipfung in Bogengleisen mit und ohne
Schlupfwellenbildung“
Unveröffentlicht – Anhang 4
- [38] Auer, F.
„Optimierter Zwischenlagenwechsel bei den ÖBB“
ZEV Glasers Annalen, 10/2005
- [39] Auer, F.
„Untersuchungen zum Verschleißverhalten von Zwischenlagen“
Unveröffentlichter Bericht – Anhang 5
- [40] Auer, F.
„Verschleißverhalten von Zwischenlagen im Bereich der Pyhrnbahn“
Unveröffentlichter Bericht – Anhang 6

- [41] Mießbacher, H.
„Materialuntersuchung von ausgebauten Zwischenlagen“
Unveröffentlichter Bericht Fa. Semperit
- [42] Rießberger, K.
Vortrag auf ÖVG-Tagung
Bad Gastein, 1976
- [43] Meinke, P.; Blenkle, C.
„Bogenlauf und Schlupfwellen bei den Standardprofilen UIC 60 und S1002“
IAT-Bericht 034/1
- [44] Auer, F.
„Untersuchungen zum Schwingungsverhalten von Gleisschwellen“
Unveröffentlichter Bericht – Anhang 7
- [45] Feichter, R.
„Ein Vergleich verschiedener Fester Fahrbahnen in einem engen Bogen im Hinblick auf
Schlupfwellenbildung und daraus resultierenden Gleisbeanspruchungen“
Uni Innsbruck, 2006
- [46] Auer, F.
„Frequenzanalyse der Schlupfwellen im Versuchsabschnitt Scheifling - Mariahof“
Unveröffentlichter Bericht – Anhang 8
- [47] Kaewunruen, S.; Remennikov, A.M.
„Monitoring structural degradation of rail pads in laboratory using impact excitation
technique“
University of Wollongong, 2005
- [48] Pointner, P.
„Functions for wear and RCF“
Contact Mechanics, 2009
- [49] Auer, F.
„Messschriebe von ausgewählten Gleisbögen“
Unveröffentlichter Bericht – Anhang 9
- [50] Auer, F.
„Vergleich des Verschleißverhaltens eines Standard- und verschleißoptimierten
Bogengleises bei Scheifling“
Unveröffentlichter Bericht – Anhang 10

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Prinzipskizze Schienenkippen	3
Abb. 1.2:	Außen angebrachter Holzkeil zur Stützung des Schienenkopfs in Bögen	3
Abb. 1.3:	Weichenkonstruktion mit Flachschiene auf der «Holz- und Eisenbahn» Mauthausen nach Linz (Ausstellungsstück Technisches Museum Wien).....	4
Abb. 1.4:	Flachschieneoberbau auf der Nordbahn anno 1838 (Ausstellungsstück Technisches Museum Wien).....	5
Abb. 1.5:	Oberbau der Semmeringbahn anno 1854 [2].....	6
Abb. 1.6:	Verschiedene im Netz der heutigen ÖBB entwickelte Schienenbefestigungssysteme [2].....	7
Abb. 1.7:	Unmittelbare Schienenbefestigung mit Hakennägeln ohne Unterlagsplatte – Schienenform XXIVa der ehem. K. k. Österr. Staatsbahnen (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien).....	7
Abb. 1.8:	Unmittelbare Schienenbefestigung mit Doppelfedernägeln „Macbeth“ ohne Unterlagsplatte für das Schienenprofil S 64 (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien)	8
Abb. 1.9:	Genageltes Holzschwellengleis aus den USA (Foto: Dr. Jochen Holzfeind).....	9
Abb. 1.10:	Unmittelbare Schienenbefestigung mit zwei Hakennägeln und einer Schwellenschraube – Schienenform Xa der ehem. k. k. Österr. Staatsbahnen und ÖBB (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien).....	10
Abb. 1.11:	Hakenplattenbefestigung ohne Klemmplatte – Schienenform 6 d der ehem. Deutschen Reichsbahn (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien)	11
Abb. 1.12:	Eisenfilzplatte als Unterlagsplatte auf der k. k. priv. Südbahn anno 1893 (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien).....	11
Abb. 1.13:	Rippenplattenbefestigung B (S 49) (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien)	12
Abb. 1.14:	Schienenlängsverschiebung in einem Gleis mit Rippenplatte und Klemmplatte	12
Abb. 1.15:	Holzschwellengleis mit Rippenplatte und Spannklemme „Sk1 12“	13
Abb. 1.16:	Seitliche Einarbeitungen des Schienenfußes in die Rippe der Rippenplattenkonstruktion in einem Bogengleis am Semmering.....	13
Abb. 1.17:	Seitliches „Durchrutschen“ der Spannklemme „Sk1 12“ als fortgeschrittene Verschleißerscheinung in einem Bogengleis am Semmering.....	13
Abb. 1.18:	Innen angebrachte „Sk1 3“, außen liegende „Sk1 12“	13
Abb. 1.19:	Einseitige Beanspruchung der Zwischenlagen in einem Holzschwellen-Bogengleis mit Spannklemme	14
Abb. 1.20:	Schienenkipfung bei K- und W-Befestigung.....	14
Abb. 1.21:	Korrosionserscheinungen an einer Schwellenschraube.....	14
Abb. 1.22:	Kunststoffkeilplatten zum Ausgleich der Rippenplatten-Einpressungen in die Holzschwelle (Foto: BM Norbert Rüb).....	15
Abb. 1.23:	Nagelstreifen zur Sicherung gegen das Aufweiten der Schwellenköpfe	15
Abb. 1.24:	Einbau einer Weiche mit Kunststoffhölzern (Foto: Dr. Günter Koller)	16
Abb. 1.25:	Gleislagequalität im Bereich eines Schienenstoßes (Foto: BM Johann Hofer).....	16

Abb. 1.26:	Sicherungskappe „Sik 6“ zur Erhöhung des Querverschiebewiderstands von Holzschwellengleisen	17
Abb. 1.27:	Grundformen von Betonschwellen [8]	20
Abb. 1.28:	Erste von Monier patentierte Betonschwelle anno 1884	20
Abb. 1.29:	Erste Einblockschwelle aus Beton, die sogenannte „Jaßner-Schwelle“ im Bahnhof Linz anno 1884 [8]	19
Abb. 1.30:	Zweiblockbetonschwelle „Stent-Schwelle“ – England 1915 [8]	21
Abb. 1.31:	Zweiblockbetonschwelle „22“ mit Rippenplattenkonstruktion im Netz der ÖBB (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien)	21
Abb. 1.32:	Zweiblockbetonschwelle „23“ mit unmittelbarer Schienenbefestigung (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien)	22
Abb. 1.33:	Spannbetonschwelle „B 2“ der Deutschen Reichsbahn [8]	23
Abb. 1.34:	Spannbetonschwelle „B53“ der Deutschen Bahn [8]	23
Abb. 1.35:	Spannbetonschwelle „B55“ der Deutschen Bahn [8]	24
Abb. 1.36:	Spannbetonschwelle „11“ mit Rippenplattenkonstruktion (ÖBB-RZ 16691)	26
Abb. 1.37:	Spannbetonschwelle „12“ mit Rippenplattenkonstruktion (ÖBB-RZ 16870)	26
Abb. 1.38:	Spannbetonschwelle „14“ mit Rippenplattenkonstruktion (ÖBB-RZ 17034)	27
Abb. 1.39:	Spannbetonschwelle „16“ mit Pandrolbefestigung (ÖBB-RZ 17061)	27
Abb. 1.40:	Spannbetonschwelle „19“ mit HM-Befestigung (ÖBB-RZ 17202)	27
Abb. 1.41:	Spannbetonschwelle „19a“ mit HM-Befestigung (ÖBB-RZ 17205)	28
Abb. 1.42:	Spannbetonschwelle „K 1“ mit „W 14“-Befestigung (ÖBB-RZ 17207)	28
Abb. 1.43:	Spannbetonschwelle „L 2“ mit „W 14“-Befestigung (ÖBB-RZ 17208)	29
Abb. 1.44:	Erstes Patent eines Querschwellengleises mit Längsunterstützung - 1908 [10]	29
Abb. 1.45:	Von Sch ubert entwickelte „Ohrenschwelle“	29
Abb. 1.46:	Von Eder entwickelte „Eder-Schwelle“	30
Abb. 1.47:	Breitschwelle der DB, 1996	30
Abb. 1.48:	„Leiterschwelle“, von Waku entwickelt	30
Abb. 1.49:	Rahmenschwelle „RS 95“	31
Abb. 1.50:	Rahmenschwelle „RS 115“ [10]	31
Abb. 1.51:	„HDS-Schwelle“ [10]	32
Abb. 1.52:	Steifigkeitsbestimmung an Schwellenbesohlungen mittels Normschotterplatte	32
Abb. 1.53:	Wirrgitter als Verbund zwischen Betonschwelle und Besohlungsmaterial	33
Abb. 1.54:	Große Schotterkontaktfläche bei Holzschwellen infolge Eigenelastizität	34
Abb. 1.55:	Schotterkontaktfläche in Abhängigkeit der Besohlungssteifigkeit [14]	34
Abb. 1.56:	„Augenscheinliche“ Schotterschonung durch den Einsatz von Schwellenbesohlungen	35
Abb. 1.57:	Verschiedene Verlustfaktoren bei unterschiedlichen Schwellenbesohlungsmaterialien [14]	35
Abb. 1.58:	Beobachtungsabschnitt bei Markersdorf – Vmax = 200 km/h; Schwellenbesohlung SLS 1308 G	36

Abb. 1.59:	Unterschiedlicher Setzungsverlauf bei Gleisen ohne und mit Schwellenbesohlung	37
Abb. 1.60:	Die Standzeiten der Schwellenbesohlungen werden durch gezielte Ausbauten untersucht – Beobachtungsabschnitt Pöndorf	37
Abb. 1.61:	Spannbetonschwelle „12“ mit Rippenplattenbefestigung (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien)	38
Abb. 1.62:	Spannbetonschwelle „14“ nach langer Einsatzdauer in einem Bogen	38
Abb. 1.63:	Spannbetonschwelle „16“ mit Pandrolbefestigung	39
Abb. 1.64:	Pandrol „Fast-Clip“	40
Abb. 1.65:	Funktionsweise W-Befestigung	40
Abb. 1.66:	Explosionsdarstellung der „W-Befestigung“ (Vossloh Fastenings GmbH)	41
Abb. 1.67:	Übersicht über die bei den ÖBB am häufigsten verwendeten Spannklemmen bei Betonschwellengleisen	42
Abb. 1.68:	Verschleißzustände eines Bogen-Betonschwellengleises mit der Stahlwinkelführungsplatte „Wfp 2“	43
Abb. 1.69:	Seitliche Einarbeitungen des Schienenfußes in die Winkelführungsplatte	44
Abb. 1.70:	Pappelholzzwischenlagen (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien)	45
Abb. 1.71:	Einsatz von ersten Gummizwischenlagen im Netz der ÖBB anno 1954	46
Abb. 1.72:	Verschleißzustände von Gummizwischenlagen [1]	46
Abb. 1.73:	Polyethylen-Zwischenlagen bei der Spannbetonschwelle „16“	47
Abb. 1.74:	Einarbeitungen der steifen EVA-Zwischenlage in die Betonoberfläche	47
Abb. 1.75:	Zwischenlage aus einem EVA-EPDM-Verbundstoff	48
Abb. 1.76:	Verschlossene Zwischenlage aus EVA-EPDM-Verbundstoff	48
Abb. 1.77:	Gummizwischenlage „Zw 700“	49
Abb. 1.78:	22 verschiedene Zwischenlagen in der Teststrecke „Verschleißarme Zwischenlagen“ bei Scheifling	50
Abb. 1.79:	„Wellendübel“ aus Holz (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien)	51
Abb. 1.80:	Adaptierung bei der Gewindeform von Betonschwellendübel	51
Abb. 1.81:	Schwellenschraube „1537“ (Sammlung Oberbau – Technisches Museum Wien)	52
Abb. 1.82:	Kriechvorgänge bei Dübeln aus HDPE in Bogengleisen	52
Abb. 1.83:	Verschleißzustände „Sdü 21“ aus HDPE	52
Abb. 1.84:	Gegenüberstellung Schwellendübel „Sdü 21“ und „Sdü 25“	53
Abb. 1.85:	Verschleißerscheinungen bei der Betonschwelle „14“ in einem Bogengleis	54
Abb. 1.86:	Bruch eines Bügelhalters bei der Pandrol-Federbügel-Befestigung	54
Abb. 1.87:	Verschleißformen bei der „W-Befestigung“ in Bogengleisen	55
Abb. 1.88:	Lockerungen der Schraube-Dübel-Paarung bei der „W-Befestigung“	56
Abb. 1.89:	Schlupfwellenbildung bei Betonschwellengleisen	56
Abb. 1.90:	Schlupfwellenbildung an der bogenäußeren Schiene	57
Abb. 1.91:	Biegezugrissen an Betonschwellen mit Schlupfwellenbildung	57
Abb. 1.92:	Achslagerbeschleunigung in Schlupfwellengleisen	57

Abb. 1.93:	Schlupfwellenbildung führt zur Zermahlung des Schottergerüsts.....	58
Abb. 1.94:	Durch Schotterabrieb verursachte Spritzstelle im Gleis.....	59
Abb. 1.95:	Einfluss der Schienengüte auf die Schlupfwellenbildung.....	59
Abb. 1.96:	Erste Schienenprofile aus Stahl – Schienenprofil A und B der Nordbahn	62
Abb. 1.97:	Schienenprofil „B“ (ehemalig S 49, heute 49 E 1)	64
Abb. 1.98:	Schienenprofil „C“ (ehemalig UIC 54E, heute 54 E 2).....	64
Abb. 1.99:	Schienenprofil „UIC 60“ (heute 60 E 1).....	65
Abb. 1.100:	Nierenbrüche in den 1970er Jahren.....	66
Abb. 1.101:	Herstellung von kopfgehärteten Schienen.....	66
Abb. 1.102:	Mikrogefüge von Schienenstählen	67
Abb. 1.103:	Abrasiver Schienenverschleiß in engen Bögen.....	67
Abb. 1.104:	Head-Check-Bildung an der bogenäußeren Fahrkante	68
Abb. 1.105:	Anti-Head-Check-Schienenprofil „Ballig R 16“	68
Abb. 1.106:	Squats	69
Abb. 2.1:	Führungskraft und Richtkraft	71
Abb. 2.2:	Bewegung eines Drehgestells bei Befahren eines Gleisbogens.....	71
Abb. 2.3:	Reibungsmittelpunkt	71
Abb. 2.4:	Foto einer ARGOS-Messstelle	72
Abb. 2.5:	Bogenradienabhängigkeit der Führungskräfte.....	72
Abb. 2.6:	Quasistatische Führungskräfte Y_{qst} – Messstelle Breitenstein.....	73
Abb. 2.7:	Dynamische Führungskräfte Y_{dyn} - Messstelle Breitenstein	74
Abb. 2.8:	Zusammenhang Y_{dyn} und Q_{dyn}	74
Abb. 2.9:	Schienenprofilmessung am Oberbaumesswagen EM 250	75
Abb. 2.10:	ÖBB-Intranetanwendung iSchienenprofil.....	76
Abb. 2.11:	Auswertung des abrasiven Seitenverschleißes von Schienen.....	76
Abb. 2.12:	„position in curve“-Effekt.....	77
Abb. 2.13:	Head-Check-Risswachstum.....	78
Abb. 2.14:	Zusammenhang Schieneneinsenkung – Schienenfußspannung – Stützpunktkraft – Gleislageveränderung.....	79
Abb. 2.15:	Einsenkungsergebnisse SNCF	80
Abb. 2.16:	Messequipment Schwelleneinsenkung	81
Abb. 2.17:	Messequipment Schotterbettbewegung	81
Abb. 2.18:	Einsenkungsdiagramm unbesohlte Betonschwelle	82
Abb. 2.19:	Einsenkungsdiagramm besohlte Betonschwelle – SLS 1308 G.....	83
Abb. 2.20:	Biegeprüfung Betonschwelle K1	84
Abb. 2.21:	Biegemoment in Schwellenmitte, besohltes und unbesohltes Gleis	85
Abb. 2.22:	Biegemoment in Schwellenmitte und im Schienenauflagerbereich.....	85

Abb. 2.23:	Setzungsverhalten von besohlenen und unbesohlenen Gleisen.....	86
Abb. 2.24:	Querverschiebewiderstand von besohlenen und unbesohlenen Schwellen.....	87
Abb. 2.25:	Richtungslagesignal eines Versuchsabschnittes mit Schwellenbesohlungen.....	87
Abb. 2.26:	Der Gleisrost als statisch unbestimmtes System.....	88
Abb. 2.27:	Lastübertragung des eingebrachten Moments	89
Abb. 2.28:	Eingleitetes Torsionsmoment M_t in Bögen.....	89
Abb. 2.29:	Fahrkante einer bogenäußeren Schiene.....	90
Abb. 2.30:	Resultierende aus Y und Q innerhalb der Kernfläche	91
Abb. 2.31:	Resultierende aus Y und Q außerhalb der Kernfläche.....	91
Abb. 2.32:	Lage der Resultierenden in Abhängigkeit von Y/Q.....	91
Abb. 2.33:	Kombiniertes Diagramm Schienenkipfung, rückstellendes Moment, Schienenfußeinsenkung und Randdruckspannung	92
Abb. 2.34:	Parametervariation Schienenprofil	93
Abb. 2.35:	Parametervariation Stützpunktkraft – EVA-EPDM-Zwischenlage.....	94
Abb. 2.36:	Parametervariation Stützpunktkraft – Zw700.....	95
Abb. 2.37:	Parametervariation Zwischenlagensteifigkeit.....	96
Abb. 2.38:	Parametervariation Niederhaltekraft Spannklemme.....	97
Abb. 2.39:	Schienen-drilling bei Gabellagerung.....	98
Abb. 2.40:	Messequipment Schieneneinsenkung.....	98
Abb. 2.41:	Gemessene Schienenkipfung und Randdruckspannung	99
Abb. 2.42:	Gemessene Schienenkipfung in einem Bogengleis – Skl 14, Zw 900b	100
Abb. 2.43:	Zwischenlagen-Verschleißparameter Schienenneigung.....	101
Abb. 2.44:	Einseitiger Verschleiß von Zwischenlagen.....	102
Abb. 2.45:	Verschleißraten der EVA-EPDM-Zwischenlagen	103
Abb. 2.46:	Standzeiten der EVA-EPDM-Zwischenlagen	103
Abb. 2.47:	Thermischer Einfluss beim Zwischenlagenverschleiß	104
Abb. 2.48:	Verschleiß einer ausgebauten Zw700 – Westbahn.....	104
Abb. 2.49:	Verschleiß einer ausgebauten Zw700 – Scheifling.....	105
Abb. 2.50:	Verschleißparameter Schienenfußabstand.....	106
Abb. 2.51:	Schienenverformung in Bögen.....	107
Abb. 2.52:	Fortgeschrittene Befestigungszerstörung	108
Abb. 2.53:	Biege- und Torsionsschwingungen von Radsätzen.....	110
Abb. 2.54:	Vertikaler Frequenzgang des Gleises	111
Abb. 2.55:	Horizontaler Frequenzgang des Gleises.....	111
Abb. 2.56:	Messungen im Brixental [17]	112
Abb. 2.57:	Prinzip Selbsterregte Schwingung	112
Abb. 2.58:	Prinzip der Schwebung.....	113
Abb. 2.59:	Weganteile der Schienenoberkante.....	114

Abb. 2.60:	Weg der Schienenoberkante – Lokomotive 1016/1116.....	114
Abb. 2.61:	Weg der Schienenoberkante – unbeladener Güterwagen.....	115
Abb. 2.62:	FFT - Weg der Schienenoberkante – unbeladener Güterwagen.....	116
Abb. 2.63:	Oberbaumesswagen - Schlupfwellenabtastung.....	116
Abb. 2.64:	Typische Schwingungen bei beginnender Schlupfwellenbildung.....	117
Abb. 2.65:	Typische Schwingungen bei fortgeschrittener Schlupfwellenbildung.....	117
Abb. 2.66:	Frequenzspektrum schlupfwellenbehafteter Schwellenkopf.....	118
Abb. 2.67:	Frequenzspektrum Gleistragplatte ÖBB-PÖRR.....	118
Abb. 2.68:	Gemessene Schieneneinsenkung und Schienenkipfung des Abschnitts A3.....	119
Abb. 2.69:	Frequenzspektrum Schieneneinsenkung und Schienenkipfung A3.....	120
Abb. 2.70:	Gemessene Schieneneinsenkung und Schienenkipfung FF Hst Rennweg.....	120
Abb. 2.71:	Frequenzspektren FF Hst Rennweg.....	121
Abb. 2.72:	Schlupfwellen im Bereich der Hst Rennweg.....	121
Abb. 2.73:	Schlupfwellen-Frequenzspektrum des Zw-Versuchsabschnitts A10.....	124
Abb. 2.74:	Schlupfwellen-Frequenzspektrum des Zw-Versuchsabschnitts A10.....	125
Abb. 2.75:	Zusammenhang c_{stat} – Schlupfwellenfrequenz.....	126
Abb. 2.76:	Zusammenhang c_{dyn} – Schlupfwellenfrequenz.....	126
Abb. 2.77:	Zusammenhang c_{dyn} – Schlupfwellenamplitude.....	128
Abb. 2.78:	Oberbaumesswagen - Achslagerbeschleunigung.....	128
Abb. 2.79:	Zusammenhang c_{dyn} – Achslagerbeschleunigung.....	129
Abb. 2.80:	Zusammenhang c_{dyn} – Verhältnis Schlupfwellenamplitude zu Achslagerbeschleunigung.....	129
Abb. 2.81:	Beschleunigungsmessungen an Schwellenköpfen.....	131
Abb. 2.82:	Frequenzspektren von drei unterschiedlich gelagerten Schwellenköpfen.....	131
Abb. 2.83:	Vertikalbeschleunigungen an Schwellenköpfen.....	132
Abb. 2.84:	Klangprobe zur Bestimmung der Schwellenhohllagen.....	133
Abb. 2.85:	Frequenzanalyse der Hohllagen.....	133
Abb. 2.86:	Verschleißvorgänge im Rad-Schiene-Kontakt.....	134
Abb. 2.87:	„damage map“.....	134
Abb. 2.88:	Schienenoberfläche Schlupfwelle.....	135
Abb. 2.89:	Einfluss der Stahlsorte auf die Schlupfwellenbildung.....	135
Abb. 2.90:	Zerstörungen an der Schienenbefestigung eines Versuchsabschnitts bei Schlöglmühl.....	136
Abb. 2.91:	Bogengleis bei Bruck/M.....	136
Abb. 2.92:	Bogengleis bei Scheifling.....	137
Abb. 2.93:	Bogengleis bei St. Pölten.....	137

Tabellenverzeichnis

Tab. 1.1:	Anforderungen an das lückenlose Verschweißen von Bogengleisen (Auszug ZOV 55).....	17
Tab. 1.2:	Spannbetonschwellen im Netz der ÖBB	25
Tab. 1.3:	Auflistung der bei den ÖBB eingesetzten Schwellenbesohlungen.....	33
Tab. 1.4:	Beschaffungspreise für Gleisstoffe bei der Deutschen Bahn anno 1963.....	39
Tab. 1.5:	Spannklemmen von Betonschwellengleisen im Netz der ÖBB	42
Tab. 1.6:	Zwischenlagen im Versuchsabschnitt „Verschleißarme Zwischenlagen“ bei Scheifling.....	50
Tab. 1.7:	Schraube-Dübel-Paarungen im Netz der ÖBB.....	53
Tab. 2.1:	Einfluss des Schienenprofils auf das rückstellende Moment.....	93
Tab. 2.2:	Einfluss der Vertikalkraft P auf das rückstellende Moment – Skl 14, Zw-K2a.....	94
Tab. 2.3:	Einfluss der Vertikalkraft P auf das rückstellende Moment – Skl 14, Zw 700	95
Tab. 2.4:	Einfluss der Zwischenlagensteifigkeit auf das rückstellende Moment	96
Tab. 2.5:	Wirksame Zwischenlagendicke in Relation zur Schienenneigung	102
Tab. 2.6:	Zwischenlagensteifigkeiten im Versuchsabschnitt Scheifling-Mariahof.....	123
Tab. 2.7:	Schlupfwellenfrequenzen im Versuchsabschnitt Scheifling-Mariahof	127
Tab. 2.8:	Verhältnis Schlupfwellenamplitude zu Achslagerbeschleunigung im Versuchsabschnitt Scheifling-Mariahof	130

Abkürzungsverzeichnis

ÖBB	Österreichische Bundesbahnen
k. k. priv. (Südbahn)	kaiserlich königlich privilegierte (Südbahn)
Skl	Spannklemme
C_{stat}	statische Federkennziffer
ZOV	Zusatzbestimmungen zu den Oberbau-Vorschriften (der ÖBB)
BM	Bahnmeister
BU	Buche
EN	Europäische Norm
ppm	parts per million (‰)
SIK	Sicherungskappe
R	Radius
Rp	Rippenplatte
Ei	Eiche
B 54	Oberbauvorschrift B 54
(49) E (1)	Europa
TMW	Technisches Museum Wien
„21“, „22“, „23“	verschiedene Zweiblockbetonschwellentypen
M_{su}	Biegemoment Schwellenmitte unten
K.G.	Kommanditgesellschaft
„K 1“	Kurzbettverfahren
„L 2“	Langbettverfahren
Z	Vorspannkraft
TU	Technische Universität
Prof.	Professor
HM-Befestigung	Hermann-Maier-Befestigung
UIC	Internationaler Eisenbahnverband (union internationale des chemins de fer)
SSL	Stahlbetonschwellenwerk Linz
PORR	österreichische Baufirma
RS	Rahmenschwelle
HDS	high density sleeper
DB AG	Deutsche Bahn Aktiengesellschaft
BN	Bahnnorm
SNCF	Französische Staatsbahnen
σ	Sigma (Spannung)
SLS, SLB	Sylomer
G	Wirrgitter

stat. Bettungsmodul.....	statischer Bettungsmodul
SBB	Schweizerische Bundesbahnen
V.....	Velocity (Geschwindigkeit)
USP	under sleeper pads
Mio.....	Millionen
DM	Deutsche Mark
K	Klemmplatte
Sdü.....	Schraubdübel
Zw	Zwischenlage
Wfp.....	Winkelführungsplatte
EI	Isoliereinlage
EVA.....	Äthylen Vinylacetat (Kunststoff)
EPDM.....	Ethylen-Propylen-Dien-Kautschuk (Gummi)
Elektr. Widerstand.....	Elektrischer Widerstand
DIN	Deutsche Industrie Norm
V _{zulässig}	zulässige Geschwindigkeit
IEC	Internationale Elektrotechnische Kommission
Vulk. Elastomer	Vulkanisiertes Elastomer
Hochw. Thermoplast.....	hochwertiger Thermoplast
Sdü.....	Schraubdübel
HDPE	high density Polyethylen
Ss.....	Schwellenschraube
K-Oberbau.....	Oberbauform mit Klemmplattenbefestigung
R	rail
HT	heat treated
LD-Verfahren	Linz-Donawitz-Verfahren (zur Stahlerzeugung)
HSB	head special hardened
RZ.....	Regelzeichnung