

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Lehrstuhl für Verkehrswegebau

Die horizontale Gleislagestabilität des Schotteroberbaus mit konventionellen und elastisch besohnten Schwellen

Dimitre L. Iliev

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

Doktor – Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.- Prof. Dr. - Ing. G. Wulfhorst

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.- Prof. Dr. - Ing. S. Freudenstein
2. Univ.- Prof. Dr. techn. P. Veit,
Technische Universität Graz / Österreich

Die Dissertation wurde am 28.09.2011 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 23.01.2012 angenommen.

	Inhaltsverzeichnis	I
1	Einführung	1
2	Komponenten des elastisch aufgelagerten Schottergleises	4
2.1	Elastische Schwellensohle.....	4
2.1.1	Entwicklungsgeschichte, Kosten.....	4
2.1.2	Vorteile und Nachteile von elastischen Schwellensohle.....	5
2.1.3	Verbund zur Schwelle, Feder- und Schutzschichten, Steifigkeit von Schwellensohlen.....	8
2.1.4	Anforderungen an der Schwellenbesohlung gem. DBS 918 145.....	11
2.1.5	Bestimmung des vertikalen statischen und dynamischen Bettungsmoduls der Schwellenbesohlung.....	11
2.1.5.1	Bestimmung des Bettungsmoduls nach DBS 918 145-01 am Betonblock.....	11
2.1.5.2	Bestimmung des Bettungsmoduls in Anlehnung an DBS 918 145-01 an der Schwelle.....	13
2.1.5.3	Bestimmung des Bettungsmoduls in Anlehnung an DBS 918 145-01 mit EP, GSP und TUM-P am Betonblock	14
2.1.5.4	Bestimmung des Bettungsmoduls in Anlehnung an DBS 918 145-01 an der im Schotterbett eingebauten Schwelle. Minimaler Bettungsmodul des Unterbaus.....	17
2.1.5.5	Zusammenfassung der unterschiedlichen Methoden zur Bestimmung des vertikalen Bettungsmoduls der Schwellenbesohlung.....	24
2.1.6	Bestimmung der horizontalen Steifigkeit, der Haft- und Gleitreibungskoeffizienten der Schwellenbesohlung auf der TUM-Platte.....	25
2.2	Spannbetonschwelle mit bzw. ohne elastischer Besohlung.....	27
2.3	Schiene und Schienenbefestigungssystem.....	29
2.4	Gleisschotter.....	29
2.4.1	Eigenschaften und Anforderungen.....	29
2.4.2	Schotterarten.....	30
2.4.3	Technische Eigenschaften von Schotter gemäß DIN EN 13450 bzw. BN 918061.....	31
2.4.4	Vertikale statische und dynamische Bettungsmoduln der untersuchten Schotterarten.....	36

3	Versuchseinrichtung zur Simulation der Betriebsbelastung	39
3.1	Einbau und Vorverdichtung des Schotters, Aufbau des Gleisrostes.....	39
3.2	Eingeleitete dynamische Konsolidierungslasten im Dauerversuch	41
3.2.1	Oberbau mit besohnten Schwellen G04 mit V05 bzw. V03.....	41
3.2.2	Oberbau mit konventionellen Schwellen.....	44
3.2.3	Oberbau mit besohnten Schwellen Paul Müller.....	46
3.2.4	Eingeleitete Püfkräfte aller untersuchten Oberbauvarianten.....	46
3.2.5	Zustand des Schotters Typ A und Typ B, der elastischen Besohlung und der Schwellen nach dem Konsolidierungsversuch	47
3.2.6	Die Kontaktspannungen zwischen un-/besohnten Schwellen und Schotter.....	51
4	Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität	55
4.1	Der Verdrehwiderstand der Schienenbefestigung.....	55
4.2	Das Ersatzträgheitsmoment des Gleisrostes.....	56
4.3	Horizontales Flächenträgheitsmoment und Querschnittsfläche der Schiene.....	58
4.4	Der Querverschiebewiderstand der Schwelle.....	59
4.4.1	Bestimmung des Querverschiebewiderstandes einzelner Schwellen im Labor.....	59
4.4.1.1	Einfluss des Verdichtungszustandes des Schotteroberbaus.....	66
4.4.1.2	Einfluss der Steifigkeit und der Schutzschicht der Schwellenbesohlung..	69
4.4.1.3	Einfluss des angewandten Messverfahrens.....	74
4.4.1.4	Einfluss der Schotterqualität, der eingeleiteten Verdichtungsarbeit infolge der Betriebsbelastung und der Untergrundverhältnisse	77
4.4.1.5	Einfluss der Art, Geometrie und Gewicht der Schwelle.....	81
4.4.1.6	Einfluss des dynamisch angeregten Gleies.....	86
4.4.1.7	Umwelteinflüsse.....	87
4.4.1.8	Einfluss des mechanischen Verdichtungsverfahrens beim Schottereinbau.....	89
4.4.1.9	Einfluss der Breite des Schotters vor dem Schwellenkopf und des Schwellenabstandes.....	90
4.4.1.10	Einfluss zusätzlicher Sicherheitsmaßnahmen.....	91
4.4.1.10.1	QVW mit Sicherungskappen.....	91
4.4.1.10.2	Erhöhung des QVW durch rauer Schwellenoberfläche.....	93
4.4.1.10.3	QVW von Schwellen mit profilierter Seitenoberfläche.....	93

4.4.1.10.4	QVW mit verklebtem Schotter im Schulterbereich.....	94
4.4.1.11	Die Anteile des QVW.....	95
4.4.1.11.1	Primärer Sohlwiderstand.....	96
4.4.1.11.2	Flanken- und Vorkopfwiderstand.....	100
4.4.1.11.3	Sekundärer Sohlwiderstand.....	105
4.4.1.11.4	Vergleichende Betrachtung der Anteile des QVW.....	108
4.4.2	Bestimmung des Querverschiebewiderstands einzelner Schwellen im im Betriebsgleis.....	110
4.5	Der Längsverschiebewiderstand der Schwelle.....	114
5	Überführung der Ergebnisse in Gleislagestabilitätsbetrachtungen...	119
5.1	Berechnung der horizontalen Gleislagestabilität nach der Theorie von Meier.....	119
5.2	FE-Modell zur Simulation der Gleisverwerfung.....	122
5.2.1	Grundlegende Parameter des FE-Modells.....	123
5.2.2	Modellierung.....	124
5.2.3	Vergleich der durch die Theorie von Meier und die FEM ermittelten kritischen Temperaturerhöhungen der betrachteten Schotteroberbau- varianten.....	130
5.2.3.1	Das ruhende gerade Gleis.....	130
5.2.3.1.1	Einfluss des Schwellentyps.....	135
5.2.3.1.2	Einfluss des Schienenprofils.....	136
5.2.3.1.3	Einfluss des Verspanngrades der Schienenbefestigung.....	137
5.2.3.1.4	Einfluss des Kraft-Verformungs-Verlaufs des Querverschiebe- widerstands.....	138
5.2.3.1.5	Einfluss des Längsverschiebewiderstands.....	139
5.2.3.1.6	Einfluss des Gleisrichtungsfehlers und der Fehlerlänge.....	139
5.2.3.1.7	Der Zusammenhang zwischen der mit dem FEM berechneten kritischen Temperatur, dem Ersatzträgheitsmoment und dem Gleisrichtungsfehler.	142
5.2.3.2	Das ruhende gekrümmte Gleis.....	145
5.2.3.2.1	Einfluss des Schienenprofils.....	148
5.2.3.2.2	Einfluss des Gleisrichtungsfehlers und der Fehlerlänge.....	149
5.2.3.2.3	Der Zusammenhang zwischen der mit dem FEM berechneten kritischen Temperatur, dem Ersatzträgheitsmoment und dem Gleisrichtungsfehler.....	150

5.2.3.3	Das gerade Gleis unter Betriebsbelastung.....	151
5.2.3.4	Das gekrümmte Gleis unter Betriebsbelastung.....	157
6	Zusammenfassung.....	162
7	Literaturverzeichnis.....	169
8	Anlagenverzeichnis.....	175
9	Anlagen.....	181
10	Anhang	

1. Einführung

Ein Schotteroberbau für hohe Betriebsbelastungen muss eine ausreichende Elastizität zur Minimierung der Stützpunktkräfte und der Schotterbeanspruchung aufweisen. Eine Möglichkeit hierzu besteht in der Anordnung von elastischen Schwellensohlen [1]. Der Einsatz von Besohlungen im Schottergleis bringt auch weitere Vorteile mit sich. Er führt zur Reduzierung der Lärmbelastung und der Erschütterungen, was insbesondere für verlaufende Strecken in der Nähe von Wohngebieten wichtig ist. Gleichzeitig soll das Gleis ein sicherer Fahrweg für den Hochgeschwindigkeitsverkehr bleiben, d.h. die Schienen-einsenkung soll wegen der auftretenden Biegezugspannungen am Schienenfuß begrenzt werden und insbesondere die horizontale Lagestabilität soll weiterhin gewährleistet sein. Dabei ist der Querverschiebewiderstand der wichtigste Parameter bei den Gleislagestabilitätsbetrachtungen. In der Vergangenheit wurde durch zahlreiche Messungen bewiesen, dass der Schotteroberbau mit unbesohlenen Betonschwellen B 70 einen ausreichend hohen QVW aufweist. Jedoch fehlen die Erkenntnisse über den Widerstand der Besohlung im Schotterbett und den Einfluss auf die Gleislagestabilität. Somit entsteht der Bedarf an vertiefter Forschung auf diesem Gebiet.

Aufgrund der angedeuteten Problematik wurden am Prüfamf für Verkehrswegebau der TU München Untersuchungen mit elastisch besohlenen und zum Vergleich auch mit unbesohlenen, konventionellen Schwellen im Hinblick auf das horizontale Gleislagestabilitätsverhalten durchgeführt. Der Vorgang wurde in vier Teilmaßnahmen untergliedert:

- Untersuchung der Komponenten des elastisch aufgelagerten Gleises
- Simulation der Betriebsbelastung
- Bestimmung der Einflussfaktoren der horizontalen Gleislagestabilität
- Überführung der Ergebnisse in Gleislagestabilitätsbetrachtungen

Im ersten Teil geht es hauptsächlich um die Bestimmung der statischen und dynamischen Eigenschaften der von der Fa. Getzner zur Körper- und sekundären Luftschallreduzierung neu entwickelten, akustisch optimierten elastischen Sohlen G04 (Federschicht) mit Geotextil-Schutzschicht V03 bzw. mit plastischer Lastverteilschicht V05, sowie der von der Fa. Paul Müller zur Schotterschonung eingesetzten gleichnamigen Schwellenbesohlung. Die Untersuchungen mit der Besohlung G04 der Fa. Getzner erfolgten im Zuge des Projekts LzarG „Leiser Zug auf realem Gleis“, Teilprojekt B3 „Oberbaumaßnahmen“ [2]. Weiter

wurden die Eigenschaften ausgewählter Schotterqualitäten ermittelt sowie unterschiedlicher Schwellenarten und Schienenprofile untersucht.

Im zweiten Teil wurde eine spezielle Versuchseinrichtung zur Simulation der Betriebsbelastung entwickelt, mit der der Schotteroberbau konsolidiert wurde.

Im dritten Teil wurden alle maßgebende Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität wie das Ersatzträgheitsmoment des Gleisrostes, der Verdrehwiderstand des Schienenbefestigungssystems, der Längsverschiebewiderstand der Schwellen, die horizontale Biegesteifigkeit der Schiene und der Querverschiebewiderstand (QVW) untersucht. Hier sollen insbesondere neue Erkenntnisse über den QVW der konventionellen und der elastisch besohlenen Schwelle im Labor erarbeitet werden. Der QVW ist eine entscheidende Kenngröße bei der Stabilitätsbetrachtung des lückenlos verschweißten Gleises. Der QVW kann an Einzelschwellen oder auch an kurzen Gleisjochen in Betriebsgleisen ermittelt werden. Dies bedeutet jedoch eine temporäre Einschränkung des Betriebes und ist mit einem entsprechenden Organisations- und Kostenaufwand verbunden. Deswegen ist es von großer Bedeutung, ein Verfahren zur Bestimmung des QVW im Labor zu entwickeln. Bei unbesohlenen Schwellen wird der QVW bei einer seitlichen Verschiebung der Schwelle um 2 mm ausgewertet, da diese den Knickpunkt des üblicherweise bilinearen Verlaufes des Kraft-Verformungs-Diagrammes darstellt. In Deutschland liegen keine Erfahrungen vor, welchen Einfluss eine Schwellenbesohlung auf die Größe und insbesondere den Verlauf des QVW ausübt. Zu den weiteren Faktoren, die den QVW beeinflussen, gehören die Schottereigenschaften, die Konsolidierung des Oberbausystems „Schotter-Sohle“, das angewandte Verdichtungsverfahren bzw. die eingeleitete Verdichtungsarbeit, die Unterlageverhältnisse, die Geometrie und das Gewicht der Schwelle, die Dynamik und die auftretende Abhebewelle unter den fahrenden Zügen, die unabgefederte Radsatzmasse, die Witterungsverhältnisse, sowie die zusätzlichen Sicherheitsmaßnahmen wie der Einsatz von Sicherungskappen oder die Schotterverklebung. Diese Einflüsse auf den QVW wurden vertieft untersucht. Weiter wurde der QVW im Betriebsgleis bestimmt. Auf der Basis von Laborversuchen sollen durch einen Vergleich mit QVW-Messungen auf der freien Strecke einerseits Erkenntnisse für die Gleislagestabilitätsbetrachtungen und andererseits Erkenntnisse für die Übertragbarkeit von Laborversuchen im Betriebsgleis gewonnen werden.

Im letzten Teil wurden die im Labor und Gleis ermittelten Parameter in Gleislagestabilitätsbetrachtungen überführt. Hier wurde ein FE-Modell zur Abbildung des Gleisrostes im Schotterbett zur Simulation von Gleisverwerfungen sowohl für die gerade Strecke als auch für den Bogenbereich entwickelt. Dabei wurden die nach der Theorie von Meier und FE-Modell berechneten kritischen Temperaturen miteinander verglichen. Es wurden Simulationen für das ruhende und für das unter Betriebsbelastung stehende Gleis durchgeführt.

2. Komponenten des elastisch aufgelagerten Schottergleises

2.1 Elastische Schwellensohle

In dieser Arbeit wurden drei verschiedene Typen von elastischen Schwellenbesohlungen untersucht. Diese haben nachfolgende Bezeichnungen:

- **G04** (Federschicht) mit Schutzschicht **V05** (Geotextil-Vlies) der Fa. Getzner Werkstoffe GmbH, A-Bürs, mit einem statischen Bettungsmodul von $C_{\text{stat1}} = 0,08 \text{ N/mm}^3$ (Sollwert)
- **G04** (Federschicht) mit Schutzschicht **V03** (plastische Lastverteilschicht LVD) der Fa. Getzner Werkstoffe GmbH, A-Bürs, mit einem statischen Bettungsmodul von $C_{\text{stat1}} = 0,08 \text{ N/mm}^3$ (Sollwert)
- **Paul Müller** (Federschicht) ohne Schutzschicht der Fa. Paul Müller Technische Produkte GmbH, D-Melsungen, mit einem statischen Bettungsmodul von $C_{\text{stat1}} = 0,25 \text{ N/mm}^3$ (Sollwert).

Im Nachhinein wird eine allgemeine Betrachtung der Funktionalität der Schwellensohle dargestellt, es werden die statischen und dynamischen Eigenschaften des elastischen Materials bestimmt. Detaillierte Untersuchungsergebnisse mit den drei Besohlungstypen im Hinblick auf den Querverschiebewiderstand bzw. die Gleislagestabilität folgen unter Ziff. 4.4.

2.1.1 Entwicklungsgeschichte, Kosten

Die Entwicklungsgeschichte von Schwellenbesohlungen ist nicht sehr alt. In Ländern wie Deutschland und Österreich werden elastische Schwellenlagerungen seit 1990 produziert. In Frankreich wurden 1989 die ersten Prüfungen an Betonwürfeln mit elastischer Sohle durchgeführt und in Kiesen, Schweiz, befindet sich eine Teststrecke mit 5 Sohlentypen verschiedener Hersteller. Elastische Schwellenlagerungen wurden zum ersten Mal in Norwegen 1990 und in Dänemark 1996 eingesetzt. In Deutschland wurde 1996 zwischen Mannheim und Karlsruhe von DB AG eine Gleisstrecke bei Waghäusel mit elastisch besohlenen Schwellen gebaut. In der Schweiz wurden zwischen 1996 und 2004 auf der Strecke Mattstetten – Rothrist 28.000 besohlte Schwellen eingebaut [3]. In den letzten 10 Jahren wurden die Schwellensohlen weiterentwickelt, ihre Eigenschaften wurden optimiert [4]. Elastische Schwellenbesohlungen werden bevorzugt bei längsinhomogenem Gleis, auf Brücken anstelle von Unterschottermatten, bei zu geringen Schotterbettdicken sowie bei höheren Geschwindigkeiten eingesetzt [5].

Die elastische Schwellenlagerung ist hinsichtlich der Erstellungskosten zwischen der Festen Fahrbahn und dem Schottergleis anzuordnen. Sie weist Vorteile beider Konstruktionsprinzipien auf: höhere Verfügbarkeit wegen der Reduzierung der Stopfarbeiten, leicht zu erneuernder Gleisrost. Bei der Instandhaltung überwiegt die Schienenpflege [6].

Heutzutage liegen die Kosten zur Herstellung einer eingleisigen Strecke in Deutschland (Schotteroberbau und Erdarbeiten) bei ca. 450.000 €/km. Die elastische Besohlung der Schwelle B 70 kostet ca. 19 € [7], wenn diese zur Erhöhung der Elastizität und zur Schotterschonung eingesetzt wird. Hochwertige Schwellenlagerung, die der sekundären Luftschallreduzierung dienen soll, kostet ca. 50 € [8]. Bei einem Schwellenabstand von 60 cm werden im Gleis 1667 Schwellen eingebaut. Falls die Schwellen elastisch besohlt sind, entstehen pro km Gleis Mehrkosten von $1667 \times 19 \text{ €} \cong 32.000 \text{ €}$ (84.000 € bei dem Einsatz von hochwertigen Sohlen). Dies entspricht einer Kostensteigerung von 7 % bis 19 %. Auf der anderen Seite wird der Stopfintervall um mindestens Faktor 2 verlängert, was zu einer Senkung der Instandhaltungskosten führt [9]. Durch den Einsatz von Schwellensohlen werden die Sperrpausen auf Gleisstrecken reduziert. Gleichzeitig können die Gleisanlagen wegen der Schotterschonung länger genutzt werden. Somit werden die etwas höheren Investitionskosten durch die Verlängerung der Lebensdauer der gesamten Strecke mehrfach kompensiert. Auch die Dicke des Schotterbetts unter der Schwelle (Grundsotter) kann reduziert werden [10], sollte aber aus anderen Gründen nicht gemacht werden [11] - ist die Bettungsstärke zu gering, findet kein Überschneiden der Lastausbreitungslinien unter den Schwellen vor dem Planum statt. Dies führt einerseits zur punktuellen Überbeanspruchung des Untergrundes und andererseits zur Bildung von lastfreien Zonen, wodurch Pumpeffekte, verbunden mit Transport von Feinmaterial in den oberen Schichten (Schotterbettverschmutzung), entstehen.

2.1.2 Vorteile und Nachteile von elastischen Schwellensohlen

Die Lebensdauer des Schottergleises und die Intervalle zwischen den Stopfarbeiten werden durch ausreichende und dauerhafte Elastizität verlängert. Außer durch das Schotterbett wird die Elastizität durch eingebaute elastische Komponenten unter der Schiene (Zwischenlagen, Zwischenplatten), unter der Schwelle (Schwellensohlen) und unter dem Schotter (Unterschottermatten), aber auch durch den Untergrund beeinflusst.

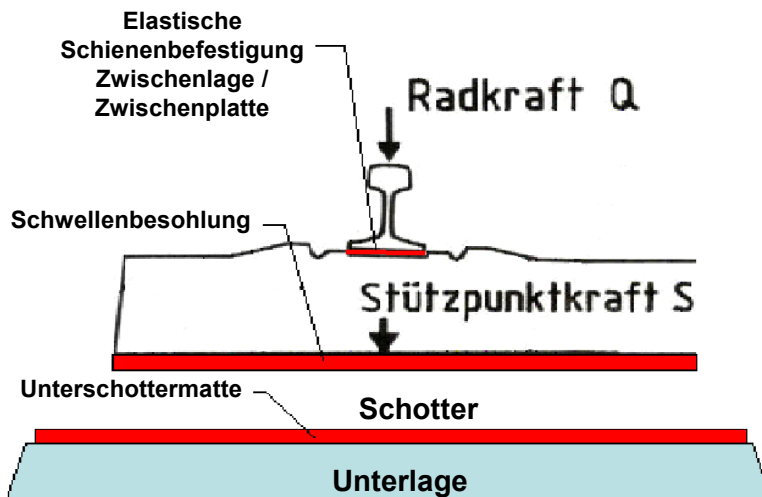


Abb 2.1. : Mögliche Anordnung der Elastizität

Durch den Einbau elastischer Schwellenbesohlungen wird unter der Radlast des Zuges eine größere Schieneneinsenkung erreicht, verbunden mit einer Verlängerung der Biegelinie der Schiene und folglich mit einer gleichmäßigeren Lastverteilung auf mehreren Schwellen. Somit werden die Stützpunktkraft und die Schotterpressung unter den Schwellen reduziert. Weiter werden die Schottersteine mit zunehmender Anzahl der Achsübergänge in die elastische Schwellensohle eingebettet, was zu einer Vergrößerung der Kontaktfläche führt und wiederum die Spannungen im Schotter reduziert [12]. Der Einbau von Schwellensohlen bringt folgende **Vorteile** mit sich:

- Reduktion der Stützpunktkraft und der Schotterpressung durch verbesserte Lastverteilung der Schiene
- Reduktion der Schotterpressungen durch Zunahme der Auflagerfläche unter der Schwelle
- Schotterschonung durch Vermeidung von Schlagbelastung durch die harte Unterseite der Betonschwelle bei Hohllagen
- Ungleichmäßigkeit der Auflagerbedingungen der einzelnen Schwellen wird ausgeglichen [13] → Vergleichmäßigung der Einsenkungen der einzelnen Stützpunkten und dadurch der vertikalen Gleislageelastizität
- Einsatz in Gleisabschnitten mit einem Halbmesser kleiner als 500 m anstelle elastischer Schienenbefestigungen wegen Überbeanspruchung der Zw am äußeren Rand [14]
- Reduktion der Schlupfwellenbildung in Kurven mit engen Radien [15]
- Einbettung der Schotterkörner in die Sohle → Stabilisierung der obersten Schotterschicht und Reduktion der Schotterumlagerung
- kleinere Setzungen im Untergrund durch bessere Lastverteilung [15]

- erfolgreicher Einsatz im Übergangsbereich zwischen Strecken unterschiedlicher Steifigkeiten
- leichtere und kostengünstigere Verlegung als bei Unterschottermatten
- Erschütterungsschutz → Körperschall und sekundärer Luftschall werden reduziert
- verbesserter Fahrkomfort
- Reduktion der Instandhaltungskosten durch Verlängerung der Stopfintervalle [9]
- Verlängerung der Lebensdauer der gesamten Strecke.

Der Einsatz von Schwellenbesohlungen im Schottergleis kann allerdings auch zu einigen **Nachteilen** führen:

Durch den Einbau der elastischen Sohlen nimmt die Schwingweite der Schwelle unter der einwirkenden dynamischen Last zu. Besonders bei weich besohlenen Schwellen kommt es dadurch zu erhöhter Reibung und folglich zum stärkeren Schotterabrieb im Bereich der Schwellenflanken [16, 17].

Wenn elastische Besohlungen im Frischbeton an der Schwellenunterseite eingebracht werden, kann es bei ungenügender Anpressung, zur Bildung von konvexen und konkaven Krümmungen an der Oberfläche der Sohle kommen. Durch die Unebenheit ändern sich die statischen und dynamischen Eigenschaften der Besohlung, da diese nicht mehr vollflächig belastet wird [18]. Dadurch wird eine unerwünschte punktuelle Änderung der vertikalen Gleislageelastizität hervorgerufen. Allerdings ist dieser negative Effekt nur für Messungen im Labor relevant, da im Gleis der Schotter unterstopft wird.

Durch den Einsatz von elastischen Sohlen wird die Dämpfung der Schwellenschwingungen durch den Schotter weitgehend aufgehoben. Dies kann zur Vergrößerung der Biegemomente der Schwelle durch Erhöhung der Schwingungen führen. Auf der anderen Seite vergleichmäßig die elastische Besohlung die Schotterpressung an der Schwellenunterseite und verringert damit die Biegebeanspruchung der Schwelle. Insgesamt ist eine stärkere Belastung der Schwelle nicht zu erwarten [19].

Wenn besohlte Schwellen vom Gleis ausgebaut werden, werden bei deren Entsorgung höhere Kosten entstehen, da beim Recyclen das elastische Material von der Betonschwelle abgetrennt werden muss.

2.1.3 Verbund zur Schwelle, Feder- und Schutzschichten, Steifigkeit von Schwellensohlen

Elastische Schwellensohlen werden unterseitig an Betonschwellen aufgebracht. Dabei wird die elastische Besohlung entweder bei der Schwellenfertigung auf den Frischbeton aufgebracht oder nachträglich an der Unterseite der Schwelle aufgeklebt. Bei der ersten Variante wird der Verbund mit Hilfe einer Anbindeschicht (Vliese, geometrische Strukturen) sichergestellt. Die Anbindeschicht ist in die elastische Sohle integriert und wird beim Herstellungsprozess der Schwelle auf den feuchten Beton aufgelegt. Nach der Regeln der DB aber auch international sind die Schwellensohlen umlaufend um ca. 5 bis 15 mm kleiner als die Unterseite der Betonschwelle. Dadurch sollen diese durch die tief greifenden Stopfpickel beim Schwellenstopfen nicht beschädigt werden.



Abb. 2.2: QS einer besohnten Schwelle (links). Möglicher Aufbau einer Schwellenbesohlung (rechts).

Auf dem Markt gibt es eine Reihe von elastischen Besohlungen unterschiedlicher Hersteller. Einige davon werden zur Verbesserung der dynamischen Gleiseigenschaften sowie zur Schotterschonung, andere zum Erschütterungs- und Schallschutz eingesetzt. Der Grundkörper (die Federschicht) einer Schwellenbesohlung kann aus einem Elastomer wie z.B. Naturkautschuk (NR), Ethylen-Propylen-Dien-Kautschuk (EPDM), Polyurethan (PUR) oder einem thermoplastischen Werkstoff wie Polyethylen (PE), Polypropylen (PP), Ethylenvinylacetat-Copolymeren (EVA), Polyamid (PA) gebildet sein. Üblicherweise weisen elastische Besohlungen eine Dicke von ca. 5 mm bis 20 mm auf [20]. Weiche Schwellenlagerungen können zum Schutz gegen Durchstoßungen oder Risse, hervorgerufen durch scharfkantige Schottersteine, mit einer zusätzlichen Deckschicht (Geotextil-Vlies oder auch steifere, plastische Schicht) ausgestattet werden. Dabei ist der Verbund zwischen der Deck- und Federschicht über die Lebensdauer der Besohlung zu gewährleisten.

Die hier untersuchten Besohlungstypen der Fa. Getzner sollen in erster Linie der Körper- und sekundären Luftschallreduzierung dienen. Beide Schwellensohlen bestehen aus der gleichen Polyurethan-Federschicht mit der Bezeichnung G04. Da die Federschicht relativ weich ist, werden diese durch eine Deckschicht geschützt. Somit werden Eindrückungen der Spitzen der Schottersteine im elastischen Material begrenzt und eventuelle Durchstoßungen unter Betrieb vermieden. Eine der Schutzschichten besteht aus einem Geotextil-Vlies mit der Bezeichnung V05 und die andere aus plastischer, lastverteilernder Druckschicht (LVD) mit der Bezeichnung V03, die des Weiteren auch akustisch optimiert ist. Die von der Fa. Paul Müller aus EVA hergestellte Schwellenbesohlung soll vor allem zur Schonung des Schotters eingesetzt werden. Hier wurde auf eine Schutzschicht verzichtet, da aufgrund der höheren Steifigkeit die Gefahr einer Perforation durch scharfkantige Schotterkörner relativ gering ist.

Tabelle 2.1: Untersuchte Schwellenbesohlungen mit / ohne Schutzschicht

Bezeichnung der Schwellenbesohlung	Gesamtdicke der Schwellenbesohlung [mm]	Schutzschicht
G04 mit V05	10	V05 – Geotextil-Vlies
G04 mit V03	12	V03 – plastische LVD-Schicht
Paul Müller	10	keine

Der Bettungsmodul C [N/mm^3] ist ein Maß für die Steifigkeit vom elastischen Material und stellt die Federziffer c [N/mm] bezogen auf die beanspruchte Fläche A [mm^2] dar. Gemäß DBS 918 145-01 [21] wird der vertikale statische und dynamische Bettungsmodul mit einer Normschotterplatte (NSP) ermittelt und im Spannungsbereich I (mittlere Schotterpressung) zwischen $\sigma = 0,01 \text{ N}/\text{mm}^2$ und $\sigma = 0,10 \text{ N}/\text{mm}^2$ bzw. im Spannungsbereich II (hohe Schotterpressung, nur statische Belastung) zwischen $\sigma = 0,01 \text{ N}/\text{mm}^2$ und $\sigma = 0,20 \text{ N}/\text{mm}^2$ ausgewertet. Der Bettungsmodul wird mit $C_{\text{stat}1}$ (Spannungsbereich I) bzw. mit $C_{\text{stat}2}$ (Spannungsbereich II) bezeichnet. Im Gleis werden sowohl weiche ($C_{\text{stat}1} < 0,15 \text{ N}/\text{mm}^3$) und mittelsteife ($C_{\text{stat}1} = 0,15 - 0,25 \text{ N}/\text{mm}^3$), als auch sehr steife Schwellensohlen ($C_{\text{stat}1} > 0,25 \text{ N}/\text{mm}^3$) eingebaut [12]. So z.B. ist eine der weichsten Besohlungen die SLS 613 G von Getzner (Österreich) mit $C_{\text{stat}1} = 0,046 \text{ N}/\text{mm}^3$ [22] und eine der härtesten die PRA von Sateba (Frankreich) mit $C_{\text{stat}1} = 0,28 \text{ N}/\text{mm}^3$ [23] bzw. die S01 von Spreepolymer mit $C_{\text{stat}1} = 0,38 \text{ N}/\text{mm}^3$ [24]. Die Steifigkeit von Elastomeren kann über die Größe der Luftporen und über die Materialdicke gesteuert werden. Bei Kautschuk basierten Produkten wird die Steifigkeit außer durch die Materialdicke auch durch die Shore-Härte und die Formgebung (Profilierung) eingestellt [25].

Um den Schotterabrieb an den Schwellenflanken zu reduzieren und damit auch die Schiene unter Biegebeanspruchung nicht übermäßig zu belasten, sollen entsprechende Minimalwerte der Besohlungssteifigkeit nicht unterschritten werden. Um die Schienenfußspannungen zu begrenzen, soll die quasi-statische Einsenkung der Schiene in etwa 1,5 mm betragen [26]. Auf den bestehenden Hauptabfuhrstrecken mit konventionellem Schotteroberbau (W-Oberbau, Schwelle B 70) ist ein Bettungsmodul von $C_{\text{unterbau}} = 0,10 \text{ N/mm}^3$ gegeben, womit unter einer Radsatzkraft von 200 kN eine Schienendurchbiegung von 1,0 – 1,2 mm erreicht wird [27]. Eine noch bessere lastverteilende Wirkung der Schiene wird bei einem Bettungsmodul von $C_{\text{gesamt}} = 0,05 \text{ N/mm}^3$ aktiviert [1]. Der Einsatz einer Besohlung ist beim Unterbau mit geringer Tragfähigkeit ($C_{\text{unterbau}} \leq 0,05 \text{ N/mm}^3$) nicht sinnvoll; d.h. der Unterbau (Schotter und Untergrund) soll einen Bettungsmodul von $C_{\text{unterbau}} > 0,05 \text{ N/mm}^3$ aufweisen. Bei einem Unterbau aus Beton und Schotter oder auf NBS wächst der Bettungsmodul auf über $0,35 \text{ N/mm}^3$ an [26]. In diesem Fall können weichere Schwellensohlen eingebaut werden. Unter Verwendung der Formel für hintereinander geschaltete Federn

$$1/C_{\text{gesamt}} = 1/C_{\text{unterbau}} + 1/C_{\text{sohle}} + (1/C_{\text{zw}} \sim 0)$$

wird der zulässige Bettungsmodul $C_{\text{gesamt}} = 0,05 \text{ N/mm}^3$ (ohne elastische Schienenbefestigung, d.h. $1/C_{\text{zw}} \sim 0$) unter dem Einsatz von Schwellenbesohlungen folgender minimaler Steifigkeit **nicht unterschritten**:

Tabelle 2.2: Minimaler Bettungsmodul der Schwellensohle in Abhängigkeit des Unterbaus

Unterbau	Bettungsmodul des Unterbaus C_{unterbau} [N/mm ³]	minimaler Bettungsmodul der Schwellenbesohlung C_{sohle} [N/mm ³]	min. Bettungsmodul des Gesamtsystems C_{gesamt} [N/mm ³]
Schotter und Untergrund (schlecht tragfähig)	$\leq 0,05$	kein Einbau	0,05
	0,06	$\geq 0,30$	
Schotter und Untergrund (gut tragfähig)	0,10	$\geq 0,10$	
Schotter und Untergrund (sehr gut tragfähig)	0,15	$\geq 0,08$	
NBS oder Schotter auf Betonplatte (z.B. auf Brücken, im Tunnel)	0,35	$\geq 0,058$	

2.1.4 Anforderungen an die Schwellenbesohlung gem. DBS 918 145

Gemäß DBS 918 145-01 sind folgende Versuche an elastischen Besohlungen durchzuführen:

- Ermittlung des statischen und dynamischen Bettungsmoduls C_{stat} [N/mm^3] und der dynamischen Versteifung
- Dauerschwingversuch in 2 Laststufen mit insgesamt 8,0 Mio. Lw zum Nachweis der mechanischen Dauerfestigkeit
- Tieftemperatur-, Alterungs- und Witterungsbeständigkeit, Entflammbarkeit
- Abreiß- und Abscherfestigkeit
- Frost/Taubeständigkeit

Gemäß DBS 918 145-02 wird der Verbund (Verbundfestigkeit) zwischen elastischer Sohle und Betonschwelle geprüft.

2.1.5 Bestimmung des vertikalen statischen und dynamischen Bettungsmoduls der Schwellenbesohlung

2.1.5.1 Bestimmung des Bettungsmoduls nach DBS 918 145-01 am Betonblock

Gemäß DBS 918 145-01 wird der vertikale statische und dynamische Bettungsmodul einer Probe mit den Abmessungen 300 x 300 x 210 mm (10 mm Sohle und 200 mm Beton) auf der Normschotterplatte (NSP) ermittelt. Die NSP hat eine profilierte, unsymmetrische Oberfläche, die als Stahl-Abguss von Schottersteinabdrücken der Planumsschutzschicht entstand. Folglich kann die NSP die realen Verhältnisse im Gleis nicht eindeutig nachbilden, da in Wirklichkeit die Schottersteine unter der Schwelle scharfkantiger sind und größere Hohlräume zueinander aufweisen. Demnach sind Messergebnisse auf der „stumpfen“ NSP nur als Vergleichsmaß zwischen verschiedenen Sohlentypen geeignet und nicht als reale Steifigkeitswerte zu interpretieren. Weiter ist zu berücksichtigen, dass die Messungen auf NSP durch starke Streuungen ausgeprägt sind, hervorgerufen durch die schwierige Positionierung der Probe auf der NSP - eine Abweichung von der zentrischen Lage hat einen großen Einfluss auf die Ergebnisse [28]. Um diese Problematik zu beheben, wurde eine neue geometrische Schotterplatte (GSP) mit symmetrischer Profilierung entwickelt (s. Ziff. 2.1.5.3) [29].



Abb. 2.3: Prüfung nach DBS 918 145-01 auf NSP

In Tab. 2.3 sind die nach DBS 918 145-01 auf NSP ermittelten statischen und dynamischen Bettungsmoduln der Sohle G04 mit zwei verschiedenen Schutzschichten sowie der Besohlung Paul Müller zusammengefasst:

Tabelle 2.3: Statischer und dynamischer Bettungsmodul der Schwellensohle G04 mit V05, V03 und Paul Müller (300 x 300 mm mit Betonblock) auf NSP

Bettungsmodul der untersuchten Schwellensohlen [N/mm ³] bei RT (23°C) Auswertebereich I: $\sigma = 0,01$ bis $0,10$ [N/mm ²]						
Bezeichnung der Schwellenbesohlung	Art der Lasteinleitung	300 x 300 mm Sohle mit Betonblock (80 mm)				
		statisch	5 Hz	10 Hz	20 Hz	30 Hz
G04 V05	NSP	0,086	0,10	0,10	0,10	0,10
G04 V03		0,080	0,10	0,10	0,10	0,10
Paul Müller		0,252	0,37	0,38	0,39	0,35

An jeweils drei Proben der elastischen Sohle G04 mit V03 bzw. V05 mit den Abmessungen 300 x 300 x 90 mm bzw. 92 mm (10 mm bzw. 12 mm Sohle und 80 mm Betonblock) wurde im Spannungsbereich I als Mittelwert ein statischer Bettungsmodul von $C_{stat1} = 0,086$ N/mm³ (G04 mit V05) bzw. $C_{stat1} = 0,080$ N/mm³ (G04 mit V03) ermittelt. Das fehlende Gewicht des 120 mm Betonwürfels wurde über eine Vorpressung ($0,0029$ N/mm² = 120 mm · $2,4 \cdot 10^{-5}$ N/mm³) berücksichtigt. Der dynamische Bettungsmodul bleibt mit ca. $C_{dyn} = 0,10$ N/mm³ bei den Frequenzstufen 5 Hz bis 30 Hz konstant. Dieser Sohlentyp kann als „weich“ für den Gleisoberbaubereich betrachtet werden. Die elastische Sohle Paul Müller mit einem statischen Bettungsmodul von $C_{stat1} = 0,252$ N/mm³ (Mittelwert aus 3 Proben) kann hingegen als relativ „steif“ eingestuft werden. Auch hier ist der dynamische Bettungsmodul mit ca. $C_{dyn} = 0,37$ N/mm³ in etwa konstant. Im DBS 918 145-01 werden diesbezüglich keine Grenzwerte und keine Steifigkeitsunterteilungen definiert. Im Allgemeinen werden weiche Besohlungen zur sekundären Luftschallisolation und harte Sohlen zur Schotterschonung eingesetzt.

2.1.5.2 Bestimmung des Bettungsmoduls in Anlehnung an DBS 918 145-01 an der Schwelle

Um die elastischen Eigenschaften der Besohlung zu untersuchen, wurden zusätzlich zu dem Verfahren des DBS 918 145-01 auch weitere Methoden angewandt, wobei die Messergebnisse miteinander verglichen wurden. So wurde der vertikale statische Bettungsmodul aller 3 untersuchten Besohlungstypen in Anlehnung an DBS 918 145-01 direkt an der Unterseite der besohnten Schwelle mit Hilfe der NSP im Bereich Schwellenmitte und unter den Schienenauflagern bestimmt. Dabei wurde die Schwelle umgedreht („Überkopf“ im Versuchsstand eingebaut) und die Last wurde über die aufgelegte NSP aufgebracht. Da die Breite der besohnten Schwelle B_{70} kleiner als 300 mm ist (ca. 200 mm in Schwellenmitte bzw. ca. 245 mm unter dem Schienenaufleger), wurde die eingeleitete vertikale Kraft angepasst und entsprach der bei der Prüfung nach DBS 918 145-01 definierten Flächenpressung einer Probe mit den Abmessungen 300 x 300 mm. Vorhandene Aussparungen der Sohle für die Dübelentwässerung wurden bei der Bestimmung der Belastungsfläche berücksichtigt. Über eine Vorpressung ($0,0048 \text{ N/mm}^2 = 200 \text{ mm} \cdot 2,4 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^3$) wurde auch das fehlende Gewicht des 20 cm dicken Betonwürfels ergänzt. Um die reine Besohlungssteifigkeit zu erfassen, wurden vor der Messung noch auskragende, aus dem Herstellungsprozess stammende Betonstege im Bereich der Auflagerung der NSP entfernt.



Abb. 2.4: Bestimmung des Bettungsmoduls der Sohle an der Schwellenunterseite. Die Vorpressung wurde mit Hilfe von Stahlelementen aufgebracht

Der statische Bettungsmodul im Spannungsbereich I beträgt als Mittelwert von jeweils zwei besohnten Schwellen $C_{\text{stat1}} = 0,080 \text{ N/mm}^3$ (G04 mit V05), $C_{\text{stat1}} = 0,079 \text{ N/mm}^3$ (G04 mit V03) bzw. $C_{\text{stat1}} = 0,250 \text{ N/mm}^3$ (Paul Müller) und entspricht in etwa den gem. DBS 918 145-01 an 300x300mm-Proben ermittelten statischen Werten (s. Tab. 2.3). Dies zeigt eindeutig,

dass auch mit der alternativen Messmethode an der Schwellenunterseite der statische Bettungsmodul der Besohlung ebenso zu bestimmen ist. Beispiele für die gemessenen Kraft-Verformungs-Verläufe an der Schwelle sind in Anl. 4 beigegeben.

Tabelle 2.4: Statischer Bettungsmodul der untersuchten Schwellensohlen an der Schwelle B70 mit NSP

Bettungsmodul der untersuchten Schwellensohlen [N/mm³] bei RT (23°C) Auswertebereich I: $\sigma = 0,01$ bis $0,10$ [N/mm²]		
Bezeichnung der Schwellenbesohlung	Art der Lasteinleitung	besohlte Schwelle B70
		statisch
G04 V05	NSP	0,080
G04 V03		0,079
Paul Müller		0,250

2.1.5.3 Bestimmung des Bettungsmoduls in Anlehnung an DBS 918 145-01 mit EP, GSP und TUM-P am Betonblock

Die vertikale statische und dynamische Sohlensteifigkeit der 300x300mm-Proben mit Betonblock wurde zum Vergleich auch zwischen ebenen Stahlplatten (EP) ohne Profilierung sowie auf der geometrischen Schotterplatte (GSP) bei RT bestimmt. Um sich an die im Gleis herrschenden realen Bedingungen (Schotterbett) heranzutasten, wurde am Prüfamf für Verkehrswegebau auch eine spezielle Platte (TUM-P), bestehend aus miteinander verklebten echten Schottersteinen, entwickelt.

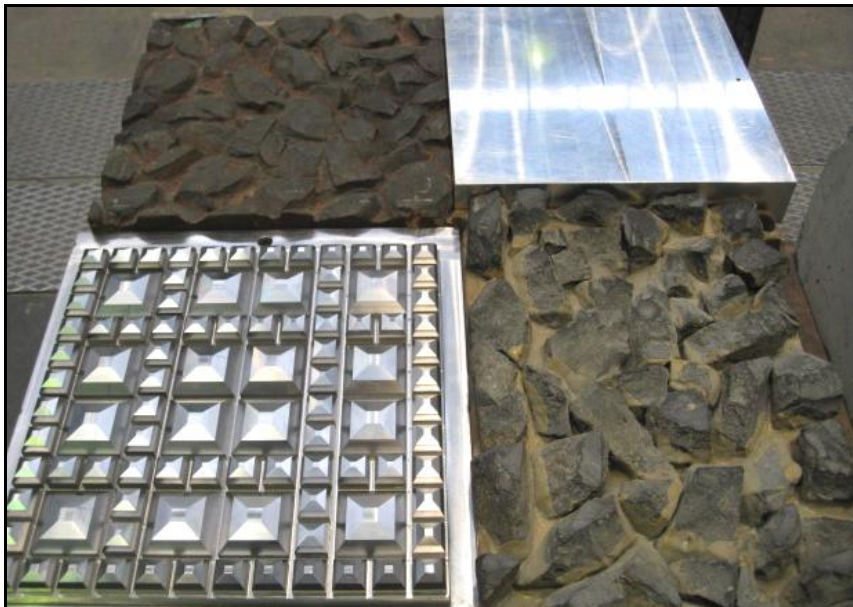


Abb. 2.5: Links oben: NSP; Links unten: GSP; Rechts oben: EP; Rechts unten: TUM-Platte

Die Untersuchungen auf EP und TUM-P wurden zusätzlich bei +50°C und -20°C (Neuzustand der Proben) sowie nach einem Dauerversuch mit 2,5 Mio. Lastwechseln (Lw) bei RT durchgeführt.

Tabelle 2.5: Statischer und dynamischer Bettungsmodul der Schwellensohle G04 mit V05, V03 und Paul Müller (300 x 300 mm mit Betonblock) auf EP, NSP, GSP und TUM-P

Bettungsmodul der untersuchten Schwellensohlen [N/mm³] bei RT (23 °C)											
Auswertebereich I: $\sigma = 0,01$ bis $0,10$ [N/mm²]											
Schwellen- besohlung (300x300mm)	Art der Last- einleitung	Neuzustand (Mittelwert aus 3 Proben)						nach 2,5 Mio. Lw (jeweils 1 Probe)			
		statisch		5Hz	10Hz	20Hz	30Hz	statisch		10 Hz	
G04 V05	EP	0,336	390%	0,41	0,41	0,42	0,43	0,345	400%	0,426	493%
	NSP	0,086	100%	0,10	0,10	0,10	0,10				
	GSP	0,072	83%	0,09	0,09	0,09	0,09				
	TUM-P	0,046	53%	0,05	0,05	0,05	0,05	0,052	60%	0,059	68%
G04 V03	EP	0,212	265%	0,24	0,24	0,25	0,26	0,235	294%	0,274	343%
	NSP	0,080	100%	0,10	0,10	0,10	0,10				
	GSP	0,072	90%	0,09	0,09	0,09	0,09				
	TUM-P	0,046	57%	0,06	0,06	0,06	0,06	0,049	61%	0,062	78%
Paul Müller	EP	0,961	381%	2,45	2,96	3,77	4,24	1,169	464%	3,06	1214%
	NSP	0,252	100%	0,37	0,38	0,39	0,35				
	GSP	0,343	136%	0,54	0,55	0,61	0,64				
	TUM-P	0,117	46%	0,17	0,18	0,18	0,18	0,136	54%	0,19	75%

Im Vergleich zu den Messungen auf NSP nimmt bei den geänderten Prüfkonditionen zwischen ebenen Platten (EP) bei RT sowohl der statische als auch der dynamische Bettungsmodul um den Faktor 4 (G04 V05), 2,5 (G04 V03) bzw. 4 bis 10 (Paul Müller) zu, da hier die gesamte Probenfläche (300 x 300 mm²) der Belastung entgegenwirkt. Die auf der GSP ermittelten Steifigkeitswerte sind mit derjenigen auf der NSP in etwa vergleichbar. Jedoch ist die Anfangskontaktfläche der GSP (ohne Lasteinwirkung) größer als die der NSP und umgekehrt, bei Einfederungen in etwa > 0,5 mm wird die Kontaktfläche der NSP größer als die der GSP. Folglich wird bei der weicheren Sohle G04 ein höherer Bettungsmodul und bei der steiferen Besohlung Paul Müller ein kleinerer Bettungsmodul mit der NSP im Vergleich zur GSP gemessen. Bei der Prüfung auf der TUM-Platte wird wegen der scharfkantigen Schottersteinen nur ein relativ geringer Teil der Sohlenfläche beansprucht. Demnach werden hier die größten Einfederungen und dadurch die geringste Steifigkeit von allen betrachteten Prüfmethode gemessen. In Anl. 2 und 3 sind alle bei RT ermittelten statischen Spannungs-Verformungs-Diagrammen dargestellt.

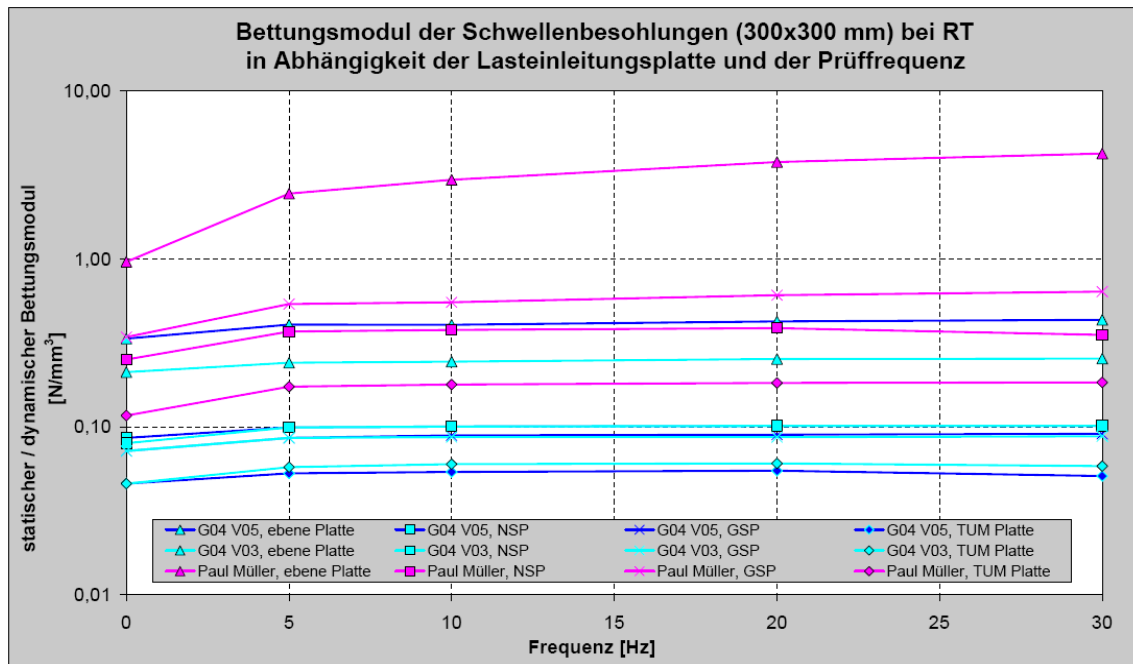


Abb. 2.6: Statischer und dynamischer Bettungsmodul der untersuchten Schwellenbesohlungen (300x300 mm) bei RT in Abhängigkeit der Lasteinleitungsplatte und der Prüffrequenz

Im Vergleich zur RT nimmt der statische Bettungsmodul der untersuchten elastischen Schwellensohlen bei den Prüfungen mit EP und TUM-P bei +50°C ab und bei -20°C zu, wobei die Steifigkeitsänderung relativ gering ist. Dies gilt auch für den gemessenen dynamischen Bettungsmodul bei der Frequenzstufe von 10 Hz und +50°C. Bei -20°C und 10 Hz wurde bei allen Besohlungen mit ca. 2,0 eine höhere temperaturbedingte dynamische Versteifung ermittelt (s. Anl. 1).

Nach 2,5 Mio. eingeleiteten vertikalen Lastwechseln zwischen $\sigma_u = 0,015 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_o = 0,18 \text{ N/mm}^2$ auf EP bzw. auf TUM-P nahm sowohl der statische als auch der dynamische Bettungsmodul aller untersuchten Schwellensohlen zu (s. Anl. 1, 3, 4). Die Unter- und Oberspannung entsprechen den im nachfolgenden Konsolidierungsversuch im Schotterbett eingeleiteten vertikalen Spannungen in der Schwellenauflegerfläche. Im Dauerversuch zwischen planparallelen ebenen Platten (EP) wurde nur die reine Materialversteifung registriert. Auf der TUM-Platte ist die Steifigkeitszunahme im Dauerversuch noch mit der vergrößerten Kontaktfläche infolge des Einarbeitens der Schottersteine in die elastische Besohlung zu begründen. Nach dem Dauerversuch auf der Platte mit verklebten Schottersteinen lag die Kontaktfläche der untersuchten Sohlenabschnitte bei 12,6% (Paul Müller), 15,9% (G04 V05) und 19,7% (G04 V03).

2.1.5.4 Bestimmung des Bettungsmoduls in Anlehnung an DBS 918 145-01 an der im Schotterbett eingebauten Schwelle. Minimaler Bettungsmodul des Unterbaus

Zum weiteren Vergleich wurde der vertikale statische Bettungsmodul auch am elastischen Oberbausystem „Schotter – Sohle“ sowohl im unkonsolidierten als auch im konsolidierten Zustand nach unterschiedlicher Anzahl von simulierten Achsübergängen ermittelt (s. Abb. 2.7). Dabei wurde angenommen, dass die Auflagerungsfläche der beschlittenen Schwelle bei $544\,000\text{ mm}^2$ liegt, entsprechend einem auflagerfreien Mittelteil von 500 mm (DBS 918 145-01, Tab. A1). Die Schwelle wurde durch eine vertikale Kraft im Schotterbett belastet und ihre Einsenkung wurde registriert. Die externe Messbasis wurde so konzipiert, dass die Einsenkung der 2 Schwellen unter den Schienenauflagern und in Schwellenmitte mittels 8 mechanischer Messuhren (4 pro Schwelle) mit einer Genauigkeit von 0,01 mm erfasst wurde (s. Abb. 2.7). Dabei wurden in Schwellenmitte jeweils 2 Messuhren positioniert, um eventuelles Kippen der Schwellen in Gleislängsrichtung zu registrieren, was die statische Steifigkeit beeinflussen und demnach die Ergebnisse verfälschen könnte. Dies passierte weder unter der statischen, noch unter der dynamischen Belastung, die Messuhrenpaare 2 und 3 bzw. 6 und 7 zeigten gleiche Einsenkungen. Jedoch wurden im oberen Auswertepunkt ($\sigma = 0,10\text{ N/mm}^2$) zwischen den Messuhren 1 und 4 bzw. 5 und 8 Unterschiede bis zu 2 mm registriert, verbunden mit ungleichmäßiger Setzung der Schwelle in Gleisquerrichtung. Die maximale Streuung um den Mittelwert zwischen den Einsenkungen der 2 Schwellen war < 25 %.

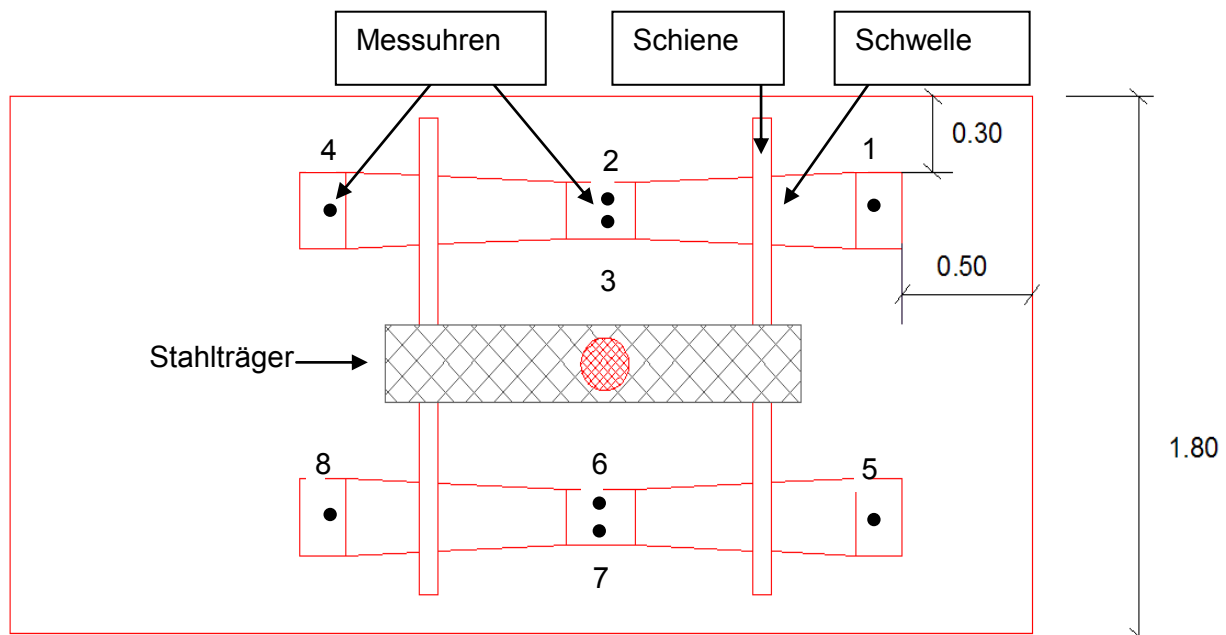


Abb. 2.7: Positionierung der Messuhren zur Erfassung der vertikalen Verformung

Bei der angewandten Messmethode an der Schwelle ist zu beachten, dass die registrierte Gesamtverformung unter der Auflast aus der Einfederung der Schwellensohle und der elastischen und plastischen Schottereinfederung besteht.



Abb. 2.8: Bestimmung des Bettungsmoduls des Systems „Schotter – Sohle“ auf dem Schotterbett (hier: Schwellen nicht eingeschottert).

Mit Zunahme der eingeleiteten Lastwechsel nahm auch die Konsolidierung des Schotteroberbaus zu. Somit stieg auch der Bettungsmodul des elastischen Systems „Schotter – Sohle“. In der Tab. 2.6 sind die Mittelwerte aus 7 Versuchsreihen mit insgesamt 14 besohnten Schwellen auf Schotter Typ A und B dargestellt. Dabei wurde der Verdichtungsgrad in 3 Phasen unterteilt: unkonsolidierter Zustand (3. Belastung), Konsolidierungsphase ($< 4,0$ Mio. Lw), konsolidierter Zustand ($> 4,0$ Mio. Lw). Beispiele für statische Einzelmessungen mit besohnten Schwellen auf dem Schotterbett sind von Abb. 2.9 sowie von Anl. 5 bis 7 zu entnehmen. Die erfassten Kraft-Verformungs-Verläufe sind progressiv, d.h. das System „Schotter - Sohle“ reagiert bei kleinen Belastungen elastischer und versteift bei höheren Lasten.

Tabelle 2.6: Statischer Bettungsmodul des Systems „Schotter – Sohle“ unter Verwendung von Besohlungen G04 (mit V05 bzw. V03) und Paul Müller, gemessen im Schotterbett

Bettungsmodul des Systems "Schotter - Sohle" [N/mm ³] bei RT (23°C) Auswertebereich I: $\sigma = 0,01$ bis $0,10$ [N/mm ²]						
Verwendeter Schotter	Art der Schwellenauflagerung	Sohle	besohlte Schwelle B70 Schwellenauflagerfläche ~ 544 000 mm ² (DBS 918 145-01)			
			statisch			
			Lastwechsel (Achsübergänge)	3	< 4,0 Mio.	> 4,0 Mio.
im Schotterbett	Schwelle nicht eingeschottert	G04 mit V05	Mittelwert Schwellen 1- 8	0,031	0,046	0,052
	Schwelle eingeschottert			0,047	0,059	0,062
Granitschotter Typ A und B	Schwelle nicht eingeschottert	G04 mit V03	Mittelwert Schwellen 1- 4	0,033	0,046	0,049
	Schwelle eingeschottert			0,042	0,052	0,055
	Schwelle nicht eingeschottert	Paul Müller	Mittelwert Schwellen 1- 2	0,063	0,107	-
	Schwelle eingeschottert			0,067	0,111	-

Bei den Messungen zur Bestimmung der statischen vertikalen Steifigkeit wurden zwei verschiedene Fälle betrachtet: „Schwelle nicht eingeschottert“, d.h. die Schwelle liegt auf dem Grundsotter, der Schwellenfach- und Vorkopfschotter wurden nicht eingebracht; „Schwelle eingeschottert“ - hier sind auch der Schwellenfach- und Vorkopfschotter eingebaut (s. Bilder 1 und 2, Anh. 1 und 2).

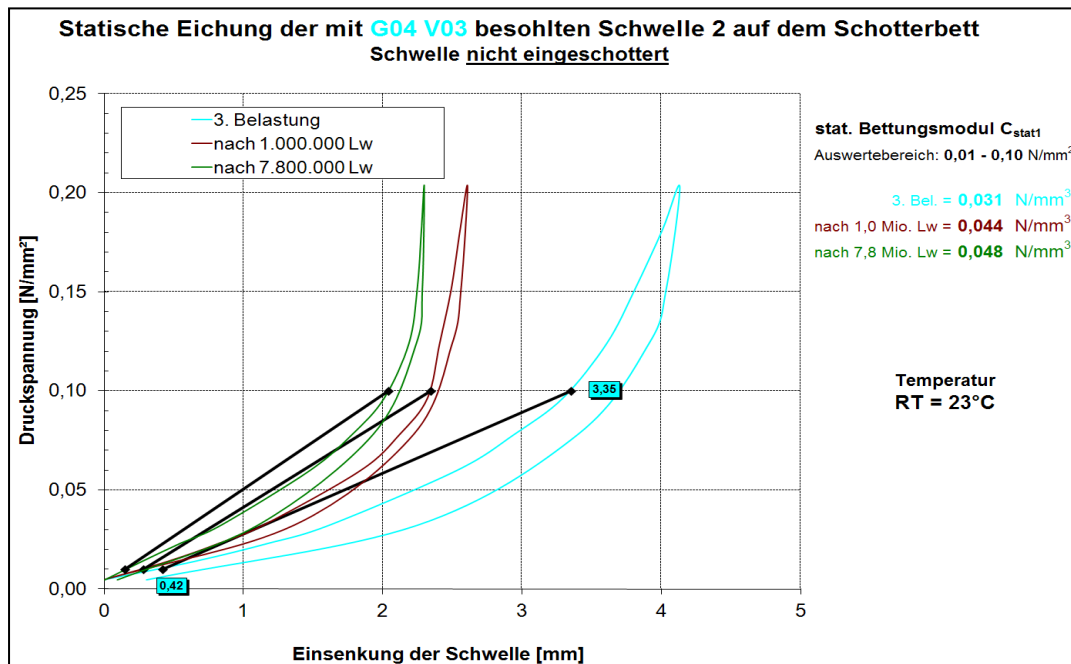


Abb. 2.9: Bestimmung des statischen Bettungsmoduls des Systems „Schotter - Sohle“ auf dem Schotterbett (hier: Schwelle Nr.2 mit Sohle G04 V03, nicht eingeschottert).

Wie aus Tab. 2.6 ersichtlich ist, bewirkte die dynamische Dauerschwellbelastung eine Konsolidierung des Oberbaus, wobei beim System mit steifen Sohlen Paul Müller die Versteifung zum Ausgangszustand mit 66 % stärker ausgeprägt war als beim System mit weichen Sohlen G04. Im Bereich < 4,0 Mio. Lastwechseln kann von einer Konsolidierung des Oberbaus ausgegangen werden, da bei der weiteren Erhöhung der Lastwechselzahlen > 4,0 Mio. nur noch eine geringfügige Zunahme des Bettungsmoduls festgestellt werden konnte. Im Fall „eingeschotterte Schwelle“ wurde durch den Einbau von Schwellenfachschotter infolge des zusätzlichen Reibungswiderstands zwischen den Schwellenflanken und Schottersteinen ein höherer vertikaler Bettungsmodul erreicht (s. grafische Darstellung aller Einzelwerte in Abhängigkeit der Lw in Anl. 9). Im Vergleich zu den Messungen auf NSP ist der Bettungsmodul des Oberbaus kleiner als der Bettungsmodul der Sohle, da die Gesamteinsenkung auch die Einsenkung des Schotters beinhaltet.

Um die reine Besohlungssteifigkeit im Schotterbett zu ermitteln, wurde bei unveränderten Randbedingungen in einem weiteren Versuch zunächst der vertikale statische Bettungsmodul des Schotters mit unbesohlenen, konventionellen Spannbetonschwellen B70, unter der Annahme einer Auflagerungsfläche von 570 000 mm², entsprechend einem auflagerfreien Mittelteil von 500 mm (DBS 918 145-01, Tab. A1), bestimmt. Somit wurde der Einfluss der Schottereinfederung auf die Gesamtverformung abgeschätzt. Die Ergebnisse (Mittelwerte aus 4 Versuchsreihen mit insgesamt 8 Schwellen) sind in Tab. 2.7 zusammengefasst. In Anl. 8 sind Beispiele für statische Eichungen von unbesohlenen Schwellen im Schotterbett beigegeben und in Anl. 10 sind alle Einzelwerte des ermittelten vertikalen Bettungsmoduls des Schotters in Abhängigkeit der eingeleiteten Lw grafisch dargestellt.

Tabelle 2.7: Statischer Bettungsmodul des Schotters, gemessen im Schotterbett

Bettungsmodul des Schotters [N/mm³] bei RT (23°C) Auswertebereich I: $\sigma = 0,01$ bis $0,10$ [N/mm ²]					
Verwendeter Schotter	Art der Auflagerung	unbesohlte Schwelle B70			
		Schwellenauflagerfläche ~ 570 000 mm ² (DBS 918 145-01)			
		statisch			
		Lastwechsel (Achsübergänge)	3	< 4,0 Mio	> 4,0 Mio.
im Schotterbett	Schwelle nicht eingeschottert	Mittelwert Schwellen 1- 8	0,233	0,453	0,518
Granitschotter Typ A und B	Schwelle eingeschottert		0,297	0,524	0,602

Die unbesohlte Schwelle ist jedoch nur näherungsweise als starrer Körper zu betrachten, da unter der statischen Belastung auch eine Schwellendurchbiegung stattfindet, was zu einer gewissen „Verfälschung“ des hier ermittelten Bettungsmoduls führt; der exakte Bettungsmodul des Schotters kann mit dem Plattendruckversuch ermittelt werden. In dieser Arbeit sollen dagegen die Bettungsmoduln des Schotters und der Besohlung wie in situ bestimmt werden, d.h. mit Hilfe einer im Schotterbett gelagerten Schwelle, die sich unter der Achslast bekanntermaßen unter regelkonformen Bettungsrandbedingungen geringfügig durchbiegt.

Im Fall „Schwelle eingeschottert“ ergibt sich im Lastwechselbereich < 4,0 Mio. Lw ein statischer Bettungsmodul von $C_{\text{stat1}} = 0,524 \text{ N/mm}^3$. Bezogen auf einen Stützpunkt mit halber Schwellenauflagerfläche ergibt sich somit eine vertikale Federziffer von $c = 149 \text{ kN/mm}$, die etwas höher als die für die Berechnung der dynamischen Konsolidierungslast angenommene Federziffer des Unterbaus (Schotter auf verdichtetem Untergrund) von $c = 125 \text{ kN/mm}$ ist (s. Ziff. 3.2.1). Der Grund für die Abweichung ist, dass die Messung des Bettungsmoduls des Schotters auf steifem Betonuntergrund stattfand. Wenn die im Labor ermittelte Federziffer des Schotters von 149 kN/mm im Rechenverfahren nach Zimmermann eingesetzt wird, würde sich unter Beibehaltung der restlichen Oberbauparameter im Fall „Güterzug“ eine dynamische Stützpunktkraft von $49,2 \text{ kN}$ ergeben, die sich um nur $0,6 \%$ von der für den Konsolidierungsprozess eingesetzten Kraft von $48,9 \text{ kN}$ unterscheiden würde.

Anschließend wurde der Bettungsmodul der elastischen Besohlung von versuchstechnisch ermittelten Bettungsmoduln des Gesamtsystems „Schotter – Sohle“ und des Schotters abgeleitet, indem das Modell für hintereinander geschaltete Federn angewendet wurde:

$$1/C_{\text{sohle}} = 1/C_{\text{gesamt}} - 1/C_{\text{schotter}}$$

mit :	C_{sohle}	-	Bettungsmodul der Schwellensohle	$[\text{N/mm}^3]$
	C_{schotter}	-	Bettungsmodul des Schotters	$[\text{N/mm}^3]$
	C_{gesamt}	-	Bettungsmodul des Systems „Schotter-Sohle“	$[\text{N/mm}^3]$

Die Ergebnisse sind in Tabelle 2.8 zusammengefasst:

Tabelle 2.8: Errechneter statischer Bettungsmodul der Schwellensohlen auf dem Schotterbett

Bettungsmodul der Schwellensohle [N/mm³] bei RT (23°C) Auswertebereich I: $\sigma = 0,01$ bis $0,10$ [N/mm ²]						
Verwendeter Schotter	Art der Schwellenauflagerung	Sohle	besohlte Schwelle B70 Schwellenauflagerfläche ~ 544 000 mm ² (DBS 918 145-01)			
			statisch			
			<i>Lastwechsel (Achsübergänge)</i>	3	< 4,0 Mio	> 4,0 Mio.
im Schotterbett	Schwelle nicht eingeschottert	G04 mit V05	Mittelwert Schwellen 1- 8	0,036	0,052	0,058
	Schwelle eingeschottert			0,056	0,067	0,069
Granitschotter Typ A und B	Schwelle nicht eingeschottert	G04 mit V03	Mittelwert Schwellen 1- 4	0,038	0,051	0,055
	Schwelle eingeschottert			0,049	0,058	0,060
	Schwelle nicht eingeschottert	Paul Müller	Mittelwert Schwellen 1- 2	0,086	0,140	-
	Schwelle eingeschottert			0,087	0,141	-

Bei Messungen auf dem Schotterbett wurde demnach im konsolidierten Zustand und im Fall „Schwelle eingeschottert“ ein maximaler statischer Bettungsmodul der Sohle G04 mit V05 von $C_{stat1} = 0,069$ N/mm³ bzw. $C_{stat1} = 0,060$ N/mm³ (G04 mit V03) ermittelt. Im Vergleich zu dem auf der NSP bestimmten statischen Bettungsmodul von $C_{stat1} = 0,080$ N/mm³ sind die hier ermittelten Werte sogar nach mehr als 4 Mio. eingeleiteten Lw kleiner. Bei Betrachtung des Falls „Schwelle nicht eingeschottert“, Neuzustand, 3. Belastung, wird die Abweichung zur Messung auf NSP noch deutlicher. Die Erklärung dafür ist, dass die NSP vorwiegend aus stumpfen, flachen Schotterabdrücken besteht, die die Verhältnisse in situ nicht exakt nachbilden können. Im Gegensatz dazu sind die im Schotterbett liegenden Steine durch scharfe Kanten und Spitzen geprägt, die auch größere Hohlräume zueinander aufweisen. Dadurch wird bei Messungen auf echten Schotterkörnern ein kleiner Anteil der Schwellensohle beansprucht, d.h. es findet ein begrenzter Kontakt der Sohle nur mit den Spitzen der darunterliegenden Steine statt. Folglich werden hier größere Verformungen bzw. Eindrückungen der Besohlung registriert und eine kleinere Steifigkeit gemessen. Bei Prüfungen auf der relativ flachen NSP wird bei gleicher Last eine kleinere Einfederung in der elastischen Sohle erzeugt, da hier eine größere Probenfläche der Belastung entgegenwirkt. Mit der TUM-Platte, die aus miteinander verklebten Schottersteinen besteht, wurden statische Bettungsmoduln ermittelt, die näher an den im Labor gemessenen Werten auf dem Schotterbett liegen. Dies wird aus Tab. 2.9 ersichtlich:

Tab. 2.9: Statischer Bettungsmodul der Schwellensole auf dem Schotterbett und mit TUM-P

Bettungsmodul der Schwellensole [N/mm³] bei RT (23°C) Auswertebereich I: $\sigma = 0,01$ bis $0,10$ [N/mm ²]			
Schwellen- besohlung	statisch		
	auf dem Schotterbett Schwelle B70 nicht eingeschottert < 4,0 Mio. Lw	TUM-Platte nach 2,5 Mio.Lw	Differenz [%]
G04 mit V05	0,052	0,052	0%
G04 mit V03	0,051	0,049	4%
Paul Müller	0,140	0,135	4%

Im Vergleich zu den Messungen auf dem Schotterbett, Fall „Schwelle nicht eingeschottert, < 4,0 Mio. Lw“, wurde nach 2,5 Mio. Lw mit der TUM-Platte eine maximale Differenz des statischen Bettungsmoduls von nur 4 % registriert.

Bei der Berechnung der dynamischen Konsolidierungslast wurde von einer Federziffer des Unterbaus von $c = 125$ kN/mm und einem Bettungsmodul der Schwellenbesohlung G04 von $C_{\text{stat1}} = 0,08$ N/mm³ ausgegangen (s. Ziff. 3.2.1). Unter Einsatz der im Fall „Schwelle eingeschottert“ und in der Konsolidierungsphase (< 4,0 Mio. Lw) ermittelten statischen Steifigkeiten des Schotters von $c = 149$ kN/mm bzw. der elastischen Sohle von $C_{\text{stat1}} = 0,063$ N/mm³ (Mittelwert aus G04 V05 und G04 V03) würde sich beim Güterzug mit Radsatzkräften von 220 kN eine dynamische Stützpunktkraft von 46,7 kN ergeben, die um 4 % kleiner als die tatsächlich eingesetzte Kraft von 48,9 kN sein würde.

Die zulässige Biegezugspannung $\sigma_{\text{zul}} = 74$ N/mm² am Fuß der korrodierten Schiene 60 E1 wird beim W-Oberbau mit Schwelle B 70 und einer Radsatzkraft von 200 kN bei einem Bettungsmodul $C_{\text{gesamt}} = 0,05$ N/mm³ nicht überschritten. Dies entspricht einer quasi-statischen Schieneneinsenkung von ca. 2,0 mm [30]. Demnach ergeben sich in der Konsolidierungsphase < 4,0 Mio. Lw bei der eingeschotterten Schwelle folgende minimale Steifigkeitswerte für den Unterbau (Schotter und Untergrund) bei der die untersuchten Schwellensole eingebaut werden dürfen:

Tab. 2.10: Erforderlicher minimaler Bettungsmodul des Unterbaus in Abhängigkeit der Schwellensohle (Konsolidierungsphase < 4,0 Mio. Lw, eingeschotterte Schwelle)

Schwellenbesohlung	minimaler Bettungsmodul des Unterbaus C_{unterbau} [N/mm ³]	Bettungsmodul der Schwellenbesohlung C_{sohle} [N/mm ³]	minimaler Bettungsmodul des Gesamtsystems C_{gesamt} [N/mm ³]
G04 mit V05	≥ 0,20	0,067	0,05
G04 mit V03	≥ 0,36	0,058	
Paul Müller	≥ 0,08	0,141	

Wie aus Tab. 2.10 zu entnehmen ist, soll die elastische Besohlung G04 mit Schutzvlies V05 nur auf sehr gut tragfähigem Unterbau mit $C_{\text{unterbau}} \geq 0,20 \text{ N/mm}^3$ eingebaut werden. Für die noch weichere Besohlung G04 mit V03 ist ein Unterbau mit $C_{\text{unterbau}} \geq 0,36 \text{ N/mm}^3$ empfehlenswert; dies entspricht der Steifigkeit auf NBS oder einer direkten Schotterlagerung auf Betontragplatte, wie z.B. auf Brücken oder im Tunnel. Im unkonsolidierten Zustand liegen die ermittelten Bettungsmoduln beider Schwellensohlen G04 unter dem kleinst möglichen Anforderungswert von $C_{\text{sohle}} = 0,058 \text{ N/mm}^3$, entsprechend einem Bettungsmodul des Unterbaus von $C_{\text{unterbau}} = 0,35 \text{ N/mm}^3$ (s. Ziff. 2.1.3, Tab. 2.2). Um die zulässige Biegebeanspruchung der Schiene zu minimieren, kann vor der Oberbaukonsolidierung bei beiden Besohlungstypen die Geschwindigkeit der überfahrenden Züge reduziert werden. Weiter kann auf Brücken oder im Tunnel eine Schotterbettdicke < 0,3 m gewählt werden; somit wird auch der Bettungsmodul des Unterbaus steigen ($C_{\text{unterbau}} > 0,35 \text{ N/mm}^3$). Die steifere Schwellensohle Paul Müller kann sowohl im konsolidierten ($C_{\text{unterbau,kons.}} \geq 0,08 \text{ N/mm}^3$) als auch im unkonsolidierten Zustand ($C_{\text{unterbau,unkons.}} \geq 0,12 \text{ N/mm}^3$) ohne weitere Restriktionen eingesetzt werden.

2.1.5.5 Zusammenfassung der unterschiedlichen Methoden zur Bestimmung des vertikalen Bettungsmoduls der Schwellenbesohlung

In nachfolgender Tab. 2.11 sind die hier angewandten Methoden zur Bestimmung der vertikalen Sohlensteifigkeit zusammengefasst:

Tab. 2.11: Methoden zur Bestimmung des vertikalen Bettungsmoduls einer Schwellensohle

Art der Lasteinleitung	Probekörper
EP, NSP (DBS 918 145-01), GSP, TUM-P	Besohlung (300 x 300 mm) mit Betonblock
NSP	besohlte Schwelle B 70
auf dem Schotterbett	besohlte Schwelle B 70

Zusammenfassend kann der statische Bettungsmodul einer Schwellenbesohlung mit Hilfe der NSP sowohl an kleinen Proben mit Betonblock (300 x 300 mm) als auch an der Schwelle bestimmt werden, wobei die ermittelten Steifigkeiten miteinander übereinstimmen. Die GSP liefert ähnliche Ergebnisse wie die NSP. Die auf der TUM-Platte ermittelten niedrigeren Werte liegen am nächsten an der Realität (zum Schotterbett). Bei Messungen auf dem Schotterbett wird wegen der scharfkantigen Schottersteine stets eine kleinere Steifigkeit der Sohle im Vergleich zur NSP registriert. Der dynamische Bettungsmodul zwischen 5 und 30 Hz kann wegen auftretender unerwünschter Schwingungen in der Schwelle nur an kleinen Sohlenabschnitten mit Betonblock exakt ermittelt werden.

2.1.6 Bestimmung der horizontalen Steifigkeit, der Haft- und Gleitreibungskoeffizienten der Schwellenbesohlung auf der TUM-Platte



Abb. 2.10: Bestimmung der horizontalen Steifigkeit, der Gleit- und Haftreibung der Besohlung auf der TUM-Platte

Die Eigenschaften der elastischen Besohlung wurden nicht nur unter vertikaler, sondern auch unter horizontaler Lasteinwirkung untersucht. Hierzu wurde die aus verklebten Schottersteinen bestehende TUM-Platte gewählt, um einen Vergleich mit den nachfolgenden Messungen des Sohlwiderstandes der Schwellen auf dem Schotterbett zu erzielen. Die horizontale Steifigkeit, die Haft- und Gleitreibung auf der TUM-Platte wurden an jeweils 3 Proben der elastischen Sohlen Paul Müller sowie G04 mit V03 bzw. V05 mit den Abmessungen 300 x 300 mm bestimmt. Weiter wurde der Gleit- und Haftreibungskoeffizient des Betons auf Schotter ermittelt. Wegen der kleineren Breite der TUM-Platte betrug die belastete Probenfläche $260 \times 300 \text{ mm} = 78.000 \text{ mm}^2$. Bei den elastischen Sohlen wurde durch das Gewicht des Betonwürfels, sowie mit Hilfe von Stahlelementen eine vertikale Vorpressung von $\sigma_v = 0,0054 \text{ N/mm}^2$ eingeleitet. Dies entspricht der durch das Eigengewicht der besohnten Schwelle B 70 entstehenden Vorpressung in der Besohlung ($\sigma_v = m \cdot g / A =$

$300\text{kg} \cdot 9,81\text{m/s}^2 / 544.000\text{mm}^2 = 0,0054 \text{ N/mm}^2$). Bei dem horizontalen Verschiebevorgang der Betonproben auf der TUM-Platte betrug die vertikale Vorpressung $\sigma_v = 300\text{kg} \cdot 9,81\text{m/s}^2 / 570.000\text{mm}^2 = 0,0052 \text{ N/mm}^2$ infolge der größeren Auflagerungsfläche der unbesohlenen Schwelle B 70. In Anl. 11 und 12 sind Beispiele der ermittelten Kraft-Verformungs-Verläufe dargestellt und in Tab. 2.12 sind alle Ergebnisse zusammengefasst:

Tabelle 2.12: Haft- und Gleitreibungskoeffizienten von Beton bzw. Besohlung G04 (V03, V05) und Paul Müller auf verklebten Schottersteinen (TUM-Platte)

Messung auf TUM-Platte (Neuzustand der Proben)						
vertikale Vorspannung Sohle $\sigma_v = 0,0054 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ bzw. Beton $\sigma_v = 0,0052 \text{ [N/mm}^2\text{]}$						
Schwellen- sohle	Probenabmessungen: 300x300mm; Beanspruchte Fläche: 260x300mm					Übertragung auf die Schwelle*
	Mittelwerte aus 3 Proben					
	Gleitreibung F_{gl} [kN]	Gleitreibungs- koeffizient [-]	Haftreibung F_h [kN]	Haftreibungs- koeffizient [-]	horizontale Steifigkeit [kN/mm]	Gleitreibung $F_{gl,Schw}$ [kN]
G04 V03	0,40	0,96	0,40	0,96	5,7	2,8
G04 V05	0,23	0,55	0,23	0,55	1,0	1,6
Paul Müller	0,21	0,51	0,23	0,55	20,6	1,5
Betonsohle	0,22	0,55	0,24	0,60	-	1,6
Messung auf TUM-Platte (nach 2,5 Mio. vertikalen Lastwechseln)						
G04 V03	0,73	1,73	0,73	1,73	2,7	5,1
G04 V05	0,36	0,86	0,36	0,86	2,2	2,5
Paul Müller	0,55	1,30	0,55	1,30	6,3	3,8

*Übertragungsfaktor unbesohlte Schwelle $f_u = 7,3$; Übertragungsfaktor besohlte Schwelle $f_b = 7,0$

Im Neuzustand wurde die höchste Gleit- bzw. Haftreibung mit 0,40 kN bei der Besohlung G04 mit plastischer Lastverteilschicht V03 gemessen, gefolgt von der G04 V05. Da die Federschicht G04 sowie deren Schutzvlies V05 relativ weich sind, wurde bei diesem Sohlentyp eine relativ geringe Schubsteifigkeit mit 1,0 kN/mm ermittelt. Bei der Sohle G04 mit V03 stieg die horizontale Steifigkeit infolge der plastischen Schutzschicht auf 5,7 kN/mm zu. Angemerkt sei, dass bei der Bestimmung der horizontalen Sohlsteifigkeit nur der elastische Teil der Schubverformung (= Gesamtverformung – bleibende Verformung) ausgewertet wurde. Bei der harten Besohlung Paul Müller wurde mit 20,6 kN/mm eine erwartungsgemäß hohe Schubsteifigkeit registriert. Hier, sowie bei der Betonsohle war die Haftreibung etwas größer als die darauf folgende Gleitreibung. Die Reibungskoeffizienten wurden durch das Verhältnis F_h / F_v bzw. F_{gl} / F_v bestimmt, wobei $F_v = \sigma_v \cdot A = \sigma_v \cdot 78.000\text{mm}^2$ beträgt. Um einen Vergleich zu den nachfolgenden Messungen mit nicht eingeschotterten Schwellen auf dem Schotterbett zu ermöglichen, wurden die auf der TUM-Platte ermittelten Gleitreibungswerte mit dem Flächenübertragungsfaktor $f_u = 570.000 \text{ mm}^2 / 78.000 \text{ mm}^2 = 7,3$ (unbesohlte Schwelle) bzw. $f_b = 544.000 \text{ mm}^2 / 78.000 \text{ mm}^2 = 7,0$ (besohlte Schwelle)

multipliziert. Demnach soll der Sohlwiderstand von elastisch besohlenen Schwellen im Schotterbett höher als derjenige der konventionellen Schwellen sein.

Nach 2,5 Mio. eingeleiteten vertikalen Lastwechseln im Dauerversuch zwischen $\sigma_u = 0,015 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_o = 0,18 \text{ N/mm}^2$ nahmen die Gleit- bzw. Haftreibungskräfte aller Besohlungstypen infolge der Einarbeitung der scharfkantigen Schottersteinen der TUM-Platte im elastischen Material und der damit verbundenen Vergrößerung der Kontaktfläche zu. Bei der Besohlung G04 V03 wurde der höchste Reibungskoeffizient mit $1,73 > 1,0$ gemessen, was wiederum auf das feste Einbinden der Spitzen der Schotterkörner in die plastische Lastverteilungsschicht zurückzuführen ist.

Da beim Besohlungstyp G04 mit V05 (Geotextil-Vlies) eine relativ geringe Schubsteifigkeit gemessen wurde, wurde die horizontale Verschiebung von besohlenen Schwellen im Schotterbett mittels aufgebrachtener Induktivwegaufnehmer sowie an der Schwelle selbst, als auch an der elastischen Sohle registriert. Somit sollen eventuelle Unterschiede zwischen beiden Messverfahren und damit verbundene Auswirkungen auf den Messwert des Sohl- bzw. Querverschiebewiderstandes erfasst werden.

2.2 Spannbetonschwelle mit bzw. ohne elastischer Besohlung

Die Schwellen bilden nicht nur eine stabile Auflage für die Schienen, sondern ermöglichen eine bestimmte Spurweite sowie eine exakte Linienführung des Gleises. International gibt es eine Reihe von Schwellenmodellen, die sich sowohl von den Materialeigenschaften (Spannbeton, Holz, Stahl, Kunststoff) als auch von der Form und dem Gewicht voneinander unterscheiden. In dieser Arbeit wurde das Hauptaugenmerk auf die Spannbetonschwelle B70 gerichtet, da diese die meist verbreitete Schwelle in Deutschland und in leicht abgewandter Form auch in Österreich und der Schweiz für Hauptgleise ist.

Der Querverschiebewiderstand und somit die horizontale Gleislagestabilität werden signifikant von der Art und der Geometrie der Schwelle beeinflusst. Beispielsweise zeigen Holzschwellen aufgrund des geringeren Gewichtes einen kleineren QVW als Betonschwellen. Mit Hilfe spezieller geometrischer Ausführungen, wie z.B. seitlicher Auskragungen (Ohrenschwelle [31]), Vergrößerung der Breite (Breitschwelle) oder der Länge und der Höhe (Schwelle B 75) wurde bei Betonschwellen versucht, die Fläche zum Schotter zu vergrößern und dadurch auch den Widerstand gegen Querverschiebung zu erhöhen.

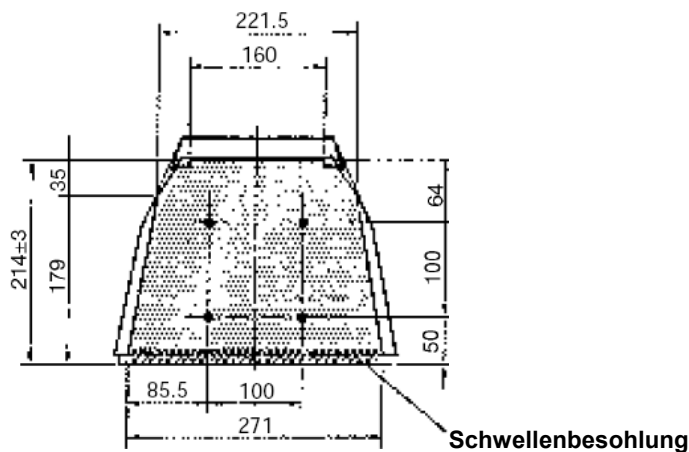


Abb. 2.11: Querschnitt der besohnten Spannbetonschwelle B 70 (Quelle Fa. Railone)

Um die Elastizität des Oberbaus zu erhöhen und somit die Gleiskomponenten zu schonen oder den Körper- und Luftschallschall zu begrenzen, kann an der Unterseite der Schwelle eine elastische Sohle aufgebracht werden. Damit das Besohlungsmaterial beim Schwellenstopfen unbeschädigt bleibt, beträgt dessen Abstand zum Schwelleanfang umlaufend ca. 10 mm. Demnach ergeben sich in Abhängigkeit der Schwellenart folgende Flächenabmessungen von elastischen Besohlungen:

Tabelle 2.13: Volle bzw. reduzierte Auflagerungsfläche verschiedener Schwellentypen mit und ohne elastischer Besohlung

Schwellen- typ	Sohlfläche				
	unbesohlt		mit Schwellenbesohlung		
	volle Auflagerungs- fläche [m ²]	reduzierte Auflagerungs- fläche* [m ²]	volle Auflagerungs- fläche [m ²]	reduzierte Auflagerungs- fläche* [m ²]	Material- ersparnis [%]
B70	0,6801	0,5700	0,6150	0,5440	12
B90	0,8077	0,6720	0,7493	0,6236	17
B75	0,8949	0,7574	0,8323	0,7048	15
B01	0,7800	0,6300	0,7220	0,5820	19
Breitschwelle	1,3680	1,0830	1,3086	1,0336	21
Flachschwelle	0,9695	0,8105	0,9093	0,7603	16

* Auflagerungsfläche der Schwelle unter Berücksichtigung eines lastfreien Bereichs von 500 mm Länge in Schwellenmitte

Falls in den nachfolgenden Untersuchungen nachgewiesen wird, dass bei Schwellen mit weicher Besohlung, ähnlich wie bei hartbesohnten Schwellen [32, 33, 34] bzw. konventionellen Schwellen, der Kontakt zum Schotter vorwiegend im Bereich beider Schienenaufleger stattfindet (s. Bilder 3 und 4, Anh. 3), d.h. wenn ein auflagerfreier Mittelteil

von ca. 500 mm in Schwellenmitte existiert, dann kann dies beim Hersteller zur Material- und Kostenreduzierung führen, indem die Besohlung nur unter den Schienenauflagern verlegt wird. Beispielsweise würde die Materialersparnis bei der Schwelle B 70 bei ca. 12 % und bei der Breitschwelle sogar bei 21 % liegen werden. Jedoch ist zu bedenken, dass infolge der Betriebsbelastung sich die Spitzen der Schottersteine immer tiefer in die elastische Sohle einarbeiten werden. Beim Aufliegen der unbesohlten Schwellenmitte auf dem Schotterbett kann es zur Änderung des vertikalen Bettungsmoduls, zur Bildung von Spannungsbrücken innerhalb der Schwelle sowie zur Erhöhung des negativen Biegemomentes kommen. Hierfür ist eine entsprechende Instandhaltung erforderlich.

2.3 Schiene und Schienenbefestigungssystem

Die Schiene dient gleichzeitig als Fahrweg und Träger für die fahrenden Züge [35]. Im Hinblick auf die Sicherheit gegen Gleisverwerfung spielt vor allem die Biegesteifigkeit bzw. das horizontale Flächenträgheitsmoment des Schienenprofils eine wesentliche Rolle. Bedingt durch die Temperaturproblematik und die dadurch entstehenden Druckkräfte im durchgehend verschweißten Gleis, ist die horizontale Stabilität des Gleisrostes auch von der Größe der Schienenquerschnittsfläche abhängig. Die FEM-Simulationen (s. Ziff. 5) wurden mit der für deutsche Schnellfahrstrecken typischen Schiene 60 E1 durchgeführt. Zum Vergleich wurden auch die Schienenprofile S 54 und 49 E1 herangezogen.

Durch das Schienenbefestigungssystem werden die Schienen mit den Schwellen zu einem Gleisrost verbunden. Beim seitlichen Ausknicken des Gleises findet eine geometrisch bedingte Verdrehung der Schiene zur Schwelle statt. Diese wird vor allem durch die Art und den Verspanngrad des Befestigungssystems beeinflusst bzw. eingeschränkt. In dieser Arbeit wurden die Untersuchungen mit dem auf deutschen Strecken verbreiteten Schienenbefestigungssystem W14 mit harter Zwischenlage Zw 687 durchgeführt.

2.4 Gleisschotter

2.4.1 Eigenschaften und Anforderungen

Der Schotter hat sich so wie die Schwellen, die Schienen und die elastischen Gleiskomponenten als wesentliches Element des Schotteroberbaus seit Jahrzehnten bewährt. Durch das Schotterkorngerüst werden einerseits die einwirkenden Kräfte aus dem Schienenverkehr sicher im Untergrund abgeleitet. Andererseits trägt das Schotterbett zur

Erhöhung der Gleiselastizität bei und dadurch zur Aktivierung der lastverteilenden Wirkung der Schiene. Der Schotter soll die Gleislagestabilität in allen drei Raumrichtungen gewährleisten, jedoch hat er sich als schwächstes Element des Gleises etabliert.

Der Oberbauschotter muss eine Reihe von technischen Anforderungen erfüllen. Er muss bestimmte granulometrische und physikalische Eigenschaften aufweisen. Zu den granulometrischen Eigenschaften gehören die Kornzusammensetzung (Sieblinie), die Kornform, die Kornlänge und der Anteil an Feinkorn bzw. an abschlämmbaren Bestandteilen. Die Schlagfestigkeit, der Widerstand gegen Verschleiß und Zertrümmerung, die Dauerhaftigkeit sowie die Reinheit von Fremdbestandteilen werden als physikalische Eigenschaften des Schotters definiert. Die Dauerhaftigkeit wird durch die Verwitterungsbeständigkeit und Wasseraufnahme, durch den Widerstand gegen Gesteinszerfall (Sonnenbrand) beschrieben.

Unter der Verkehrsbelastung weist jede Schotterqualität spezifische statische und dynamische Eigenschaften auf, die hauptsächlich von der Kornverteilung, der Schotterbettdicke, von der Steifigkeit des Untergrundes sowie von der geleisteten Verdichtungsarbeit (vertikale Last pro Schwelle und Lastfrequenz) abhängig sind.

2.4.2 Schotterarten

In Deutschland und anderen europäischen Ländern werden unterschiedliche Schotterqualitäten eingebaut. Allgemein sind Hartgesteine wegen ihrer hohen Abrieb- und Druckfestigkeit am besten geeignet. Sedimentgesteine wie Sand- und Kalkstein verwittern schneller und werden demnach als zweitrangig beschrieben. Die Hartgesteine Granit, Basalt, Gabbro und Diorit gehören zu den vulkanischen Tiefengesteinen (Magmatiten), Serpentin sowie Diabas sind durch metamorphe Umwandlungsprozesse entstanden.

Bei den Laboruntersuchungen für diese Arbeit kamen im Rahmen von Forschungsaufträgen sechs verschiedene Schotterarten zum Einsatz. Dabei wurden die Versuche erweitert bzw. zusätzliche Prüfungen durchgeführt:

- deutscher Granitschotter Typ A (Werk A)
- deutscher Granitschotter Typ B (Werk B)
- österreichischer Granitschotter

- österreichischer Serpentinitschotter
- russischer Granitschotter
- russischer Diabas-/Gabbroschotter.

Dabei wurde das Hauptaugenmerk auf die beiden deutschen Schotterarten gerichtet. Diese stammen von zwei verschiedenen Werken (A und B) und wurden als Schotterklasse „S“ für Hochgeschwindigkeitsstrecken ($V \geq 230$ km/h) an das Prüfamt für Verkehrswegebau geliefert.

2.4.3 Technische Eigenschaften von Schotter gemäß DIN EN 13450 bzw. BN 918061

Auf europäischem Niveau werden die Kenngrößen zur Beschreibung des Gleisschotters nach DIN EN 13450 [36] bestimmt. In Deutschland dient die Bahn-Norm BN 918061 [37] als ergänzendes Ausführungsdokument zur DIN EN 13450.

Das Versuchsprogramm wurde so gewählt, dass nur diejenigen technischen Eigenschaften der untersuchten Schotterarten ermittelt wurden, die einen Bezug auf den Querverschiebewiderstand haben können:

- Bestimmung der Kornform von groben Gesteinskörnungen nach EN 933-4
- Korngrößenverteilung und Feinkornanteil nach EN 933-1
- Bestimmung der abschlämmbaren Bestandteile (Feinstkorn) nach EN 933-1
- Widerstand gegen Verschleiß: Micro-Deval Prüfverfahren nach EN 1097-1
- Widerstand gegen Zertrümmerung: Los Angeles Prüfverfahren nach EN 1097-2

Dabei wurde jede Schotterprobe im Neuzustand vor der konsolidierenden Dauerbelastung unter definierten Bedingungen durch Anwendung der Kastenmethode entnommen (s. Bild 5, Anh. 4).

Die Bestimmung der Kornform nach EN 933-4 erfolgte am Prüfamt für Verkehrswegebau der TU München. Die Kornform wird auf Grund des Länge-Dicke-Verhältnisses ($l:d$ -Verhältnis) mittels eines Messschiebers ermittelt. Dabei wird der vorhandene Prozentsatz an flachen Steinen mit $l:d \geq 3$ bzw. an kantigen Steinen mit $l:d < 3$ bestimmt. Mit scharfkantigen, gedrunenen, winkelligen Schotterkörnern wird eine bessere Verzahnung und somit ein stabileres Korngerüst erreicht, was zu einem hohen QVW führt. Plattige Steine hingegen

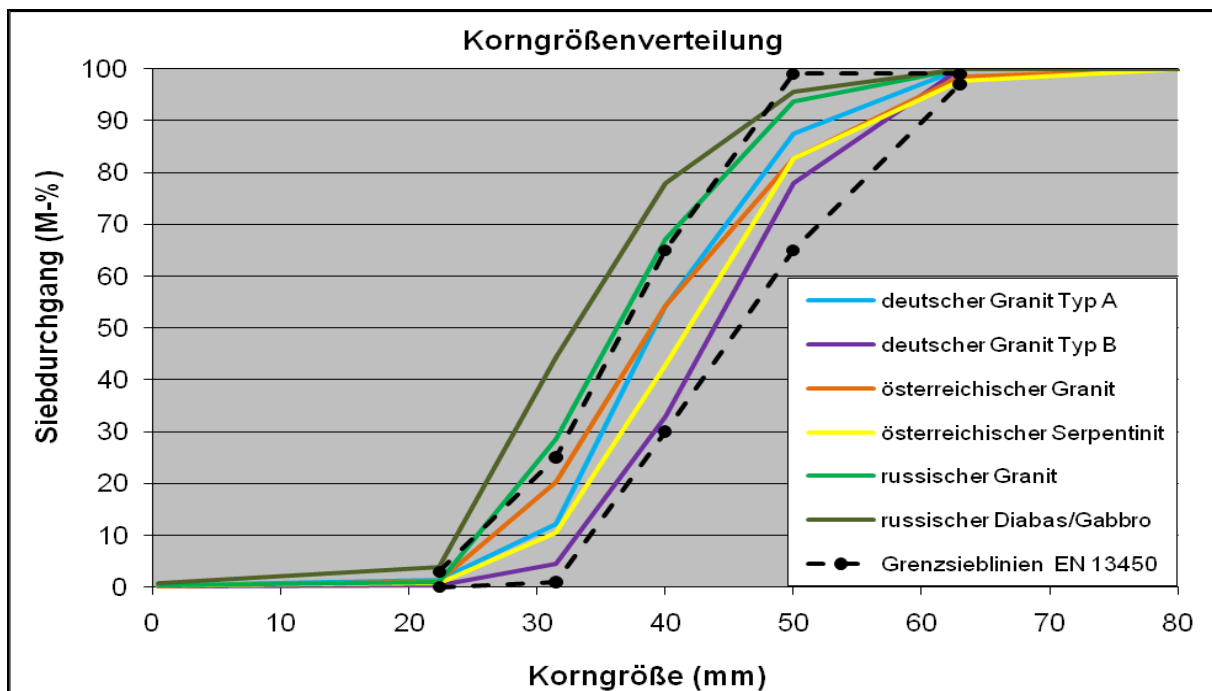
werden stärker auf Biegung beansprucht und haben ein hohes Risiko zu brechen, womit Störungen im Kornaufbau verursacht werden. Dies verringert die Gleislagestabilität.

Noch bei der visuellen Begutachtung konnte festgestellt werden, dass der österreichische und deutsche Granitschotter Typ A vorwiegend aus gedrungenen, kantigen Steinen bestehen (87 M.-%), was auch bei der späteren Bestimmung der Kornform bestätigt wurde. Dies führt zu einer besseren Kraftübertragung und weiteren positiven Effekten wie geringere Setzungen und hoher QVW. Allerdings zeigte der deutsche Granit Typ B mit nur 9 M.-% an flachen Steinen den geringsten Wert. Im Vergleich dazu wurde bei dem österreichischen Serpentin die doppelte bis dreifache Menge (25 M.-%) an flachen, plattigen Steinen mit dem Messschieber aussortiert. Auch die russischen Schotterarten bestehen hauptsächlich aus Körnern mit einem Länge-Dicke-Verhältnis $l:d < 3$, wobei die Begutachtung ohne Hilfe von Messmitteln stattfand. Die BN 918061 verlangt ein Massenprozentanteil der Körner mit $l:d > 3$ von 5 % bis 30 %. Demnach wird diese Anforderung von allen Schotterarten erfüllt.

Die weiteren Einzelversuche wurden am Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TU München (cbm) durchgeführt [38, 39].

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung und Feinkornanteil nach EN 933-1 erfolgte durch Nasssiebung. Dabei wurden Siebe mit Maschenweiten von 0,5 mm, 22,4 mm, 31,5 mm, 40 mm, 50 mm, 63 mm und 80 mm verwendet. Allgemein gilt, dass bei einer Schotterqualität, in welcher große Körner (> 35 mm) dominieren, ein höherer QVW erreicht wird [40, 41].

Anhand der gemessenen Sieblinien stellte sich heraus, dass der deutsche Granit Typ B und der österreichische Serpentin in den oberen Kornklassen 40 – 80 mm die größten Massenprozentanteile mit 67 % bzw. 57 % von allen Schotterarten aufweisen. Dies wirkt sich positiv auf den QVW und negativ auf die Verdichtung aus. Der deutsche Granit Typ A zeigt mit 46 % einen vergleichbar geringen Anteil an großen Steinen (40 – 80 mm). Bei dem russischen Granit bzw. Diabas/Gabbro hingegen dominieren kleinere Schotterkörner mit 67 % bzw. 77 % Massenprozentanteilen der unteren Kornklassen 0,5 – 40 mm. Dadurch wird einerseits der QVW reduziert, andererseits wird mit kleineren Steinen durch Minimierung der Hohlräume im Korngefüge eine bessere Verdichtung erreicht, wodurch der QVW steigt. Die ausgewogene, gleichmäßig verteilte, weitgestufte Sieblinie des österreichischen Granits lässt auf sehr gute Verdichtungseigenschaften im Dauerschwellversuch schließen. Abb. 2.12 zeigt die Korngrößenverteilung der sechs untersuchten Schotterarten.



Kornklasse [mm]	deutscher Granit Typ A	deutscher Granit Typ B	österreichischer Granit	österreichischer Serpentin	russischer Granit	russischer Diabas/Gabbro
	Anteil [M.-%]					
0,5-22,4	1,1	0,2	1,0	0,5	0,7	3,2
22,4-31,5	10,8	4,3	19,0	9,7	27,6	40,5
31,5-40	42,1	28,3	34,0	32,4	38,6	33,6
40-50	33,2	45,1	28,5	39,9	26,5	17,6
50-63	12,5	22,0	15,8	14,8	6,3	4,4
63-80	0	0	1,5	2,4	0	0

Abb. 2.12: Sieblinien der sechs untersuchten Schotterarten.

Demnach liegen beide russische Schotterarten wegen der großen Menge an kleinen Körnern außerhalb der in der EN 13450 definierten Grenzsieblinien.

Der Anteil an abschlämmbaren Bestandteilen (Korn < 0,063 mm) wird nach EN 933-1 ebenfalls durch Nasssiebung bestimmt. Feinstkorn wirkt wie eine Schmierschicht zwischen den Schottersteinen selbst und zur Schwellenoberfläche, verringert den Reibungskoeffizienten und setzt somit den QVW herab. Als Schmierstoffe zählen tonige und mergelige Bestandteile, organische Verunreinigungen sowie auch feiner Schotterstaub aus Kornverschleiß. Durch Waschen des Schotters wird der Anteil an abschlämmbaren Bestandteilen deutlich verringert. Eine Schotterreinigung erfolgt i.d.R. nach 15 Jahren Liegedauer [41].

Die untersuchten Schotterarten sind mit 0,1 M.-% durch einen sehr geringen Feinstkornanteil charakterisiert, entsprechend Kategorie A der EN 13450. Einzige Ausnahme

macht der russische Diabas-/Gabbro, bei dem der Anteil an abschlämmbaren Bestandteilen bei 0,7 M.-% liegt und somit zur Kategorie B der EN 13450 eingestuft wird, d.h. er darf nicht im Tunnel eingebaut werden. Mit nur 0,025 M.-% zeigte der deutsche Granit Typ B den geringsten Feinstkornanteil, wodurch bei diesem Schotter ein hoher Reibungskoeffizient zwischen den Körnern zu erwarten ist.

Beim Micro-Deval-Test nach EN 1097-1 wird der Verschleißwiderstand des Schotters ermittelt. Die Schotterprobe wird unter Zugabe von 2 Litern Wasser in einem rotierenden Zylinder über 14.000 Umdrehungen einer Kontakt-Abrasionsprüfung unterzogen. Die zu untersuchende Schotterprobe mit dem Gesamtgewicht $m = 10$ kg der Körnung 31,5 – 40 mm (5 kg) und 40 – 50 mm (5kg) wird nach dem Versuch gewaschen, getrocknet und mit dem 1,6 mm-Sieb abgesiebt, wobei das neue Gewicht m^* registriert wird. Der Micro-Deval Koeffizient wird dann mit der Formel

$$M_{DE} = (m - m^*) / m$$

ermittelt. Die Prüfung wird zweimal wiederholt und anschließend wird der Mittelwert beider Messungen gebildet. Der Micro-Deval-Wert gibt Aufschluss über die Abnutzungen an die Kornoberfläche. Ist dieser Koeffizient hoch, so beschreibt er einen starken Abrieb des Schotters unter Belastung. Wenn der Verschleiß an der Kornoberfläche groß ist, werden dementsprechend die Schottersteine schnell glatt poliert und die ursprünglich scharfen Kanten werden abgerundet. Dies führt zu einem kleineren Reibbeiwert und setzt folglich den QVW herab.

Die russischen Schotterqualitäten, gefolgt vom österreichischen und deutschen Granit Typ B und Typ A zeigten den höchsten Widerstand gegen Verschleiß. Bei dem Serpentin wurde mit Abstand die schlechteste Abnutzungsfestigkeit registriert, was einen negativen Einfluss auf den Reibungskoeffizienten und somit auf den QVW hat. In der BN 918061 werden keine Anforderungen an den Micro-Deval-Wert gestellt.

Der Los-Angeles-Test nach EN 1097-2 dient zur Bestimmung der Bruchfestigkeit von Naturstein. Die zu untersuchende Probe wird wiederum in einem Zylinder zusammen mit 12 Stahlkugeln mit Durchmesser 45-49 mm 1000-mal gedreht. Das oben genannte Gewicht m von 10 kg besteht aus 5 kg der Körnung 31,5 – 40 mm und 5 kg der Körnung 40 – 50 mm. Die Schotterprobe wird nach dem Testablauf gewaschen, getrocknet und anschließend mit dem 1,6 mm-Sieb abgesiebt. Nachdem das Gewicht m^* nach der Prüfung registriert wird, erfolgt die Berechnung des Los Angeles Koeffizienten mit der Formel:

$$LA = (m - m^*) / m$$

Es wird ein Mittelwert von 2 Testabläufen zur Wertung herangezogen. Die Qualität des Schotters erhöht sich mit Verringerung des LA-Koeffizienten. Das bedeutet, dass die Kornspitzen der Steine unter Belastung schwerer abbrechen, auch die einzelnen Körner leisten einen höheren Widerstand gegen Zerbrechen. Dies führt zu einer beständigeren Form des Schottergerüsts. Demnach bleiben die Verzahnungen im Schottergefüge länger bestehen und die Tragfähigkeit des Systems ist länger gegeben. Dies wirkt sich positiv auf den QVW aus.

Der höchste Widerstand gegen Zertrümmerung zeigten die russischen Schotterarten. Der gute LA-Wert führt zu einem stabilen Korngerüst und erhöht die Gleislagestabilität. Der deutsche Granit Typ B, gefolgt vom Typ A und österreichischem Granit haben mittlere Bruchfestigkeit. Das Schlusslicht bildet wiederum der österreichische Serpentin. Bei einem Einsatz von Gleisschotter „S“ für Hochgeschwindigkeitsstrecken ($V \geq 230$ km/h) gilt die Kategorie LA_{RB}12. Demnach einzig die russischen Schottern erfüllen die Anforderung der BN 918061.

In Tab. 2.14 sind die Ergebnisse der Schotteruntersuchungen zusammengefasst:

Tab. 2.14: Technische Eigenschaften der untersuchten Schotterarten

Schotterart	Sieblinie	Feinstkorn < 0,063 mm [%]	Kornform l:d > 3 [%]	LA-Wert [%]	Micro-Deval- Wert [%]
deutscher Granit, Typ A	relativ gleichmäßig verteilt < 0,5mm: 0,3% 0,5-40mm: 54% 40-80mm: 46%	0,1	13	17,0	7,4
deutscher Granit, Typ B	nicht gleichmäßig verteilt < 0,5mm: 0,1% 0,5-40mm: 33% 40-80mm: 67%	0,025	9	15,2	7,1
österreichischer Granit	gleichmäßig verteilt < 0,5mm: 0,2% 0,5-40mm: 54% 40-80mm: 46%	0,1	13	14,1	8,3
österreichischer Serpentin	relativ gleichmäßig verteilt < 0,5mm: 0,3% 0,5-40mm: 43% 40-80mm: 57%	0,1	25	23,4	18,0
russischer Granit	nicht gleichmäßig verteilt < 0,5mm: 0,3% 0,5-40mm: 67% 40-80mm: 33%	0,1	-	9,5	3,4
russischer Diabas/Gabbro	nicht gleichmäßig verteilt < 0,5mm: 0,7% 0,5-40mm: 77% 40-80mm: 22%	0,7	-	10,7	5,5

Zusammenfassend zeigen die russischen Schotterqualitäten die höchste Bruchfestigkeit und den größten Widerstand gegen Verschleiß. Jedoch weisen sie eine zu geringe Menge an großen Steinen 40 – 80 mm, was den QVW deutlich verringert. Wegen des sehr kleinen Anteils an abschlämmbaren Bestandteilen sowie der überwiegenden Menge an gedrungenen, winkligen Schottersteinen > 40 mm ist anzunehmen, dass mit dem deutschen Schotter Typ B ein hoher QVW erreicht werden kann.

2.4.4 Vertikale statische und dynamische Bettungsmoduln der untersuchten Schotterarten

Die vertikale Steifigkeit der deutschen Schotterarten Typ A und Typ B wurde mit Hilfe von im Schotterbett eingebauten unbesohlenen Schwellen B 70 bestimmt (s. Ziff. 2.1.5.4). In Abb. 2.13 ist die Abhängigkeit des statischen (Auswertebereich: $\sigma = 0,01 - 0,10 \text{ N/mm}^2$) und dynamischen Bettungsmoduls (Auswertebereich: $\sigma = 0,014 - 0,172 \text{ N/mm}^2$) von der Anzahl der simulierten Achsübergänge für den Fall "Schwelle eingeschottert" dargestellt:

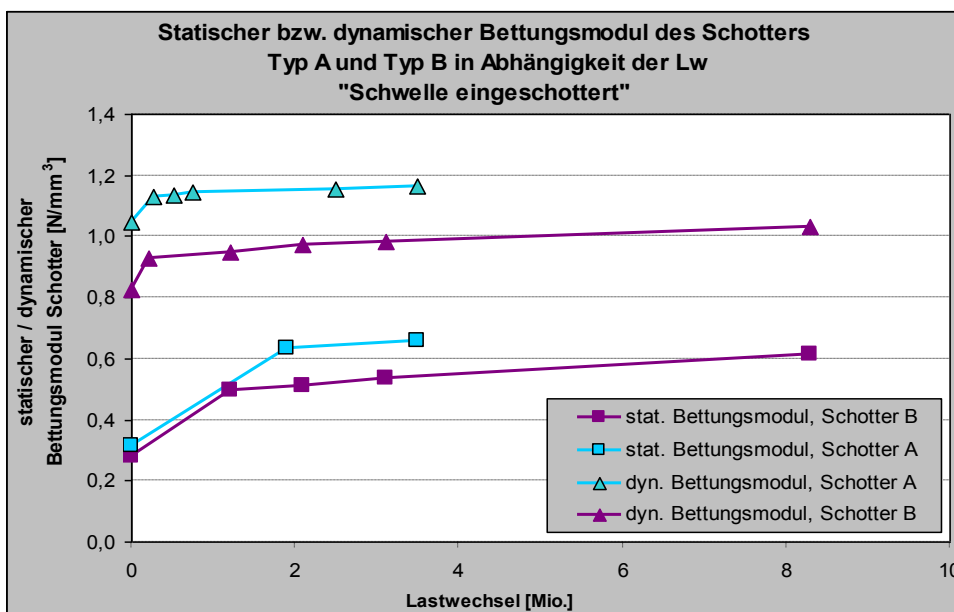


Abb. 2.13: Stat. und dyn. Bettungsmodul vom Schotter Typ A und Typ B in Abhängigkeit der Lw

Mit Zunahme der eingeleiteten Lastwechselzahlen nahm auch die Steifigkeit des Schotters zu. Bei beiden Schotterarten lag der Versteifungsfaktor (Verhältnis des dynamischen zum statischen Bettungsmodul) bei ca. 1,8; Allerdings ist der Einfluss der unterschiedlichen Auswertebereiche zu berücksichtigen. Weiter ist ersichtlich, dass beim Schotter Typ A ein höherer Bettungsmodul, entsprechend einem höheren Verdichtungsgrad, wegen der größeren Massenprozentanteile (54 %) der unteren Kornklassen 0,5 – 40 mm als beim Typ

B (33 %) erreicht wurde. Die visuelle Begutachtung zeigte, dass die dynamische Dauerbelastung eine Veränderung der Korngrößenverteilung unter der unbesohlenen Schwelle verursachte. Infolge der steifen Auflagerungsverhältnissen (Betonboden) fand bei beiden Schotterarten Typ A und Typ B ein Zerschlagen der Steine selbst, ein Abplatzen der ursprünglich scharfen Kanten sowie starker Schotterverschleiß statt, verbunden mit einer Zunahme des Kleinkorns bzw. der Feinanteile. Diese Tendenz war beim Schotter Typ A stärker ausgeprägt als beim elastischeren Typ B. Dies führte zu einer zunehmenden Verfüllung der Hohlräume im Schottergefüge mit abgebrochenem Feinkorn und somit zu einer Verringerung der Elastizität, verbunden mit steigender Schotterpressung. Demnach wurde der hohe Bettungsmodul bzw. Verdichtungsgrad des Schotters nicht nur durch Kornumlagerung (positive Auswirkung auf QVW) sondern auch durch partielle Zerstörung der Körner (negative Auswirkung auf QVW) erreicht.

Im Vergleich dazu, erfolgte bei dem österreichischen Serpentin auf weichem Untergrund mit $C_u = 0,045 \text{ N/mm}^3$ [42] kaum eine Änderung der Sieblinie nach dem Dauerschwellversuch, obwohl er die schlechtesten technischen Eigenschaften zeigte und hier die größte Schwingweite zwischen Schwelle und Betonboden mit 2,2 mm unter der dynamischen Last erreicht wurde. Folglich sind bei diesen Untersuchungen steife Untergrundverhältnisse und nicht die Schwingamplitude maßgebend für die Schotterschädigung.

Im Oberbau mit russischem und österreichischem Schotter wurden Unterschottermatten (USM) unterschiedlicher Steifigkeiten zur Simulation der Elastizität des Untergrundes eingebaut. Bei Verwendung von USM ist es theoretisch möglich, jedoch mit großer Ungenauigkeit, mit Hilfe der Formel für hintereinander geschaltete Federn den Bettungsmodul des Schotters von den Bettungsmoduln des Gesamtsystems und der USM abzuleiten. Im Vergleich zu Einsenkungsmessungen mit elastischen Besohlungen, wo eine bestimmte Schwellenauflegerfläche beansprucht wird, kann allerdings die mitwirkende Fläche der USM wegen des undefinierten Lastausbreitungswinkels im Schotter nicht exakt ermittelt werden. Weiter wurde der vertikale statische Bettungsmodul der USM zwischen ebenen Platten und nicht auf scharfkantigen Schottersteinen bestimmt, wodurch eine zu hohe Steifigkeit im Vergleich zur Realität gemessen wird, was auch eine Fehlerquelle bei der theoretischen Ableitung des Bettungsmoduls des Schotters verursacht. Somit sind in Tab. 2.15 die gemessenen statischen und dynamischen Bettungsmoduln des Unterbaus (= Schotter und Untergrund) dargestellt:

Tabelle 2.15: Statischer und dynamischer Bettungsmodul des Systems „Schotter–Untergrund“ unter Verwendung von österreichischen und russischen Schotterarten

Bettungsmodul des Systems "Schotter - Untergrund" bei RT (23°C) - unbesohlte Schwellen "eingeschottert" -					
Schotterart	Schwellenart/ Auflagerfläche/ max. Pressung im DV	Lw	Statischer Bettungsmodul des Untergrundes (der USM) C_u [N/mm³]	statisch [N/mm ³]	dynamisch [N/mm ³]
				0,0 - 0,094 N/mm ²	0,01 - 0,094 N/mm ²
österreichischer Granit	K 1	3,0 Mio.	0,28	0,116	0,172
österreichischer Serpentinit	613 700 mm ² 0,183 N/mm ²			0,107	0,144
russischer Granit	SchS-ARS	2,9 Mio.	0,045	0,049	0,082
russischer Diabas-/ Gabbro	602 500 mm ² 0,094 N/mm ²			0,059	0,097

Die maximal eingeleiteten Schwellenpressungen im Dauerversuch sowie die gewählten Bettungsmoduln waren unterschiedlich wegen der speziellen Aufgabenstellung der entsprechenden Forschungsvorhaben. Der statische Bettungsmodul der USM, die den Untergrund simulieren soll, wurde nach DBS 918071-01 [43] zwischen planparallelen Platten ermittelt und im Spannungsbereich zwischen $\sigma = 0,02 - 0,10$ N/mm² ausgewertet. Auf steifem Untergrund ($C_u = 0,28$ N/mm³) wurde beim österreichischen Granit wegen seiner weitgestuften, gleichmäßig verteilten Sieblinie ein höherer Verdichtungsgrad als bei dem aus vorwiegend großen Steinen (57 % > 40 mm) bestehenden österreichischen Serpentinit erreicht. Dies gilt auch für die russischen Schotterarten auf sehr weichem Untergrund ($C_u = 0,045$ N/mm³), bei denen wegen der großen Massenprozentanteile in den unteren Kornklassen und trotz zweimal kleinerer Oberlast pro Schwelle im Dauerversuch ($\sigma_o = 0,094$ N/mm²) ein höherer Bettungsmodul als beim Serpentinit gemessen wurde. Da der russische Diabas-/Gabbro mit 77 % durch die größte Menge an Schottersteinen < 40 mm geprägt ist, wurde hier der höchste Bettungsmodul auf weichen Untergrundverhältnissen registriert.

3. Versuchseinrichtung zur Simulation der Betriebsbelastung

3.1 Einbau und Vorverdichtung des Schotters, Aufbau des Gleisrostes

Der QVW wurde sowohl im unkonsolidierten als auch im konsolidierten Zustand des elastischen Systems „Schotter – Sohle“ gemessen. Dabei wurde der konsolidierte Oberbauzustand über eine eingeleitete dynamische Dauerschwingbelastung in vertikaler Richtung erzeugt.

Zur Simulation der Betriebsbelastung wurde eine spezielle Versuchseinrichtung am Prüfamnt für Verkehrswegebau entwickelt, bei der zwei Schwellen gleichzeitig untersucht werden können. Der Einbau des Schotters und des Gleisrostes wurde in der Prüfhalle des Prüfamtes ausgeführt. Die dynamische Lasteinleitung erfolgte über die montierten Schienen. Um Einflüsse beim Querverschiebevorgang zwischen den Schwellen durch die Störung des Schottergefüges auszuschließen, wurde der Schwellenabstand in Gleislängsrichtung von 0,6 m auf 0,9 m vergrößert. Der Abstand der Schwellen zur Schottertrogwand in Längsrichtung wurde zu 0,3 m gewählt, somit ergab sich eine Versuchsstandlänge von ca. 1,8 m.

Es wurde eine Vorkopfschotterbreite von 0,5 m, entsprechend Ril 820.2010 gewählt. Die Schotterbettdicke (Abstand zwischen Untergrund und Schwellenunterseite) betrug 30 cm (Ril 820.2010 bei Anwendung von Schwellensohlen auf Kunstbauwerken). Beide Regelgrößen gelten für Geschwindigkeiten größer als 160 km/h. Unter Einsatz der Schwellen B 70 (Länge 2,6 m) ergab sich damit ein Abstand von der Gleisachse zur Schotterschulter von 1,8 m, entsprechend einer Kronenbreite von 3,6 m. Im Prüfstand wurde der Schotter auf einer Seite des Gleisrostes mit einer Neigung von 1:1,5 gebösch. In dieser Richtung wurde auch die Querverschiebung der Schwelle durchgeführt, um reale Verhältnisse wie im Betriebsgleis nachzubilden. Auf der anderen Seite und in Gleislängsrichtung war der Oberbau durch eine Stahlschalung begrenzt. Der Unterbau bestand aus Beton, damit werden steife Auflagerungsverhältnisse auf Brücken- und Tunnelabschnitten bzw. auf NBS simuliert.

3. Versuchseinrichtung zur Simulation der Betriebsbelastung

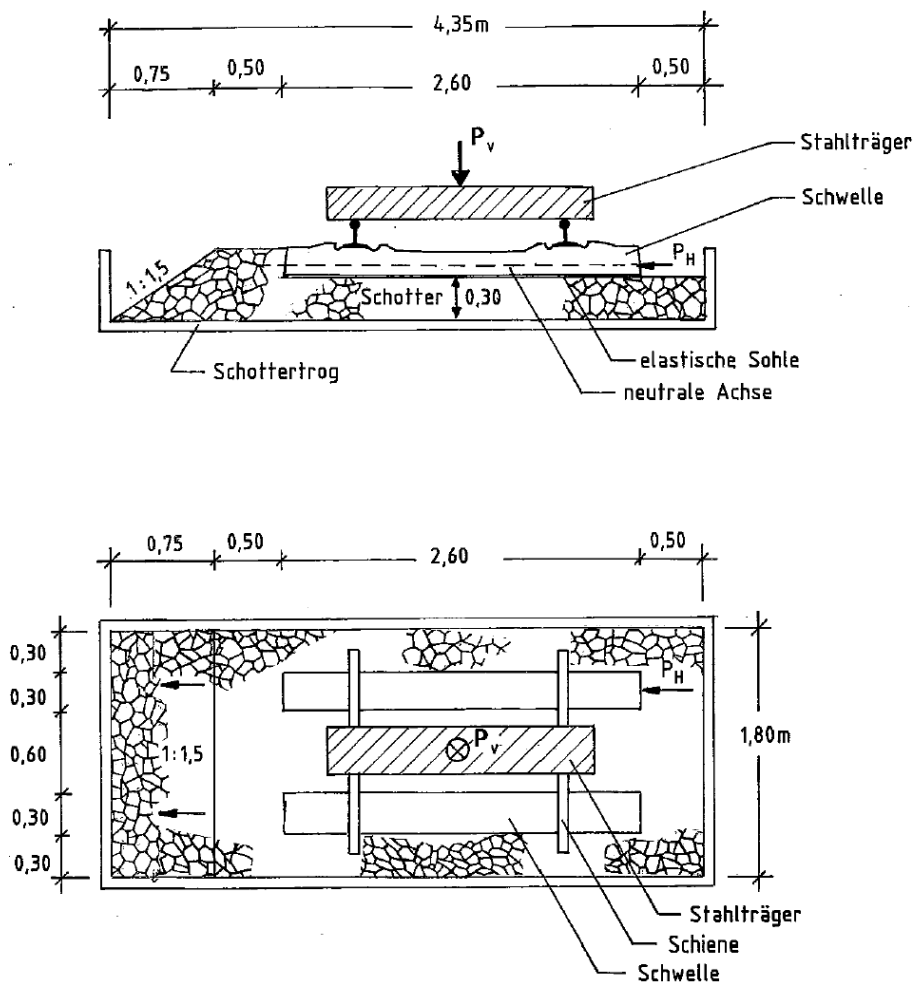


Abb. 3.1: Versuchsstand, bestehend aus Gleisrost mit 2 Schwellen, aufgelagert im Schotterbett

Das Schotterbett (Grundsotter) wurde manuell in zwei Lagen je 15 cm mit einer Rüttelplatte verdichtet. Dabei wurde die obere Schotterlage nur im Bereich beider Schienenaufleger verdichtet, jeweils 30 cm links und rechts von der Schienenachse entfernt, entsprechend den Verhältnissen in situ bei einem Stopfvorgang mit begrenztem Eingriffsbereich der Stopfpickel. Unter Verwendung einer Rüttelplatte, die eine vertikale dynamische Belastung erzeugt, wird im Schottergefüge nach den hier vorliegenden Erfahrungen ein hoher Verdichtungsgrad erreicht. Messungen der TU Dresden haben gezeigt, dass bei Anwendung dieser Verdichtungsmethode in einem Dauerversuch eine Setzung des Schotters von 1 mm am Versuchsanfang bzw. eine zusätzliche Setzung von weiteren 3 mm nach 1 Mio. Lw unter 100 kN Radkraft erreicht wird [44]. Im Versuchsstand des Prüfamtes für Verkehrswegebau wurde im nachfolgenden Dauerversuch zur Simulation der Betriebsbelastung als Mittelwert von 8 unbesohlten Schwellen eine Primärsetzung von

ca. 1,5 mm und eine Sekundärsetzung von ca. 2,5 mm registriert, was der beim Einbau erreichten hohen Verdichtungsgrad des Schotters bestätigt.

Anschließend erfolgte die exakte Positionierung des vormontierten Gleisrostes (gerades Gleis, ohne Quer- und Längsneigung), bestehend aus 2 Schwellen B 70, 2 Schienen S 54 und Schienenbefestigung W 14. Anstatt des Regelschienenprofils 60 E1 wurde die Schiene S 54 eingesetzt, da die Schienenaufleger der gelieferten besohlenen und unbesohlenen Schwellen B 70 für eine Breite des Schienenfusses von 125 mm hergestellt wurden. Allerdings wird die Schiene nur als Lastjoch eingesetzt, deren Profil und Länge üben keinen Einfluß auf den Konsolidierungsprozess. Nach der Gleisrostausrichtung wurde der Schotter bis zur Schwellenoberkante aufgefüllt und mit der Rüttelplatte wiederum nur im Bereich des Schienenauflegers verdichtet. Die vertikale Konsolidierungslast P_v wurde zentrisch über einen hydraulischen Prüfzylinder mit einer Frequenz von 3 Hz über die Schienen in den Gleisrost eingeleitet (s. Abb. 3.1).

3.2 Eingeleitete dynamische Konsolidierungslasten im Dauerversuch

3.2.1 Oberbau mit besohlenen Schwellen G04 mit V05 bzw. V03

Zur Simulation der Betriebsbelastung wurde die dynamische Oberlast nach dem Verfahren Zimmermann berechnet. Hierzu wurden zunächst die Eigenschaften der einzelnen Oberbaukomponenten ermittelt. Die statische Federziffer der verwendeten Zw 686a wurde zu $c = 455 \text{ kN/mm}$ nach DBS 918 235 [21] bestimmt. Der Bettungsmodul der Schwellensohle G04 wurde zu $0,08 \text{ N/mm}^3$ nach DBS 918 145-1 mit der NSP ermittelt (s. Ziff. 2.1.5). Aufgrund von zahlreichen Messungen des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München kann von einer Federziffer des Schotters $c_u = 125 \text{ kN/mm}$ ausgegangen werden [45].

Die für die Bemessung des Oberbaus relevanten Maximalwerte werden durch statistische Zuschläge abgedeckt. Sie berücksichtigen die Radlastverlagerung im Bogen, sowie die Radlastdynamik. Bei der Bogenfahrt wirken auf dem Zug Fliehkräfte. Sie verursachen eine Radlastverlagerung ΔQ . Bei dem hier betrachteten Fall wurde von Verhältnissen auf der geraden Gleisstrecke ausgegangen, demnach wurde die Radlastverlagerung im Bogen mit $\Delta Q = 0 \%$ angenommen. Infolge ungleichmäßiger Auflagerung der Schwellen und Unebenheiten der Schienenfahrfläche, wie auch in den Laufflächen der Räder, entstehen dynamische Radkraftschwankungen. Im Fall einer Bauteilbemessung werden sie durch die

3. Versuchseinrichtung zur Simulation der Betriebsbelastung

dreifache Standardabweichung s abgedeckt. Dies entspricht einer statistischen Sicherheit von 99,7 %. Beim Dauerschwingversuch, der die Betriebsbelastung simulieren soll, wurde der Oberbau mit kleineren Prüfkraften (statistische Sicherheit von 90 %, Ausfallwahrscheinlichkeit von 5 %, $t = 1,65$) beansprucht [46]. Die Zuggeschwindigkeit wird durch den Beiwert φ und die Gleislage durch den Faktor n berücksichtigt [47]. Im Folgenden sind alle relevante Parameter gegeben:

c_{zw}	- Federziffer der Zwischenlage	$c_{zw} = 455$	[kN/mm]
C	- Bettungsmodul der Schwellenbesohlung G04	$C = 0,08$	[N/mm ³]
c_u	- Federziffer des Schotters	$c_u = 125$	[kN/mm]
A	- Fläche der Sohle auf Schwelle B70 bezogen auf einen Stützpunkt	$A = 272\ 000$	[mm ²]
E	- E-Modul des Schienenstahls	$E = 2,1 \cdot 10^5$	[N/mm ²]
I_x	- vertikales Trägheitsmoment des Schiene S 54	$I_x = 2073 \cdot 10^4$	[mm ⁴]
a	- Schwellenabstand	$a = 600$	[mm]
ΔQ	- Radlastverlagerung im Bogen (hier gerades Gleis)	$\Delta Q = 0$	[kN]
t	- Faktor, abhängig von der statistischen Sicherheit (hier: 90 %)	$t = 1,65$	[-]
n	- Beiwert zur Berücksichtigung der Gleislage (hier: sehr gute Gleislage)	$n = 0,1$	[-]

Für die Berechnungen wurden zunächst zwei verschiedene extreme Lastfälle angenommen: Ein Güterzug (GZ) mit statischen Radsatzlasten von $Q = 225$ kN und einer Geschwindigkeit $V = 160$ km/h und ein ICE-Reisezug (RZ) mit Achslasten von $Q = 200$ kN und $V = 300$ km/h. Beide Zugarten sind aufgrund der hohen Radsatzlasten in Verbindung mit den hohen Geschwindigkeiten fiktiv, wurden allerdings im Hinblick auf zukünftige Entwicklungen sehr ungünstig gewählt.

Die Berechnung wurde nach den Oberbau-Berechnungsrichtlinien der DB, die in Zusammenarbeit mit dem Prüfamts für Verkehrswegebau entwickelt wurden, durchgeführt:

Tabelle 3.1: Berechnung der Prüflasten nach Zimmermann für elastische Besohlung G04

Fläche der Sohle (bezogen auf einen Stützpunkt)	F _{SO} =	272000	mm ²	lx Schiene	lx=	20730000	mm ⁴				
Federziffer der Zwischenlage	c _{ZW} =	455	kN/mm	Wu Schiene	Wu=	276000	mm ³				
				Schwellenabstand	a=	600	mm				
Federziffer des Schotters	c _U =	125	kN/mm								
Achslast statisch	GZ:	225	kN								
	RZ:	200	kN								
Radlastverlagerung im Bogen		0	%								
Faktor für Gleislage	n=	0,10									
Geschwindigkeitsbeiwert	phi=	1,63	phi >= 1!								
Statistische Sicherheit	t=	1,65									
Zuschlag		1,27									
Radlast für Berechnung nach Zimmermann	GZ: Q=	142,7	kN								
	RZ: Q=	126,9	kN								
Bettungsmodul der Schwellenbesohlung [N/mm ³]	Federziffer c Sohle [kN/mm]	Federziffer des Oberbaus bezogen auf Stützpunkt [kN/mm]	elastische Länge	Einsenkung [mm]	Stützpunktkraft [kN]	Biegebeanspruchung [N/mm ²]	Schotterpressung [N/mm ²]		Vertikale Kraft je Schwelle [kN]	Vertikale Kraft 2 Schwellen [kN]	
0,08	21,8	17,8	875,2	2,75	48,9	113,1	0,180		97,8	195,6	
0,08	21,8	17,8	875,2	2,44	43,5	100,6	0,160		87,0	174,0	

Gleislage			n	z.B. bei
sehr gut	0,10	NBS,ABS,Haptabfuhrstrecken		
gut / mäßig	0,15	Nebenfernstrecken S-Bahn		
schlecht	0,20	sonstige durchgehende Hauptgleise		
sehr schlecht	0,25			

Geschwindigkeitsbeiwert		
	V	phi >= 1!
Güterzug	160	1,63
Reisezug	300	1,63

Statistische Sicherheit				
P [%]	68,3	90,0	95,0	99,7
t	1,00	1,65	1,96	3,00

Unter Berücksichtigung der Federziffer des Oberbaus von $c = 17,8 \text{ kN/mm}$ ergab sich für den Fall „GZ“ eine dynamische Stützpunktkraft von $48,9 \text{ kN}$ und für den „RZ“ wurde eine dynamische Kraft von $43,5 \text{ kN}$ berechnet. Um eine schnellere Konsolidierung des Systems „Schotter – Sohle“ zu bewirken, wurde im Dauerversuch die höhere Last eingeleitet, nämlich diese für den Fall „GZ“. Für zwei Stützpunkte beträgt demnach die dynamische Oberlast pro Schwelle $P_o = 2 \cdot 48,9 \text{ kN} = 97,8 \text{ kN}$. Angemerkt sei, dass beim Einsatz des Schienenprofils 60 E1 die dynamische Oberlast pro Schwelle $P_o = 88,8 \text{ kN}$ betragen würde, damit wurde mit der Schiene S 54 der Konsolidierungsprozess ebenfalls beschleunigt. Die dynamische Unterlast wurde aus versuchstechnischen Gründen zu $P_u = 8 \text{ kN}$ festgelegt. Mit der Oberlast von $P_o = 97,8 \text{ kN}$ wurden insgesamt zwölf Schwellen mit Besohlung G04 (acht mit V05 und vier mit V03) im Dauerversuch beaufschlagt.

Bei den Schwellen Nr. 7 und Nr. 8, beide mit Sohle G04 und Schutzvlies V05, wurden zusätzlich zu den QVW-Messungen auch Untersuchungen im Hinblick auf die Ermittlung der Kontaktspannungen zwischen Schotter und Schwellensohle in Abhängigkeit der Anzahl der simulierten Achsübergänge durchgeführt. Die Steifigkeit des Oberbaus und somit die

Stützpunktkraft nehmen jedoch bei steigender Lastwechselzahl zu. Aus diesem Grund wurde die dynamische Oberlast P_o nicht unter dem Ansatz eines konstant bleibenden Bettungsmoduls von $C = 0,08 \text{ N/mm}^3$, sondern in Abhängigkeit von der gemessenen vertikalen Steifigkeit des Systems „Schotter-Sohle“ berechnet. Mit Zunahme der eingeleiteten vertikalen Lastwechsel nahm auch die Konsolidierung des Schotteroberbaus zu. Somit stieg auch der statische Bettungsmodul des elastischen Systems „Schotter – Sohle“. In Abhängigkeit vom geänderten Bettungsmodul wurde die dynamische Oberlast angepasst, indem sie erneut nach dem Verfahren von Zimmermann berechnet wurde. Durch die Oberbauversteifung im Dauerschwellversuch stieg P_o von 83,2 kN auf 94,5 kN. In Abb. 3.2 ist der statische Bettungsmodul bzw. die Last pro Schwelle in Abhängigkeit der Lastwechsel dargestellt:

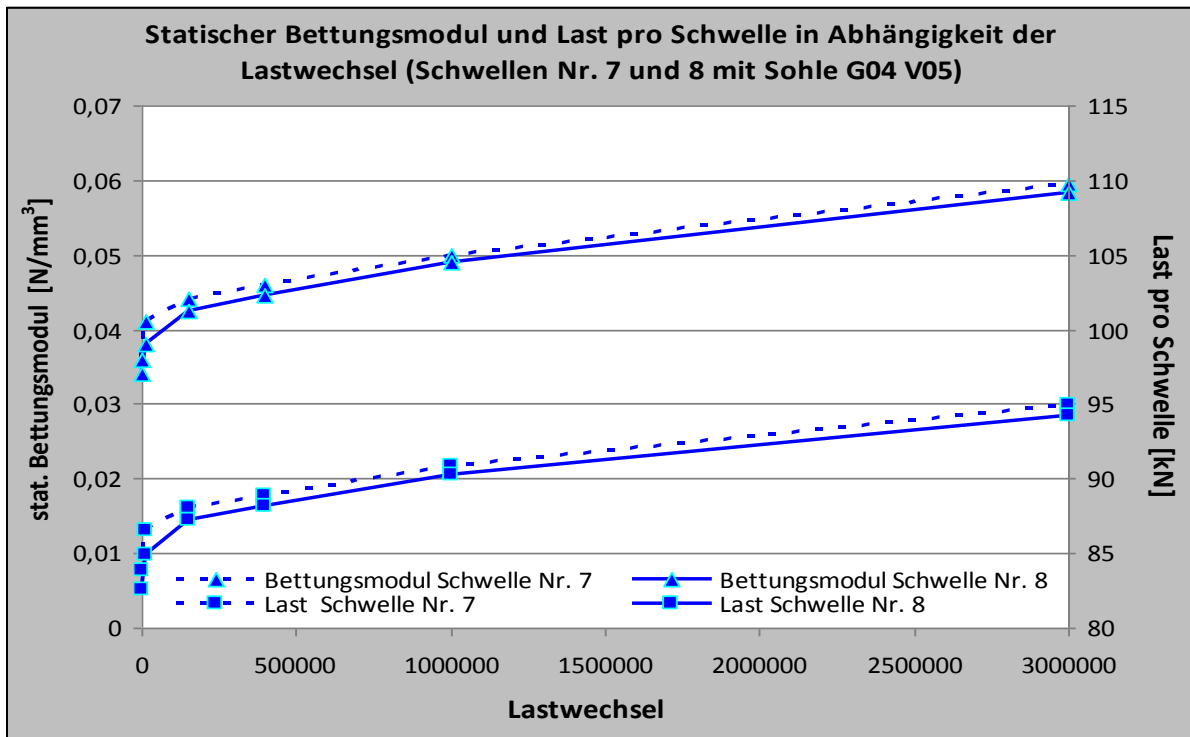


Abb 3.2: Statischer Bettungsmodul des Systems „Schotter – Sohle“ und Last pro Schwelle (Nr.7 und Nr.8) unter Verwendung von Besohlung G04 V05

3.2.2 Oberbau mit konventionellen Schwellen

Der Querverschiebewiderstand wurde an unterschiedlichen Oberbauvarianten bestimmt. Dabei wurde nicht nur der Schotter variiert, sondern es wurden auch unbesohlte bzw. besohlte Schwellen mit Sohlen unterschiedlicher Steifigkeit und Schutzschicht eingebaut. Für die Besohlungen G04, die einen statischen Bettungsmodul von $0,08 \text{ N/mm}^3$ aufweisen,

wurde die dynamische Konsolidierungslast $P_o = 97,8$ kN pro Schwelle berechnet. Um vergleichbare Randbedingungen für die QVW-Messungen zu erstellen, wurden auch 8 konventionelle Schwellen B70 mit der gleichen dynamischen Oberlast $P_o = 97,8$ kN beaufschlagt.

Bei unveränderten Randbedingungen (s. Ziff. 3.2.1.1), aber ohne elastische Besohlung mit einem statischen Bettungsmodul von $C = 0,08$ N/mm³, würde sich nach dem Verfahren Zimmermann bei der konventionellen Schwelle eine maximale dynamische Konsolidierungslast von $P_o = 149,8$ kN ergeben, die um 53 % größer als die gewählte Oberlast von 97,8 kN ist. Falls anstatt der verwendeten harten Zwischenlage Zw 686a ($c_{\text{stat}} = 455$ kN/mm) die weichere Zw 700 ($c_{\text{stat}} = 60$ kN/mm) eingebaut wäre, würde sich im Dauerversuch bei der unbesohlenen Schwelle eine maximale Konsolidierungslast von $P_o = 120,1$ kN ergeben (23 % größer als 97,8 kN).

Zwei weitere unbesohlte Schwellen (Nr. 9 und Nr. 10) wurden zur Ermittlung der Kontaktspannungen zum Schotter eingesetzt. In Abhängigkeit der zunehmenden Versteifung des Schotters veränderte sich die im Dauerversuch eingeleitete dynamische Oberlast pro Schwelle von 116,0 kN auf 121,7 kN. Trotz dem Einsatz der Zwischenlage Zw 700 unterscheiden sich diese Konsolidierungslasten bis zu 24 % von der maßgebenden Oberlast $P_o = 97,8$ kN. Somit wurden die Schwellen Nr. 9 und Nr. 10 keiner QVW-Messungen unterzogen, da durch die infolge der großen Oberlastdifferenz bewirkte unterschiedliche Schotterbeanspruchung ein Vergleich zu den anderen Schwellen nur bedingt erfolgen könnte.

Tabelle 3.2: Bettungsmodul und korrespondierende dynamische Oberlast P_o im Dauerversuch. Oberbausystem mit unbesohlenen Schwellen B 70 und Zw 900

Anzahl der eingeleiteten Lastwechsel	statischer Bettungsmodul des Schotters „Schwelle eingeschottert“ [N/mm ³]	dynamische Stützpunktkraft Fall "GZ" [kN]	eingeleitete dynamische Oberlast P_o pro Schwelle im Dauerschwellversuch Fall "GZ" [kN]
3	0,30	58,0	116,0
3.000.000	0,52	60,9	121,7

3.2.3. Oberbau mit besohlenen Schwellen Paul Müller

Ziel der Untersuchungen im Oberbausystem mit Schwellen B 70 und elastischer Besohlung Paul Müller (Schwellen Nr. 1 und 2) war nicht nur die Bestimmung des QVW, sondern auch die Ermittlung der Kontaktspannung zum Schotter. Somit nahm auch hier die dynamische Oberlast P_o als Folge der Oberbauversteifung von 97,2 kN auf 111,0 kN zu. Die gemessenen Bettungsmoduln des Systems „Schotter-Sohle“ bzw. die berechneten Lasten sind als Mittelwert der Schwellen Nr. 1 und Nr. 2 in Tab. 3.3 zusammengefasst:

Tabelle 3.3: Bettungsmodul und korrespondierende dynamische Oberlast P_o im Dauerversuch. Oberbausystem mit Schwellen B 70 und Besohlung Paul Müller

Anzahl der eingeleiteten Lastwechsel	statischer Bettungsmodul des Systems „Schotter-Sohle“ [N/mm ³]	dynamische Stützpunktkraft Fall "GZ" [kN]	eingeleitete dynamische Oberlast P_o pro Schwelle im Dauerschwellversuch Fall "GZ" [kN]
3	0,067	48,6	97,2
10.000	0,068	48,9	97,8
150.000	0,074	49,9	99,8
560.000	0,086	51,7	103,4
1.000.000	0,103	54,0	108,0
2.200.000	0,116	55,5	111,0
3.300.000	0,116	55,5	111,0

3.2.4 Eingeleitete Püfkräfte aller untersuchten Oberbauvarianten

Um den Einfluss der verschiedenen Oberbauparameter wie Schotterqualität, Steifigkeit des Untergrundes, Schwellenart bzw. der Prüfrandbedingungen wie Konsolidierungslast mit/ohne zusätzlicher hochfrequenter dynamischer Anregung, Dicke des Grundschanters auf den QVW zu untersuchen, wurden auch die Messergebnisse der am Prüfamf für Verkehrswegebau durchgeführten Versuchsreihen mit russischem [48] bzw. österreichischem [42] Schotteroberbau herangezogen. In nachfolgender Tab. 3.4 sind die Randbedingungen aller geprüften Oberbaukonfigurationen zusammengefasst:

Tabelle 3.4: Untersuchte Oberbauvarianten und eingeleitete Konsolidierungslast pro Schwelle

Oberbau			Anzahl der untersuchten Schwellen	Konsolidierungslast pro Schwelle	eingeleitete Lastwechselzahl
Schotterart	Grundsotter/ Untergrund	Schwelle			
deutscher Granit, Typ A	30 cm Grundsotter/ Betonuntergrund mit $C_u = \infty$	B 70 unbesohlt	4	97,8 kN	bis zu 4,0 Mio.
		B 70 mit Sohle G04, V05	4	97,8 kN	bis zu 7,8 Mio.
			1	83,2 - 94,5 kN	5,4 Mio.
deutscher Granit, Typ B	30 cm Grundsotter/ Betonuntergrund mit $C_u = \infty$	B 70 unbesohlt	4	97,8 kN	bis zu 10,8 Mio.
			2*	116 – 121,7 kN	3,0 Mio.
		B 70 mit Sohle G04, V05	2	97,8 kN	8,3 Mio.
			1	83,2 - 94,5 kN	5,4 Mio.
		B 70 mit Sohle G04, V03	4	97,8 kN	bis zu 9,4 Mio.
		B 70 mit Sohle Paul Müller	2	97,2 - 111,0 kN	3,3 Mio.
österreichischer Granit	23 cm Grundsotter/ steifer Untergrund mit $C_u = 0,28 \text{ N/mm}^3$	österreichische Schwelle unbesohlt	2	112,5 kN	3,0 Mio.
österreichischer Serpentin	23 cm Grundsotter/ steifer Untergrund mit $C_u = 0,28 \text{ N/mm}^3$	österreichische Schwelle unbesohlt	2	112,5 kN	3,0 Mio.
	23 cm Grundsotter/ weicher Untergrund mit $C_u = 0,045 \text{ N/mm}^3$		2		
russischer Granit	30 cm Grundsotter/ weicher Untergrund mit $C_u = 0,045 \text{ N/mm}^3$	russische Schwelle unbesohlt	3	58,0 kN + hochfrequente dyn. Anregung	4,9 Mio.
russischer Diabas/Gabbro	30 cm Grundsotter/ weicher Untergrund mit $C_u = 0,045 \text{ N/mm}^3$	russische Schwelle unbesohlt	3	58,0 kN + hochfrequente dyn. Anregung	4,9 Mio.

* Die unbesohlenen Schwellen B70 Nr. 9 und Nr. 10 wurden nur zur Ermittlung der Kontaktspannungen zum Schotter eingesetzt, hier wurden keine QVW-Messungen durchgeführt.

3.2.5 Zustand des Schotters Typ A und Typ B, der elastischen Besohlung und der Schwellen nach dem Konsolidierungsversuch

Im Oberbau mit unbesohlenen Schwellen führte die dynamische Dauerbelastung mit bis zu 10,8 Mio. eingeleiteten Lw zu einer Zunahme von Sieblinienanteilen der unteren Korngrößen < 22,4 mm als Folge der Kornzertrümmerung und des Kornabriebs. Diese Tendenz war beim Granitschotter Typ A stärker ausgeprägt, da er schlechtere technische Eigenschaften (Bruchfestigkeit, Widerstand gegen Verschleiß und Kornform, s. Ziff. 2.4.3, Tab. 2.14) als Granit Typ B aufweist. Der harte Kontakt zwischen den Schotterkörnern und der unbesohlenen Schwelle sowie die steifen Untergrundverhältnisse (Betonboden) verursachten

die Schotterschädigung unter der Schwelle (s. Bild 6, Anh. 4). Die Kontaktfläche zwischen Schwellenunterseite und Schotter der sechs untersuchten unbesohlenen Schwellen lag bei nur 1,5 % – 2,8 %. Die Schotterabdrücke an der Unterseite der Schwelle befanden sich hauptsächlich unter den Schienenauflagern, teilweise waren auch in Schwellenmitte zu finden. Im Bereich der Schwellenflanken wurde der Schotter augenscheinlich nicht beschädigt, da unter der dynamischen Last eine Schwingweite zwischen Schwelle und Betonboden von nur 0,2 mm erreicht wurde. Dadurch fand kaum Reibung zwischen Beton und Schwellenfachschotter statt.



Abb. 3.3: Schwellenflanken nach dem Dauerschwingversuch (oben – konventionelle Schwelle; unten – Schwelle mit Sohle G04 V05).

Im Schotteroberbau mit elastisch besohlenen Schwellen wurden im Dauerschwingversuch bis zu 8,3 Mio. (Sohle G04 V05), 9,4 Mio. (Sohle G04 V03) bzw. 3,3 Mio. (Sohle Paul Müller) Achsübergänge simuliert. Schon die visuelle Begutachtung zeigte, dass bei allen Besolungstypen der Grundsotter nicht so stark belastet wurde wie im Oberbau mit konventionellen Schwellen (s. Bilder 7 und 8, Anh. 5). Bei den gleichen steifen Auflagerungsverhältnissen (Betonboden) fand unter der Schwelle kaum eine Änderung der Schotterqualität nach der Dauerbelastung statt, was die schonende Funktion der elastischen Besohlung belegt. Jedoch wurden bis zu sechs (G04 V05) bzw. fünf (G04 V03) Durchstoßungen bei den Schwellen mit weichen Besohlungen festgestellt. Die maximale Tiefe der bleibenden Schottereindrückungen lag bei 5,1 mm (G04 V05), 3,4 mm (G04 V03) bzw. 1,4 mm (Paul Müller). Die plastischen Abdrücke in der Sohle wurden vorwiegend unter den Schienenauflagern und in Schwellenmitte, weniger am Schwellenende registriert. Demnach ist empfehlenswert, weichere elastische Besohlungen kontinuierlich an der

Schwellenunterseite aufzubringen, d.h. ohne ein Mittelteil von ca. 500 mm Länge in Schwellenmitte auszusparen. Somit werden Spannungsbrücken innerhalb der Schwelle sowie eine Erhöhung des negativen Biegemomentes vermieden (s. Ziff. 2.2). Die Kontaktfläche zwischen Sohle und Schotter war mit ca. 11 % - 17 % (G04 V05), 16 % - 19 % (G04 V03) bzw. 5 % (Paul Müller), deutlich höher als bei den unbesohlenen Schwellen, wodurch auch die sonst hohen Kontaktspannungen reduziert werden konnten. Mit Ausnahme der Besohlung Paul Müller, wurden im Schotterbett und auf der TUM-Platte nach dem Dauerversuch mit 2,5 Mio. Lw vergleichbare Kontaktflächen ermittelt (s. Ziff. 2.1.5.3). Da sich die Schottersteine tiefer in weicheren Besohlungen einbetten können, nahm dementsprechend auch die Kontaktfläche mit Abnahme des statischen Bettungsmoduls C_{stat1} der Sohle zu (s. Abb. 3.4):

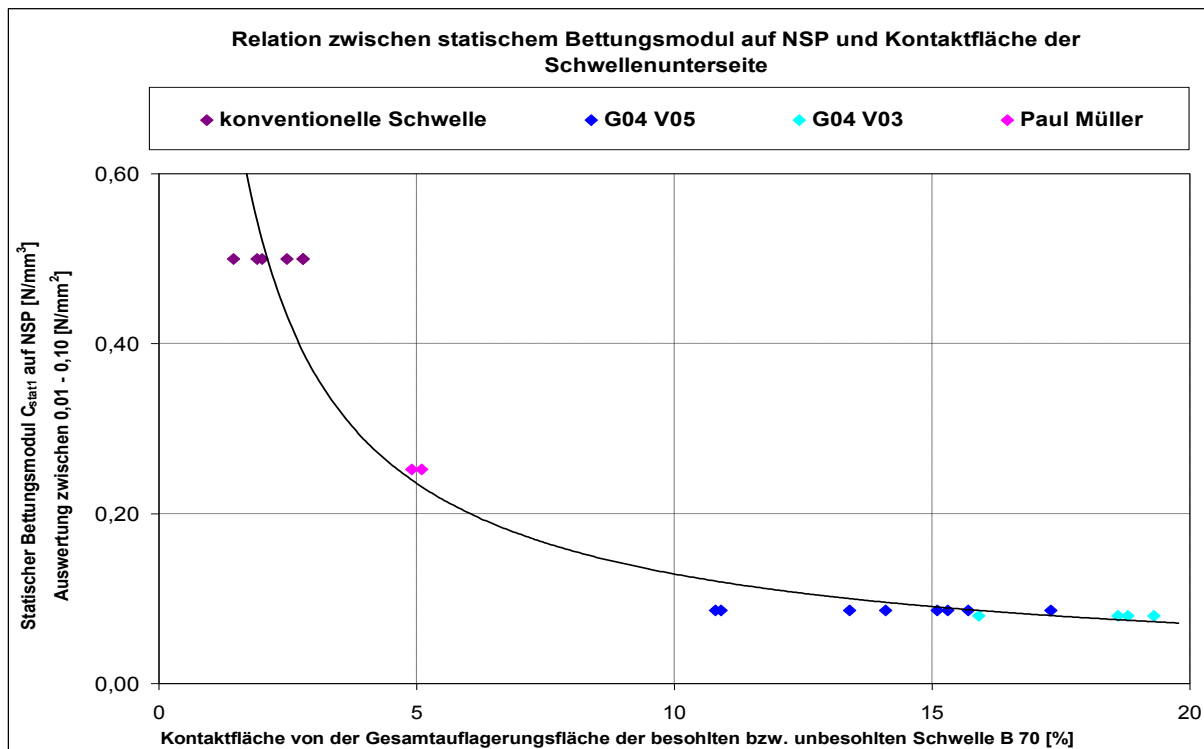


Abb. 3.4: Relation zwischen statischem Bettungsmodul auf NSP und Kontaktfläche der Schwellenunterseite

Weiter wurde festgestellt, dass je tiefer sich die Schwelle unter dem Einfluss der dynamischen Dauerbelastung im Schotterbett setzte (elastischer und plastischer Anteil der Einsenkung), desto größer wurde die Kontaktfläche der Schwellenunterseite zum Schotter. Von Abb. 3.5 ist diese Tendenz, aufgeteilt in Trendlinien für Schotter Typ A und Typ B, ersichtlich:

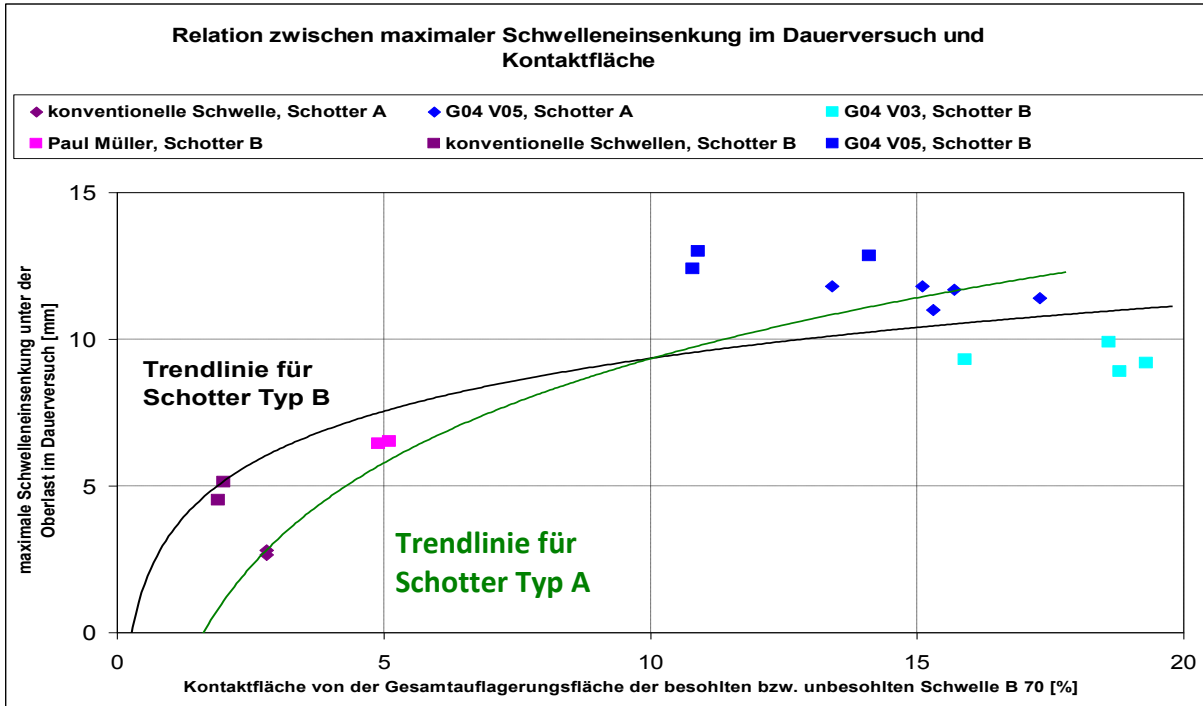


Abb. 3.5: Relation zwischen maximaler Schwelleneinsenkung (elastischer und plastischer Anteil) im Dauerversuch und Kontaktfläche



Abb. 3.6: Schwellensohlen nach dem Dauerschwingversuch (Links – konventionelle Schwellen; Mitte links – Schwellen mit Sohle G04 V05; Mitte rechts – Schwellen mit Sohle G04 V03; Rechts – Schwellen mit Sohle Paul Müller).

Wegen der zusätzlichen hohen Elastizität der Besohlung G04 mit V05 bzw. V03 wurde im Dauerschwingversuch eine mittlere Schwingamplitude zwischen Schwelle und Betonboden von ca. 1,5 mm erreicht. Dadurch wurde der Schotter ringsum die Schwelle umlaufend bis ca. 15 cm mitbewegt. Dies führte zum verstärkten Verschleiß im Kontaktbereich zur Schwelle und zur Bildung von Abriebstaub vom Schwellenfachschotter und Schwellenbeton. An den Schwellenflanken konnten relativ gleichmäßig verteilte Steinabdrücke mit dem bloßen Auge erkannt werden. Im Oberbau mit der Besohlung Paul Müller konnte kein Abrieb des Schotters im Flanken- und Vorkopfbereich der Schwelle festgestellt werden, da hier die Schwingweite mit 0,6 mm wesentlich kleiner als bei der Sohle G04 war.

3.2.6 Die Kontaktspannungen zwischen un-/besohlenen Schwellen und Schotter

Die Problematik zur Ermittlung der zwischen der Schwellenunterseite und dem Schotter auftretenden Kontaktspannungen wurde bereits in [12] ausführlich beschrieben. Zu den Untersuchungen wurden die unbesohlenen Schwellen Nr.9 und Nr.10 sowie die mit Paul Müller besohlenen Schwellen Nr.1 und Nr.2 bzw. mit G04 V05 besohlenen Schwellen Nr.7 und Nr.8 herangezogen. Somit soll auch der Einfluss der Sohlensteifigkeit auf die Größe der Spannung erfasst werden.

Die Kontaktspannung ist einerseits von der ermittelten Kontaktfläche zwischen Schwellenunterseite und Schotter und andererseits von der eingeleiteten Stützpunktkraft abhängig:

$$\text{Kontaktspannung } \sigma = \frac{\text{Stützpunktkraft}}{\text{Kontaktfläche}} \quad \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Mit steigenden Achsübergängen findet eine Konsolidierung des Gleises statt, verbunden mit einer Zunahme des Bettungsmoduls des Oberbaus (s. Ziff. 3.2.1, Abb. 3.2). Dadurch wird nach der Theorie von Zimmermann unter der Radlast eine kürzere Biegelinie der Schiene aktiviert, verbunden mit einer schlechteren Lastverteilung. Dies wiederum führt zu einer Erhöhung der Stützpunktkraft und damit der Kontaktspannung zwischen Schwelle und Schotter. Auf der anderen Seite wird die oberste Schotterschicht infolge der dynamischen Belastung zunehmend in der elastischen Schwellensohle eingebettet. Somit vergrößert sich auch die Kontaktfläche zwischen Schwelle und Schotter. Zusammenfassend nehmen beide Parameter, von denen die Kontaktspannung abhängig ist, mit steigender Lastwechselzahl zu. Folglich stellt sich die Frage, wie sich die Kontaktspannung zwischen der Schwellenauflagerfläche und dem Schotter im Laufe der Zeit verändert.

Um die Kontaktfläche der Schotterkörner mit der Sohle in Abhängigkeit der Achsübergänge zu ermitteln, wurden die Schwellen nach einer bestimmten Lastwechselzahl aus dem Schotterbett herausgenommen. Nach der Aufnahme der Schotterabdrücke in der Sohle wurden die Schwellen wieder in die exakt gleiche Lage im System eingebracht. Um die richtige Position zu sichern, wurden die Schwellen im Schotterbett mit roter Farbe umrandet. Weiter wurde der Schotter unter der Schwelle mit gelber Farbe markiert. Somit wurden die Schotterabdrücke in der Sohle optisch verdeutlicht und eventuelle falsche Positionierungen wurden leichter erkannt (s. Abb. 3.7).



Abb. 3.7: Herausnahme der Schwelle vom Schotterbett (links); Die Schotterabdruckfarben der Sohle markierten auch die Spitzen der obersten Schotterlage (rechts)

Der Zuwachs der Schotterabdrücke in der Schwellensohle wurde nach jeder Herausnahme der Schwelle mit verschiedener Farbe gekennzeichnet. Die für die Markierung der Abdrücke auf der Sohle verwendete Farbe bildete sich auf den Spitzen der Schotterkörner der obersten Lage ab und zeigt somit, dass die Schwelle wieder in der richtigen Position eingebracht war.

Um die Kontaktfläche zwischen dem Schotter und der Schwellensohle zu bestimmen, wurden verschiedene Methoden angewendet, wobei sich die Rastermethode (mit Gitterplatten der Aufteilung 3 x 3 mm bzw. 5 x 5 mm) als die effizienteste von allen erwies.

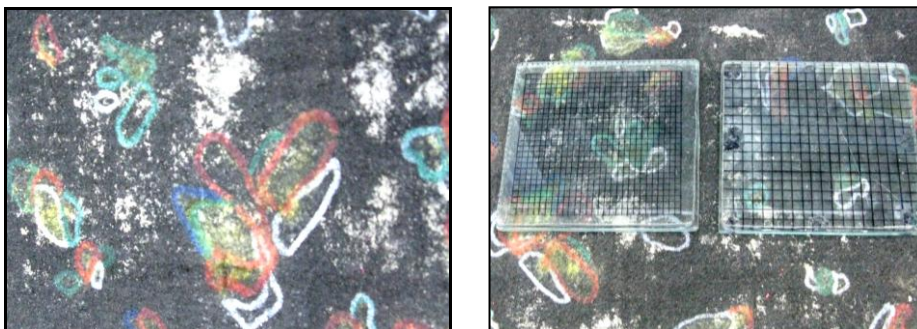


Abb. 3.8: Aufgenommene Schotterabdrücke der Sohle G04 V05 (links); Rastermethode zur Ermittlung der Kontaktfläche (rechts)

In Abb. 3.9 sind die mit der Rastermethode ermittelten Kontaktflächen bis zu 3,0 Mio. simulierten Achsübergängen für die besohnten und unbesohnten Schwellenpaare dargestellt.

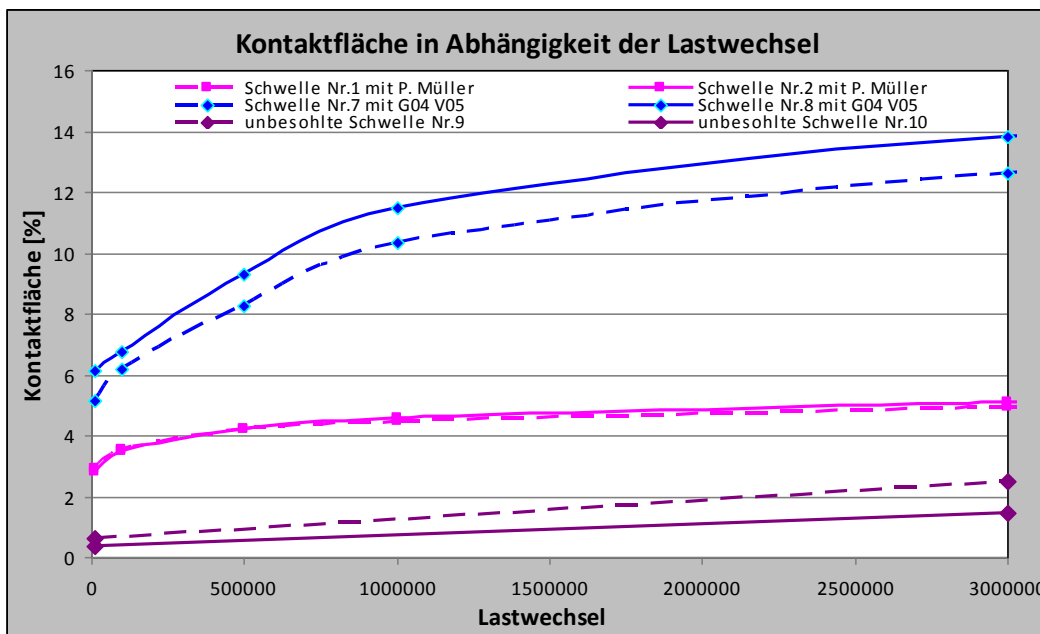


Abb. 3.9: Kontaktfläche zwischen Schotter und Schwellensohle in Abhängigkeit der Lw

Demnach nimmt in allen untersuchten Fällen die Kontaktfläche zwischen Schotter und Schwellensohle im Laufe der Zeit zu. Mit Abnahme der Steifigkeit der Besohlung, nimmt die Kontaktfläche schneller zu, da sich die Schotterkörner erwartungsgemäß in weicheren Sohlen leichter einarbeiten als in harten. Die Untersuchungen zeigten, dass bei allen drei Oberbauvarianten mit steigender Lastwechselzahl die Kontaktfläche jedoch stärker als die Stützpunktkraft zunimmt, was zu einer Reduzierung der Kontaktspannungen führt (s. Abb. 3.10):

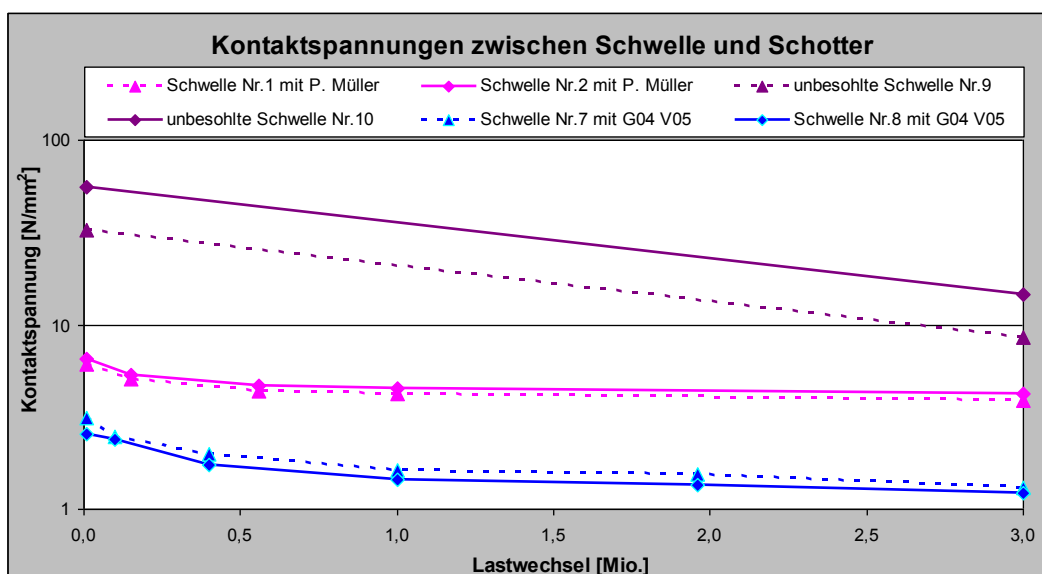


Abb. 3.10: Kontaktspannung zwischen Schotter und Schwellensohle in Abhängigkeit der Lw

Sowohl im System mit unbesohlenen als auch mit besohlenen Schwellen wird die Kontaktspannung mit Zunahme der Lastwechselzahl abgebaut. Bei den elastisch besohlenen Schwellen ist die Anfangsspannung als Mittelwert von 2 untersuchten Schwellen mit $2,8 \text{ N/mm}^2$ (G04 V05) bzw. $6,1 \text{ N/mm}^2$ (PM) deutlich kleiner im Vergleich zu den unbesohlenen Schwellen mit $32,3 \text{ N/mm}^2$. Auch nach 3,0 Mio. eingeleiteten Lw ist die ermittelte Kontaktspannung zwischen besohlenen Schwellen und Schotter mit $1,3 \text{ N/mm}^2$ (G04 V05) bzw. $3,9 \text{ N/mm}^2$ (PM) geringer als die der konventionellen Schwellen mit $11,6 \text{ N/mm}^2$.

Durch den Einsatz von elastischen Schwellenbesohlungen wird die Kontaktspannung zur obersten Schotterlage deutlich reduziert. Bei weicheren Schwellensoleen ist dieser positive Effekt stärker ausgeprägt wie bei harten, da einerseits durch leichtere Einbettung der Schottersteine die Kontaktfläche zum Schotter zunimmt und andererseits die Stützpunktkraft wegen der stärker ausgeprägten lastverteilenden Wirkung der Schiene abnimmt. Nach 3,0 Mio. simulierten Achsübergängen fand bei den mit G04 V05 besohlenen Schwellen ein Spannungsabbau um den Faktor 9 im Vergleich zu unbesohlenen Betonschwellen statt. Durch die Auswahl der härteren Sohle PM wurde die Kontaktspannung zum Schotter um den Faktor 3 vermindert. Die Reduktion der Kontaktspannungen wirkt sich nicht nur auf die Schwellenbesohlung und das Schotterbett positiv aus, es werden auch die Stopfintervalle und die Lebensdauer des gesamten Oberbaus verlängert. Aus Sicht der Dauerhaftigkeit ist es daher vorteilhaft, besohlte Schwellen anstatt von konventionellen Schwellen im Schottergleis einzubauen.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

In diesem Kapitel wurden die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität bestimmt und als Eingangsparameter für ein FE-Modell zur Abbildung des Gleisrostes im Schotterbett zur Simulation von Gleisverwerfungen eingesetzt. Dabei wurden die bisherigen Festlegungen in der verbesserten Theorie von Meier, wie beispielsweise die Annahme eines konstanten Ersatzträgheitsmoments, der Ansatz des Querverschiebewiderstandswerts bei 2 mm Schwellenverschiebung oder die Erhöhung des tatsächlichen Gleislagefehlers um 7 mm zu einem fiktiven Gleislagefehler, kritisch betrachtet.

4.1 Der Verdrehwiderstand der Schienenbefestigung

Der Verdrehwiderstand (VDW) des Schienenbefestigungssystems kann versuchstechnisch nach DIN EN 13146-2 [52] im Labor bestimmt werden. Dazu wird eine lateral wirkende Kraft in den Schienenfuß eingeleitet, wobei die Schiene auf einem komplett montiertem Stützpunkt mit eingespannter Schwelle befestigt ist. Während des Versuchs werden die Kraft sowie die Drehbewegung der Schiene in Bezug auf die Schwelle aufgezeichnet. Das Verdrehmoment ergibt sich aus der Multiplikation der gemessenen Querkraft mit dem Hebelarm vom Lastangriffspunkt bis zur Mitte der Schienenbefestigung. Am Prüfamort für Verkehrswegebau der TU München wurde gegenüber der Norm aussagekräftigere Kraft-Weg-Versuchseinrichtung entwickelt, bei der der Verdrehwinkel über zwei Tastarme ermittelt wird, welche senkrecht zur Schiene befestigt sind und deren Messbasis in Schwellenlängsrichtung verschieblich gelagert ist. Dadurch ist es ausgeschlossen, dass Verschiebungen der Schiene quer zur Schienenlängsrichtung als Verdrehungen interpretiert werden. Der VDW wird nicht nur von der Art des Schienenbefestigungssystems, sondern auch von deren Verspanngrad beeinflusst. In Abb. 4.1 (links) ist der in [53] ermittelte Moment-Verdrehungs-Verlauf des voll verspannten W-Befestigungssystems mit Zwischenlage Zw 687 auf Betonschwelle B 70 dargestellt.

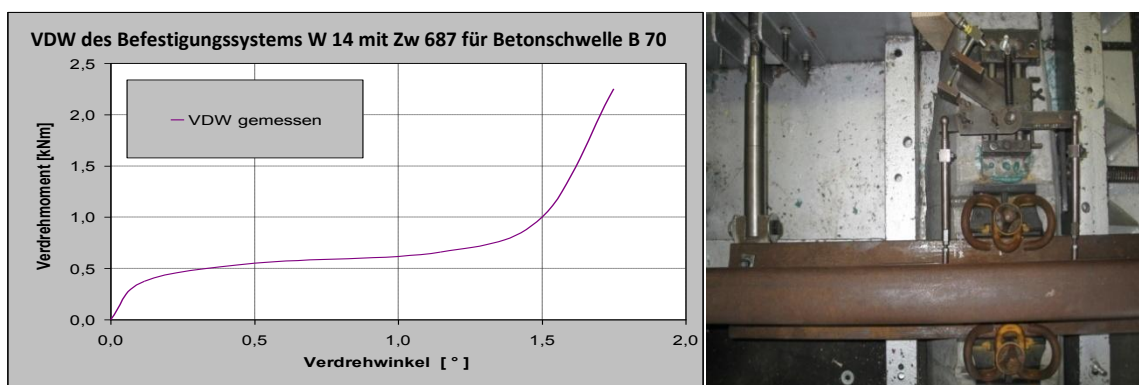


Abb. 4.1: Moment-Verdrehungs-Verlauf der voll verspannten W-Befestigung auf Schwelle B 70 (links). Versuchsanordnung zur Bestimmung des Verdrehwiderstandes (rechts)

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Am Anfang des Belastungsvorganges wird ein steiler Kraftanstieg beobachtet. Nach Überwindung der Haftreibung findet eine Abflachung der Kennlinie statt und als der Schienenfuß die Winkelführungsplatten diagonal berührt, wird erneut ein höherer Verdrehwiderstand aufgebaut.

4.2 Das Ersatzträgheitsmoment des Gleisrostes

Die horizontale Rahmensteifigkeit des Gleisrostes wird durch eine fiktive Größe, das Ersatzträgheitsmoment I_{ers} , beschrieben. Das Ersatzträgheitsmoment kann experimentell im Labor an einem auf Rollen reibungsfrei gelagerten Gleisrost von begrenzter Länge bestimmt werden (s. Abb. 4.2, links) und ist von der horizontalen Biegesteifigkeit der Schiene sowie vom Verdrehwiderstand der Schienenbefestigung abhängig. Allerdings ist der versuchstechnisch ermittelte Wert im Vergleich zur Realität zu groß [46]. Der Grund dafür ist, dass in situ ein ganz anderes Kräftespiel stattfindet. Im Gleis wirken die temperaturbedingten Druckkräfte in der Schienenachse, der Widerstand in Querrichtung wird von allen Schwellen auf größerer Länge gewährleistet. Unter Laborbedingungen wird die Kraft quer zum Gleisrost eingeleitet und die äußeren Schwellen werden unbeweglich fixiert (s. Abb. 4.2). Die für die Bestimmung von I_{ers} gewählte Anordnung als schubstarrer Einfeldträger entspricht zu wenig der im Gleis erzeugten Biegelinie [49]. Weiter sei angemerkt, dass I_{ers} von der gewählten Stützweite l , von der Anzahl der Belastungen sowie von der horizontalen Durchbiegung f des Gleisrostes abhängig ist.

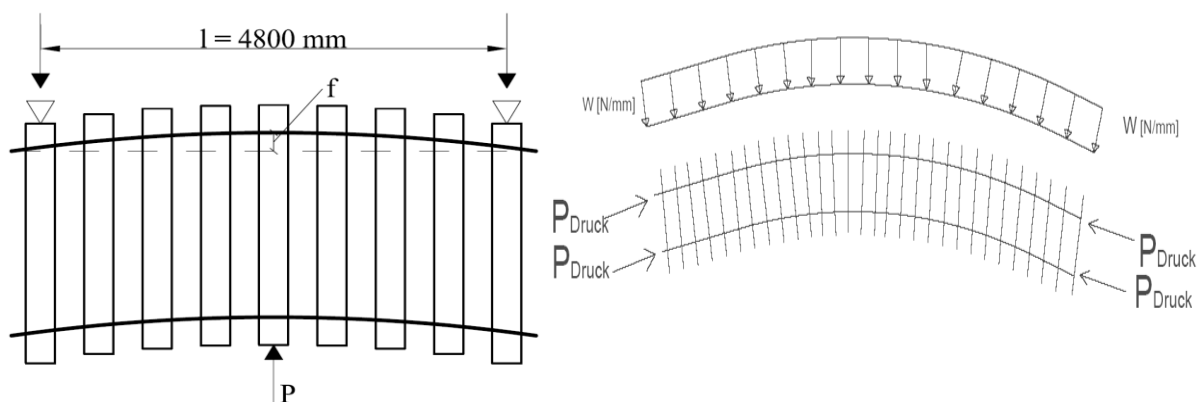


Abb. 4.2: Links: Versuchsaufbau zur Bestimmung von I_{ers} ; Rechts: Tatsächlicher Kräfteverlauf im Gleis

In [50] wurde das Ersatzträgheitsmoment an der Oberbauform W14 K900 mit Schwelle B70 bestimmt. Der Gleisrost bestand aus zwei Schienen UIC 60 und neun Schwellen B 70, die auf Stahlrohren gelagert wurden. Dabei war die Reibung zwischen Schwellenunterseite und Stahlrohr vernachlässigbar klein. Die zwei äußeren Schwellen wurden durch Widerlager fest

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

verspannt. Somit bildete sich eine Spannweite von $l = 4,8$ m. In der mittleren Schwelle wurde die Kraft P eingeleitet, wo auch die horizontale Verformung f des Gleisrostes erfasst wurde. Anschließend wurde das Ersatzträgheitsmoment I_{ers} mit der Formel für Durchbiegung eines Einfeldträgers unter Einzellast berechnet:

$$I_{\text{ers}} = \frac{P}{f} \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E} \quad [\text{mm}^4] \quad \text{mit } E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \text{ (Elastizitätsmodul des Schienenstahls).}$$

Aus der Formel ist ersichtlich, dass das Ersatzträgheitsmoment eine Funktion des Kraft-Verformungs-Verhältnisses ist. Am Anfang der Belastung wird ein steiler Anstieg der Kraft registriert (Haftreibung in der Schienenbefestigung), gefolgt von einem flacheren Abschnitt (Gleitreibung). Bei größeren Verformungen wird infolge des Anliegens des Schienenfußes an der Winkelführungsplatte wiederum ein höherer Widerstand im Gleisrost aufgebaut. Im Wendepunkt des Kraft-Verformungs-Verlaufs wird das Minimum des Ersatzträgheitsmomentes registriert. Dieser Zusammenhang wird in nachfolgender Abb. 4.3 verdeutlicht:

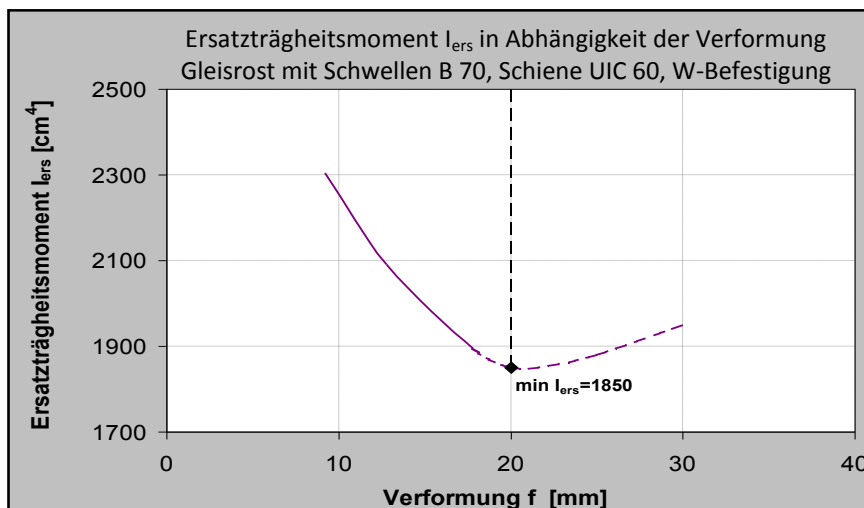
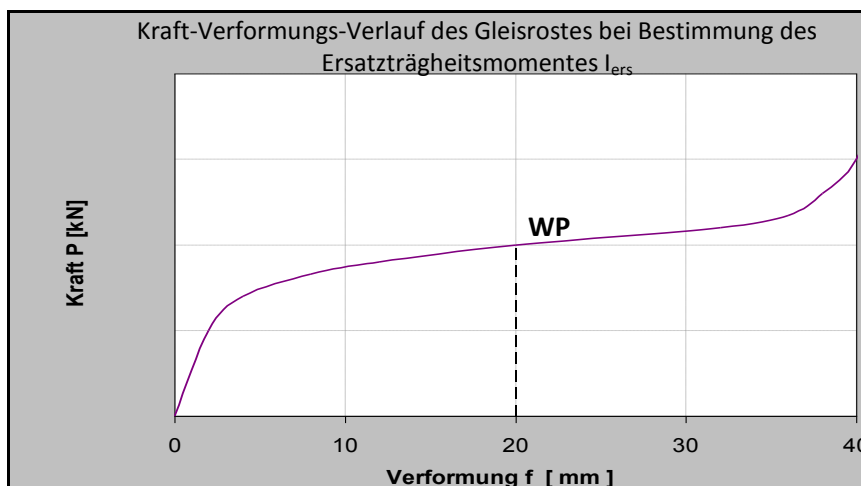


Abb. 4.3: Kraft-Verformungs-Verlauf des Gleisrostes bzw. I_{ers} in Abhängigkeit der Verformung

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

In [51] wurde das Ersatzträgheitsmoment vom Betonschwellenoberbau bestimmt, wobei der Wendepunkt des nichtlinearen Kraft-Verformungs-Verlaufes bei ca. 20 mm lag. In [50] erfolgten die Versuche bis maximal 18 mm Verformungsweg. Dabei wurden 15 Belastungen durchgeführt. Durch Extrapolation wurde ein minimales Ersatzträgheitsmoment von etwa $I_{\text{ers}} = 1850 \text{ cm}^4$ bei einem Verformungsweg von ca. 20 mm ermittelt. Angemerkt sei, dass unter Einwirkung von dynamischen Vibrationen, z.B. mit Hilfe eines Rüttlers, das Ersatzträgheitsmoment weiter abfällt [50]. Auf der sicheren Seite liegend, wurde das Ersatzträgheitsmoment des Betonschwellengleisrostes mit Schienenprofil UIC 60 (~ 60 E1) und fest verspannter W-Befestigung zu $I_{\text{ers}} = 1400 \text{ cm}^4$ festgelegt [46]. Jedoch kann die gewählte konstante Größe nur als eine Näherung betrachtet werden, da sich in Wirklichkeit die Rahmensteifigkeit in Abhängigkeit vom Verformungsweg verändert. Dies bestätigt, dass der Gleisrost unter horizontaler Belastung nicht als homogener Einfeldträger, sondern als kompliziertes Tragwerksystem reagiert.

4.3 Horizontales Flächenträgheitsmoment und Querschnittsfläche der Schiene

Tab. 4.1: Horizontales Trägheitsmoment und QS-Fläche der Schienenprofile 60 E1, S 54, 49 E1

Parameter	Schienenprofil 60 E1	Schienenprofil S 54	Schienenprofil 49 E1
QS-Fläche F [mm ²]	7670	6948	6292
hor. Trägheitsmoment I_y [mm ⁴]	$513 \cdot 10^4$	$354 \cdot 10^4$	$319 \cdot 10^4$

In dieser Arbeit erfolgten die Gleisstabilitätsbetrachtungen unter Einsatz der Schiene 60 E1. Wie aus Tab. 4.1 ersichtlich ist, hat diese im Vergleich zu den Profilen S 54 und 49 E1 das größte horizontale Flächenträgheitsmoment, wodurch einerseits die Rahmensteifigkeit des Gleisrostes und folglich der Widerstand gegen seitliche Verwerfung steigen. Andererseits zeigt das Schienenprofil 60 E1 auch die größte Querschnittsfläche und dadurch sind hier die höchsten temperaturbedingten Druckkräfte zu erwarten:

$$P_0 = \alpha \cdot \Delta T_0 \cdot E \cdot F$$

mit: $P_0 =$ kritische Gleisdruckkraft [N]

$\alpha =$ Temperaturdehnzahl von Stahl = $1,2 \cdot 10^{-5}$ [1/K]

$\Delta T_0 =$ kritische Temperaturerhöhung [K]

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

$E =$ Elastizitätsmodul des Schienenstahls $= 2,1 \cdot 10^5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

$F =$ Fläche der beiden Schienen (60 E1) $= 7670 \cdot 2 \text{ [mm}^2\text{]}$.

Bei einem Gleisrost aus Betonschwellen, Schienen 60 E1 und gelockerter Schienenbefestigung wird in der Theorie angenommen, dass das Ersatzträgheitsmoment dem Flächenträgheitsmomenten beider Schienen entspricht, d. h. $I_y = 2 \cdot 513 = 1026 \text{ cm}^4$. Um dies zu beweisen, wurden in [51] Untersuchungen zur Bestimmung des Ersatzträgheitsmomentes eines Gleisrostes, bestehend aus Schwellen B 70, Schienen 60 E1 und W-Befestigung mit lockeren Spannklemmen, durchgeführt:

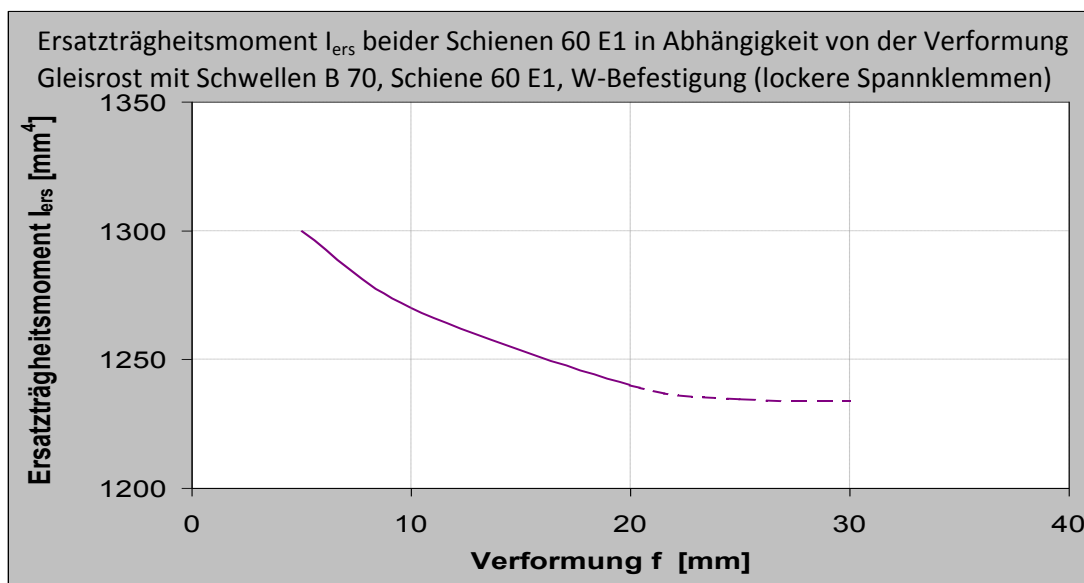


Abb. 4.4: I_{ers} beider Schienen 60 E1 in Abhängigkeit der Verformung (lockere Spannklemmen)

Als Ergebnis wurde jedoch ein minimales Ersatzträgheitsmoment von ca. $I_{\text{ers}} = 1235 \text{ cm}^4$ ermittelt. Dieser Wert ist um 20 % höher als das Flächenträgheitsmoment beider Schienen 60 E1, offensichtlich zurückzuführen auf die noch vorhandenen Reibungsverhältnisse. Andererseits ist dies ein weiterer Beweis dafür, dass durch die gewählte Versuchsanordnung des Gleisrostes als homogener Einfeldträger, das ermittelte Ersatzträgheitsmoment im Vergleich zur Realität zu groß ist.

4.4 Der Querverschiebewiderstand der Schwelle

4.4.1 Bestimmung des Querverschiebewiderstands einzelner Schwellen im Labor

Da die Schwellen mit Besohlung G04 in erster Linie für Körperschall- und Luftschallisolation eingesetzt werden sollen, wurde die Federschicht mit $C = 0,08 \text{ N/mm}^3$ relativ weich

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

ausgeführt. Allerdings soll das Gleis auch „real“ bleiben, indem die temperaturbedingten und von den Fahrzeugen auftretenden Kräfte vom Oberbau sicher abgeführt werden. Eine stabile Gleislage unter Verkehr erfordert einen ausreichend hohen Querverschiebewiderstand (QVW) des Gleisrostes. Die Größe des QVW ist von folgenden Faktoren abhängig:

- Verdichtungszustand des Schotteroberbaus
- Steifigkeit und Schutzschicht der Schwellenbesohlung
- angewandtes Messverfahren
- Eigenschaften des Schotters
- eingeleitete Verdichtungsarbeit infolge der Betriebsbelastung und Untergrundverhältnisse
- Art, Geometrie und Gewicht der Schwelle
- dynamisch angeregtes Gleis
- Umweltbedingungen
- mechanisches Verdichtungsverfahren beim Einbau des Schotters
- Breite des Schotterbettes vor dem Schwellenkopf und Schwellenabstand
- zusätzliche Sicherheitsmaßnahmen

Der QVW wurde durch Verschiebung einzelner Schwellen im unter Kap. 3.1 beschriebenen Schotterbett ermittelt. Durch Entfernen der Belastungseinheit und der Schienen wurden die Schwellen im Schotterbett voneinander entkoppelt und anschließend einzeln quer zur Gleisrichtung, in Schwellenlängsrichtung, horizontal verschoben. Die Breite des Vorkopfschotters betrug 0,50 m, entsprechend dem auf Hauptgleisen geforderten Wert. Die horizontale Druckkraft P_H wurde in die neutrale Achse der Schwelle eingeleitet um eine rein horizontale Verschiebung, ohne zusätzliche Kippmomente, zu bewirken. Bei dem Verschiebevorgang wurde der horizontale Verformungsweg mittels Induktivwegaufnehmer an der Schwelle erfasst. Die Kraft P_H wirkte stets Richtung Gleisaußenseite (Feldseite) ein, wo der Schotter mit einer Neigung von 1:1,5 eingebaut wurde, entsprechend den Verhältnissen in situ.



Abb. 4.5: Bestimmung des QVW einzelner Schwellen im Labor

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Frühere Messungen mit unbesohlenen Schwellen haben gezeigt, dass der Steigungswechsel im ausgeprägt bilinearen Kraft-Verformungsverlauf eines Querverschiebevorganges bei ca. 2 mm Verformungsweg liegt. So wurde bei dem Belastungsvorgang diejenige Widerstandskraft als maßgebend festgelegt, die bei einem horizontalen Verschiebeweg der Schwelle von 2 mm erreicht wird. Diese Kraft, bezogen auf 600 mm Schwellenabstand in Gleislängsrichtung, wird in QVW [N/mm] umgerechnet und in die Gleislagestabilitätsberechnung nach Meier eingeführt.

Bei der Schwellensohle G04 mit Schutzvlies V05 wurde unter Ziff. 2.1.6 eine relativ geringe horizontale Steifigkeit registriert. Um die Auswirkung der Schubverformung der elastischen Schicht auf den 2 mm-Messwert des QVW zu erfassen, wurde der horizontale Verschiebungsweg zusätzlich auch im unteren Randbereich der Besohlung gemessen (s. Bild 9, Anh. 6). Abb. 4.6 zeigt der Kraft-Verformungs-Verlauf beider Messverfahren (Wegmessung an der Schwelle und an der Unterseite der Sohle) am Beispiel der mit G04 V05 besohlenen Schwelle Nr. 5 nach 1,0 Mio. eingeleiteten Lw:

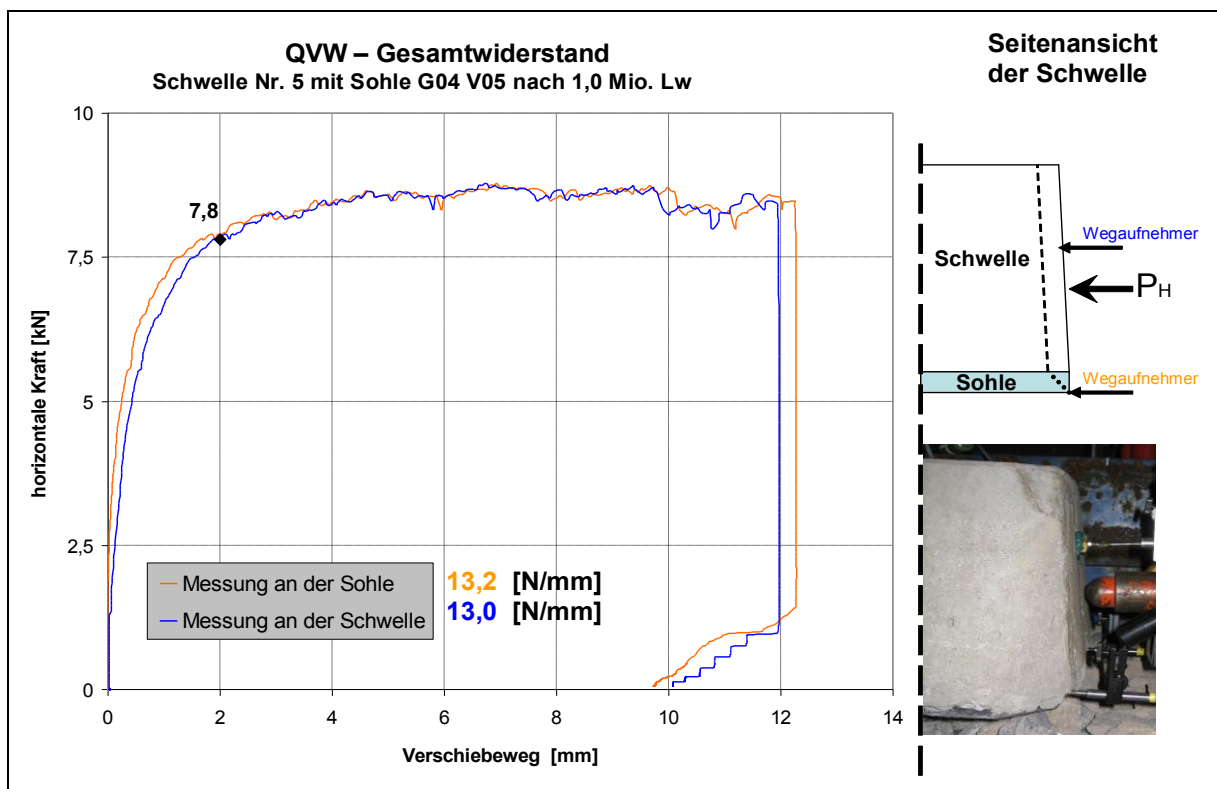


Abb.4.6: Messung der Querverschiebung an der Schwelle und an der elastischen Sohle

Unter der Einwirkung der horizontalen Druckkraft P_H erfolgte eine Schubverformung der elastischen Sohle; dadurch wurde zunächst nur an der Schwelle eine Verschiebung registriert (s. blaue Kraft-Verformungs-Kurve sowie gestrichelte Linie in der Seitenansicht).

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Bei der weiteren Laststeigerung rutschte die Schwelle mitsamt Besohlung auf dem Schotterbett durch und erst dann wurde einen Verformungsweg auch an der Sohle gemessen. Bei dem Enlastungsvorgang fand erwartungsgemäß zuerst eine Rückverschiebung der Schwelle und danach der Sohle statt. Es ist ersichtlich, dass bei kleineren Verschiebewegen zwischen beiden Messverfahren gewisse Differenzen entstehen, die bei der weichen Besohlung G04 V05 bis zu ΔQVW (2 mm) = 0,5 N/mm lagen. Dabei wurde am unteren Rand der Sohle stets der höhere QVW gemessen. Jedoch wird eine Gleisverwerfung durch seitliches Ausknicken beider Schienen hervorgerufen. Diese sind über das Befestigungssystem zur Ober- und nicht zur Unterseite der Schwelle fest verbunden. Maßgebend ist deswegen der QVW, der mit dem an der Schwelle positionierten Wegaufnehmer registriert wurde. Weiter sei angemerkt, dass beim Einsatz von Besohlungen geringer Schubsteifigkeit unerwünschte horizontale Schwellenschwingungen im Gleis auftreten können, hervorgerufen durch die seitlichen Führungskräfte der fahrenden Züge.

Bei den nachfolgenden Untersuchungen fand die Messung des QVW nur an der Schwelle und nicht mehr an der Besohlung statt. In Abb. 4.7 und in Anl. 13 und 14 sind beispielhaft Kraft-Verformungs-Verläufe von einzelnen Querverschiebevorgängen mit konventionellen bzw. besohlenen Schwellen sowohl im unkonsolidierten als auch im konsolidierten Oberbauzustand dargestellt.

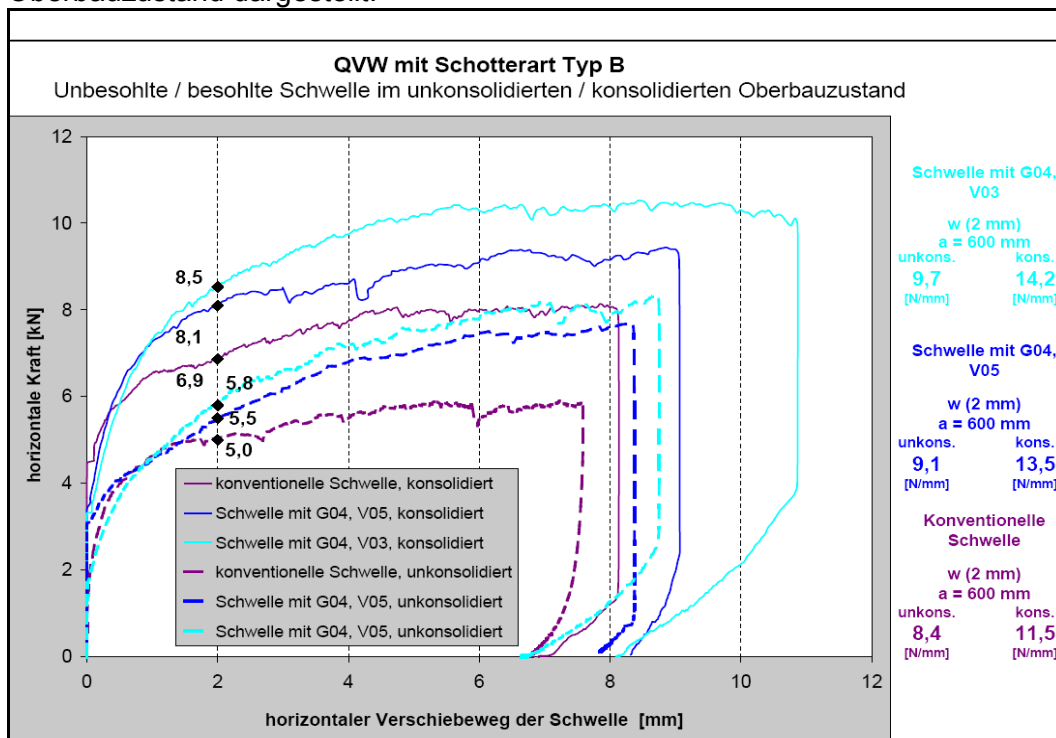


Abb. 4.7: QVW-Verlauf mit elastisch besohlenen/unbesohlenen Schwellen (Einzelmessungen im Labor).

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Aus Abb. 4.7 ist erkennbar, dass der Kraft-Verformungs-Verlauf von den im Labor untersuchten besohnten Schwellen ähnlich wie derjenige der konventionellen Schwellen, d.h. in etwa bilinear ist, mit dem Unterschied, dass der Steigungswechsel nicht so stark ausgeprägt ist. Weiter ist ersichtlich, dass durch den Einbau der elastischen Besohlung (hier G04 mit Schutzschicht V03 bzw. V05) ein höherer QVW erreicht wird. Durch die Konsolidierung des Systems „Schotter – Sohle“ infolge der Dauerschwingbelastung steigt erwartungsgemäß der Widerstand gegen Querverschiebung der Schwelle. Weiter ist vom Kraft-Verformungs-Verlauf zu entnehmen, dass ab ca. 6 mm Schwellenverschiebung die horizontale Kraft kaum zunimmt. Frühere Messungen des Prüfamtes für Verkehrswegebau haben gezeigt, dass eine Gleisverwerfung im durchgearbeiteten geraden Gleis (Oberbau: Schwelle B70, Schiene UIC 60, W-Befestigung) bei ca. 7 bis 8 mm Gleisrostbewegung in Querrichtung entsteht [54]. Aus diesem Grund und auch weil bei höheren Verschiebewegen keine weitere Kraftsteigerung stattfindet, wurde der Belastungsvorgang nach ca. 8 mm horizontaler Verschiebung abgebrochen.

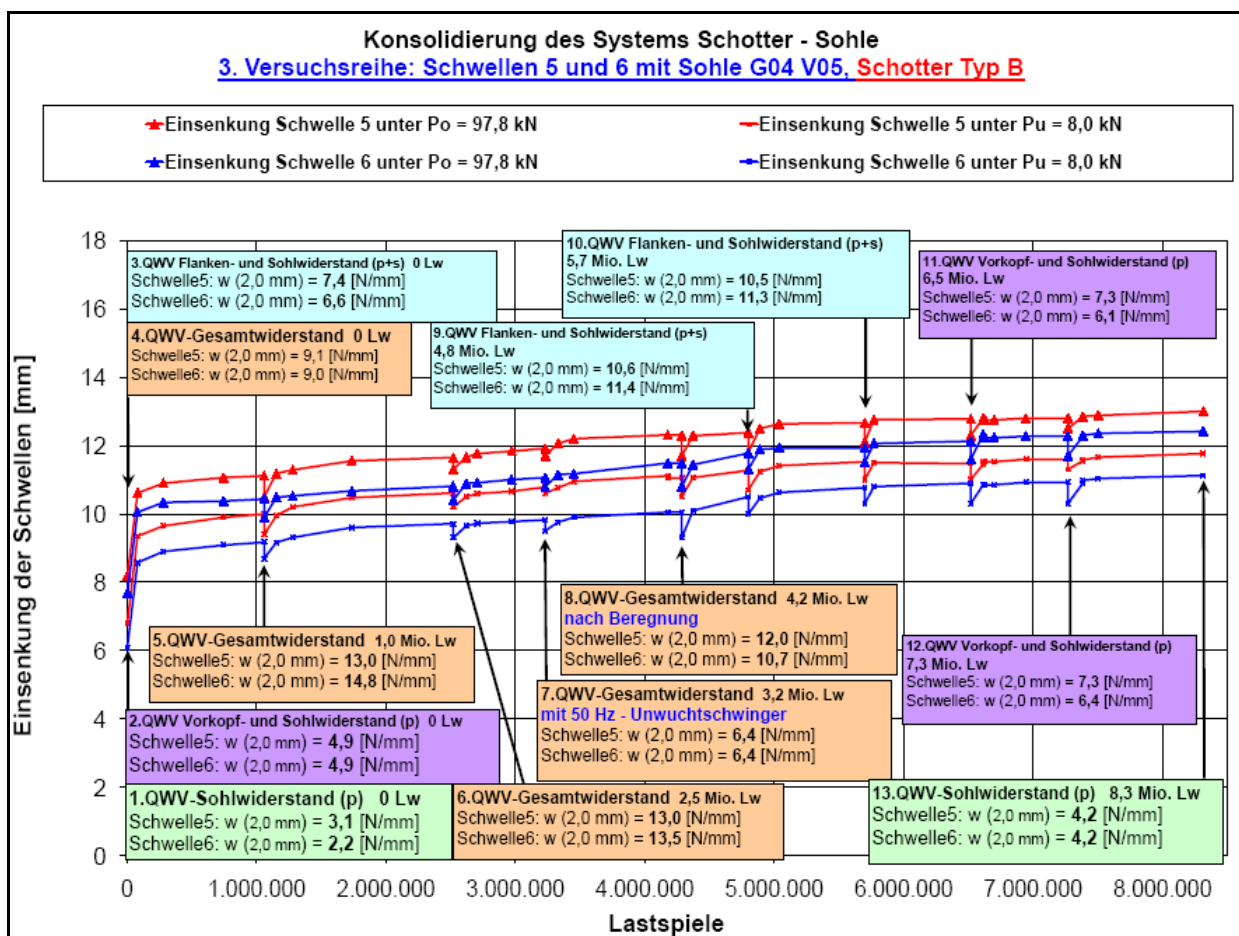


Abb. 4.8: Konsolidierung des Systems „Schotter-Sohle“ am Beispiel der Schwellen Nr. 5 und 6 mit elastischer Besohlung G04, V05

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Der konsolidierte Oberbauzustand wurde im Dauerschwingversuch über die eingeleitete pulsierende Kraft in vertikaler Richtung erzeugt (s. Ziff. 3.2.1). Aus Abb. 4.8 ist der Konsolidierungsverlauf des Systems "Schotter-Sohle" am Beispiel der untersuchten Schwellen Nr. 5 und 6 mit Besohlung G04 V05 ersichtlich. In Anl. 15 bis 19 sind alle im Labor gemessenen Konsolidierungsverläufe von unbesohnten bzw. besohnten Schwellen dargestellt.

Am Anfang der dynamischen Belastung stellte sich bei den mit G04 V05 besohnten Schwellen eine Schwingweite von 1,6 mm ein, die nach 8,3 Mio. vertikalen Lastwechseln auf 1,2 mm abnahm, was ein Zeichen für die Stabilisierung des Systems "Schotter-Sohle" ist. Im Oberbau mit konventionellen Schwellen erfolgt die Konsolidierung nur wegen der Schotterverdichtung infolge der Kornumlagerung. Bei besohnten Schwellen dringen die Spitzen der Schottersteine in die elastische Schicht ein, wodurch die Kontaktfläche zwischen Sohle und Schotter anwächst, die Einfederung kleiner wird und folglich eine zusätzliche Versteifung des Oberbaus erreicht wird. Weiter reagiert auch das elastische Material mit Zunahme der Lw etwas steifer, was im vergleichenden Dauerversuch zwischen ebenen Stahlplatten an kleinen Proben (300 x 300 mm) festgestellt wurde (s. Ziff. 2.1.5.3, Tab. 2.5). In bestimmten Abständen von aufgebracht Lastwechseln (i.d.R. zwischen 0,5 und 1,5 Mio.) wurde der QVW gemessen. Bei jedem horizontalen Verschiebevorgang fand gleichzeitig eine Hebung der Schwelle, durch Bewegung gegenüber den Schotterspitzen, statt. Nachdem die Schwelle wieder in die Ausgangsposition zurückverschoben wurde, wurde anschließend der Dauerschwingversuch erneut gestartet. Durch die vertikale dynamische Belastung setzte sich die Schwelle wieder in die Ausgangshöhenlage ein, was durch eine Unstetigkeitsstelle in die Einsenkungskurve abgebildet wird.

Die Untersuchungen zeigten, dass bei besohnten Schwellen die Hebung unter der Querverschiebung stärker ausgeprägt ist als bei unbesohnten Schwellen. Der Grund dafür ist, dass sich die Schotterkörner in die elastische Sohle einbetten können; Bei dem Verschiebevorgang der besohnten Schwelle werden die Steine mitbewegt bzw. mitgedreht, wodurch das Hochsteigen der Schwelle verursacht wird. Bei den konventionellen Schwellen findet vor allem ein Gleiten der Betonunterseite auf der obersten Schotterlage und somit geringfügigere Hebung statt. Beispiele hierfür sind Abb. 4.9 sowie Anl. 20 zu entnehmen:

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

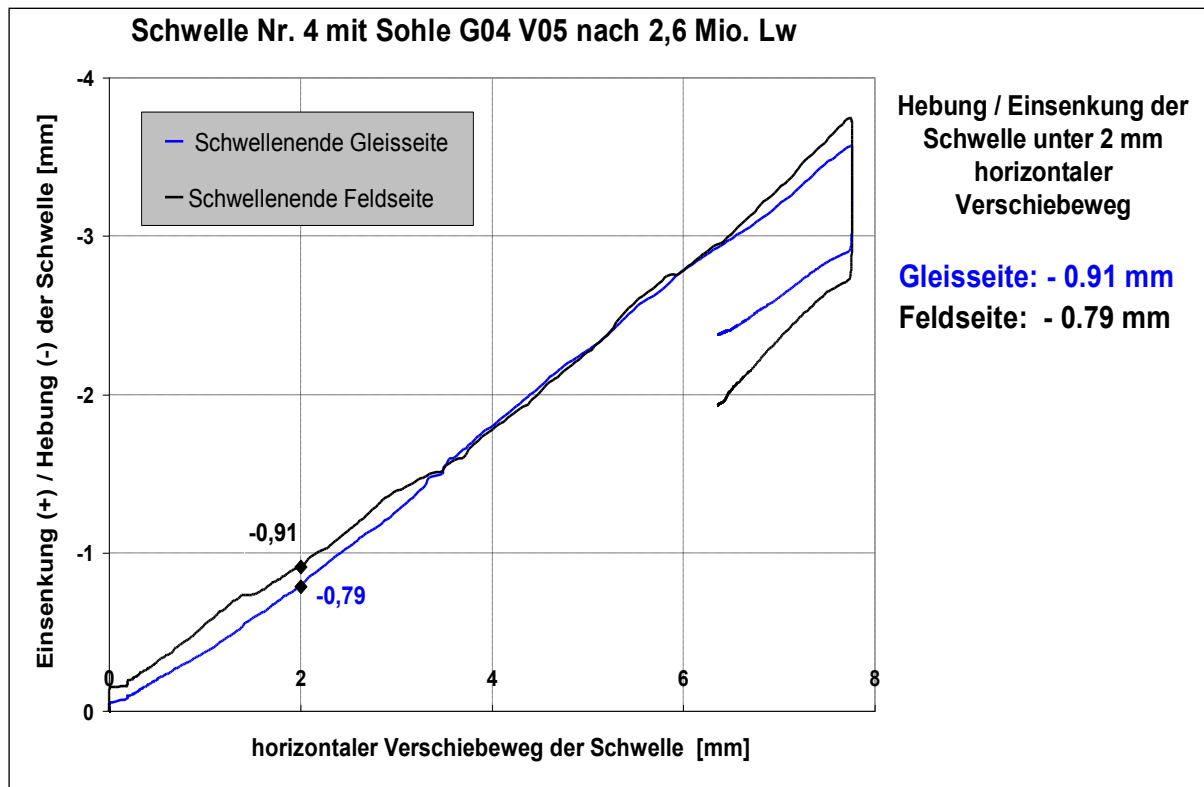


Abb. 4.9: Hebung der Schwelle Nr. 4 mit G04 V05 während des horizontalen Verschiebevorgangs

Es ist erkennbar, dass zwischen dem horizontalen und dem vertikalen Schwellenweg ein linearer Zusammenhang mit einer Steigung $\tan \alpha$ von etwa 0,4 bei den besohnten bzw. 0,2 bei den unbesohnten Schwellen vorliegt. Um unerwünschtes Kippen der Schwelle und daraus resultierende Kippmomente während des Verschiebevorganges zur Feldseite zu vermeiden, ist eine gleichmäßige Hebung der Schwelle anzustreben. Dies setzt voraus, dass die horizontale Kraft in die neutrale Schwellenachse eingeleitet wird, damit an beiden Schwellenenden in etwa die gleiche Hebung erreicht wird. Das Kippen der Schwelle beeinflusst die Größe des QVW: Falls die Schwelle zur Gleisseite stärker angehoben wird, dann steigt der QVW und umgekehrt, eine größere Hebung der Schwelle zur Feldseite (Richtung Vorkopfschotter) verringert den QVW.

Die einzelnen Messwerte des QVW sind in Anl. 21 beigegeben. Die ermittelten Mittelwerte aus minimal 4 bis maximal 14 Messungen des QVW in Abhängigkeit der Besohlung, der Schotterart sowie des Konsolidierungszustandes sind in Tab. 4.2 zusammengefasst:

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Tabelle 4.2: QVW (2 mm) von besohnten/unbesohnten Schwellen B70 im unkonsolidierten/konsolidierten Oberbauzustand unter Verwendung von Schotter Typ A bzw. Typ B

Oberbau		Oberbauzustand				
Schotterart/ Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert		konsolidiert		Zunahme QVW inf. Konsolidierung
		QVW [N/mm]				
		Mittelwert	Standard- abweichung (Variations- koeffizient)	Mittelwert	Standard- abweichung (Variations- koeffizient)	[%]
Labor, Granit Typ A, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	6,4	0,4 (6%)	9,3	0,5 (5%)	45 %
	B 70 mit Sohle G04, V05	8,3	0,8 (10%)*	11,2	0,7 (6%)	35 %
Labor, Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	8,3	0,6 (7%)	11,3	1,5 (13%)	36 %
	B 70 mit Sohle Paul Müller	9,6	1,0 (10%)*	12,4	0,3 (2%)*	29 %
	B 70 mit Sohle G04, V05	9,2	1,1 (12%)*	13,4	0,8 (6%)*	46 %
	B 70 mit Sohle G04, V03	9,5	0,8 (8%)	14,2	1,0 (7%)	49 %

* Bei der entsprechenden Oberbauvariante wurden weniger als 10 Messungen durchgeführt.

4.4.1.1 Einfluss des Verdichtungszustandes des Schotteroberbaus

Nach Simulation der Betriebsbelastung wurde sowohl bei den konventionellen als auch bei den besohnten Schwellen erwartungsgemäß ein um 29 % bis 49 % höherer QVW (2mm) als im unstabilierten Zustand gemessen. Mit Zunahme des vertikalen statischen Bettungsmoduls des Systems „Schotter – Sohle“ infolge der Konsolidierung nahm erwartungsgemäß auch die horizontale Oberbausteifigkeit bzw. der horizontale Widerstand zu. Die Relation zwischen dem vertikalen Bettungsmodul des Oberbaus (Fall „Schwelle eingeschottert“) und dem QVW der besohnten Schwellen ist Abb. 4.10 und der konventionellen Schwellen Anl. 22 zu entnehmen.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

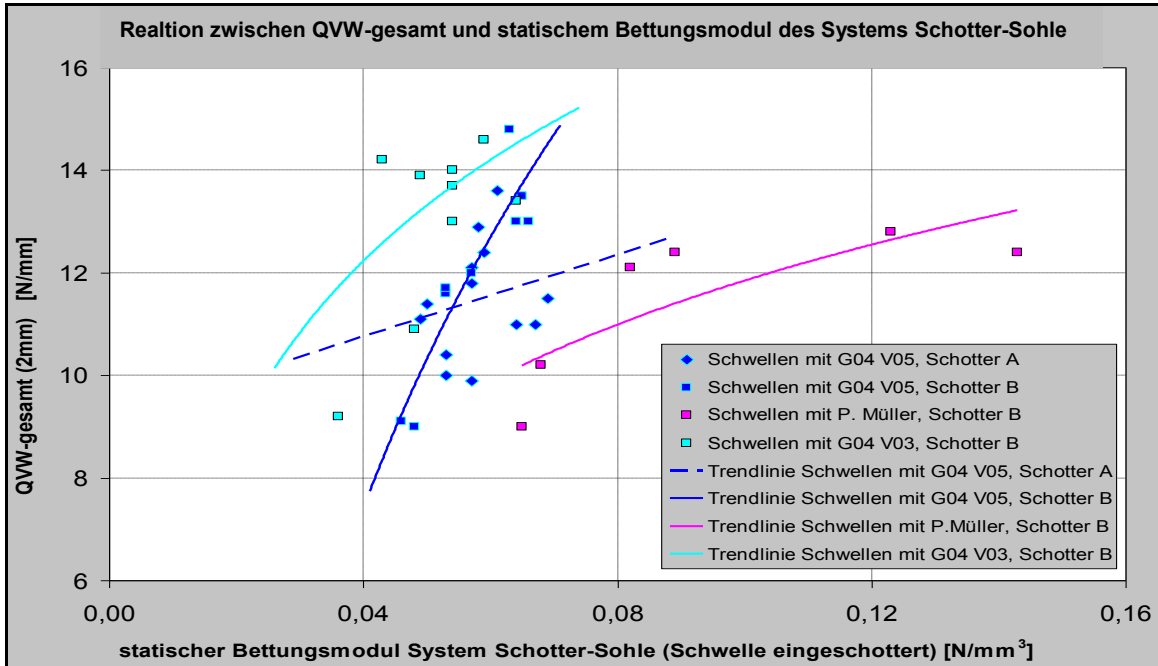


Abb. 4.10: QVW-gesamt (2mm) in Abhängigkeit des vert. stat. Bettungsmodul des Systems „Schotter – Sohle“

Die Messungen haben gezeigt, dass bereits nach ca. 1 Mio. aufgetragenen Lastwechseln der maximale Widerstand gegen Querverschiebung der Schwelle erreicht wurde. Auch gemäß Untersuchungen der TU-Dresden ist der Schotter bei einer Lastwechselzahl von ca. 1 Mio. bereits optimal verdichtet [44]. Der QVW aller untersuchten Oberbauvarianten blieb mit zunehmenden simulierten Achsübergängen in etwa konstant, obwohl teilweise große Abweichungen zum Mittelwert festgestellt wurden (s. Abb. 4.11 sowie Anl. 21).

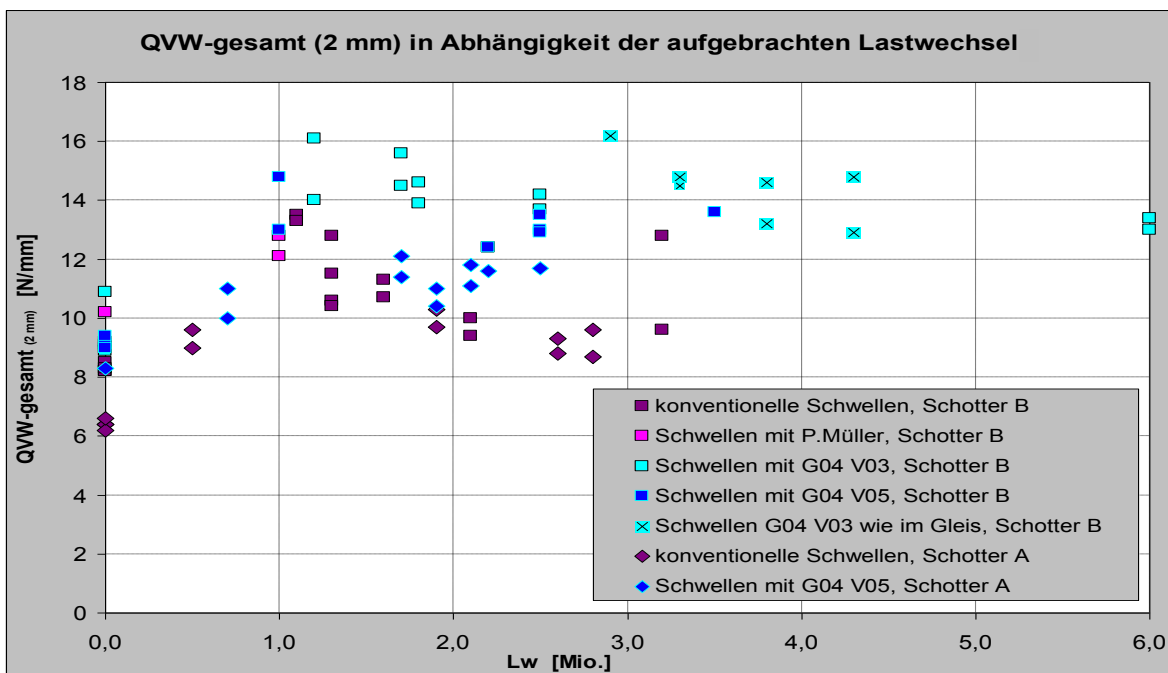


Abb.4.11: QVW-gesamt (2mm) in Abhängigkeit der eingeleiteten Lw

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Die vom Prüfamts für Verkehrswegebau durchgeführten Untersuchungen im Labor und im Betriebsgleis [55, 56] zeigten, dass die Querverschiebewiderstandsmessungen auf Schotter durch starke Streuungen geprägt sind. Sie sind von den Auflagerungsverhältnissen der Schwelle auf dem Schotterbett und von der zufälligen Verteilung der Schotterkörner zueinander sowie unter und um die Schwelle abhängig. Die Standardabweichung, die in Tab. 4.2 als absoluter Wert sowie in Prozent zum Mittelwert (Variationskoeffizient) dargestellt ist, war im unkonsolidierten Systemzustand größer als nach der Konsolidierung. Eine Ausnahme bildete lediglich der Oberbau mit konventionellen Schwellen und Schotter Typ B. Durch den erreichten höheren Verdichtungsgrad wurden auch die Streuungen des QVW reduziert. Im konsolidierten Zustand wurde bei den Messungen mit elastisch besohnten Schwellen mit 2 % bis 7 % eine kleinere Standardabweichung registriert als mit unbesohnten Schwellen mit 5 % bis 13 % (s. Tab. 4.2). Ein möglicher Grund dafür ist, dass sich die Schottersteine relativ gleichmäßig in die elastische Sohle einbinden können und somit die Kontaktfläche erhöht wird: Vorhandene Hohllagen unter der Schwelle werden minimiert, wodurch auch der QVW einzelner Messungen vergleichmäßigt wird.

Weiter wurden die prozentualen Unterschiede des QVW zwischen dem konsolidierten und dem unkonsolidierten Systemzustand in Abhängigkeit vom Verschiebeweg ermittelt. Für den Vergleich wurden die gemessenen Verschiebungskräfte aller Oberbauvarianten im konsolidierten Zustand als 100 %-Werte festgelegt:

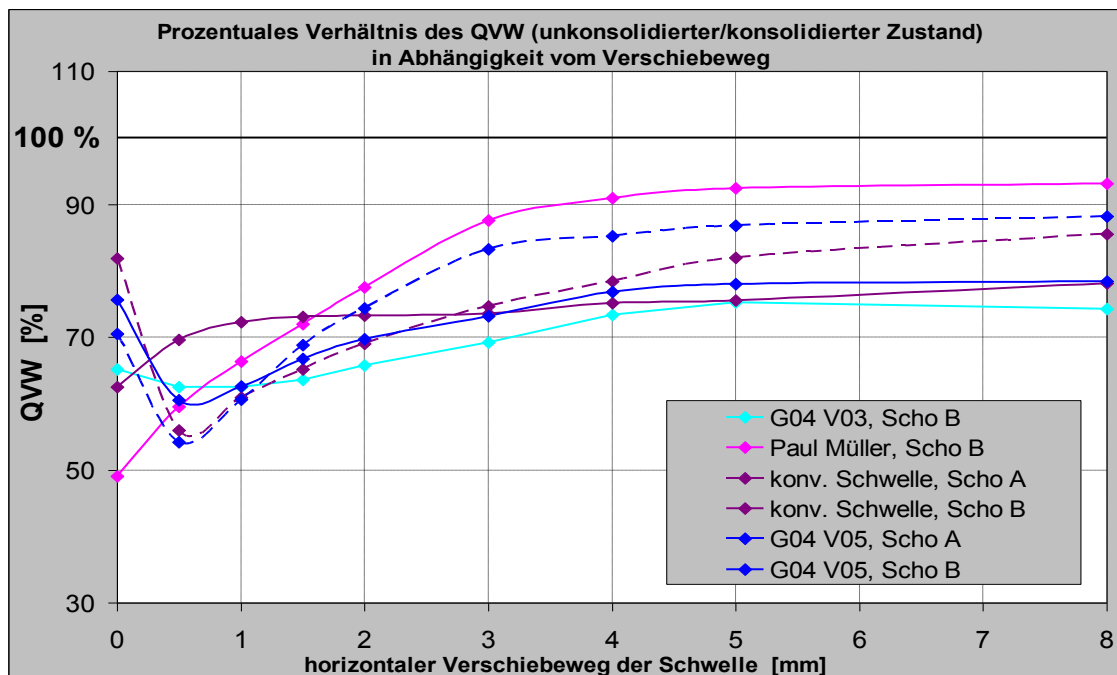


Abb.4.12: Prozentuales Verhältnis des QVW im unkonsolidierten zum QVW im konsolidierten Zustand in Abhängigkeit vom Verschiebeweg

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Von Abb. 4.12 ist erkennbar, dass bei kleinerer Verschiebung der Schwelle, im Wegbereich zwischen 0 - 1 mm, der größte Zuwachs des QVW infolge der Konsolidierung stattfindet. Als mögliche Ursache dafür kann die Zunahme der Haftreibung durch die Einbettung der Schottersteine in der Schwellensohle bzw. durch die Kornumlagerung im Dauerversuch herangezogen werden. Bei großen horizontalen Verschiebungen hingegen, treten auch im gut verdichteten Schottergefüge Störungen auf. Demnach wurden im Wegbereich > 5 mm kleinere prozentuale Unterschiede zwischen dem konsolidierten und dem unkonsolidierten Zustand festgestellt.

4.4.1.2 Einfluss der Steifigkeit und der Schutzschicht der Schwellenbesohlung

Noch im unstabilisierten Zustand wurde bei den Schwellen mit elastischer Sohle ein höherer QVW als bei den konventionellen Schwellen gemessen. Dies spricht für die sofortige positive Wirkung der vergrößerten Kontaktfläche bzw. des höheren Gleitreibungskoeffizienten zwischen Schotter und Besohlung. Infolge des Dauerschwingversuchs, mit dem die Betriebsbelastung simuliert wurde, erfolgte ein weiteres Einarbeiten der Schottersteine in die elastische Schicht. Unabhängig von der Schotterart wurde im konsolidierten Zustand ein um ca. 20 % höherer QVW bei den Schwellen mit Besohlung G04 V05 als bei den unbesohlenen Schwellen ermittelt. Bei alleiniger Betrachtung von Schotter Typ B wurde nach der Konsolidierung mit der steiferen Sohle Paul Müller eine Steigerung des QVW um 10 % und mit der weicheren Besohlung G04 V03 um 26 % im Vergleich zur unbesohlenen Schwelle registriert. Demnach wird mit elastischen Sohlen geringerer Steifigkeit infolge der tieferen Einbettung der Schottersteine ein höherer QVW als bei harten Besohlungen erreicht.

Der höchste Mittelwert des QVW betrug 14,2 N/mm und wurde mit besohlenen Schwellen G04 V03 gemessen. Dadurch wird deutlich, dass nicht nur die elastische Federschicht, sondern auch die darunter liegende Schutzschicht eine wesentliche Rolle für die Beeinflussung des QVW spielt. Beim Verschiebevorgang der Schwelle bleiben die Spitzen der Schotterkörner in der plastischen Lastverteilschicht V03 offensichtlich fester sitzen als bei dem Geotextil-Schutzvlies V05. Durch die bessere Einbindung der Schottersteine und durch den höheren Gleitreibungskoeffizienten wurde mit der Sohle G04 V03 einer um 6 % größerer QVW als bei der Sohle G04 V05 (13,4 N/mm) registriert.

In Abb. 4.13 und 4.14 ist der Verlauf des QVW in Abhängigkeit vom Verschiebeweg als Mittelwert aller Einzelmessungen von besohlenen bzw. unbesohlenen Schwellen im

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

unkonsolidierten sowie im konsolidierten Oberbauzustand unter Verwendung von Schotter Typ A (Abb. 4.13) bzw. Typ B (Abb. 4.14) dargestellt.

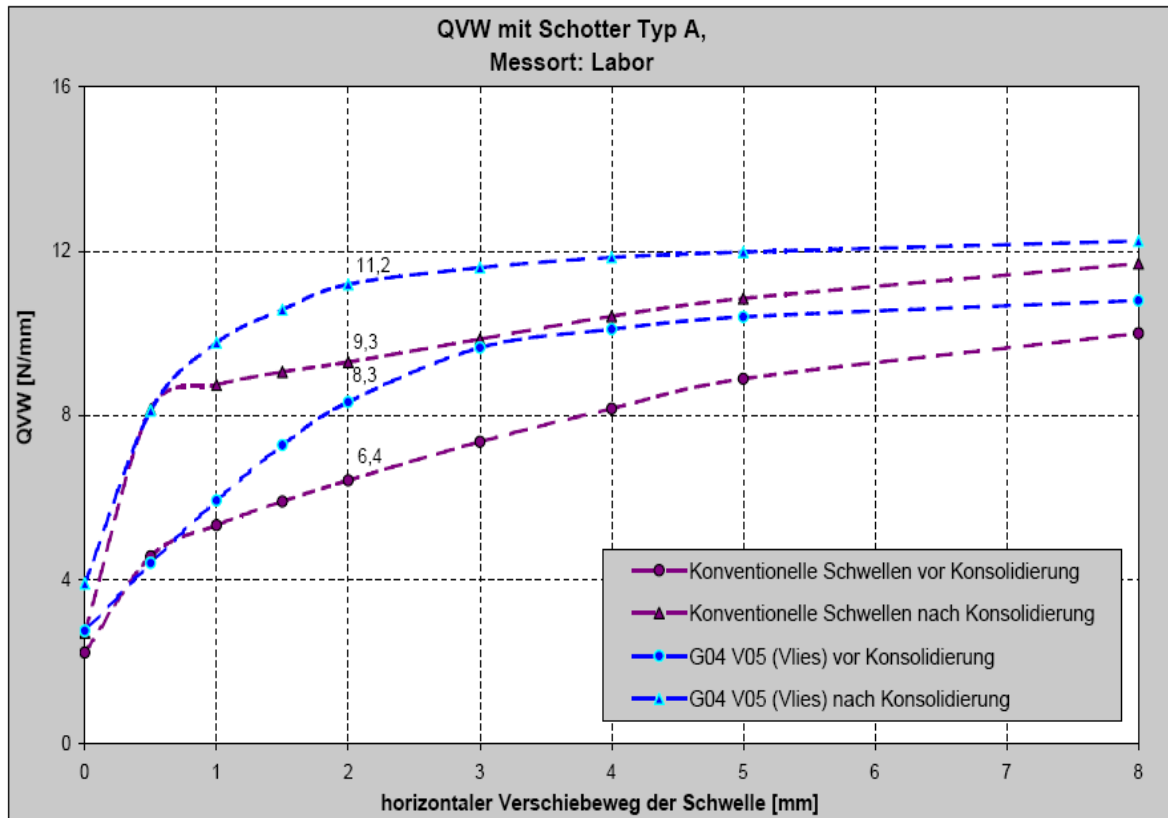


Abb. 4.13: QVW-Verlauf von besohlenen/unbesohlenen Schwellen B70 im unkonsolidierten/konsolidierten Oberbauzustand unter Verwendung von Schotter Typ A (Mittelwerte aller Einzelmessungen)

Aus den grafischen Verläufen ist ersichtlich, dass bis zu einem Verschiebeweg von 0,5 mm der QVW von besohlenen und unbesohlenen Schwellen gleich groß ist. Ab einer Schwellenverschiebung von 0,5 mm bis 1,5 mm wird der QVW der besohlenen Schwellen größer als der der konventionellen Schwellen, wobei beim Schotter Typ B ab ca. 2 mm die Größendifferenz unabhängig vom Verschiebeweg in etwa konstant bleibt, d.h. die einzelnen Kurven verlaufen fast parallel zueinander. Weiter ist erkennbar, dass der QVW-Verformungs-Verlauf aller untersuchten Schwellen in etwa bilinear ist. Allerdings ist der Steigungswechsel bei besohlenen Schwellen durch die relativ weiche, elastische Besohlung „gedämpft“, d.h. der Übergang erfolgt kontinuierlich und ist nicht so stark ausgeprägt wie bei den konventionellen Schwellen.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

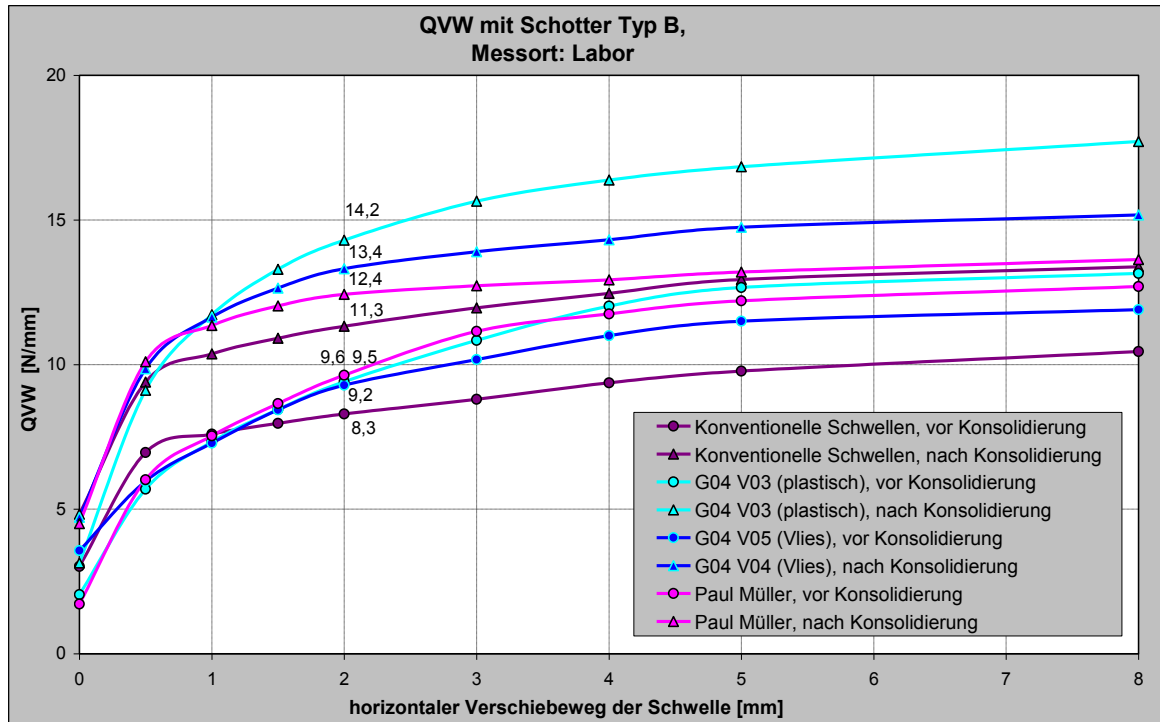


Abb. 4.14: QVW-Verlauf von besohlenen/unbesohlenen Schwellen B70 im unkonsolidierten/konsolidierten Oberbauzustand unter Verwendung von Schotter Typ B (Mittelwerte aller Einzelmessungen)

Aus den Kurvenverläufen wird deutlich, dass ab ca. 5 mm Verschiebeweg, sowohl bei den besohlenen als auch bei den konventionellen Schwellen, nur eine geringfügige Steigerung des QVW stattfindet (s. auch Anl. 21). Dies gilt nicht, wenn als Vergleichsgrößen die gemessenen QVW bei 2 mm und 8 mm herangezogen werden. In Tab. 4.3 ist die prozentuale Zunahme des QVW von 2 mm auf 8 mm zusammengefasst:

Tabelle 4.3: Prozentuale Zunahme des QVW von 2 auf 8 mm Verschiebeweg

Oberbau		Oberbauzustand	
Messort/ Schotterart	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert	konsolidiert
		Zunahme QVW von 2 auf 8 mm Verschiebeweg	
		[%]	[%]
Labor, Granit Typ A	B 70 unbesohlt	56	26
	B 70 mit Sohle G04, V05	30	9
Labor, Granit Typ B	B 70 unbesohlt	26	18
	B 70 mit Sohle Paul Müller	32	10
	B 70 mit Sohle G04, V05	28	14
	B 70 mit Sohle G04, V03	40	24

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Als Folge der besseren Verdichtung im konsolidierten Systemzustand ist bei allen Oberbauvarianten die Zunahme des QVW von 2 auf 8 mm nicht so stark ausgeprägt, wie vor der Konsolidierung. Nach der Konsolidierung wird bei den Schwellen mit Sohle G04 V05 bzw. Paul Müller mit 9 % - 14 % bzw. mit 10 % der geringste Zuwachs erreicht. Bei den konventionellen bzw. besohnten Schwellen G04 V03 sind mit 18 % - 26 % bzw. 24 % höhere Reserven bei größeren Verschiebewegen vorhanden.

In Anl. 24 sind die gemittelten QVW-Verformungs-Verläufe aller im Labor untersuchten Oberbauvarianten, aufgeteilt nach unkonsolidiertem bzw. konsolidiertem Systemzustand, abgebildet.

Der QVW jedes Schwellenpaares wurde in bestimmten Abständen von aufgebracht Lastwechselzahlen gemessen. Dabei wurde die Messung vor der Konsolidierung mit der Belastungsnummer „0“ bezeichnet, gefolgt von den Nummern „1“, „2“ usw. im konsolidierten Zustand. In Abb. 4.15 ist der QVW der voll eingeschotterten Schwelle B 70 in Abhängigkeit der Belastungsnummer am Beispiel der untersuchten Oberbaukonfigurationen mit Schotter Typ B grafisch dargestellt (s. Anl. 25 für Schotter Typ A) :

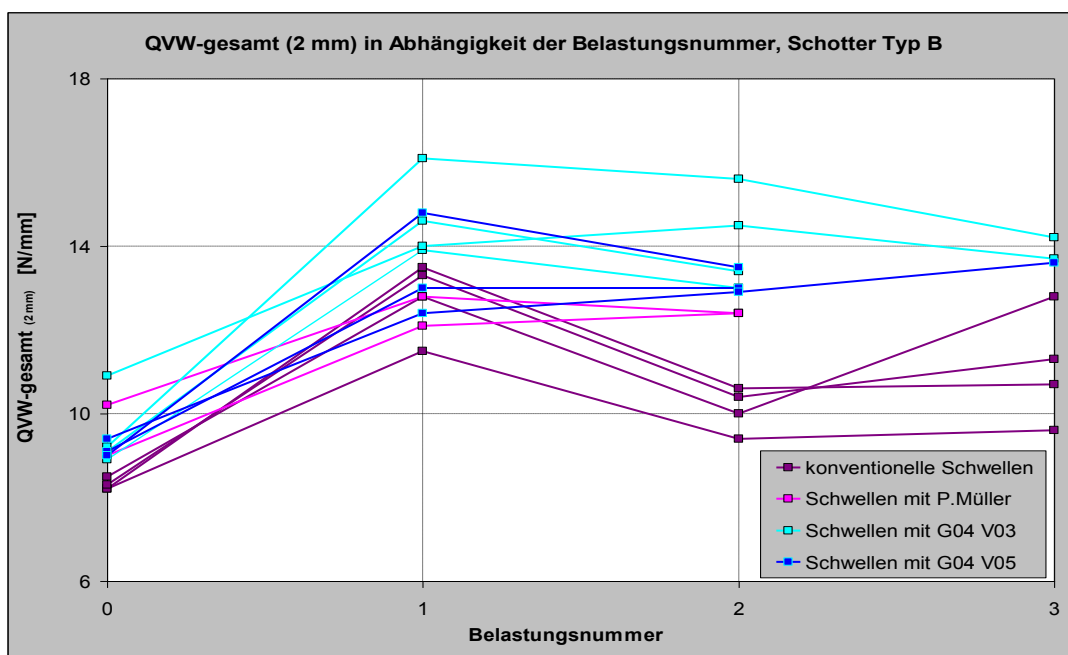


Abb. 4.15: QVW von besohnten/unbesohnten Schwellen B70 in Abh. der Belastungsnummer; Schotter Typ B, Schwelle eingeschottert

Trotz großer Streuungen ist ersichtlich, dass der QVW im konsolidierten Zustand, zwischen der 1. und 3. Belastung, in etwa konstant bleibt. Jedoch ist anzunehmen, dass nach der Schwellenverschiebung bei der 1. Versuchsdurchführung, insbesondere der Kontaktbereich

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

zum Schotter an der Schwellenunterseite „gestört“ wurde, so dass eine Abnahme des QVW bei der 2. und 3. Messung zu erwarten wäre. Bei den nachfolgenden Belastungen wurde dieser Störungseffekt allerdings infolge der erneuten guten Verdichtung des Schwellenfachschotters ausgeglichen bzw. gedämpft.

Unter der Dauerbelastung konnten sich die Steinspitzen in der elastischen Schicht einbetten, wobei diese Tendenz mit Abnahme der Sohlensteifigkeit erwartungsgemäß deutlicher ausgeprägt war. Somit nahm einerseits die Kontaktfläche der Schwellensohle zum Schotter zu und andererseits wurden die Schwellen tiefer in das Schotterbett hineingedrückt. Beide Effekte führen zu einer Zunahme des QVW. Weiter wurde festgestellt, dass durch die zusätzliche Elastizität der Besohlung eine höhere Schwingweite zwischen der Schwelle und dem Betonboden erreicht wurde. Dies verursachte eine effizientere Kornumlagerung bzw. bessere Verdichtung des Schottergefüges, verbunden mit einem hohen QVW. Somit wurden durch den Einsatz der elastischen Schwellenbesohlung gleichzeitig mehrere positive Einflüsse auf die Größe des QVW ausgeübt. Die Relation zwischen QVW und erreichter vertikaler Schwingweite der Schwelle während des Dauerversuchs bzw. zwischen QVW und maximaler Schwelleneinsenkung unter der Oberlast nach Ende der Dauerbelastung ist von Anl. 26 zu entnehmen. Abb. 4.16 zeigt den Zusammenhang zwischen dem QVW und der Kontaktfläche der hier betrachteten Oberbauvarianten (s. einzelne Messwerte in Anl. 27):

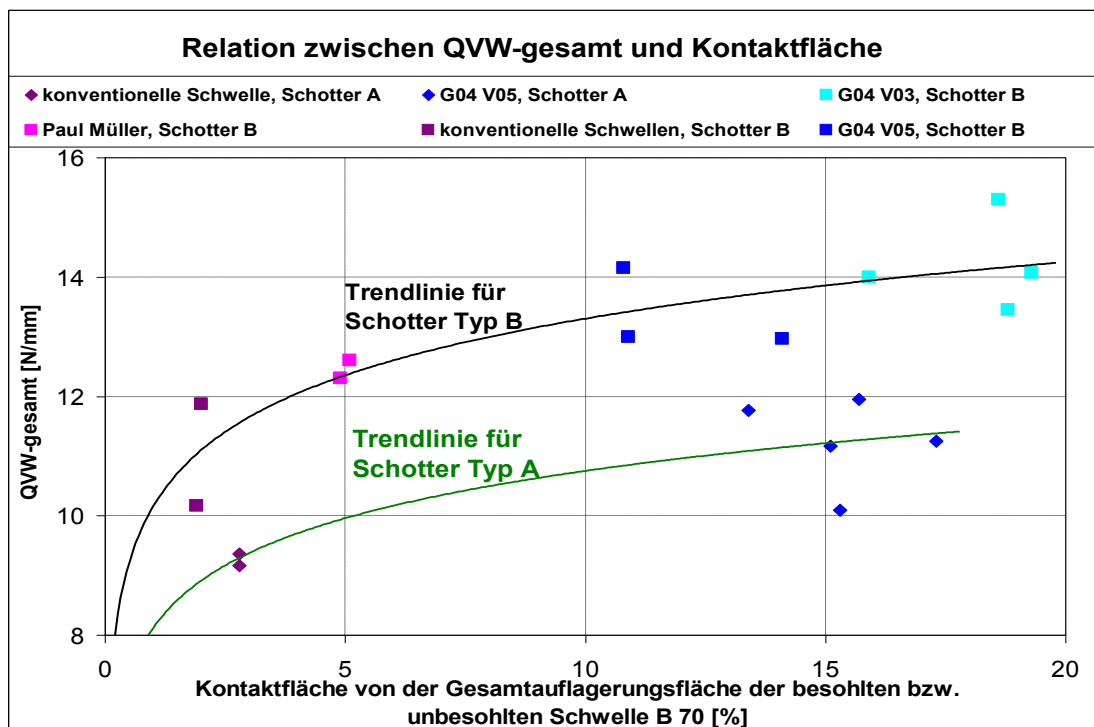


Abb. 4.16: Relation zwischen QVW (2 mm) und Kontaktfläche zwischen Schwellensohle und Schotter

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Das Einarbeiten der Schotterkörner ist nicht nur von der Steifigkeit und Oberflächenbeschaffenheit (mit / ohne Schutzschicht) der Sohle abhängig, sondern auch von der Wahl der Schotterqualität - scharfkantige Schottersteine durchdringen die Schwellenbesohlung leichter. Dies führt zur Stabilisierung der obersten Schotterlage und somit des gesamten Gleises.

4.4.1.3 Einfluss des angewandten Messverfahrens

Bei dem angewandten Messverfahren im Labor wurde beim Verschiebevorgang die horizontale Kraft in die neutrale Achse der Schwelle, im Schwerpunkt des Querschnitts, eingeleitet, mit dem Grundgedanken kein unerwünschtes, zusätzliches Kippmoment zu erzeugen, um den unbeeinflussten, rein lateralen QVW zu erfassen. Dabei dient die Trogwand des Stahlbehälters als Widerlager der Kraft. Auf der freien Strecke hingegen, werden einzelne Schwellen vom Gleisrost gelöst, wobei die zu den übrigen Schwellen verspannte Schiene als Widerlager für den Verschiebevorgang benutzt wird. Diese Vorgehensweise wird sowohl vom Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München, als auch vom DB-Systemtechnik angewandt. Bei den Messungen des Prüfamtes für Verkehrswegebau im Betriebsgleis wird die Belastungseinheit mit einer Schraube im innen liegenden Dübel zur maßgebenden Schwelle befestigt und die horizontale Kraft greift in etwa auf Höhe des Schienenschwerpunktes ein. Bei der gewählten Anordnung bildet sich bezüglich der neutralen Achse der Schwelle ein Kippmoment, was durch eine nach unten wirkende vertikale Kraft ersetzt werden kann (s. Abb. 4.17):

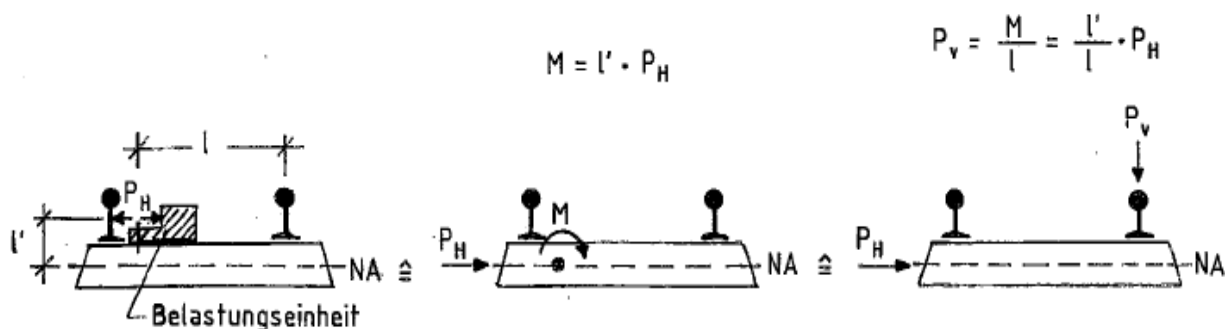


Abb. 4.17: Eingeleitete Kräfte in der Schwelle bei Bestimmung des QVW im Betriebsgleis

Die vertikale Druckkraft verhindert teilweise die bei der Querverschiebung entstehende Hebung der Schwelle, wodurch der QVW anwächst. Unter Einsatz der Schwelle B 70 mit

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Schienenprofil 60 E1 ergibt sich zwischen horizontaler Kraft P_H und in feldseitiger Schiene einwirkender vertikaler Kraft P_V folgender Zusammenhang:

$$P_V = \frac{1'}{1} \cdot P_H = \frac{0,2}{1,4} \cdot P_H = 0,14 \cdot P_H \text{ [kN]}$$

Weiter ist anzumerken, dass bei den Labormessungen der Schotter im Vorkopfbereich der Schwelle auf der Gleisseite entfernt wird, um die Belastungseinheit zwischen Schwelle und Trogwand einzubringen, damit die horizontale Kraft in die neutrale Schwellenachse eingeleitet werden kann. Es ist nicht auszuschließen, dass bei diesem Vorgang möglicherweise Störungen im angrenzenden Schwellenfachschottergefüge auftreten und somit bei dem Verschiebevorgang der Schwelle zur Feldseite ein abgeminderter QVW registriert wird.

Um das oben Erwähnte versuchstechnisch zu beweisen, wurde im Labor die Situation im Gleis nachgebildet, indem eine Schiene mit den Stahlwänden des Schottertrogs fest verbunden wurde, so dass diese als Widerlager der horizontalen Kraft dienen kann. Bei der nachfolgenden Versuchsdurchführung wurde die Belastungseinheit vom Gleis verwendet, die mittels einer Schraube zur Schwelle verbunden wurde (s. Abb. 4.18).



Abb. 4.18: Verfahren des Prüfamtes für Verkehrswegebau zur Messung des QVW im Betriebsgleis, hier im Labor durchgeführt.

Die Versuche erfolgten an den Schwellen Nr. 1 und 2, besohlt mit G04 V03. In Abb. 4.19 sind die gemittelten Widerstand-Verformungs-Verläufe der zwei unterschiedlichen Messverfahren gegenübergestellt:

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

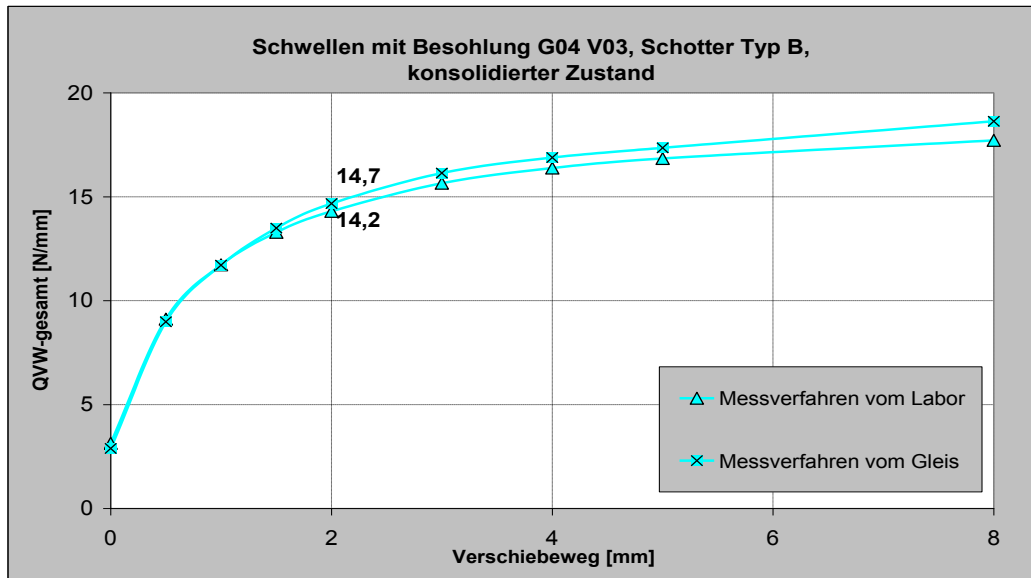


Abb. 4.19: QVW-Verlauf der Schwellen B 70 mit Besohlung G04 V03, gemessen mit dem Labor- bzw. Betriebsgleisverfahren des Prüfamtes für Verkehrswegebau

Durch das angewandte Messverfahren vom Gleis wurde als Mittelwert von 11 Messungen ein QVW (2 mm) von 14,7 N/mm registriert. Dies entspricht einem Zuwachs von 4 % im Vergleich zum Wert von 14,2 N/mm, ermittelt mit dem Labormessverfahren.

Messungen der SBB mit konventionellen und besohlenen Betonschwellen unterschiedlicher Steifigkeit zeigten, dass der QVW der unbesohlenen Schwellen am größten ist und mit Abnahme der Besohlungssteifigkeit immer kleiner wird [24]. Allerdings wurde die Schwelle beim horizontalen Verschiebevorgang niedergehalten, wodurch ihre Hebung, im Gegensatz zu den Messungen des Prüfamtes für Verkehrswegebau, verhindert wurde. Somit wurde beispielsweise bei der unbesohlenen Schwelle ein QVW (2 mm) von etwa 47 N/mm ermittelt. Dieser Wert ist um den Faktor 4 größer als der mit dem Verfahren der DB Systemtechnik bzw. des Prüfamtes für Verkehrswegebau gemessene QVW. Dies zeigt, dass durch das Niederhalten der Schwelle sehr hohe Reibungskräfte zwischen der Schwellenunterseite und der obersten Schotterlage aufgebaut werden. Bei Behinderung der Schwellenhebung entstehen bei besohlenen Schwellen, infolge der horizontalen Elastizität der Sohle, größere Verformungswege während der Verschiebung als bei unbesohlenen Schwellen. Je weicher die Besohlung ist, desto kleiner ist die Schubsteifigkeit bzw. desto größer wird der Verschiebeweg bei gleicher horizontalen Kraft. Dies wurde von den gemessenen Kraft-Verformungs-Linien der SBB bestätigt. Demnach ist der QVW bei gleichem Weg (2 mm) am höchsten bei der Schwellensohle mit der größten Schubsteifigkeit, nämlich bei der unbesohlenen Schwelle.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

4.4.1.4 Einfluss der Schotterqualität, der eingeleiteten Verdichtungsarbeit infolge der Betriebsbelastung und der Untergrundverhältnisse

Wie bereits unter Ziff. 2.4.3 erwähnt, wurden die technischen Eigenschaften gem. DIN EN 13450 bzw. BN 918061 von 6 verschiedenen Schotterarten im Hinblick auf die horizontale Gleislagestabilität zur Untersuchung herangezogen: deutscher Granit Typ A und Typ B, österreichischer Granit- und Serpentin, russischer Granit- und Diabas-/Gabbro. Dabei wurde der QVW unter Einsatz verschiedener Schwellen bestimmt. Um einen Vergleich zwischen den einzelnen Schotterqualitäten zu ermöglichen, wurde der mit russischen bzw. österreichischen Schwellen ermittelte QVW mit dem unter Ziff. 4.4.1.5 beschriebenen Flächenanteilverfahren auf die Schwelle B 70 umgerechnet. In nachfolgender Tab. 4.4 sind die simulierten Untergrundverhältnisse sowie die eingeleitete Verdichtungsarbeit der untersuchten Schotterarten und der dazugehörige QVW zusammengefasst. Der Grund für die unterschiedlichen Schwellenpressungen im Dauerversuch und Bettungsmoduln des Untergrundes ist die spezifische Aufgabenstellung der entsprechenden Forschungsvorhaben.

Tabelle 4.4: Untergrundverhältnisse, eingeleitete Verdichtungsarbeit der untersuchten Schotterarten und dazugehöriger QVW

Schotterart	Dicke des Grundsotter/ Untergrund	max. eingeleitete Pressung pro Schwelle im Konsolidierungs- versuch [N/mm ²]	erreichte Schwingweite zwischen Schwelle und Betonuntergrund in der Konsolidierungsphase < 4,0 Mio. Lw (Mittelwert) [mm]	maximale Setzung der Schwelle (Mittelwert) [mm]	Oberbau mit unbesolten Schwellen	
					Schwelle	QVW (Mittelwert) [N/mm]
deutscher Granit, Typ A	30 cm Grundsotter/ Betonuntergrund mit $C_u = \infty$	0,172	0,14	3,1	B 70	9,3
deutscher Granit, Typ B	30 cm Grundsotter/ Betonuntergrund mit $C_u = \infty$	0,172	0,19	4,6	B 70	11,3
österreichischer Granit	23 cm Grundsotter/ steifer Untergrund mit $C_u = 0,28 \text{ N/mm}^3$	0,183	0,9	6	B 70* (österreich. Schwelle)	11,8* (11,8)
österreichischer Serpentin	23 cm Grundsotter/ steifer Untergrund mit $C_u = 0,28 \text{ N/mm}^3$	0,183	1,0	9	B 70* (österreich. Schwelle)	10,7* (10,7)
österreichischer Serpentin	23 cm Grundsotter/ weicher Untergrund mit $C_u = 0,045 \text{ N/mm}^3$	0,183	2,2	16	B 70* (österreich. Schwelle)	13,5* (13,5)
russischer Granit	30 cm Grundsotter/ weicher Untergrund mit $C_u = 0,045 \text{ N/mm}^3$	0,094	1,1	10	B 70* (russische Schwelle)	12,1* (10,1)
russischer Diabas/ Gabbro	30 cm Grundsotter/ weicher Untergrund mit $C_u = 0,045 \text{ N/mm}^3$	0,094	1,0	6	B 70* (russische Schwelle)	12,5* (10,4)

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

* Umrechnung des ermittelten QVW mit österreichischer bzw. russischer Schwelle auf B 70 unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Schwellengeometrie und des Schwellengewichts (s. Ziff. 4.4.1.5).

Wie in Ziff. 2.4.3 beschrieben, weist der deutsche Granitschotter Typ B vorwiegend gedrungene, größere Körner > 40 mm in der Sieblinie, weniger Feinkorn und abschlämmbare Bestandteile, sowie höhere Bruchfestigkeit und Widerstand gegen Verschleiß als Typ A auf. Da der deutsche Granit Typ A mit 54 M.-% aus einer viel größeren Menge an kleinen Steinen (0,5 – 40 mm) besteht, wurde bei ihm ein höherer Bettungsmodul bzw. Verdichtungsgrad unterhalb der Schwelle als beim Typ B erreicht (s. Ziff. 2.4.4, Abb. 2.13), was sich wiederum positiv auf dem QVW auswirkt. Allerdings beruht die gute Verdichtung des Schottergefüges vom Granit Typ A nicht nur auf der Kornumlagerung während des Dauerversuchs, sondern auch auf die Verstopfung der Hohlräume mit zerbrochenem Kleinkornmaterial und abgeplatzten Steinpartikeln, verursacht durch die sehr steifen Auflagerungsverhältnisse (Betonuntergrund). Infolgedessen wurde zwischen der Schwelle und dem Betonboden eine sehr kleine Schwingweite (0,14 mm) gemessen, wodurch der Schwellenfach- und Vorkopfschotter nur begrenzt verdichtet werden konnten. Auch die gemittelte Setzung der geprüften Schwellen nach Ende des Dauerversuchs war mit 3,1 mm (Typ A) bzw. 4,6 mm (Typ B) relativ gering. Bei ähnlichen Randbedingungen (steifer Untergrund, dynamische Lasten pro Schwelle $P_o = 100$ kN, $P_u = 20$ kN) wurde in Untersuchungen der TU Graz eine mit 3,11 mm vergleichbare Setzung der Schwelle nach 0,5 Mio. Lw erreicht [57]. Die visuelle Begutachtung nach dem Dauerversuch zeigte, dass der Schotter Typ B nicht so stark wie Typ A zerstört wurde. Im Korngerüst vom Granit Typ B konnte eine gewisse Elastizität beibehalten werden, entsprechend einer höheren Schwingweite der Schwelle (0,19 mm). Als Folge der besseren technischen Eigenschaften und insbesondere des großen Anteils an Körner der oberen Klassen 40 - 80 mm wurde mit dem elastischeren und widerstandsfähigeren Schotter Typ B im konsolidierten Zustand des Oberbaus mit unbesohlenen sowie mit besohlenen Schwellen ein um ca. 20 % höherer QVW im Vergleich zum Schotter Typ A erreicht.

Im Dauerversuch auf steifen Untergrundverhältnissen ($C_u = 0,28$ N/mm³) fand bei den untersuchten österreichischen Schotterarten eine bessere Verdichtung bzw. Kornumlagerung statt als bei den auf Betonuntergrund geprüften deutschen Schotterqualitäten. Dies machte sich in den registrierten größeren Schwingweiten der Schwellen (0,9 mm bis 1,0 mm) bemerkbar. Beim österreichischen Granit konnte wegen der ausgewogenen weitgestuften Sieblinie ein höherer Verdichtungsgrad erreicht werden als beim österreichischen Serpentin (s. Ziff. 2.4.4, Tab. 2.15). Der Granit zeigte auch deutlich

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

bessere Eigenschaften (gedrungene Kornform, kleinerer LA- und Micro-Deval-Wert) als der Serpentin. Der Serpentinischotter hat im Vergleich zum Granit eine um Faktor 1,2 größere Menge an Steinen der oberen Kornklassen 40 – 60 mm. Jedoch konnte der relativ große Massenprozentanteil an groben Schottersteinen (57 M.-%) die schlechten technischen Eigenschaften von Serpentin nur teilweise ausgleichen. Demnach wurde beim Granit ein QVW von 11,8 N/mm und beim Serpentin von 10,7 N/mm gemessen.

Auf weichem Untergrund ($C_u = 0,045 \text{ N/mm}^3$) wurde der österreichische Serpentinischotter wesentlich mehr als auf steifen Untergrundverhältnissen konsolidiert. Nach 3,0 Mio. eingeleiteten Lastwechsel wurden hier die Schwellen am tiefsten von allen untersuchten Oberbauvarianten im Schotter hineingedrückt, entsprechend einer Setzung von 16 mm. Unter der dynamischen Belastung wurde mit 2,2 mm die größte Schwingweite zwischen Schwelle und Betonboden registriert. Als Folge der höheren Nachverdichtung stieg der QVW des Serpentinischotters von 10,7 N/mm auf 13,5 N/mm um 26 %.

Das Korngefüge der russischen Schotterarten wurde infolge der günstigen Randbedingungen (große Massenprozentanteile an kleinen Körnern, weicher Untergrund mit $C_u = 0,045 \text{ N/mm}^3$, zusätzliche hochfrequente dynamische Anregung) am meisten nachverdichtet. Hier wurde auch der höchste Widerstand gegen Verschleiß und Zertrümmerung gemessen, wobei sich der Granit als Spitzenreiter erwies. Weiter wurde bei dem Granitschotter mit 33 M.-% ein größerer Anteil an Steinen > 40 mm als bei dem Diabas-/Gabbroschotter mit 22 M.-% registriert. Trotzdem wurde bei dem Diabas/Gabbro mit 12,5 N/mm etwas höherer QVW als beim Granit mit 12,1 N/mm erreicht. Der Grund dafür ist, dass unter der dynamischen Belastung der Diabas/Gabbro besser als der Granit verdichtet werden konnte (s. Ziff. 2.4.4, Tab. 2.15). Unter Berücksichtigung der starken Steuungen bei Messungen des QVW können jedoch beide Schotterarten bezüglich der horizontalen Gleislagestabilität als gleichwertig eingestuft werden.

Auf weichem Untergrund, simuliert durch weiche USM, wurden der österreichische Serpentin sowie die russischen Granit und Diabas/Gabbro untersucht. Der Serpentin zeigt von allen Schotterarten die schlechtesten Micro-Deval- und LA-Wert sowie die größte Menge an flachen, plattigen und somit leichter brechenden Steinen. Obwohl er mit 23 cm eine kleinere Dicke der Grundschicht hat und mit $0,183 \text{ N/mm}^2$ eine doppelt so große maximale dynamische Schotterpressung im Vergleich zu den russischen Schotterqualitäten mit $0,094 \text{ N/mm}^2$ aufweist, konnte trotzdem deren Verdichtungsgrad nicht erreichen. Allerdings ist die

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Sieblinie vom Serpentin durch die großen Steine > 40 mm geprägt, deren Massenprozentanteil um den Faktor 1,7 bzw. 2,6 die oberen Kornklassen von Granit bzw. Diabas/Gabbro übersteigt. Folglich wurde bei dem Serpentin ein höherer QVW als bei den russischen Schotterarten gemessen. Demnach steht in diesem Fall die Kornzusammensetzung (die Menge an großen Steinen) vor den anderen technischen Eigenschaften sowie der Verdichtung des Korngerüsts als wichtigster Faktor bezüglich des QVW.

Weiter zeigten die Untersuchungen, dass der österreichische und der deutsche Granit Typ A in etwa identische technische Eigenschaften und mit jeweils 46 M.-% die gleiche Menge an Schottersteinen der Kornklassen 40 – 80 mm haben. Wegen der günstigeren Auflagerungsverhältnisse (Untergrund mit $C_u = 0,28 \text{ N/mm}^3$), verbunden mit einer größeren Schwingweite der Schwelle und steigender Nachverdichtung, wurde bei dem österreichischen Granit ein um 27 % größerer QVW als beim Granit Typ A (Betonuntergrund mit $C_u = \infty$) gemessen, wodurch die Wichtigkeit der Elastizität des Untergrundes bemerkbar wird. Auf sehr steifem Untergrund wird der Schotter wegen des harten Kontakts zur Schwelle oder zum Betonboden geschädigt. Die einzelnen Körner sind nicht mehr im Stande, den hohen Spannungsspitzen zu widerstehen. Dies führt zu Abplatzungen oder zum Zerschlagen von Steinen. Dadurch kommt es zur zunehmenden Zerstörung des Schotters, wodurch die Gleislagestabilität negativ beeinflusst wird. Der deutsche Granit Typ B zeigt etwas bessere Eigenschaften als der österreichische Granit, hat aber vor allem mit 67 M.-% eine deutlich größere Menge an Steinen > 40 mm. Somit wurde mit Granit Typ B, trotz der sehr ungünstigen Auflagerung auf Betonuntergrund, mit 11,3 N/mm ein QVW registriert, das nur knapp unter dem Wert vom österreichischen Granitschotter liegt. Demnach ist anzunehmen, dass bei gleichen Auflagerungsverhältnissen mit dem deutschen Schotter vom Typ B ein höherer QVW als mit dem österreichischen Granit erreicht wird (s. Schottereigenschaften in Tab. 2.14).

Unter dem Ansatz identischer Randbedingungen (gleiche maximale dynamische Pressung der Schwelle sowie gleiche Steifigkeit des Untergrundes) ergibt sich die in Tab. 4.5 dargestellte Rangfolge der untersuchten Schotterqualitäten im Hinblick auf die Größe des erreichbaren QVW:

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Tabelle 4.5: Rangfolge der untersuchten Schotterarten im Hinblick auf die horizontale Gleislagestabilität

Rangfolge	Schotterart
1	deutscher Granit, Typ B
2	österreichischer Granit
	deutscher Granit, Typ A
3	österreichischer Serpentin
	russischer Diabas/Gabbro
	russischer Granit

Zusammenfassend zeigen die hier durchgeführten Untersuchungen, dass die horizontale Gleislagestabilität durch folgende Faktoren des Schotters positiv beeinflusst wird:

- hohe Massenprozentanteile an großen Schottersteinen der Kornklassen 40 – 80 mm
- gute technische Eigenschaften des Schotters – wenig Feinkorn und abschlämbbare Bestandteile, gedrungene, winkelige Kornform sowie hoher Widerstand gegen Verschleiß und Zertrümmerung
- hoher Verdichtungsgrad im Schottergefüge – dieser wird bei weitgestuften Sieblinien mit ausgewogenem Verhältnis zwischen Groß- und Kleinkorn sowie bei Reduzierung der Dicke der Grundsicht erreicht
- große Nachverdichtung – die Kornumlagerung und die damit verbundene Schotterstabilisierung nehmen bei Erhöhung der maximalen dynamischen Schwellenpressung sowie bei weichen Untergrundverhältnissen zu.

4.4.1.5 Einfluss der Art, Geometrie und Gewicht der Schwelle

Der QVW wird von der Schwellenart sowie von deren geometrischen Merkmalen und dem Gewicht signifikant beeinflusst. Weltweit werden Schwellen aus verschiedenen Materialien wie Spannbeton, Holz, Stahl oder Kunststoff hergestellt. Nach [41, 58] ist bekannt, dass der mit Holz- bzw. Stahlschwellen (Trogprofil mit Kappen sowie Y-Profil) gemessene QVW (2 mm) um ca. 50 % bzw. ca. 40 % kleiner ist als derjenige der Betonschwelle B 70. Allerdings wird der QVW der Y-Stahlschwelle bei Verschiebewegen über 2 mm bis zum Faktor 1,3 größer als der QVW der Betonschwelle B 70 [59]. Über Messungen des QVW mit Kunststoffschwellen liegen bislang keine Informationen vor. Da in Deutschland

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Schnellfahrstrecken auf Schotteroberbau mit Spannbetonschwellen ausgeführt werden, wurden die Untersuchungen auf diese Schwellenart ausgerichtet. Dabei wurden verschiedene Schwellentypen herangezogen, um den Einfluss der Schwellengeometrie und -gewichts auf den QVW zu bestimmen.

In einem ersten Schritt wurden die einzelnen Anteile des QVW (Sohlwiderstand primär und sekundär, Flanken- und Vorkopfwiderstand) für die unbesohlte Schwelle B 70 mit Schotter Typ A und B, sowohl für den unkonsolidierten als auch für den konsolidierten Oberbauzustand bestimmt (s. Ziff. 4.4.1.11). Angemerkt sei, dass infolge der schrägen Schwellenflanken und des aufliegenden seitlichen Schotters die Hebung der Schwelle während des horizontalen Verschiebevorganges teilweise behindert wird. Somit entsteht ein zusätzlicher Reibungsanteil – der "sekundäre Sohlwiderstand". Danach wurden die Flächenanteile (Flanken, Vorkopf, Sohle), das Gewicht mit Befestigung und das Volumen des aufliegenden Schotters von 11 verschiedenen Spannbetonschwellentypen ermittelt (s. Tab. 4.6, Abb. 4.20 und Anl. 28).

Tab. 4.6: Geometrische Merkmale und Gewicht von unbesohnten Spannbetonschwellen

Schwellentyp (unbesohlt)	Sohlfläche [m ²]	Gewicht mit Befestigung [t]	Volumen des aufliegenden Schotters [m ³]	Flankenfläche (1 Schwellenflanke) [m ²]	Kopffläche (1 Schwellenkopf) [m ²]
B 70	0,6801	0,304	0,030	0,4550	0,0416
B 90	0,8077	0,355	0,018	0,4550	0,0499
B 75	0,8949	0,460	0,036	0,5600	0,0539
B 01	0,7800	0,380	0,005	0,4888	0,0545
österr. Schwelle	0,7052	0,300	0,025	0,4680	0,0502
russische Schwelle	0,7275	0,300	0,015	0,4050	0,0393
Ohrenschwelle	0,7530	0,305	0,029	0,4200	0,1500
Rahmenschwelle	1,4800	0,670	0,023	0,7920	0,2639
Breitschwelle	1,3680	0,570	0,019	0,3607	0,0827
Flachschwelle	0,9695	0,361	0,010	0,3947	0,0552
amerik. Schwelle	0,7040	0,376	0,034	0,5800	0,0638

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

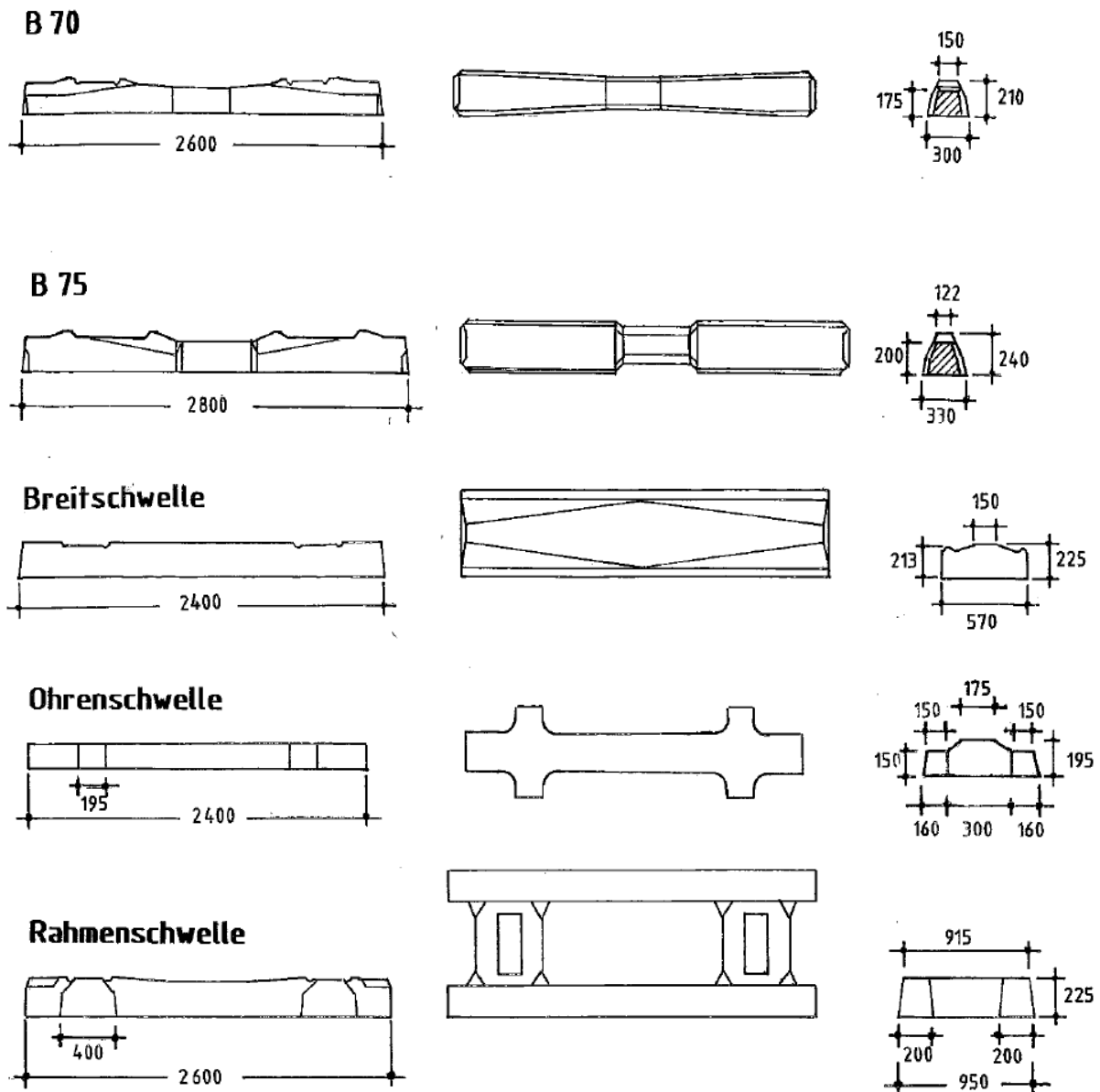


Abb. 4.20: Abmessungen unterschiedlicher Spannbetonschwellentypen

Es wurde ein Rechenverfahren entwickelt, mit dem der QVW von Spannbetonschwellen unterschiedlicher Geometrie und Gewicht hinreichend genau bestimmt werden kann. Der Grundgedanke liegt darin, dass auf Basis der mit der Schwelle B 70 ermittelten Ergebnisse, der QVW von anderen Schwellentypen ohne das aufwendige Verfahren (Versuchsaufbau, Systemkonsolidierung, QVW-Messung) hergeleitet werden kann. Da sich unter Ziff. 4.4.2 herausstellte, dass der Schotter Typ B ähnlich dem im Testgleis des Projekts LZarG eingebauten Schotter ist (s. Ziff. 4.4.2), wurden die Berechnungen nur für Typ B durchgeführt. Tab. 4.7 zeigt die Ermittlung des QVW am Beispiel der unbesohnten Schwelle B 75 im unkonsolidierten Zustand:

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Tab. 4.7: Rechenverfahren zur Ermittlung des QVW (hier Schw. B 75, unkons. Schotter Typ B)

Schwellen- typ (unbesohlt)	Schotter Typ B, unkonsolidiert	Sohle (primär)			Sohle (sekundär)	2*Flanke	Schwellen- kopf	QVW- gesamt (2mm)
		Fläche	Flächen- pressung	Gewicht mit Befestigung				
B 70	QVW [N/mm] (gemessen)	2,5			1,8	2,3	1,7	8,3
	Fläche/Flächen- pressung/ Volumen/Gewicht	0,68 [m ²]	0,45 [t/m ²]	0,30 [t]	0,03 [m ³]	0,91 [m ²]	0,04 [m ²]	-
Umrechnungsfaktoren		3,7 [N/(mm*m ²)]	-	-	59,4 [N/(mm*m ³)]	2,5 [N/(mm*m ²)]	40,9 [N/(mm*m ²)]	-
B 75	Fläche/Flächen- pressung/ Volumen/Gewicht	0,89 [m ²]	0,51 [t/m ²]	0,46 [t]	0,04 [m ³]	1,12 [m ²]	0,05 [m ²]	-
	QVW [N/mm] (berechnet)	3,3	0,4	-	2,2	2,8	2,2	10,9

Bei der längeren (2,8 m), breiteren (0,33 m), höheren (0,24 m) und wesentlich schwereren (460 kg) Spannbetonschwelle B 75 wurde mit 10,9 N/mm erwartungsgemäß ein höherer QVW als bei der Schwelle B 70 mit 8,3 N/mm berechnet. In Anl. 29 wird das hergeleitete Ergebnis detailliert erklärt. In Tab. 4.8 sind die mit dem Rechenverfahren ermittelten QVW aller betrachteten Spannbetonschwellen für den unkonsolidierten und konsolidierten Schotter Typ B zusammengefasst:

Tabelle 4.8: Empirisch abgeleiteter QVW von unbesohlenen Betonschwellen mit Schotter Typ B

Oberbau		Oberbauzustand	
Schotterart/ Untergrund	unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert	konsolidiert
		QVW (2mm) [N/mm]	
Granit Typ B, Betonuntergrund	russische Schwelle	7,0	9,4
	Flachschwelle	8,0	10,4
	B 01	8,1	10,5
	B 90	8,3	11,0
	B 70	8,3	11,3
	österreich. Schwelle	8,4	11,3
	amerik. Schwelle	10,6	14,3
	B 75	10,9	14,7
	Breitschwelle*	(11,2*) 30,2	(14,7*) 39,6
	Ohrenschwelle	12,5	16,2
	Rahmenschwelle*	(21,6*) 58,3	(27,4*) 73,9

* Berechnete Werte für eine Breite des Schwellenfachschotters in Gleislängsrichtung ≥ 20 cm.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Die versuchstechnische Verifikation des Rechenmodells erfolgte anhand von Messungen im Gleis mit der Ohrenschwelle sowie mit der in Amerika eingesetzten Schwerlastschwelle. In [60] wurde der QVW der österreichischen Spannbetonschwelle Be 17 sowie der Ohrenschwelle im unstabilisierten Schotterzustand bestimmt, wobei die Be 17 ähnlich der B 70 ist. Bei 2 mm Verschiebeweg wurde für die Schwelle Be 17 ein QVW von 9,4 N/mm und für die Ohrenschwelle von 14,2 N/mm ermittelt, d.h. das Verhältnis beider Werte liegt bei $14,2 / 9,4 = 1,51$ (s. Anl. 31). Die mit dem Rechenverfahren hergeleiteten Widerstände der Schwelle B 70 und der Ohrenschwelle für den unkonsolidierten Oberbauzustand sind zwar etwas kleiner, jedoch stimmt das Verhältnis $12,5 / 8,3 = 1,51$ der QVW mit dem versuchstechnisch Ermittelten überein. Die Differenz der Absolutwerte kann mit der unterschiedlichen Schotterqualität sowie dem erreichten Vorverdichtungsgrad beim Einbau des Schotters erklärt werden. In [61] wurden Versuche mit der in Amerika eingesetzten unbesohlenen Schwelle durchgeführt. Dabei wurde im konsolidierten Zustand ein QVW von 14,6 N/mm gemessen, der sich um nur 2 % zum rechnerisch abgeleiteten Wert von 14,3 N/mm unterscheidet.

Allerdings kann das Rechenmodell nur für einen ausreichend großen Abstand der Schwellen in Gleislängsrichtung angewandt werden. Falls die Mindestbreite des Schwellenfachs (etwa 20 cm) unterschritten wird, werden bei der Verschiebung der einzelnen Schwelle Widerstandkräfte auch bei den benachbarten Schwellen aktiviert, wodurch die Größe des QVW signifikant zunimmt. Dies ist der Fall bei der Breit- bzw. Rahmenschwelle [62], bei denen die Schotterbreite zwischen den Schwellen in Gleislängsrichtung nur 3 cm bzw. 5 cm beträgt. In [63] wurde der QVW der einzelnen Rahmenschwelle im konsolidierten Betriebsgleis versuchstechnisch bis ca. 1 mm Verschiebeweg bestimmt, wobei ein Wert > 60 N/mm registriert wurde. Auf Basis der im Labor ermittelten Kraft-Verformungs-Verläufe der Schwelle B 70 wurde für die Rahmenschwelle ein QVW (2 mm) von 73,9 N/mm extrapoliert (s. Anl. 31). Somit ergab sich zwischen gemessenem und theoretischem Wert ein Korrekturfaktor von $73,9 / 27,4 = 2,7$, mit dem die errechneten QVW im un-/konsolidierten Zustand der Rahmen- und Breitschwelle multipliziert wurden (s. Tab. 4.8).

Die Arbeitslinien der verschiedenen Schwellen wurden mit Hilfe eines Multiplikationsfaktors (Verhältnis des QVW bei 2 mm Verschiebeweg) aus dem gemessenen Kraft-Verformungs-Verlauf der Schwelle B 70 abgeleitet (s. Anl. 32). Beispielhaft wurde die Arbeitslinie der Schwelle B 75 für den unkonsolidierten Oberbauzustand gebildet, indem die Kraft-Werte im QVW-Verlauf der Schwelle B 70 mit dem Faktor $10,9 / 8,3 = 1,31$ multipliziert wurden. Die

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

hergeleiteten Arbeitslinien wurden unter Ziff. 5 für Gleisstabilitätssimulationen mit FEM herangezogen.

4.4.1.6 Einfluss des dynamisch angeregten Gleises

Um den Einfluss der Einwirkung von dynamischen Vibrationen auf den QVW zu ermitteln, wurde ein Unwuchtschwinger in der Schwellenmitte befestigt. Durch die radial wirkende und nicht gerichtete Schwingungsabgabe werden vertikale und horizontal in Schwellenlängsrichtung wirkende Schwingungen mit einer Kraftamplitude von ± 2 kN bei einer Frequenz von 50 Hz in den Schwellenkörper eingeleitet [55]. Durch diese Versuchsanordnung soll eine dynamische Zugüberfahrt bei ungünstigen Randbedingungen simuliert werden. Angemerkt sei, dass die durch die Verkehrsbelastung für Achslasten < 210 kN entstehenden Abhebekräfte das Eigengewicht des schweren Betonschwellenoberbaus nicht überschreiten [64]. Da die Schwelle B 70 ein Gewicht von ca. 0,3 t (~ 3 kN), d.h. > 2 kN, aufweist, blieb die Schwellensole während des horizontalen Verschiebevorgangs stets in Kontakt mit den unten liegenden Schottersteinen. Die Anregung von 50 Hz (i.d.R. zwischen 30 Hz und 150 Hz) resultiert aus Imperfektionen des Rad-Schiene-Systems [65]. Der horizontale Anteil der durch den Unwuchtschwinger eingeleiteten Kraftamplitude von ± 2 kN ist beim dynamischen QVW-Verlauf am Beispiel der mit G04 V05 besohlenen Schwelle Nr. 5 und Schotter Typ B ersichtlich.

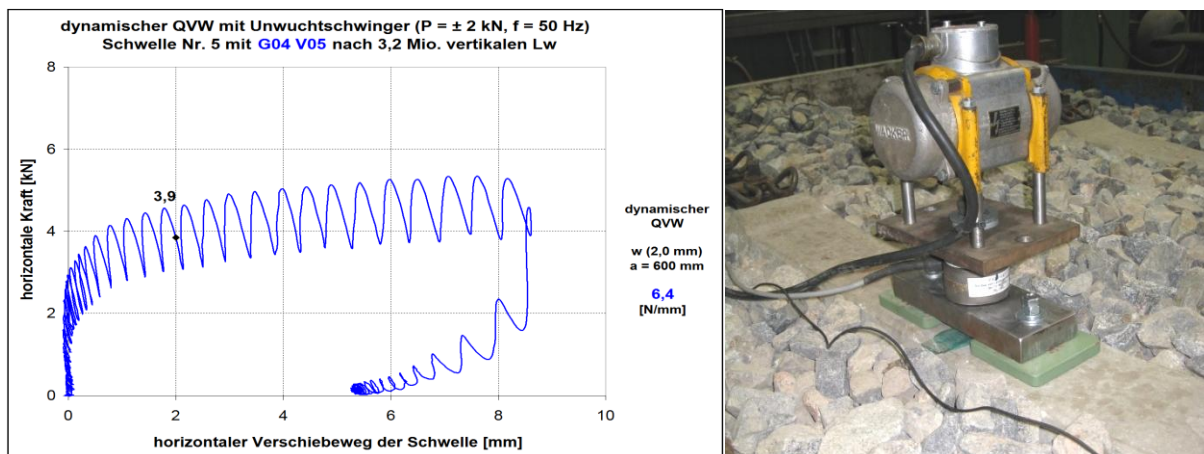


Abb. 4.21: Dyn. QVW-Verlauf der mit G04 V05 besohlenen Schwelle Nr. 5 mit Schotter Typ B (links); Unwuchtschwinger (rechts)

In Tab. 4.9 sind die Mittelwerte der gemessenen dynamischen QVW der untersuchten Oberbaukonfigurationen im stabilisierten Systemzustand zusammengefasst. Die Werte der Einzelmessungen (2 mm) sowie einzelne und gemittelte Kraft-Verformungs-Verläufe sind Anl. 33, 34 und 36 zu entnehmen.

Tab. 4.9: Statischer und dynamischer QVW von un-/besohlenen Betonschwellen mit Schotter Typ A und Typ B im konsolidierten Zustand

Oberbau		konsolidierter Oberbauzustand		
Messort / Schotterart / Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	statisch	dynamisch	Abnahme QVW [%]
		QVW (2 mm)		
		[N/mm]	[N/mm]	
Labor, Granit Typ A, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	9,3	4,7	49
	B 70 mit Sohle G04, V05	11,2	6,3	44
Labor, Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	11,3	5,0	56
	B 70 mit Sohle G04, V05	13,4	6,4	52
	B 70 mit Sohle G04, V03	14,2	6,4	55

Infolge der eingeleiteten Schwingungskräfte wurde bei den Laboruntersuchungen im Mittel eine Abnahme des statischen QVW um ca. 50 % registriert. Frühere Messungen im Betriebsgleis [55, 56] mit konventionellen Schwellen B 70, beim Einsatz des gleichen Unwuchtschwingers, zeigten eine Reduktion von 38 %. Die Differenz zwischen den im Labor und im Gleis ermittelten Ergebnissen kann durch die unterschiedlichen Qualität und Verdichtungsgrad des Schotters erklärt werden. Weiter wurde im Labor der Rüttler direkt zur Schwelle gespannt und dadurch wurden die Vibrationen ohne Kraftverluste im Schwellenkörper eingeleitet. Im Gleis hingegen, wurde der Unwuchtschwinger über eine Stahlplatte zur Schwelle befestigt (s. Bild 10, Anh. 6). Bedingt durch die Schwellengeometrie, hatte diese nur an beiden Enden Kontakt zur Schwellenoberseite. Durch die Hohllagerung in der Mitte könnte vermutlich die Kraftamplitude des Schwingers teilweise abgebaut werden.

Innerhalb einer Schotterart war die Abnahme des statischen QVW infolge der dynamischen Zusatzanregung bei den besohlenen Schwellen geringfügig kleiner als bei den konventionellen Schwellen. Als möglicher Grund dafür kann die bessere Dämpfung durch das elastische Material herangezogen werden.

4.4.1.7 Umwelteinflüsse

In diesem Abschnitt wird der Einfluss extremer klimatischen Bedingungen wie hohe und tiefe Temperaturen, starker Regenfall bzw. hohe Luftfeuchtigkeit auf den QVW behandelt.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Die Untersuchungen zeigten, dass der vertikale statische Bettungsmodul aller hier betrachteten Schwellensohlentypen bei + 50°C abnimmt und bei - 20°C zunimmt, wobei die Änderung im Vergleich zur RT relativ gering ist (s. Ziff. 2.1.5.3). Die Steifigkeitsabnahme des elastischen Materials bei hohen Temperaturen führt zur tieferen Einbettung der Spitzen der Schottersteine in die Sohle, wodurch der QVW der besohnten Schwelle weiter steigt und der Vorteil gegenüber der konventionellen Schwelle noch deutlicher wird. Die Versteifung der elastischen Schicht bei - 20°C löst den Gegeneffekt auf den QVW aus und lässt den Vorsprung zur unbesohnten Schwelle schwinden. Allerdings wird das Korngerüst bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt durch mögliche Eisbildung in den Porenwinkeln der Hohlräumen stabiler, wodurch die Größe des QVW allgemein zunimmt. Weiter sind tiefe Temperaturen für die Gleisstabilität nicht maßgebend, da in den Schienen Zugkräfte entstehen. Dadurch kann sich das Gleis zur Bogeninnenseite verschieben, es besteht jedoch keine Gefahr einer seitlichen Verwerfung zur Bogenaußenseite.

Ähnlich wie Feinstkorn wirken eingebrachte Feuchtigkeit (beispielsweise Regen) oder sehr hohe Luftfeuchtigkeit wie eine Schmierschicht zwischen den Schottersteinen selbst und zur Schwellenoberfläche und verringern somit die Reibungskoeffizienten. Zur tieferen Untersuchung dieses Verhaltens wurde der QVW im Labor auch bei nassem Oberbau gemessen. Dabei wurden die Schwelle und der ringsum liegende Schotter, entsprechend einer Fläche von ca. 3 m², zwei Minuten lang mit 10 Liter Wasser beregnet (s. Bild 11, Anh. 7). Noch während der Beregnung floss das Wasser bis zum Betonboden und trat seitlich aus, d. h. die anschließende horizontale Verschiebung der Schwelle fand bei vollkommen durchfeuchteten Oberbau statt. Durch die eingegossene Wassermenge von 16,7 mm/m² pro 10 Minuten wurde auf der sicheren Seite liegend ein sehr starker Regenfall (> 8 mm/m² pro 10 Minuten [66]) simuliert. Für eine Gleisverwerfung ist nur ein starker und gleichzeitig kurzer Regenfall (hier 2 Min.) maßgebend, da bei lang andauerndem Regen, die durch hochsommerliche Verhältnisse oder durch die Wirbelstrombremse aufgeheizten Schienen abgekühlt werden. Der im Labor gemessene QVW der unterschiedlichen Oberbauvarianten bei Regenwetter im konsolidierten Zustand wurde in Tab. 4.10 zusammengefasst. Einzelne und gemittelte Kraft-Weg-Verläufe sowie alle Einzelwerte (2 mm) sind von Anl. 33, 35 und 36 zu entnehmen.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Tab. 4.10: Statischer QVW bei Trocken- bzw. Regenwetter von un-/besohlenen Betonschwellen mit Schotter Typ A und Typ B im konsolidierten Zustand

Oberbau		konsolidierter Oberbauzustand		
Messort / Schotterart / Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	statisch (Trockenwetter)	statisch (Regenwetter)	Abnahme QVW [%]
		QVW (2 mm)		
		[N/mm]	[N/mm]	
Labor, Granit Typ A, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	9,3	7,8	16
	B 70 mit Sohle G04, V05	11,2	9,1	19
Labor, Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	11,3	8,4	26
	B 70 mit Sohle G04, V05	13,4	10,9	19
	B 70 mit Sohle G04, V03	14,2	12,1	15

Messungen im Betriebsgleis mit unbesohlenen Schwellen B 70 bei Regenwetter zeigten eine Abnahme des QVW von 11 % [56]. Im Vergleich zum trockenen Oberbau wurde im Labor bei nassen Verhältnissen, abhängig von der Schotterart, bei den konventionellen Schwellen eine Abnahme des QVW von 16 % bis 26 %, bei den besohlenen Schwellen von 15 % bis 19 % ermittelt. Somit verhalten sich besohlte Schwellen bei Regen besser als unbesohlte. Die größere Abnahme des QVW im Labor beruht auf den simulierten ungünstigeren Bedingungen, entsprechend einem sehr starken Regenfall.

4.4.1.8 Einfluss des mechanischen Verdichtungsverfahrens beim Schottereinbau

Nach Gleisdurcharbeitung verringert sich der QVW durch die Neuordnung der Steine, da die hohe Lagerungsdichte des konsolidierten Schottergefüges abnimmt. Trotzdem kann der QVW, durch die Anwendung von speziellen mechanischen Verdichtungsverfahren, optimiert werden.

Untersuchungen der TU Graz haben gezeigt, dass die Hebung der Schwellen während des Stopfvorgangs als besonders wichtig einzustufen ist. Bei einer Hebung von 2 cm wurde die geringste Abnahme des QVW zum konsolidierten Zustand festgestellt. Im Vergleich dazu, bei Stopfung ohne Hebung (kommt in der Realität nicht vor) bzw. bei Hebung um 4 cm, nimmt der QVW stärker ab [67]. Direkt nach dem Stopfvorgang kann eine weitere Steigerung des QVW um 7 % bzw. 4 % durch die Nachverdichtung des Schwellenfach- bzw. des Vorkopfschotters erbracht werden [41]. Dabei wird ein QVW erreicht, der 90 % des Wertes im konsolidierten Zustand entspricht [68].

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Um den höchstmöglichen QVW nach einer Gleisdurcharbeitung zu erhalten, wird auf Schnellfahrstrecken der DB (> 230 km/h) der dynamische Gleisstabilisator (DGS) eingesetzt [44, 69]. Dabei wird der Schotter mit einer konstanten vertikalen Kraft belastet und gleichzeitig werden durch die Rollenvorrichtungen Schwingungen mit einer Amplitude von 2 - 3 mm bei einer Frequenz zwischen 30 - 37 Hz in horizontaler Richtung am Schienenkopf eingeleitet. Durch die fünfmalige Anwendung der dynamischen Gleisstabilisierung innerhalb eines Zeitraumes von 20 Tagen steigt die Größe des QVW um 30 % bis 40 % in etwa auf den Wert vor dem Gleisumbau [41, 69]. Angemerkt sei, dass beim Einsatz horizontaler Schwingungen ohne vertikale Auflast wie bei einem Stopfvorgang, eine optimale Lagerungsdichte des Schottergefüges nur in waagrechter Richtung erreicht wird. Dies wirkt sich positiv auf den QVW und negativ auf die Schwellensetzung aus. Da die Verkehrsbelastung in vertikaler Richtung wirkt, ist die bezüglich der Stopfrichtung maximale Lagerungsdichte gleichzeitig die minimale Lagerungsdichte bezüglich der Betriebsbelastung, wodurch innerhalb kurzer Zeit hohe Setzungen zu erwarten sind [44]. Demnach ist von entscheidender Bedeutung, das Schotterbett unter Einleitung horizontaler Schwingungen, aber nur in Kombination mit einer vertikalen Auflast, zu verdichten. Dadurch werden nicht nur maximale QVW, sondern auch minimale Setzungen erzielt.

4.4.1.9 Einfluss der Breite des Schotters vor dem Schwellenkopf und des Schwellenabstandes

Der Einfluss der Schulterbreite des Schotterbetts wurde in [40] beschrieben. Bei einer Vergrößerung der Breite des Schotters vor dem Schwellenkopf von 40 cm auf 50 cm, bzw. von 50 cm auf 60 cm nimmt der QVW um 6 % bzw. um 5 % zu. Bei den unter Ziff. 4.4.2 durchgeführten Messungen wurde infolge der Verbreiterung des Vorkopfschotters von 50 cm (Labor) auf 60 cm (Betriebsgleis) eine Zunahme des QVW von 4 % registriert. Frühere Messungen des Prüfamtes für Verkehrswegebau im Betriebsgleis haben gezeigt, dass eine Verbreiterung des Vorkopfschotters von 60 cm auf 80 cm eine Steigerung des QVW von 9 % mit sich bringt [55]. Jedoch ist die Vergrößerung der Schulterbreite des Bahnkörpers wegen der erforderlichen großen Mengen an Schotter aus wirtschaftlichen Gründen begrenzt.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

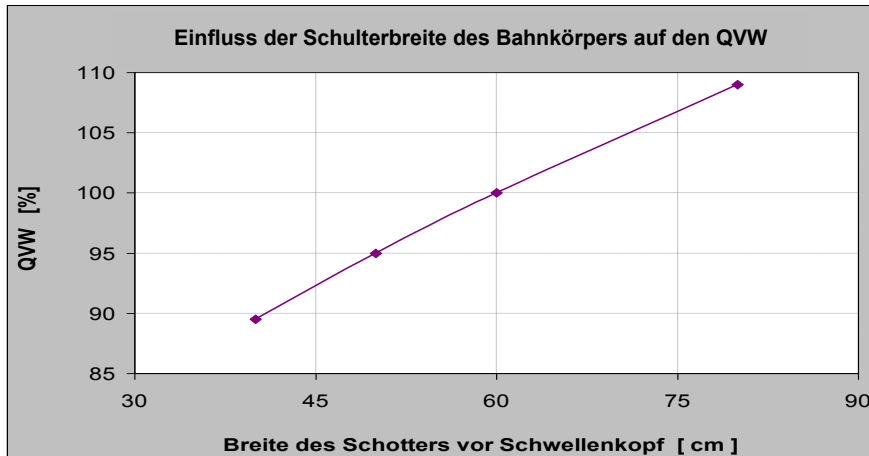


Abb. 4.22: Einfluss der Schulterbreite auf den QVW

Eine weitere Möglichkeit zur Erhöhung des QVW ist die Anhäufung von Schotter im Vorkopfbereich der Schwelle. Dadurch kann der Widerstand gegen Querverschiebung von 10 % bis 15 % zunehmen [40]. Wegen der Schotterflugproblematik und der Wirtschaftlichkeit sind dieser Methode Grenzen gesetzt.

Der QVW wird auch vom Schwellenabstand beeinflusst. Dabei kann näherungsweise von einer Verringerung des QVW der Einzelschwelle um 0,83 % pro 1 cm größeren Schwellenabstand ausgegangen werden. Beispielsweise fällt bei einer Vergrößerung des Schwellenabstandes von 60 cm auf 63 cm der QVW um 2,5 % ab [40]. Im Gegensatz dazu nimmt der QVW bei einer Änderung des Abstandes zwischen den Schwellen von 60 cm auf 55 cm um 4 % zu.

4.4.1.10 Einfluss zusätzlicher Sicherheitsmaßnahmen

4.4.1.10.1 QVW mit Sicherungskappen

Sicherungskappen (SIK) sind, so wie Schwellenanker spezielle Stahlelemente, die zur Erhöhung des QVW im Schotteroberbau eingesetzt werden. Sie werden i.d.R. an jeder 2. oder 3. Schwelle befestigt [46] und hauptsächlich in Gleisbögen mit engen Radien im Bereich der Bogenaußenseite eingebaut.

In [42] wurden Laboruntersuchungen zur Bestimmung des QVW von Schwellen mit und ohne SIK im konsolidierten Schotterbett durchgeführt. Der Oberbau bestand aus österreichischem Serpentinitschotter, unbesohlten österreichischen Spannbetonschwellen

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

ohne/mit Sicherungskappen und die Elastizität des Untergrundes wurde durch eine USM mit einem statischen Bettungsmodul von $C_u = 0,28 \text{ N/mm}^3$ simuliert (s. Ziff. 4.4.1.4, Tab. 4.4).

Bei der ersten Versuchsphase wurden keine SIK an den Schwellen befestigt. Nach 3,0 Mio. aufgebrauchten Lw wurde der QVW der unbesohlenen österreichischen Schwellen bestimmt. Im Nachgang wurde eine weitere Versuchsphase gestartet, bei der Sicherungskappen im Schwellenkopfbereich beider Schwellen auf der Gleisaußenseite (Feldseite) eingebaut wurden (s. Bild 12, Anh. 8). Der Serpentinitschotter wies auf der Feldseite eine Neigung von 1:1,5 auf, entsprechend den Verhältnissen in situ. Beim Einbau wurde darauf geachtet, dass die Unterseite der SIK die USM nicht berührt, um keinen zusätzlichen Reibungseinfluss bei dem Verschiebevorgang zu erzeugen. Um das Schotterbett erneut zu konsolidieren, wurden weitere 0,85 Mio. Lw in den Gleisrost eingeleitet. Anschließend erfolgte die Querverschiebung der Schwellen mit SIK. Die ermittelten Widerstände der 4 QVW-Messungen sind in Tab. 4.11 zusammengefasst:

Tab. 4.11: QVW der Einzelschwellen ohne/mit SIK im konsolidierten Zustand

österreichische Schwelle Nr.	Querverschiebewiderstand [N/mm] österreichischer Serpentinitschotter auf steifem Untergrund ($C_u = 0,28 \text{ N/mm}^3$)	
	ohne SIK	mit SIK
1	10,7	13,7
2	10,6	14,5
Mittelwert:	10,7	14,1

Wie aus Tab. 4.11 ersichtlich ist, wurde durch die Verwendung von SIK der QVW mit 14,1 N/mm um ca. 30 % erhöht. Weiter ist anzumerken, dass bei der gewählten Dicke des Grundschanters von 23 cm, der Abstand zwischen Unterkante SIK und USM ca. 1 cm betrug. Bei einer Schotterbettdicke $\geq 30 \text{ cm}$ kann der Schotterdruckkegel auch nach unten aktiviert werden, was vermutlich zu einem weiteren Anstieg des QVW mit SIK führen würde.

Auf Basis der im Labor (s. Ziff. 4.4.1.11.2) oder auf der freien Strecke [55, 56] durchgeführten Messungen ist davon auszugehen, dass der Vorkopfanteil des QVW zwischen 16 % und 18 % des Gesamtwiderstandes beträgt. Dies entspricht ca. 1,8 N/mm des hier erreichten QVW ohne SIK von 10,7 N/mm. Durch den Einbau der SIK wurde der QVW um 3,4 N/mm (= 14,1 - 10,7 N/mm) erhöht, entsprechend einer Zunahme von 190 % bezogen auf den ermittelten Anteil des Vorkopfwiderstands von 1,8 N/mm. Die Vorkopffläche der österreichischen Schwelle liegt bei ca. 500 cm^2 (s. Tab. 4.6, Ziff. 4.4.1.5).

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Durch die SIK (Abmessungen 20,5 x 50 cm) wurde die Fläche zum Vorkopfschotter um weitere 1025 cm² vergrößert, entsprechend einer Flächenzunahme von ca. 200 %. Somit kann angenommen werden, dass durch den Einbau der SIK ein zusätzlicher Vorkopfwiderstand aktiviert wird, der hinreichend genau der Zunahme der Widerstandsfläche im Schwellenvorkopfbereich entspricht.

4.4.1.10.2 Erhöhung des QVW durch raue Schwellenoberfläche

Bei der ersten Versuchsphase in [42] blieb die Oberfläche der zwei österreichischen Schwellen beim Stopfvorgang unverändert. Bei einer weiteren Versuchsreihe wurden die Schwellen beim Einbau mit den Handstopfgeräten beschädigt, was zu Betonabplatzungen führte. Infolgedessen entstand eine unebene, raue Betonoberfläche. Durch die bessere Verzahnung der Schottersteine zu den Schwellenseiten stieg der Flankenwiderstand und folglich wurde ein um 6,5 % höherer QVW erreicht:

Tab. 4.12: QVW der Einzelschwellen mit glatter/rauer Oberfläche im konsolidierten Zustand

österreichische Schwelle Nr.	Querverschiebewiderstand [N/mm] Serpentiniteschotter auf steifem Untergrund ($C_u = 0,28 \text{ N/mm}^3$)	
	glatte Schwellenoberfläche	raue Schwellenoberfläche
1	10,7	11,4
2	10,6	11,3
Mittelwert:	10,7	11,4

Im Herstellungsprozess der Spannbetonschwellen wird zwischen Früh- und Spätausschalen unterschieden. Im Gegensatz zum „Spätentschaler“, kommt es beim „Sofortentschaler“ zu feinen oberflächigen Unebenheiten, die durch das Entschalen im frischen Zustand entstehen. Durch diesen Effekt ist beim „Sofortentschaler“ ein minimal höherer QVW zu erwarten, als bei dem mit glatter Oberfläche geprägten „Spätentschaler“.

4.4.1.10.3 QVW von Schwellen mit profilierter Seitenoberfläche

Mit Hilfe spezieller Formgebung im Bereich der Schwellenflanken kann der QVW erhöht werden. Beispielsweise weist die österreichische Be19ae nach „Eder“ in Schwellenmitte keine glatte Oberfläche, sondern eine Art von Verzahnung auf. Dadurch nimmt der Widerstand zur seitlichen Verschiebung der Schwelle im Schotterbett um 24 % zu [41].

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Ein weiteres Beispiel ist die „Schwelle mit seitlicher Profilierung“ von Leonhard Moll, bei der der QVW um mindestens 15 % erhöht wird [70].

In [61] wurden QVW-Versuche mit der im amerikanischen Markt eingesetzten Schwerlastschwelle durchgeführt. Dabei war die Oberfläche im Flankenbereich entweder glatt oder profiliert (s. Bild 13, Anh. 8). Im verdichteten Schotterzustand betrug der QVW (2 mm) der konventionellen Schwelle 14,6 N/mm und der profilierten Schwelle 16,6 N/mm, entsprechend einem Anstieg von 14 %. Folglich ist empfehlenswert, Schwellen mit seitlicher Profilierung zur Erhöhung des QVW herzustellen. Allerdings sind die zusätzlichen Beton- und Schalungskosten zu berücksichtigen.

4.4.1.11 Die Anteile des QVW

Es ist allgemein bekannt, dass der QVW in Sohl-, Flanken- und Schwellenvorkopfwiderstand aufgeteilt werden kann. Die hier durchgeführten Laboruntersuchungen sowie frühere Messungen im Gleis [55, 56] haben jedoch gezeigt, dass die Summe der drei Anteile infolge der spezifischen Versuchsrandbedingungen kleiner ist als der Gesamtwiderstand. Dies deutet auf die Existenz eines vierten Anteils hin, der in dieser Arbeit sekundärer Sohlwiderstand genannt wurde. Demnach wurde der Widerstand der nicht eingeschotterten Schwelle (kein Schwellenfach- und Vorkopfschotter), der bislang als Sohlwiderstand bekannt war, als primärer Sohlwiderstand bezeichnet.

Nach mehreren Jahren Betriebsbelastung herrschen im Gleis Bedingungen, die dem Idealzustand nicht mehr entsprechen. Es bilden sich Hohllagen unter den Schwellen (kein Sohlwiderstand), die Schotterhöhe im Schulterbereich und zwischen den Schwellen nimmt wegen der Setzung und seitlichem Fließen der Schotterkörner ab (reduzierter Flanken-, Vorkopf- und sekundärer Sohlwiderstand). Die unter Ziff. 5 durchgeführten Gleisverwerfungssimulationen erfolgten unter Berücksichtigung solcher Imperfektionen. Weiter wurde die unter der Verkehrslast entstehende Abhebewelle durch Eliminierung des Sohlwiderstandes nachgebildet. Demnach ist es wichtig mehr Erkenntnisse über die einzelnen Anteile des QVW sowohl der konventionellen als auch der besohnten Schwellen zu gewinnen.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Der Sohlwiderstand ist vom Reibungskoeffizienten und von der Kontaktfläche zwischen Beton und Schotter bzw. zwischen elastischer Sohle und Schotter sowie von der vertikalen Auflast abhängig. Der Flankenwiderstand wird vom aktiven Erddruck, d.h. vom Reibungskoeffizienten, Verdichtungsgrad und spezifischen Gewicht des Schottergefüges beeinflusst. Der Vorkopfwiderstand entspricht dem passiven Erddruck, d.h. er ist vom horizontalen Verschiebeweg der Schwelle, Verdichtungsgrad und spezifischen Gewicht des Schotters abhängig [68].

4.4.1.11.1 Primärer Sohlwiderstand

Der primäre Sohlwiderstand wirkt an der Schwellenunterseite und wird durch Ausräumung des Zwischenfach- und Vorkopfschotters versuchsstechnisch ermittelt (s. Bild 14, Anh. 9).

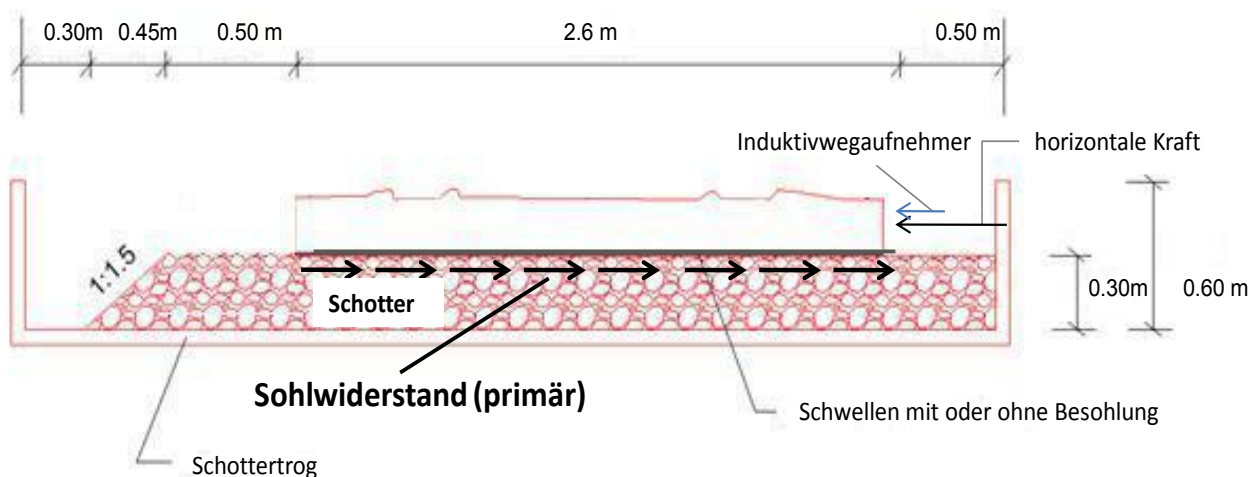


Abb. 4.23: Versuchsaufbau zur Bestimmung des primären Sohlwiderstands

Infolge der im Dauerversuch eingeleiteten Lw erfolgte die Systemstabilisierung, verbunden mit einem Anstieg des vertikalen statischen Bettungsmoduls und des horizontalen primären Sohlwiderstands. Die Relation zwischen den beiden Größen ist von Anl. 22 und 23 zu entnehmen. Die Mittelwerte der gemessenen primären Sohlwiderstände (2 mm) der unterschiedlichen Oberbauvarianten mit nicht eingeschotterten Schwellen sind in Tab. 4.13 zusammengefasst:

Tab. 4.13: Mittelwerte des primären Sohlwiderstands (2 mm) aller Oberbauvarianten

Oberbau		Oberbauzustand		Zunahme des primären Sohlwiderstands infolge Konsolidierung [%]
Schotterart/ Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	primärer Sohlwiderstand (2 mm) [N/mm]		
		unkonsolidiert	konsolidiert	
Labor, Granit Typ A, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	2,3	2,9	26 %
	B 70 mit Sohle G04, V05	1,9	3,7	95 %
Labor, Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	2,5	3,3	32 %
	B 70 mit Sohle Paul Müller	2,5	3,3	32 %
	B 70 mit Sohle G04, V05	2,7	4,1	52 %
	B 70 mit Sohle G04, V03	2,3	4,3	87 %

Es ist bemerkenswert, dass infolge der Konsolidierung bei den weichbesohlenen Schwellen ein deutlich höherer Zuwachs des primären Sohlwiderstands als bei den hartbesohlenen bzw. konventionellen Schwellen registriert wurde. Der Grund dafür ist die tiefere Einbettung der Schottersteine in die elastische Federschicht G04. Ähnlich wie im Oberbau mit eingeschotterten Schwellen nahm auch bei den Schwellen ohne Einschotterung bereits nach ca. 1,0 Mio. aufgetragenen Lw der Widerstand gegen Querverschiebung nicht weiter zu (s. Anl. 23). Bei Betrachtung der Absolutwerte des primären Sohlwiderstands nach der Konsolidierung, ergibt sich dieselbe Rangfolge wie bei dem Gesamt-QVW: der größte Widerstand wurde bei der Sohle G04 V03 bestimmt, gefolgt von der G04 V05, Paul Müller und der unbesohlenen Schwelle. Demnach fand mit Abnahme der Besohlungssteifigkeit eine Steigerung des horizontalen Widerstands statt. Einzelne und gemittelte Kraft-Verformungs-Verläufe des primären Sohlwiderstands, aufgeteilt nach Schotterart und Konsolidierungszustand, sind Anl. 36 bis 39 sowie Abb. 4.24 zu entnehmen:

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

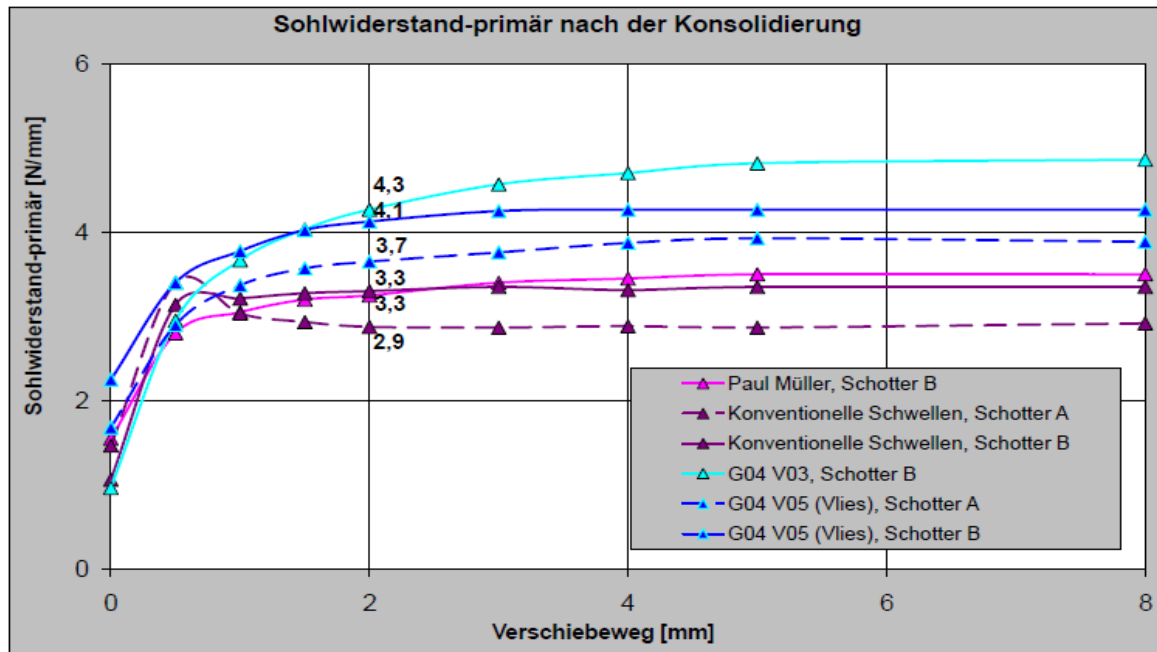


Abb. 4.24: Verlauf des primären Sohlwiderstands von un-/besohnten Schwellen B70 im konsolidierten Zustand unter Verwendung von Schotter Typ A und B (Mittelwerte aller Einzelmessungen)

Aus der grafischen Darstellung ist ersichtlich, dass bei den konventionellen Schwellen eine ausgeprägte Aufteilung zwischen Haft- und Gleitsohlreibung existiert (bei ca. 1 mm Verschiebeweg wird die Haftreibung überwunden, die etwas größer ist als die nachfolgende Gleitreibung), was auch unter Ziff. 2.1.6 an kleinen Betonproben (300 x 300 mm) auf der aus verklebten Schottersteinen bestehenden TUM-Platte festgestellt wurde. Mit Ausnahme der mit G04 V03 besohnten Schwellen war bei allen Oberbaukonfigurationen ab ca. 2 mm bis 4 mm Verschiebeweg keine weitere Kraftsteigerung möglich.

Weiter zeigten die Untersuchungen, dass im konsolidierten Zustand noch bei der ersten Messung der maximale primäre Sohlwiderstand ermittelt wurde (s. Anl. 25). Jedoch wurde während des ersten horizontalen Verschiebevorgangs der Schwelle der Kontaktbereich zwischen der obersten Schotterlage und der Schwellenunterseite gestört, so dass bei den nachfolgenden Versuchsdurchführungen der Wert der ersten Messung nicht mehr erreicht werden konnte. Versuchsbedingt kam es bei allen betrachteten Oberbauvarianten zu einer Abnahme des primären Sohlwiderstands bei höheren Lastwechselzahlen (s. Anl. 23).

Unter Ziff. 2.1.6 wurde die Gleitreibung der verschiedenen Sohlen an kleinen Proben (300 x 300 mm) auf der TUM-Platte bestimmt und über einen Flächenumrechnungsfaktor auf die besohlte bzw. unbesohlte Schwelle übertragen. Diese abgeleiteten Gleitreibungswerte

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

wurden den im Schotterbett gemessenen maximalen Kraftanteilen (bei 8 mm Weg) des primären Sohlwiderstands der Schwelle B 70 gegenübergestellt (s. Tab 4.14):

Tab. 4.14: Überprüfung der Übertragbarkeit des an kleinen Proben ermittelten primären Sohlwiderstands auf Schwellen im Schotterbett

Vergleich der auf TUM-Platte ermittelten Gleitreibung an kleinen Proben 300 x 300 mm mit dem maximalen Kraftanteil des primären Sohlwiderstands der Schwelle B 70 im Schotterbett				
Probekörper	Probe 300 x 300 mm auf TUM-Platte		Schwelle B 70 im Schotterbett	
beanspruchte Fläche/ Schotterart	260 x 300 mm = 78 000 mm ²	B70 unbes. = 570 000 mm ² B70 besohlt = 544 000 mm ²	Schotter Typ A	Schotter Typ B
Schwellensohle	Gleitreibung (Messwert) [kN]	Gleitreibung (Übertragung auf die Schwelle B 70*) [kN]	max. Kraftanteil des primären Sohlwiderstands [kN]	max. Kraftanteil des primären Sohlwiderstands [kN]
unkonsolidierter Zustand				
G04 V03	0,40	2,8	-	2,0
G04 V05	0,23	1,6	1,3	2,0
Paul Müller	0,21	1,5	-	1,9
Betonsohle	0,22	1,6	1,5	1,7
konsolidierter Zustand				
G04 V03	0,73	5,1	-	2,9
G04 V05	0,36	2,5	2,3	2,6
Paul Müller	0,55	3,8	-	2,1

*Übertragungsfaktor unbesohlte Schwelle $f_u = 7,3$; Übertragungsfaktor besohlte Schwelle $f_b = 7,0$.

Aus Tab. 4.14 ist ersichtlich, dass für die Besohlungen G04 mit Schutzvlies V05 und Paul Müller (nur im unkonsolidierten Zustand) sowie für die Betonsohle eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der an kleinen Proben ermittelten Gleitreibung und dem primären Sohlwiderstand von Schwellen im Schotterbett gegeben ist. Die auf der TUM-Platte gemessenen horizontalen Kräfte liegen zwischen den auf Schotter Typ A und Typ B registrierten Werten. Bei den Sohlen G04 mit V03 und Paul Müller (konsolidierter Zustand) wurde an kleinen Proben vor allem nach der Konsolidierung ein wesentlich höherer Widerstand als bei den auf dem Schotterbett liegenden Schwellen aufgebaut. Dies kann durch die hocheffiziente Kraftübertragung zwischen der plastischen Oberfläche der beiden Besohlungstypen und den verklebten, unbeweglichen Schottersteinen der TUM-Platte erklärt werden. Im Schotterbett hingegen, sollte ab einer gewissen horizontalen Last, die Bewegung der Schwelle vermutlich nicht mehr zwischen den Steinen und der Sohle, sondern infolge der Bewegung der obersten zur unteren Schotterlage erfolgen. Demnach wird durch den Verbund zwischen Schotter und Sohle ein höherer Widerstand als durch die Verzahnung der einzelnen Schottersteinen untereinander geleistet. Dies deutet darauf hin, dass eine

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Stabilisierung der obersten Schotterschicht (z.B. durch Verklebung) und der Einsatz von Besohlungen ausgeprägter plastischer Oberflächeneigenschaften eine deutliche Steigerung des QVW erwarten lässt. Allerdings ist eine nachträgliche Unterstopfung ohne erneutes Verkleben nicht möglich.

4.4.1.11.2 Flanken- und Vorkopfwiderstand

Der Flankenwiderstand wirkt zwischen dem Schotter und den Schwellenflanken (Schwellenlängsseiten). Der Vorkopfwiderstand ist der aktivierte QVW im Schulterbereich vor dem Schwellenkopf (Schwellenstirnseite).

Zur Bestimmung des Flankenwiderstands wurde eine spezielle Hebevorrichtung verwendet. Diese wurde auf zwei Schienen gelagert, die auf der Schottertrogwand befestigt wurden (s. Bild 15, Anh. 9). Die unbesohlte Schwelle wurde um 4 mm angehoben, womit nach vorliegenden Erfahrungen die Sohlreibung deaktiviert wurde [71]. Das Anheben der Schwelle erfolgte über pendelnd gelagerte Spindeln, deren kugelgelagerte Aufhängeschlitten wiederum der Verschiebung der Schwelle folgen können. Durch Entfernung des Schotters im Vorkopfbereich der Schwelle, kann durch diese Versuchsanordnung nur der Flankenwiderstand bestimmt werden.

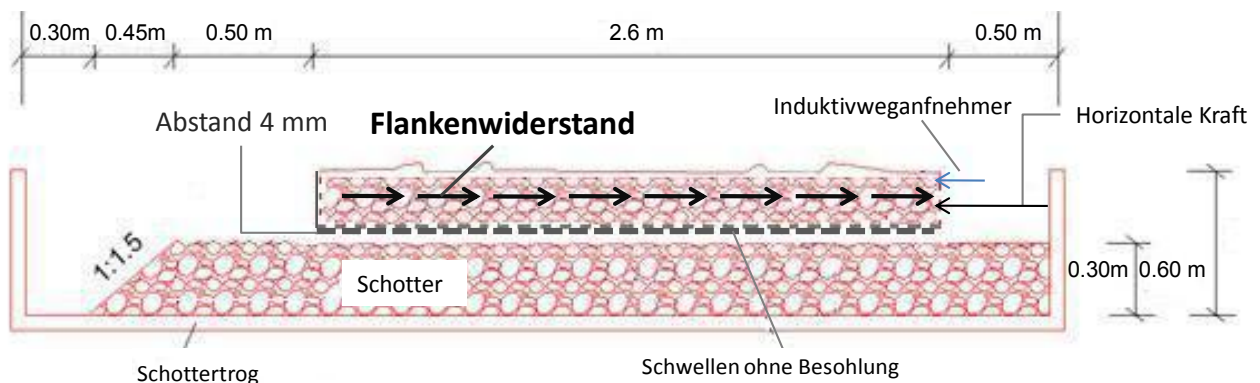


Abb. 4.25: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Flankenwiderstands bei unbesohlenen Schwellen

Aus Zeitgründen wurde der Vorkopfwiderstand nicht versuchstechnisch, sondern rechnerisch aus anderen Versuchsanordnungen abgeleitet (s. Anl. 40):

- Oberbau mit besohlenen Schwellen:

Vorkopfwiderstand = Gesamtwiderstand – (primärer, sekundärer Sohl- und Flankenwiderstand)

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Alternativ: Vorkopfwiderstand = (primärer Sohl- und Vorkopfwiderstand) – primärer Sohlwiderstand (s. Bild 16, Anh. 10)

Beide Verfahren ergeben in etwa den gleichen Wert des Vorkopfwiderstands (s. Anl. 45, 46).

- Oberbau mit unbesohlenen Schwellen:

Vorkopfwiderstand = (Vorkopf- und Flankenwiderstand) – Flankenwiderstand (s. Abb. 4.26).

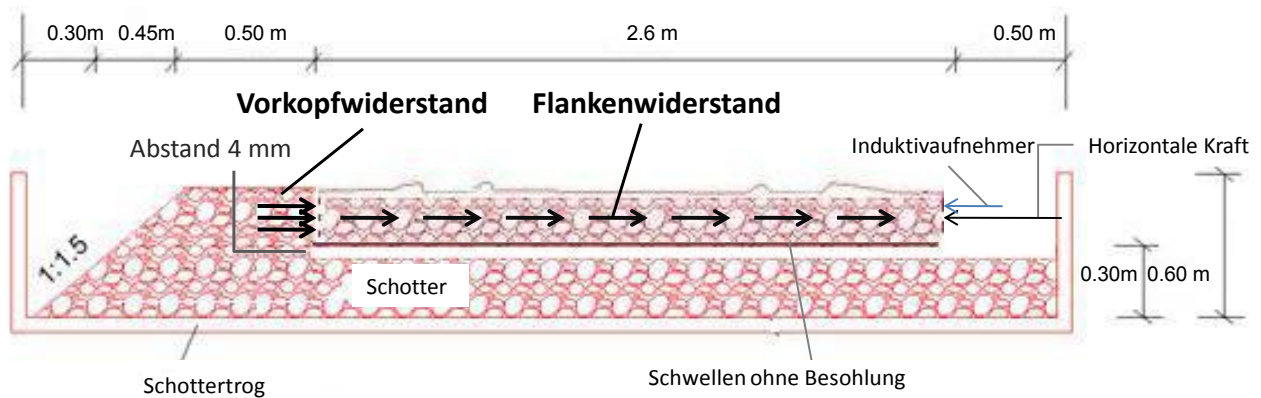


Abb. 4.26: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Flanken- und Vorkopfwiderstands bei unbesohlenen Schwellen

Detaillierte Ergebnisse der berechneten bzw. gemessenen Vorkopf- und Flankenwiderstände sowie einzelne Kraft-Weg-Verläufe sind von Anl. 41, 45 und 46 zu entnehmen. Die Mittelwerte aller untersuchten Oberbauvarianten sind in Tab. 4.15 zusammengefasst:

Tab. 4.15: Mittelwerte des Flanken- bzw. Vorkopfwiderstands (2 mm) aller Oberbauvarianten

Oberbau		Oberbauzustand			
Schotterart/ Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	QVW (2 mm) [N/mm]			
		Flankenwiderstand		Vorkopfwiderstand	
		unkons.	konsol.	unkons.	konsol.
Labor, Granit Typ A, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	1,9	3,0	0,9	1,8
	B 70 mit Sohle G04, V05	1,9	3,0	-	2,0
Labor, Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	2,3	3,0	1,7	2,0
	B 70 mit Sohle Paul Müller	2,3	3,0	-	-
	B 70 mit Sohle G04, V05	2,3	3,0	2,1	2,6
	B 70 mit Sohle G04, V03	2,3	3,0	2,0	2,6

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Bei den konventionellen Schwellen im unverdichteten Schotterzustand wurde für den Schotter mit den besseren Eigenschaften (Typ B) mit 2,3 N/mm ein höherer Flankenwiderstand als beim Typ A mit 1,9 N/mm bestimmt. Im verdichteten Schotterzustand zeigen beide Schotterarten mit 3,0 N/mm denselben Flankenwiderstand: Als Folge der Anhebung der Schwelle um 4 mm wurde der verdichtete Schotterzustand teilweise gestört und möglicherweise geringfügig vermindert. Dadurch tritt der Unterschied der gemessenen Widerstände von Schotter Typ A bzw. Typ B nicht deutlich zu Tage.

Die Messungen zeigten, dass nach der Systemkonsolidierung wegen steigender Schotterverdichtung der Widerstand gegen Querverschiebung aller untersuchten Oberbauvarianten im Bereich vor dem Schwellenkopf zunimmt, wobei mit Schotter Typ B ein höherer Vorkopfwiderstand als mit Typ A registriert wurde. Infolge der besseren Verdichtung des Schotters im Oberbau mit besohlenen Schwellen (höhere Schwingweite im Konsolidierungsversuch) wurden hier höhere Vorkopfwiderstände im Vergleich zu den konventionellen Schwellen erreicht.

Bei der Bestimmung des Flankenwiderstands der besohlenen Schwellen blieben nach dem Anheben der Schwelle um 4 mm einige Schottersteine in der elastischen Sohle eingedrückt, d.h. der Kontakt zum untenliegenden Schotter blieb teilweise erhalten. Demnach würde bei dem Verschiebevorgang nicht der reine Flankenwiderstand, sondern auch ein Teil vom Sohlwiderstand wirken. Eine weitere Aufspindelung der Schwelle um mehr als 4 mm ist nicht empfehlenswert, da der verdichtete Schotterzustand übermäßig gestört wäre und dadurch ein niedrigerer Flankenwiderstand erfasst würde. Deshalb konnte der Flankenwiderstand versuchstechnisch nur an den konventionellen Schwellen ermittelt werden. Allerdings wurden für alle untersuchten Varianten der Schwellen B 70 mit identischen Seitenflächen, die gemessenen Flankenwiderstände der konventionellen Schwellen für die besohlenen Schwellen übertragen.

Im Vergleich mit der unbesohlenen Schwelle wird durch die elastische Sohle zwischen der dynamischen Unter- und Oberlast im Konsolidierungsversuch eine größere Schwingweite erreicht: unbesohlt ~ 0,15 mm, P. Müller ~ 0,6 mm, G04 mit V03 ~ 1,35 mm, G04 mit V05 ~ 1,5 mm (s. Anl. 26). Einerseits wird dadurch der um die Schwelle liegende Schotter besser verdichtet und der QVW somit erhöht. Andererseits führt die größere Schwingweite zur verstärkten Reibung zwischen den Schwellenseiten und den umgebenden Schotterkörnern und folglich zu steigendem Schotterabrieb. Die feinen Abriebpartikel wirken wie eine

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Schmierschicht und verkleinern den QVW. Es ist anzunehmen, dass diese zwei gegenläufigen, den QVW beeinflussenden Prozesse sich bei der Bestimmung des Flankenwiderstands gegenseitig aufheben. Daraus kann geschlossen werden, dass die Größe des Flankenwiderstands von der Steifigkeit der Schwellensole näherungsweise unabhängig ist. Der an der konventionellen Schwelle ermittelte Wert kann somit auf die besohlte Schwelle übertragen werden, wobei der dadurch entstehende Fehler relativ gering ist. In Abb. 4.27 sind die beeinflussenden Faktoren des Flanken- bzw. Vorkopfwiderstandes und ihre Wirkungsweise detailliert dargestellt.

Grundriss der Schwelle B 70 im Schotterbett

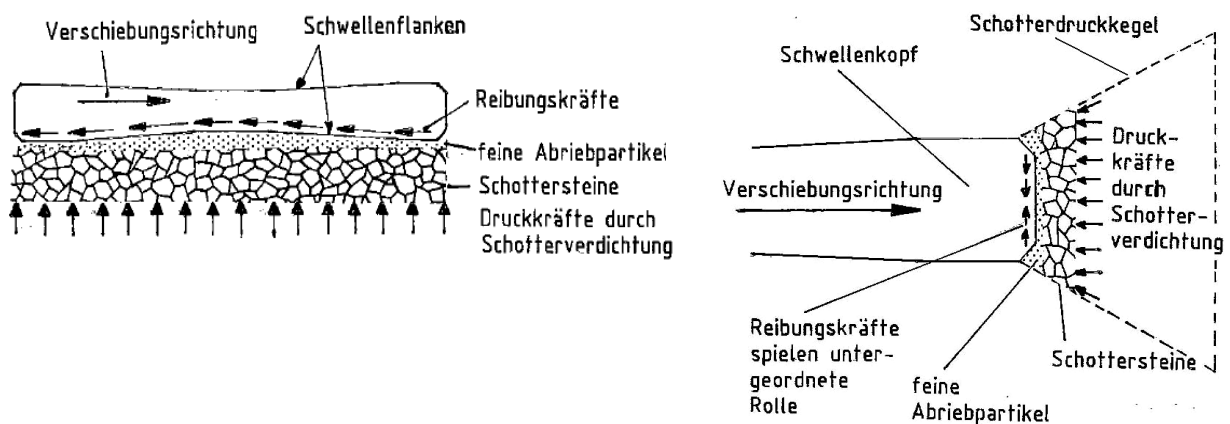


Abb. 4.27: Reibungs- und Schotterdruckkräfte beim Querverschiebevorgang der Schwelle: links – Schwellenflankenbereich, rechts - Schwellenvorkopfbereich

Wie aus Abb. 4.27 zu entnehmen ist, liegt die Fläche der Schwellenflanken etwa parallel zur Verschiebungsrichtung der Schwelle. Demnach ist die reduzierende Wirkung der feinen Abriebpartikel auf den Flankenwiderstand einzusetzen. Beim Vorkopfwiderstand hingegen, liegt die Kopffläche der Schwelle quer zur Verschiebungsrichtung. Hier wird der Widerstand in erster Linie durch den abgeschrägten Schotterdruckkegel vor der Schwelle aufgebaut. Die Reibung zwischen der Schwellenkopffläche und den Schottersteinen spielt eine untergeordnete Rolle. Der Vorkopfwiderstand wird nur durch den Verdichtungsgrad des Schotterkorngerüsts beeinflusst und ist unabhängig von den eingelagerten, feinen Abriebpartikeln zwischen der Schwelle und den benachbarten Schottersteinen. Folglich wird den höchsten Vorkopfwiderstand die Oberbaukonfiguration aufweisen, bei der das Schotterbett am besten verdichtet wird, nämlich die Oberbauvariante mit Besohlung G04.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

In nachfolgender Abb. 4.28 sind die Kraft-Verformungs-Verläufe des Flanken- (gemessen) und Vorkopfwiderstands (abgeleitet) am Beispiel der unbesohnten Schwelle Nr. 6 mit konsolidiertem Schotter Typ B dargestellt:

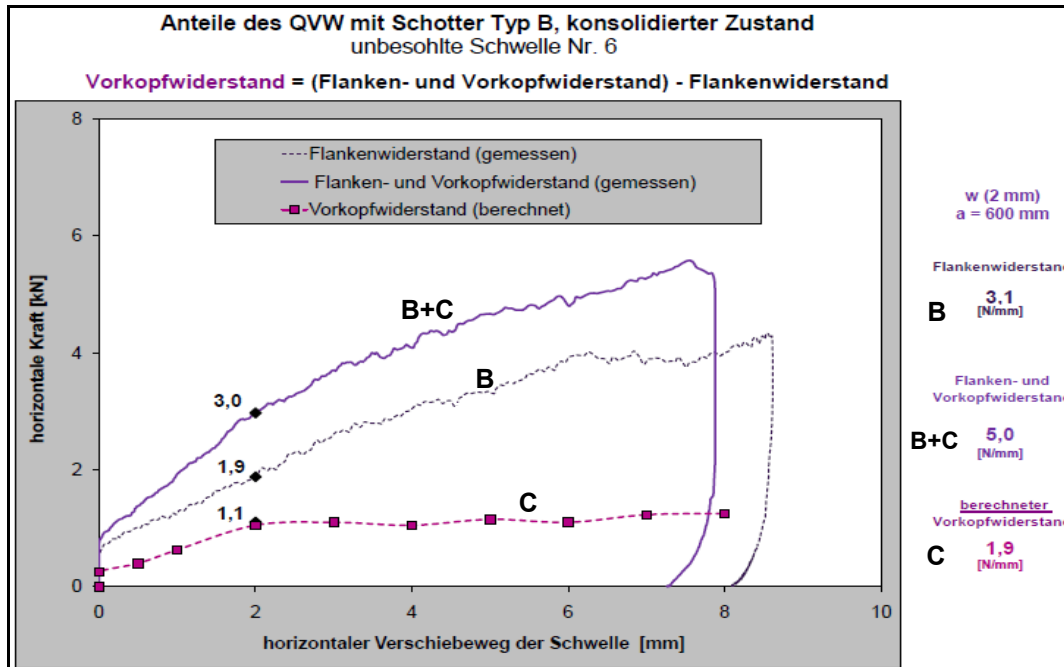


Abb. 4.28: Kraft-Verformungs-Verlauf des Flanken- (gemessen) und Vorkopfwiderstands (abgeleitet) der unbesohnten Schwelle B70 (Nr.6) mit konsolidiertem Schotter Typ B

Aus Abb. 4.28 ist ersichtlich, dass die Kennlinie des Flankenwiderstands (B) im Gegensatz zum Gesamt- und primärem Sohlwiderstand nicht bi-linear ist, sondern auch bei höheren Verschiebewegen linear stetig weiter zunimmt. Wie beschrieben, wirken einerseits parallele Reibungskräfte entlang der Schwellenflanken und andererseits senkrechte Druckkräfte vom verdichteten Zwischenfachsotter dem horizontalen Verschiebevorgang entgegen (s. Abb. 4.27). Es ergibt sich für den Flankenwiderstand eine Resultierende, die schräg zur Verschiebungsrichtung der Schwelle angreift. Die Kräfte breiten sich im Schotter nicht nur direkt an den Schwellenflanken, sondern auch in den benachbarten Steinen in Gleislängsrichtung aus. Bei zunehmendem Verschiebeweg wird immer mehr Zwischenfachsotter mitbeteiligt und somit werden immer höhere Flankenwiderstandskräfte aufgebaut.

Der Verlauf des Vorkopfwiderstands (C) hingegen wurde nicht versuchstechnisch erfasst, sondern aus der Differenz des gemessenen gemeinsamen Vorkopf- und Flankenwiderstands (B+C) (wie bei hohl liegenden Schwellen) und des Flankenwiderstands (B) abgeleitet. Die Kennlinie des Vorkopfwiderstands kann auch als bi-linear bezeichnet werden, obwohl

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

der erste Anteil vom Belastungsast eine geringere Steigung im Vergleich zum Gesamt- oder primärem Sohlwiderstand aufweist. Durch den flacheren Kurvenverlauf wird deutlich, dass einerseits die Widerstandskräfte im Schulterbereich langsamer aktiviert werden und andererseits bei Wegen größer als etwa 2 mm kein Widerstand mehr aufgebaut wird.

4.4.1.11.3 Sekundärer Sohlwiderstand

Während des horizontalen Verschiebevorgangs folgt die Schwelle dem Weg des geringsten Widerstands in vertikaler Richtung. Somit findet gleichzeitig ein Hochsteigen der Schwelle statt, da oberhalb das Medium Luft und unterhalb der Schotter liegt. Dies wurde sowohl bei den Messungen im Labor, als auch im Betriebsgleis festgestellt [55, 56]. Allerdings wird die Schwellenhebung aus der Kombination der geneigten Schwellenflanken und dem aufliegenden seitlich verspannten Schotter teilweise behindert. Somit wird die Schwelle durch vertikale Widerstandskräfte nach unten gedrückt, es entsteht der bislang unbekannte zusätzliche Sohlreibungsanteil – der sekundäre Sohlwiderstand. Dieser kann versuchstechnisch nicht direkt bestimmt werden. Sowohl im Oberbau mit besohlenen als auch mit unbesohlenen Schwellen wurde der sekundäre Sohlwiderstand mit Hilfe folgender Gleichung empirisch abgeleitet:

- sekundärer Sohlwiderstand = Gesamtwiderstand – (primärer Sohl-, Flanken-, und Vorkopfwiderstand)

- sekundärer Sohlwiderstand = (primärer, sekundärer Sohl- und Flankenwiderstand) – (primärer Sohl- und Flankenwiderstand)

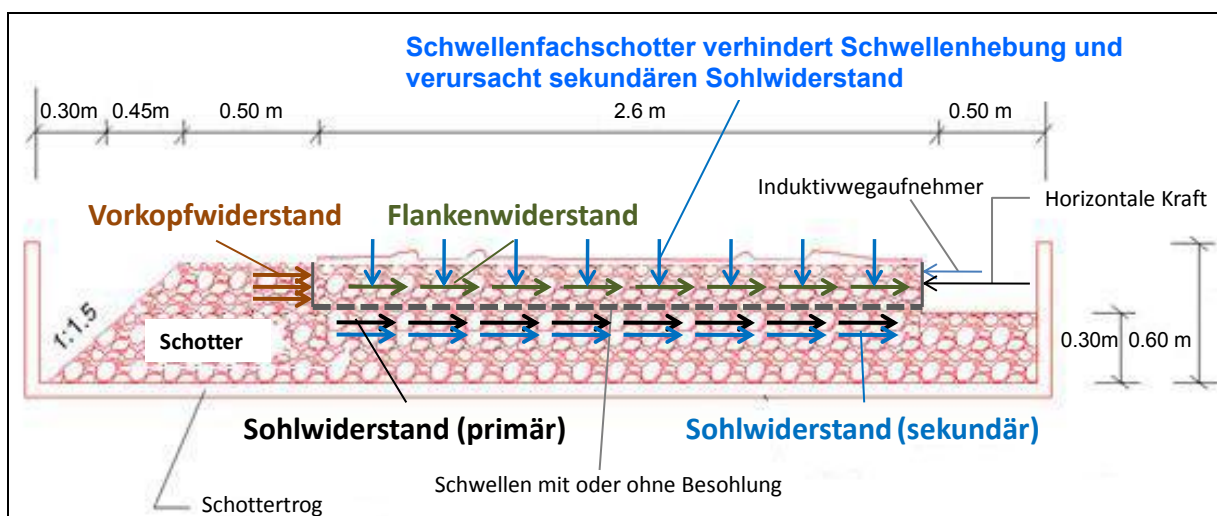


Abb. 4.29: Versuchsaufbau zur Bestimmung des sekundären Sohlwiderstands

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Tab. 4.16 zeigt die Mittelwerte der berechneten sekundären Sohlwiderstände der betrachteten Oberbaukonfigurationen:

Tab. 4.16: Mittelwerte des sekundären Sohlwiderstands (2 mm) aller Oberbauvarianten

Oberbau		Oberbauzustand	
Schotterart/ Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	sekundärer Sohlwiderstand (2 mm) [N/mm]	
		unkonsolidiert	konsolidiert
Labor, Granit Typ A, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	1,3	1,6
	B 70 mit Sohle G04, V05	-	2,6
Labor, Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	1,8	3,0
	B 70 mit Sohle Paul Müller	-	-
	B 70 mit Sohle G04, V05	2,1	3,7
	B 70 mit Sohle G04, V03	3,0	4,3

Aus der Tab. 4.16 ist ersichtlich, dass die Besohlung einen positiven Einfluss auf den sekundären Sohlwiderstand ausübt. Durch die elastische Sohle und den aufliegenden verspannten Zwischenfachsotter wurden, sowohl vor als auch nach der Konsolidierung, zusätzliche horizontale Widerstandskräfte aktiviert. Angemerkt sei, dass diese Feststellung nur für gut eingeschotterte Schwellen mit trapezförmigem Querschnitt gilt. Bei nicht ausreichender Einschotterung oder bei Schwellen mit näherungsweise senkrechten Flanken, wie z.B. der B01, wirkt nur ein vergleichsweise geringer, sekundärer Sohlwiderstand.

In Abb. 4.30 sind die einzelnen Widerstands-Verformungs-Verläufe und der daraus abgeleitete sekundäre Sohlwiderstand am Beispiel der mit G04 V05 besohlte Schwelle Nr. 6 für konsolidierten Schotter Typ B grafisch dargestellt:

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

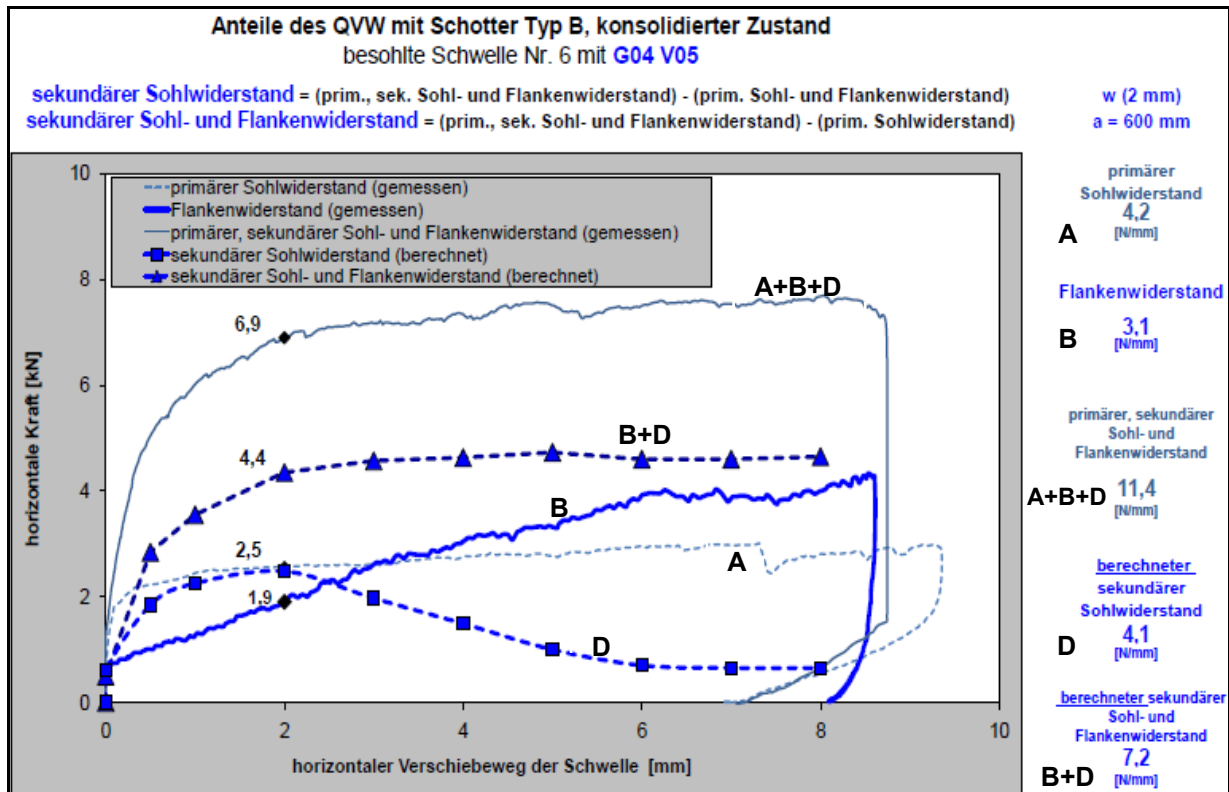


Abb. 4.30: Kraft-Verformungs-Verlauf des sekundären Sohlwiderstands (abgeleitet) der mit G04 V05 besohnten Schwelle B70 Nr.6, konsolidierter Zustand, Schotter Typ B

Aus der Differenz des gemessenen gemeinsamen Flanken-, primären- und sekundären Sohlwiderstands (A+B+D) mit Schwelle ohne Vorkopfschotter und des primären Sohlwiderstands (A) mit nicht eingeschotterter Schwelle, wurde zunächst die Kennlinie des Flanken- und sekundären Sohlwiderstands (B+D) abgeleitet. Diese ist ausgeprägt bi-linear und verläuft ab etwa 2 bis 3 mm horizontaler Verschiebung waagrecht. Dagegen wird der dreiecksförmige Kraft-Verformungs-Verlauf des Flankenwiderstands (B) langsam aufgebaut, dieser nimmt allerdings auch bei größeren Wegen weiter zu. Aus der Differenz der letzten beiden Kennlinien ergibt sich der Verlauf des sekundären Sohlwiderstands (D), der von der Tendenz her spiegelverkehrt zum Flankenwiderstand ist. Der sekundäre Sohlwiderstand der mit G04 V05 besohnten Schwelle B 70 erreicht seinen maximalen Wert im Wegbereich zwischen 1 mm und 2 mm, d.h. bis die Haftreibung überwunden wird. Bei dem weiteren horizontalen Verschiebewegang wird der im Flankenbereich aufliegende Schotter infolge des Hochsteigens der Schwelle aufgelockert und übt immer weniger Einfluss auf die Sohlreibung aus. Dadurch wird der sekundäre Sohlwiderstand bei 8 mm Weg fast vollständig abgebaut.

4.4.1.11.4 Vergleichende Betrachtung der Anteile des QVW

In nachfolgender Tab. 4.17 sind im Labor und bei diversen Messungen im Betriebsgleis [2, 55, 56] ermittelte Mittelwerte der Anteile des QVW (2 mm) der untersuchten Oberbaukonfigurationen im konsolidierten Zustand vergleichend dargestellt:

Tab. 4.17: Absoluter und prozentualer Vergleich der gemittelten Anteile des QVW (2 mm)

Gemittelte Anteile des QVW (2 mm) in Abhängigkeit von der Sohlenart, Schotterqualität und Messort, <u>konsolidierter Oberbauzustand</u>											
Versuchs-ort	Versuchsrandbedingungen	statische Querverschiebewiderstandsanteile									
		Sohlwiderstand				Flanken-widerstand		Vorkopf-widerstand		Gesamt-widerstand	
		primär		sekundär							
		[N/mm]	[%]	[N/mm]	[%]	[N/mm]	[%]	[N/mm]	[%]	[N/mm]	[%]
Labor	Schotter Typ A, unbesohlte Schwellen B 70	2,9	31%	1,6	18%	3,0	32%	1,8	19%	9,3	100%
	Schotter Typ A, B 70 mit Sohle G04 V05	3,7	33%	2,6	23%	3,0	27%	2,0	17%	11,2	100%
	Schotter Typ B, unbesohlte Schwellen B 70	3,3	29%	3,0	27%	3,0	27%	2,0	17%	11,3	100%
	Schotter Typ B, B 70 mit Sohle Paul Müller	3,3	26%	-	-	3,0	24%	-	-	12,4	100%
	Schotter Typ B, B 70 mit Sohle G04 V05	4,1	30%	3,7	27%	3,0	23%	2,6	20%	13,4	100%
	Schotter Typ B, B 70 mit Sohle G04 V03	4,3	30%	4,3	30%	3,0	21%	2,6	19%	14,2	100%
Labor, Lasteinleitung wie auf der freien Strecke	Schotter Typ B, B 70 mit Sohle G04 V03	-	-	-	-	-	-	-	-	14,8	100%
Betriebs- gleis	DB: Schotter wie Schotter Typ B, unbesohlte Schwellen B 70	-	-	-	-	-	-	-	-	12,7	100%
	Schottertyp - undefiniert, unbesohlte Schwellen B 70, (Be-1983)	5,9	42%	1,7	12%	4,3	30%	2,3	16%	14,2	100%
	DB: Schotter wie Schotter B, B 70 mit Sohle G04 V05	-	-	-	-	-	-	-	-	14,4	100%
	Schottertyp - undefiniert, unbesohlte Schwellen B 70, (Be-2069)	10,6	41%	5,1	20%	5,6	22%	4,4	17%	25,7	100%

Unabhängig von der Oberbaukonfiguration hat der Vorkopfwiderstand (2 mm) im konsolidierten System mit 16 % bis 20 % den geringsten Anteil am Gesamtwiderstand. Der Anteil am Flankenwiderstand bei besohnten Schwellen ist mit 21 % bis 27 % etwas kleiner als derjenige der unbesohnten mit 22 % bis 32 %. Infolge der Einbettung der Spitzen der Schottersteine in der elastischen Schicht, wurden im Labor bei der Variante mit weichen Besohlungen G04 erwartungsgemäß größere absolute Sohlreibungswerte gemessen. Jedoch ist der unter Laborbedingungen ermittelte Anteil des primären Sohlwiderstands bei allen Oberbaukonfigurationen mit ca. 30 % in etwa gleich. Der prozentuale Vorteil der

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

elastischen Sohle wird erst bei dem aktivierten sekundären Sohlwiderstand bemerkbar: bei den besohnten Schwellen wurden 23 % bis 30 % und bei den unbesohnten 18 % bis 27 % registriert. Im Betriebsgleis hingegen ist die Aufteilung der Sohlreibung unterschiedlich: der primäre Sohlwiderstand ist mit ca. 40 % zwei- bis vierfach größer als der sekundäre Anteil. Auf der freien Strecke wurden wegen der dort herrschenden unterschiedlichen Konditionen (s. Ziff. 4.4.2) auch wesentlich höhere absolute Werte erfasst. Allerdings ist die Summe aus dem gemessenen primären und sekundären Sohlwiderstand mit 55 - 60 % im Labor und Gleis in etwa gleich.

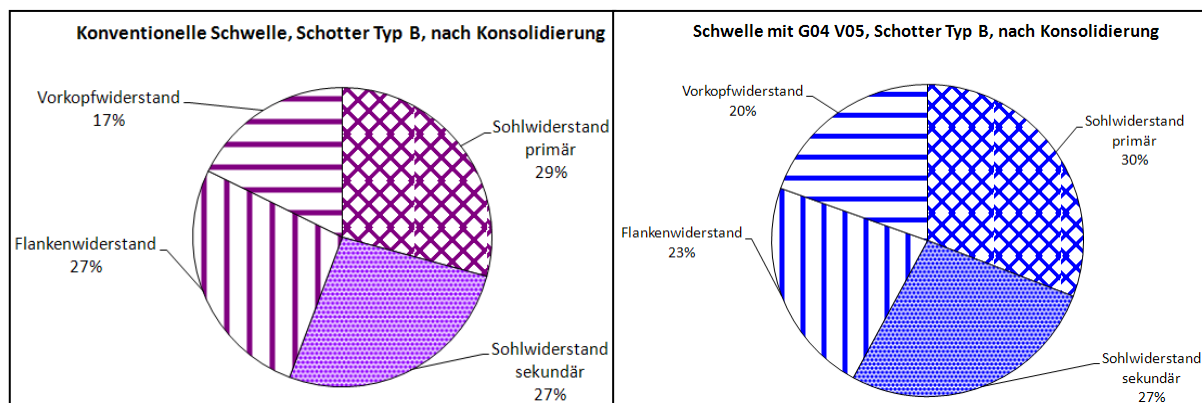


Abb. 4.31: Gemittelte Anteile des QVW (2 mm) am Beispiel des Oberbaus mit konventionellen und besohnten Schwellen (G04 V05) im konsolidierten Schotter Typ B

Allgemein zeigen beide Sohlwiderstandsanteile vor der Konsolidierung geringere und der Flanken- und Vorkopfwiderstand höhere prozentuale Anteile am Gesamtwiderstand als nach der Konsolidierung (s. Anl. 47). Der Grund dafür ist, dass erst im stabilisierten Zustand ein guter Kontakt zwischen der Sohle und dem Schotter entsteht, was zu einer größeren relativen Zunahme des Sohlwiderstandes im Vergleich zu den anderen Anteilen führt. Im unkonsolidierten Systemzustand hat der Oberbau mit konventionellen Schwellen höhere Flanken- und primäre Sohlwiderstandsanteile und geringere Vorkopf- und sekundäre Sohlwiderstandsanteile als mit besohnten Schwellen.

Die gemittelten Anteile des QVW (2 mm) in Abhängigkeit vom gewählten Besohlungstyp, Schotterart und Konsolidierungszustand sind auch aus Abb. 4.32 ersichtlich. Weitere grafische Darstellungen sowohl von Mittelwerten der entsprechenden Oberbauvariante, als auch von Einzelschwellen sind in Anl. 41 bis 57 abgebildet.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

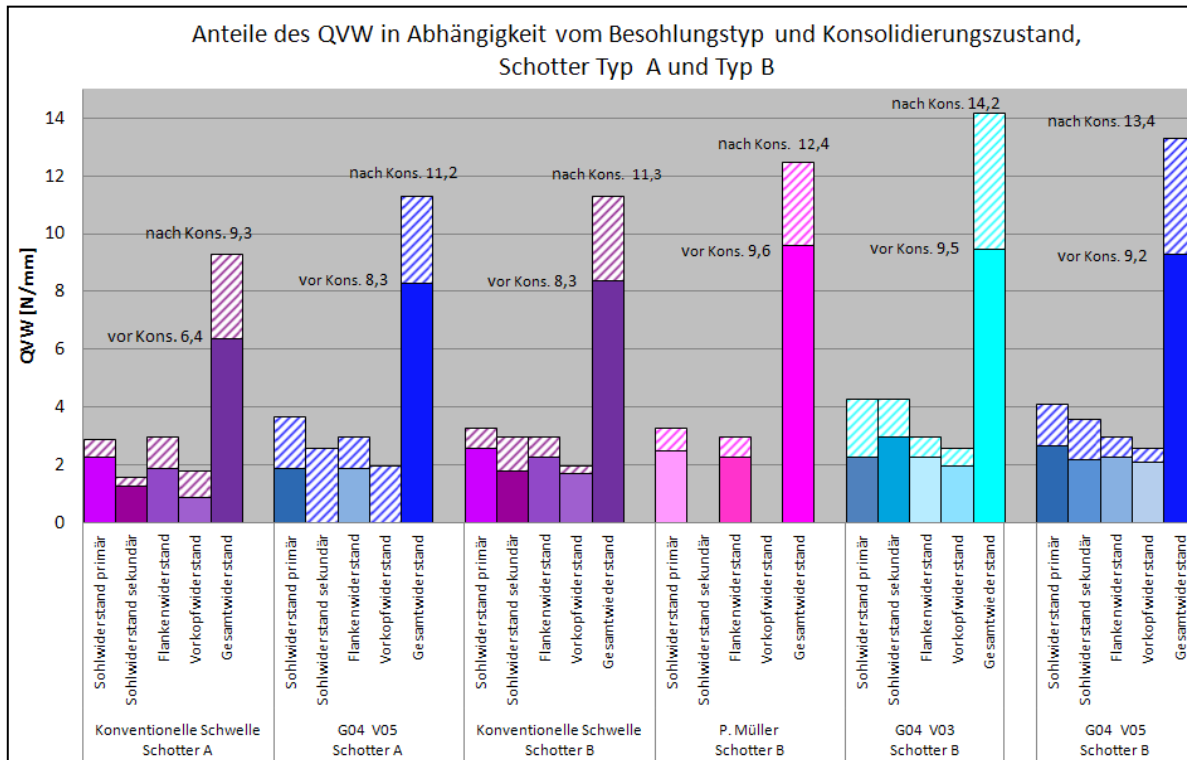


Abb. 4.32: Gemittelte Anteile des QVW (2 mm) aller Oberbauvarianten in un-/konsolidiertem Zustand

Das Verhältnis der einzelnen Anteile bleibt nicht konstant, sondern wird vom horizontalen Verschiebeweg der Schwelle beeinflusst. Dies wird am Beispiel der mit G04 V05 besohlenen Schwelle Nr. 6 im konsolidierten Zustand und Schotter Typ B ersichtlich:

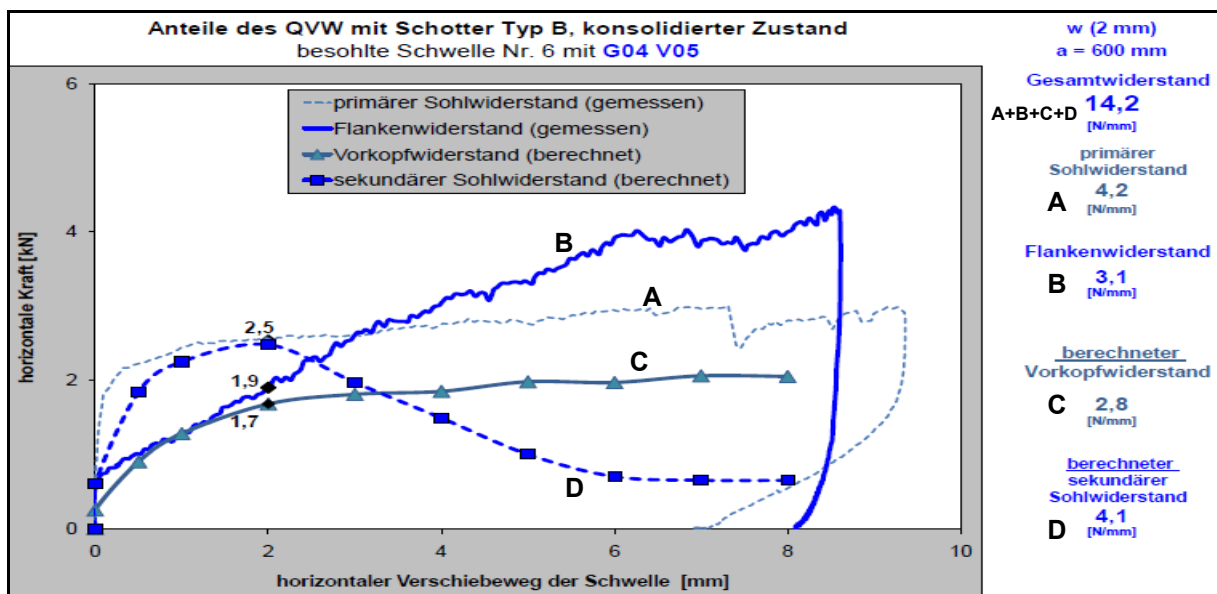


Abb. 4.33: Kraft-Verformungs-Verlauf der vier Anteile des QVW am Beispiel der mit G04 V05 besohlenen Schwelle B70 Nr. 6, konsolidierter Zustand, Schotter Typ B

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Bei 2 mm Verschiebung liegt der größte Anteil beim primären Sohlwiderstand (A), gefolgt vom sekundären (D), Flanken- (B) und Vorkopfwiderstand (C). Nach 8 mm Verschiebung hingegen bildet sich eine neue Rangfolge: Flanken- (B), primärer Sohl- (A), Vorkopf- (C) und sekundärer Sohlwiderstand (D). Unabhängig vom horizontalen Weg der Schwelle leisten der Flanken- und sekundäre Sohlwiderstand bei allen im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen sowohl im konsolidierten als auch im unkonsolidierten Zustand einen Beitrag von ca. 50 % zum Gesamtwiderstand. Dadurch wird deutlich, welche wichtige Rolle der Schwellenfachsotter für den QVW hat. Beim Einbau ist empfehlenswert die Schwellen bis zur Oberkante in Schwellenmitte einzuschottern und den Zwischenfachsotter gut zu verdichten.

4.4.2 Bestimmung des Querverschiebewiderstands einzelner Schwellen im Betriebsgleis

Um Rückschlüsse auf die Belastbarkeit der Ergebnisse aus den Laborversuchen zu ziehen, sollen die unter Laborbedingungen ermittelten Querverschiebewiderstände einzelner Schwellen im Betriebsgleis validiert werden. Dazu wurden auf der Strecke 5830-2 (Passau - Obertraubling) im Versuchsabschnitt Gleis Mangolding - Sünching von km 103,455 bis km 103,062 neben konventionellen auch besohlte Schwellen B 70 mit elastischen Sohlen unterschiedlicher Steifigkeit eingebaut:

- Sohle G02 mit plastischen Eigenschaften (steif, $C_{\text{stat1}} = 0,22 \text{ N/mm}^3$, als Übergang zum Schotteroberbau mit unbesohnten Schwellen)
- Sohle G03 mit Geotextilschutzschicht bzw. Lastverteilschicht (LVD), (mittelsteif, $C_{\text{stat1}} = 0,15 - 0,17 \text{ N/mm}^3$) [72, 73]
- Sohle G04 mit Geotextilschutzschicht V05, (weich, $C_{\text{stat1}} = 0,115 \text{ N/mm}^3$) [74].

Die genannten Steifigkeiten der verwendeten Besohlungen wurden von der Fa. Getzner angegeben. Da bei der Untersuchung der mechanischen Dauerfestigkeit nach DBS 918 145-01 Ablösungen zwischen Federschicht G04 und LVD-Schicht (V03) auftraten [74], wurde diese Besohlungsart im Gleis nicht eingebaut. Über die technischen Eigenschaften des im Betriebsgleis verwendeten Schotters liegen keine Informationen vor.

Die Bestimmung des QVW auf der freien Strecke erfolgte an Einzelschwellen. Die Messungen wurden sowohl im unkonsolidierten (nach dem Stopfen) als auch im quasi-

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

konsolidierten Oberbauzustand (nach 39 Tage Betriebsbelastung, entsprechend 1,7 Mio. Lt \approx 120.000 Lw unter der 14 t - Achse) von der DB Systemtechnik durchgeführt [75]. In Tab. 4.18 sind die ermittelten Mittelwerte aus minimal 9 bis maximal 12 Messungen des QVW für die unterschiedlichen Oberbauvarianten an der Teststrecke Mangolding - Sünching zusammengefasst:

Tab. 4.18: QVW (2 mm) von besohlenen/unbesohlenen Schwellen B70 im unkonsolidierten/konsolidierten Oberbauzustand, gemessen im Betriebsgleis

Oberbau		Oberbauzustand				
Messort/ Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert		quasi-konsolidiert		Zunahme QVW inf. Konsolidierung [%]
		QVW (2mm) [N/mm]				
		Mittelwert	Standard- abweichung	Mittelwert	Standard- abweichung	
Betriebsgleis, Untergrund mit $C \approx 0,2 \text{ N/mm}^3$ (s. Seite 113)	B 70 unbesohlt	8,6	0,4 (5%)	12,7	0,9 (7%)	48
	B 70 mit Sohle G03, V05	9,3	0,3 (4%)	12,9	1,2 (9%)	39
	B 70 mit Sohle G03, V03 (LVD)	9,3	0,4 (5%)	13,6	1,0 (7%)	45
	B 70 mit Sohle G04, V05	9,5	0,6 (6%)	14,4	1,2 (9%)	51
	B 70 mit Sohle G02	10,1	0,6 (6%)	14,6	0,8 (5%)	45

Analog zu den Laborversuchen wurde auf der Teststrecke ein höherer QVW im "quasi-konsolidierten Zustand" als unmittelbar nach dem Stopfvorgang registriert. Es wurde festgestellt, dass durch den Einsatz von elastischen Besohlungen der QVW gegenüber der unbesohlenen Schwellen zunimmt. Weiter stellte sich heraus, dass der Steigungswechsel des bilinearen Kraft-Verformungs-Verlaufs bei den konventionellen Schwellen stärker ausgeprägt ist, als bei den besohlenen. Durch die elastische Sohle wird der Übergang „gedämpft“ und der Verlauf erfolgt kontinuierlicher. Dies ist verbunden mit einem weiteren Anstieg des QVW bei Verschiebungen über 2 mm als Folge der Besohlung. Die Untersuchungen mit der Besohlung G03 zeigten, dass sich die Schottersteine gegenüber dem Geotextilvlies besser in die plastische LVD-Schicht einbinden können. Bei der Variante mit LVD wurde im konsolidierten Zustand ein um ca. 5 % höherer QVW ermittelt. Im Labor wurde bei der G04 mit V03 (LVD) im Vergleich zur G04 mit V05 (Vlies) ein Anstieg des QVW um 6 % registriert. In Anl. 58 sind die gemittelten QVW-Verformungs-Verläufe der im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten mit konventionellen bzw. besohlenen (G04 V05) Schwellen, aufgeteilt nach unkonsolidiertem bzw. konsolidiertem Systemzustand, abgebildet. Die Kurvenverläufe wurden bis zu einem Verschiebeweg von 6 mm im Gleis gemessen und zwischen 6 mm und 8 mm wurden die Verläufe zur besseren Vergleichbarkeit extrapoliert.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Beim Vergleich der QVW-Werte der untersuchten Oberbauvarianten mit unbesohlenen bzw. besohlenen Schwellen mit Sohle G04 V05 (Vlies) wurde im Gleis ein höherer QVW als im Labor gemessen. Der Unterschied lässt sich durch folgende Einflüsse erklären:

- angewandtes Messverfahren
- Eigenschaften des Schotters
- Breite des Schotters vor dem Schwellenkopf: 50 cm (Labor), 60 cm (Gleis)
- eingeleitete Verdichtungsarbeit infolge der Betriebsbelastung
- Untergrundverhältnisse

Im unkonsolidierten Zustand wird der QVW durch das angewandte Messverfahren, durch die Schottereigenschaften sowie durch die Breite des Schotters vor Schwellenkopf beeinflusst. Erst für den stabilisierten Systemzustand spielen noch die eingeleitete Verdichtungsarbeit und die Untergrundverhältnisse eine wesentliche Rolle, ausgedrückt durch die vertikale Schwingweite der Schwelle infolge der fahrenden Züge. Die genannten Einflüsse sollen nachfolgend kurz genauer beschrieben werden:

Beim angewandten Messverfahren im Labor wurde die horizontale Kraft in die neutrale Achse der Schwelle eingeleitet. Bei der Messung des QVW auf der freien Strecke hingegen, dient die Schiene als Widerlager der Kraft. Durch die gewählte Versuchseinordnung im Gleis wird die Hebung der Schwelle während des horizontalen Verschiebevorganges infolge des entstandenen Belastungsmomentes teilweise behindert, was zu einem vergleichsweise höheren QVW führt (s. Ziff. 4.4.1.3).

Wie die Laborversuche (Ziff. 4.4.1.4) zeigten, übt die Schotterqualität einen wesentlichen Einfluss auf den QVW aus. Jedoch liegen keine Informationen über die technischen Eigenschaften des im Betriebsgleis verwendeten Schotters vor. Es kann jedoch angenommen werden, dass der im Labor untersuchte Schotter Typ B dem im Gleis eingebauten ähnlich ist, da die im unkonsolidierten Zustand gemessenen QVW beider Schotterarten vergleichbar sind. Der vergleichsweise kleinere QVW von Schotter Typ B im Labor gegenüber den Werten des Gleises lässt sich mit dem unterschiedlichen Messverfahren sowie mit der um 10 cm geringeren Breite des Schwellenvorkopfschotters erklären.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Tab. 4.19: QVW (2 mm) von besohlenen (G04 V05)/unbesohlenen Schwellen B70 im unkonsolidierten/konsolidierten Oberbauzustand, gemessen im Labor (Schotter B) und im Betriebsgleis

Oberbau		Oberbauzustand				
Messort/ Schotterart/ Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert		(quasi-)konsolidiert		Zunahme QVW inf. Konsolidierung [%]
		QVW (2mm) [N/mm]				
		Mittelwert	Standard- abweichung (Variations- koeffizient)	Mittelwert	Standard- abweichung (Variations- koeffizient)	
Labor , Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	8,3	0,6 (7%)	11,3	1,5 (13%)	36
	B 70 mit Sohle G04, V05	9,2	1,1 (12%)	13,4	0,8 (6%)	46
Betriebsgleis , Untergrund mit $C \approx 0,2 \text{ N/mm}^3$ (s. Seite 113)	B 70 unbesohlt	8,6	0,4 (5%)	12,7	0,9 (7%)	48
	B 70 mit Sohle G04, V05	9,5	0,6 (6%)	14,4	1,2 (9%)	51

Weitere entscheidende Kriterien, die eine bessere Konsolidierung auf der freien Strecke als unter Laborbedingungen hervorrufen, sind die eingeleitete Verdichtungsarbeit sowie die Untergrundverhältnisse. Im Betriebsgleis werden Kräfte von den fahrenden Zügen mit unterschiedlichen Frequenzen überlagert und in allen drei Raumrichtungen in den Oberbau übertragen. Auf der geraden Strecke wirken Anfahr- und Bremskräfte in Gleislängsrichtung, Seitenkräfte infolge Imperfektionen in Querrichtung und in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit und dem Achsabstand im Drehgestell niederfrequente vertikale Kräfte infolge des Fahrzeuggewichtes bzw. höherfrequente vertikale Schwingungen infolge Unebenheiten in der Schienenfahrfläche oder an den Rädern selbst. Solche Bedingungen konnten im Labor nicht nachgebildet werden. Hier erfolgte die Systemstabilisierung nur durch eingeleitete niederfrequente vertikale Schwellenbeanspruchung (3 Hz). Weiter ist anzunehmen, dass wegen der steiferen Auflagerung (Betonplatte, zur Nachbildung ungünstiger Verhältnisse bei Brücken- und Tunnelabschnitten ohne Randeinspannung des Schotters bzw. bei NBS) im Labor ständig kleinere Schwingweiten der Schwellen im Vergleich zum Betriebsgleis (Untergrund mit $C \approx 0,2 \text{ N/mm}^3$) erreicht wurden. Steife Auflagerungsverhältnisse verursachen Schotterschädigung unter der Schwelle (s. Ziff. 3.2.5) sowie einen geringeren Schwingweg des Gleisrostes unter dynamischer Belastung, verbunden mit schlechterer Systemkonsolidierung, wodurch die Größe des QVW abnimmt. Der Bettungsmodul des Untergrundes wurde auf Basis der in der Teststrecke durchgeführten Einsenkungsmessungen nach dem Verfahren von Zimmermann zu $C \approx 0,2 \text{ N/mm}^3$ berechnet (s. Rechenvorgang in Anl. 59). Dabei wurde nach 3 Wochen Betriebsbelastung, entsprechend 60.000 Lw, unter der 14 t - Achse der mit $V = 90 \text{ km/h}$

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

fahrenden ICE-T eine Einsenkung von 0,87 mm bei der unbesohnten Schwelle bzw. von 1,75 mm bei der mit G04 V05 besohnten Schwelle registriert [76].

Zusammenfassend wird im Labor wegen der herrschenden ungünstigen Randbedingungen ein kleinerer QVW als im Betriebsgleis gemessen. Allerdings wurde eine gute qualitative Übereinstimmung festgestellt. Mit der im Labor entwickelten Methode lassen sich nach den bisherigen Ergebnissen auf der sicheren Seite liegend, praxisorientierte Querverschiebewiderstände und -verläufe bestimmen. Diese Labormethode hilft bei der Entwicklung von Schwellenbesohlungen und bei der Beurteilung der Anwendbarkeit im Betriebsgleis im Hinblick auf die Gleislagestabilität.

4.5 Der Längsverschiebewiderstand der Schwelle

Der Längsverschiebewiderstand (LVW) beeinflusst indirekt die horizontale Gleislagestabilität. Bei einer Verwerfung und der damit verbundenen Entspannung des unter Druck stehenden Gleises durch die Verlängerung der Schienen, bewegt sich das Gleis in Längsrichtung zum Fehlerbereich hin. Dazu muss zunächst der LVW überwunden werden. Bei Vorhandensein von Ausziehstößen kann sich das unter Druck stehende Gleis durch „Atmung“ in Längsrichtung entspannen.

Weiter ist anzumerken, dass bei Längsbewegungen des Gleises nur der LVW zu berücksichtigen ist. Selbst bei gefrorenem Schotter, ist der Durchschubwiderstand der W-Befestigung etwa doppelt so groß, wie der LVW der Schwelle [77]. Es findet also eine Bewegung zwischen Schwelle und Schotter und nur teilweise zwischen Schwelle und Schiene statt. Da wenig Messergebnisse des LVW mit Betonschwellen B 70 vorliegen, wurde hier ein Rechenverfahren entwickelt, bei dem nicht nur der QVW (s. Ziff. 4.4.1.5), sondern auch der LVW verschiedener Schwellenarten in Abhängigkeit von deren Geometrie und Gewicht hinreichend genau ermittelt werden kann. In [78] wurde der Gesamt-LVW der unbesohnten Betonschwelle B 75 im unkonsolidierten Schotterzustand zu 18,0 N/mm (maximaler Wert bei etwa 10 mm Verschiebeweg) versuchstechnisch bestimmt. Diese Messung wurde als Basis für die rechnerische Ermittlung des LVW anderer Schwellentypen verwendet.

In einem ersten Schritt wurden für die unbesohlte Schwelle B 75 aus den bereits berechneten Anteilen des QVW (2 mm) (s. Tab. 4.7) auch die einzelnen Anteile des LVW (10 mm) abgeleitet. Danach wurde mit Hilfe der Umrechnungsfaktoren der LVW (10 mm) der konventionellen Schwelle B 70 für den unkonsolidierten Schotter Typ B bestimmt:

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Tab. 4.20: Rechenverfahren zur Ermittlung des LVW (hier Schw. B 75 bzw. B 70, unkons. Schotter Typ B)

Schwellentyp (unbesohlt)	Schotter B, unkonsolidiert	Sohle (primär)	Sohle (sekundär)	Flanke	2*Schwellenkopf	LVW gesamt (10 mm)
B 75	LVW [N/mm]	3,7	2,2	11,9	0,3	18,0 (gemessen)
	Fläche/Flächenpressung/ Volumen/Gewicht	0,89 [m ²]	0,04 [m ³]	0,56 [m ²]	0,11 [m ²]	-
Umrechnungsfaktoren		3,7 [N/(mm*m ²)]	59,4 [N/(mm*m ³)]	21,3 [N/(mm*m ²)]	2,5 [N/(mm*m ²)]	-
B 70	Fläche/Flächenpressung/ Volumen/Gewicht	0,68 [m ²]	0,03 [m ³]	0,46 [m ²]	0,08 [m ²]	-
	LVW [N/mm] (berechnet)	2,5	1,8	9,7	0,2	14,2

Die einzelnen Rechenschritte des Verfahrens am Beispiel der Schwellen B 75 und B 70 sind von Anl. 60 bis 63 zu entnehmen. Tabelle 4.20 zeigt, dass die Schwelle B 70, unter Berücksichtigung der kleineren Abmessungen und des Gewichtes, einen geringeren LVW als die Schwelle B 75 aufweist. Weiter ist erkennbar, dass der größte Beitrag zum LVW durch den Flankenwiderstand geleistet wird, da jetzt die Schwellenflanke nicht mehr parallel, sondern senkrecht zum Verschiebevorgang liegt. Tabelle 4.21 fasst die berechneten Werte des LVW (10 mm) und des QVW (2 mm) aller betrachteten unbesohlenen Betonschwellenarten für den un-/ bzw. konsolidierten Schotter Typ B zusammen:

Tab. 4.21: Berechneter LVW (10mm) und QVW (2mm) von unbesohlenen Betonschwellen mit Schotter Typ B

Oberbau		Oberbauzustand				
Schotterart/ Untergrund	unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert		konsolidiert		Faktor LVW (10 mm)/ QVW (2 mm)
		QVW (2 mm) [N/mm]	LVW (10 mm) [N/mm]	QVW (2 mm) [N/mm]	LVW (10 mm) [N/mm]	
Granit Typ B, Betonuntergrund	russische Schwelle	7,0	12,2	9,4	16,4	1,7
	Flachschwelle	8,0	12,4	10,4	16,5	1,6
	B 01	8,1	14,1	10,5	18,6	1,7
	B 90	8,3	13,9	11,0	18,6	1,7
	B 70	8,3	14,2	11,3	19,3	1,7
	österreich. Schwelle	8,4	14,2	11,3	19,2	1,7
	amerikan. Schwelle	10,6	17,7	14,3	24,0	1,7
	B 75	10,9	18,0	14,7	24,4	1,7
	Breitschwelle	(11,2*) 30,2	(14,2*) 38,3	(14,7*) 39,6	(18,9*) 51,0	1,3
	Ohrenschwelle	12,5	14,0	16,2	19,0	1,1
	Rahmenschwelle	(21,6*) 58,3	(25,0*) 67,4	(27,4*) 73,9	(33,3*) 89,8	1,2

* Berechnete Werte für eine Breite des Schwellenfachschotter in Gleislängsrichtung ≥ 20 cm.

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

Es wurde ein Zusammenhang zwischen dem LVW bei 10 mm und dem QVW bei 2 mm ($LVW_{(10mm)}/QVW_{(2mm)} \approx 1,7$) festgestellt, wobei dies für konventionelle Schwellenformen, wie die B 70, B 75, B 01, B 90 u.s.w. und nicht für Sonderausführungen, wie die Breit-, Ohren- und Rahmenschwelle gilt. Mit Hilfe des Rechenverfahrens ergab sich beispielsweise für die Kombination Schotter Typ B und Schwelle B 70 ein LVW von 14,2 N/mm (unkonsolidiert) bzw. 19,3 N/mm (konsolidiert) und für die in Amerika eingesetzte Schwelle ein LVW von 24,0 N/mm (konsolidiert). Der LVW der Betonschwelle B 70 mit einem Abstand von 0,6 m in Gleislängsrichtung liegt im unkonsolidierten Zustand bei etwa 14 N/mm und wächst nach der Schotterstabilisierung auf ca. 20 N/mm an [79]. Am Prüfmatt für Verkehrswegebau wurde der LVW der unbesohnten amerikanischen Schwelle versuchstechnisch zu 24,4 N/mm im konsolidierten Zustand bestimmt (s. Anl. 64 und Bild 17, Anh. 10). Durch die gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Werte erfolgte die Validierung des Verfahrens. In Tab. 4.22 sind die QVW (2mm) und LVW (10 mm) aller im Labor und im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten mit besohnten und konventionellen Schwellen B 70 dargestellt:

Tab. 4.22: LVW (10 mm) und QVW (2 mm) von besohnten/unbesohnten Schwellen B70 im konsolidierten/unkonsolidierten Oberbauzustand unter Verwendung von Schotter Typ A bzw. Typ B

Oberbau		Oberbauzustand				Faktor LVW (10 mm)/ QVW (2 mm)
Messort/ Schotterart/ Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert		konsolidiert bzw. quasi-konsolidiert		
		QVW [N/mm]	LVW [N/mm]	QVW [N/mm]	LVW [N/mm]	
Labor, Granit Typ A, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	6,4	10,9	9,3	15,9	1,7
	B 70 mit Sohle G04, V05	8,3	14,2	11,2	19,2	
Labor, Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	8,3	14,2	11,3	19,3	
	B 70 mit Sohle G04, V05	9,2	15,7	13,4	22,9	
	B 70 mit Sohle G04, V03	9,5	16,2	14,2	24,3	
Betriebsgleis, Untergrund mit $C \approx 0,2 \text{ N/mm}^3$	B 70 unbesohlt	8,6	14,6	12,7	21,7	
	B 70 mit Sohle G04, V05	9,5	16,2	14,4	24,5	

Für die unter Ziff. 5 durchgeführten FE-Simulationen wurde die in [78] gemessene Kennlinie des unkonsolidierten LVW der Schwelle B 75 verwendet, wobei beispielhaft für die Schwelle B 70 mit Schotter Typ B die Kraft-Werte um den Faktor $0,79 = 14,2/18,0$ (unkonsol.) reduziert bzw. um $1,07 = 19,3/18,0$ (konsol.) erhöht wurden (s. Tab. 4.21). Abb. 4.34 zeigt den gemessenen Kraft-Verformungs-Verlauf der Schwelle B 75 und die daraus abgeleitete Kennlinie des LVW der unbesohnten Schwelle B 70 für den unkonsolidierten Schotter Typ B:

4. Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

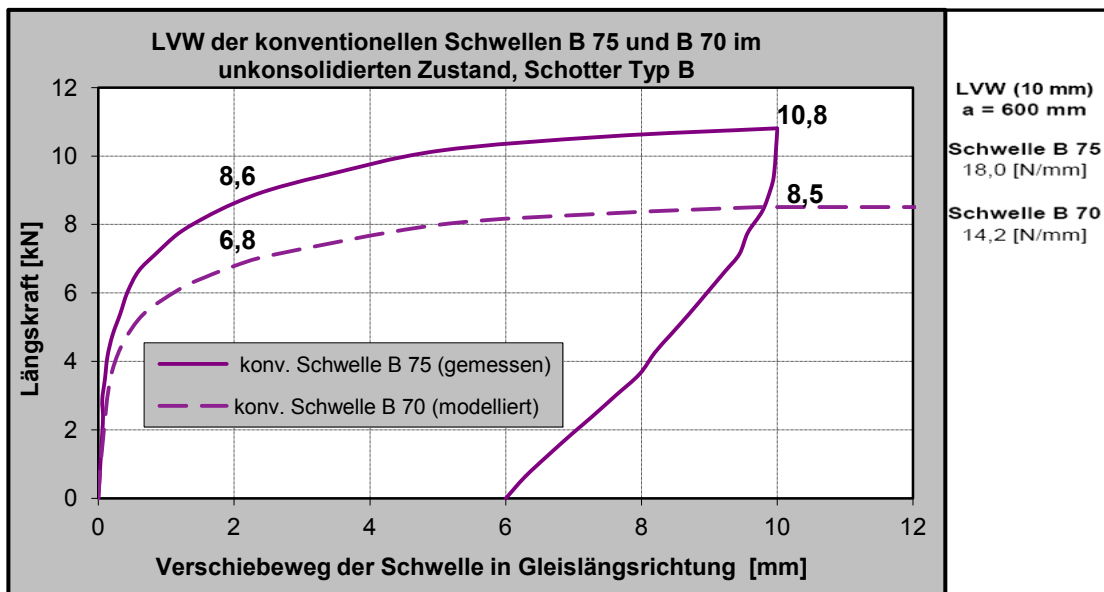


Abb. 4.34: Kennlinien des LVW der konventionellen Schwellen B 75 und B 70, Schotter Typ B, unkonsolidierter Zustand

Es wird deutlich, dass der maximale LVW erst bei höheren Wegen aktiviert wird. Der LVW bei 10 mm Verschiebung ist um 25 % größer als derjenige bei 2 mm. Aus den Anl. 64 bis 66 können die abgeleiteten Kraft-Verformungs-Verläufe der LVW aller im Labor und im Betriebsgleis untersuchten Oberbaukombinationen entnommen werden.

5. Überführung der Ergebnisse in Gleislagestabilitätsbetrachtungen

5.1 Berechnung der horizontalen Gleislagestabilität nach der Theorie von Meier

Das Stabilitätsproblem wird bei dem von Meier entwickelten Rechenverfahren mit der Energie-Methode behandelt [80]. Dabei wird angenommen, dass die Schienendruckkraft und die Länge der sinusförmigen Verwerfungsfigur konstant bleiben. Als grundlegende Parameter der horizontalen Gleislagestabilität werden neben dem Querverschiebewiderstand, die Rahmensteifigkeit des Gleisrostes und die infolge der Betriebsbelastung entstehenden Gleisrichtungsfehler definiert.

Das Ersatzträgheitsmoment I_{ers} des Gleisrostes repräsentiert die horizontale Rahmensteifigkeit und kann im Labor versuchstechnisch ermittelt werden (s. Ziff. 4.2). I_{ers} hängt vom Schienenprofil sowie vom Verdrehwiderstand der Schienenbefestigung ab. Allerdings können die tatsächlichen Kraft-Verformungs-Verhältnisse des Gleises mit dem Ersatzträgheitsmoment nicht exakt nachgebildet werden (s. Abb. 4.2, Ziff. 4.2).

Ein weiterer Nachteil des Verfahrens (Energie-Methode) von Meier liegt darin, dass der vom Verschiebeweg abhängige nichtlineare QVW als konstanter Wert in die Berechnung eingeht.

Um die durch das versuchstechnisch bedingte, zu große Ersatzträgheitsmoment [46] und den als konstant angenommenen QVW bedingte Ungenauigkeit auszugleichen, wird der tatsächliche Gleisrichtungsfehler f_0 durch einen Zuschlag von 7 mm korrigiert. Im Folgenden sind die Formeln und die Grundparameter der verbesserten Theorie von Meier für das gerade bzw. schwach gekrümmte ($R > 700$ m bis 800 m) sowie für das gekrümmte Gleis (200 m bis 250 m $< R < 700$ m bis 800 m) dargestellt:

(R > 700 m bis 800 m):

$$P_0 = \alpha \cdot \Delta T_0 \cdot E \cdot F$$
$$f^* = 8,7 \cdot w \cdot \frac{E \cdot I_{ers}}{P_0^2}$$
$$l = 0,17 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{ers} \cdot f}{w}} \cdot 10^3$$
$$\Delta T_0 = 536,4 \cdot \sqrt{\frac{I_{ers} \cdot w}{F^2 \cdot f}}$$

(200 m bis 250 m < R < 700 m bis 800 m):

$$f^* = \left(w - \frac{P_0}{R} \right) \cdot \frac{16 \cdot E \cdot I_{ers}}{P_0^2} \qquad l = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot I_{ers}}{P_0}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot I_{ers}}{\alpha \cdot \Delta T_0 \cdot F}}$$

$$\Delta T_0 = -\frac{8 \cdot I_{ers}}{\alpha \cdot F \cdot R \cdot f} + \sqrt{\left(\frac{8 \cdot I_{ers}}{\alpha \cdot F \cdot R \cdot f} \right)^2 + \frac{16 \cdot I_{ers} \cdot w}{\alpha^2 \cdot F^2 \cdot E \cdot f}}$$

ΔT_0 = kritische Temperaturerhöhung [K]

l = Länge der Knickfigur entsprechend der Verwerfungswelle [mm]

α = Temperaturdehnzahl von Stahl = $1,2 \cdot 10^{-5}$ [1/K]

E = Elastizitätsmodul des Schienenstahls = $2,1 \cdot 10^5$ [N/mm²]

F = Fläche der beiden Schienen (60 E1) = $7670 \cdot 2$ [mm²]

P_0 = kritische Gleisdruckkraft [N]

I_{ers} = Ersatzträgheitsmoment des Gleisrostes (60 E1 und B 70) = $1400 \cdot 10^4$ [mm⁴]

w = Querverschiebewiderstand [N/mm]

f = angenommener fiktiver Gleisrichtungsfehler [mm]

~ tatsächlicher Gleisrichtungsfehler $f_0 + 7$ [mm]

f^* = kritischer Gleisrichtungsfehler [mm]

Gleishalbmesser [mm]

Die verbesserte Theorie von Meier für das gerade Gleis wurde im Großversuch auf der Schnellfahrstrecke (SFS) Würzburg - Hannover, im Bahnhof Rohrbach verifiziert [54]. Der Versuch wurde im unkonsolidierten geraden Schottergleis mit Betonschwellen B70, Schiene UIC 60 (~ 60 E1) und fest verspannter W-Befestigung unter Zugrundelegung folgender Randbedingungen durchgeführt:

- eingebauter Gleisrichtungsfehler $f_0 = 23$ mm
- Querverschiebewiderstand $w = 9,2$ N/mm (im Messgleis ermittelt)
- doppelseitige sinusförmige Knickfigur mit einer Länge von $l = 16,2$ m
- Gesamtlänge des Versuchsabschnittes $L = 115,8$ m
- Verspanntemperatur der Schiene $T = 23^\circ\text{C}$ (bei der DB zwischen 20 und 26°C)

An beiden Enden des Versuchsabschnittes wurden schwere Lokomotiven abgestellt, um eine Gleisatmung in Längsrichtung zu vermeiden, da dies mit einer Reduzierung der Druckkraft in der Schiene verbunden ist. Bei der Gleisverwerfung fand trotzdem eine Atmung in Längsrichtung statt. Allerdings konnte durch die an den Isolierstößen gemessene Längsverschiebung die tatsächliche kritische Temperatur abgeleitet werden.

Die Schienen im Versuchsabschnitt wurden soweit aufgeheizt, bis die kritische Temperaturerhöhung ΔT_o (Differenz der tatsächlichen Temperatur zur Verspanntemperatur der Schiene) erreicht wurde und somit eine Gleisverwerfung erfolgte. Entsprechend der Theorie für das gerade Gleis, bildete sich auch im Versuch eine doppelseitige sinusförmige Verwerfungswelle ab (s. Abb. 5.1), die auch bei aufgetretenen Verwerfungen festgestellt wurde:

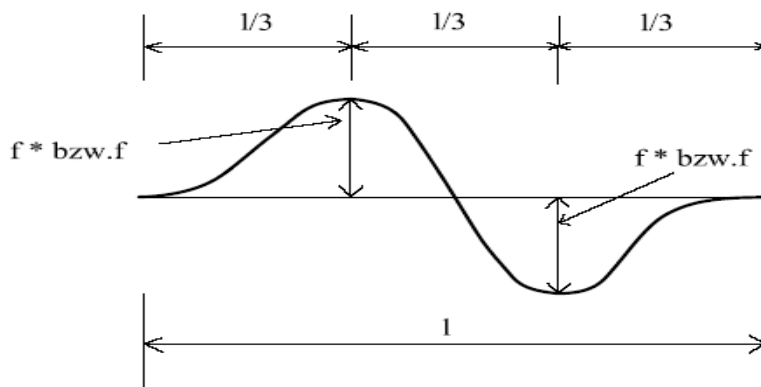


Abb. 5.1: Doppelseitige sinusförmige Verwerfungswelle eines geraden Gleises (unmaßstäblich)

Sowohl nach dem verbesserten Rechenverfahren von Meier als auch im Großversuch wurde mit $\Delta T_o = 72 \text{ K}$ die gleiche kritische Temperatur berechnet bzw. gemessen. Somit wurde die Verifizierung der Theorie durch die Praxis gegeben. Angemerkt sei, dass die Länge des Fehlerbereiches mit 16,2 m (Versuch) bzw. 14,0 m (Theorie) unterschiedlich war.

Für das gekrümmte Gleis wurde das Rechenverfahren von Meier durch den Versuch im Rangierbahnhof München Ost - Daglfing verifiziert [81]. Der Versuch erfolgte im nicht stabilisierten Schottergleis ($R = 360 \text{ m}$) mit Holzschwellen, Schiene S 54 und fest verspannter K-Befestigung mit Skl 3 unter Zugrundelegung folgender Randbedingungen:

- eingebauter Gleisrichtungsfehler $f_o = 13 \text{ mm}$
- Querverschiebewiderstand $w = 4,4 \text{ N/mm}$ (im Messgleis ermittelt)

- einseitige Knickfigur mit kleinen Gegenbögen und einer Länge von ca. $l = 16,8$ m
- Gesamtlänge des Versuchsabschnittes $L = 93,2$ m
- Verspanntemperatur der Schiene $T = 20^\circ\text{C}$ (bei der DB zwischen 20 und 26°C)

Beim durchgeführten Verwerfungsversuch knickte das Gleis zur Bogenaussenseite aus, entsprechend der Theorie für Halbmesser $200\text{ m} < R < 700\text{ m}$ bis 800 m (s. Abb. 5.2):

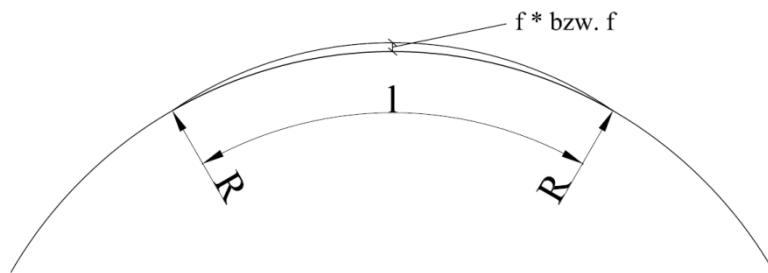


Abb. 5.2: Einseitige Verwerfungswelle eines gekrümmten Gleises (unmaßstäblich)

Beim Ansatz eines Ersatzträgheitsmomenten von $I_{\text{ers}} = 2600\text{ cm}^4$ (voll verspannte K-Befestigung [81]) und eines fiktiven Gleisrichtungsfehlers von $f = f_0 + 7 = 20\text{ mm}$ wurde mit dem verbesserten Rechenverfahren von Meier eine kritische Temperatur von $40,3\text{ K}$ berechnet. Im Großversuch erfolgte die Gleisverwerfung bei einer Temperaturerhöhung von 46 K . Allerdings war auch die Länge des Fehlerbereichs mit $17,5\text{ m}$ (Theorie) bzw. $16,8\text{ m}$ (Versuch) geringfügig unterschiedlich.

5.2 FE-Modell zur Simulation der Gleisverwerfung

Eines der Ziele der Untersuchungen ist die Erarbeitung eines FE-Modells zur Abbildung des Gleisrostes im Schotterbett im Hinblick auf die horizontale Gleislagestabilität. Dabei sollte der Einfluss verschiedener Oberbauparameter wie Schwellenart, Schienenbefestigung, Schotterqualität, Schienenprofil, Imperfektionen und Konsolidierungszustand des Gleises untersucht und im Modell generiert werden. Mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente soll die Auswirkung eines geänderten Kraft-Verformungs-Verlaufes des QVW von besohlenen Schwellen sowie des VDW der Schienenbefestigung und die daraus resultierende Änderung der Ersatzsteifigkeit des Gleisrostes untersucht werden. Weiter soll auch der LVW der Schwellen im Schotterbett berücksichtigt werden. Die Ergebnisse sind in eine Gleislagestabilitätsberechnung einzubinden und dem klassischen Verfahren von Meier gegenüberzustellen.

5.2.1 Grundlegende Parameter des FE-Modells

Im Hinblick auf die horizontale Gleislagestabilität wurden im FE-Modell folgende grundlegende Parameter festgelegt:

- QVW (aufgrund der im Labor und Betriebsgleis durchgeführten Versuche)
- LVW (vorhandene bzw. errechnete Daten)
- VDW der Schienenbefestigung (vorhandene Daten)
- horizontales Flächenträgheitsmoment des Schienenprofils
- Gleisrichtungsfehler (Sensitivitätsanalyse)

Analog zu dem von Chatkeo entwickelten Verfahren [40], wurde der bei 2 mm ermittelte QVW nicht mehr als konstanter Wert eingesetzt, sondern es wurde die tatsächliche Arbeitslinie durch einen Polygonzug nachgebildet. Somit wurde der QVW auch bei größeren Verschiebungen und die ausgeprägte Abhängigkeit vom Weg modelliert. Im FE-Modell wurden die aus den Einzelmessungen gemittelten nichtlinearen Kraft-Verformungs-Verläufe des QVW der 12 verschiedenen Oberbauformen eingesetzt (s. Abb. 4.13, 4.14). Die Untersuchungen zeigten, dass der QVW ab Verschiebungen von ca. 8 mm nicht weiter bzw. kaum zunimmt, deswegen wurde auf der sicheren Seite liegend der Verlauf ab 8 mm als konstant angenommen. In Abhängigkeit der gewählten Oberbauparameter wurden im Labor unterschiedliche Arbeitslinien des QVW gemessen. Somit konnte der Einfluss der Schwellen- und Schotterart, der Schwellenbesohlung sowie des Verdichtungszustandes berücksichtigt werden.

Im Gegensatz zur Energiemethode von Meier wurde auch die unter Ziff. 4.5 abgeleiteten Kennlinien des LVW zwischen Schwellen und Schotter in den FE-Modell eingesetzt. Abb. 5.3 zeigt die gemessene Kennlinie der Schwelle B 75 sowie die daraus modellierte Arbeitslinie des LVW der konventionellen Schwelle B 70, Schotter Typ B, unkonsolidierter Zustand:

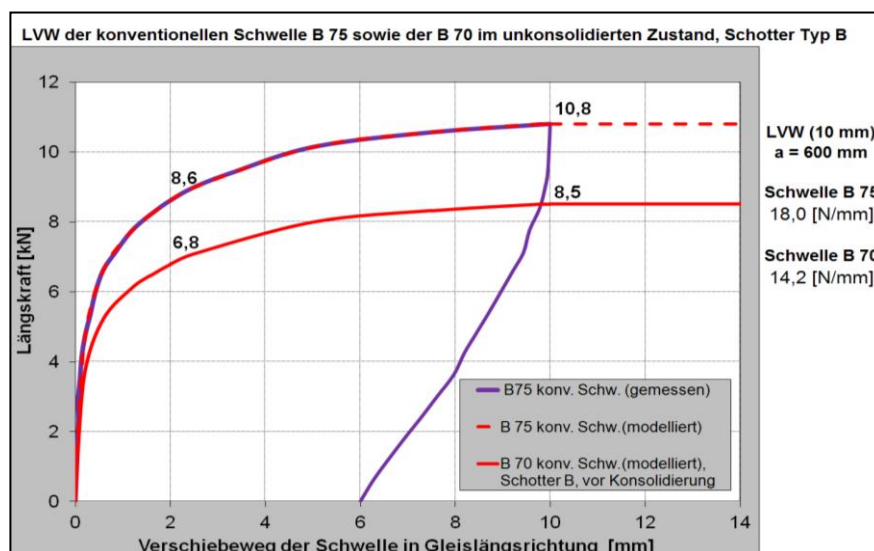


Abb. 5.3: Arbeitslinie LVW (konventionelle Schwelle B 70, Schotter Typ B, unkonsolidierter Zustand)

Gleich wie nach dem Verfahren von Chatkeo wurde im FE-Modell das nach der Energiemethode von Meier verwendete Ersatzträgheitsmoment durch das horizontale Flächenträgheitsmoment beider Schienen ($60 \text{ E1: } 2 \cdot 513 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$) sowie durch den VDW zwischen Schwelle und Schiene ersetzt. Für den VDW wurde der in [53] versuchstechnisch ermittelte nichtlineare Moment-Verdrehungs-Verlauf der voll verspannten W-Befestigung mit harter Zwischenlage Zw 687 auf Betonschwelle B 70 eingesetzt. Aus Abb. 5.4 sind die tatsächliche und die im Modell eingebaute Kennlinie zu entnehmen. Angemerkt sei, dass ab einem Verdrehwinkel von $1,8^\circ$ das Verdrehmoment auf der sicheren Seite liegend als konstant angenommen wurde.

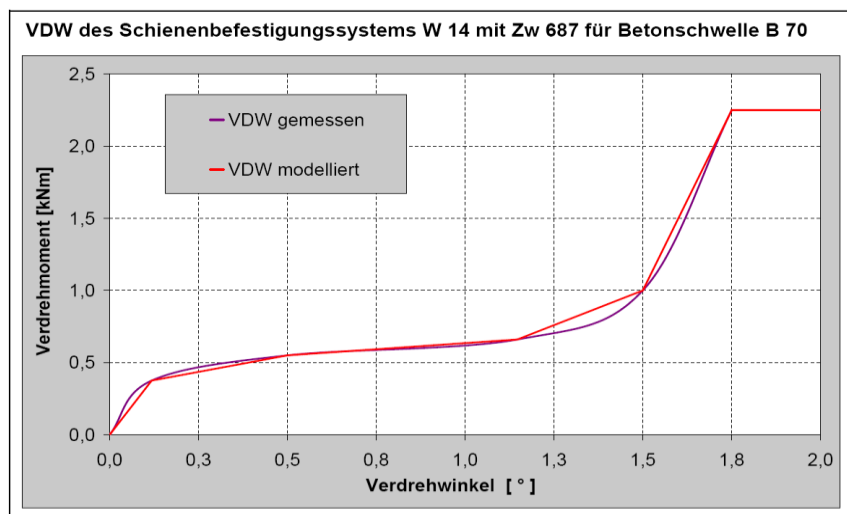


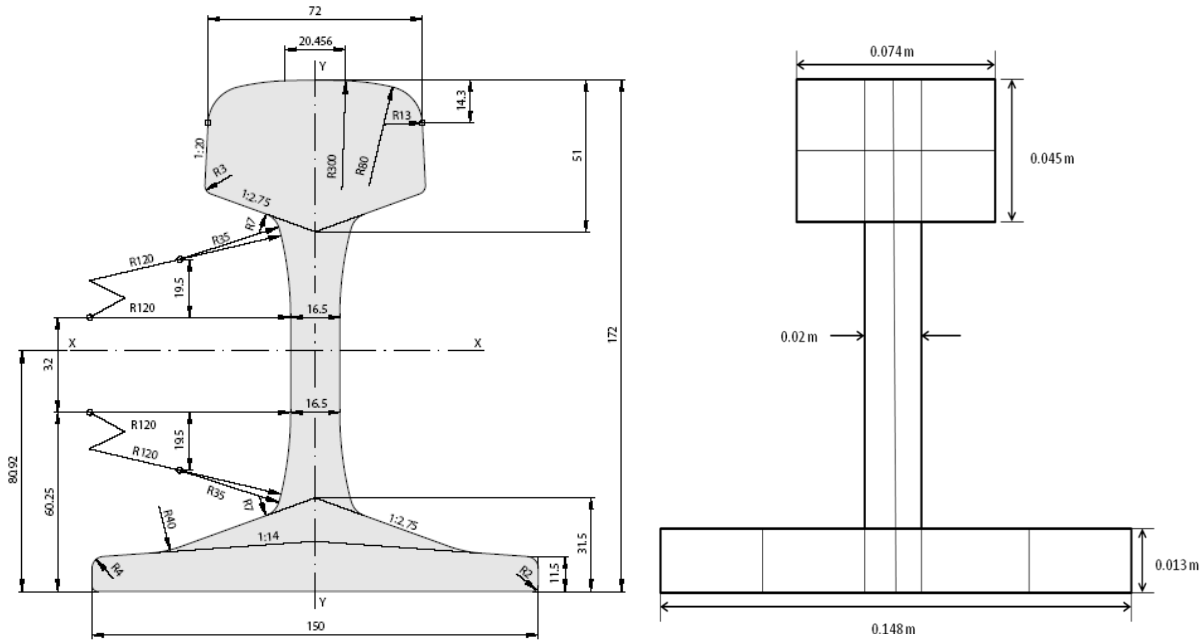
Abb. 5.4: Arbeitslinie VDW (Schwelle B 70, W-Befestigung mit Zw 687)

Um die durch die Betriebsbelastung entstehenden Imperfektionen des Gleises darzustellen, wurde als letzter Stabilitätsparameter ein Gleisrichtungsfehler eingesetzt. Die Gleislagefehler werden in der Praxis mit Hilfe von Langsehnen mit einer Länge 16 m bis 20 m gemessen. Da im nachfolgenden Kap. 5.2.2 zunächst das gerade Gleis betrachtet wird, wurde der Gleisrichtungsfehler gemäß Theorie und Großversuch von Rohrbach als maximaler Wert in den Drittelpunkten auf beiden Seiten einer sinusförmigen Linie modelliert (s. Abb. 5.1). Für die Untersuchungen im Bogenbereich wurde der Gleislagefehler entsprechend Theorie und Versuch von Daglfing nur auf der Bogenaußenseite eingesetzt (s. Abb. 5.2).

5.2.2 Modellierung

Die Modellierung des Gleisrostes als Fachwerkträger erfolgte mit dem FE-Programm SOFISTIK. Diese Software zeigt beispielsweise die Systemtragwirkung nach Einleitung einer temperaturbedingten Kraft und ermöglicht die Nachbildung von Schwellen- und Schienenprofilen als Balkenelemente sowie die Eingabe von deren Materialeigenschaften.

Im Folgenden sind die im FE-Modell generierten Abmessungen, Fläche, vertikaler und horizontaler Flächenträgheitsmoment, Elastizitätsmodul des Stahls am Beispiel der Schiene 60 E1 dargestellt:



Parameter	reales Profil 60 E1	FE-Profil 60 E1	Differenz [%]
Fläche A [mm ²]	7670	7626	0,5
vert. Trägheitsmoment I _x [mm ⁴]	3038*10 ⁴	3038*10 ⁴	0,0
hor. Trägheitsmoment I _y [mm ⁴]	513*10 ⁴	537*10 ⁴	4,5
E-Modul Stahl [N/mm ²]	2,1*10 ⁵	2,1*10 ⁵	0,0

Abb. 5.5: Reales und modelliertes Schienenprofil 60 E1

Es ist ersichtlich, dass die maximale Abweichung zwischen modelliertem und tatsächlichem Schienenprofil 60 E1 unter 5 % liegt. Modellierte Querschnitte der Schienen S 54 und 49 E1 sind Anl. 67 zu entnehmen.

Im nächsten Schritt wurde die räumliche Ordnung der fertigen Querschnitte ausgeführt. So wurde der Abstand zwischen den Mittelachsen zweier modellierter Schienenprofile zu 1,51 m festgelegt, entsprechend einer Spurweite von 1,435 m. Anschließend erfolgte die Modellierung der Betonschwelle B 70. Zunächst wurden die Materialeigenschaften definiert, d.h. es wurde der E-Modul von Beton mit $E = 3 \cdot 10^4$ verwendet. Obwohl der Querschnitt der Schwelle in Längsrichtung nicht konstant bleibt, wurde diese Unstetigkeit vernachlässigt, da für die horizontale Gleislagestabilität das Flächenträgheitsmoment der Schwelle von untergeordneter Bedeutung ist. So wurde ein einheitliches trapezförmiges Querschnittselement mit einer Breite von 0,15 m (oben) bzw. 0,3 m (unten) und einer Höhe von 0,2 m erstellt. Zwei QS-Elemente wurden in Querrichtung, entlang der y-Achse in einem

Abstand von 2,6 m positioniert und miteinander verbunden, wodurch die Modellierung der Schwelle B 70 abgeschlossen wurde. Der Abstand zwischen den Schwellen entlang der x-Achse betrug 0,6 m. Um die Schiene im Modell zu generieren, wurde dieselbe Methodik angewandt. Einzelne QS-Elemente des Schienenprofils 60 E1 wurden entlang der x-Achse positioniert und in Längsrichtung durch Balkenelemente fest miteinander verbunden. Abb. 5.6 zeigt beispielhaft ein FE-Modell des Gleisrostes, bestehend aus 3 Schwellen B 70 und 2 Schienen 60 E1. Abbildungen von den oben beschriebenen Modellierungsschritten sowie Beispiele modellierter Schwellenprofile sind Anl. 68 zu entnehmen.

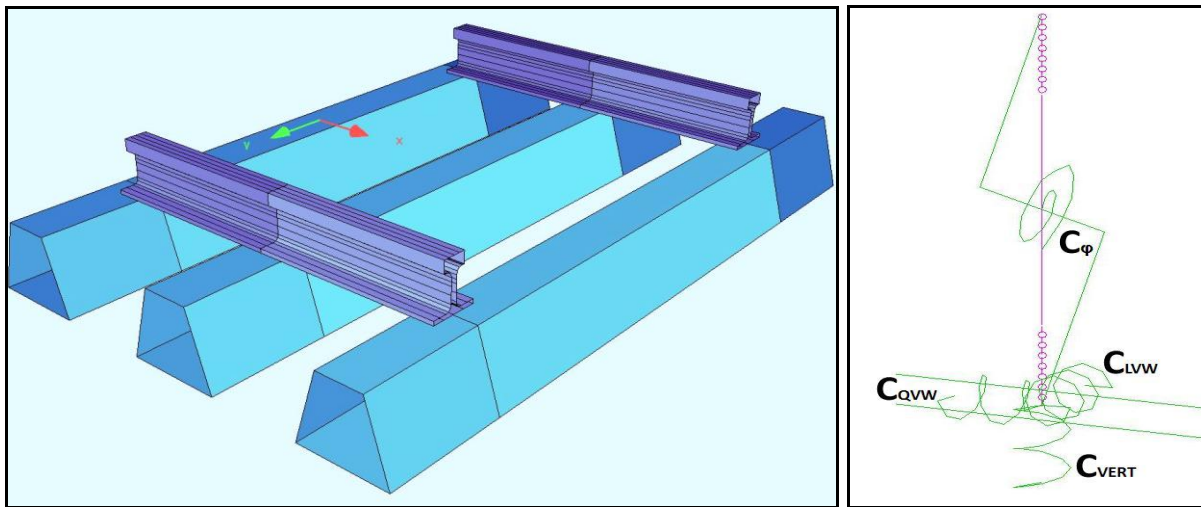


Abb. 5.6: FE-Modell des Gleisrostes (links); Dreh- und Senkfedern in den Schnittstellen zwischen Schwelle und Schiene (rechts)

Für Verbindungen im Modell, die nicht durch starre Kopplungen abgebildet werden können, d. h. die Schnittstellen zwischen Schwellen und Schienen sowie die Lagerung der Schwellen, wurden nichtlineare Arbeitslinien von Dreh- bzw. Senkfedern generiert. Das vereinfachte Modell des Gleisrostes mit dazugehörigen Federn ist aus Abb. 5.7 ersichtlich:

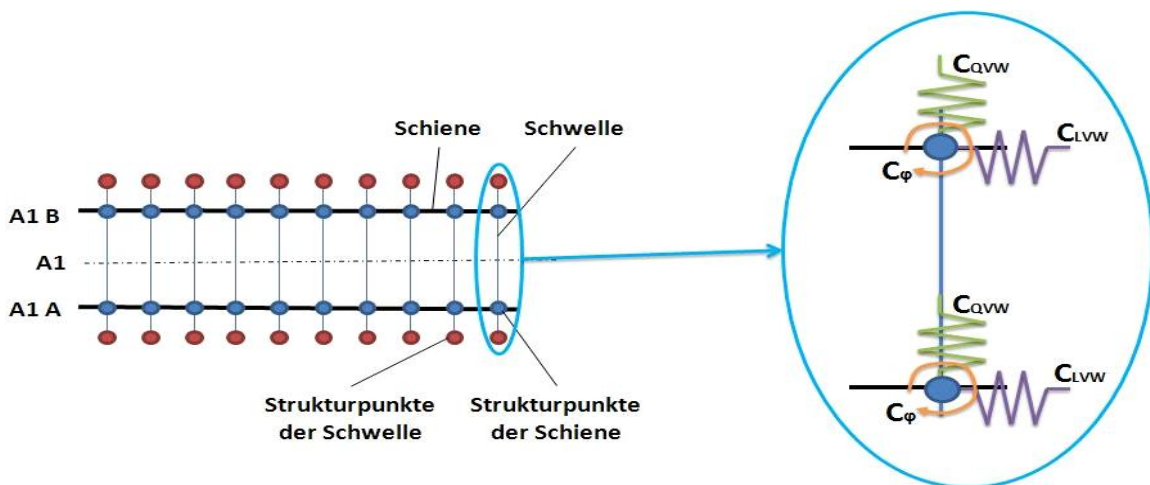


Abb. 5.7: Vereinfachtes Struktur- und Federmodell des Gleisrostes

Die Lagerung der Schwelle im Schotterbett bzw. der Widerstand gegen Quer- und Längsverschiebung wurde durch jeweils vier Senkfedern (zwei in Quer- und zwei in Axialrichtung) simuliert. Dazu wurden die unter Ziff. 5.2.1 beschriebenen nichtlinearen Kraft-Verformungs-Linien, gemessen pro Schwelle, eingesetzt. Da im Modell je Schwelle zwei Federn pro Richtung benötigt wurden, wurde die Kraft in der Kennlinie jeder Einzelfeder im Vergleich zu derjenigen der Einzelschwelle um 50 % reduziert. Entlang der z-Achse wurden auch zwei Senkfedern pro Schwelle definiert. Diese werden zur Stützung der Systems in vertikaler Richtung generiert und sind für die horizontale Gleislagestabilität nicht relevant. Weiter wurde an jedem Knotenpunkt der Teilsysteme „Schiene“ und „Schwelle“ eine Drehfeder zur Simulation des VDW der Schienenbefestigung eingebaut. Dabei wurde der pro Stützpunkt versuchstechnisch ermittelte nichtlineare Moment-Verdrehungs-Verlauf der W-Befestigung (s. Abb. 5.4, Ziff. 5.2.1) für jede Moment-Einzelfeder, ohne zusätzliche Kraftreduzierung, eingesetzt. Die Verschiebung zwischen Schiene und Schwelle in horizontaler bzw. vertikaler Richtung wurde durch starre Kopplungen unterbunden.

Zur Überprüfung der Modellbildung im geraden Gleis wurden die Parameter vom Großversuch Rohrbach im FE-Modell generiert, um die vom Versuch und Simulation gewonnenen kritischen Temperaturerhöhungen miteinander zu vergleichen. Dabei wurde die von den Laborversuchen gemittelte Kraft-Verformungs-Linie der konventionellen Schwellen mit Schotter Typ A im konsolidierten Zustand gewählt, da der QVW (2 mm) dieser Oberbauvariante mit 9,3 N/mm am nächsten zu dem im Betriebsgleis ermittelten QVW (2 mm) von 9,2 N/mm lag. Die Arbeitslinien der QVW bzw. LVW von Rohrbach wurden eingepasst, indem die im Labor ermittelte Kraftkomponente mit dem Faktor $9,2 / 9,3 = 0,99$ multipliziert wurde (s. Kraft-Verformungs-Linie der verwendeten Quer- bzw. Längsfeder in Anl. 69). Die parametrisierte Modellierung des Gleises erfolgte mit dem Modul „SOFISTIK-CADINP“, womit ein Modellaufbau bezogen auf einer vorgegebenen Achse möglich ist [82].

Da die Länge des Versuchsabschnittes 115,8 m war, wurden zunächst bei einem Schwellenabstand von 0,6 m insgesamt 193 Schwellen B 70 im Modell generiert. Dabei wurden beide Enden der geraden Modellstrecke als feste Einspannungen definiert. Somit wurde die im gesamten Gleis infolge der Temperaturerhöhung vorhandene Druckkraft in den Schienen, ohne Entspannungsmöglichkeit durch Ausziehstöße oder Stoßlücken, berücksichtigt. In der Mitte des Modells wurde eine sinusförmige Imperfektion mit einer Länge von 16,2 m eingebaut. Die sich im Fehlerbereich befindlichen 27 Schwellen wurden in Querrichtung, entlang der y-Achse so positioniert, dass in den Drittelpunkten der sinusförmigen Knickfigur ein doppelseitiger Gleisrichtungsfehler von 23 mm entstand (s.

Abb. 5.8 und Anl. 69). Angemerkt sei, dass ohne einen Gleislagefehler (ideales Gleis) sowohl nach der Theorie, als auch im FE-Modell infolge der Temperaturerhöhung sich zwar eine Druckkraft in die Schienen aufbauen würde, jedoch unabhängig von derer Größe es zu keiner Gleisverwerfung kommen würde.

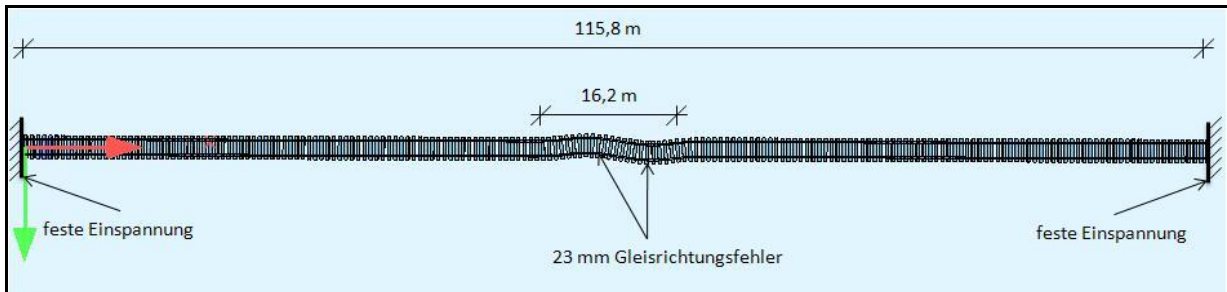


Abb. 5.8: Modellierung des Großversuchs Rohrbach (25-fache Überhöhung). In der Mitte des Abschnitts ist ein Bereich von 16,2 m mit doppelseitigem Gleisrichtungsfehler von 23 mm ersichtlich

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen zeigen, dass durch die in den Schienen eingeleitete Temperaturerhöhung zunächst eine Zunahme der lateralen Gleisverschiebungen nach außen bis zu 10,4 mm stattfand (Atmung). Als die kritische Temperaturerhöhung bei $\Delta T_0 = 71,8$ K erreicht wurde, erfolgte der Übergang vom stabilen in labilen Systemzustand, d.h. das Gleis knickte aus (s. Bild 18, Anh. 11). Auf beiden Seiten der entstandenen sinusförmigen Verwerfungsfigur wurden maximale Amplituden von 240,5 mm bzw. 295,7 mm im FE-Modell registriert (Versuch Rohrbach: 260 mm bzw. 290 mm bleibende Verformung). In Abb. 5.9 sind die Temperatur-Verformungs-Linie sowie die simulierte Knickfigur dargestellt:

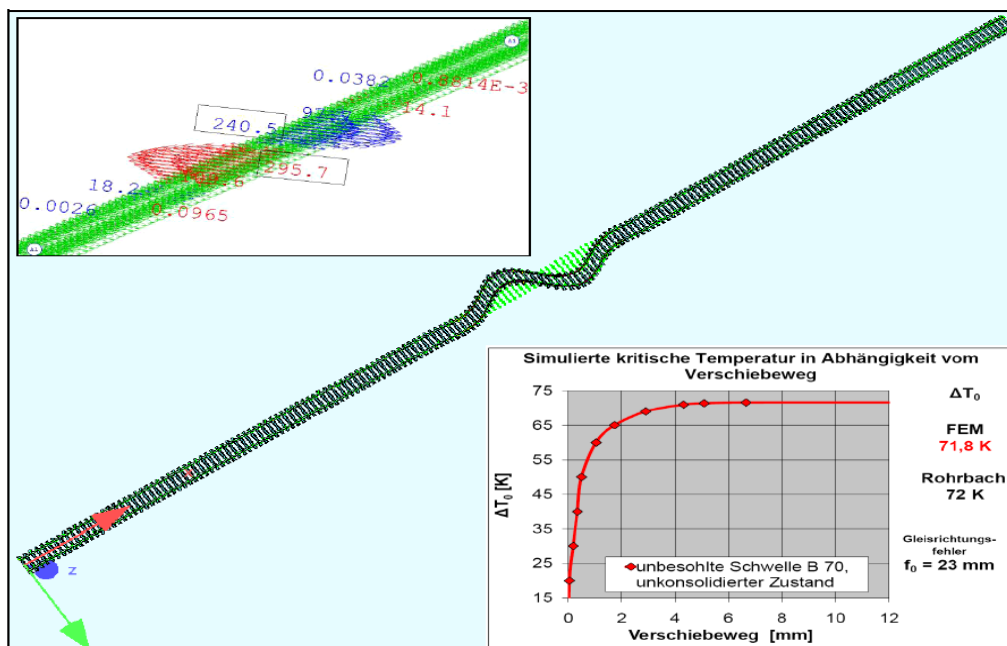


Abb. 5.9: Temperatur-Verformungs-Linie und mit FEM simulierte Verwerfungsfigur mit max. Amplituden des Großversuchs von Rohrbach (10-fache Überhöhung)

Die Länge der sinusförmigen Verwerfung betrug 25 m (Rohrbach 37 m). Es bildeten sich auch kleine Gegenbögen mit einer Amplitude von 14,1 mm bzw. 18,2 mm (Rohrbach 15 bzw. 30 mm).

Im Vergleich zur versuchstechnisch ermittelten kritischen Temperaturerhöhung von $\Delta T_o = 72$ K wurde im FE-Modell mit $\Delta T_o = 71,8$ K eine Differenz von nur - 0,3 % festgestellt. Aufgrund dieser guten Übereinstimmung der Werte im geraden Betriebsgleis nach der Simulation mit Finiten Elementen ist dieses Modell validiert und kann für weitere Analysen und Sensitivitätsbetrachtungen herangezogen werden. Angemerkt sei, dass bei einem QVW von 9,2 N/mm nach der verbesserten Theorie von Meier die Fehlerbereichlänge 14,0 m und nicht 16,2 m betragen soll. Unter Beibehaltung der übrigen Versuchsparameter wurde die Simulation für eine Länge der Knickfigur von 14,0 m erneut durchgeführt. Als Ergebnis wurde eine kritische Temperaturerhöhung von $\Delta T_o = 62$ K ermittelt, entsprechend einer Abweichung von - 14 % zur theoretischen Berechnung.

Die Kalibrierung des FE-Modells für den Bogenbereich erfolgte auf Basis der gewählten Gleisparameter im Großversuch von Daglfing. Dazu wurden die in [81] bzw. in [83] gemessenen Kraft-Verformungs-Verläufe des QVW (Holzschwellenoberbau) bzw. des VDW (K-Befestigung mit Skl 3) in der Modellbildung übernommen. Die Arbeitslinie des LVW wurde mit Hilfe des unter Ziff. 4.5 entwickelten Rechenverfahrens aus der Kennlinie des QVW abgeleitet (s. Anl. 70). In einem Bogenhalbmesser von $R = 360$ m wurden im Modell 155 Holzschwellen generiert, entsprechend der Länge des Versuchsabschnittes von Daglfing von 93,2 m. In Bogenmitte wurde der Fehlerbereich mit einer Länge von 16,8 m und einem Gleisrichtungsfehler von 13 mm zur Bogenaußenseite eingebaut (s. Abb. 5.10). Für beide Schienen wurde das modellierte Profil S 54 eingesetzt.

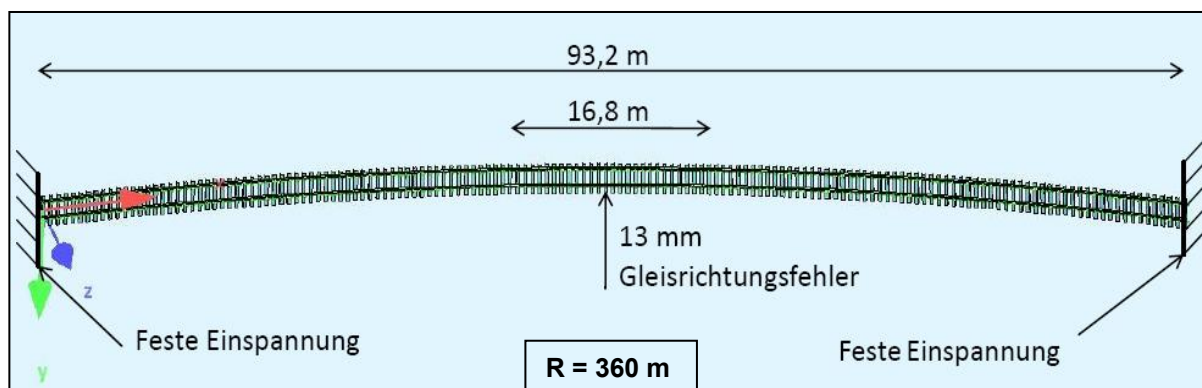


Abb. 5.10: Modellierung des Großversuchs Daglfing (25-fache Überhöhung). In der Mitte des Abschnitts ist ein Bereich von 16,8 m Länge mit einseitigem Gleisrichtungsfehler von 13 mm generiert

Infolge der Temperaturerhöhung fand bei der FE-Methode zunächst eine Atmung des Gleisrostes zur Bogenaussenseite statt, bis anschließend die kritische Temperatur von $\Delta T_0 = 44 \text{ K}$ erreicht wurde und somit die Gleisverwerfung erfolgte. Dabei wurde mit der FEM eine maximale Amplitude von 296,1 mm berechnet. Im Vergleich dazu wurde im Versuch von Daglfing eine bleibende Verformung von 312 mm gemessen. In Abb. 5.11 ist die simulierte Verwerfungsfigur mit entsprechender Temperatur-Verformungs-Linie deutlich zu erkennen:

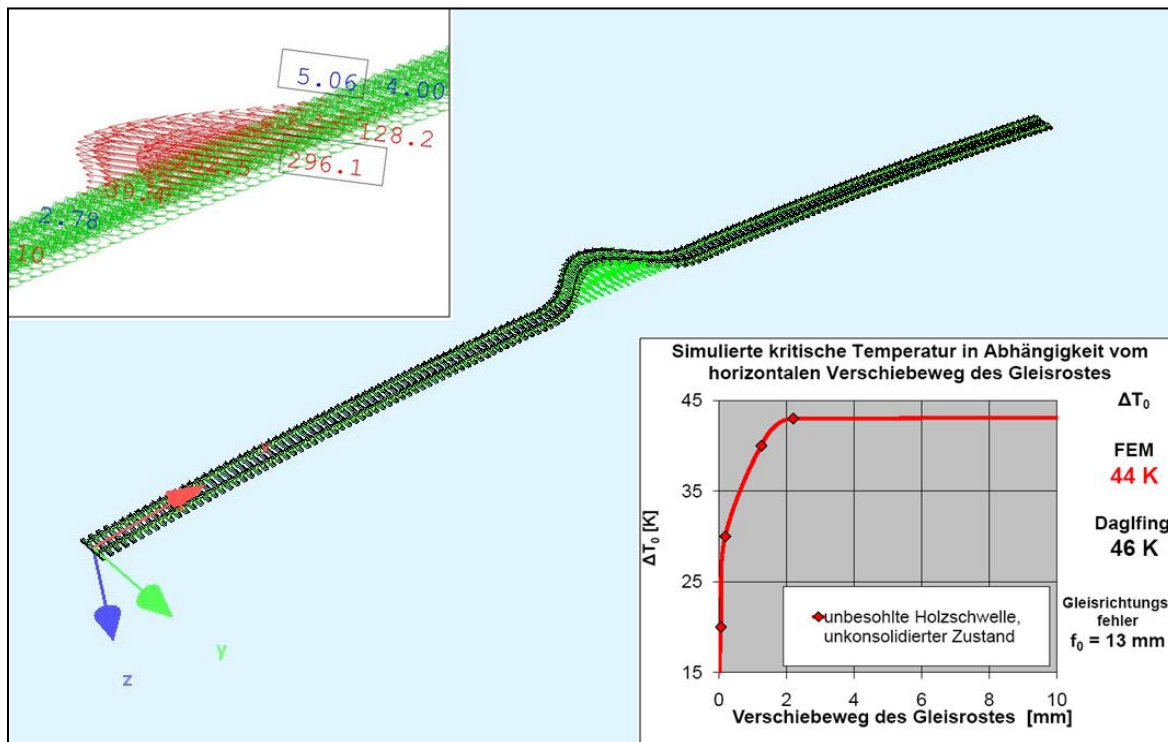


Abb. 5.11: Temperatur-Verformungs-Linie und mit FEM simulierte Verwerfungsfigur mit max. Amplituden des Großversuchs von Daglfing (10-fache Überhöhung)

Im Vergleich zur versuchstechnisch ermittelten kritischen Temperaturerhöhung von $\Delta T_0 = 46 \text{ K}$ wurde im FE-Modell mit $\Delta T_0 = 44 \text{ K}$ eine Differenz von - 4 % festgestellt. Aufgrund dieser guten Übereinstimmung der Werte im Bogengleis nach der Simulation mit Finiten Elementen ist dieses Modell validiert.

5.2.3 Vergleich der durch die Theorie von Meier und die FE-Methode ermittelten kritischen Temperaturerhöhungen der betrachteten Schotteroberbauvarianten

5.2.3.1 Das ruhende gerade Gleis

Nachdem das FE-Modell durch den Großversuch von Rohrbach verifiziert wurde, erfolgte die Generierung der Gleisstabilitätsparameter der unterschiedlichen Oberbauvarianten. Anschließend wurde zunächst die kritische Temperaturerhöhung für das ruhende gerade

Gleis (ohne Betriebsbelastung) ermittelt und derjenigen der verbesserten Theorie von Meier gegenübergestellt. Die Ergebnisse sind in Tab. 5.1 sowie in Anl. 71 zusammengefasst:

Tab. 5.1: Ermittelte ΔT_0 (FEM und Theorie) der im Labor untersuchten Oberbauvarianten für $f_0 = 23$ mm

Oberbau <u>ruhendes gerades Gleis</u> mit $f_0 = 23$ mm		Oberbauzustand						
Messort/ Schotterart/ Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert			konsolidiert			Zunahme ΔT_0 FEM inf. Konsoli- dierung
		FEM ΔT_0 [K]	Theorie ΔT_0 [K]	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]	FEM ΔT_0 [K]	Theorie ΔT_0 [K]	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]	
Labor, Granit Typ A, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	57	60,4	-6%	61	72,8	-16%	7%
	B 70 mit Sohle G04, V05	59	68,8	-14%	62	79,9	-22%	5%
Labor, Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	58	68,8	-16%	65	80,3	-19%	12%
	B 70 mit Sohle Paul Müller	63	74,0	-15%	66	84,1	-22%	5%
	B 70 mit Sohle G04, V05	62	72,5	-14%	68	87,4	-22%	10%
	B 70 mit Sohle G04, V03	65	73,6	-12%	74	90,0	-18%	14%

Es ist deutlich erkennbar, dass für das ruhende gerade Gleis mit einem Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23$ mm bei allen im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen die mit der FE-Methode simulierte Gleisverwerfung bei kleineren Temperaturerhöhungen im Vergleich zur Theorie stattfindet, wobei die Differenz im konsolidierten Zustand größer ist als vor der Konsolidierung. Mögliche Gründe für die Abweichung sind:

- Einsatz eines zu hohen Ersatzträgheitsmomentes bei der theoretischen Berechnung [46]
- Einfluss des LVW; Bei einem geringen LVW (beispielsweise im unkonsolidierten Zustand) wird die Gleisverwerfung begünstigt, da sich die Schwellen in Längsrichtung zur Abschnittsmitte, wo sich die Verwerfungswelle befindet, leichter bewegen können
- Einfluss des Gleislagefehlers; In der verbesserten Theorie von Meier wird der tatsächliche doppelseitige Gleisrichtungsfehler $2 \cdot f_0$ durch einen angenommenen Fehler $f = f_0 + 7$ mm ersetzt. Diese fiktive Größe stellt eine gewisse Unsicherheit im Rechenverfahren dar.

Im Vergleich zum unkonsolidierten Zustand wurde nach der Konsolidierung eine Zunahme der mit der FE-Methode berechneten kritischen Temperaturerhöhungen von 5 % bis 14 % ermittelt, obwohl gleichzeitig bei dem QVW (2 mm) ein viel größerer Anstieg mit 29 % bis 49 % stattfand (s. Tab. 4.2, Ziff. 4.4.1). Dies deutet darauf hin, dass einerseits zwischen QVW und der kritischen Temperaturerhöhung kein quantitativer Vergleich möglich ist und andererseits, dass für die Gleislagestabilitätsbetrachtungen nicht nur die Größe des QVW bei 2 mm Verschiebeweg, sondern vielmehr die gesamte Kraft-Verformungs-Linie von entscheidender Bedeutung ist. In Abb. 5.12 bzw. 5.13 sind die Temperatur-Verformungs-Verläufe der einzelnen Oberbauvarianten für Schotter Typ A bzw. Typ B dargestellt:

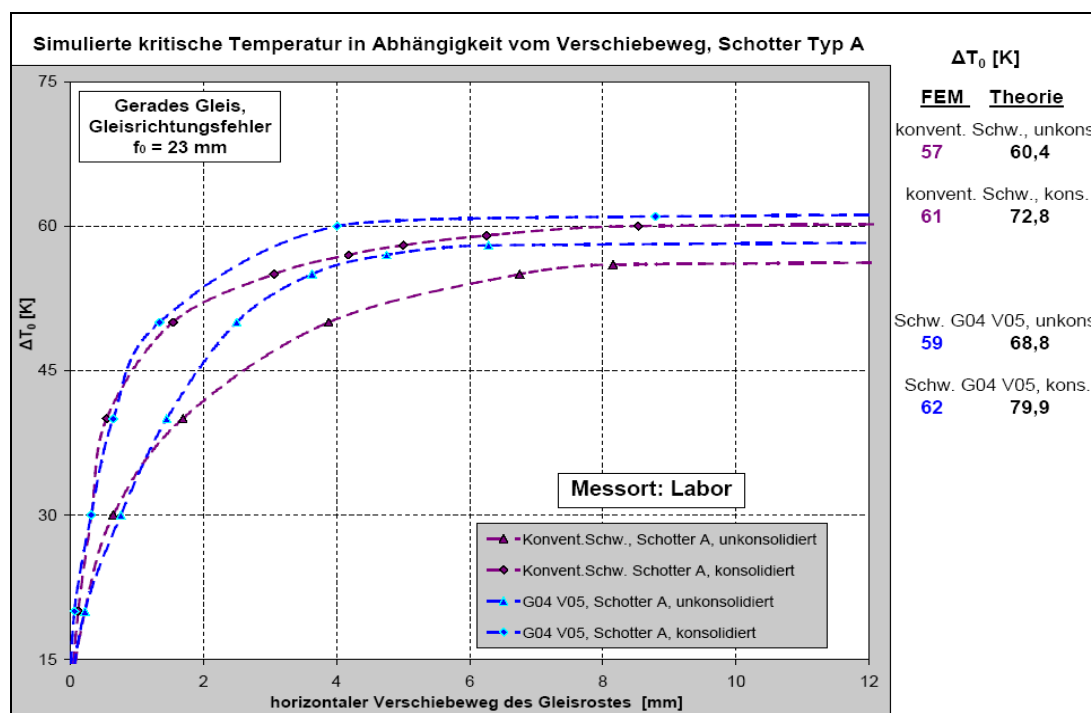


Abb. 5.12: Temperatur-Verformungs-Verlauf des Gleisrostes mit besohlenen/unbesohlenen Schwellen B70 im unkonsolidierten/konsolidierten Oberbauzustand unter Verwendung von Schotter Typ A

Aus den grafischen Verläufen ist ersichtlich, dass bis zu einem Verschiebeweg von 6 mm bis 9 mm zunächst eine Atmung des Gleisrostes in Querrichtung erfolgt, was sich gut mit den Ergebnissen vom Großversuch Rohrbach deckt (i. M. 7,3 mm). Die weitere Temperaturerhöhung führt zum Übergang vom stabilen in den labilen Systemzustand, ausgedrückt durch plötzliche, starke Zunahme der horizontalen Gleisverschiebung (Stabilitätsversagen).

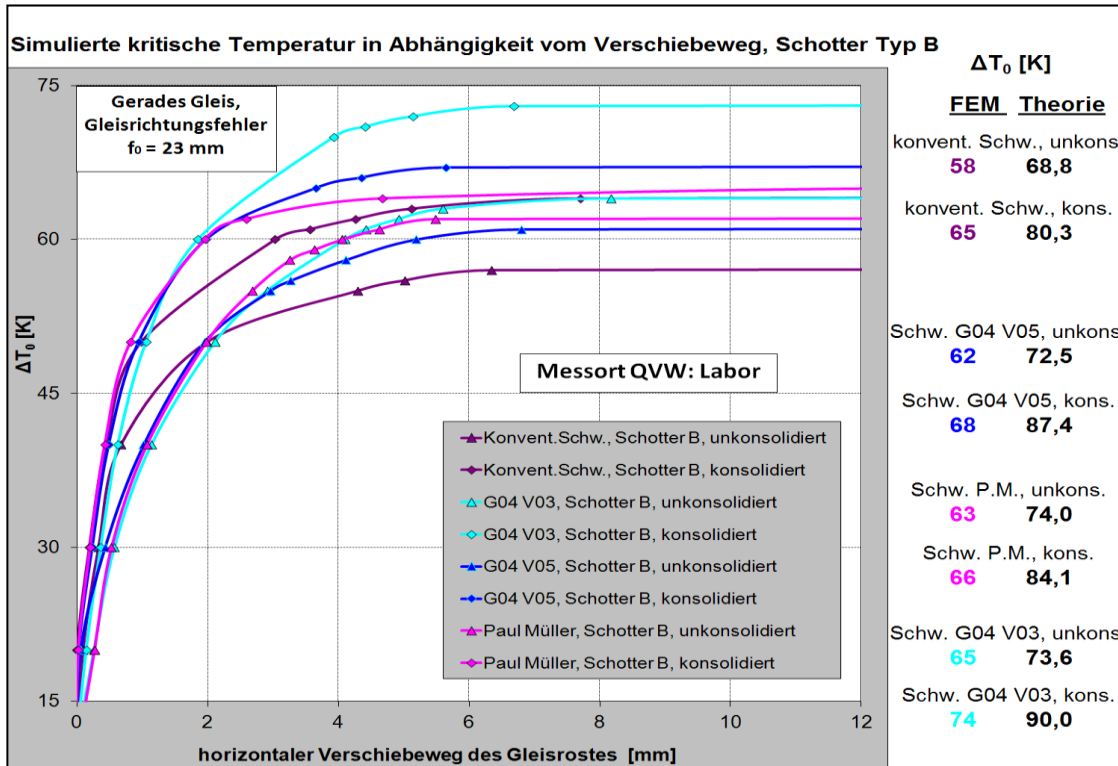


Abb. 5.13: Temperatur-Verformungs-Verlauf des Gleisrostes mit besohnten/unbesohnten Schwellen B70 im unkonsolidierten/konsolidierten Oberbauzustand unter Verwendung von Schotter Typ B

Weiter ist ersichtlich, dass die Größe des QVW und insbesondere dessen Kraft-Verformungs-Verlauf die horizontale Gleisstabilität entscheidend beeinflussen. In den untersuchten Oberbaukonfigurationen mit geringerem QVW (unkonsolidierter Zustand, Schotter Typ A, unbesohlte Schwellen) wurden entsprechend kleinere kritische Temperaturerhöhungen mit der FE-Methode berechnet. Die größte Sicherheit gegen Gleisverwerfung wurde mit den besohnten Schwellen G04 V03 und die geringste mit den konventionellen Schwellen erreicht. Im stabilisierten Systemzustand sowie mit Schotter Typ B erfolgte das Stabilitätsversagen bei höheren Temperaturen als im unkonsolidierten Zustand bzw. mit Schotter Typ A.

In Anl. 72 sind die Temperatur-Verformungs-Verläufe aller im Labor untersuchten Oberbauvarianten, aufgeteilt nach unkonsolidiertem bzw. konsolidiertem Systemzustand, abgebildet.

Unter dem Ansatz der in Deutschland gemessenen höchsten witterungsabhängigen Schienentemperatur von 65 °C [84] sowie der unteren Verspanntemperatur von 20 °C ergibt sich eine Temperaturdifferenz von $\Delta T_{0,w} = 45 \text{ K}$. Auf Schnellfahrstrecken ($V \leq 230 \text{ km/h}$) soll der Einfluss der Dynamik sowie der auftretenden Abhebewelle unter den fahrenden Zügen

durch eine weitere Temperatursicherheit von $\Delta T_{o,dyn} = 50$ K berücksichtigt werden [46]. Somit liegt die erforderliche Gesamtsicherheit gegen Gleisverwerfung bei $\Delta T_{o,ges} = 45 + 50 = 95$ K. Beim Hochgeschwindigkeitsverkehr (HGV) für $V > 230$ km/h wird die Gesamtsicherheit um weitere 10 K erhöht. Weiter sei angemerkt, dass im Bereich von langen Brücken ohne Ausziehstößen eine zusätzliche Temperatur-Reserve von 30 K, entsprechend einer zulässigen Druckspannung in der Schiene von $\sigma_{zul} = 72$ N/mm², einzusetzen ist [85]. Demnach erfüllt keine der unter Laborbedingungen untersuchten Oberbauvarianten das Sicherheitskriterium von $\Delta T_{o,ges} = 95$ K für das gerade Gleis mit einem großen tatsächlichen Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23$ mm. Allerdings sind auf Schnellfahrstrecken nur kleinere Gleislagefehler zulässig [86] und im Labor wird wegen der herrschenden ungünstigen Randbedingungen ein kleinerer QVW als auf der freien Strecke gemessen. Bei Verwendung der im Betriebsgleis gewonnenen Kraft-Verformungs-Verläufe des QVW sollte bei Imperfektionen von $f_0 < 10$ mm eine ausreichend hohe Sicherheit gegen horizontales Ausknicken des Gleises gewährleistet sein. Um dies zu beweisen, wurden mit dem FE-Programm Gleisverwerfungssimulationen der im Gleis untersuchten Oberbauvarianten mit unbesohlenen Schwellen bzw. Schwellen mit Sohle G04 V05 (Vlies) im unkonsolidierten sowie im quasi-konsolidierten Zustand für tatsächliche Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23$ mm und $f_0 = 9$ mm (entspricht DB-Instandhaltungsrichtwert SR_{100} für $V \leq 230$ km/h [86], s. Anl. 73), durchgeführt. Die einzelnen Temperatur-Verformungs-Verläufe sind in Anl. 74 dargestellt und die berechneten ΔT_o können Tab. 5.2 bzw. Anl. 75 entnommen werden:

Tabelle 5.2: Ermittelte ΔT_o (FEM und Theorie) der im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten mit unbesohlenen bzw. besohlenen (G04 V05) Schwellen für $f_0 = 9$ mm und $f_0 = 23$ mm

Oberbau ruhendes gerades Gleis mit $f_0 = 23$ mm bzw. $f_0 = 9$ mm		Oberbauzustand						
Messort/ Untergrund/ Gleislage- fehler	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert			quasi-konsolidiert			Zunahme ΔT_o FEM inf. Konsoli- dierung
		FEM ΔT_o [K]	Theorie ΔT_o [K]	Abweichung ΔT_o FEM zur Theorie [%]	FEM ΔT_o [K]	Theorie ΔT_o [K]	Abweichung ΔT_o FEM zur Theorie [%]	
Betriebsgleis, Untergrund mit $C \approx 0,2$ N/mm ³ , $f_0 = 23$ mm	B 70 unbesohlt	56	70,1	-20%	65	85,1	-24%	16%
	B 70 mit Sohle G04, V05	59	73,6	-20%	71	90,6	-22%	20%
Betriebsgleis, Untergrund mit $C \approx 0,2$ N/mm ³ , $f_0 = 9$ mm	B 70 unbesohlt	89	95,9	-7%	106	116,6	-9%	19%
	B 70 mit Sohle G04, V05	92	100,8	-9%	110	124,1	-11%	20%

Für einen tatsächlichen Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 9 \text{ mm}$ erfolgte das mit der FE-Methode berechnete Stabilitätsversagen des quasi-konsolidierten ruhenden geraden Betriebsgleises sowohl mit besohlenen (G04 V05) als auch mit unbesohlenen Schwellen bei einer Temperaturerhöhung von $\Delta T_0 > 95 \text{ K}$, womit das Sicherheitskriterium erfüllt wurde. Im unstabilisierten Schotter, unmittelbar nach dem Stopfen, kann von einer hervorragenden Gleislage ausgegangen werden, entsprechend deutlich kleinere als $f_0 = 9 \text{ mm}$ auftretende Gleisrichtungsfehler. Somit kann angenommen werden, dass auch im unkonsolidierten Gleis eine ausreichende Sicherheit gegen Verwerfung gegeben ist, da eine kritische Temperaturerhöhung von $\Delta T_0 > 95 \text{ K}$ zu erwarten ist.

5.2.3.1.1 Einfluss des Schwellentyps

Um den Einfluss der Geometrie und des Gewichts der Spannbetonschwelle bzw. der Größe des QVW auf die kritische Temperatur zu untersuchen, wurden Simulationen mit den unter Ziff. 4.4.1.5 dargestellten zehn verschiedenen unbesohlenen Schwellenarten durchgeführt. Dabei wurden im FE-Modell die auf Basis der Schwelle B 70 abgeleiteten Kraft-Verformungs-Verläufe des QVW und LVW für den konsolidierten Schotter Typ B generiert.

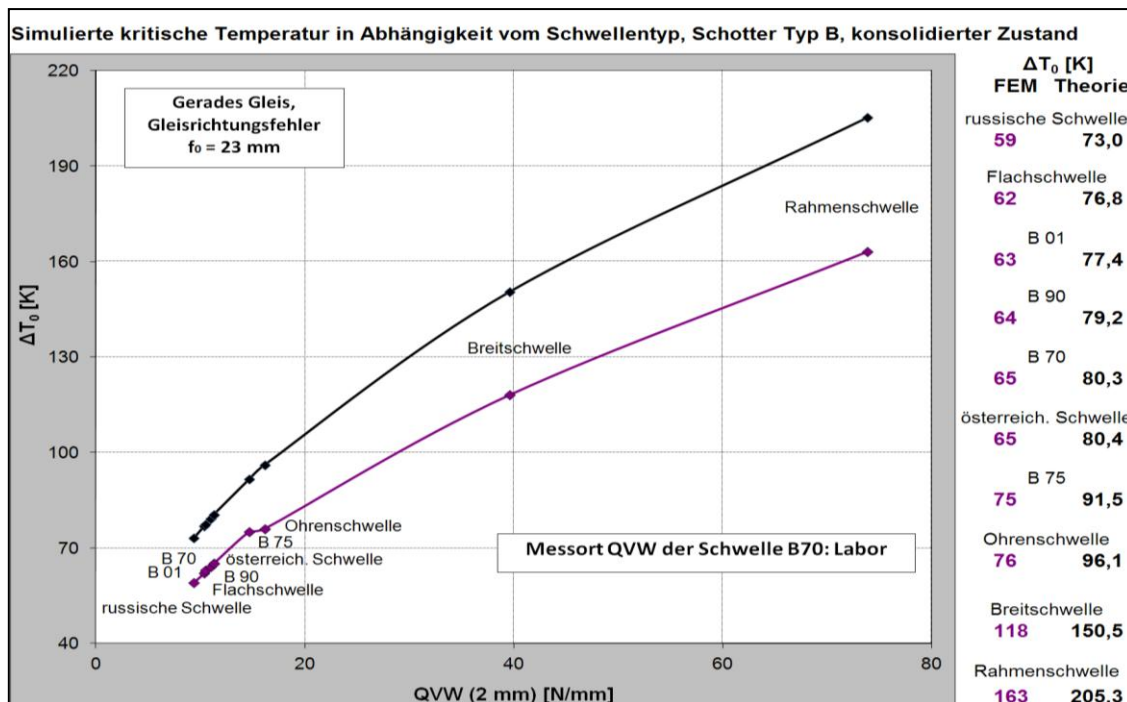


Abb. 5.14: Relation zwischen krit. Temperatur und QVW (2 mm) unter Verwendung verschiedener unbesohlter Stahlbetonschwellen mit konsolidiertem Schotter Typ B

Für einen Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23 \text{ mm}$ wurden mit dem FE-Modell kleinere kritische Temperaturen als mit dem Rechenverfahren von Meier ermittelt. Unter Einsatz von Schwellen mit hohem QVW (Breit- und Rahmenschwelle) steigt erwartungsgemäß auch die

Sicherheit gegen Gleisverwerfung. Die Kennlinie zur Abbildung des Zusammenhangs zwischen QVW (2 mm) und kritischer Temperatur ist degressiv. Beispielsweise bewirkt eine Erhöhung des QVW um 43 % (Ohrenschwelle – B 70) bzw. um 1150 % (Rahmenschwelle – B 70) eine Zunahme der simulierten kritischen Temperatur um 17 % bzw. um 151 %.

5.2.3.1.2 Einfluss des Schienenprofils

Der Widerstand gegen seitliche Verwerfung des Gleises wird einerseits durch die Querschnittsfläche und andererseits durch die horizontale Biegesteifigkeit der Schiene beeinflusst. Allgemein nehmen bei größeren Schienenprofilen beide Parameter zu. Im Gegensatz zur positiven Auswirkung eines hohen Flächenträgheitsmoments, übt jedoch eine vergrößerte QS-Fläche, infolge der sich bildenden höheren Druckkräfte in der Schiene, einen negativen Einfluss auf die horizontale Gleislagestabilität aus. Demnach wurden in der FEM drei unterschiedliche Schienenprofile (60 E1, S 54, 49 E1) generiert, um festzustellen, welcher der entgegenwirkenden Parameter maßgebend für die kritische Temperaturerhöhung ist. Für die Untersuchungen wurden der Oberbau mit konsolidiertem Schotter Typ B, ein Gleislagefehler von $f_0 = 23 \text{ mm}$ und Schwellen mit unterschiedlich großem QVW (russische Schwelle, B 70 und Breitschwelle) ausgewählt:

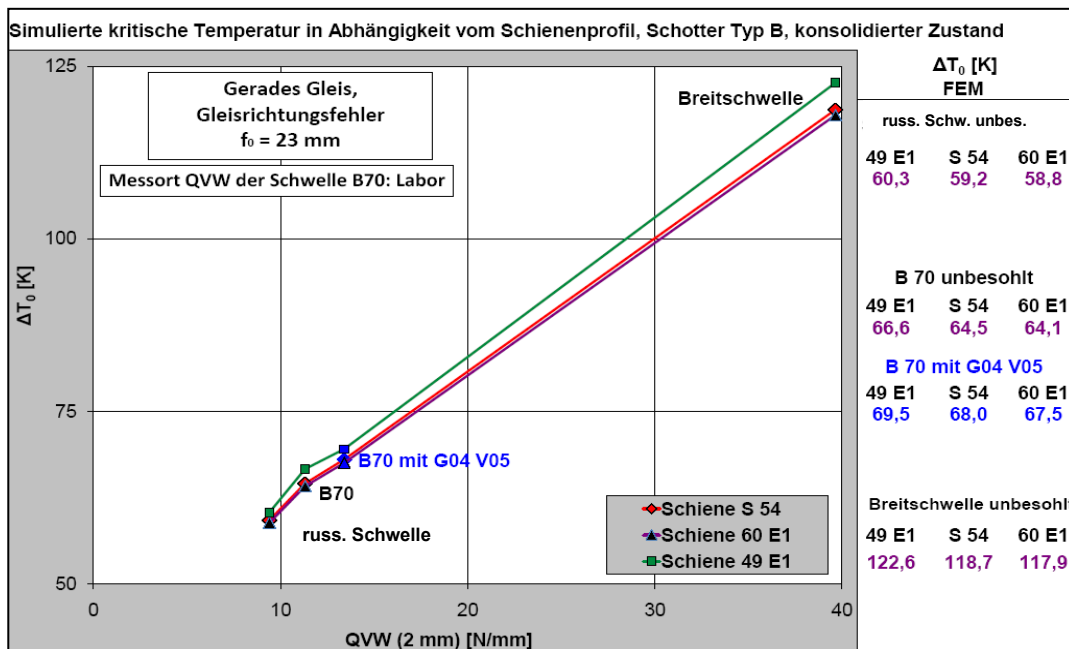


Abb. 5.15: Relation zwischen krit. Temperatur und QVW (2 mm) unter Verwendung verschiedener Schienenprofile und unbesohnten Spannbetonschwellen mit konsolidiertem Schotter Typ B

Aus Abb. 5.15 ist ersichtlich, dass unabhängig vom QVW, bei Einsatz kleinerer Schienenprofile die Sicherheit gegen Gleisverwerfung zunimmt. Dies gilt sowohl für konventionelle als auch für besohlte Schwellen. Demnach ist eine kleinere QS-Fläche der Schiene bedeutender für die horizontale Gleisstabilität als ein hohes Flächenträgheitsmoment I_y .

5.2.3.1.3 Einfluss des Verspanngrades der Schienenbefestigung

Im Oberbau mit konventionellen bzw. mit G04 V05 besohnten Schwellen B 70 und konsolidiertem Schotter Typ B wurden zusätzliche Untersuchungen zur Bestimmung des Einflusses des Verspanngrades des Schienenbefestigungssystems auf die Gleislagestabilität durchgeführt. Dabei wurde das Moment vom Moment-Verdrehungsverlauf der W-Befestigung auf Betonschwelle B 70 (s. Abb. 5.4) mit 100 % (voller Verspanngrad), 50 % und 0 % (lockere Spannklemmen) angesetzt. In Abb. 5.16 sind die simulierten Temperatur-Verformungs-Verläufe ersichtlich:

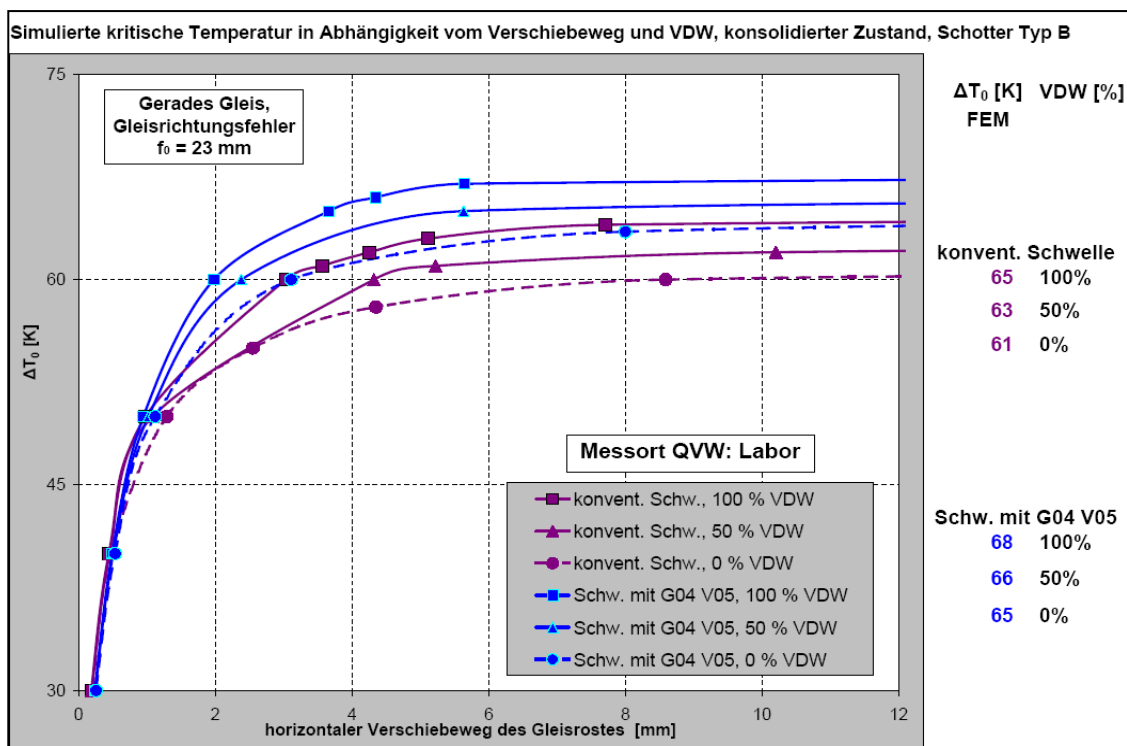


Abb. 5.16: Temperatur-Verformungs-Verlauf des Gleisrostes in Abhängigkeit des Verspanngrades der Schienenbefestigung unter Verwendung von besohnten/unbesohnten Schw. B70 und kons. Schotter Typ B

Demnach wurde bei einer Änderung des Verspanngrades von 100 % auf 50 % bzw. von 100 % auf 0 % ein Rückgang der kritischen Temperatur um ca. 2 K bzw. 4 K registriert. Im Vergleich zum voll verspannten Schienenbefestigungssystem würde sich bei lockeren Spannklemmen eine Abnahme der Sicherheit gegen Gleisverwerfung um 6 % bei den

unbesohlenen bzw. um 5 % bei den mit G04 V05 besohlenen Schwellen B 70 ergeben. Dies zeigt, dass der VDW die horizontale Gleislagestabilität nur bedingt beeinflusst.

5.2.3.1.4 Einfluss des Kraft-Verformungs-Verlaufs des Querverschiebewiderstands

Um den Einfluss des Kraft-Verformungs-Verlaufs des Querverschiebewiderstands auf die Stabilität des Gleises in Querrichtung zu untersuchen, wurden dazu geeignete gemittelte Kennlinien von drei unterschiedlichen Oberbaukonfigurationen ausgewählt:

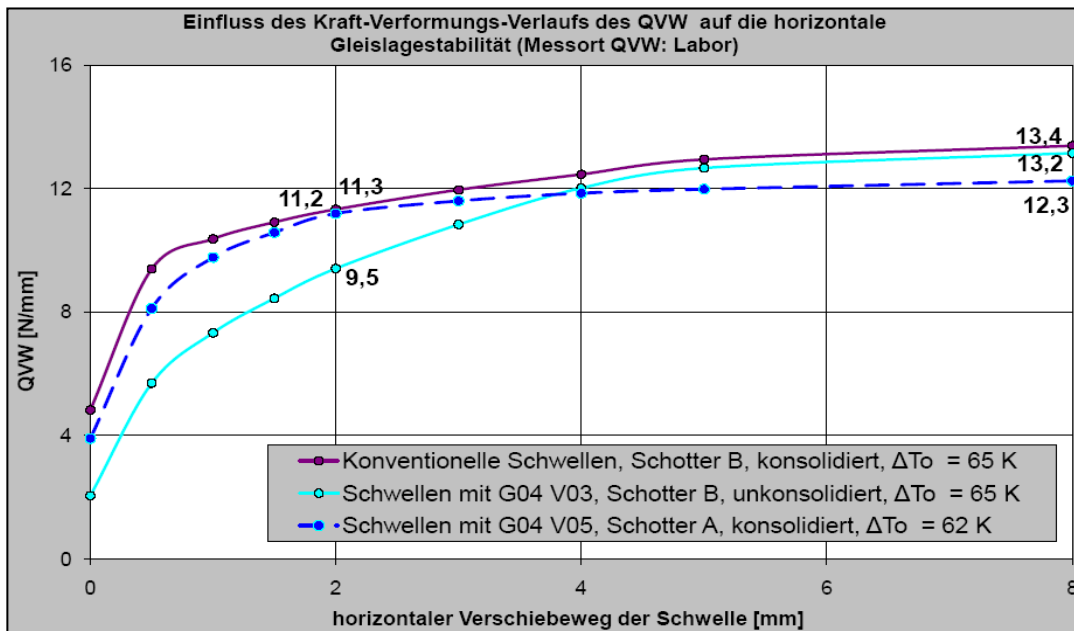


Abb. 5.17: Gemittelter QVW-Verlauf von besohlenen/unbesohlenen Schwellen B70 im un-/konsolidierten Oberbauzustand unter Verwendung von Schotter Typ B

Bei Betrachtung der Fälle „konventionelle Schwelle mit konsolidiertem Schotter Typ B“ und „besohlte Schwelle mit G04 V05, konsolidierter Schotter Typ A“ fällt auf, dass der QVW bei 2 mm Verschiebeweg mit 11,3 N/mm bzw. 11,2 N/mm gleich groß ist; nach 8 mm Verschiebung der Schwelle wächst der QVW auf 13,4 N/mm bzw. 12,3 N/mm an. Bei der ersten Variante wurde mit der FEM eine kritische Temperatur von 65 K und bei der zweiten von 62 K berechnet. Dies deutet darauf hin, dass weder der Kraft-Verformungs-Verlauf noch der QVW (2 mm) die Gleisverwerfung entscheidend beeinflussen. Die horizontale Stabilität des Gleisrostes hängt vor allem vom maximalen Kraftwert des QVW (8 mm) ab. Diese Aussage wird auch beim Vergleich der Fälle „konventionelle Schwelle mit konsolidiertem Schotter Typ B“ und „besohlte Schwelle mit G04 V03, unkonsolidierter Schotter Typ B“ bekräftigt. Bei der ersten Variante wird ein QVW (2 mm) von 11,3 N/mm und bei der zweiten ein deutlich kleinerer von 9,5 N/mm (-19 %) registriert. Jedoch zeigen beide untersuchte Konfigurationen nach 8 mm horizontalem Verschiebeweg mit 13,4 N/mm bzw. 13,2 N/mm in

etwa den gleichen QVW. Somit wurde mit der FEM mit 65 K auch dieselbe kritische Temperatur berechnet.

5.2.3.1.5 Einfluss des Längsverschiebewiderstands

Allgemein herrscht bislang Unklarheit, inwieweit die horizontale Stabilität des Gleises vom Längsverschiebewiderstand zwischen Schwelle und Schotter beeinflusst wird. Somit wurden ähnlich wie beim VDW auch beim LVW drei unterschiedliche Szenarien mit der FEM simuliert. Die Gleisstabilitätsbetrachtungen erfolgten unter 100 %-igem, 50 %-igem Ansatz sowie unter vollständiger Ausschaltung des LVW. Die Simulationen wurden mit konsolidiertem Schotter Typ B und konventionellen sowie besohlenen (G04 V05) Schwellen B 70 durchgeführt.

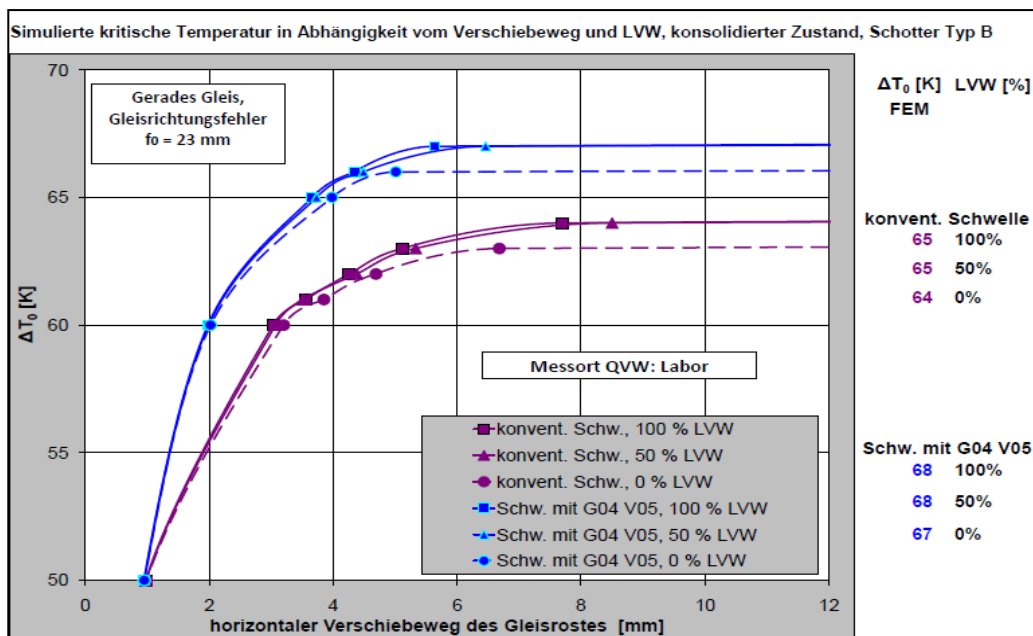


Abb. 5.18: Temperatur-Verformungs-Verlauf des Gleisrostes in Abhängigkeit des LVW unter Verwendung von besohlenen/unbesohlenen Schw. B70 und konsolidiertem Schotter Typ B

Aus Abb. 5.18 ist ersichtlich, dass ohne die Einwirkung des LVW, d.h. im Falle einer ungehinderten freien Bewegung der Schwellen in Gleislängsrichtung, würde die kritische Temperatur sowohl ohne als auch mit elastischer Besohlung G04 V05 um 1 K abfallen. Im Vergleich zur FEM mit 100 %-igem Ansatz des LVW entspricht dies einer Änderung von ΔT_0 von nur 1,5 %. Dadurch wird erkennbar, dass der LVW des Gleisrostes einen geringen Einfluss auf die Sicherheit gegen horizontale Verwerfung ausübt.

5.2.3.1.6 Einfluss des Gleisrichtungsfehlers und der Fehlerlänge

Aus den Formeln des Rechenverfahrens von Meier wird deutlich, dass der kritische Gleisrichtungsfehler f^* und die Länge des Fehlerbereichs von der Größe des QVW bei 2 mm

horizontaler Verschiebeweg abgeleitet werden. Dabei gilt grundsätzlich, dass je höher der QVW ist, desto größer soll der Gleislagefehler und kleiner die Länge der Verwerfungsfigur sein, damit die kritische Temperatur erreicht wird. Für die im Labor untersuchten vier Oberbauvarianten mit un-/konsolidiertem Schotter Typ B wurden die gemessenen Kraft-Verformungs-Verläufe des QVW im FE-Modell eingesetzt, wobei für jede Konfiguration tatsächliche Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 5, 10, 15, 20, 23$ mm gewählt wurden. Für jede betrachtete Variante wurde auch die Länge des Fehlerbereichs nach der Theorie von Meier in Abhängigkeit vom QVW und dem Gleislagefehler berechnet und im FE-Programm ebenfalls generiert. Die mit der FE-Methode und der Theorie abgeleitete Abhängigkeit zwischen Temperatur und Gleislagefehler im Schotteroberbau mit konventionellen und besohnten Schwellen B 70 wurde in Abb. 5.19 (konsolidierter Zustand) sowie Anl. 76 (unkonsolidierter Zustand) grafisch dargestellt:

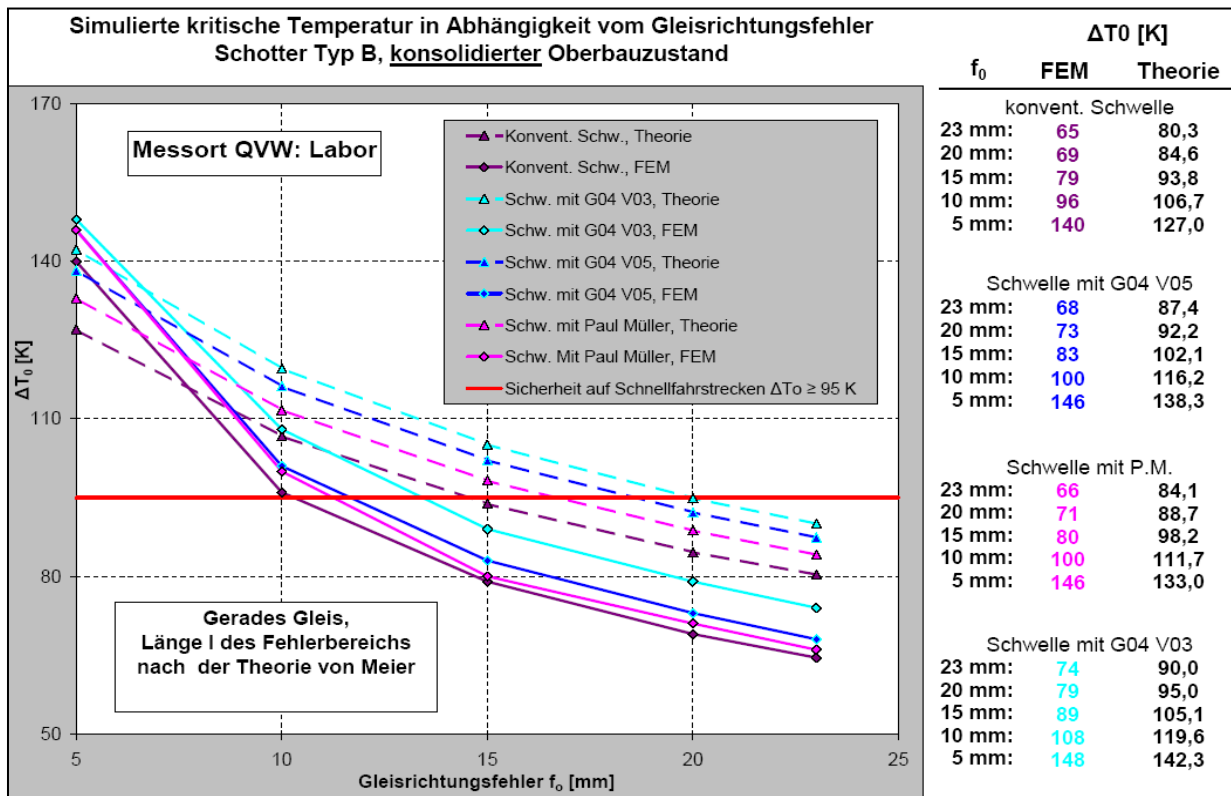


Abb. 5.19: Abhängigkeit zwischen kritischer Temperatur (FEM und Theorie) und Gleisrichtungsfehler f_0 unter dem Einsatz von besohnten/unbesohnten Schw. B70 und konsolidiertem Schotter Typ B

Unabhängig vom Gleisrichtungsfehler bzw. von der Fehlerlänge wurde bei den Oberbaukonfigurationen mit hohem QVW (besohlte Schwellen) eine höhere kritische Temperatur als bei Varianten mit kleinerem QVW (konventionelle Schwellen) mit beiden Verfahren berechnet. Durch die Methode der finiten Elemente wurde ebenfalls bestätigt,

dass die horizontale Verwerfung durch große Gleislagefehler begünstigt wird. Die Simulationen zeigten, dass die unterschiedlichen Konfigurationen das Sicherheitskriterium von $\Delta T_0 = 95 \text{ K}$ ab $f_0 < 10 - 13 \text{ mm}$ (konsolidierter Zustand) bzw. $f_0 < 8 - 9,5 \text{ mm}$ (unkonsolidierter Zustand) erfüllen. Weiter liegen die mit der FEM ermittelten kritischen Temperaturerhöhungen der untersuchten Oberbauvarianten für $f_0 > 8 \text{ mm}$ auf der sicheren Seite gegenüber der Energiemethode von Meier. Dabei verlaufen die mit beiden Verfahren abgeleiteten Kurven für große Gleisrichtungsfehler parallel zueinander. Im Gleislagefehlerbereich zwischen 5 mm und 10 mm wurde ein steiler Anstieg der FEM-Kennlinien registriert. Dies ist auch korrekt, da ohne Abweichungen von der horizontalen Ideallage eine Gleisverwerfung nicht passieren würde, d.h. die kritische Temperatur würde gegen unendlich gehen. Die gleiche Tendenz in der kritischen Temperaturentwicklung bei kleinen Gleislagefehlern wurde auch mit dem FE-Programm der DB Systemtechnik festgestellt [87].

Allgemein werden nach der Theorie von Meier im kritischen Zustand große Fehlerlängen der sinusförmigen Verwerfungsfigur mit großen Fehleramplituden kombiniert und umgekehrt: bei kleinerer Länge des Fehlerbereichs, nimmt auch der Gleislagefehler ab. Im Gegensatz dazu, sind in der FEM die Parameter Fehlerlänge und Gleisrichtungsfehler frei wählbar und somit sind jegliche geometrische Kombinationen möglich. Demnach wurden bei den weiteren Untersuchungen die Gleisverwerfungssimulationen wiederum durch Modellierung unterschiedlicher Gleislagefehler (6 - 23 mm), jedoch unter konstant bleibender Fehlerlänge durchgeführt. Für jede betrachtete Oberbauvariante mit konsolidiertem Schotter Typ B wurde die Länge des Fehlerbereichs mit dem Verfahren von Meier in Abhängigkeit des entsprechenden QVW (2 mm) sowie für $f_0 = 23 \text{ mm}$ einmalig berechnet und für alle anderen Gleisrichtungsfehler eingesetzt. Die mit der FEM abgeleiteten Temperatur-Gleislagefehler-Kennlinien der unterschiedlichen Oberbaukombinationen mit Schotter Typ B sind aus Anl. 76 zu entnehmen. Bei allen Gleisrichtungsfehlern wurde ein Anstieg der kritischen Temperatur im Vergleich zu den Kennlinien in Abb. 5.19 festgestellt. Dies ist der Beweis dafür, dass große Längen des sinusförmigen Fehlerbereichs (hier 1 für $f_0 = 23 \text{ mm}$), unabhängig vom Gleislagefehler, die Sicherheit gegen Gleisverwerfung erhöhen.

Im nächsten Schritt wurden Simulationen zur Ermittlung der kritischen Fehlerlänge durchgeführt. Demnach wurde die Länge des Fehlerbereichs soweit variiert, bis ein Minimum der kritischen Temperatur erreicht wurde. Dabei wurde der Gleisrichtungsfehler jeder Oberbauvariante mit $f_0 = 23 \text{ mm}$ konstant gehalten.

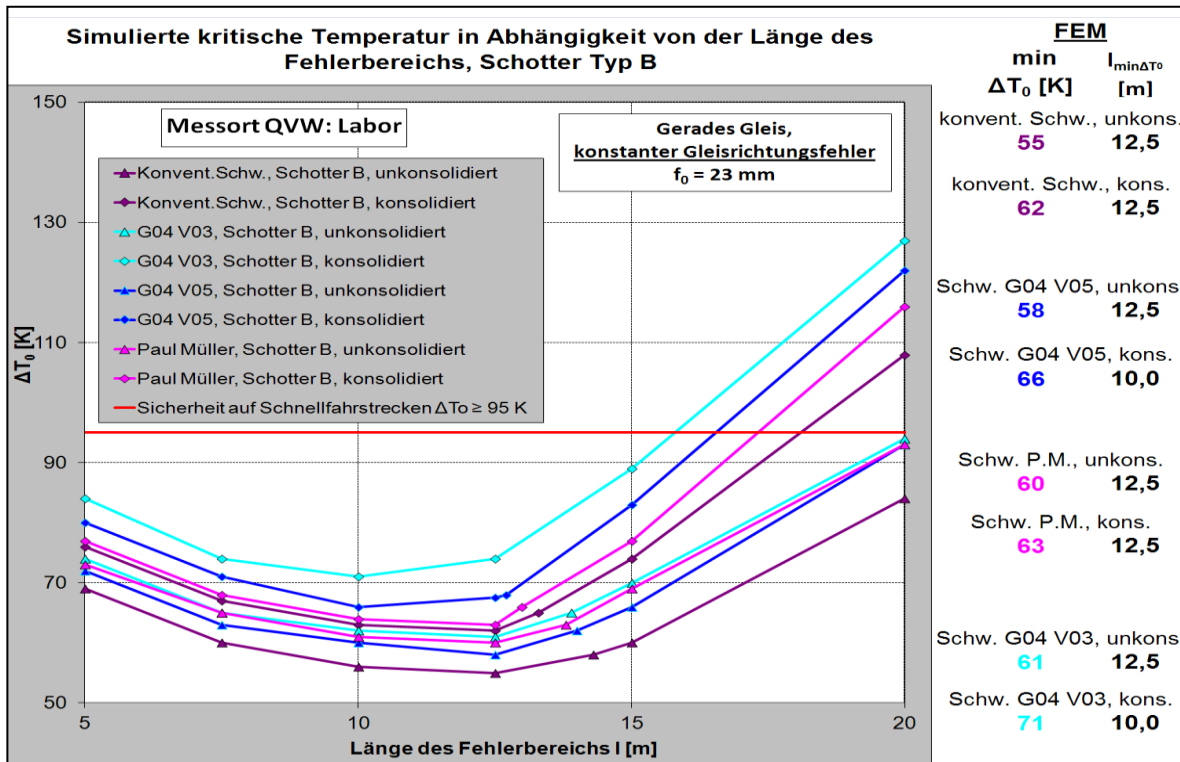


Abb. 5.20: Abhängigkeit zwischen kritischer Temperatur (FEM) und kritischer Fehlerlänge für $f_0 = 23$ mm unter dem Einsatz von un-/besohlenen Schwellen B70 und un-/konsolidiertem Schotter Typ B

Bei einem Gleislagefehler von $f_0 = 23$ mm wurde bei der betrachteten Oberbaukonfigurationen ein Minimum der kritischen Temperatur bei einer Fehlerlänge zwischen 10 m und 12,5 m mit der FEM berechnet. Das bedeutet, dass nicht nur große, sondern auch sehr kleine Längen des Fehlerbereichs als geringere Stabilitätsstörungen vom Tragsystem empfunden werden: im konsolidiertem Systemzustand mit Schotter Typ B wurde das Sicherheitskriterium $\Delta T_0 = 95$ K für $l > 16 - 18$ m bzw. $l < 2 - 3$ m erfüllt. Ähnliche Temperatur-Fehlerlänge-Verläufe wurden auch mit dem FE-Programm von DB Systemtechnik berechnet [87].

Zusammenfassend zeigten die mit der FEM durchgeführten Simulationen der gewählten Oberbauvarianten mit Schotter Typ B, dass bei Vorhandensein großer Gleislagefehler und mittlerer Länge des Fehlerbereichs (10 m – 12,5 m) die Gleisverwerfung begünstigt wird.

5.2.3.1.7 Der Zusammenhang zwischen der mit der FEM berechneten kritischen Temperatur, dem Ersatzträgheitsmoment und dem Gleisrichtungsfehler

Wie bereits unter Ziff. 5.2.3.1.6 beschrieben, werden mit der FEM für einen Gleisrichtungsfehler $f_0 > 7 - 8$ mm kleinere kritische Temperaturerhöhungen als nach der verbesserten Theorie von Meier ermittelt; ein möglicher Grund dafür kann das bei Meier mit

$I_{ers} = 1400 \text{ cm}^4$ zu hoch und konstant angesetzte Ersatzträgheitsmoment sein. Um eine Übereinstimmung zwischen theoretisch nach Meier mit $f = f_0 + 7 \text{ mm}$ abgeleiteten und nach FEM mit f_0 berechneten kritischen Temperatur zu erhalten, wurde das Ersatzträgheitsmoment nicht mehr als konstant angenommen, sondern entsprechend angepasst. Die Berechnungen wurden am Beispiel der Oberbaukonfigurationen mit unkonsolidiertem (Anl. 77) und konsolidiertem Schotter Typ B durchgeführt (Abb. 5.21):

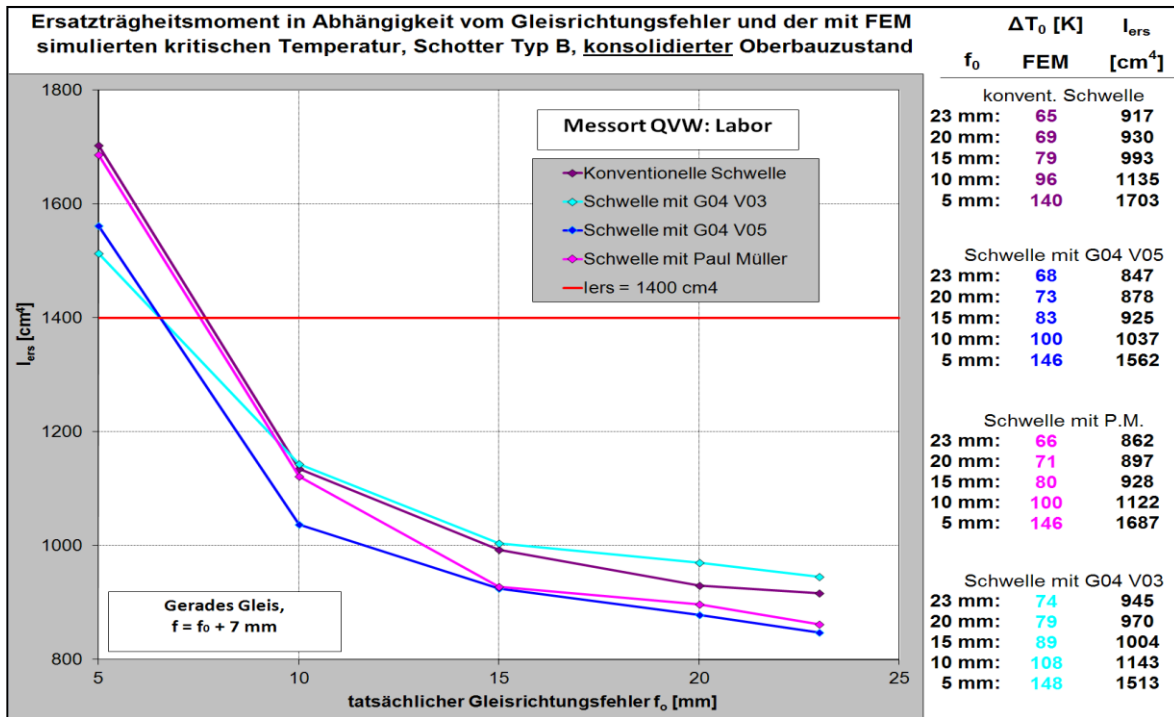


Abb. 5.21: Abhängigkeit zwischen I_{ers} und tatsächlicher Gleislagefehler f_0 unter dem Einsatz von un-/besohnten Schwellen B70 und konsolidiertem Schotter Typ B, (Ansatz $f = f_0 + 7 \text{ mm}$)

Der Verlauf der einzelnen Kennlinien entspricht dem im Labor experimentell bestimmten Verhältnis zwischen dem Ersatzträgheitsmomenten I_{ers} und der horizontalen Durchbiegung f des Gleisrostes, bei dem bei kleineren Verformungen eine hohe Rahmensteifigkeit registriert wird und bei größeren Wegen I_{ers} abnimmt (s. Abb. 4.2). Für $I_{ers} = 1400 \text{ cm}^4$ gibt es bei kleineren tatsächlichen Gleislagefehlern f_0 eine gute Übereinstimmung zwischen FEM und Meier; große Gleislagefehler treten in der Praxis insbesondere bei HGV kaum auf [86] (s. Anl. 73). Mit dem verbesserten Rechenverfahren von Meier wurde für Gleisrichtungsfehler $f_0 > 7 - 8 \text{ mm}$ ein Ersatzträgheitsmoment $I_{ers} < 1400 \text{ cm}^4$ und für $f_0 < 7 - 8 \text{ mm}$ ein $I_{ers} > 1400 \text{ cm}^4$ ermittelt. Ohne Berücksichtigung eines Zuschlags von 7 mm zum tatsächlichen Gleislagefehler f_0 , würde sich je nach Oberbauvariante ein Ersatzträgheitsmoment von 610 – 837 cm^4 ergeben und somit wäre der Unterschied zum $I_{ers} = 1400 \text{ cm}^4$ noch größer (s. Anl. 78). Dieser Ansatz ist wegen der sich ergebenden zu kleinen Ersatzträgheitsmomente nicht anwendbar.

Außer durch die Anpassung des Ersatzträgheitsmomentes, kann der Ausgleich der berechneten kritischen Temperatur nach FEM und Meier auch durch den Ansatz eines doppelten Gleislagefehlers $2 \cdot f_0$ hergeleitet werden (s. Abb. 5.22). Dadurch wird letztendlich die reale Situation im geraden Gleis nachgebildet, da die sinusförmige Linie des Fehlerbereichs aus einer doppelseitigen Amplitude, entsprechend einem doppelten Gleislagefehler von $2 \cdot f_0$, besteht.

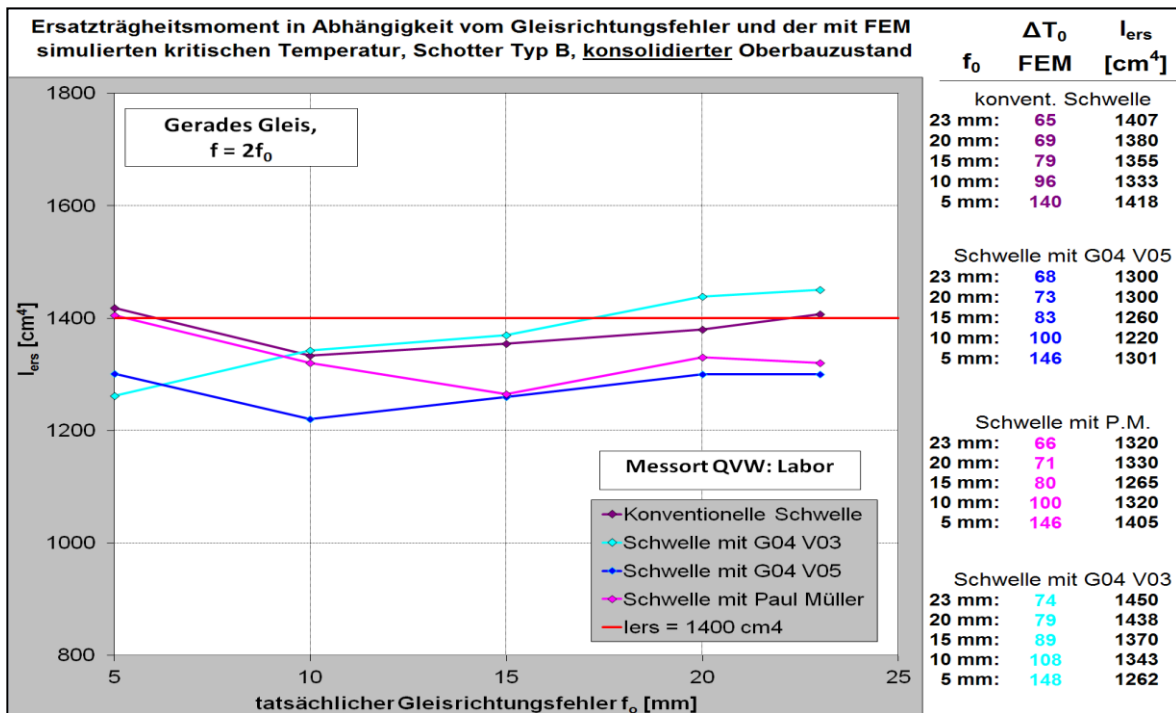


Abb. 5.22: Abhängigkeit zwischen I_{ers} und tatsächlicher Gleislagefehler f_0 unter dem Einsatz von un-/besohnten Schwellen B70 und konsolidiertem Schotter Typ B, (Ansatz $f = 2 \cdot f_0$)

Aus Abb. 5.22 (konsolidierter Schotter Typ B) und Anl. 77 (unkonsolidierter Schotter Typ B) ist ersichtlich, dass durch den Ansatz des doppelten Gleisrichtungsfehlers $f = 2 \cdot f_0$ anstatt des fiktiven Fehlers $f = f_0 + 7$ mm, das angepasste Ersatzträgheitsmoment deutlich näher am festgelegten Wert von $I_{ers} = 1400$ cm⁴ liegt. Für die betrachteten Gleislagefehler von 5 mm bis 23 mm wurde mit dem geänderten Rechenverfahren ein maximaler Unterschied zum $I_{ers} = 1400$ cm⁴ von 13 % (konsolidierter Zustand) bzw. 12 % (unkonsolidierter Zustand) ermittelt.

Weitere Untersuchungen zum Ausgleich der nach Meier theoretisch berechneten und mit der FEM simulierten kritischen Temperaturerhöhung wurden nur durch die Anpassung des fiktiven Gleislagefehlers f , unter gleichzeitigem Ansatz eines konstant bleibenden Ersatzträgheitsmomentes von $I_{ers} = 1400$ cm⁴, durchgeführt. Mit Schotter Typ B, im unkonsolidierten Zustand ergab sich ein Verhältnis zwischen fiktivem Gleisrichtungsfehler f und tatsächlichem Fehler f_0 von 1,7 bis 2,2 und nach der Konsolidierung von 1,9 bis 2,3.

Grafische Darstellungen des Verhältnisses f/f_0 der untersuchten Oberbauvarianten sind den Anl. 79 und 80 zu entnehmen. Im Idealfall ($f/f_0 = 2,0$) fällt die entsprechende Kennlinie mit der Diagonale des Abbildungsbereichs zusammen.

Fazit: Durch den Ansatz des in der Verwerfungslinie des geraden Gleises auftretenden doppelseitigen Gleisrichtungsfehlers $2 \cdot f_0$ anstatt eines fiktiven Fehlers $f = f_0 + 7 \text{ mm}$, sowie unter Beibehaltung des festgelegten Ersatzträgheitsmomentes von $I_{\text{ers}} = 1400 \text{ cm}^4$, werden die mit der FEM simulierten kritischen Temperaturen durch die Formel von Meier hinreichend genau abgeleitet. Die dabei entstehende Differenz zwischen den berechneten kritischen Temperaturen beider Verfahren liegt bei maximal 8 %. Eine weitere Möglichkeit zum Ausgleich der mit FEM und nach Meier berechneten kritischen Temperatur kann durch Beibehaltung der Formel des fiktiven Gleislagefehlers ($f = f_0 + 7 \text{ mm}$), jedoch durch Anpassung des Wertes von I_{ers} (Reduzierung bei größeren bzw. Vergrößerung bei kleineren tatsächlichen Gleisrichtungsfehlern f_0) hervorgerufen werden.

5.2.3.2 Das ruhende gekrümmte Gleis

Nach der Validierung des FE-Modells durch den Großversuch von Daglfing, erfolgte die Sensitivitätsbetrachtung und Analyse des Schotteroberbaus, bestehend aus konventionellen oder besohnten Schwellen B 70, Schiene 60 E1 und W-Befestigung. Die kritische Temperatur des ruhenden gekrümmten Gleises mit einem Halbmesser von $R = 360 \text{ m}$ und einem Gleislagefehler von $f_0 = 23 \text{ mm}$ wurde zunächst für die im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen berechnet und derjenigen der verbesserten Theorie von Meier gegenübergestellt. Die zusammengefassten Ergebnisse sind aus Anl. 81 und Tab. 5.3 zu entnehmen:

Tab. 5.3: Ermittelte ΔT_0 (FEM und Theorie) der im Labor untersuchten Oberbauvarianten für $R = 360 \text{ m}$ und $f_0 = 23 \text{ mm}$

Oberbau: ruhendes Gleis mit $R = 360 \text{ m}$ und $f_0 = 23 \text{ mm}$		Oberbauzustand						
Messort/ Schotterart/ Untergrund	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	unkonsolidiert			konsolidiert			Zunahme ΔT_0 FEM inf. Konsolidierung
		FEM ΔT_0 [K]	Theorie ΔT_0 [K]	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]	FEM ΔT_0 [K]	Theorie ΔT_0 [K]	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]	
Labor, Granit Typ A, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	50	43,0	16%	55	57,2	-4%	10%
	B 70 mit Sohle G04, V05	52	52,5	-1%	56	65,6	-15%	8%
Labor, Granit Typ B, Betonuntergrund	B 70 unbesohlt	52	52,5	-1%	59	66,0	-11%	13%
	B 70 mit Sohle Paul Müller	58	58,6	-1%	60	70,7	-15%	3%
	B 70 mit Sohle G04, V05	56	56,7	-1%	63	74,7	-16%	13%
	B 70 mit Sohle G04, V03	59	58,1	2%	70	77,9	-10%	19%

Im Vergleich zu den Ergebnissen im geraden Gleis (s. Tab. 5.1) wurden im Bogenbereich mit einem Halbmesser von $R = 360$ m kleinere kritische Temperaturen mit der FEM berechnet. Erwartungsgemäß zeigten die Oberbaukonfigurationen mit dem höchsten QVW (Schwellen mit weicher Besohlung G04 und Schotter Typ B) auch die größte Sicherheit gegen Gleisverwerfung. Es ist deutlich erkennbar, dass mit Ausnahme des unkonsolidierten Oberbaus mit konventionellen Schwellen und Schotter Typ A sowie mit G04 V03 besohlenen Schwellen und Schotter B, die mit der FEM abgeleiteten kritischen Temperaturerhöhungen auf der sicheren Seite im Vergleich zur Theorie von Meier liegen. Der Grund für die Abweichung ist der Einsatz eines konstanten Ersatzträgheitsmoments ($I_{\text{ers}} = 1400 \text{ cm}^4$) und QVW (Kraftwert bei 2 mm) sowie eines fiktiven Zuschlags von 7 mm zum tatsächlich vorhandenen Gleisrichtungsfehler f_0 bei der theoretischen Berechnung. Allerdings sind die prozentualen Unterschiede der mit der FEM und nach Theorie abgeleiteten kritischen Temperaturen im Gleisbogen mit $R = 360$ m kleiner als im geraden Gleis (s. Tab. 5.1). Mit Ausnahme der Oberbauvariante mit unbesohlenen Schwellen B70 und Schotter Typ A wurde im unkonsolidierten Zustand eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse, entsprechend einer maximalen Temperaturdifferenz von 2 %, festgestellt. Infolge der Konsolidierung nahmen die mit der FEM berechneten kritischen Temperaturen bis zu 19 % zu. In Anl. 82 ist der Temperatur-Verformungs-Verlauf des Gleisrostes für die im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen dargestellt. Dabei fand nach einer langsamen Bogenatmung zur Aussenseite die für die Gleisverwerfung typische starke Zunahme der horizontalen Verformung statt.

Zusammenfassend liegt die mit der FEM berechneten kritischen Temperatur aller im Labor untersuchten Oberbauvarianten über die maximale witterungsabhängige Temperaturerhöhung der Schiene von $\Delta T_{\text{o,w}} = 45 \text{ K}$ [84]. Ohne den Einfluss der Betriebsbelastung (Dynamik, Abhebewelle) wird im ruhenden Gleis mit einem Bogenhalbmesser von $R = 360$ m und einem Gleislagefehler von $f_0 = 23$ mm keine Verwerfung stattfinden.

Unter Einsatz der im Betriebsgleis gemessenen Kraft-Verformungs-Verläufe des QVW von besohlenen (G04 V05) und konventionellen Schwellen B 70 im quasi-konsolidierten Systemzustand wurden mit der FEM folgende kritische Temperaturerhöhungen für Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23$ mm bzw. $f_0 = 9$ mm und Bogenhalbmesser von 360 m bzw. 700 m berechnet:

Tabelle 5.4: Ermittelte ΔT_0 (FEM und Theorie) der im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten mit unbesohlenen bzw. besohlenen (G04 V05) Schwellen für $f_0 = 9\text{mm}$, 23mm und $R = 360\text{m}$, 700m

Oberbau ruhendes Gleis mit $R = 360\text{ m}$ bzw. 700 m und $f_0 = 23\text{ mm}$ bzw. $f_0 = 9\text{ mm}$		Oberbauzustand (quasi-konsolidiert)					
Messort/ Untergrund/ Gleislage- fehler	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	$R = 360\text{ m}$			$R = 700\text{ m}$		
		FEM ΔT_0 [K]	Theorie ΔT_0 [K]	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]	FEM ΔT_0 [K]	Theorie ΔT_0 [K]	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]
Betriebsgleis, Untergrund mit $C \approx 0,2\text{ N/mm}^3$, $f_0 = 23\text{ mm}$	B 70 unbesohlt	58	71,9	-19%	68	89,8	-24%
	B 70 mit Sohle G04, V05	66	78,6	-16%	77	97,1	-21%
Betriebsgleis, Untergrund mit $C \approx 0,2\text{ N/mm}^3$, $f_0 = 9\text{ mm}$	B 70 unbesohlt	76	84,2	-10%	97	112,5	-14%
	B 70 mit Sohle G04, V05	86	92,8	-7%	108	122,2	-12%

Die einzelnen Berechnungsparameter sind in Anl. 81 und die Temperatur-Verformungs-Verläufe sind in Anl. 83 dargestellt. Aus Tab. 5.4 ist ersichtlich, dass noch im quasi-konsolidierten Zustand die mit der FEM ermittelten kritischen Temperaturen aller im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten über die maximale witterungsabhängige Temperaturerhöhung der Schiene von $\Delta T_{0,w} = 45\text{ K}$ liegen – d.h. im ruhenden gekrümmten Gleis mit einem kleinen Bogenhalbmesser von $R = 360\text{ m}$ und einem sehr großen Gleislagefehler von $f_0 = 23\text{ mm}$ wird auch bei hochsommerlichen Temperaturen kein seitliches Ausknicken erfolgen.

Bei Berücksichtigung des dynamischen Einflusses der Fahrzeuge auf Schnellfahrstrecken (Zuschlag $\Delta T_{0,dyn} = 50\text{ K}$ [46]) ergibt sich eine Gesamtsicherheit gegen Verwerfung von $\Delta T_{0,ges} = 95\text{ K}$. Bogenhalbmesser von $R = 360\text{ m}$ sind für HGV nicht relevant. Für einen Bogenhalbmesser von $R = 700\text{ m}$, eine Überhöhung von $u = 160\text{ mm}$ (Ermessensgrenzwert Schotteroberbau) und einen Überhöhungsfehlbetrag von $u_f = 130\text{ mm}$ (Ermessensgrenzwert) wird mit Hilfe der Formel

$$zul V = \sqrt{\frac{R}{11,8}} (u + zul u_f) \text{ [km/h]}$$

eine maximal zulässige Zuggeschwindigkeit von $V = 131\text{ km/h}$ ermittelt ($V = 94\text{ km/h}$ für $R = 360\text{ m}$) [88]. Der DB-Instandhaltungsrichtwert SR_{100} des Gleislagefehlers für $120 \leq V \leq 160\text{ km/h}$ soll kleiner als $f_0 = 11\text{ mm}$ sein [86]. Demnach ist nur die Parameterkombination $R = 700\text{ m}$ mit $f_0 = 9\text{ mm}$ für die sicherheitsrelevanten Betrachtungen auf Schnellfahrstrecken

maßgebend. Das Sicherheitskriterium von $\Delta T_{o,ges} = 95 \text{ K}$ wurde sowohl von den konventionellen ($\Delta T = 97 \text{ K}$) als auch von den mit G04 V05 besohlenen Schwellen B 70 ($\Delta T = 108 \text{ K}$) erfüllt. Die Berechnungen der FEM zeigten, dass das Sicherheitskriterium für $V \leq 120 \text{ km/h}$ von $\Delta T_{o,ges} = 70 \text{ K}$ für Strecken mit einem Bogenhalbmesser von $R = 360 \text{ m}$ (kein HGV, $V_{max} = 94 \text{ km/h}$) von beiden betrachteten Oberbaukonfigurationen noch im quasi-konsolidierten Zustand nicht unterschritten wurde.

5.2.3.2.1 Einfluss des Schienenprofils

Der Einfluss des Schienenprofils auf die kritische Temperatur des geraden Gleises wurde mit der FEM bereits unter Ziff. 5.2.3.1.2 untersucht. Auch im Gleisbogen mit einem Halbmesser von 360 m und einem Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23 \text{ mm}$ wurde festgestellt, dass bei Schienen mit kleinerem Profil (49 E1) die Sicherheit gegen Gleisverwerfung im Vergleich zu größeren Profilen (S 54 und 60 E1) zunimmt. Zwischen den Schienen S 54 und 60 E1 wurde kaum ein Unterschied in der mit der FEM berechneten kritischen Temperaturerhöhungen registriert – die Differenz lag bei maximal 3 %, d.h. durch das höhere horizontale Trägheitsmoment I_y der Schiene 60 E1 wird die kleinere QS-Fläche der Schiene S 54 (kleinere temperaturbedingte Druckkräfte) kompensiert.

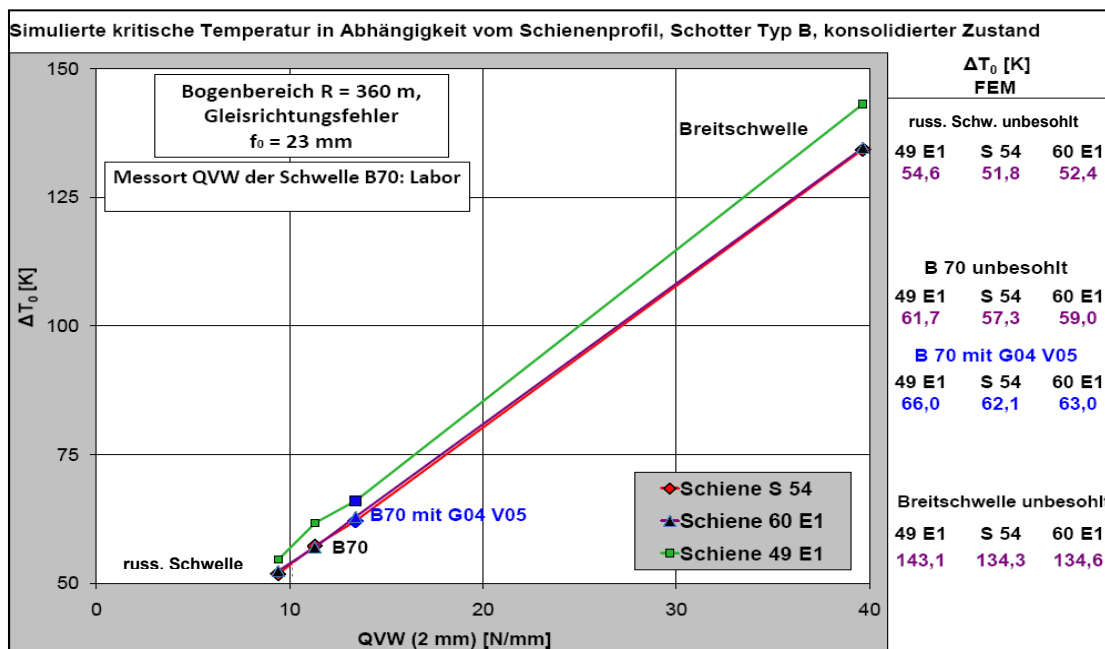


Abb. 5.23: Relation zwischen krit. Temperatur und QVW (2 mm) unter Verwendung verschiedener Schienenprofile und unbesohlenen Spannbetonschwellen mit konsolidiertem Schotter Typ B

Beim Vergleich der berechneten ΔT_0 (Abb. 5.23) im Bogenbereich mit $R = 360 \text{ m}$ mit derjenigen im geraden Gleis (Abb. 5.15) wurde festgestellt, dass unter Einsatz der

Schwellen SchS-ARS und B 70, im gekrümmten Gleis kleinere kritische Temperaturen als auf gerader Strecke erreicht werden. Falls Schwellen mit einem sehr hohen QVW verwendet werden (QVW Breitschwelle: 39,7 N/mm), wurden im Gleisbogen mit $R = 360$ m höhere kritische Temperaturerhöhungen bis zur Verwerfung ermittelt. Diese Tendenz gilt sowohl für das Rechenverfahren von Meier, als auch für die FE-Methode. Somit wurde ein weiterer Beweis für die Funktionalität des entwickelten FE-Modells erbracht.

5.2.3.2.2 Einfluss des Gleisrichtungsfehlers und der Fehlerlänge

Im Rechenverfahren von Meier sowohl für das gerade Gleis als auch für den Bogenbereich ist der QVW proportional zum kritischen Gleisrichtungsfehler f^* bzw. umgekehrt proportional zur Fehlerlänge. Nach Meier wird auch im gekrümmten Gleis die Verwerfung vor allem bei einem großen Gleislagefehler sowie bei einer kleinen Fehlerlänge begünstigt. Um diese Tendenz auch mit der FEM zu überprüfen, wurden Simulationen mit den im quasi-konsolidierten Betriebsgleis untersuchten Oberbaukonfigurationen für einen Halbmesser von $R = 360$ m durchgeführt, wobei zunächst der tatsächliche Gleislagefehler f_0 variiert wurde:

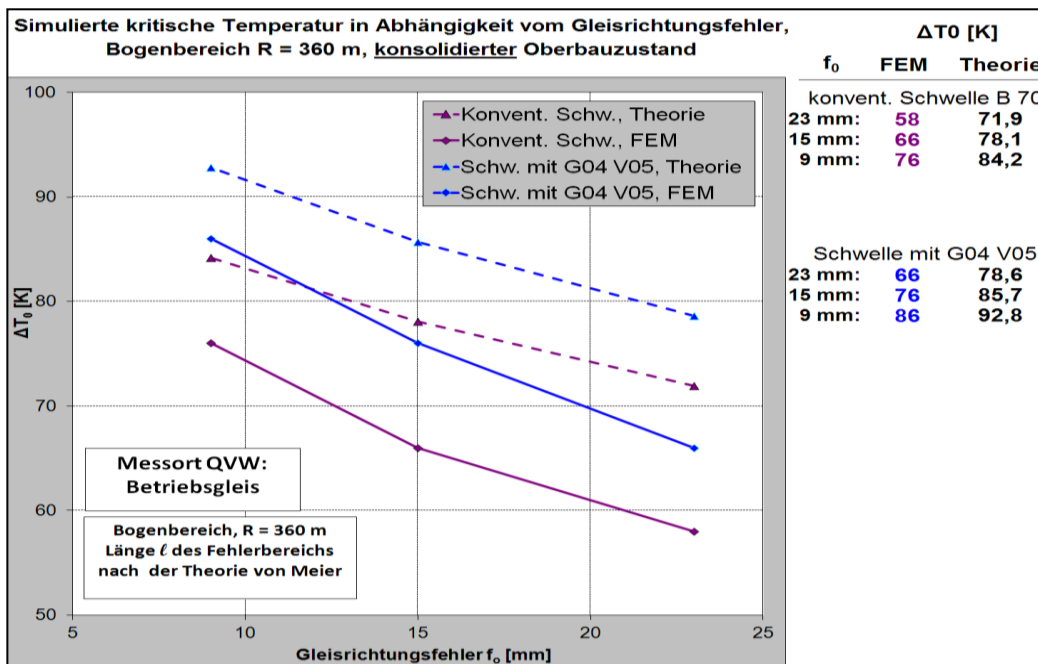


Abb. 5.24: Abhängigkeit zwischen kritischer Temperatur (FEM und Theorie) und Gleisrichtungsfehler f_0 unter dem Einsatz von besohlenen/unbesohlenen Schw. B70 im konsolidierten Betriebsgleis

Demnach besteht bei größeren Gleisrichtungsfehlern erhöhte Gefahr einer Verwerfung im Bogenbereich. Dies zeigte sowohl die Theorie als auch die FEM. Infolge des höheren QVW wurden bei jedem Gleislagefehler mit den besohlenen (G04 V05) Schwellen auch höhere kritische Temperaturen als mit den konventionellen Schwellen ermittelt. Durch eine

Extrapolation der gemessenen Kennlinien ist anzunehmen, dass bei einem tatsächlichen Gleisrichtungsfehler von ca. $f_0 = 7$ mm, die nach Meier und FEM berechneten kritischen Temperaturerhöhungen gleich sein werden. Dies wurde auch im geraden Gleis festgestellt (s. Abb. 5.19).

Im nächsten Schritt wurden die Simulationen mit der FEM fortgeführt, indem bei konstant bleibendem Gleislagefehler von $f_0 = 9$ mm, die Länge des Fehlerbereichs von 5 m bis 20 m variiert wurde. Ähnlich wie auf der geraden Strecke, fand auch im Gleisbogen mit $R = 360$ m eine Erhöhung der Sicherheit gegen Verwerfung mit Zunahme der Fehlerlänge statt (s. Anl. 84). Sowohl im quasi-konsolidierten Oberbau mit konventionellen als auch mit G04 V05 besohlenen Schwellen B 70 wurde ein Minimum der kritischen Temperatur bei einer Fehlerlänge von 5 m erreicht.

Fazit: Im Gleisbogen mit $R = 360$ m nimmt bei Zunahme des Gleislagefehlers und Abnahme der Länge des Fehlerbereichs die Wahrscheinlichkeit einer Gleisverwerfung zu. Dies wurde vom Rechenverfahren von Meier sowie von der FEM bestätigt.

5.2.3.2.3 Der Zusammenhang zwischen der mit der FEM berechneten kritischen Temperatur, dem Ersatzträgheitsmoment und dem Gleisrichtungsfehler

Für die Ermittlung der kritischen Temperatur eines Betonschwellenoberbaus mit Schiene 60 E1 und W-Befestigung werden im Rechenverfahren von Meier ein Ersatzträgheitsmoment $I_{\text{ers}} = 1400 \text{ cm}^4$ und ein fiktiver Fehler $f = f_0 + 7$ mm eingesetzt. Die mit der FEM abgeleiteten ΔT_0 der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen im unkonsolidierten Zustand für den Bogenbereich mit $R = 360$ m stimmen sehr gut mit den berechneten theoretischen Werten überein, entsprechend einer maximalen Differenz von 2 % (s. Tab. 5.3). Als einzige Ausnahme erwies sich der Oberbau mit Schotter Typ A und unbesohlenen Schwellen B 70, bei dem mit FEM eine um 16 % höhere kritische Temperatur ermittelt wurde. Der Grund dafür ist, dass im FE-Modell der maximale QVW, bei 8 mm Verschiebung, maßgebend ist (10 N/mm). Dieser ist um 56 % größer als der im Rechenverfahren von Meier bei 2 mm Schwellenverschiebung eingesetzte QVW von 6,4 N/mm. Allerdings wurden im konsolidierten Zustand zwischen den nach Meier und FEM abgeleiteten kritischen Temperaturerhöhungen deutliche Unterschiede bis zu 24 % festgestellt (s. Tab. 5.3 und Tab. 5.4). Im geraden Gleis, unter Beibehaltung des Wertes des Ersatzträgheitsmoments von $I_{\text{ers}} = 1400 \text{ cm}^4$, wurde die Differenz zwischen den berechneten kritischen Temperaturen beider Verfahren bis auf 8 % reduziert, indem der fiktive Gleislagefehler nicht mehr durch einen

Zuschlag von 7 mm zum tatsächlichen Fehler, entsprechend $f = f_0 + 7$ mm, sondern durch eine Verdoppelung des tatsächlichen Fehlers, entsprechend $f = 2 \cdot f_0$, ersetzt wurde. Dieser Ansatz wurde auch für den Bogenbereich, sowohl für die im Labor als auch im Betriebsgleis untersuchten Konfigurationen, angewandt. Ein weiterer Grund für den Ansatz $f = 2 \cdot f_0$ zeigt Abb. 5.24: Bei einem tatsächlichen Fehler von $f_0 = 7$ mm findet näherungsweise ein Ausgleich zwischen den mit FEM und nach der verbesserten Theorie von Meier berechneten kritischen ΔT_0 statt, d.h. bei $f_0 = 7$ mm sollen die fiktiven Fehler des neuen und alten Ansatzes übereinstimmen, damit auch mit dem neuen Ansatz die mit FEM abgeleitete kritische Temperatur angeglichen wird, was auch der Fall ist. In Anl. 84 sind die mit dem geänderten Rechenverfahren und FE-Modell ermittelten ΔT_0 für unterschiedliche Gleislagefehler sowie Bogenhalbmessern von 360 m und 700 m dargestellt. Dabei ergab sich durch den Ansatz $f = 2 \cdot f_0$ ein maximaler Unterschied zwischen den mit der FEM und dem geänderten Rechenverfahren ermittelten kritischen Temperaturen von 11 %.

Zusammenfassend gibt es im Gleisbogen für den unkonsolidierten Zustand bei Ansatz eines Ersatzträgheitsmoments $I_{\text{ers}} = 1400 \text{ cm}^4$ und eines fiktiven Gleislagefehlers $f = f_0 + 7$ mm eine sehr gute Übereinstimmung der berechneten kritischen Temperaturen mit der FEM und nach der Theorie von Meier. Für den konsolidierten Zustand werden die mit beiden Verfahren abgeleiteten kritischen Temperaturen angeglichen, indem der fiktive Gleisrichtungsfehler durch einen doppelten tatsächlichen Fehler, entsprechend $f = 2 \cdot f_0$, ersetzt wird und $I_{\text{ers}} = 1400 \text{ cm}^4$ beibehalten wird. Eine weitere Möglichkeit zum Ausgleich der nach Meier und FEM berechneten kritischen ΔT_0 kann durch die Anpassung der Werte I_{ers} erzielt werden.

5.2.3.3 Das gerade Gleis unter Betriebsbelastung

Im Gegensatz zu den vorherigen zwei Kapiteln wurden die weiteren Gleislagestabilitätsuntersuchungen unter Berücksichtigung des Einflusses der Verkehrsbelastung durchgeführt. Dazu wurden zunächst typische kritische Lastfälle bezüglich der Gefahr eines horizontalen Ausknickens des Gleises ausgewählt.

Üblicherweise findet eine Gleisverwerfung unter Fahrzeugen mit großen Drehgestellabständen statt [64]. Der QVW wird im Bereich zwischen den Drehgestellen infolge dynamischer Vibrationen reduziert und der Drehgestellabstand entspricht in etwa der Länge der horizontalen Verwerfungswelle. Weiter wird die Gleisverwerfung im Bereich der auftretenden Abhebewelle begünstigt. Dabei bildet sich insbesondere bei Fahrzeugen mit

hohen Achslasten eine negative Stützpunktkraft, die sogar das Eigengewicht des Oberbaus mit Betonschwellen B 70 übersteigen kann [64] und somit eine Gleisanhebung, verbunden mit Abnahme des QVW verursacht. Demnach wurden folgende zwei Lastfälle unter Verkehr für die Untersuchungen gewählt: Ein IC-Wagen mit statischer Achslast von $Q = 114 \text{ kN}$ und Geschwindigkeit $V = 300 \text{ km/h}$ und eine schwere Lokomotive BR 152 mit einer Achslast von $Q = 220 \text{ kN}$ und $V = 160 \text{ km/h}$. Im ersten Fall befindet sich der sinusförmige Fehlerbereich in Gleisquerrichtung zwischen den Drehgestellen des IC-Wagens (19,0 m) und im zweiten Fall liegt er unmittelbar vor dem Güterzug (s. hierzu Abb. 5.26). Die Gleisverwerfungssimulationen mit der FEM wurden für die im Labor untersuchten Oberbauvarianten mit konventionellen und besohlenen (G04 V05) Schwellen B 70 mit konsolidiertem Schotter Typ B durchgeführt.

In einem ersten Schritt wurde die vertikale dynamische Radlast für die gewählten Oberbau- und Fahrzeugkonfigurationen mit dem Verfahren von Zimmermann berechnet (s. Anl. 85). Diese wurde unter jedem Rad eingesetzt und anschließend wurde aus den Achsabständen sowie dem versuchstechnisch ermittelten Bettungsmodul des Oberbaus die vertikale Biegelinie der Schiene abgeleitet. Im konsolidierten Oberbau mit konventionellen Schwellen wurde von einem Bettungsmodul des Schotters von $C_{\text{stat}1} = 0,44 \text{ N/mm}^3$ ($c = 125 \text{ kN/mm}$) und mit besohlenen Schwellen von einem Bettungsmodul der Sohle G05 mit V05 von $C_{\text{stat}1} = 0,06 \text{ N/mm}^3$ ausgegangen. Grundsätzlich wurde in allen Gleisabschnitten ohne Schieneneinsenkung, infolge der einwirkenden höherfrequenten Vibrationen aus Imperfektionen des Rad-Schiene-Systems, der versuchstechnisch ermittelte dynamische QVW angesetzt. In den Bereichen mit weichbesohlenen Schwellen, wo eine Gleisanhebung zwischen 0,15 mm und 0,25 mm stattfand, wurde der dynamische QVW reduziert, indem 50 % vom primären und sekundären Sohlwiderstand bzw. 100 % vom Flanken- und Vorkopfwiderstand angesetzt wurden. Dabei wurden die ermittelten prozentualen Verhältnisse der einzelnen Anteile des statischen QVW auf den dynamischen QVW übertragen. Im Folgenden wird ein Rechenbeispiel für den Oberbau mit besohlenen Schwellen (G04 V05) und konsolidiertem Schotter Typ B dargestellt:

- Primärer und sekundärer Sohlwiderstand = 57 % vom statischen Gesamtwiderstand (s. Tab. 4.17); Ansatz bei Gleisanhebung: 50 %
- Flanken- und Vorkopfwiderstand = 43 % vom statischen Gesamtwiderstand (s. Tab. 4.17); Ansatz bei Gleisanhebung: 100 %
- Dynamischer QVW bei Gleisanhebung = $0,5 \cdot 0,57 + 1,0 \cdot 0,43 = 0,71 \cdot \text{dynQVW}$ (s. dynamischer QVW unter Ziff. 4.4.1.6, Tab. 4.9).

Somit wurde im Oberbau mit weichbesohlenen Schwellen die sich unter Verkehr einstellende Abhebewelle berücksichtigt, indem der Sohlwiderstand um 50 % reduziert wurde. Im Schotteroberbau mit konventionellen Betonschwellen B 70 kam der volle dynamische QVW (100 %) zum Einsatz, da hier infolge der steifen Auflagerungsverhältnisse eine mit maximal 0,02 mm vernachlässigbar kleine Gleisanhebung berechnet wurde.

In den Gleisabschnitten mit vertikaler Schieneneinsenkung wurde zunächst die Anzahl der jeweils betroffenen Schwellen sowie der vorkommenden Radlasten bestimmt. Danach wurde die mittlere vertikale Last pro Schwelle im entsprechenden Bereich ermittelt. Der gewählte Rechenansatz wird am Beispiel des im Labor untersuchten Oberbaus mit besohlenen Schwellen G04 V05 und konsolidiertem Schotter Typ B für die Lastfälle IC-Wagen sowie Güterzug mit Lokomotive BR 152 verdeutlicht:

- LF IC-Wagen: Gleiseinsenkung unter vier dynamischen Achslasten ($4 \cdot 144,6 \text{ kN} = 578,4 \text{ kN}$) in einem Abschnitt mit einer Länge von ca. 14,4 m, entsprechend 24 Schwellen. Daraus ergibt sich folgende, gemittelte, vertikale Auflast pro Schwelle: $578,4 / 24 = 24,1 \text{ kN}$. Das lotrechte Achsgewicht von 3 Schwellen beträgt 7,4 t.
- LF BR 152: Gleiseinsenkung unter zwei dynamischen Achslasten ($2 \cdot 279,0 \text{ kN} = 558,0 \text{ kN}$) in einem Abschnitt mit einer Länge von ca. 7,2 m, entsprechend 12 Schwellen. Daraus ergibt sich folgende, gemittelte, vertikale Auflast pro Schwelle: $558,0 / 12 = 46,5 \text{ kN}$. Das lotrechte Achsgewicht von 3 Schwellen liegt bei 14,0 t.

In [89] wurden österreichische Untersuchungen zur Bestimmung des statischen QVW des belasteten Gleises mit Betonschwellen B 14 (vergleichbar mit der B 70) durchgeführt. Dabei wurde ein aus drei unbesohlenen Schwellen B 14 bestehender Gleisrost horizontal verschoben, wobei unterschiedliche vertikale Auflasten aufgebracht wurden. Für 2 mm Verschiebeweg ergab sich folgender linearer Zusammenhang zwischen dem QVW und dem lotrechten Achsgewicht von drei Schwellen:

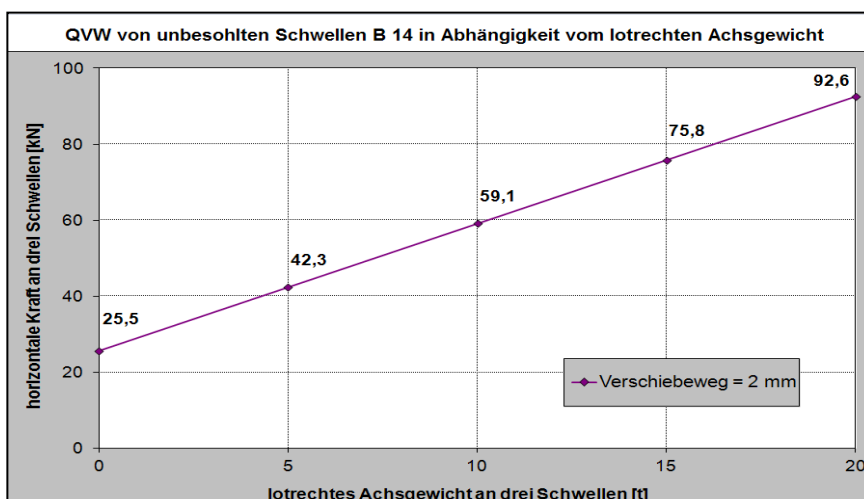


Abb. 5.25: Abhängigkeit des QVW (2 mm) vom lotrechten Achsgewicht bei unbesohlenen Betonschwellen B 14

5. Überführung der Ergebnisse in Gleislagestabilitätsbetrachtungen

Demnach wurde im unbelasteten Gleis mit drei Schwellen B 14 eine QVW-Kraft (2 mm) von 25,5 kN gemessen. Das versuchstechnisch ermittelte, lineare Kraft-Achsgewicht-Verhältnis der unbesohlenen Betonschwellen B 14 wurde auf den Oberbau mit Schwellen B 70 übertragen. Im Lastfall IC-Wagen ergab sich bei einem Gewicht von 7,4 t eine horizontale Widerstandskraft von 50,5 kN. Im Lastfall BR 152 ergab sich eine Kraft von 72,5 kN, entsprechend einem Gewicht von 14,0 t. Somit wurde der statische QVW der gewählten belasteten Gleisabschnitte mit Besohlung G04 V05 und konsolidiertem Schotter Typ B um den Faktor 2,0 (= 50,5 kN/ 25,5 kN) beim IC-Wagen bzw. um 2,8 (= 72,5 kN/ 25,5 kN) bei der BR 152 im Vergleich zum unbelasteten Gleis erhöht. In Abb. 5.26 sind die berechneten vertikalen Biegelinien der Schiene, die Position des horizontalen Fehlerbereichs sowie die abgeleiteten QVW-Abschnitte beider betrachteten Lastfälle dargestellt:

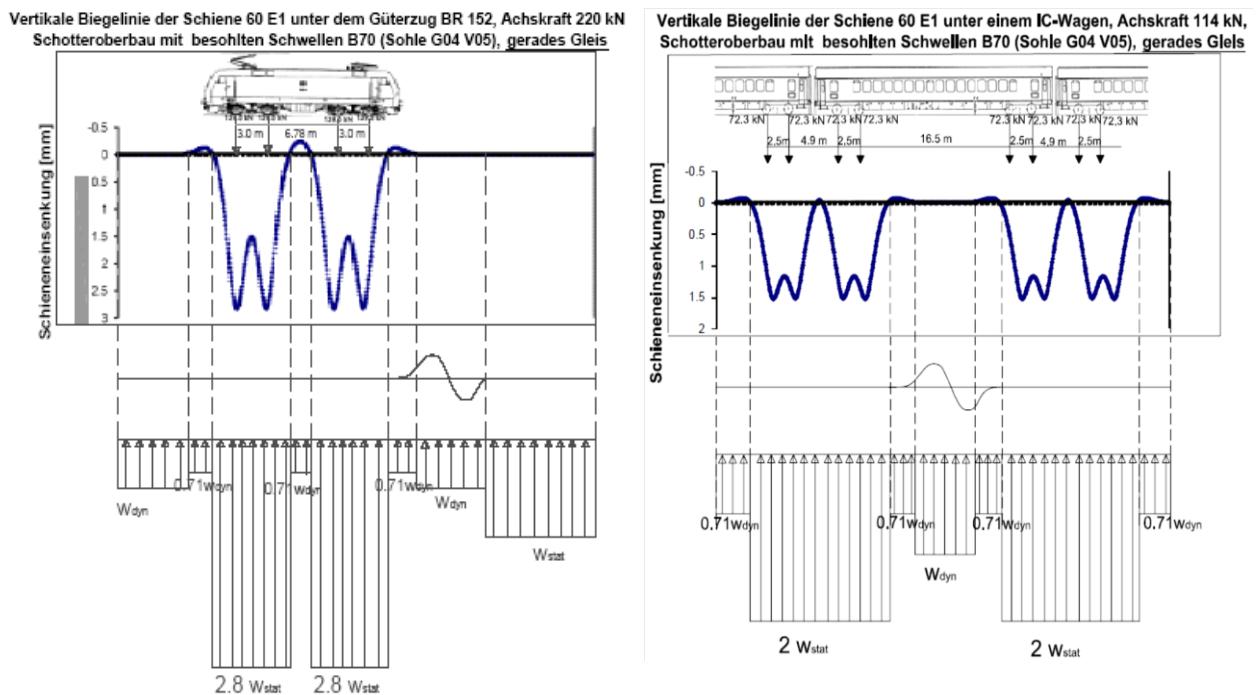


Abb. 5.26: Vertikale Biegelinie der Schiene mit entsprechendem QVW und Position des Fehlerbereichs im Oberbau mit besohlenen Schwellen B 70 (G04 V05) und konsolidiertem Schotter Typ B. Links: Lastfall Lokomotive BR 152. Rechts: Lastfall IC-Wagen

Mit dem Ziel den maßgebenden Lastfall zu ermitteln, wurden im nächsten Schritt Gleisverwerfungen für den gewählten Oberbau (Schwelle B 70 mit G04 V05 und konsolidierter Schotter Typ B) mit Hilfe der FEM simuliert. Sowohl beim IC-Wagen (LF 1a) als auch bei der BR 152 (LF 2a) wurde für einen Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23$ mm mit $\Delta T_0 = 47$ K die gleiche kritische Temperaturerhöhung berechnet (s. Anl. 86). Dabei wurde auf der sicheren Seite der dynamische QVW nicht nur im Bereich zwischen den einzelnen Achsen,

sondern im Lastfall BR 152 sogar im gesamten Verwerfungsabschnitt vor dem Zug, entsprechend einer Länge von ca. 15 m, angesetzt. Allerdings wurde wegen der Unsicherheit der Annahme, bis zu welcher Entfernung vor der ersten Lokomotivenachse das Gleis durch die Vibrationen beeinflusst wird, als kritischer Fall für die weiteren Simulationen der IC-Wagen gewählt.

Somit wurden die Gleisstabilitätsuntersuchungen mit einem Oberbau aus konventionellen sowie mit G04 V05 besohnten Schwellen B 70 und konsolidiertem Schotter Typ B, für Gleislagefehler von $f_0 = 9$ mm bzw. $f_0 = 23$ mm und dem Lastfall IC-Wagen fortgeführt. Dabei wurden acht unterschiedliche Unterteilungen des Oberbauzustandes (LF 1a bis LF 1h) gewählt:

- LF 1a: Trockenwetter, Schwellen eingeschottert, keine Hohllage
- LF 1b: Regenwetter, Schwellen eingeschottert, keine Hohllage
- LF 1c: Trockenwetter, Schwellen eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage
- LF 1d: Trockenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, keine Hohllage
- LF 1e: Regenwetter, Schwellen eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage
- LF 1f: Regenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, keine Hohllage
- LF 1g: Trockenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage
- LF 1h: Regenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage

In Anl. 86 ist der Temperatur-Verformungs-Verlauf des Gleisrostes am Beispiel des Lastfalls 1a dargestellt. In Anl. 87 bis 90 sind die in Abhängigkeit der vertikalen Biegelinie der Schiene und des angesetzten Lastfalls abgeleiteten QVW-Abschnitte zu entnehmen. Die gemessenen dynamischen (Trockenwetter) bzw. statischen (Regenwetter) Kraft-Verformungs-Verläufe des QVW sind in Anl. 36 und des abgeleiteten LVW in Anl. 91 abgebildet. In Tab. 5.5 sind die mit der FEM berechneten kritischen Temperaturen aller gewählten Oberbaukonfigurationen und Lastfälle zusammengefasst:

Tabelle 5.5: Ermittelte ΔT_0 (FEM) des Oberbaus mit un-/besohlenen (G04 V05) Schw. B70, konsolidierter Schotter Typ B, für $f_0 = 9$ mm bzw. $f_0 = 23$ mm, Lastfall „IC-Wagen“, gerades Gleis

Oberbau: <u>gerades Gleis unter Betriebsbelastung</u> mit $f_0 = 23$ mm bzw. $f_0 = 9$ mm		konsolidierter Schotter Typ B Lastfall 1: IC-Wagen							
Messort/ Untergrund/ Gleislage- fehler	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	kritische Temperaturerhöhung ΔT_0 (FEM) [K]							
		LF 1a	LF 1b*	LF 1c	LF 1d	LF 1e*	LF 1f*	LF 1g	LF 1h*
Labor, Betonuntergrund, $f_0 = 23$ mm	B 70 unbesohlt	47	41	43	39	37	33	36	31
	B 70 mit Sohle G04, V05	47	43	45	39	41	38	38	35
Labor, Betonuntergrund, $f_0 = 9$ mm	B 70 unbesohlt	68	59	61	55	53	48	51	44
	B 70 mit Sohle G04, V05	69	62	63	56	57	51	51	46

* Bei den gewählten Lastfällen handelt es sich um einen starken und kurzen Regenfall, damit die aufgeheizten Schienen nicht abgekühlt werden.

Für den Lastfall (IC-Wagen) und der Konfiguration mit konventionellen bzw. mit G04 V05 besohlenen Schwellen B 70, sowie konsolidiertem Schotter Typ B, wird unabhängig vom Oberbauzustand, für einen Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 9$ mm, die für Deutschland maßgebende witterungsabhängige Temperaturdifferenz zwischen Schienen- und Verspanntemperatur von $\Delta T_{o,w} = 45$ K eingehalten. Einzige Ausnahme zeigt mit 44 K der Lastfall 1h (sehr schlechte Oberbauverhältnisse bei Regenwetter) der unbesohlenen Schwellen B 70. Ebenso kann bei Anwendung der Wirbelstrombremse die Temperatur der Schiene im Mittel um weitere 16 K steigen [41]. Das sich neu bildende Sicherheitskriterium von $\Delta T_{o,w+wirb} = 45 \text{ K} + 16 \text{ K} = 61 \text{ K}$ wird demnach nur beim LF 1a bis 1c (Schwellen B70 mit Sohle G04 V05) bzw. 1a und 1c (unbesohlte Schwellen B70) eingehalten. Demnach soll bei hochsommerlichen Temperaturen und gleichzeitiges Auftreten von Gleisrichtungs- und Oberbaufehlern die Wirbelstrombremse nicht angewandt werden. Angemerkt sei, dass auf der sicheren Seite liegend, in der FEM sehr ungünstige Parameter generiert wurden: Einsatz des im Labor ermittelten kleineren statischen QVW, sowie zusätzliche Reduzierung des statischen QVW bis zu 56 % infolge dynamischer Einwirkung (s. Tab. 4.9).

Bei einem großen Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23$ mm liegt die kritische Temperaturerhöhung nur beim LF 1a (idealer Oberbauzustand bei Trockenwetter) sowohl bei den besohlenen als auch bei den unbesohlenen Schwellen B 70 über der witterungsabhängigen Temperaturdifferenz von $\Delta T_{o,w} = 45$ K. Allgemein wurden mit der FEM in Abhängigkeit vom Lastfall bis zu 5 K höhere kritische Temperaturen bei den mit G04 V05 besohlenen Schwellen als bei den konventionellen Schwellen berechnet. Weiter wurde

festgestellt, dass im nassen Schotterbett (LF 1b) oder bei einer nicht ausreichenden Einschotterung (LF 1d) eine Gleisverwerfung leichter erfolgen kann als bei Vorhandensein von Hohllagenbildungen unter jeder dritten Schwelle (LF 1c).

5.2.3.4 Das gekrümmte Gleis unter Betriebsbelastung

Um den Einfluss der Betriebsbelastung auf die horizontale Gleislagestabilität im Bogenbereich mit einem Halbmesser von $R = 360$ m und $R = 700$ m zu untersuchen, wurden wiederum die Lastfälle IC-Wagen und Güterzug mit Lokomotive BR 152 im FE-Modell generiert. Im Gegensatz zum geraden Gleis, bilden sich bei einer Bogenfahrt unter jeder Achse nicht nur vertikale Kräfte, sondern auch horizontale Führungskräfte, die aus der Differenz der Richt- und Flieh- mit den Hangabtriebskräften resultieren [90]. In Anl. 92 ist der Zusammenhang zwischen der mittleren Führungskraft und dem Bogenhalbmesser für eine Seitenbeschleunigung von $a_q = 0,65 \text{ m/s}^2$ dargestellt, aufgeteilt nach Triebfahrzeugen wie Diesellok 220 (vergleichbar mit der Lok BR 152) und Wagen (vergleichbar mit dem IC-Wagen). Demnach ergeben sich im Gleisbogen unter jeder Fahrzeugachse folgende horizontale Führungskräfte:

Lastfall IC-Wagen

R = 360 m: 10 kN

R = 700 m: 5 kN

Lastfall BR 152

R = 360 m: 37,5 kN

R = 700 m: 23,5 kN.

Im nächsten Schritt wurde die Geschwindigkeit V der Fahrzeuge für $R = 360$ m bzw. $R = 700$ m aus der Formel

$$a_q = \frac{V^2}{13 \cdot R} - \frac{u}{153} \quad [\text{m/s}^2]$$

abgeleitet [88]. Bei Wahl der maximal zulässigen Überhöhung von $u = 160$ mm, ergaben sich folgende maximale Fahrzeuggeschwindigkeiten für $a_q = 0,65 \text{ m/s}^2$:

R = 360 m: $V = 89$ km/h

R = 700 m: $V = 124$ km/h.

Somit wurde der maximale dynamische Einfluss berücksichtigt. Anschließend wurden die vertikalen dynamischen Radlasten der gewählten Oberbau- und Fahrzeugkonfigurationen

mit dem Verfahren von Zimmermann berechnet (s. Anl. 93 und 94). Diese wurde unter jedem Rad eingesetzt und mit Hilfe des versuchstechnisch ermittelten Bettungsmoduls des konsolidierten Oberbaus von $C_{\text{stat}1} = 0,44 \text{ N/mm}^3$ (konventionelle Schwellen) bzw. von $C_{\text{stat}1} = 0,06 \text{ N/mm}^3$ (Schwellen mit Besohlung G04 V05) ergab sich die vertikale Biegelinie der Schiene. Wie im geraden Gleis, wurde auch im Bogenbereich in den Gleisabschnitten mit Schieneneinsenkung, jedoch außerhalb der Achsen, der dynamische QVW eingesetzt. Unmittelbar in Achsenähe wurde in Abhängigkeit von der gemittelten vertikalen Last pro Schwelle und des QVW-Achsgewicht-Verhältnis (s. Abb. 5.25) der Erhöhungsfaktor des statischen QVW abgeleitet:

- LF IC-Wagen (R = 360 m, Oberbau mit G04 V05): Gleiseinsenkung unter vier dynamische Achslasten ($4 \cdot 132,6 \text{ kN} = 530,4 \text{ kN}$) in einem Abschnitt mit einer Länge von ca. 14,4 m, entsprechend 24 Schwellen → gemittelte vertikale Auflast pro Schwelle: $530,4 / 24 = 22,1 \text{ kN}$. Das lotrechte Achsgewicht von 3 Schwellen beträgt 6,6 t → QVW-Erhöpfungsfaktor 1,9 (aus Abb. 5.25).
- LF BR 152 (R = 360 m, Oberbau mit G04 V05): Gleiseinsenkung unter zwei dynamische Achslasten ($2 \cdot 255,2 \text{ kN} = 510,4 \text{ kN}$) in einem Abschnitt mit einer Länge von ca. 7,2 m, entsprechend 12 Schwellen → gemittelte vertikale Auflast pro Schwelle: $510,4 / 12 = 42,5 \text{ kN}$. Das lotrechte Achsgewicht von 3 Schwellen liegt bei 12,8 t → QVW-Erhöpfungsfaktor 2,7 (aus Abb. 5.25).

Für einen Bogenhalbmesser von $R = 700 \text{ m}$, sowie für den Oberbau mit unbesohlenen Schwellen wurden die gleichen Erhöhungsfaktoren für den Lastfall IC-Wagen (1,9) bzw. für den Lastfall BR 152 (2,7) abgeleitet.

Weiter wurde in den Bereichen mit ausgeprägter Gleisanhebung, d.h. nur im Oberbau mit besohlenen Schwellen G04 V05, der primäre und sekundäre Sohlwiderstand um 50 % reduziert (s. Ansatz unter Ziff. 5.2.3.3).

Wie auf der geraden Strecke wurde auch im gekrümmten Gleis die Position des Fehlerbereichs im Lastfall IC-Wagen zwischen den Drehgestellen des Wagens und im Lastfall BR 152 direkt vor der Lok festgelegt. Die abgeleiteten QVW-Abschnitte unter der vertikalen Biegelinie der Schiene im Oberbau mit $R = 360 \text{ m}$, besohlenen Schwellen G04 V05

und konsolidiertem Schotter Typ B sind aus Abb. 5.27 (IC-Wagen) bzw. Anl. 95 (BR 152) zu entnehmen:

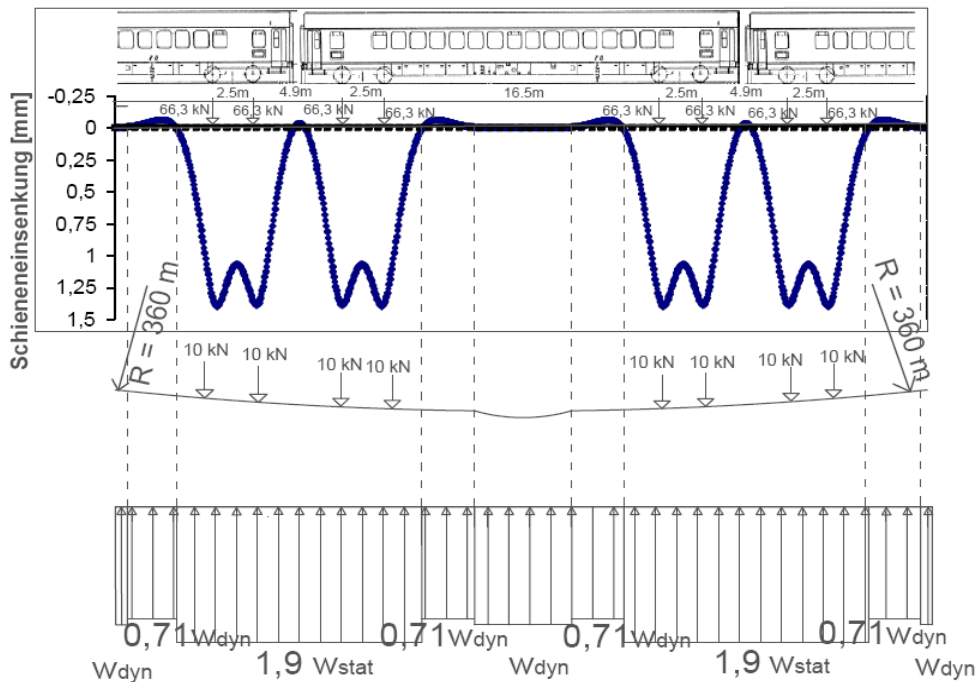


Abb. 5.27: Vertikale Biegelinie der Schiene mit entsprechendem QVW und Position des Fehlerbereichs im Oberbau mit besohlenen Schwellen B 70 (G04 V05) und konsolidiertem Schotter Typ B für $R = 360$ m, Lastfall IC-Wagen

Anschließend wurde mit der FEM für beide Lastfälle die Temperatur in den Schienen bis zur Gleisverwerfung erhöht. Für einen Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23$ mm und einem Bogenhalbmesser von $R = 360$ m wurde sowohl beim IC-Wagen (LF 1a) als auch bei der BR 152 (LF 2a) die gleiche kritische Temperaturerhöhung von 43 K berechnet (s. Anl. 96). So wie im geraden Gleis, wurden auch im Bogenbereich die Simulationen nur mit dem Lastfall IC-Wagen fortgeführt. Der Grund dafür ist, dass im Lastfall BR 152 der dynamische QVW im gesamten Verwerfungsbereich vor der ersten Achse, entsprechend einer Länge von 15 m, eingesetzt wurde und dadurch anzunehmen ist, dass die ermittelte kritische Temperatur zu sehr auf der sicheren Seite liegt.

Bei den Gleisstabilitätsuntersuchungen des Lastfalls IC-Wagen wurden Halbmesser von 360 m und 700 m, Gleislagefehler von 9 mm, 15 mm, 23 mm sowie konsolidierter Schotter Typ B mit konventionellen und besohlenen Schwellen (G04 V05) gewählt. Die Gleisverwerfungssimulationen für $f_0 = 9$ mm und 23 mm wurden für die Lastfälle 1a bis 1h (s. Ziff. 5.2.3.3) und für $f_0 = 15$ mm nur für den LF 1a durchgeführt, um den Einfluss der Größe des Gleislagefehlers auf die kritische Temperatur genauer zu bestimmen. Beispiele für

5. Überführung der Ergebnisse in Gleislagestabilitätsbetrachtungen

Temperatur-Verformungs-Verläufe des Gleisrostes für den Lastfall 1a sind in Anl. 96 dargestellt. In Anl. 97 bis 100 sind die in Abhängigkeit des gewählten Oberbaus und angesetzten Lastfalls abgeleiteten QVW-Abschnitten unter der vertikalen Biegelinie der Schiene zu entnehmen. Die mit der FEM ermittelten kritischen Temperaturen sind in den Tab. 5.6 (R = 360 m) und Tab. 5.7 (R = 700 m) zusammengefasst.

Tabelle 5.6: Ermittelte ΔT_0 (FEM) des Oberbaus mit un-/besohlenen (G04 V05) Schw. B70, konsolidierter Schotter Typ B, für $f_0 = 9$ mm bzw. $f_0 = 23$ mm, Lastfall „IC-Wagen“, R = 360 m

Oberbau: Bogenbereich (R = 360 m) unter Betriebsbelastung mit $f_0 = 23$ mm bzw. $f_0 = 9$ mm		konsolidierter Schotter Typ B Lastfall 1: IC-Wagen							
Messort/ Untergrund/ Gleislage- fehler	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	kritische Temperaturerhöhung ΔT_0 (FEM) [K]							
		LF 1a	LF 1b*	LF 1c	LF 1d	LF 1e*	LF 1f*	LF 1g	LF 1h*
Labor, Betonuntergrund, $f_0 = 23$ mm	B 70 unbesohlt	42	36	37	33	31	27	29	24
	B 70 mit Sohle G04, V05	43	38	39	34	34	30	30	26
Labor, Betonuntergrund, $f_0 = 9$ mm	B 70 unbesohlt	49	39	42	37	34	29	31	25
	B 70 mit Sohle G04, V05	52	41	44	38	36	31	33	27

Tabelle 5.7: Ermittelte ΔT_0 (FEM) des Oberbaus mit un-/besohlenen (G04 V05) Schw. B70, konsolidierter Schotter Typ B, für $f_0 = 9$ mm bzw. $f_0 = 23$ mm, Lastfall „IC-Wagen“, R = 700 m

Oberbau: Bogenbereich (R = 700 m) unter Betriebsbelastung mit $f_0 = 23$ mm bzw. $f_0 = 9$ mm		konsolidierter Schotter Typ B Lastfall 1: IC-Wagen							
Messort/ Untergrund/ Gleislage- fehler	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	kritische Temperaturerhöhung ΔT_0 (FEM) [K]							
		LF 1a	LF 1b*	LF 1c	LF 1d	LF 1e*	LF 1f*	LF 1g	LF 1h*
Labor, Betonuntergrund, $f_0 = 23$ mm	B 70 unbesohlt	49	42	44	39	38	33	35	31
	B 70 mit Sohle G04, V05	51	46	46	40	41	36	36	33
Labor, Betonuntergrund, $f_0 = 9$ mm	B 70 unbesohlt	65	55	58	51	48	42	45	37
	B 70 mit Sohle G04, V05	69	61	61	53	54	47	47	41

* Bei den gewählten Lastfällen handelt es sich um einen starken und kurzen Regenfall, damit die aufgeheizten Schienen nicht abgekühlt werden.

Im Vergleich zu den FE-Simulationen im geraden Gleis (s. Tab. 5.5) wurden im Bogenbereich bis zu 21 K (R = 360 m) bzw. bis zu 7 K (R = 700 m) kleinere kritische Temperaturerhöhungen bis zur Gleisverwerfung berechnet. Allerdings wurden im

Bogenbereich mit $R = 700$ m für einen großen Gleisrichtungsfehler von $f_0 = 23$ mm teilweise auch bis zu 4 K höhere kritische Temperaturen als auf der geraden Strecke ermittelt. Weiter zeigte der Oberbau mit G04 V05 besohnten Schwellen je nach Lastfall bis zu 6 K höhere Sicherheit gegen seitlichen Ausknickens des Gleises als der Oberbau mit konventionellen Schwellen. Auch im Bogenbereich stellte sich heraus, dass das Vorhandensein von Hohllagen unter jeder dritten Schwelle (LF 1c) die Sicherheit gegen Verwerfung nicht so negativ beeinflusst wie das nasse Schotterbett (LF 1b) oder die nicht ausreichende Schwelleneinschotterung (LF 1d). Mit Ausnahme von LF 1h bei den besohnten und LF 1f, 1h bei den konventionellen Schwellen, wurde die für Deutschland maßgebende witterungsabhängige Temperaturdifferenz zwischen Schienen- und Verspanntemperatur von $\Delta T_{o,w} = 45$ K vom kritischen Lastfall IC-Wagen nur von der Parameterkombination $f_0 = 9$ mm, $R = 700$ m erfüllt. Für einen Bogenhalbmesser von $R = 360$ m mit $f_0 = 9$ mm bzw. $R = 700$ m mit $f_0 = 23$ mm wird der kritische Wert von 45 K nur bei idealen Oberbauverhältnissen nicht unterschritten. Jedoch wurden die FEM-Berechnungen, auf der sicheren Seite liegend, bei sehr ungünstiger Parameterwahl durchgeführt (Einsatz des im Labor ermittelten kleineren statischen QVW, sowie zusätzlicher Reduzierung des statischen QVW bis zu 56 % infolge Dynamik (s. Tab. 4.9)). Die Simulationen mit der FEM zeigten, dass bei Wahl eines Bogenhalbmessers von $R = 360$ m mit einem sehr großen Gleislagefehler von $f_0 = 23$ mm, bei hochsommerlichen Verhältnissen sich eine Gleisverwerfung zwischen den Drehgestellen des IC-Wagens einstellen wird. Allerdings ist der gewählte Gleisrichtungsfehler mit 23 mm sehr groß und liegt ausserhalb der DB-Gefahrengrenzwerte SR_{lim} (s. Anl. 73). Falls der Bremsvorgang des Zuges durch Wirbelstrom erfolgt, kann die Schiene um weitere 16 K aufgeheizt werden [41], entsprechend einer Gesamttemperaturerhöhung von $\Delta T_{o,w+wirb} = 61$ K. Der neue Temperaturgrenzwert wird nur von der Parameterkombination $f_0 = 9$ mm, $R = 700$ m und sehr gutem Oberbauzustand (LF 1a) eingehalten. Somit soll auch im Bogenbereich bei Vorhandensein von Gleislage- und Oberbaufehlern sowie hohen Lufttemperaturen auf die Anwendung der Wirbelstrombremse verzichtet werden.

6. Zusammenfassung

Im Zuge dieser Arbeit wurden am Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München Untersuchungen am Schotteroberbau mit elastisch besohlenen und unbesohlenen, konventionellen Schwellen im Hinblick auf die horizontale Gleislagestabilität durchgeführt.

In einem ersten Schritt wurde die vertikale Steifigkeit der von der Fa. Getzner Werkstoffe GmbH neu entwickelten, akustisch optimierten Schwellensohle G04 (Federschicht) mit Schutzschicht V05 (Geotextil-Vlies) mit $C_{\text{stat1}} = 0,086 \text{ N/mm}^3$ oder Schutzschicht V03 (plastische lastverteilende Druckschicht LVD) mit $C_{\text{stat1}} = 0,080 \text{ N/mm}^3$, sowie der von der Fa. Paul Müller Technische Produkte GmbH zur Schotterschonung eingesetzten Besohlung Paul Müller aus EVA mit $C_{\text{stat1}} = 0,252 \text{ N/mm}^3$, bestimmt. Die mit der Normschotterplatte (NSP) ermittelten statischen Bettungsmoduln an kleinen Proben (300 mm x 300 mm) und an der Schwellenunterseite stimmten miteinander überein. Die geometrische Schotterplatte (GSP) liefert ähnliche Ergebnisse wie die NSP. Die auf der aus verklebten Schottersteinen bestehenden TUM-Platte ermittelten niedrigeren Werte liegen am nächsten an der Realität (zum Schotterbett). Bei Messungen auf dem Schotterbett wird wegen der scharfkantigen Schottersteine stets eine kleinere Steifigkeit der Sohle im Vergleich zur NSP registriert. Der dynamische Bettungsmodul zwischen 5 Hz und 30 Hz kann wegen auftretender unerwünschter Schwingungen in der Schwelle nur an kleinen Sohlenabschnitten mit Betonblock exakt ermittelt werden.

Um die zulässige Biegezugspannung am Fuß der Schiene 60 E1 nicht zu überschreiten, entsprechend einem Bettungsmodul des Gesamtoberbaus von $C_{\text{gesamt}} = 0,05 \text{ N/mm}^3$, soll beim Einbau der betrachteten Besohlungen, der gemeinsame Bettungsmodul des Schotters und des Untergrundes $\geq 0,20 \text{ N/mm}^3$ (G04 V05), $\geq 0,36 \text{ N/mm}^3$ (G04 V03) bzw. $\geq 0,08 \text{ N/mm}^3$ (Paul Müller) sein.

Weiter wurde festgestellt, dass für Besohlungen ohne plastische Oberfläche (G04 V05) sowie für die Betonsohle eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der an kleinen Proben ermittelten Gleitreibung auf TUM-Platte und dem primären Sohlwiderstand von Schwellen im Schotterbett gegeben ist. Somit kann durch einfache Vorversuche an kleinen Proben die Größe des primären Sohlwiderstands bestimmt werden und als Orientierungsmaß für die relativ aufwendigen Messungen des QVW im Schotterbett herangezogen werden. Bei den

Sohlen mit plastischer Oberfläche (G04 V03, Paul Müller) wurden an kleinen Proben größere Werte als an Schwellen im Schotterbett registriert.

Im Rahmen der Untersuchungen wurde ein Versuch zur Bestimmung des QVW entwickelt, mit Hilfe dessen dieser sicherheitsrelevante Wert vor einem Einbau in Betriebsstrecken bestimmt werden kann. Der QVW wurde sowohl im unkonsolidierten als auch im konsolidierten Zustand gemessen. Der stabilisierte Oberbauzustand wurde über eine eingeleitete dynamische Dauerschwingbelastung in vertikaler Richtung erzeugt. Um den Konsolidierungsprozess zu beschleunigen, wurde von einem extremen Lastfall ausgegangen, bei dem die dynamische Oberlast zu $P_o = 97,8 \text{ kN}$ pro Schwelle berechnet wurde ($P_u = 8 \text{ kN}$, $f = 3 \text{ Hz}$).

Im Oberbau mit unbesohlenen Schwellen führte die dynamische Dauerbelastung zur Kornzertrümmerung und Kornabrieb unter der Schwelle als Folge des harten Kontakts zwischen den Schotterkörnern und der Betonsohle sowie der gewählten ungünstigen steifen Auflagerungsverhältnisse (Betonboden wie beispielsweise auf Brücken- und Tunnelabschnitten). Bei gleichen Randbedingungen fand unter der besohlenen Schwelle kaum eine Änderung der Schotterqualität nach der Dauerbelastung statt, was die schonende Funktion der elastischen Sohle belegt. Die Kontaktfläche zwischen Sohle und Schotter war mit ca. 5 % (Paul Müller), 11 % - 17 % (G04 V05) bzw. 16 % - 19 % (G04 V03) deutlich höher als bei den unbesohlenen Schwellen (1,5 % - 2,8 %), wodurch auch die sonst hohen Kontaktspannungen um den Faktor 9 (G04 V05) bzw. Faktor 3 (Paul Müller) im Vergleich zur Betonsohle reduziert werden konnten. Mit steigender Lastwechselzahl (bis 3,0 Mio.) wurden die Kontaktspannungen zwischen Schotter und Sohle abgebaut, da die Kontaktfläche stärker als die Stützpunktkraft infolge der Oberbauversteifung zunahm. Jedoch führte die zusätzliche hohe Elastizität der Besohlung G04 zum verstärkten Verschleiß des Schwellenfachschotters im Kontaktbereich zur Schwelle.

Im stabilisierten Zustand wurde sowohl bei den konventionellen als auch bei den besohlenen Schwellen ein um 29 % bis 49 % höherer QVW als vor der Konsolidierung gemessen, wobei bereits nach ca. 1 Mio. aufgetragenen Lastwechseln im Schotteroberbau der maximale Verdichtungsgrad bzw. QVW erreicht wurde.

Bereits im unstabilierten Zustand wurde bei den Schwellen mit elastischer Sohle ein höherer QVW gemessen als bei den konventionellen Schwellen. Infolge des

Dauerschwingversuchs erfolgte ein weiteres Einarbeiten der Schottersteine in die elastische Schicht. Unabhängig von der Schotterart wurde im konsolidierten Zustand ein um ca. 20 % höherer QVW bei den Schwellen mit Besohlung G04 V05 als bei den unbesohlenen Schwellen erreicht. Dieses bessere Ergebnis ist wesentlich bei der Beurteilung der Gleislagestabilität eines Oberbaus mit besohlenen Schwellen. Der höchste Mittelwert des QVW bei 2 mm Verschiebeweg betrug 14,2 N/mm und wurde im Oberbau mit besohlenen Schwellen G04 V03 gemessen. Dadurch wird deutlich, dass nicht nur die elastische Federschicht, sondern auch die darunter liegende Schutzschicht eine wesentliche Rolle für die Beeinflussung des QVW spielt. Durch die bessere Einbindung der Schottersteine, entsprechend einer größeren Kontaktfläche, sowie durch den höheren Gleitreibungskoeffizienten der plastischen Lastverteilschicht wurde mit der Sohle G04 V03 ein um 6 % größerer QVW als bei der Sohle G04 V05 registriert. Mit der steiferen Sohle Paul Müller wurde im konsolidierten Zustand eine Steigerung des QVW um 10 % im Vergleich zur unbesohlenen Schwelle gemessen. Demnach wird mit elastischen Sohlen geringerer Steifigkeit infolge der tieferen Einbettung der Schottersteine ein höherer QVW als bei harten Besohlungen erreicht. Es wurde festgestellt, dass der Kraft-Verformungs-Verlauf des QVW aller untersuchten Schwellen in etwa bilinear ist, allerdings ist der Steigungswechsel bei besohlenen Schwellen durch die relativ weiche elastische Besohlung „gedämpft“, d.h. der Übergang erfolgt kontinuierlich und ist nicht so stark ausgeprägt, wie bei den konventionellen Schwellen.

Bei den QVW-Messungen im Labor kamen grundsätzlich zwei verschiedene Schotterqualitäten zum Einsatz: Deutscher Granitschotter Typ A (Werk A) und Typ B (Werk B), beide Schotterklasse „S“. Deren unterschiedliche Eigenschaften wurden erfasst und die Auswirkung auf den QVW nachgewiesen. Als Folge der besseren technischen Eigenschaften wurde mit Schotter Typ B, unabhängig von der Besohlungsart, im konsolidierten Zustand ein um ca. 20 % höherer QVW im Vergleich zum Schotter Typ A erreicht. Weiter wurden auch österreichische und russische Schotterarten untersucht. Es stellte sich heraus, dass die horizontale Gleislagestabilität durch weitgestufte Sieblinien, hohe Massenprozentanteile an großen Schottersteinen der Kornklassen > 40 mm, wenig Feinkorn und abschlämmbare Bestandteile, gedrungene Kornform, sowie hoher Widerstand gegen Verschleiß und Zertrümmerung positiv beeinflusst wird. Auf weiche Untergrundverhältnisse erfolgte eine bessere Nachverdichtung des Schotters, wodurch der QVW zunahm.

Unter Einleitung einer nicht gerichteten Schwingungsabgabe in der Schwelle von ± 2 kN (dynamischer QVW) wurde eine Abnahme des statischen QVW von 49 % bis 56 % bei den

unbesohlenen bzw. von 44 % bis 55 % bei den besohlenen Schwellen registriert. Bei Regenwetter, infolge des abfallenden Reibungskoeffizienten, wurde der QVW bis zu 26 % bei den konventionellen bzw. bis zu 19 % bei den besohlenen Schwellen reduziert. Bei den im Labor durchgeführten Versuchen wurde bei Einsatz von Sicherungskappen ein Anstieg des QVW von 30 % und bei Schwellen mit profilierter Oberfläche von 14 % gemessen.

Es wurde festgestellt, dass der QVW aus vier Anteilen besteht: Flanken-, Vorkopfwiderstand, primärer und sekundärer Sohlwiderstand (aus der Kombination der geneigten Schwellenflanken und des aufliegenden Schotters). Bei 2 mm Verschiebeweg liegt der größte Anteil bei dem primären Sohlwiderstand und bei 8 mm bei dem Flankenwiderstand. Unabhängig vom horizontalen Weg, sowohl bei den besohlenen, als auch bei den unbesohlenen Schwellen B 70, leisten der Flanken- und sekundäre Sohlwiderstand einen Beitrag von ca. 50 % zum Gesamtwiderstand, wodurch die Wichtigkeit einer guten Zwischenfacheinschotterung und -verdichtung erkennbar wird.

Weiter wurde eine Rechenmethode entwickelt, mit dem der QVW und LVW von unbesohlenen Spannbetonschwellen ermittelt werden können, wobei mit Zunahme der Schwellenoberfläche und -gewichts die Widerstände größer wurden. Das Modell wurde versuchstechnisch verifiziert.

Da die unter Laborbedingungen ermittelten Querverschiebewiderstände einzelner Schwellen im Betriebsgleis validiert werden sollen, wurden in einer Teststrecke zwischen Mangolding und Sünching neben konventionellen auch besohlte Schwellen B 70 mit elastischen Sohlen G02, G03 mit Geotextilschutzschicht bzw. plastischer Lastverteilerschicht (LVD) und G04 mit V05 eingebaut. Die Messungen zeigten, dass durch den Einsatz von elastischen Besohlungen der Widerstand gegen Querverschiebung zunimmt. Auch hier stellte sich heraus, dass der Steigungswechsel des bilinearen Kraft-Verformungs-Verlaufs bei den besohlenen Schwellen kontinuierlicher erfolgt als bei den unbesohlenen. Es wurde festgestellt, dass im Labor wegen der herrschenden ungünstigen Randbedingungen (geringe Nachverdichtung des Schotters wie bei Brücken- und Tunnelabschnitten ohne Randeinspannung) ein kleinerer QVW als im Betriebsgleis gemessen wird. Wegen der qualitativen Übereinstimmung, ist es jedoch möglich, unter Berücksichtigung eines Erhöhungsfaktors, die Ergebnisse der Labormessungen auf das Gleis zu übertragen. Somit wurde die Tauglichkeit der entwickelten Versuchsroutine nachgewiesen und kann auch

zukünftig als Entscheidungshilfe für den Einbau neu entwickelter elastischer Sohlen in das Betriebsgleis dienen.

Im nächsten Schritt wurde ein FE-Modell zur Abbildung des Gleisrostes im Schotterbett im Hinblick auf die horizontale Gleislagestabilität erarbeitet. Dieses neue Modell berücksichtigt den Einfluss eines geänderten Kraft-Verformungs-Verlaufes des QVW von besohlenen Schwellen sowie des VDW der Schienenbefestigung, des LVW, der horizontalen Biegesteifigkeit der Schiene und der Imperfektionen (Gleisrichtungsfehler). Die Verifikation des FE-Modells für das gerade Gleis erfolgte durch den Großversuch von Rohrbach und für das Bogengleis mit $R = 360$ m durch den Versuch von Daglfing.

Anschließend wurden die Ergebnisse der Labor- und Betriebsgleismessungen in dem FE-Modell generiert. Die kritische Temperaturerhöhung, bei der es zu einer Gleisverwerfung kommt, wurde mit dem Programm für jede Oberbauvariante zuerst für das ruhende Gleis ermittelt und derjenigen der verbesserten Theorie von Meier gegenübergestellt. Dabei stellte sich heraus, dass die Gleislagestabilitätsberechnungen des FE-Modells für tatsächliche Gleisrichtungsfehler $f_0 > 7 - 8$ mm auf der sicheren Seite im Vergleich zur Energiemethode liegen. Für kleine Gleislagefehler, die in der Realität im HGV auftreten, werden nach der verbesserten Theorie von Meier kleinere kritische Temperaturerhöhungen als mit der FE-Methode abgeleitet. Im ruhenden Gleis, bis zu einem sehr großen Gleislagefehler von $f_0 = 23$ mm, liegt ΔT_{krit} der untersuchten Oberbauvarianten über die maximale witterungsabhängige Temperaturerhöhung der Schiene von $\Delta T_{0,w} = 45$ K. Bei Berücksichtigung der Dynamik und der Abhebewelle liegt die Gesamtsicherheit gegen Gleisverwerfung für HGV ($V \leq 230$ km/h) bei $\Delta T_{0,\text{ges}} = 95$ K. Dieses Sicherheitskriterium wurde unter Einsatz des im Betriebsgleis gemessenen QVW im quasi-konsolidierten Zustand für $f_0 = 9$ mm (entspricht DB-Instandhaltungsrichtwert SR_{100} für $V \leq 230$ km/h) sowohl im geraden Gleis, als auch im Bogengleis mit $R = 700$ m von den unbesohlenen und mit G04 V05 besohlenen Schwellen B 70 eingehalten. Die Berechnungen mit FEM zeigten, dass das Sicherheitskriterium für $V \leq 120$ km/h von $\Delta T_{0,\text{ges}} = 70$ K für Strecken mit einem Bogenhalbmesser von $R = 360$ m (kein HGV, $V_{\text{max}} = 94$ km/h) von beiden betrachteten Oberbaukonfigurationen für $f_0 = 9$ mm nicht unterschritten wurde. Weiter ist zu berücksichtigen, dass kurz nach der Inbetriebnahme, im quasi-konsolidierten Zustand von einer hervorragenden Gleisqualität auszugehen ist (Gleislagefehler $f_0 < 9$ mm).

Mit Hilfe des FE-Programms wurde berechnet, dass die horizontale Gleisstabilität nicht vom Kraft-Verformungs-Verlauf, sondern vom maximalen Kraftwert des QVW (hier bei 8 mm Weg) maßgebend beeinflusst wird. Der Verspanngrad der Schienenbefestigung (VDW) und insbesondere der LVW üben vergleichsmäßig geringen Einfluss auf die kritische Temperaturerhöhung aus. Eine kleinere QS-Fläche der Schiene ist bedeutender für die Sicherheit gegen seitliche Verwerfung, als ein hohes Flächenträgheitsmoment I_y . Beim Einsatz von Schwellen mit hohem QVW (z.B. Breit-, Rahmenschwelle) steigt die horizontale Gleislagestabilität. Im Oberbau mit besohlenen Schwellen wurden stets höhere Temperaturreserve als mit unbesohlenen Schwellen ermittelt. Die mit der FEM durchgeführten Berechnungen zeigten, dass beim Vorhandensein großer Gleislagefehler und einer Länge des Fehlerbereichs von ca. 10 m - 12,5 m (im geraden Gleis) bzw. ca. 5 m (im Bogengleis mit $R = 360$ m) ein Minimum der kritischen Temperatur erreicht wird.

Für das un-/konsolidierte gerade Gleis und für das konsolidierte Bogengleis werden durch den Ansatz eines Gleisrichtungsfehlers $2 \cdot f_0$ anstatt eines fiktiven Fehlers $f = f_0 + 7$ mm, sowie unter Beibehaltung des festgelegten Ersatzträgheitsmomentes von $I_{ers} = 1400 \text{ cm}^4$, die mit der FEM simulierten kritischen Temperaturen durch die Formel von Meier hinreichend genau abgeleitet. Für das unkonsolidierte Bogengleis gibt es beim Ansatz von $f = f_0 + 7$ mm eine sehr gute Übereinstimmung beider Verfahren. Eine weitere Möglichkeit zum Ausgleich der mit FEM und nach Meier berechneten kritischen Temperatur kann durch Anpassung des Wertes von I_{ers} (Reduzierung bei größeren bzw. Vergrößerung bei kleineren tatsächlichen Gleisrichtungsfehlern f_0), unter Beibehaltung der Formel des fiktiven Gleislagefehlers $f = f_0 + 7$ mm hervorgerufen werden. Damit können die allgemeinen Formeln von Meier, die für die Ermittlung der kritischen Temperatur wesentlich einfacher einzusetzen sind, bei entsprechender Korrektur der Ausgangsparameter weiterhin angewandt werden.

Im letzten Schritt erfolgten die FEM-Berechnungen mit dem unter Betriebsbelastung stehenden Gleis. Als kritischer Lastfall erwies sich ein IC-Wagen mit großem Drehgestellabstand, entsprechend der Länge der horizontalen Verwerfungswelle. Der QVW und LVW wurden abschnittsweise unter den Radlasten erhöht. Auf der sicheren Seite liegend, wurden in den Abschnitten ohne Schieneneinsenkung die dynamischen QVW und LVW eingesetzt, wobei im Bereich der Abhebewelle eine weitere Reduzierung der Widerstände erfolgte. Bei den gewählten Randbedingungen wurde das Sicherheitskriterium von $\Delta T_{o,w} = 45$ K bei idealen Oberbauverhältnissen von den im Labor untersuchten un-/besohlenen (G04 V05) Schwellen mit konsolidiertem Schotter Typ B für einen Gleislagefehler

von $f_0 \leq 23$ mm im geraden Gleis und im Bogengleis mit $R = 700$ m, sowie für einen Gleislagefehler von $f_0 = 9$ mm im Bogengleis mit $R = 360$ m eingehalten. Bei einem kurzen und starken Regenfall sowie einem schlechten Oberbauzustand (nicht ausreichende Schwelleneinschotterung und Hohllagenbildungen) liegen die berechneten ΔT_{krit} für $f_0 = 9$ mm im geraden Gleis und teilweise im Bogengleis mit $R = 700$ m über die maßgebende Temperaturerhöhung von 45 K. Bei Anwendung der Wirbelstrombremse, entsprechend einem Sicherheitskriterium von $\Delta T_{\text{o,w+wirb}} = 61$ K, wurde eine ausreichende Sicherheit gegen Gleisverwerfung nur bei idealen Oberbauverhältnissen im geraden Gleis und im Bogengleis mit $R = 700$ m für $f_0 = 9$ mm berechnet. Angemerkt sei, dass die Simulationen mit der FEM bei sehr ungünstiger Parameterwahl erfolgten: Einsatz des im Labor ermittelten kleineren statischen QVW und zusätzlicher Reduzierung des statischen QVW bis zu 56 % infolge Dynamik. Trotzdem ist empfehlenswert, bei gleichzeitigem Auftreten von Gleislage- und Oberbaufehlern sowie hochsommerlichen Temperaturen, auf die Anwendung der Wirbelstrombremse zu verzichten.

Es konnte nachgewiesen werden, dass die akustisch optimierten oder zur Schotterschonung eingesetzten elastisch besohnten Schwellen auch die oberbautechnischen Vorgaben bezüglich der Gleislagestabilität erfüllen. Das neuentwickelte FE-Modell, das in komplexer Form die nichtlinearen Kraft-Verformungs-Beziehungen der im Schotteroberbau vorhandenen Komponenten abbildet, kann weiter verfeinert werden und bei zukünftigen Projekten als Basis dienen.

7. Literaturverzeichnis:

- [1] Leykauf G., Stahl W.: Untersuchungen und Erfahrungen mit besohlenen Schwellen, EI Heft 6/2004, S. 8 – 16
- [2] Freudenstein S., Stahl W., Iliev D.: Forschungsbericht Nr. 2744 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 13.04.2011, nicht veröffentlicht
- [3] http://www.uic.org/IMG/pdf/2009-03-26_Summarising_Report_UIC-USP.pdf, UIC, Schwellenbesohlungen, 26. 03. 2009
- [4] Schilder R.: Schwellenbesohlungen (Under Sleeper Pads), UIC Projekt Nr. I/05/U/440, 17.10.2006, Paris, Frankreich, S. 7 - 36
- [5] Müller-Boruttau F. H., Kleinert U.: Betonschwellen mit elastischer Sohle, ETR Heft 3 – März, 2001
- [6] Kaluza U.: 20 Jahre Feste Fahrbahn mit elastischer Schwellenlagerung, EI Heft 12/2007, S. 15 – 17
- [7] Marschnig S., Berghold A.: Besohlte Schwellen im netzweiten Einsatz, ETR Heft 5/2011, S. 10 - 12
- [8] Ahmad N.: Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, Master's Thesis No. 003, nicht veröffentlicht: The interface between elastic supported sleepers and ballast, 28.09.2009, S. 10
- [9] Veit P., Marschnig S.: Making a case for under-sleeper pads, International railway journal 5 (2011) Jan., S. 27 - 29
- [10] Hružíková M.: The Contribution of Under Sleeper Pads to Improvement of Track Geometry Parameters, I International Interdisciplinary Technical Conference of Young Scientists, April 2008, Poznan, Polen
- [11] Klotzinger E.: Der Oberbauschotter, Teil 2: Qualitätsverlauf und Eingriffsschwellen, ETR Heft 3/2007, S.120 - 125
- [12] Freudenstein S., Iliev D., Ahmad N.: Die Kontaktspannung zwischen elastisch besohlenen Schwellen und Schotter, ETR Heft 5/2011, S. 13 - 20
- [13] Rießberger K.: Schottergleise für hohe Geschwindigkeiten, ETR Heft 10/2007, S. 621
- [14] Eisenmann J.: Gleislagebeständigkeit des Schotteroberbaues, EI Heft 2/2011, S. 20 – 26
- [15] Auer F., Schilder R.: Technische und wirtschaftliche Aspekte zum Thema Schwellenbesohlung, Teil 1: Langzeiterfahrungen im Netz der ÖBB, ZEVrail 2009, 5 Mai, S. 180 – 193
- [16] Leykauf G., Lechner B., Stahl W., Steinbeißer L.: Forschungsbericht Nr. 1792 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 12.12.2000, nicht veröffentlicht
- [17] Iliev D.: Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau der TU München: Lateral resistance of ballasted track systems with under sleeper pads, Track System Engineering, Oktober 2009, München, Deutschland
- [18] Leykauf G., Stahl W., Iliev D.: Forschungsbericht Nr. 2310 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 09.10.2006, nicht veröffentlicht

- [19] Plica P.: Das Kräftespiel im Schotteroberbau mit besohlenen Spannbetonschwellen, Getzner Fachtagung 2007, Schwarzenberg, Österreich
- [20] Miessbacher H.: <http://www.wipo.int/patentscope/search/ja/WO2008122066>, Wipo world intellectual property organization, Pub. Nr. Wo/2008/122066 Schwellenbesohlung, 2008
- [21] DBS 918 145-01: „Technische Lieferbedingungen - Spannbetonschwellen mit elastischer Sohle“ (Januar, 2004).
- [22] Loy H.: Ein Beitrag zur Analyse der vertikalen Lastabtragung im Weichenbereich und Optimierung der Auflagerbedingungen durch besohlte Schwellen, Mitteilungen des Instituts für Eisenbahnwesen und Öffentlicher Verkehr der Universität Innsbruck, 2010, Heft 14
- [23] Potvin R.: Schieneneinsenkung und Schwellenbesohlungssteifigkeit, EI Heft 6/2008
- [24] Schneider P.: Untersuchungsergebnisse von der SBB USP Teststrecke in Kiesen/CH, Getzner Fachtagung 2007, Schwarzenberg, Österreich
- [25] Müller-Boruttan F. H., Breitsamter N.: Zur Dimensionierung elastischer Elemente des Oberbaus, ETR Heft 1/2, 2004
- [26] Leykauf G., Mattner L.: Elastisches Verformungsverhalten des Eisenbahnoberbaus, EI Heft 3/1990
- [27] Eisenmann J.: Stützpunkt-Elastizität bei einer Festen Fahrbahn, ZEV + DET Glas. Ann. 123 (1999) H. 11/12, S. 427 – 433
- [28] Leykauf G., Simon C.: Forschungsbericht Nr. 2234 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 07.09.2005, nicht veröffentlicht
- [29] Entwurf UIC-Arbeitsgruppe
- [30] Eisenmann J., Leykauf G., Mattner L.: Vorschläge zur Erhöhung der Oberbauelastizität, ETR Heft 7/8, 1989
- [31] Schubert E.: Die Ohrenschwelle – ein Vorschlag für eine Querschwelle größerer Lagebeständigkeit, ETR Heft 5/1972
- [32] Freudenstein S., Stahl W.: Forschungsbericht Nr. 2476 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 21.01.2009, nicht veröffentlicht
- [33] Freudenstein S., Stahl W., Iliev D.: Forschungsbericht Nr. 2634 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 28.07.2010, nicht veröffentlicht
- [34] Leykauf G., Stahl W.: Schwellenbesohlungen – Erfahrungen mit Prüfverfahren, Getzner Fachtagung 2007, Schwarzenberg, Österreich
- [35] Eisenmann J.: Die Schiene als Träger und Fahrbahn, theoretische Grundlagen und praktische Beispiele. Die Eisenbahnschiene, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1977
- [36] Gesteinskörnungen für Gleisschotter – DIN EN 13450, Juni 2003, Zuständiger Arbeitsausschuss im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. ist NABau-Spiegelausschuss „Mineralstoffe für den Straßenbau“.
- [37] Technische Lieferbedingungen Gleisschotter – BN 918 061, August 2004, Bahn-Norm, fachlich zuständige Stelle T.TZF 61.

- [38] Untersuchungsbericht Nr. 52-09-0060-01 des Centrums Baustoffe und Materialprüfung (cbm) vom 13.03.2009, nicht veröffentlicht: Bautechnische Untersuchungen an einer Gesteinskörnung mit der Bezeichnung „Probe A“ für Gleisschotter nach DIN EN 13450 und DIN V 200000-105 bzw. DBS 918 061 (Technische Lieferbedingungen Gleisschotter, Ausgabe August 2006)
- [39] Untersuchungsbericht Nr. 52-09-0060-02 des Centrums Baustoffe und Materialprüfung (cbm) vom 13.03.2009, nicht veröffentlicht: Bautechnische Untersuchungen an einer Gesteinskörnung mit der Bezeichnung „Probe B“ für Gleisschotter nach DIN EN 13450 und DIN V 200000-105 bzw. DBS 918 061 (Technische Lieferbedingungen Gleisschotter, Ausgabe August 2006)
- [40] Chatkeo Y.: Die Stabilität des Eisenbahngleises im Bogen mit engen Halbmessern bei hohen Axialdruckkräften. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München, 1985, Heft 46
- [41] Lichtberger B.: Handbuch Gleis: Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit. Tetzlaff Verlag, (2003), S. 53 - 279
- [42] Freudenstein S., Stahl W., Iliev D.: Forschungsbericht Nr. 2618 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 26.03.2010, nicht veröffentlicht
- [43] DBS 918 071-01: „Technische Lieferbedingungen Unterschottermatten, Unterschottermatten zur Minderung der Schotterbeanspruchung“ (Dezember 2006)
- [44] Fengler W., Gerber U.: Setzungsverhalten des Schotters, ETR Heft 4/2010, S.170 - 175
- [45] Stahl W.: Anpassung des Schotteroberbaus an die Anforderungen des Hochgeschwindigkeitsverkehrs durch die Verwendung von hochelastischen Zwischenlagen und einer Schiene mit breiterem Fuß, Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, 1998, Heft 74, S.19
- [46] Freudenstein S.: Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau der TU München, Vorlesungsskript 2011, Ergänzungskurs, Kap. III „Berechnung des Eisenbahnoberbaus“
- [47] Verfahren zur Oberbauberechnung der DB, 1992, S. 2 – 4.
- [48] Freudenstein S., Simon C., Iliev D., Krätzschar F.:Forschungsbericht Nr. 2559 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 25.09.2009, nicht veröffentlicht
- [49] Käss G., Mattner L.: Gleisverwerfungsversuche zur Verifizierung einer erweiterten Lagestabilitätstheorie, ETR Heft 3/1989, S. 151 – 155
- [50] Leykauf G., Stahl W.: Forschungsbericht Nr. 2170 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 12.11.2004, nicht veröffentlicht
- [51] Eisenmann J., Gnad H.: Bericht Nr. 534 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 27.12.1971, nicht veröffentlicht
- [52] DIN EN 13146 „Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme“, Bahnanwendungen – Oberbau, 2003, Teil 2: „Ermittlung des Verdrehwiderstandes“
- [53] Leykauf G., Stahl W., Balfanz S.: Forschungsbericht Nr. 2271 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 21.02.2006, nicht veröffentlicht
- [54] Eisenmann J., Mattner L.: Forschungsbericht Nr. 1216 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 01.12.1987, nicht veröffentlicht

- [55] Leykauf G., Lechner B.: Forschungsbericht Nr. 1983 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 30.01.2003, nicht veröffentlicht
- [56] Leykauf G., Lechner B.: Forschungsbericht Nr. 2069 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 15.12.2003, nicht veröffentlicht
- [57] Klugar K.: Die Bedeutung der Auflast für die Verformung des Schotterbettes, ETR Heft 7-8/1972, S. 264 – 269
- [58] Leykauf G., Stahl W.: Forschungsbericht Nr. 1945 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 30.04.2002, nicht veröffentlicht
- [59] Fendrich L.: Handbuch Eisenbahninfrastruktur: Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit. Springer Verlag, (2007), S. 298
- [60] Klugar K.: Gleisverwerfungsversuche der Österreichischen Bundesbahnen mit neuen Schwellenformen, EI Heft 3/1974, S. 70 – 75
- [61] Freudenstein S., Haban F.: Forschungsbericht Nr. 2787 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 21.07.2011, nicht veröffentlicht
- [62] Rießberger K.: Das Rahmen-Schwellen-Gleis – ein innovatives Schottergleis, ETR Heft 3, 2000, S. 126 - 136
- [63] Rießberger K.: Festere Fahrbahn auf Schotter, ETR Heft 4/2002, S. 183 - 185
- [64] Eisenmann J.: Theorie und Praxis des durchgehend verschweißten Gleises, ETR Heft 4/1985, S. 317 – 324
- [65] Lechner B.: Setzungsverhalten von Eisenbahnschotter bei dynamischer Beanspruchung - Konzeption und Aufbau eines Versuchsstandes - Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München, Festschrift Günther Leykauf 2002, Heft 77, S. 47 - 55
- [66] <http://de.wikipedia.org/wiki/Regen>
- [67] Klugar K.: Einfluss der Hebung des Gleises auf den Querverschiebewiderstand, ETR Heft 11/1972, S. 446 - 449
- [68] Klugar K.: Einfluss der mechanischen Nachverdichtungsverfahren auf den Querverschiebewiderstand des Gleises, ETR Heft 6/1972, S. 244 - 247
- [69] Roel van den Bosch.: Querverschiebewiderstandsmessung mit dem dynamischen Gleis-stabilisator, EI Heft 6/2007, S. 15 – 19
- [70] <http://www.patent-de.com/20040506/DE10249876A1.html>, Leonhard Moll Betonwerke GmbH & Co KG, Schwelle mit seitlicher Profilierung, Verlag Weickmann & Weickmann, 2004
- [71] Leykauf G., Lechner B.: Forschungsbericht Nr. 1756 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 30.11.1998, nicht veröffentlicht
- [72] Freudenstein S., Stahl W., Iliev D.: Forschungsbericht Nr. 2676 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 12.08.2010, nicht veröffentlicht
- [73] Freudenstein S., Stahl W., Iliev D.: Forschungsbericht Nr. 2677 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 01.12.2010, nicht veröffentlicht

- [74] Freudenstein S., Stahl W., Iliev D.: Forschungsbericht Nr. 2673 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 05.08.2010, nicht veröffentlicht
- [75] Frevert, Reinecke, Graf: Prüfbericht 10-I-4115-TTZ116.1 der DB Systemtechnik, Messgruppe Fahrtechnik vom 17.12.2010, nicht veröffentlicht
- [76] Untersuchungsbericht 11-01-LZarG-I.NVT8 der DB Systemtechnik, Fachabteilung Technologie, Systemschnittstelle Infrastruktur vom 08.04.2011, nicht veröffentlicht
- [77] Eisenmann J., Leykauf G.: Aktuelle Aufgaben der Oberbauforschung, EI Heft 3/1982
- [78] Leykauf G., Lechner B.: Forschungsbericht Nr. 1727 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 18.11.1998, nicht veröffentlicht
- [79] Eisenmann J., Leykauf G.: Auswirkungen einer nicht gleichmäßigen Schienentemperatur auf das Gleis, EI Heft 3/1989
- [80] Meier H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur theoretischen Untersuchung der Gleisverwerfung. Organ für Fortschritte im Eisenbahnwesen 92 (1937) 20
- [81] Eisenmann J., Mattner L.: Gleisverwerfung - Großversuche im Gleis und theoretische Analyse, Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München, 1988, Heft 52
- [82] Freudenstein S., Lechner B., Liu J.: Forschungsbericht Nr. 2680 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TU München vom 15.09.2010, nicht veröffentlicht
- [83] Eisenmann J., Leykauf G.: Forschungsbericht Nr. 1089 des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München vom 12.11.1984, nicht veröffentlicht
- [84] Franz J.: Bogenatmung und Gleislagestabilität des Y-Stahlschwellengleises in kleinen Halbmessern, EI (55), Heft 12/2004
- [85] DS 804 – Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI), Deutsche Bahn, gültig ab 01.01.1983.
- [86] DB Ril 821.2001: „Prüfung der Gleisgeometrie mit Gleismessfahrzeugen; Tabelle 2: Beurteilungsmaßstäbe für Einzelfehler der Gleislage“.
- [87] Voigt J.: Ein Finite-Elemente-Modell zur Berechnung der Gleislagestabilität, ZEVrail, Glas. Ann. 130 (2006), H. 11/12, S. 492 – 499
- [88] Freudenstein S.: Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München, Vorlesungsskript 2011, Grundkurs, Kap. III „Linienführung und Trassierung - Eisenbahn“
- [89] Klugar K.: Der statische Querverschiebewiderstand des belasteten Gleises, ETR Heft 4/1976, S. 211 – 216
- [90] Freudenstein S.: Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München, Vorlesungsskript 2011, Ergänzungskurs, Kap. II „Fahrdynamik“

8. Anlagenverzeichnis:

Ziffer 2 **Komponenten des elastisch aufgelagerten Schottergleises**

- Anl. 1: Statische und dynamische Bettungsmoduln der Schwellensohlen G04 mit V05, V03 und Paul Müller (300 x 300 mm mit Betonblock) auf EP, NSP, GSP und TUM-P
- Anl. 2: Statische Kennlinie der Sohlen G04 V05 bzw. G04 V03 auf TUM-P, GSP, NSP, PP im Neuzustand vor dem Dauerversuch (Probenabmessungen 300 mm x 300 mm)
- Anl. 3: Statische Kennlinie der Sohle Paul Müller auf TUM-P, GSP, NSP, PP im Neuzustand vor dem Dauerversuch (Probenabmessungen 300 mm x 300 mm)
Statischer Bettungsmodul der Schwellenbesohlung in Abhängigkeit der aufgetragenen Lw, gemessen mit TUM-Platte sowie auf dem Schotterbett
- Anl. 4: Statische Kennlinien der Sohlen G04 V05, G04 V03, P. Müller auf TUM-Platte vor und nach dem Dauerversuch mit 2,5 Mio. Lw (Probenabmessungen 300 mm x 300 mm)
Statische Kennlinien der Sohlen G04 V05, G04 V03 und Paul Müller gemessen an der Schwellenunterseite
- Anl. 5: Statische Eichung der mit G04 V05 besohlenen Schwelle 1 auf dem Schotterbett (Schwelle nicht eingeschottert)
Statische Eichung der mit G04 V05 besohlenen Schwelle 6 auf dem Schotterbett (Schwelle eingeschottert)
- Anl. 6: Statische Eichung der mit G04 V03 besohlenen Schwelle 2 auf dem Schotterbett (Schwelle nicht eingeschottert)
Statische Eichung der mit G04 V03 besohlenen Schwelle 4 auf dem Schotterbett (Schwelle eingeschottert)
- Anl. 7: Statische Eichung der mit Paul Müller besohlenen Schwelle 1 auf dem Schotterbett (Schwelle nicht eingeschottert)
Statische Eichung der mit Paul Müller besohlenen Schwelle 2 auf dem Schotterbett (Schwelle eingeschottert)
- Anl. 8: Statische Eichung der unbesohlenen Schwelle 3 auf dem Schotterbett (Schwelle nicht eingeschottert)
Statische Eichung der unbesohlenen Schwelle 2 auf dem Schotterbett (Schwelle eingeschottert)
- Anl. 9: Statischer Bettungsmodul des Systems Schotter – Sohle in Abhängigkeit der aufgetragenen Lw (Schwelle nicht eingeschottert bzw. eingeschottert)
- Anl. 10: Statischer Bettungsmodul des Schotters in Abhängigkeit der aufgetragenen Lw (Schwelle nicht eingeschottert bzw. eingeschottert)
- Anl. 11: Horizontale statische Steifigkeit der Sohlen G04 V05 bzw. G04 V03 auf TUM-Platte (Probenabmessungen 300 mm x 300 mm, belastete Probenfläche 260 mm x 300 mm)
- Anl. 12: Horizontale statische Steifigkeit der Sohle Paul Müller auf TUM-Platte (Probenabmessungen 300 mm x 300 mm, belastete Probenfläche 260 mm x 300 mm)
Haft- und Gleitreibung des Betons auf TUM-Platte (Probenabmessungen 300 mm x 300 mm, belastete Probenfläche 260 mm x 300 mm)

Ziffer 4 Die Faktoren der horizontalen Gleislagestabilität

- Anl. 13: QVW-gesamt der unbesohnten Schw. 6 vor und nach der Konsolidierung, Schotter B
QVW-gesamt der mit G04 V05 besohnten Schw. 7 vor und nach der Konsolidierung, Schotter Typ A
- Anl. 14: QVW-gesamt der mit G04 V03 besohnten Schw. 2 vor und nach der Konsolidierung, Schotter Typ B
QVW-gesamt der mit Paul Müller besohnten Schw. 1 vor und nach der Konsolidierung, Schotter Typ B
- Anl. 15 - 19: Konsolidierung des Systems Schotter – Sohle bzw. des Schotters während des Dauerversuchs mit un-/besohnten Schwellenpaare und Schotter Typ A bzw. Typ B
- Anl. 20: Beispiele zur Hebung der un-/besohnten Schwellen B 70 (G04 V03, Paul Müller) während der horizontalen Verschiebung
- Anl. 21: Statischer QVW-gesamt (2 mm bzw. 0 – 8 mm) der einzelnen un-/besohnten Schwellen B 70 in Abhängigkeit vom Konsolidierungszustand und der Schotterart
- Anl. 22: Relation zwischen QVW-gesamt (2 mm) und statischer Bettungsmodul des Schotters
Relation zwischen Sohlwiderstand-primär (2 mm) und statischer Bettungsmodul des Schotters
- Anl. 23: Relation zwischen Sohlwiderstand-primär (2 mm) und statischer Bettungsmodul des Systems Schotter-Sohle
Sohlwiderstand-primär (2 mm) in Abhängigkeit der aufgebrachten Lw
- Anl. 24: Verlauf von QVW-gesamt der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen vor bzw. nach der Konsolidierung
- Anl. 25: QVW-gesamt (2 mm) bzw. Sohlwiderstand-primär (2 mm) der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen in Abhängigkeit der Belastungsnummer
- Anl. 26: QVW-gesamt (2 mm) in Abhängigkeit der vertikalen Schwingweite der Schwelle B 70 in der Konsolidierungsphase des Dauerversuchs < 4,0 Mio. Lw
Relation zwischen QVW-gesamt (2 mm) und maximale Schwelleneinsenkung im DV
- Anl. 27: Zusammenhang zwischen QVW, Kontaktfläche, maximale Tiefe der plastischen Abdrücke und die Anzahl der aufgebrachten Lastwechsel im Dauerversuch in Abhängigkeit der Oberbaukonfiguration
- Anl. 28: Abmessungen der untersuchten Spannbetonschwellenarten
- Anl. 29 -30: Beispiel zur rechnerischen Ermittlung des QVW (2 mm) der Schwelle B 75 aus dem QVW (2 mm) der Schwelle B 70, unkonsolidierter bzw. konsolidierter Schotter Typ B
- Anl. 31: QVW-Verlauf der Ohrenschwelle und der Be 17 im unkonsolidierten Schotterzustand (Messung im Gleis)
QVW-Verlauf der Rahmenschwelle im konsolidierten Schotterbett (Messung im Gleis)
- Anl. 32: Abgeleitete QVW-Verläufe unterschiedlicher Betonschwellenarten (unbesohlt) im unkonsolidierten bzw. konsolidierten Schotter Typ B
- Anl. 33: Statischer (Regenwetter) und dynamischer QVW-gesamt (2 mm bzw. 0 - 8 mm) der einzelnen un-/besohnten Schwellen B70 in Abhängigkeit von der Schotterart im konsolidierten Zustand
- Anl. 34: Beispiele dynamischer QVW-Verläufe mit un-/besohnten Schwellen B 70

- Anl. 35: Beispiele stat. QVW-Verläufe mit un-/besohlenen Schw. B 70 nach Schotterberechnung
- Anl. 36: Verlauf statischer QVW (Regenfall und Trockenzustand) und dynamischer QVW der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen mit konsolidiertem Schotter Typ B
Verlauf statischer Sohlwiderstand-primär der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen vor der Konsolidierung
- Anl. 37: Beispiele primärer Sohlwiderstands-Verläufe mit un-/besohlenen (Paul Müller) Schwellen B 70 vor und nach der Konsolidierung, Schotter Typ B
- Anl. 38: Beispiele primärer Sohlwiderstands-Verläufe mit besohlenen (G04 V05 bzw. G04 V03) Schwellen B 70 vor und nach der Konsolidierung, Schotter Typ B
- Anl. 39: Verlauf statischer Sohlwiderstand-primär der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen mit Schotter Typ A bzw. Typ B
- Anl. 40: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Vorkopfwiderstands bei un-/besohlenen Schwellen
Versuchsaufbau zur Bestimmung des primären, sekundären Sohl- und Flankenwiderstands bei un-/besohlenen Schwellen
- Anl. 41: Beispiele Flanken- und Vorkopfwiderstands-Verläufe mit unbesohlenen Schwellen B 70 vor und nach der Konsolidierung, Schotter Typ B
- Anl. 42: Beispiele primärer Sohl- und Vorkopfwiderstands-Verläufe mit besohlenen Schwellen B 70 (G04 V05 bzw. G04 V03) vor und nach der Konsolidierung, Schotter Typ B
- Anl. 43: Beispiele primärer, sekundärer Sohl- und Flankenwiderstands-Verläufe mit besohlenen Schwellen B 70 (G04 V05 bzw. G04 V03) vor und nach der Konsolidierung, Schotter B
- Anl. 44: Verlauf der Anteile des QVW am Beispiel der mit G04 V05 besohlenen Schwelle Nr. 6 vor bzw. nach der Konsolidierung, Schotter Typ B
- Anl. 45 - 46: Anteile des QVW (Werte bei 2 mm Verschiebeweg) der einzelnen un-/besohlenen Schwellen B 70 in Abhängigkeit der Schotterart und des Konsolidierungszustands
- Anl. 47: Gemittelte absolute und prozentuale Anteile des QVW (2 mm) in Abhängigkeit von der Sohlenart, Schotterqualität und Messort, unkonsolidierter Oberbauzustand
Grafische Darstellung der Anteile des QVW (2 mm) in Abhängigkeit vom Besohlungstyp und Konsolidierungszustand, Schotter Typ A und B
- Anl. 48 - 57: Grafische Darstellungen der Anteile des QVW (2 mm) in Abhängigkeit vom Besohlungstyp und Konsolidierungszustand, Schotter Typ A und B (Mittelwerte der entsprechenden Oberbauvariante sowie der Einzelschwellen)
- Anl. 58: Verlauf bzw. Einzelwerte von QVW-gesamt der im Betriebsgleis untersuchten Oberbaukonfigurationen vor bzw. nach der Konsolidierung
- Anl. 59: Bestimmung des Bettungsmoduls des Unterbaus im Betriebsgleis
- Anl. 60: Beispiel zur rechnerischen Ermittlung der Anteile des LVW (10 mm) der Schwelle B 75 aus dem QVW (2 mm) der Schwelle B 75, unkonsolidierter Schotter Typ B
- Anl. 61: Beispiel zur rechnerischen Ermittlung der Anteile des LVW (10 mm) der Schwelle B 70 aus dem LVW (10 mm) der Schwelle B 75, unkonsolidierter Schotter Typ B
- Anl. 62: Beispiel zur rechnerischen Ermittlung der Anteile des LVW (10 mm) der Schwelle B 70 aus dem QVW (2 mm) der Schwelle B 70, konsolidierter Schotter Typ B
- Anl. 63: Beispiel zur rechnerischen Ermittlung der Anteile des LVW (10 mm) der Schwelle B 75 aus dem LVW (10 mm) der Schwelle B 70, konsolidierter Schotter Typ B

- Anl. 64: Verlauf des LVW der unbesohnten amerikanischen Schwelle mit konsolidiertem Schotter Typ B
Abgeleitete LVW-Verläufe unterschiedlicher Betonschwellenarten (unbesohlt) im unkonsolidierten Schotter Typ B
- Anl. 65: Abgeleitete LVW-Verläufe unterschiedlicher Betonschwellenarten (unbesohlt) im unkonsolidierten bzw. konsolidierten Schotter Typ B
- Anl. 66: Abgeleitete LVW-Verläufe der im Labor untersuchten un-/besohnten Schwellen B 70 in Abhängigkeit vom Konsolidierungszustand, Schotter Typ A und Typ B
Abgeleitete LVW-Verläufe der im Betriebsgleis untersuchten un-/besohnten Schwellen B 70 in Abhängigkeit vom Konsolidierungszustand

Ziffer 5 Überführung der Ergebnisse in Gleislagestabilitätsbetrachtungen

- Anl. 67: Reales und modelliertes Schienenprofil S 54 bzw. 49 E1
- Anl. 68: Modellierung des Gleisrostes mit dem FE-Programm
- Anl. 69: Großversuch von Rohrbach – Arbeitslinie der Längs- bzw. Quersfeder
Generierung eines doppelseitigen Gleisrichtungsfehlers von $f_0 = 23$ mm und einer Fehlerlänge von $l = 16,2$ m im FE-Modell
- Anl. 70: Großversuch von Daglfing - QVW und LVW der Holzschwelle, unkonsolidierter Zustand
VDW des Schienenbefestigungssystems K/Skl 3 mit Zw 687a auf Holzschwelle
- Anl. 71: Gerades Gleis: Berechnungsparameter (Theorie von Meier und FEM) der im Labor untersuchten Oberbauvarianten sowie des Großversuchs von Rohrbach
- Anl. 72: Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom horizontalen Verschiebeweg des Gleisrostes der im Labor untersuchten Oberbauvarianten, un-/konsolidierter Zustand, gerades Gleis, $f_0 = 23$ mm
- Anl. 73: DB Richtlinie 821.200: Prüfung der Gleisgeometrie mit Gleismessfahrzeugen, Tabelle 2: Beurteilungsmaßstäbe für Einzelfehler der Gleislage
- Anl. 74: Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom horizontalen Verschiebeweg des Gleisrostes der im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten, un-/konsolidierter Zustand, gerades Gleis, $f_0 = 9$ mm bzw. $f_0 = 23$ mm
- Anl. 75: Gerades Gleis: Berechnungsparameter (Theorie von Meier und FEM) der im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten sowie unterschiedlicher Schienenprofile und unbesohnten Betonschwellentypen
- Anl. 76: Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler der im Labor untersuchten Oberbauvarianten, unkonsolidierter Schotter Typ B, gerades Gleis, Länge des Fehlerbereichs nach der Theorie von Meier
Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler der im Labor untersuchten Oberbauvarianten, un-/konsolidierter Schotter Typ B, gerades Gleis, konstante Länge des Fehlerbereichs nach der Theorie von Meier für $f_0 = 23$ mm
- Anl. 77: Ersatzträgheitsmoment in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler und der mit FEM simulierten krit. Temperatur der im Labor untersuchten Oberbauvarianten, unkonsolidierter Schotter Typ B, gerades Gleis; Ansatz Gleislagefehler: $f = f_0 + 7$ mm
Ersatzträgheitsmoment in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler und der mit FEM simulierten krit. Temperatur der im Labor untersuchten Oberbauvarianten, unkonsolidierter Schotter Typ B, gerades Gleis; Ansatz Gleislagefehler: $f = 2 \cdot f_0$

- Anl. 78: Ersatzträgheitsmoment in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler und der mit FEM simulierten krit. Temperatur der im Labor untersuchten Oberbauvarianten, un-/konsolidierter Schotter Typ B, gerades Gleis; Ansatz Gleislagefehler: $f = f_0$
- Anl. 79: Relation zwischen fiktivem und tatsächlichem Gleisrichtungsfehler in Abhängigkeit von der mit FEM simulierten krit. Temperatur der im Labor untersuchten Oberbauvarianten, unkonsolidierter bzw. konsolidierter Schotter Typ B, gerades Gleis; $I_{\text{ers}} = 1400 \text{ cm}^4$
- Anl. 80: Relation zwischen fiktivem und tatsächlichem Gleisrichtungsfehler in Abhängigkeit von der mit FEM simulierten krit. Temperatur der im Labor untersuchten Oberbauvarianten, un-/konsolidierter Schotter Typ B, gerades Gleis; $I_{\text{ers}} = 1400 \text{ cm}^4$
- Anl. 81: Bogenbereich mit $R = 360 \text{ m}$ bzw. 700 m : Berechnungsparameter (Theorie von Meier und FEM) der im Labor sowie im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten
- Anl. 82: Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom horizontalen Verschiebeweg des Gleisrostes der im Labor untersuchten Oberbauvarianten, un-/konsolidierter Zustand, Bogenbereich mit $R = 360 \text{ m}$, $f_0 = 23 \text{ mm}$
- Anl. 83: Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom horizontalen Verschiebeweg des Gleisrostes der im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten, un-/konsolidierter Zustand, Bogenbereich mit $R = 360 \text{ m}$ bzw. 700 m , $f_0 = 9 \text{ mm}$ bzw. $f_0 = 23 \text{ mm}$
- Anl. 84: Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit von der Länge des Fehlerbereichs der im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten, konsolidierter Zustand, Bogenbereich mit $R = 360 \text{ m}$, $f_0 = 9 \text{ mm}$
Bogenbereich mit $R = 360 \text{ m}$ bzw. 700 m : Berechnungsparameter (Theorie von Meier und FEM) der im Labor sowie im Betriebsgleis untersuchten Oberbauvarianten (Ansatz Gleislagefehler: $f = 2 \cdot f_0$)
- Anl. 85: Berechnung der dynamischen Radlast für die Lastfälle „IC-Wagen“ und „BR 152“, gerades Gleis, Federziffer des Oberbaus mit unbesohlenen bzw. mit G04 V05 besohlenen Schwellen B 70, konsolidierter Schotter Typ B
- Anl. 86: Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom horizontalen Verschiebeweg des Gleisrostes der im Labor untersuchten besohlenen Schwellen B 70 (G04 V05), konsolidierter Schotter Typ B, gerades Gleis, $f_0 = 23 \text{ mm}$, Lastfälle 1a und 2a
Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom horizontalen Verschiebeweg des Gleisrostes der im Labor untersuchten besohlenen (G04 V05) und unbesohlenen Schwellen B 70, konsolidierter Schotter Typ B, gerades Gleis, $f_0 = 9 \text{ mm}$ bzw. $f_0 = 23 \text{ mm}$, Lastfall 1a (IC-Wagen)
- Anl. 87: Ableitung der Größe des QWV unter Betriebsbelastung in Abhängigkeit der vertikalen Biegelinie der Schiene und des gewählten Lastfalls - Oberbau mit konsolidiertem Schotter Typ B und Schwellen B 70 mit Besohlung G04 V05
- Anl. 88: Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter einem IC-Wagen, Achskraft 114 kN, Schotteroberbau mit besohlenen Schwellen B 70 (Sohle G04 V05), gerades Gleis
- Anl. 89: Ableitung der Größe des QWV unter Betriebsbelastung in Abhängigkeit der vertikalen Biegelinie der Schiene und des gewählten Lastfalls - Oberbau mit konsolidiertem Schotter Typ B und unbesohlenen Schwellen B 70
- Anl. 90: Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter einem IC-Wagen, Achskraft 114 kN, Schotteroberbau mit unbesohlenen Schwellen B 70, gerades Gleis
- Anl. 91: Abgeleitete dynamische LVW-Verläufe der im Labor untersuchten un-/besohlenen (G04 V05) Schwellen B 70, konsolidierter Schotter Typ B
Abgeleitete statische LVW-Verläufe (Regenfall) der im Labor untersuchten un-/besohlenen (G04 V05) Schwellen B 70, konsolidierter Schotter Typ B

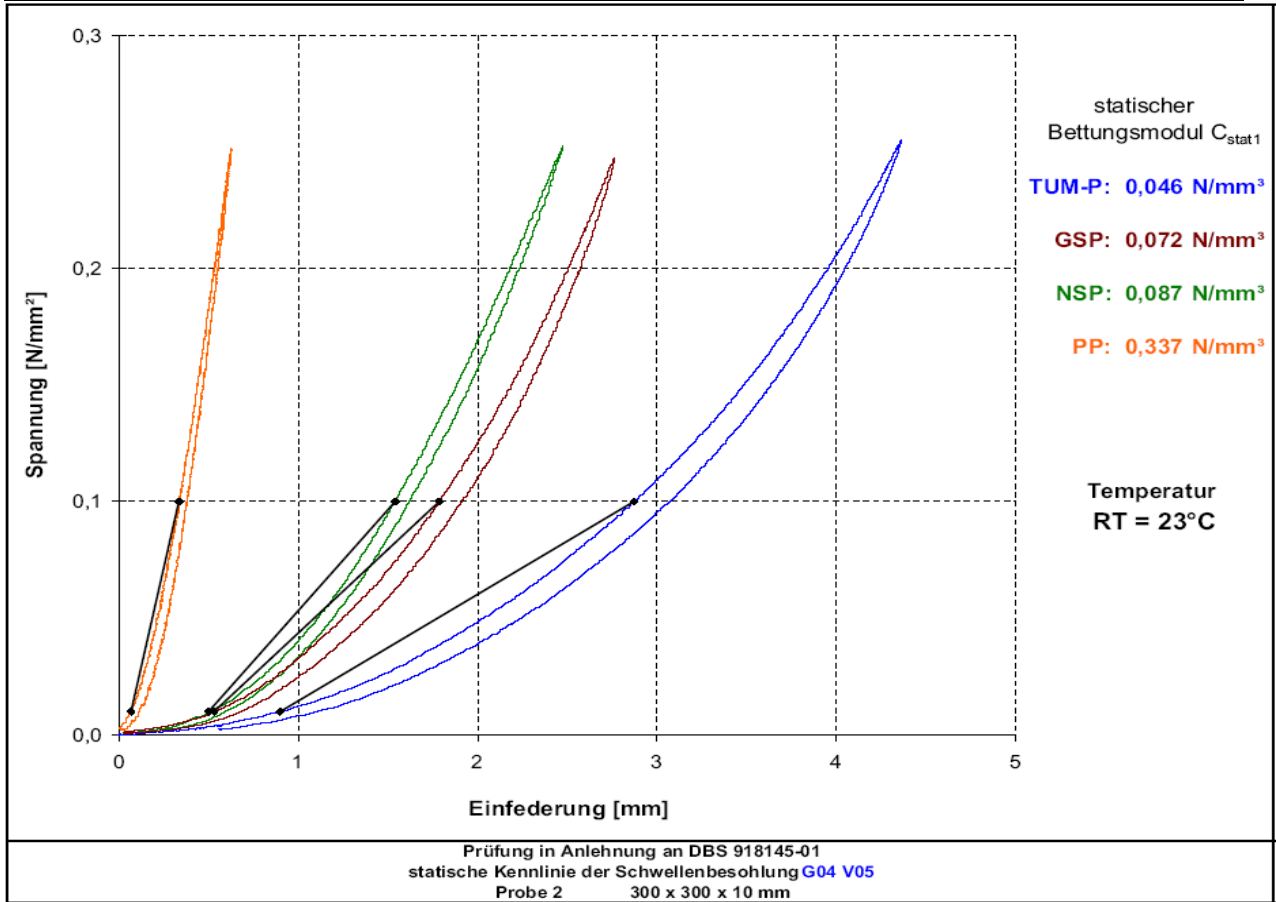
- Anl. 92: Ableitung der mittleren Führungskraft in Abhängigkeit vom Bogenhalbmesser und der Fahrzeugart
- Anl. 93 - 94: Berechnung der dynamischen Radlast für die Lastfälle „IC-Wagen“ und „BR 152“, Bogenbereich mit $R = 360$ m bzw. $R = 700$ m, Federziffer des Oberbaus mit unbesohlenen bzw. mit G04 V05 besohlenen Schwellen B 70, konsolidierter Schotter Typ B
- Anl. 95: Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter dem Güterzug BR 152, Achskraft 220 kN, Schotteroberbau mit besohlenen Schwellen B 70 (Sohle G04 V05), Bogenbereich mit $R = 360$ m bzw. $R = 700$ m
- Anl. 96: Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom horizontalen Verschiebeweg des Gleisrostes der im Labor untersuchten besohlenen Schwellen B 70 (G04 V05), konsolidierter Schotter Typ B, Bogenbereich mit $R = 360$ m, $f_0 = 23$ mm, LF 1a und 2a
Simulierte krit. Temperatur in Abhängigkeit vom horizontalen Verschiebeweg des Gleisrostes der im Labor untersuchten besohlenen (G04 V05) und unbesohlenen Schwellen B 70, konsolidierter Schotter Typ B, Bogenbereich mit $R = 360$ m, $f_0 = 15$ mm bzw. $f_0 = 23$ mm, Lastfall 1a (IC-Wagen)
- Anl. 97 - 100: Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter einem IC-Wagen, Achskraft 114 kN, Schotteroberbau mit besohlenen (Sohle G04 V05) bzw. unbesohlenen Schwellen B 70, Bogenbereich mit $R = 360$ m bzw. $R = 700$ m

9. ANLAGEN

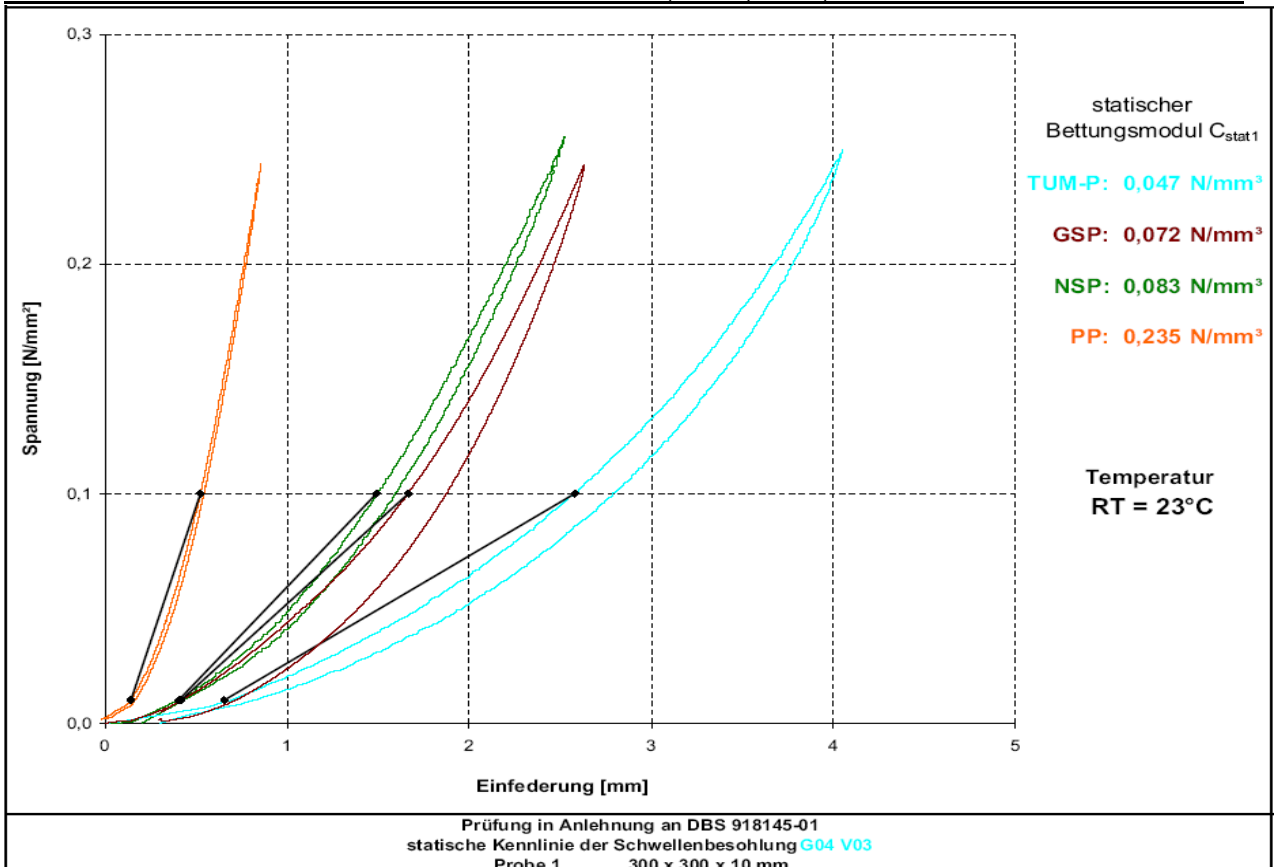
Bettungsmodul der Schwellenbesohlung [N/mm ³]																				
Auswertebereich I: $\sigma = 0,01$ bis $0,10$ [N/mm ²]																				
Schwellen- besohlung (300 x 300 mm)	Art der Last- einleitung	Neuzustand (Mittelwert aus 3 Proben)														nach 2,5 Mio. Lw (jeweils 1 Probe)				
		RT (+ 23 °C)							+ 50 °C				- 20 °C			RT (23 °C)				
		statisch		5 Hz	10 Hz	20 Hz	30 Hz	dyn. Versteif. 10 Hz	stat.		10 Hz		stat.		10 Hz	stat.		10 Hz		
G04 V05	EP	0,336	390%	0,41	0,41	0,42	0,43	470%	0,269	312%	0,38	440%	0,360	417%	0,68	786%	0,345	400%	0,426	493%
	NSP	0,086	100%	0,10	0,10	0,10	0,10	117%												
	GSP	0,072	83%	0,09	0,09	0,09	0,09	103%												
	TUM-P	0,046	53%	0,05	0,05	0,05	0,05	63%	0,044	51%	0,05	59%	0,047	54%	0,09	105%	0,052	60%	0,059	68%
G04 V03	EP	0,212	265%	0,24	0,24	0,25	0,26	306%	0,167	209%	0,19	238%	0,216	270%	0,46	574%	0,235	294%	0,274	343%
	NSP	0,080	100%	0,10	0,10	0,10	0,10	125%												
	GSP	0,072	90%	0,09	0,09	0,09	0,09	109%												
	TUM-P	0,046	57%	0,06	0,06	0,06	0,06	75%	0,040	50%	0,06	69%	0,055	69%	0,12	154%	0,049	61%	0,062	78%
Paul Müller	EP	0,961	381%	2,45	2,96	3,77	4,24	1175%	0,918	364%	2,89	1147%	0,980	389%	5,59	2218%	1,169	464%	3,06	1214%
	NSP	0,252	100%	0,37	0,38	0,39	0,35	150%												
	GSP	0,343	136%	0,54	0,55	0,61	0,64	219%												
	TUM-P	0,117	46%	0,17	0,18	0,18	0,18	71%	0,086	34%	0,12	48%	0,121	48%	0,32	126%	0,136	54%	0,19	75%

Statischer und dynamischer Bettungsmodul der Schwellensohle G04 mit V05, V03 und Paul Müller (300 x 300 mm mit Betonblock) auf EP, NSP, GSP und TUM-P

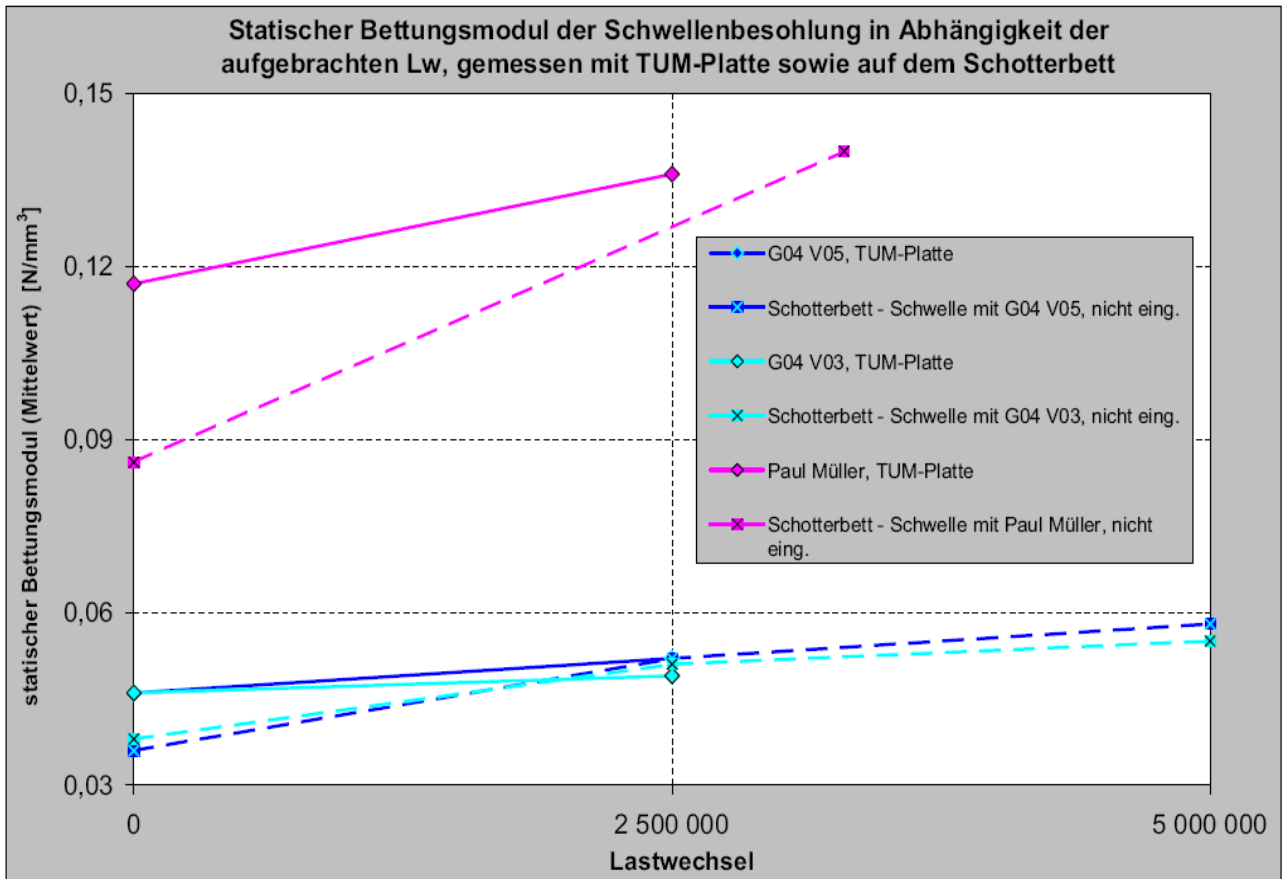
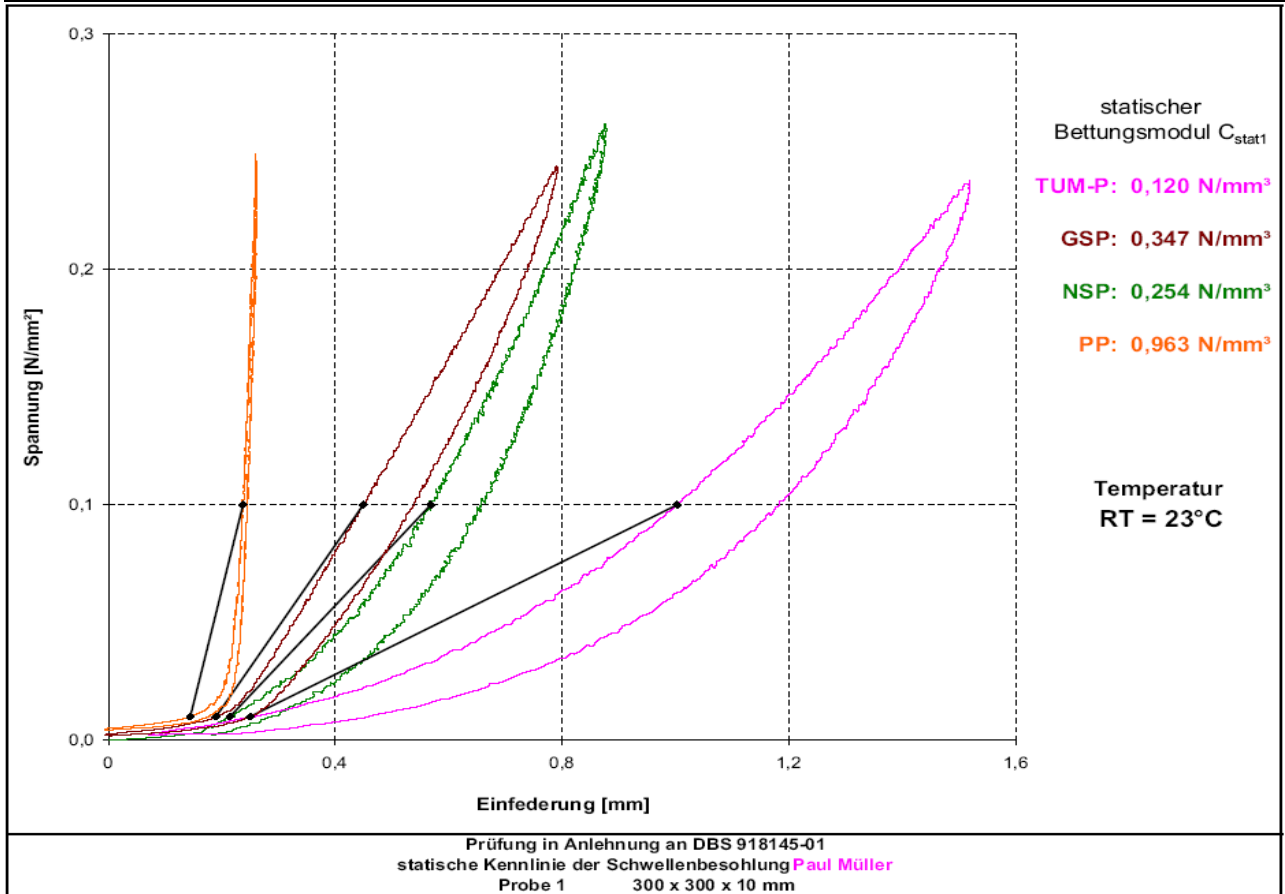
Statische Kennlinie der **Sohle G04 V05** auf TUM-P, GSP, NSP, PP im Neuzustand vor dem DV

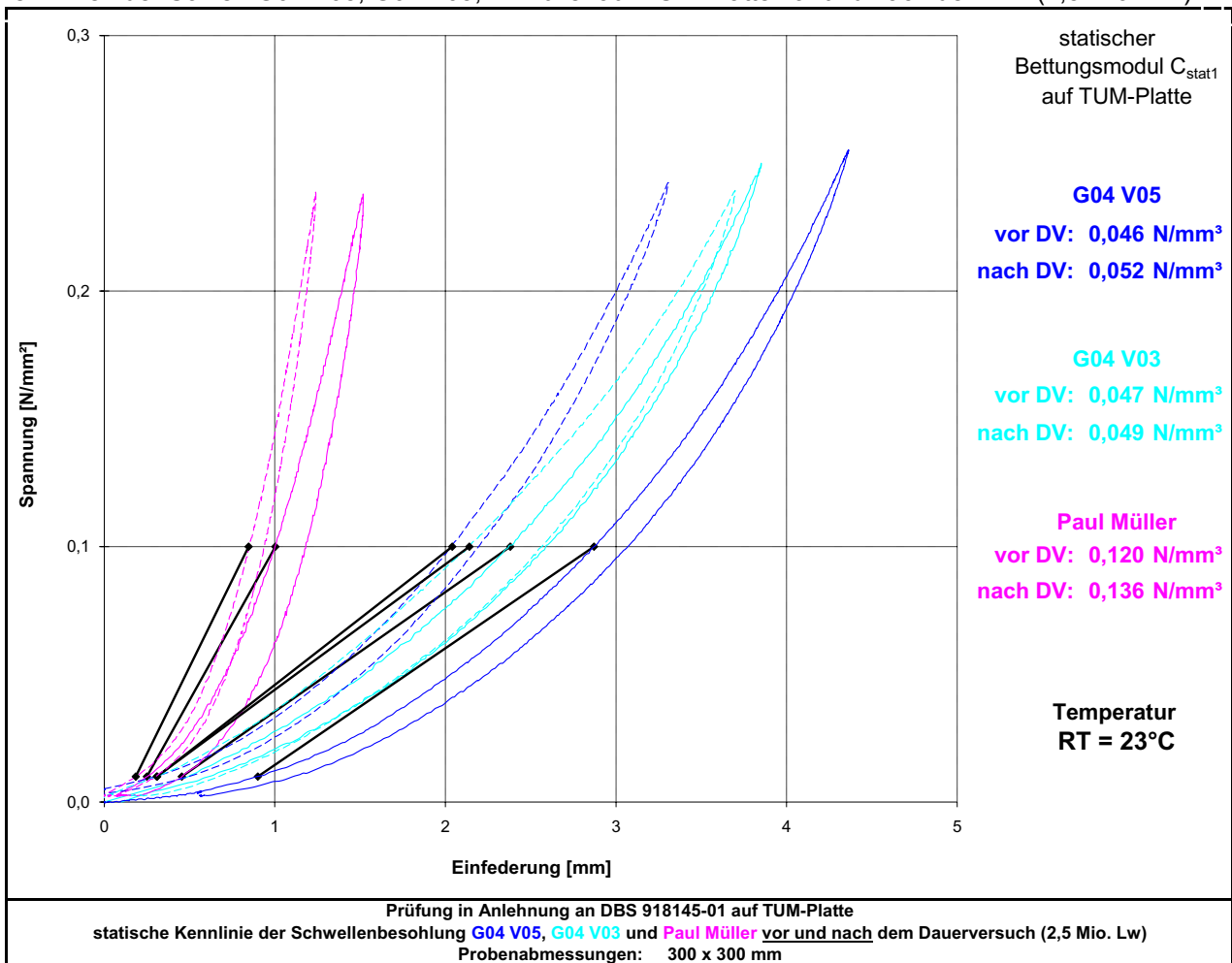


Statische Kennlinie der **Sohle G04 V03** auf TUM-P, GSP, NSP, PP im Neuzustand vor dem DV

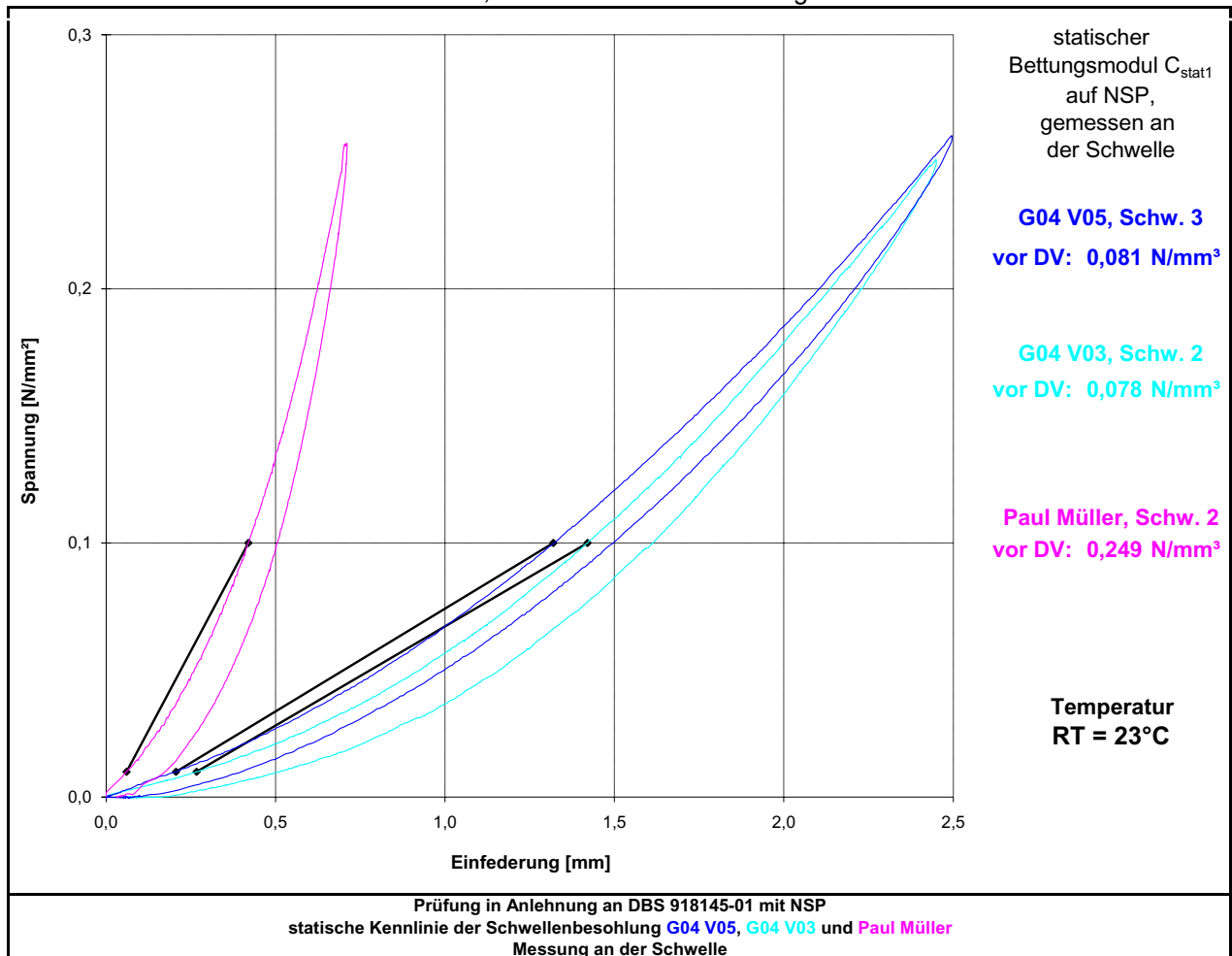


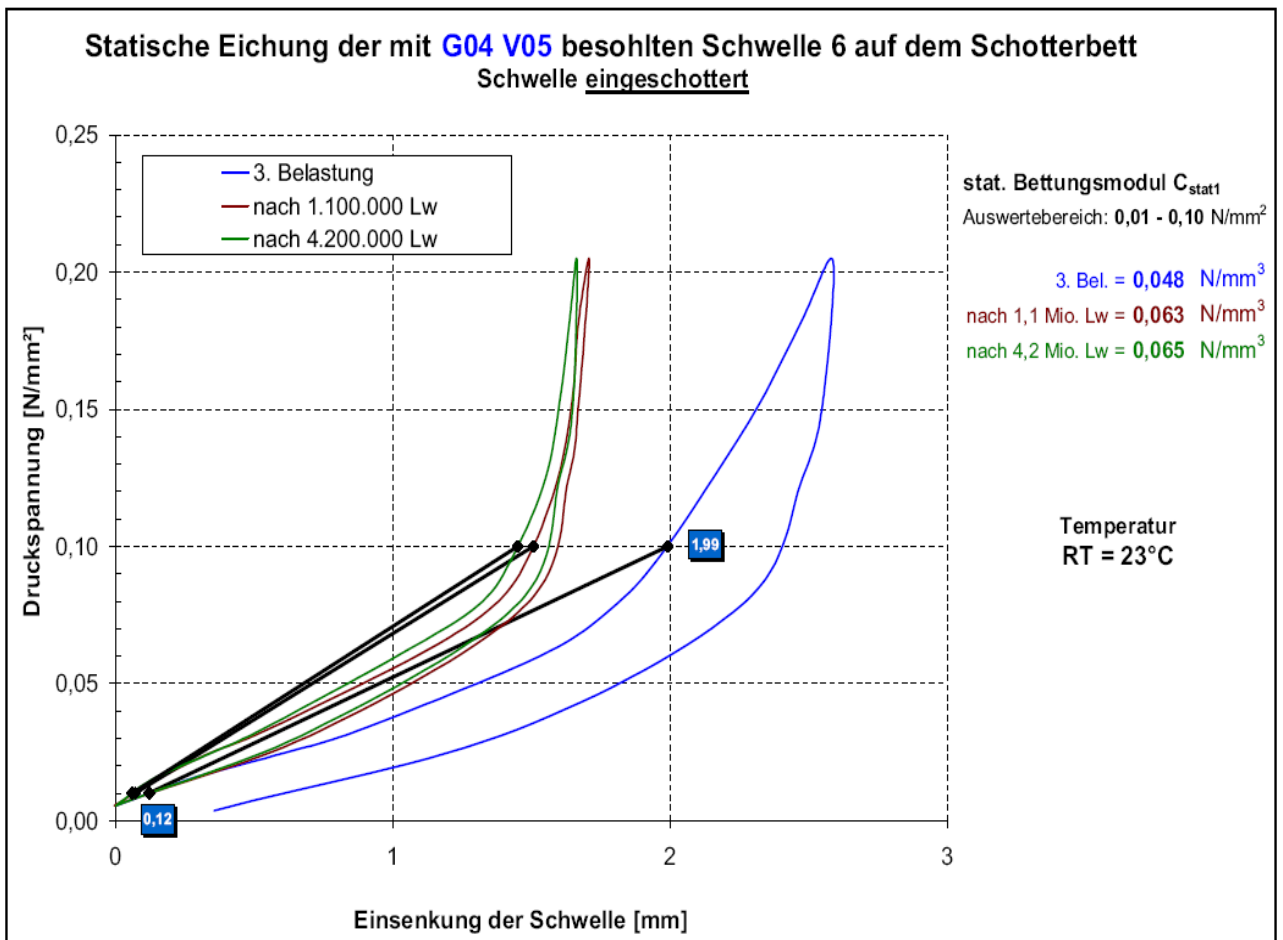
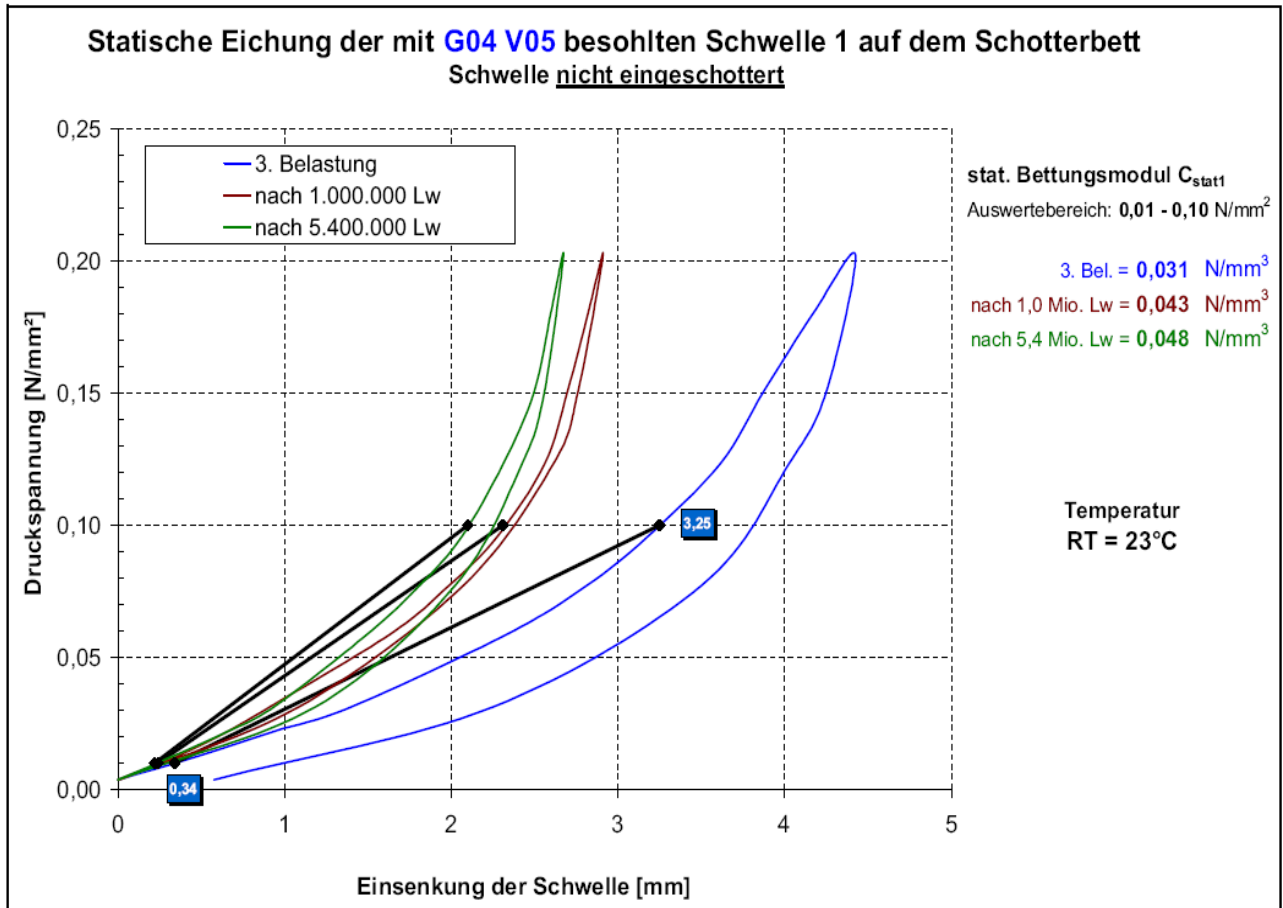
Statische Kennlinie der **Sohle Paul Müller** auf TUM-P, GSP, NSP, PP im Neuzustand vor dem DV

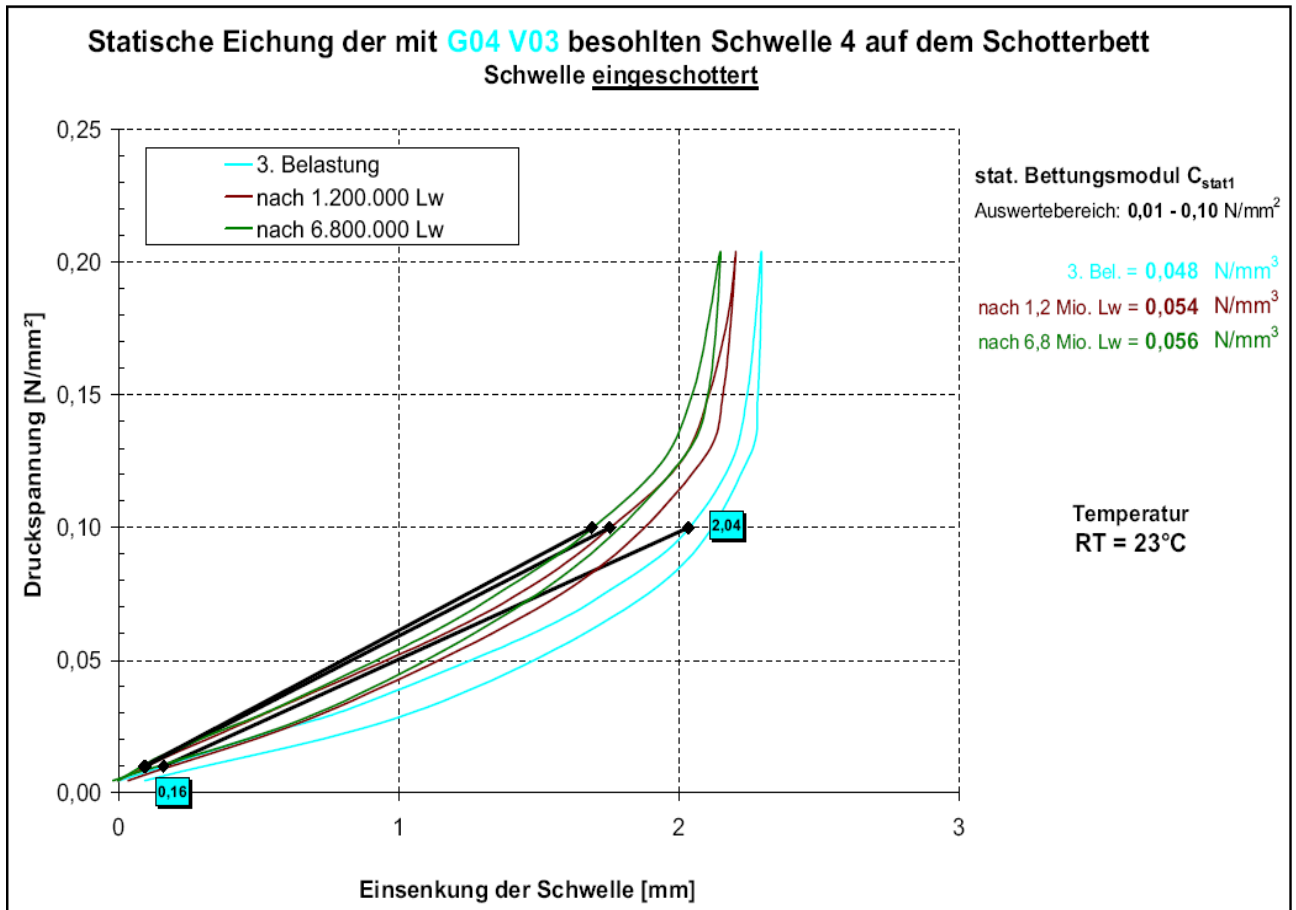
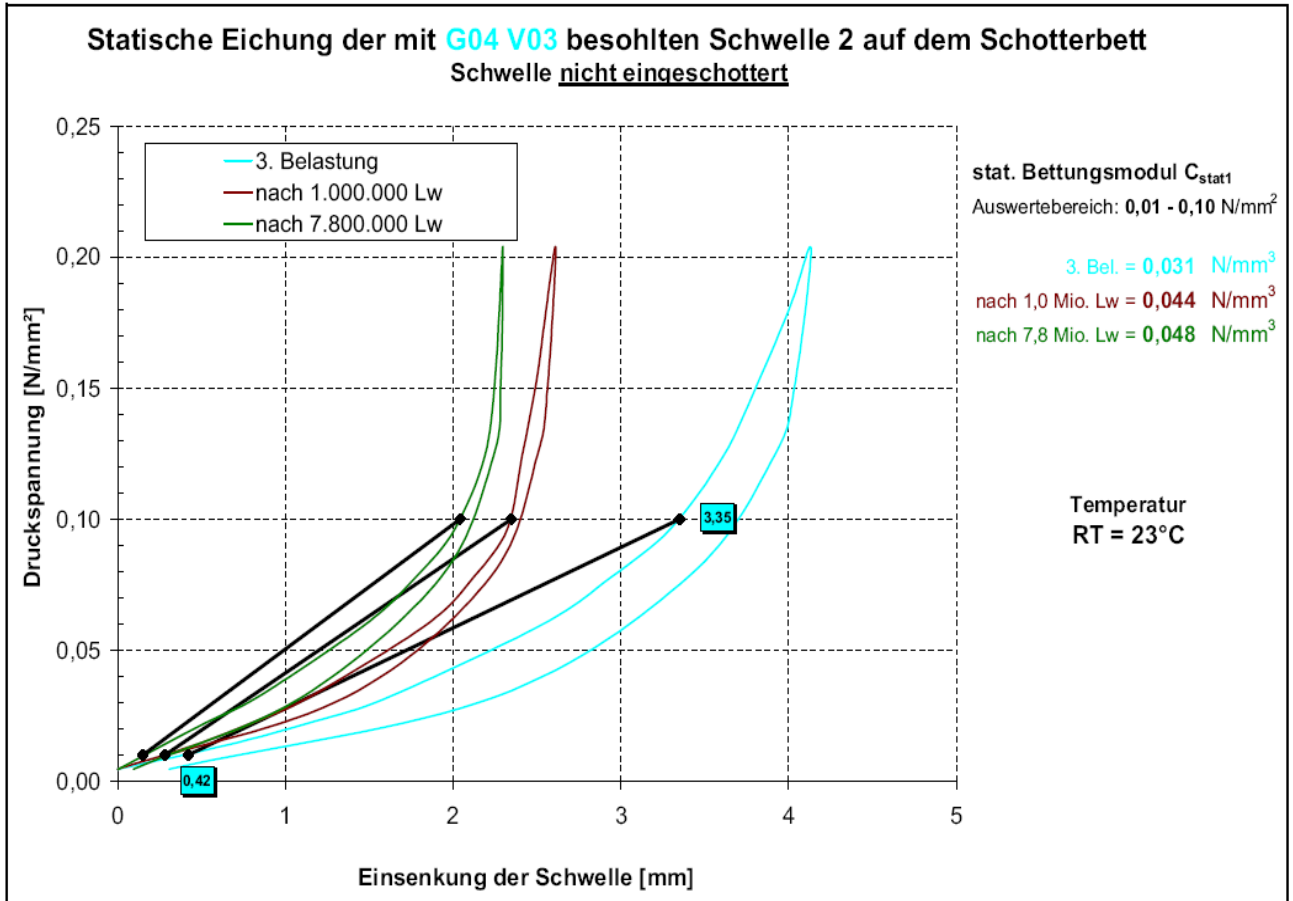


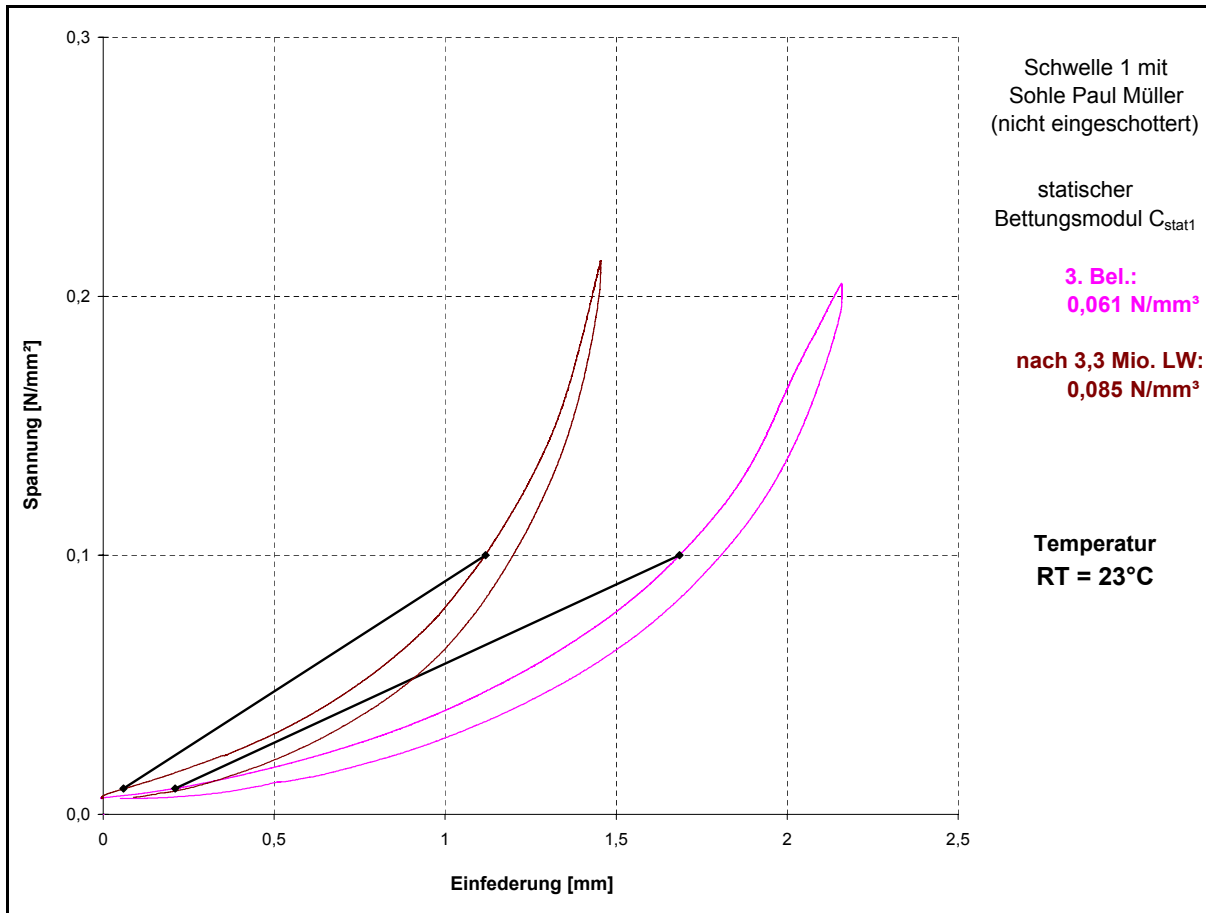


Statische Kennlinien der Sohlen G04 V05, G05 V03 und Paul Müller gemessen an der Schwellenunterseite

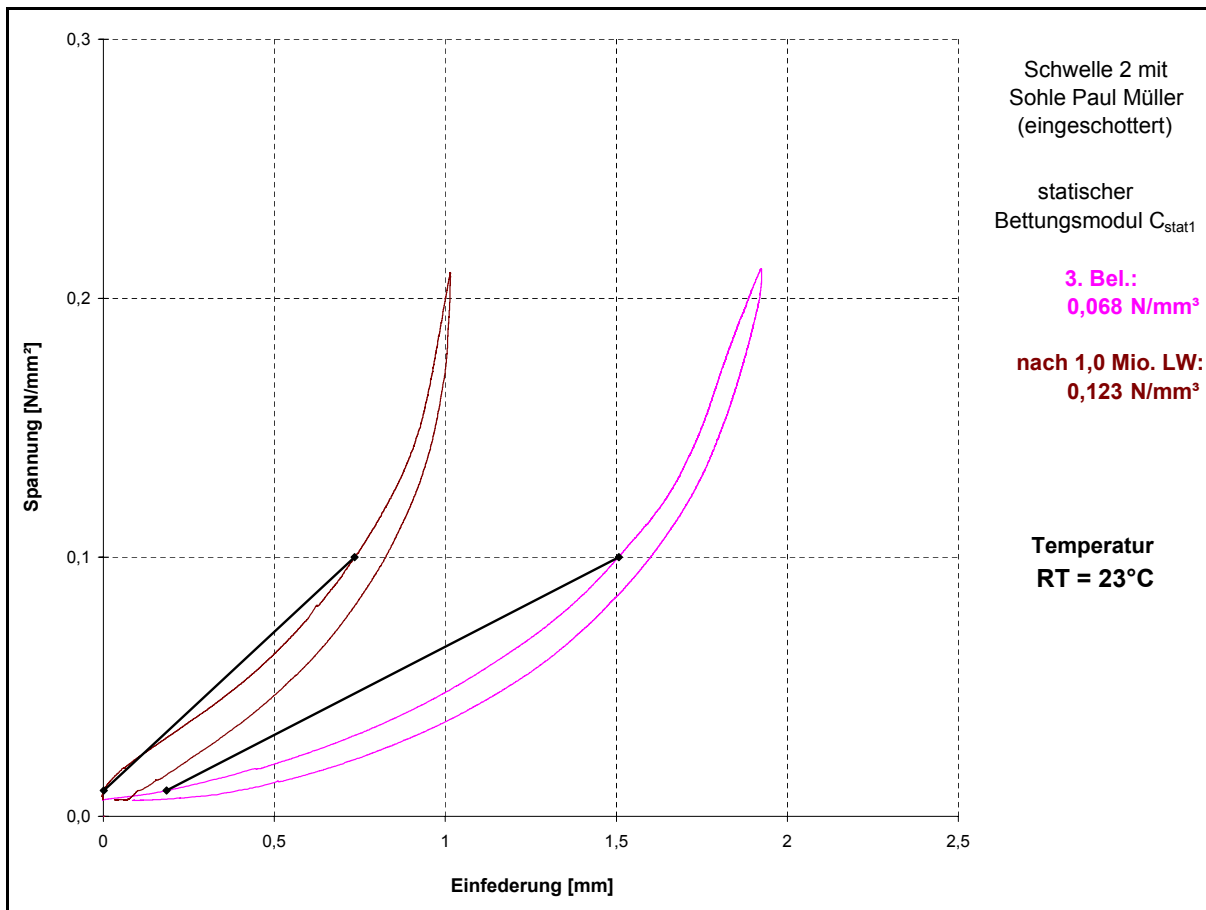


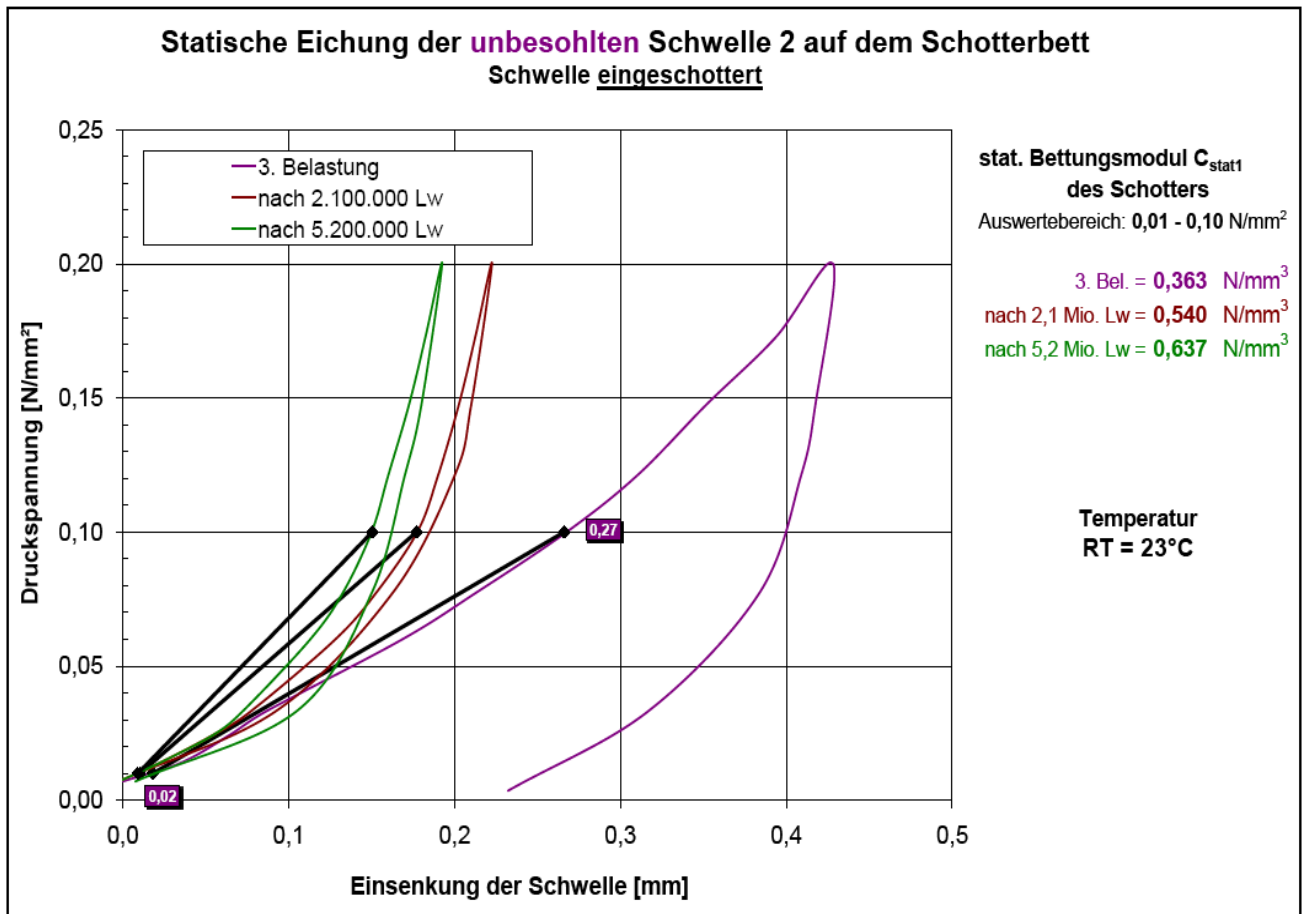
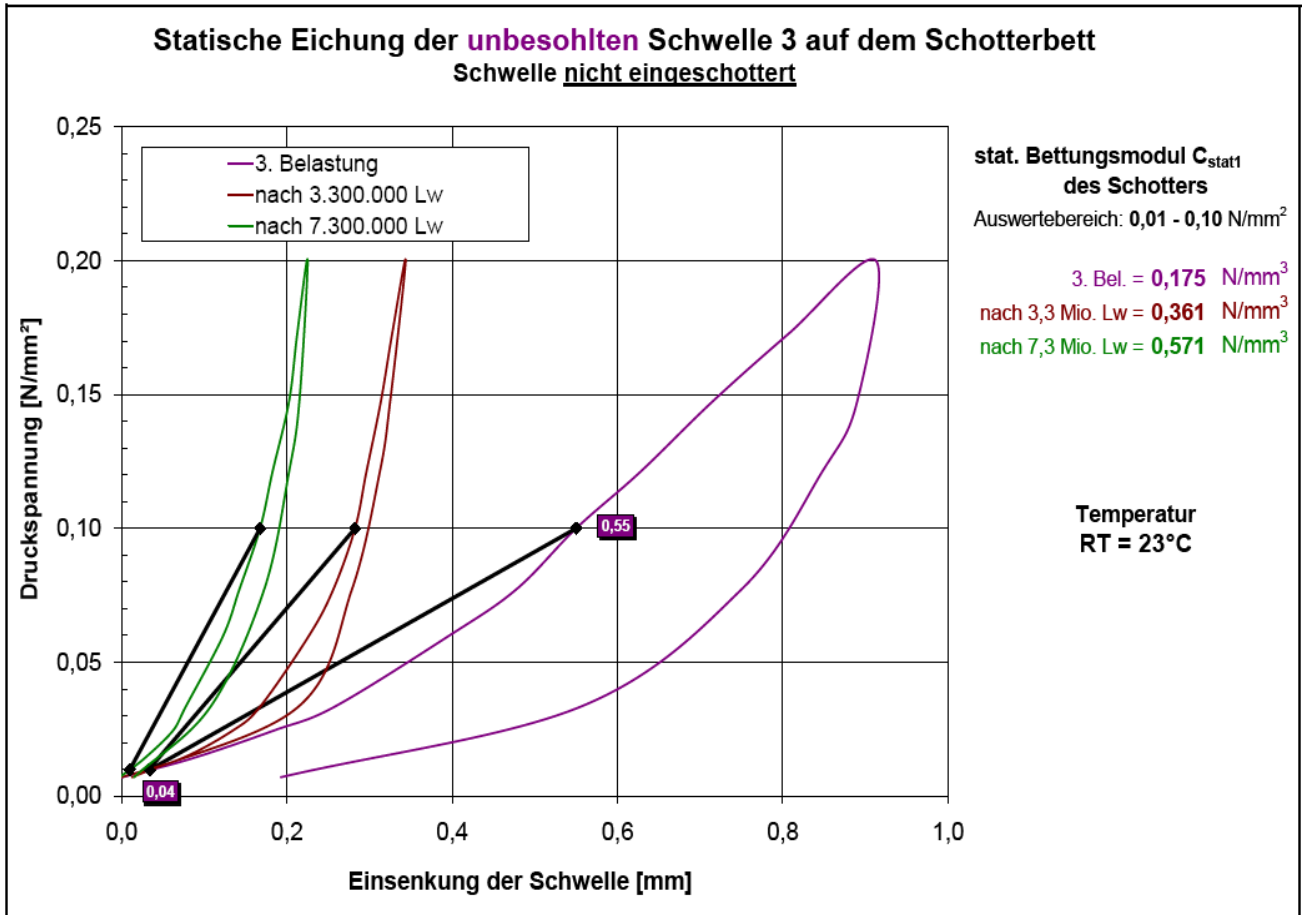




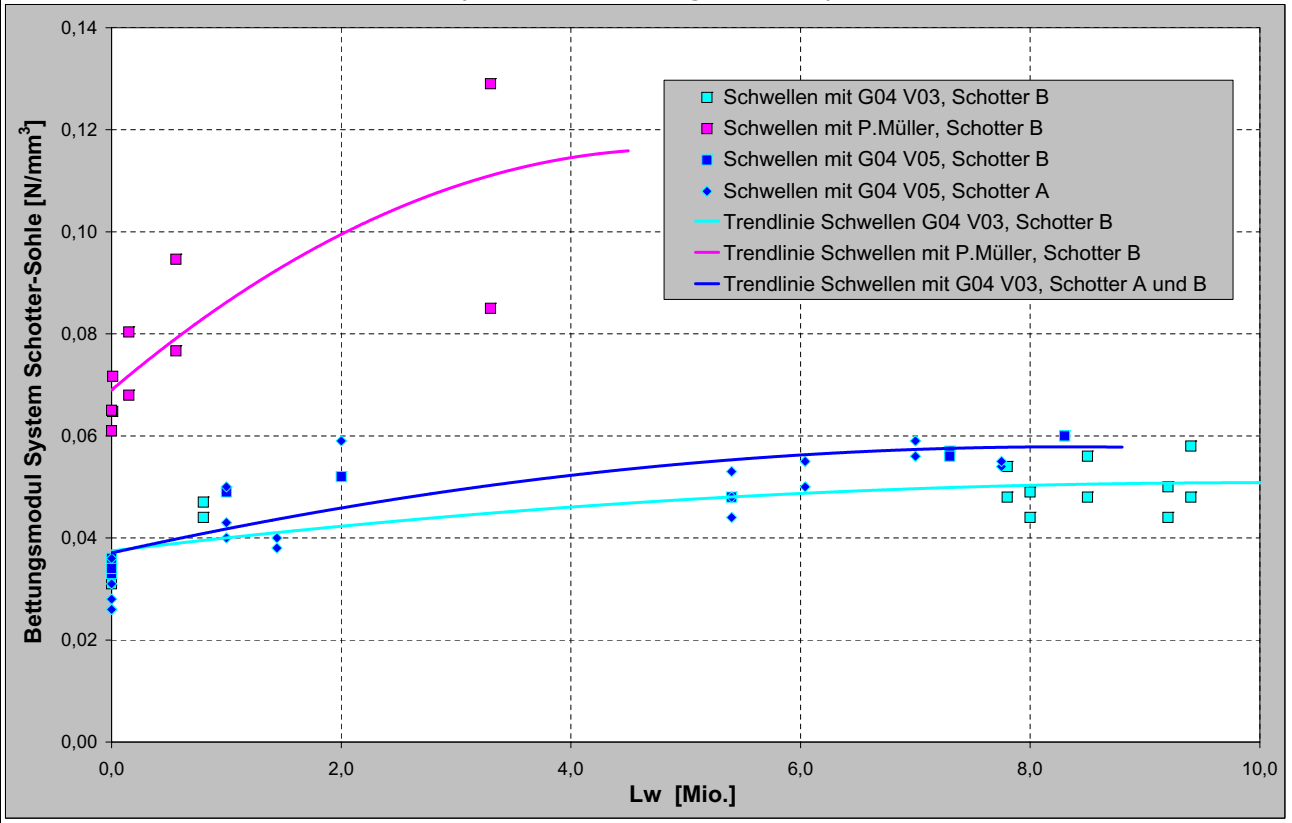


Statische Eichung der mit Paul Müller beschlittenen Schwelle 2 (eingeschottert) auf dem Schotterbett

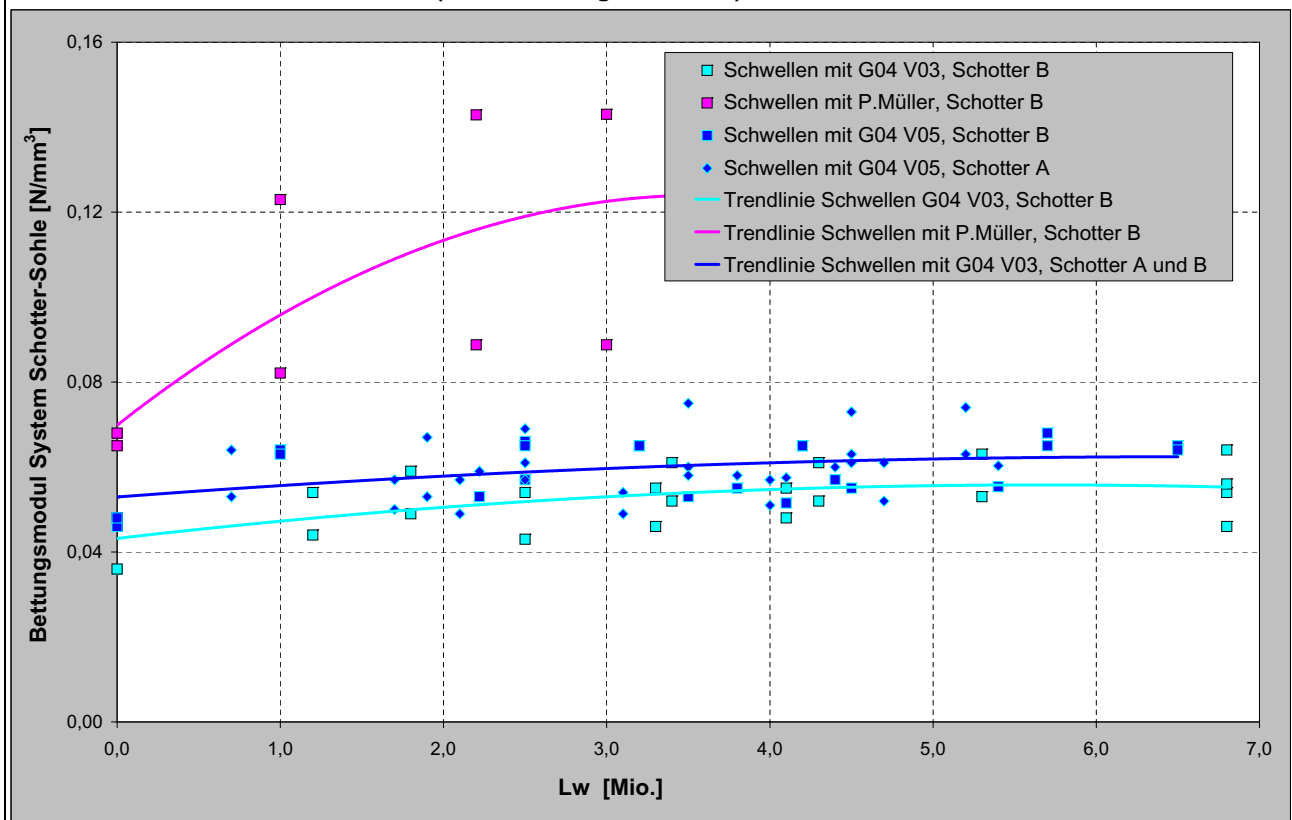


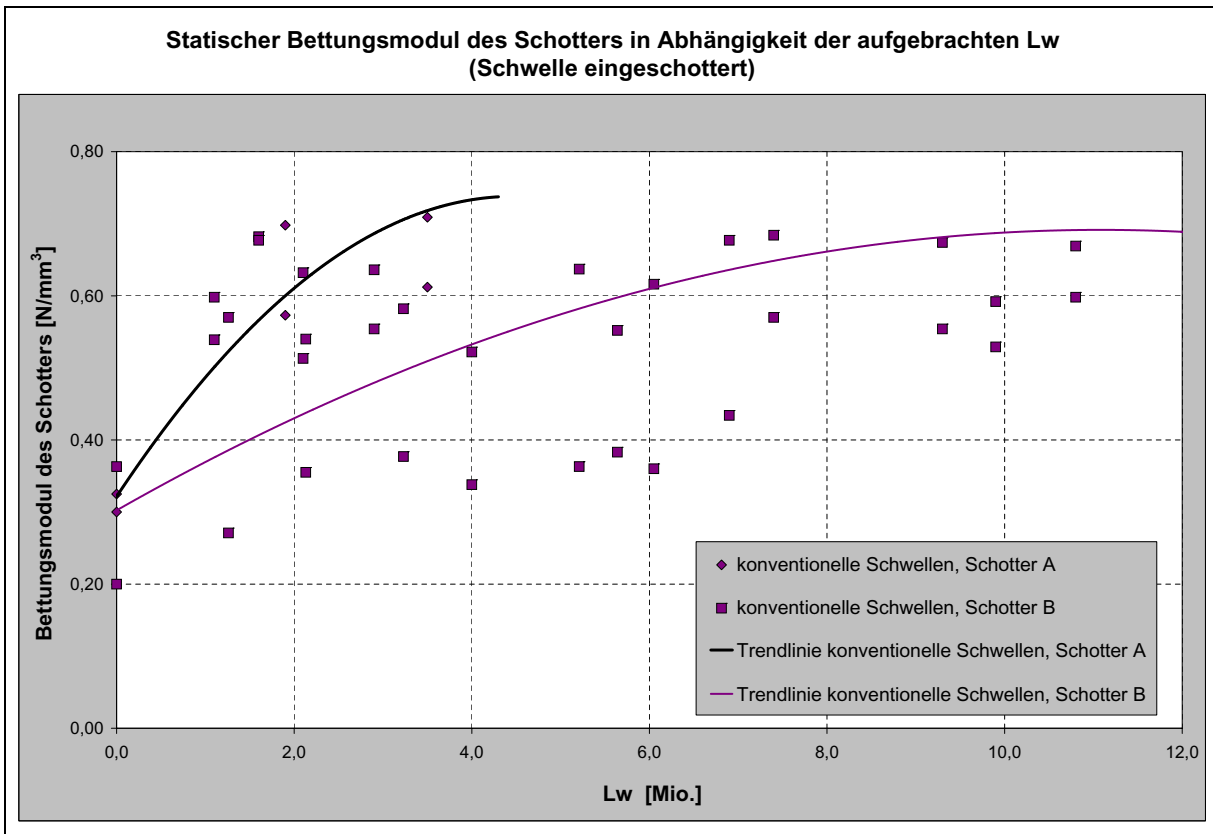
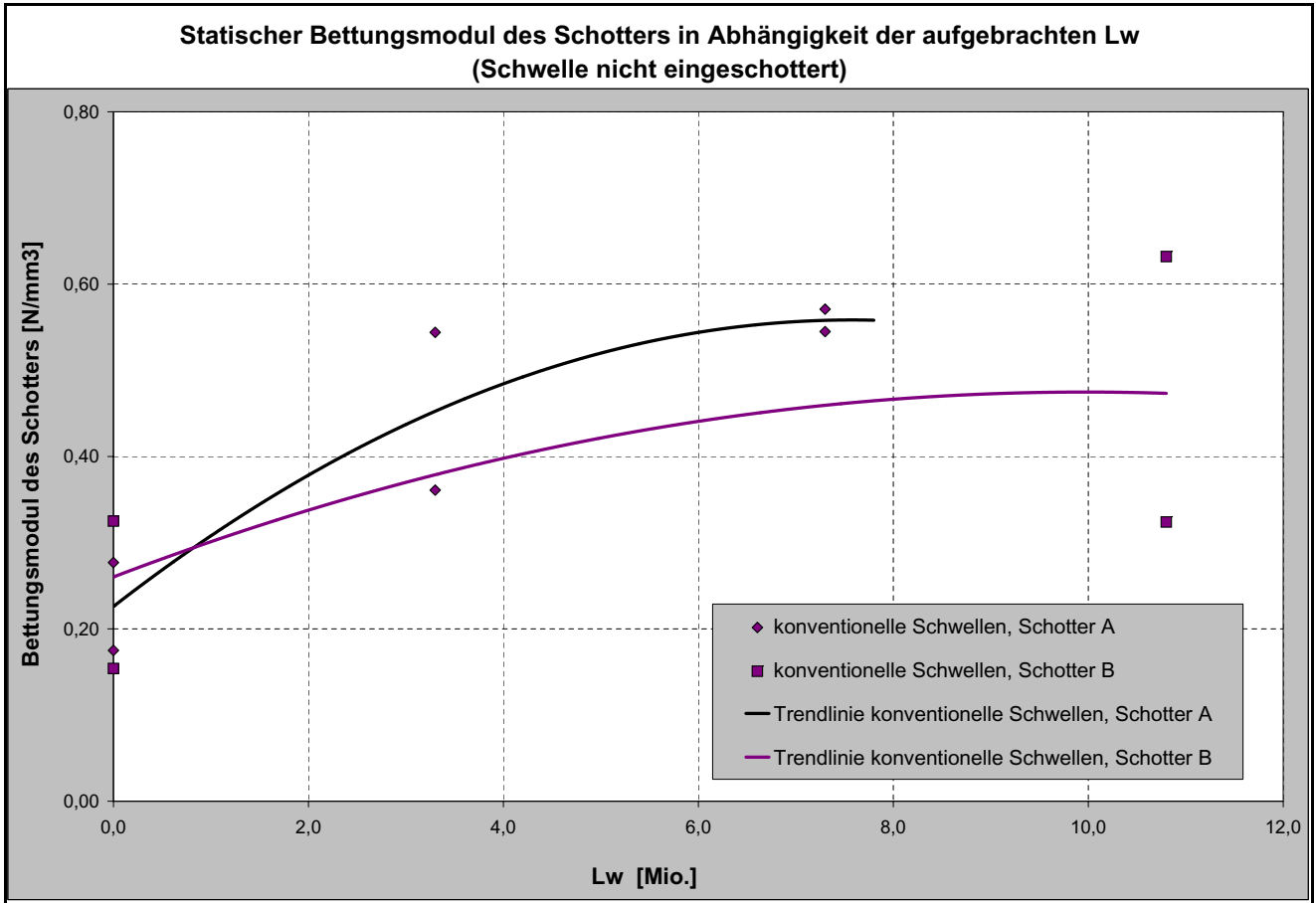


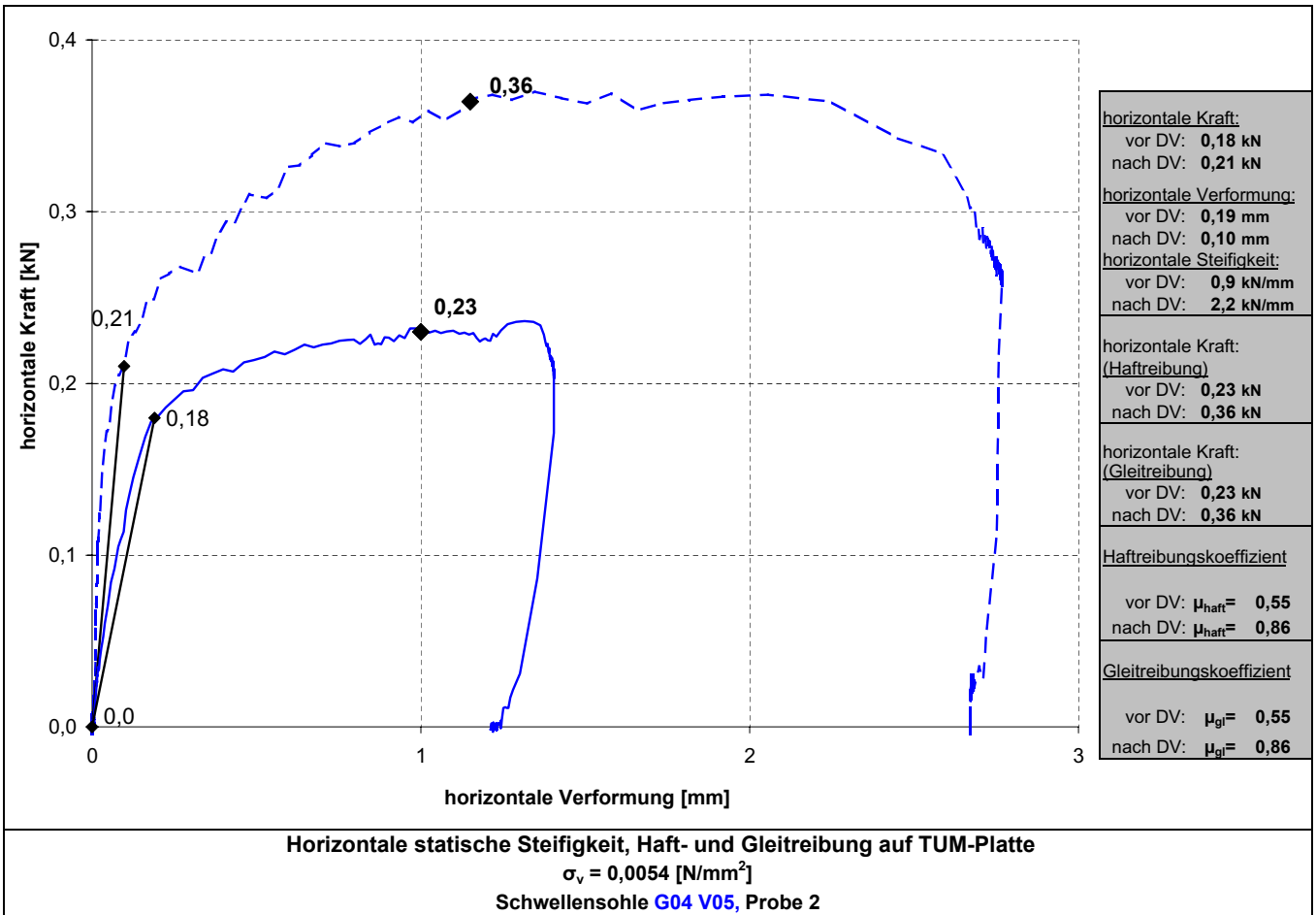
**Statischer Bettungsmodul des Systems Schotter - Sohle in Abhängigkeit der aufgetragenen Lw
(Schwelle nicht eingeschottert)**



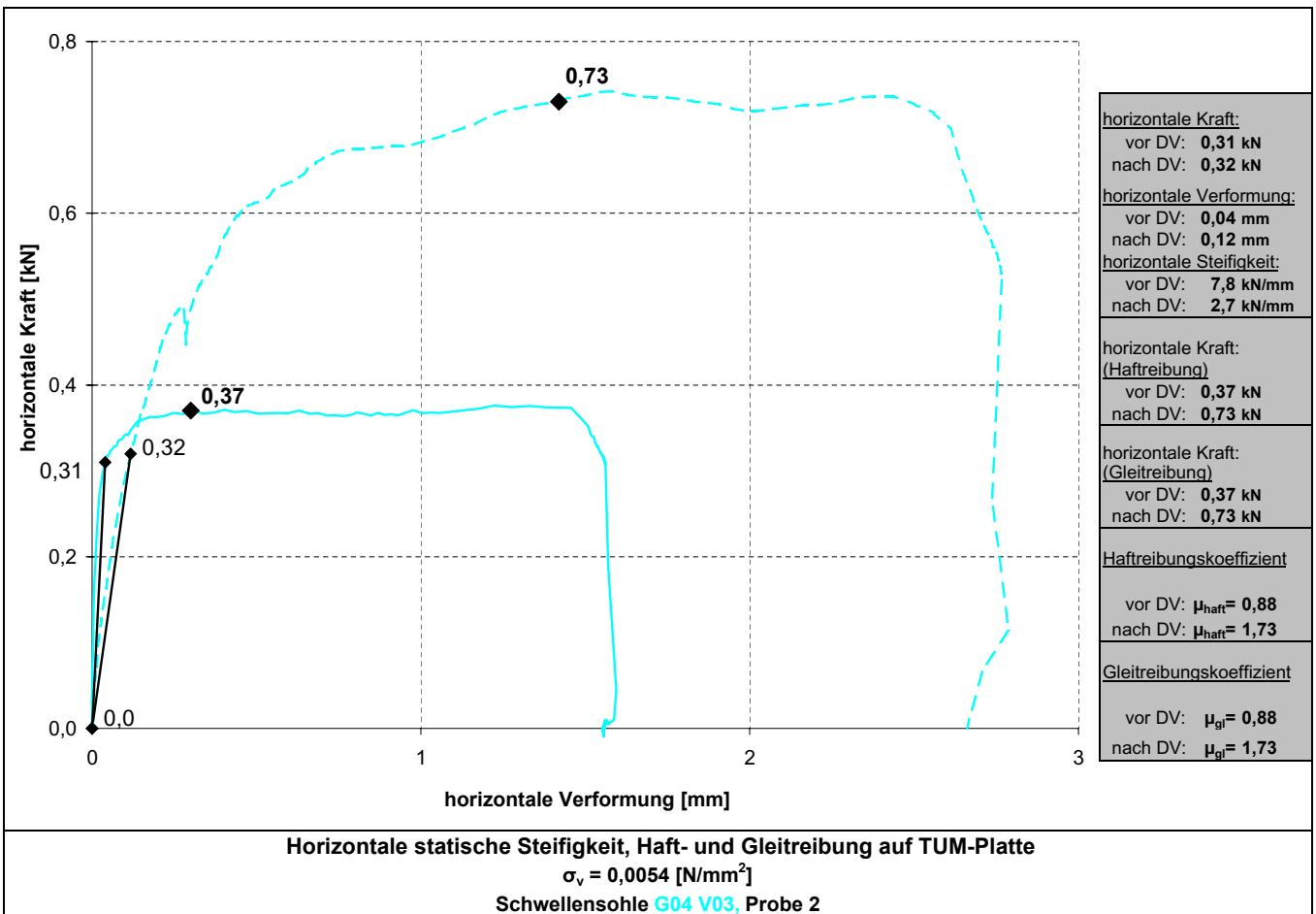
**Statischer Bettungsmodul des Systems Schotter - Sohle in Abhängigkeit der aufgetragenen Lw
(Schwelle eingeschottert)**

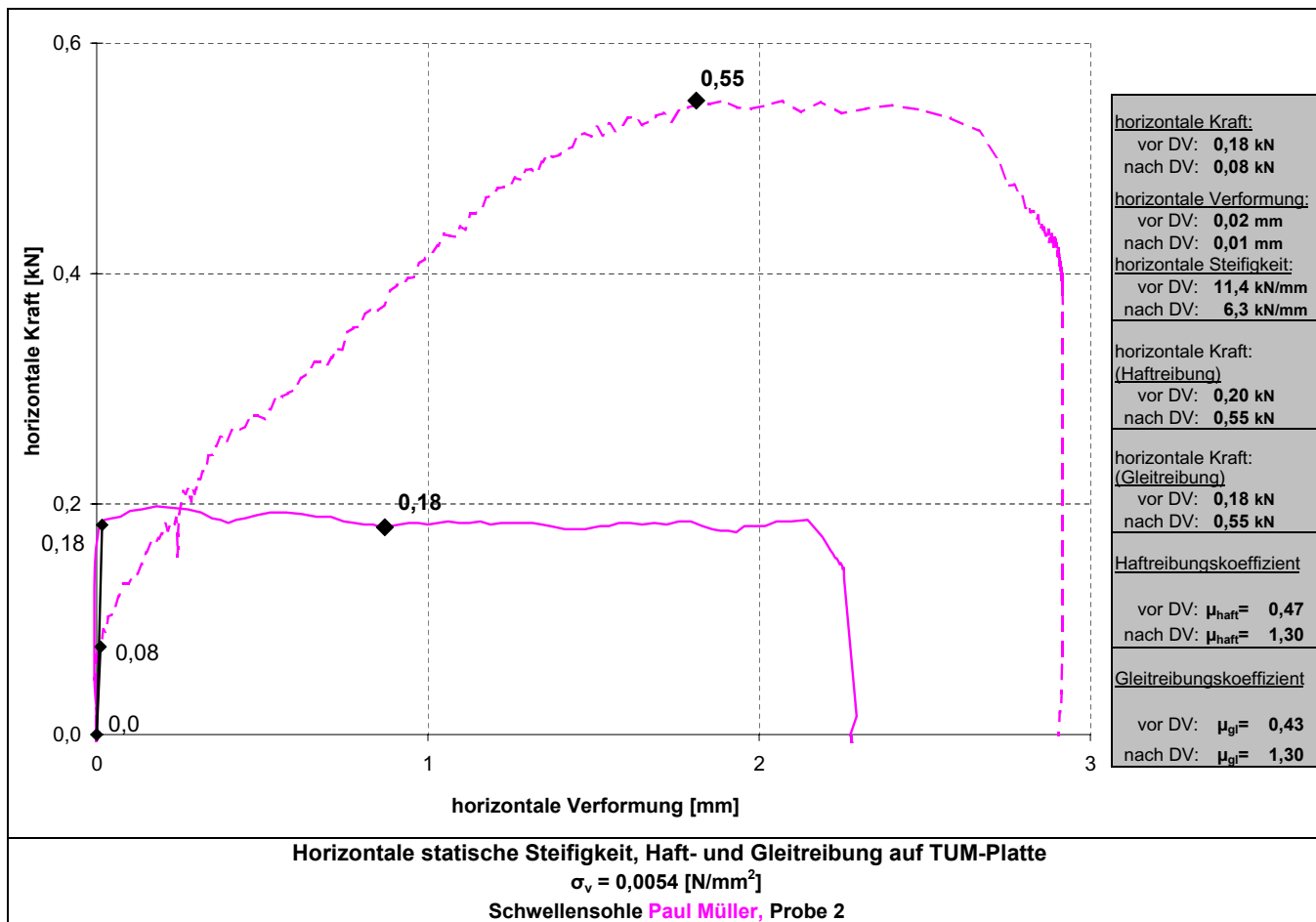




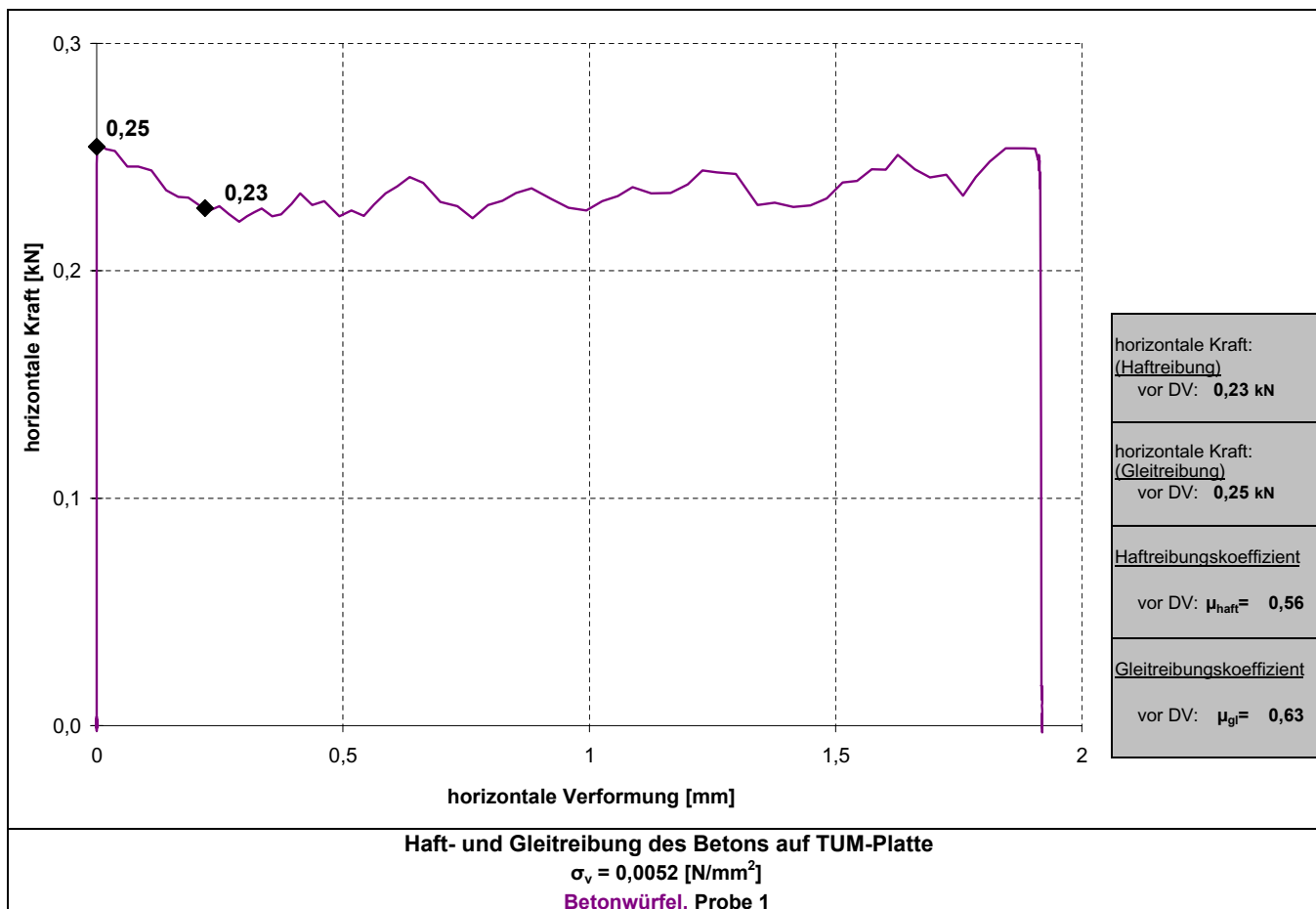


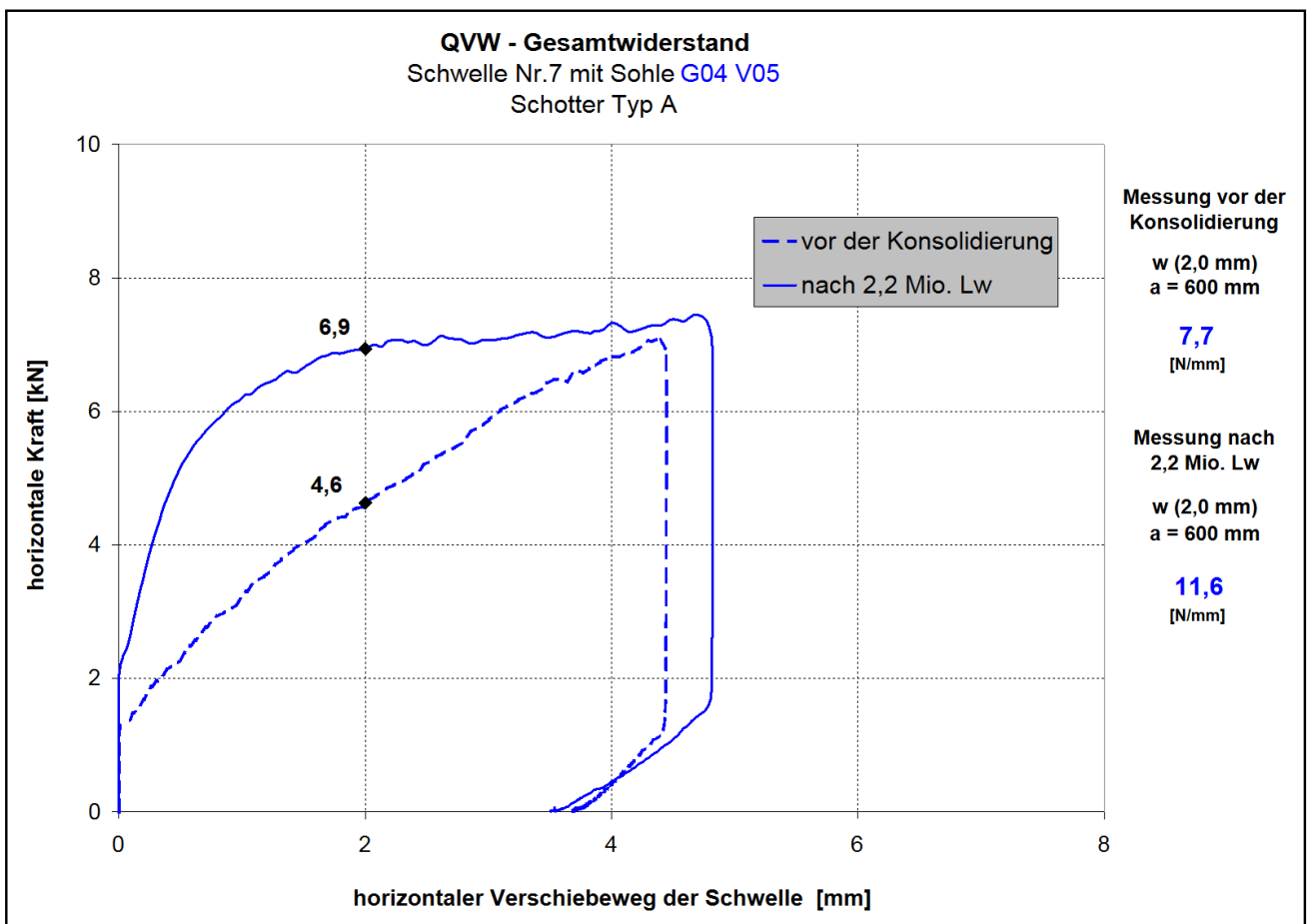
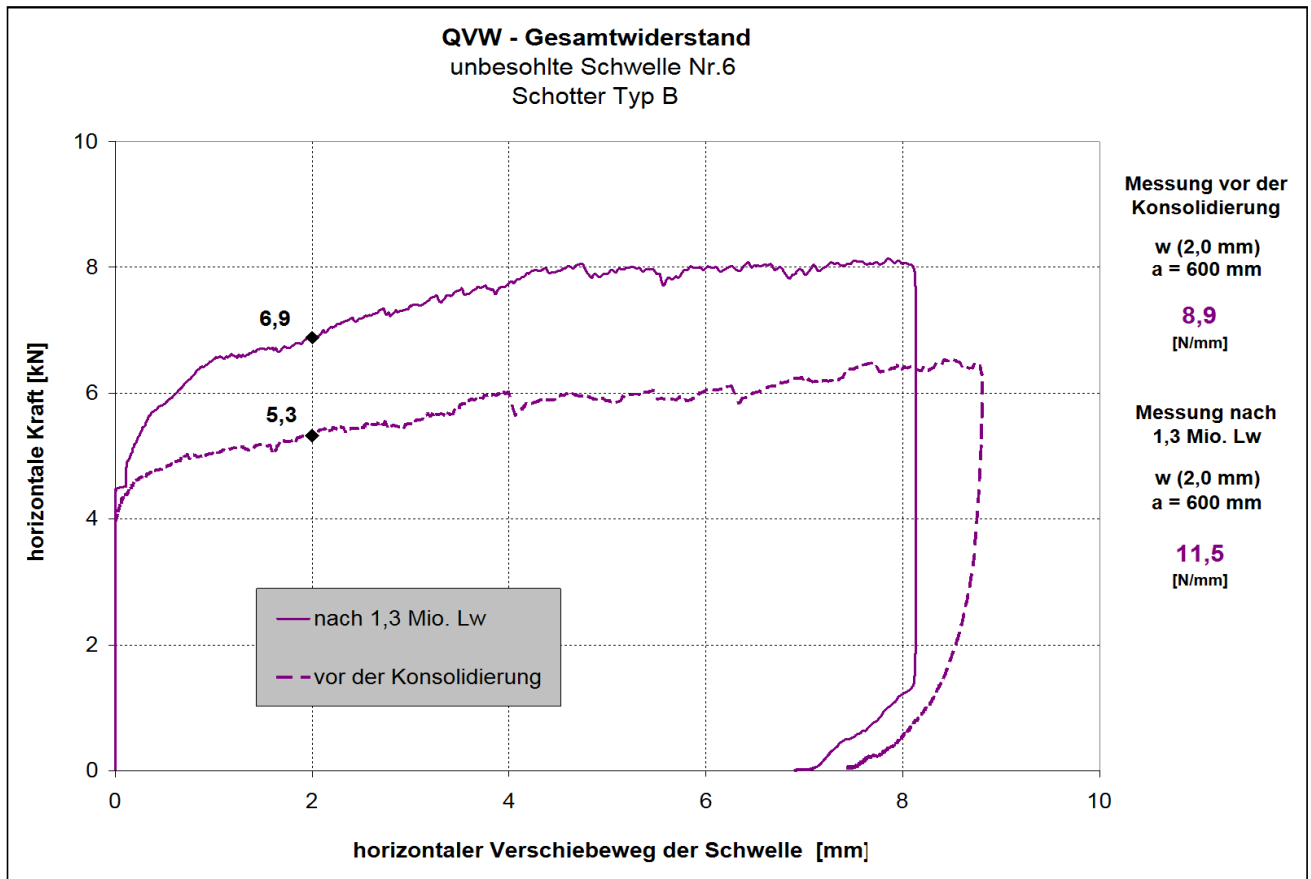
Horizontale statische Steifigkeit der Sohle G04 V03 auf TUM-Platte

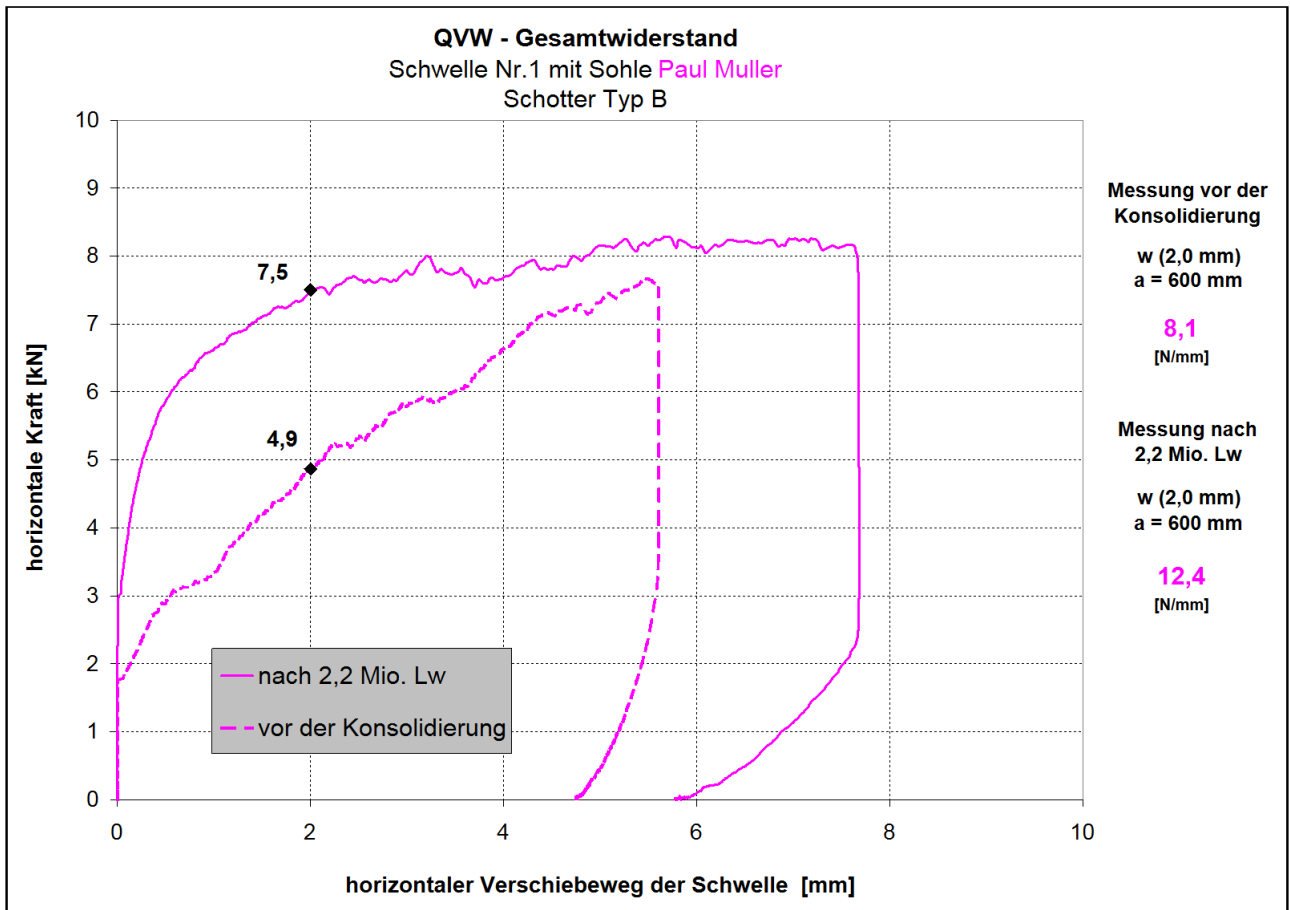
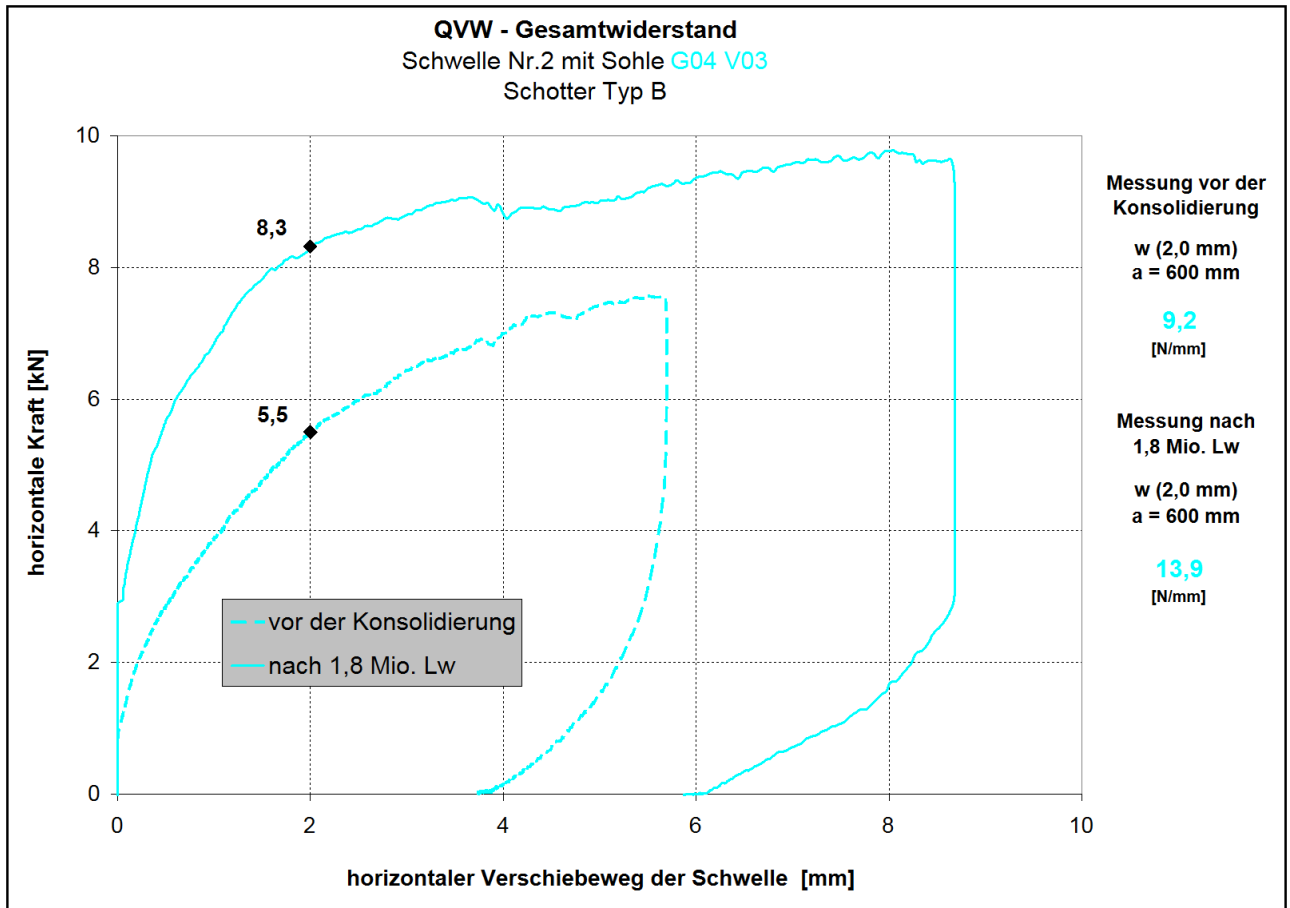


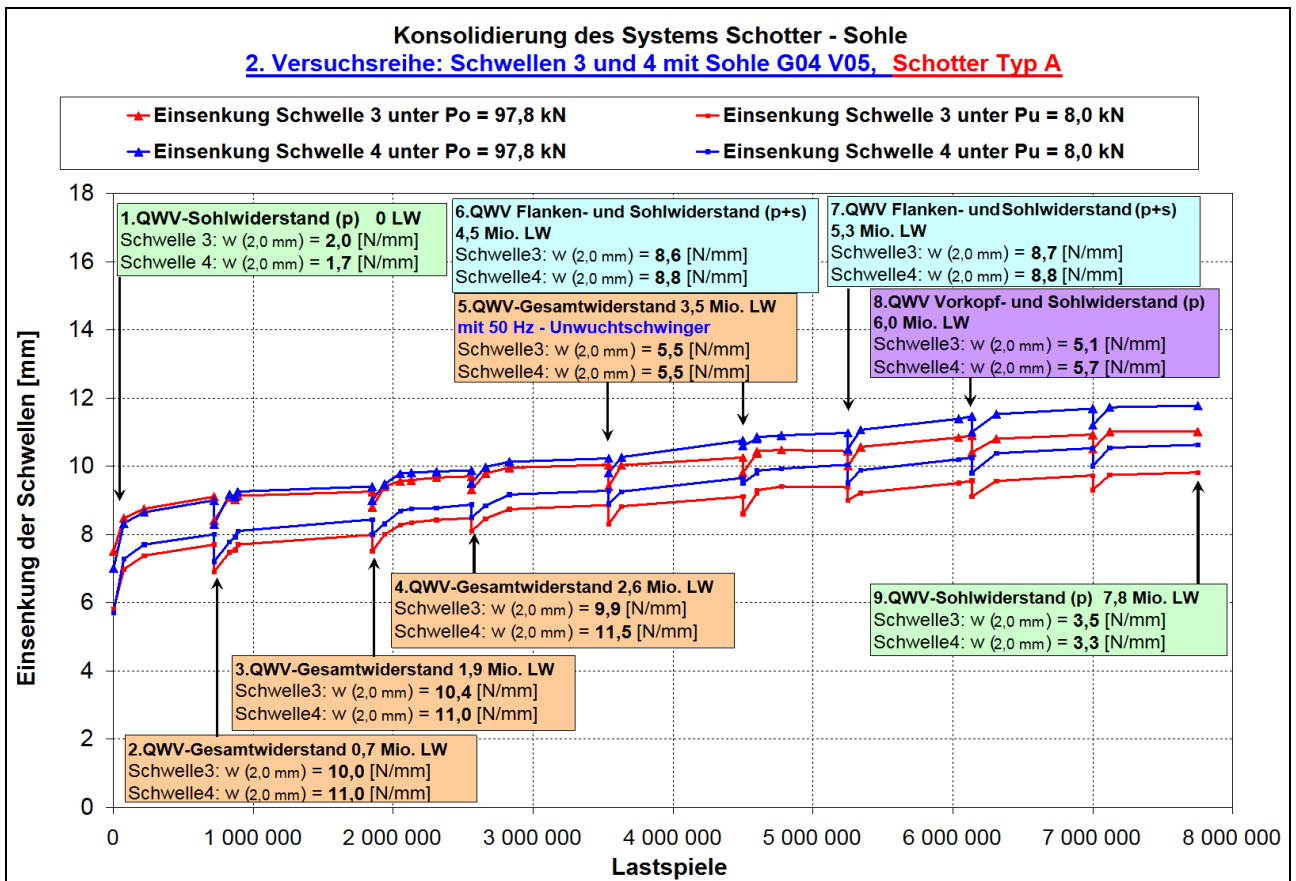
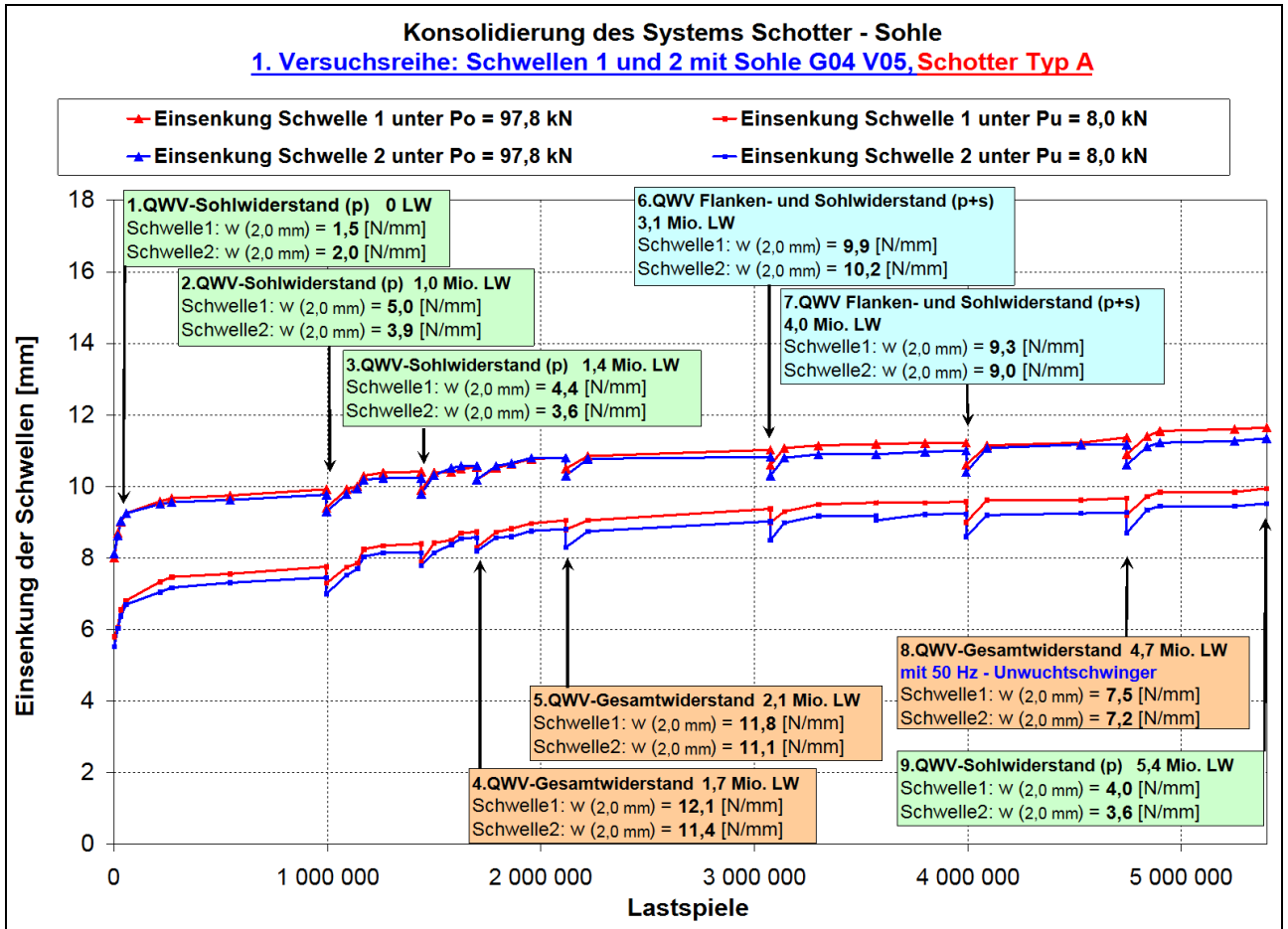


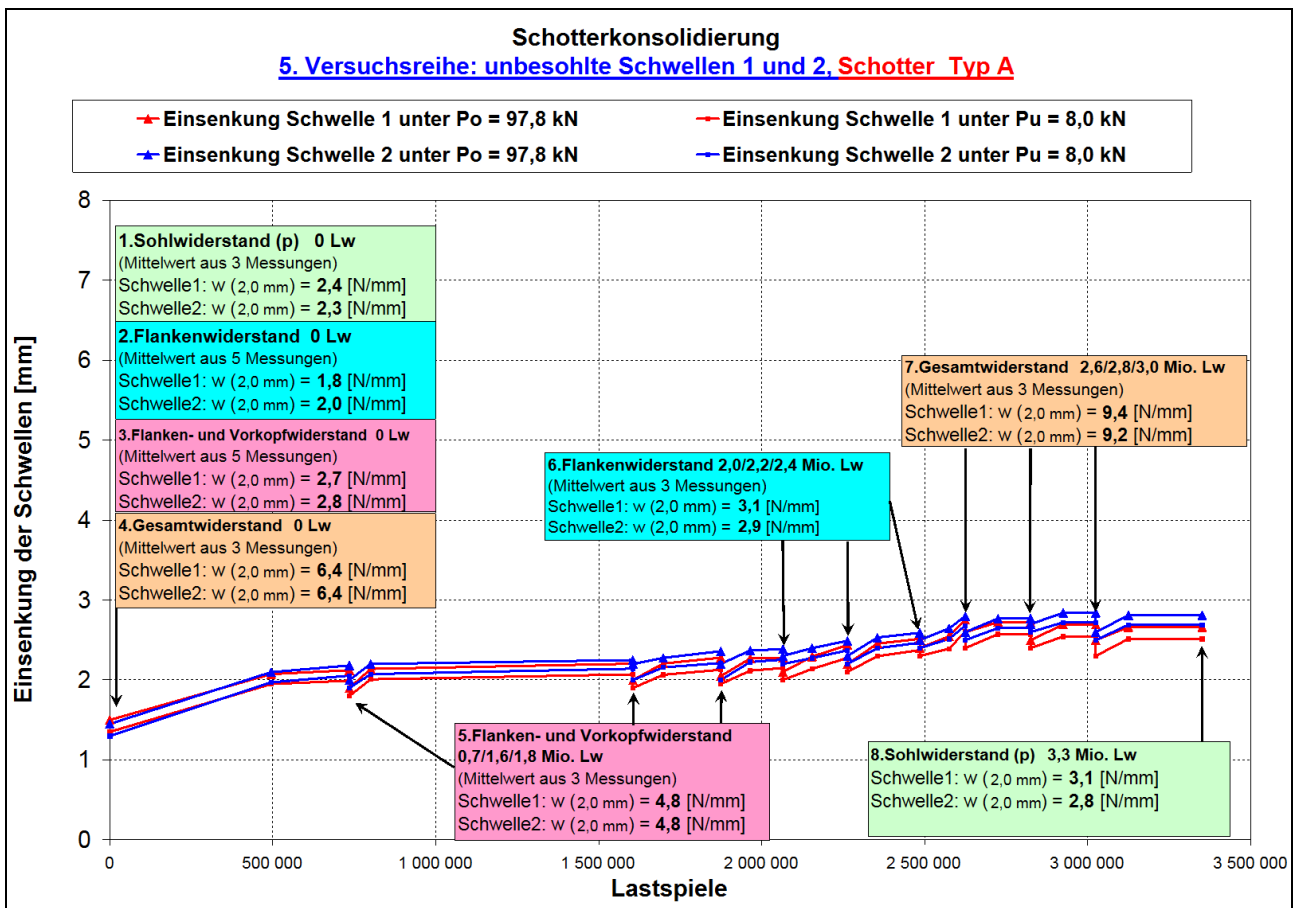
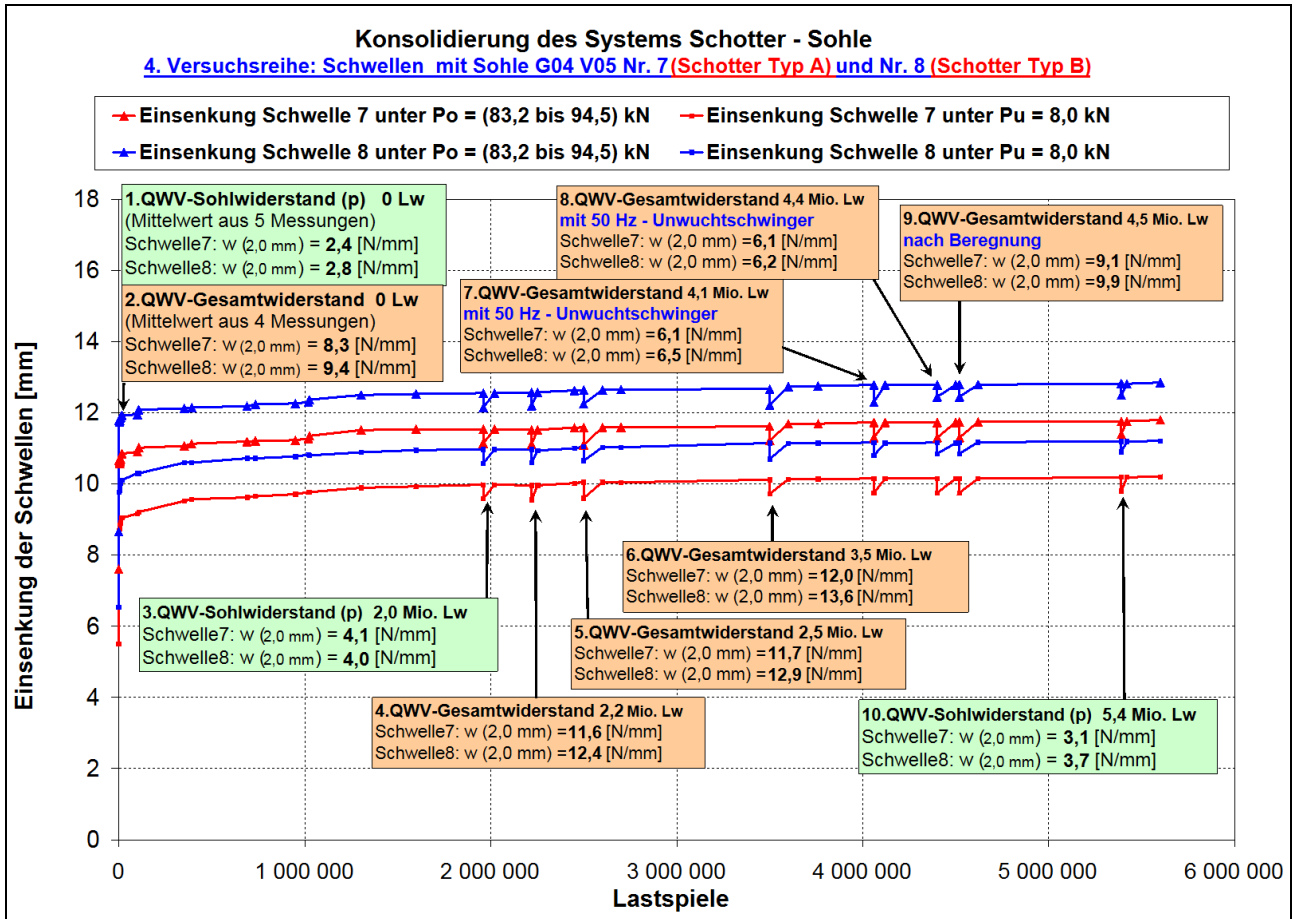
Haft- und Gleitreibung des Betons auf TUM-Platte

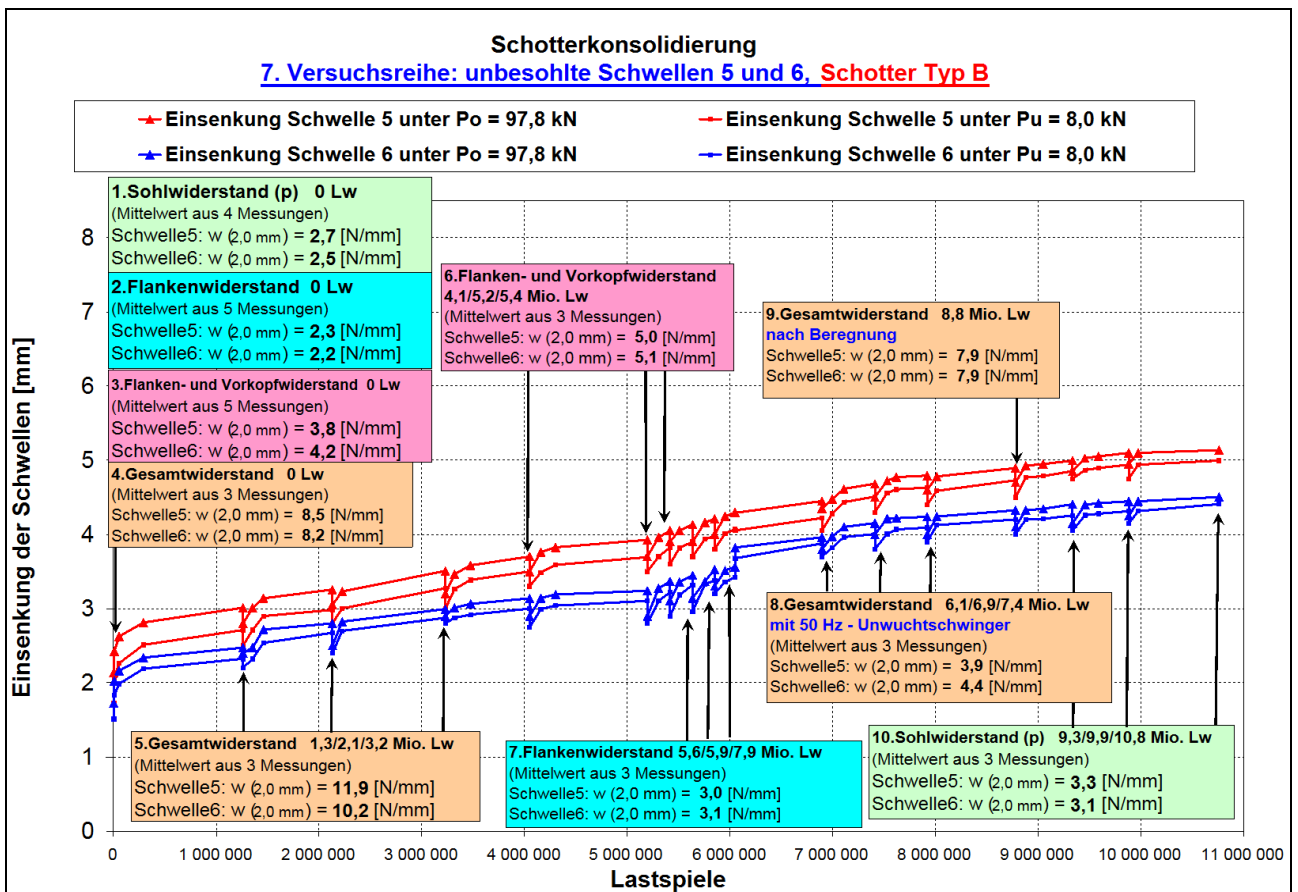
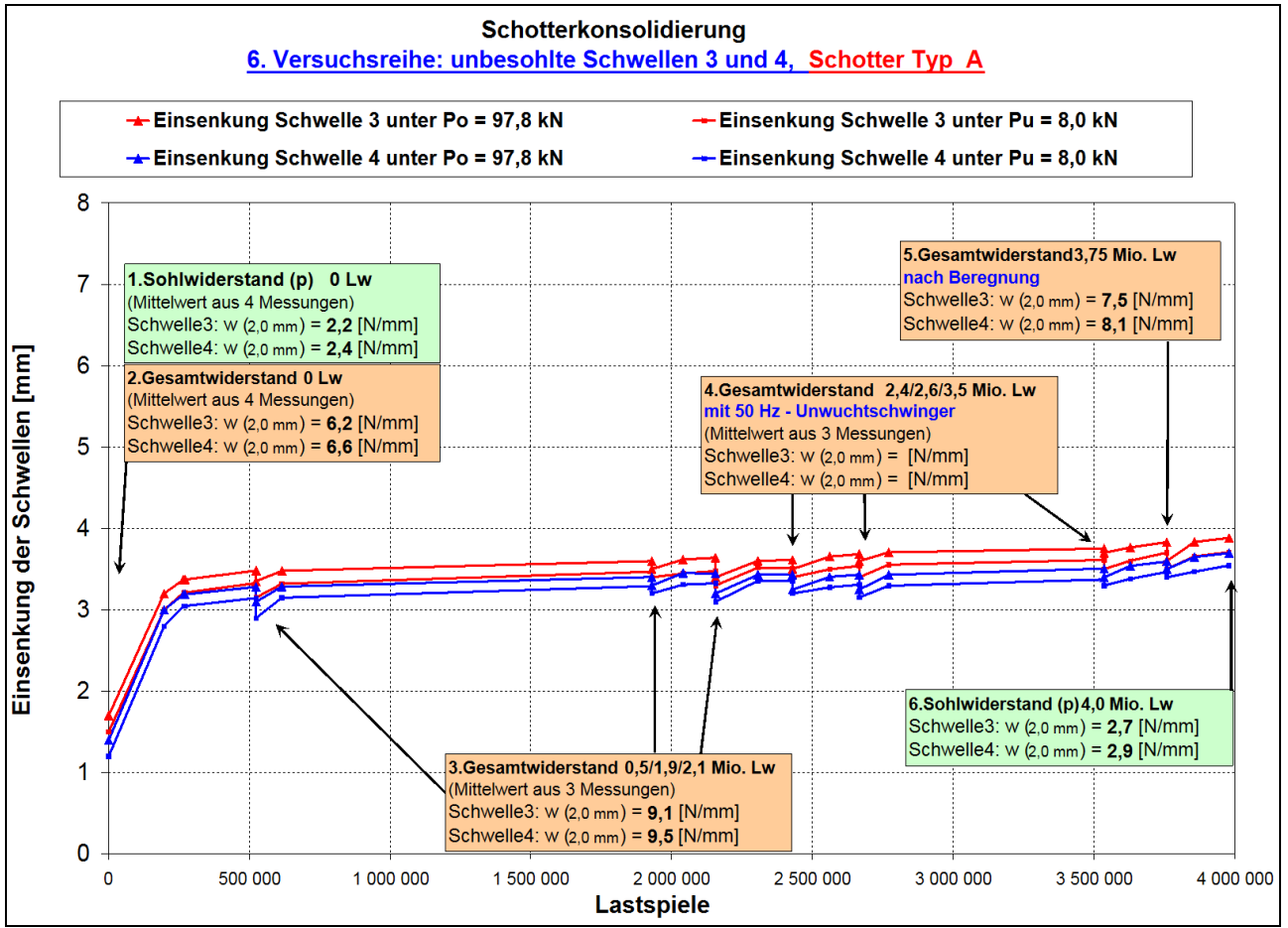


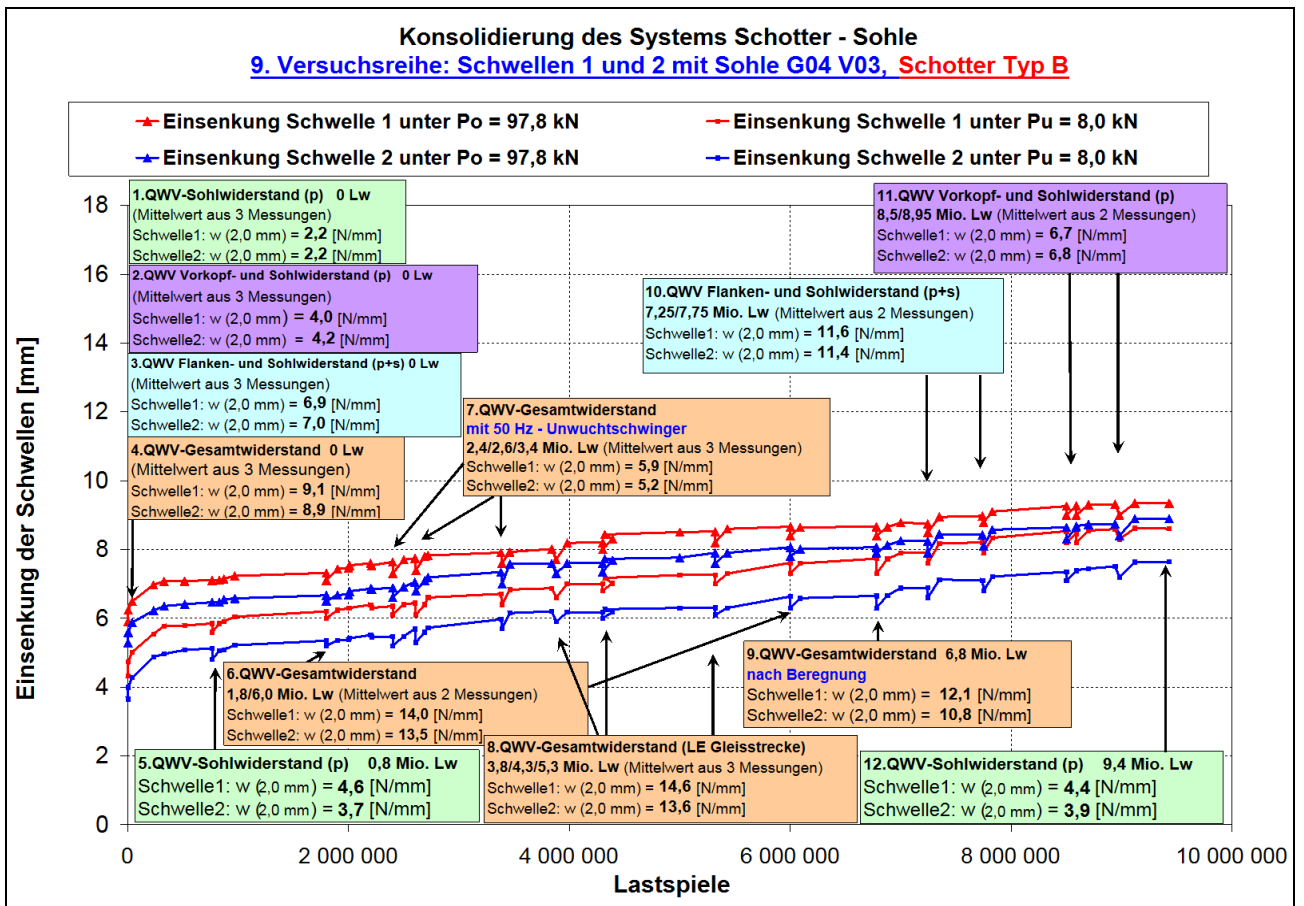
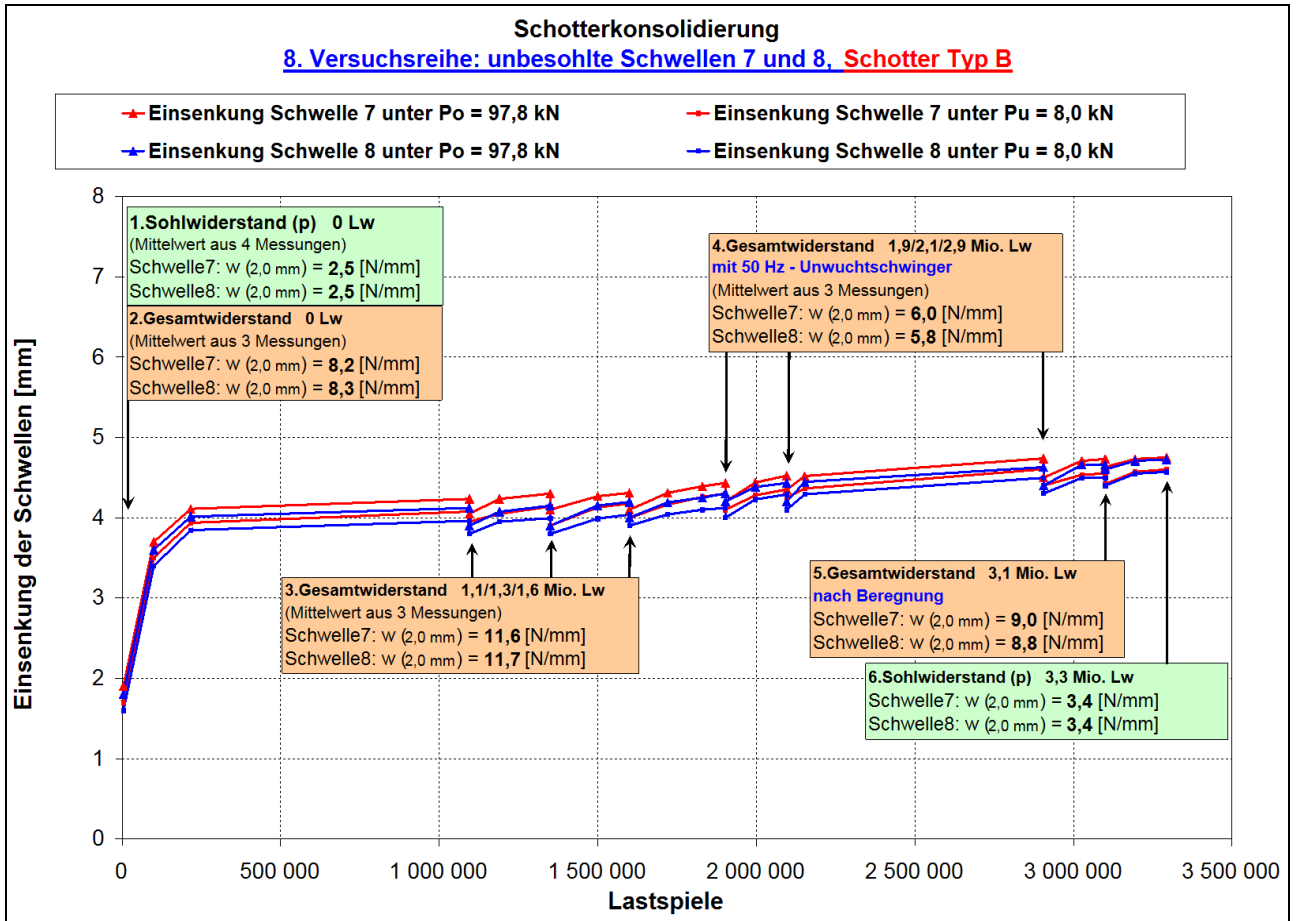


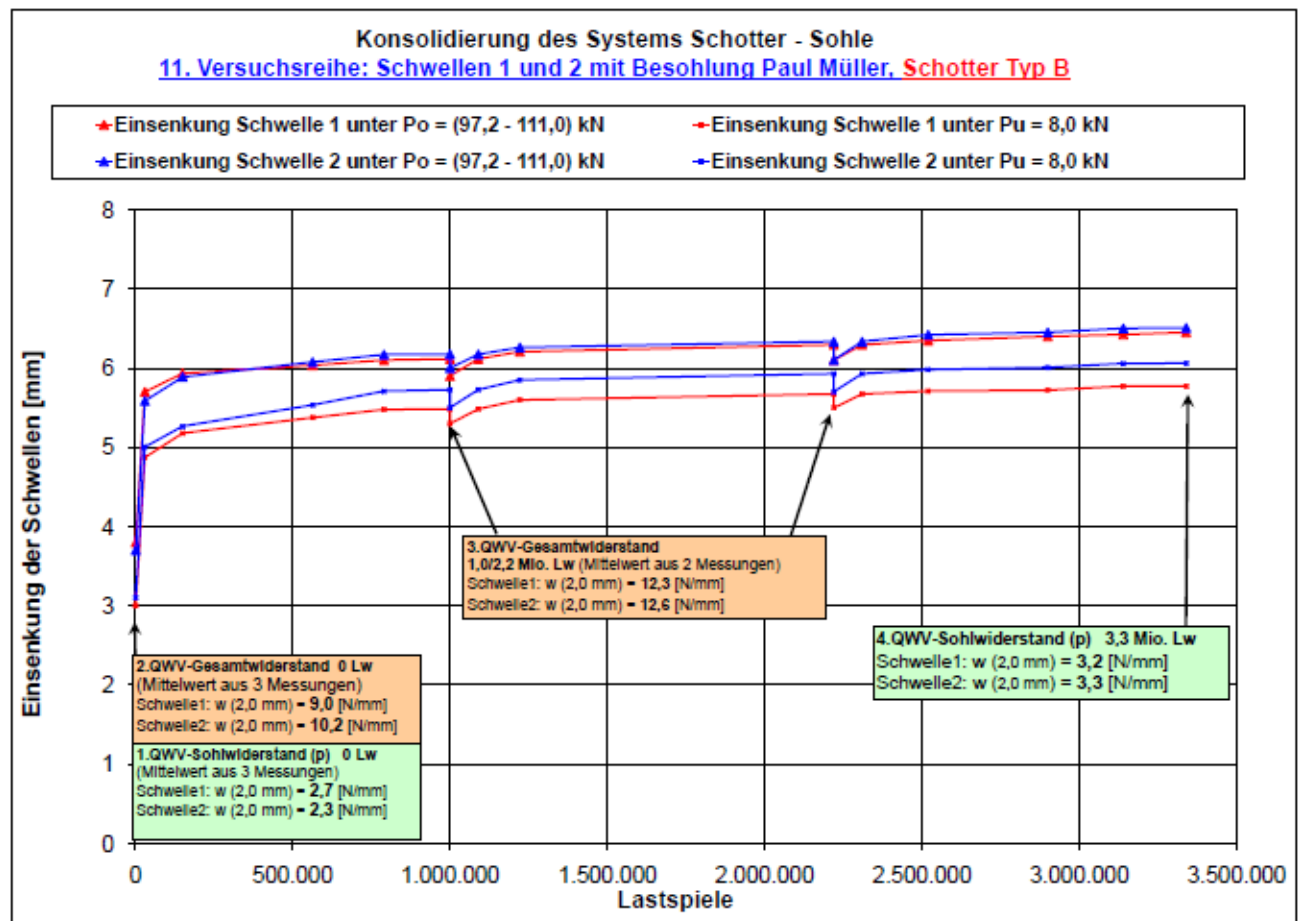
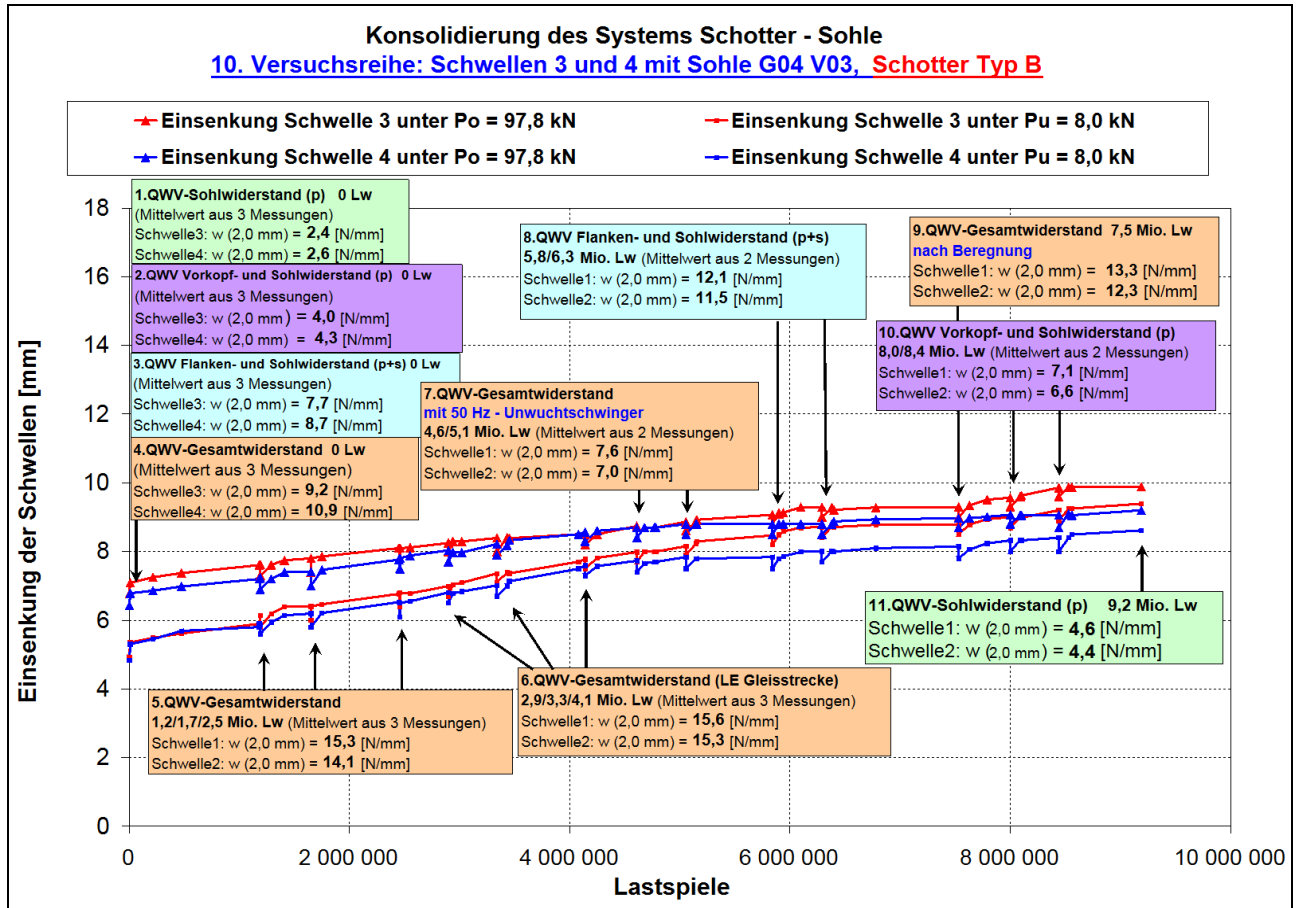




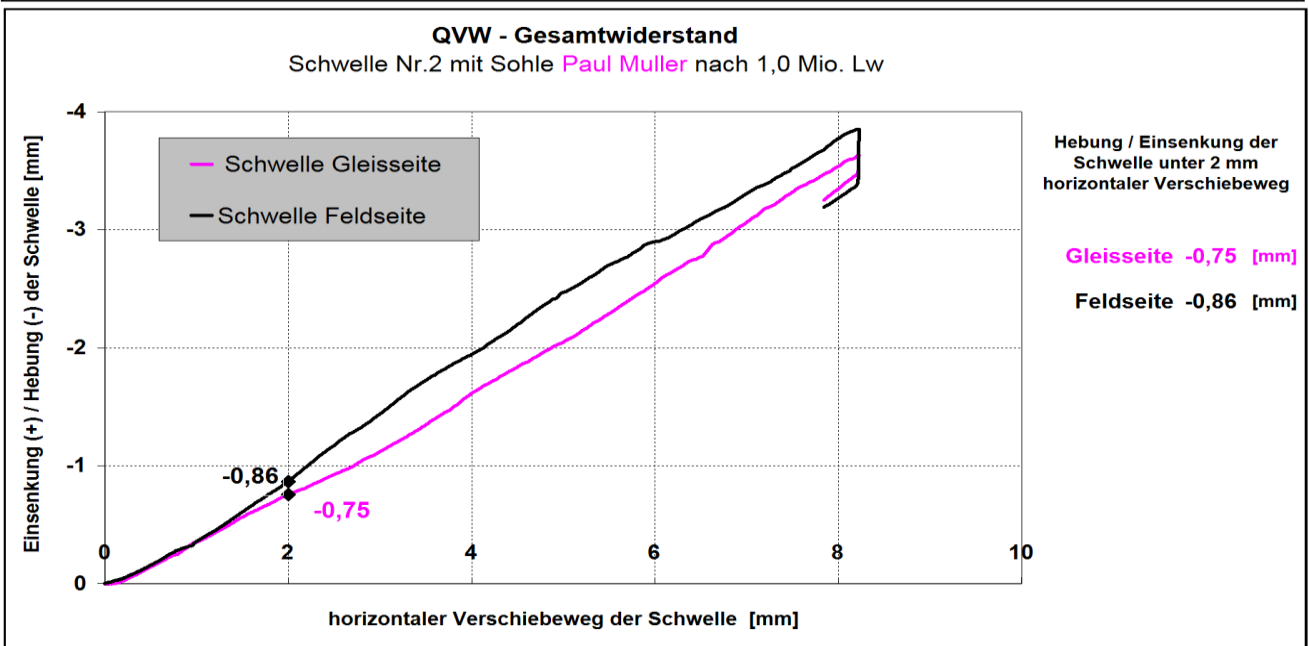
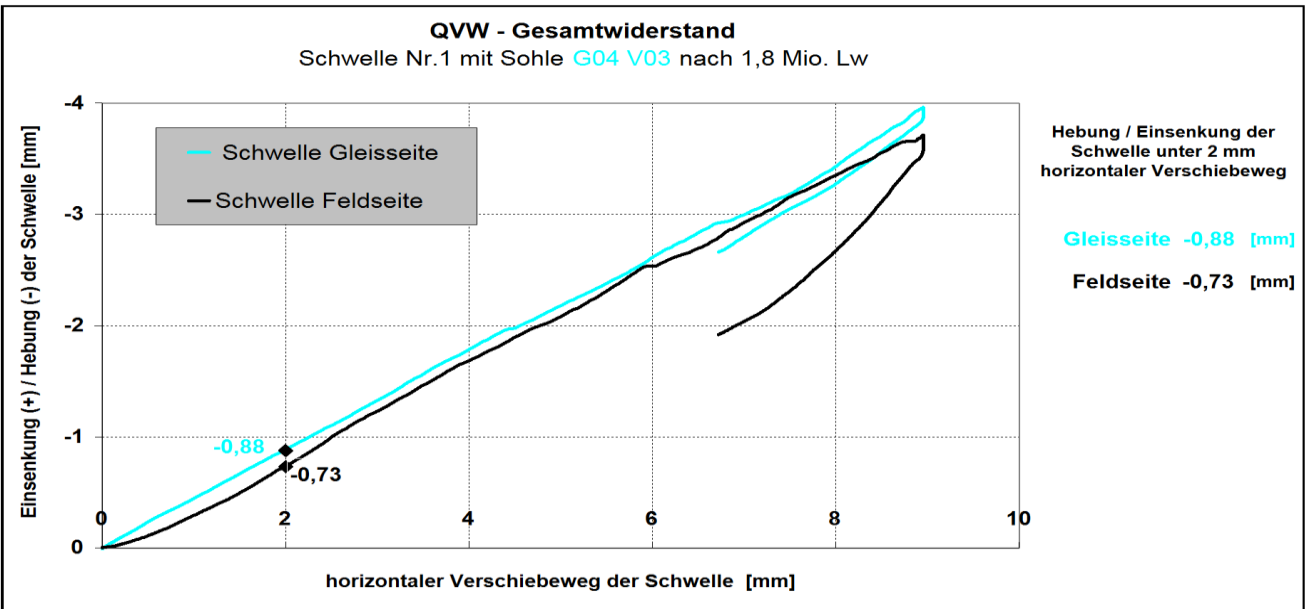
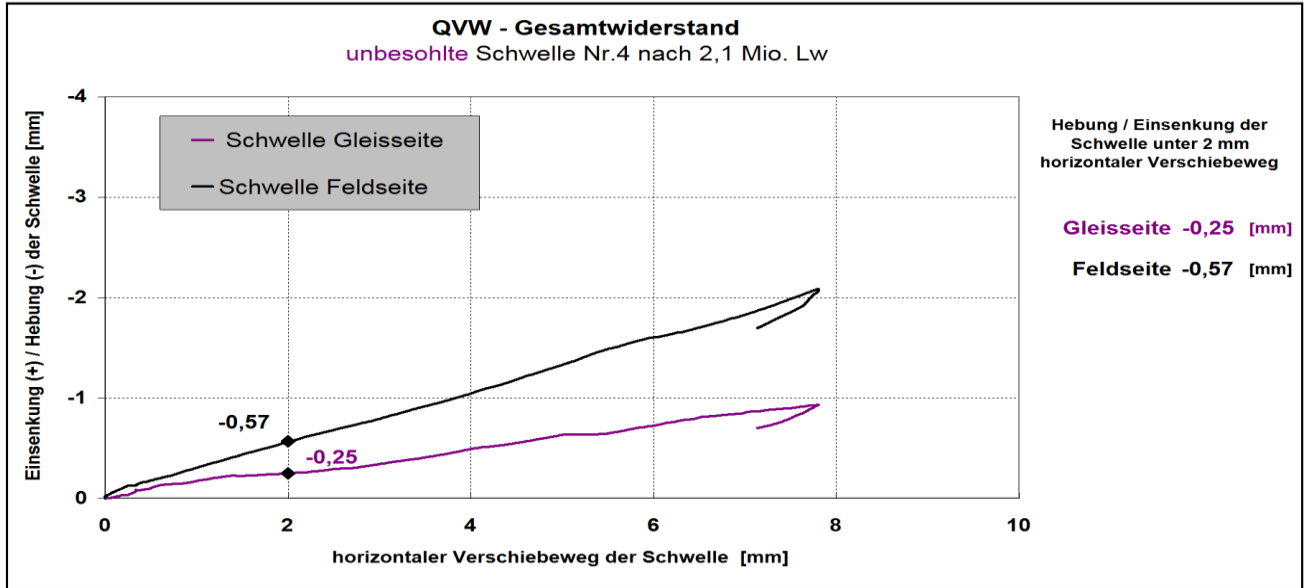








Hebung der un-/besohnten Schwellen B70 (G04 V03, P. Müller) während der horizontalen Verschiebung



Statischer QVW-gesamt (2 mm bzw. 0 - 8 mm) der einzelnen un-/beschlittenen Schwellen in Abhängigkeit vom Konsolidierungszustand und der Schotterart

QVW-gesamt [N/mm] (konventionelle Schwellen, Schotter Typ A)				
unkonsolidierter Zustand		konsolidierter Zustand		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
1	6,2	3	9,0	500000
1	6,4	4	9,6	500000
1	6,7	3	9,7	1900000
2	6,3	4	10,3	1900000
2	5,7	3	8,7	2100000
2	7,2	4	8,7	2100000
3	6,2	1	8,8	2600000
3	6,5	2	9,3	2600000
3	6,3	1	9,6	2800000
3	5,9	2	8,7	2800000
4	6,6	1	9,7	3000000
4	7,0	2	9,5	3000000
4	6,6	Mittelwert	9,3	
4	6,2			
Mittelwert	6,4			

QVW-gesamt [N/mm] (Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ A)				
unkonsolidierter Zustand		konsolidierter Zustand		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
7	9,0	3	10,0	700000
7	9,1	4	11,0	700000
7	7,7	1	12,1	1700000
7	7,5	2	11,4	1700000
Mittelwert	8,3	3	10,4	1900000
		4	11,0	1900000
		1	11,8	2100000
		2	11,1	2100000
		7	11,6	2200000
		7	11,7	2500000
		3	9,9	2600000
		4	11,5	2600000
		7	12,0	3500000
Mittelwert			11,2	

QVW-gesamt [N/mm] (konventionelle Schwellen, Schotter Typ B)				
unkonsolidierter Zustand		konsolidierter Zustand		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
5	8,5	7	13,5	1100000
5	8,7	8	13,3	1100000
5	8,2	7	10,6	1300000
6	8,9	8	10,4	1300000
6	8,9	5	12,8	1300000
6	8,7	6	11,5	1300000
7	8,6	7	10,7	1600000
7	8,0	8	11,3	1600000
7	8,0	5	10,0	2100000
8	8,4	6	9,4	2100000
8	8,2	5	12,8	3200000
8	8,4	6	9,6	3200000
Mittelwert	8,3	Mittelwert	11,3	

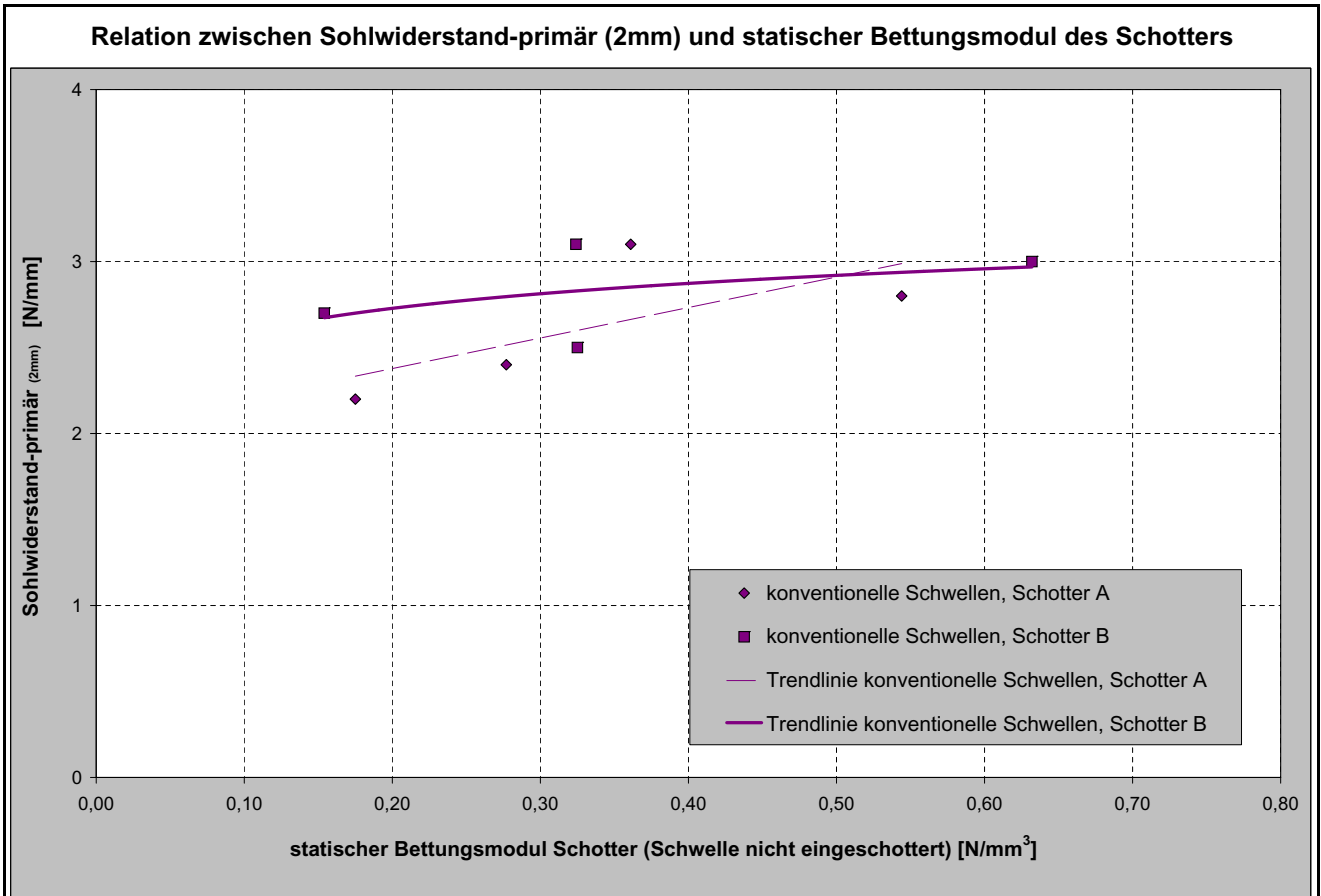
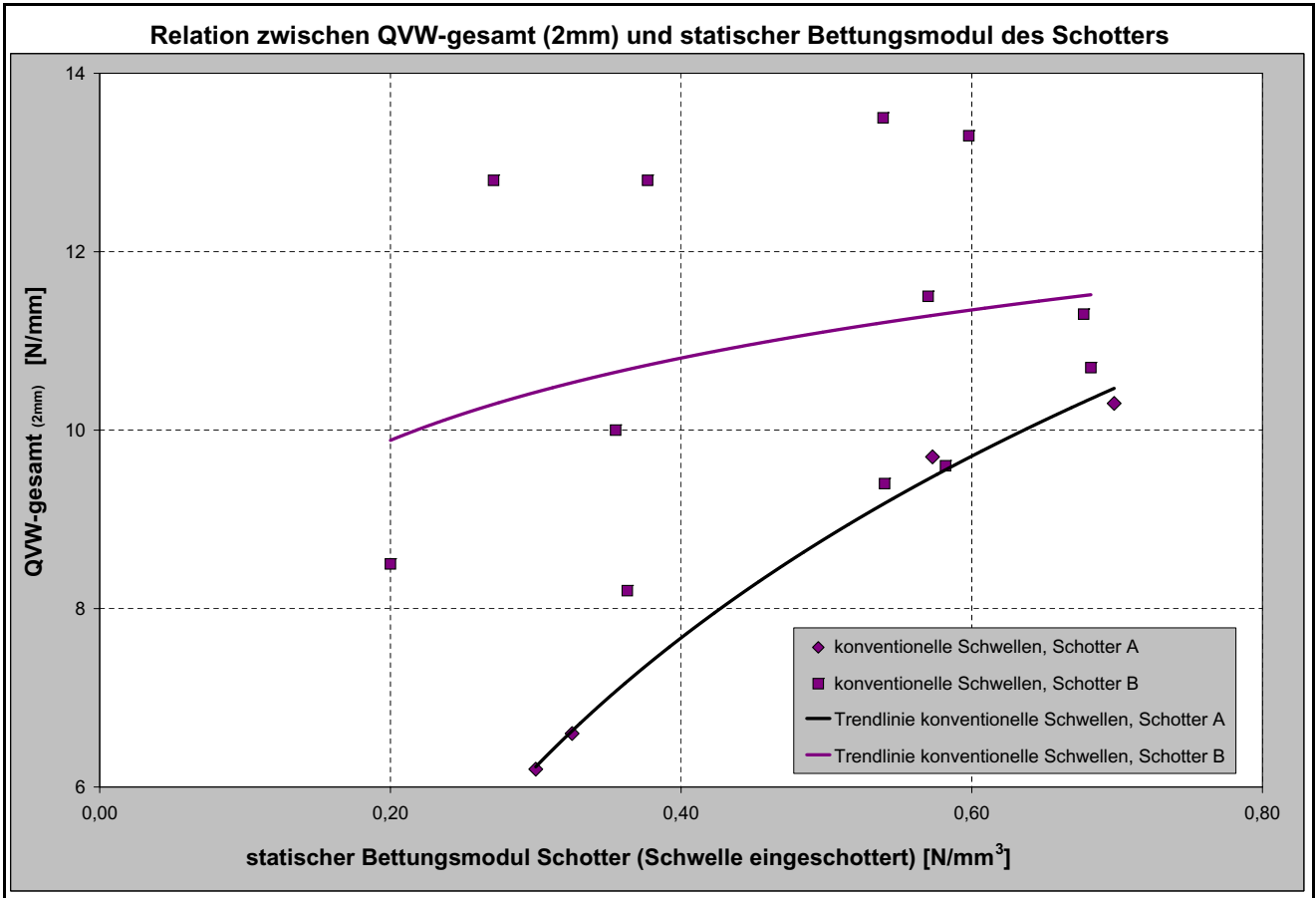
QVW-gesamt [N/mm] (Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ B)				
unkonsolidierter Zustand		konsolidierter Zustand		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
5	9,1	5	13,0	1000000
6	9,0	6	14,8	1000000
8	10,1	8	12,4	2200000
8	11,1	5	13,0	2500000
8	8,3	6	13,5	2500000
8	8,1	8	12,9	2500000
Mittelwert	9,2	8	13,6	3500000
		Mittelwert	13,4	

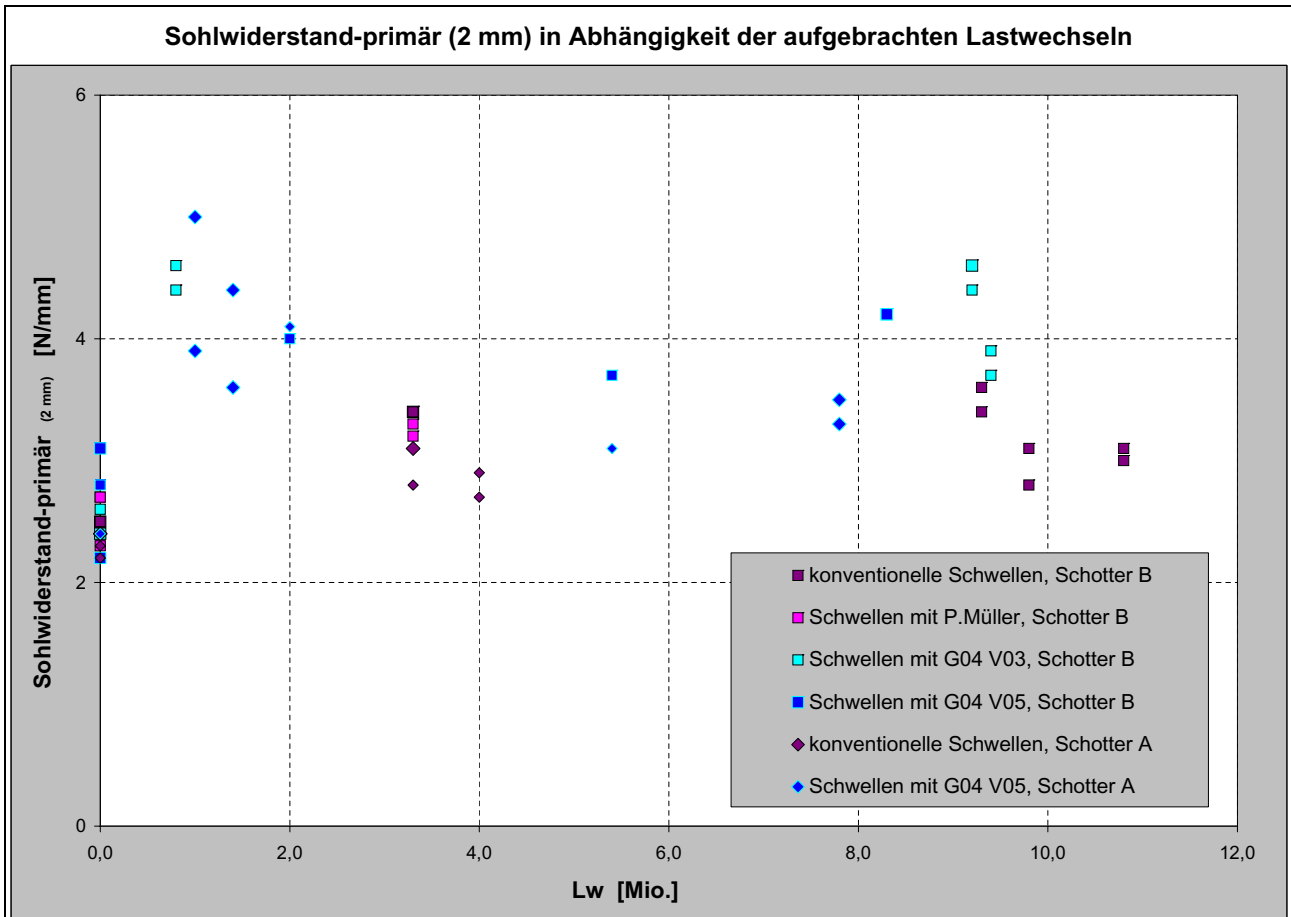
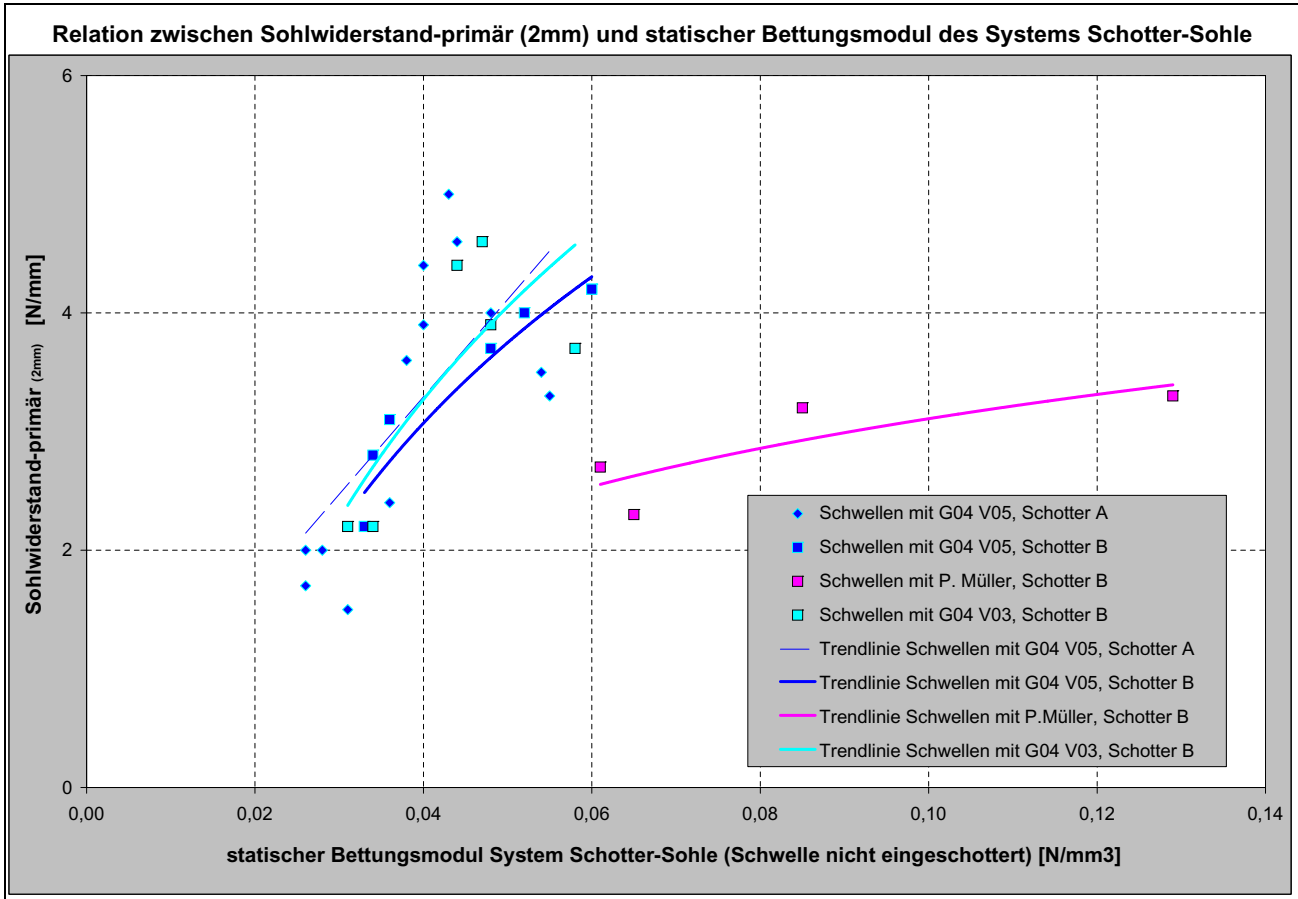
QVW-gesamt [N/mm] (Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B)				
unkonsolidierter Zustand		konsolidierter Zustand		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
1	9,0	3	16,1	1200000
1	9,5	4	14,0	1200000
1	8,9	3	15,6	1700000
2	8,7	4	14,5	1700000
2	9,2	1	14,6	1800000
2	8,9	2	13,9	1800000
3	9,7	3	14,2	2500000
3	8,8	4	13,7	2500000
3	9,0	1	13,4	6000000
4	10,9	2	13,0	6000000
4	10,9	Mittelwert	14,2	
Mittelwert	9,5			

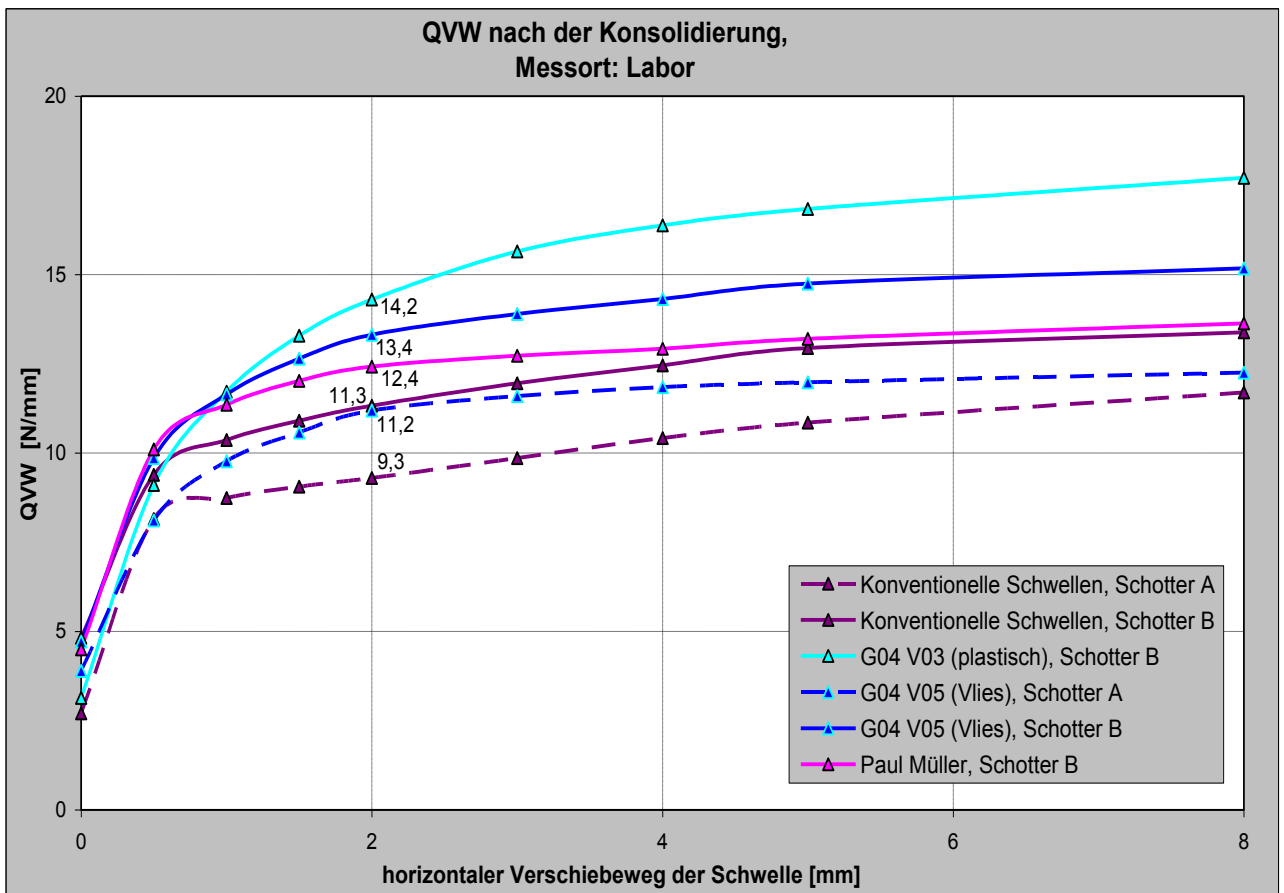
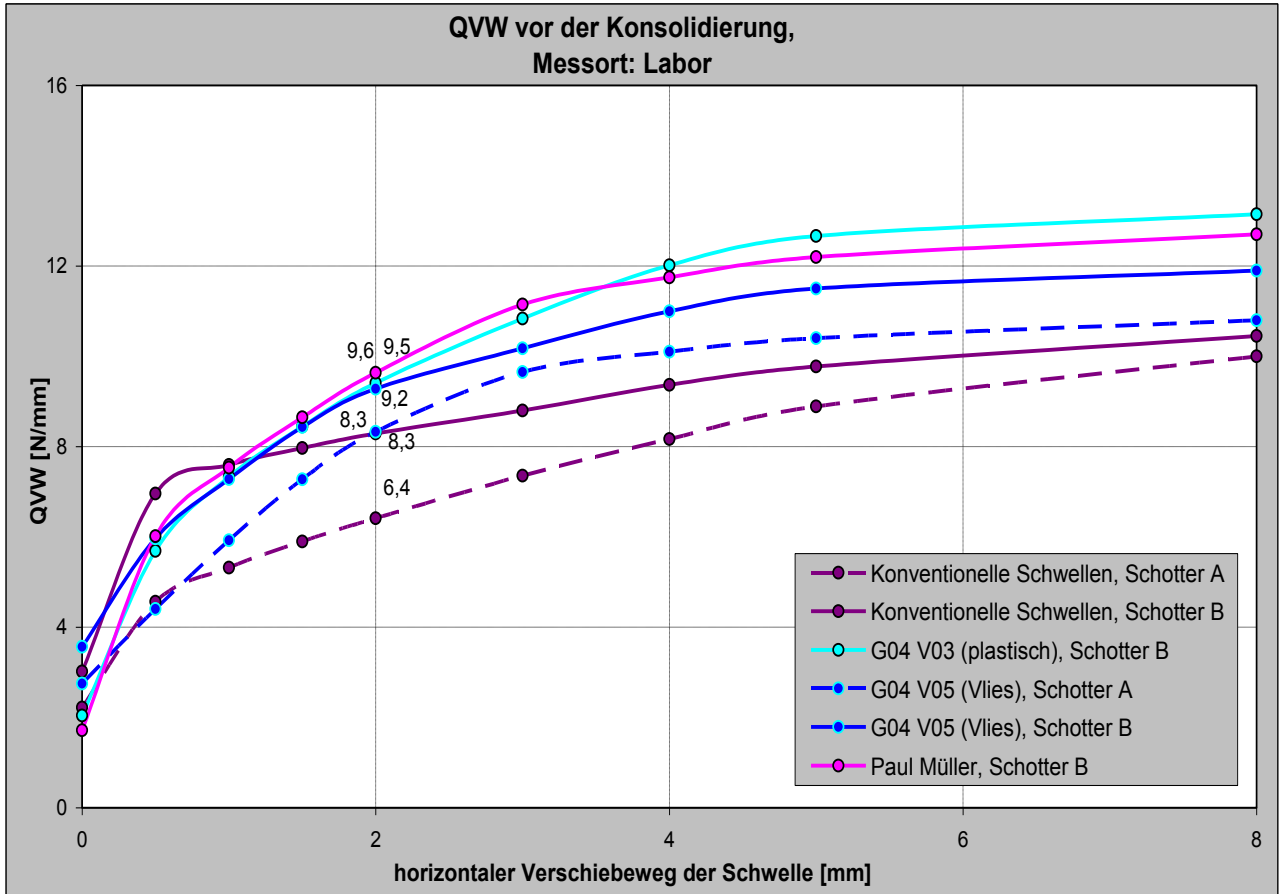
QVW-gesamt [N/mm] (Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B) MESSVERFAHREN VOM GLEIS				
unkonsolidierter Zustand		konsolidierter Zustand		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
keine Messung		3	16,2	2900000
		3	14,8	3300000
		4	14,5	3300000
		1	14,6	3800000
		2	13,2	3800000
		3	15,7	4100000
		4	16,1	4100000
		1	14,8	4300000
		2	12,9	4300000
		1	14,3	5300000
		2	14,6	5300000
Mittelwert		Mittelwert	14,7	

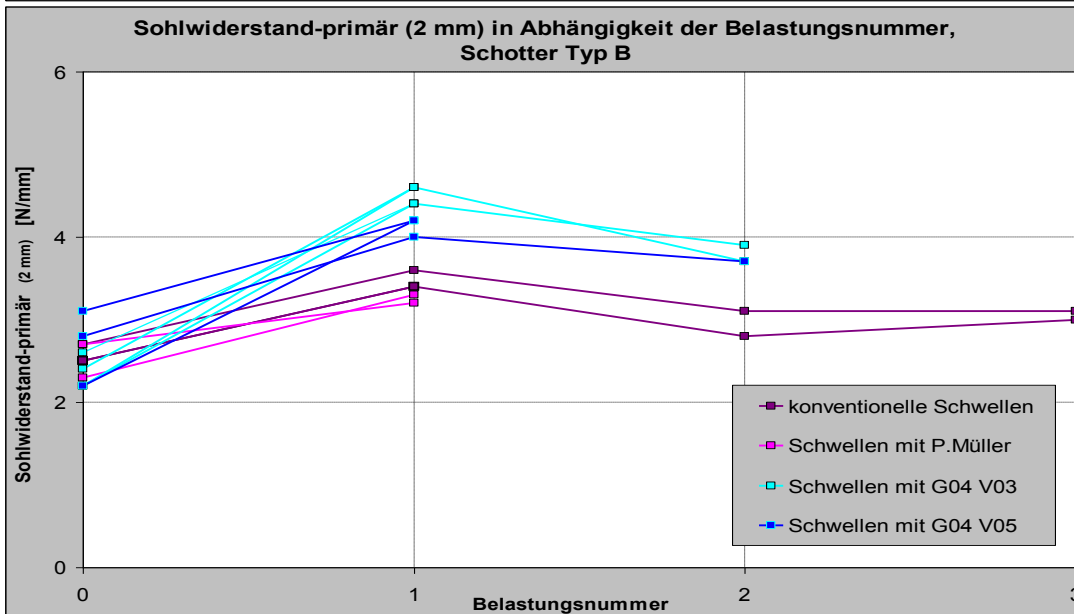
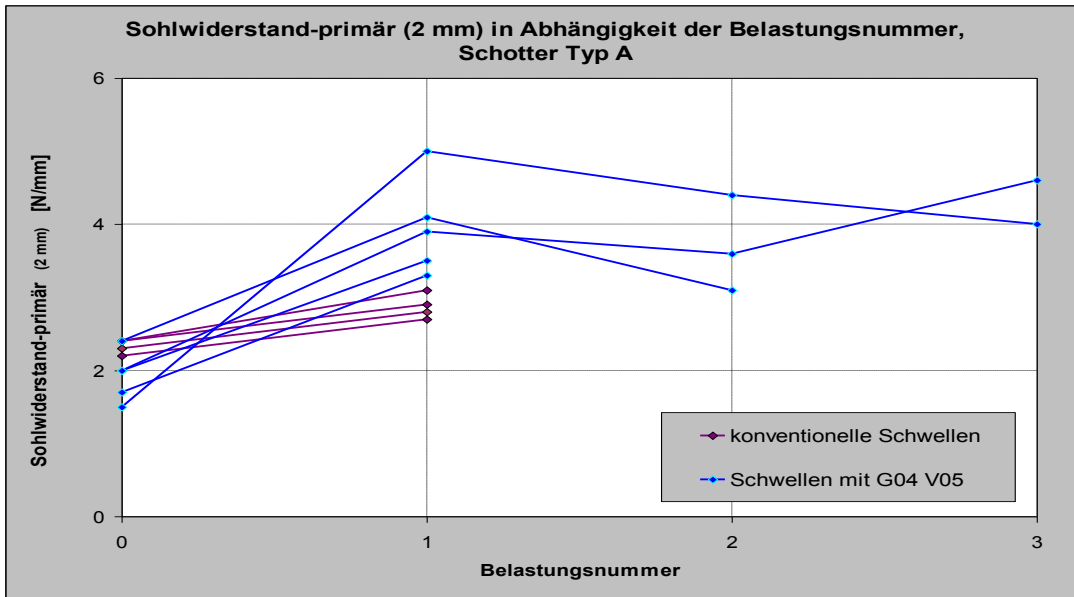
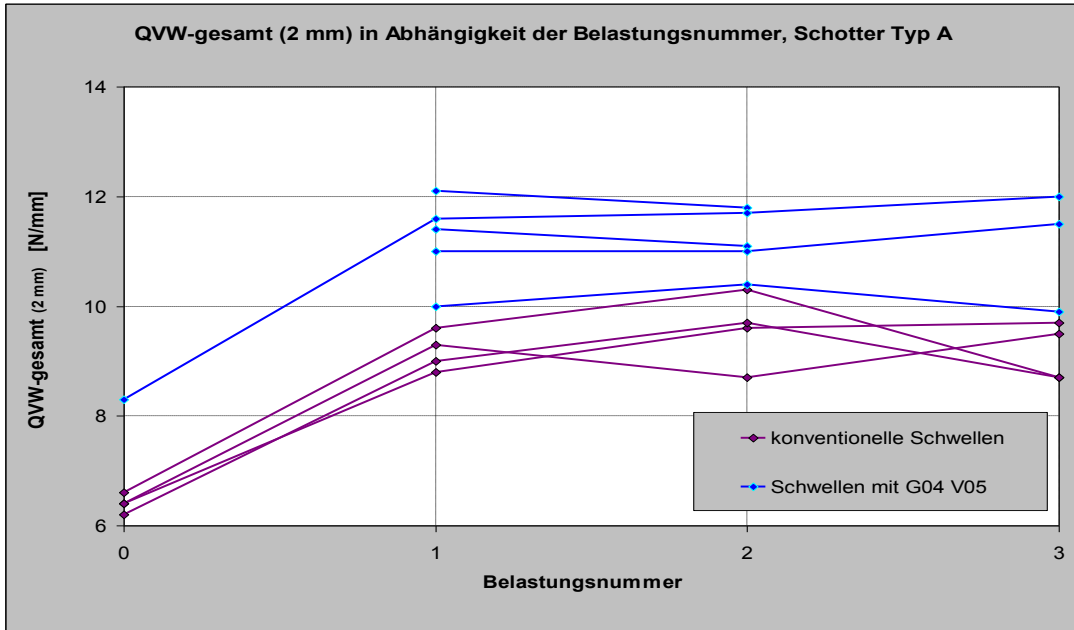
QVW-gesamt [N/mm] (Schwellen mit Paul Müller, Schotter Typ B)				
unkonsolidierter Zustand		konsolidierter Zustand		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
1	8,1	1	12,1	1000000
1	10,2	2	12,8	1000000
1	8,8	1	12,4	2200000
2	10,8	2	12,4	2200000
2	10,1	Mittelwert	12,4	
2	9,8			
Mittelwert	9,6			

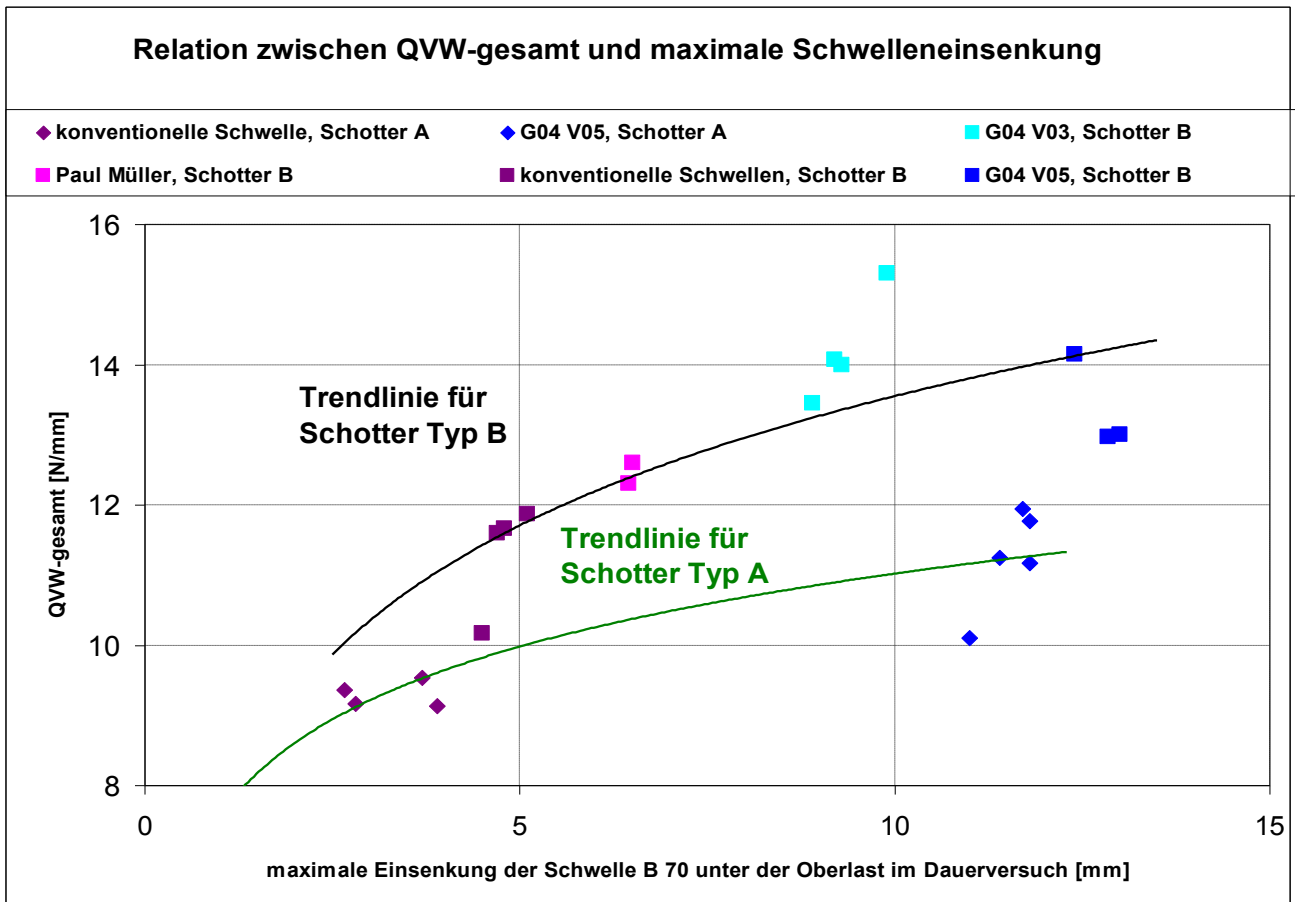
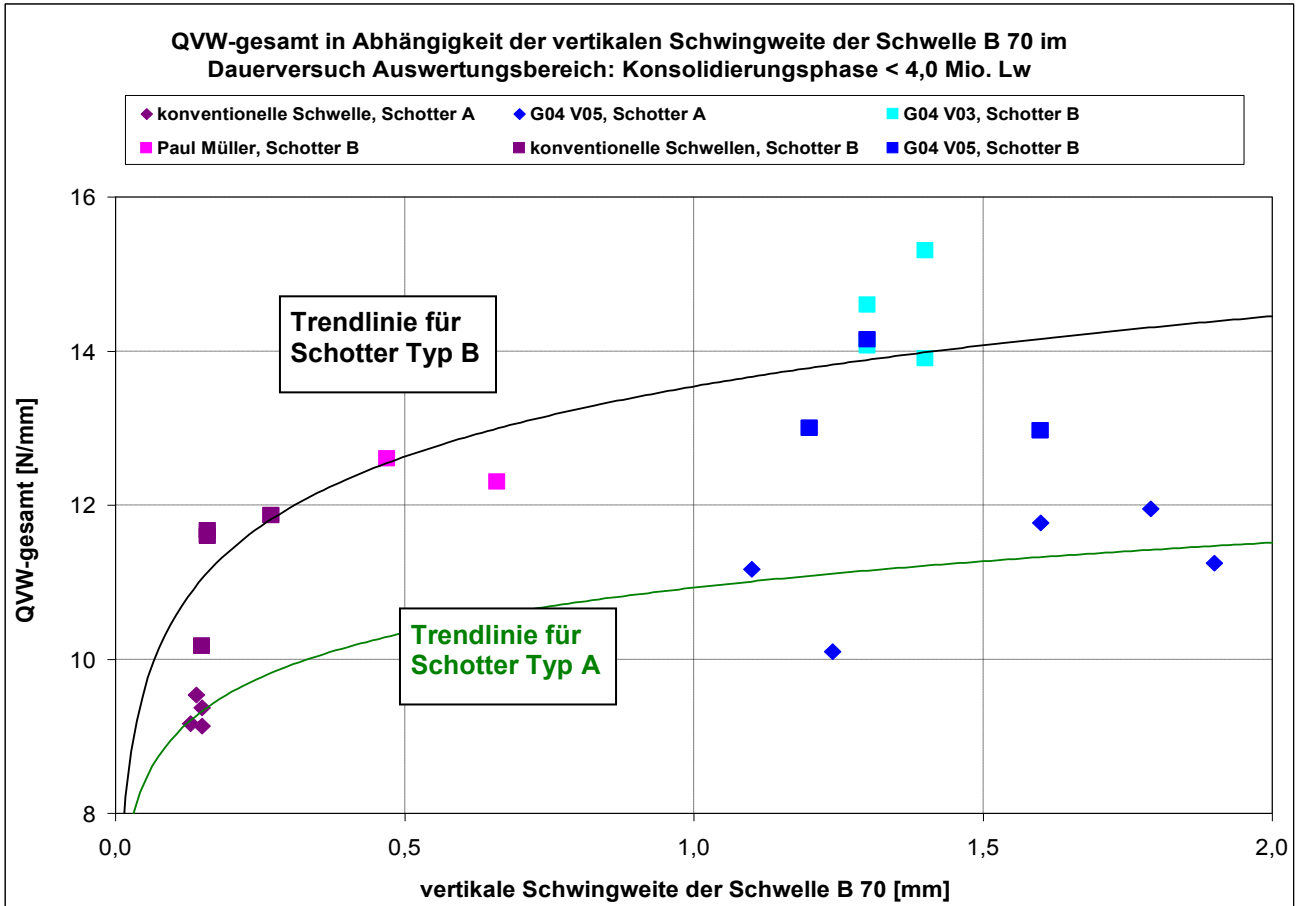
Oberbau		QVW-gesamt [N/mm] (Mittelwerte aller Messungen)								
		0 mm	0,5 mm	1 mm	1,5 mm	2 mm	3 mm	4 mm	5 mm	8 mm
konventionelle Schwellen, Schotter Typ A	unkonsolidiert	2,2	4,6	5,3	5,9	6,4	7,4	8,2	8,9	10,0
	konsolidiert	35%	71%	83%	92%	100%	115%	127%	139%	156%
konventionelle Schwellen, Schotter Typ B	unkonsolidiert	2,7	8,2	8,7	9,1	9,3	9,9	10,4	10,9	11,7
	konsolidiert	29%	88%	94%	97%	100%	106%	112%	117%	126%
Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ A	unkonsolidiert	3,0	7,0	7,6	8,0	8,3	8,8	9,4	9,8	10,5
	konsolidiert	36%	84%	92%	96%	100%	106%	113%	118%	126%
Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ B	unkonsolidiert	4,8	9,4	10,4	10,9	11,3	12,0	12,5	12,9	13,4
	konsolidiert	43%	83%	92%	96%	100%	106%	110%	114%	118%
Schwellen mit Paul Müller, Schotter Typ B	unkonsolidiert	2,8	4,4	5,9	7,3	8,3	9,7	10,1	10,4	10,8
	konsolidiert	33%	53%	71%	87%	100%	116%	121%	125%	130%
Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B	unkonsolidiert	3,9	8,1	9,8	10,6	11,2	11,6	11,9	12,0	12,3
	konsolidiert	35%	73%	87%	95%	100%	104%	106%	107%	109%
Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B	unkonsolidiert	3,6	6,0	7,3	8,4	9,2	10,2	11,0	11,5	11,9
	konsolidiert	38%	64%	78%	91%	100%	110%	118%	124%	128%
Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B	unkonsolidiert	4,7	9,9	11,6	12,6	13,4	13,9	14,3	14,8	15,2
	konsolidiert	35%	74%	87%	95%	100%	104%	108%	111%	114%
Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B	unkonsolidiert	1,7	6,0	7,5	8,7	9,6	11,2	11,8	12,2	12,7
	konsolidiert	18%	62%	78%	90%	100%	116%	122%	127%	132%
Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B	unkonsolidiert	4,5	10,1	11,4	12,0	12,4	12,7	12,9	13,2	13,6
	konsolidiert	36%	81%	91%	97%	100%	102%	104%	106%	110%
Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B	unkonsolidiert	2,0	5,7	7,3	8,4	9,5	10,8	12,0	12,7	13,2
	konsolidiert	22%	60%	78%	90%	100%	115%	128%	135%	140%
Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B	unkonsolidiert	3,1	9,1	11,7	13,3	14,2	15,7	16,4	16,8	17,7
	konsolidiert	22%	64%	82%	93%	100%	109%	115%	118%	124%









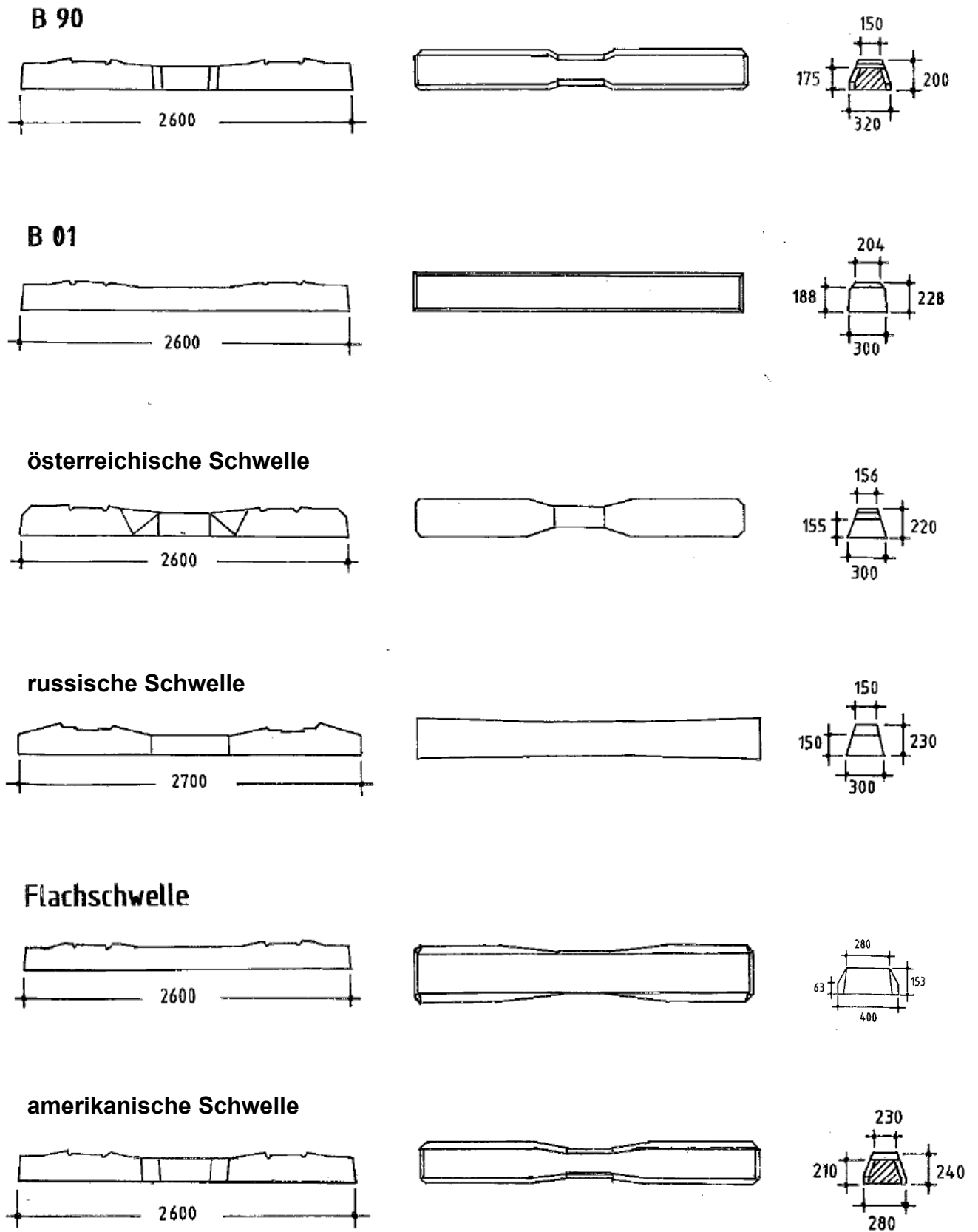


Zusammenhang zwischen QVW, Kontaktfläche, maximale Tiefe der plastischen Abdrücke und die Anzahl der aufgetragenen Lastwechsel im Dauerversuch in Abhängigkeit der Oberbaukonfiguration

Messort/ Schotterart	besohlte bzw. unbesohlte Schwelle	Schwellen- nummer	QVW-ges (Mittelwert) [N/mm]	Kontakt- fläche [%]	max. Tiefe der plastischen Abdrücke [mm]	Anzahl der aufgetragenen Lw im Dauerversuch
Labor, Schotter Typ A	B 70 unbesohlt	1	9,4	2,8	-	3,3 Mio.
		2	9,2	2,8	-	3,3 Mio.
		3	9,1	n.g.	-	4,0 Mio.
		4	9,5	n.g.	-	4,0 Mio.
	B 70 mit Sohle G04, V05	1	12,0	15,7	4,5	5,4 Mio.
		2	11,3	17,3	5,1	5,4 Mio.
		3	10,1	15,3	3,6	7,8 Mio.
		4	11,2	15,1	5,1	7,8 Mio.
		7	11,8	13,4	4,9	5,6 Mio.
		5	11,9	2,0	-	10,8 Mio.
Labor, Schotter Typ B	B 70 unbesohlt	6	10,2	1,9	-	10,8 Mio.
		7	11,6	n.g.	-	3,3 Mio.
		8	11,7	n.g.	-	3,3 Mio.
		9	n.g.	2,5	-	3,0 Mio.
		10	n.g.	1,4	-	3,0 Mio.
		1	12,3	4,9	1,4	3,3 Mio.
	B 70 mit Sohle Paul Müller	2	12,6	5,1	1,2	3,3 Mio.
		5	13,0	10,9	n.g.	8,3 Mio.
	B 70 mit Sohle G04, V05	6	14,2	10,8	n.g.	8,3 Mio.
		8	13,0	14,1	5,0	5,6 Mio.
		1	14,0	15,9	3,3	9,4 Mio.
	B 70 mit Sohle G04, V03	2	13,5	18,8	3,1	9,4 Mio.
		3	15,3	18,6	3,4	9,2 Mio.
		4	14,1	19,3	3,2	9,2 Mio.

n.g. = nicht gemessen

Abmessungen der untersuchten Betonschwellenarten



Beispiel zur rechnerischen Ermittlung des QVW (2mm) der Schwelle B 75 aus dem QVW (2mm) der Schwelle B 70, unkonsolidierter Schotter Typ B

Daten der unbesohnten Schwelle B 70:

- Sohlwiderstand (primär) = 2,5 N/mm (gemessen)
- Sohlwiderstand (sekundär) = 1,8 N/mm (gemessen)
- Flankenwiderstand = 2,3 N/mm (gemessen)
- Vorkopfwiderstand = 1,7 N/mm (gemessen)
- QVW-gesamt = $2,5 + 1,8 + 2,3 + 1,7 = \underline{8,3 \text{ N/mm}}$ (unkonsolidierter Schotter Typ B)
- volle Schwellensohlfläche = $0,68 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Gewicht mit Befestigung = 0,304 t (gewogen)
- Volumen des aufliegenden Schotters = $0,03 \text{ m}^3$ (gemessen)
- Fläche beider Schwellenflanken = $0,91 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Seitenfläche von einem Schwellenkopf = $0,04 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Sohlflächenpressung der unbesohnten Schwelle B70 = $0,304 \text{ t} / 0,68 \text{ m}^2 = 0,45 \text{ t/m}^2$
- Umrechnungsfaktor Sohle (primär) = $2,5 \text{ N/mm} / 0,68 \text{ m}^2 = 3,7 \text{ N/mm} \cdot \text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor Sohle (sekundär) = $1,8 \text{ N/mm} / 0,03 \text{ m}^3 = 59,4 \text{ N/mm} \cdot \text{m}^3$
- Umrechnungsfaktor beider Schwellenflanken = $2,3 \text{ N/mm} / 0,91 \text{ m}^2 = 2,5 \text{ N/mm} \cdot \text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor eines Schwellenkopfes = $1,7 \text{ N/mm} / 0,04 \text{ m}^2 = 40,9 \text{ N/mm} \cdot \text{m}^2$

Daten der unbesohnten Schwelle B 75:

- volle Schwellensohlfläche = $0,89 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Gewicht mit Befestigung = 0,46 t (gewogen)
- Volumen des aufliegenden Schotters = $0,04 \text{ m}^3$ (gemessen)
- Fläche beider Schwellenflanken = $1,12 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Seitenfläche von einem Schwellenkopf = $0,054 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Sohlflächenpressung der unbesohnten Schwelle B70 = $0,46 \text{ t} / 0,89 \text{ m}^2 = 0,51 \text{ t/m}^2$

Herleitung des QVW der unbesohnten Schwelle B 75:

- Sohlwiderstand (primär, Anteil Fläche) = $3,7 \text{ N/mm} \cdot \text{m}^2 \cdot 0,89 \text{ m}^2 = 3,3 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (primär, Anteil Pressung) = $(0,51 \text{ t/m}^2 / 0,45 \text{ t/m}^2 - 1) \cdot 2,5 \text{ N/mm} = 0,4 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (primär) = $3,3 + 0,4 = 3,7 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (sekundär) = $59,4 \text{ N/mm} \cdot \text{m}^3 \cdot 0,04 \text{ m}^3 = 2,2 \text{ N/mm}$
- Flankenwiderstand = $2,5 \text{ N/mm} \cdot \text{m}^2 \cdot 1,12 \text{ m}^2 = 2,8 \text{ N/mm}$
- Vorkopfwiderstand = $40,9 \text{ N/mm} \cdot \text{m}^2 \cdot 0,05 \text{ m}^2 = 2,2 \text{ N/mm}$
- QVW-gesamt = $3,7 + 2,2 + 2,8 + 2,2 = \underline{10,9 \text{ N/mm}}$ (unkonsolidierter Schotter Typ B)

Beispiel zur rechnerischen Ermittlung des QVW (2mm) der Schwelle B 75 aus dem QVW (2mm) der Schwelle B 70, konsolidierter Schotter Typ B

Daten der unbesohnten Schwelle B 70:

- Sohlwiderstand (primär) = 3,3 N/mm (gemessen)
- Sohlwiderstand (sekundär) = 3,0 N/mm (gemessen)
- Flankenwiderstand = 3,0 N/mm (gemessen)
- Vorkopfwiderstand = 2,0 N/mm (gemessen)
- QVW-gesamt = $3,3 + 3,0 + 3,0 + 2,0 = \underline{11,3 \text{ N/mm}}$ (konsolidierter Schotter Typ B)
- volle Schwellensohlfläche = $0,68 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Gewicht mit Befestigung = 0,304 t (gewogen)
- Volumen des aufliegenden Schotters = $0,03 \text{ m}^3$ (gemessen)
- Fläche beider Schwellenflanken = $0,91 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Seitenfläche von einem Schwellenkopf = $0,04 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Sohlflächenpressung der unbesohnten Schwelle B70 = $0,304 \text{ t} / 0,68 \text{ m}^2 = 0,45 \text{ t/m}^2$
- Umrechnungsfaktor Sohle (primär) = $3,3 \text{ N/mm} / 0,68 \text{ m}^2 = 4,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor Sohle (sekundär) = $3,0 \text{ N/mm} / 0,03 \text{ m}^3 = 99,0 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^3$
- Umrechnungsfaktor beider Schwellenflanken = $3,0 \text{ N/mm} / 0,91 \text{ m}^2 = 3,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor eines Schwellenkopfes = $2,0 \text{ N/mm} / 0,04 \text{ m}^2 = 48,1 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$

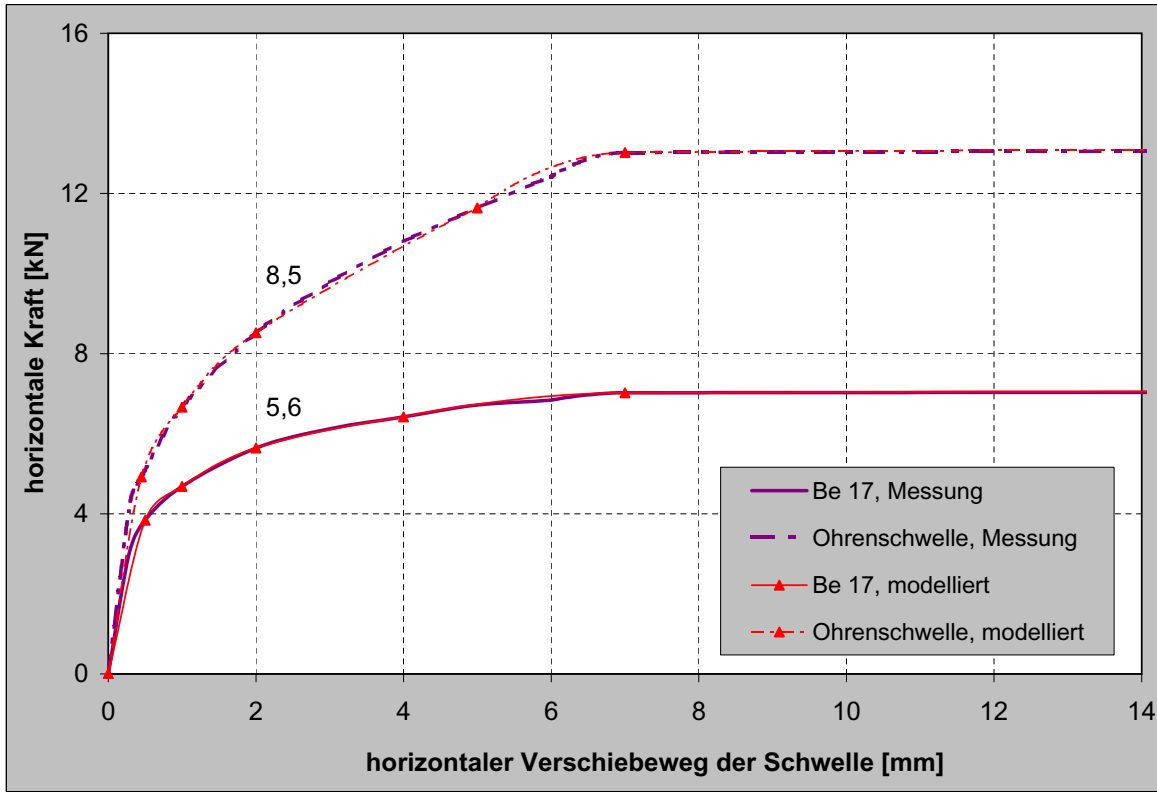
Daten der unbesohnten Schwelle B 75:

- volle Schwellensohlfläche = $0,89 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Gewicht mit Befestigung = 0,46 t (gewogen)
- Volumen des aufliegenden Schotters = $0,04 \text{ m}^3$ (gemessen)
- Fläche beider Schwellenflanken = $1,12 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Seitenfläche von einem Schwellenkopf = $0,054 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Sohlflächenpressung der unbesohnten Schwelle B70 = $0,46 \text{ t} / 0,89 \text{ m}^2 = 0,51 \text{ t/m}^2$

Herleitung des QVW der unbesohnten Schwelle B 75:

- Sohlwiderstand (primär, Anteil Fläche) = $4,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,89 \text{ m}^2 = 4,3 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (primär, Anteil Pressung) = $(0,51 \text{ t/m}^2 / 0,45 \text{ t/m}^2 - 1) \cdot 3,3 \text{ N/mm} = 0,5 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (primär) = $4,3 + 0,5 = 4,8 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (sekundär) = $99,0 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^3 \cdot 0,04 \text{ m}^3 = 3,6 \text{ N/mm}$
- Flankenwiderstand = $3,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 1,12 \text{ m}^2 = 3,7 \text{ N/mm}$
- Vorkopfwiderstand = $48,1 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,05 \text{ m}^2 = 2,6 \text{ N/mm}$
- QVW-gesamt = $4,8 + 3,6 + 3,7 + 2,6 = \underline{14,7 \text{ N/mm}}$ (konsolidierter Schotter Typ B)

QVW der Ohrenschwelle und der Be 17 im unkonsolidierten Schotterzustand (Messung im Gleis)



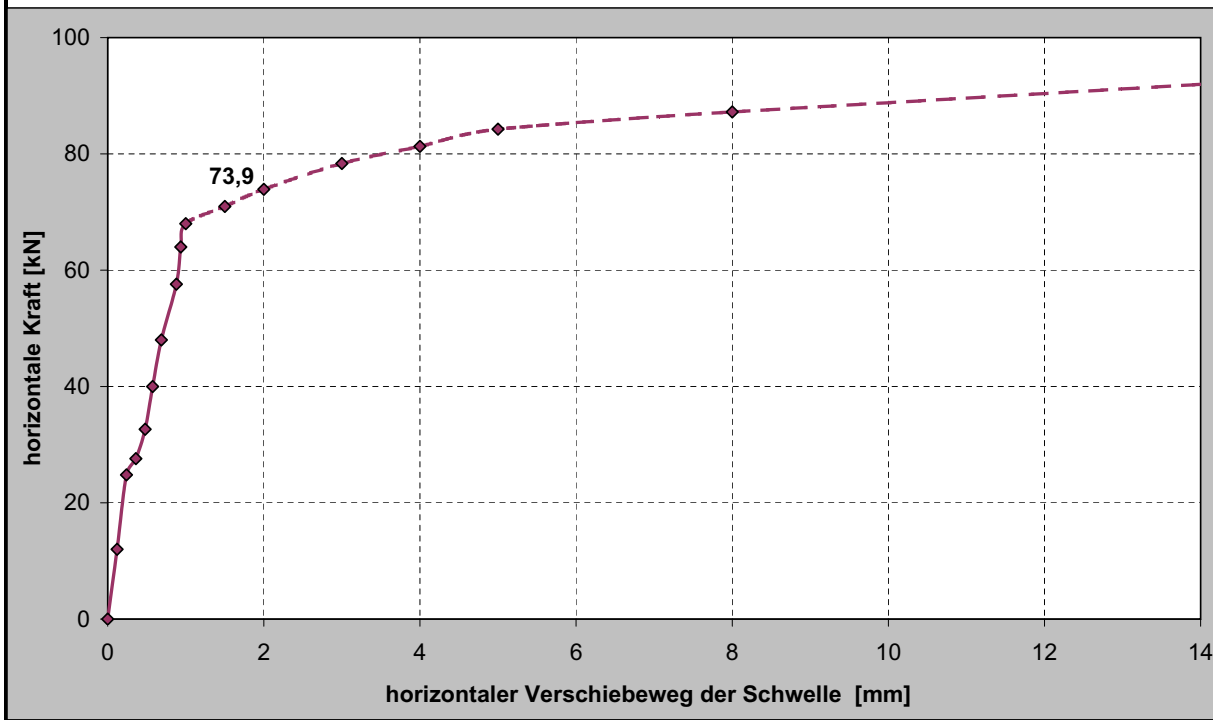
QVW (2 mm)
a = 600 mm

Schwelle Be 17 = B 70
9,4 [N/mm]

QVW (2 mm)
a = 600 mm

Ohrenschwelle
14,2 [N/mm]

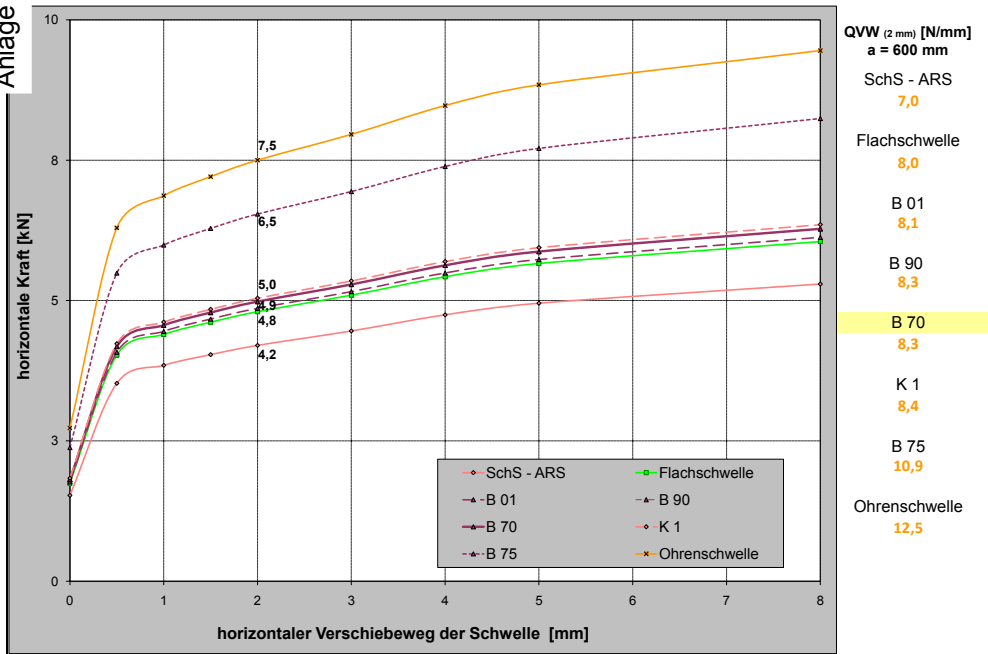
QVW der Rahmenschwelle im konsolidierten Schotterzustand



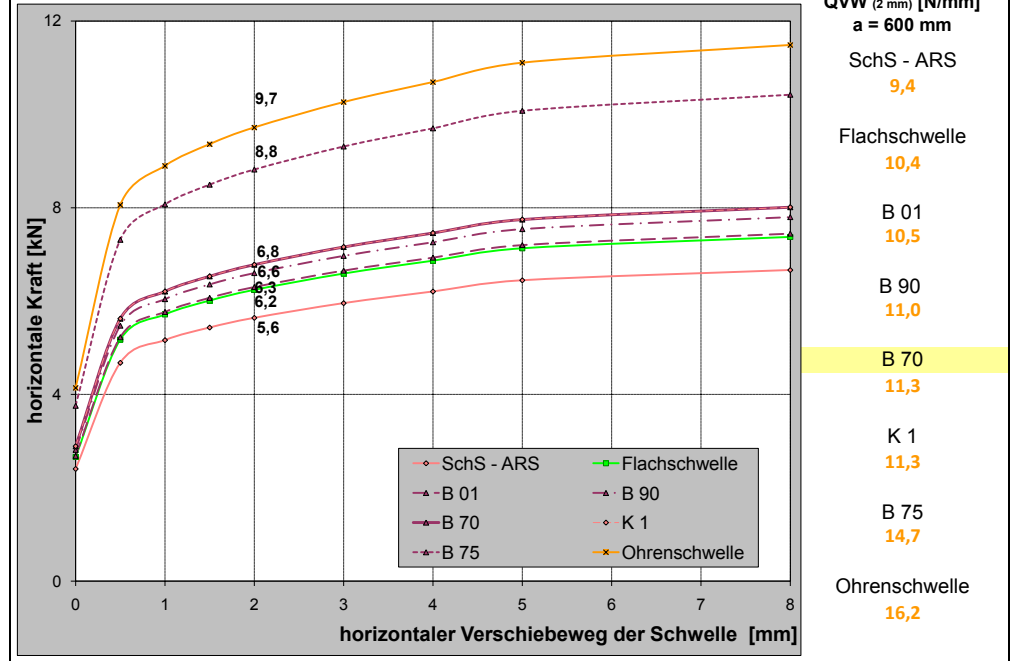
QVW (2 mm)
a = 1000 mm

73,9 [N/mm]

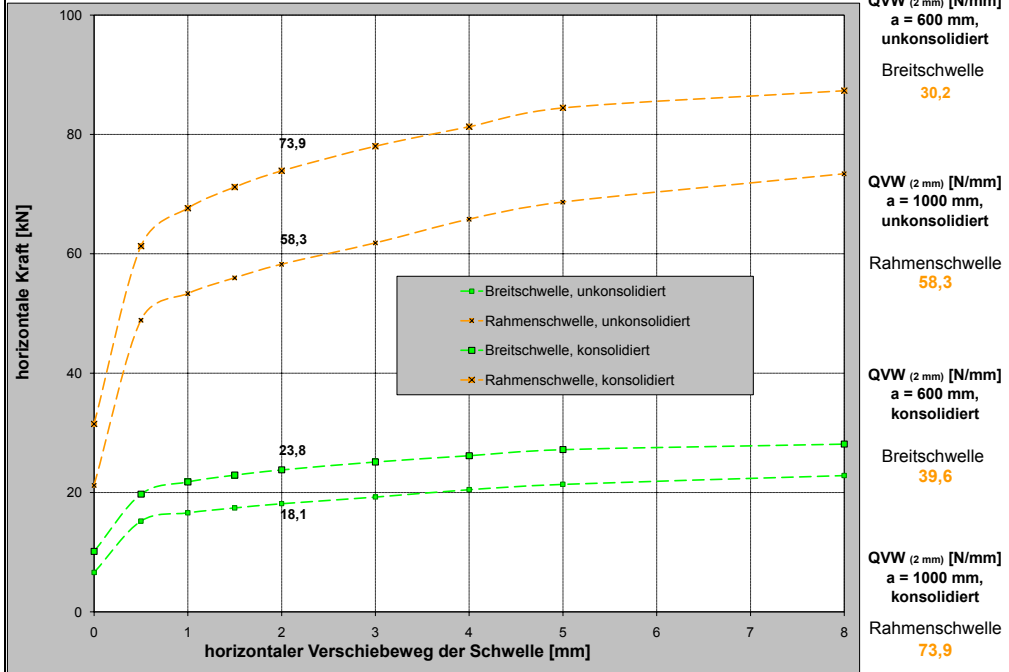
QVW mit Schotter Typ B, unkonsolidierter Zustand



QVW mit Schotter Typ B, konsolidierter Zustand



QVW mit Schotter Typ B, unkonsolidierter und konsolidierter Zustand für Breitschwelle und Rahmenschwelle



Statischer (Regenwetter) und dynamischer QVW-gesamt (2 mm bzw. 0 - 8 mm) der einzelnen un-/besohlenen Schwellen in Abhängigkeit von der Schotterart im konsolidierten Zustand

QVW-gesamt [N/mm] (konventionelle Schwellen, Schotter Typ A)					
dynamisch (Trockenwetter)			statisch (Regenwetter)		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
3	4,6	2400000	3	7,5	3700000
4	5,3	2400000	4	8,1	3700000
3	4,8	2600000	Mittelwert	7,8	
4	4,4	2600000			
3	4,7	3500000			
4	4,6	3500000			
Mittelwert	4,7				

QVW-gesamt [N/mm] (Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ A)					
dynamisch (Trockenwetter)			statisch (Regenwetter)		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
3	5,5	3500000	7	9,1	4500000
4	5,5	3500000	Mittelwert	9,1	
7	6,1	4100000			
7	6,1	4400000			
1	7,5	4700000			
2	7,2	4700000			
Mittelwert	6,3				

QVW-gesamt [N/mm] (konventionelle Schwellen, Schotter Typ B)					
dynamisch (Trockenwetter)			statisch (Regenwetter)		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
7	6,3	1900000	7	9,0	3100000
8	6,1	1900000	8	8,8	3100000
7	6,0	2100000	5	7,9	8800000
8	5,7	2100000	6	7,9	8800000
7	5,7	2900000	Mittelwert	8,4	
8	5,6	2900000			
5	4,6	6050000			
6	4,7	6050000			
5	3,9	6900000			
6	4,1	6900000			
5	3,2	7400000			
6	4,3	7400000			
Mittelwert	5,0				

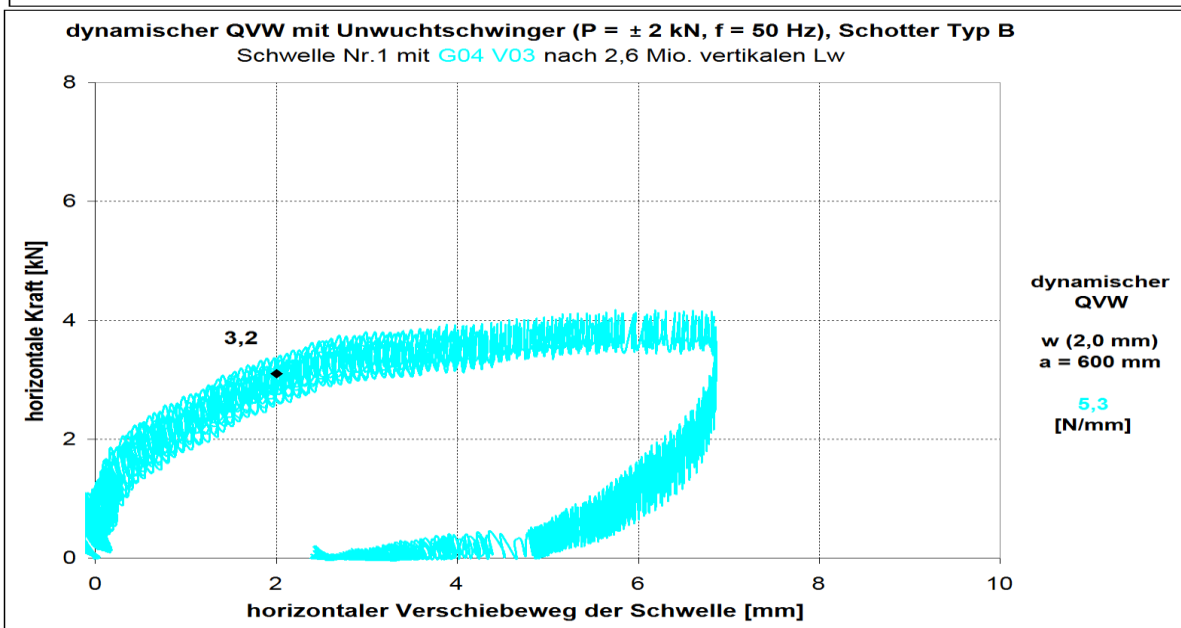
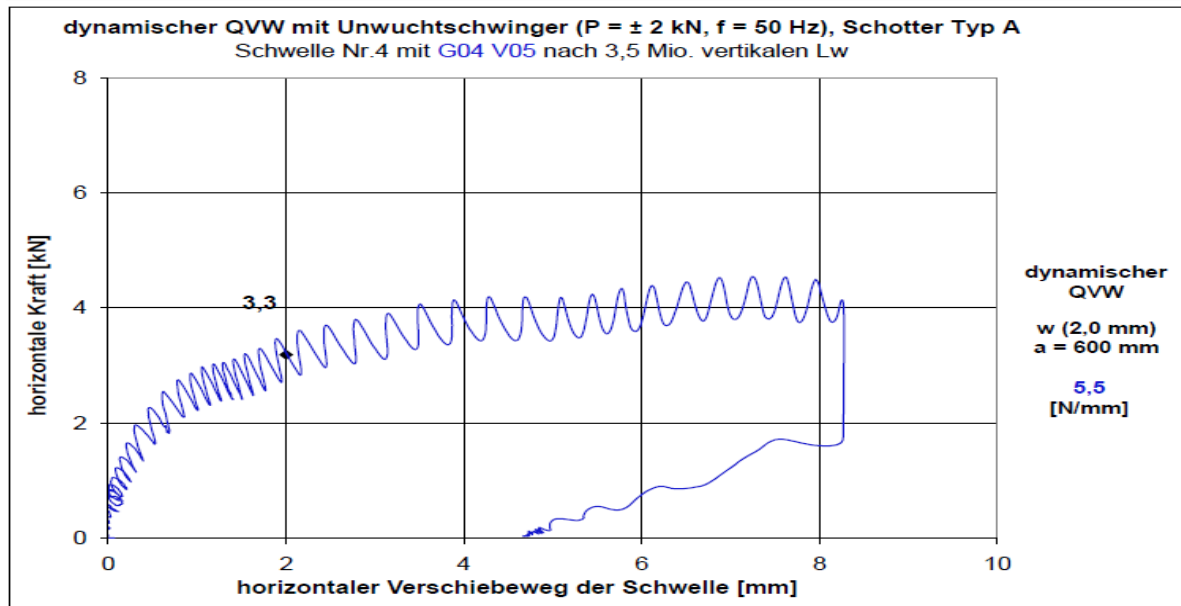
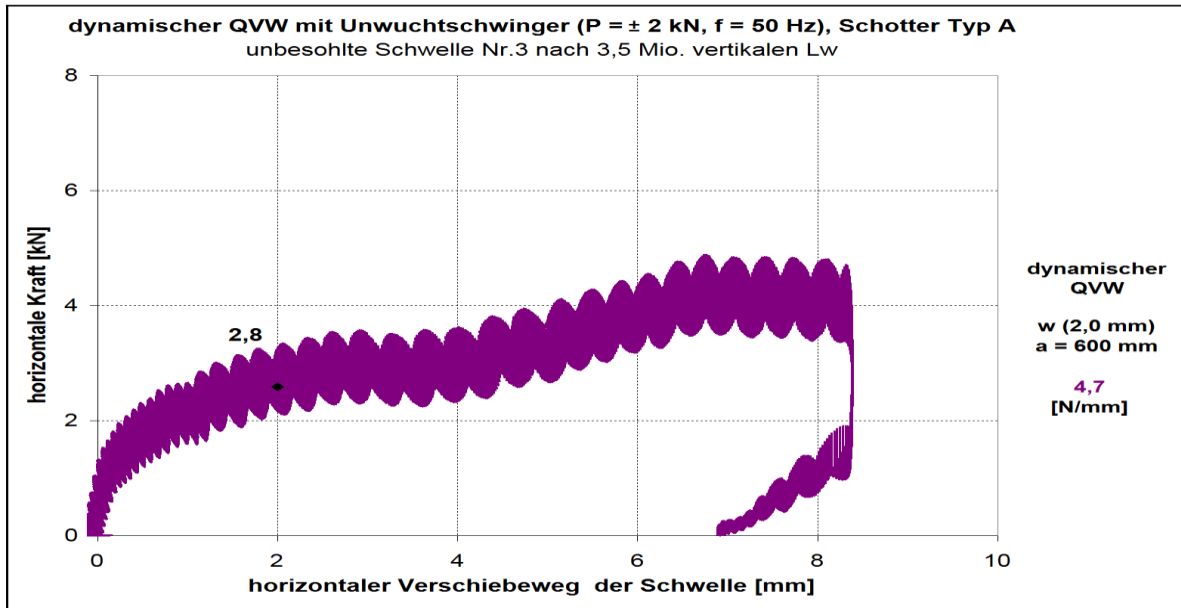
QVW-gesamt [N/mm] (Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ B)					
dynamisch (Trockenwetter)			statisch (Regenwetter)		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
5	6,4	3200000	5	12,0	4200000
6	6,5	3200000	6	10,7	4200000
8	6,5	4100000	8	9,9	4500000
8	6,2	4400000	Mittelwert	10,9	
Mittelwert	6,4				

QVW-gesamt [N/mm] (Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B)					
dynamisch (Trockenwetter)			statisch (Regenwetter)		
Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw	Schwelle Nr.	QVW (2 mm)	Anzahl Lw
1	6,7	2400000	1	12,1	6800000
2	4,6	2400000	2	10,8	6800000
1	5,3	2600000	3	13,3	7500000
2	4,6	2600000	4	12,3	7500000
1	5,7	3400000	Mittelwert	12,1	
2	6,3	3400000			
3	7,6	4600000			
4	7,1	4600000			
3	7,6	5100000			
4	6,8	5100000			
Mittelwert	6,4				

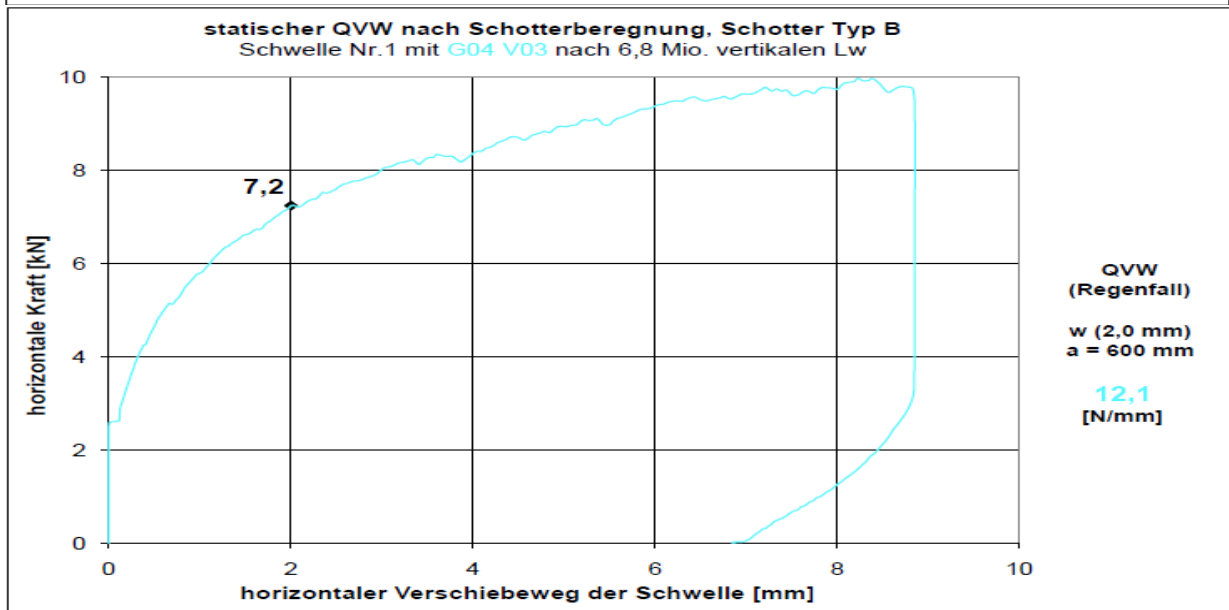
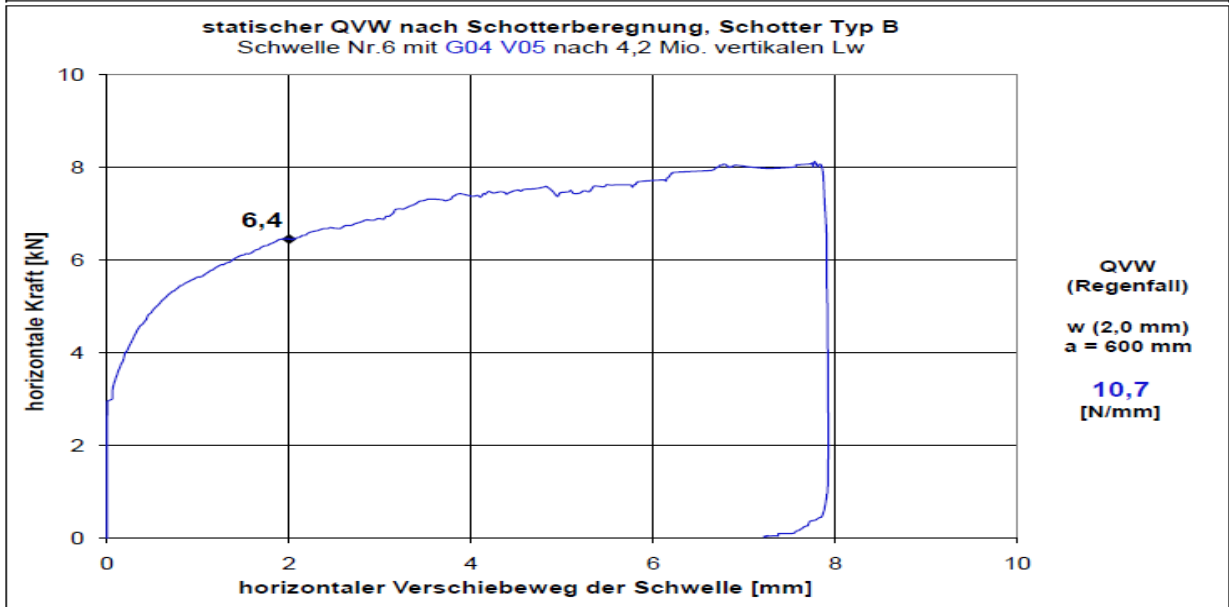
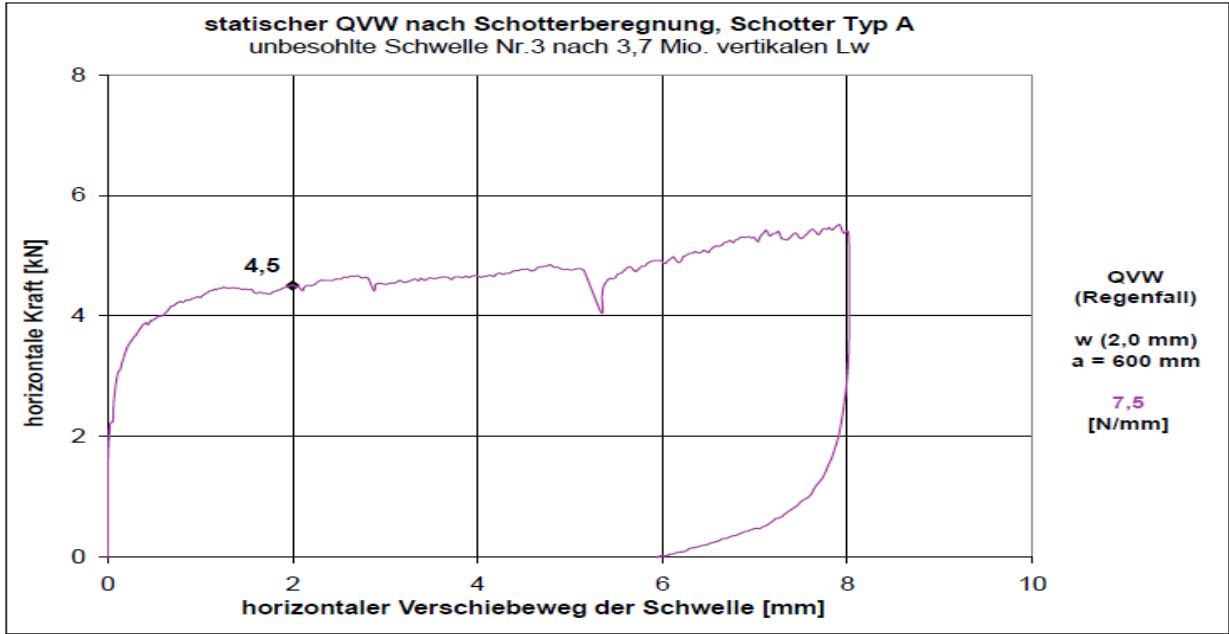
konsolidierter Oberbau	dynamischer QVW bei Trockenwetter [N/mm] (Mittelwerte aller Messungen)									
	0 mm	0,5 mm	1 mm	1,5 mm	2 mm	3 mm	4 mm	5 mm	8 mm	
konventionelle Schwellen, Schotter Typ A	1,3	3,3	4,2	4,4	4,7	5,2	5,5	5,8	7,0	
	27%	70%	89%	94%	100%	110%	116%	123%	148%	
konventionelle Schwellen, Schotter Typ B	1,8	3,5	4,3	4,6	5,0	5,5	6,0	6,4	7,4	
	36%	69%	86%	92%	100%	109%	119%	128%	148%	
Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ A	1,3	4,3	5,3	5,8	6,3	6,8	7,0	7,3	7,7	
	20%	67%	84%	92%	100%	107%	111%	116%	122%	
Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ B	2,0	4,4	5,5	6,1	6,4	7,0	7,3	7,5	8,3	
	31%	68%	86%	95%	100%	110%	114%	117%	130%	
Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B	1,7	3,5	4,8	5,6	6,4	7,3	7,8	8,2	9,1	
	27%	56%	76%	88%	100%	115%	122%	129%	144%	

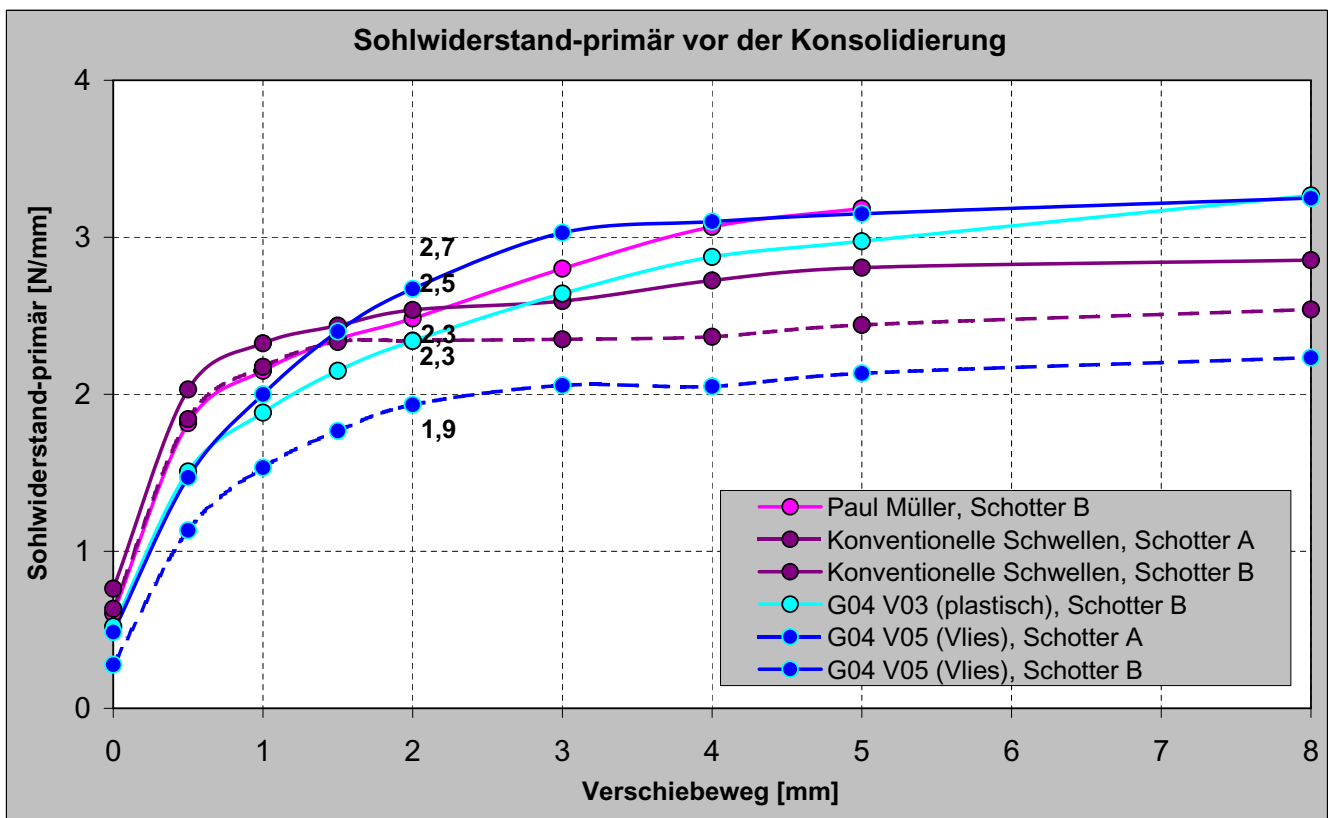
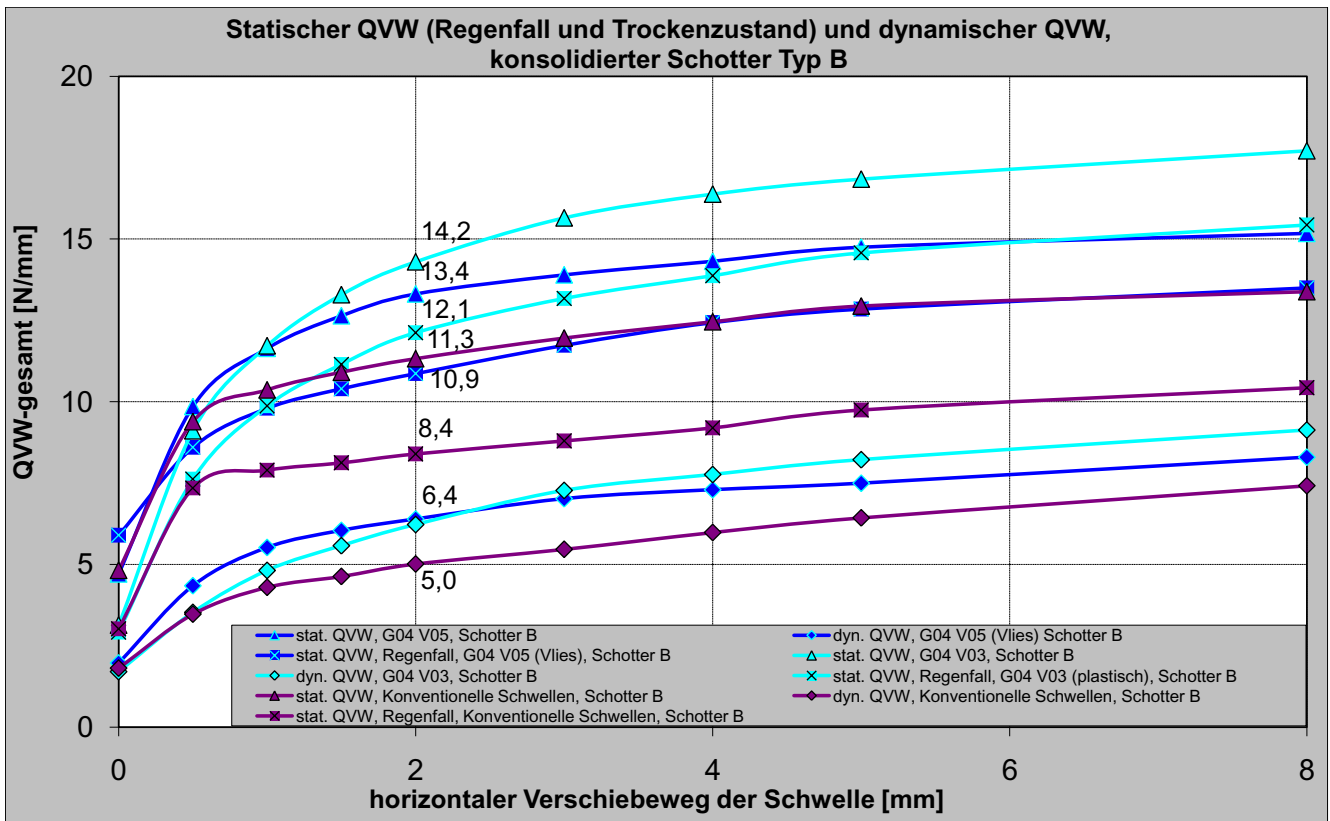
konsolidierter Oberbau	statischer QVW bei Regenwetter [N/mm] (Mittelwerte aller Messungen)									
	0 mm	0,5 mm	1 mm	1,5 mm	2 mm	3 mm	4 mm	5 mm	8 mm	
konventionelle Schwellen, Schotter Typ A	3,6	6,8	7,4	7,6	7,8	8,0	8,3	8,6	9,4	
	46%	87%	94%	97%	100%	103%	106%	110%	121%	
konventionelle Schwellen, Schotter Typ B	3,0	7,4	7,9	8,1	8,4	8,8	9,2	9,8	10,4	
	36%	88%	94%	97%	100%	105%	110%	116%	124%	
Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ A	4,8	6,7	8,0	8,7	9,1	9,5	9,8	9,9	10,2	
	53%	74%	88%	96%	100%	104%	108%	109%	112%	
Schwellen mit G04 V05, Schotter Typ B	5,9	8,6	9,8	10,4	10,9	11,7	12,4	12,9	13,5	
	54%	79%	90%	96%	100%	108%	114%	118%	124%	
Schwellen mit G04 V03, Schotter Typ B	2,9	7,6	9,9	11,2	12,1	13,2	13,9	14,6	15,4	
	24%	63%	81%	92%	100%	109%	114%	120%	127%	

Beispiele dynamischer QVW-Verläufe mit un-/besohnten Schwellen B 70

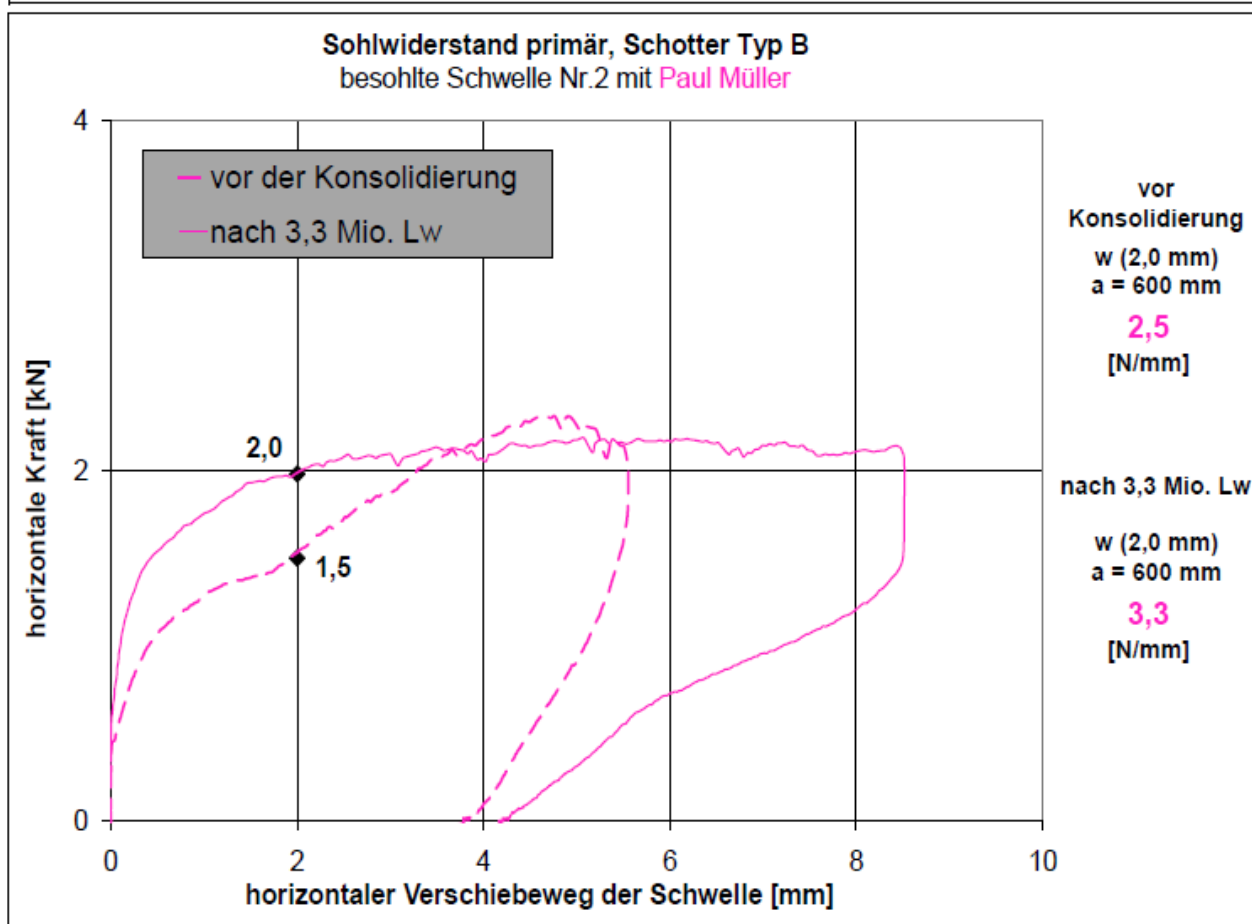
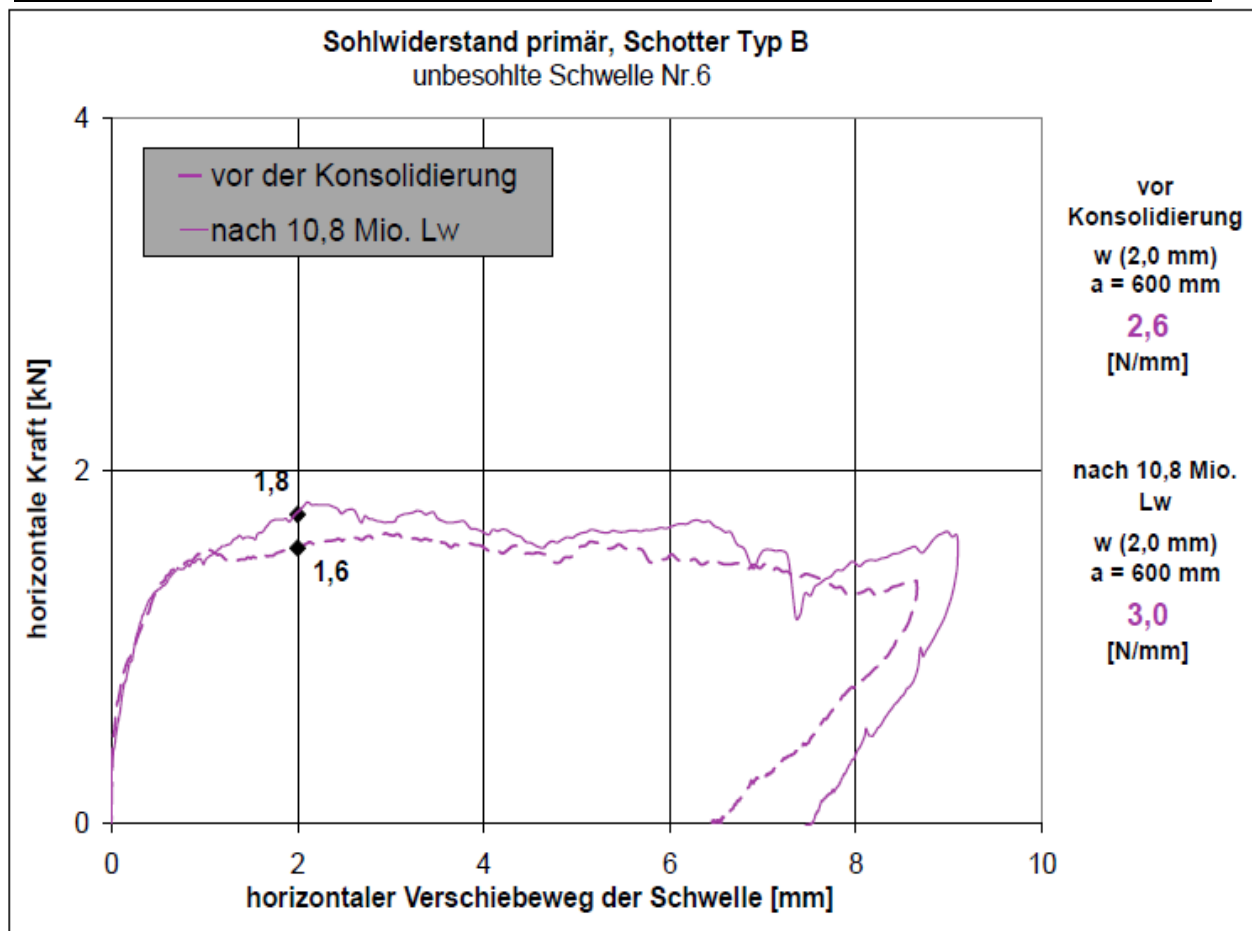


Beispiele statischer QVW-Verläufe mit un-/besohnten Schwellen B 70 nach Schotterberechnung

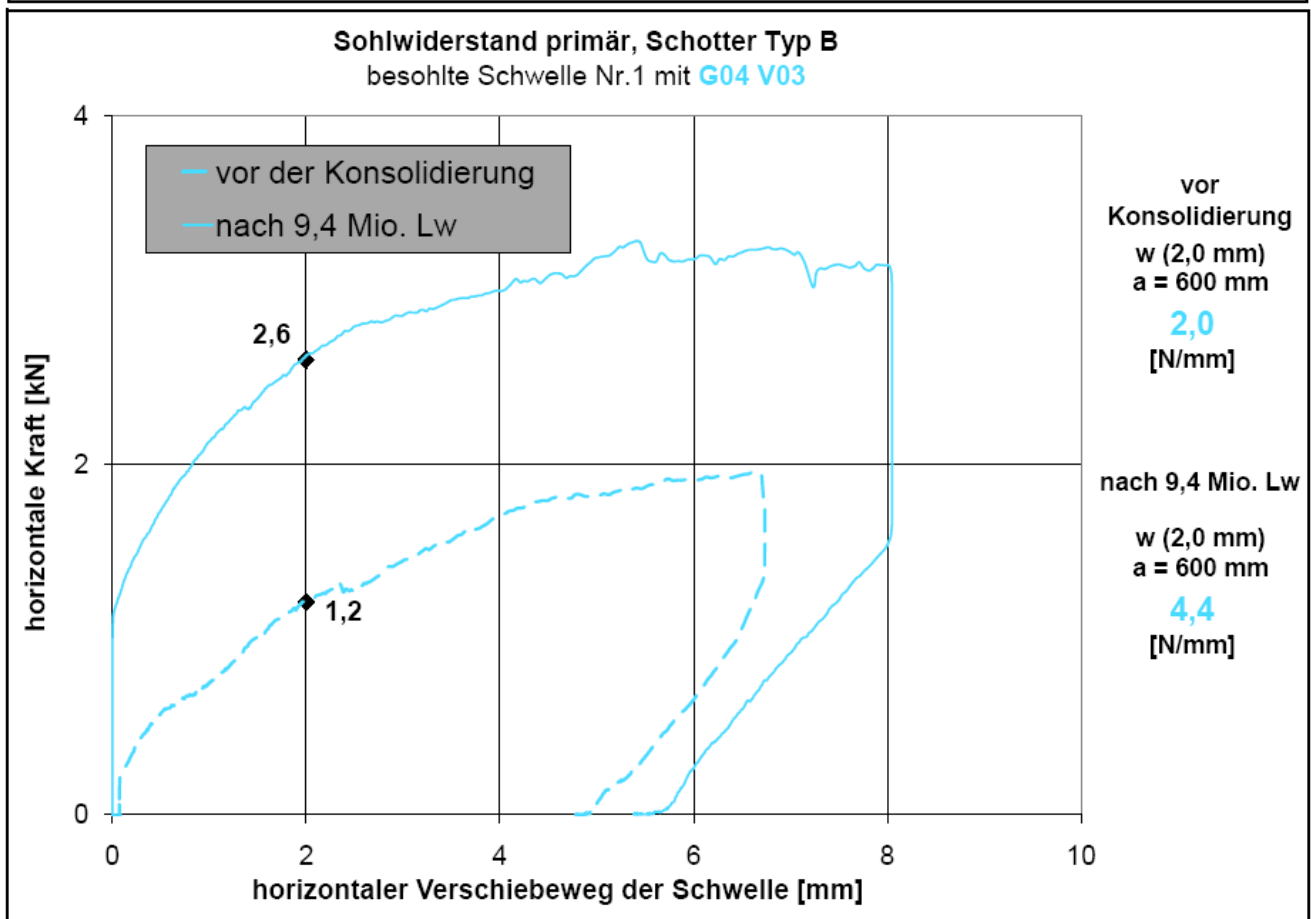
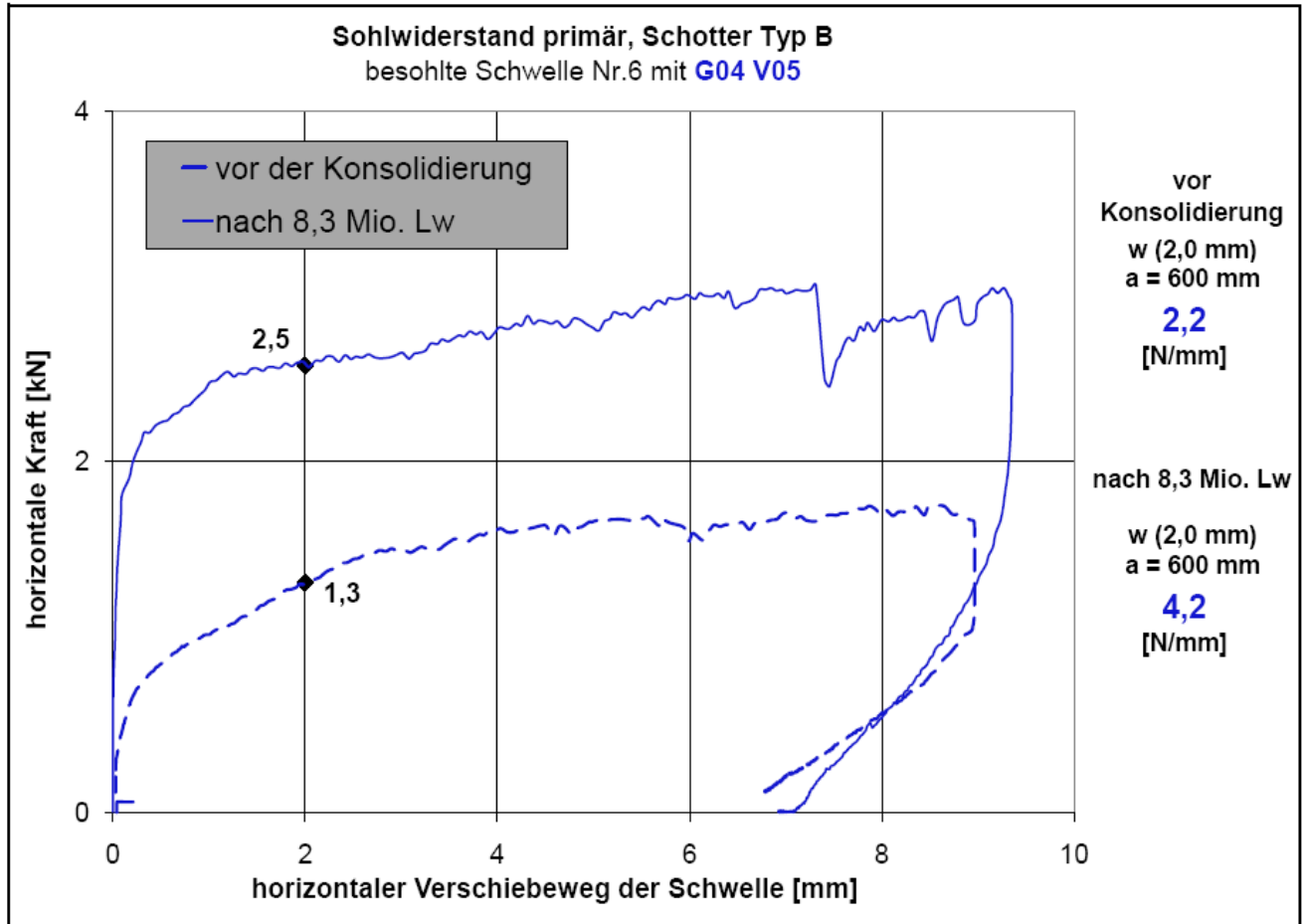


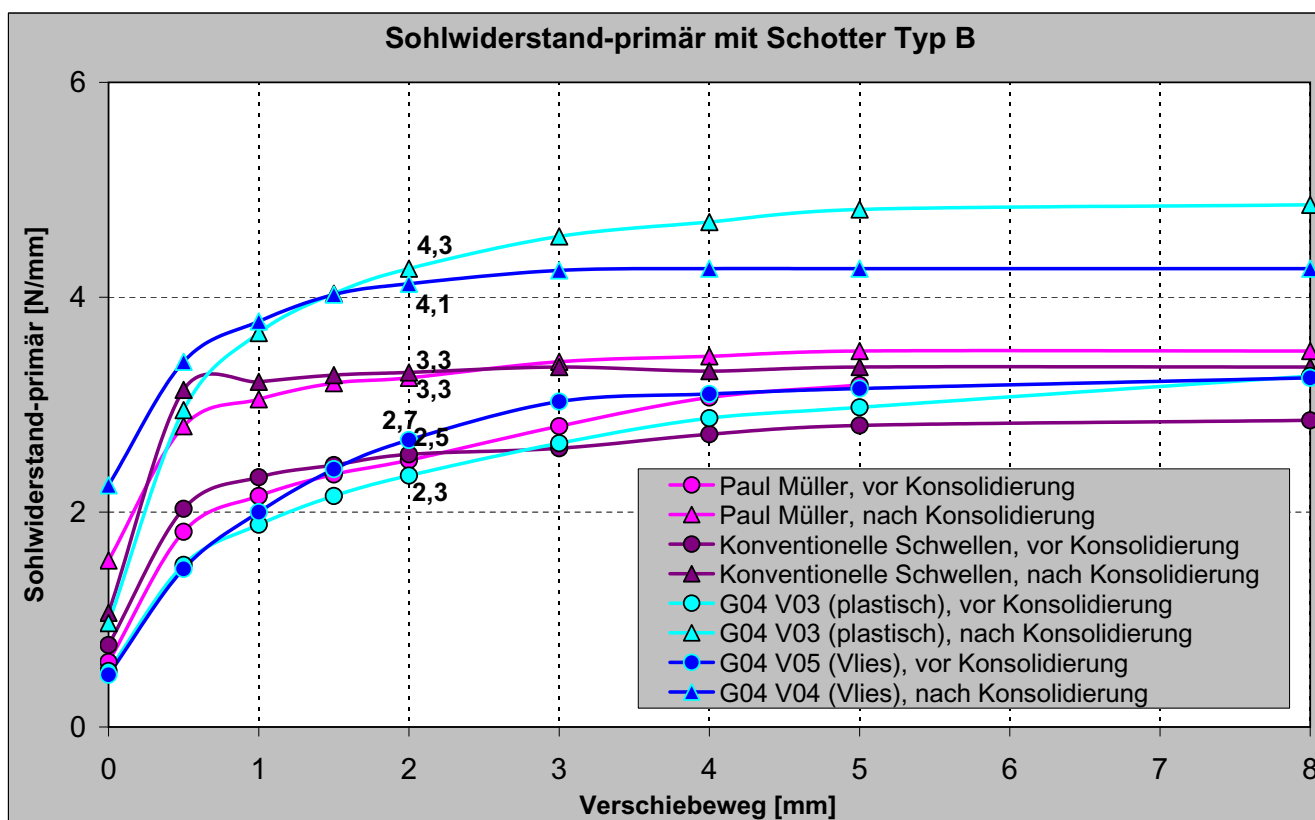
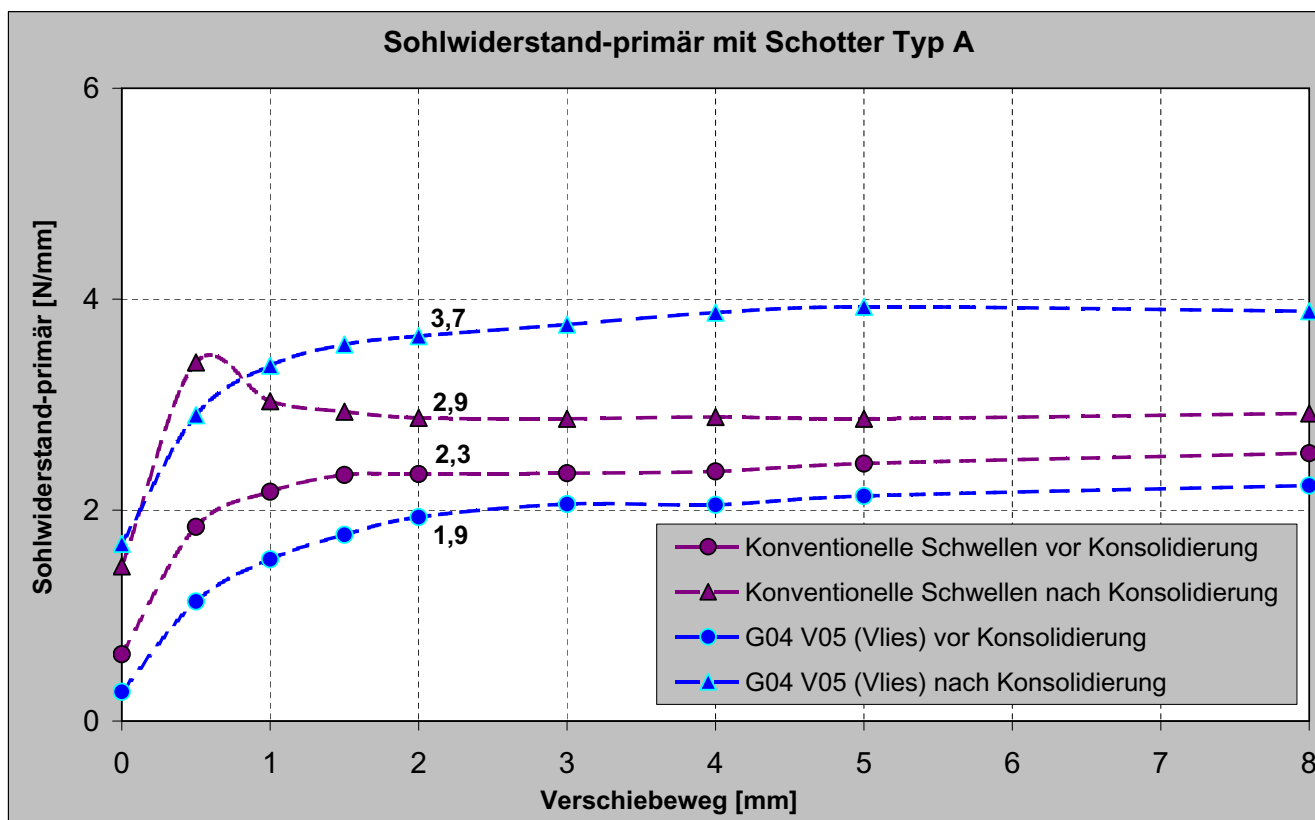


Beispiele primärer Sohlwiderstands-Verläufe mit un-/besohnten (Paul Müller) Schwellen B 70

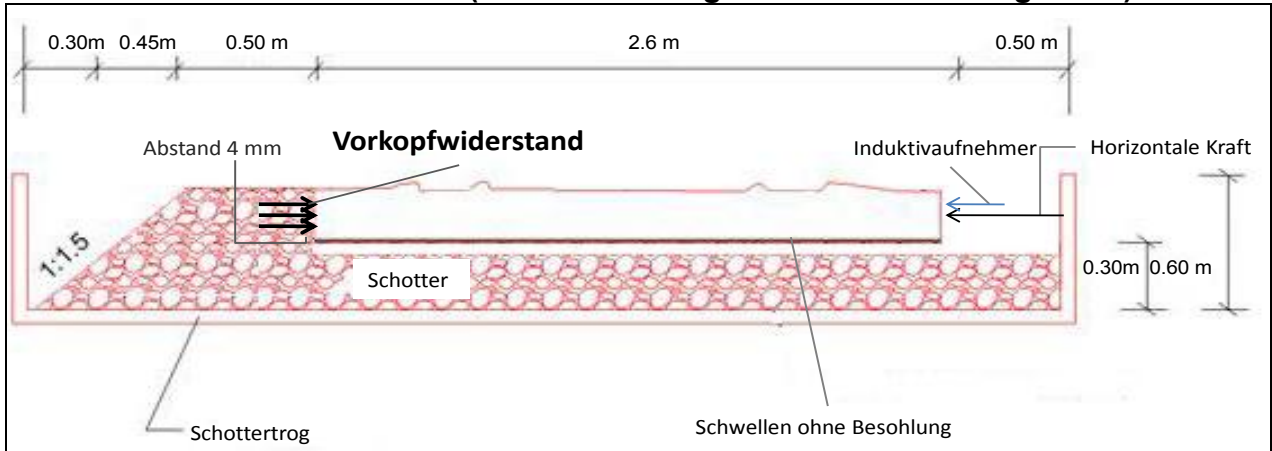


Beispiele primärer Sohlwiderstands-Verläufe mit besohnten (G04 V05, G04 V03) Schwellen B 70

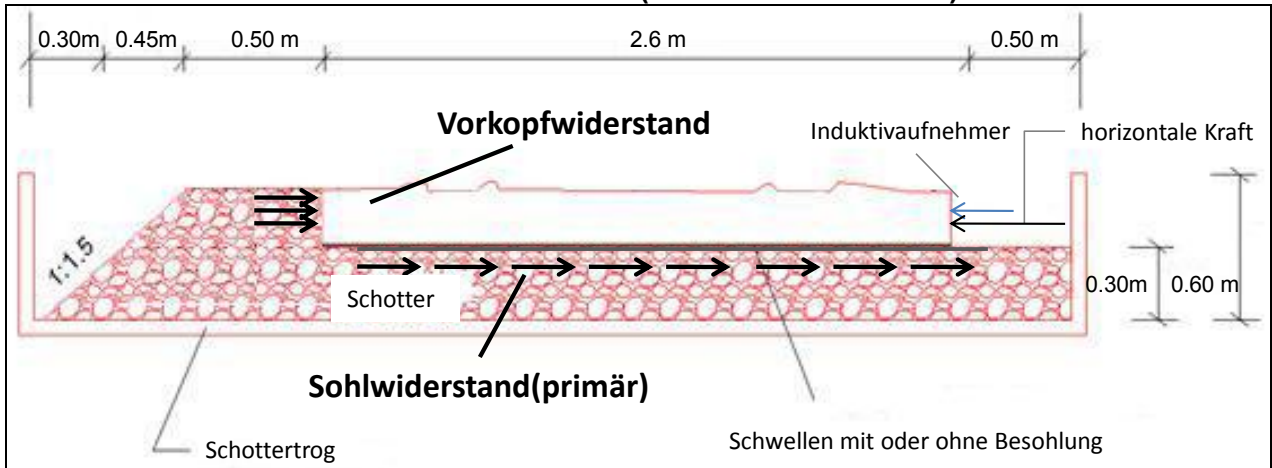




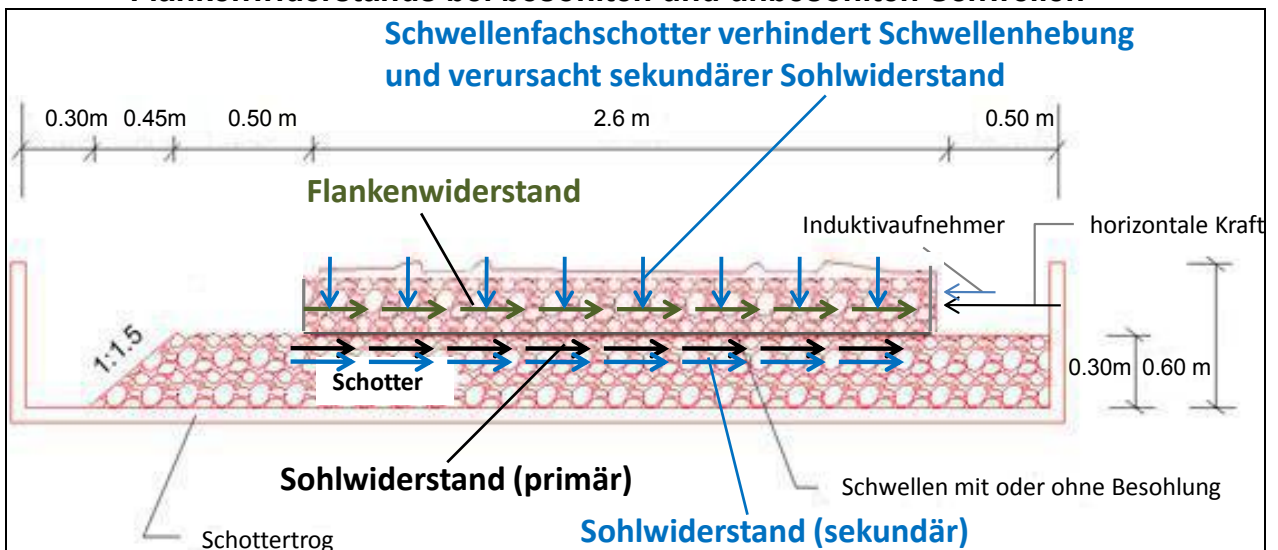
Versuchsaufbau zur Bestimmung des Vorkopfwiderstandes bei unbesohlenen Schwellen (wurde aus Zeitgründen nicht durchgeführt)



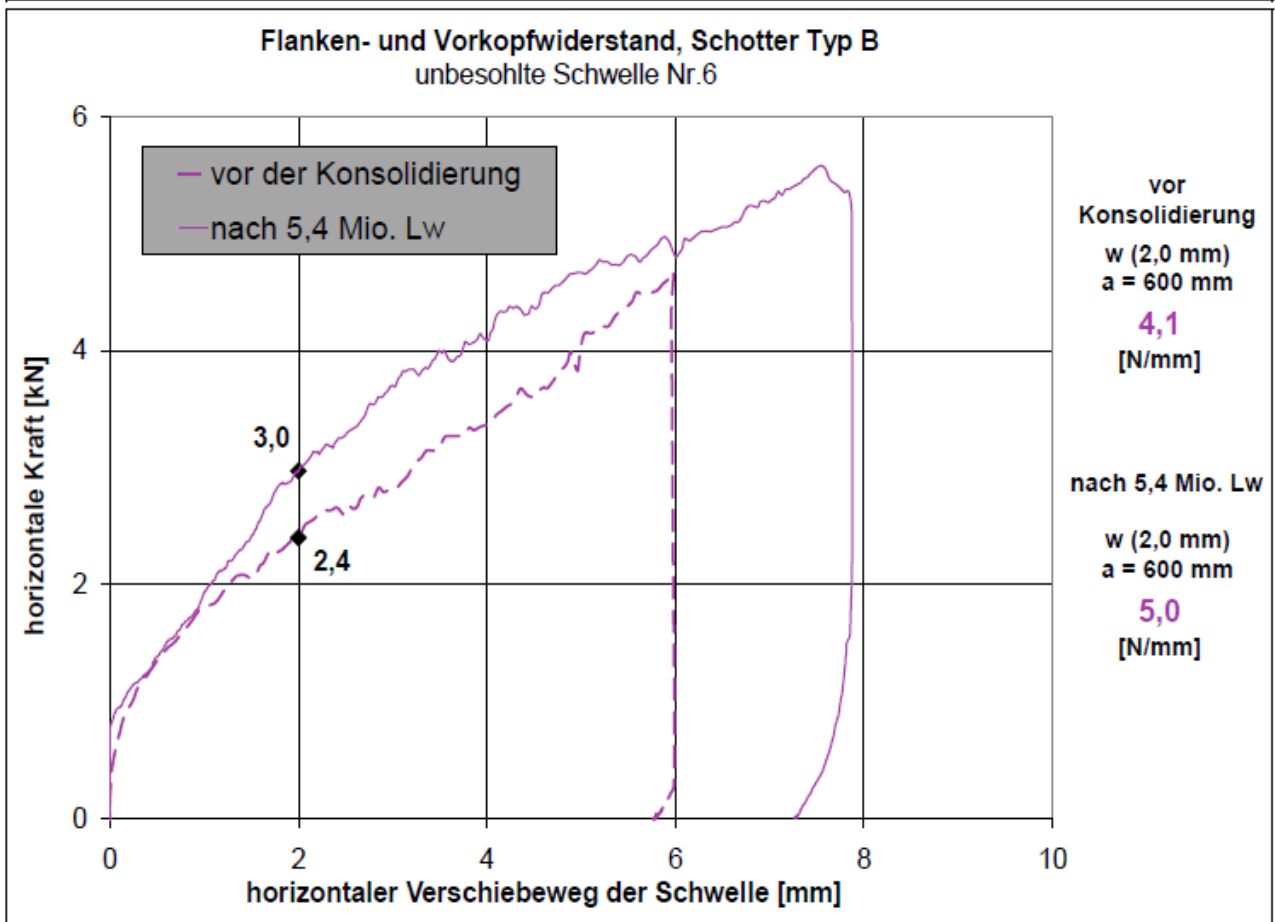
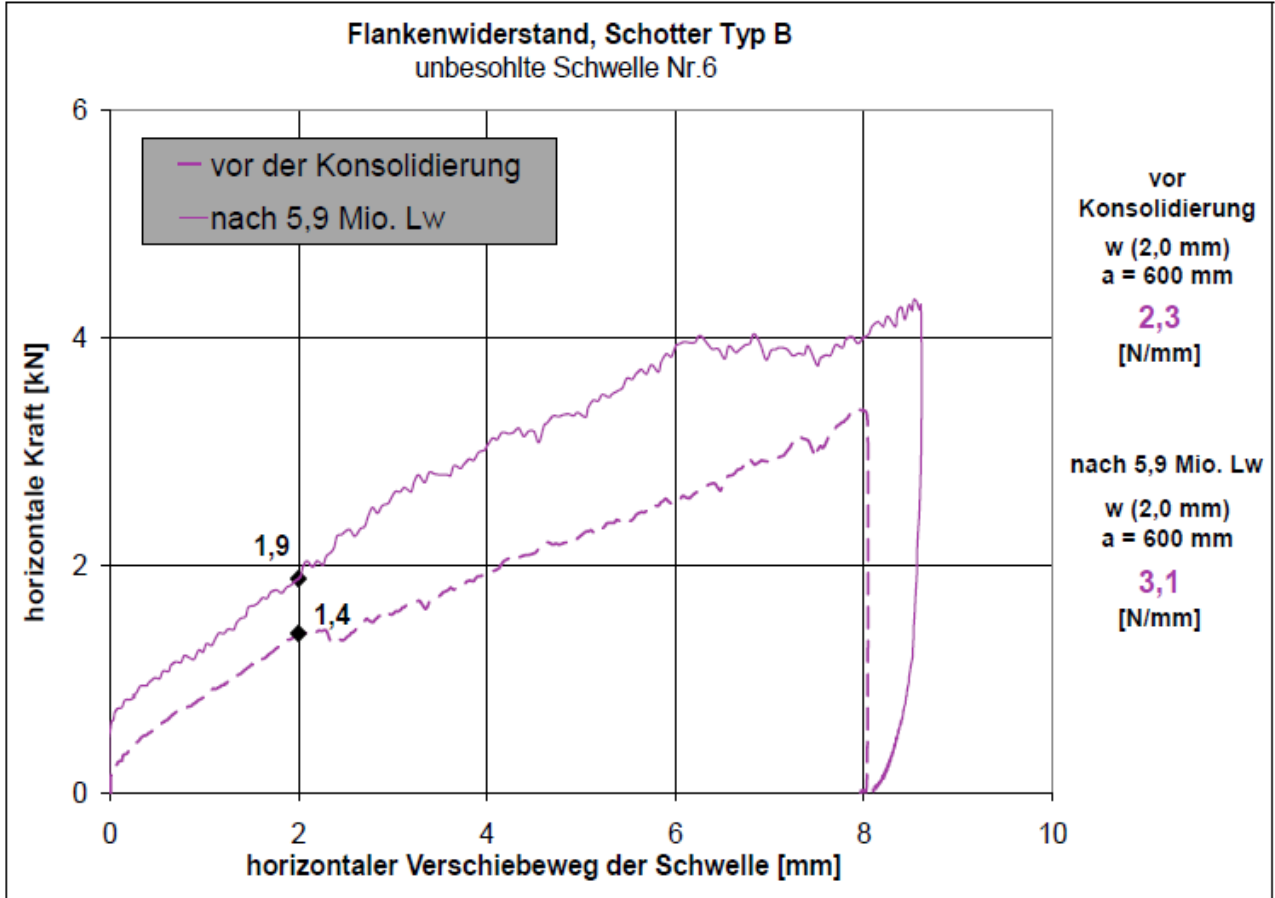
Versuchsaufbau zur Bestimmung des Vorkopfwiderstandes bei unbesohlenen und besohlenen Schwellen (alternative Methode)



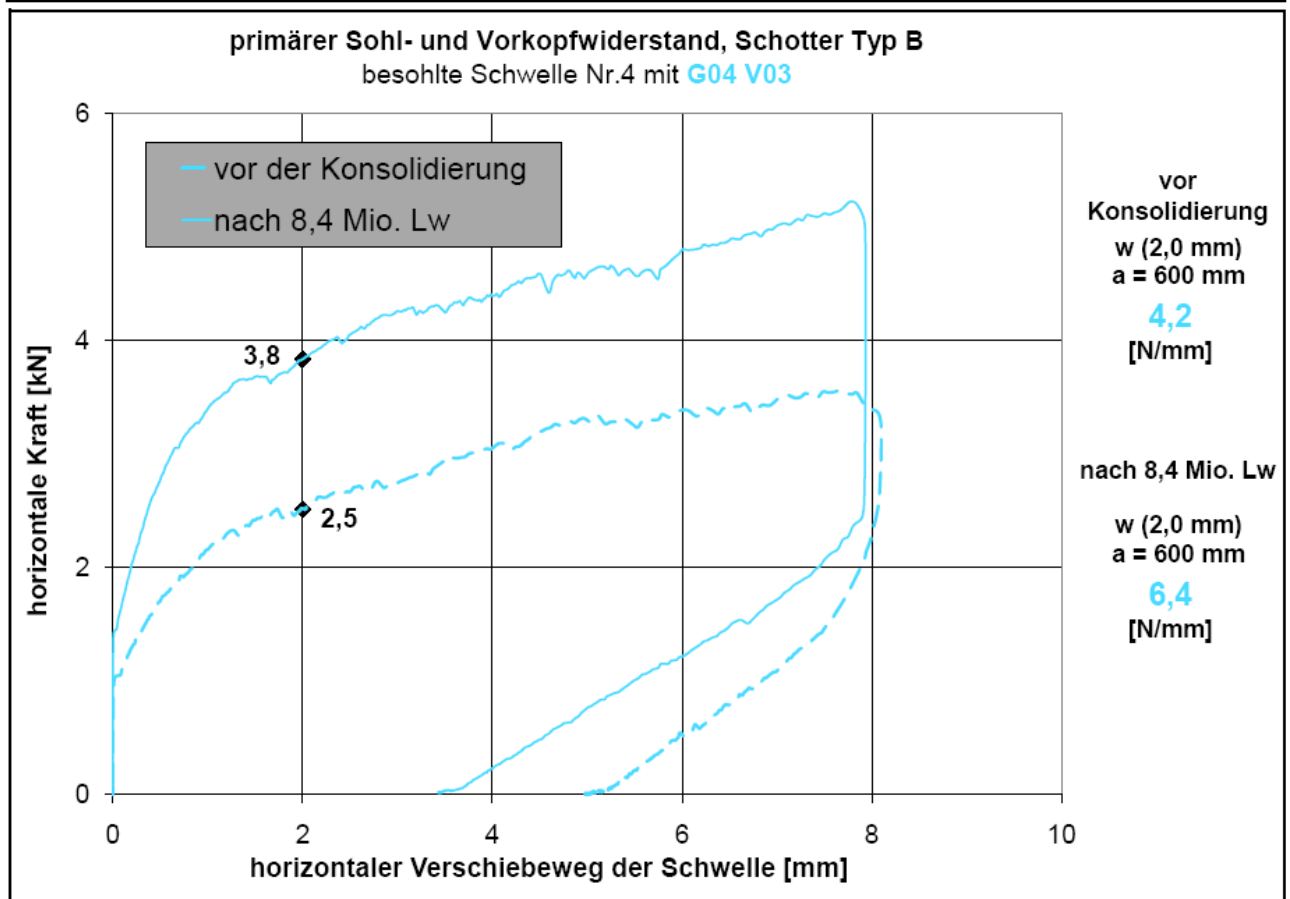
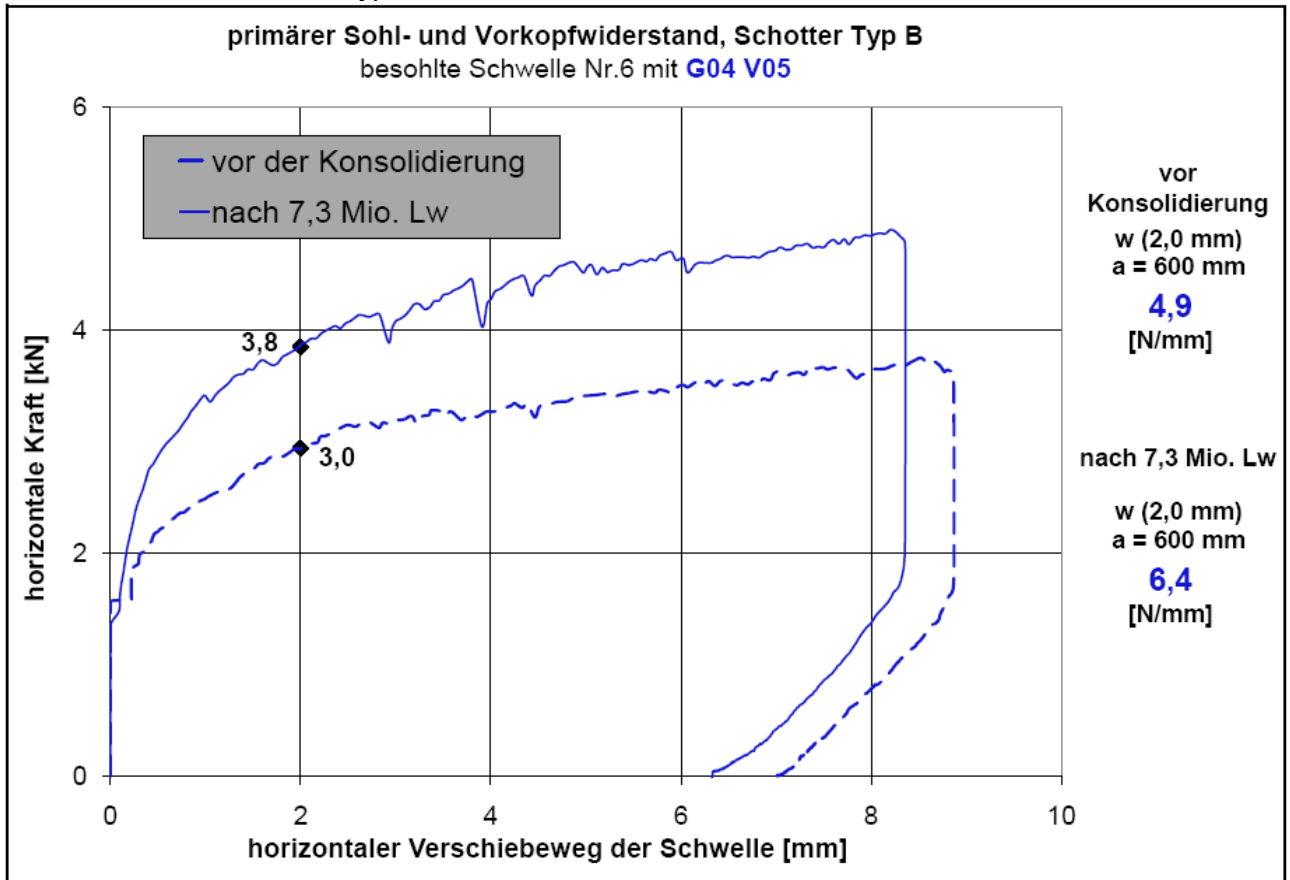
Versuchsaufbau zur Bestimmung des primären, sekundären Sohl- und Flankenwiderstands bei besohlenen und unbesohlenen Schwellen



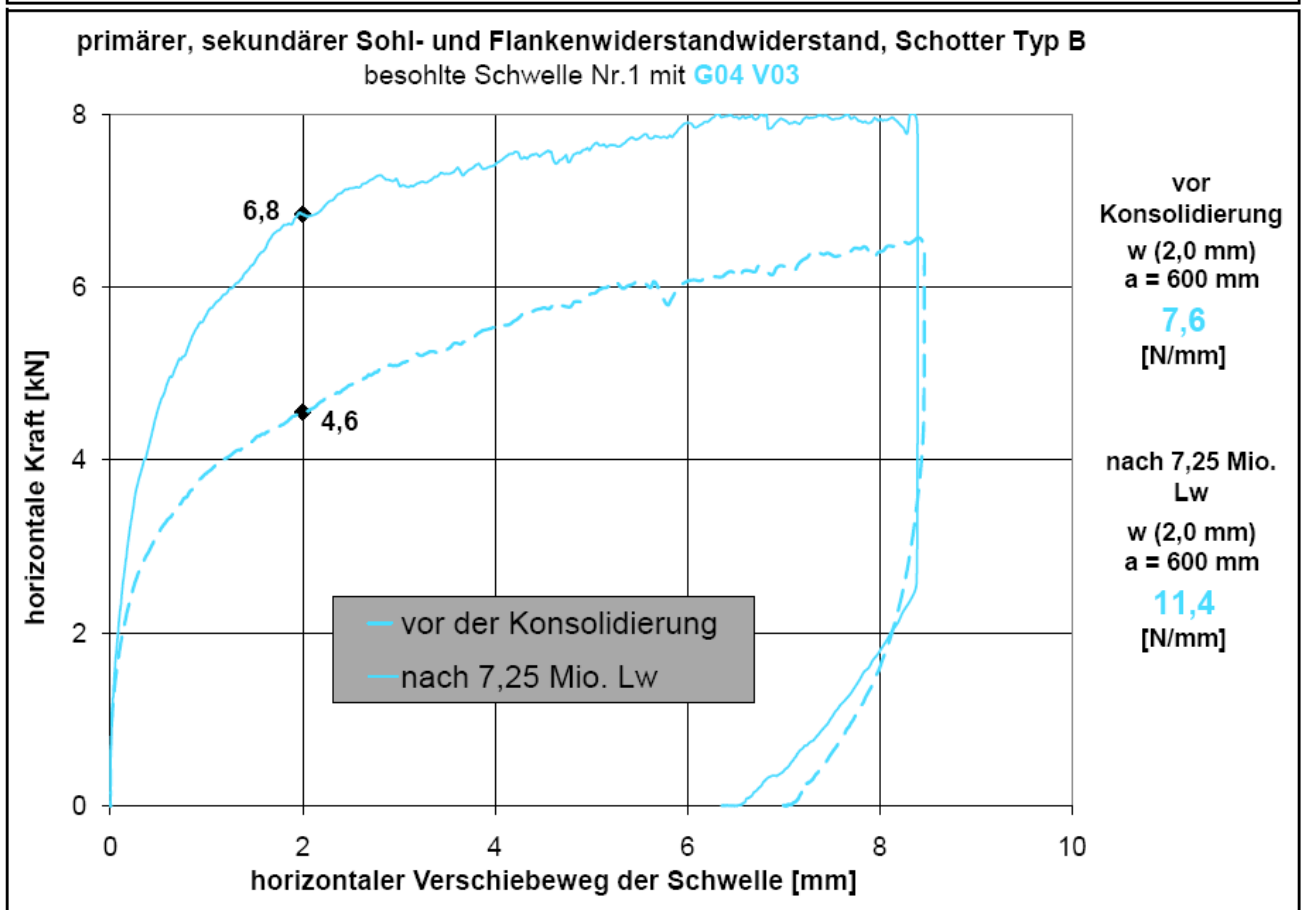
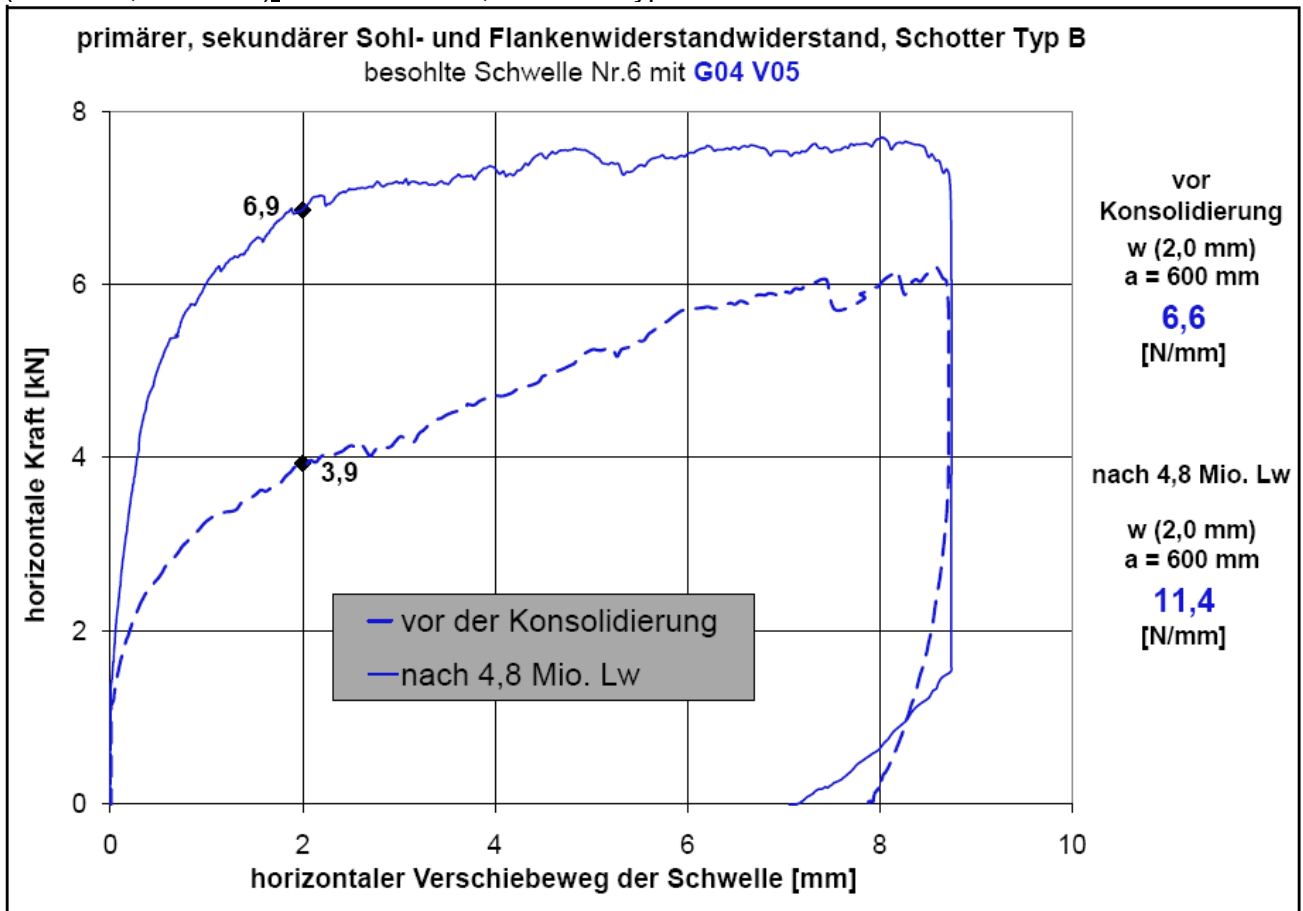
Beispiele Flanken- und Vorkopfwiderstands-Verläufe mit unbesohlenen Schw. B 70, Schotter Typ B



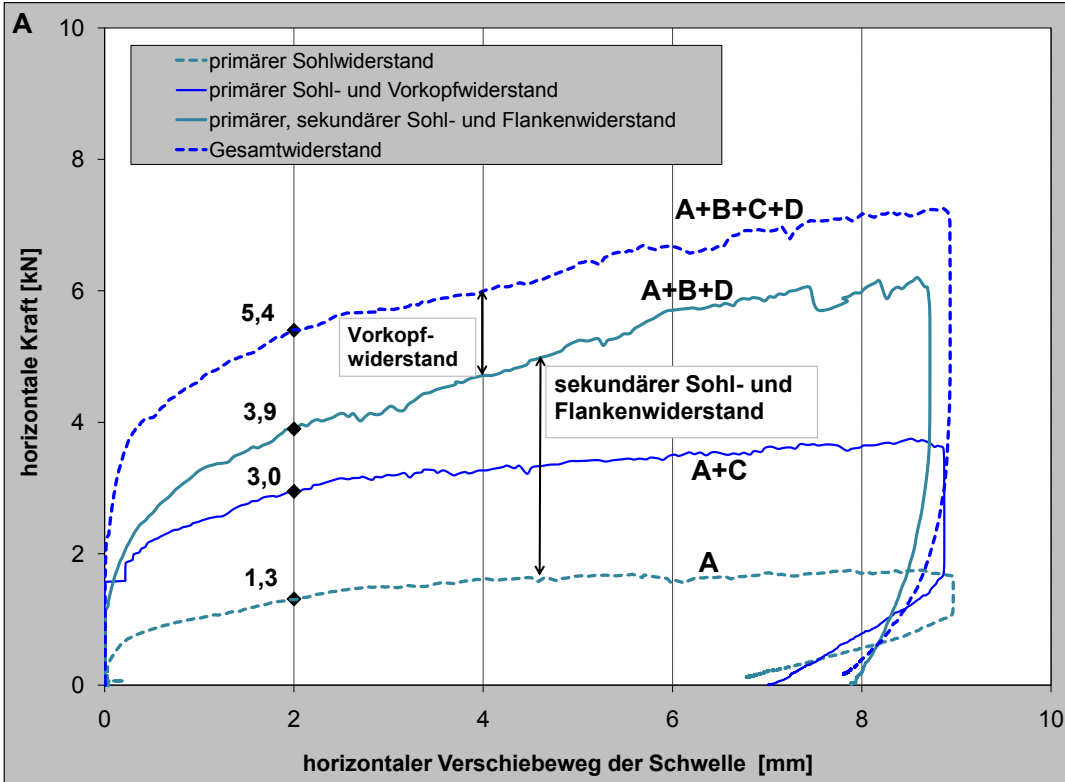
Beispiele primärer Sohl- und Vorkopfwiderstands-Verläufe mit besohnten (G04 V05, G04 V03) Schwellen B 70, Schotter Typ B



Beispiele primärer, sekundärer Sohl- und Flankenwiderstands-Verläufe mit besohnten (G04 V05, G04 V03)_Schwellen B 70, Schotter Typ B



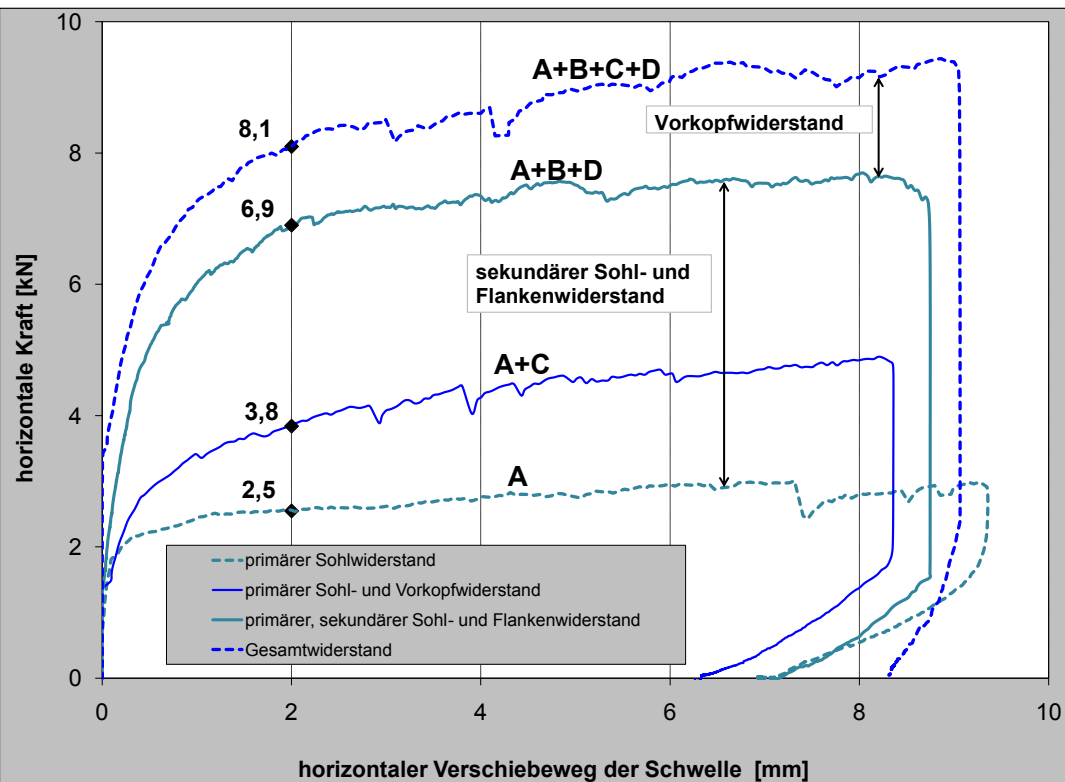
Anteile des QVW mit Schotter Typ B, unkonsolidierter Zustand
 besohlte Schwelle Nr. 6 mit **G04 V05**



w (2 mm)
a = 600 mm

primärer Sohlwiderstand	A	2,2	[N/mm]
primärer Sohl- und Vorkopfwiderstand	A+C	4,9	[N/mm]
primärer, sekundärer Sohl- und Flankenwiderstand	A+B+D	6,6	[N/mm]
Gesamtwiderstand (QVW-gesamt)	A+B+C+D	9,0	[N/mm]

Anteile des QVW mit Schotter Typ B, konsolidierter Zustand
 besohlte Schwelle Nr. 6 mit **G04 V05**



w (2 mm)
a = 600 mm

primärer Sohlwiderstand	A	4,2	[N/mm]
primärer Sohl- und Vorkopfwiderstand	A+C	6,4	[N/mm]
primärer, sekundärer Sohl- und Flankenwiderstand	A+B+D	11,4	[N/mm]
Gesamtwiderstand (QVW-gesamt)	A+B+C+D	13,5	[N/mm]

Anteile des QVW der einzelnen un-/besohnten Schwellen B 70 in Abhängigkeit der Schotterart und des Konsolidierungszustands

Werte:

gemessen	berechnet	übertragen
----------	-----------	------------

Anteile des QVW von unbesohnten Schwellen B 70, Schotter Typ A												
Schwelle Nr.	QVW-gesamt		Flanken- und Vorkopfwiderstand		Sohlwiderstand				Flankenwiderstand		Vorkopfwiderstand	
					primär		sekundär					
Konsolidierung	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach
1	6,4	9,4	2,7	4,8	2,4	3,1	1,3	1,5	1,8	3,1	0,9	1,7
2	6,4	9,2	2,8	4,8	2,3	2,8	1,3	1,6	2,0	2,9	0,9	1,9
3	6,2	9,1	-	-	2,2	2,7	1,2	1,6	1,9	3,0	0,9	1,8
4	6,6	9,5	-	-	2,4	2,9	1,4	1,8	1,9	3,0	0,9	1,8
Mittelwert	6,4	9,3	2,8	4,8	2,3	2,9	1,3	1,6	1,9	3,0	0,9	1,8

Anteile des QVW von unbesohnten Schwellen B 70, Schotter Typ B												
Schwelle Nr.	QVW-gesamt		Flanken- und Vorkopfwiderstand		Sohlwiderstand				Flankenwiderstand		Vorkopfwiderstand	
					primär		sekundär					
Konsolidierung	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach
5	8,5	11,9	3,8	5,0	2,7	3,3	2,1	3,6	2,3	3,0	1,5	2,0
6	8,2	10,2	4,2	5,1	2,5	3,1	1,5	2,0	2,2	3,1	2,0	2,0
7	8,2	11,6	-	-	2,5	3,4	1,7	3,2	2,3	3,0	1,7	2,0
8	8,3	11,7	-	-	2,5	3,4	1,9	3,2	2,3	3,0	1,7	2,0
Mittelwert	8,3	11,3	4,0	5,0	2,5	3,3	1,8	3,0	2,3	3,0	1,7	2,0

Anteile des QVW von Schwellen B 70, besohlt mit Paul Müller, Schotter Typ B											
Schwelle Nr.	QVW-gesamt		Sohlwiderstand				Flankenwiderstand		Vorkopfwiderstand		
			primär		sekundär						
Konsolidierung	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	
1	9,0	12,3	2,7	3,2	-	-	2,3	3,0	-	-	
2	10,2	12,6	2,3	3,3	-	-	2,3	3,0	-	-	
Mittelwert	9,6	12,4	2,5	3,3	-	-	2,3	3,0	-	-	

Anteile des QVW von Schwellen B 70, besohlt mit G04 V05, Schotter Typ A bzw. B												
Schwelle Nr.	QVW-gesamt		Sohlwiderstand (prim. u. sek.) und Flankenwiderstand		Sohlwiderstand				Flankenwiderstand		Vorkopfwiderstand	
					primär		sekundär					
Konsolidierung	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach
1, Schotter A		12,0		9,6	1,5	4,5		2,1	1,9	3,0		2,4
2, Schotter A		11,3		9,6	2,0	3,7		2,9	1,9	3,0		1,7
3, Schotter A		10,1		8,7	2,0	3,5		2,2	1,9	3,0		1,5
4, Schotter A		11,2		8,8	1,7	3,3		2,5	1,9	3,0		2,4
5, Schotter B	9,1	13,0	7,4	10,6	3,1	4,2	2,1	3,3	2,3	3,0	1,7	2,5
6, Schotter B	9,0	14,2	6,6	11,4	2,2	4,2	2,2	4,1	2,3	3,0	2,4	2,8
7, Schotter A	8,3	11,8			2,4	3,6		3,2	1,9	3,0		2,0
8, Schotter B	9,4	13,0			2,8	3,9	2,3	3,5	2,3	3,0	2,1	2,6
Mittelwert A	8,3	11,2		9,2	1,9	3,7		2,6	1,9	3,0		2,0
Mittelwert B	9,2	13,4	7,0	11,0	2,7	4,1	2,1	3,7	2,3	3,0	2,1	2,6

Anteile des QVW der einzelnen un-/besohnten Schwellen B 70 in Abhängigkeit der Schotterart und des Konsolidierungszustands

Werte: gemessen berechnet übertragen

Anteile des QVW von Schwellen B 70, besohlt mit G04 V05, Schotter Typ A bzw. B (alternative Methode)												
Schwelle Nr.	QVW-gesamt		Sohl-(prim.) und Vorkopfwiderstand		Sohlwiderstand				Flankenwiderstand		Vorkopfwiderstand	
					primär		sekundär					
Konsolidierung	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach
1, Schotter A		12,0			1,5	4,5		2,1	1,9	3,0		2,4
2, Schotter A		11,3			2,0	3,7		2,9	1,9	3,0		1,7
3, Schotter A		10,1		5,4	2,0	3,5		1,8	1,9	3,0		1,9
4, Schotter A		11,2		5,9	1,7	3,3		2,3	1,9	3,0		2,6
5, Schotter B	9,1	13,0	4,9	7,3	3,1	4,2	2,0	2,7	2,3	3,0	1,8	3,1
6, Schotter B	9,0	14,2	4,9	6,3	2,2	4,2	1,9	4,9	2,3	3,0	2,7	2,1
7, Schotter A	8,3	11,8			2,4	3,6		3,2	1,9	3,0		2,0
8, Schotter B	9,4	13,0			2,8	3,9	2,3	3,5	2,3	3,0	2,1	2,6
Mittelwert A	8,3	11,2		5,6	1,9	3,7		2,4	1,9	3,0		2,1
Mittelwert B	9,2	13,4	4,9	6,8	2,7	4,1	2,0	3,7	2,3	3,0	2,2	2,6

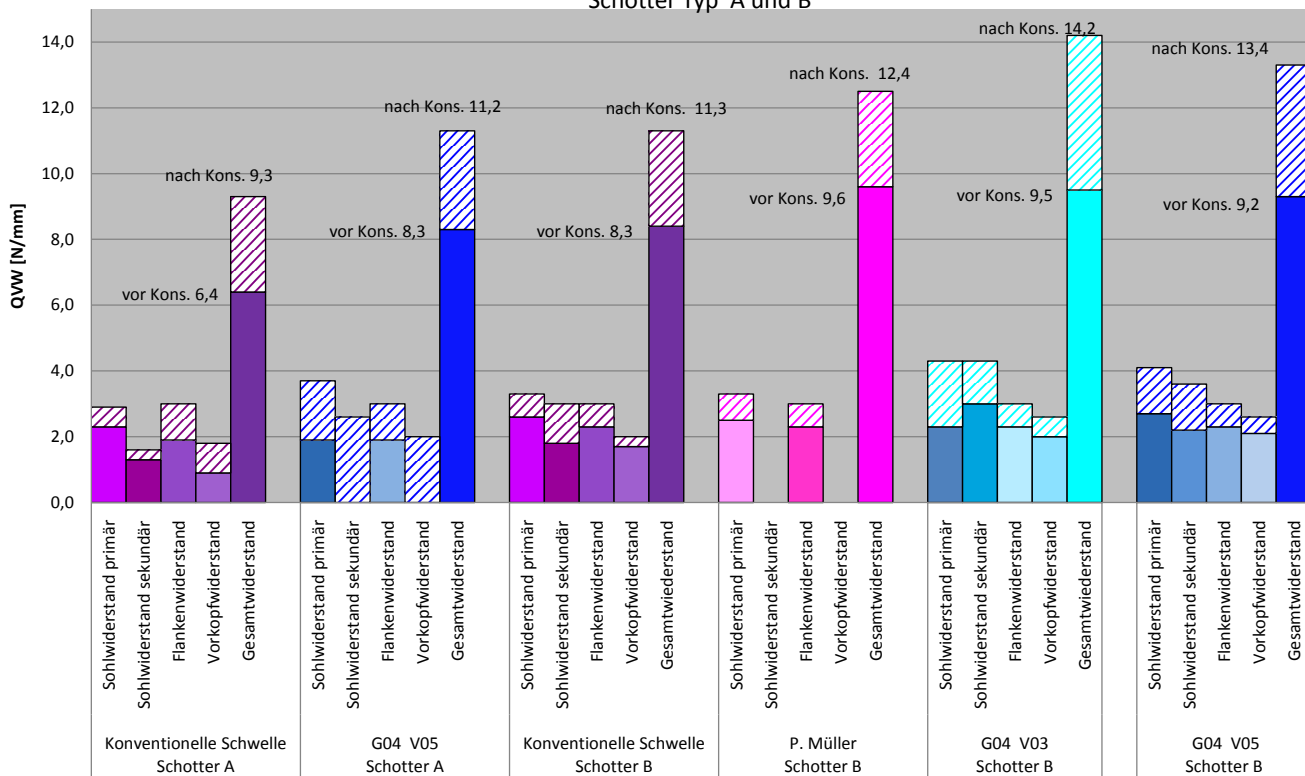
Anteile des QVW von Schwellen B 70, besohlt mit G04 V03, Schotter Typ B												
Schwelle Nr.	QVW-gesamt		Sohlwiderstand (prim. u. sek.) und Flankenwiderstand		Sohlwiderstand				Flankenwiderstand		Vorkopfwiderstand	
					primär		sekundär					
Konsolidierung	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach
1	9,1	14,0	6,9	11,6	2,2	4,5	2,5	4,0	2,3	3,0	2,2	2,5
2	8,9	13,5	7,0	11,4	2,2	3,8	2,6	4,6	2,3	3,0	1,9	2,1
3	9,2	15,3	7,7	12,1	2,4	4,6	3,1	4,5	2,3	3,0	1,4	3,3
4	10,9	14,1	8,7	11,5	2,6	4,4	3,8	4,1	2,3	3,0	2,2	2,6
Mittelwert	9,5	14,2	7,6	11,6	2,3	4,3	3,0	4,3	2,3	3,0	2,0	2,6

Anteile des QVW von Schwellen B 70, besohlt mit G04 V03, Schotter Typ B (alternative Methode)												
Schwelle Nr.	QVW-gesamt		Sohl-(prim.) und Vorkopfwiderstand		Sohlwiderstand				Flankenwiderstand		Vorkopfwiderstand	
					primär		sekundär					
Konsolidierung	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach	vor	nach
1	9,1	14,0	4,0	6,7	2,2	4,5	2,8	4,3	2,3	3,0	1,8	2,2
2	8,9	13,5	4,2	6,8	2,2	3,8	2,4	3,7	2,3	3,0	2,0	3,0
3	9,2	15,3	4,0	7,1	2,4	4,6	2,9	5,2	2,3	3,0	1,6	2,5
4	10,9	14,1	4,3	6,6	2,6	4,4	4,3	4,5	2,3	3,0	1,8	2,2
Mittelwert	9,5	14,2	4,1	6,8	2,3	4,3	3,1	4,4	2,3	3,0	1,8	2,5

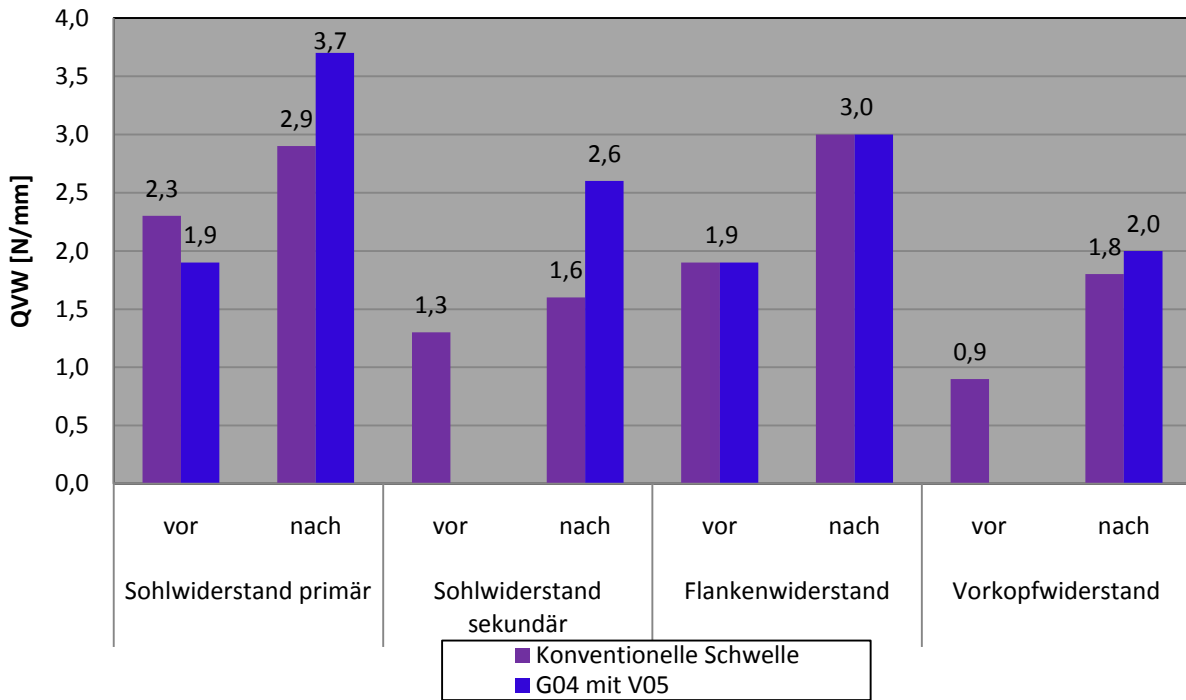
Gemittelte absolute und prozentuale Anteile des QVW (2 mm) in Abhängigkeit von der Sohlenart, Schotterqualität und Messort, unkonsolidierter Oberbauzustand

Versuchsort	Versuchsrandbedingungen	statische Querverschiebewiderstandsanteile									
		Sohlwiderstand				Flankenwiderstand		Vorkopfwiderstand		Gesamtwiderstand	
		primär		sekundär							
		[N/mm]	[%]	[N/mm]	[%]	[N/mm]	[%]	[N/mm]	[%]	[N/mm]	[%]
Labor	Schotter Typ A, unbesohlte Schwellen B70	2,3	36%	1,3	20%	1,9	30%	0,9	14%	6,4	100%
	Schotter Typ A, B70 mit Sohle G04 V05	1,9	23%	-	-	1,9	23%	-	-	8,3	100%
	Schotter Typ B, unbesohlte Schwellen B70	2,5	30%	1,8	22%	2,3	27%	1,7	21%	8,3	100%
	Schotter Typ B, B70 mit Sohle G04 V05	2,7	29%	2,1	23%	2,3	25%	2,1	22%	9,2	100%
	Schotter Typ B, B70 mit Sohle G04 V03	2,3	25%	3,0	31%	2,3	24%	2,0	20%	9,5	100%
	Schotter Typ B, B70 mit Sohle Paul Müller	2,5	26%	-	-	2,3	24%	-	-	9,6	100%
Betriebsgleis	DB: Schotter wie Schotter Typ B, unbesohlte Schwellen B70	-	-	-	-	-	-	-	-	8,6	100%
	DB: Schotter wie Schotter B, B70 mit Sohle G04 V05	-	-	-	-	-	-	-	-	9,5	100%

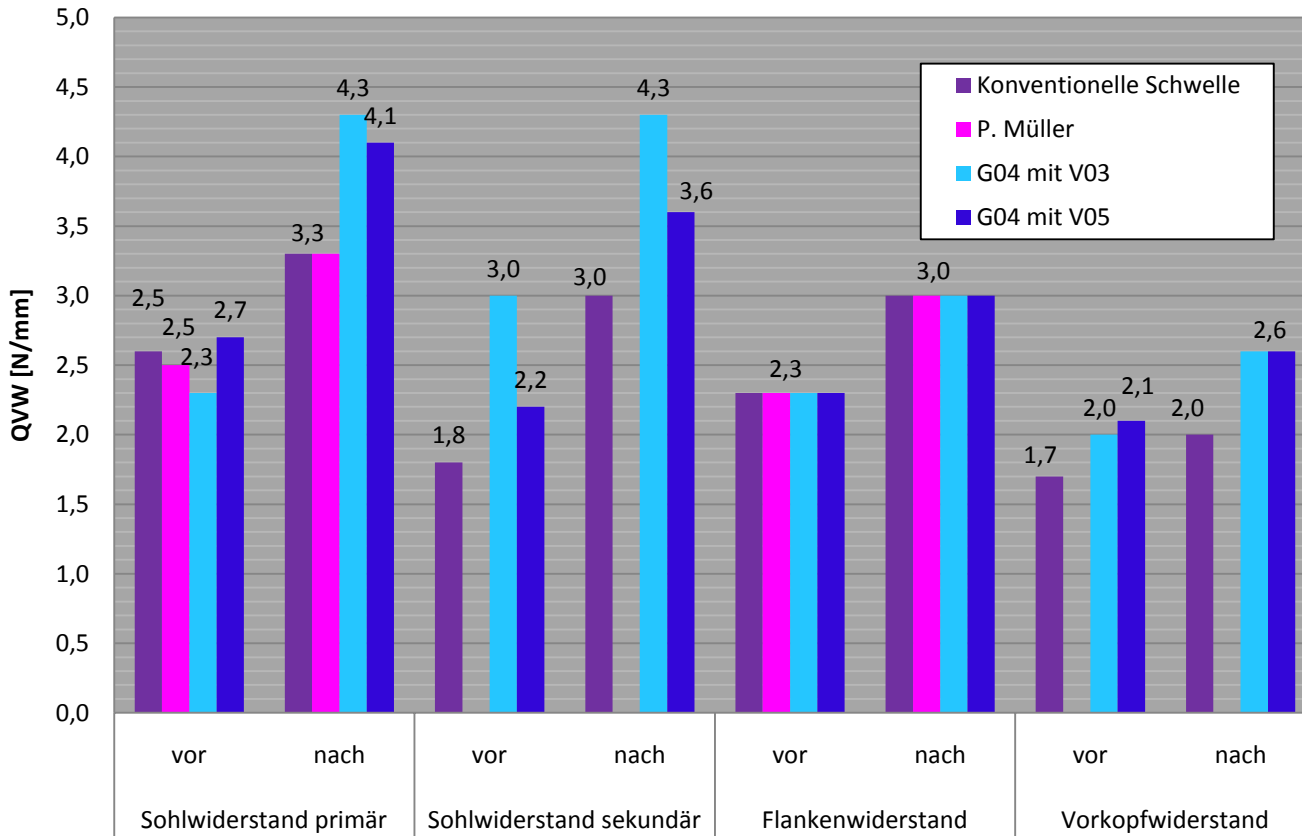
Anteile des QVW in Abhängigkeit vom Beschlungstyp und Konsolidierungszustand, Schotter Typ A und B

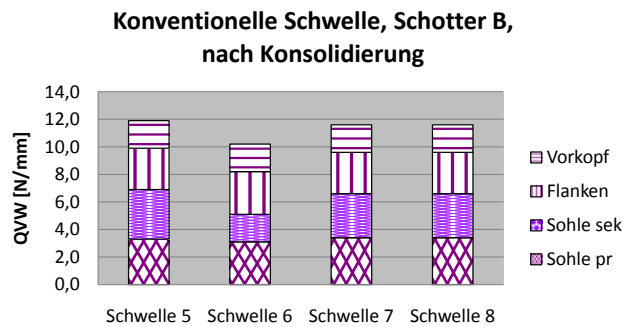
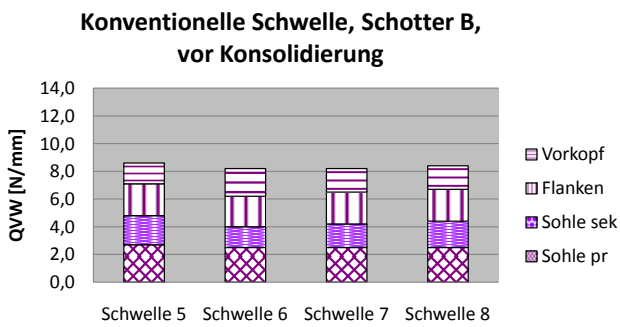
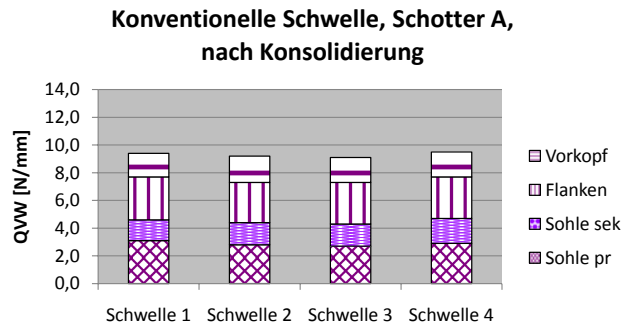
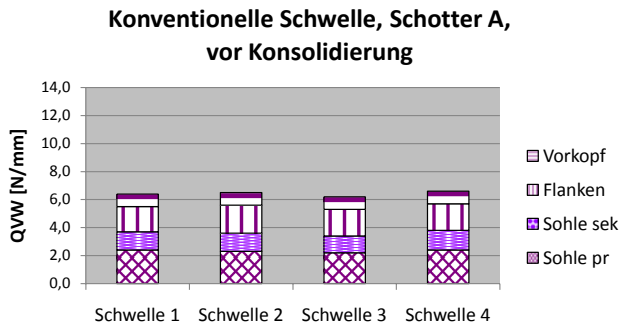
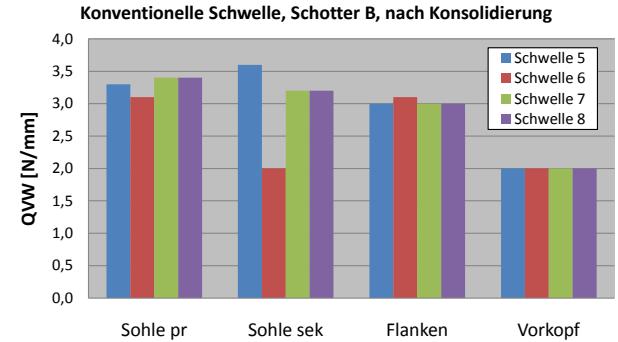
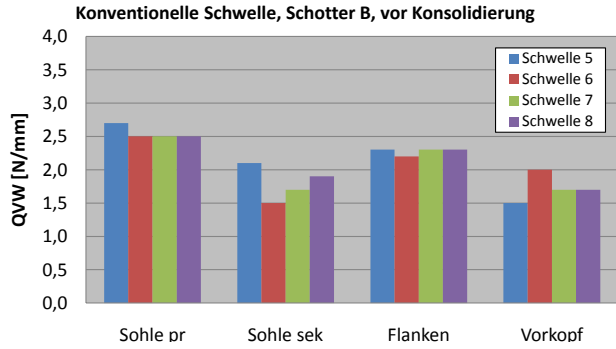
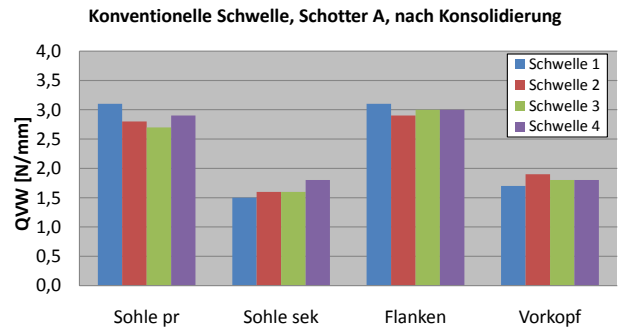
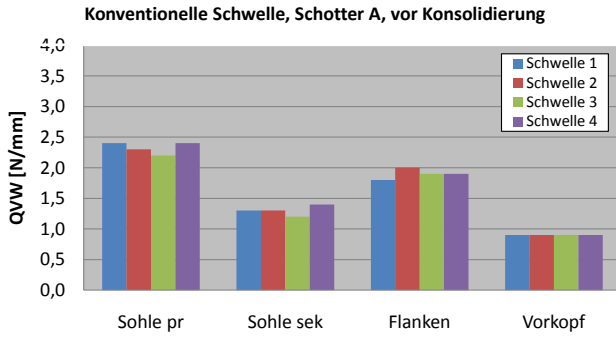


Anteile des QVW in Abhängigkeit vom Besohlungstyp und Konsolidierungszustand, Schotter Typ A

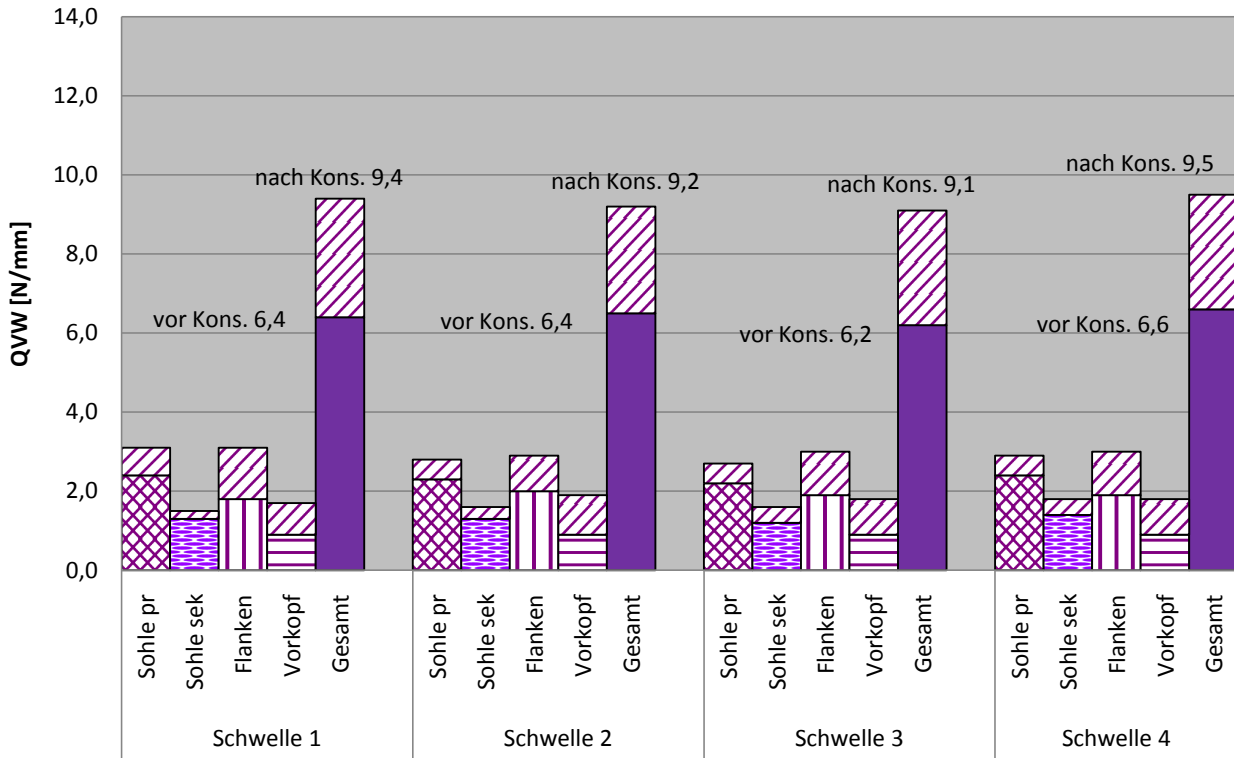


Anteile des QVW in Abhängigkeit vom Besohlungstyp und Konsolidierungszustand, Schotter Typ B

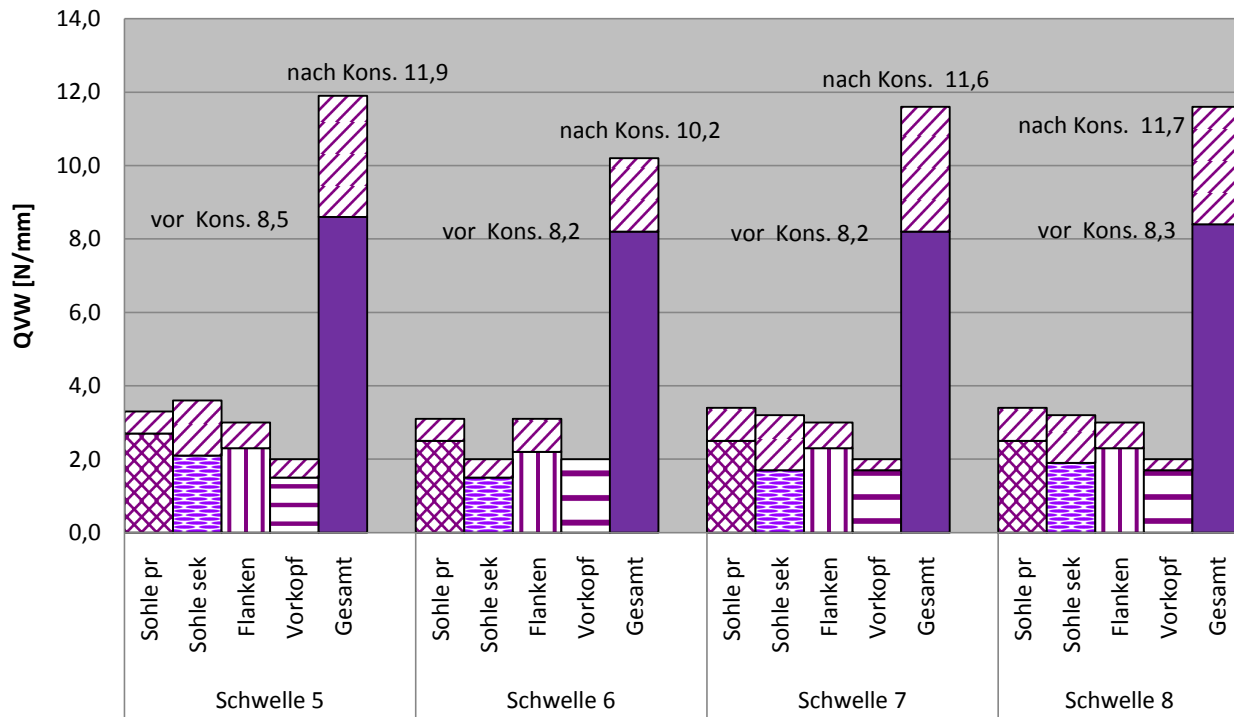




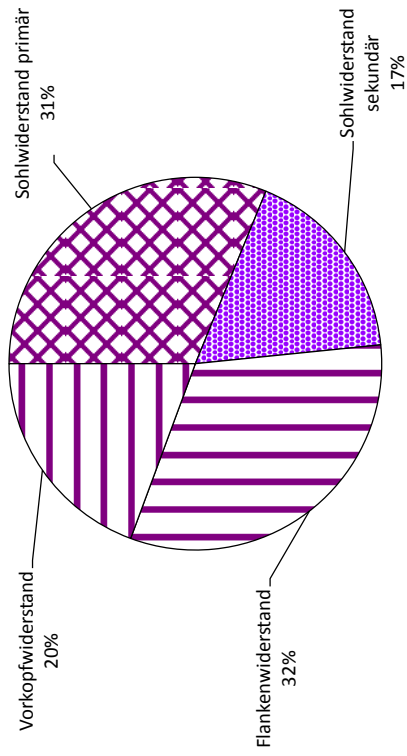
Konventionelle Schwelle, Schotter A, vor und nach Konsolidierung



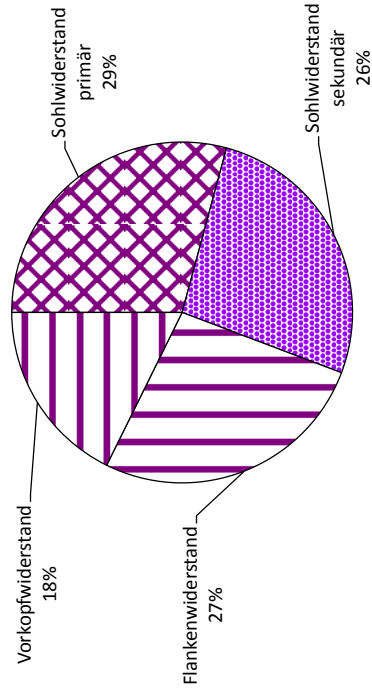
Konventionelle Schwelle, Schotter B, vor und nach Konsolidierung



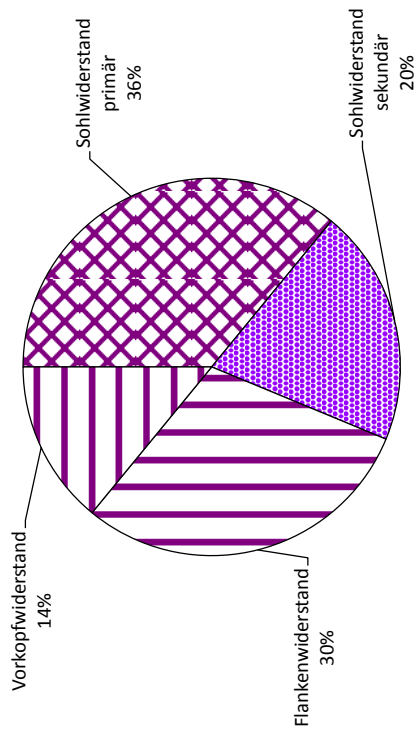
Konventionelle Schwelle, Shotter A, nach Konsolidierung



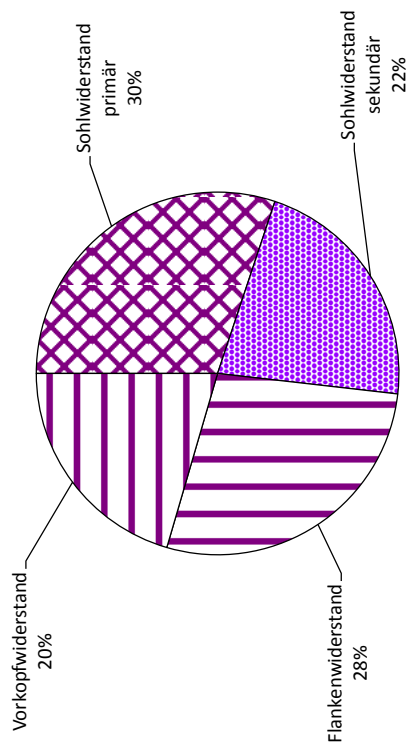
Konventionelle Schwelle, Shotter B, nach Konsolidierung



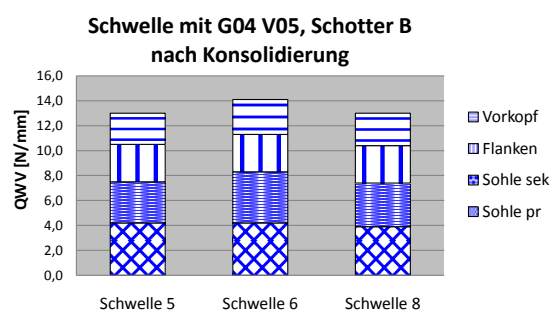
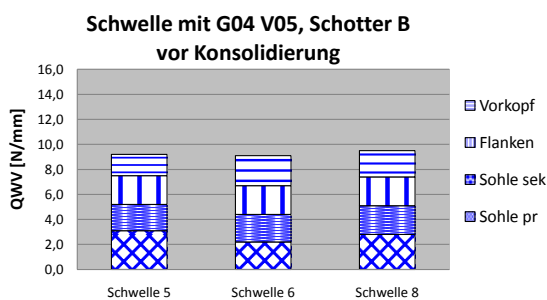
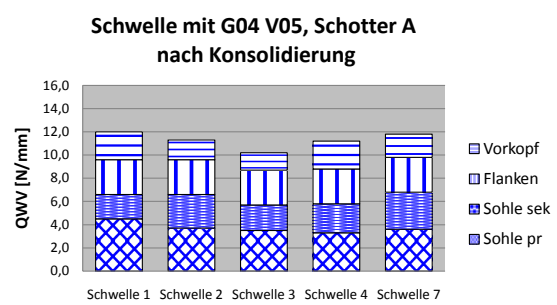
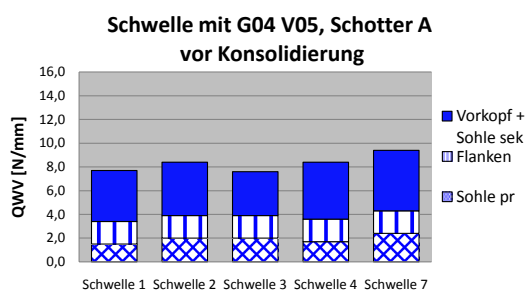
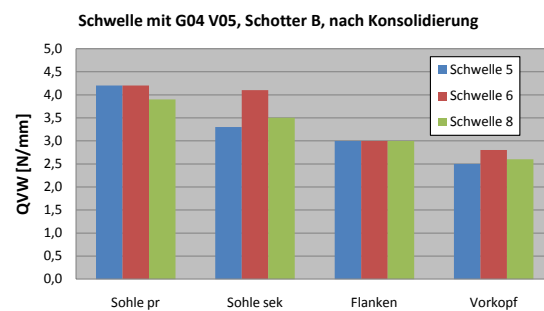
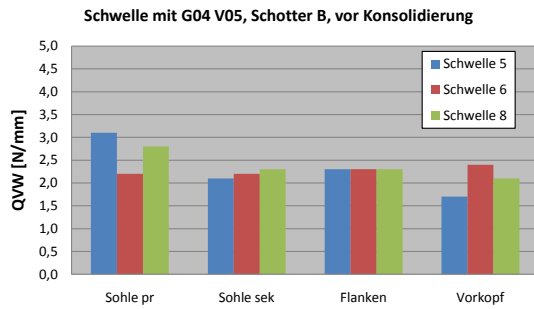
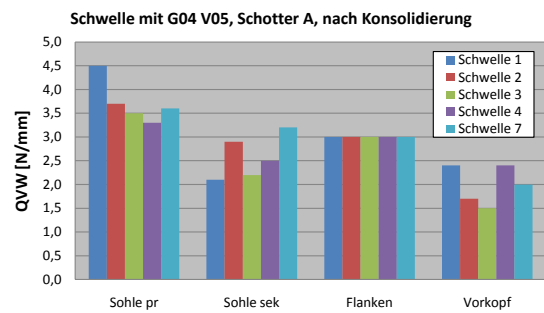
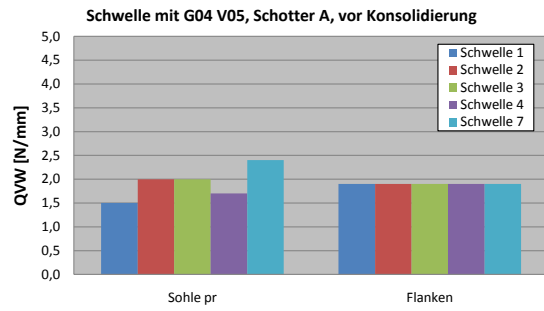
Konventionelle Schwelle, Shotter A, vor Konsolidierung

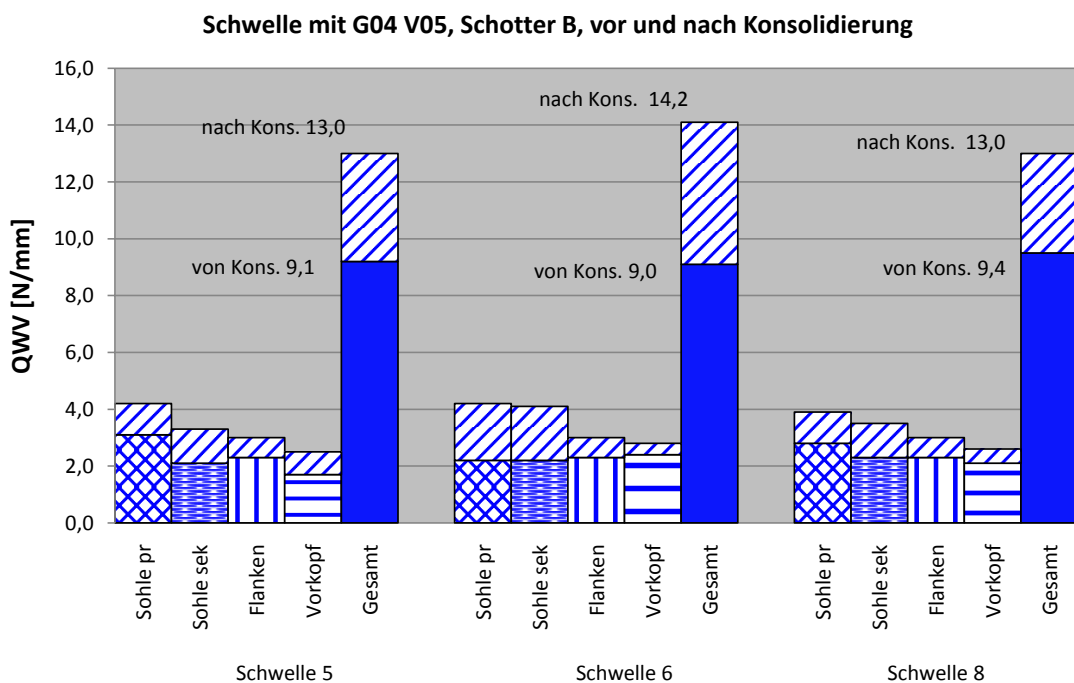
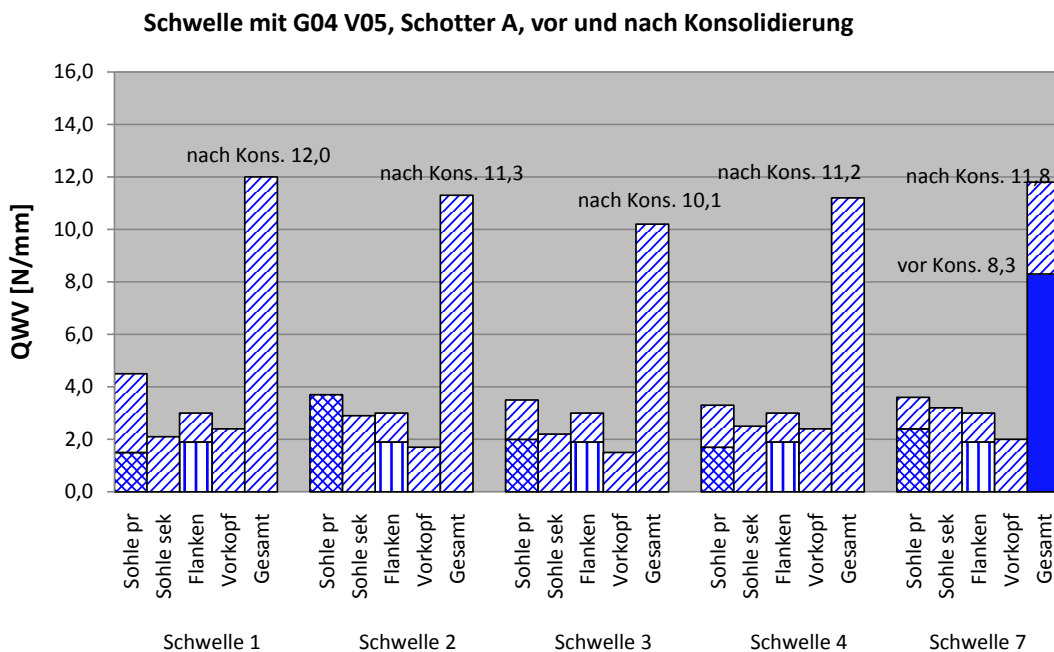


Konventionelle Schwelle, Shotter B, vor Konsolidierung

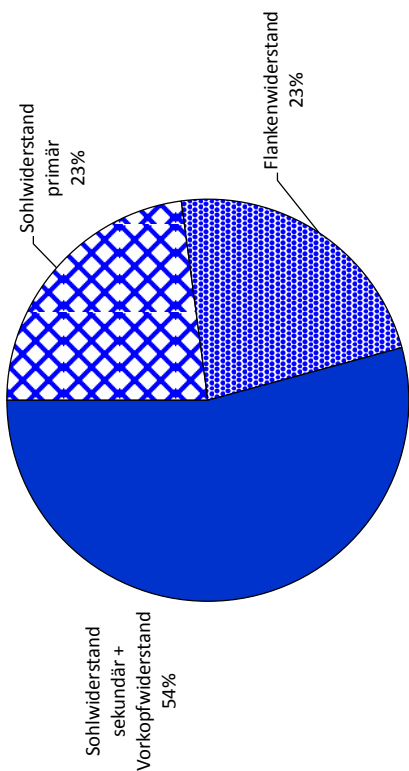


Anteile des QVW der einzelnen besohlenen Schwellen (G04 V05) in Abhängigkeit vom Konsolidierungszustand und der Schotterart

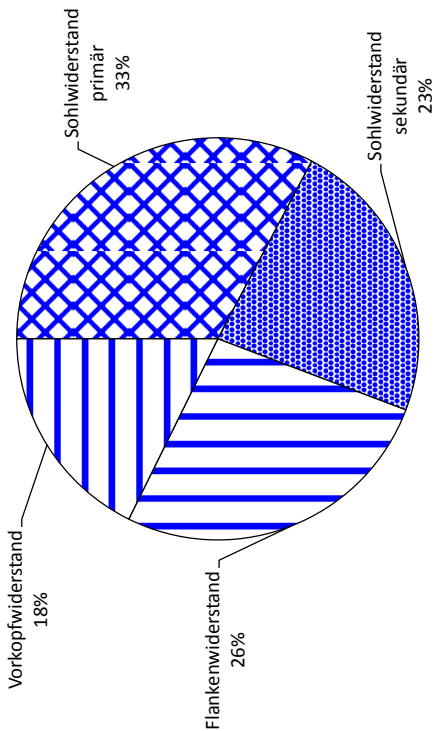




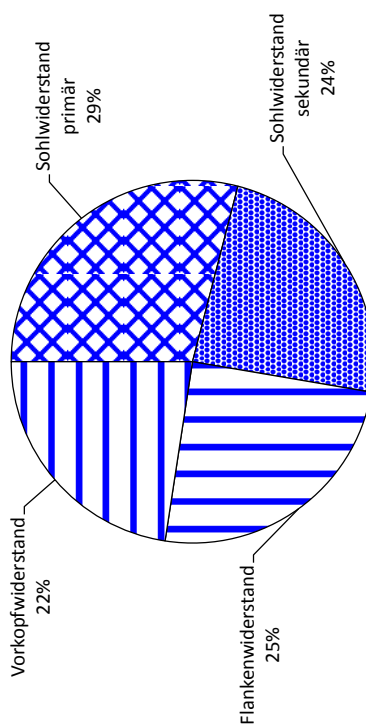
Schwelle mit G04 V05, Schotter A, vor Konsolidierung



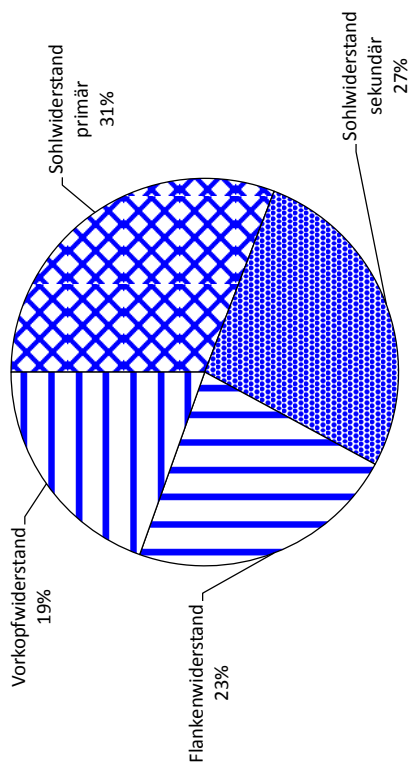
Schwelle mit G04 V05, Schotter A, nach Konsolidierung



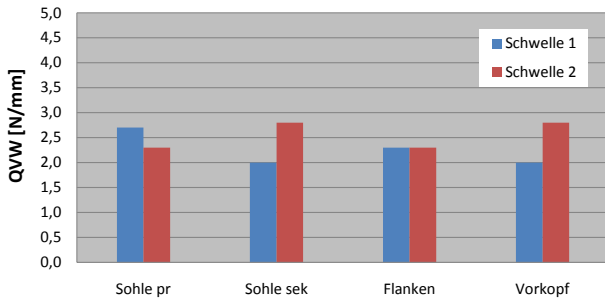
Schwelle mit G04 V05, Schotter B, vor Konsolidierung



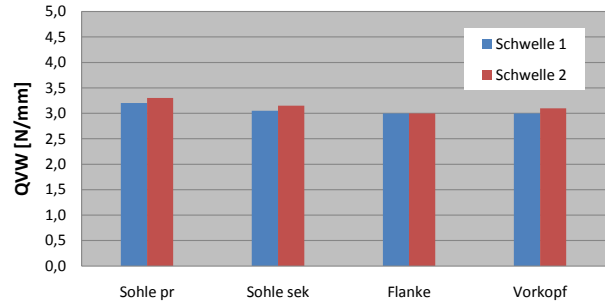
Schwelle mit G04 V05, Schotter B, nach Konsolidierung



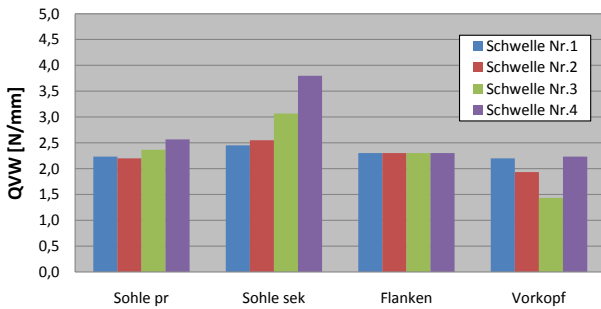
Schwelle mit P. Müller, Schotter B, vor Konsolidierung



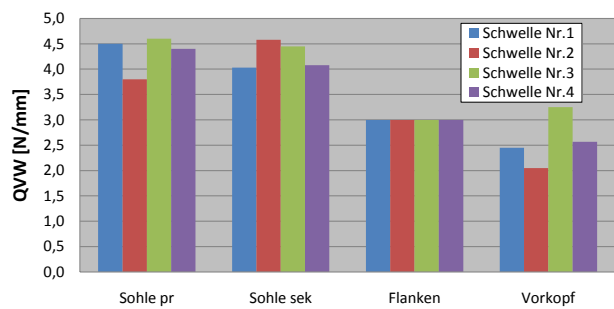
Schwelle mit P. Müller, Schotter B, nach Konsolidierung



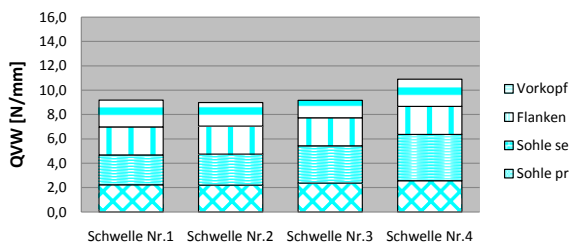
Schwelle mit G04 V03, Schotter B, vor Konsolidierung



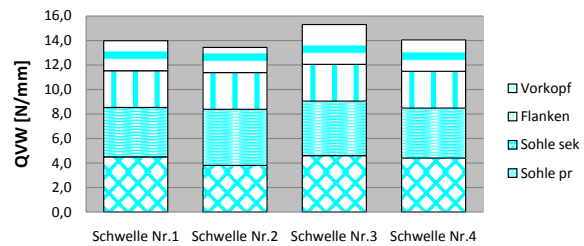
Schwelle mit G04 V03, Schotter B, nach Konsolidierung



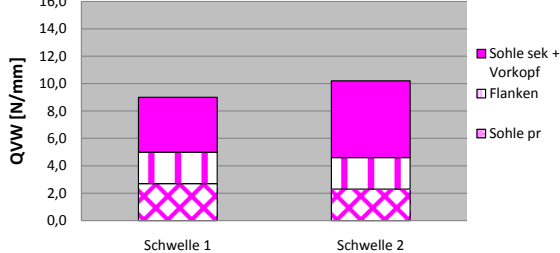
Schwelle mit G04 V03, Schotter B, vor Konsolidierung



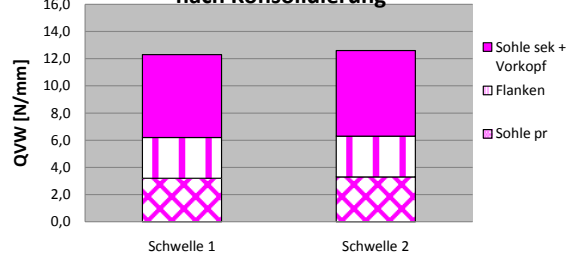
Schwelle mit G04 V03, Schotter B, nach Konsolidierung



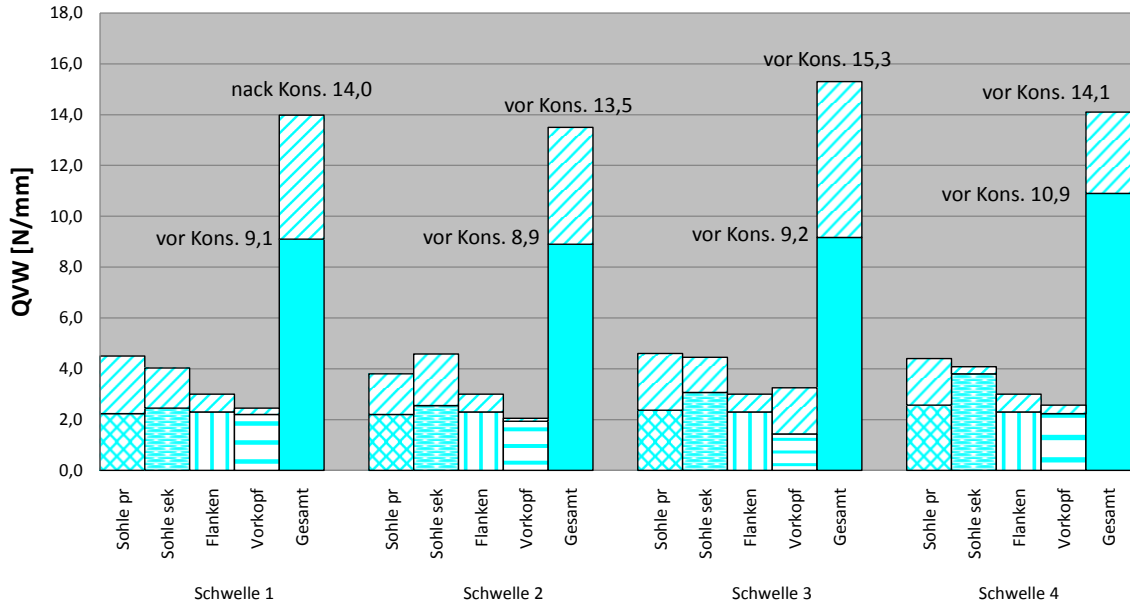
Schwelle mit P. Müller, Schotter B, vor Konsolidierung



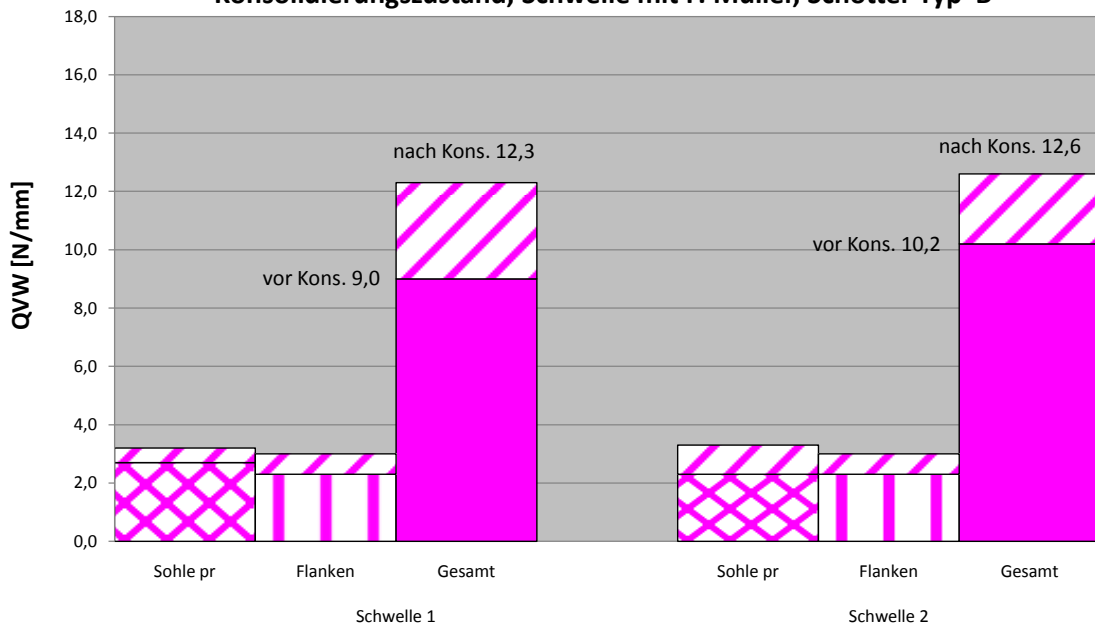
Schwelle mit P. Müller, Schotter B, nach Konsolidierung



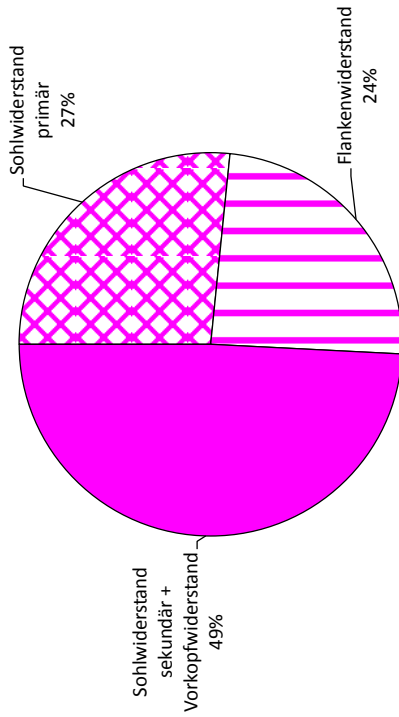
Anteile des QVW in Abhängigkeit vom Beschlungstyp und Konsolidierungszustand, Schwelle mit G04 V03, Schotter Typ B



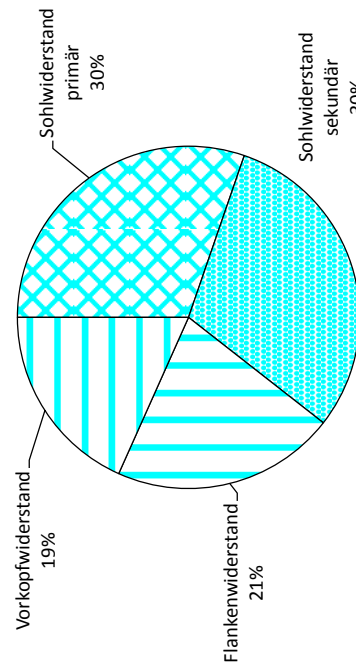
Anteile des QVW in Abhängigkeit vom Beschlungstyp und Konsolidierungszustand, Schwelle mit P. Müller, Schotter Typ B



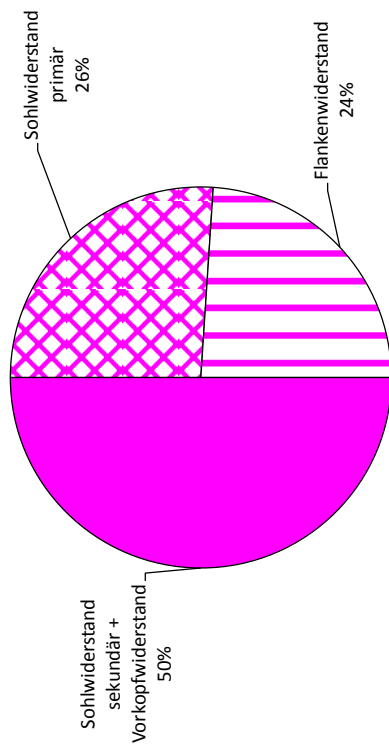
Schwelle mit P. Müller, Schotter B, nach Konsolidierung



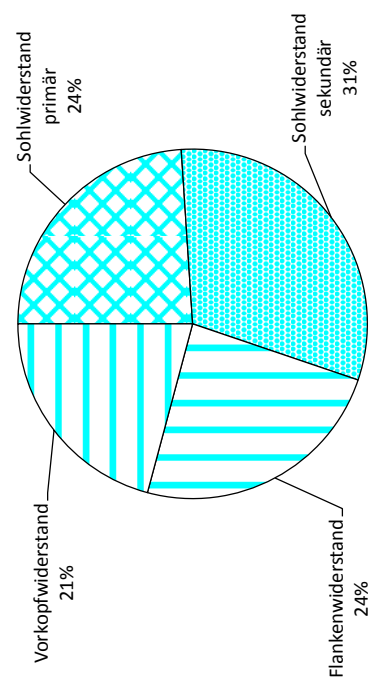
Schwelle mit G04 V03, Schotter B, nach Konsolidierung

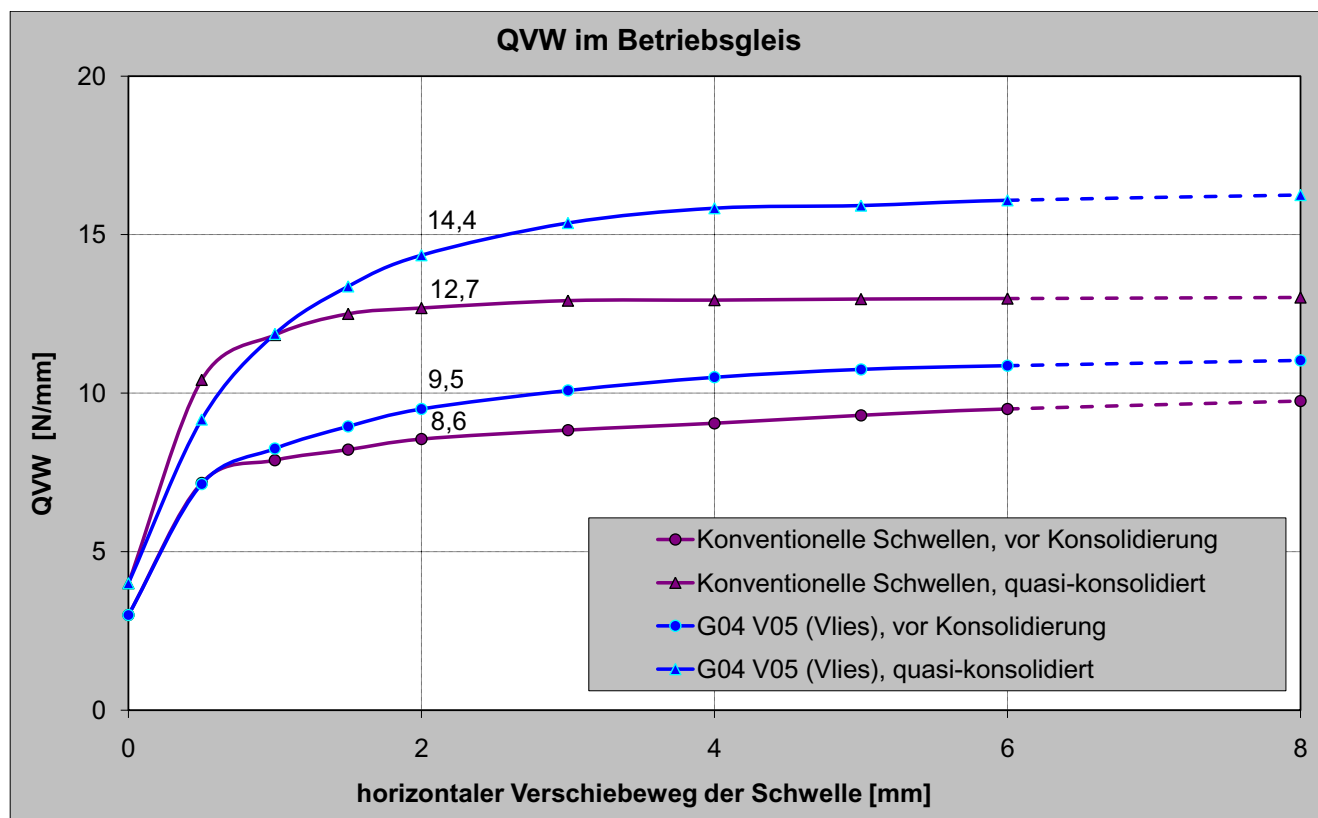


Schwelle mit P. Müller, Schotter B, vor Konsolidierung



Schwelle mit G04 V03, Schotter B, vor Konsolidierung





QVW-gesamt (Mittelwert) von Schwellen B 70 mit G04 V05, vor Konsolidierung										
Weg [mm]	0	0,5	1	1,5	2	3	4	5	6	8
Kraft [kN]	1,8	4,28	4,95	5,37	5,7	6,05	6,3	6,45	6,52	6,62
QVW [N/mm]	3,0	7,1	8,3	9,0	9,5	10,1	10,5	10,8	10,9	11,0
	32%	75%	87%	94%	100%	106%	111%	113%	114%	116%

QVW-gesamt (Mittelwert) von Schwellen B 70 mit G04 V05, quasi-konsolidierter Zustand										
Weg [mm]	0	0,5	1	1,5	2	3	4	5	6	8
Kraft [kN]	2,4	5,5	7,12	8,02	8,61	9,22	9,5	9,55	9,65	9,75
QVW [N/mm]	4,0	9,2	11,9	13,4	14,4	15,4	15,8	15,9	16,1	16,3
	28%	64%	83%	93%	100%	107%	110%	111%	112%	113%

QVW-gesamt (Mittelwert) mit konventionellen Schwellen B 70, vor Konsolidierung										
Weg [mm]	0	0,5	1	1,5	2	3	4	5	6	8
Kraft [kN]	1,8	4,3	4,73	4,93	5,13	5,3	5,43	5,58	5,7	5,85
QVW [N/mm]	3,0	7,2	7,9	8,2	8,6	8,8	9,1	9,3	9,5	9,8
	35%	84%	92%	96%	100%	103%	106%	109%	111%	114%

QVW-gesamt (Mittelwert) mit konventionellen Schwellen B 70, quasi-konsolidierter Zustand										
Weg [mm]	0	0,5	1	1,5	2	3	4	5	6	8
Kraft [kN]	2,4	6,25	7,1	7,5	7,61	7,75	7,76	7,78	7,79	7,81
QVW [N/mm]	4,0	10,4	11,8	12,5	12,7	12,9	12,9	13,0	13,0	13,0
	32%	82%	93%	99%	100%	102%	102%	102%	102%	103%

Bestimmung des Bettungsmoduls des Untergrundes im Betriebsgleis

Fläche der Sohle (bezogen auf einen Stützpunkt)		F _{so} =	285000	mm ²	Ix Schiene	60 E2	I _x =	30340000	mm ⁴
					Schwellenabstand		a=	600	mm
Federziffer des Schotters		c _{scho} =	100	kN/mm					
Achslast statisch		RZ:	140	kN					
Radlastverlagerung im Bogen			0	%					
Faktor für Gleislage		n=	0,10						
Geschwindigkeitsbeiwert		phi=	1,08	phi >= 1!					
Statistische Sicherheit		t=	1,65						
Zuschlag			1,18						
Radlast für Berechnung nach Zimmermann		RZ: Q=	82,5	kN					
Bettungsmodul des Untergrundes [N/mmi]	Federziffer des Untergrundes [kN/mm]	Federziffer des Oberbaus bezogen auf Stützpunkt [kN/mm]	elastische Länge	Einsenkung [mm]					
0,2	54,2	35,1	812,3	0,87					

Gleislage	n	z.B. bei
sehr gut	0,10	NBS,ABS,Haptabfuhrstrecken
gut	0,15	Nebenfernstrecken S-Bahn
schlecht	0,20	sonstige durchgehende Hauptgleise
sehr schlecht	0,25	

Geschwindigkeitsbeiwert		
	V	phi >= 1!
Reisezug	90	1,08

Statistische Sicherheit				
P [%]	68,3	90,0	95,0	99,7
t	1,00	1,65	1,96	3,00

Fläche der Sohle (bezogen auf einen Stützpunkt)		F _{so} =	272000	mm ²	Ix Schiene	60 E2	I _x =	3E+07	mm ⁴
					Schwellenabstand		a=	600	mm
Federziffer von Schotter und Untergrund		c _u =	33,5	kN/mm					
Achslast statisch		RZ:	140	kN					
Radlastverlagerung im Bogen			0	%					
Faktor für Gleislage		n=	0,10						
Geschwindigkeitsbeiwert		phi=	1,08	phi >= 1!					
Statistische Sicherheit		t=	1,65						
Zuschlag			1,18						
Radlast für Berechnung nach Zimmermann		RZ: Q=	82,5	kN					
Bettungsmodul der Sohle [N/mmi]	Federziffer der Sohle [kN/mm]	Federziffer des Oberbaus bezogen auf Stützpunkt [kN/mm]	elastische Länge	Einsenkung [mm]					
0,086	23,5	13,8	1025,8	1,75					

Gleislage	n	z.B. bei
sehr gut	0,10	NBS,ABS,Haptabfuhrstrecken
gut	0,15	Nebenfernstrecken S-Bahn
schlecht	0,20	sonstige durchgehende Hauptgleise
sehr schlecht	0,25	

Geschwindigkeitsbeiwert		
	V	phi >= 1!
Reisezug	90	1,08

Statistische Sicherheit				
P [%]	68,3	90,0	95,0	99,7
t	1,00	1,65	1,96	3,00

G04 V05 (Gleis): C_{NSP} = 0,115 N/mm³
 G04 V05 (Labor): C_{NSP} = 0,08 N/mm³

Nach 60.000 Lw im Schotterbett (Schwelle eingeschottert):
 Nach 60.000 Lw im Schotterbett (Schwelle eingeschottert):

C ~ 0,086 N/mm³
 C ~ 0,060 N/mm³ (s. Tab. 2.8)

Versteifung: 0,115/0,086 = 1,33!
 Versteifung: 0,08/0,06 = 1,33!

Beispiel zur rechnerischen Ermittlung der Anteile des LVW (10 mm) der Schwelle B 75 aus dem QVW (2 mm) der Schwelle B 75, unkonsolidierter Schotter Typ B

Umrechnungsfaktoren der Anteile des QVW für unbesohlte Schwellen und unkonsolidierter Schotter Typ B (s. Anl. 29):

- Umrechnungsfaktor Sohle (primär) = $3,7 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor Sohle (sekundär) = $59,4 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^3$
- Umrechnungsfaktor beider Schwellenflanken = $2,5 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor eines Schwellenkopfes = $40,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$

Anteile des QVW (2 mm) der unbesohnten Schwelle B 75 (s. Anl. 29):

- Sohlwiderstand (primär, Anteil Fläche) = $3,3 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (primär, Anteil Pressung) = $0,4 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (primär) = $3,3 + 0,4 = 3,7 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (sekundär) = $2,2 \text{ N/mm}$
- Flankenwiderstand = $2,8 \text{ N/mm}$
- Vorkopfwiderstand = $2,2 \text{ N/mm}$
- QVW-gesamt = $3,7 + 2,2 + 2,8 + 2,2 = \underline{10,9 \text{ N/mm}}$ (unkonsolidierter Schotter Typ B)

Herleitung des LVW (10 mm) der unbesohnten Schwelle B 75:

- LVW-gesamt = $\underline{18,0 \text{ N/mm}}$ (gemessen, unkonsolidierter Schotter Typ B)
- Sohlwiderstand (primär) = $3,7 \text{ N/mm}$ (= Sohlwiderstand primär vom QVW)
- Sohlwiderstand (sekundär) = $2,2 \text{ N/mm}$ (= Sohlwiderstand sekundär vom QVW)

Der Umrechnungsfaktor des Flankenwiderstands ($2,5 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$) wird auf dem Vorkopfwiderstand übertragen, da jetzt die Vorkopfflächen parallel zur Verschiebungsrichtung der Schwelle liegen. Dabei leisten beide Vorkopfflächen ($0,11 \text{ m}^2$) Widerstand beim Verschiebungsvorgang. Der Umrechnungsfaktor ist wegen der ausreichend große Fläche beider Schwellenflanken repräsentativ:

$$\text{- Vorkopfwiderstand} = 2,5 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,11 \text{ m}^2 = 0,3 \text{ N/mm}$$

Der Umrechnungsfaktor des Vorkopfwiderstands ($40,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$) soll auf dem Flankenwiderstand übertragen werden, da jetzt die Flankenflächen quer zur Verschiebungsrichtung der Schwelle liegen. Dabei leistet nur eine der Flankenflächen ($0,56 \text{ m}^2$) Widerstand beim Verschiebungsvorgang. Jedoch ist der Umrechnungsfaktor wegen der sehr kleinen Fläche eines Schwellenkopfes für größere Flächen nicht repräsentativ. Somit wird der Flankenwiderstand der Schwelle B 75 aus der Differenz des gemessenen LVW-gesamt ($18,0 \text{ N/mm}$) und der restlichen drei Anteile abgeleitet:

$$\text{- Flankenwiderstand} = 18,0 - (3,7 + 2,2 + 0,3) = 11,9 \text{ N/mm}$$

Somit ergibt sich ein neuer Umrechnungsfaktor für den Flankenwiderstand des LVW:

$$\text{- Umrechnungsfaktor einer Schwellenflanke} = 11,9 \text{ N/mm} / 0,56 \text{ m}^2 = 21,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$$

Beispiel zur rechnerischen Ermittlung der Anteile des LVW (10 mm) der Schwelle B 70
aus dem LVW (10 mm) der Schwelle B 75, unkonsolidierter Schotter Typ B

Umrechnungsfaktoren der Anteile des LVW für unbesohlte Schwellen und unkonsolidierter Schotter Typ B (s. Anl. 60):

- Umrechnungsfaktor Sohle (primär) = $3,7 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor Sohle (sekundär) = $59,4 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^3$
- Umrechnungsfaktor einer Schwellenflanke = $21,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor beider Schwellenköpfe = $2,5 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$

Daten der unbesohnten Schwelle B 70:

- volle Schwellensohlfläche = $0,68 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Volumen des aufliegenden Schotters = $0,03 \text{ m}^3$ (gemessen)
- Fläche einer Schwellenflanke = $0,46 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Seitenfläche beider Schwellenköpfe = $0,08 \text{ m}^2$ (gemessen)

Herleitung des LVW der unbesohnten Schwelle B 70:

- Sohlwiderstand (primär) = $3,7 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,68 \text{ m}^2 = 2,5 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (sekundär) = $59,4 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^3 \cdot 0,03 \text{ m}^3 = 1,8 \text{ N/mm}$
- Flankenwiderstand = $21,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,46 \text{ m}^2 = 9,7 \text{ N/mm}$
- Vorkopfwiderstand = $2,5 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,08 \text{ m}^2 = 0,2 \text{ N/mm}$
- LVW-gesamt = $2,5 + 1,8 + 9,7 + 0,2 = \underline{14,2 \text{ N/mm}}$ (unkonsolidierter Schotter Typ B)

Beispiel zur rechnerischen Ermittlung der Anteile des LVW (10 mm) der Schwelle B 70 aus dem QVW (2 mm) der Schwelle B 70, konsolidierter Schotter Typ B

Umrechnungsfaktoren der Anteile des QVW für unbesohlte Schwellen und konsolidierter Schotter Typ B (s. Anl. 30):

- Umrechnungsfaktor Sohle (primär) = $4,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor Sohle (sekundär) = $99,0 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^3$
- Umrechnungsfaktor beider Schwellenflanken = $3,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor eines Schwellenkopfes = $48,1 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$

Anteile des QVW (2 mm) der unbesohnten Schwelle B 70 (s. Anl. 30):

- Sohlwiderstand (primär) = $3,3 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (sekundär) = $3,0 \text{ N/mm}$
- Flankenwiderstand = $3,0 \text{ N/mm}$
- Vorkopfwiderstand = $2,0 \text{ N/mm}$
- QVW-gesamt = $3,3 + 3,0 + 3,0 + 2,0 = \underline{11,3 \text{ N/mm}}$ (konsolidierter Schotter Typ B)

Herleitung des LVW (10 mm) der unbesohnten Schwelle B 70:

- QVW-gesamt (unkonsolidiert) = $\underline{8,3 \text{ N/mm}}$ (s. Anl. 29)
- QVW-gesamt (konsolidiert) = $\underline{11,3 \text{ N/mm}}$ (s. Anl. 30)
- LVW-gesamt (unkonsolidiert) = $\underline{14,2 \text{ N/mm}}$ (s. Anl. 61)

Da keine Messungen des LVW-gesamt (konsolidiert) mit der Schwelle B 70 vorliegen, wurde die beim QVW festgestellte Zunahme des Widerstandes infolge der Konsolidierung auf dem LVW übertragen:

- LVW-gesamt (konsolidiert) = $(11,3/8,3) \cdot 14,2 = \underline{19,3 \text{ N/mm}}$ (konsolidierter Schotter Typ B)

- Sohlwiderstand (primär) = $3,3 \text{ N/mm}$ (= Sohlwiderstand primär vom QVW)
- Sohlwiderstand (sekundär) = $3,0 \text{ N/mm}$ (= Sohlwiderstand sekundär vom QVW)

Der Umrechnungsfaktor des Flankenwiderstands ($3,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$) wird auf dem Vorkopfwiderstand übertragen, da jetzt die Vorkopfflächen parallel zur Verschiebungsrichtung der Schwelle liegen. Dabei leisten beide Vorkopfflächen ($0,08 \text{ m}^2$) Widerstand beim Verschiebungsvorgang. Der Umrechnungsfaktor ist wegen der ausreichend große Fläche beider Schwellenflanken repräsentativ:

- Vorkopfwiderstand = $3,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,08 \text{ m}^2 = 0,3 \text{ N/mm}$

Der Umrechnungsfaktor des Vorkopfwiderstands ($48,1 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$) soll auf dem Flankenwiderstand übertragen werden, da jetzt die Flankenflächen quer zur Verschiebungsrichtung der Schwelle liegen. Dabei leistet nur eine der Flankenflächen ($0,46 \text{ m}^2$) Widerstand beim Verschiebungsvorgang. Jedoch ist der Umrechnungsfaktor wegen der sehr kleinen Fläche eines Schwellenkopfes für größere Flächen nicht repräsentativ. Somit wird der Flankenwiderstand der Schwelle B 75 aus der Differenz des gemessenen LVW-gesamt ($19,3 \text{ N/mm}$) und der restlichen drei Anteile abgeleitet:

- Flankenwiderstand = $19,3 - (3,3 + 3,0 + 0,3) = 12,7 \text{ N/mm}$

Somit ergibt sich ein neuer Umrechnungsfaktor für den Flankenwiderstand des LVW:

- Umrechnungsfaktor einer Schwellenflanke = $12,7 \text{ N/mm} / 0,46 \text{ m}^2 = 27,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$

Beispiel zur rechnerischen Ermittlung der Anteile des LVW (10 mm) der Schwelle B 75 aus dem LVW (10 mm) der Schwelle B 70, konsolidierter Schotter Typ B

Umrechnungsfaktoren der Anteile des LVW für unbesohlte Schwellen und konsolidierter Schotter Typ B (s. Anl. 62):

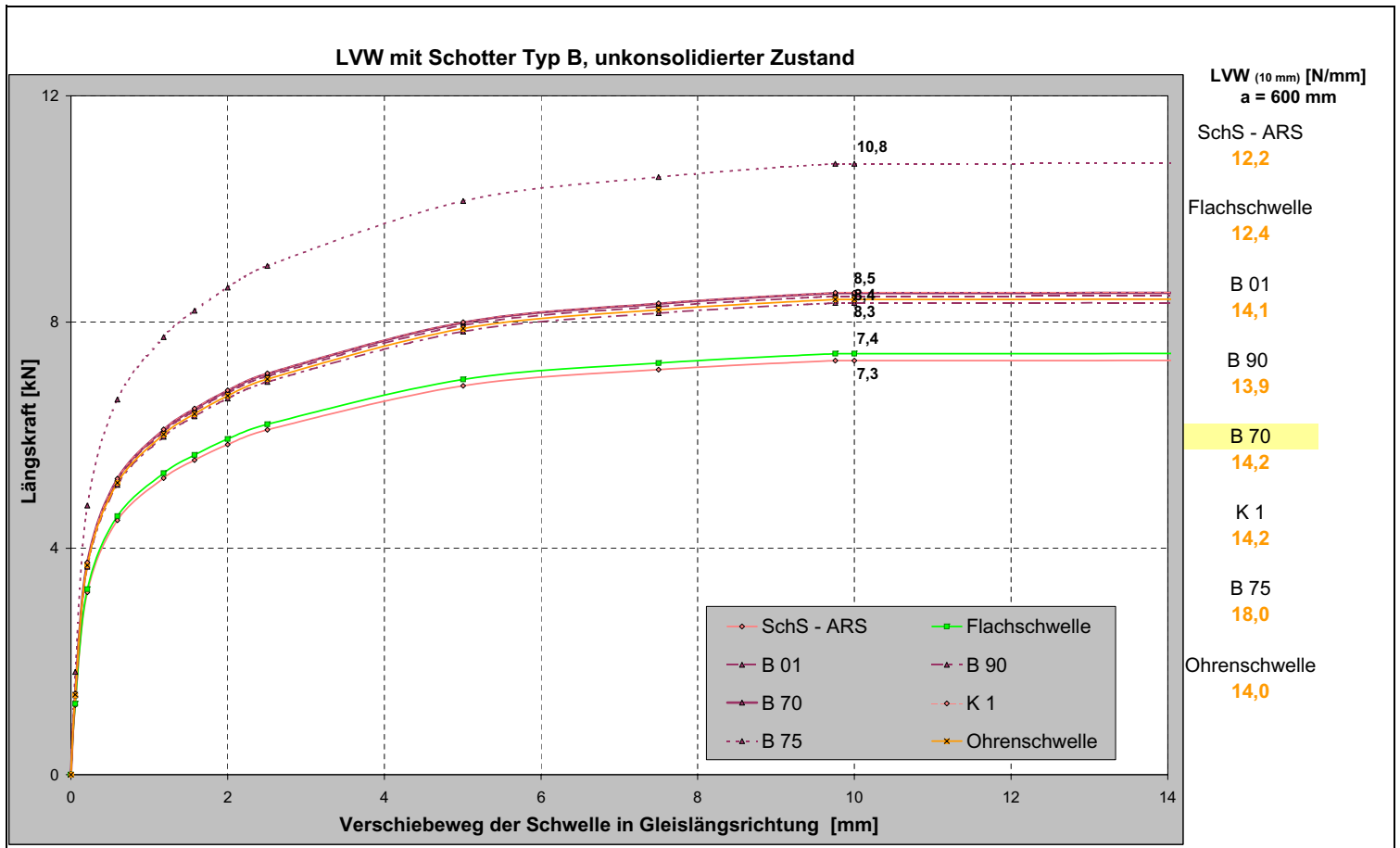
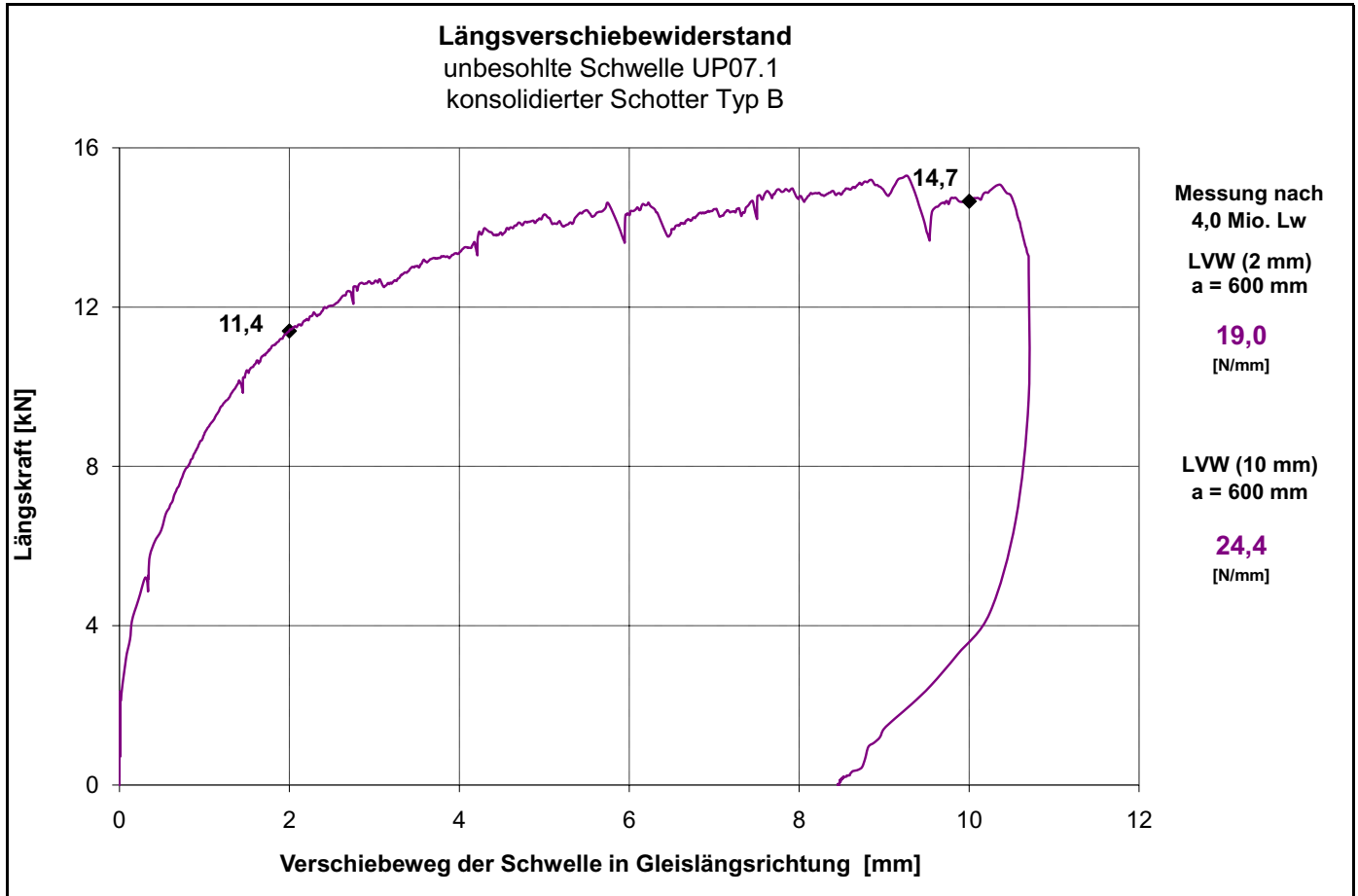
- Umrechnungsfaktor Sohle (primär) = $4,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor Sohle (sekundär) = $99,0 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^3$
- Umrechnungsfaktor einer Schwellenflanke = $27,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$
- Umrechnungsfaktor beider Schwellenköpfe = $3,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2$

Daten der unbesohnten Schwelle B 75 (s. Anl. 29):

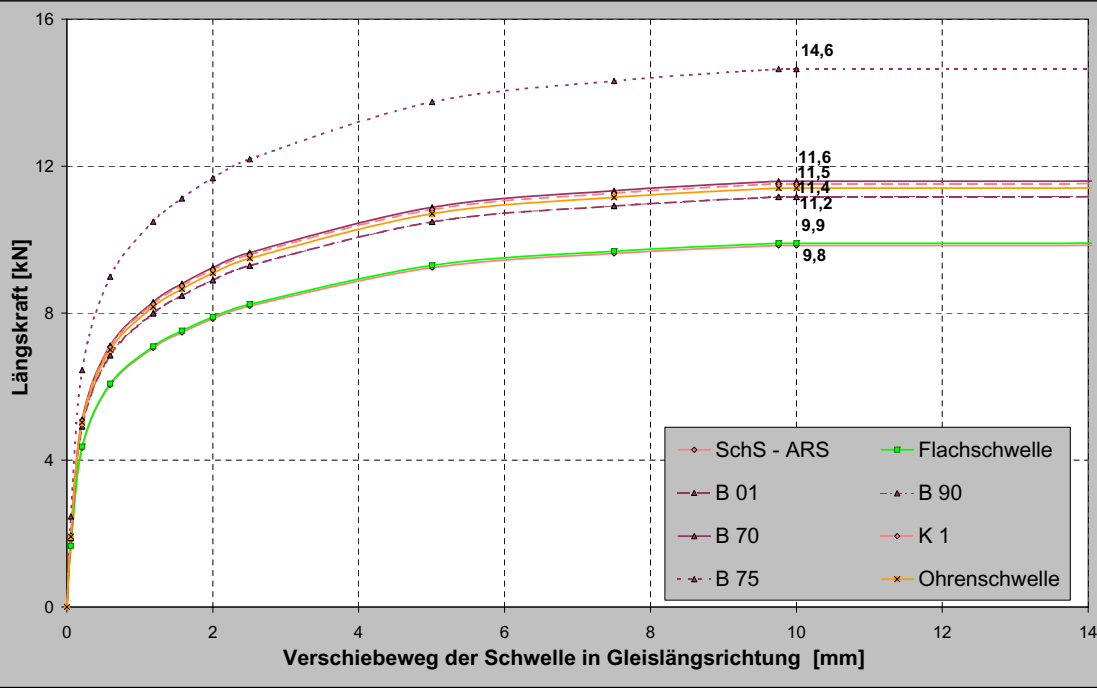
- volle Schwellensohlfläche = $0,89 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Volumen des aufliegenden Schotters = $0,04 \text{ m}^3$ (gemessen)
- Fläche einer Schwellenflanke = $0,56 \text{ m}^2$ (gemessen)
- Seitenfläche beider Schwellenköpfe = $0,11 \text{ m}^2$ (gemessen)

Herleitung des LVW der unbesohnten Schwelle B 75:

- Sohlwiderstand (primär, Anteil Fläche) = $4,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,89 \text{ m}^2 = 4,3 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (primär, Anteil Pressung) = $0,5 \text{ N/mm}$ (s. Anl. 30)
- Sohlwiderstand (primär) = $4,3 + 0,5 = 4,8 \text{ N/mm}$
- Sohlwiderstand (sekundär) = $99,0 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^3 \cdot 0,04 \text{ m}^3 = 3,6 \text{ N/mm}$
- Flankenwiderstand = $27,9 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,56 \text{ m}^2 = 15,6 \text{ N/mm}$
- Vorkopfwiderstand = $3,3 \text{ N/mm}\cdot\text{m}^2 \cdot 0,11 \text{ m}^2 = 0,4 \text{ N/mm}$
- LVW-gesamt = $4,8 + 3,6 + 15,6 + 0,4 = \underline{24,4 \text{ N/mm}}$ (konsolidierter Schotter Typ B)



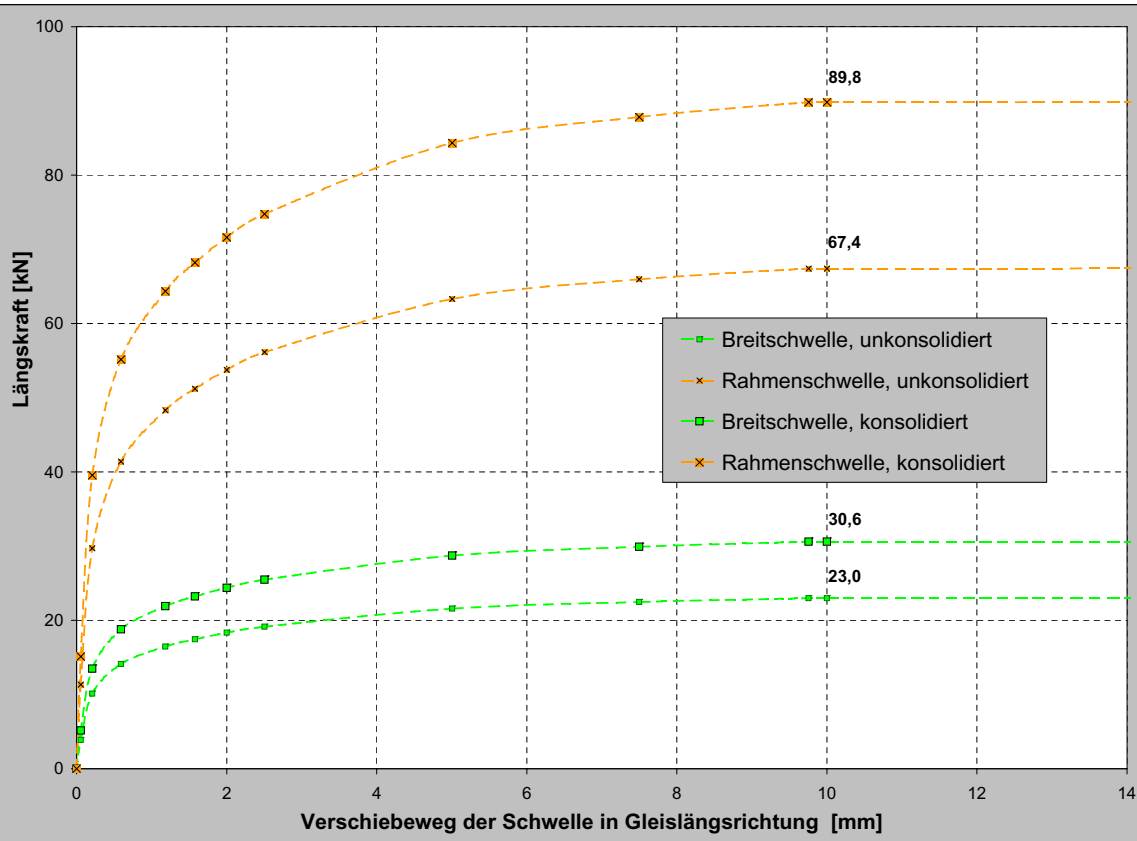
LVW mit Schotter Typ B, konsolidierter Zustand



LVW (10 mm) [N/mm]
a = 600 mm

SchS - ARS	16,4
Flachschielle	16,5
B 01	18,6
B 90	18,6
B 70	19,3
K 1	19,2
B 75	24,4
Ohrenschwelle	19,0

LVW mit Schotter Typ B, unkonsolidierter und konsolidierter Zustand für Breitschwelle und Rahmenschwelle



LVW (10 mm) [N/mm]
a = 600 mm, unkonsolidiert

Breitschwelle
38,3

LVW (10 mm) [N/mm]
a = 1000 mm, unkonsolidiert

Rahmenschwelle
67,4

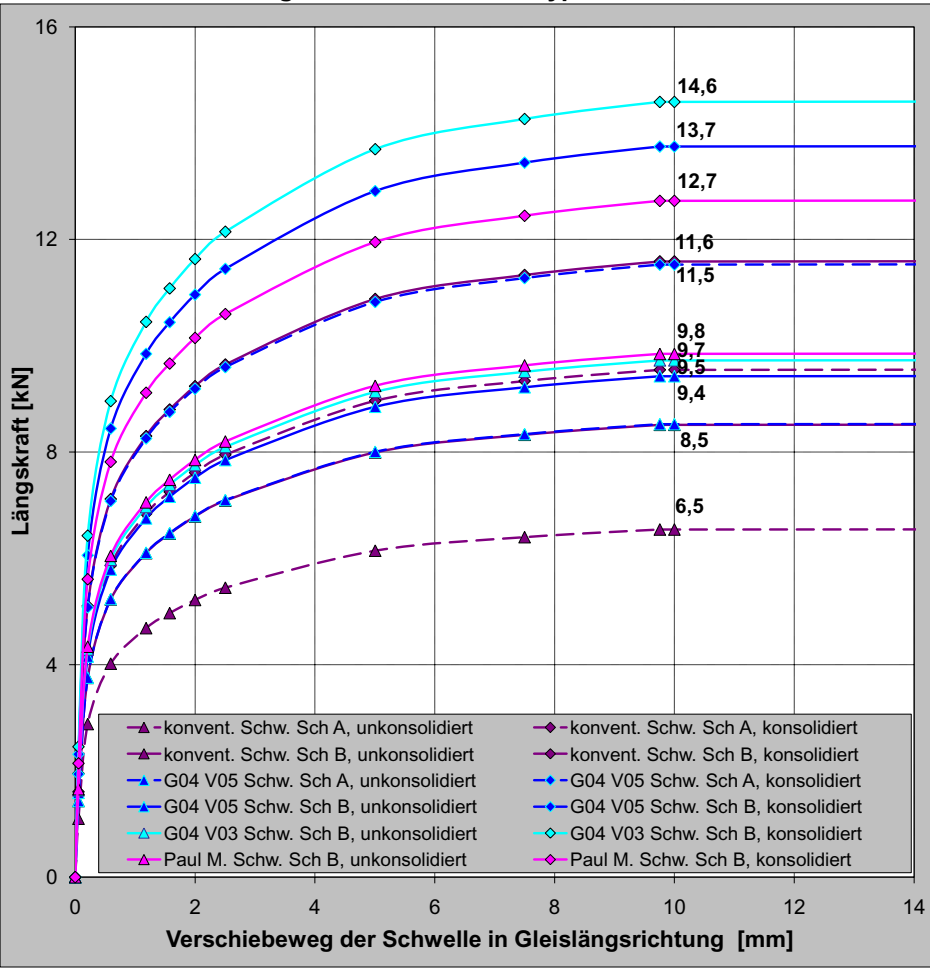
LVW (10 mm) [N/mm]
a = 600 mm, unkonsolidiert

Breitschwelle
51,0

LVW (10 mm) [N/mm]
a = 1000 mm, unkonsolidiert

Rahmenschwelle
89,8

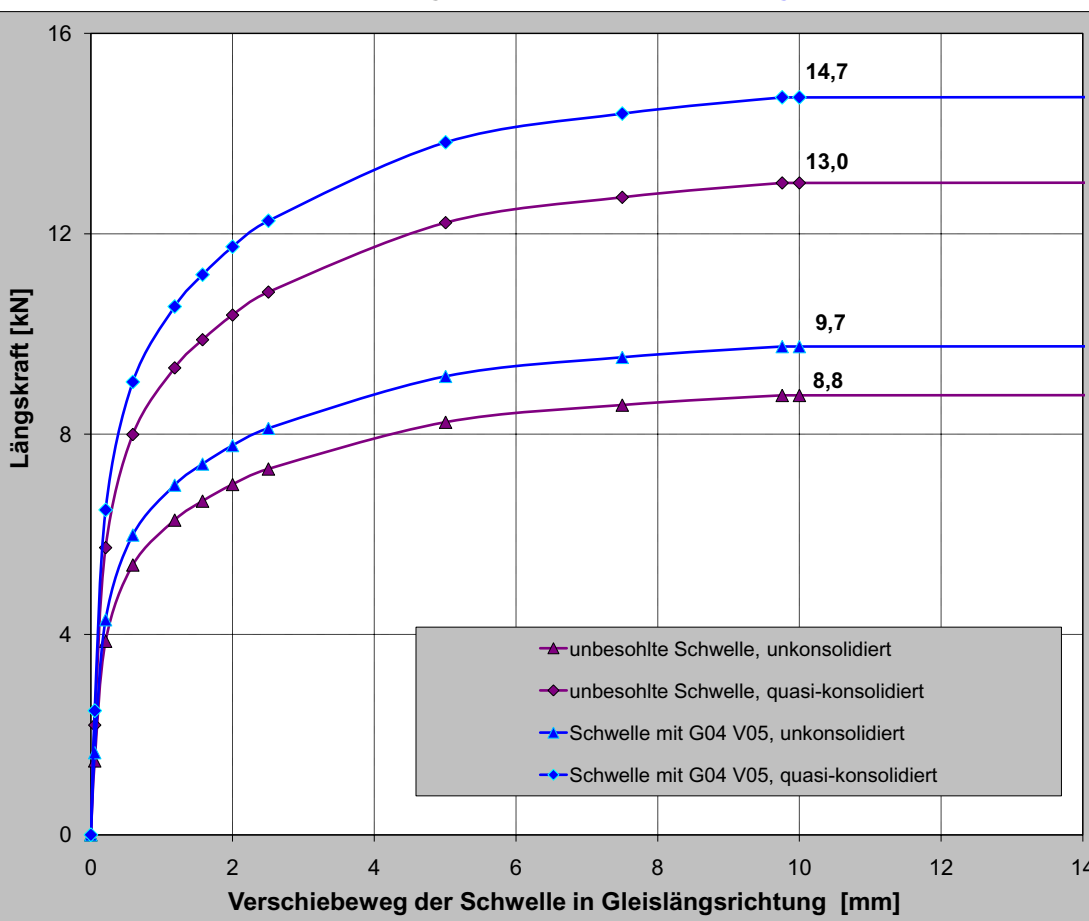
LVW von konventionellen und besohnten Schwellen B70 in Abhängigkeit vom Konsolidierungszustand, Schotter Typ A und B, Messort: Labor



**LVW (10 mm) [N/mm]
a = 600 mm**

- konvent. Schw. Sch A, unkonsolidiert **10,9**
- konvent. Schw. Sch A, konsolidiert **15,9**
- konvent. Schw. Sch B, unkonsolidiert **14,2**
- konvent. Schw. Sch B, konsolidiert **19,3**
- G04 V05 Schw. Sch A, unkonsolidiert **14,2**
- G04 V05 Schw. Sch A, konsolidiert **19,2**
- G04 V05 Schw. Sch B, unkonsolidiert **15,7**
- G04 V05 Schw. Sch B, konsolidiert **22,9**
- G04 V03 Schw. Sch B, unkonsolidiert **16,2**
- G04 V03 Schw. Sch B, konsolidiert **24,3**
- Paul M. Schw. Sch B, unkonsolidiert **16,4**
- Paul M. Schw. Sch B, konsolidiert **21,2**

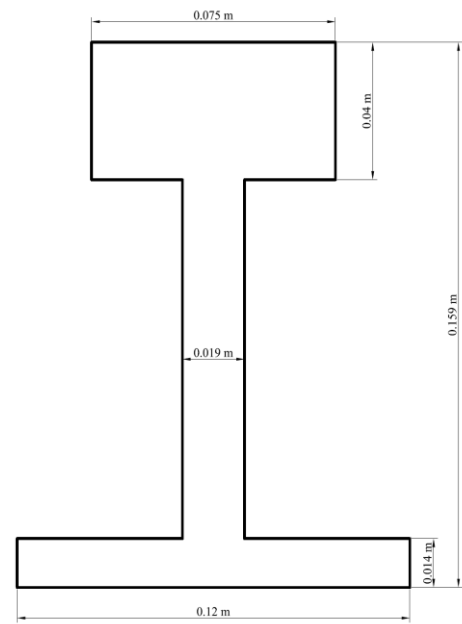
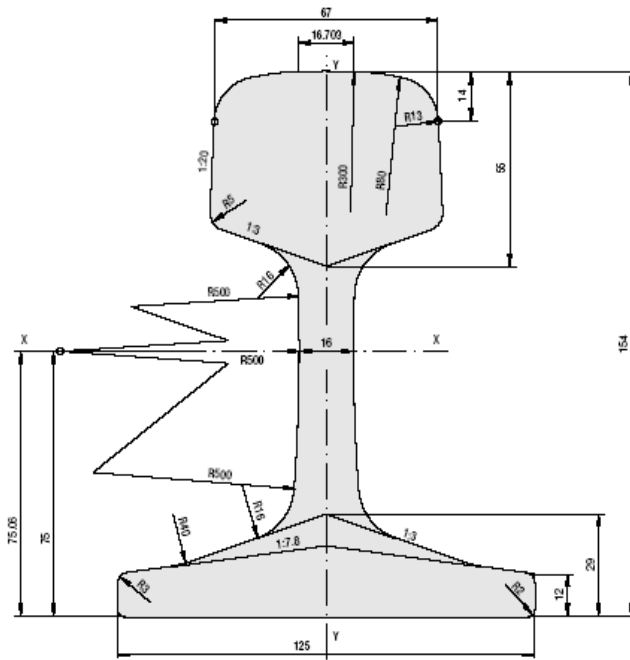
LVW von konventionellen und besohnten Schwellen B70 in Abhängigkeit vom Konsolidierungszustand, Messort: Betriebsgleis



**LVW (10 mm) [N/mm]
a = 600 mm**

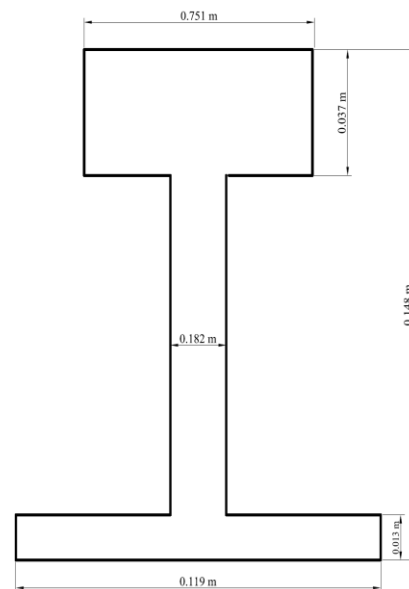
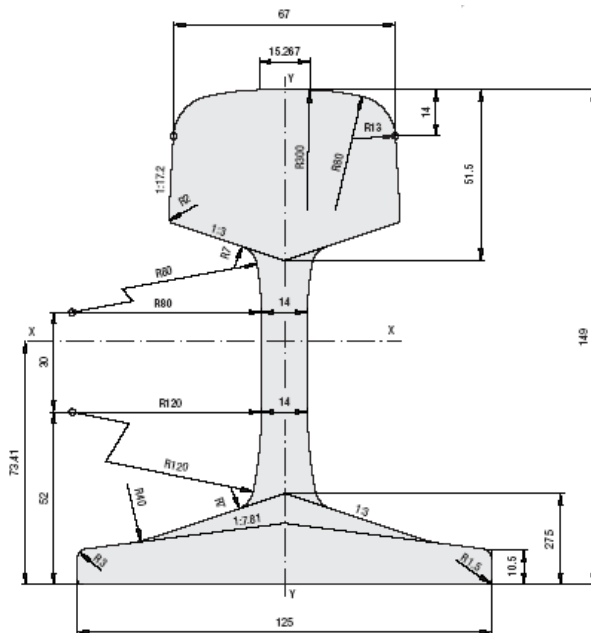
- unbesohlte Schw., unkonsolidiert **14,6**
- unbesohlte Schw., quasi-konsolidiert **21,7**
- G04 V05 Schw., unkonsolidiert **16,2**
- G04 V05 Schw., quasi-konsolidiert **24,5**

Reales und modelliertes Schienenprofil S 54



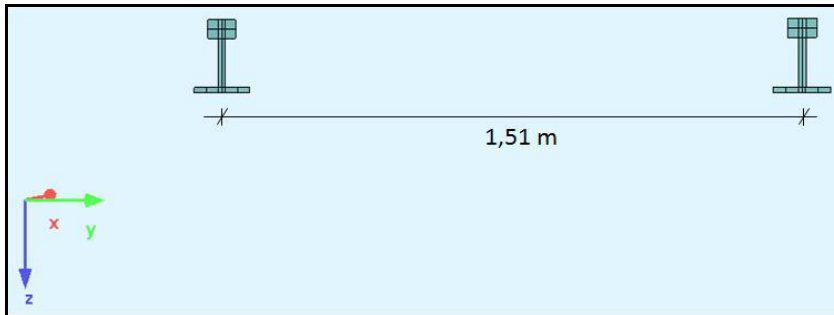
Parameter	reales Profil S 54	FE-Profil S 54	Differenz [%]
Fläche A [mm ²]	6948	6953	0,1
vert. Trägheitsmoment I _x [mm ⁴]	2074*10 ⁴	2251*10 ⁴	8,5
hor. Trägheitsmoment I _y [mm ⁴]	354*10 ⁴	354*10 ⁴	0,0
E-Modul Stahl [N/mm ²]	2,1*10 ⁵	2,1*10 ⁵	0,0

Reales und modelliertes Schienenprofil 49 E1

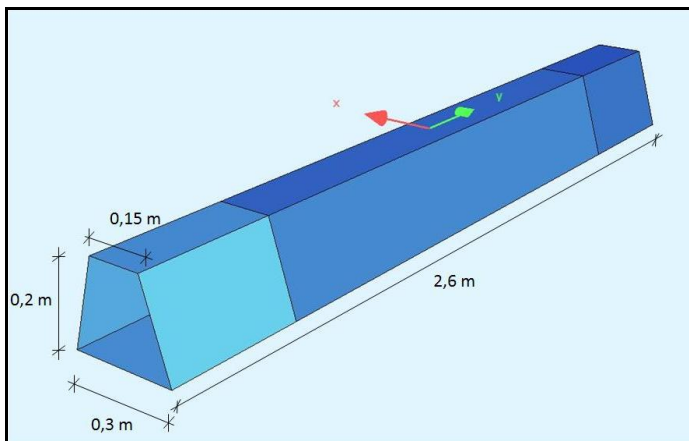


Parameter	reales Profil 49 E1	FE-Profil 49 E1	Differenz [%]
Fläche A [mm ²]	6292	6292	0,0
vert. Trägheitsmoment I _x [mm ⁴]	1816*10 ⁴	1797*10 ⁴	1,0
hor. Trägheitsmoment I _y [mm ⁴]	319*10 ⁴	319*10 ⁴	0,0
E-Modul Stahl [N/mm ²]	2,1*10 ⁵	2,1*10 ⁵	0,0

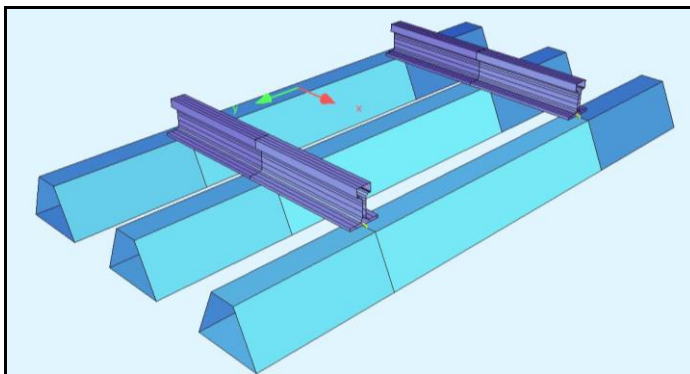
Modellierung des Gleisrostes mit dem FE-Programm



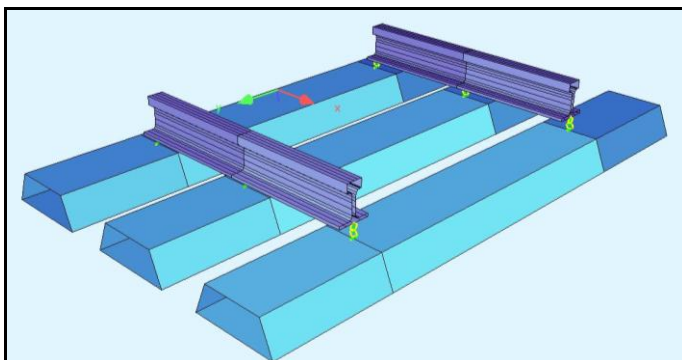
Positionierung beider Schienen entsprechend einer Spurweite von 1435 mm.



Modellierung der Schwelle B 70

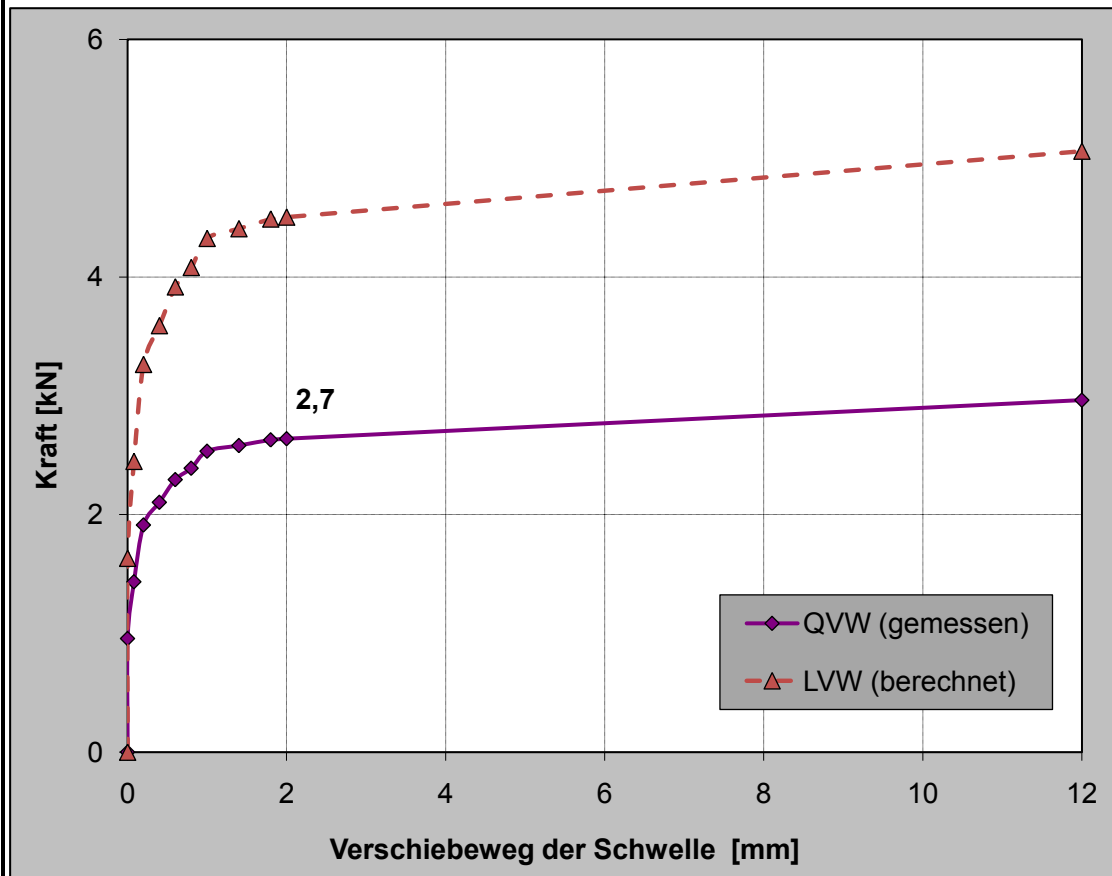


Modellierung eines Gleisrostes mit Schwellen B 75

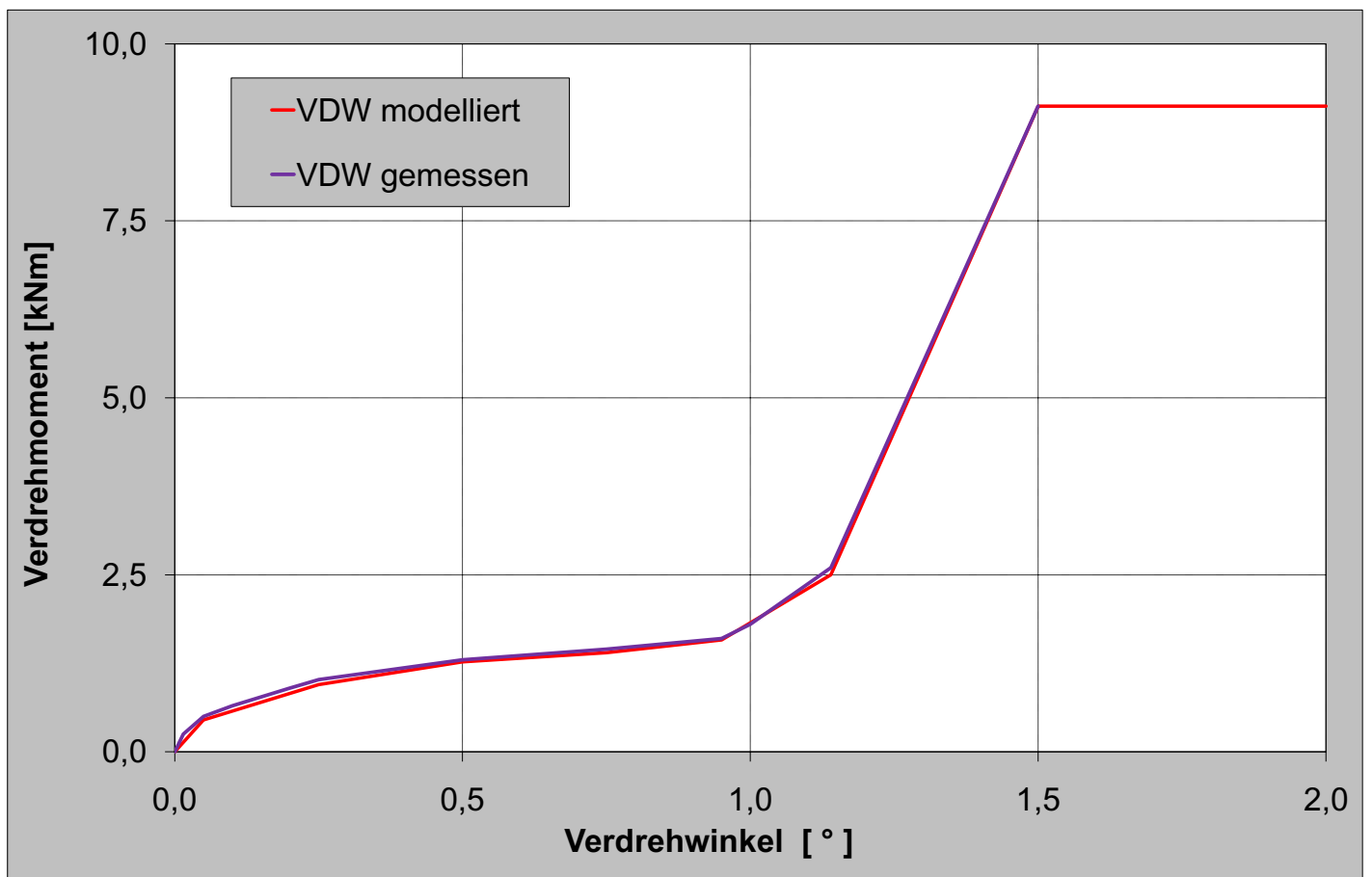


Modellierung eines Gleisrostes mit Flachschiwellen

Großversuch von Daglfing
QVW und LVW der Holzschwelle, unkonsolidierter Zustand



VDW des Schienenbefestigungssystems K/Skl3 mit Zw 687a auf Holzschwelle



Berechnungsparameter der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen																												
FE-Modell																												
Schwellenart	Schottertyp	Verdichtungszustand	Theorie von Meier				Parameter vor der Temperaturerhöhung				Parameter nach der Temperaturerhöhung																	
			QVV (2 mm) [N/mm]	f_{f_0+7} [mm]	l [m]	P_{max} [kN]	I_{Th} [mm ⁴]	ΔT_{Th} [K]	LWV (10 mm) [N/mm]	ϕ W14 [kNm]	I_x [mm ⁴]	L [m]	l [m]	f [mm]	f_1 [mm]	f_2 [mm]	I_A [m]	$l'A$ [mm]	P_A [kN]	f_{1Max} [mm]	f_{2Max} [mm]	l_v [m]	f_{1Min} [mm]	f_{2Min} [mm]	$l'v$ [mm]	P_v [kN]	ΔT_{FEM} [K]	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]
B70 unbesohlt	A	unkonsolidiert	6,4	30	15,3	2336	1E+07	60,4	10,9	100%	5E+06	115,8	15,3	23	-8,14	8,15	17,4	0,092	1076	-165,3	169,8	21,0	12,7	-15,7	10,50	876,5	57	-6%
		konsolidiert	9,3	30	13,9	2816	1E+07	72,8	15,9	100%	5E+06	115,8	13,9	23	-8,53	8,53	15,0	0,099	1153	-171,5	193,7	22,2	11,5	-15,8	11,50	969,9	61	-16%
B70 mit Paul Müller	B	unkonsolidiert	8,3	30	14,3	2660	1E+07	68,8	14,2	100%	5E+06	115,8	14,3	23	-6,33	6,34	16,2	0,068	1095	-170,7	174,2	21,6	7,1	-10,4	10,40	931,2	58	-16%
		konsolidiert	11,3	30	13,3	3104	1E+07	80,3	19,3	100%	5E+06	115,8	13,3	23	-7,70	7,69	15,0	0,089	1230	-130,4	117,7	18,6	11,4	-13,3	6,78	1190,0	65	-19%
B70 mit G04 V05	A	unkonsolidiert	9,6	30	13,8	2861	1E+07	74,0	16,4	100%	5E+06	115,8	13,8	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	63	-15%
		konsolidiert	12,4	30	13,0	3252	1E+07	84,1	21,2	100%	5E+06	115,8	13,0	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	66	-22%
B70 mit G04 V03	B	unkonsolidiert	8,3	30	14,3	2660	1E+07	68,8	14,2	100%	5E+06	115,8	14,3	23	-6,28	6,29	16,2	0,069	1115	-217,0	169,7	24,6	16,3	-10,4	12,15	892,3	59	-14%
		konsolidiert	11,2	30	13,3	3090	1E+07	79,9	19,1	100%	5E+06	115,8	13,3	23	-8,79	8,79	15,0	0,104	1172	-108,1	118,2	18,6	8,7	-6,4	5,47	1157,0	62	-22%
B70 mit G04 V03	B	unkonsolidiert	9,2	30	14,0	2801	1E+07	72,5	15,7	100%	5E+06	115,8	14,0	23	-6,79	6,80	16,2	0,075	1172	-224,3	167,8	23,4	16,8	-9,2	12,70	949,4	62	-14%
		konsolidiert	13,4	30	12,7	3380	1E+07	87,4	23,0	100%	5E+06	115,8	12,7	23	-5,64	5,63	13,8	0,063	1288	-167,0	138,0	19,8	11,2	-8,4	8,96	1223,0	68	-22%
B70 mit G04 V03	B	unkonsolidiert	9,5	30	13,9	2846	1E+07	73,6	16,3	100%	5E+06	115,8	13,9	23	-8,16	8,17	16,2	0,094	1230	-230,4	182,4	23,4	14,0	-10,1	14,00	976,6	65	-12%
		konsolidiert	14,2	30	12,5	3480	1E+07	90,0	24,2	100%	5E+06	115,8	12,5	23	-6,67	6,68	13,8	0,077	1403	-206,2	164,9	21,0	21,0	-8,3	12,65	1261,0	74	-18%

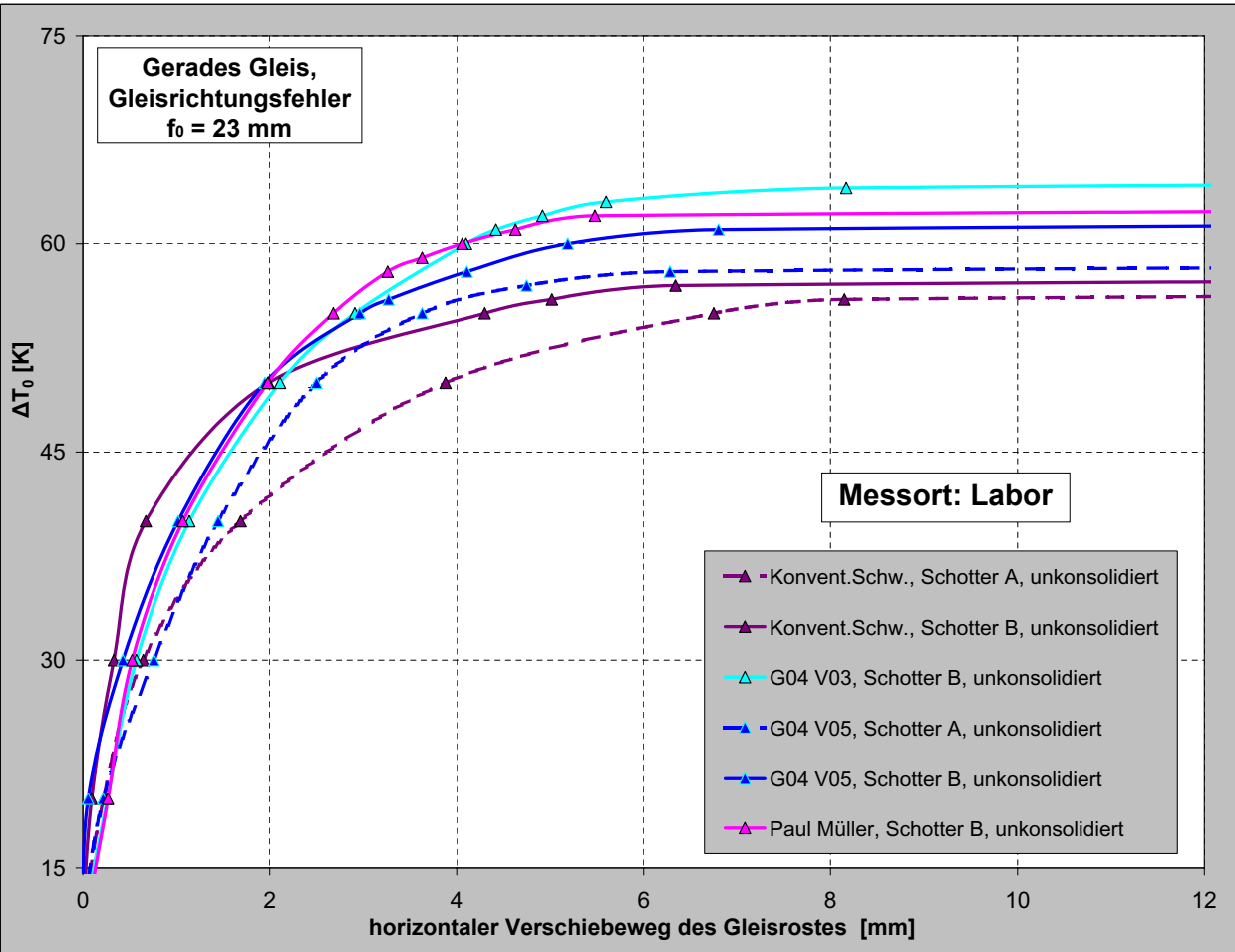
Berechnungsparameter des Großversuchs von Rohrbach																											
FE-Modell																											
Schwellenart	Schottertyp	Verdichtungszustand	Großversuch Rohrbach				Parameter vor der Temperaturerhöhung				Parameter nach der Temperaturerhöhung																
			QVV (2 mm) [N/mm]	f_0 [mm]	l [m]	L [m]	ΔT_{Th} [K]	LWV (10 mm) [N/mm]	ϕ W14 [kNm]	I_x [mm ⁴]	L [m]	l [m]	f [mm]	f_1 [mm]	f_2 [mm]	I_A [m]	$l'A$ [mm]	P_A [kN]	f_{1Max} [mm]	f_{2Max} [mm]	l_v [m]	f_{1Min} [mm]	f_{2Min} [mm]	$l'v$ [mm]	P_v [kN]	ΔT_{FEM} [K]	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]
B70 unbesohlt	keine Angabe	unkonsolidiert	9,2	23	16,2	115,8	72	15,7	100%	5E+06	115,8	16,2	23	-6,65	6,65	17,4	0,059	1376	-295,7	240,5	24,6	18,2	-14,1	20,55	891,9	71,8	0,3%
		unkonsolidiert	9,2	23	14,0	115,8	72	15,7	100%	5E+06	115,8	14	23	-8,06	8,06	16,2	0,089	1172	-179,3	221,5	23,4	12,9	-16	13,05	939,7	62	14%

L - Länge des Versuchsabschnitts f_1 bzw. f_2 - max. Gleislagefehler infolge Bogenatmung I_A - max. Länge des Fehlerbereichs infolge Bogenatmung l_v - max. Längänderung der Schienen infolge Bogenatmung

P_A - Druckkraft in beider Schienen inf. Bogenatmung f_{1Max} bzw. f_{2Max} - max. Amplituden nach der Verwerfung l_v - max. Länge des Fehlerbereichs nach der Verwerfung

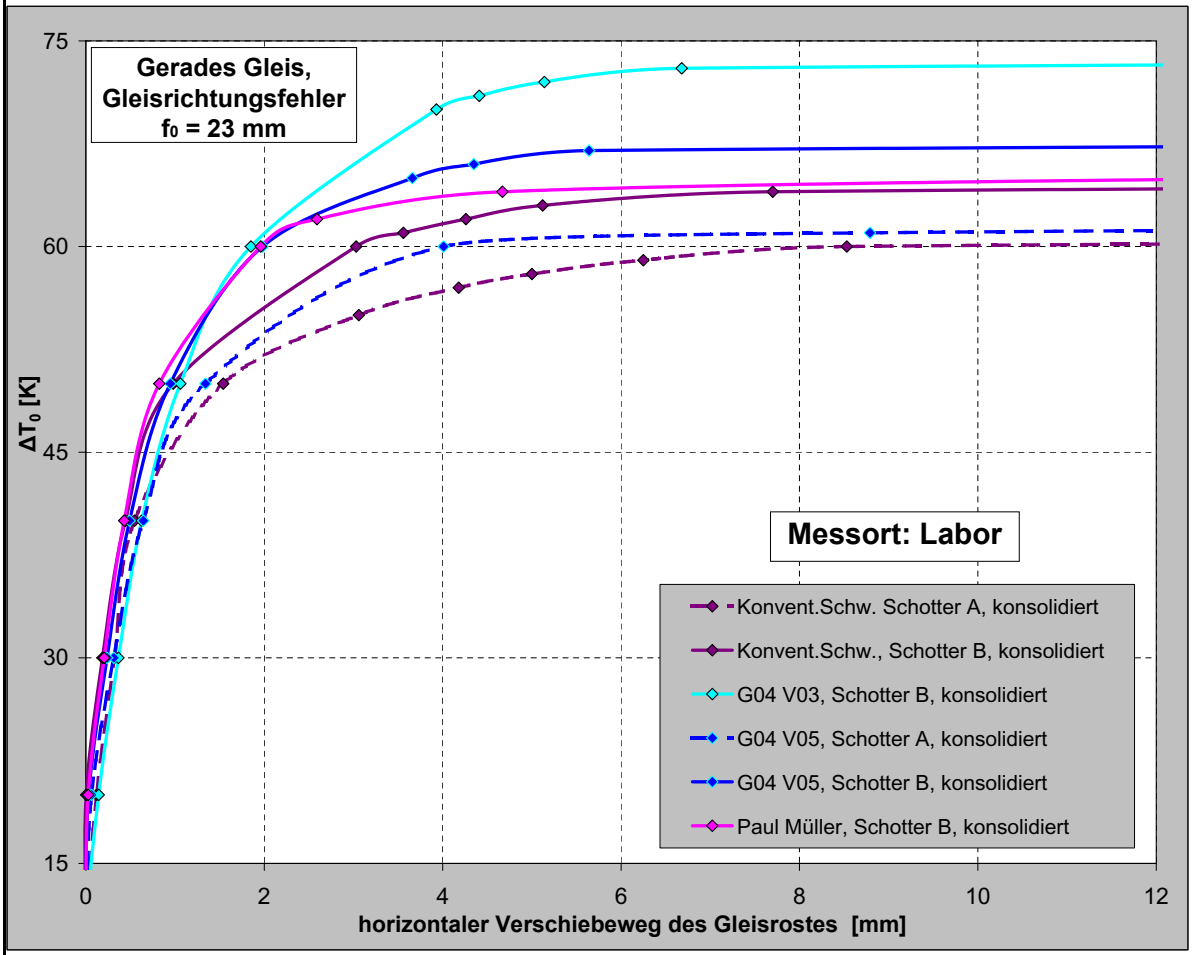
f_{1Min} bzw. f_{2Min} - min.-Amplituden nach der Verwerfung $l'v$ - max. Längänderung der Schienen nach der Verwerfung P_A - Druckkraft in beider Schienen nach der Verwerfung

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg, unkonsolidierter Zustand



ΔT_0 [K]	
FEM	Theorie
konvent. Schw. Sch A	60,4
57	
konvent. Schw. Sch B	68,8
58	
Schw. G04 V05, Sch A	68,8
59	
Schw. G04 V05, Sch B	72,5
62	
Schw. P.M., Sch B	74,0
63	
Schw. G04 V03, Sch B	73,6
65	

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg, konsolidierter Zustand



ΔT_0 [K]	
FEM	Theorie
konvent. Schw. Sch A	72,8
61	
konvent. Schw. Sch B	80,3
65	
Schw. G04 V05, Sch A	79,9
62	
Schw. G04 V05, Sch B	87,4
68	
Schw. P.M., Sch B	84,1
66	
Schw. G04 V03, Sch B	90,0
74	

DB Richtlinie 821.200: Prüfung der Gleisgeometrie mit Gleismessfahrzeugen

Tabelle 2: Beurteilungsmaßstäbe für Einzelfehler der Gleislage

Nr.	Prüfgröße	Messbasis in (m)	Einheit	Auswertung	Beurteilungsmaßstäbe														Grenzwert	
					SR _A				SR ₁₀₀				SR _{lim}							
					v ≤ 80	80 < v ≤ 120	120 < v ≤ 160	160 < v ≤ 230	v > 230	v ≤ 80	80 < v ≤ 120	120 < v ≤ 160	160 < v ≤ 230	v > 230	v ≤ 80	80 < v ≤ 120		120 < v ≤ 160 ¹⁾		160 < v ≤ 230
1	Längshöhe	2,6 / 6,0	mm	Null / Spitze	12	10	8	6	5	15	13	11	9	7	21	17	14	11	9	
2	Verwindung	1,5 - 19,5	‰	Null / Spitze	Tabelle 3, Kurve 1														Tabelle 3 Kurve 2, 3 oder 4	
3	Gegenseitige Höhenlage	-	mm	Mittelwert / Spitze	10	8	7	6	5	13	11	9	8	7			11	10	9	
4	Pfeilhöhe ²⁾	4,0 / 6,0	mm	Null / Spitze	12	10	8	6	5	15	13	11	9	7	21	17	14	11	9	
5	Spurweite ³⁾	-	mm	1435 / Spitze	+15	+15	+15	+10	+5	+27	+27	+27	+20 -3 ⁴⁾	+15 -3 ⁴⁾						Tabellen 4 und 5

DB-Instandhaltungsrichtwerte:

SR_A – Abnahmewert; Bei Überschreitung von SR_A soll eine Instandhaltungsmaßnahme geplant werden.

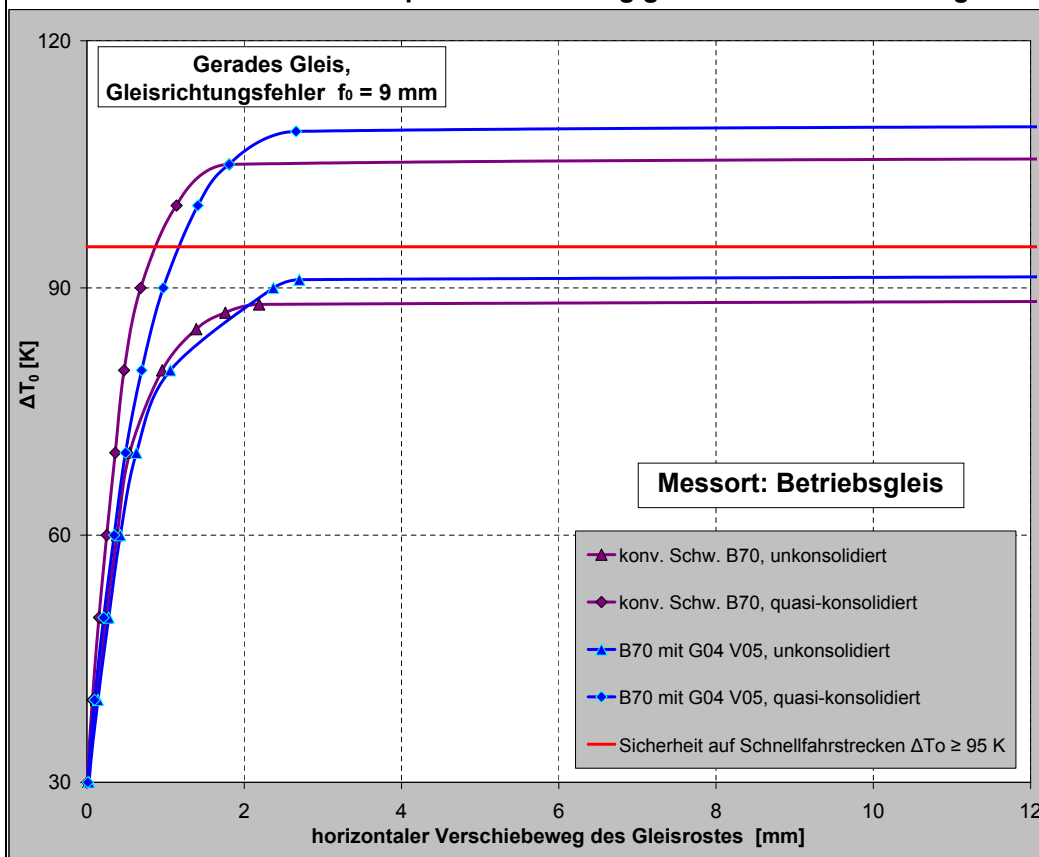
SR₁₀₀ – Bei Überschreitung von SR₁₀₀ soll eine Instandhaltungsmaßnahme bis zur nächsten Inspektion (i.d.R. nach 3 bis 4 Monate) durchgeführt werden.

SR_{lim} – Bei Überschreitung von SR_{lim} soll die Fehlerstelle sofort behoben werden.

Bei Überschreitung der DB-Instandhaltungsrichtwerte, soll eine Instandhaltung geplant und durchgeführt werden oder eine Langsamfahrstelle errichtet werden.

Anmerkung: In der Praxis werden bei der Pfeilhöhenmessung Langsehnen mit einer Länge von 16 m bis 20 m eingesetzt. Somit werden größere Gleislagefehler erfasst als beim Einsatz von 4 m bis 6 m langen Sehnen (s. Tab. 2), d.h. in Wirklichkeit findet die Pfeilhöhenmessung auf der sicheren Seite liegend statt.

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg

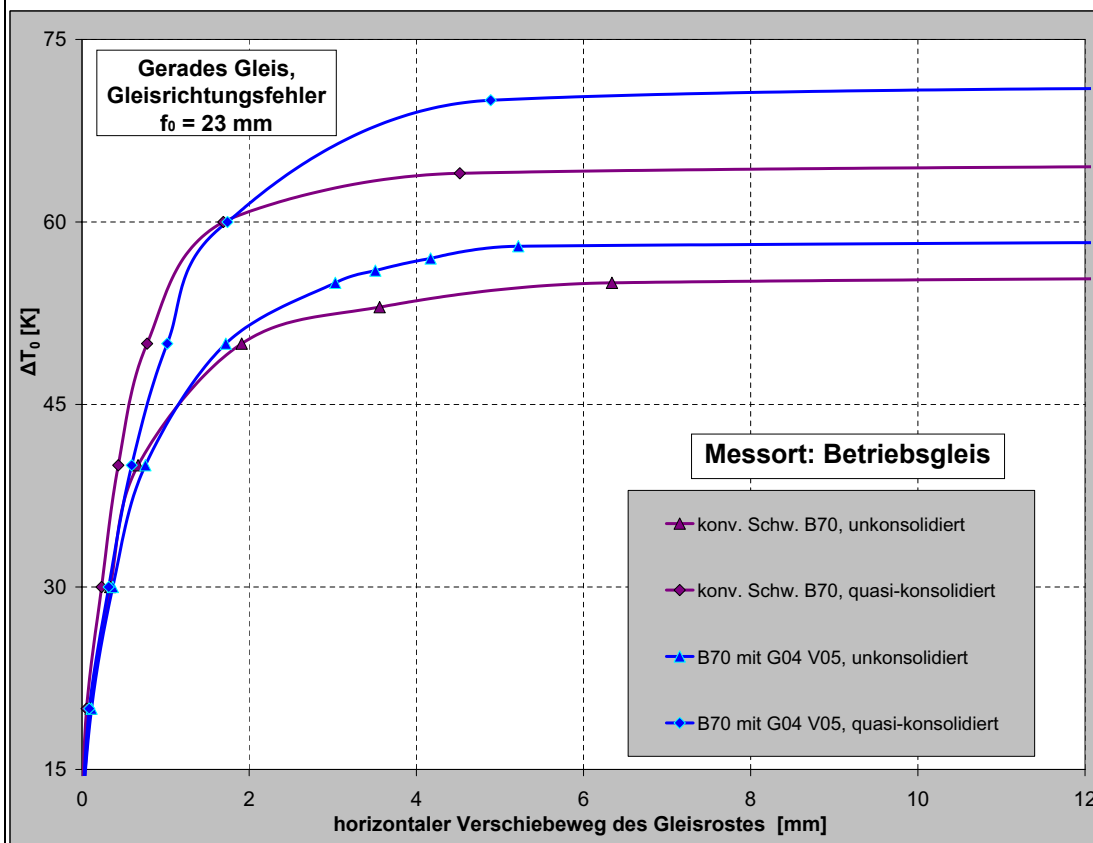


ΔT_0 [K]

FEM Theorie

konvent. Schw. unkons.	89	95,9
konvent. Schw. quasi-kons.	106	116,6
Schw. G04 V05, unkons.	92	100,8
Schw. G04 V05, quasi-kons.	110	124,1

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg



ΔT_0 [K]

FEM Theorie

konvent. Schw. unkons.	56	70,1
konvent. Schw. quasi-kons.	65	85,1
Schw. G04 V05, unkons.	59	73,6
Schw. G04 V05, quasi-kons.	71	90,6

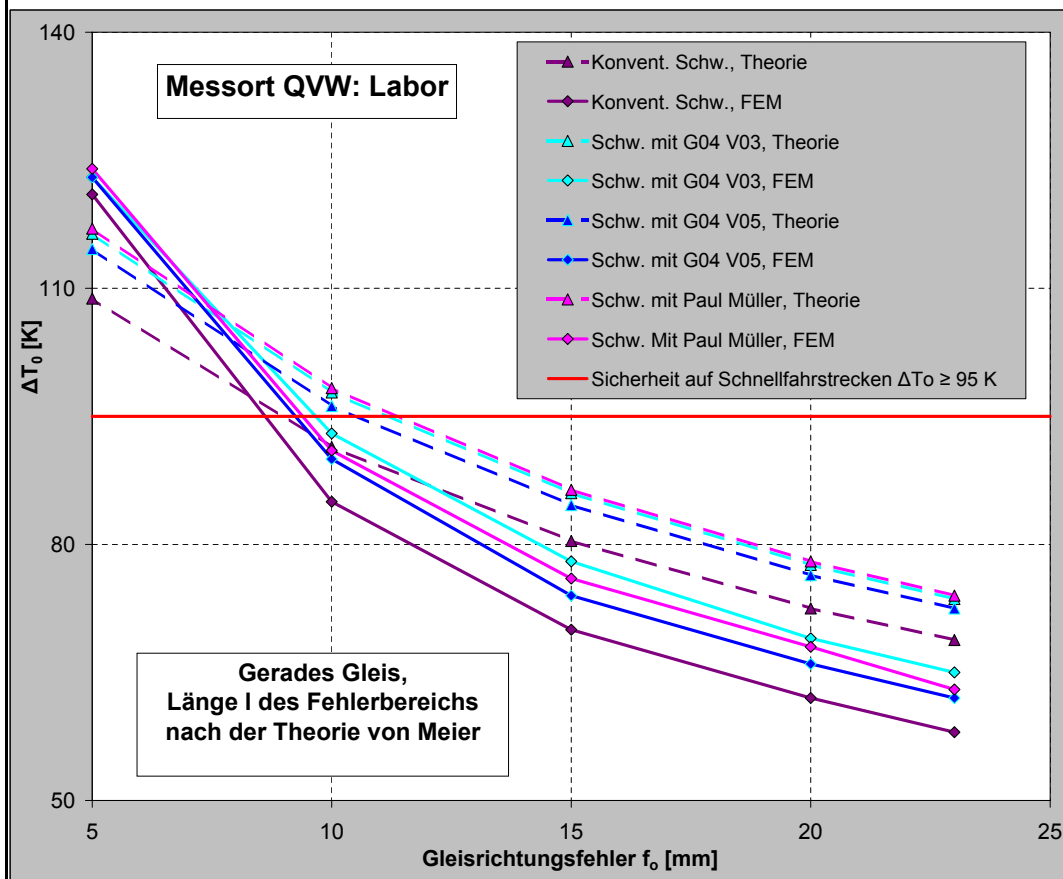
Berechnungsparameter der im Betriebsgleis untersuchten Oberbaukonfigurationen																												
Schwellenart	Schottertyp	Verdichtungszustand	Theorie von Meier					FE-Modell																				
			QVW (2 mm) [N/mm]	f=f _{o+7} [mm]	l [m]	P _{max} [kN]	I _{TH} [mm ⁴]	ΔT _{TH} [K]	Parameter vor der Temperaturerhöhung									Parameter nach der Temperaturerhöhung										
									LVW (10 mm) [N/mm]	Φ W14 [kNm]	I _x [mm ⁴]	L [m]	l [m]	f [mm]	f ₁ [mm]	f ₂ [mm]	IA [m]	l'A [mm]	P _A [kN]	f _{1Max} [mm]	f _{2Max} [mm]	lv [m]	f _{1Min} [mm]	f _{2Min} [mm]	l'v [mm]	P _V [kN]	ΔT _{FEM} [K]	Abweichung ΔT ₀ FEM zur Theorie [%]
B 70 unbesotzt	keine Angabe	unkonsolidiert	8,6	30	14,2	2708	1E+07	70,1	14,6	100%	5E+06	115,8	14,2	23	-6,34	6,07	15,0	0,067	1057	-205,1	148,2	24,0	17,6	-7,1	10,35	891,5	56	-20%
				16	12,1	3708	1E+07	95,9		100%	5E+06	115,8	12,1	9	-2,19	2,15	13,2	0,018	1691	-115,6	122,2	15,0	19,6	-20,3	7,28	1619,0	89	-7%
		konsolidiert	12,7	30	12,9	3291	1E+07	85,1	21,7	100%	5E+06	115,8	12,9	23	-4,15	4,52	14,4	0,049	1230	-105,9	103,6	17,4	8,2	-8,4	4,90	1232,0	65	-24%
				16	11,0	4506	1E+07	116,6		100%	5E+06	115,8	11	9	-1,79	1,81	12,6	0,016	2018	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	106
B 70 mit G04 V05	keine Angabe	unkonsolidiert	9,5	30	13,9	2846	1E+07	73,6	16,3	100%	5E+06	115,8	14,3	23	-5,22	5,22	15,0	0,057	1115	-138,7	137,4	19,8	12,2	-12,2	7,53	1042,0	59	-20%
				16	11,8	3897	1E+07	100,8		100%	5E+06	115,8	13,3	9	-2,7	2,68	12,6	0,023	1749	-182,6	193,8	17,4	10,0	-16,6	14,60	1496,0	92	-9%
		konsolidiert	14,4	30	12,5	3504	1E+07	90,6	24,5	100%	5E+06	115,8	14,0	23	-4,89	4,89	13,8	0,055	1345	-181,6	145,6	19,8	13,3	-11,1	10,20	1267,0	71	-22%
				16	10,7	4798	1E+07	124,1		100%	5E+06	115,8	12,7	9	-2,66	2,66	11,4	0,022	2095	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	110	-11%

Berechnungsparameter unterschiedlicher Schienenprofile																												
Schwellenart	Schottertyp	Schienenprofil	Theorie von Meier					FE-Modell																				
			QVW (2 mm) [N/mm]	f=f _{o+7} [mm]	l [m]	P _{max} [kN]	I _{TH} [mm ⁴]	ΔT _{TH} [K]	Parameter vor der Temperaturerhöhung									Parameter nach der Temperaturerhöhung										
									LVW (10 mm) [N/mm]	Φ W14 [kNm]	I _x [mm ⁴]	L [m]	l [m]	f [mm]	f ₁ [mm]	f ₂ [mm]	IA [m]	l'A [mm]	P _A [kN]	f _{1Max} [mm]	f _{2Max} [mm]	lv [m]	f _{1Min} [mm]	f _{2Min} [mm]	l'v [mm]	P _V [kN]	ΔT _{FEM} [K]	Abweichung ΔT ₀ FEM zur Theorie [%]
unbesotzte B 70	B, konsolidiert	UIC 60	11,3	30	13,3	3104	1E+07	80,3	19,3	100%	5E+06	115,8	13,3	23	-7,51	7,5	15,0	-	1230	-154,9	125,6	19,8	16,8	-9,1	-	1155,0	64,1	-20%
		54 E2	11,3	30	13,3	3104	1E+07	88,6	19,3	100%	5E+06	115,8	13,3	23	-6,65	6,65	13,8	-	1128	-206,9	150,4	20,4	19,0	-8,2	-	966,1	64,5	-27%
		S 49	11,3	30	12,5	2751	1E+07	86,8	19,3	100%	5E+06	115,8	12,5	23	-5,85	5,86	13,8	-	1054	-115,6	116,1	15,0	9,7	-9,7	-	1031,0	66,6	-23%
Breit- schwelle	B, konsolidiert	UIC 60	39,7	30	9,7	5816	1E+07	150,5	51,0	100%	5E+06	115,8	9,7	23	-10,3	10,3	10,8	-	2264	-145,6	116,7	13,8	14,2	-6,8	-	2262,0	117,9	-22%
		54 E2	39,7	30	9,7	5816	1E+07	166,1	51,0	100%	5E+06	115,8	9,7	23	-6,13	6,14	10,2	-	2078	-205,6	157,1	15,0	19,1	-14,2	-	2042,0	118,7	-29%
		S 49	39,7	30	9,1	5155	1E+07	162,6	51,0	100%	5E+06	115,8	9,13	23	-7,4	7,39	9,6	-	1942	-107,9	111,6	12,0	21,9	23,8	-	1942,0	122,6	-25%
SchS-ARS	B, konsolidiert	UIC 60	9,3	30	13,9	2821	1E+07	73,0	16,4	100%	5E+06	115,8	13,9	23	-8,30	8,3	15,0	-	1128	-204,3	148,3	22,8	13,5	-6,9	-	961,3	58,8	-19%
		54 E2	9,3	30	13,9	2821	1E+07	80,5	16,4	100%	5E+06	115,8	13,9	23	-5,41	5,42	15,0	-	1035	-204,7	158,8	21,0	11,1	-7,9	-	862,2	59,2	-27%
		S 49	9,3	30	13,1	2500	1E+07	78,8	16,4	100%	5E+06	115,8	13,1	23	-5,14	5,11	14,4	-	955	-176,2	136,6	19,2	10,4	-7,0	-	859,0	60,3	-24%
B 70 mit G04 (V05)	B, konsolidiert	UIC 60	13,4	30	12,7	3380	1E+07	87,4	23,0	100%	5E+06	115,8	12,7	23	-8,06	8,05	13,8	-	1295	-160,1	124,6	18,6	10,5	-7,7	-	1245,0	67,5	-23%
		54 E2	13,4	30	12,7	3380	1E+07	96,5	23,0	100%	5E+06	115,8	12,7	23	-6,39	6,38	13,8	-	1190	-201,6	143,2	19,2	13,0	-6,2	-	1073,0	68	-30%
		S 49	13,4	30	12,0	2996	1E+07	94,5	23,0	100%	5E+06	115,8	12,0	23	-6,08	5,49	13,2	-	1100	-61,8	58,4	14,4	10,4	-4,0	-	1100,0	69,5	-26%

Berechnungsparameter unterschiedlicher unbesotzten Schwellentypen																												
Schwellenart	Schottertyp	Verdichtungszustand	Theorie von Meier					FE-Modell																				
			QVW (2 mm) [N/mm]	f=f _{o+7} [mm]	l [m]	P _{max} [kN]	I _{TH} [mm ⁴]	ΔT _{TH} [K]	Parameter vor der Temperaturerhöhung									Parameter nach der Temperaturerhöhung										
									LVW (10 mm) [N/mm]	Φ W14 [kNm]	I _x [mm ⁴]	L [m]	l [m]	f [mm]	f ₁ [mm]	f ₂ [mm]	IA [m]	l'A [mm]	P _A [kN]	f _{1Max} [mm]	f _{2Max} [mm]	lv [m]	f _{1Min} [mm]	f _{2Min} [mm]	l'v [mm]	P _V [kN]	ΔT _{FEM} [K]	Abweichung ΔT ₀ FEM zur Theorie [%]
SchS - ARS	B	konsolidiert	9,3	30	13,9	2821	1E+07	73,0	16,4	100%	5E+06	115,8	13,9	23	-5,18	5,17	15,0	-	1115	-103,7	103,2	17,4	8,1	8,2	-	1100,0	59	-19%
Flachschwelle			10,3	30	13,6	2977	1E+07	76,8	16,5	100%	5E+06	115,8	13,6	23	-5,3	5,3	15,0	-	1172	-156,6	221,9	22,8	6,4	15,1	-	984,6	62	-19%
B 01			10,5	30	13,5	2992	1E+07	77,4	18,6	100%	5E+06	115,8	13,5	23	-5,44	5,45	15,0	-	1191	-154,9	205,2	22,2	6,9	12,9	-	1045,0	63	-19%
B 90			11,0	30	13,4	3063	1E+07	79,2	18,6	100%	5E+06	115,8	11	23	-5,67	5,67	15,6	-	1211	159,8	206,7	22,8	6,3	18,7	-	1050,0	64	-19%
K 1			11,3	30	13,3	3108	1E+07	80,4	19,2	100%	5E+06	115,8	13,3	23	-9,1	9,07	15,6	-	1230	-199,0	154,9	21,6	15,3	8,4	-	1086,0	65	-19%
B 75			14,7	30	12,4	3537	1E+07	91,5	24,4	100%	5E+06	115,8	12,4	23	-7,71	7,7	14,4	-	1422	-189,5	178,6	19,2	10,0	11,3	-	1288,0	75	-18%
Ohrenschwelle			16,2	30	12,1	3713	1E+07	96,1	19,0	100%	5E+06	115,8	12,1	23	-5,8	5,81	13,2	-	1441	-176,4	189,3	18,6	9,6	22,4	-	1231,0	76	-21%
Breitschwelle			39,7	30	9,7	5816	1E+07	150,5	51,0	100%	5E+06	115,8	9,7	23	-5,06	5,07	10,8	-	2248	-194,1	145,7	15,6	10,0	8,3	-	2249,0	118	-22%
Rahmenschwelle			73,9	30	7,3	10248	1E+07	205,3	89,8	100%	5E+06	115,8	7,3	23	-7,28	6,53	6,0	-	3113	-215,7	162,0	9,0	0,7	25,1	-	3128,0	163	-21%
B 70 mit verklebtem Vorkopf- schotter			keine Angabe		141,7	30	9,7	5816	1E+07	284,3	19,3	100%	5E+06	115,8	9,7	23	-3,57	3,56	14,0	-	3997	-101,6	163,9	16,0	12,0	21,1	-	3944,0

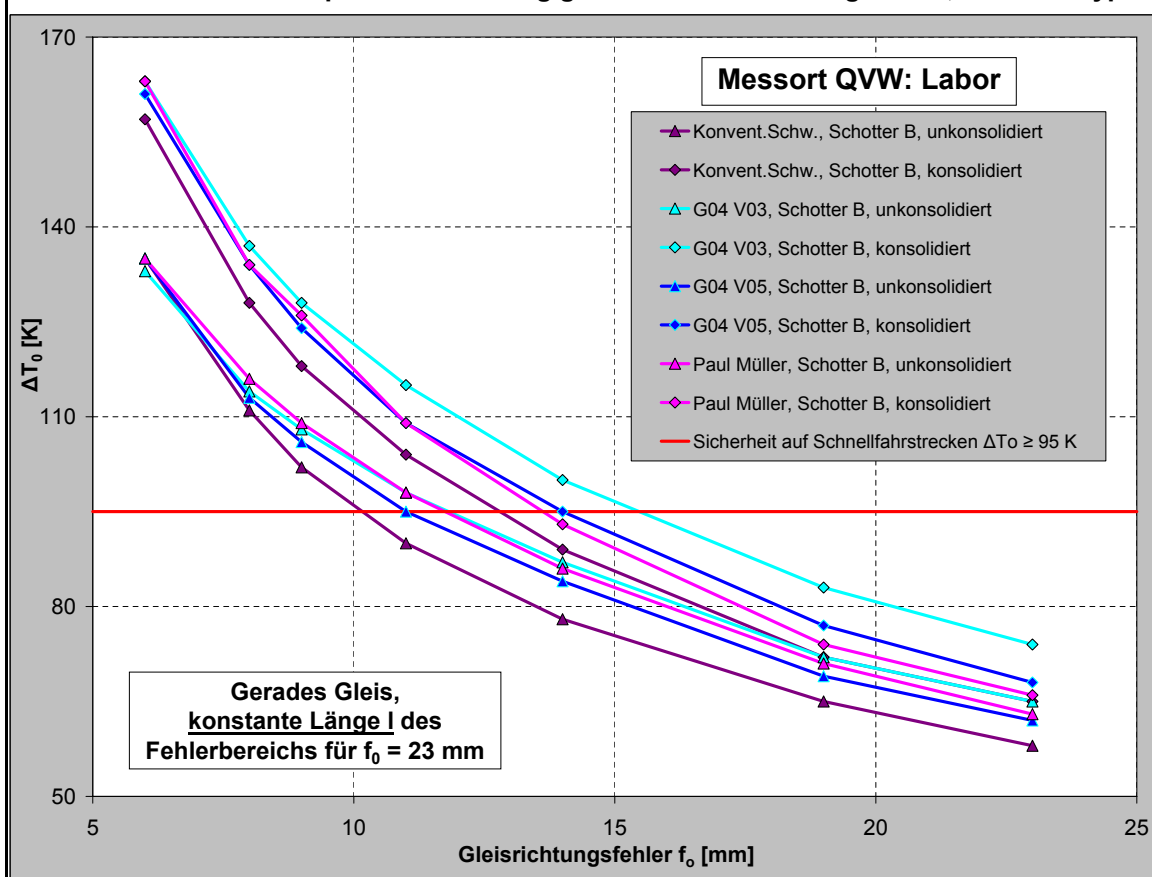
L - Länge des Versuchsabschnitts f₁ bzw. f₂ - max. Gleislagefehler infolge Bogenanmung IA - max. Länge des Fehlerbereichs infolge Bogenanmung l'A - max. Längenänderung der Schienen infolge Bogenanmung
P_A - Druckkraft in beiden Schienen inf. Bogenanmung f_{1Max} bzw. f_{2Max} - max. Amplituden nach der Verwerfung l_v - max. Länge des Fehlerbereichs nach der Verwerfung
f_{1Min} bzw. f_{2Min} - min. Amplituden nach der Verwerfung l'v - max. Längenänderung der Schienen nach der Verwerfung P_V - Druckkraft in beiden Schienen nach der Verwerfung

**Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler
Schotter Typ B, unkonsolidierter Oberbauzustand**



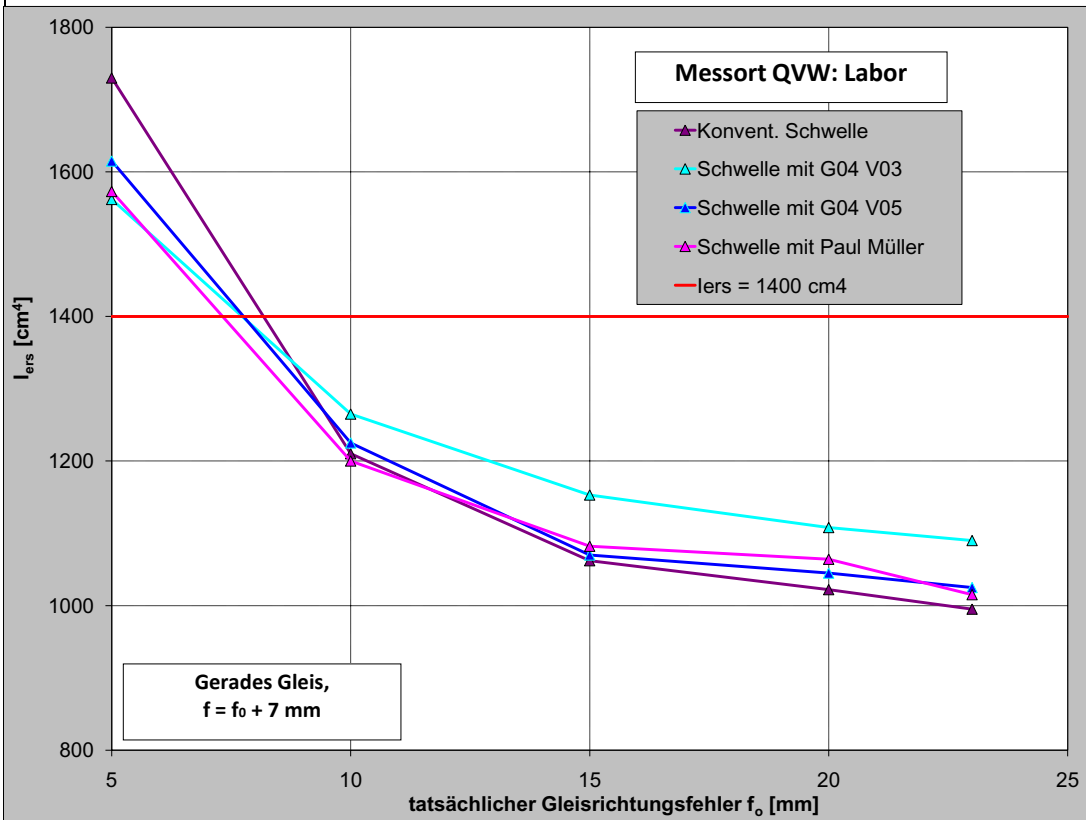
f_0	ΔT_0 [K]	
	FEM	Theorie
konvent. Schwelle		
23 mm:	58	68,8
20 mm:	62	72,5
15 mm:	70	80,4
10 mm:	85	91,4
5 mm:	121	108,8
Schwelle mit G04 V05		
23 mm:	62	72,5
20 mm:	66	76,4
15 mm:	74	84,6
10 mm:	90	96,2
5 mm:	123	114,6
Schwelle mit P.M.		
23 mm:	63	74,0
20 mm:	68	78,0
15 mm:	76	86,4
10 mm:	91	98,3
5 mm:	146	117,0
Schwelle mit G04 V03		
23 mm:	65	73,6
20 mm:	69	77,6
15 mm:	78	86,0
10 mm:	93	97,8
5 mm:	123	116,4

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler, Schotter Typ B



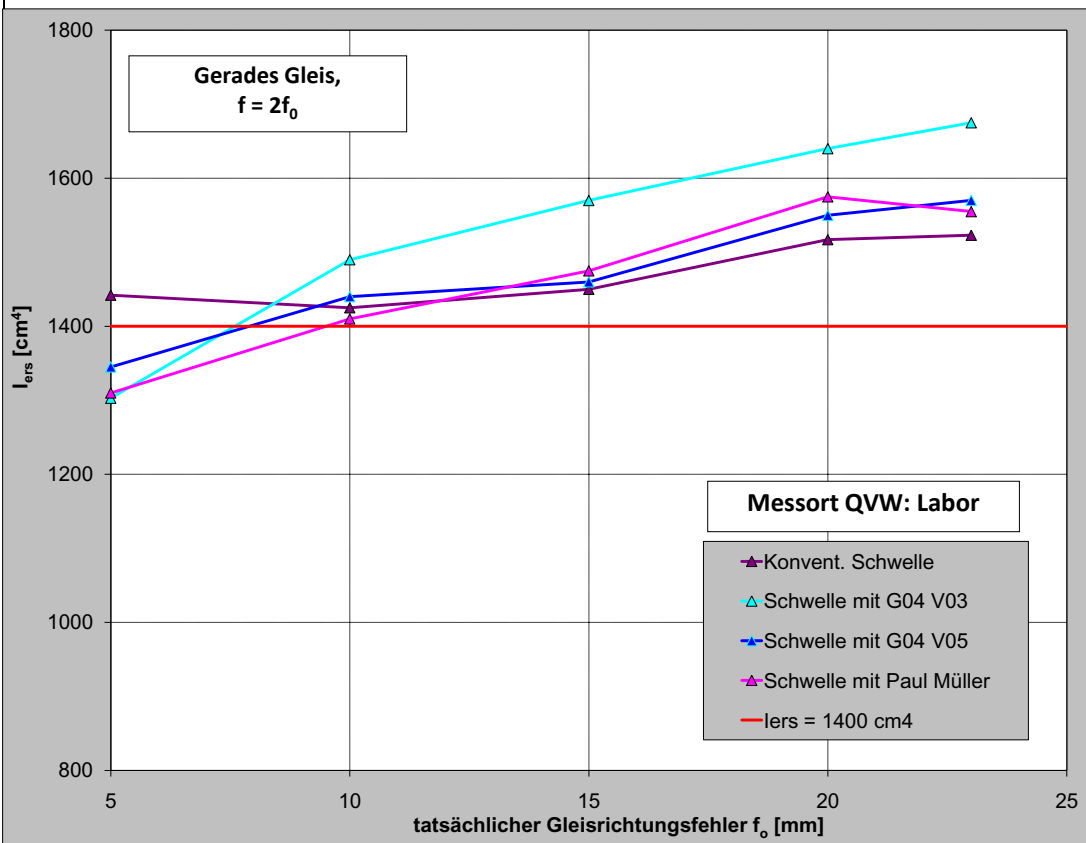
QVW [N/mm]	l [m]
konvent. Schw., unkons.	
8,3	14,3
konvent. Schw., kons.	
11,3	13,3
Schw. G04 V05, unkons.	
9,2	14,0
Schw. G04 V05, kons.	
13,4	12,7
Schw. P.M., unkons.	
9,6	13,8
Schw. P.M., kons.	
12,4	13,0
Schw. G04 V03, unkons.	
9,5	13,9
Schw. G04 V03, kons.	
14,2	12,5

Ersatzträgheitsmoment in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler und der mit FEM simulierten kritischen Temperatur, Schotter Typ B, unkonsolidierter Oberbauzustand



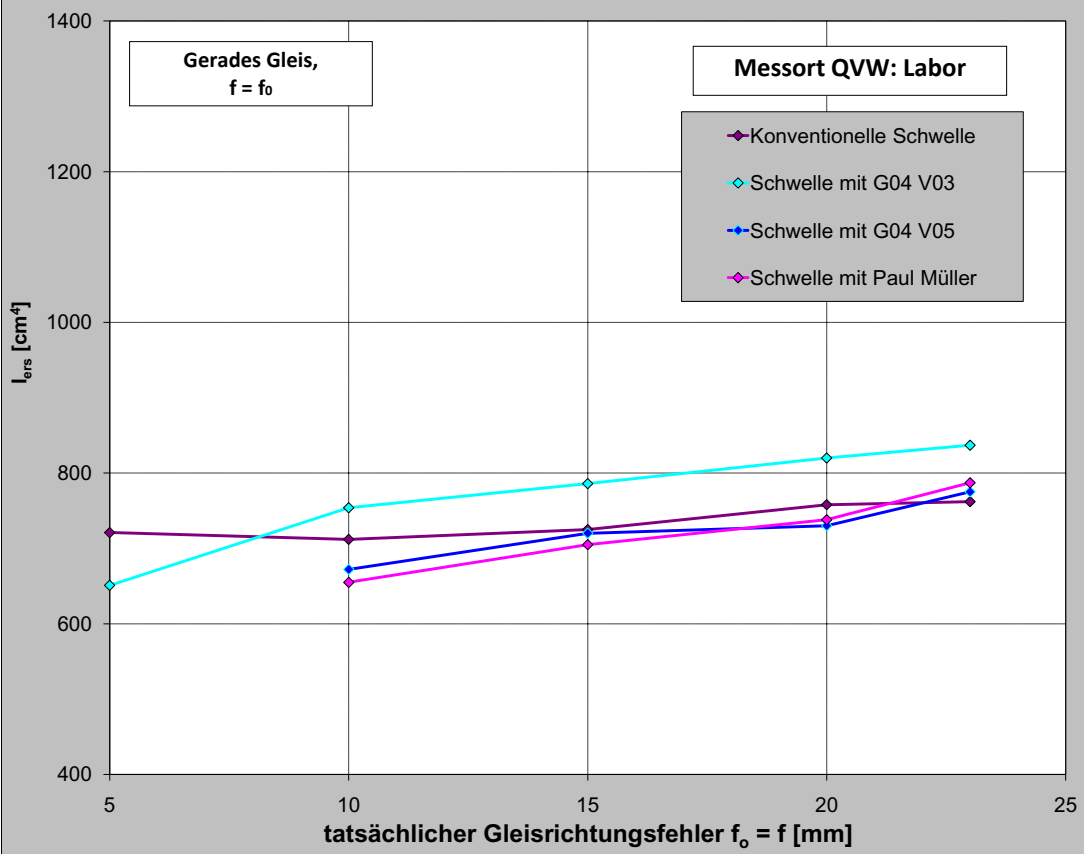
f ₀	ΔT ₀ [K]		I _{ers} [cm ⁴]
	FEM		
konvent. Schwelle			
23 mm:	58		995
20 mm:	62		1022
15 mm:	70		1062
10 mm:	85		1210
5 mm:	121		1730
Schwelle mit G04 V05			
23 mm:	62		1025
20 mm:	66		1045
15 mm:	74		1070
10 mm:	90		1225
5 mm:	123		1615
Schwelle mit P.M.			
23 mm:	63		1015
20 mm:	68		1064
15 mm:	76		1082
10 mm:	91		1200
5 mm:	124		1573
Schwelle mit G04 V03			
23 mm:	65		1090
20 mm:	69		1108
15 mm:	78		1153
10 mm:	93		1265
5 mm:	123		1562

Ersatzträgheitsmoment in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler und der mit FEM simulierten kritischen Temperatur, Schotter Typ B, unkonsolidierter Oberbauzustand



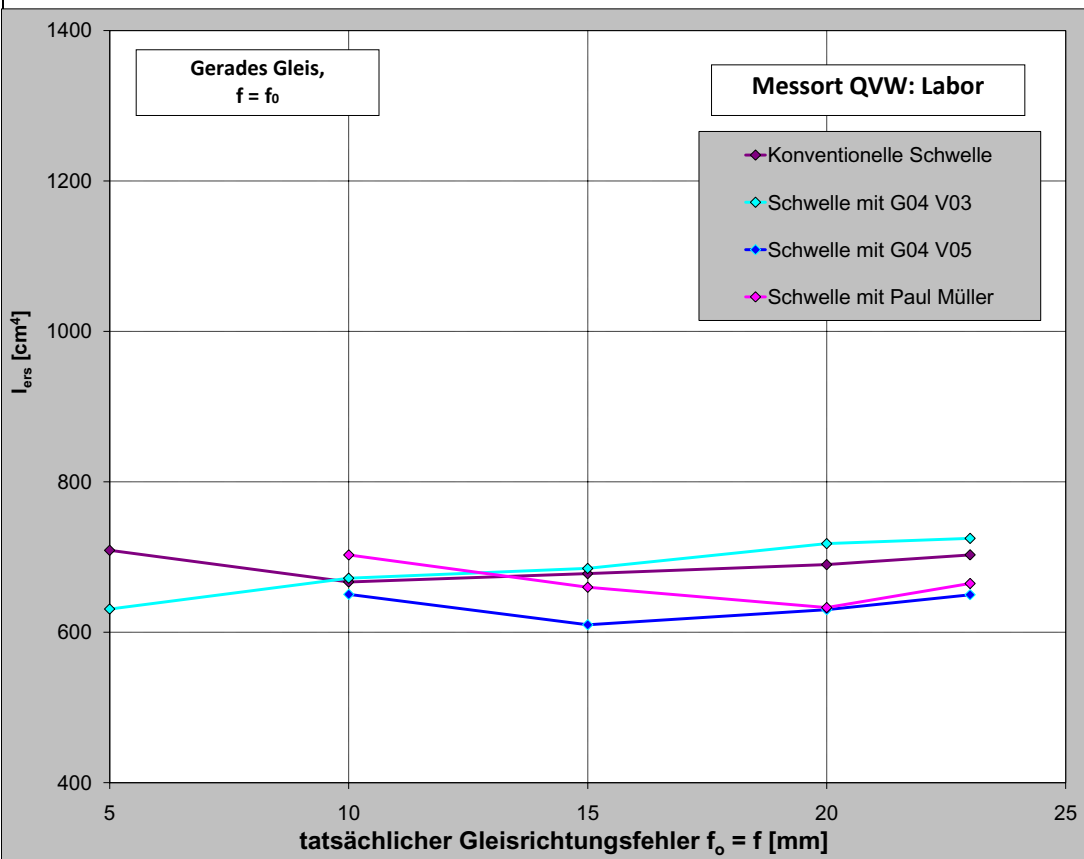
f ₀	ΔT ₀ [K]		I _{ers} [cm ⁴]
	FEM		
konvent. Schwelle			
23 mm:	58		1523
20 mm:	62		1517
15 mm:	70		1450
10 mm:	85		1425
5 mm:	121		1442
Schwelle mit G04 V05			
23 mm:	62		1570
20 mm:	66		1550
15 mm:	74		1460
10 mm:	90		1440
5 mm:	123		1345
Schwelle mit P.M.			
23 mm:	63		1555
20 mm:	68		1575
15 mm:	76		1475
10 mm:	91		1410
5 mm:	124		1310
Schwelle mit G04 V03			
23 mm:	65		1675
20 mm:	69		1640
15 mm:	78		1570
10 mm:	93		1490
5 mm:	123		1303

Ersatzträgheitsmoment in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler und der mit FEM simulierten kritischen Temperatur, Schotter Typ B, unkonsolidierter Oberbauzustand



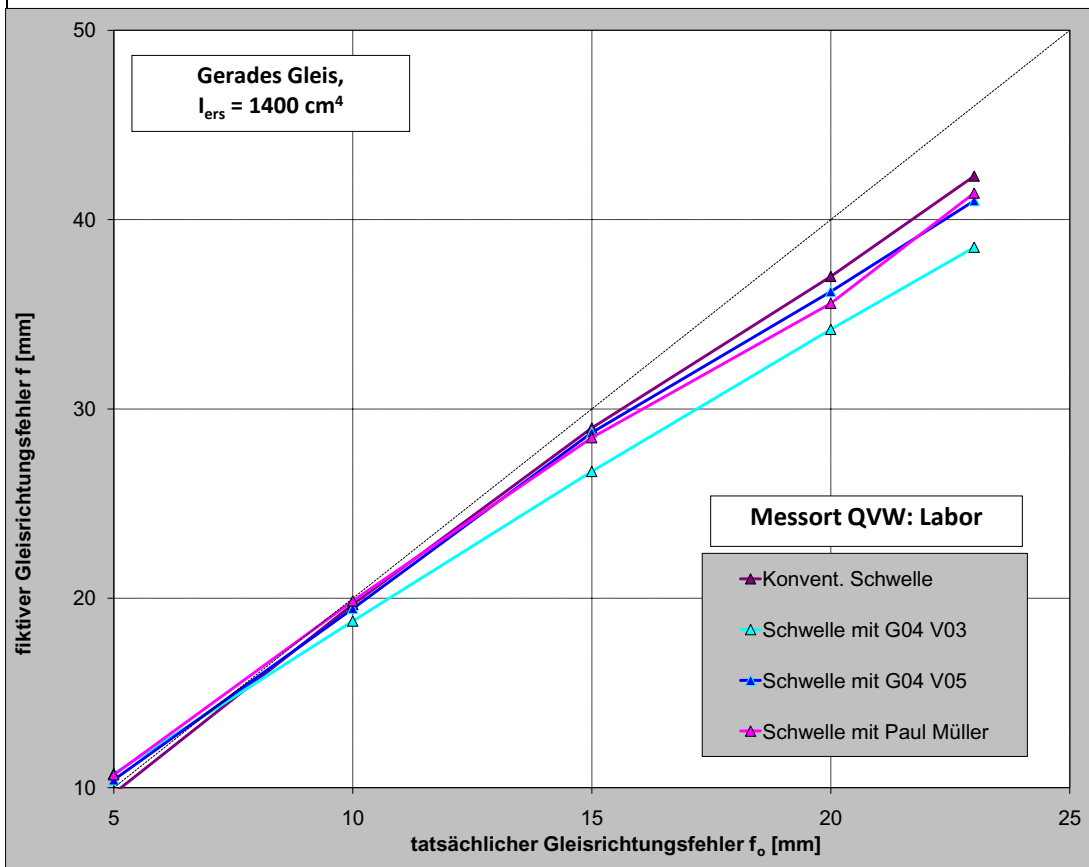
f ₀	ΔT ₀ [K]		I _{ers} [cm ⁴]
	FEM		
konvent. Schwelle			
23 mm:	58		762
20 mm:	62		758
15 mm:	70		725
10 mm:	85		712
5 mm:	121		721
Schwelle mit G04 V05			
23 mm:	62		785
20 mm:	66		775
15 mm:	74		730
10 mm:	90		720
5 mm:	123		672
Schwelle mit P.M.			
23 mm:	63		778
20 mm:	68		787
15 mm:	76		738
10 mm:	91		705
5 mm:	124		655
Schwelle mit G04 V03			
23 mm:	65		837
20 mm:	69		820
15 mm:	78		786
10 mm:	93		754
5 mm:	123		651

Ersatzträgheitsmoment in Abhängigkeit vom Gleisrichtungsfehler und der mit FEM simulierten kritischen Temperatur, Schotter Typ B, konsolidierter Oberbauzustand



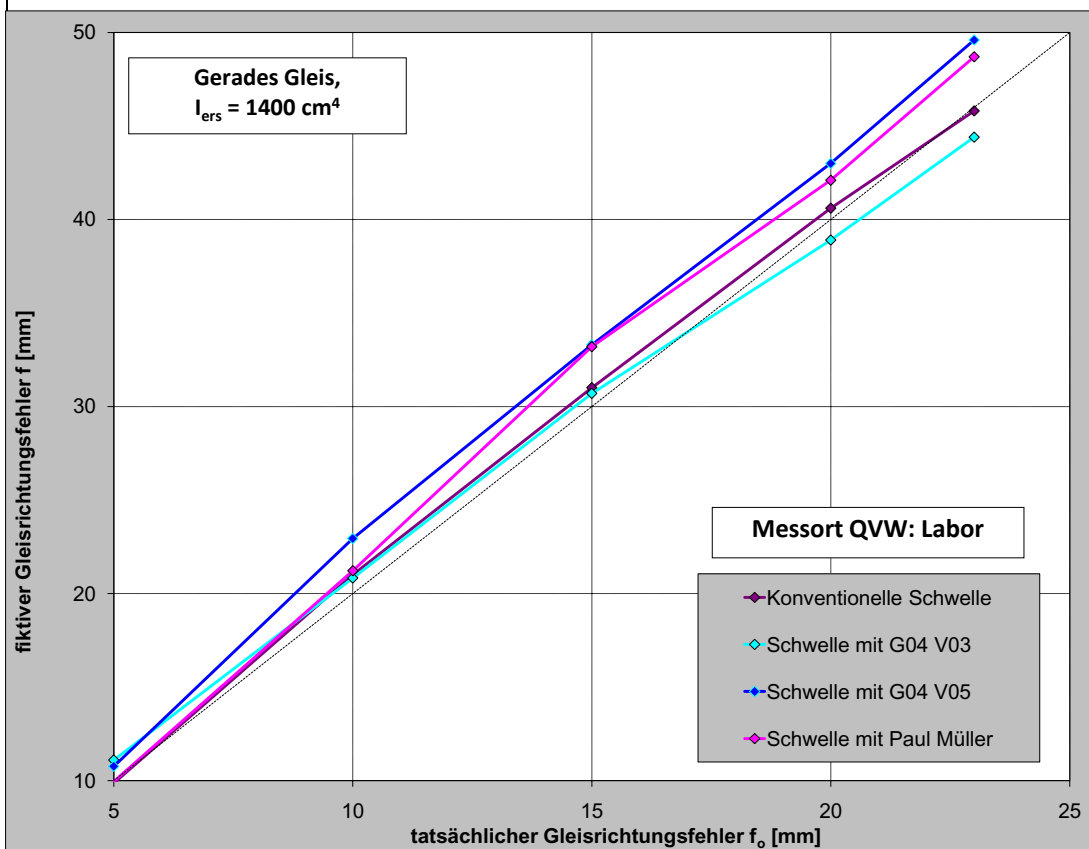
f ₀	ΔT ₀ [K]		I _{ers} [cm ⁴]
	FEM		
konvent. Schwelle			
23 mm:	65		703
20 mm:	69		690
15 mm:	79		678
10 mm:	96		667
5 mm:	140		709
Schwelle mit G04 V05			
23 mm:	68		650
20 mm:	73		650
15 mm:	83		630
10 mm:	100		610
5 mm:	146		651
Schwelle mit P.M.			
23 mm:	66		660
20 mm:	71		665
15 mm:	80		633
10 mm:	100		660
5 mm:	146		703
Schwelle mit G04 V03			
23 mm:	74		725
20 mm:	79		718
15 mm:	89		685
10 mm:	108		672
5 mm:	148		631

Relation zwischen fiktivem und tatsächlichem Gleisrichtungsfehler in Abhängigkeit von der mit FEM simulierten kritischen Temperatur, Schotter Typ B, unkonsolidierter Oberbauzustand



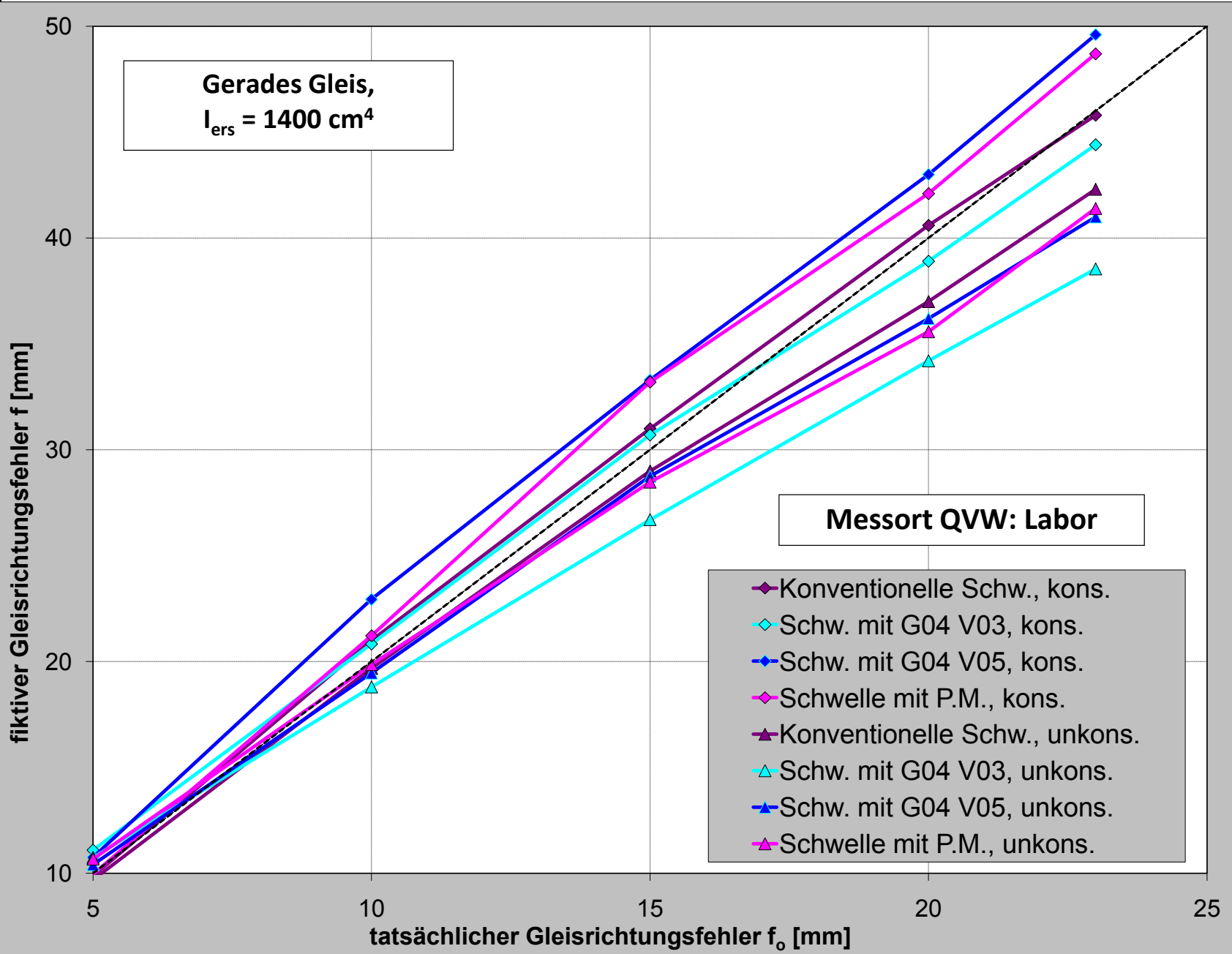
ΔT_0 [K]	f [mm]	f / f_0
f_0	FEM	
konvent. Schwelle		
23 mm:	58	42,3 1,8
20 mm:	62	37,0 1,9
15 mm:	70	29,0 1,9
10 mm:	85	19,7 2,0
5 mm:	121	9,7 1,9
Schwelle mit G04 V05		
23 mm:	62	41,0 1,8
20 mm:	66	36,2 1,8
15 mm:	74	28,8 1,9
10 mm:	90	19,5 1,9
5 mm:	123	10,4 2,1
Schwelle mit P.M.		
23 mm:	63	41,4 1,8
20 mm:	68	35,6 1,8
15 mm:	76	28,5 1,9
10 mm:	91	19,9 2,0
5 mm:	124	10,7 2,1
Schwelle mit G04 V03		
23 mm:	65	38,5 1,7
20 mm:	69	34,2 1,7
15 mm:	78	26,7 1,8
10 mm:	93	18,8 1,9
5 mm:	123	10,8 2,2

Relation zwischen fiktivem und tatsächlichem Gleisrichtungsfehler in Abhängigkeit von der mit FEM simulierten kritischen Temperatur, Schotter Typ B, konsolidierter Oberbauzustand



ΔT_0 [K]	f [mm]	f / f_0
f_0	FEM	
konvent. Schwelle		
23 mm:	65	45,8 2,0
20 mm:	69	40,6 2,0
15 mm:	79	31,0 2,1
10 mm:	96	21,0 2,1
5 mm:	140	9,9 2,0
Schwelle mit G04 V05		
23 mm:	68	49,6 2,2
20 mm:	73	43,0 2,2
15 mm:	83	33,3 2,2
10 mm:	100	22,9 2,3
5 mm:	146	10,8 2,2
Schwelle mit P.M.		
23 mm:	66	48,7 2,1
20 mm:	71	42,1 2,1
15 mm:	80	33,2 2,2
10 mm:	100	21,2 2,1
5 mm:	146	10,0 2,0
Schwelle mit G04 V03		
23 mm:	74	44,4 1,9
20 mm:	79	38,9 1,9
15 mm:	89	30,7 2,0
10 mm:	108	20,8 2,1
5 mm:	148	11,1 2,2

Relation zwischen fiktivem und tatsächlichem Gleisrichtungsfehler in Abhängigkeit von der mit FEM simulierten kritischen Temperatur, Schotter Typ B, un-/konsolidierter Oberbauzustand



f_0	f / f_0 unkonso- liert	f / f_0 konsoliert
konvent. Schwelle		
23 mm:	1,8	2,0
20 mm:	1,9	2,0
15 mm:	1,9	2,1
10 mm:	2,0	2,1
5 mm:	1,9	2,0
Schwelle mit G04 V05		
23 mm:	1,8	2,2
20 mm:	1,8	2,2
15 mm:	1,9	2,2
10 mm:	1,9	2,3
5 mm:	2,1	2,2
Schwelle mit P.M.		
23 mm:	1,8	2,1
20 mm:	1,8	2,1
15 mm:	1,9	2,2
10 mm:	2,0	2,1
5 mm:	2,1	2,0
Schwelle mit G04 V03		
23 mm:	1,7	1,9
20 mm:	1,7	1,9
15 mm:	1,8	2,0
10 mm:	1,9	2,1
5 mm:	2,2	2,2

Berechnungsparameter der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen

Schwellenart	Schotter- typ	Bogen- halbmesser	Verdichtungs- zustand	QVW (2 mm) [N/mm]	F (mm ²)	I _{TH} (mm ⁴)	f = f ₀ +7 [mm]	l (m)	ΔT _{TH} (K)	ΔT _{FEM} (K)	Abweichung ΔT ₀ FEM zur Theorie [%]
B 70 unbesohlt	A	360 m	unkonsolidiert	6,4	15340	14000000	30	11,8	43,0	50,0	16%
			konsolidiert	9,3	15340	14000000	30	10,2	57,2	55,0	-4%
	B		unkonsolidiert	8,3	15340	14000000	30	10,7	52,5	51,0	-3%
			konsolidiert	11,3	15340	14000000	30	9,5	66,0	59,0	-11%
B 70 mit Sohle Paul Müller	B		unkonsolidiert	9,6	15340	14000000	30	10,1	58,6	57,0	-3%
konsolidiert			12,4	15340	14000000	30	9,2	70,7	59,0	-16%	
B 70 mit Sohle G04 V05	A		unkonsolidiert	8,3	15340	14000000	30	10,7	52,5	52,0	-1%
			konsolidiert	11,2	15340	14000000	30	9,6	65,6	56,0	-15%
	B	unkonsolidiert	9,2	15340	14000000	30	10,3	56,7	55,0	-3%	
		konsolidiert	13,4	15340	14000000	30	9,0	74,7	63,0	-16%	
B 70 mit Sohle G04 V03	B	unkonsolidiert	9,5	15340	14000000	30	10,2	58,1	58,0	0%	
		konsolidiert	14,2	15340	14000000	30	8,8	77,9	70,0	-10%	

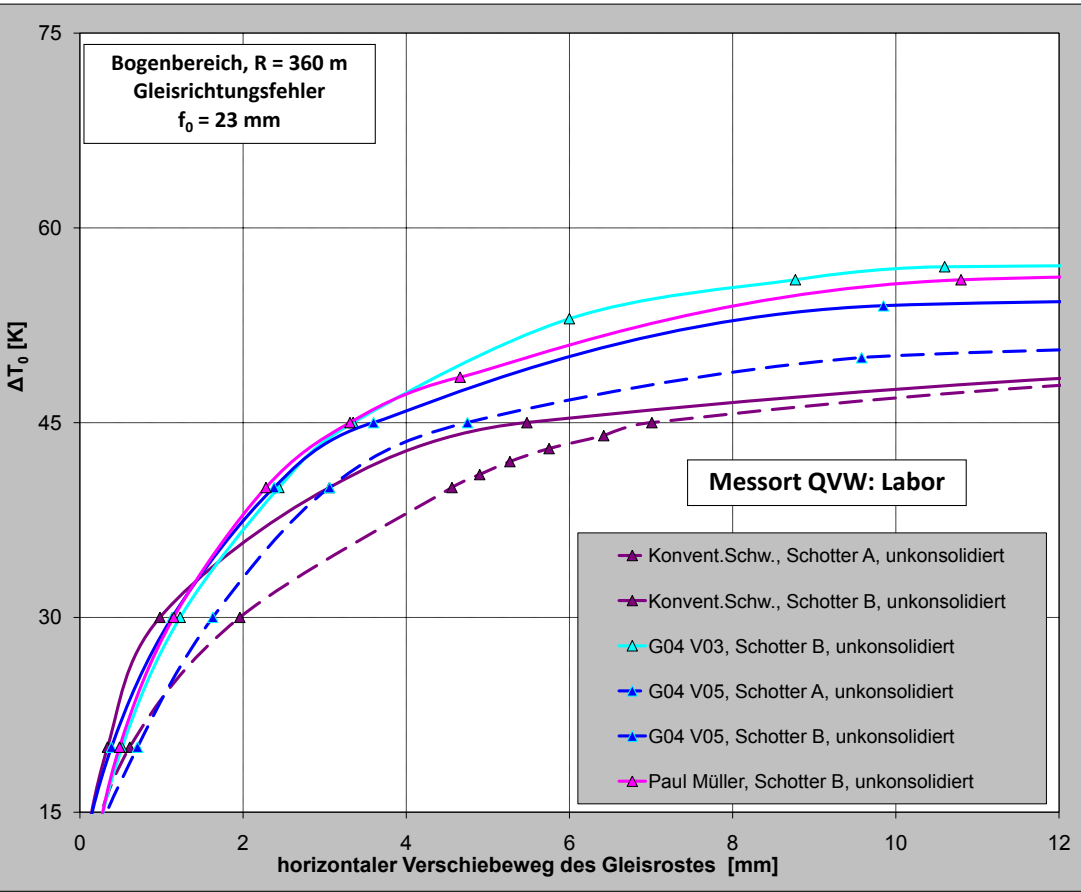
Berechnungsparameter der im Betriebsgleis untersuchten Oberbaukonfigurationen

Schwellenart	Schotter- typ	Bogen- halbmesser	Verdichtungs- zustand	QVW (2 mm) [N/mm]	F (mm ²)	I _{TH} (mm ⁴)	f = f ₀ +7 [mm]	l (m)	ΔT _{TH} (K)	ΔT _{FEM} (K)	Abweichung ΔT ₀ FEM zur Theorie [%]
B 70 unbesohlt	keine Angabe	360 m	konsolidiert	12,7	15340	14000000	22	8,8	78,1	66,0	-15%
				12,7	15340	14000000	30	9,1	71,9	58,0	-19%
				12,7	15340	14000000	16	8,4	84,2	76,0	-10%
		700 m	konsolidiert	12,7	15340	14000000	16	7,3	112,5	97,0	-14%
				12,7	15340	14000000	30	8,2	89,8	68,0	-24%
B 70 mit Sohle G04 V05		keine Angabe	360 m	konsolidiert	14,4	15340	14000000	22	8,4	85,7	76,0
	14,4				15340	14000000	30	8,7	78,6	66,0	-16%
	14,4				15340	14000000	16	8,0	92,8	86,0	-7%
	700 m		konsolidiert	14,4	15340	14000000	16	7,0	122,2	108,0	-12%
				14,4	15340	14000000	30	7,9	97,1	77,0	-21%

Berechnungsparameter der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen (Einsatz unterschiedlicher Schienenprofile)

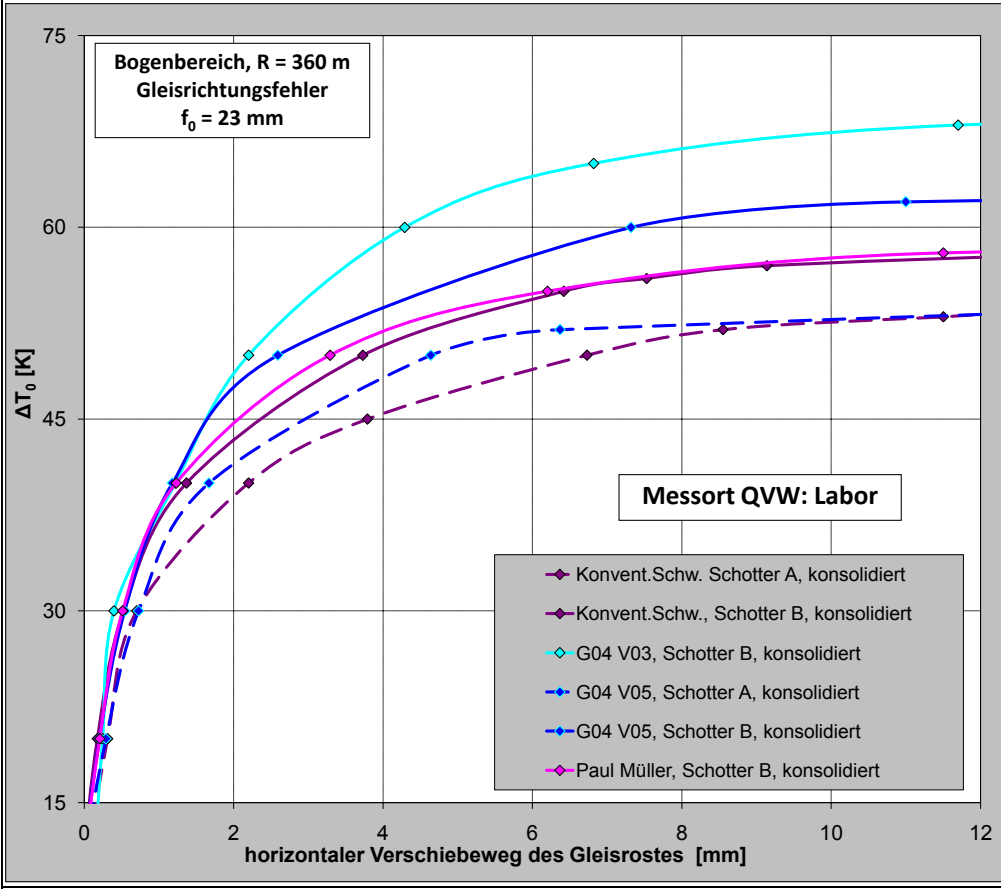
unbesohlte Schwellenart	Schotter- typ	Bogen- halbmesser	Schienen- profil	QVW (2 mm) [N/mm]	F (mm ²)	I _{TH} (mm ⁴)	f = f ₀ +7 [mm]	l (m)	ΔT _{TH} (K)	ΔT _{FEM} (K)	Abweichung ΔT ₀ FEM zur Theorie [%]
B 70	B, konsoli- diert	360 m	60 E1	11,3	15340	14000000	30	9,5	66,0	59,0	-11%
			S 54	11,3	13896	14000000	30	9,5	72,9	57,3	-21%
			49 E1	11,3	12584	11000000	30	8,7	75,2	61,7	-18%
Breitschwelle			60 E1	39,7	15340	14000000	30	6,2	154,9	134,6	-13%
			S 54	39,7	13896	14000000	30	6,2	171,0	134,3	-21%
			49 E1	39,7	12584	11000000	30	5,8	172,5	143,1	-17%
SchS-ARS			60 E1	9,3	15340	14000000	30	10,2	57,3	52,4	-9%
			S 54	9,3	13896	14000000	30	10,2	63,3	51,8	-18%
			49 E1	9,3	12584	11000000	30	9,4	65,6	54,6	-17%
G04 (V05)			60 E1	13,4	15340	14000000	30	9,0	74,7	62,9	-16%
			S 54	13,4	13896	14000000	30	9,0	82,5	62,1	-25%
			49 E1	13,4	12584	11000000	30	8,2	84,8	66,0	-22%

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg, unkonsolidierter Zustand



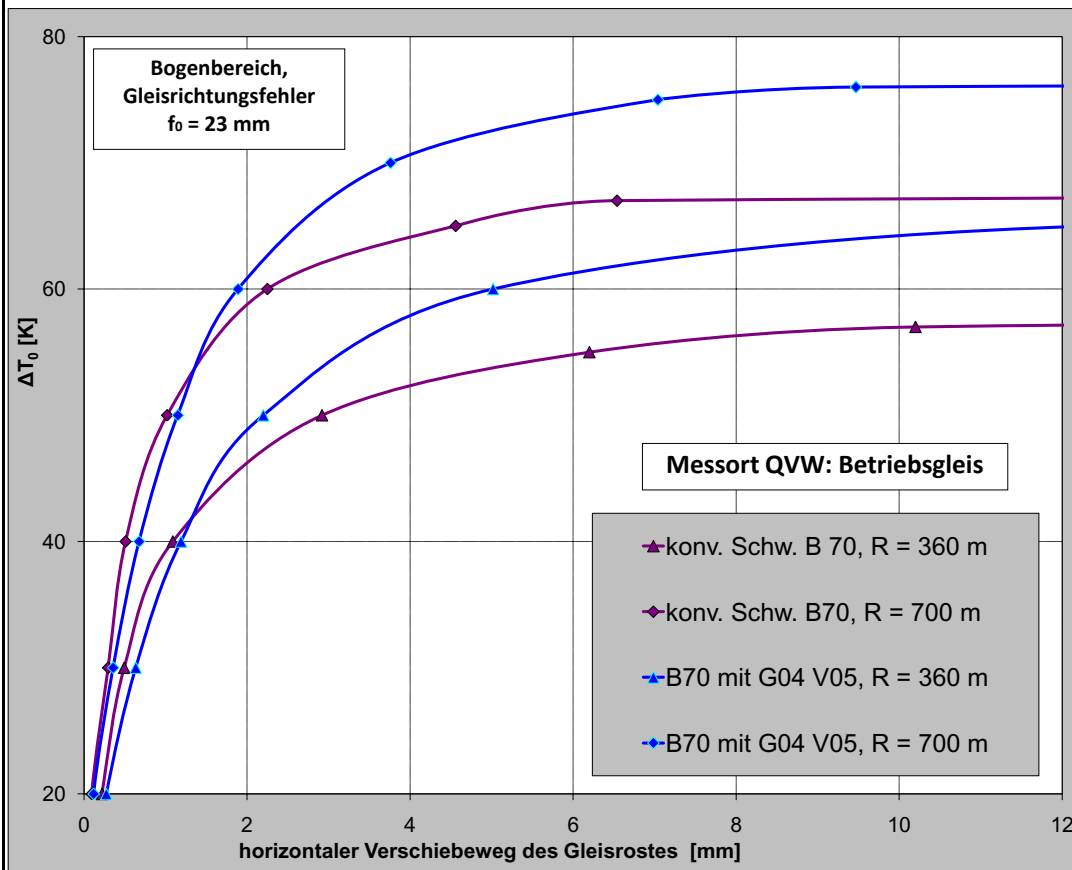
ΔT_0 [K]	
FEM	Theorie
konvent. Schw. Sch A	43,0
konvent. Schw. Sch B	52,5
Schw. G04 V05, Sch A	52,5
Schw. G04 V05, Sch B	56,7
Schw. P.M., Sch B	58,6
Schw. G04 V03, Sch B	58,1

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg, konsolidierter Zustand



ΔT_0 [K]	
FEM	Theorie
konvent. Schw. Sch A	57,2
konvent. Schw. Sch B	66,0
Schw. G04 V05, Sch A	65,6
Schw. G04 V05, Sch B	74,7
Schw. P.M., Sch B	70,7
Schw. G04 V03, Sch B	77,9

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg

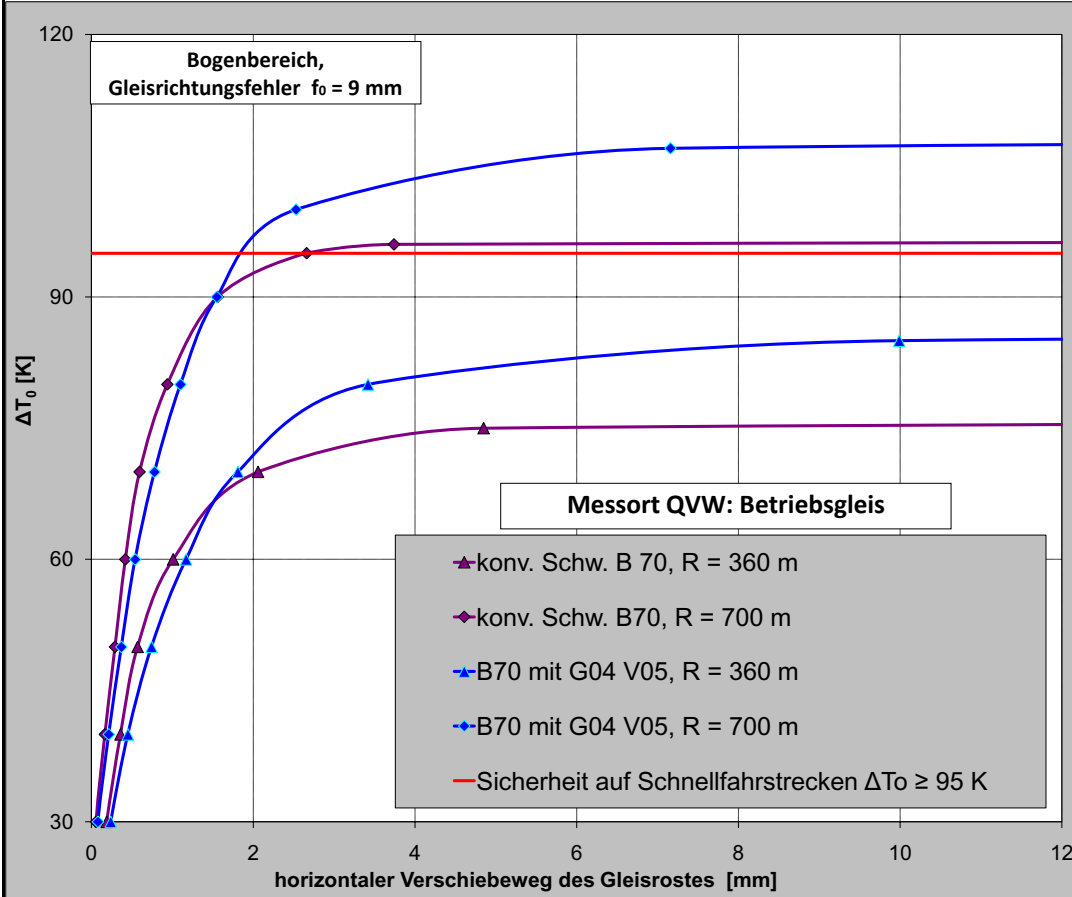


ΔT₀ [K]

FEM Theorie

konvent. Schw. R = 360 m	58	71,9
konvent. Schw. R = 700 m	68	89,8
Schw. G04 V05, R = 360 m	66	78,6
Schw. G04 V05, R = 700 m	77	97,1

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg

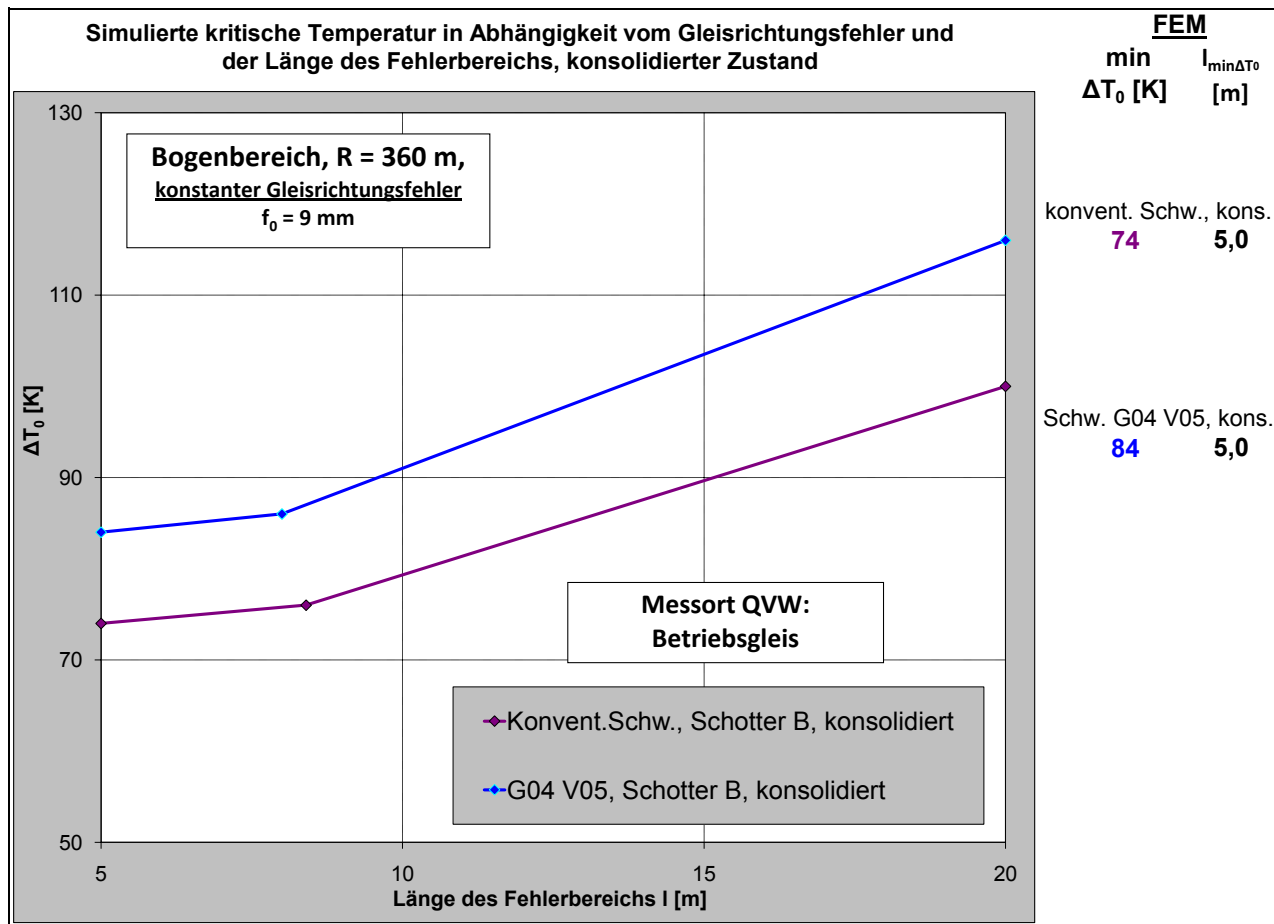


ΔT₀ [K]

FEM Theorie

konvent. Schw. R = 360 m	76	84,2
konvent. Schw. R = 700 m	97	112,5
Schw. G04 V05, R = 360 m	86	92,8
Schw. G04 V05, R = 700 m	108	122,2

— Sicherheit auf Schnellfahrstrecken ΔT₀ ≥ 95 K



Gekrümmtes Gleis

Berechnungsparameter der im Labor untersuchten Oberbaukonfigurationen (Ansatz: $f = 2 \cdot f_0$)

Schwellenart	Schotter-typ	Bogen-halbmesser	Verdichtungs-zustand	QVW (2 mm) [N/mm]	F (mm ²)	I_{rh} (mm ⁴)	$f = f_0 + 7$ [mm]	l (m)	ΔT_{TH} (K)	ΔT_{FEM} (K)	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]
B 70 unbesohlt	A	360 m	konsolidiert	9,3	15340	14000000	46	10,9	50,9	55,0	8%
	B		konsolidiert	11,3	15340	14000000	46	10,1	58,4	59,0	1%
B 70 mit Sohle Paul Müller	B		konsolidiert	12,4	15340	14000000	46	9,8	62,2	60,0	-4%
B 70 mit Sohle G04 V05	A		konsolidiert	11,2	15340	14000000	46	10,2	58,0	56,0	-3%
	B		konsolidiert	13,4	15340	14000000	46	9,6	65,6	63,0	-4%
B 70 mit Sohle G04 V03	B		konsolidiert	14,2	15340	14000000	46	9,4	68,3	70,0	3%

Berechnungsparameter der im Betriebsgleis untersuchten Oberbaukonfigurationen (Ansatz: $f = 2 \cdot f_0$)

Schwellenart	Schotter-typ	Bogen-halbmesser	Verdichtungs-zustand	QVW (2 mm) [N/mm]	F (mm ²)	I_{rh} (mm ⁴)	$f = f_0 + 7$ [mm]	l (m)	ΔT_{TH} (K)	ΔT_{FEM} (K)	Abweichung ΔT_0 FEM zur Theorie [%]
B 70 unbesohlt	keine Angabe	360 m	konsolidiert	12,7	15340	14000000	30	9,1	71,9	66,0	-8%
				12,7	15340	14000000	46	9,7	63,3	58,0	-8%
				12,7	15340	14000000	18	8,6	82,0	76,0	-7%
		700 m	konsolidiert	12,7	15340	14000000	18	7,5	108,1	97,0	-10%
				12,7	15340	14000000	46	8,9	76,0	68,0	-11%
B 70 mit Sohle G04 V05	keine Angabe	360 m	konsolidiert	14,4	15340	14000000	30	8,7	78,6	76,0	-3%
				14,4	15340	14000000	46	9,3	68,9	66,0	-4%
				14,4	15340	14000000	18	8,2	90,2	86,0	-5%
		700 m	konsolidiert	14,4	15340	14000000	18	7,2	117,3	108,0	-8%
				14,4	15340	14000000	46	8,6	81,9	77,0	-6%

Berechnung der dynamischen Radlast für die Lastfälle „IC-Wagen“ und „BR 152“, gerades Gleis
Federziffer des Oberbaus mit Schwellen B 70 und Besohlung G04 V05, konsolidierter Schotter Typ B

Fläche der Sohle (bezogen auf einen Stützpunkt)	F _{so} =	272000	mm ²	lx Schiene	60 E1	lx=	30380000	mm ⁴
Federziffer der Zwischenlage	c _{zw} =	455	kN/mm	Schwellenabstand		a=	600	mm
Federziffer des Schotters	c _u =	125	kN/mm					
Achslast statisch	GZ:	220	kN					
	RZ:	114	kN					
Radlastverlagerung im Bogen		0	%					
Faktor für Gleislage	n=	0,10						
Geschwindigkeitsbeiwert	phi=	1,63	phi >= 1!					
Statistische Sicherheit	t=	1,65						
Zuschlag		1,27						
Radlast für Berechnung nach Zimmermann	BR 152: Q=	139,5	kN					
	IC-Wagen: Q=	72,3	kN					
Bettungsmodul der Schwellenbesohlung [N/mm ²]	Federziffer c Sohle [kN/mm]	Federziffer des Oberbaus bezogen auf Stützpunkt [kN/mm]	elastische Länge	Einsenkung [mm]				
0,06	16,3	14,0	1022,8	2,92	BR 152			
0,06	16,3	14,0	1022,8	1,52	IC-Wagen			

Gleislage	n	z.B. bei
sehr gut	0,10	NBS,ABS,Hauptabfuhrstrecken
gut / mäßig	0,15	Nebenfernstrecken S-Bahn
schlecht	0,20	sonstige durchgehende Hauptgleise
sehr schlecht	0,25	

Geschwindigkeitsbeiwert		
	V	phi >= 1!
BR 152	160	1,63
IC-Wagen	300	1,63

Statistische Sicherheit				
P [%]	68,3	90,0	95,0	99,7
t	1,00	1,65	1,96	3,00

Berechnung der dynamischen Radlast für die Lastfälle „IC-Wagen“ und „BR 152“, gerades Gleis
Federziffer des Oberbaus mit unbesohlenen Schwellen B 70, konsolidierter Schotter Typ B

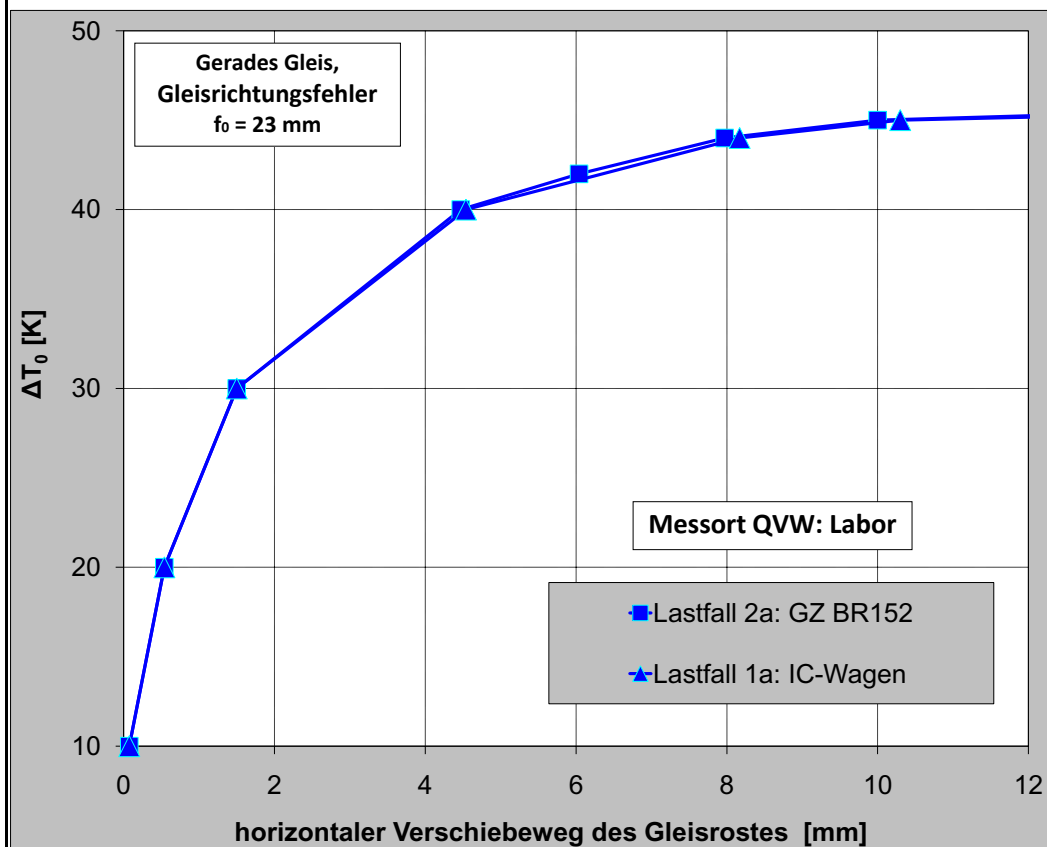
Fläche der Sohle (bezogen auf einen Stützpunkt)	F _{so} =	285000	mm ²	lx Schiene	60 E1	lx=	30380000	mm ⁴
Federziffer der Zwischenlage	c _{zw} =	455	kN/mm	Schwellenabstand		a=	600	mm
Federziffer des Schotters	c _u =	125	kN/mm					
Achslast statisch	GZ:	220	kN					
	RZ:	114	kN					
Radlastverlagerung im Bogen		0	%					
Faktor für Gleislage	n=	0,10						
Geschwindigkeitsbeiwert	phi=	1,63	phi >= 1!					
Statistische Sicherheit	t=	1,65						
Zuschlag		1,27						
Radlast für Berechnung nach Zimmermann	BR 152: Q=	139,5	kN					
	IC-Wagen: Q=	72,3	kN					
Federziffer des Oberbaus bezogen auf Stützpunkt [kN/mm]	elastische Länge	Einsenkung [mm]						
98,1	628,6	0,68	BR 152					
98,1	628,6	0,35	IC-Wagen					

Gleislage	n	z.B. bei
sehr gut	0,10	NBS,ABS,Hauptabfuhrstrecken
gut / mäßig	0,15	Nebenfernstrecken S-Bahn
schlecht	0,20	sonstige durchgehende Hauptgleise
sehr schlecht	0,25	

Geschwindigkeitsbeiwert		
	V	phi >= 1!
BR 152	160	1,63
IC-Wagen	300	1,63

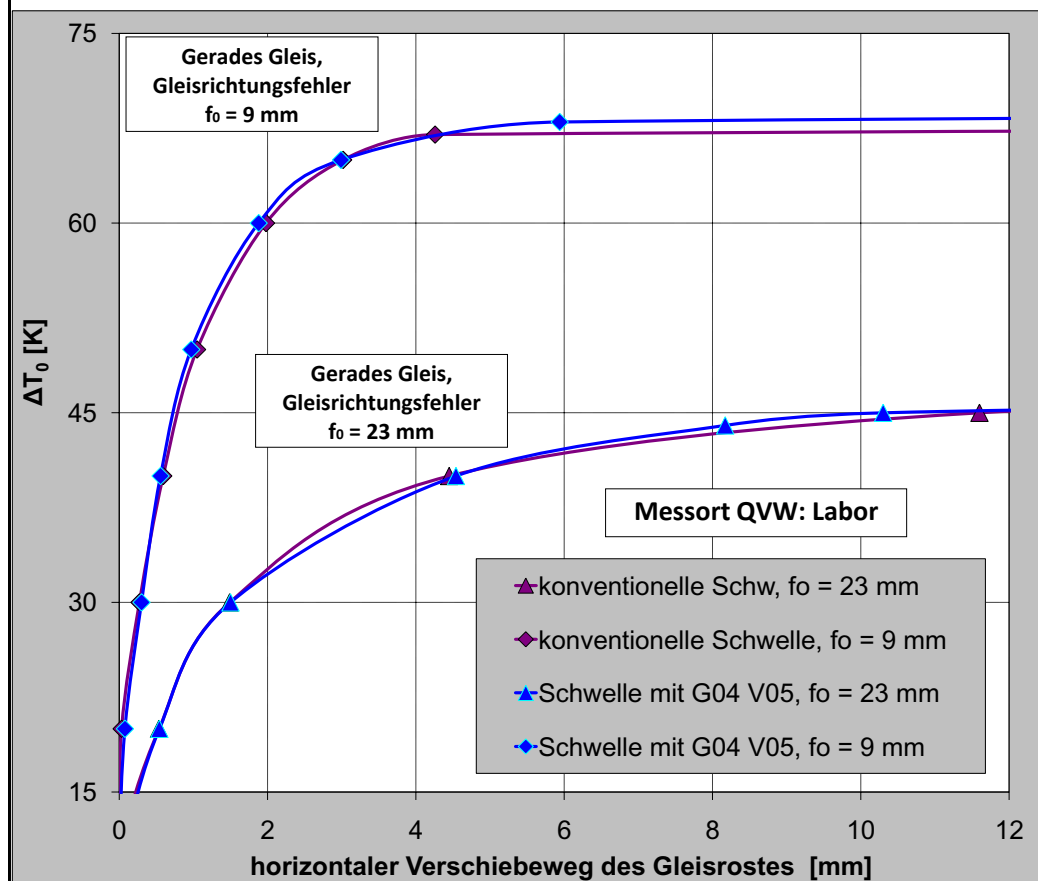
Statistische Sicherheit				
P [%]	68,3	90,0	95,0	99,7
t	1,00	1,65	1,96	3,00

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg
Schwellen mit Sohle G04 V05, Schotter Typ B, konsolidierter Zustand



ΔT₀ [K]	
FEM	
Lastfall 1a: IC-Wagen	47
Lastfall 2a: BR 152	47

Simulierte kritische Temperatur in Abhängigkeit vom Verschiebeweg
Schotter Typ B, konsolidierter Zustand, Lastfall 1a: IC-Wagen



ΔT₀ [K]	
FEM	
konvent. Schw., f₀ = 23 mm	47
konvent. Schw., f₀ = 9 mm	68
Schw. G04 V05, f₀ = 23 mm	47
Schw. G04 V05, f₀ = 9 mm	69

Ableitung der Größe des QVW unter Betriebsbelastung in Abhängigkeit der vertikalen Biegelinie der Schiene und des gewählten Lastfalls

Oberbau mit konsolidiertem Schotter Typ B und Schwellen B 70 mit Besohlung G04 V05

LF 1a: Trockenwetter, Schwellen eingeschottert, keine Hohllage

Primärer und sekundärer Sohlwiderstand = 57 % vom statischen Gesamt-QVW (s. Tab. 4.17);

Ansatz bei Gleisanhebung: 50 %

Flanken- und Vorkopfwiderstand = 43 % vom statischen Gesamt-QVW (s. Tab. 4.17);

Ansatz bei Gleisanhebung: 100 %

→ Dynamischer QVW ohne Gleisanhebung = $1,0 \cdot \text{dynQVW}$

→ Dynamischer QVW bei Gleisanhebung = $(0,5 \cdot 0,57 + 1,0 \cdot 0,43) \cdot \text{dynQVW} = 0,71 \cdot \text{dynQVW}$

LF 1b: Regenwetter, Schwellen eingeschottert, keine Hohllage

Stat. Gesamt-QVW bei Regenwetter = 81 % vom stat. Gesamt-QVW bei Trockenwetter (s. Tab. 4.10)

→ Dynamischer QVW ohne Gleisanhebung = $0,81 \cdot \text{dynQVW}$

→ Dynamischer QVW bei Gleisanhebung = $0,81 \cdot 0,71 \cdot \text{dynQVW} = 0,58 \cdot \text{dynQVW}$

LF 1c: Trockenwetter, Schwellen eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage

Primärer und sekundärer Sohlwiderstand = 57 % vom statischen Gesamt-QVW (s. Tab. 4.17);

Reduktion wegen 33 % der Schwellen mit Hohllage: $0,33 \cdot 0,57 = 0,19$

Ansatz: Da im Bereich der Gleisanhebung der Sohlwiderstand bereits um 50 % stark reduziert wurde, erfolgt keine Verringerung des primären und sekundären Widerstands um weitere 33 % wegen 1/3 der Schwellen mit Hohllage

→ Dynamischer QVW ohne Gleisanhebung = $(1,0 - 0,19) \cdot \text{dynQVW} = 0,81 \cdot \text{dynQVW}$

→ Dynamischer QVW bei Gleisanhebung = $0,71 \cdot \text{dynQVW}$

LF 1d: Trockenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, keine Hohllage

Sekundärer Sohl-, Flanken- und Vorkopfwiderstand = 70 % vom statischen Gesamt-QVW (s. Tab. 4.17);

Primärer Sohlwiderstand = 30 % vom statischen Gesamt-QVW (s. Tab. 4.17);

→ Dynamischer QVW ohne Gleisanhebung = $(0,5 \cdot 0,7 + 0,3) \cdot \text{dynQVW} = 0,65 \cdot \text{dynQVW}$

→ Dynamischer QVW bei Gleisanhebung = $0,65 \cdot 0,71 \cdot \text{dynQVW} = 0,46 \cdot \text{dynQVW}$

LF 1e: Regenwetter, Schwellen eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage

→ Dynamischer QVW ohne Gleisanhebung = $0,81 \cdot 0,81 \cdot \text{dynQVW} = 0,66 \cdot \text{dynQVW}$

→ Dynamischer QVW bei Gleisanhebung = $0,81 \cdot 0,71 \cdot \text{dynQVW} = 0,58 \cdot \text{dynQVW}$

LF 1f: Regenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, keine Hohllage

→ Dynamischer QVW ohne Gleisanhebung = $0,81 \cdot 0,65 \cdot \text{dynQVW} = 0,53 \cdot \text{dynQVW}$

→ Dynamischer QVW bei Gleisanhebung = $0,81 \cdot 0,46 \cdot \text{dynQVW} = 0,37 \cdot \text{dynQVW}$

LF 1g: Trockenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage

→ Dynamischer QVW ohne Gleisanhebung = $0,81 \cdot 0,65 \cdot \text{dynQVW} = 0,53 \cdot \text{dynQVW}$

→ Dynamischer QVW bei Gleisanhebung = $0,71 \cdot 0,46 \cdot \text{dynQVW} = 0,33 \cdot \text{dynQVW}$

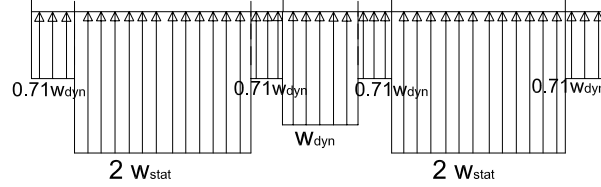
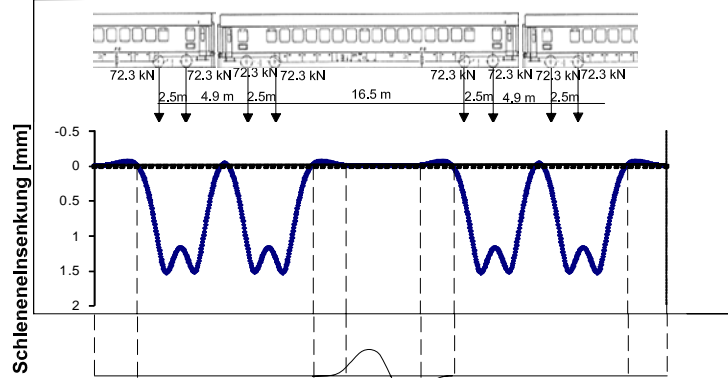
LF 1h: Regenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage

→ Dynamischer QVW ohne Gleisanhebung = $0,81 \cdot 0,53 \cdot \text{dynQVW} = 0,43 \cdot \text{dynQVW}$

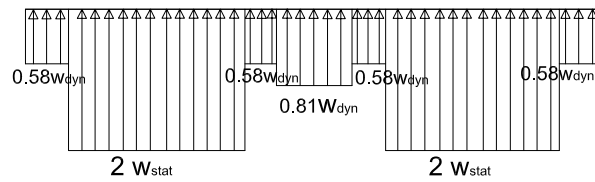
→ Dynamischer QVW bei Gleisanhebung = $0,81 \cdot 0,33 \cdot \text{dynQVW} = 0,27 \cdot \text{dynQVW}$

Anmerkung: Der Kraftanteil des dynamischen Längsverschiebewiderstands (s. Anl. 91) wurde in Abhängigkeit vom Lastfall mit den gleichen Faktoren wie der dynamische QVW reduziert.

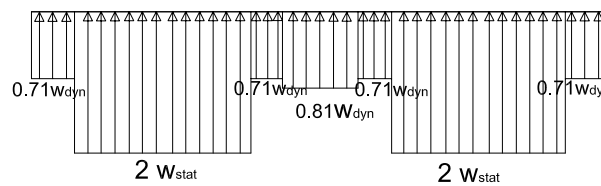
Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter einem IC-Wagen, Achskraft 114 kN, Schotteroberbau mit besohlenen Schwellen B70 (Sohle G04 V05), gerades Gleis



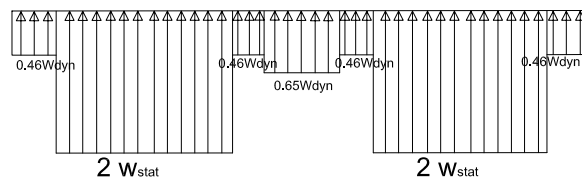
LF 1a



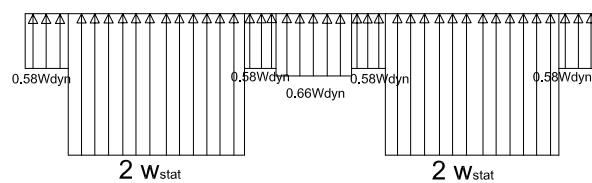
LF 1b



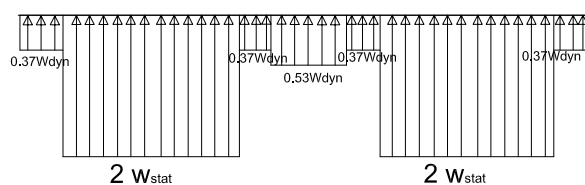
LF 1c



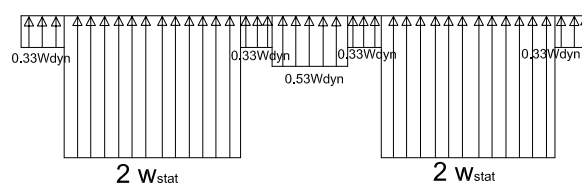
LF 1d



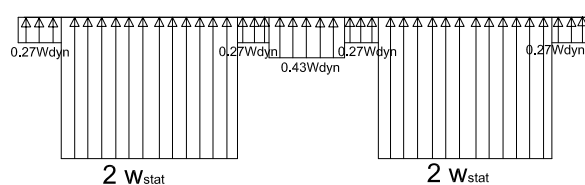
LF 1e



LF 1f



LF 1g



LF 1h

Ableitung der Größe des QVV unter Betriebsbelastung in Abhängigkeit der vertikalen Biegelinie der Schiene und des gewählten Lastfalls

Oberbau mit konsolidiertem Schotter Typ B und unbesohlenen Schwellen B 70
Ansatz ohne Gleisanhebung

LF 1a: Trockenwetter, Schwellen eingeschottert, keine Hohllage

→ Dynamischer QVV ohne Gleisanhebung = 1,0·dynQVV

LF 1b: Regenwetter, Schwellen eingeschottert, keine Hohllage

Stat. Gesamt-QVV bei Regenwetter = 26 % vom stat. Gesamt-QVV bei Trockenwetter (s. Tab. 4.10)

→ Dynamischer QVV ohne Gleisanhebung = 0,74·dynQVV

LF 1c: Trockenwetter, Schwellen eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage

Primärer und sekundärer Sohlwiderstand = 56 % vom statischen Gesamt-QVV (s. Tab. 4.17);

Reduktion wegen 33 % der Schwellen mit Hohllage: $0,33 \cdot 0,56 = 0,19$

→ Dynamischer QVV ohne Gleisanhebung = $(1,0 - 0,19) \cdot \text{dynQVV} = \underline{0,81 \cdot \text{dynQVV}}$

LF 1d: Trockenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, keine Hohllage

Sekundärer Sohl-, Flanken- und Vorkopfwiderstand = 71 % vom statischen Gesamt-QVV (s. Tab. 4.17);

Primärer Sohlwiderstand = 29 % vom statischen Gesamt-QVV (s. Tab. 4.17);

→ Dynamischer QVV ohne Gleisanhebung = $(0,5 \cdot 0,71 + 0,29) \cdot \text{dynQVV} = \underline{0,65 \cdot \text{dynQVV}}$

LF 1e: Regenwetter, Schwellen eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage

→ Dynamischer QVV ohne Gleisanhebung = $0,74 \cdot 0,81 \cdot \text{dynQVV} = \underline{0,60 \cdot \text{dynQVV}}$

LF 1f: Regenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, keine Hohllage

→ Dynamischer QVV ohne Gleisanhebung = $0,74 \cdot 0,65 \cdot \text{dynQVV} = \underline{0,48 \cdot \text{dynQVV}}$

LF 1g: Trockenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage

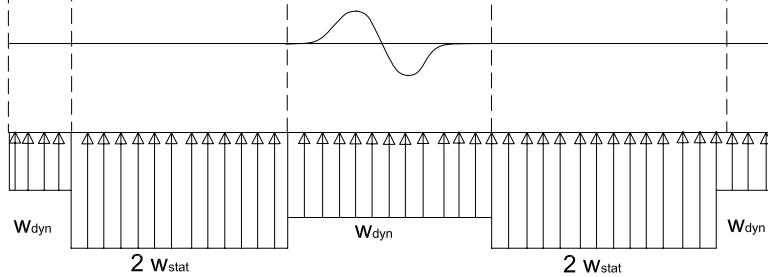
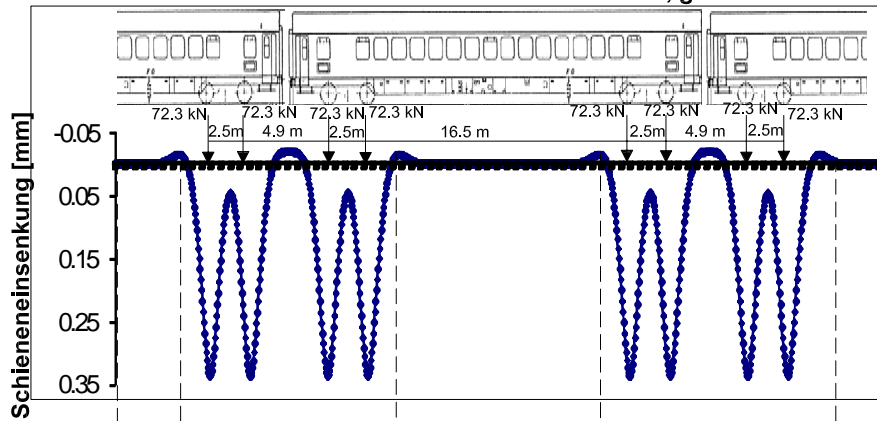
→ Dynamischer QVV ohne Gleisanhebung = $0,81 \cdot 0,65 \cdot \text{dynQVV} = \underline{0,53 \cdot \text{dynQVV}}$

LF 1h: Regenwetter, Schwellen zu 50 % eingeschottert, 1/3 davon mit Hohllage

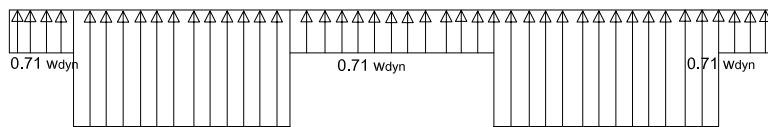
→ Dynamischer QVV ohne Gleisanhebung = $0,74 \cdot 0,53 \cdot \text{dynQVV} = \underline{0,39 \cdot \text{dynQVV}}$

Anmerkung: Der Kraftanteil des dynamischen Längsverschiebewiderstands (s. Anl. 91) wurde in Abhängigkeit vom Lastfall mit den gleichen Faktoren wie der dynamische QVV reduziert.

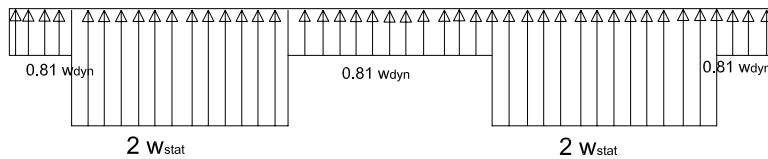
Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter einem IC-Wagen, Achskraft 114 kN, Schotteroberbau mit unbesohlenen Schwellen B70, gerades Gleis



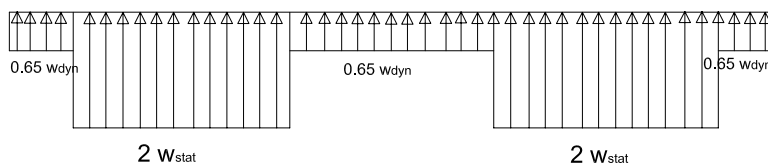
LF 1a



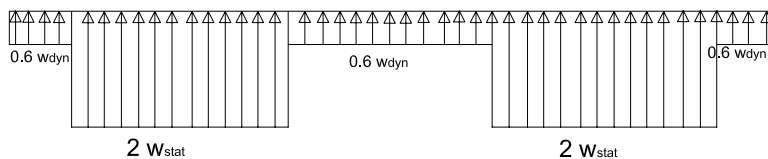
LF 1b



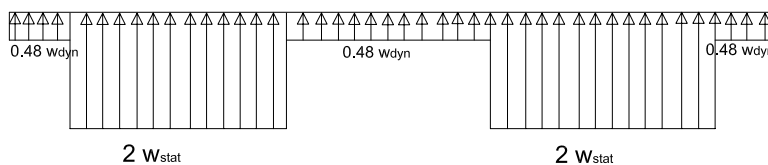
LF 1c



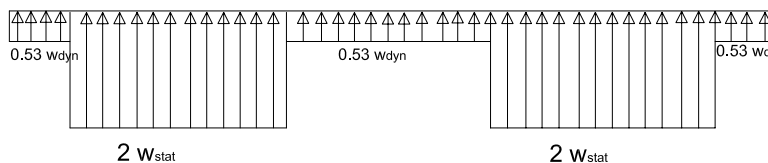
LF 1d



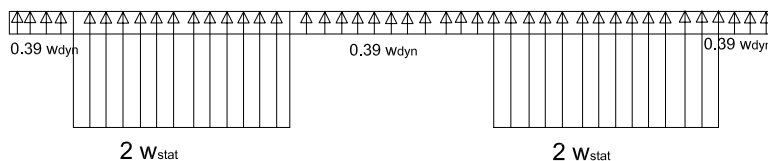
LF 1e



LF 1f



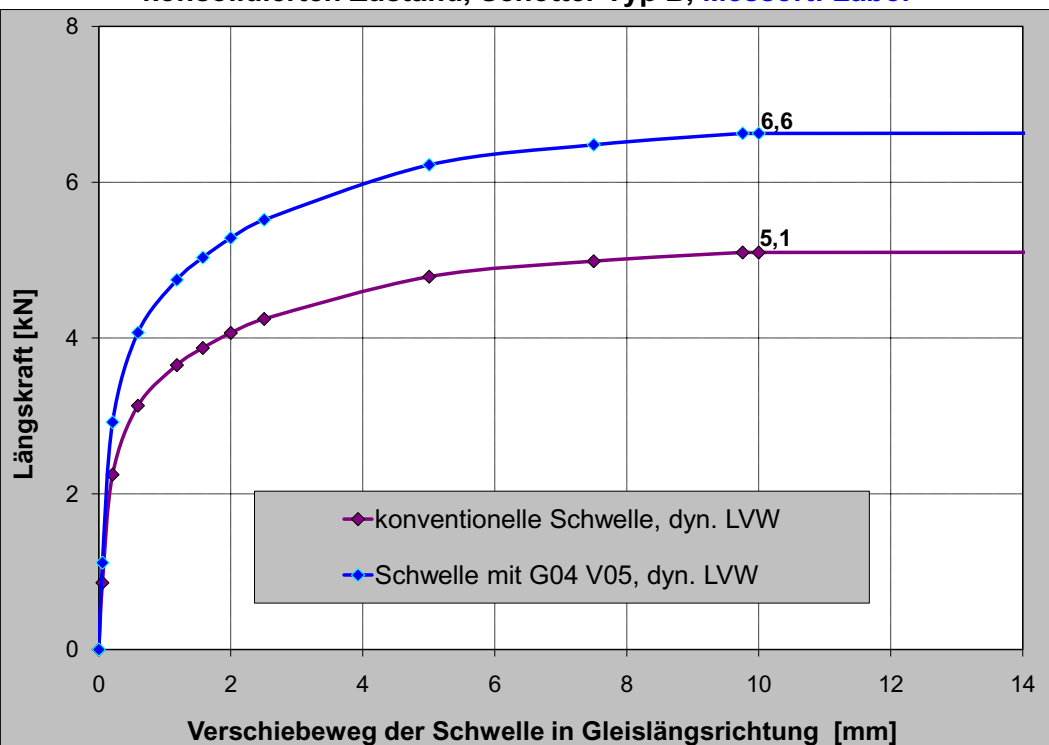
LF 1g



LF 1h

Dynamischer LVW von konventionellen und besohnten Schwellen B70 im konsolidierten Zustand, Schotter Typ B, Messort: Labor

LVW_(10 mm) [N/mm]
a = 600 mm



konvent. Schwelle

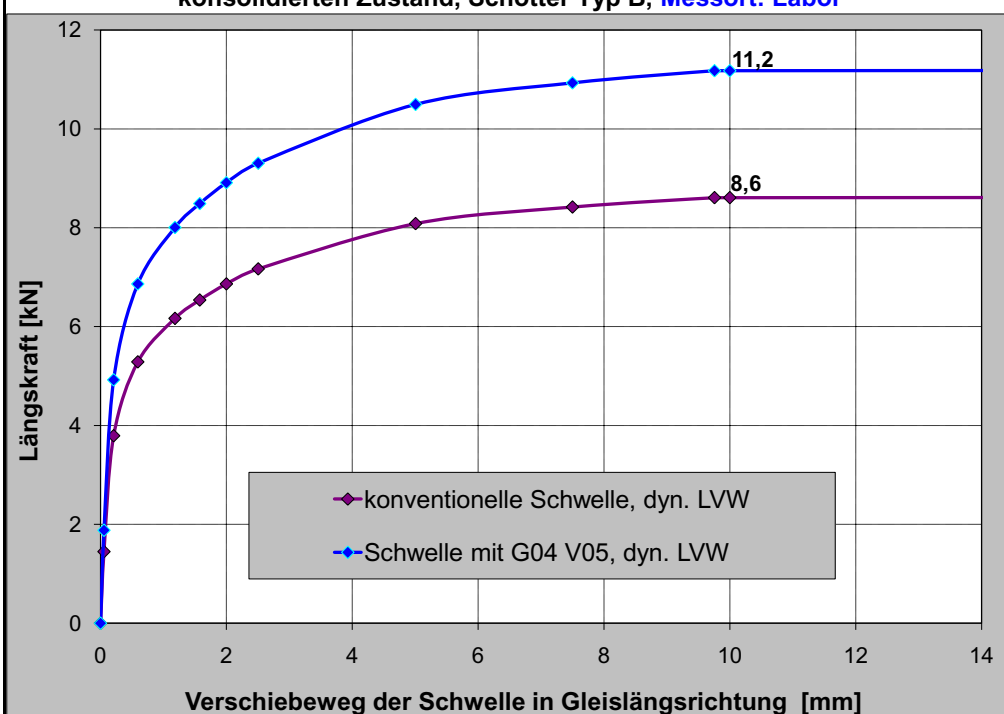
8,5

Schw. mit G04 V05

11,0

Statischer LVW (Regenfall) von konventionellen und besohnten Schwellen B70 im konsolidierten Zustand, Schotter Typ B, Messort: Labor

LVW_(10 mm) [N/mm]
a = 600 mm



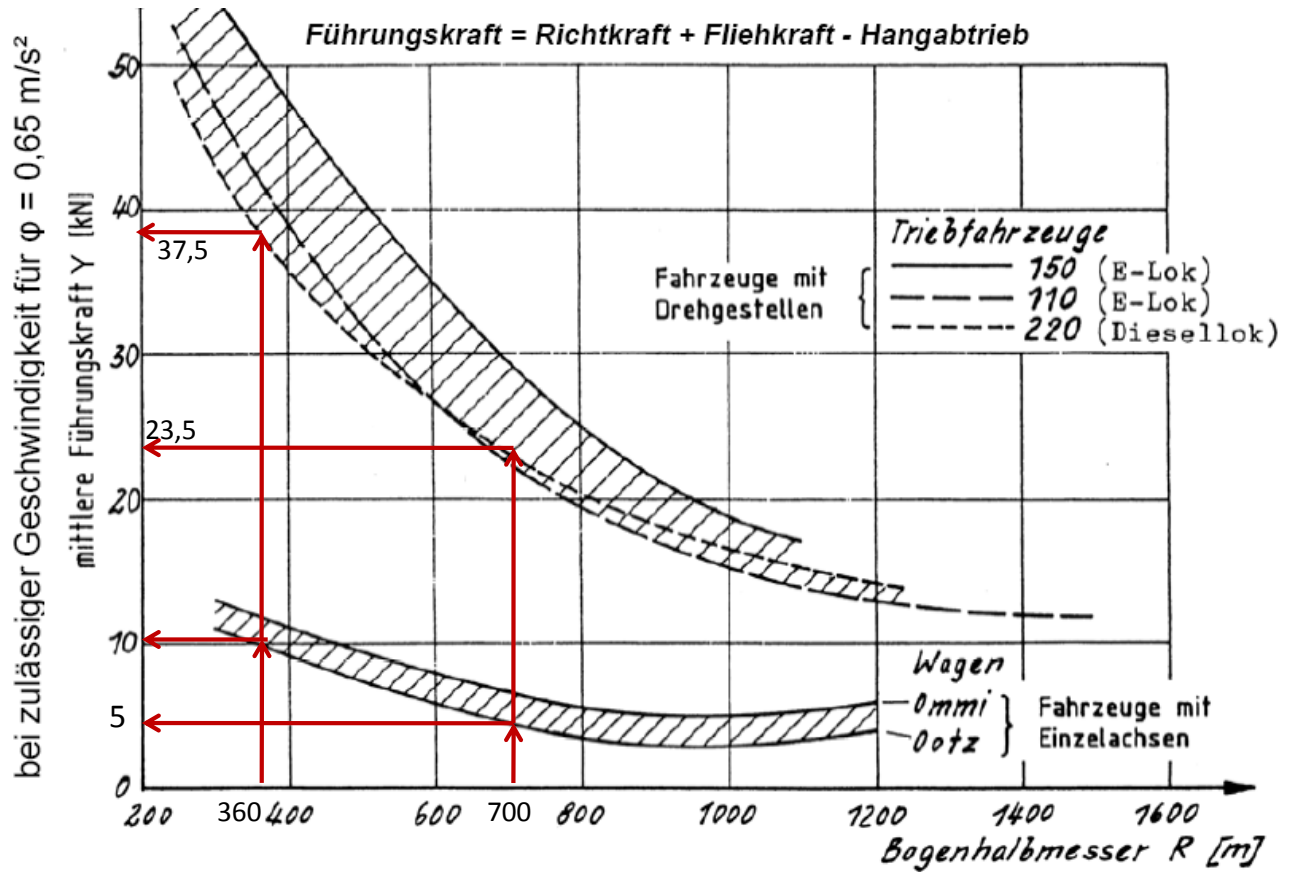
konvent. Schwelle

14,3

Schw. mit G04 V05

18,6

Ableitung der mittleren Führungskraft in Abhängigkeit vom Bogenhalbmesser und der Fahrzeugart



Berechnung der dynamischen Radlast für die Lastfälle „IC-Wagen“ und „BR 152“, R = 360 m
Federziffer des Oberbaus mit Schwellen B 70 und Besohlung G04 V05, konsolidierter Schotter Typ B

Fläche der Sohle (bezogen auf einen Stützpunkt)		Fso=	272000	mm ²	Ix Schiene	60 E1	Ix=	30380000	mm ⁴
Federziffer der Zwischenlage		c zw =	455	kN/mm	Schwellenabstand		a=	600	mm
Federziffer des Schotters		c u=	125	kN/mm					
Achslast statisch		GZ:	220	kN					
		RZ:	114	kN					
Radlastverlagerung im Bogen			0	%					
Faktor für Gleislage		n=	0,10						
Geschwindigkeitsbeiwert		phi=	0,97	phi >= 1!					
Statistische Sicherheit		t=	1,65						
Zuschlag			1,16						
Radlast für Berechnung nach Zimmermann		GZ: Q=	127,6	kN					
		RZ: Q=	66,3	kN					
Bettungsmodul der Schwellenbesohlung [N/mm ²]	Federziffer c Sohle [kN/mm]	Federziffer des Oberbaus bezogen auf Stützpunkt [kN/mm]	elastische Länge	Einsenkung [mm]					
0,06	16,3	14,0	1022,8	2,67	BR 152				
0,06	16,3	14,0	1022,8	1,39	IC-Wagen				

Gleislage	n	z.B. bei
sehr gut	0,10	NBS,ABS,Hauptabfuhrstrecken
gut / mäßig	0,15	Nebenfernstrecken S-Bahn
schlecht	0,20	sonstige durchgehende Hauptgleise
sehr schlecht	0,25	

Geschwindigkeitsbeiwert		
	V	phi >= 1!
Güterzug	55	0,97
Reisezug	55	0,99

Statistische Sicherheit				
P [%]	68,3	90,0	95,0	99,7
t	1,00	1,65	1,96	3,00

Berechnung der dynamischen Radlast für die Lastfälle „IC-Wagen“ und „BR 152“, R = 360 m
Federziffer des Oberbaus mit unbesohlenen Schwellen B 70, konsolidierter Schotter Typ B

Fläche der Sohle (bezogen auf einen Stützpunkt)		Fso=	272000	mm ²	Ix Schiene	60 E1	Ix=	30380000	mm ⁴
Federziffer der Zwischenlage		c zw =	455	kN/mm	Schwellenabstand		a=	600	mm
Federziffer des Schotters		c u=	125	kN/mm					
Achslast statisch		GZ:	220	kN					
		RZ:	114	kN					
Radlastverlagerung im Bogen			0	%					
Faktor für Gleislage		n=	0,10						
Geschwindigkeitsbeiwert		phi=	0,97	phi >= 1!					
Statistische Sicherheit		t=	1,65						
Zuschlag			1,16						
Radlast für Berechnung nach Zimmermann		GZ: Q=	127,6	kN					
		RZ: Q=	66,3	kN					
Federziffer des Oberbaus bezogen auf Stützpunkt [kN/mm]	elastische Länge	Einsenkung [mm]							
98,1	628,6	0,62	BR 152						
98,1	628,6	0,32	IC-Wagen						

Gleislage	n	z.B. bei
sehr gut	0,10	NBS,ABS,Hauptabfuhrstrecken
gut / mäßig	0,15	Nebenfernstrecken S-Bahn
schlecht	0,20	sonstige durchgehende Hauptgleise
sehr schlecht	0,25	

Geschwindigkeitsbeiwert		
	V	phi >= 1!
Güterzug	55	0,97
Reisezug	55	0,99

Statistische Sicherheit				
P [%]	68,3	90,0	95,0	99,7
t	1,00	1,65	1,96	3,00

Berechnung der dynamischen Radlast für die Lastfälle „IC-Wagen“ und „BR 152“, R = 700 m
Federziffer des Oberbaus mit Schwellen B 70 und Besohlung G04 V05, konsolidierter Schotter Typ B

Fläche der Sohle (bezogen auf einen Stützpunkt)	F _{so} =	272000	mm ²	Ix Schiene	60 E1	Ix=	30380000	mm ⁴
Federziffer der Zwischenlage	c zw =	455	kN/mm	Schwellenabstand		a=	600	mm
Federziffer des Schotters	c u=	125	kN/mm					
Achslast statisch	GZ:	220	kN					
	RZ:	114	kN					
Radlastverlagerung im Bogen		0	%					
Faktor für Gleislage	n=	0,10						
Geschwindigkeitsbeiwert	phi=	1,11	phi >= 1!					
Statistische Sicherheit	t=	1,65						
Zuschlag		1,18						
Radlast für Berechnung nach Zimmermann	GZ: Q=	130,1	kN					
	RZ: Q=	66,8	kN					
Bettungsmodul der Schwellenbesohlung [N/mm ²]	Federziffer c Sohle [kN/mm]	Federziffer des Oberbaus bezogen auf Stützpunkt [kN/mm]	elastische Länge	Einsenkung [mm]				
0,06	16,3	14,0	1022,8	2,73	BR 152			
0,06	16,3	14,0	1022,8	1,40	IC-Wagen			

Gleislage	n	z.B. bei
sehr gut	0,10	NBS,ABS,Hauptabfuhrstrecken
gut / mäßig	0,15	Nebenfernstrecken S-Bahn
schlecht	0,20	sonstige durchgehende Hauptgleise
sehr schlecht	0,25	

Geschwindigkeitsbeiwert		
	V	phi >= 1!
Güterzug	77	1,11
Reisezug	77	1,04

Statistische Sicherheit				
P [%]	68,3	90,0	95,0	99,7
t	1,00	1,65	1,96	3,00

Berechnung der dynamischen Radlast für die Lastfälle „IC-Wagen“ und „BR 152“, R = 700 m
Federziffer des Oberbaus mit unbesohlenen Schwellen B 70, konsolidierter Schotter Typ B

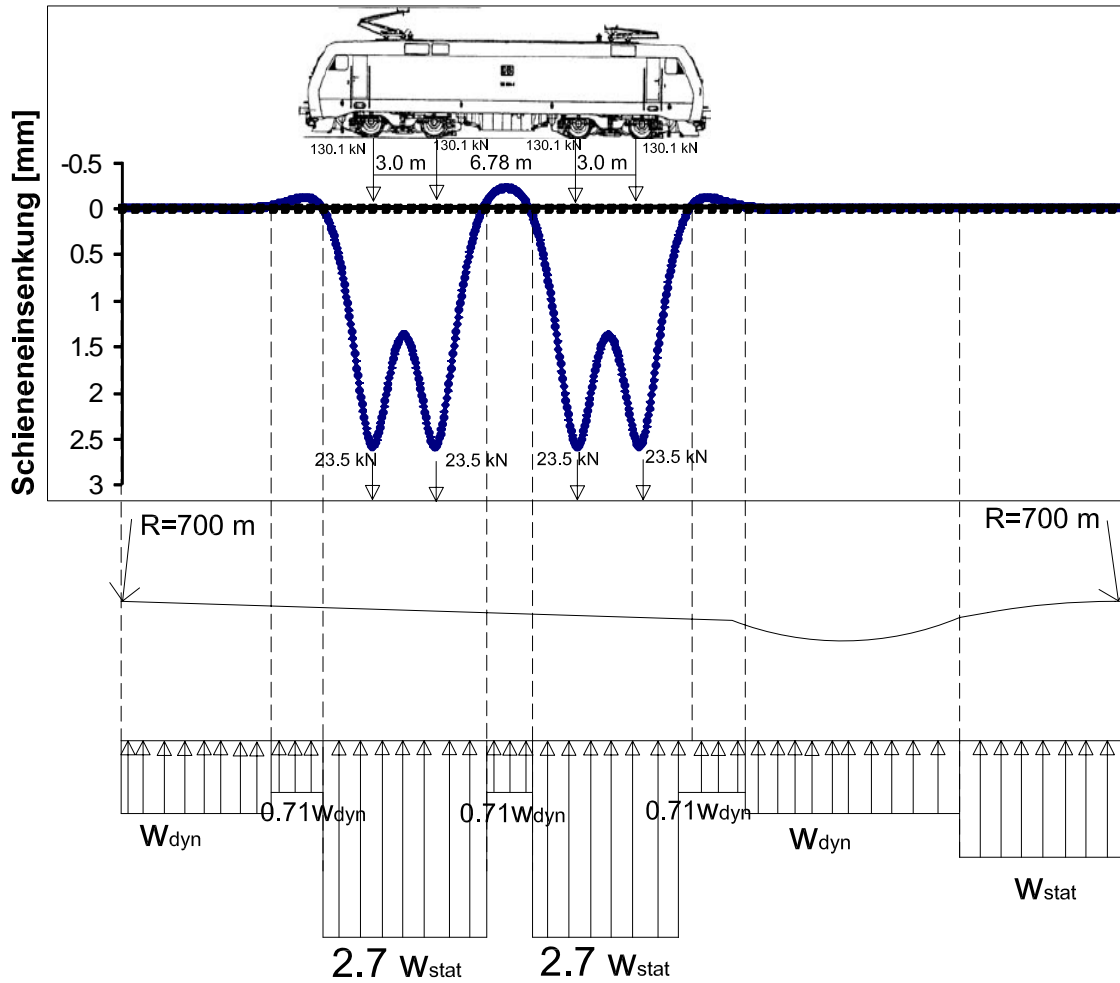
Fläche der Sohle (bezogen auf einen Stützpunkt)	F _{so} =	272000	mm ²	Ix Schiene	60 E1	Ix=	30380000	mm ⁴
Federziffer der Zwischenlage	c zw =	455	kN/mm	Schwellenabstand		a=	600	mm
Federziffer des Schotters	c u=	125	kN/mm					
Achslast statisch	GZ:	220	kN					
	RZ:	114	kN					
Radlastverlagerung im Bogen		0	%					
Faktor für Gleislage	n=	0,10						
Geschwindigkeitsbeiwert	phi=	1,11	phi >= 1!					
Statistische Sicherheit	t=	1,65						
Zuschlag		1,18						
Radlast für Berechnung nach Zimmermann	GZ: Q=	130,1	kN					
	RZ: Q=	66,8	kN					
Federziffer des Oberbaus bezogen auf Stützpunkt [kN/mm]	elastische Länge	Einsenkung [mm]						
98,1	628,6	0,63	BR 152					
98,1	628,6	0,33	IC-Wagen					

Gleislage	n	z.B. bei
sehr gut	0,10	NBS,ABS,Hauptabfuhrstrecken
gut / mäßig	0,15	Nebenfernstrecken S-Bahn
schlecht	0,20	sonstige durchgehende Hauptgleise
sehr schlecht	0,25	

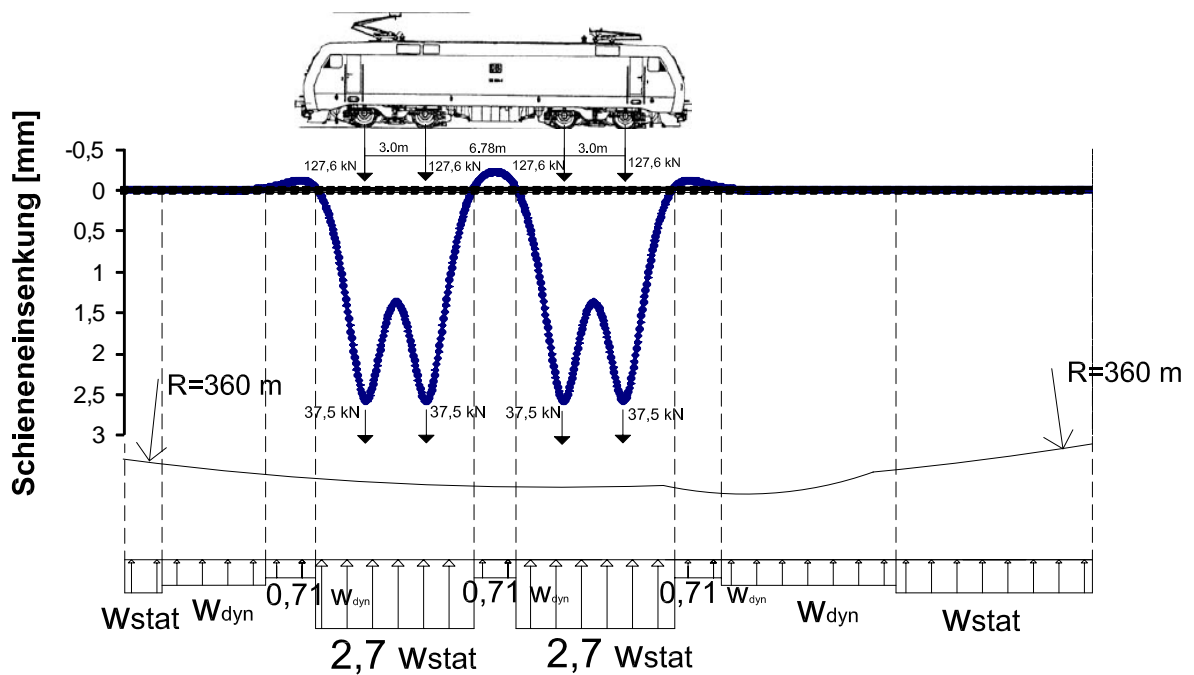
Geschwindigkeitsbeiwert		
	V	phi >= 1!
Güterzug	77	1,11
Reisezug	77	1,04

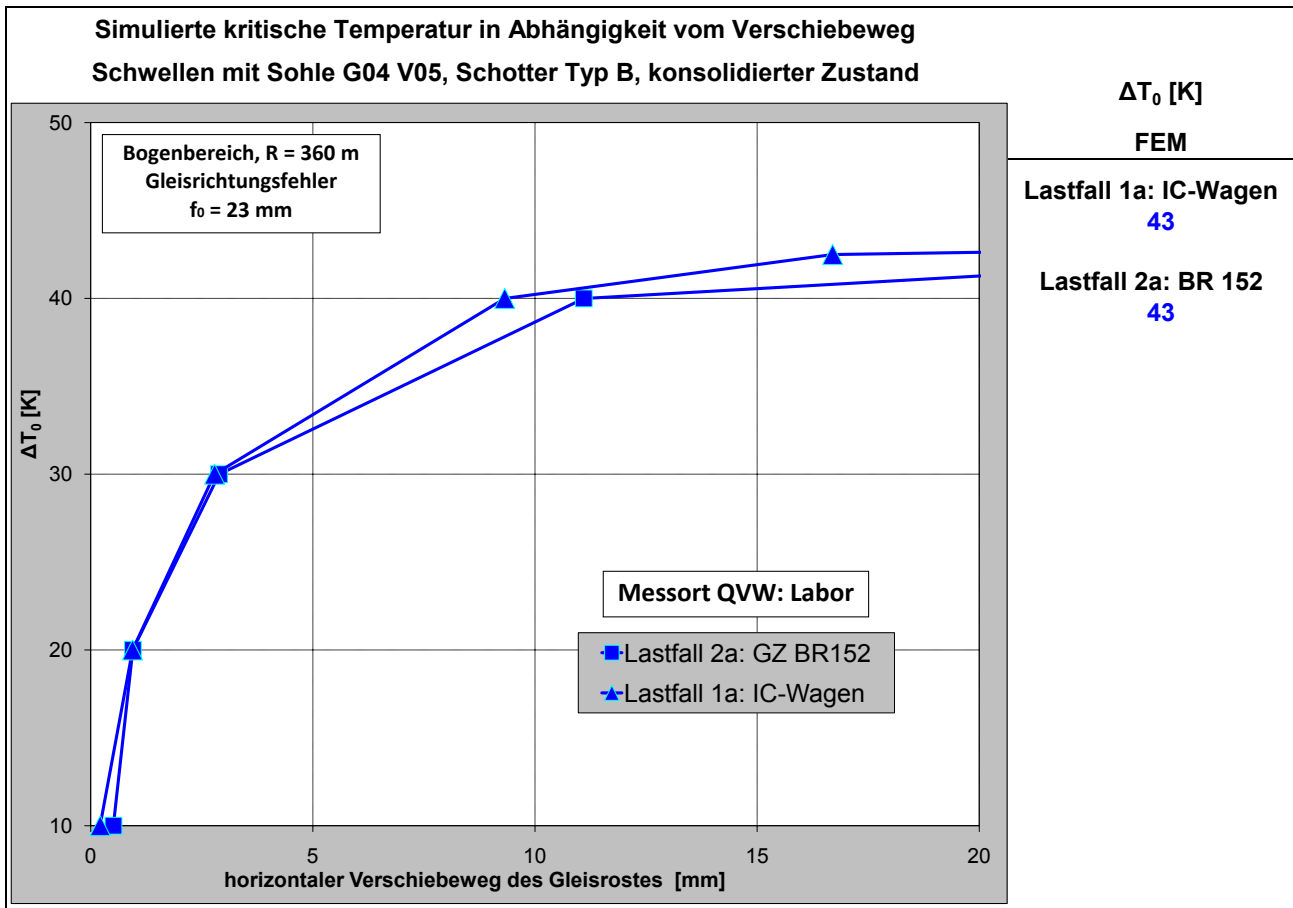
Statistische Sicherheit				
P [%]	68,3	90,0	95,0	99,7
t	1,00	1,65	1,96	3,00

Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter dem Güterzug BR 152, Achskraft 220 kN, Schotteroberbau mit besohnten Schwellen B70 (Sohle G04 V05), Bogenbereich R = 700m

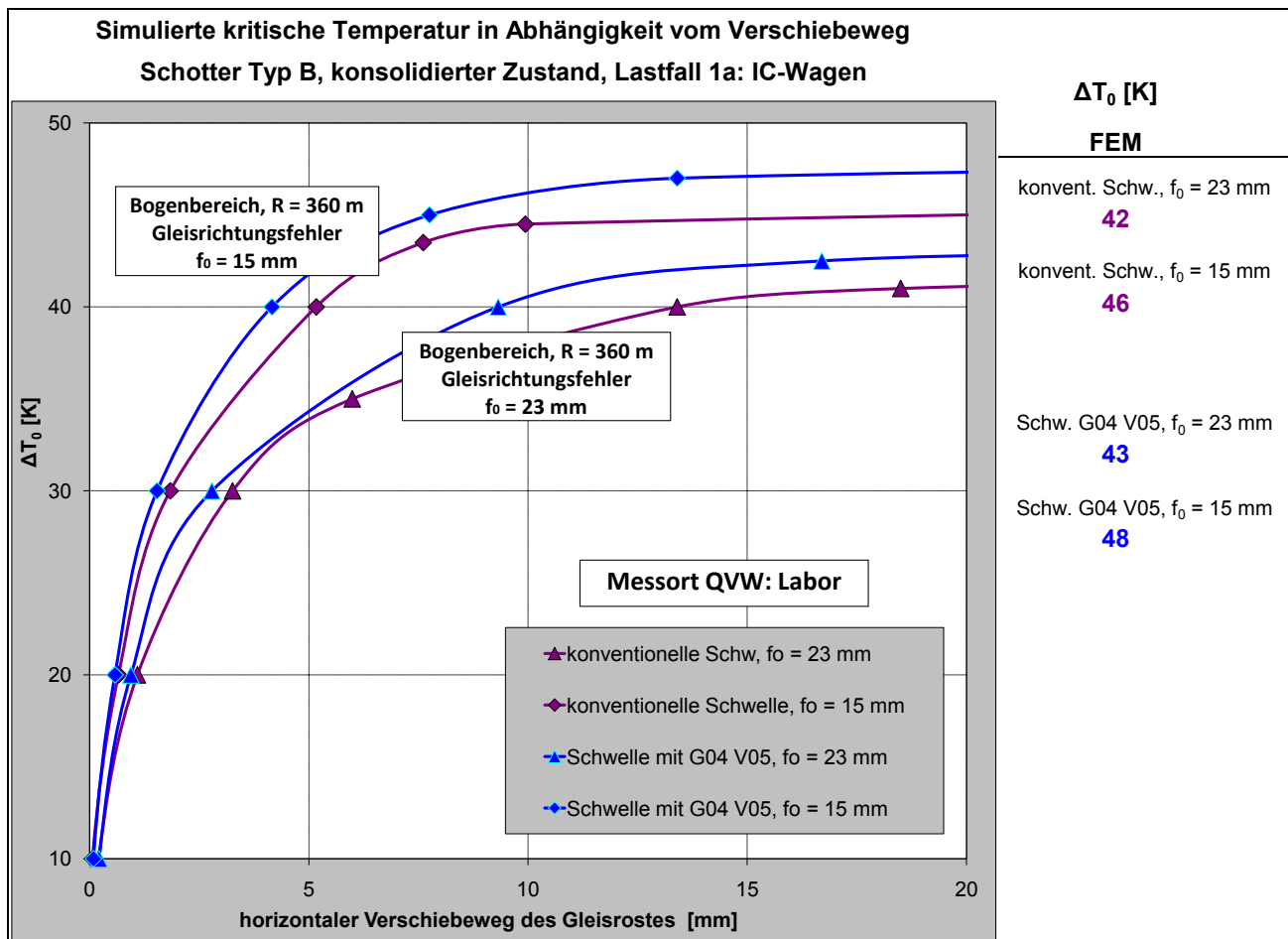


Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter dem Güterzug BR 152, Achskraft 220 kN, Schotteroberbau mit besohnten Schwellen B70 (Sohle G04 V05), Bogenbereich R = 360 m



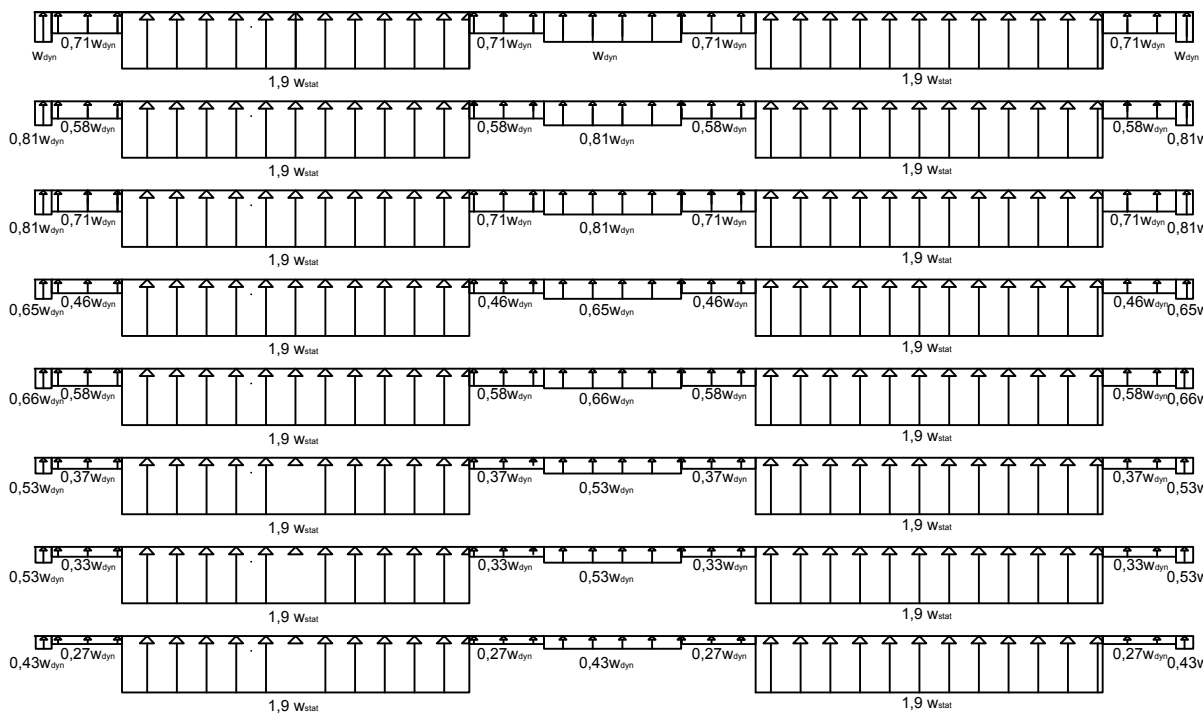
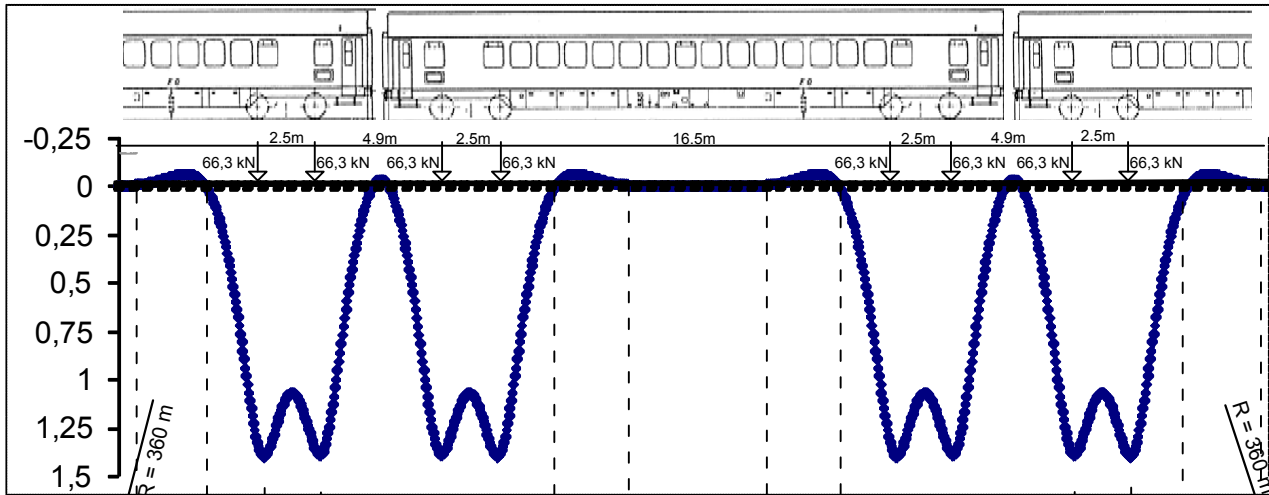


Das gekrümmte Gleis unter Betriebsbelastung



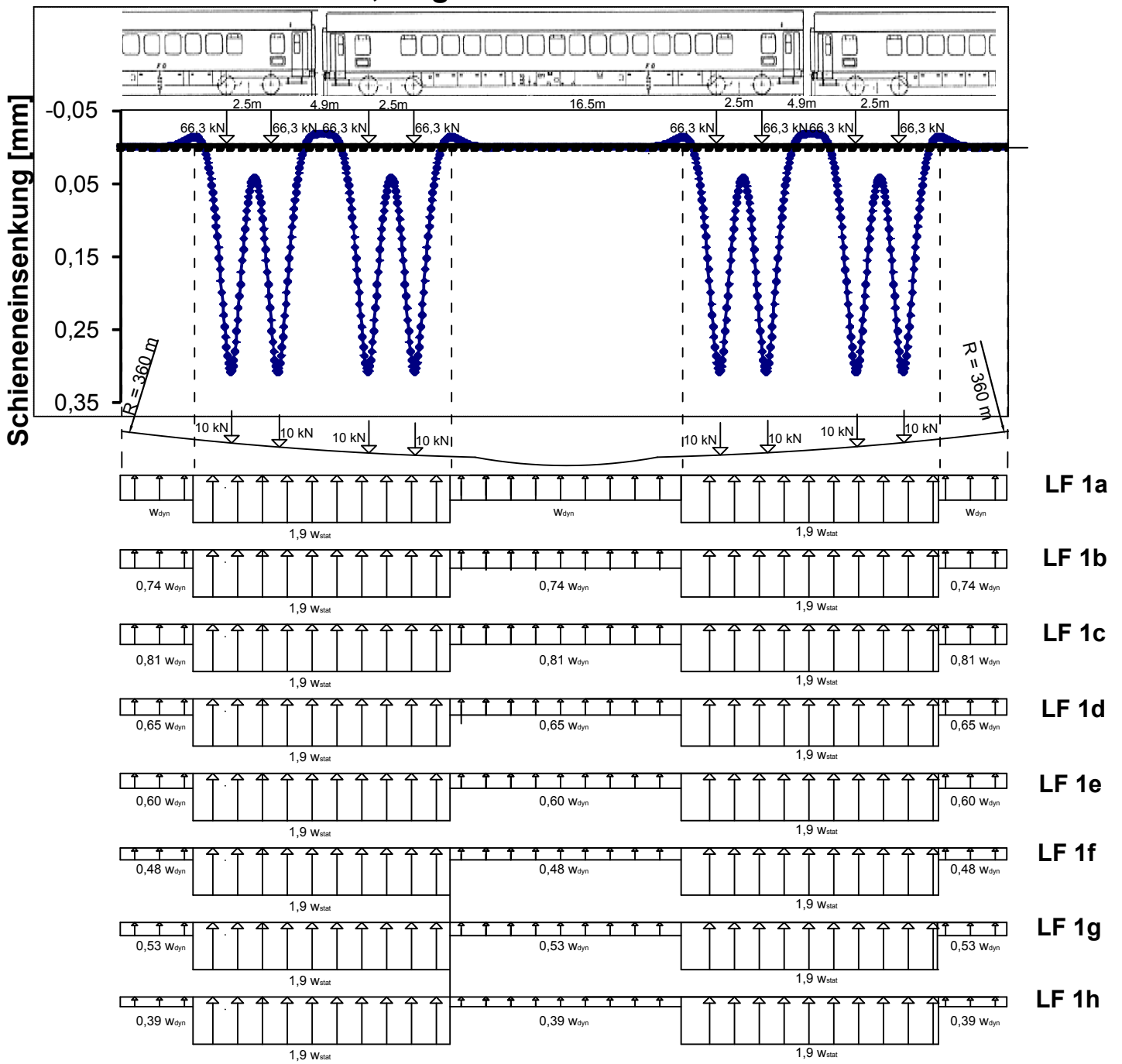
**Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter einem IC-Wagen,
Achskraft 114 kN, Schotteroberbau mit besohlenen Schwellen
B70 (Sohle G04 V05), Bogenbereich R = 360 m**

Schieneneinsenkung [mm]

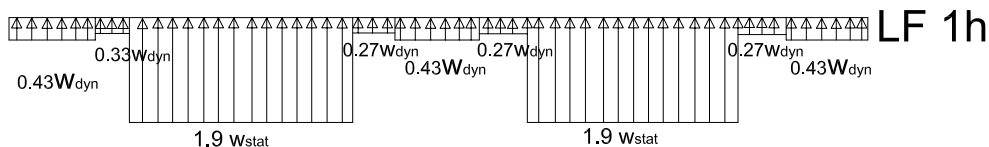
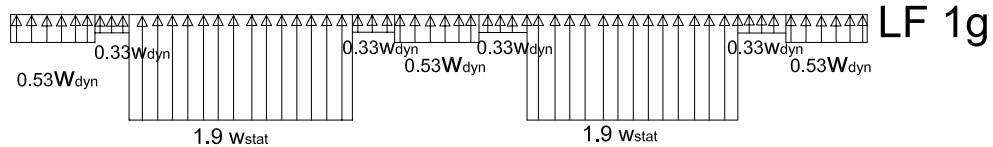
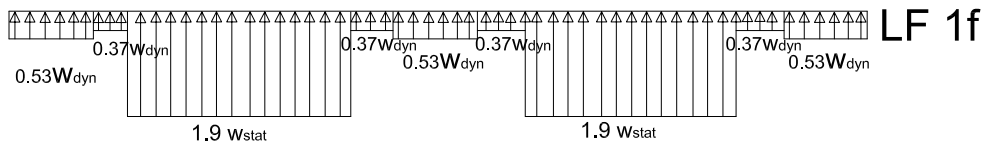
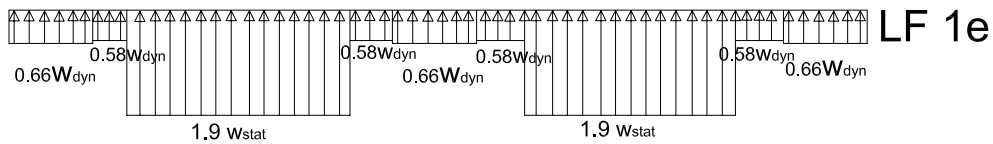
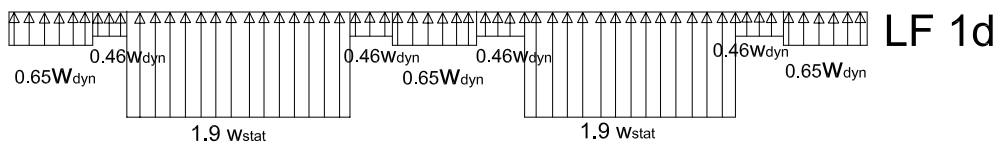
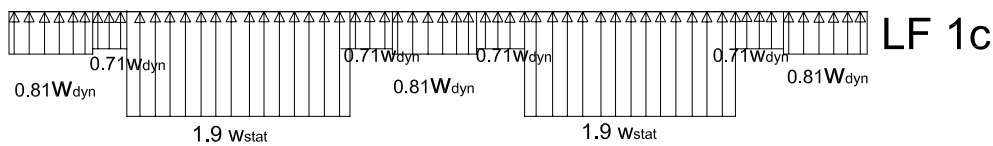
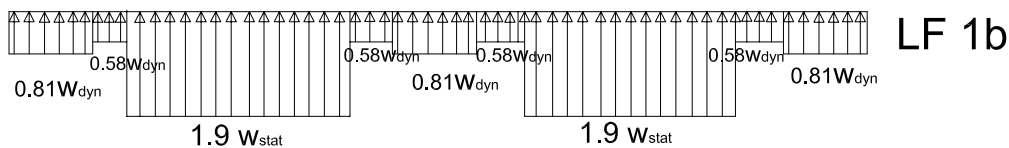
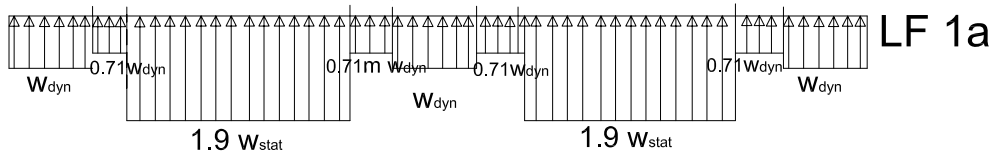
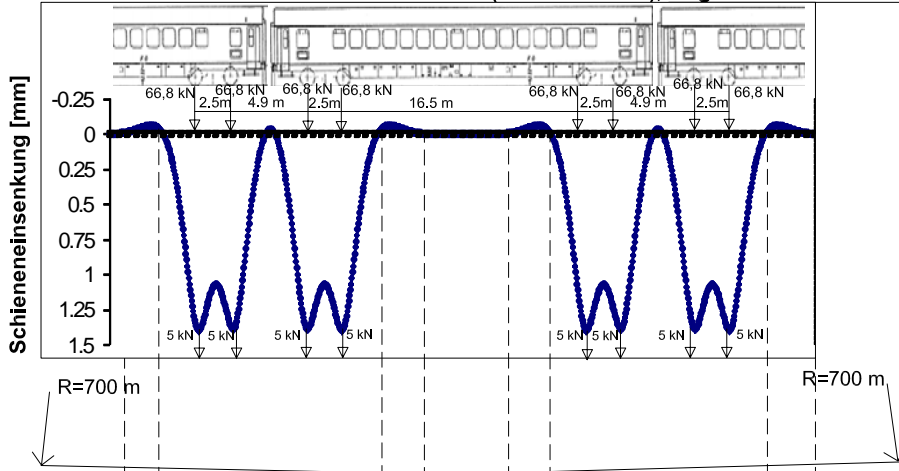


LF 1a
LF 1b
LF 1c
LF 1d
LF 1e
LF 1f
LF 1g
LF 1h

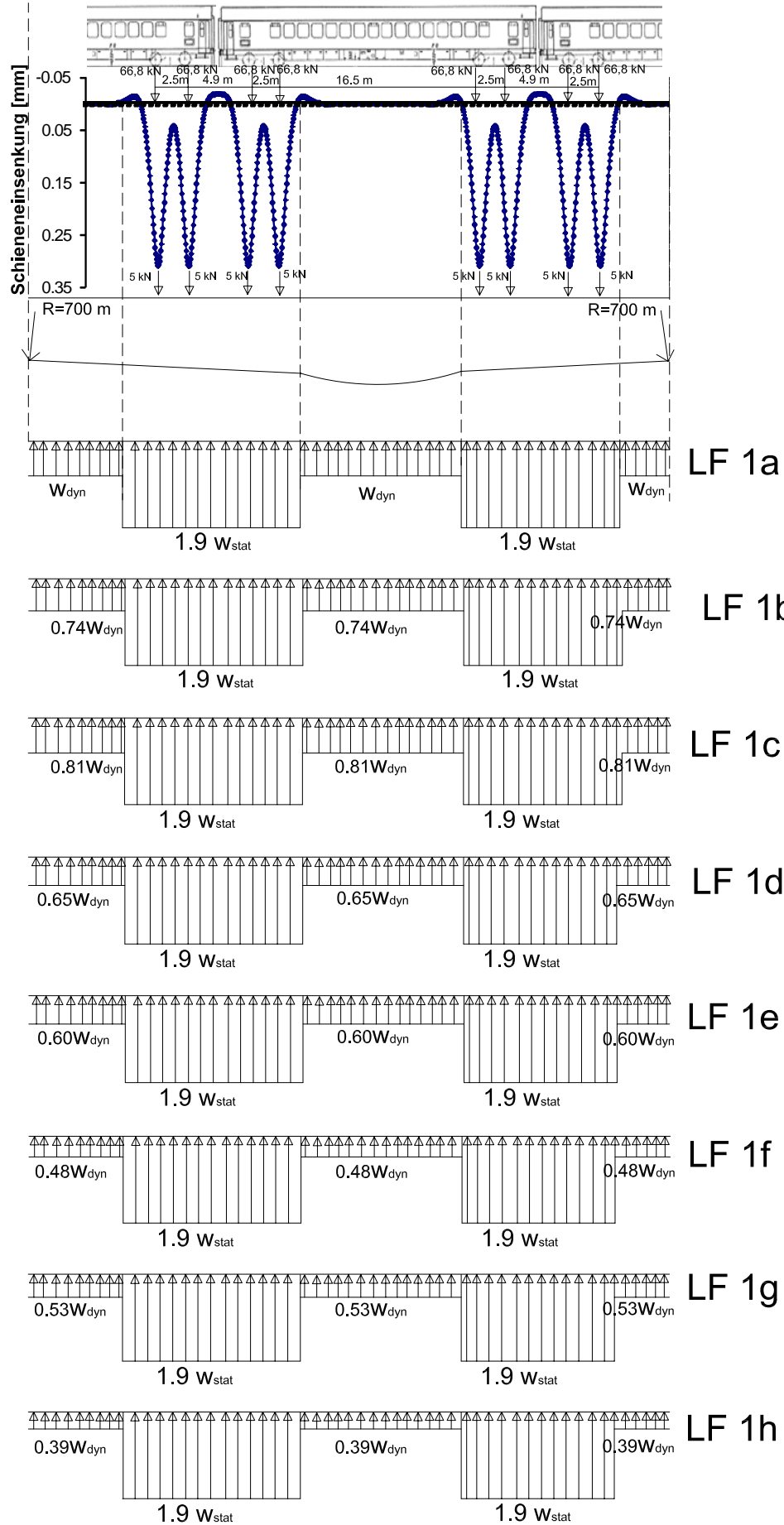
Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter einem IC-Wagen, Achskraft 114 kN, Schotteroberbau mit unbesohlenen Schwellen B70, Bogenbereich R = 360 m



Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter einem IC-Wagen, Achskraft 114 kN, Schotterberbau mit besohnten Schwellen B70 (Sohle G04 V05), Bogenbereich R= 700 m



Vertikale Biegelinie der Schiene 60 E1 unter einem IC-Wagen, Achskraft 114 kN, Schotterberbau mit unbesohlenen Schwellen B70, Bogenbereich R= 700 m



10. ANHANG

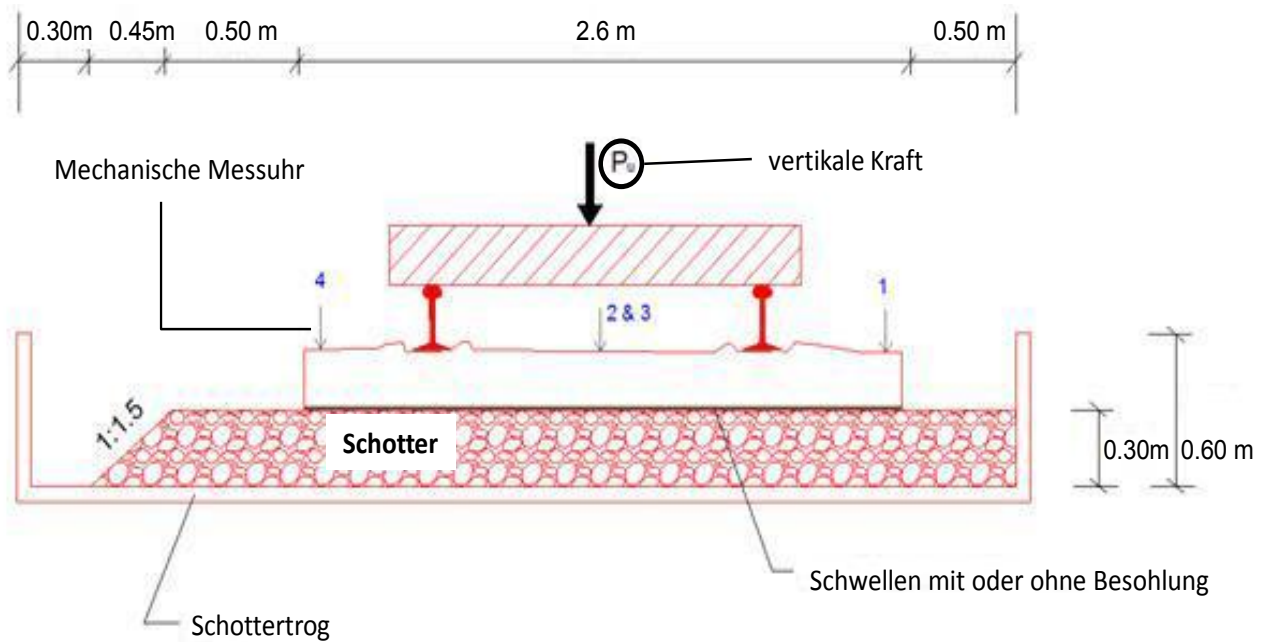


Bild 1: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Bettungsmoduls des Schotters bzw. des Systems „Schotter-Sohle“ mit nicht eingeschotterten Schwellen B 70.

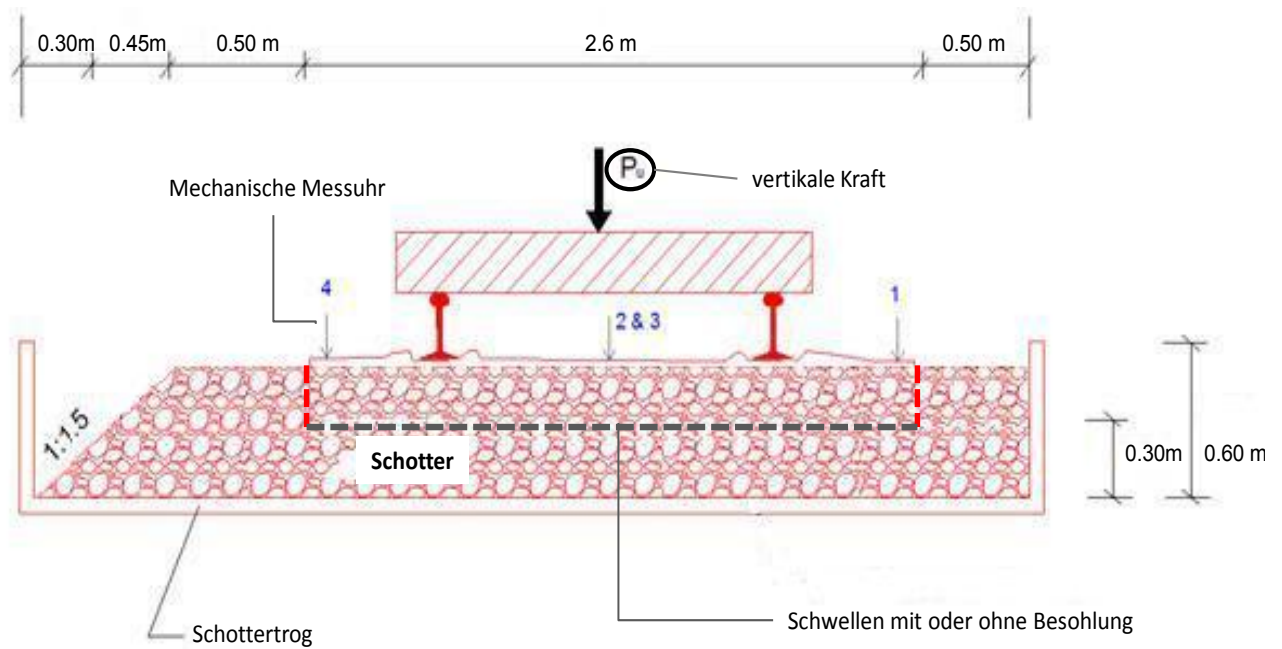
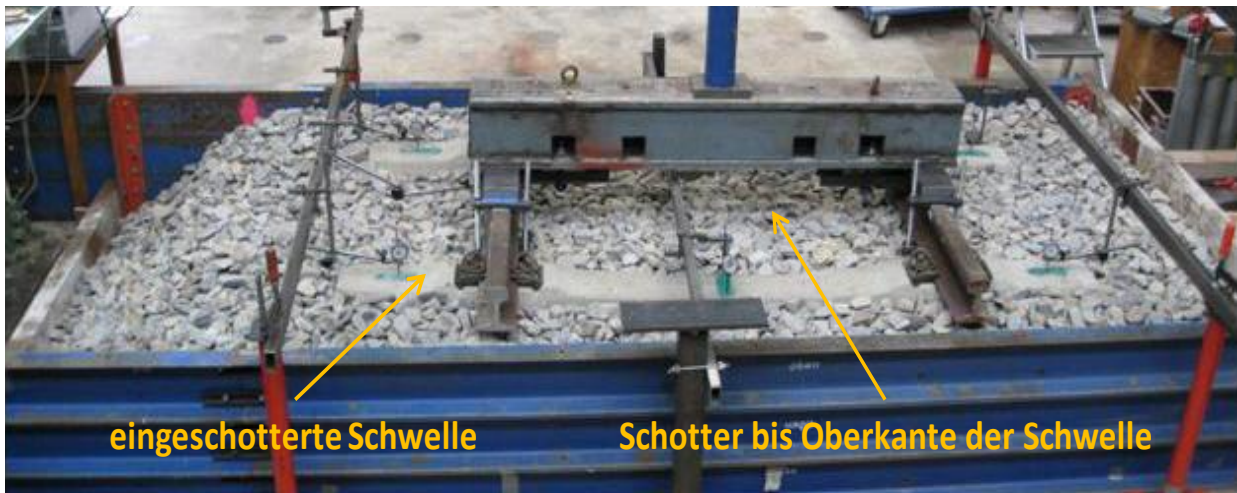


Bild 2: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Bettungsmoduls des Schotters bzw. des Systems „Schotter-Sohle“ mit eingeschotterten Schwellen B 70.



Bild 3: SLB 2210 G mit $C = 0,22 \text{ N/mm}^3$ nach 190 Mio. Lt Betriebsbelastung, Quelle: [34].



Bild 4: Spreepolymer mit $C = 0,3 \text{ N/mm}^3$ nach 160 Mio. Lt Betriebsbelastung, Quelle: [34].



Bild 5: Entnahme von Schotterproben im Neuzustand unter definierten Bedingungen durch Anwendung der Kastenmethode.



Bild 6: Tiefenschnitt von Schotter Typ A nach 3,5 Mio. Lw im Oberbau mit unbesohlenen Schwellen: Der harte Kontakt zwischen den Schotterkörnern und der Betonsohle sowie die steifen Untergrundverhältnisse (Betonboden) verursachten die Schotterschädigung unter der Schwelle. Feinpartikel und Abriebstaub wanderten nach unten.



Bild 7: Schotter Typ A nach 3,5 Mio. Lw: Die Kontaktfläche zwischen der unbesohnten Betonschwelle und dem darunter liegenden Schotter betrug nur 2 % – 3 %, wodurch sich hohe Druckspannungen bildeten. Dies führte zur Zermalmung und starkem Abrieb im Bereich der Kanten und Spitzen der einzelnen Körner (durch weiße Flecken ersichtlich).



Bild 8: Schotter Typ A nach 5,4 Mio. Lw: Bei gleichen steifen Auflagerungsverhältnissen (Betonboden) fand unter der mit G04 V05 besohnten Schwelle kaum eine Änderung der Schotterqualität nach der Dauerbelastung statt, was die schonende Funktion der elastischen Sohle belegt.



Bild 9: Messung der horizontalen Schwellenverschiebung an der Betonschwelle (links) und an der elastischen Besohlung (rechts).



Bild 10: Ermittlung des dynamischen QVW im Gleis. Quelle: [56].



Bild 11: Ermittlung des QVW nach Simulation eines Regefalls im Labor des Prüfamtes für Verkehrswegebau.



Bild 12: Bestimmung des QVW mit Sicherungskappen (SIK). Die SIK besteht aus einer Stahlplatte mit den Abmessungen 20,5 x 50 cm und wird im Schwellenkopfbereich montiert. Quelle: [42].



Bild 13: Amerikanische Schwelle mit seitlicher Profilierung zur Erhöhung des QVW. Quelle: [61].



Bild 14: Versuchsaufbau zur Bestimmung des primären Sohlwiderstands bei Besohnten und konventionellen Schwellen

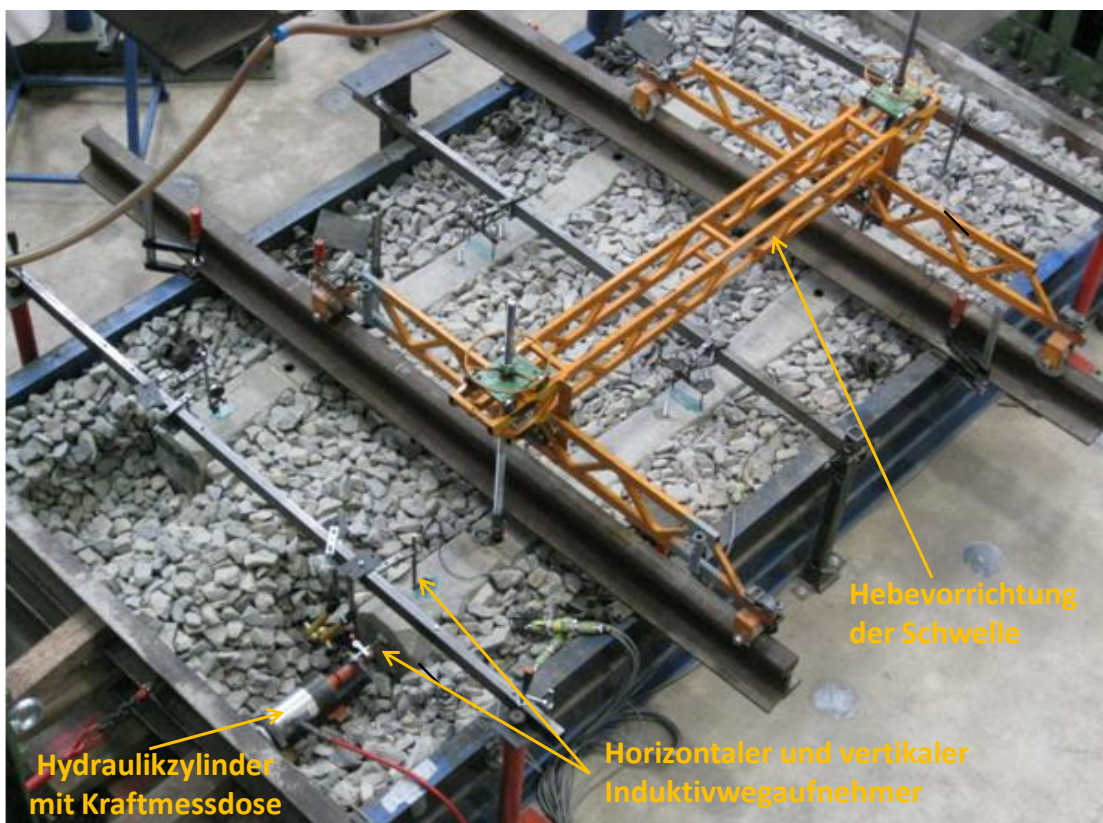


Bild. 15: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Flankenwiderstands bei unbesohnten Schwellen

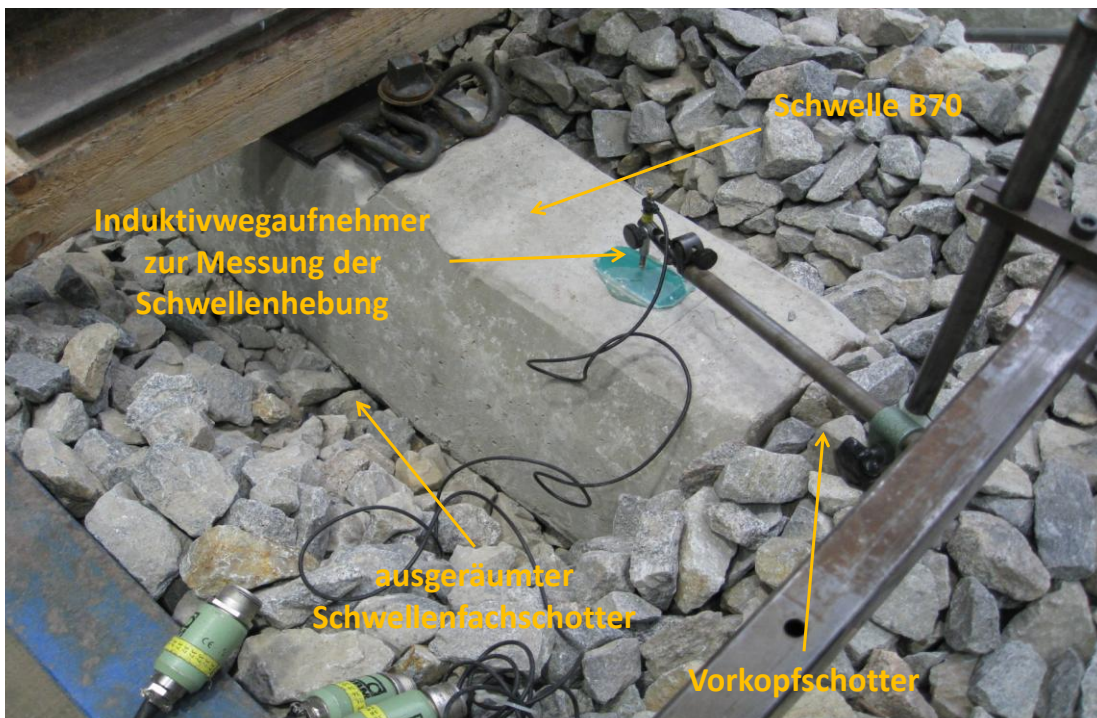


Bild. 16: Versuchsaufbau zur Bestimmung des primären Sohl- und Vorkopfwiderstands bei besohnten und konventionellen Schwellen.



Bild. 17: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Längsverschiebewiderstands.

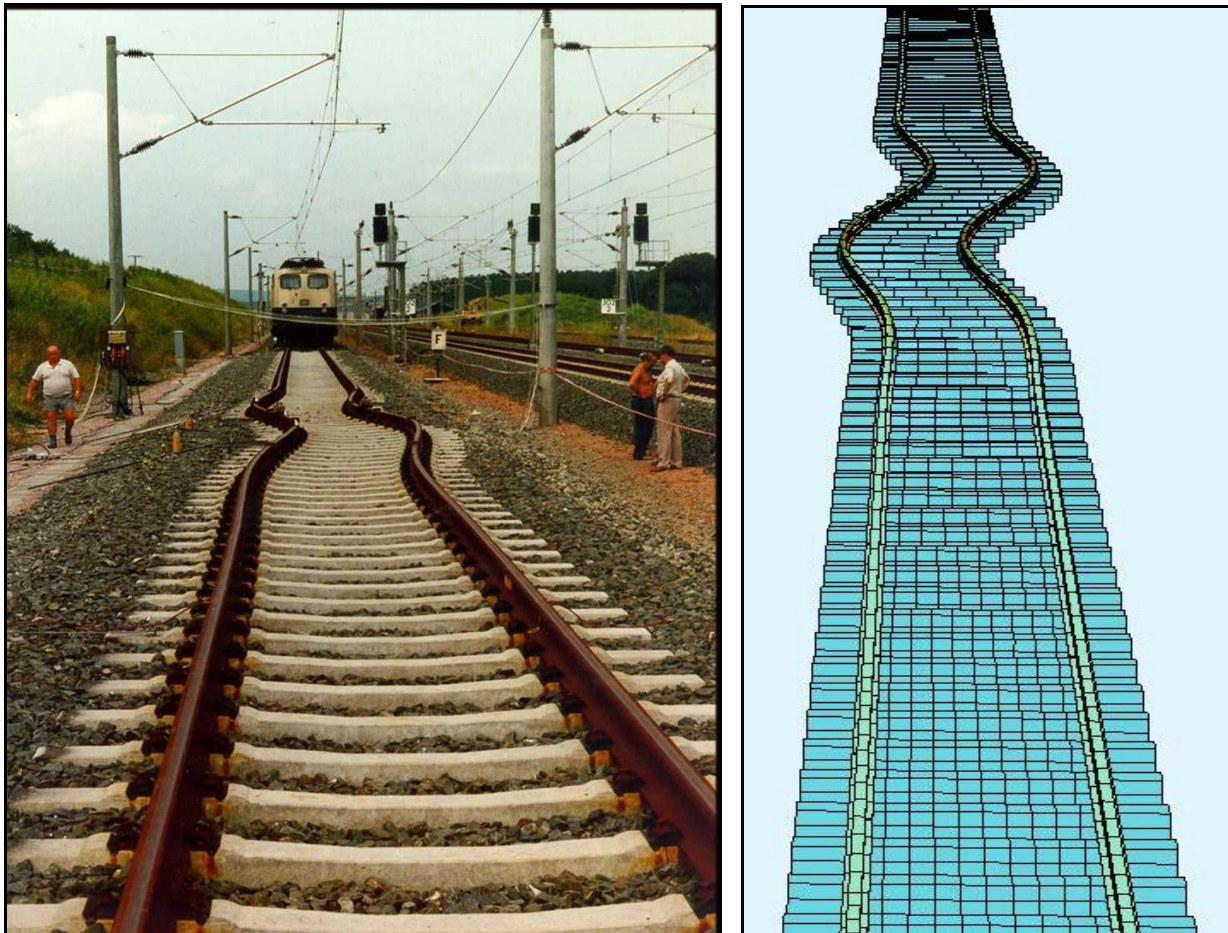


Bild 18: Doppelseitige sinusförmige Verwerfungsfigur im geraden Gleis: Links - Großversuch von Rohrbach, rechts - Simulation der Gleisverwerfung mit dem FE-Modell

