

Modell und Kennwerte zum Schotter- oberbauverhalten als Grundlagen der Brückendynamik

(„Schotteroberbaukennw.“)

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2014
(VIF2014)

Januar 2019



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
A – 1030Wien



ÖBB-Infrastruktur AG
Nordbahnstraße 50
A – 1020Wien



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



Für den Inhalt verantwortlich:

Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau
Karlsplatz 13
A – 1040 Wien



Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien



Modell und Kennwerte zum Schotter- oberbauverhalten als Grundlagen der Brückendynamik

(„Schotteroberbaukennw.“)

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2014)

AutorInnen:

Dipl.-Ing. Tahira MALIK

Dipl.-Ing. Andreas STOLLWITZER

Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Francesco AIGNER

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef FINK

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie

ÖBB-Infrastruktur AG

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Technische Universität Wien,

Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG	7
1.1. Allgemeines	7
1.2. Motivation und Forschungsschwerpunkt	7
1.3. Stand der Technik	8
1.4. Ziele des Forschungsprojektes	11
2. GROSSVERSUCHSANLAGE UND ANLAGENERWEITERUNGEN	13
2.1. Großversuchsanlage	13
2.1.1. Oberbau	14
2.1.2. Unwuchterreger	14
2.2. Anlagenerweiterungen und Arbeitsbereiche	16
2.2.1. Schotterbettvorspannung	16
2.2.2. Horizontale Anregung	19
2.2.2.1. Untersuchungen zum Winkelwerk	22
2.2.2.2. Alternative Lösung zum Winkelwerk mittels hydraulischer Pressen – ausgeführte Anlage	23
2.3. Änderungsmaßnahmen	24
2.3.1. Ankerstange	24
2.3.2. Unwuchterregerplatte	27
3. VERTIKALE SCHUBVERFORMUNG MIT SCHOTTERBETTVPANSPANNUNG	29
3.1. Allgemeines zur Versuchsdurchführung und Einrichtung	29
3.1.1. Altschotter	30
3.1.2. Vorspannung	30
3.1.3. Lagerfeder	30
3.1.4. Mechanisches Modell der Versuchsanlage	32
3.2. Bestimmung der dynamischen Kennwerte	35
3.2.1. Mit Schotterbettvorspannung	35
3.2.2. Mit Vereisung	37
3.2.3. Erkenntnisse und Ausblick	38

4. HORIZONTALE ANREGUNG DES GLEISROSTES – HORIZONTALE SCHUBVERFORMUNG	40
4.1. Konstellation 1: Ohne Vorspannung und ohne Vereisung	46
4.2. Konstellation 2: mit Vorspannung und ohne Vereisung	56
4.3. Konstellation 3: ohne Vorspannung und mit Vereisung	63
4.4. Konstellation 4: mit Vorspannung und mit Vereisung	73
4.5. Approximation der Versuchsergebnisse	83
4.6. Vergleich der unterschiedlichen Konstellationen	88
4.7. Erkenntnisse und Ausblick	109
5. DYNAMISCHE ANALYSE DES SCHOTTEROBERBAUVERHALTENS BEI VERTIKALER KRAFTANREGUNG	111
5.1. Einleitung	111
5.2. Nachrechnung der Versuche aus [Hac17] mit einem erweiterten Modell des Einmassenschwingers	112
5.2.1. Erweiterung des Stabmodelles	113
5.2.2. Ermittlung der dynamischen Kennwerte	118
5.2.3. Fazit	120
5.3. Neue Berechnung der dynamischen Kennwerte auf Basis eines Mehrmassenschwingers	122
5.3.1. Herleitung der Bewegungsgleichung	122
5.3.2. Bestimmung der Federsteifigkeit der Schienenkopplung	130
5.3.3. Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit	137
5.3.4. Bestimmung des Dämpfungsbeiwertes	147
5.3.5. Fazit	158
5.4. Ausgewählte Sonderanalysen des dynamischen Verhaltens	161
5.4.1. Dämpfungsverhalten	161
5.4.2. Verschiebungen	165
5.4.3. Beschleunigungen	170
5.4.4. Energiedissipation	179
5.4.5. Fazit	188

5.5. Alternatives Dämpfungsmodell und praktische Anwendung auf Brückentragwerke	188
5.5.1. Alternatives Dämpfungsmodell	189
5.5.2. Formulierung von vier Ansätzen zur rechnerischen Dämpfungsermittlung von Brückentragwerken	193
5.5.3. Vergleich Dämpfungsansätze mit realen Messwerten	208
5.5.4. Fazit	218
5.6. Zusammenfassung und Ausblick	219
5.6.1. Zusammenfassung	219
5.6.2. Ausblick	223
LITERATURVERZEICHNIS	226
ANHANG A: UNTERSUCHUNGEN ZUM WINKELWERK	
ANHANG B: AUSFÜHRUNGSPLÄNE	
ANHANG C: VERTIKALE SCHUBVERFORMUNG MIT SCHOTTERBETT-VORSPANNUNG	
ANHANG D: HORIZONTALE ANREGUNG DES GLEISROSTES – HORIZONTALESCHUB- VERFORMUNG	
ANHANG E: DYNAMISCHE ANALYSE DES SCHOTTEROBERBAUVERHALTENS BEI VERTIKALER KRAFTANREGUNG	
ANHANG F: FORMELSAMMLUNG	
ANHANG G: DATENBLÄTTER	

BEILAGE ZUM ERGEBNISBERICHT

- Jacek Niedzielski. Sensitivitätsanalyse einer Versuchsanlage zur Untersuchung der Einflussparameter auf rechnerische Eigenfrequenz von Eisenbahnbrücken. Diplomarbeit. TU Wien, 2018.

AutorInnen:

Kapitel 1: Malik

Kapitel 2: Malik

Kapitel 3: Malik

Kapitel 4: Malik

Kapitel 5: Stollwitzer, Fink

Anhang A: Aigner, Fink

Anhang B: Malik

Anhang C: Malik

Anhang D: Malik

Anhang E: Stollwitzer, Fink

Anhang F: Fink

Anhang E: Malik

1. EINLEITUNG

1.1. Allgemeines

Die gegenständliche Darstellung versteht sich als Ergebnisbericht zu dem VIF 2014 – Forschungsprojekt „*Modell und Kennwerte zum Schotteroberbauverhalten als Grundlage der Brückendynamik*“ (Kurztitel *Schotteroberbaukennw.*; FFG-Projektnr.: 850537)¹. Das hier behandelte Forschungsprojekt betrifft den Ausschreibungsschwerpunkt 2.2.3. *Dynamik von Eisenbahnwesen*. Der vorliegende Bericht deckt den Bearbeitungszeitraum des Projektes vom Projektstart im August 2015 bis Projektende im August 2018 ab.

1.2. Motivation und Forschungsschwerpunkt

Durch die Modernisierung des Eisenbahnnetzes und den Ausbau von Hochgeschwindigkeitsstrecken können Resonanzerscheinungen auf Eisenbahnbrücken auftreten. Um eine Auflockerung des Schotteroberbaues zu vermeiden, sind normative Grenzwerte für die vertikale Maximalbeschleunigung vorgegeben. Aus Vergleichen der Vertikalbeschleunigungen von gemessenen und theoretisch mit Dämpfungsansätzen laut Norm berechneten Brücken wird deutlich, dass normative Kennwerte zu konservativ ausgelegt sind.

Um diese Diskrepanz zu verringern, wurde im Rahmen des FFG VIF 2012 Forschungsprojektes „*Ermittlung der Kennwerte und eines Modells zur Beschreibung der dynamischen Wirkung des Schotteroberbaus auf Brückenschwingungen*“ (Kurztitel *Schotteroberbaumod.*, FFG-Projektnr.: 840545)², welches ebenso in Kooperation mit den ÖBB erfolgte und bereits erfolgreich abgeschlossen wurde, eine Großversuchsanlage entwickelt, mit dem konkreten Ziel, die Wirkung des Schotteroberbaues auf das Schwingungsverhalten von Brücken im kleinen und mittleren Stützweitenbereich zu erforschen. Aufbauend auf das FFG VIF 2012 Forschungsprojekt *Schotteroberbaumod.* beschäftigt sich das hier behandelte aktuelle Forschungsvorhaben FFG VIF 2014 *Schotteroberbaukennw.* mit weiterführenden Untersuchungen.

¹ vgl. [Fin14]

² vgl. [Fin12]

1.3. Stand der Technik

In diesem Unterkapitel wird der Stand der Technik im Bereich der Forschung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues bei Brückenschwingungen der TU Wien kurz zusammengefasst.³

Im Zuge der Forschungsarbeiten von *Mähr* [Mäh08], *Kirchhofer* [Kir12] und *Hackl* [Hac17] am Institut für Tragkonstruktionen - Fachbereich Stahlbau der TU Wien wurde ein mechanisches Ingenieurmodell (siehe Abbildung 1.1) entwickelt. Anhand dieses Modelles, auch als *Kurbelviereck* bezeichnet, bestehend aus Feder- und Dämpferelementen, soll das dynamische Verhalten des Schotteroberbaues bei Brückenschwingungen beschrieben werden.

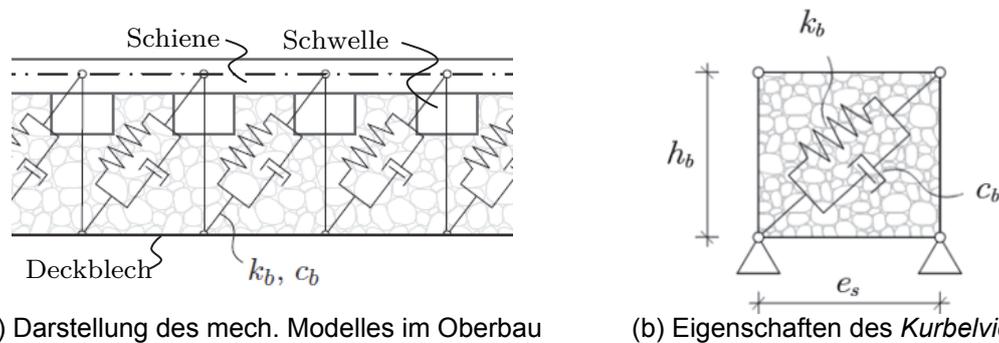


Abbildung 1.1: Feder-Dämpfermodell (*Kurbelviereck*) zur Beschreibung der Eigenschaften des Schotteroberbaues

Das Modell ist in seinen geometrischen Eigenschaften an die realen Maße des Oberbaues abgestimmt, h_s definiert dabei die Höhe von Deckblech OK bis zum Schienenschwerpunkt und e_s den Schwellenabstand. Die Feder k_b in diesem Modell beschreibt die Steifigkeit und c_b die Dämpfung des Schotteroberbaues. Der Vorteil des verwendeten Modelles nach Abbildung 1.1 besteht im Wesentlichen darin, dass über wenige Kennwerte (Federsteifigkeit, Dämpfung) eine gesamtheitliche Erfassung der Oberbaueigenschaften erfolgt, mit denen der Einfluss des Schotteroberbaues auf das Schwingungs- und Tragverhalten des Brückentragwerkes erfassbar wird. Darüber hinaus verhält sich dieses *Kurbelviereck* in seinen Eigenschaften so, dass sein Kippmechanismus sowohl für den Brückenbereich (siehe Abbildungen 1.2a und 1.2c (Abschnitt L_B)) als auch für den Dammbereich (siehe Abbildungen 1.2b und 1.2c (Abschnitt L_D)) einsetzbar ist. Die versuchsgestützte Ermittlung der Kennwerte des Schotteroberbaues für die vertikale Schubverformung ist Forschungs-

³ der Inhalt der Arbeit von *Hackl* [Hac17] wird für das Verständnis dieses Ergebnisberichtes wichtig, daher gelegentliche Zusammenfassungen von [Hac17] bzw. Verweise auf [Hac17]

gegenstand des Forschungsprojektes *Schotteroberbaumod.*⁴ Diese Kennwerte beziehen sich auf das dynamische Verhalten des Schotteroberbaues auf der Brücke.

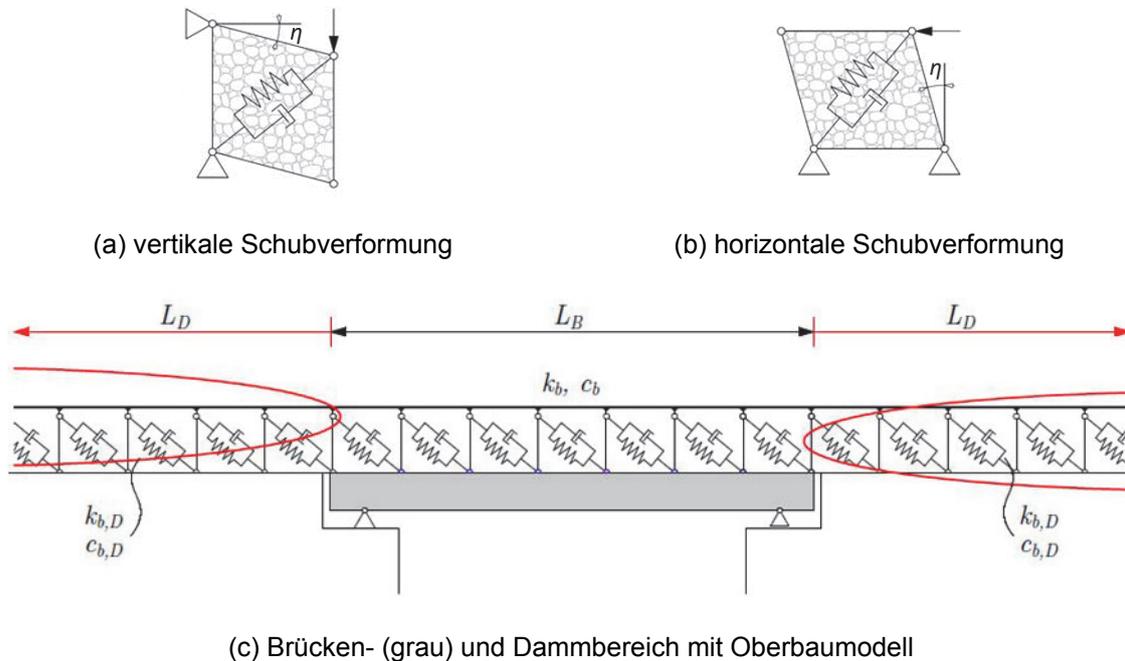


Abbildung 1.2: Kinematik des Kurbelvierecks, Anwendung des Kurbelviereckmodells

Da Literaturrecherchen ergaben, dass es eine vergleichbare Versuchsanlage zur Ermittlung der Kennwerte, welche auch konsistent mit dem mechanischen Modell nach Abbildung 1.1 ist, nicht existiert, wurde eine entsprechende Großversuchsanlage im Rahmen des FFG-VIF 2012 entwickelt und gebaut. *Hackl* erforschte in [Hac17] die versuchsgestützte Ermittlung der Kennwerte k_b und c_b des Oberbaues für eine vertikale Schubverformung des Oberbaues. Also für jene Kennwerte, die sich auf den Brückenbereich beziehen. Mit den an Neu- und Altschotter durchgeführten Versuchen konnte *Hackl* feststellen, dass die Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues einer Frequenzabhängigkeit unterworfen sind. Je höher die Eigenfrequenz des Tragwerkes ist, desto höher ist auch das Dämpfungsvermögen. Die Abbildung 1.3 stellt die Ergebnisse von *Hackl*, die ermittelten Kennwerte für ein einzelnes Element des *Kurbelvierecks* ($e_s = 60 \text{ cm}$, $h_s = 63 \text{ cm}$), in Abhängigkeit der Frequenz dar.

⁴ FFG-Projektnr.: 840545

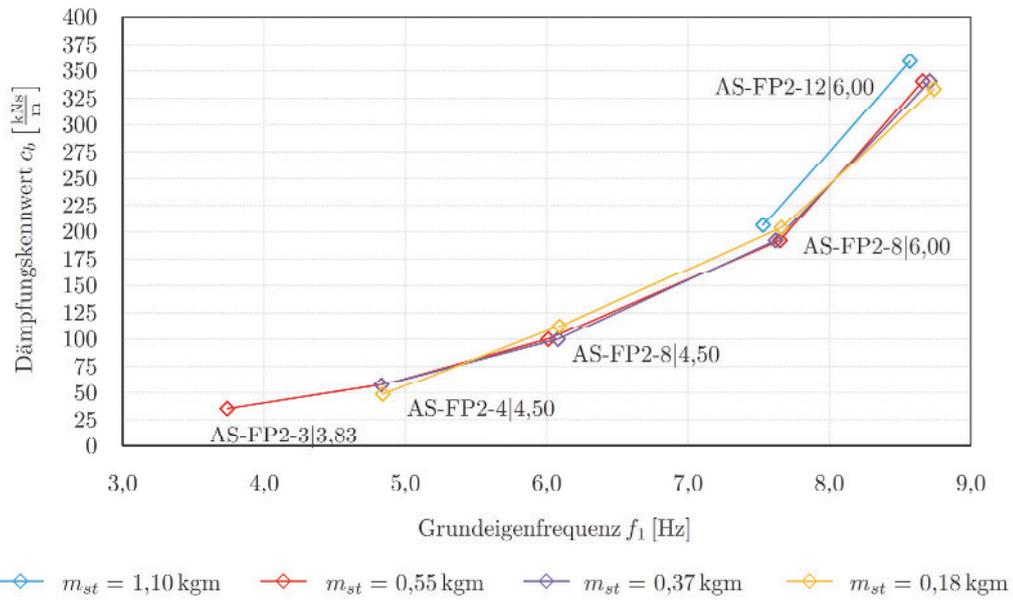


Abbildung 1.3: Kennwert c_b für verschiedene statische Momente m_{st} [Hac17]

Der Unterschied zwischen Neu- und Altschotter stellte sich als sehr gering heraus. Konkret heißt das, dass das Dämpfungsvermögen bei Altschotter durch Vergleich der Ergebnisse aus Versuchen für Alt- und Neuschotter um ein geringeres Maß kleiner ist als bei Neuschotter. Die Ergebnisse dieser Untersuchung hat Hackl in folgender Abbildung 1.4 dargestellt.

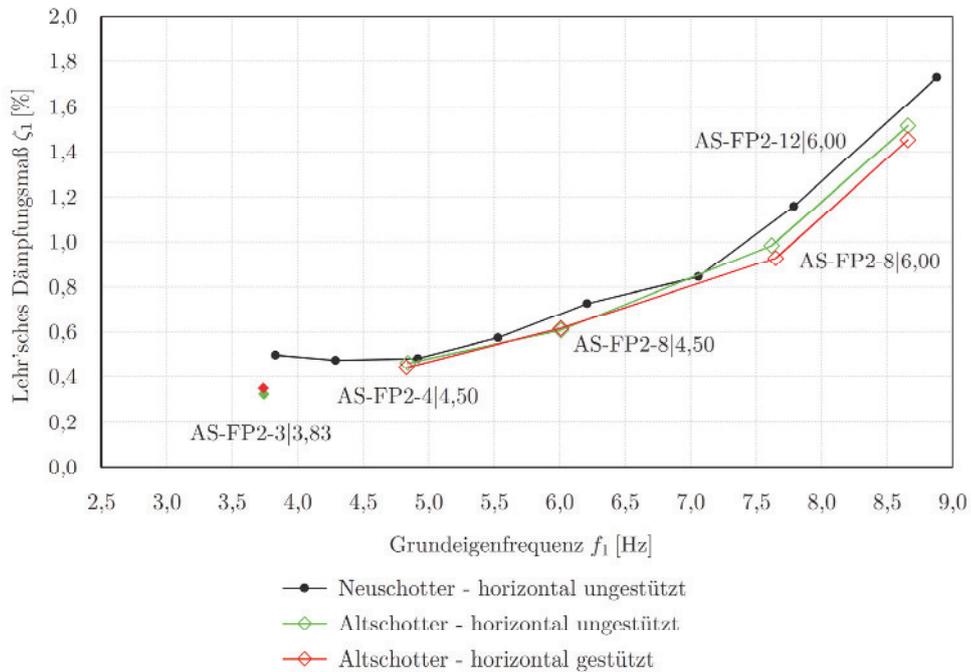


Abbildung 1.4: Vergleich zwischen Neu- und Altschotter [Hac17]

Auf Grund von Verlustwegen der Relativverschiebungen des Oberbaues (resultierend aus Nachgiebigkeiten der Ankerstange), die anlagenbedingt sind, sind die gemessenen Relativverschiebungen sehr klein. *Hackl* erkennt bei sehr kleinen Verschiebungen eine sehr geringe Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung und vermutet, dass bei größeren Relativverschiebungen ein anderer Fall gegeben sein könnte. Weiters stellt *Hackl* fest, dass der Einfluss des Oberbaues zur Steifigkeit sehr klein ist (Erkenntnis durch den Vergleich der Versuche von ge- und entkoppeltem Oberbau). Die Steifigkeit des Oberbaues konnte anhand der Versuchsergebnisse und des zu Grunde liegenden mechanischen Modells der Versuchsanlage nicht ermittelt werden. Der Grund hierfür könnte jener sein, dass die Bewegungsgleichung des mechanischen Modells mit nur einem Freiheitsgrad (Einmassenschwinger) das reale Verhalten nicht ausreichend genau beschreibt.

In Abstimmung mit den ÖBB wurde aufgrund von diesen neuen Erkenntnissen die Zielsetzung während der Projektbearbeitungszeit in sinnvoller Weise geändert.

Aus diesen nicht erklärbaren Phänomenen wurde im Rahmen des aktuellen Projektes das mechanische Modell der Versuchsanlage auf ein Modell mit zwei Freiheitsgraden (Mehrmassenschwinger) erweitert. Mit diesem komplexeren mechanischen Modell werden aus Messergebnissen dynamische Kennwerte des Schotteroberbaues (Schotterfedersteifigkeit k_b und Dämpfungskennwert c_b) bestimmt und auch die beobachteten Phänomene der Versuchsanlage analysiert. Über diese Phänomene wird in diesem Bericht später im Kapitel 5 noch näher eingegangen.

1.4. Ziele des Forschungsprojektes

Die laut Anbot geplanten Ziele des Forschungsprojektes wurden auf Grund von Erkenntnissen, die *Hackl* in [Hac17] beschreibt und die während der Bearbeitung des aktuellen Projektes gewonnen wurden, zweckmäßigerweise angepasst und werden an dieser Stelle nochmal festgehalten.

- **Eine umfangreiche Ermittlung von Kennwerten des Schotteroberbaues zur Beschreibung der Wirkung des Schotteroberbaues auf das dynamische Verhalten von Brückentragwerken.**
 - Entwicklung einer Versuchsanlage zur horizontalen Anregung des Gleisrostes inklusive einer Einrichtung zum (vertikalen) Vorspannen des Gleisrostes

- Ermittlung der Kennwerte k und c des Schotteroberbaues auf Basis einer Versuchsanlage, die eine horizontale Schubverformung ermöglicht
- Ermittlung der Kennwerte in Abhängigkeit der Schotterbettvorspannung für eine vertikale und horizontale Schubverformung
- Ermittlung der Kennwerte in Abhängigkeit klimatischer Einflüsse (vereistes Schotterbett)
- **Die Entwicklung bzw. Erweiterung bestehender Ingenieurmodelle, durch die durch Beobachtung von merkwürdigen Effekten gewonnenen Kenntnisse, zur Beschreibung des dynamisches Verhaltens von Brücken mit Berücksichtigung des Schotteroberbauverhaltens**
- **Analyse des Potentials der gewonnenen Erkenntnisse für brückendynamische Untersuchungen**

2. GROSSVERSUCHSANLAGE UND ANLAGENERWEITERUNGEN

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Großversuchsanlage. Es werden alle Umbauarbeiten, Anlagenergänzungen und deren Arbeitsbereiche erörtert.

2.1. Großversuchsanlage

Im Rahmen des Forschungsprojektes *Schotteroberbaumod.* wurde die Großversuchsanlage geplant und gebaut. Eine genaue Beschreibung und sämtliche Ausführungspläne sind in der Dissertation von *Hackl* in [Hac17] zu finden. An dieser Stelle sei eine Übersicht über die Funktionsweise der Versuchsanlage gegeben. Alle Änderungsmaßnahmen und Anlagenergänzungen, die im Rahmen des aktuellen Projektes vorgenommen wurden, werden in den Unterkapiteln genauestens erläutert.

Die Versuchsanlage ist so konzipiert, dass die Schubverformung η des Schotterbetts getrennt von den Einflüssen einer Biegetragwirkung untersucht werden kann. D.h. die Anlage muss so konzipiert sein, dass das Brückentragwerk biegestarr ist. Das Funktionsprinzip der Anlage ist Abbildung 1.5 dargestellt und ist wie folgt zu verstehen. Mehrere *Kurbelvierecke* werden aneinander gereiht und bestehen aus biegestarren Stäben, welche auf einer Seite auf einem festen gelenkigen Lager und auf der anderen Seite auf einem Federlager aufliegen, sie werden durch die Kraft $P_{(t)}$ angeregt. Dadurch, dass die Biegestarrheit des Brückentragwerks als Voraussetzung gilt, wird eine reine Schubverformung eingeleitet.

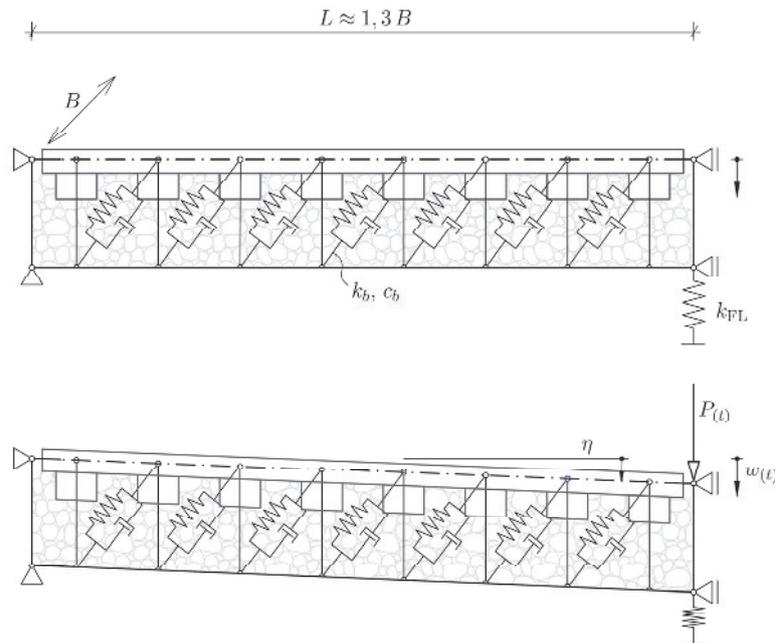


Abbildung 1.5: Funktionsprinzip der Versuchsanlage [Fin12]

2.1.1. Oberbau

Mit Hilfe von Schienenklemmen sind Schienen des Typs 60E1 auf Schwellen verankert. Bei den Schwellen handelt es sich um beschlote Betonschwellen des Typs B70, die im Gleisschotter eingebettet sind. Der Schwellenabstand beträgt 60 cm (demnach entspricht die Breite des *Kurbelvierecks* $e_s = 60$ cm) und das Schotterbett weist eine Höhe von 55 cm (zuzüglich der Höhe bis zum Schienenschwerpunkt ergibt $h_s = 63$ cm, vgl. Abbildung 1.1). Ebenso ist auf dem Deckblech der Brücke eine Unterschottermatte ausgelegt. *Hackl* untersuchte in seiner Arbeit Neu- und Altschotter⁵. Aufbauend auf der Erkenntnis in [Hac17], dass Altschotter nur um ein sehr geringes Maß kleinere Dämpfungswerte liefert, wurden im Rahmen des aktuellen Projektes alle Versuche mit eingebautem Altschotter, welcher durch den Auftraggeber zur Verfügung gestellt worden ist, durchgeführt. Alle wesentlichen Datenblätter zum Oberbau sind im Anhang G einzusehen.

2.1.2. Unwuchterreger

Die Versuchsanlage wurde mit Hilfe eines Unwuchterregers, dessen Unwucht variierbar ist, zu vertikalen Auslenkungen angeregt. Das Funktionsprinzip beruht auf die zwei gegenläufigen Unwuchtmassen m (siehe Abbildung 1.6). Die entgegengesetzt wirkenden

⁵ Schotter, am Ende seines Lebenszyklusses und durch Abrasion der Schotterkörner gekennzeichnet

horizontalen Komponenten der Zentripetalkraft heben einander auf, lediglich die Komponenten, die in die gleiche Richtung weisen bleiben erhalten und erzeugen die harmonische Kraft:

$$P_{(t)} = m e \Omega^2 \sin(\Omega t) \quad (2-1)$$

Wobei e die Exzentrizität der Unwuchtmasse m beschreibt. Das Produkt $m \cdot e$ und wird als statische Unwucht m_{st} bezeichnet.

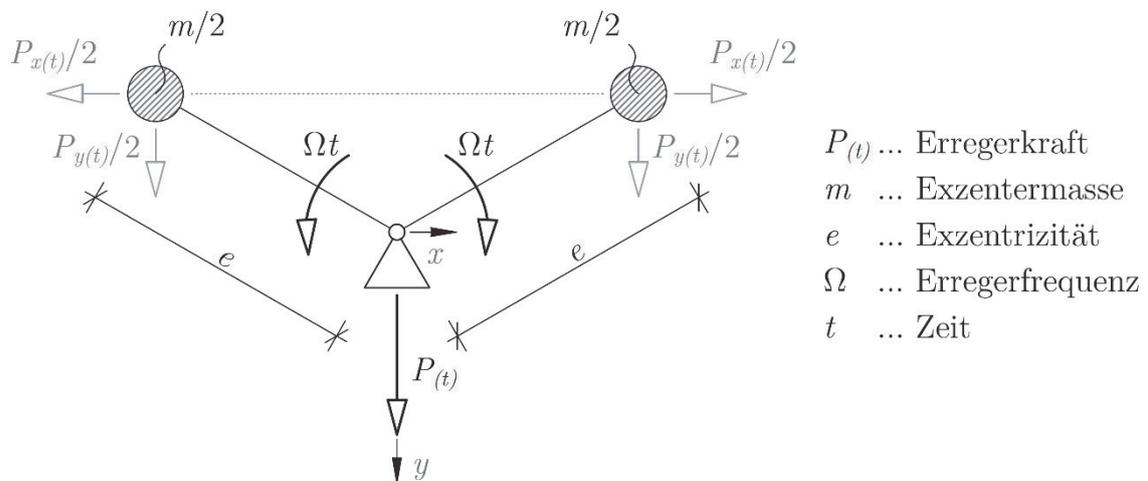


Abbildung 1.6: Funktionsschema eines Unwuchterregers [Hac17]

Von den am Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau zur Verfügung stehenden Unwuchten wurden jene nach Tabelle 1.1 verwendet.

Tabelle 1.1: verwendete Unwuchten

Unwucht	statisches Moment
	m_{st} [kgm]
UW1	0,182
UW2	0,365
UW4	0,551

2.2. Anlagenerweiterungen und Arbeitsbereiche

2.2.1. Schotterbettvorspannvorrichtung

Im Rahmen des vorhergegangenen FFG VIF 2012 Forschungsprojektes *Schotteroberbaumod.* wurden Versuche mit unterschiedlichen Anregungsfrequenzen der vertikalen Schubverformung des Oberbaues durchgeführt, ohne jedoch die Auflast (Vorspannung des Schotterbettes) eines möglichen überfahrenden Zuges zu berücksichtigen. Die so ermittelten Kennwerte dienen somit nur der Beurteilung des Ausschwingverhaltens von Brückentragwerken nach bereits passiertem Zug. Es sind prinzipiell zwei Methoden möglich, um die Auflast durch einen passierenden Zug zu simulieren, entweder durch eine tatsächliche Auflast, bewerkstelligt durch das Aufbringen einer Zusatzmasse oder durch Vorspannen des Oberbaues. Aus Gründen der Realisierbarkeit fiel die Wahl auf die zweite Methode. Dazu war eine Anlagenerweiterung nötig, um diese den Schotter vorspannende Wirkung der Auflast zu untersuchen. Laut Anbot war die Simulation von zwei Achsen mit einem Achsabstand von 2500 mm und einer max. Last von 250 kN/Achse geplant (nach LM 71 [EC1], siehe Abbildung 1.7). Durch die konstruktiven Gegebenheiten der Versuchsanlage ermöglichte die Anordnung der Querträger und der Steifen der Anlage, welche jeweils in einem Abstand von 750 mm liegen, einen Radsatzabstand von 2250 mm oder 3000 mm. Es wurde somit ein Achsabstand von 3000 mm gewählt, welcher beispielweise einer Taurus 1016/1116 entspricht.

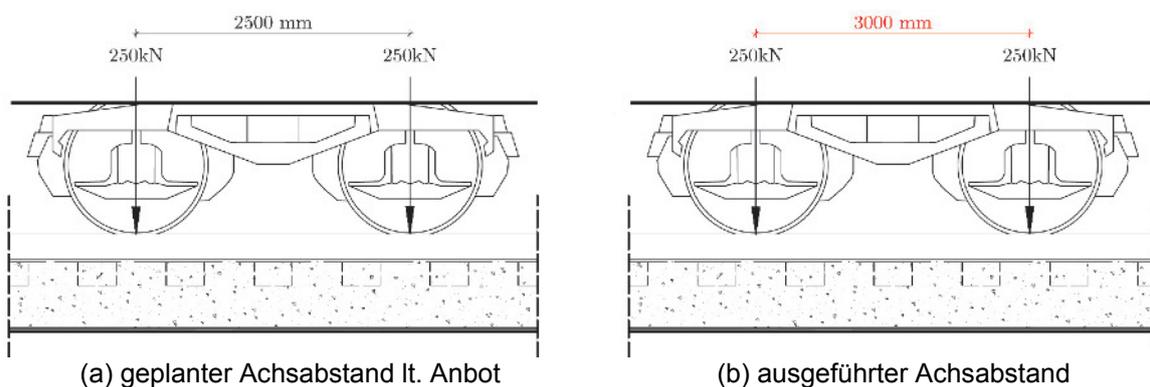


Abbildung 1.7: Schotterbettvorspannung durch zwei Radsätze mit einer Achslast von jeweils 250kN (Längsschnitt)

Die Abbildungen 1.8 und 1.10 zeigen Teile der Konstruktionspläne. Die Vorspannvorrichtung ist ein Rost aus Stahl, welcher aus zwei Hauptträgern besteht. Diese Träger sind

durch 2 UPE 360 Profile ausgeführt, räumliche Aussteifungen sorgen für Stabilität. An den Füßen der Vorrichtung sind U-Profile angeschweißt, welche auf die Schienen aufgesetzt werden und die damit ein Wegrutschen der Konstruktion bei der Versuchsdurchführung verhindern sollen. Schon in der Planungsphase der Anlage während der Bearbeitung des Projektes *Schotteroberbaumod.* wurde mit Voraussicht bedacht, dass es eine den Schotter vorspannende Vorrichtung geben wird und entsprechend wurden Steifen der Längsträgerstege verstärkt ausgeführt. Die verstärkten Steifen dienen der Befestigung der Laschenbleche, an welche jeweils eine Gewindestange entgegengespannt ist, welche wiederum die Vorspannvorrichtung an den Trog verankern (siehe Abbildung 1.11c). Die Achslast wird mit Hilfe von insgesamt vier Gewindestangen, die an beiden Enden der Hauptträger der Vorspannvorrichtung positioniert sind, so eingeleitet, dass die Vorspannvorrichtung, welche auf vier Auflagerpunkten (siehe Abbildung 1.11a) auf dem Gleis steht, gegen den Brückentrog gespannt wird. Um eventuelle Vorspannkraftverluste auf Grund von Setzungen im Schotterbett abzufangen, ist an jedem Vorspannpunkt eine Feder zwischengeschaltet. Weiters wurde bei jeder Gewindestange ein Zugmessglied angebracht, um die Vorspannkraft zu kontrollieren und gezielt zu steuern. Alle Ausführungspläne der Vorspannvorrichtung sind im Anhang B beigefügt.

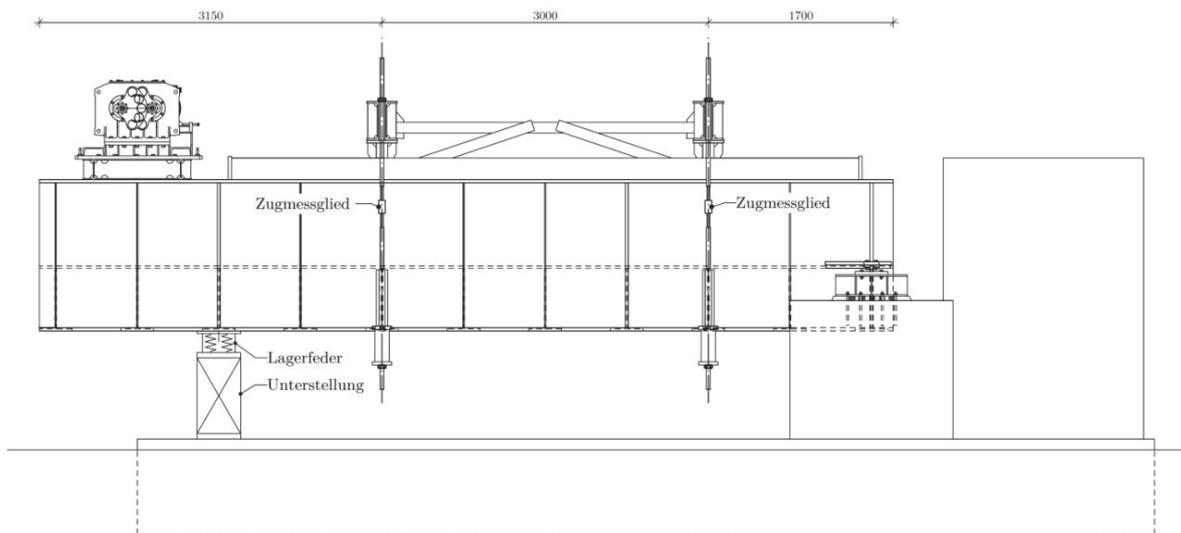


Abbildung 1.8: Plandarstellung - Ansicht der bestehenden Versuchsanlage mit der Anlagenerweiterung zur Simulation der Auflast aus überfahrenden Radsätzen



Abbildung 1.9: Ansicht der bestehenden Versuchsanlage mit der Anlagenerweiterung zur Simulation der Auflast aus überfahrenden Radsätzen

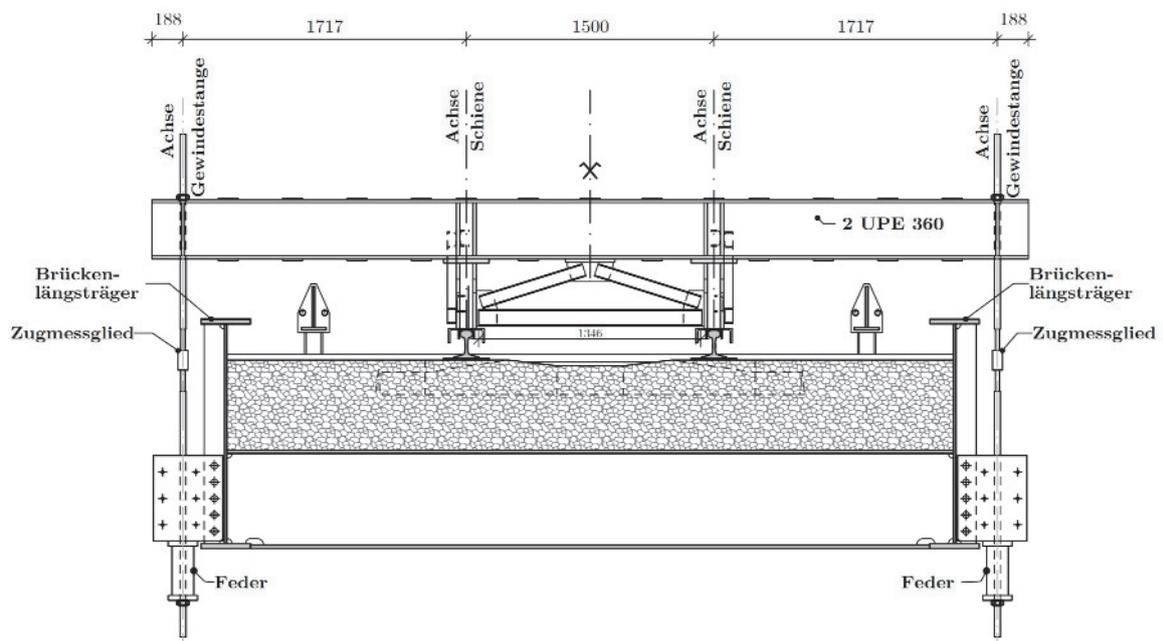


Abbildung 1.10: Querschnitt der Versuchsanlage mit Vorspannvorrichtung



(a) Vorspannvorrichtung auf Gleis gestellt



(b) Vorspannvorrichtung Fußpunkt (Ansicht vorne)



(c) Gewindestange mit Zugmessglied und Feder

Abbildung 1.11: Details Vorspannvorrichtung

2.2.2. Horizontale Anregung

Im Zuge des Forschungsprojektes *Schotteroberbaumod.* wurden Vorversuche mit einer Versuchsanlage im Maßstab 1:5 geführt. Diese zeigten, dass bei einer Schubverformung die Energiedissipation in der Ebene der Sohlflächen der Schwellen und entlang der Stirnflächen der Schwellen stattfindet. Um die Kennwerte des Schotteroberbaues für eine horizontale Schubverformung, also für den Dammbereich (aber auch für den Brückenbereich aufgrund der Kinematik nach Abbildung 1.2) versuchstechnisch zu ermitteln, war eine Anlagenerweiterung nötig. Dazu wurde zuerst der Arbeitsbereich der Anlage für die horizontale Anregung des Gleisrostes abgesteckt. Die Größenordnung für den Arbeitsbereich der Anlagenerweiterung sollte dabei im Bereich von realen Brücken mit kleinen und mittleren Stützweiten liegen.

Der zu untersuchende Frequenzbereich ergibt sich aus den Eigenfrequenzen realer Brückentragwerke. Aus diesem Grund wurde der Frequenzbereich mit 1 Hz als Unter- und 15 Hz bis ca. 20 Hz als Obergrenze festgelegt. Um die Bewegung der Anlage konkret zu steuern ist die maßgebliche Kenngröße, die Verdrehung des Tragwerkes am festen Auflager, zu definieren. Dazu wurden vier Eisenbahnbrücken herangezogen. Für diese Brü-

cken wurden in der Arbeit von *Gorbatjuk* [Gor14] am festen Auflager Verdrehung, Verdrehgeschwindigkeit und Verdrehbeschleunigung anhand von fiktiven Lastmodellen gemäß [EC1], welche die dynamischen Auswirkungen auf die Tragwerke durch überfahrende Züge abdecken, ermittelt. Anhand der maximale Verdrehung η und der Höhe H lässt sich über geometrische Beziehungen die horizontale Verschiebung $u(\eta, H)$ ermitteln. In der folgenden Tabelle 1.2 und der Abbildung 1.12 sind die max. Verdrehungen und die dazugehörige horizontale Verschiebung ersichtlich. Für die Definition des Arbeitsbereiches wurde auf der sicheren Seite liegend die Höhe von Lager-OK bis Schienen-OK herangezogen (die tatsächliche Einleitung der horizontalen Verschiebung erfolgt jedoch auf einer niedrigeren Höhe, nämlich in der Ebene der Schwellen-UK, vgl. dazu Abbildung 1.15)

Tabelle 1.2: Daten der untersuchten Brückentragwerke

Brückentragwerk	Spannweite	max. Verdrehung	Höhe Lager OK – SOK
	[m]	η [mrad]	H [mm]
B1 - Fahrenbachviadukt	21,35	2,674	2266
B2 - Aspang km 1.807	17,50	0,891	2000
B3 - Aspang km 1.698	15,40	0,721	1790
B4 - Aspang km 1.868	7,50	0,301	1302

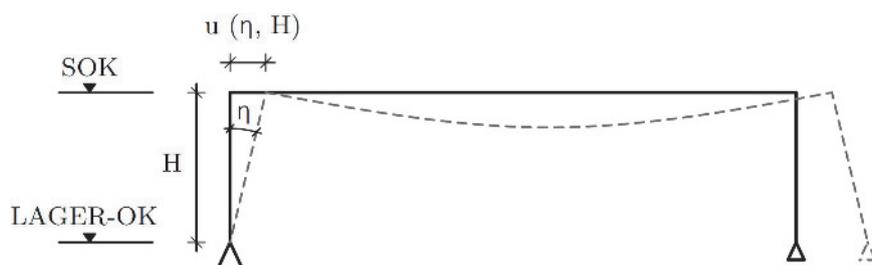


Abbildung 1.12: Darstellung der Verdrehung am festen Auflager eines Brückentragwerkes

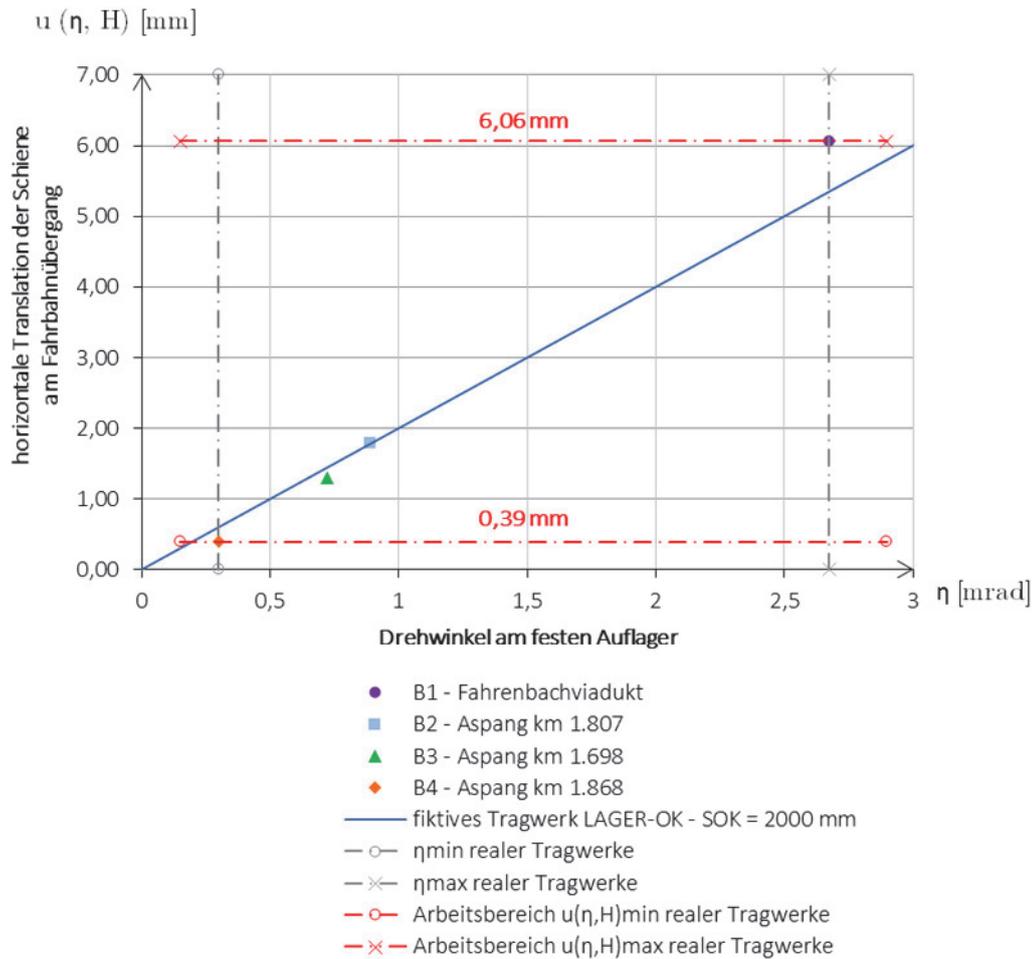


Abbildung 1.13: Arbeitsbereich für die horizontale Verschiebung realer Tragwerke in Abhängigkeit des Drehwinkels am festen Auflager und einer definierten Höhe H

Die horizontale Verschiebung errechnet sich durch Multiplikation des Verdrehwinkels η und der Höhe H des Tragwerkes. In Abbildung 1.13 ist ersichtlich, dass für das Tragwerk B1 die größte Verschiebung u resultiert und demnach für die Definition des Arbeitsbereiches als maßgebend zur Definition der Größenordnung realer horizontaler Verschiebungen wird. Dies führt zu einem erforderlichen Arbeitsbereich von ca. ± 6 mm für die Horizontalverschiebung u des Gleisrostes für die Anlagenergänzung, die die horizontale Schubverzerrung einleitet.

2.2.2.1. Untersuchungen zum Winkelwerk

Äußerst umfangreiche Untersuchungen wurden durchgeführt, welche zeigten, dass die Realisierung des ursprünglich vorgesehenen Winkelwerkes (siehe Abbildung 1.14) für die horizontale Anregung des Gleisrostes, wie im Anbot [Fin14] beschrieben, nicht sinnvoll wäre. Alle Berechnungen und Untersuchungen sind im Anhang A ausführlich beschrieben. Eine alternative Lösung zur horizontalen Anregung des Gleisrostes mittels am Institut vorhandener hydraulischer Pressen wurde daher in Abstimmung mit den ÖBB entwickelt.

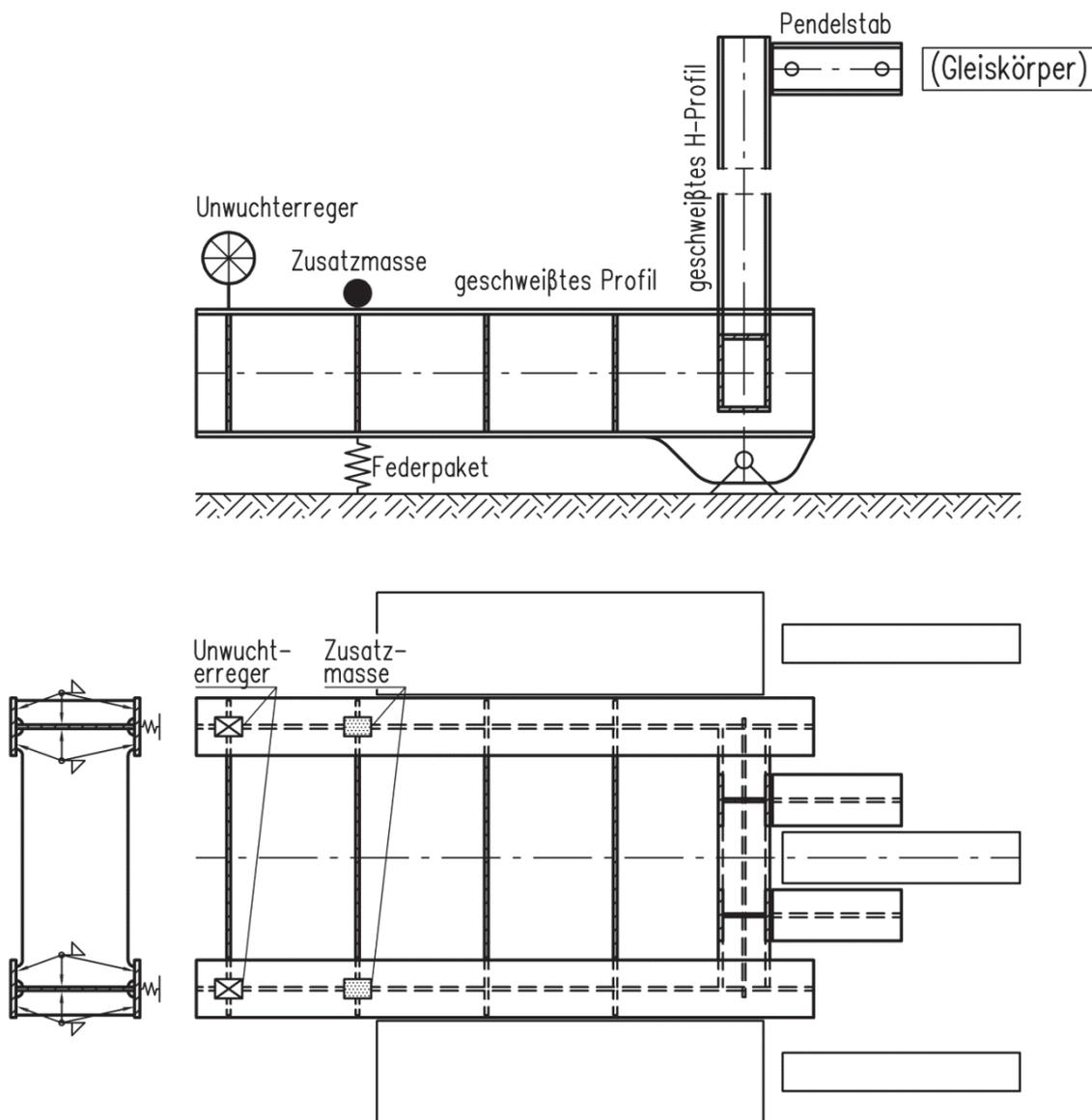


Abbildung 1.14: Prinzipskizze Winkelwerk

2.2.2.2. Alternative Lösung zum Winkelwerk mittels hydraulischer Pressen - ausgeführte Anlage

Hydraulische Pressen des Typs *ENERPAC Hohlkolbenzylinder RCG306*⁶ (siehe Abbildung 1.16a), welche mit der Ankerstange verbunden wurden⁷, leiten eine horizontale Schubverformung ins Schotterbett direkt ein. Im Prinzip sind es 2 x 1 Kammerzylinder pro Lagerwandseite. Im Wechsel fährt jeweils ein Paar parallel geschalteter Pressen ein und gleichzeitig fährt das andere Paar aus. Dadurch entsteht eine harmonische Anregung des Gleisrostes, welche das Gleis unmittelbar vor- und zurück bewegt. Infolge dessen wird ein Abschermechanismus, im Wesentlichen unterhalb der Schwellensole im Schotterbett, erzeugt. Durch ein Steuersystem werden Frequenz und Zylinderweg der Pressen vorgegeben.

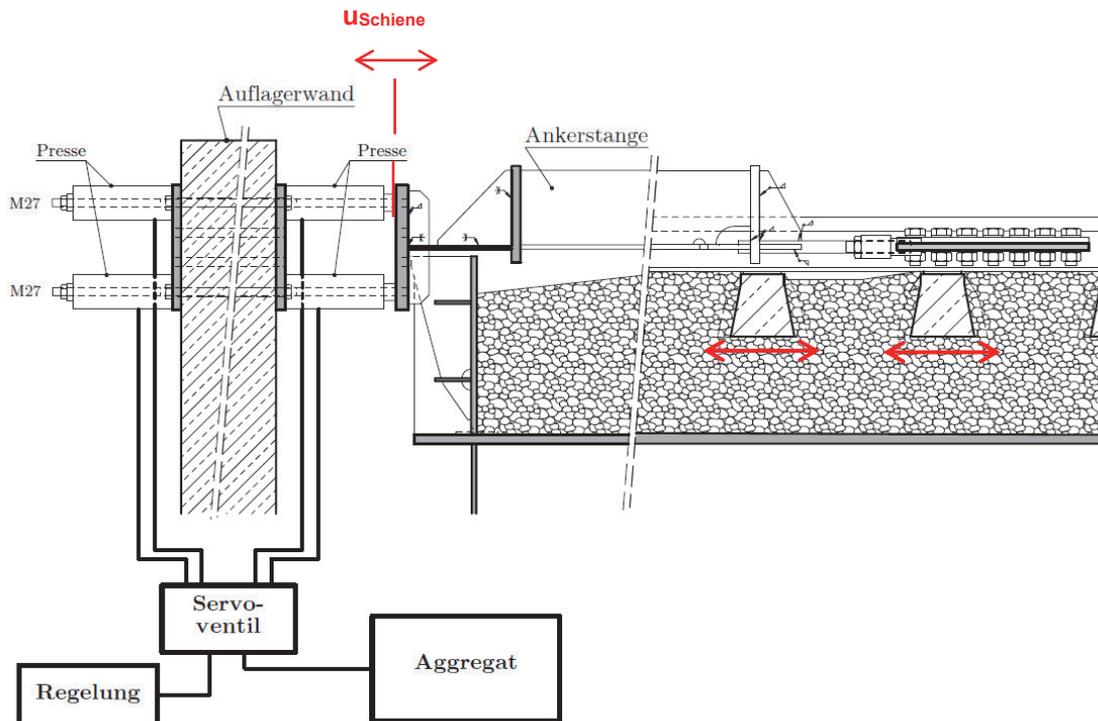


Abbildung 1.15: alternative Lösung zum Winkelwerk zur Einleitung von horizontaler Schubverformung im Schotterbett – ausgeführte Anlage

⁶ siehe Datenblatt im Anhang G

⁷ Verbindung zwischen Ankerstange und Pressen ist in Kapitel 2.3.1 näher erklärt



(a) Pressen



(b) Aggregat

Abbildung 1.16: Komponenten zur horizontalen Anregung des Gleisrostes

2.3. Änderungsmaßnahmen

In diesem Unterkapitel werden alle Änderungsmaßnahmen an der Versuchsanlage seit Beendigung der Arbeit [Hac17] erläutert.

2.3.1. Ankerstange

Um die gemessenen Verlustwege zu reduzieren, hatte *Hackl* bereits die ursprüngliche Verbindung zwischen Ankerstange ① und Ankerplatte ②, die durch Gelenkköpfe und einem Schweißträger ③ bewerkstelligt wurde, durch einen Stahlblock ④ ersetzt (siehe Abbildung 1.17). Dadurch wurden die Kraftmessdosen, die ebenso an dieser Stelle verbaut waren, auch entfernt. Diese hatten sich ohnehin als ungeeignet erwiesen, da ihr Messbereich für die tatsächlich erzeugten Zug/Druckkräfte in der Schiene, zur dessen Messung sie gedacht waren, um ein vielfaches zu hoch war und die Kraftmessdosen somit keine brauchbaren Messungen lieferten. Dieser erste Umbau der Ankerstange brachte nur eine minimale Reduzierung der Verlustwege.

Um die resultierende Kraft im Gleis dennoch zu ermitteln, wurde ein Messinstrument, in weiterer Folge als T5 bezeichnet, eingebaut. Dazu wurde die Gewindestange (Abbildung 1.17c) durch T5 ersetzt (siehe Abbildung 1.17d). T5 ist eine M42 Gewindestange mit der Länge von ca. 50 cm, bei welcher jedoch mittig das Gewinde abgedreht und mit DMS-Streifen versehen wurde. Mit Hilfe von T5 lassen sich die durch die Kippbewegung des Troges und das gleichzeitige Festhalten des Gleises (Festhaltung erfolgt durch Kopplung der Ankerstange an die Auflagerwand) Zug/Druckkräfte, welche in das Gleis eingeleitet

werden, messtechnisch erfassen. Um die Verluste weiter zu reduzieren, wurde die Schraubverbindung zwischen Ankerplatte (b) und den an den Schienen angeschweißten Blechen (e) durch ein Verschweißen der Bleche ergänzt (siehe Abbildung 1.17e).



(a) ursprünglicher Gleisrost



(b) ursprüngliche Verbindung der Ankerstange mit der Schienenkopplung durch Schweißprofil, Gelenksköpfe und eingebauter Kraftmessdose



(c) erster Umbau Hackl [Hac17]; Einbau eines Stahlblock und Gewindestange



(d) zweiter Umbau; Einbau T5



(e) dritter Umbau; angeschweißte Schienenkopplung



(f) dritter Umbau; T5 an Ankerstange angeschweißt

Abbildung 1.17: Umbau Verbindung Ankerstange - Schienenkopplung

Da die beschriebenen Maßnahmen noch immer nicht genügten, wurde in weiterer Folge die komplette Ankerstange umgebaut und modifiziert (siehe Abbildung 1.18).



Abbildung 1.18: Einhub der (neuen) modifizierten Ankerstange

Dazu wurde T5 mit der Ankerstange (siehe Abbildung 1.17f) verschweißt (bis dahin war T5 mittels einer Mutter am Anker verbunden, ersichtlich in Abbildung 1,17c). Am anderen Ende, wo die Ankerstange an der Betonwand verankert ist, waren im ursprünglichen Zustand Gelenkköpfe angeordnet. Diese hatte *Hackl* bereits durch Gewindestangen ersetzt. Um an dieser Stelle mehr Steifigkeit zu erhalten wurden Steifen eingeschweißt (siehe Abbildung 1.19). Da in dieser Phase des Projektes bereits klar war, dass die horizontale Schubverformung des Gleisrostes anhand von hydraulischen Pressen erfolgen wird, wurde diese Tatsache bei der Umplanung berücksichtigt. Die Pressen wurden zwischen Lagerwand und Ankerstange durch Gewindestangen zwischengeschaltet (siehe Abbildung 1.19c). Bei den vertikalen Versuchen dienen die Pressen lediglich als versteifende Elemente und zur Verankerung der Ankerstange an der Lagerwand.

An dieser Stelle sei erwähnt, dass der Umbau der Ankerstange über eine gewisse Zeit nach und nach in Etappen erfolgte. Der Zustand der Ankerstange für vertikale Versuche mit Vorspannung des Schotterbettes ist jener ab Einbau des Zugmessgliedes T5 (Abbildung 1.17d). Die Maßnahmen ab dem dritten Umbau, sprich also ab dem Einbau der (neuen) modifizierten Ankerstange und dem Verschweißen der Schienenkopplung sind für Versuche mit horizontaler Schubverformung des Schotterbettes maßgebend (Abbildung 1.17e - f).

Alle Ausführungspläne zum Umbau der Ankerstange sind im Anhang B ersichtlich.



(a) ursprünglicher Zustand [Hac17]



(b) erster Umbau von *Hackl* [Hac17]

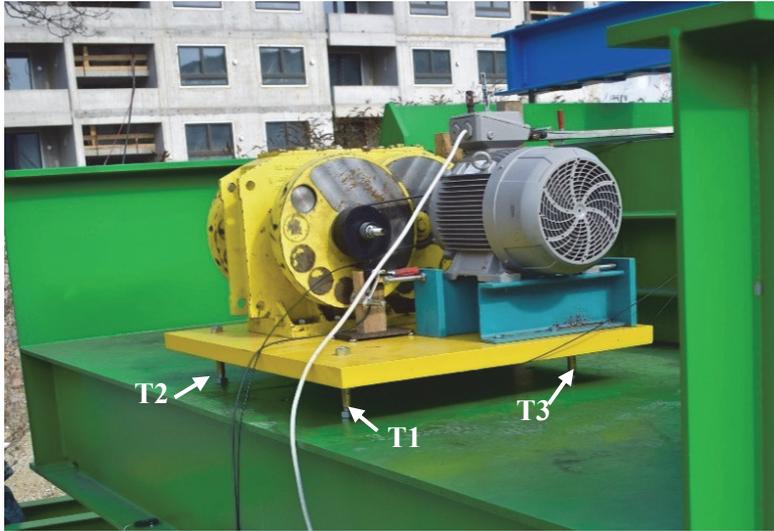


(c) dritter Umbau

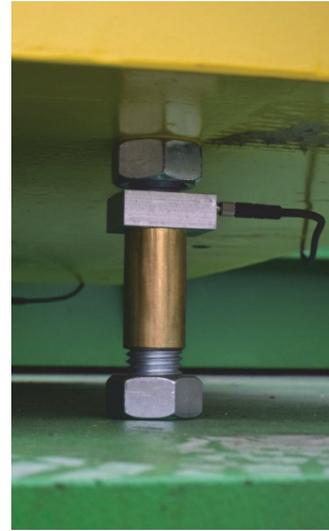
Abbildung 1.19.: Umbau Verbindung Ankerstange - Lagerwand

2.3.2. Unwuchterregerplatte

Eine weitere Änderungsmaßnahme war der Einbau einer Unwuchterregerplatte. Der Unwuchterreger wurde auf einer Stahlplatte (1300/1000/50) fest montiert (siehe Abbildung 1.20), während den Versuchen von *Hackl* war der Unwuchterreger auf dem Deckblech ohne Befestigung positioniert. Diese Platte ist mittels 4xM24, die in weiterer Folge als T1 - T4 bezeichnet werden, welche an den Eckpunkten der Platte angeordnet sind, an das Deckblech der Anlage befestigt. T1 - T4 sind Messinstrumente und nach demselben Prinzip wie T5 gebaut. Sie messen die Kraft, die in den „Stäben“ T1 – T5 entsteht. Durch die Verankerung am Deckblech ist ein Abheben des Unwuchterregers im Betrieb nicht möglich. Somit können eingeleitete Druck- als auch Zugkräfte gemessen werden. Alle Ausführungspläne sind im Anhang B ersichtlich.



(a) Unwuchterreger



(b) T1

Abbildung 1.20: Unwuchterreger auf Platte montiert und geständert auf Messensoren T1 - T4

3. VERTIKALE SCHUBVERFORMUNG MIT SCHOTTERBETT-VORSPANNUNG

3.1. Allgemeines zur Versuchsdurchführung und Einrichtung

In Erweiterung des Forschungsprojektes FFG-Projekt Nr. 840545 (hier wurden die Kennwerte mit unterschiedlichen Frequenzen und Amplituden bezüglich der vertikalen Schubverformung versuchsgestützt ermittelt) werden die Kennwerte des Schotteroberbaues auch bezüglich der vertikalen Schubverformung ermittelt und zwar jeweils unter Berücksichtigung der Vorspannwirkung des Schotterbettes aufgrund der Lasten aus den Radsätzen und klimatischen Einflüssen (da die Versuchsanlage im Freien betrieben wird, erfolgte eine (zeitlich) „punktueller“ Untersuchung des Einflusses bei vereisten Oberbau).

Die anhand von Ausschwingversuchen und Sweeps ermittelten Kennwerte des Schotteroberbaues bei vertikaler Schubverformung gelten daher nur zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens von Brücken ohne Belastung durch überfahrende Züge - also nur zur Beurteilung des Ausschwingverhaltens bei bereits passiertem Zug. Da aber durch die Belastung aus dem überfahrenden Zug über die Radsätze im Schotterbett Druckspannungen entstehen – dieses also quasi „vorgespannt“ wird – hat dies einen Einfluss auf die Reibungskräfte (und Dämpfungskräfte), die in der Sohlebene der Schwellen wirken. Diesem Einfluss auf die Kennwerte wird in diesem Kapitel nachgegangen.

An dieser Stelle werden die wesentlichen Erkenntnisse aus [Hac17] zusammengefasst.

Hackl stellt einen nur sehr geringen Unterschied zwischen Neu- und Altschotter fest. Der Vergleich zeigt, dass der Altschotter, also Schotter am Ende seines Lebenszyklus und durch Abrasion und Verschmutzung gekennzeichnet, lediglich einen sehr geringen Einfluss auf das Dämpfungsverhalten hat. Die Dämpfungswerte sind bei Altschotter um ein sehr kleines Maß geringer.

Weiters stellt *Hackl* fest, dass der in der Versuchsanlage verbaute Schotteroberbau ein Dämpfungsverhalten aufweist, welches frequenzabhängig ist. In dem untersuchten Frequenzbereich von ca. 3,5 bis ca. 9,0 Hz steigt die Dämpfung mit steigender Grundeigenfrequenz.

Durch die Betrachtung des Dämpfungswertes ζ mit dem dazugehörigen Drehwinkel η der Anlage bei gleicher Grundeigenfrequenz konnte *Hackl* keine signifikante Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung feststellen. Dem gegenüber gestellt ist die Tatsache, dass die ermittelten Dämpfungswerte eventuell kaum durch die Dämpfungseffekte, die durch die Schubübertragung zwischen Gleis und Schotter entstehen, beeinflusst sind. Die geringe

Relativverschiebung zwischen Gleis und Schiene resultierte unter anderem durch die Nachgiebigkeiten der Ankerstange.

Im Rahmen des aktuellen Projektes wurden zur Fortführung der Arbeit von *Hackl* ebenso Versuche mit vertikaler Schubverformung des Schotteroberbaues, jedoch zusätzlich mit einer Vorspannung des Schotters, durchgeführt.

3.1.1. Altschotter

Wie eingangs erwähnt, stellt *Hackl* einen nur sehr geringen Unterschied zw. Alt- und Neuschotter fest. Bei gleicher Resonanzfrequenz ergaben die Dämpfungswerte bei Altschotter geringere Werte als bei Neuschotter. Auf Grund dieser Tatsache wurde, um den Zeit- und Kostenaufwand, welcher entstanden wäre auf Grund von Umbauarbeiten der Versuchsanlage beim Tausch des Altschotters durch Neuschotter, zu ersparen alle Versuche mit vertikaler Schubverformung des Schotterbettes mit eingebautem Altschotter durchgeführt. Gleichzeitig würden alle Ergebnisse als auf der sicheren Seite liegend einstuftbar sein.

3.1.2. Vorspannung

Die Vorspannung F_v wurde mittels der Anlagenergänzung, welche in Kapitel 2.2.1 näher beschrieben ist, aufgebracht. Der Arbeitsbereich der Vorspannung wurde während der Planung der Anlagenergänzung auf 250 kN/Achse festgelegt. Dieser Wert resultiert aus der Anlehnung an das Lastmodell 71 im Eisenbahnwesen, welches in ÖNORM EN 1991-2 [EC1] definiert ist.

Tatsächlich konnten jedoch Werte im Bereich von ca. 217 - 240 kN/Achse, auf Grund von Spannungsverlusten und kleinen Setzungen im Zuge der Vorspannung im Schotterbett, aufgebracht werden (siehe dazu auch im Anhang C).

3.1.3. Lagerfeder

Um die Dämpfungseigenschaften zu ermitteln, wurden ebenso Ausschwingversuche und Sweeps (Amplitudenfrequenzgänge) durchgeführt. Die untersuchten Eigenfrequenzen der Versuchsanlage sind durch Position und Federsteifigkeit des Federpaketes der Lagerfeder, definiert durch die Anzahl der Hauptträgersteifen (ST) vom Trogende aus gezählt (X) und der Anzahl der eingebauten Federn definiert (Y) (STX_Y), siehe nachfolgende Abbildungen 3.1 und 3.2.

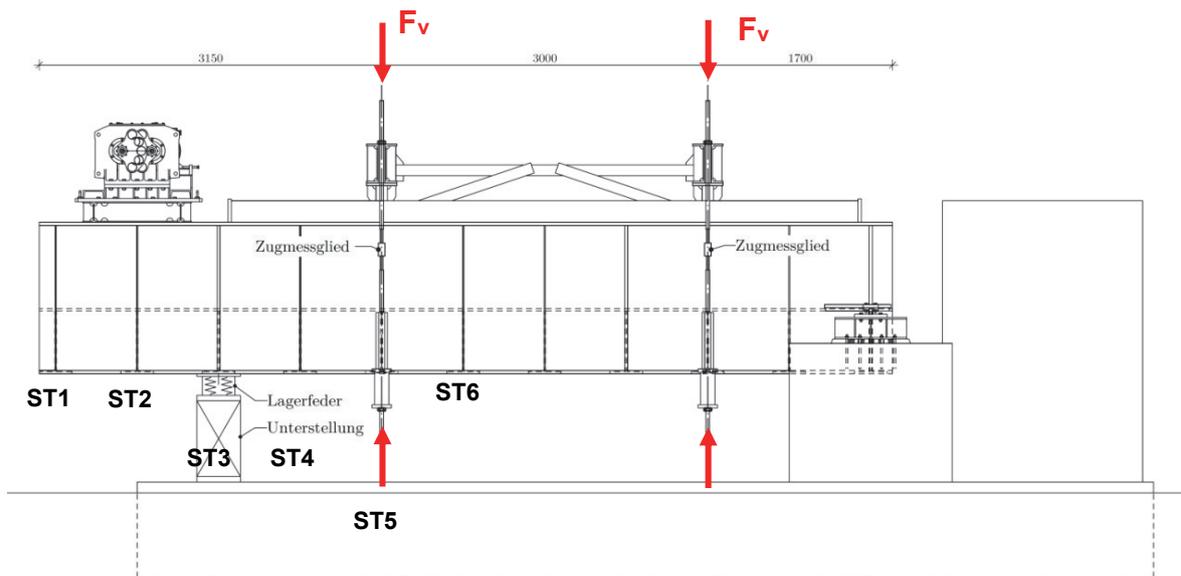


Abbildung 3.1: Versuchsanlage; mögliche Federpaketpositionen unter den Steifen 1 bis 6



Abbildung 3.2: Federpaket mit 4 Einzelfedern pro Paket unter Steife 5, Konfiguration ST5_4

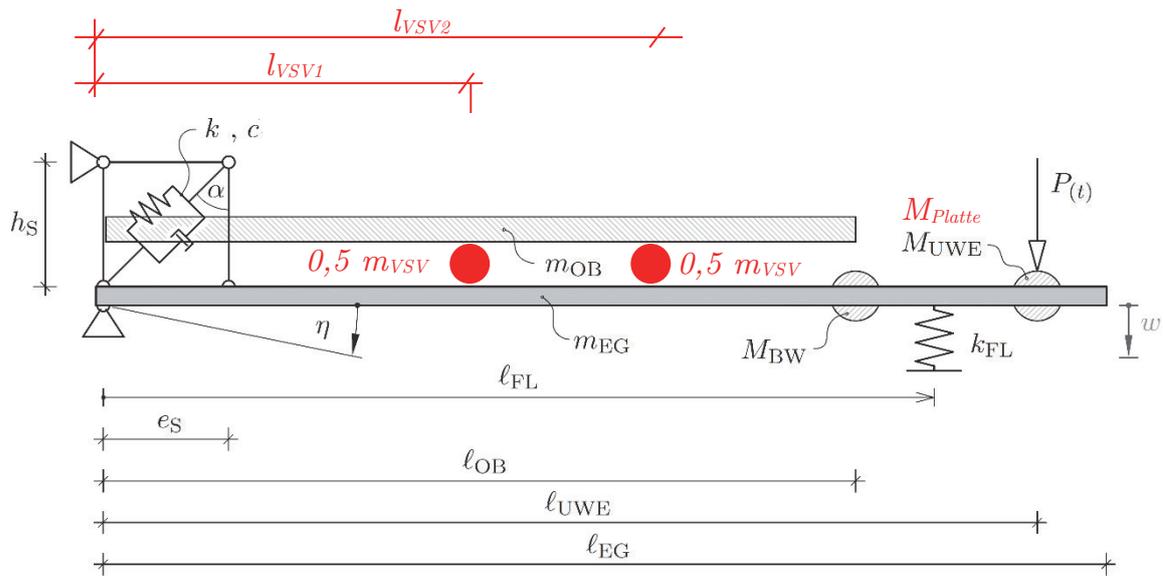
Das Federpaket ist so konstruiert, dass eine Modifikation der Anzahl der Federn pro Paket möglich ist und dadurch unterschiedliche Federsteifigkeiten einstellbar sind. Die im Zuge der Versuchsdurchführung verwendeten Federpakete (jeweils ein Paket pro Längsträgerseite des Troges) sind von der Firma Gerb hergestellt und weisen bei voller Bestückung dh. mit 12 Einzelfedern eine Steifigkeit von 49400 kN/m auf. Die genaue Spezifikation ist im Datenblatt im Anhang G ersichtlich. Folgende Federsteifigkeiten wurden für die Versuchsdurchführung herangezogen:

Tabelle 3.1: Federsteifigkeiten pro Federpaket

Anzahl Federn pro Federpaket	Federsteifigkeit [kN/m]
4	16466,70
8	32933,30
12	49400,00

3.1.4. Mechanisches Modell der Versuchsanlage

Um die Vergleichbarkeit gewährleisten zu können, entspricht die Versuchsdurchführung im Prinzip jener die *Hackl* in [Hac17] beschreibt. Die einzigen Unterschiede zu seiner Versuchsdurchführung bestehen darin, dass im Rahmen des aktuellen Projektes Umbauarbeiten durchgeführt wurden, um wie die zuvor erwähnten Nachgiebigkeiten der Ankerstange zu reduzieren sowie der Einbau der Unwuchterregerplatte, diese sind in Kapitel 2.3.2 näher beschrieben. Alle Versuche wurden mit gekoppelten Oberbau (am Festlager angekoppelte Ankerstange) durchgeführt. Die Auswertung erfolgte ebenso anhand desselben mechanischen Modelles der Versuchsanlage und der dazugehörigen Bewegungsgleichung (siehe nachfolgende Abbildung 3.3 und Formel 3-1).



- $m_{OB} \dots$ Masse des Oberbaues $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right]$
- $M_{BW} \dots$ Masse der Bordwand (g) [kg]
- $l_{OB} \dots$ Länge des Oberbaues [m]
- $m_{EG} \dots$ Masse der Konstruktion (Eigenmasse) $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right]$
- $l_{EG} \dots$ Länge der Konstruktion [m]
- $P(t) \dots$ Unwuchterregung - wie in Gleichung (2.18) angegeben [kN]
- $M_{UWE} \dots$ Masse des Unwuchterregers inkl. UWE-Plattform [kg]
- $l_{UWE} \dots$ Abstand des Unwuchterregers vom Drehpunkt [m]
- $k \dots$ Schotterersatzsteifigkeit $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$
- $c \dots$ Schotterersatzdämpfung $\left[\frac{\text{kNs}}{\text{m}} \right]$
- $e_S \dots$ Schwellenabstand [m]
- $h_S \dots$ Abstand Achse Schienenschwerpunkt zu Deckblechoberkante [m]
- $k_{FL} \dots$ Steifigkeit der Lagerfeder $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$
- $l_{FL} \dots$ variabler Abstand der Lagerfeder vom Drehpunkt [m]
- $\alpha \dots$ Neigung des Schotterersatzelements [rad]
- $\eta \dots$ Drehwinkel am festen Auflager (Lagekoordinate) [rad]
- $w \dots$ Vertikalverschiebung im Abstand l_{EG} [m]

Abbildung 3.3: Stabmodell der Versuchsanlage (aus [Bin15], bearbeitet)

Folgende Formeln zur Bewegungsgleichung und deren Lösung des mechanischen Modells der Anlage mit einem Freiheitsgrad sind aus [Hac17] entnommen.

$$\begin{aligned} & \left(\frac{m_{OB} \cdot \ell_{OB}^3}{3} + \frac{m_{EG} \cdot \ell_{EG}^3}{3} + M_{UWE} \cdot \ell_{UWE}^2 + M_{BW} \cdot \ell_{OB}^2 \right) \cdot \ddot{\eta} + \\ & + c \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 \cdot \dot{\eta} + \\ & + \left(k \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot (\ell_{FL})^2 \right) \cdot \eta = P(t) \cdot \ell_{UWE} \end{aligned} \quad (3-1)$$

Mit der harmonischen Kraft P(t)

$$P(t) = m_{st} \Omega^2 \cdot \cos(\Omega t) \quad (3-2)$$

Ansatz zur Lösung der Differentialgleichung

$$\eta_p(t) = C \cdot \cos(\Omega t) + D \cdot \sin(\Omega t) \quad (3-3)$$

Lösung der Differentialgleichung

$$\eta_p(t) = \frac{m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot \ell_{UWE}}{\mu \cdot \delta} \cdot \left[(\beta^2 - \Omega^2) \cdot \cos(\Omega t) + 2\gamma\beta\Omega \cdot \sin(\Omega t) \right] \quad (3-4)$$

mit den Koeffizienten

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{m_{OB} \cdot \ell_{OB}^3}{3} + \frac{m_{EG} \cdot \ell_{EG}^3}{3} + M_{UWE} \cdot \ell_{UWE}^2 + M_{BW} \cdot \ell_{OB}^2 \\ \beta &= \sqrt{\frac{k \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot \ell_{FL}^2}{\mu}} \\ \gamma &= \frac{c \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2}{2 \cdot \sqrt{(k \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot \ell_{FL}^2) \cdot \mu}} \\ \delta &= (2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot \Omega)^2 + (\beta^2 - \Omega^2)^2 \end{aligned} \quad (3-5)$$

Die Masse der zusätzlichen Unwulterregerplatte und die der Vorspannvorrichtung M_{VSV} wurde durch Anpassung des Koeffizienten μ wie gefolgt berücksichtigt:

$$\mu = \frac{m_{OB} \cdot l_{OB}^3}{3} + \frac{m_{OEG} \cdot l_{EG}^3}{3} + M_{UWE+Platte} \cdot l_{UWE}^2 + M_{BW} \cdot l_{OB}^2 + \quad (3-6)$$

$$+ 0.5 \cdot M_{VSV} \cdot l_{UWE1}^2 + 0.5 \cdot M_{VSV} \cdot l_{UWE2}^2$$

3.2. Bestimmung der dynamischen Kennwerte

3.2.1. Mit Schotterbettvorspannung

Abbildung 3.4 zeigt die Ergebnisse der Auswertung des Dämpfungsmaßes ζ (Lehr'sche Dämpfung) für Versuche mit Schotterbettvorspannung. Es wurden insgesamt 10 unterschiedliche Konfigurationen untersucht. Für jede Konfiguration wurden die drei zur Verfügung stehenden Unwuchten verwendet.

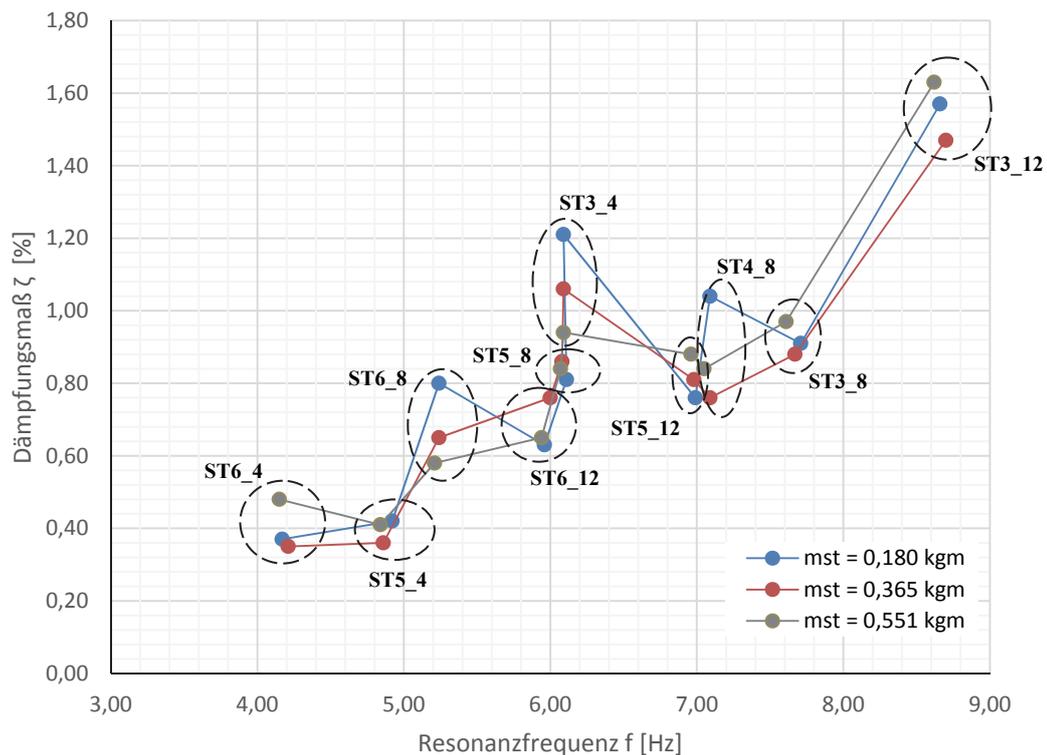


Abbildung 3.4: Lehr'sches Dämpfungsmaß ζ in Abhängigkeit der Grundeigenfrequenz f mit Vorspannung des Schotterbettes

Mit Hilfe der Bestimmungsgleichungen für die Bewegungsgleichung eines Einmassenschwingers und der Bewegungsgleichung des mechanischen Modells der Versuchsanlage können theoretisch die Kennwerte des Kurbelviereckes bestimmt werden.

$$2\zeta\omega_0 = \frac{c \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2}{\mu} \quad (3-7)$$

$$\omega_0^2 = \frac{k \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot (\ell_{FL})^2}{\mu} \quad (3-8)$$

Die folgende Abbildung stellt die Ergebnisse der Auswertung für die Schotterdämpfung c dar.

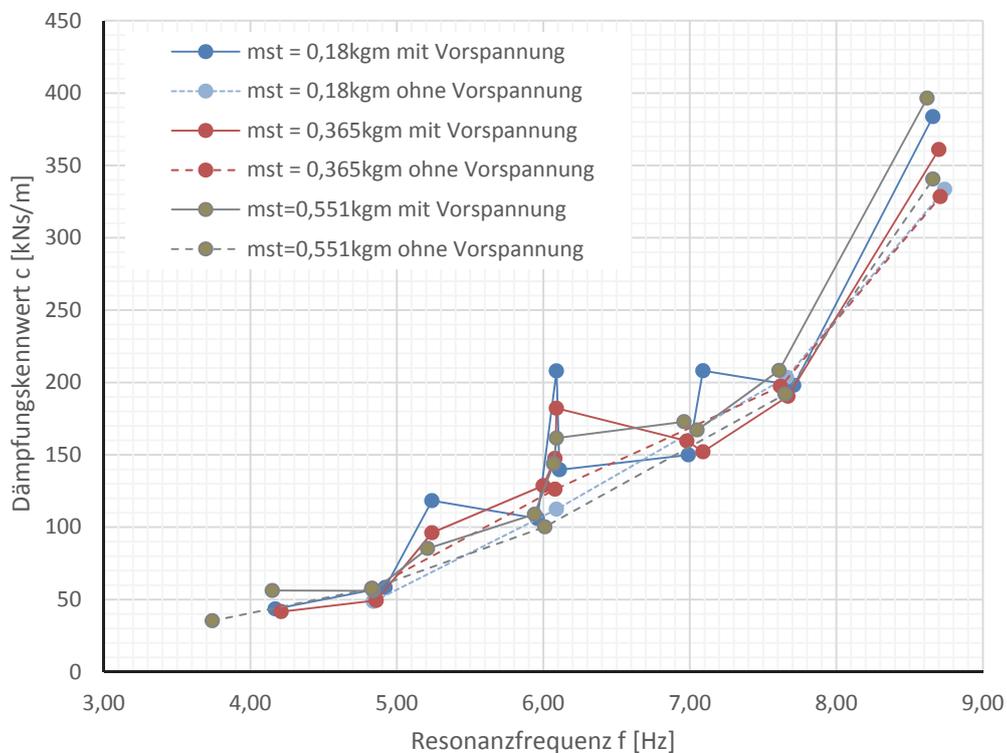


Abbildung 3.5: Vergleich der Dämpfungskennwerte c mit und ohne Vorspannung des Schotterbettes

Die Kennwerte beziehen sich auf ein einzelnes Kurbelviereckelement (siehe Abbildung 1.1, mit den dort angegebenen Geometriedaten des Elementes). Alle ermittelten Dämpfungswerte beziehen sich auf die Gesamtanlage und beinhalten Einflussfaktoren wie Materialdämpfung oder Dämpfungsanteile aus der Lagerreibung und ähnlichem (die unbefüllte Versuchsanlage, also ohne Schotteroberbau, weist wie in [Hac17] ermittelt eine Dämpfung von 0,1% auf).

Kennwerte für die Schottersteifigkeit k ergaben negative Werte, welche nicht auftreten können.

3.2.2. Mit Vereisung

Wetterbedingt konnten nur drei Versuche mit vertikaler Schubverformung und Vereisung des Schotterbettes durchgeführt werden.

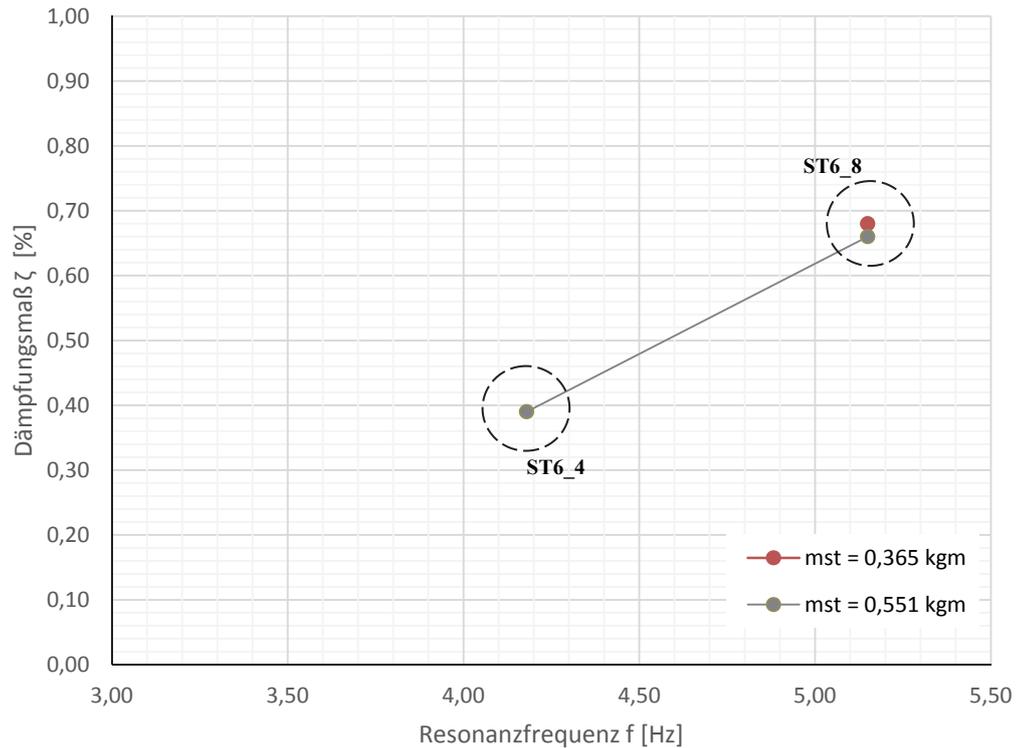


Abbildung 3.6: Lehr'sches Dämpfungsmaß ζ in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz f mit Vorspannung des Schotterbettes

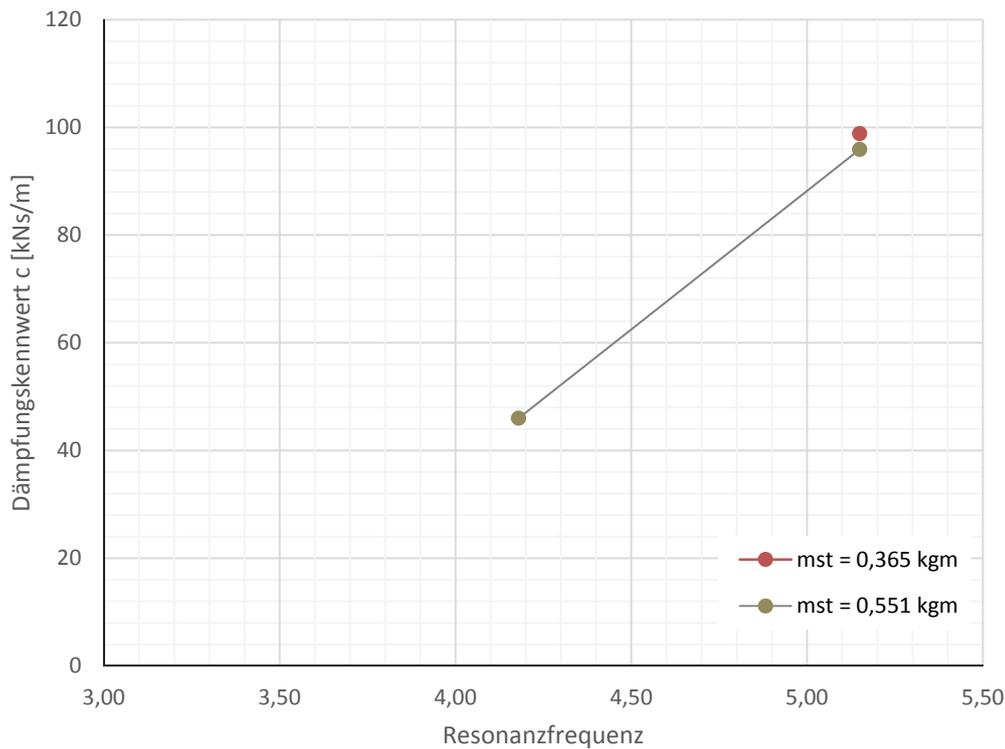


Abbildung 3.7: Dämpfungskennwerte c mit Vereisung des Schotterbettes

Auf Grundlage von drei Versuchsergebnisse kann an dieser Stelle keine aussagekräftige Interpretation getroffen werden.

3.2.3. Erkenntnisse und Ausblick

Die Frequenzabhängigkeit der Dämpfungseigenschaft kann hier ebenso eindeutig festgestellt werden. Die Ergebnisse entsprechen in Ihrer Größenordnung jenen in [Hac17]. Die Dämpfungswerte steigen mit der Größe der Resonanzfrequenz an. Ein interessantes Phänomen ist jenes, dass sich für die Konfiguration ST5_8 und ST4_3 dieselbe Resonanzfrequenz einstellt, jedoch sich die Dämpfungswerte in ihrer Größe unterscheiden. Grundsätzlich sind die Werte mit Vorspannung des Schotterbettes größer als die Dämpfungswerte ohne einer Radlast.

Kennwerte für die Schottersteifigkeit waren jedoch mit diesem Modell nicht bestimmbar, da die Ergebnisse negativ waren (was physikalisch nicht möglich ist). Des Weiteren konnten in [Hac17] einige beobachtete Phänomene der Versuchsanlage (z.B. nahezu identes Schwingverhalten bei gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau, geringe Abweichung von gerechneten und gemessenen Resonanzfrequenzen bei Betrieb der Anlage mit niedrigen Frequenzen und interessanterweise sich vergrößernde Abweichungen bei Betrieb der

Anlage in höheren Frequenzbereichen) durch das Modell des Einmassenschwingers nicht erklärt werden.

Aus diesem Grunde wurden umfangreiche Untersuchungen, welche im Kapitel 5 genau-
sten erläutert sind, durchgeführt, bei denen das mechanische Modell der Versuchsanla-
ge auf ein Modell mit zwei Freiheitsgraden (Mehrmassenschwinger) erweitert wurde. Mit
diesem komplexeren mechanischen Modell wurden aus den Messergebnissen dynami-
sche Kennwerte des Schotteroberbaues (Schotterfedersteifigkeit k und Dämpfungskenn-
wert c) bestimmt und auch die beobachteten Phänomene der Versuchsanlage analysiert
und weitestgehend erklärt. Ergänzend als Ausblick für zukünftige Forschungen werden
alternative Dämpfermodelle im Kapitel 5 diskutiert.

4. HORIZONTALE ANREGUNG DES GLEISROSTES – HORIZONTALE SCHUBVERFORMUNG

Mit Hilfe der alternativen Lösung, welche in Kapitel 2.2.2.2 beschrieben ist, wurde eine horizontale Weganregung des Gleisrostes erzeugt. Hydraulische Pressen, welche mit der Ankerstange befestigt sind, leiten diese horizontale Schubverformung ins Schotterbett direkt ein. Im Wechsel fährt jeweils ein Paar parallel geschalteter Pressen ein und gleichzeitig fährt das andere Paar aus. Dadurch entsteht eine harmonische weggesteuerte Anregung des Gleisrostes, welche das Gleis unmittelbar vor- und zurück bewegt. Durch ein Steuerungssystem werden Frequenz und Zylinderweg der Pressen vorgegeben. Der Zylinderweg entspricht nicht dem realen Relativweg zwischen Schiene und Trog. Dieser ist auf Grund von „Verlustwegen“ (durch konstruktionsbedingte Nachgiebigkeiten) kleiner als der Zylinderweg. Mit Hilfe der mit T5 gemessenen Kraft (das ist jene Kraft, die erforderlich ist, um das Gleis zu verschieben) und der gemessenen Translation der Schiene relativ zum Trog, kann eine Hysterese pro Zyklus aufgetragen werden.

Grundsätzlich wurden vier unterschiedliche Konstellationen untersucht.

- Konstellation 1: ohne Vorspannung und ohne Vereisung des Schotterbettes
- Konstellation 2: mit Vorspannung und ohne Vereisung des Schotterbettes
- Konstellation 3: ohne Vorspannung und mit Vereisung des Schotterbettes
- Konstellation 4: mit Vorspannung und mit Vereisung des Schotterbettes

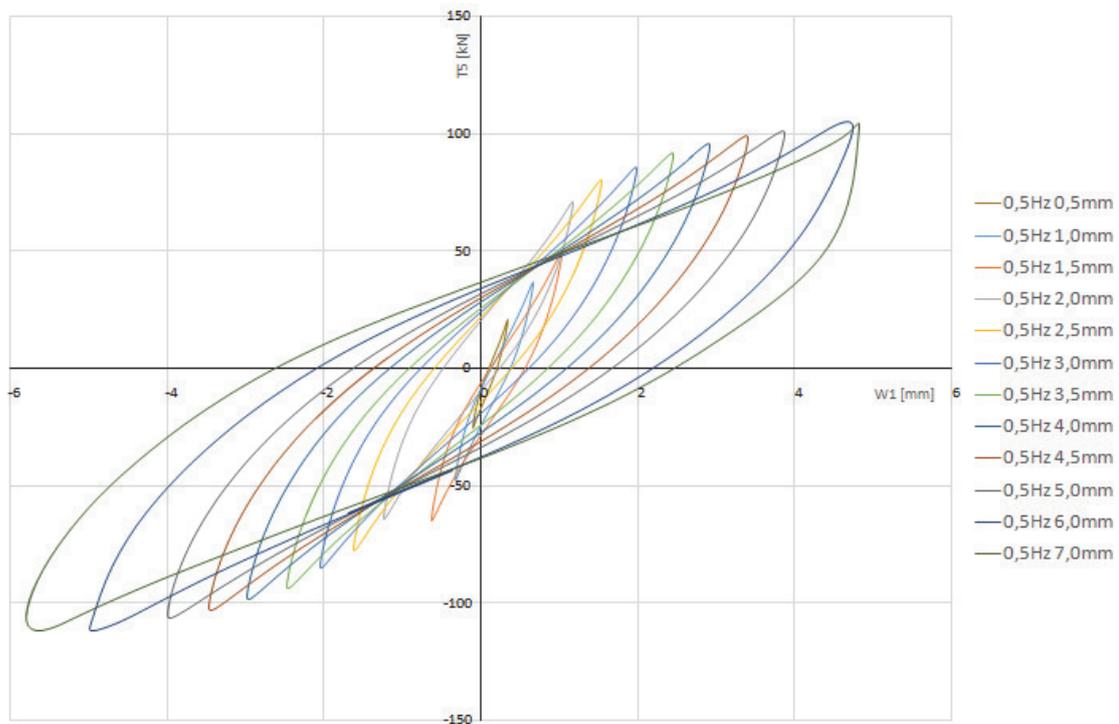
Bei den Konstellationen 2 und 4 wurde mit Hilfe der Vorspannvorrichtung (beschrieben in Kapitel 2.2.1) eine Vorspannung des Schotterbettes erzeugt. Bei Konstellationen mit Vereisung war das Schotterbett vereist. Da die Anlage im Freien steht, waren im Verlauf der Bearbeitung des Projektes nur einzelne wenige Tage im Jahr dazu geeignet. Um sicher zu gehen, dass das Schotterbett voll vereist ist, waren dazu mehrere Tage hintereinander mit Temperaturen unter dem Gefrierpunkt bei Tag und Nacht nötig.

Es wurden insgesamt 121 Versuche mit horizontaler Anregung durchgeführt. Jede einzelne Hysterese steht für einen Versuchsdurchlauf.

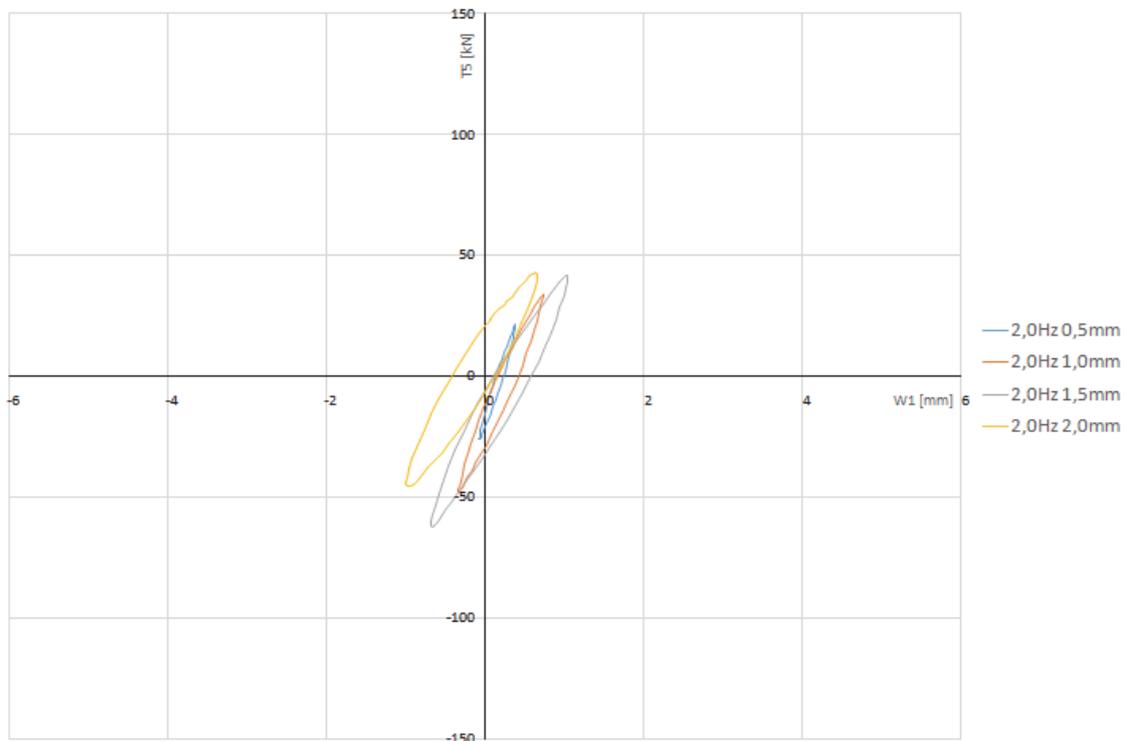
An dieser Stelle soll die Auswertung der Versuche erläutert werden. Abbildung 4.1 zeigt zwei Scharen Hysteresen mit unterschiedlichen Frequenzen und Amplituden. Je höher die Anregungsfrequenz wird, umso geringer (anlagenbedingt) ist der maximale mögliche Zylinderweg. Durch die Leistung des Aggregats sind diese zwei Regelungsgrößen unmittelbar voneinander abhängig. Bei einer Anregungsfrequenz von 0,5 Hz, mit denen die Pressen

aus- und einfahren, ist mit dem Hydraulikaggregat, welches dem Institut für Tragkonstruktionen zurzeit zur Verfügung steht, ein maximaler Zylinderweg von 7,0 mm möglich. Je höher die Anregungsfrequenz wird, umso geringer wird der maximale mögliche Zylinderweg. Bei 2,0 Hz sind nur mehr 2,0 mm möglich. Die höchste mögliche Anregung liegt bei 5,0 Hz mit maximal 0,5 mm Zylinderweg.

Hinweis zu Abbildung 4.1: Die Hystereseschleifen werden nach der Anregungsfrequenz und dem Zylinderweg benannt. Die Abszisse der Hysterese beschreibt die tatsächliche horizontale Gleisrostverschiebung relativ zum Trog, die auf Grund der „Verlustwege“ (Nachgiebigkeiten) geringer als der Zylinderweg ist. Auf der Ordinate ist jene Last aufgetragen, welche nötig ist um das Gleis zu verschieben (gemessen anhand von T5).



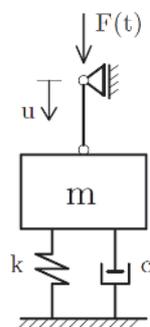
a) Anregung mit 0,5 Hz und mit einem Zylinderweg von 0,5 bis 7,0 mm



b) Anregung mit 2,0 Hz und mit einem Zylinderweg von 0,5 bis 2,00 mm

Abbildung 4.1: Hysteresen mit 0,5 Hz und 2,0 Hz Anregung mit variierenden Zylinderwegen für die Konstellation 1 ohne Vorspannung und ohne Vereisung des Schotterbettes

Die horizontale Anregung des Gleises kann mit einem modifizierten mechanischen Modell nach Kelvin-Voigt (siehe Abbildung 4.2) beschrieben werden. Dämpfer- und Federelement sind parallel geschaltet. Abbildung 4.3 zeigt die Position des mechanischen Modells am Versuchsaufbau.



- F(t)... äußere Kraft
- m... bewegte Masse
- k... Steifigkeitskonstante
- c... Dämpfungskonstante
- u... Weg (weggesteuerter Versuch)

Abbildung 4.2: Modifikation des Kelvin-Voigt-Modells, ergänzt mit der Masse m

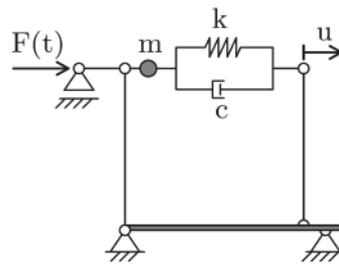


Abbildung 4.3: Lage des mechanischen Modells an der Versuchsanlage

Mit Hilfe dieses Modells wurden die durch Versuche ermittelten Hysteresen ausgewertet. In weiterer Folge soll anhand eines Beispiels veranschaulicht werden, wie die Auswertung erfolgte. Hierzu wird die Hystereseschleife eines Versuches mit der Anregung von 0,5 Hz und einem Zylinderweg von 5,0 mm herangezogen (Abbildung 4.4). Die Hysterese zeigt, dass bei 5,0 mm Zylinderweg der maximale (tatsächliche) Relativweg (Amplitude, Gerade \overline{CD}) zwischen Trog und Schiene $u_{\max, \text{Schiene}} = 3,93 \text{ mm}$ ist (der „Verlustweg“ beträgt für diesen Versuch somit 1,07 mm).

Für jede Hysterese lässt sich ein Dämpfungs- und Steifigkeitswert für das gesamte System ermitteln. Die pro Zyklus dissipierte Energie W_d entspricht dem Flächeninhalt der Hysterese. Die blau und grün eingefärbte Fläche in Abbildung 4.4 entsprechen jeweils der potentiellen Energie W_e des Systems ($W_e = W_{e,ACD} = -W_{e,BCE}$). Die Punkte A und B sind jene Punkte auf der Hystereseschleife, welche auf der horizontalen Achse den maximalen (A) bzw. den minimalen Wert (B) aufweisen. Der Mittelpunkt der Geraden \overline{AB} definiert näherungsweise ebenso den Mittelpunkt der Hysterese. Beide Flächen wurden ausgewertet und der Mittelwert der Fläche zur Ermittlung der Systemsteifigkeit herangezogen. Die dissipierte Energie W_d und die potentielle Energie W_e sind somit aus dem Versuch bekannte Größen.

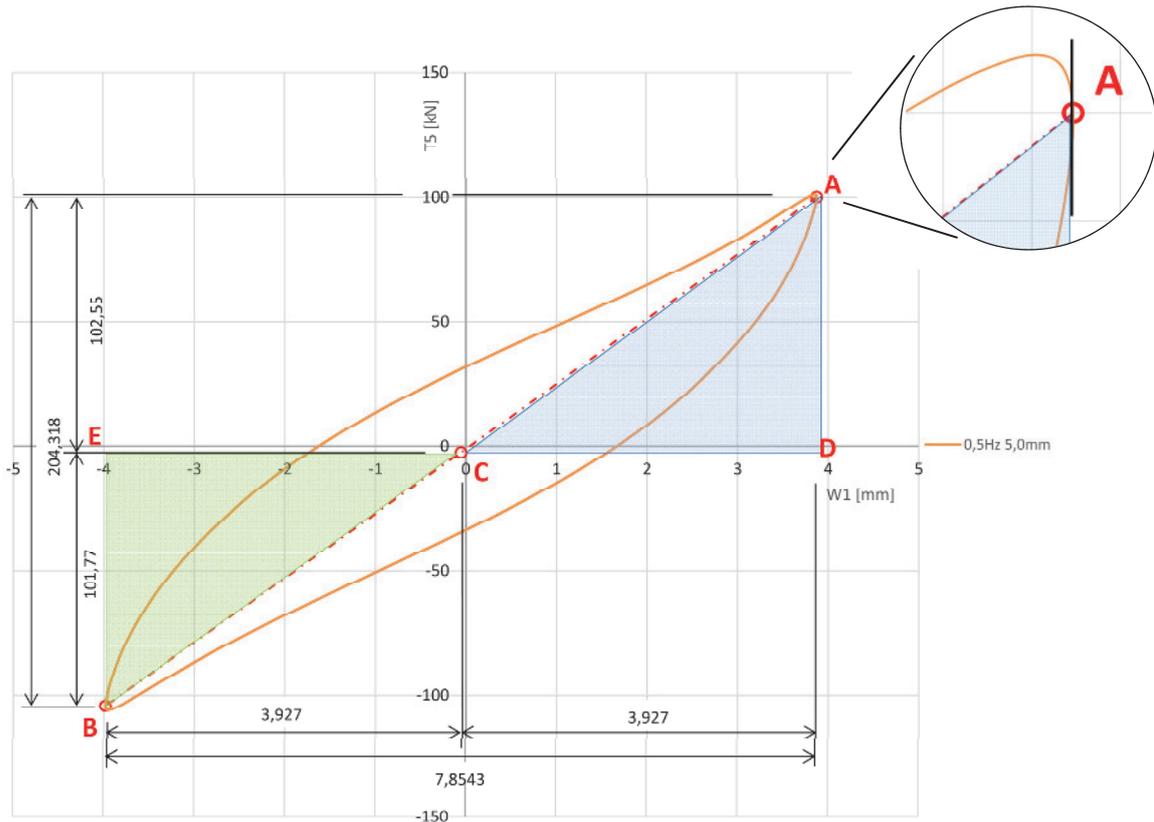


Abbildung 4.4: Auswertung Hysterese

Mit Hilfe folgender Formeln, welche auf Basis des modifizierten Kelvin-Voigt-Modells beruhen (Herleitung siehe Anhang F), lassen sich Steifigkeits- und Dämpferkonstanten ermitteln.

$$W_d = \pi \cdot c \cdot \Omega \cdot u^2 = \pi \cdot c \cdot (2 \cdot \pi \cdot f) \cdot u^2 \quad (4-1)$$

$$W_e = \frac{1}{2} k \cdot u^2 - \frac{1}{2} m \cdot \Omega^2 \cdot u^2 = \frac{1}{2} k \cdot u^2 - \frac{1}{2} m \cdot (2 \cdot \pi \cdot f)^2 \cdot u^2 \quad (4-2)$$

W _d ...	dissipierte Energie [Nm]	u...	Weg [m]
W _e ...	potentielle Energie [Nm]	Ω...	Anregungskreisfrequenz [1/s]
c...	Dämpfungskonstante [Ns/m]	f...	Anregungsfrequenz [1/s]
k...	Steifigkeitskonstante [N/m]	m...	bewegte Masse [kg]

- **Beispiel:**

Vorhanden ist die anhand von Messdaten, welche durch einen Versuch für die Konstellation 1 „ohne Vorspannung und ohne Vereisung des Schotterbettes“ gewonnen wurden, aufgetragene Hystereseschleife bei 0,5 Hz Anregung und 5,0 mm Zylinderweg (vgl. Abbildung 4.4).

Folgende Größen sind durch Messungen bzw. als Versuchseingangsgröße bekannt:

$$f = 0,5 \text{ Hz}$$

$$W_d = 411,03 \text{ Nm}$$

$$u_{\max, \text{Schiene}} = 3,927 \text{ mm} = 0,003927 \text{ m}$$

$$W_e = 200,597 \text{ Nm}$$

$$l_{\text{Gleis}} = 5,40 \text{ m}$$

$$m = 3764,40 \text{ kg}$$

Insgesamt sind 9 Schwellen im Abstand von 0,60 m verlegt. Somit ergibt sich die Gleisrostlänge zu $l_{\text{Gleis}} = 9 \cdot 0,60 = 5,40 \text{ m}$ (siehe Abbildung 4.5).

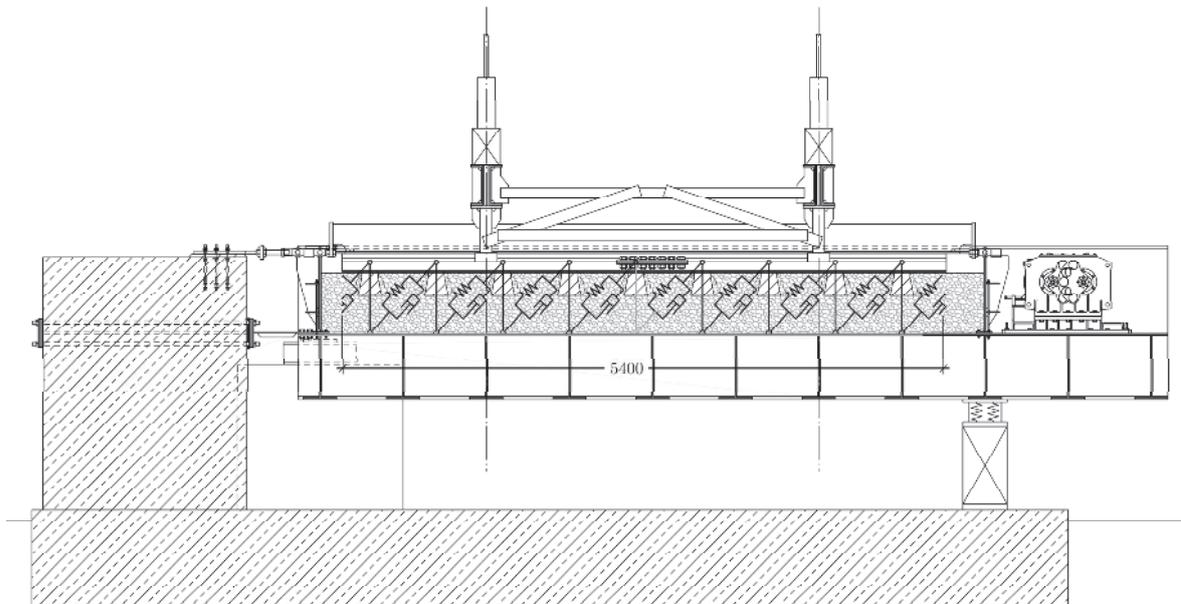


Abbildung 4.5: Länge l_{Gleis}

Die dissipierte Energie wurde mit Hilfe des Matlab Befehls *polyarea(X,Y)* ermittelt. Dieser Befehl ermittelt den Flächeninhalt eines Polygons. Die Koordinatenpunkte der Hysterese sind durch die Messung bekannte Größen. Durch Einspeisung der Koordinaten aufgeteilt auf die Vektoren $(\mathbf{X})=\mathbf{W}_1$ (Schienenweg) und $(\mathbf{Y})=\mathbf{T}_5$ (gemessene Kraft im Gleis) und Anwendung des Befehls *polyarea(W₁,T₅)* konnte der Flächeninhalt sehr genau für jegliche Hysteresen ermittelt werden.

Die potentielle Energie wurde folgendermaßen ermittelt.

$$W_{e,ACD} = \frac{1}{2} 3,927 \cdot 102,55 = 201,369 \text{ Nm} \quad (4-3)$$

$$W_{e,BCE} = \frac{1}{2} 3,927 \cdot 101,766 = 199,823 \text{ Nm} \quad (4-4)$$

$$W_e = \frac{1}{2} (W_{e,ACD} + W_{e,BCD}) = \frac{1}{2} (201,369 + 199,823) = 200,597 \text{ Nm} \quad (4-5)$$

Die bewegte Masse m setzt sich aus den Massen aus T5, Schienenkopplung (siehe Abbildung 1.17c), Ankerplatte samt Fahnenblechen (Abbildung 1.17e), Schienen und Schwellen zusammen (siehe Massenermittlung im Anhang D). Die Masse der Ankerstange wird nicht berücksichtigt (siehe Herleitung in Anhang F).

Durch Umformung der zuvor beschriebenen Formeln, lassen sich Dämpfer- und Steifigkeitskonstanten ermitteln.

$$c = \frac{\frac{W_d}{\pi(2\pi f) \cdot u^2}}{l_{Gleis}} = \frac{\frac{411}{\pi(2\pi \cdot 0,5) \cdot 0,00393^2}}{5,40} = 499302 \frac{\text{Ns}}{\text{m}} / \text{m} = 499,3 \frac{\text{kNs}}{\text{m}} / \text{lm} \quad (4-6)$$

$$k = \frac{\frac{2 \cdot W_e}{u^2} + m \cdot (2 \cdot \pi \cdot f)^2}{l_{Gleis}} = \frac{\frac{2 \cdot 200,6}{0,00393^2} + 3764,40 \cdot (2 \cdot \pi \cdot 0,5)^2}{5,40} = 4826881,9 \frac{\text{N}}{\text{m}} / \text{lm} \quad (4-7)$$

$$= 4826,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{lm}$$

Die Gesamtlänge des Gleisrostes beträgt wie zuvor erläutert 5,40m. Die Ergebnisse werden pro Laufmeter Gleisrost angegeben und sind in den Abbildungen 4.8a bis 4.8d markiert.

Analog zu dem hier gezeigten Beispiel wurden alle 121 Hysteresen für alle vier unterschiedliche Konstellationen ausgewertet und die Ergebnisse in Diagrammen aufgetragen.

4.1. Konstellation 1: Ohne Vorspannung und ohne Vereisung

Auf den folgenden Seiten ist in den Abbildungen 4.7a bis 4.7i jeweils eine Hysterese pro Versuch aus den Messungen sortiert nach der Anregfrequenz aufgetragen.

Für jede Periode lässt sich eine Hysterese auftragen. In der folgenden Abbildung sind die gemessenen Werte für die tatsächliche horizontale Gleisrostverschiebung relativ zum Trog und die gemessene Kraft im Gleis für eine Anregungsdauer von ca. 14 sek. aufgetragen. Dies bedeutet, dass insgesamt 7 Hysteresen bei einer Anregung von 0,5 Hz vorhanden sind. Alle Hysteresen sind sich in Ihrer Form und Größe ident. Bei Vergrößerung erkennt man die Unterschiede, welche jedoch vernachlässigbar klein sind. Aus diesem Grund wurde für jeden Versuch eine, in einem beständigen Bereich der Anregung, vorhandene Hysterese willkürlich ausgewählt und für die Auswertung herangezogen.

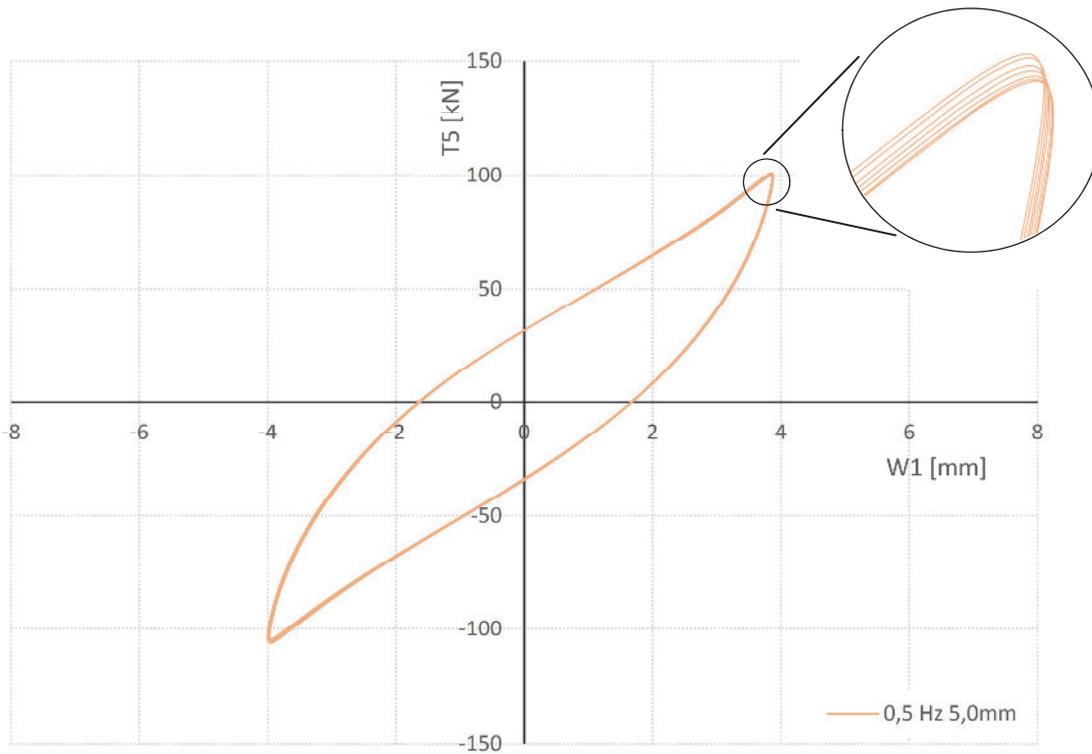
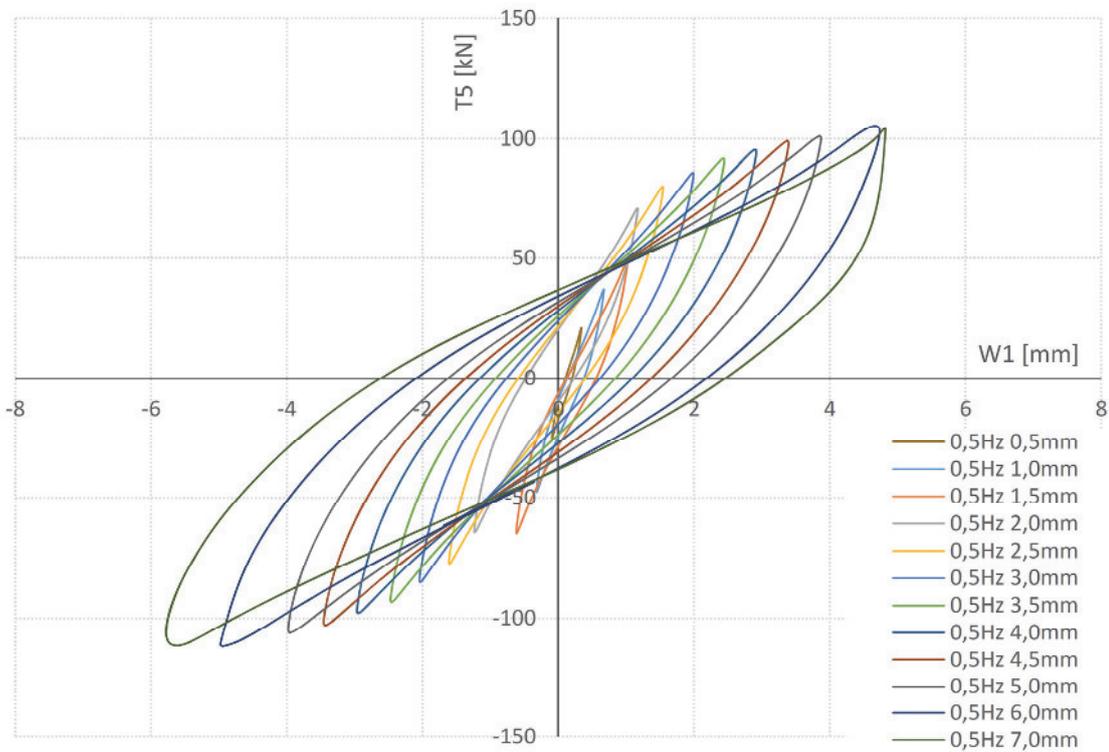
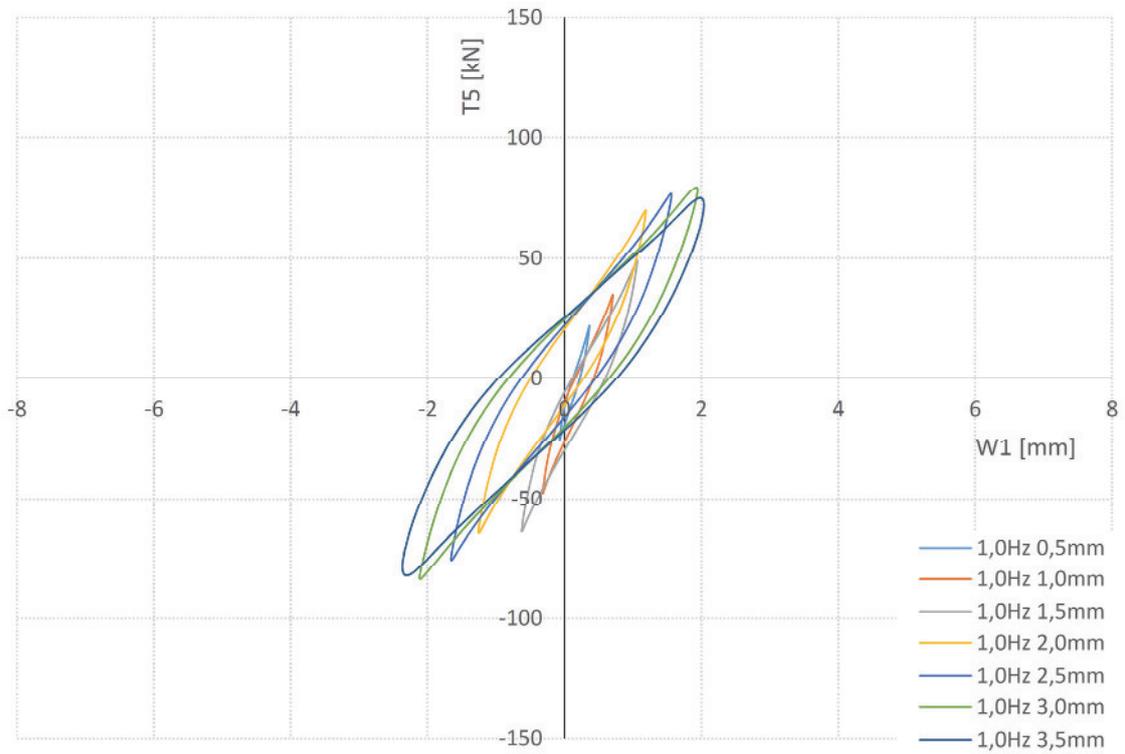


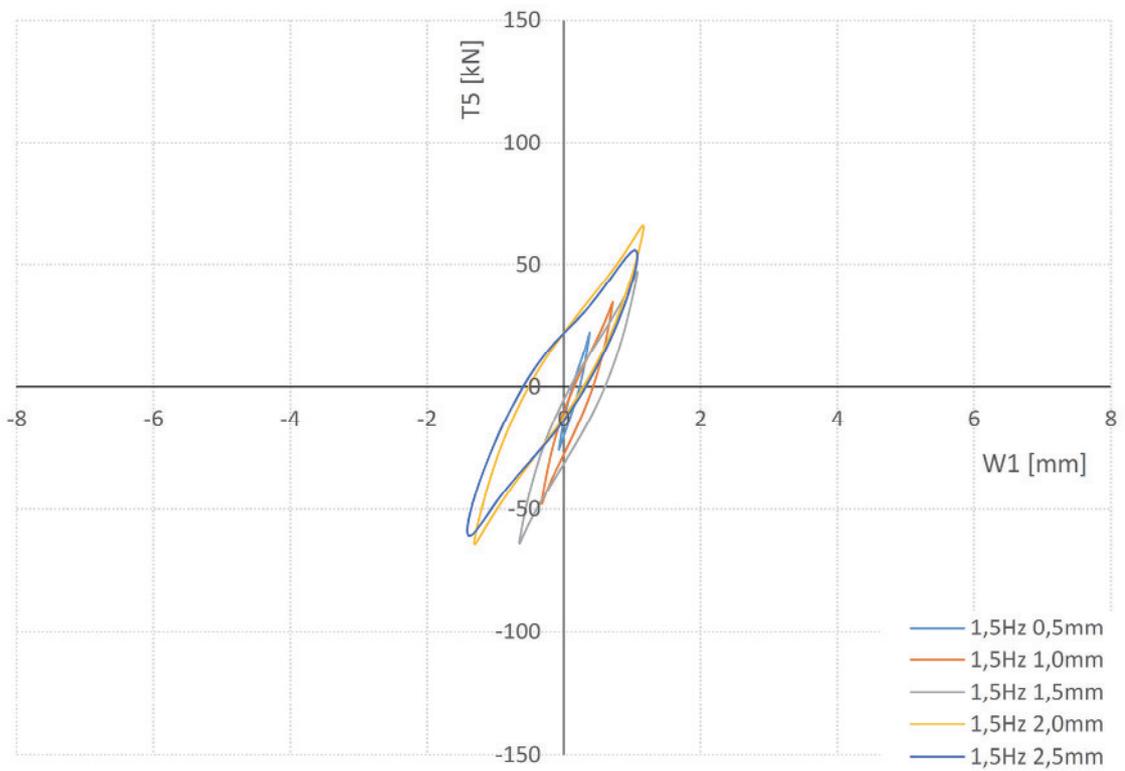
Abbildung 4.6: Auswahl Hysterese



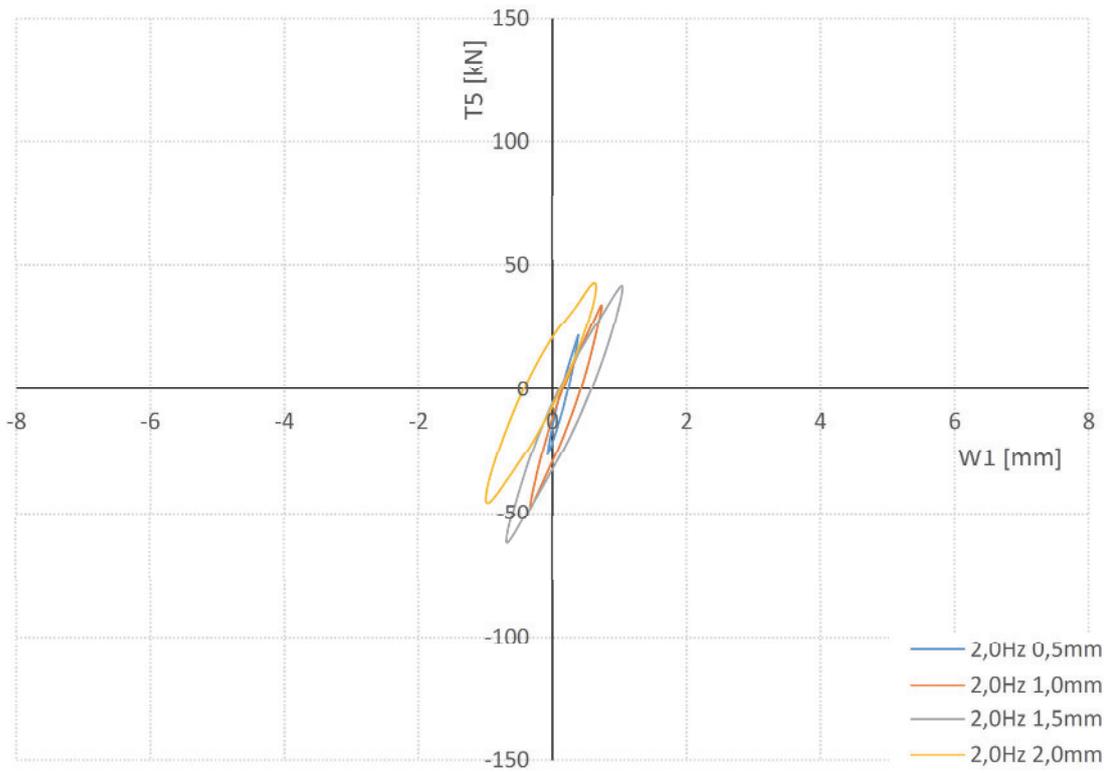
a) Konstellation 1 bei 0,5 Hz



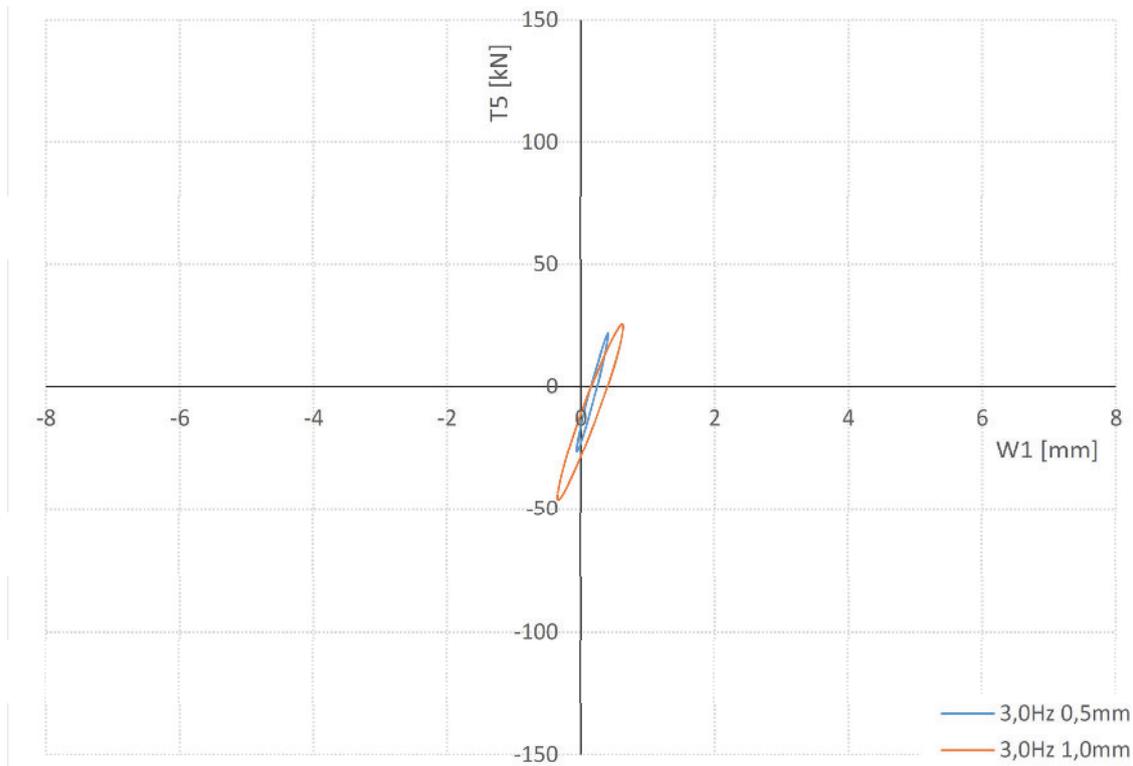
b) Konstellation 1 bei 1,0 Hz



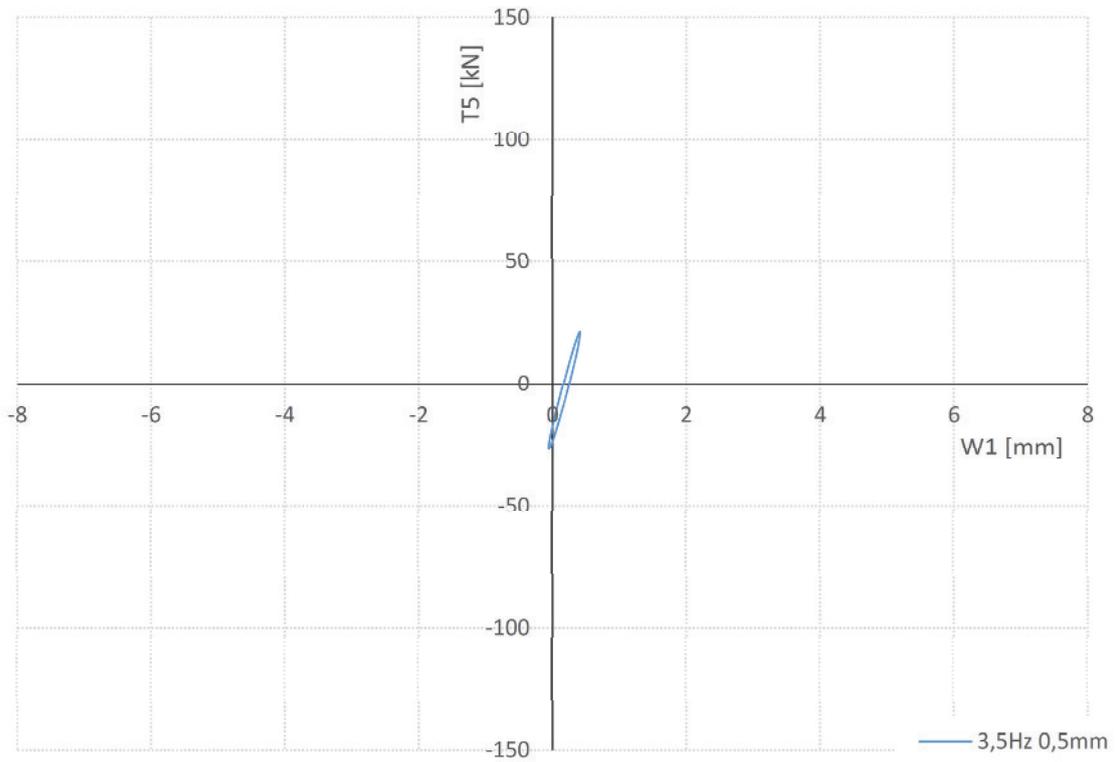
c) Konstellation 1 bei 1,5 Hz



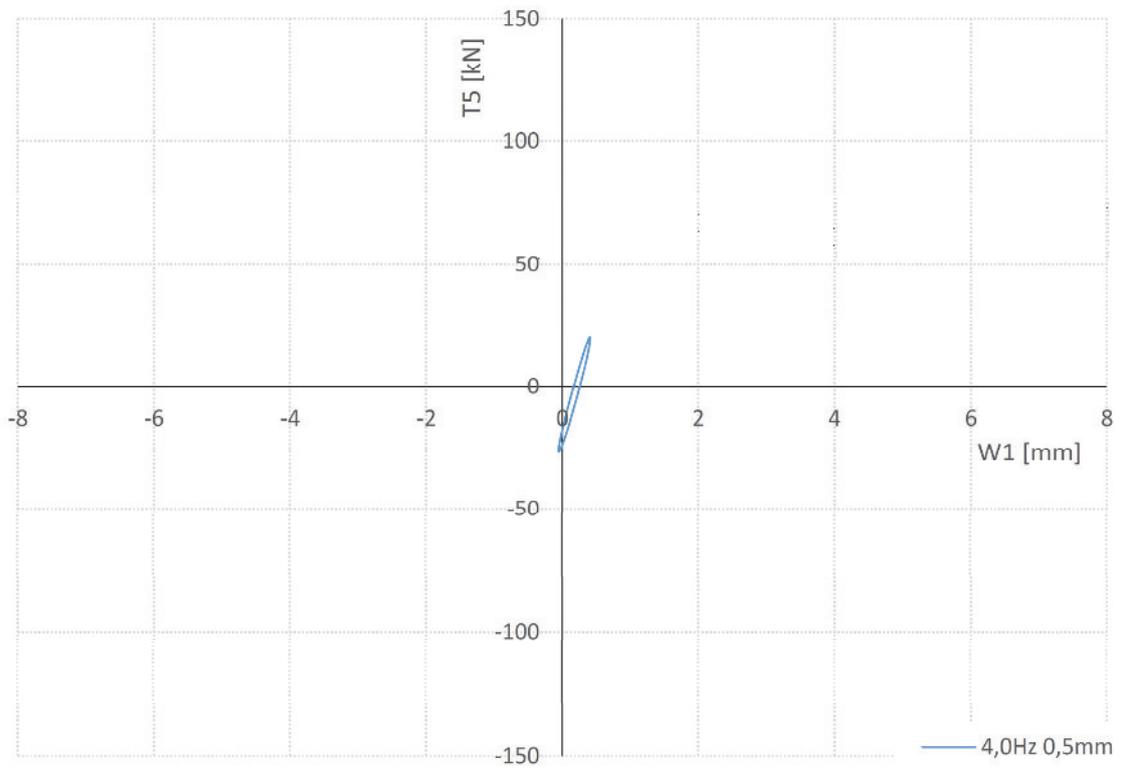
d) Konstellation 1 bei 2,0 Hz



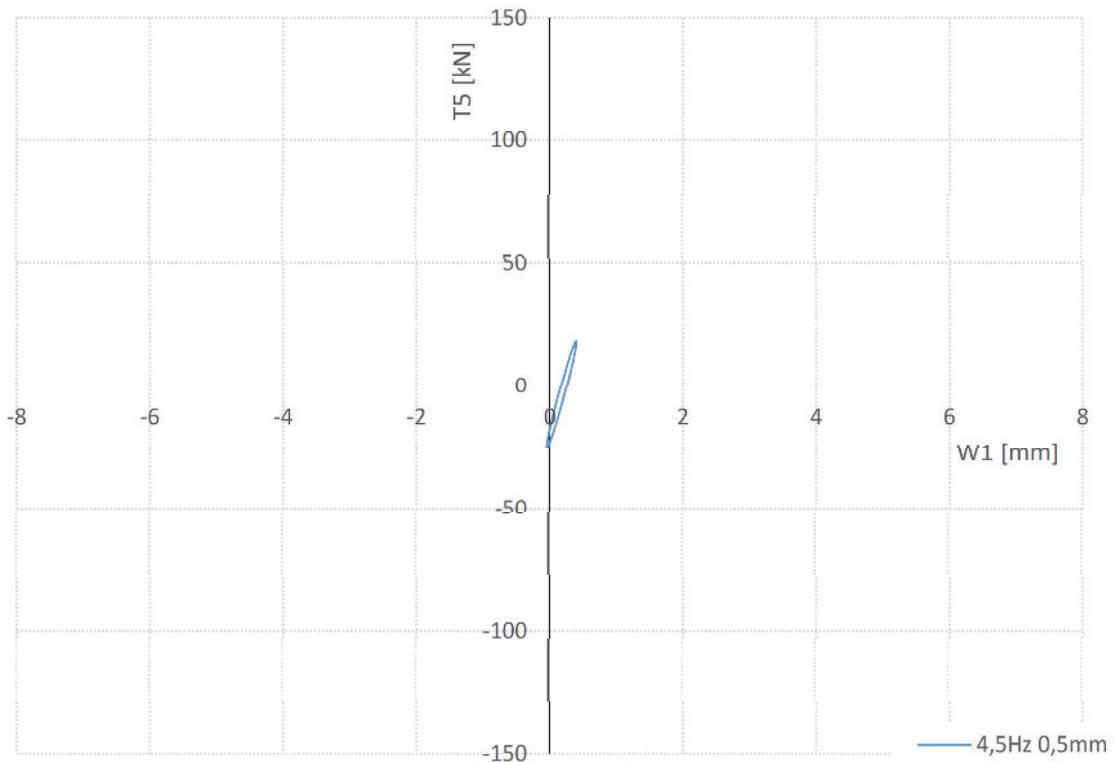
e) Konstellation 1 bei 3,0 Hz



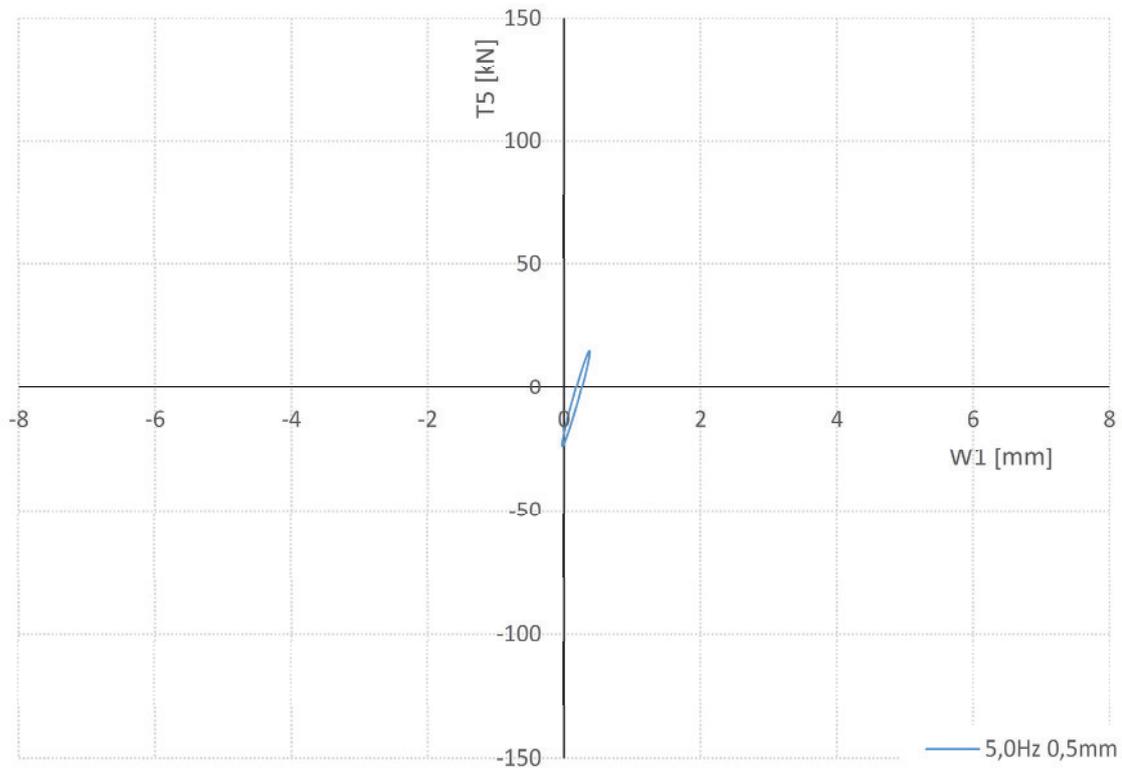
f) Konstellation 1 bei 3,5 Hz



g) Konstellation 1 bei 4,0 Hz



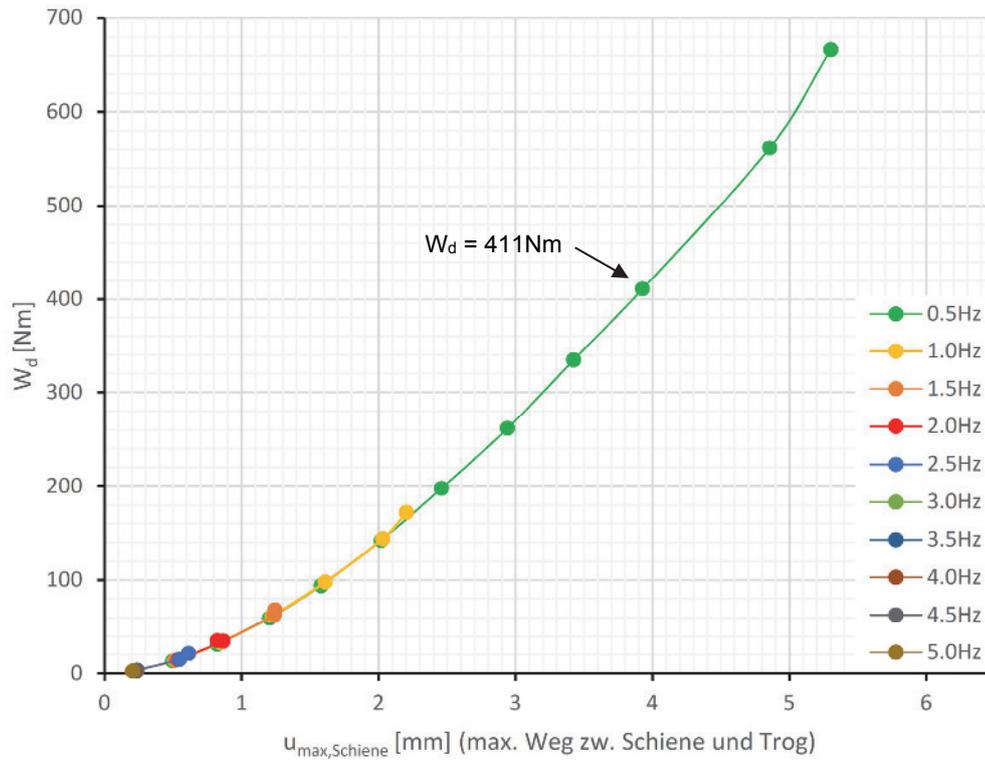
h) Konstellation 1 bei 4,5 Hz



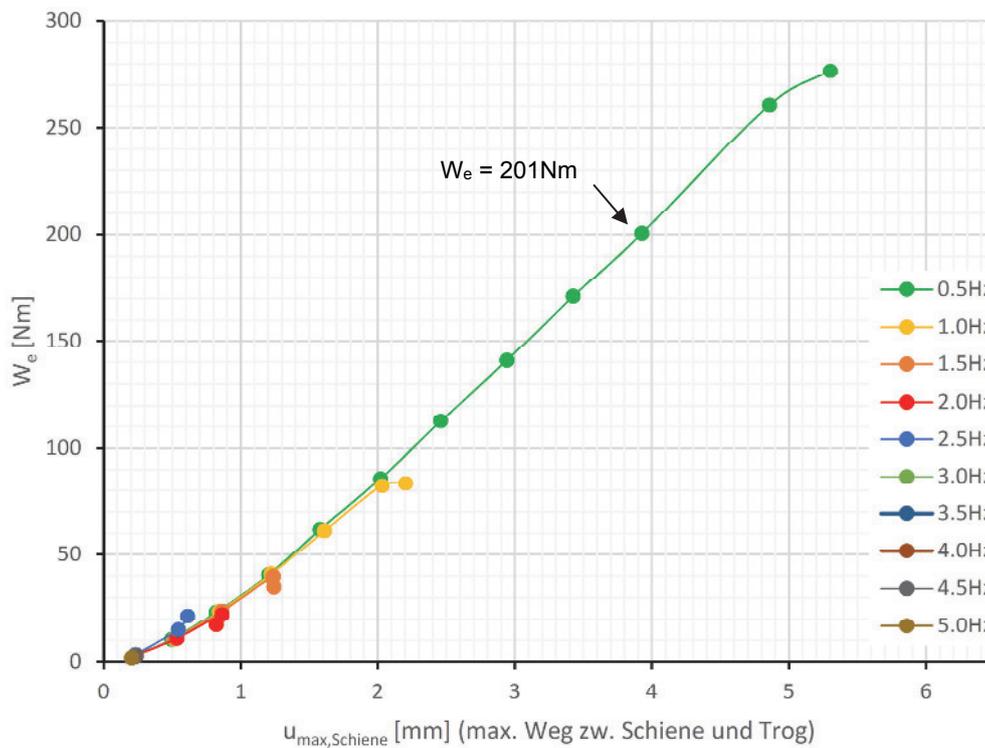
i) bei 0,5 Hz, Konstellation 1

Abbildung 4.7: Konstellation 1, gemessene Hysteresen bei unterschiedlichen Anregesfrequenzen und Zylinderwegen

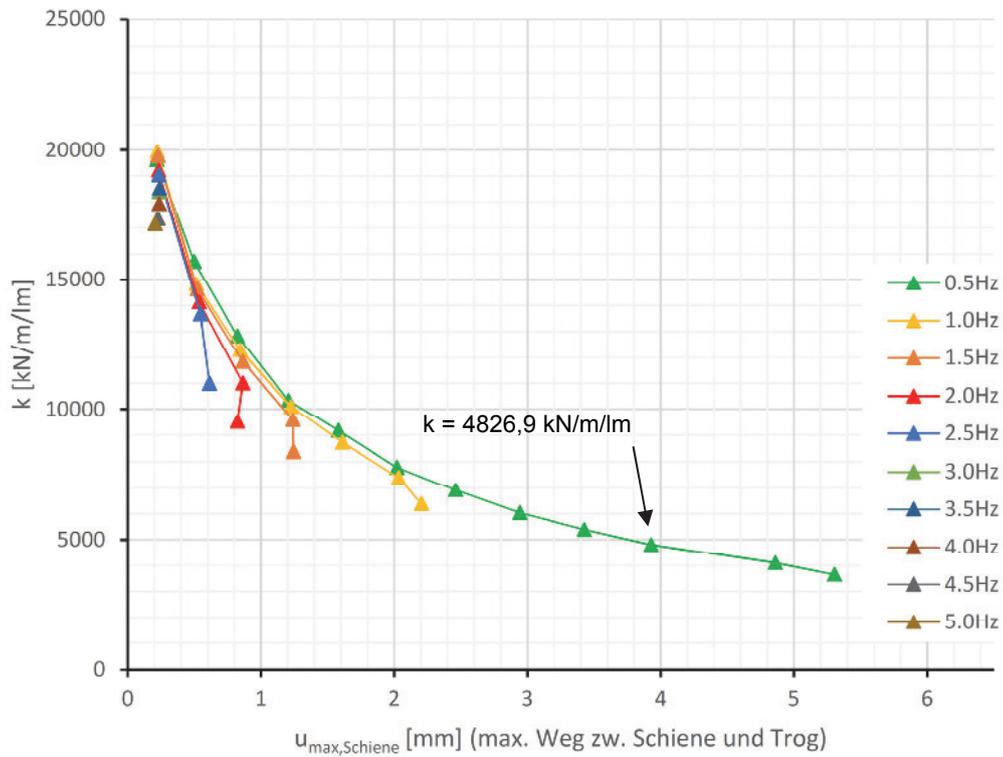
Jede Hysteresenauswertung erfolgte analog zum zuvor angeführten Beispiel. Alle Versuchsergebnisse werden in den folgenden Abbildungen dargestellt.



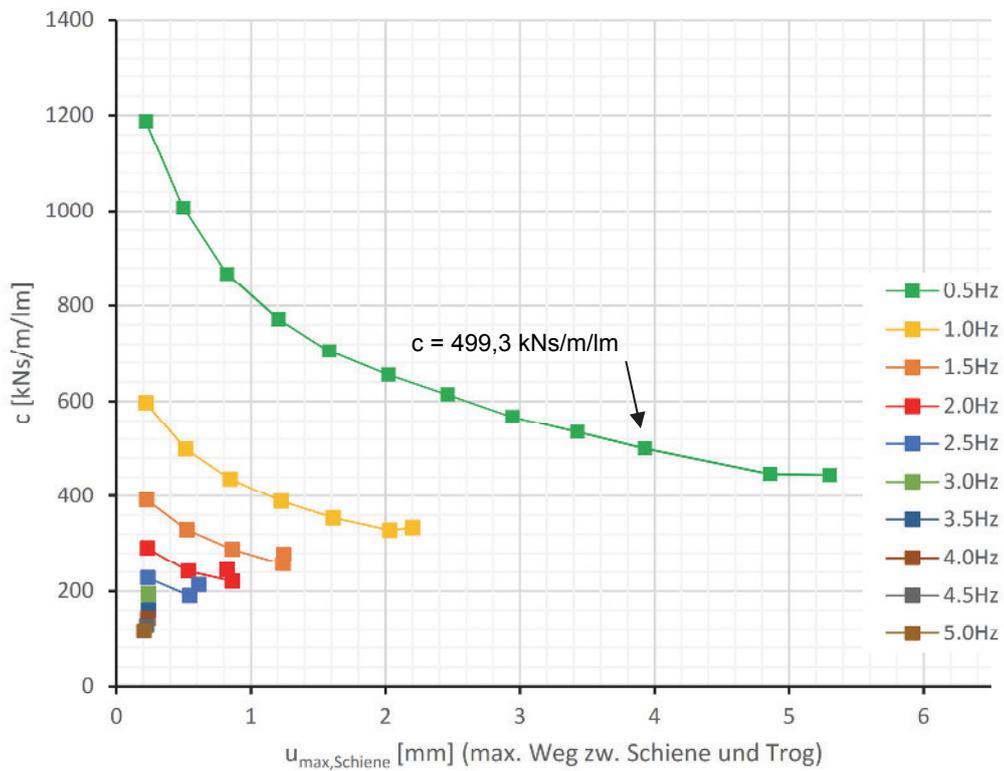
a) dissipierte Energie W_d , Konstellation 1



b) potentielle Energie W_e , Konstellation 1



c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, Konstellation 1



d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, Konstellation 1

Abbildung 4.8: Konstellation 1, Auswertung

Die Abbildung 4.8a stellt W_d und 4.8b W_e in Abhängigkeit von $u_{\max, \text{Schiene}}$ (Amplitude der Relativverschiebung zwischen Trog und Schiene) dar. Jeder Punkt steht dabei für eine Hysterese. Die Farben kennzeichnen die Anregungsfrequenz f . Es ist deutlich zu erkennen, dass unabhängig von f alle Werte für W_d und W_e jeweils einem Funktionslauf näherungsweise folgen und somit ein funktionaler Zusammenhang gegeben ist. Die Werte für W_d und W_e beziehen sich pro Hysterese und somit auf die Länge des Gleisrostes L_{Gleis} , wohin gegen k und c pro Laufmeter zu verstehen sind (vgl. dazu Beispiel). k und c sind in Abbildung 4.8c und 4.8d ebenfalls in Abhängigkeit von $u_{\max, \text{Schiene}}$ aufgetragen. Für k ist eindeutig eine Wegabhängigkeit zu erkennen, wobei der Verlauf der Steifigkeit etwa exponentiell abnimmt. Am Dämpfungsverlauf lässt sich eindeutig eine dominierende Frequenzabhängigkeit bei gleichzeitiger Wegabhängigkeit erkennen.

Um die Zusammenhänge der Versuchsergebnisse zwischen der Anregungsfrequenz f und der Relativverschiebung $u_{\max, \text{Schiene}}$ besser zu erkennen, ist in den Abbildungen 4.9 und 4.10 ein 3D Plot der Konstellation 1 abgebildet.

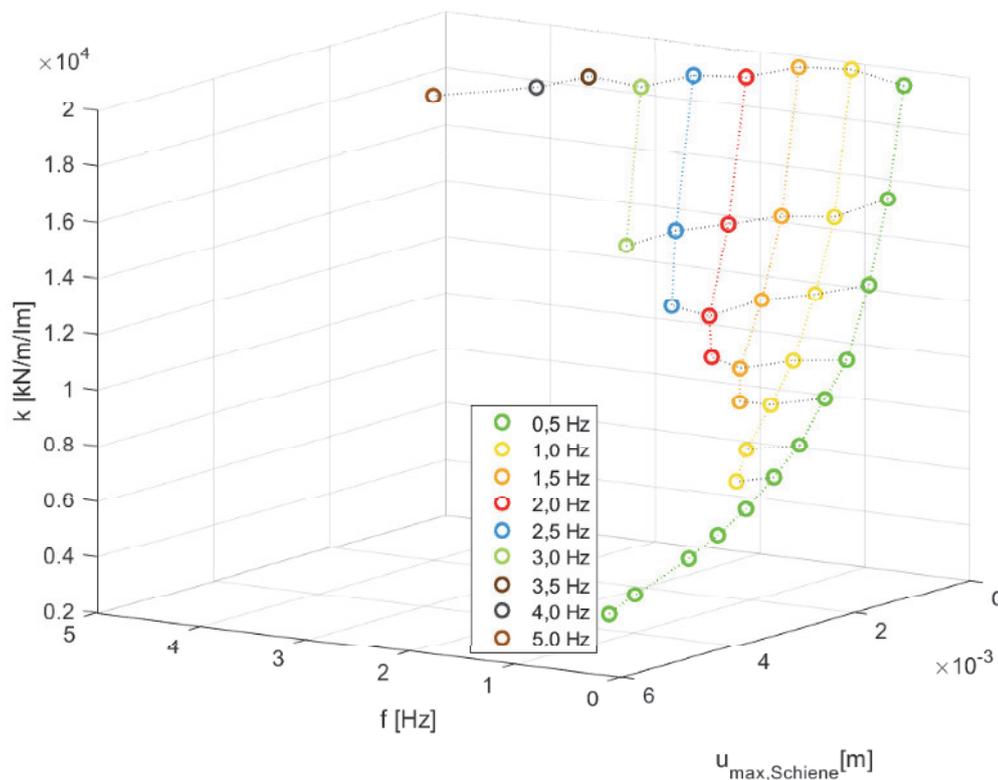


Abbildung 4.9: 3D-Plot der Steifigkeitswerte für die Konstellation 1

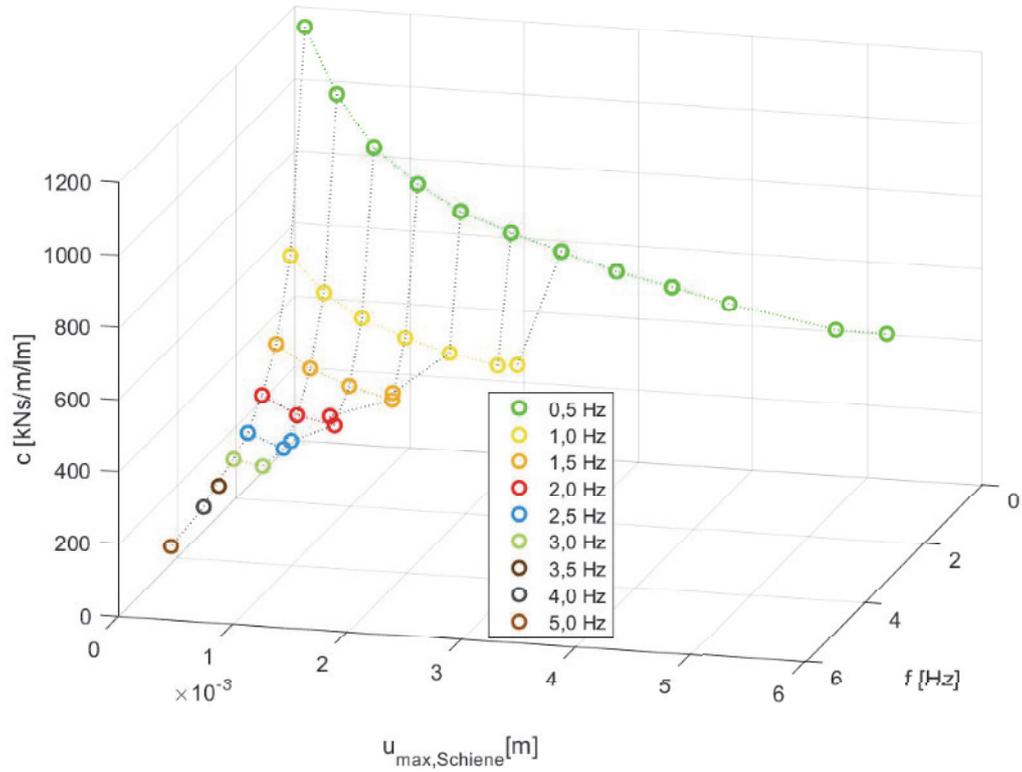
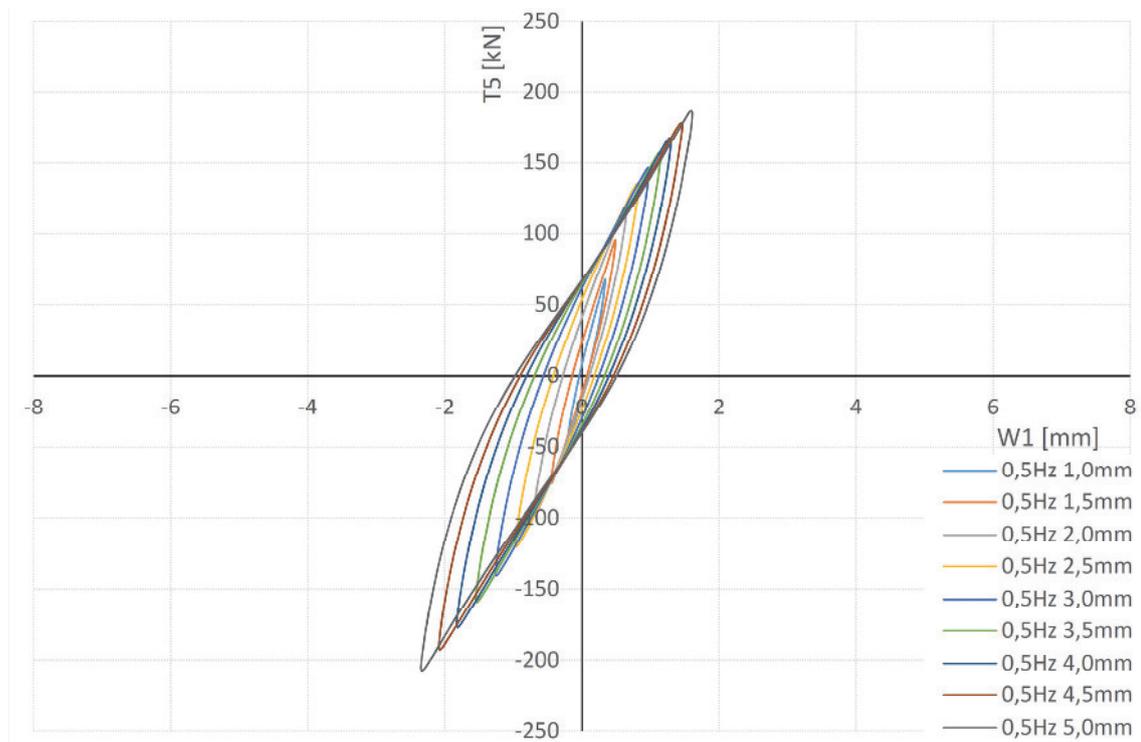


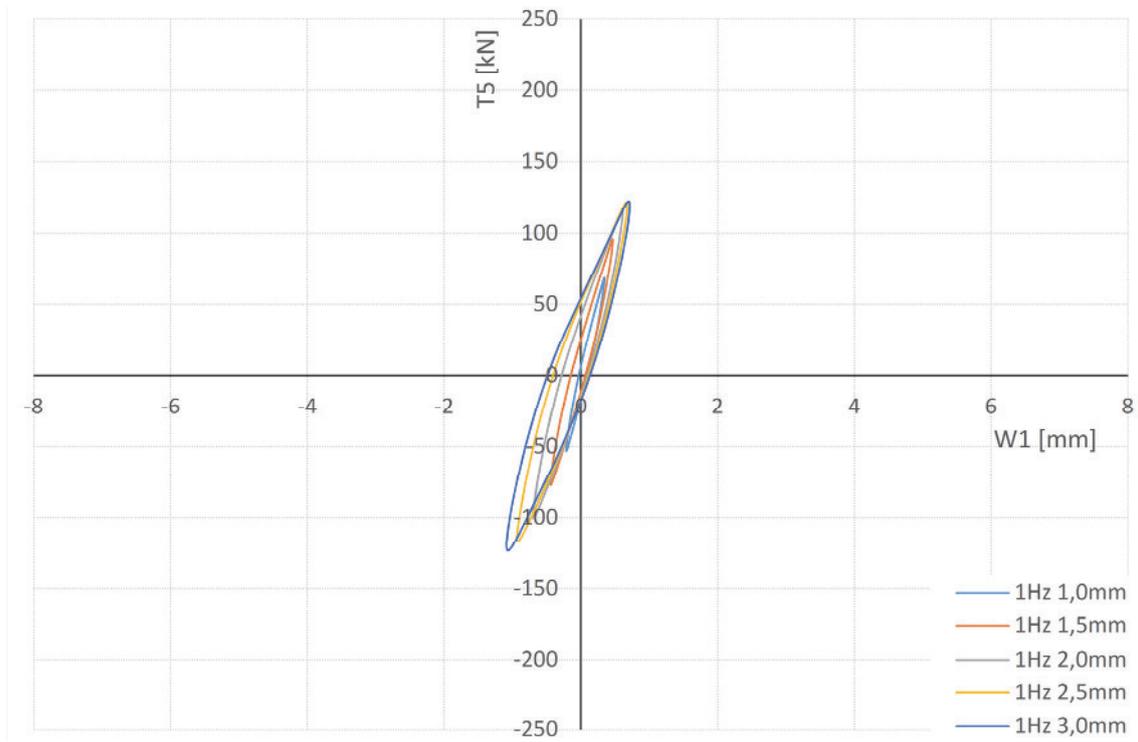
Abbildung 4.10: 3D-Plot der Dämpfungswerte für die Konstellation 1

4.2. Konstellation 2: mit Vorspannung und ohne Vereisung

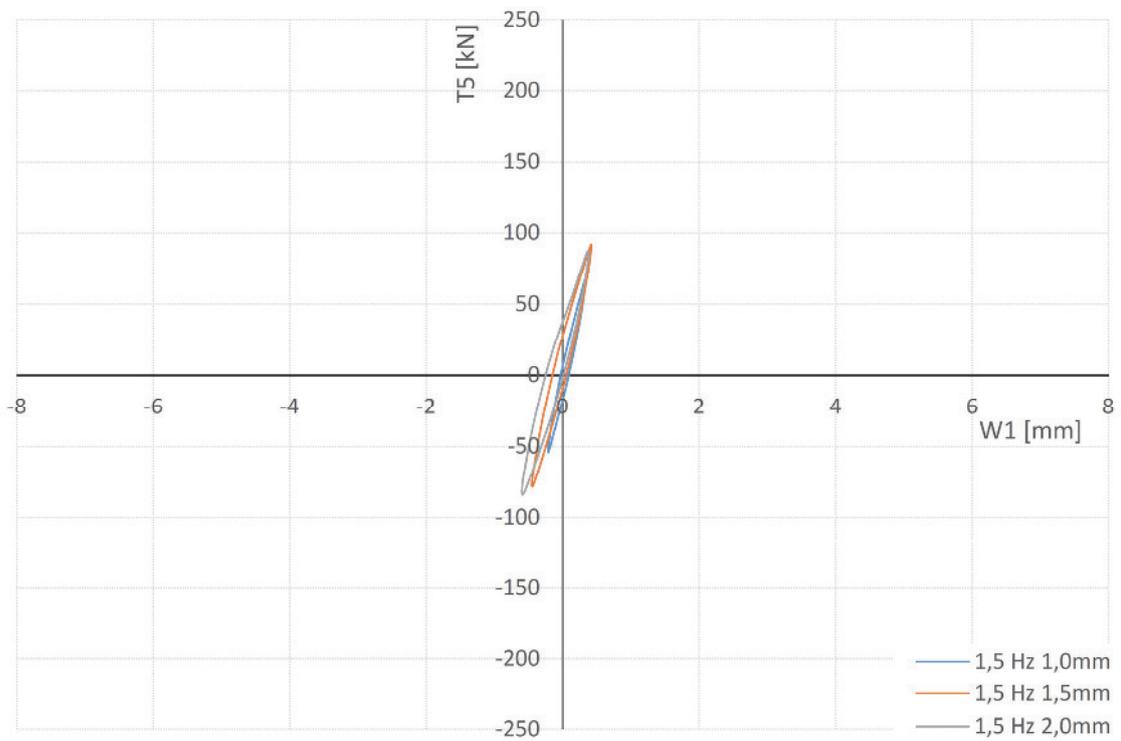
Auf den folgenden Seiten ist in den Abbildungen 4.11a bis 4.11f jeweils eine Hysterese pro Versuch aus den Messungen sortiert nach der Anregungsfrequenz aufgetragen.



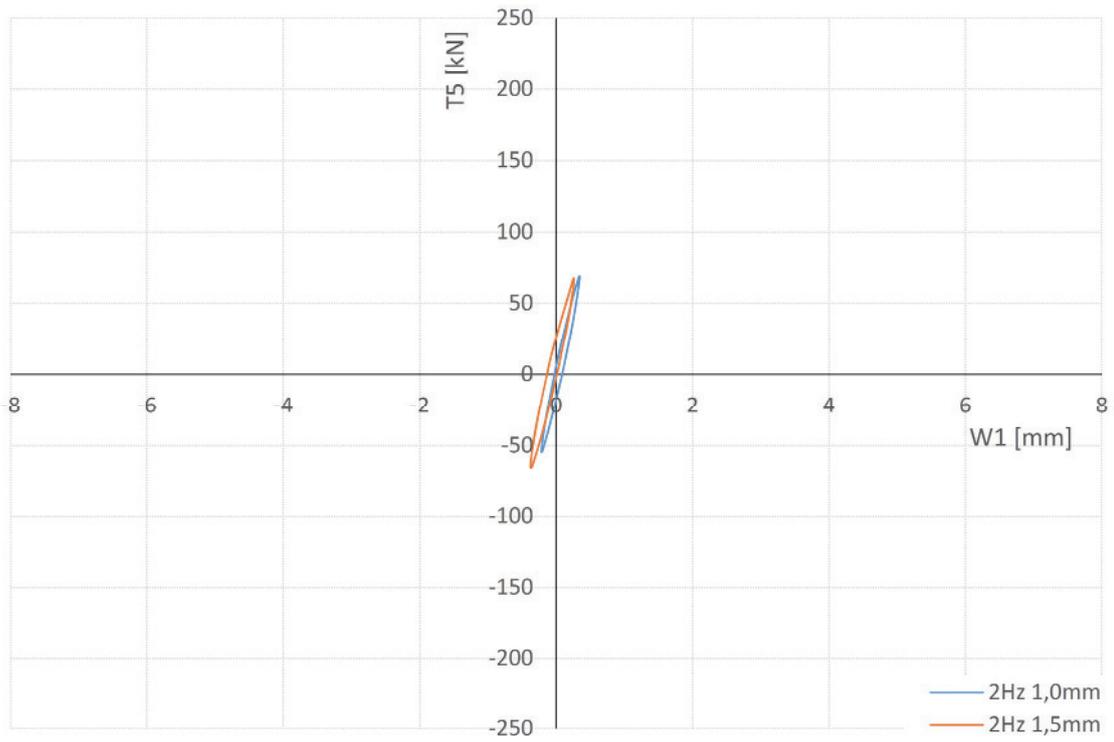
a) Konstellation 2 bei 0,5 Hz



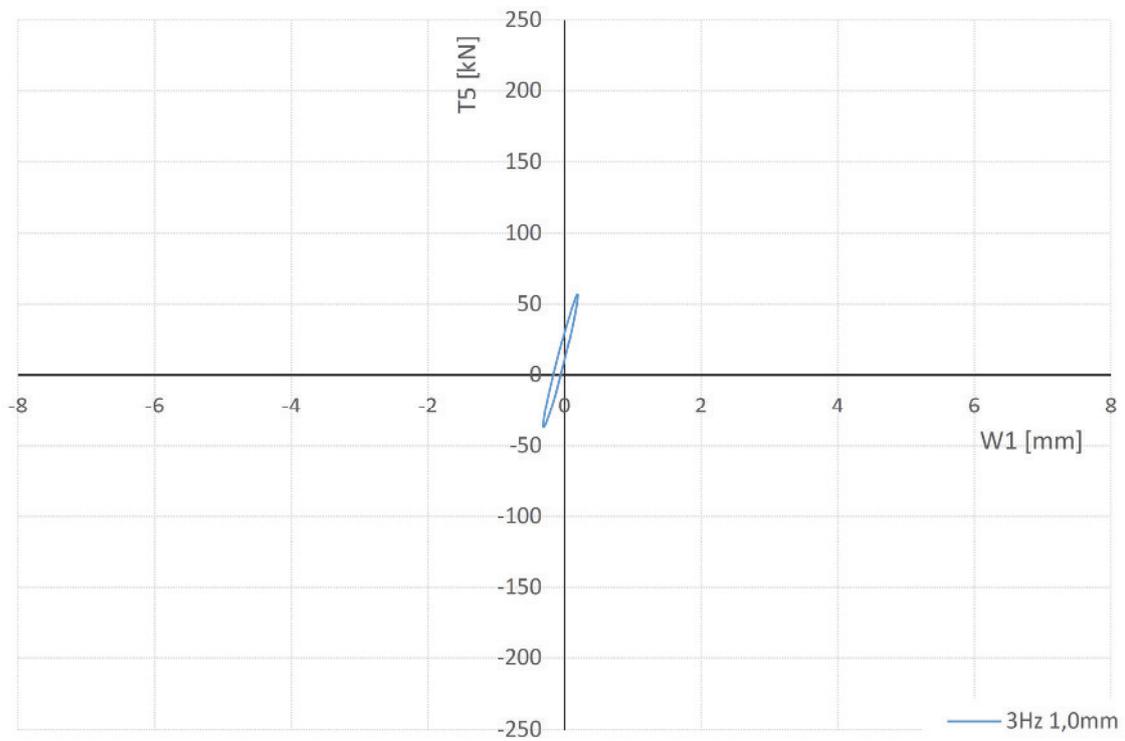
b) Konstellation 2 bei 1,0 Hz



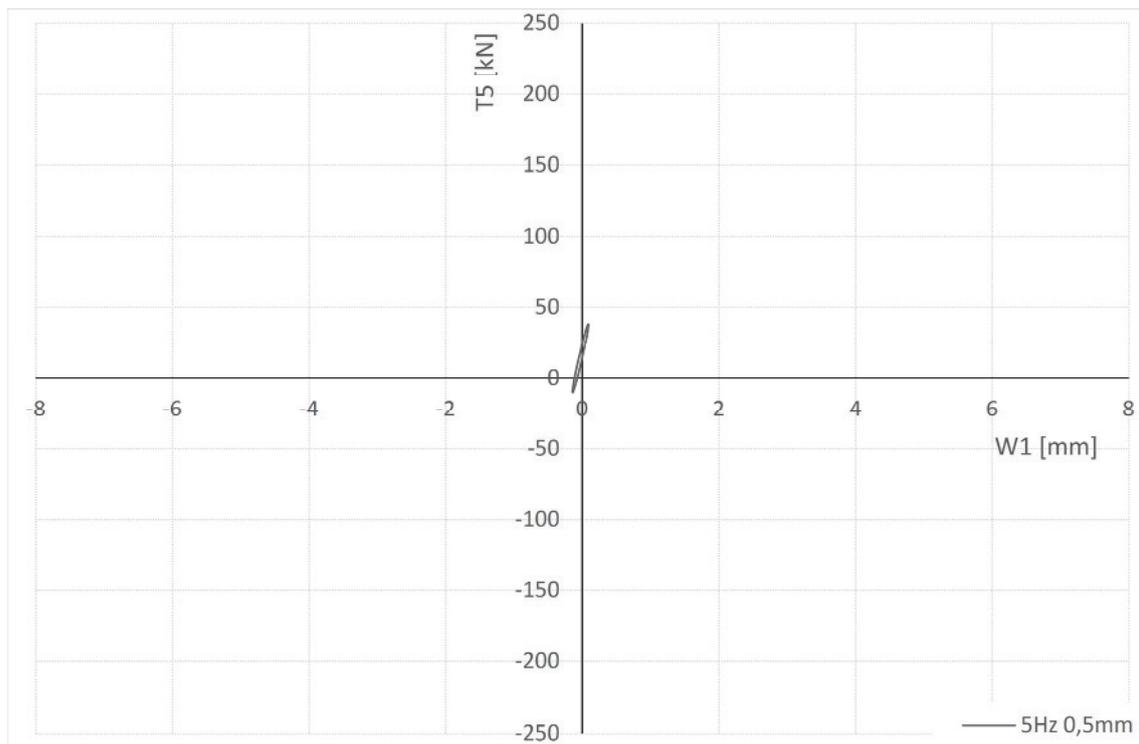
c) Konstellation 2 bei 1,5 Hz



d) Konstellation 2 bei 2,0 Hz



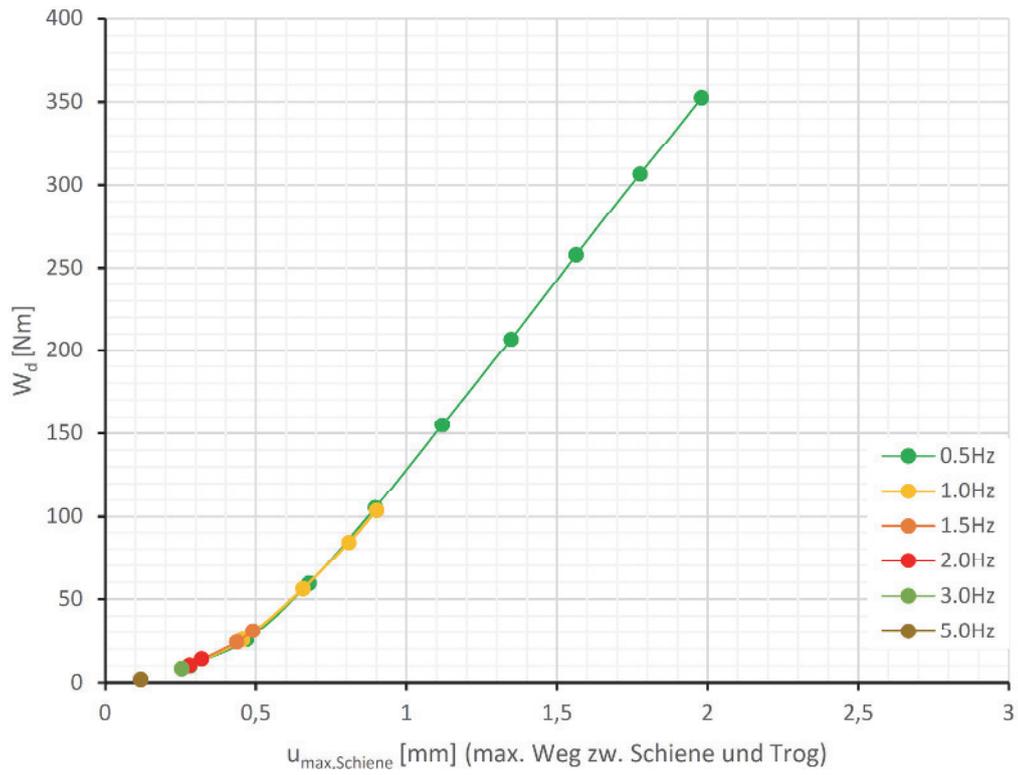
e) Konstellation 2 bei 3,0 Hz



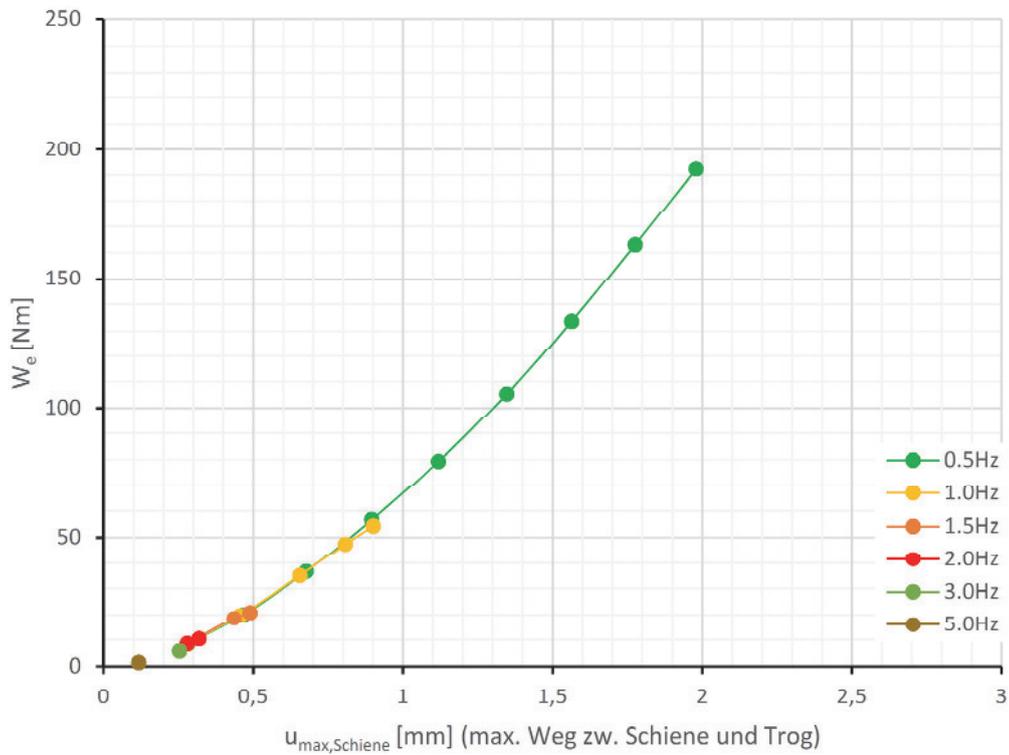
f) Konstellation 2 bei 5,0 Hz

Abbildung 4.11: Konstellation 2, gemessene Hysterese bei unterschiedlichen Anregfrequenzen und Zylinderwegen

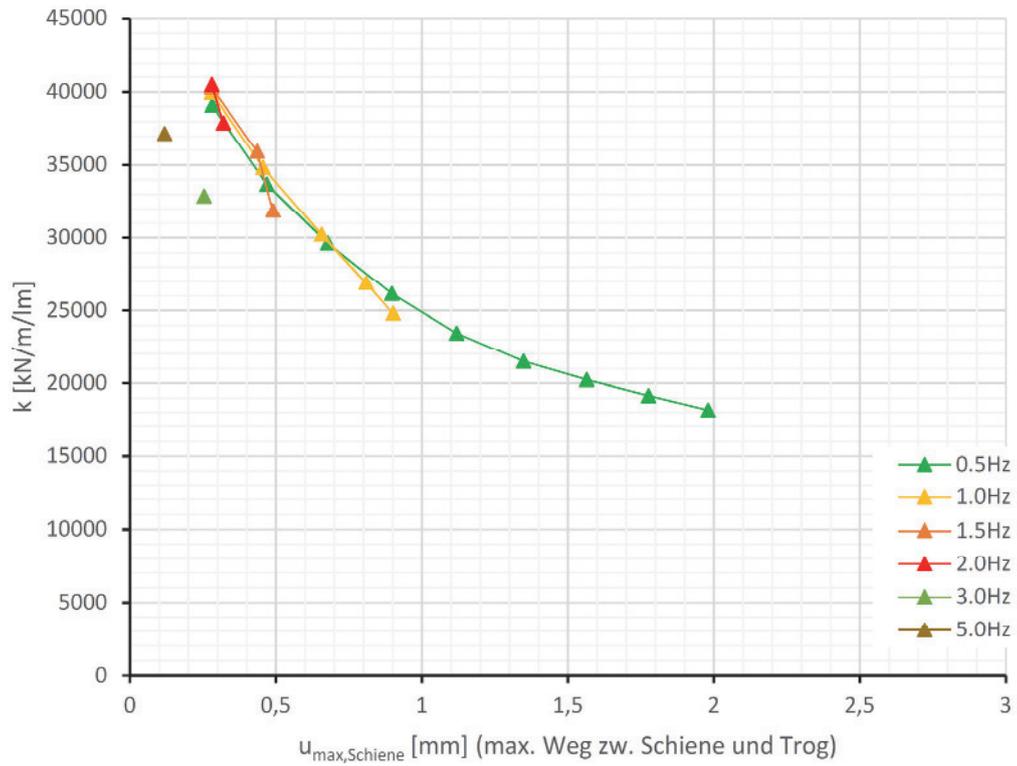
In den folgenden Abbildungen ist die Versuchswertung der Messungen bei Konstellation 2 dargestellt.



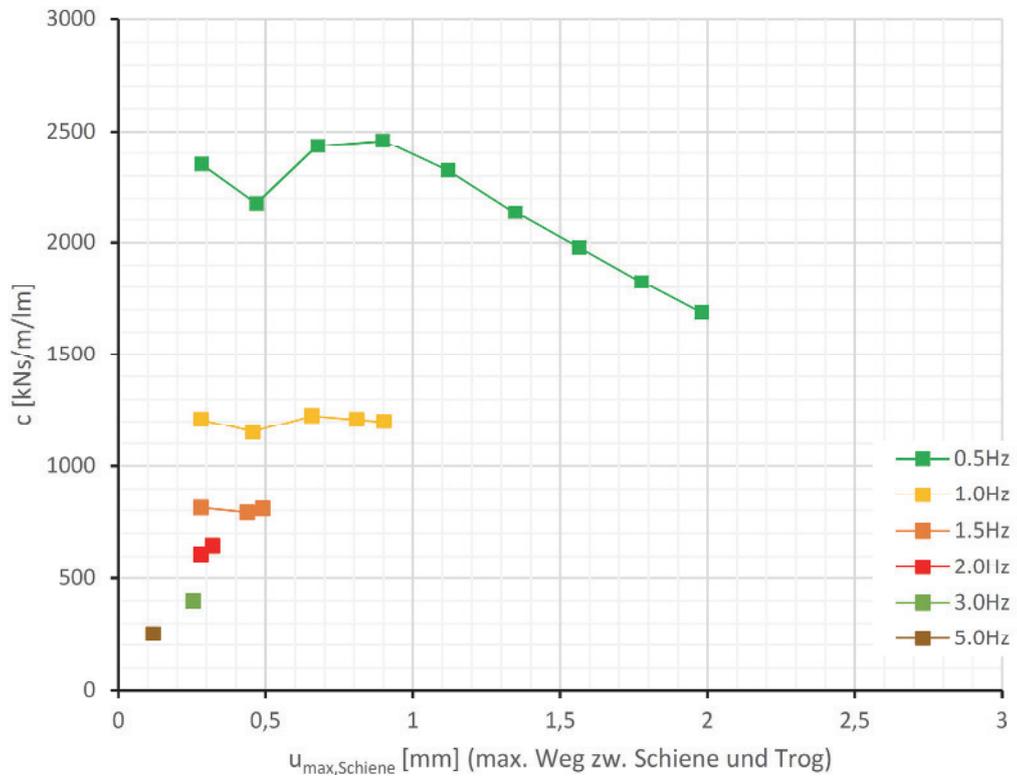
a) dissipierte Energie W_d , Konstellation 2



b) potentielle Energie W_e , Konstellation 2



c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, Konstellation 2



d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, Konstellation 2

Abbildung 4.12: Konstellation 2, Auswertung

Die Auswertungsergebnisse der Konstellation 2 zeigen ebenso, ähnlich wie bei Konstellation 1, dass die dissipierte und die potenzielle Energie einem Funktionslauf annäherungsweise unabhängig von f folgen. Im Vergleich zu den Steifigkeitswerten aus Abbildung 4.8c erhöht sich die Steifigkeit mit einer gegebenen Vorspannung des Schotterbettes. Die Werte erhöhen sich um mehr als das Doppelte. Die Dämpfung hingegen weist hier ab ca. 0,9 mm Amplitude des Relativwegs zwischen Schiene und Trog einen linear abfallenden Verlauf auf (im Gegensatz zur Konstellation 1, die einen exponentiell abnehmenden Verlauf aufweist). Auch die Werte der Dämpfung vergrößern sich um mehr als Doppelte im Vergleich zu den Werten aus Konstellation 1.

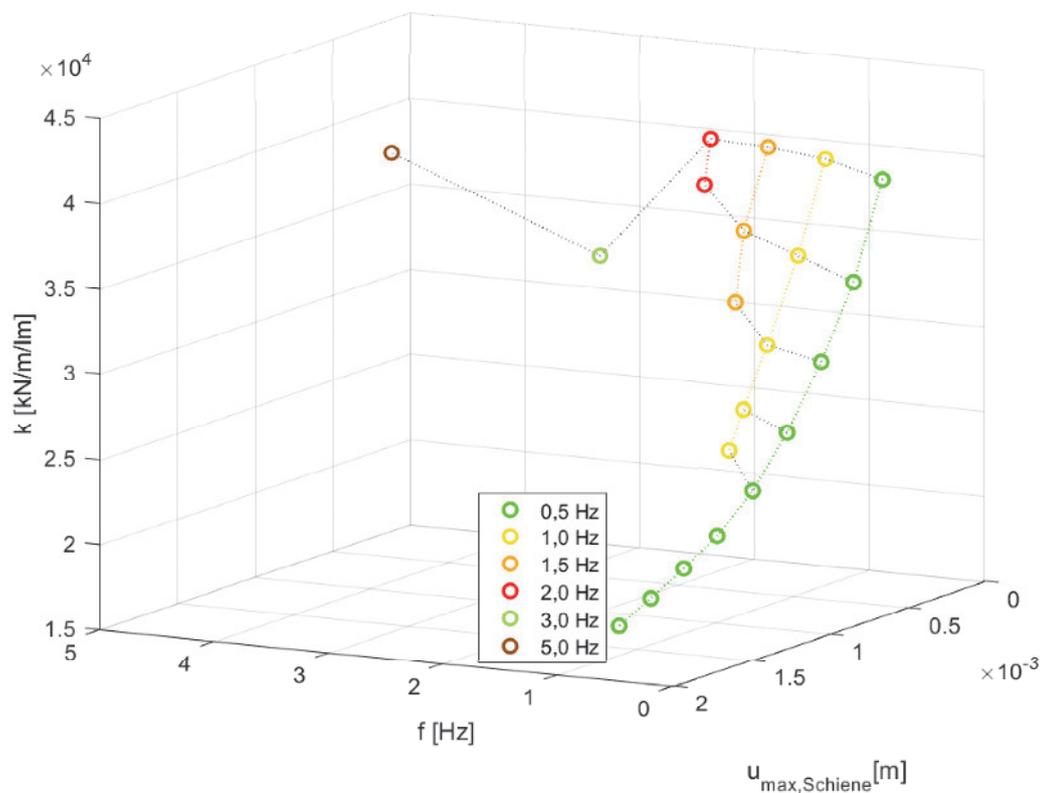


Abbildung 4.13: 3D-Plot der Steifigkeitswerte für die Konstellation 2

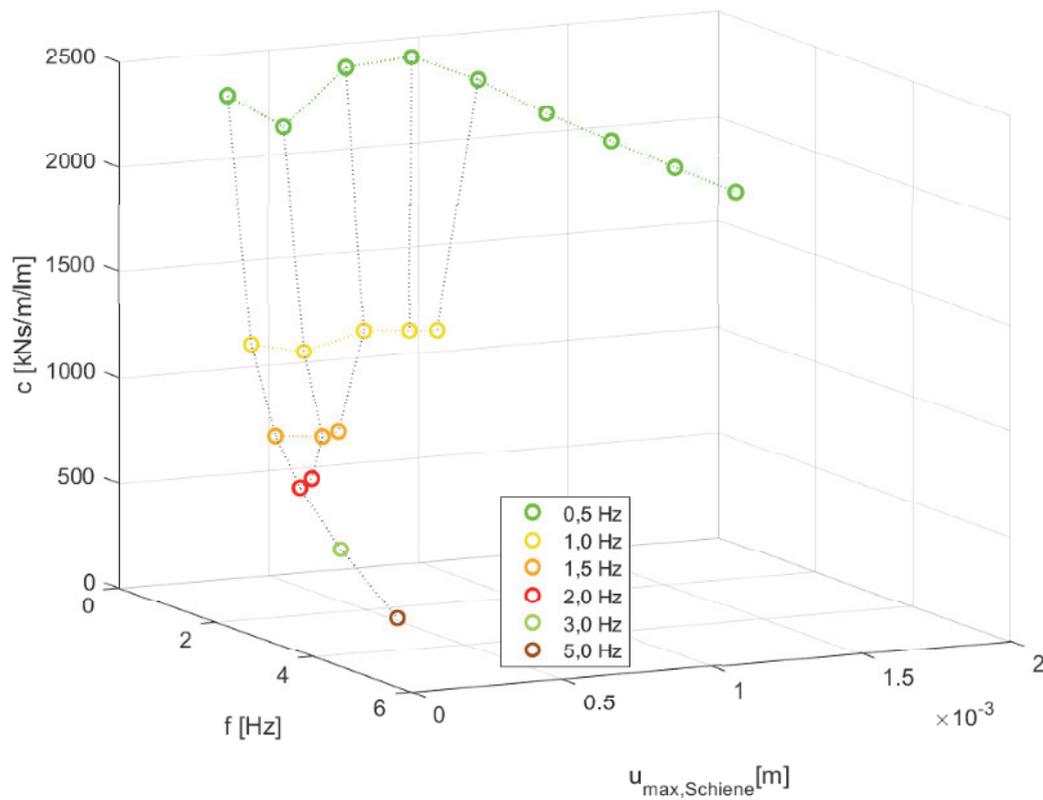
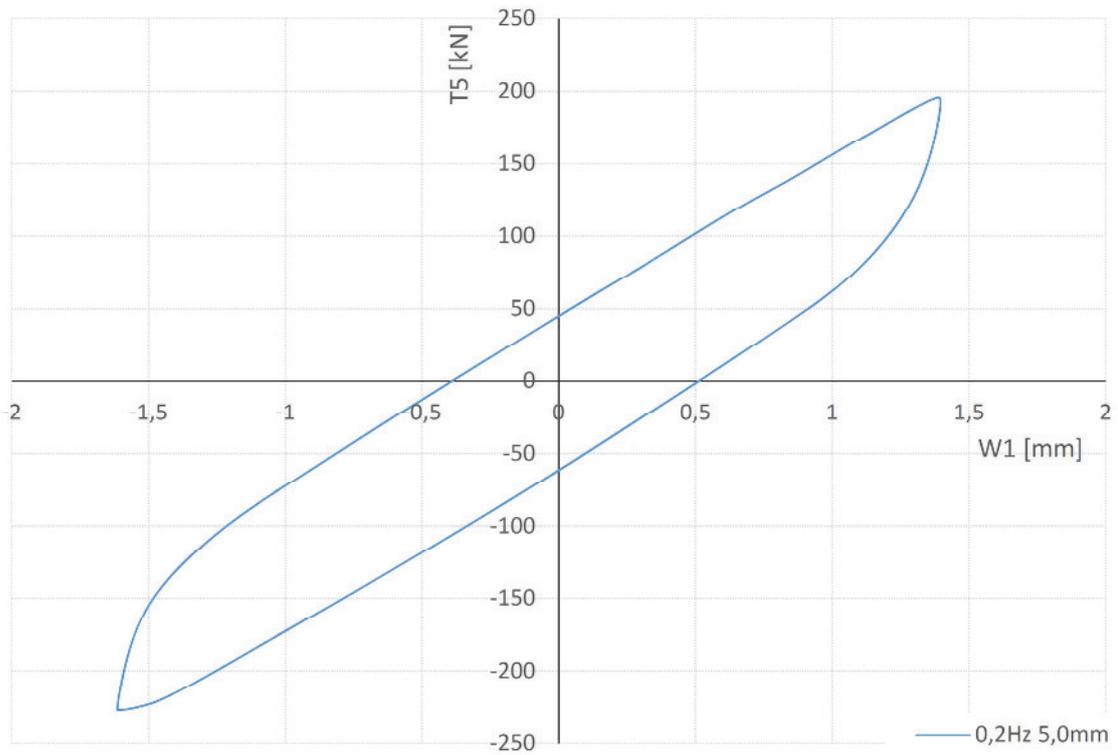


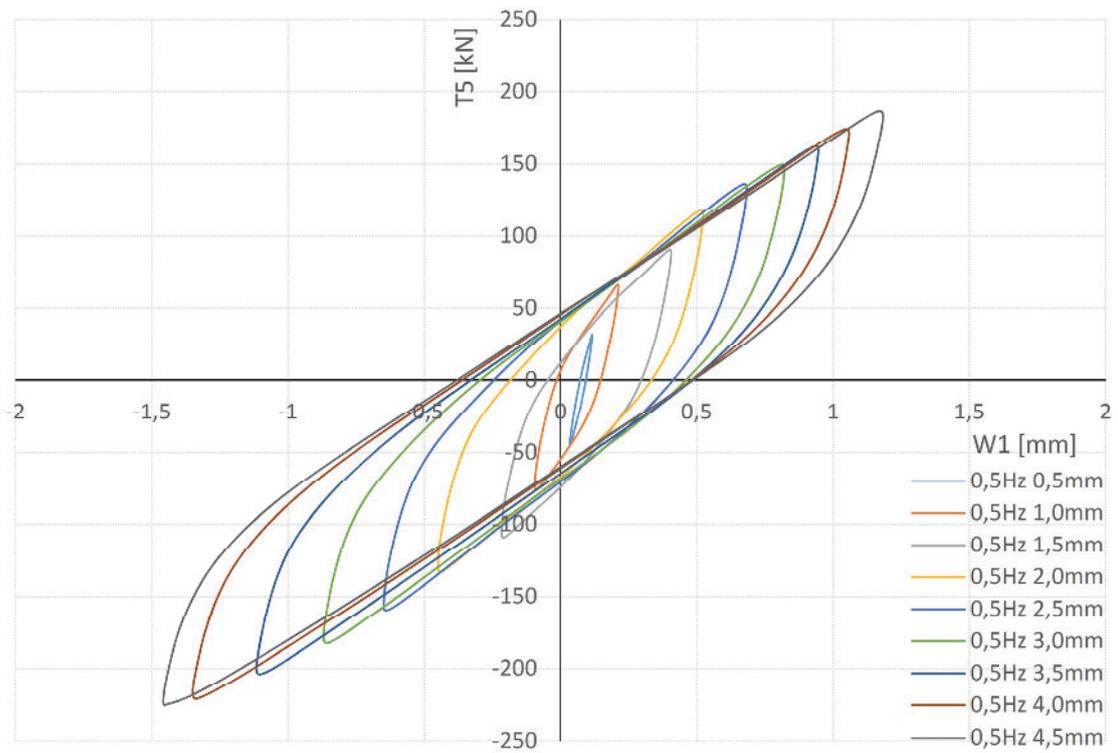
Abbildung 4.14: 3D-Plot der Dämpfungswerte für die Konstellation 2

4.3. Konstellation 3: ohne Vorspannung und mit Vereisung

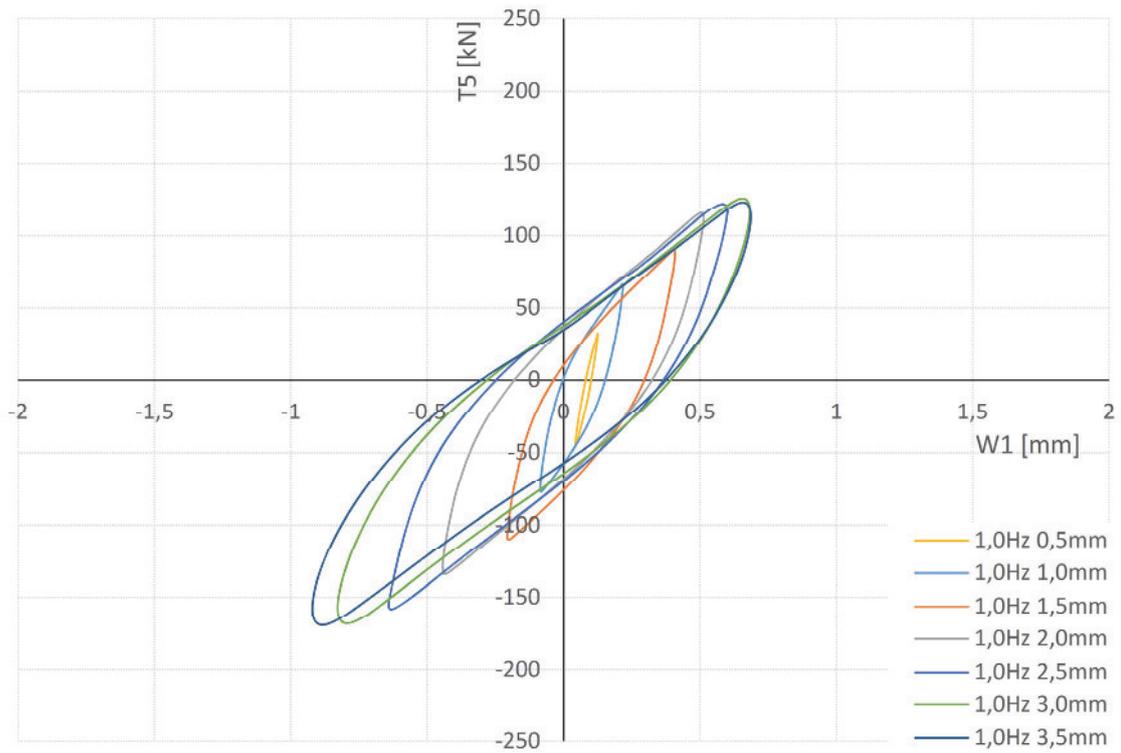
Auf den folgenden Seiten ist in den Abbildungen 4.15a bis 4.15g jeweils eine Hysterese pro Versuch aus den Messungen sortiert nach der Anregefrequenz aufgetragen.



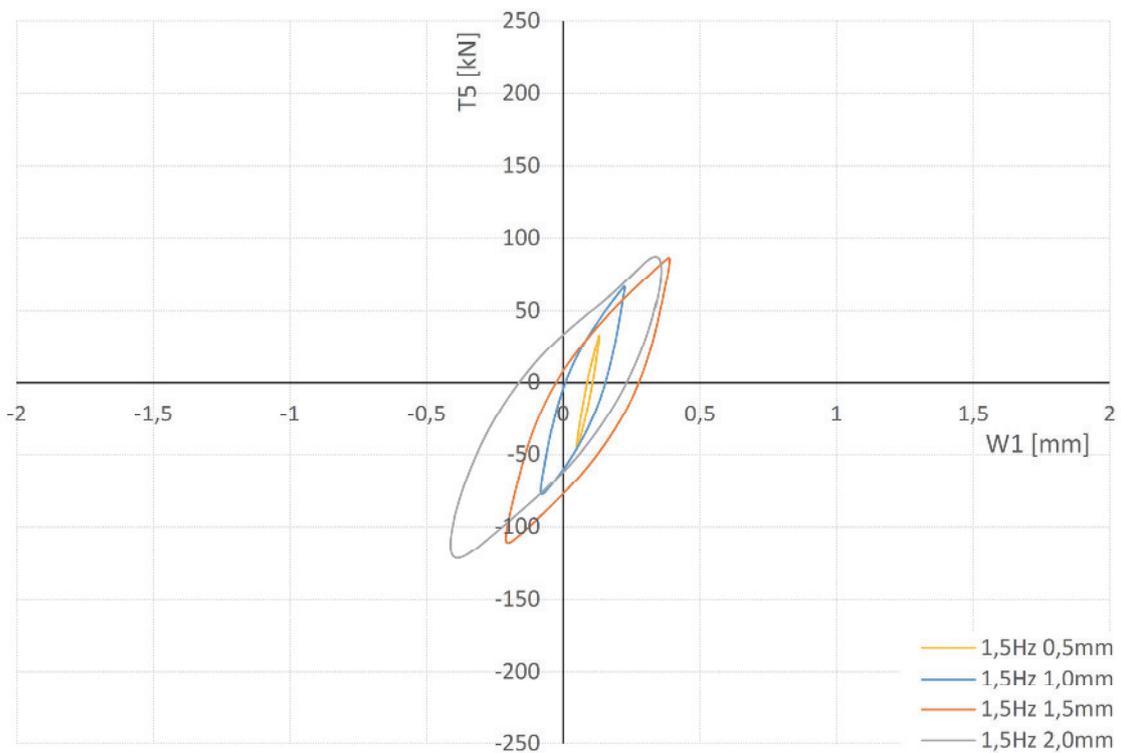
a) Konstellation 3 bei 0,2 Hz



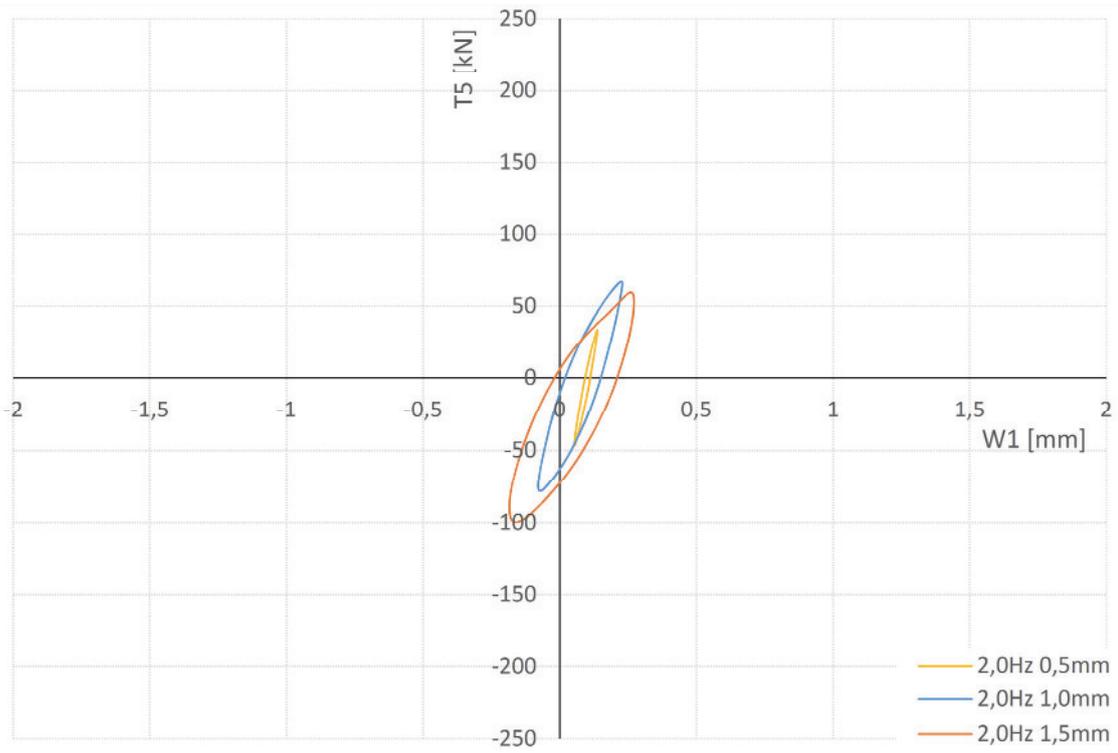
b) Konstellation 3 bei 0,5 Hz



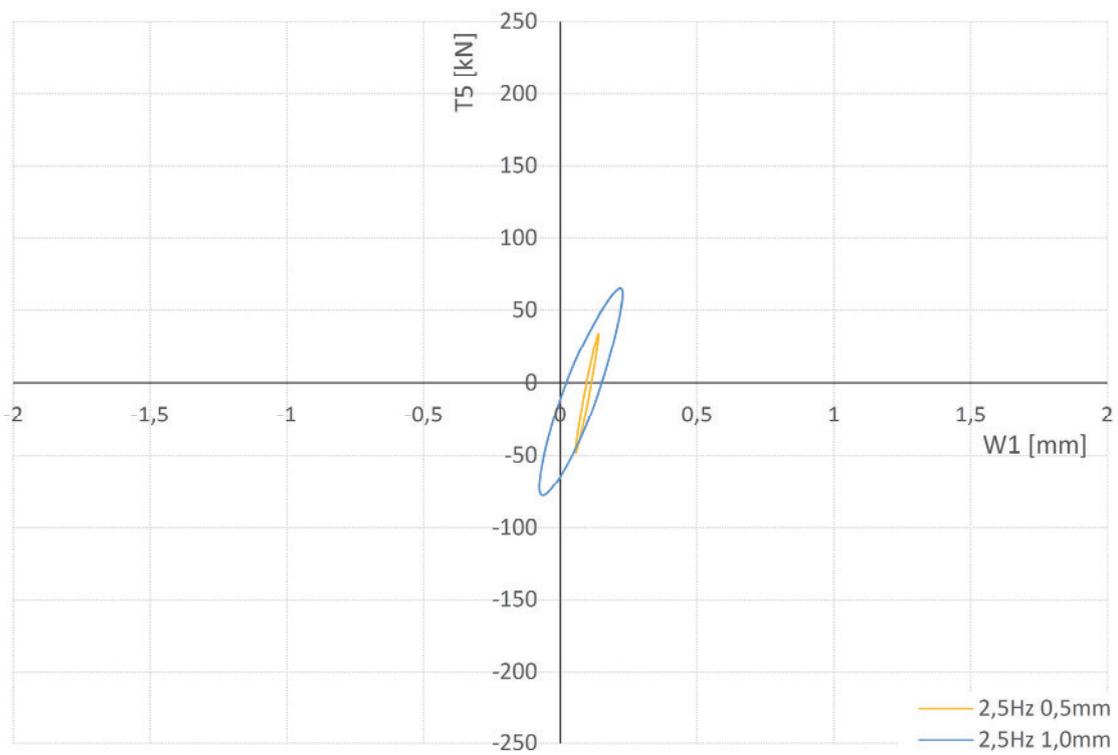
c) Konstellation 3 bei 1,0 Hz



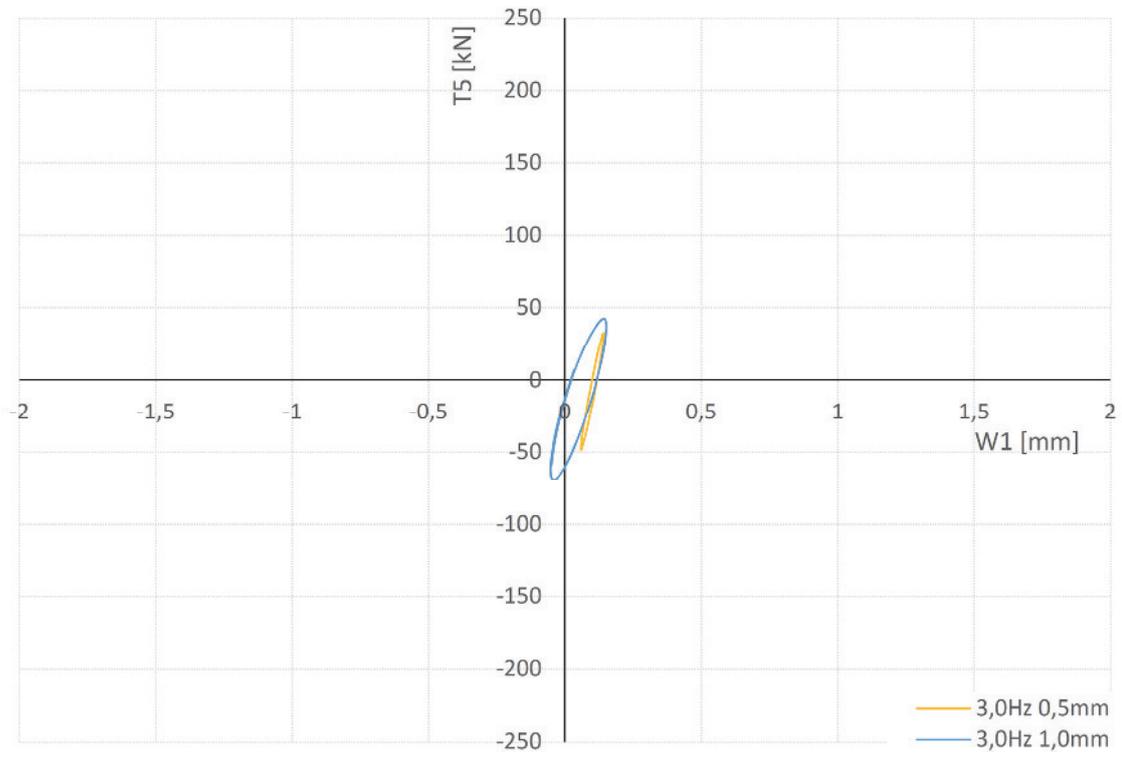
d) Konstellation 3 bei 1,5 Hz



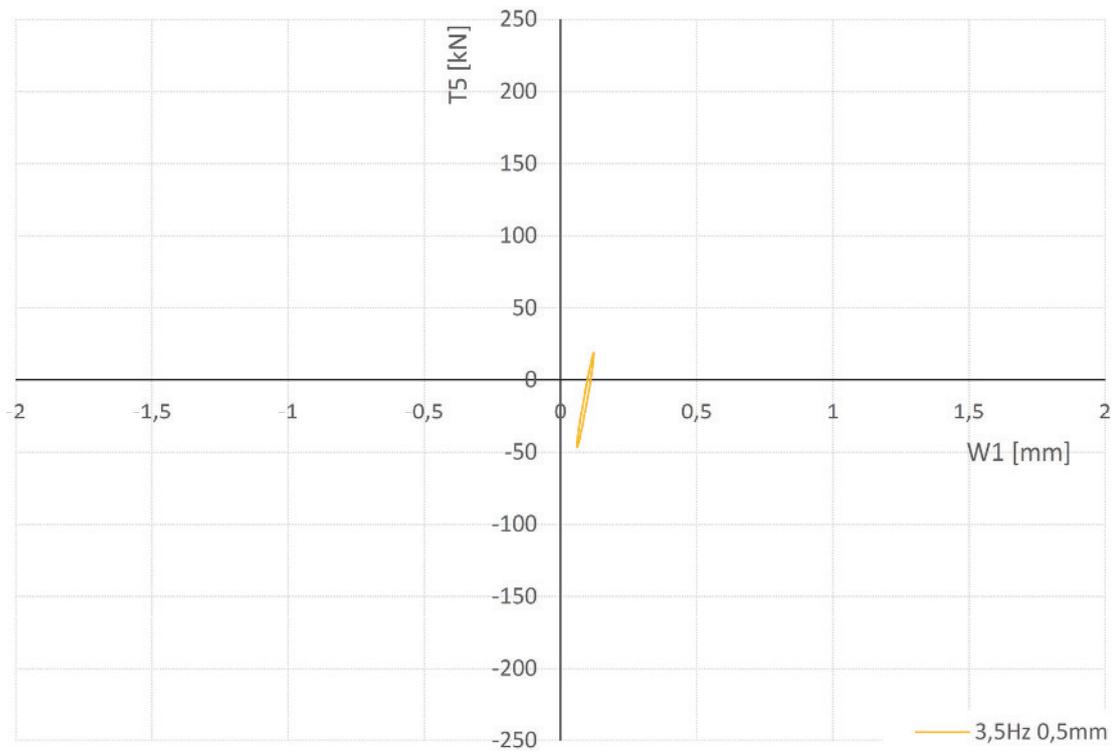
e) Konstellation 3 bei 2,0 Hz



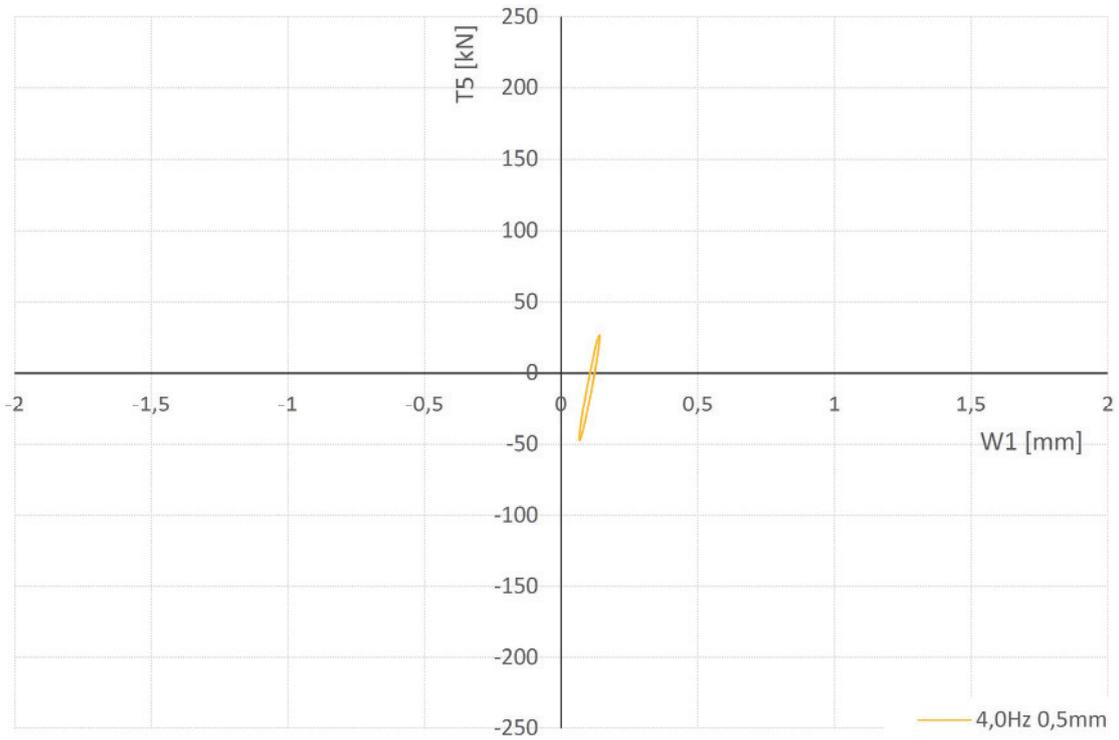
f) Konstellation 3 bei 2,5 Hz



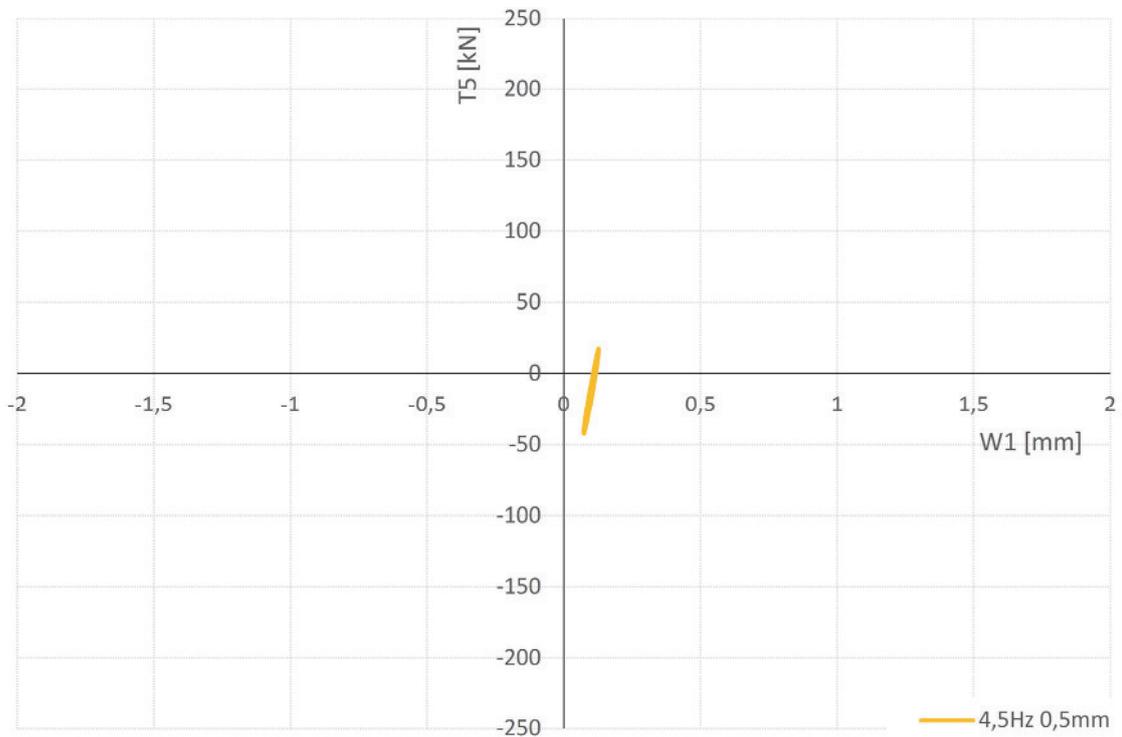
g) Konstellation 3 bei 3,0 Hz



h) Konstellation 3 bei 3,5 Hz



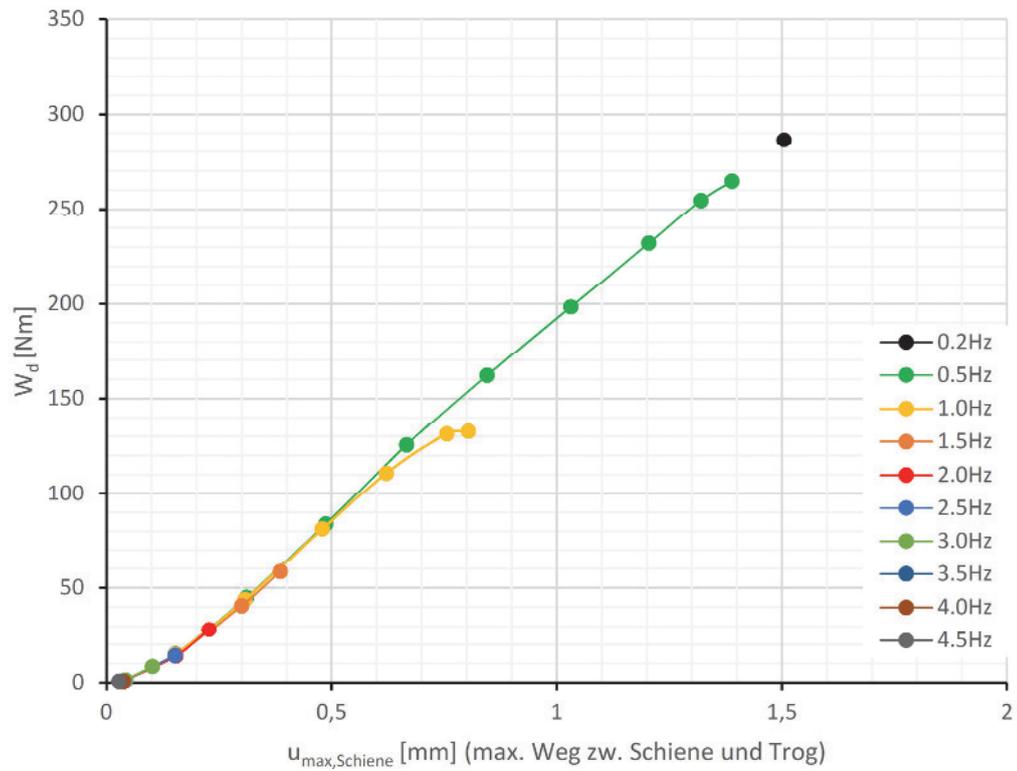
i) Konstellation 3 bei 4,0 Hz



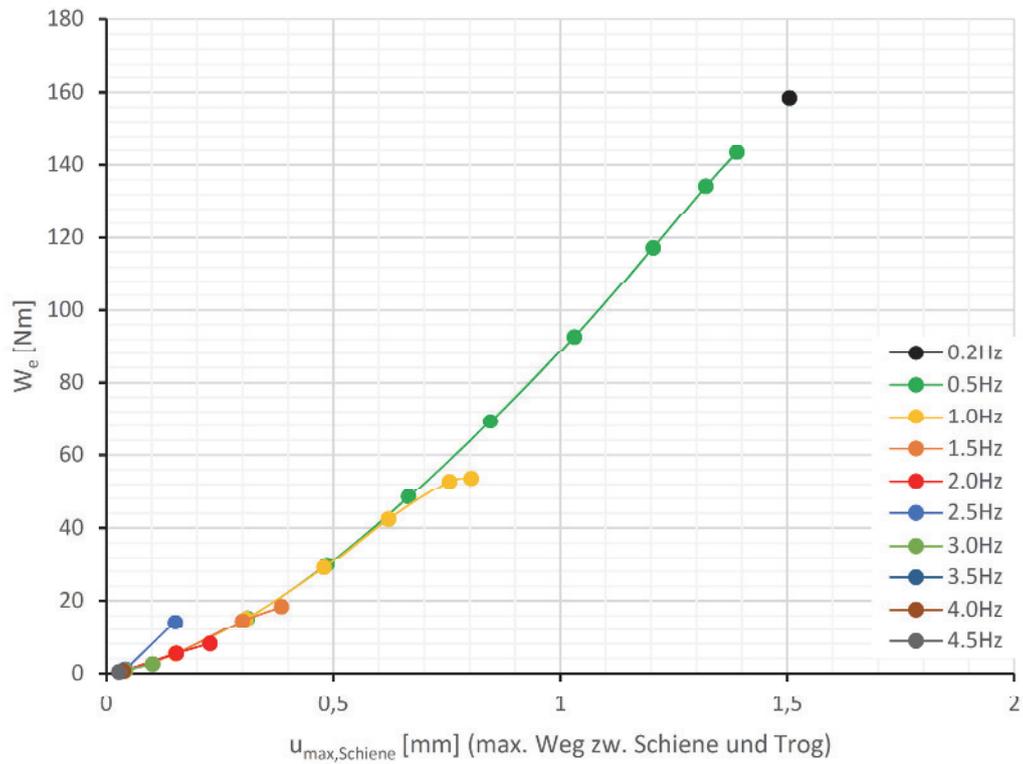
g) Konstellation 3 bei 4,5 Hz

Abbildung 4.15: Konstellation 3, gemessene Hysteresen bei unterschiedlichen Anregefrequenzen und Zylinderwegen

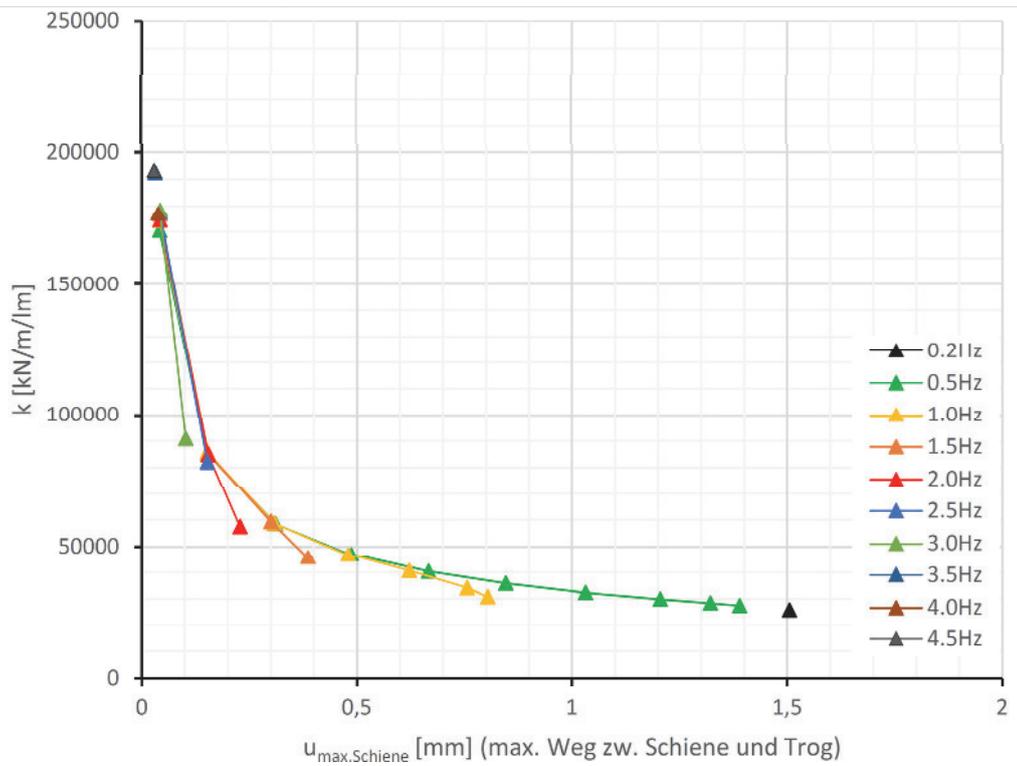
Alle Versuchsergebnisse der Konstellation 3 werden in den folgenden Abbildungen dargestellt.



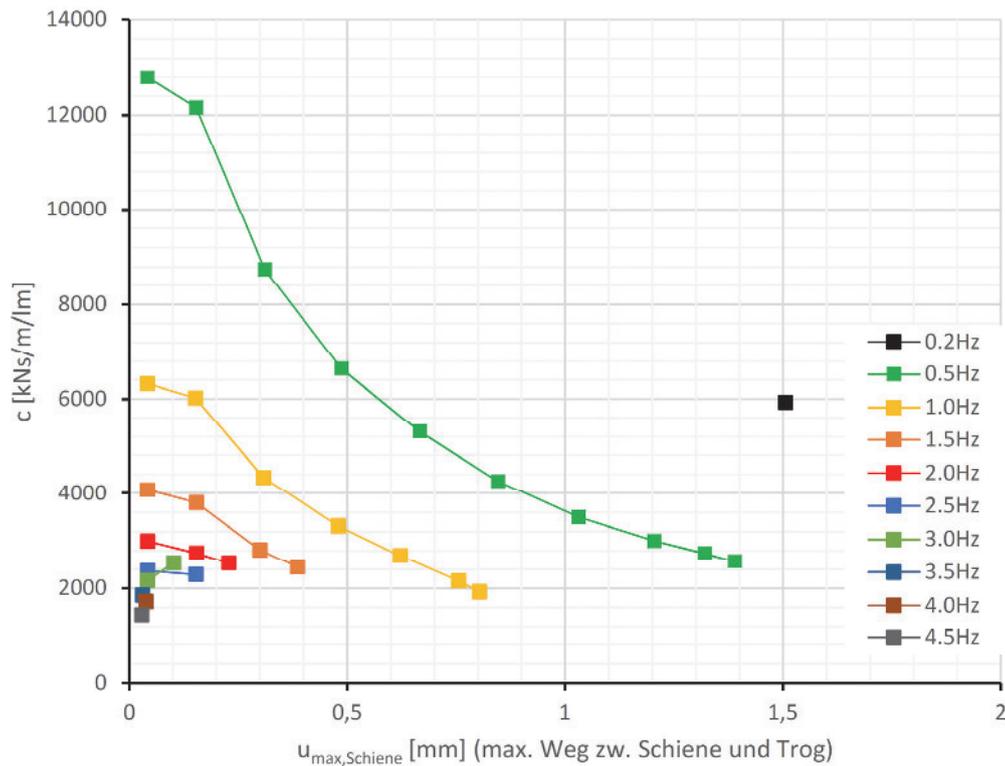
a) dissipierte Energie W_d , Konstellation 3



b) potentielle Energie W_e , Konstellation 3



c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, Konstellation 3



d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, Konstellation 3

Abbildung 4.16: Konstellation 3, Auswertung

Das vereiste Schotterbett zeigt einen deutlichen Einfluss auf die ermittelten Kennwerte. Im Bereich von kleinen Amplituden des Relativweges zwischen Trog und Schiene ist der Steifigkeitsverlauf steiler als bei größeren Amplitudenwerten. Die Vereisung des Schotterbettes verändert nicht den grundsätzlichen Verlauf der Dämpfung. Der exponentiell abfallende Verlauf ist wie in Konstellation 1 gegeben. Jedoch sind die Steifigkeits- und Dämpfungswerte im Vergleich zu Konstellation 1 um bis zu dem 10-fachen größer.

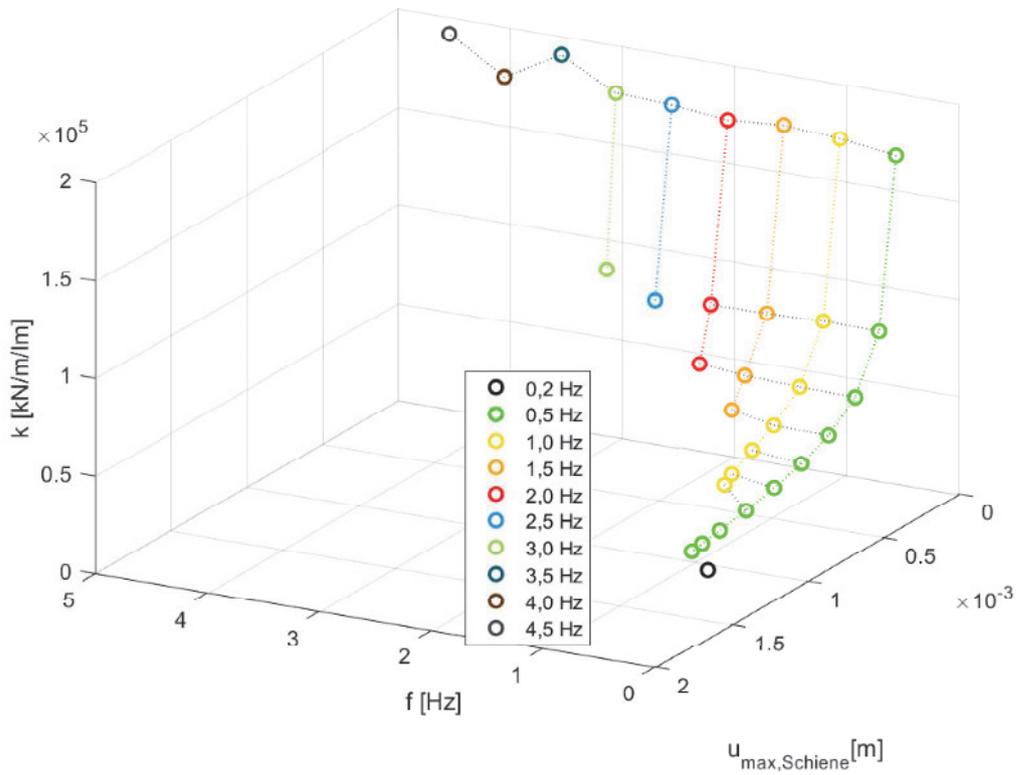


Abbildung 4.17: 3D-Plot der Steifigkeitswerte für die Konstellation 3

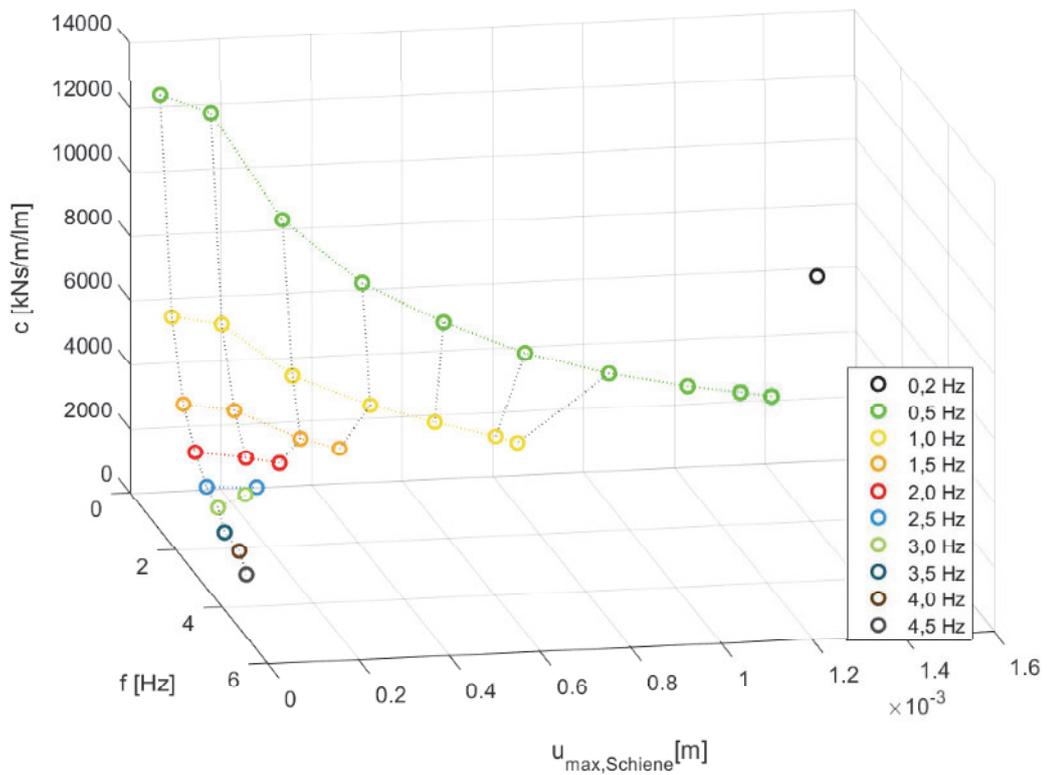
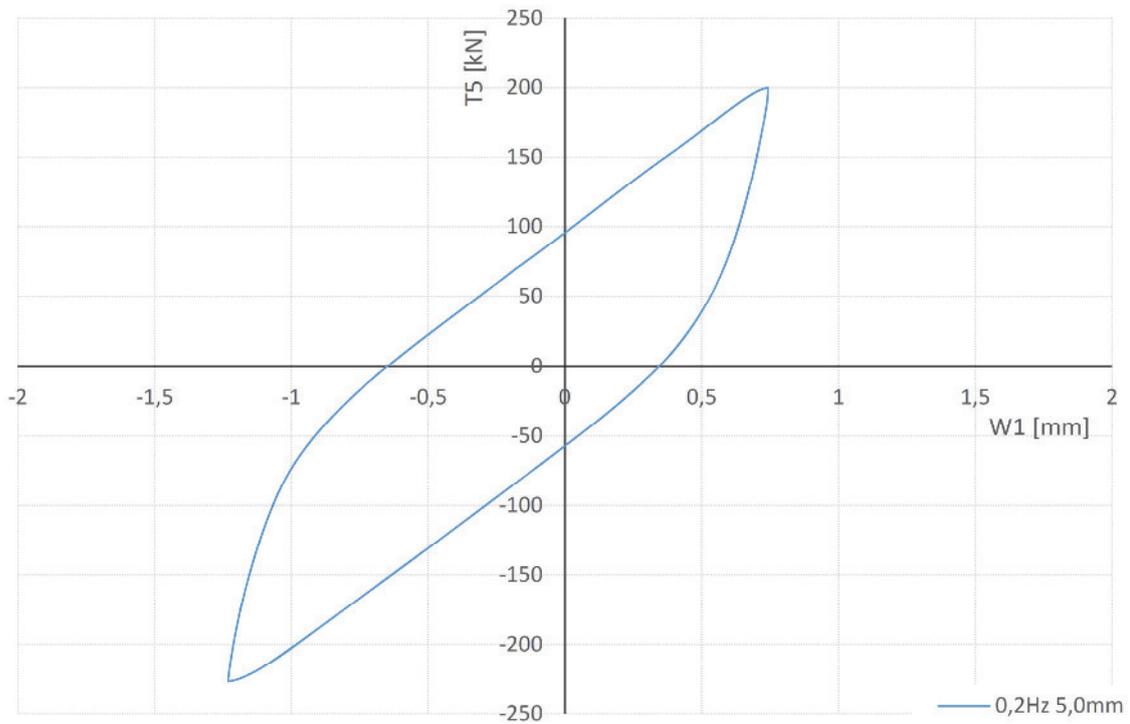


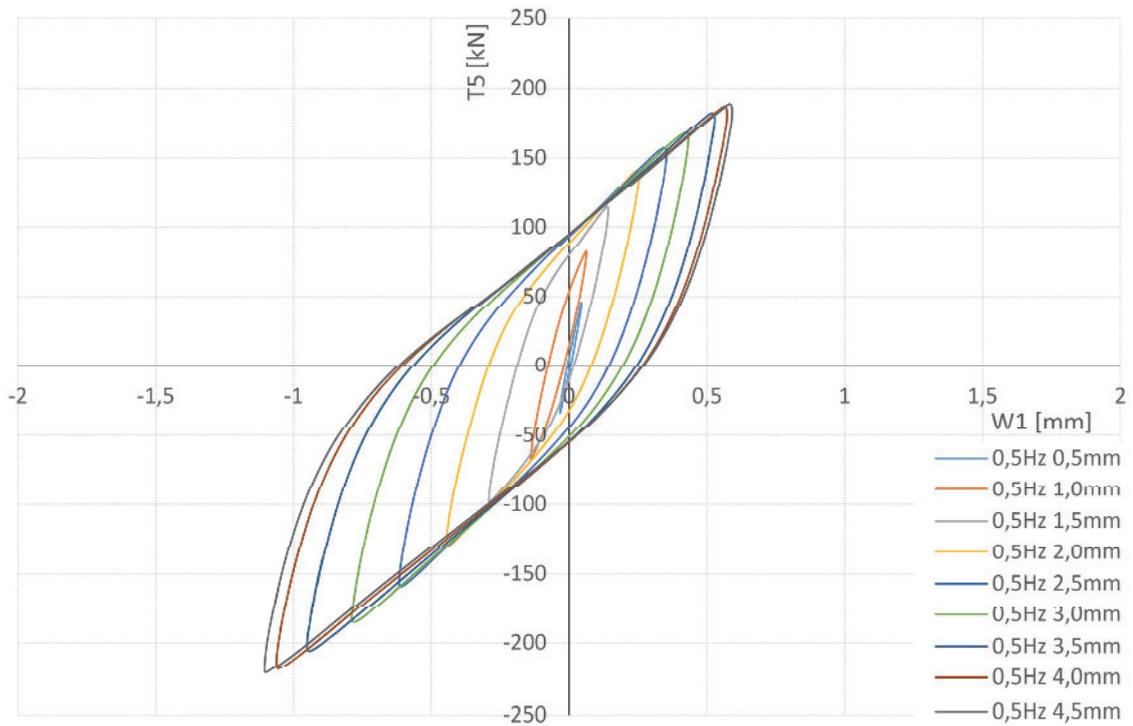
Abbildung 4.18: 3D-Plot der Dämpfungswerte für die Konstellation 3

4.4. Konstellation 4: mit Vorspannung und mit Vereisung

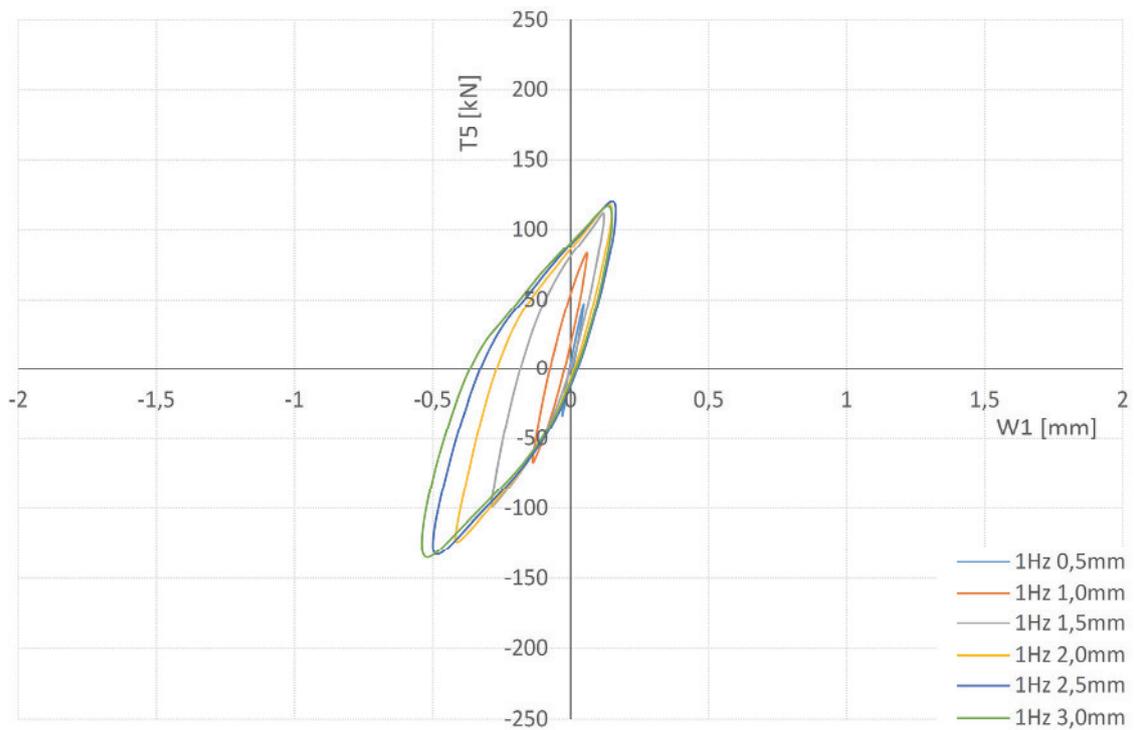
Auf den folgenden Seiten ist in den Abbildungen 4.19a bis 4.19f jeweils eine Hysterese pro Versuch aus den Messungen sortiert nach der Anregungsfrequenz aufgetragen.



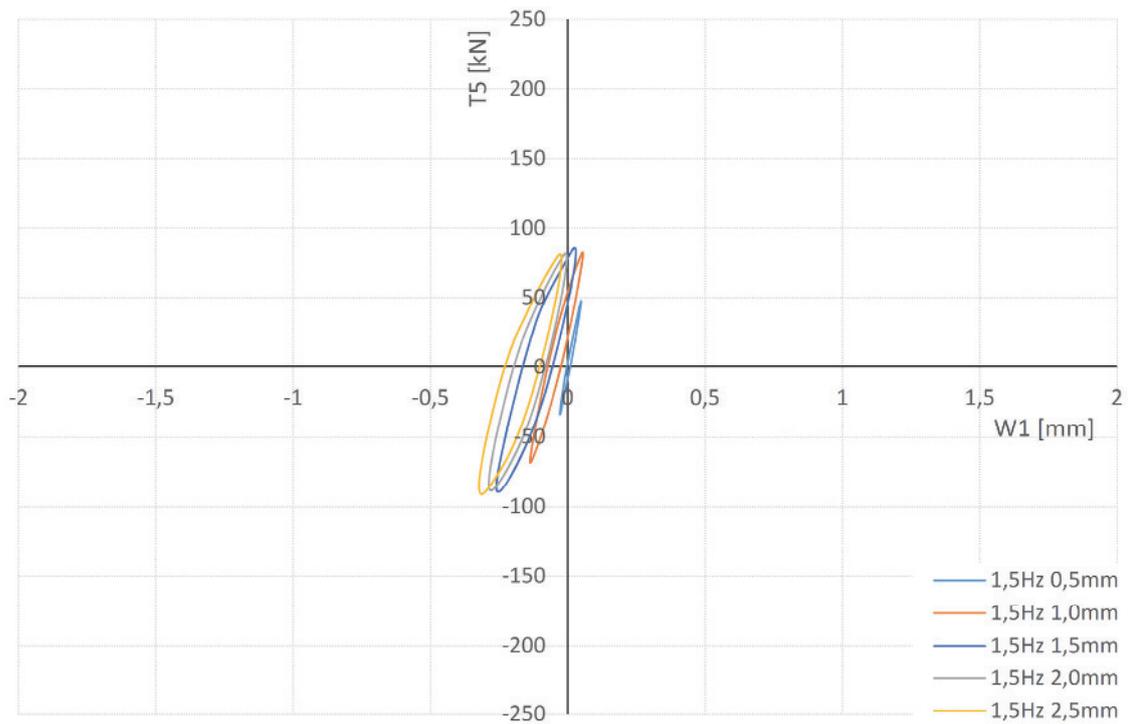
a) Konstellation 4 bei 0,2 Hz



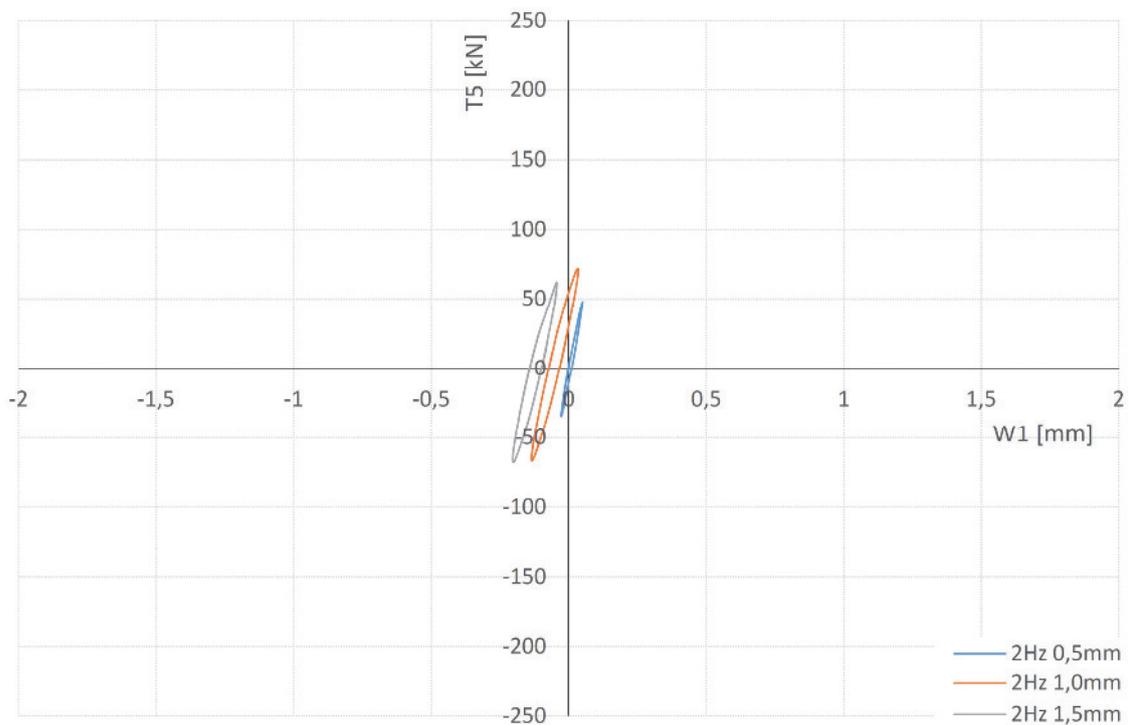
b) Konstellation 4 bei 0,5 Hz



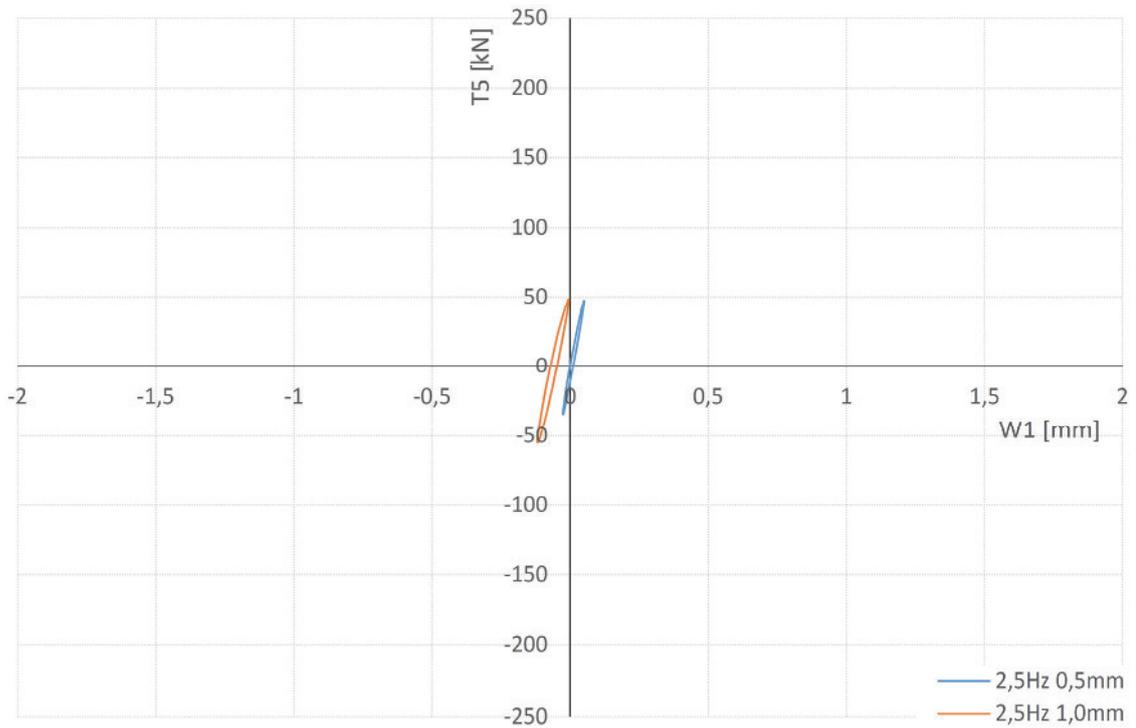
c) Konstellation 4 bei 1,0 Hz



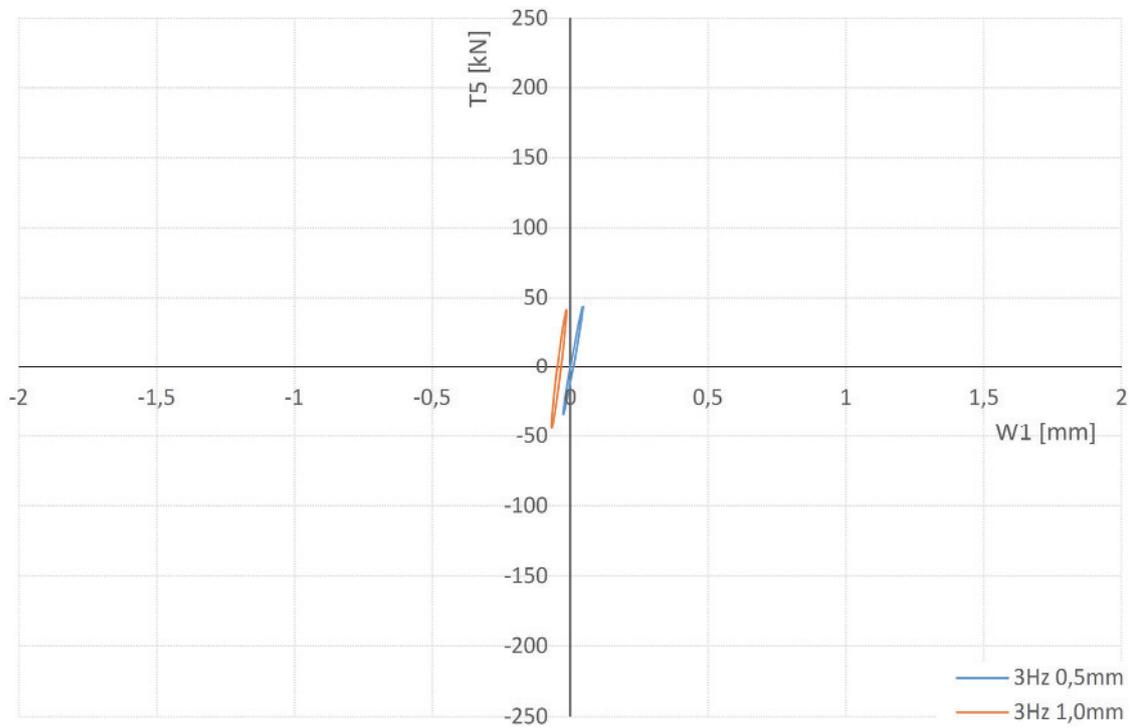
d) Konstellation 4 bei 1,5 Hz



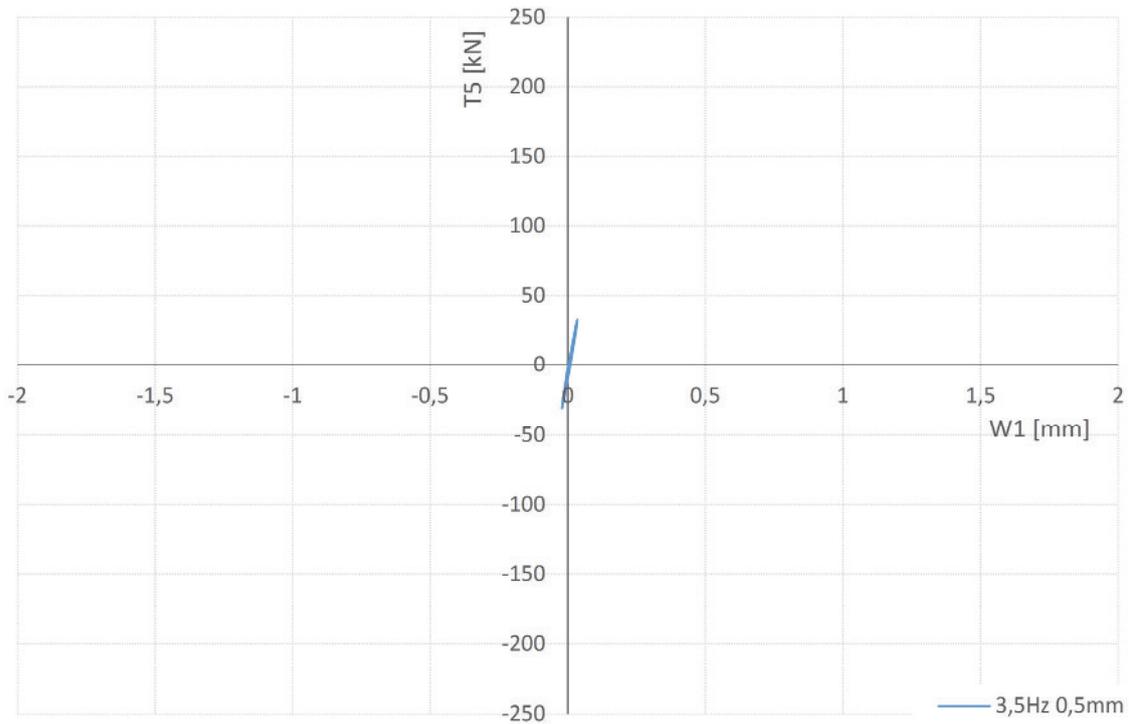
e) Konstellation 4 bei 2,0 Hz



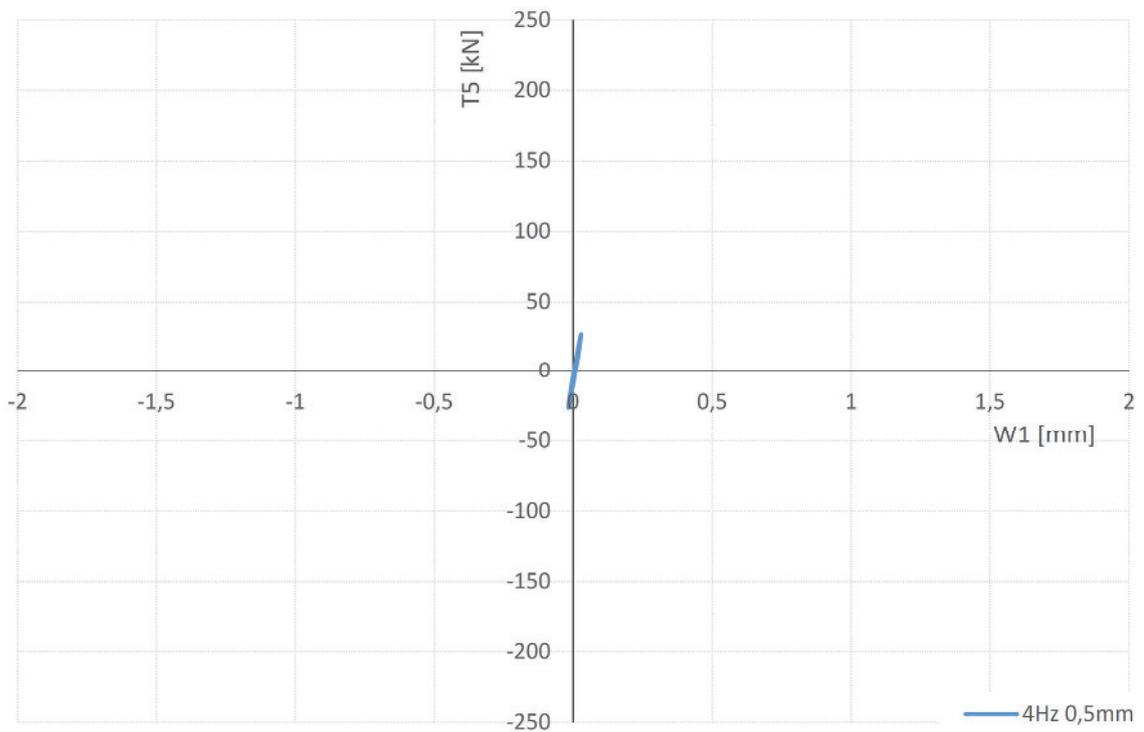
f) Konstellation 4 bei 2,5 Hz



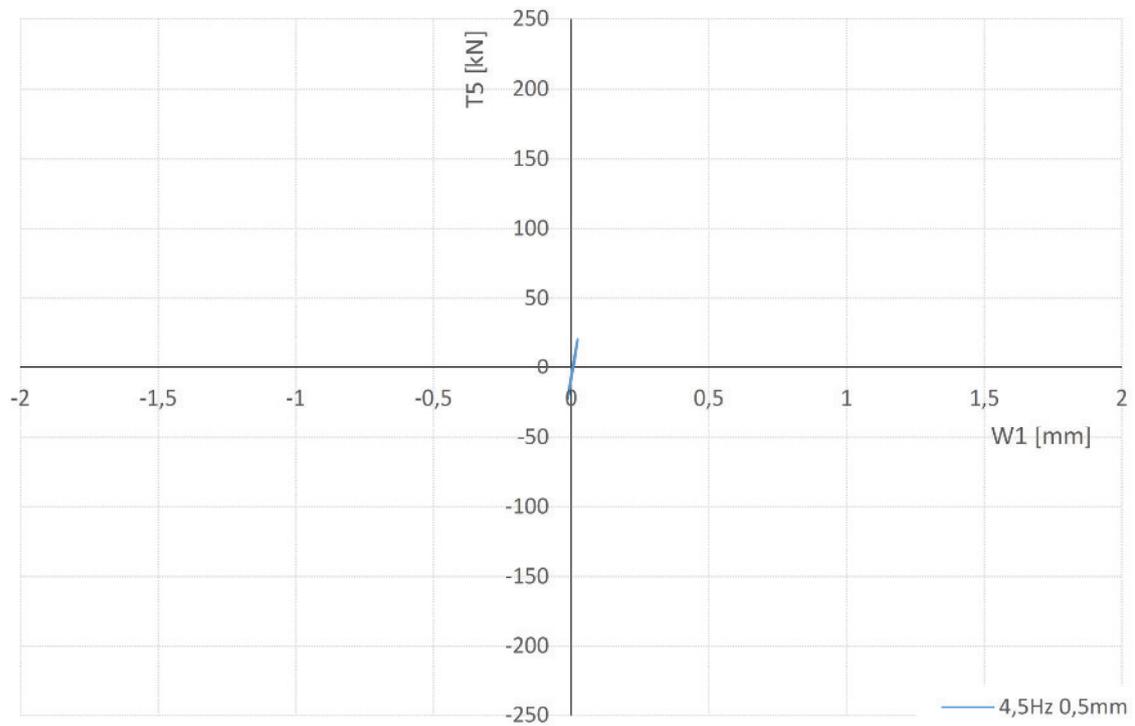
e) Konstellation 4 bei 3,0 Hz



f) Konstellation 4 bei 3,5 Hz



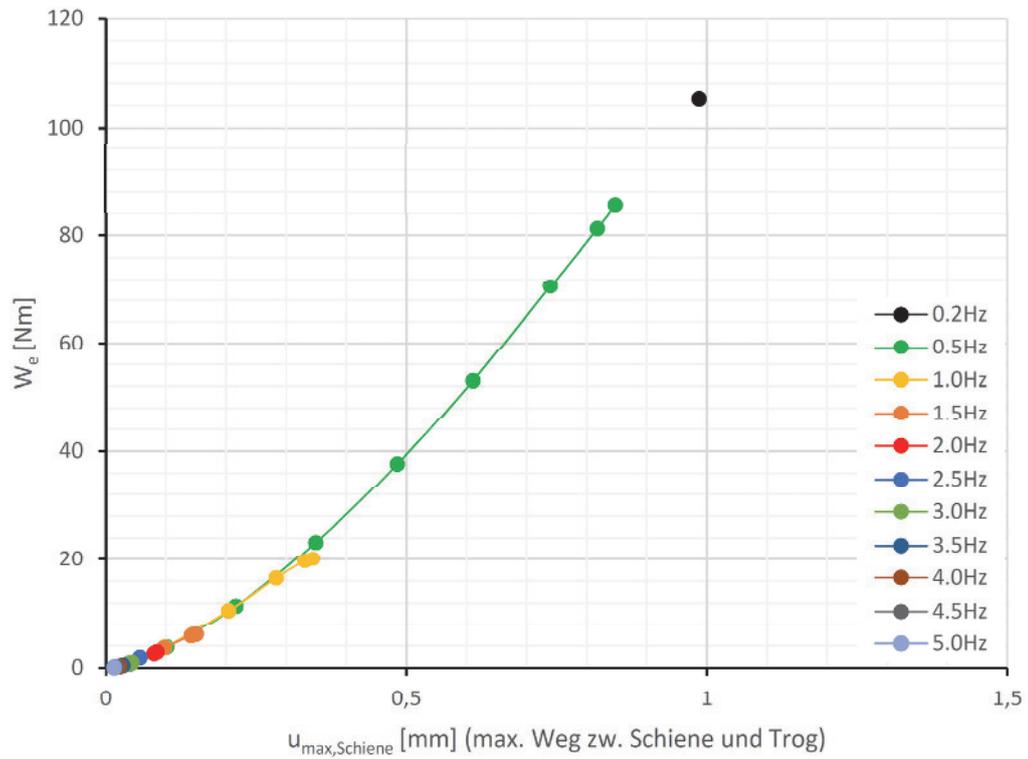
e) Konstellation 4 bei 4,0 Hz



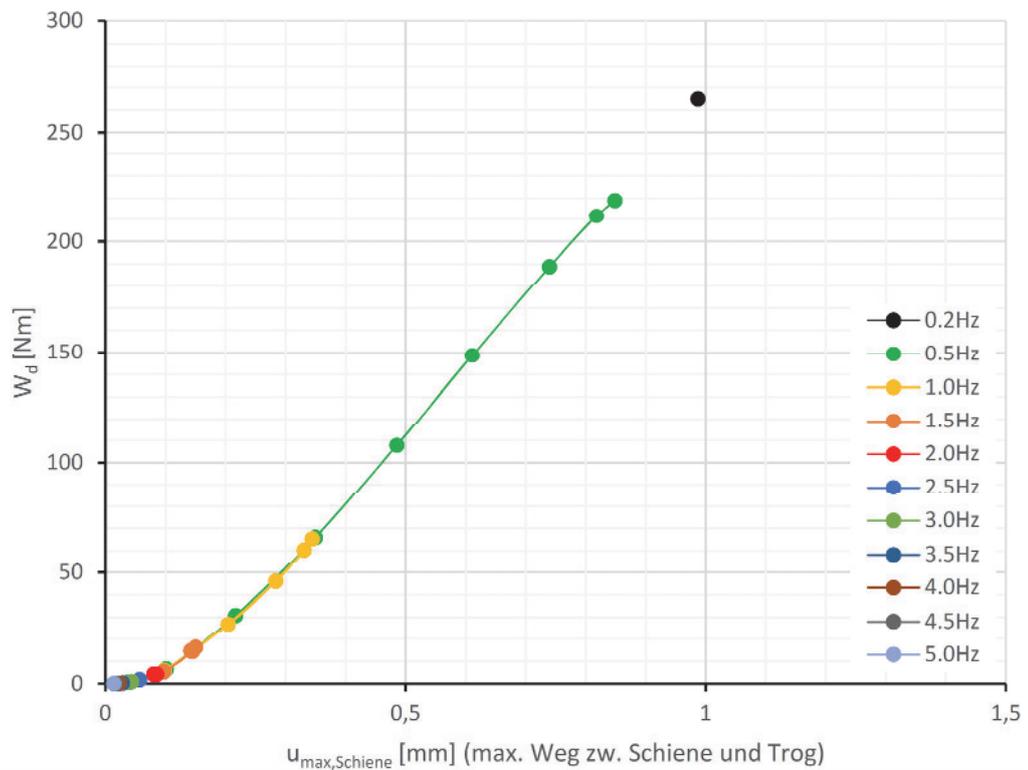
f) Konstellation 4 bei 4,5 Hz

Abbildung 4.19: Konstellation 4, gemessene Hysteresen bei unterschiedlichen Anregfrequenzen und Zylinderwegen

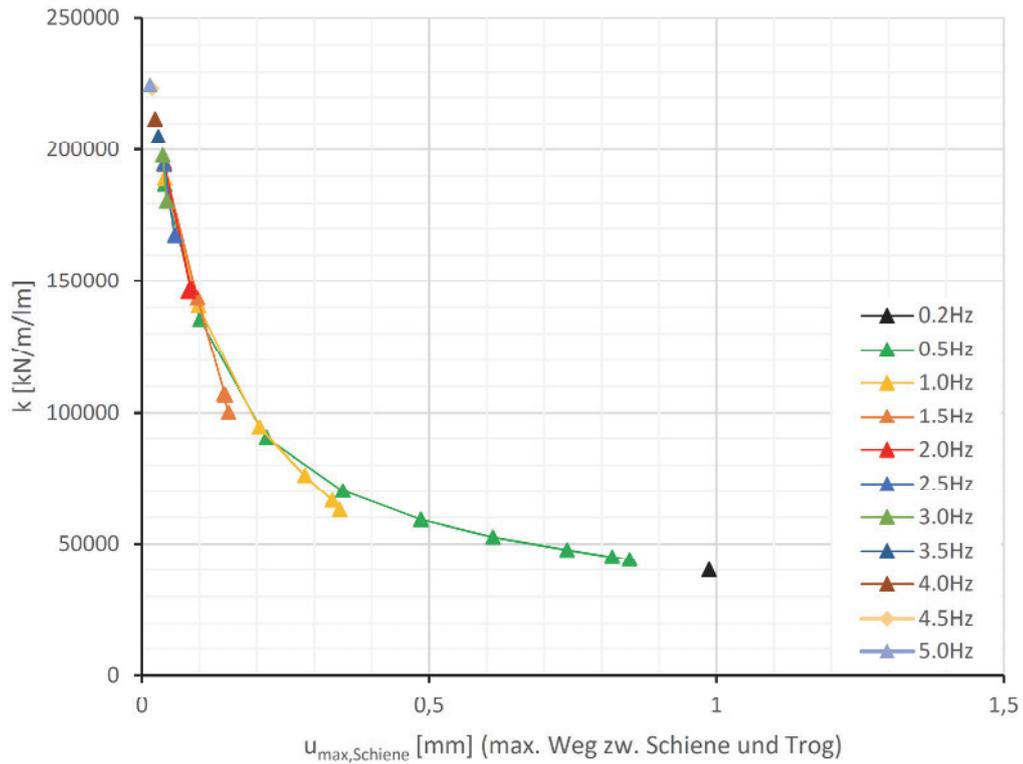
Alle Versuchsergebnisse der Konstellation 4 werden in den folgenden Abbildungen dargestellt.



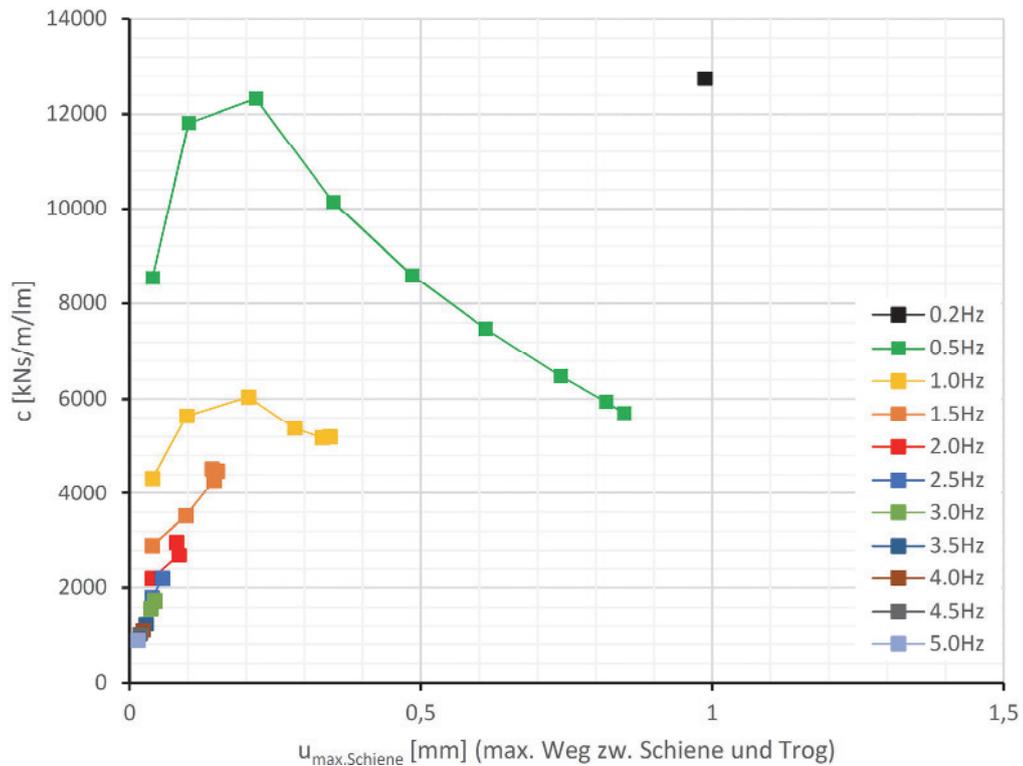
a) dissipierte Energie W_d , Konstellation 4



b) potentielle Energie W_e , Konstellation 4



c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, Konstellation 4



d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, Konstellation 4

Abbildung 4.20: Konstellation 4, Auswertung

Es ist zu erkennen, dass der größte Einflussfaktor auf die Systemwerte die Vereisung ist. Die Ergebnisse für Steifigkeit und Dämpfung steigen um bis zu dem 10-fachen. Die Vorspannung hingegen gibt dem Verlauf der Dämpfung eine gewisse Linearität im Bereich von größeren Amplituden des Relativweges.

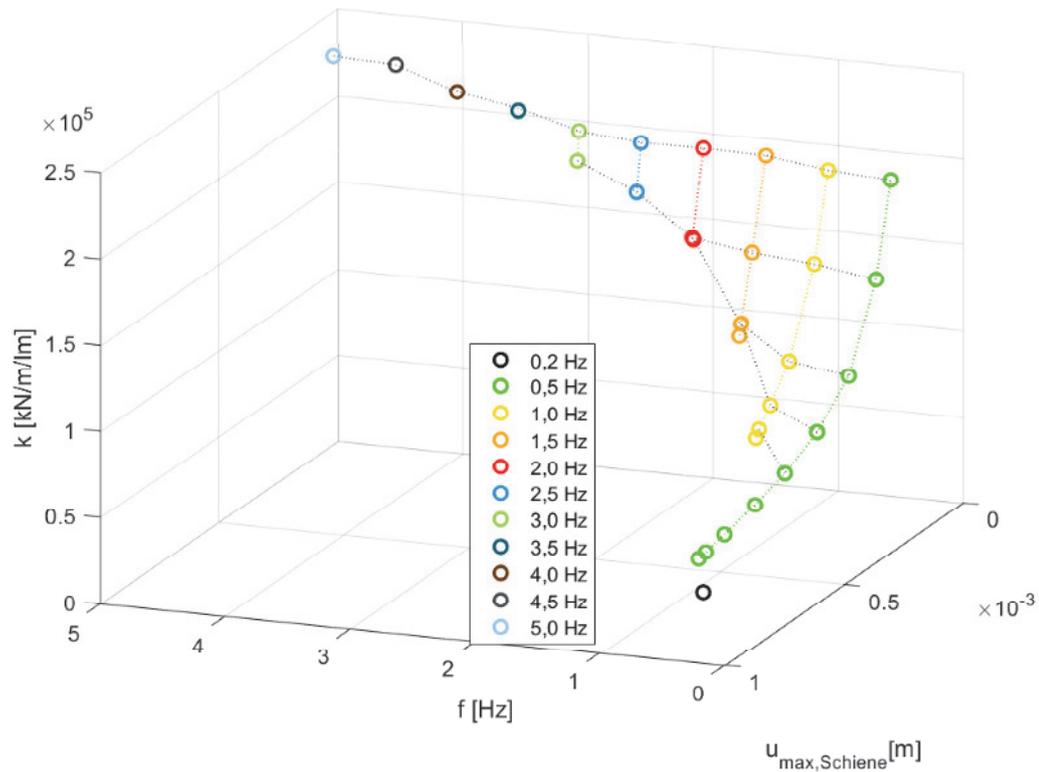


Abbildung 4.21: 3D-Plot der Steifigkeitswerte für die Konstellation 4

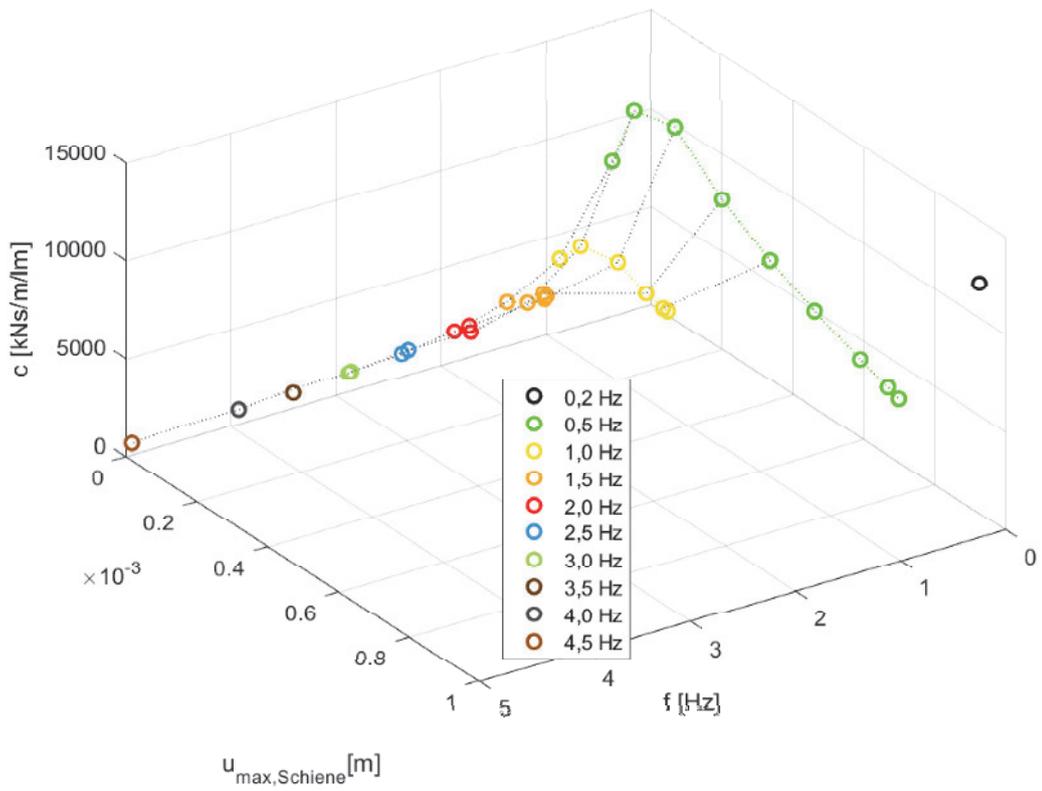


Abbildung 4.22: 3D-Plot der Dämpfungswerte für die Konstellation 4

4.5. Approximation der Versuchsergebnisse

In den folgenden Abbildungen wurden die Ergebnisse der Auswertung für die Steifigkeit und Dämpfung durch Approximation an Hand von Exponential- bzw. polynomialen Funktionen angenähert.

Die Steifigkeitswerte (pro Laufmeter Gleis „lm“) aller vier Konstellationen können mittels einer Exponentialfunktion 2. Grades angenähert werden (vgl. Formel 4-8).

$$f(x) = a \cdot e^{b \cdot x} + c \cdot e^{d \cdot x} \quad (4-8)$$

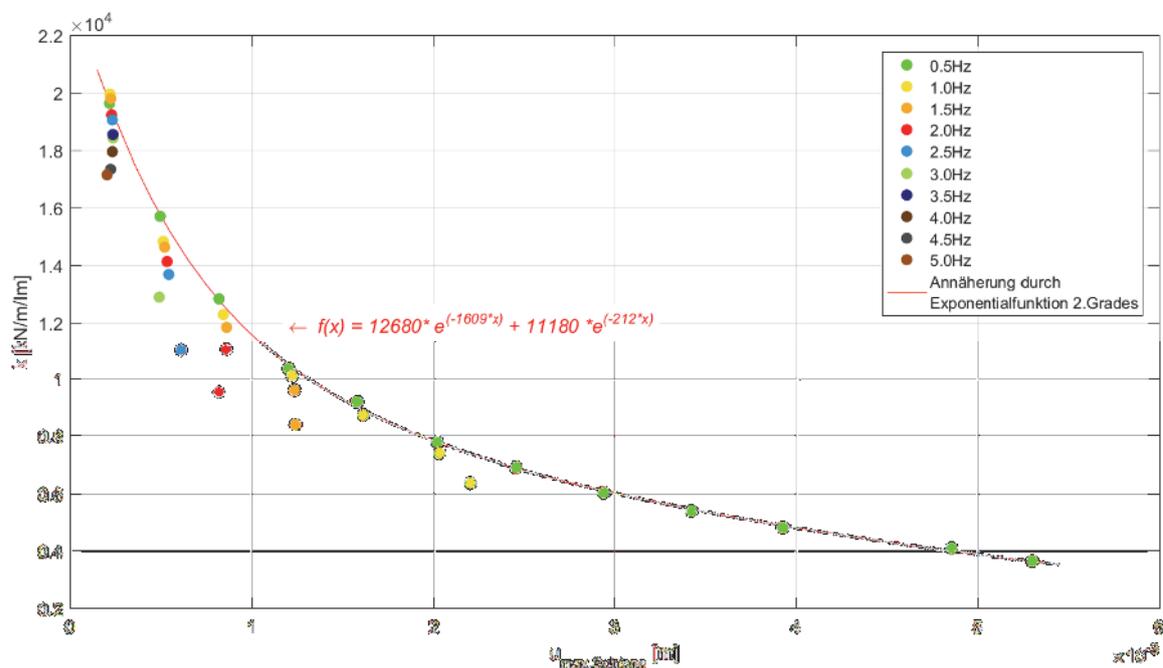


Abbildung 4.23: Konstellation 1; Annäherung der Steifigkeitswerte durch Exponentialfunktion 2. Grades

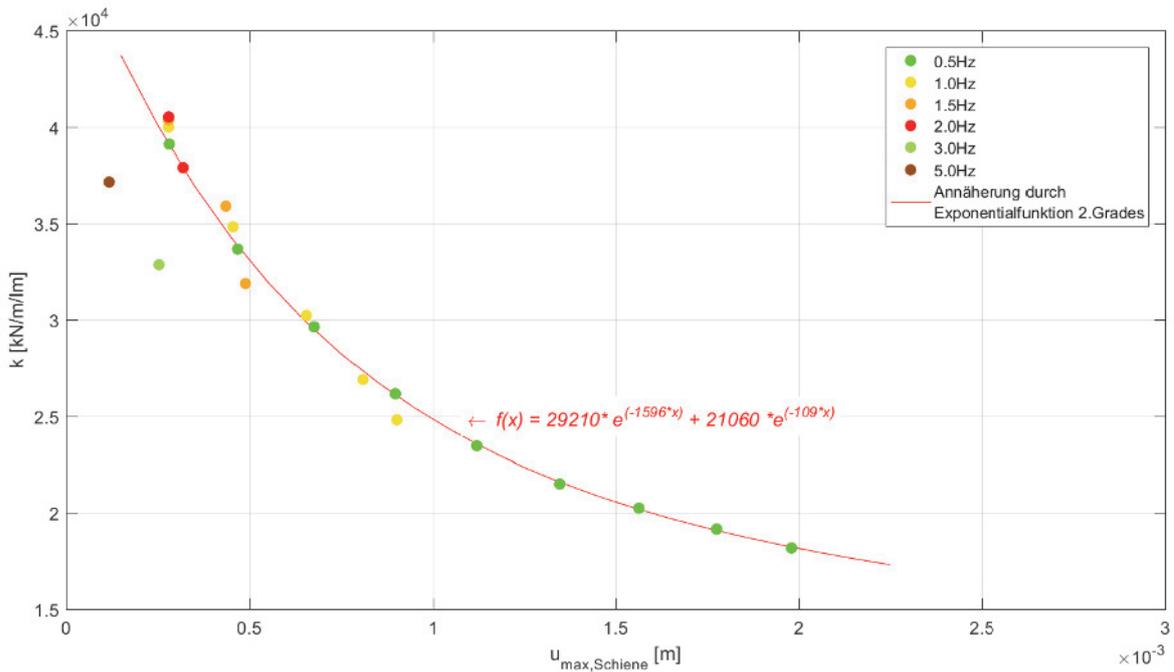


Abbildung 4.24: Konstellation 2; Annäherung der Steifigkeitswerte durch Exponentialfunktion 2. Grades

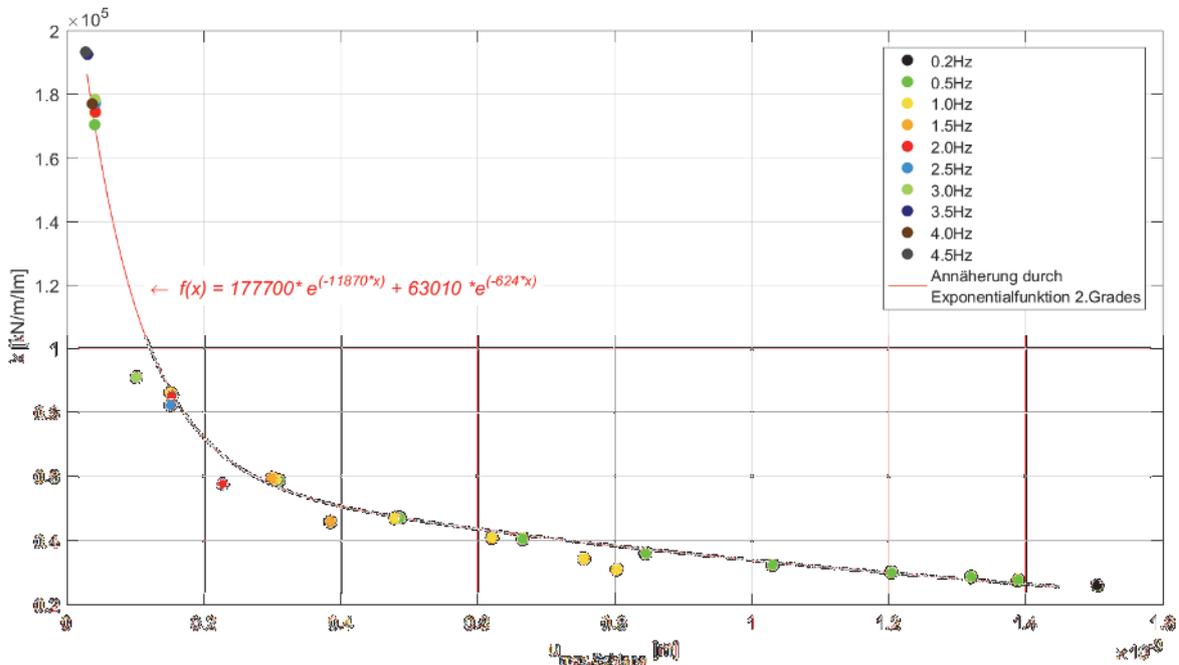


Abbildung 4.25: Konstellation 3, Annäherung der Steifigkeitswerte durch Exponentialfunktion 2. Grades

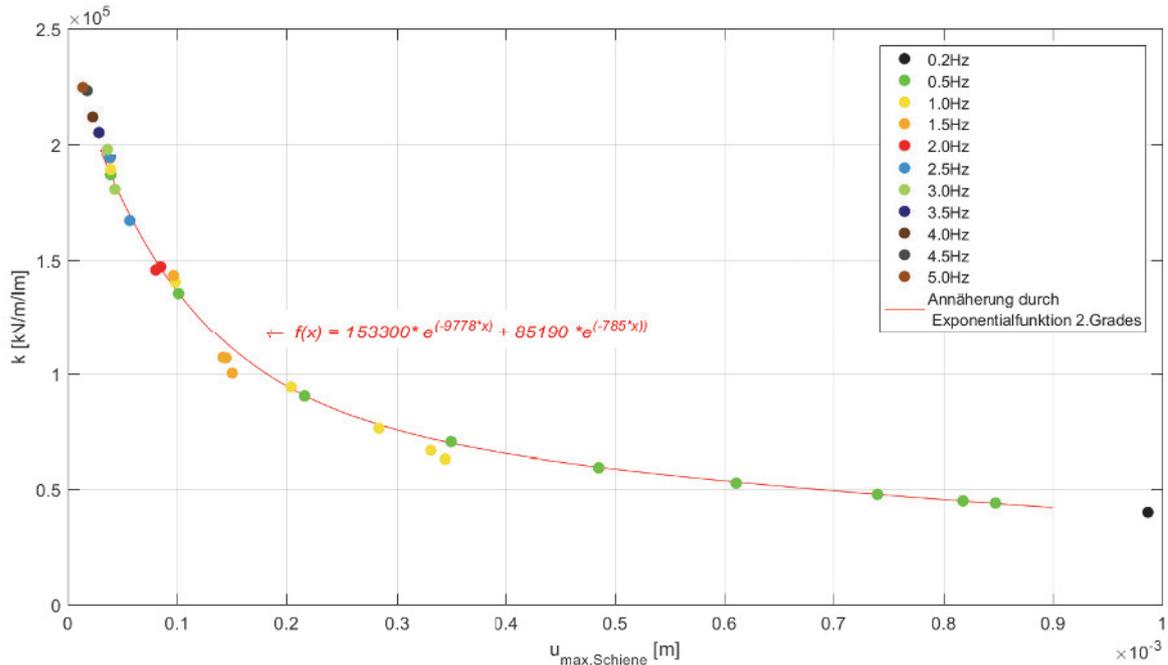


Abbildung 4.26: Konstellation 4, Annäherung der Steifigkeitswerte durch Exponentialfunktion 2. Grades

Die Annäherung der Dämpfungswerte (pro Laufmeter Gleis „lm“) ist mittels Polynome n. Grades gut erreichbar (vgl. Formel 4-9).

$$f(x) = p_1 \cdot x^n + p_2 \cdot x^{n-1} \dots + p_{n-1} \cdot x + p_n \quad (4-9)$$

In den folgenden Abbildungen ist zu erkennen, dass für die jeweilige Konstellation, alle Auswertergebnisse, bei denen die Anregefrequenz 0,5Hz beträgt (grüne Punkte) die polynomiale Funktionen f(x) n. Grades eine ausreichend genaue Annäherung bietet. Für die Ergebnisse der weiteren Anregefrequenzen lässt sich ein kausaler Zusammenhang finden. Die Funktionen dieser Anregefrequenzen sind nämlich im proportionalen Verhältnis zur Funktion f(x) bei Anregung mit 0,5Hz.

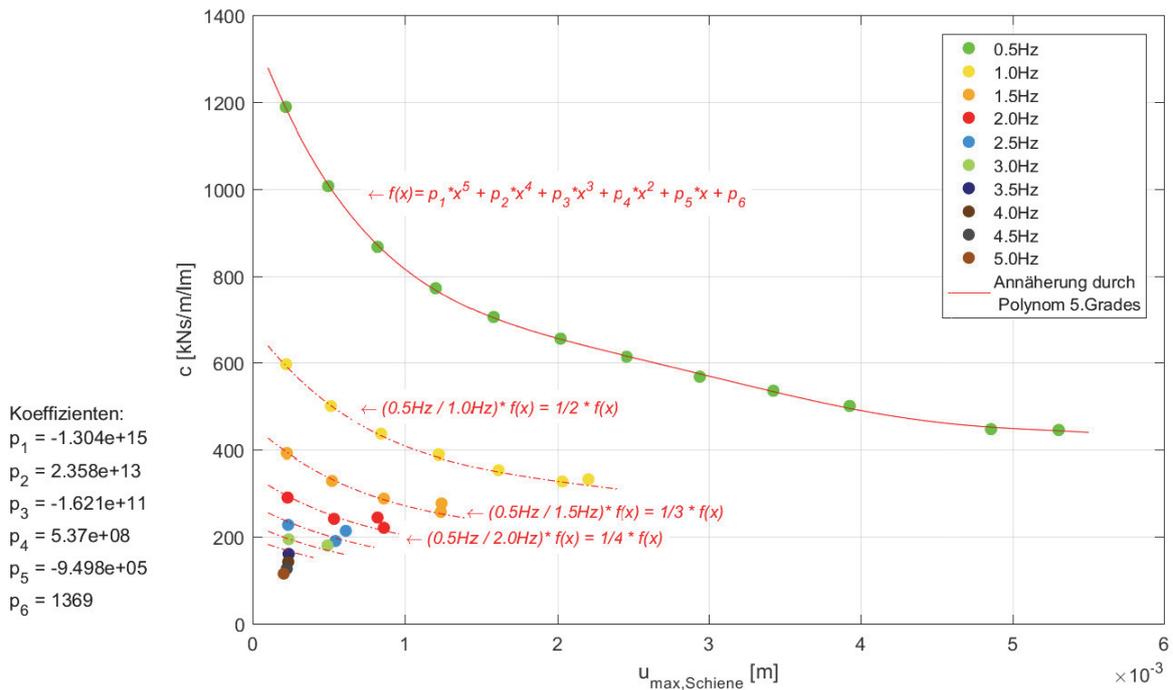


Abbildung 4.27: Konstellation 1; Annäherung der Dämpfungswerte durch Polynom 5. Grades

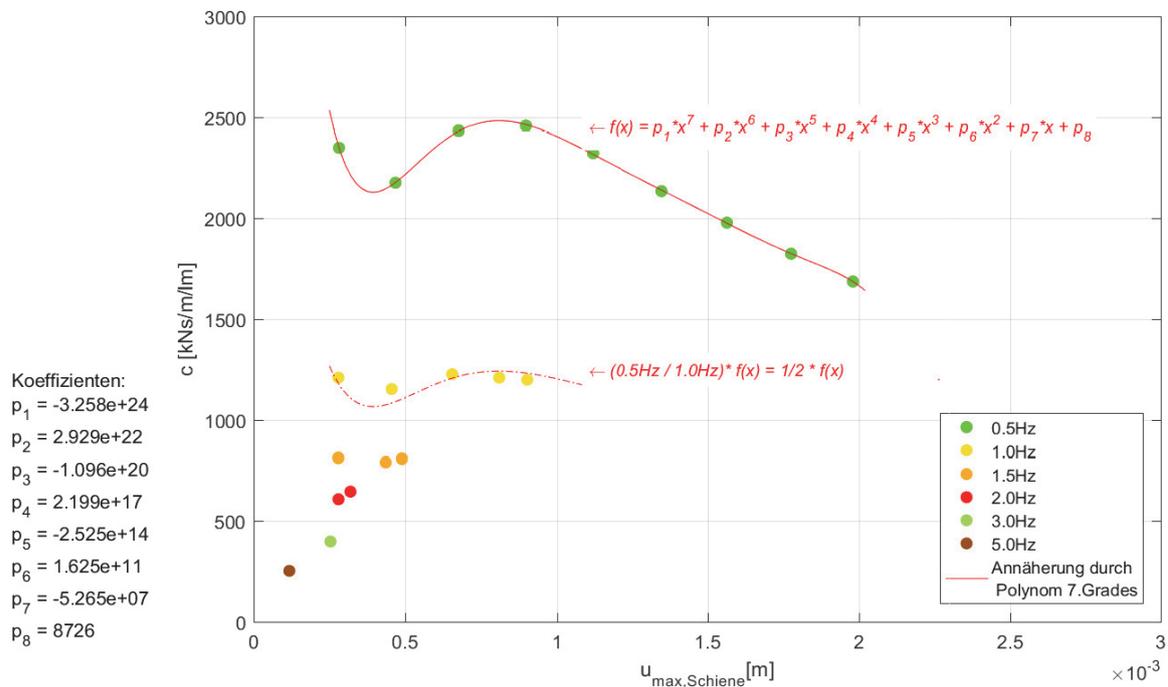


Abbildung 4.28: Konstellation 2, Annäherung der Dämpfungswerte durch Polynom 7. Grades

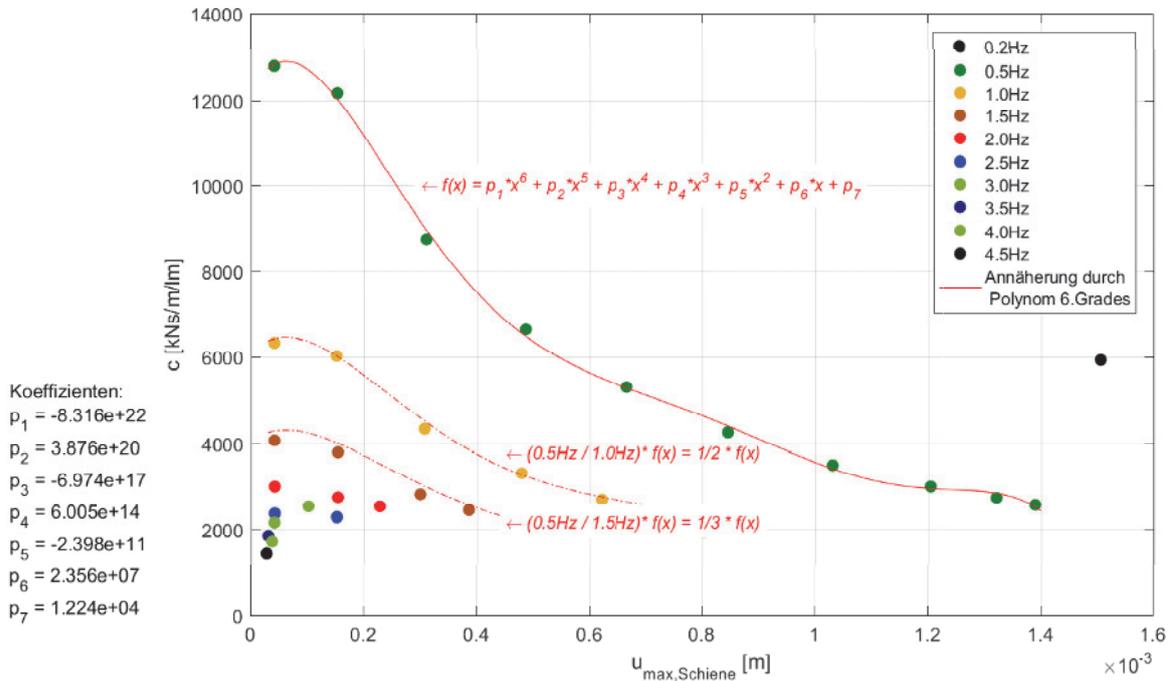


Abbildung 4.29: Konstellation 3, Annäherung der Dämpfungswerte durch Polynom 6. Grades

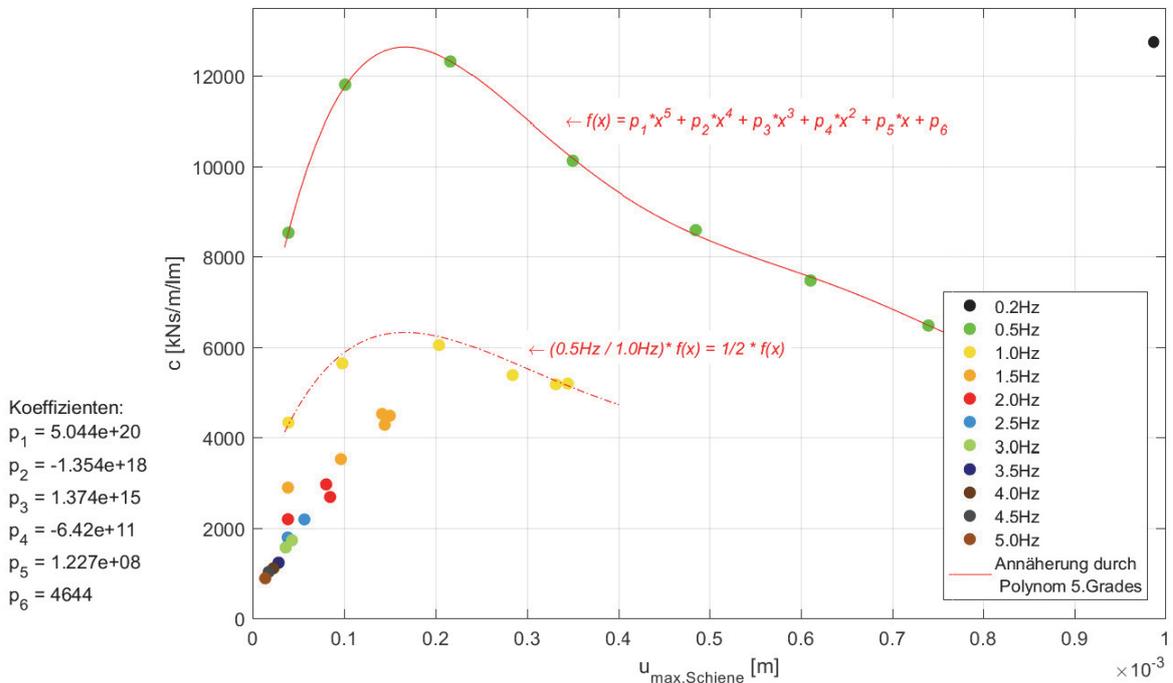
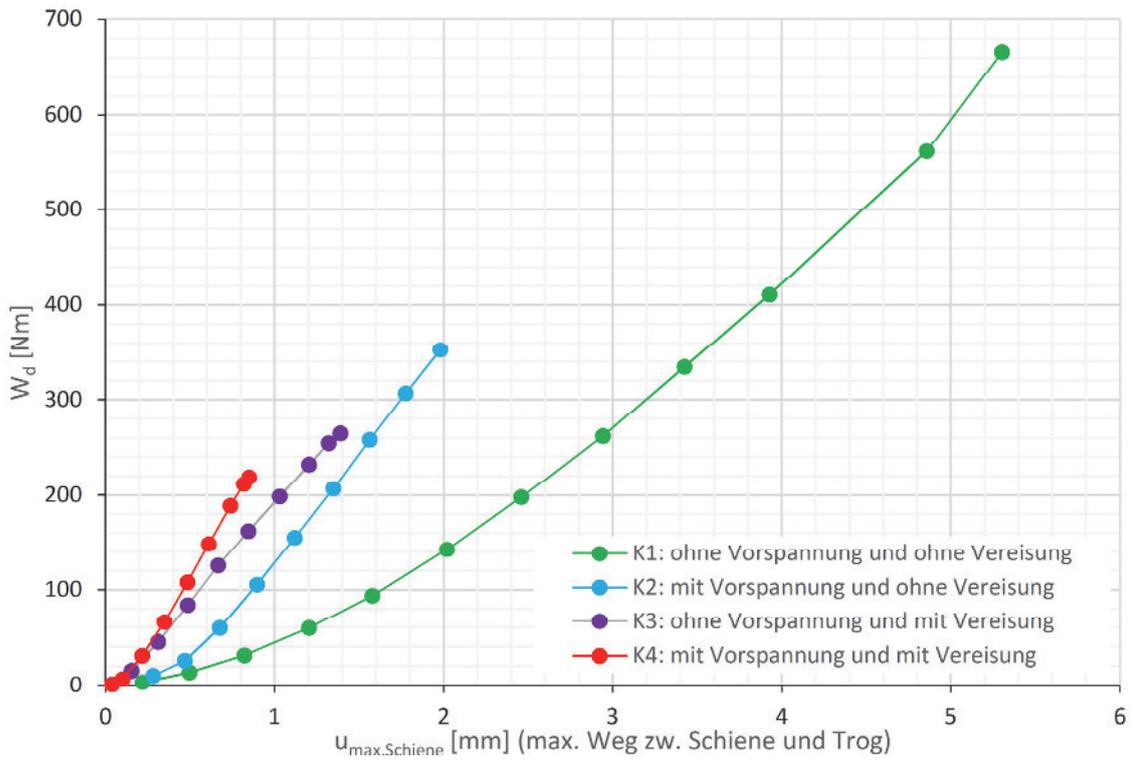


Abbildung 4.30: Konstellation 4, Annäherung der Dämpfungswerte durch Polynom 5. Grades

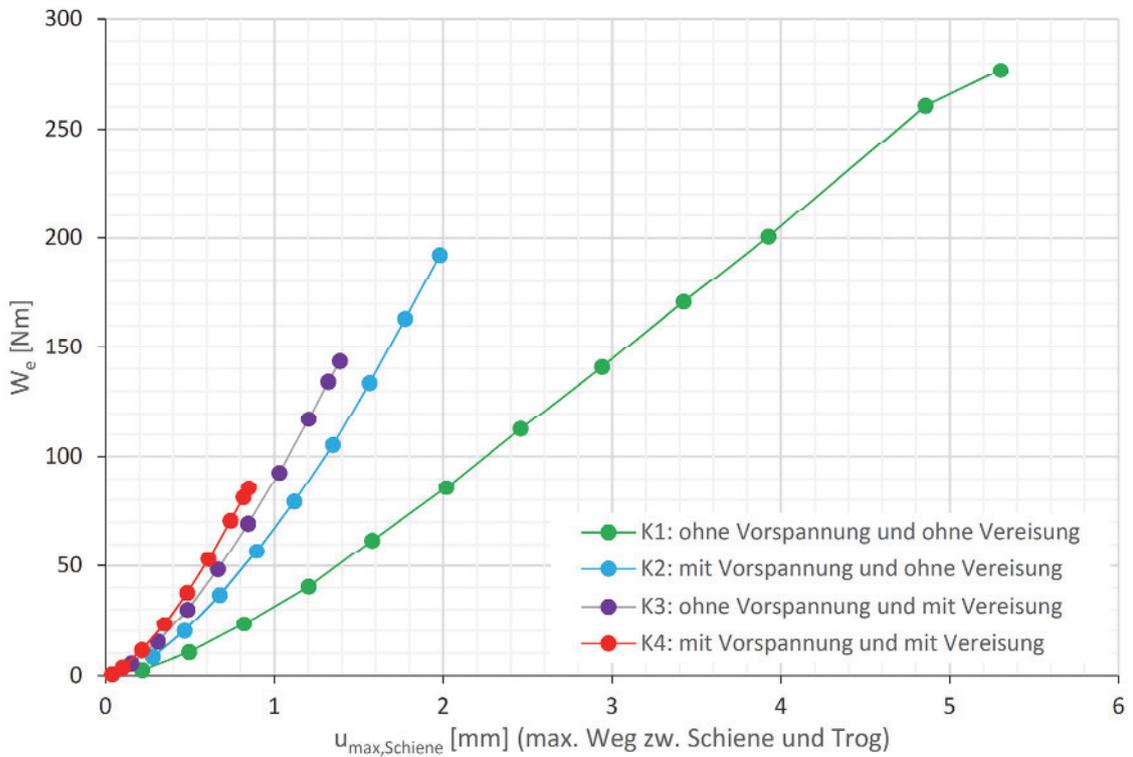
4.6. Vergleich der unterschiedlichen Konstellationen

Auf den folgenden Seiten sind Abbildungen dargestellt, in denen die Ergebnisse der Hysteresenauswertung der unterschiedlichen Konstellationen nach der Anregefrequenz sortiert aufgetragen sind.

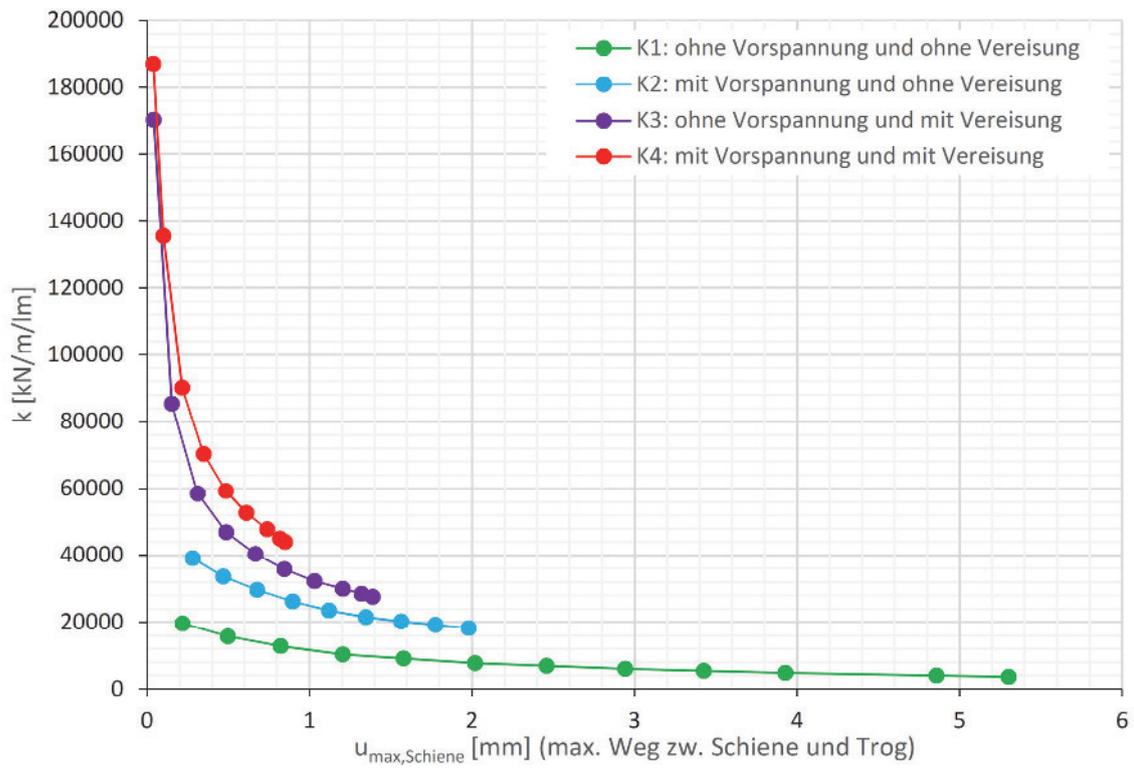
Dadurch, dass die Pressen bei niedrigen Frequenzen mehr Zylinderweg leisten können, sind in den Diagrammen sortiert nach der Anregefrequenz bei höheren Frequenzen immer weniger Datenpunkte vorhanden. Von 3,5 – bis 5Hz ist nur mehr jeweils ein Auswertepunkt pro Konstellation vorhanden.



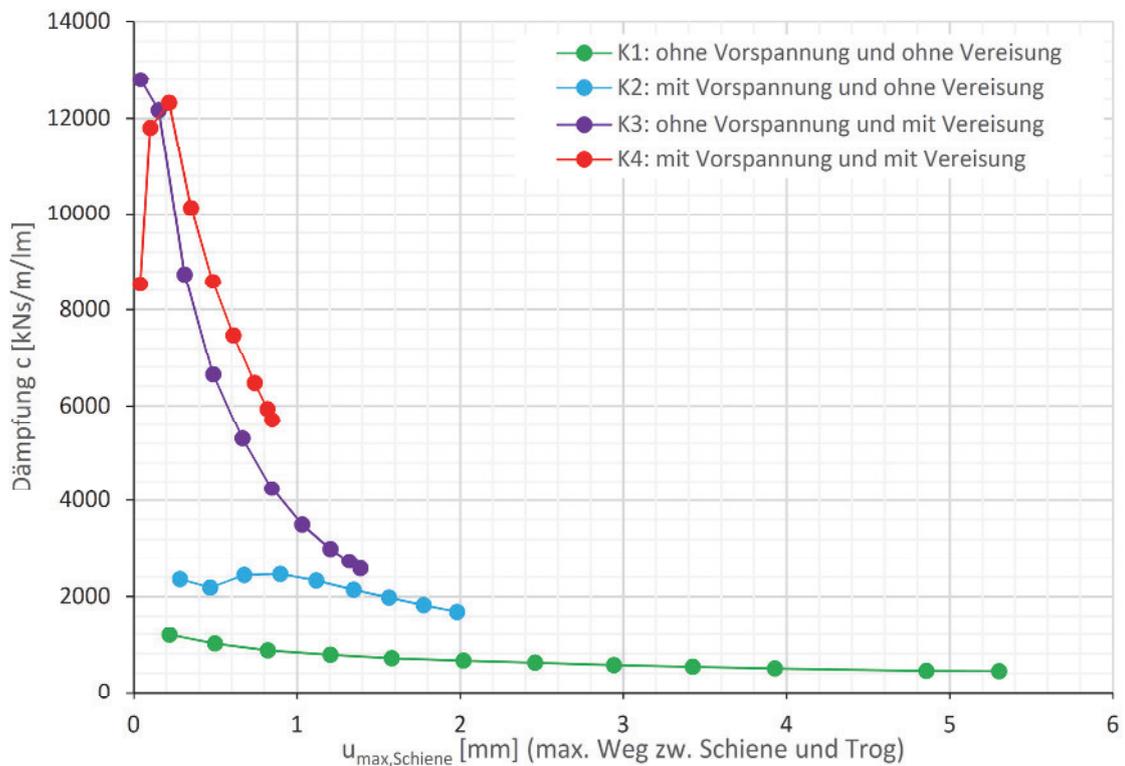
a) dissipierte Energie W_d , 0,5Hz



b) potentielle Energie W_e , 0,5Hz

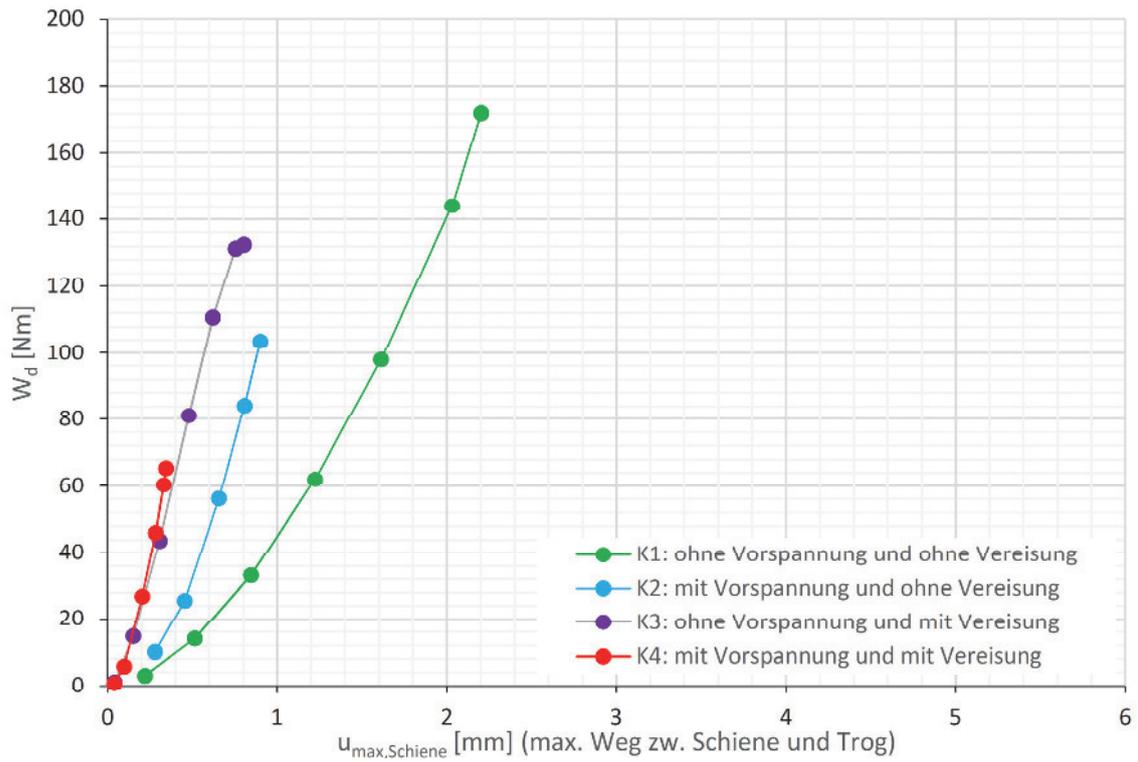


c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 0,5Hz

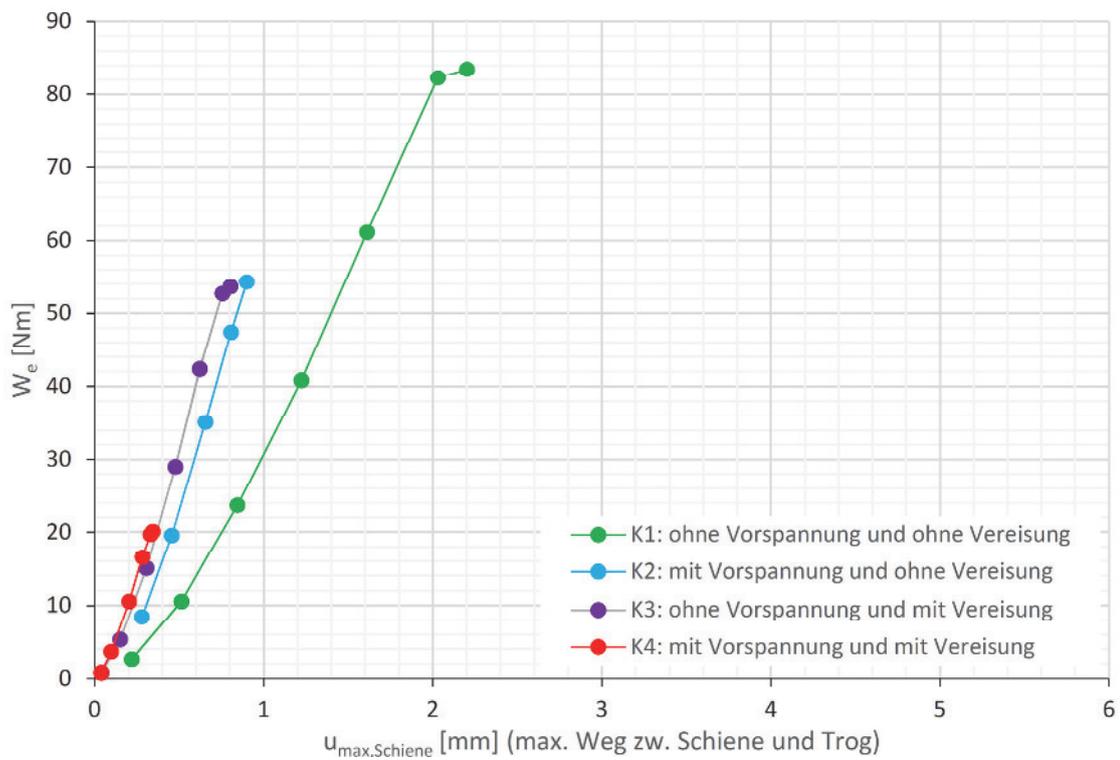


d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 0,5Hz

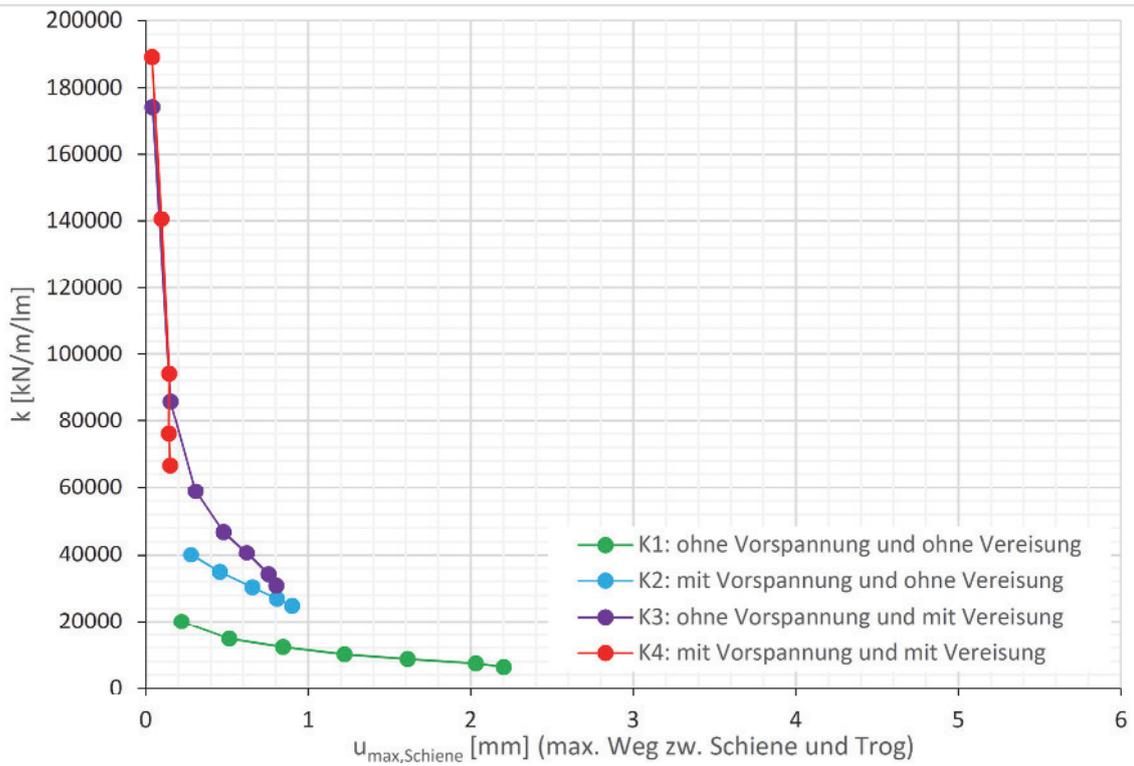
Abbildung 4.31: Vergleich der Konstellationen bei 0,5 Hz Anregefrequenz



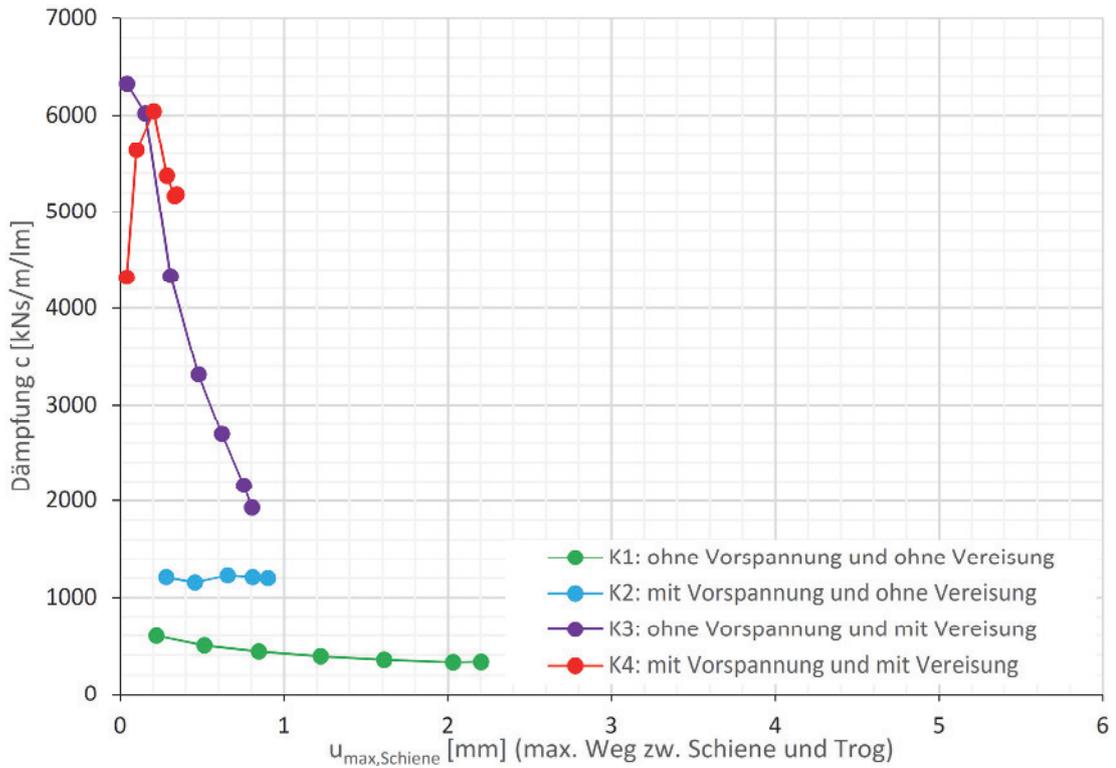
a) dissipierte Energie W_d , 1,0 Hz



b) potentielle Energie W_e , 1,0 Hz

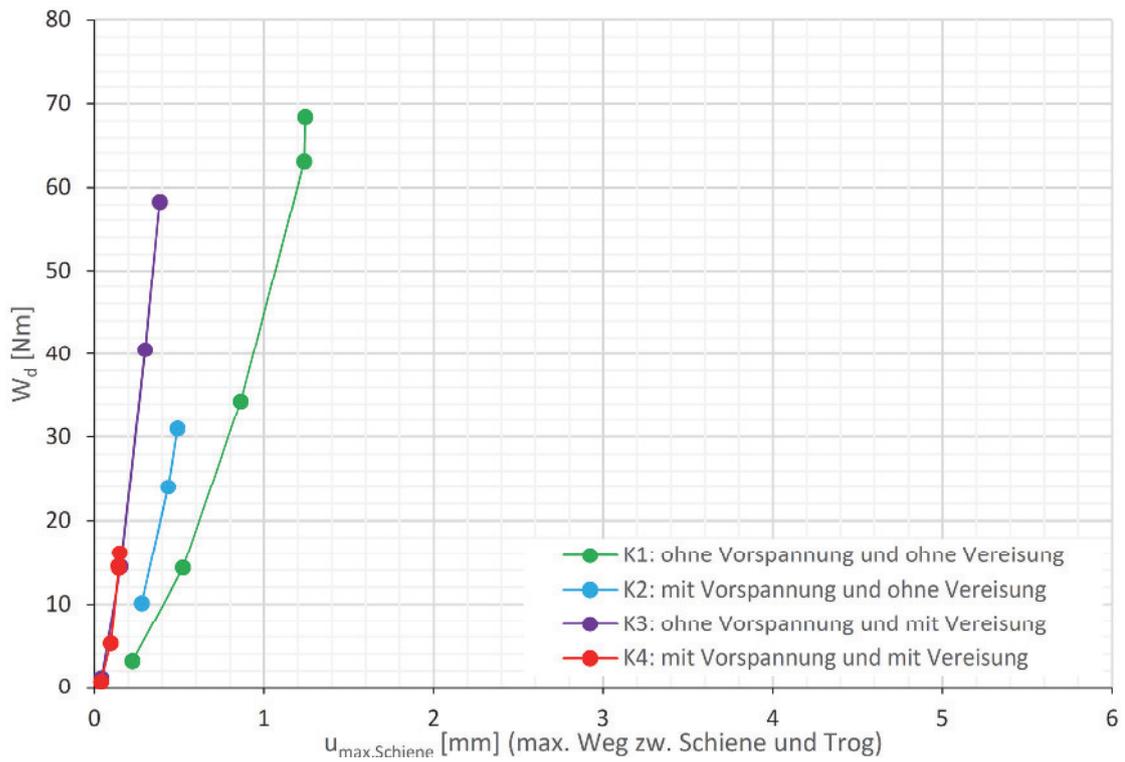


c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 1,0 Hz

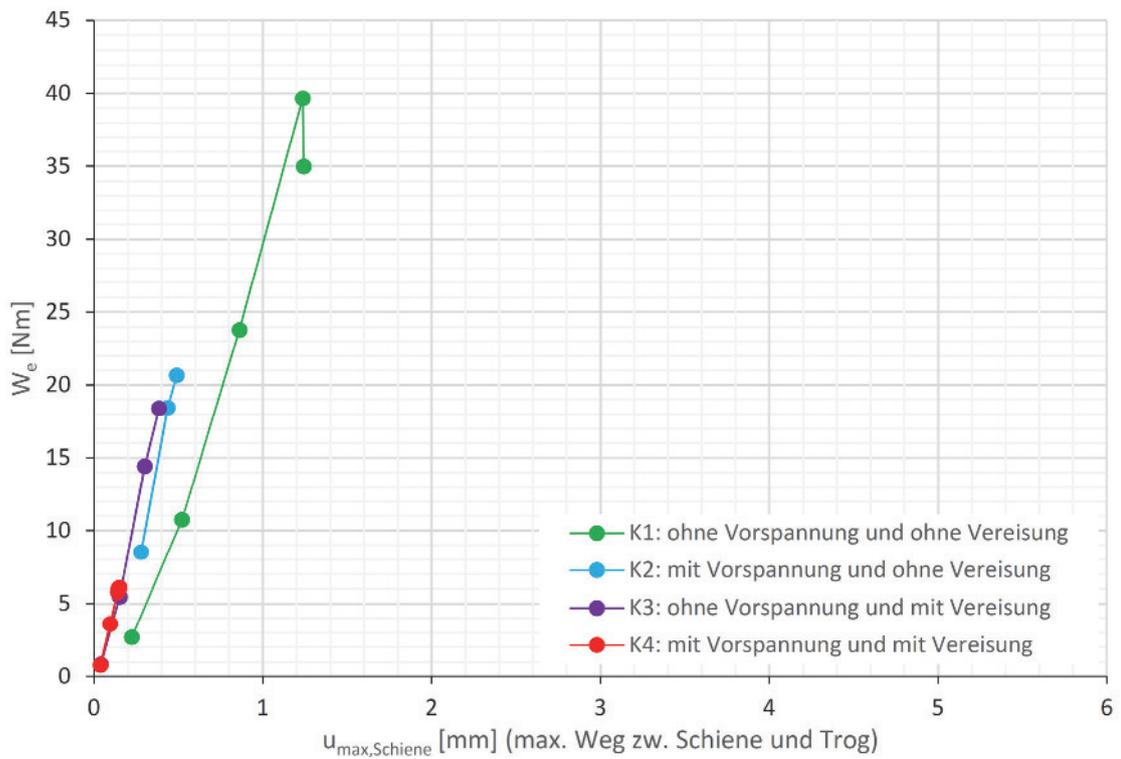


d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 1,0 Hz

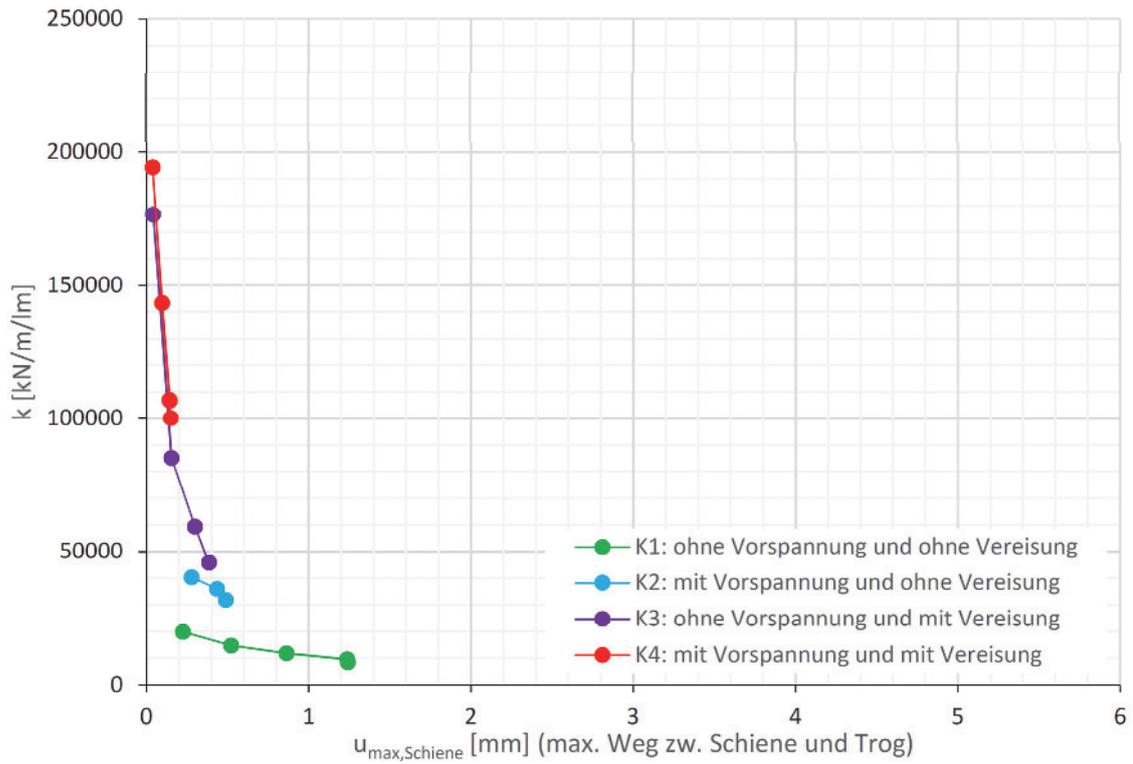
Abbildung 4.32: Vergleich der Konstellationen bei 1,0 Hz Anregefrequenz



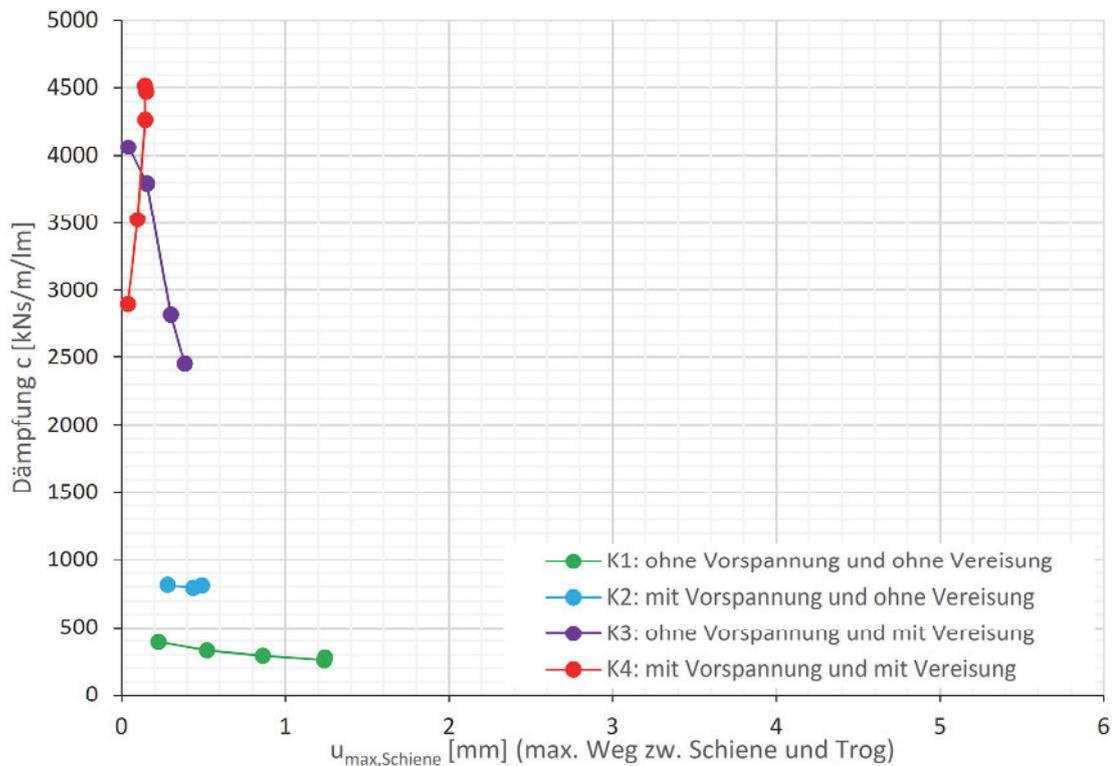
a) dissipierte Energie W_d , 1,5 Hz



b) potentielle Energie W_e , 1,5 Hz

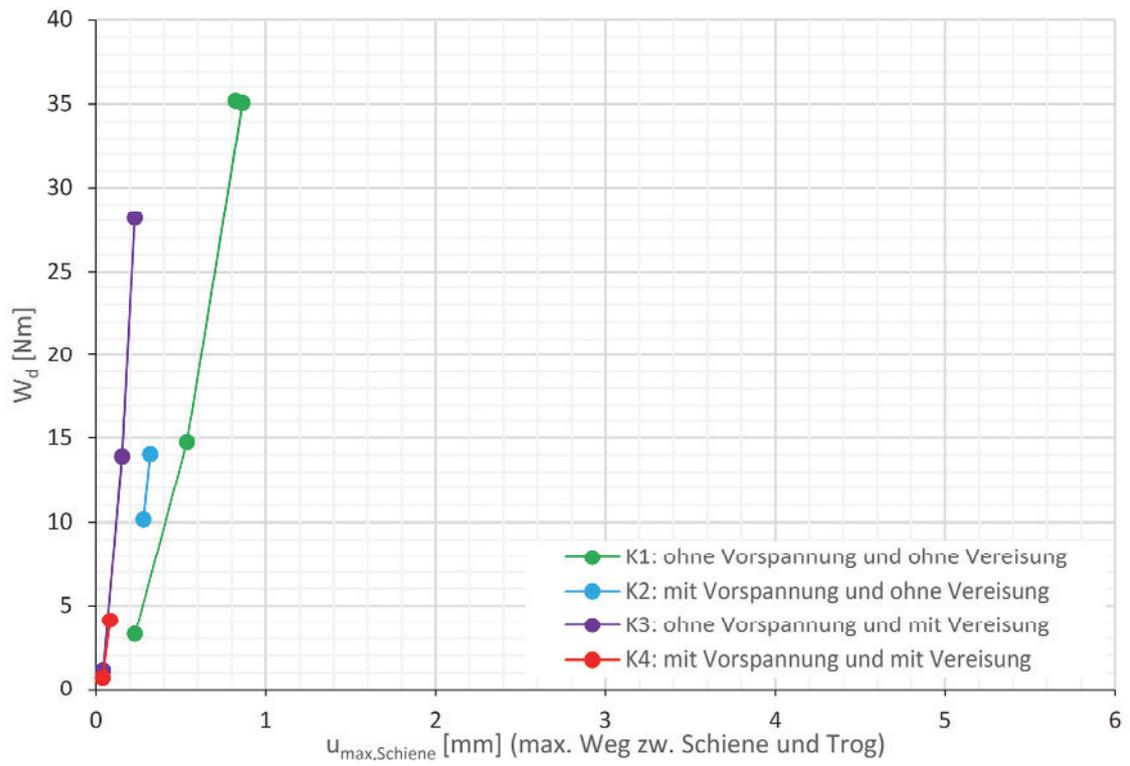


c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 1,5 Hz

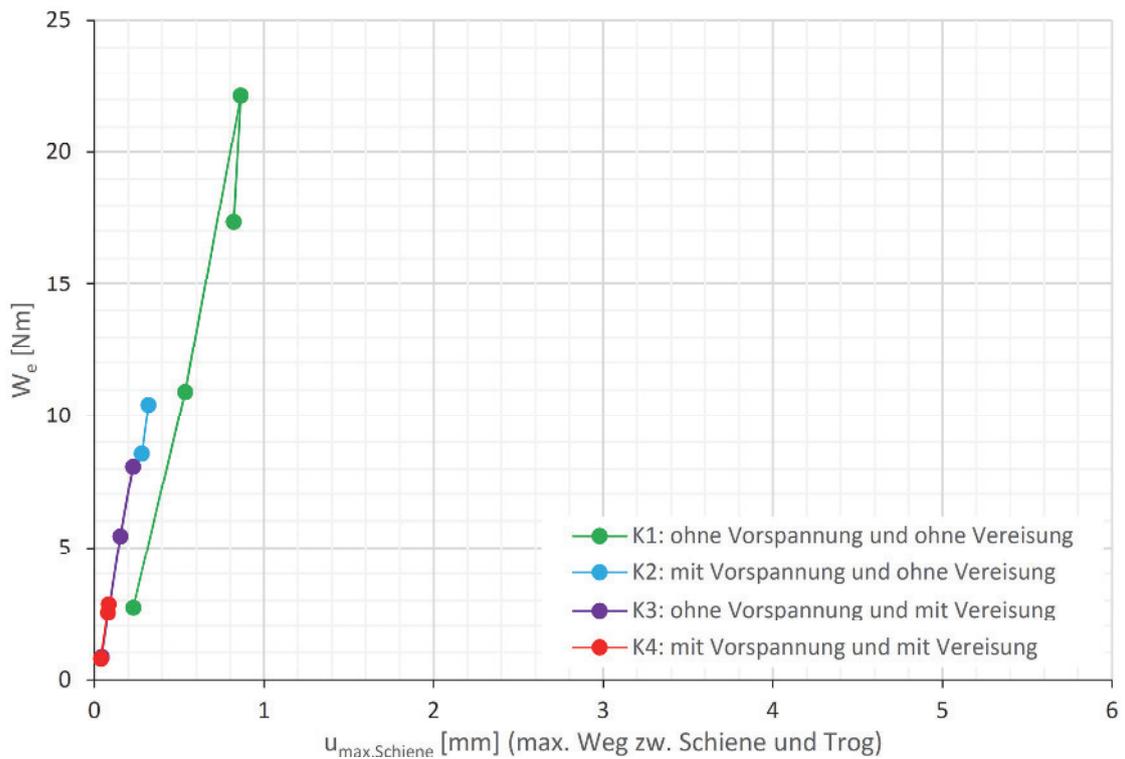


d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 1,5 Hz

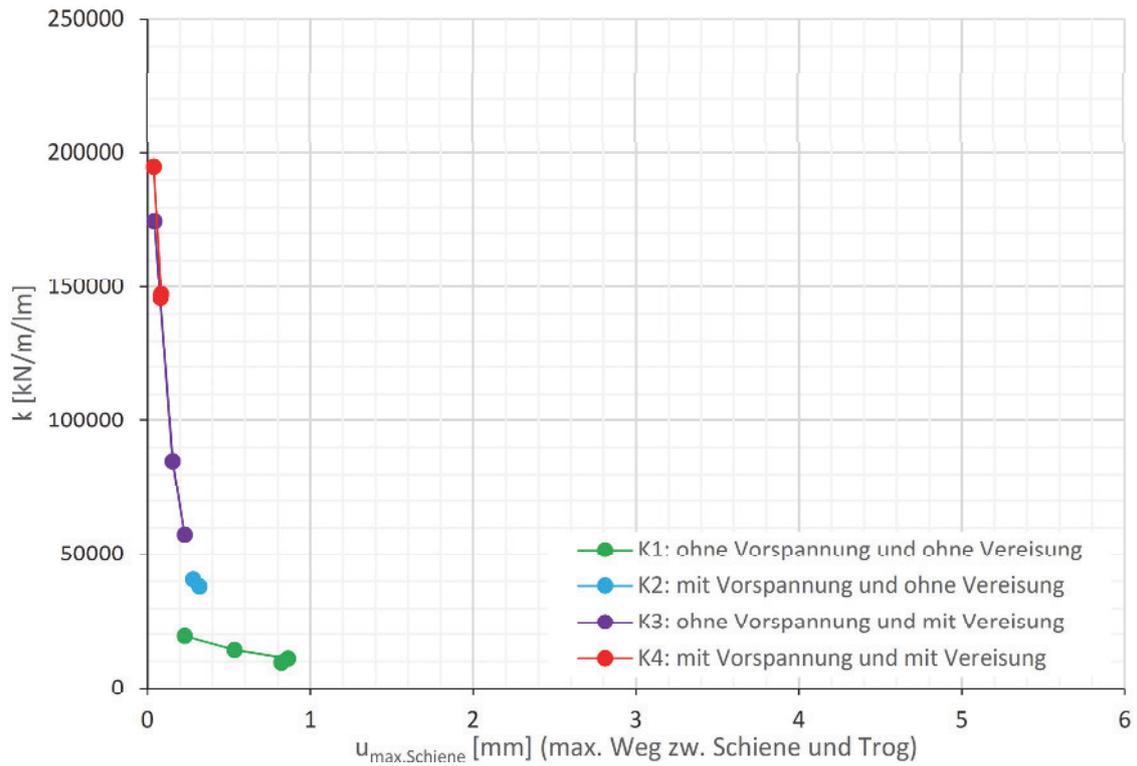
Abbildung 4.33: Vergleich der Konstellationen bei 1,5 Hz Anregungsfrequenz



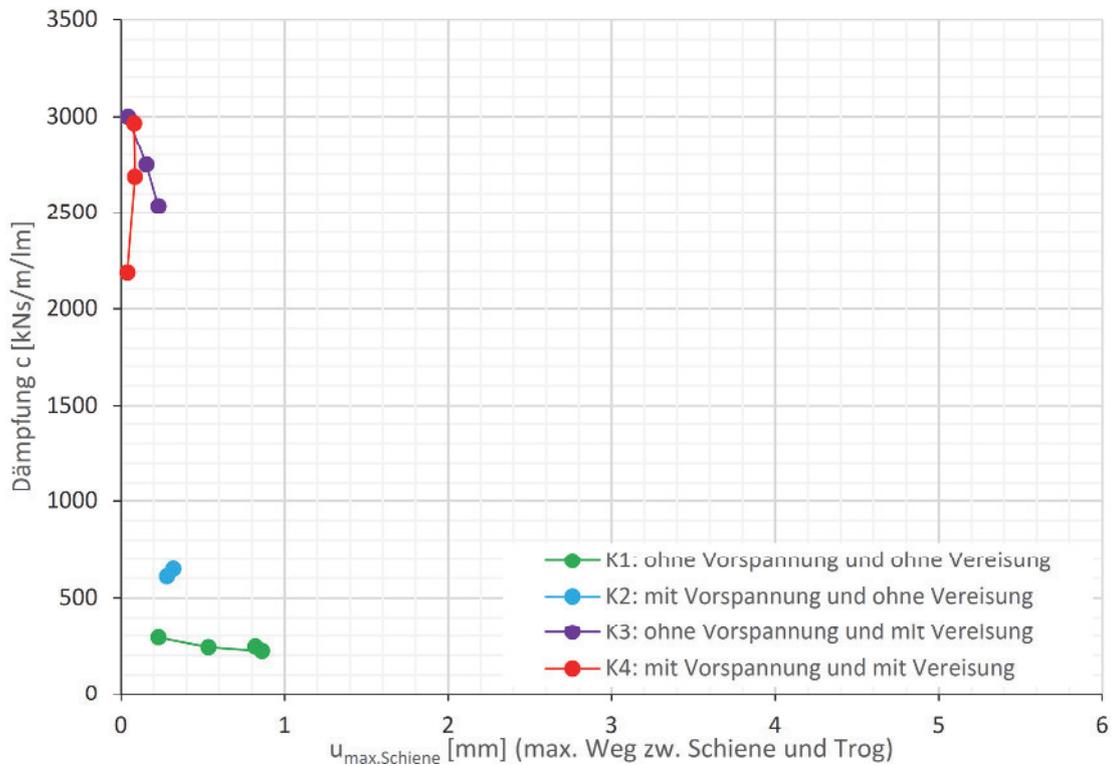
a) dissipierte Energie W_d , 2,0 Hz



b) potentielle Energie W_e , 2,0 Hz

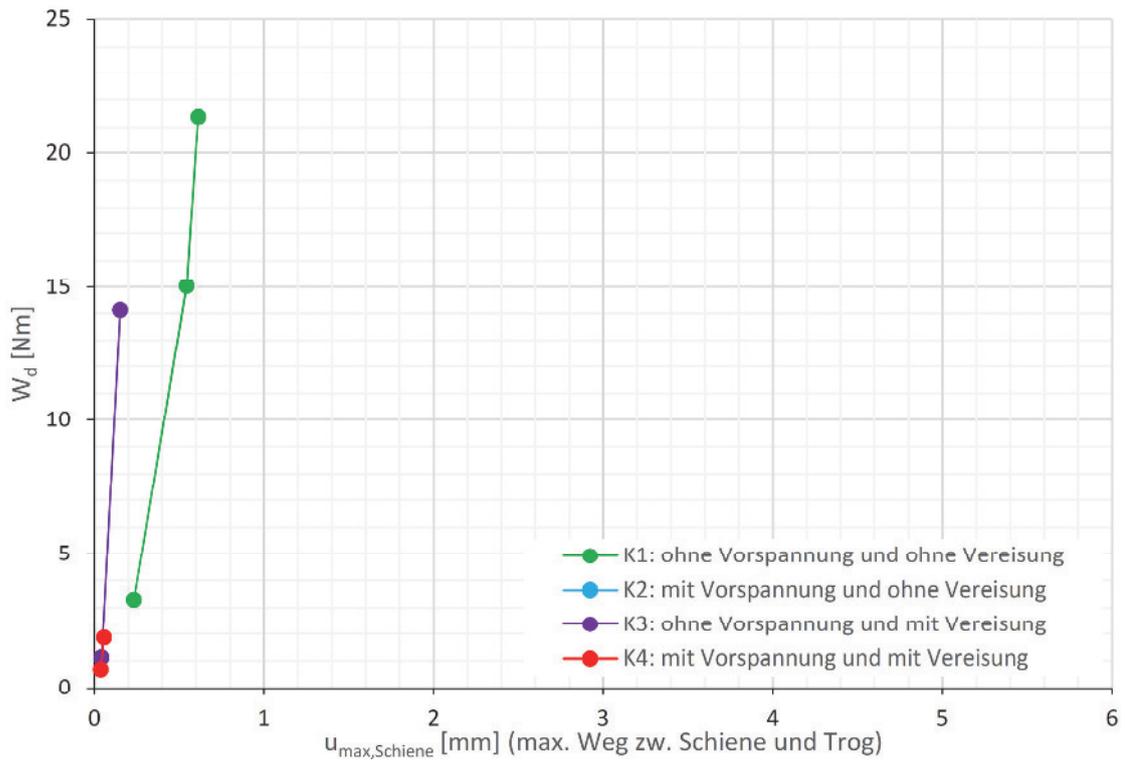


c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 2,0 Hz

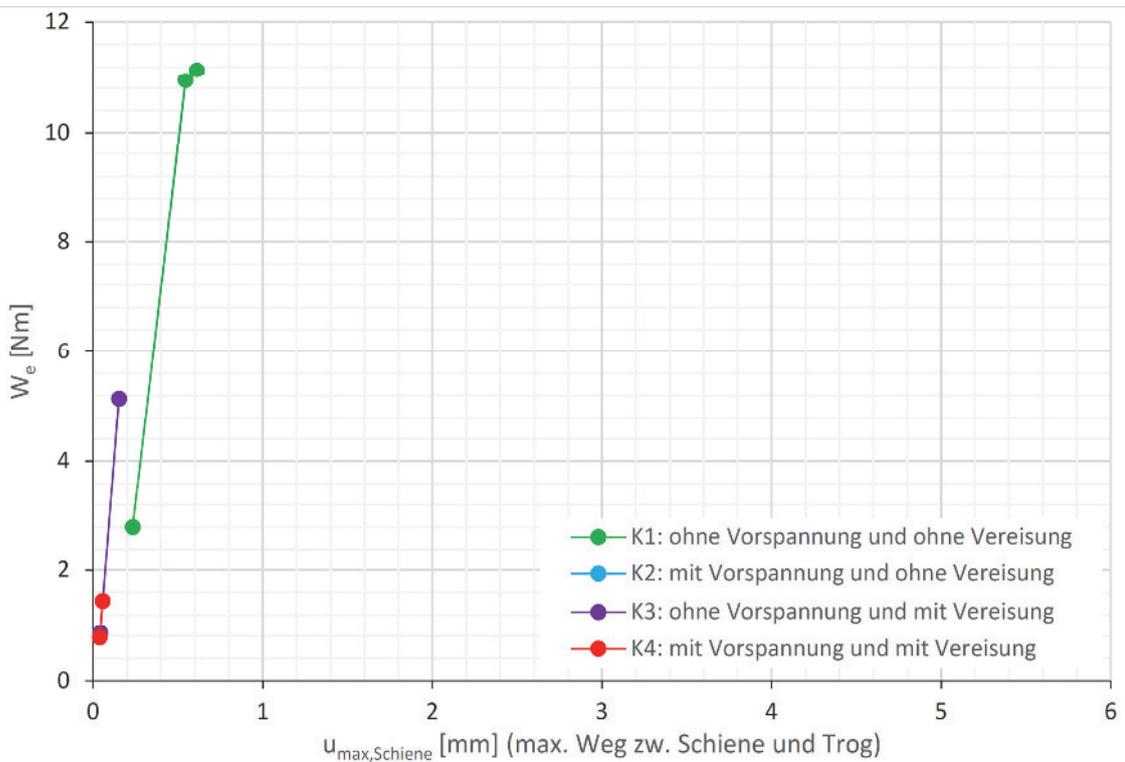


d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 2,0 Hz

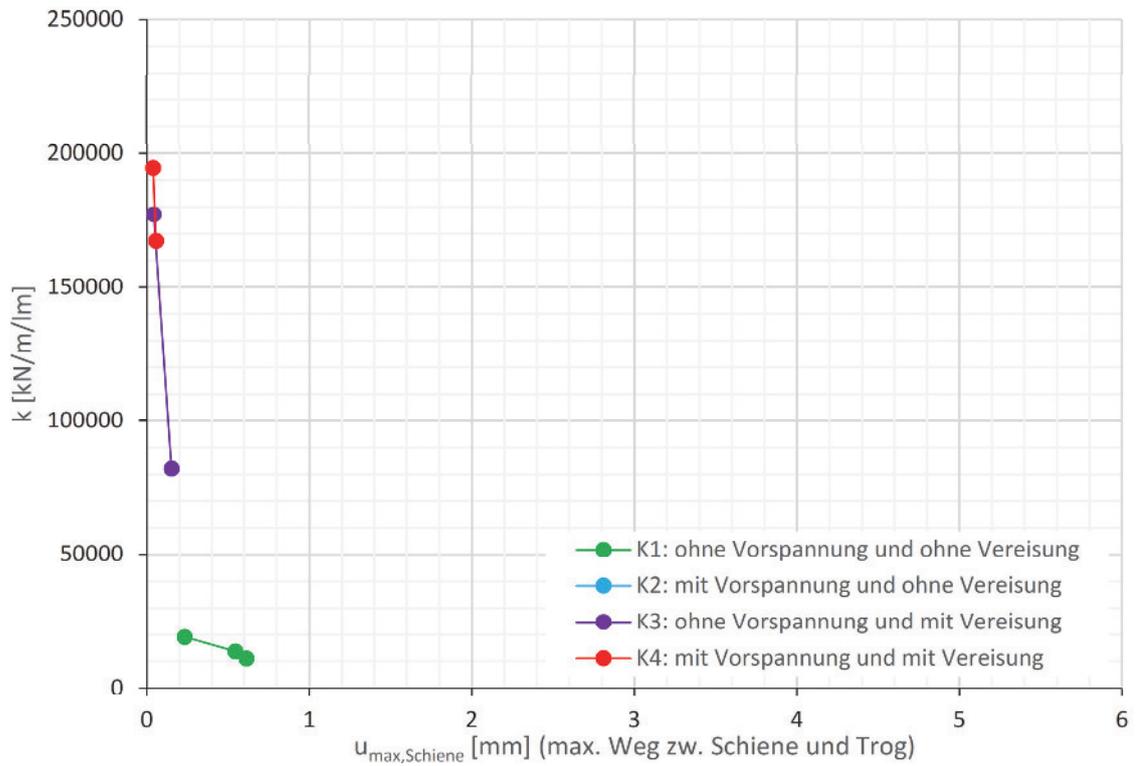
Abbildung 4.34: Vergleich der Konstellationen bei 2,0 Hz Anregungsfrequenz



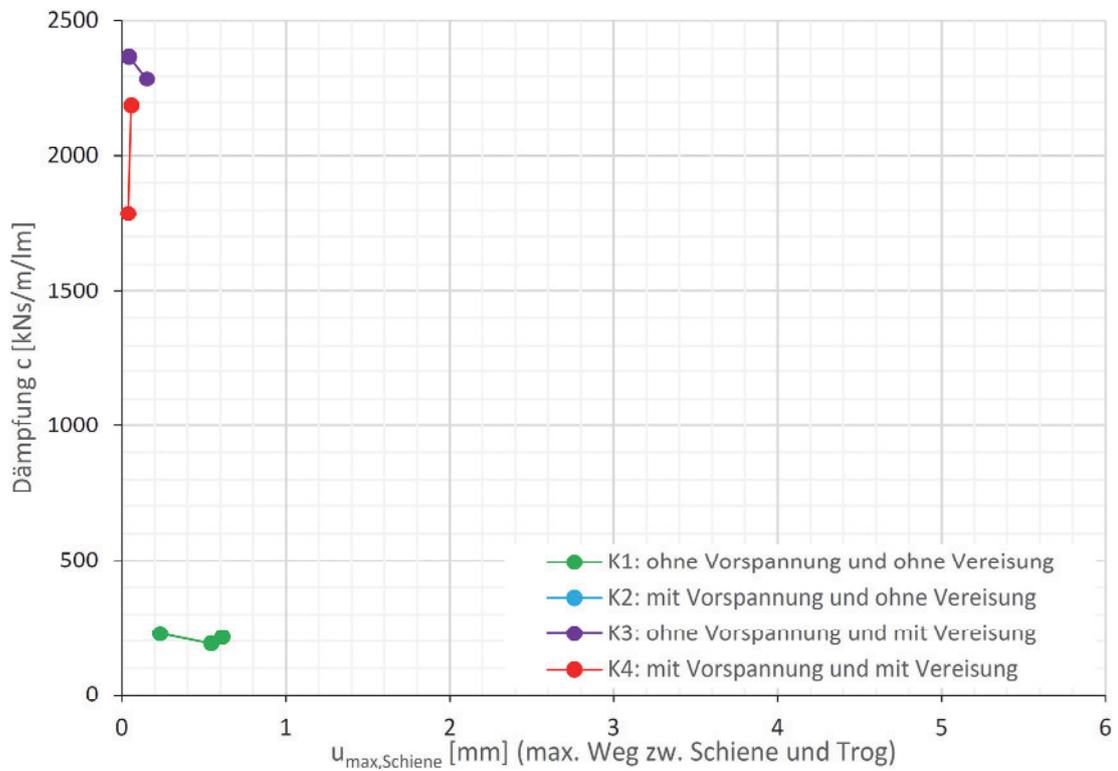
a) dissipierte Energie W_d , 2,5 Hz



b) potentielle Energie W_e , 2,5 Hz

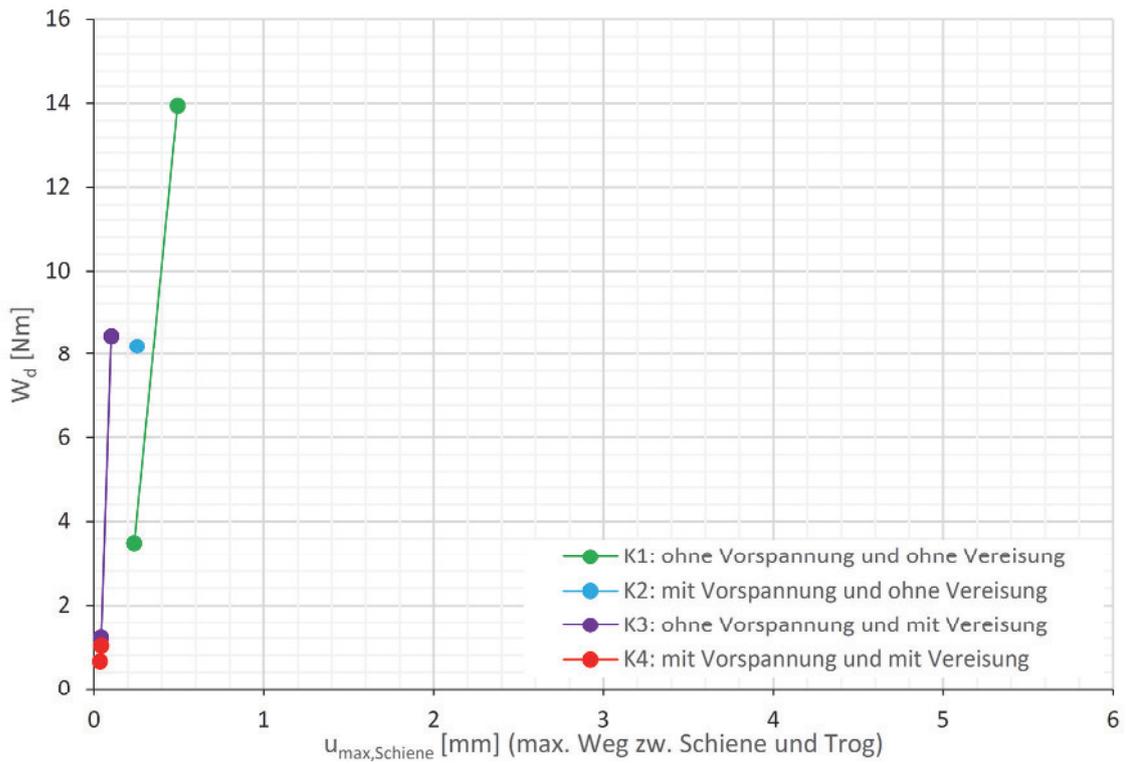


c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 2,5 Hz

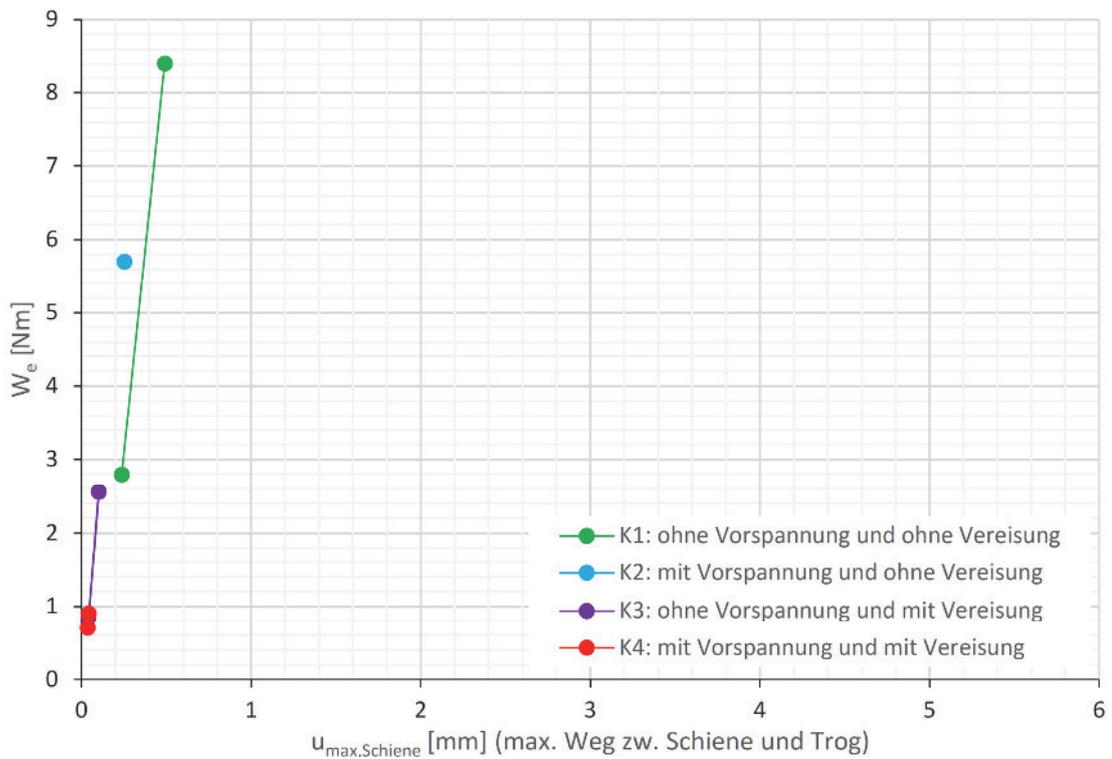


d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 2,5 Hz

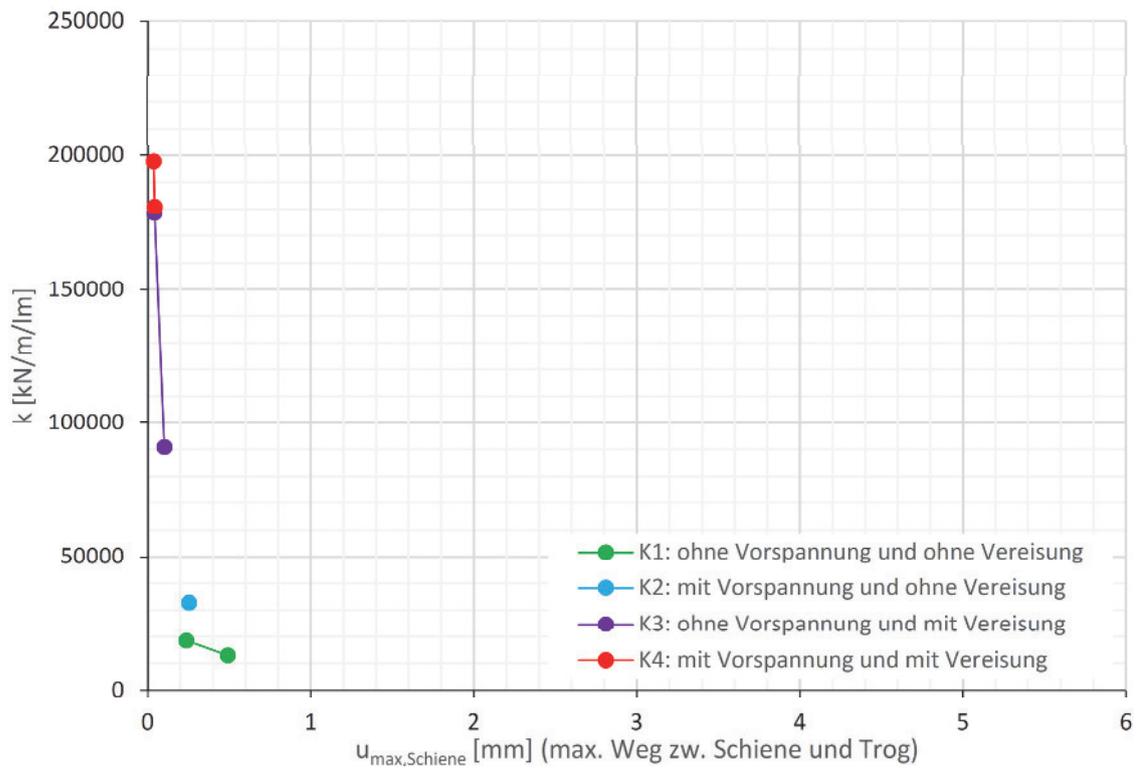
Abbildung 4.35: Vergleich der Konstellationen bei 2,5 Hz Anregungsfrequenz



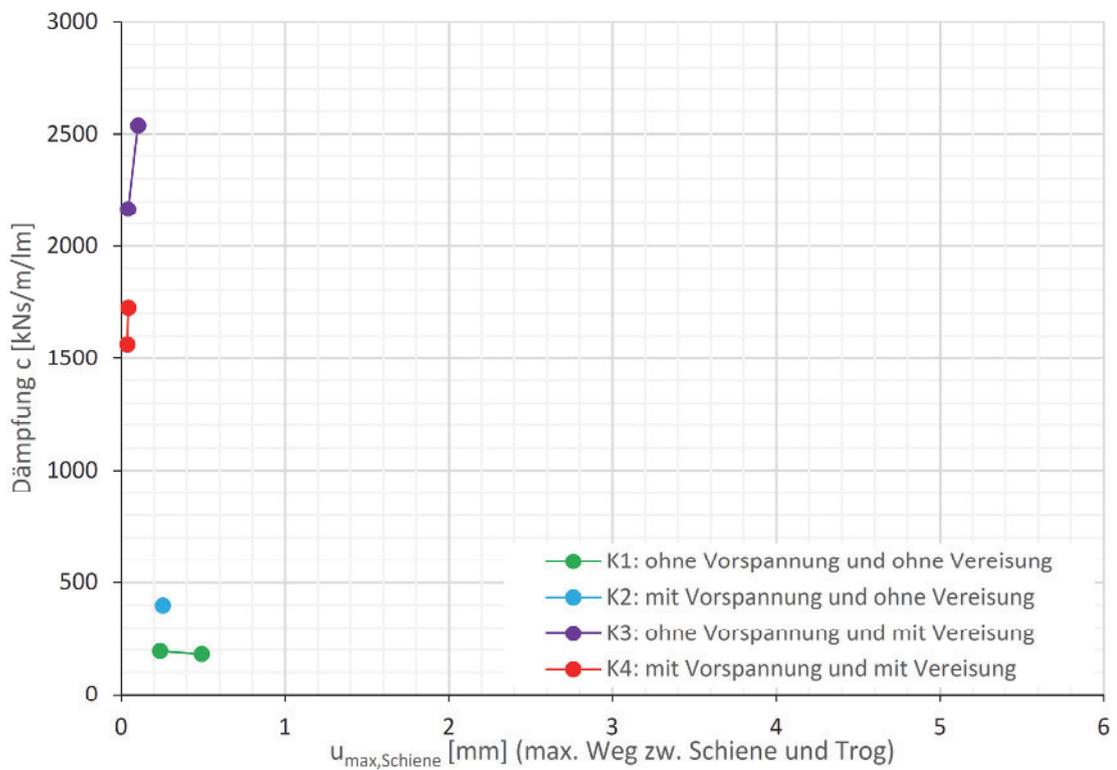
a) dissipierte Energie W_d , 3,0 Hz



b) potentielle Energie W_e , 3,0 Hz

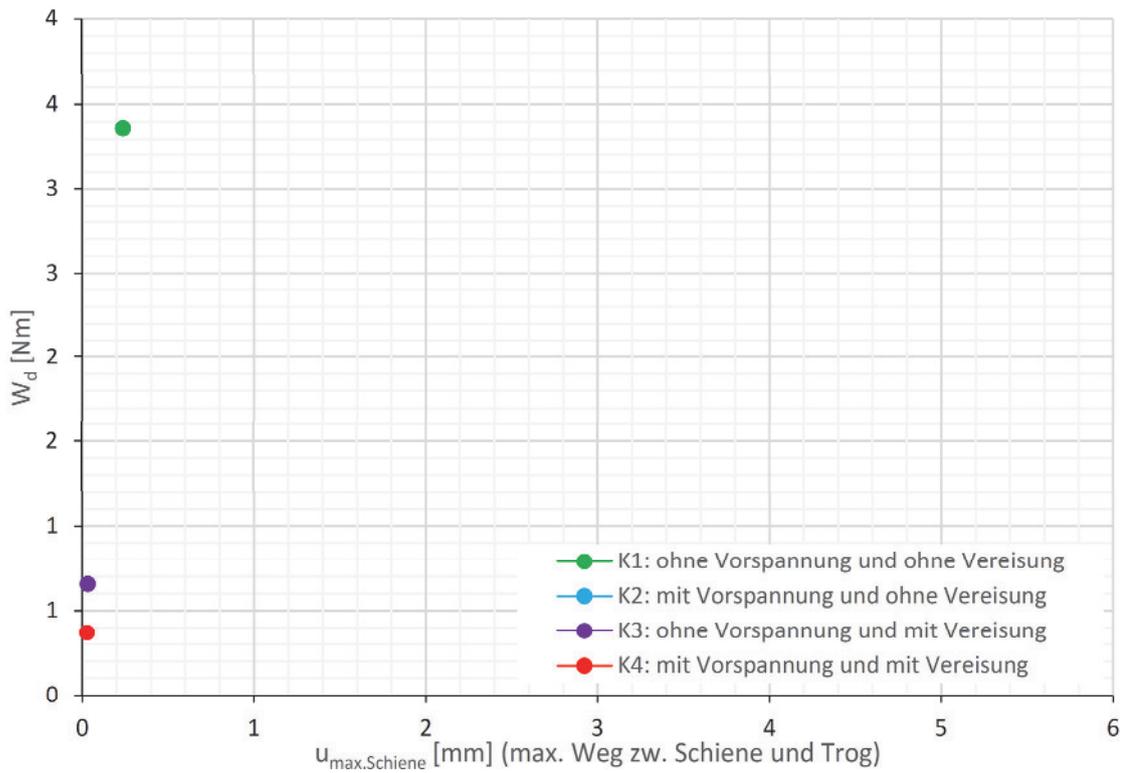


c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 3,0 Hz

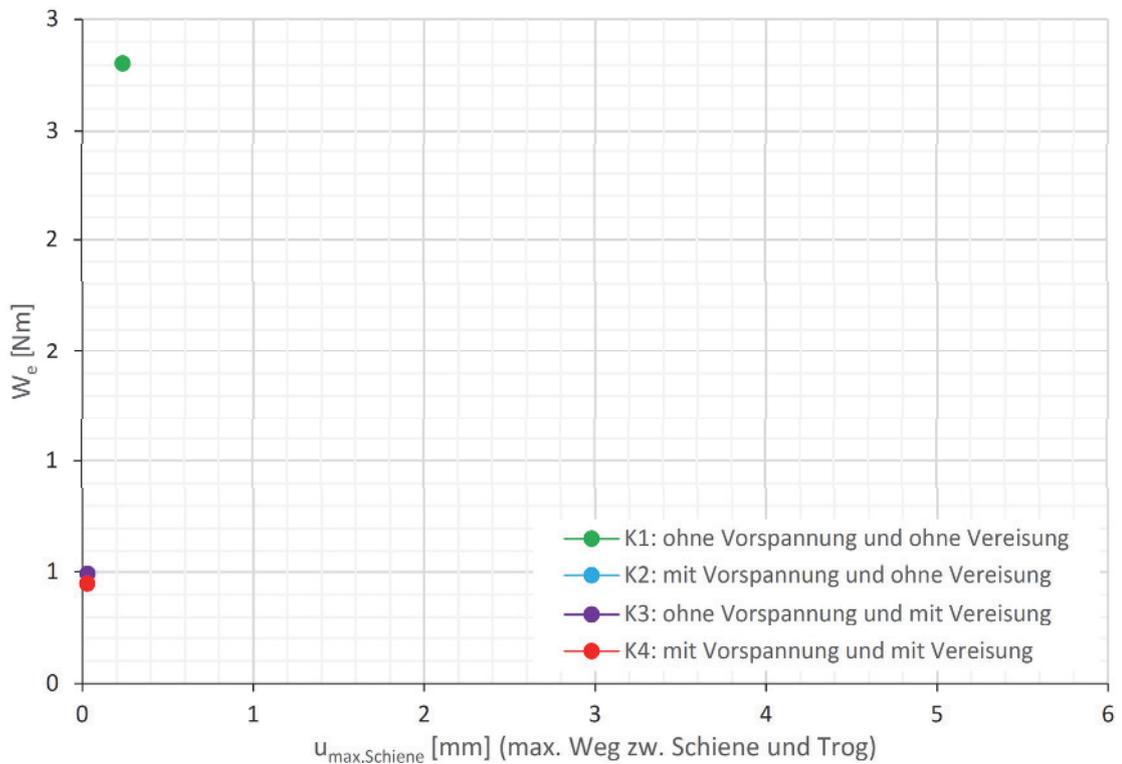


d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 3,0 Hz

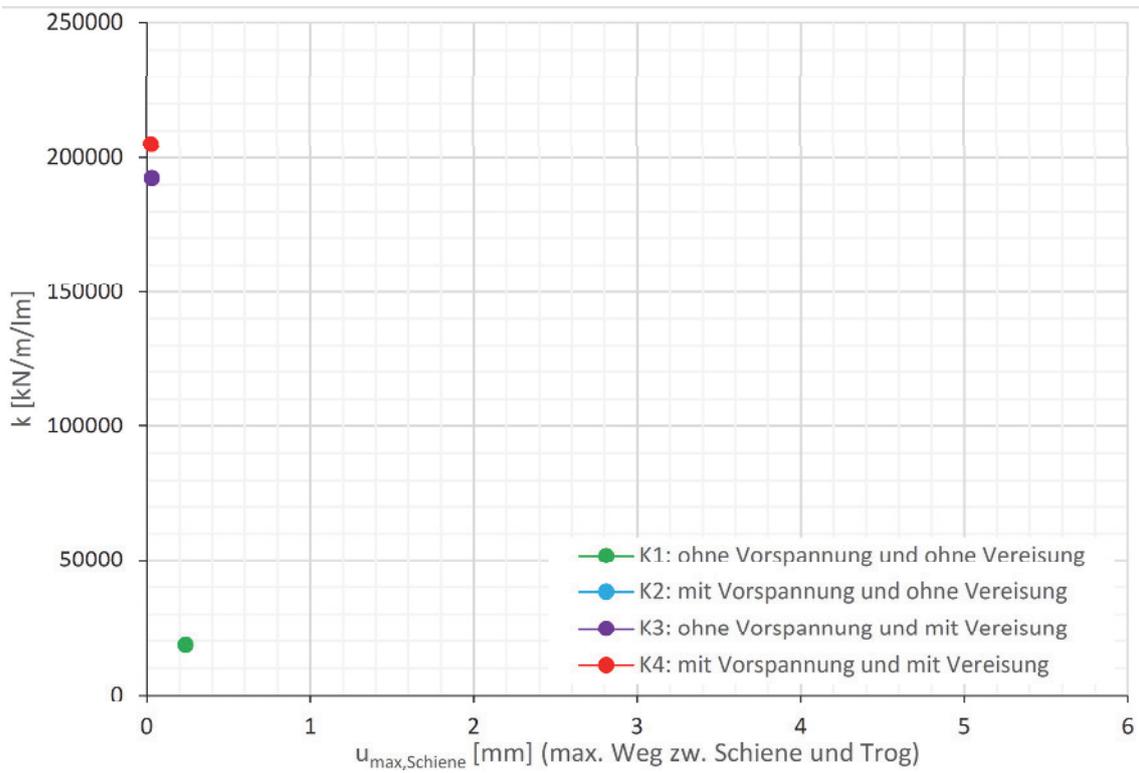
Abbildung 3.36: Vergleich der Konstellationen bei 3,0 Hz Anregfrequenz



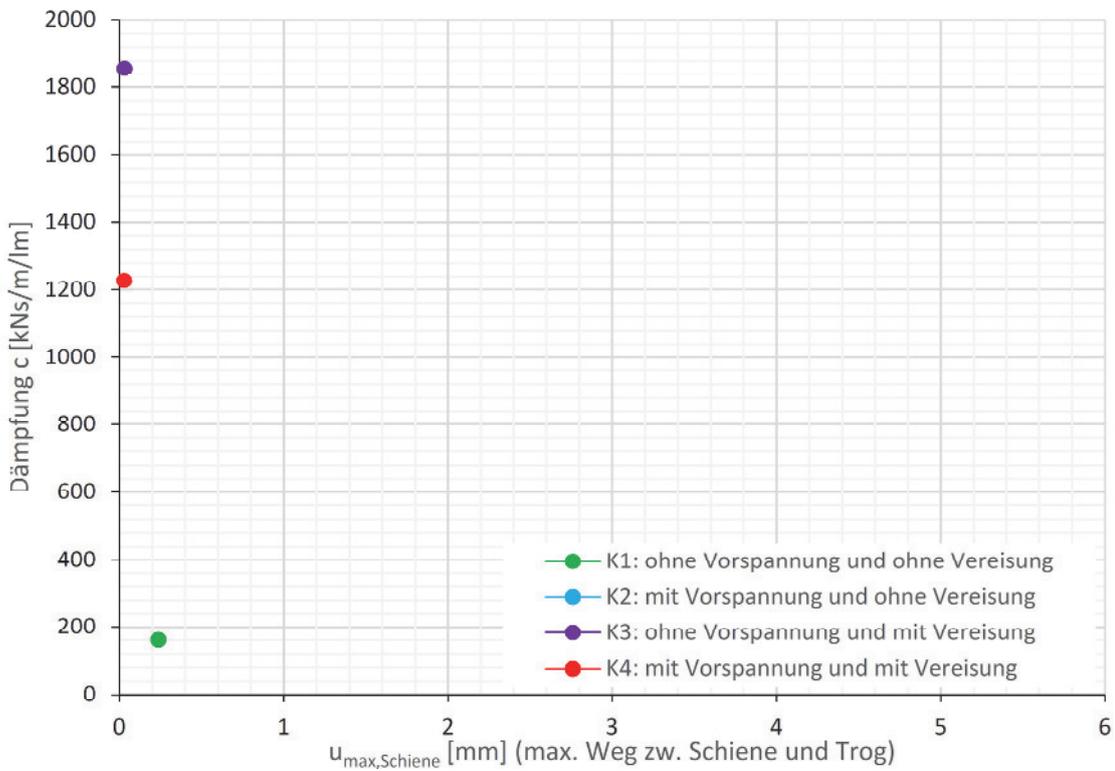
a) dissipierte Energie W_d , 3,5 Hz



b) potentielle Energie W_e , 3,5 Hz

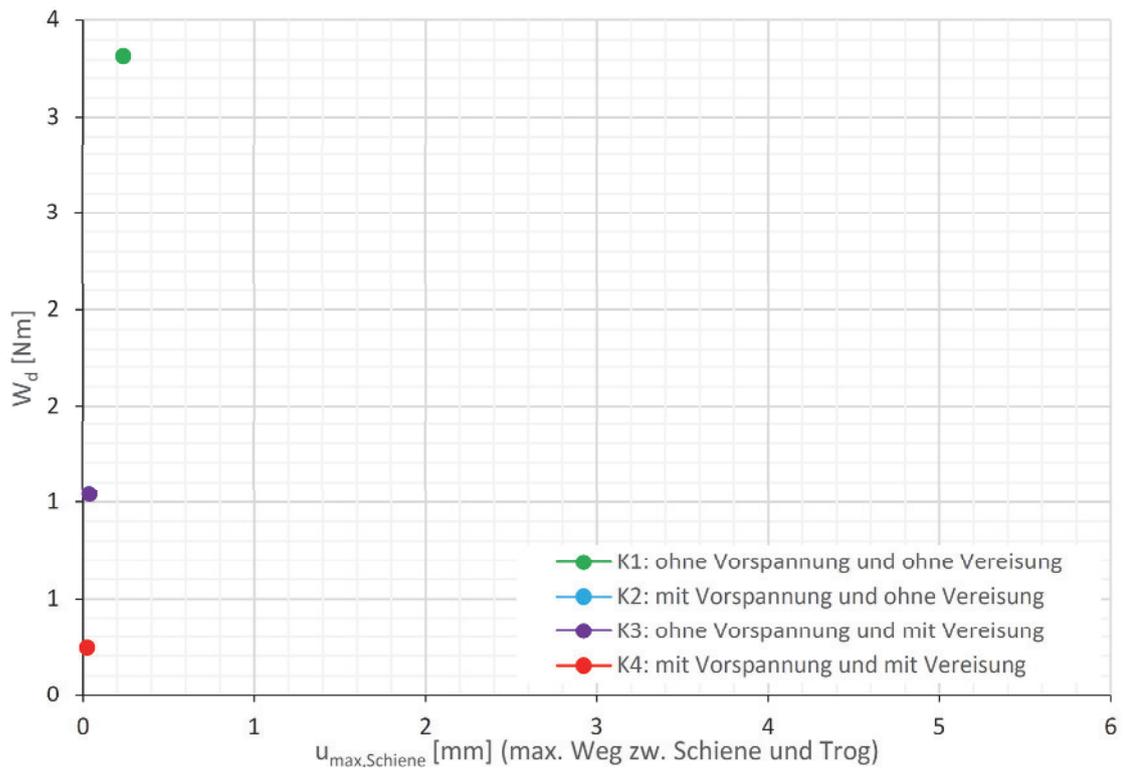


c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 3,5 Hz

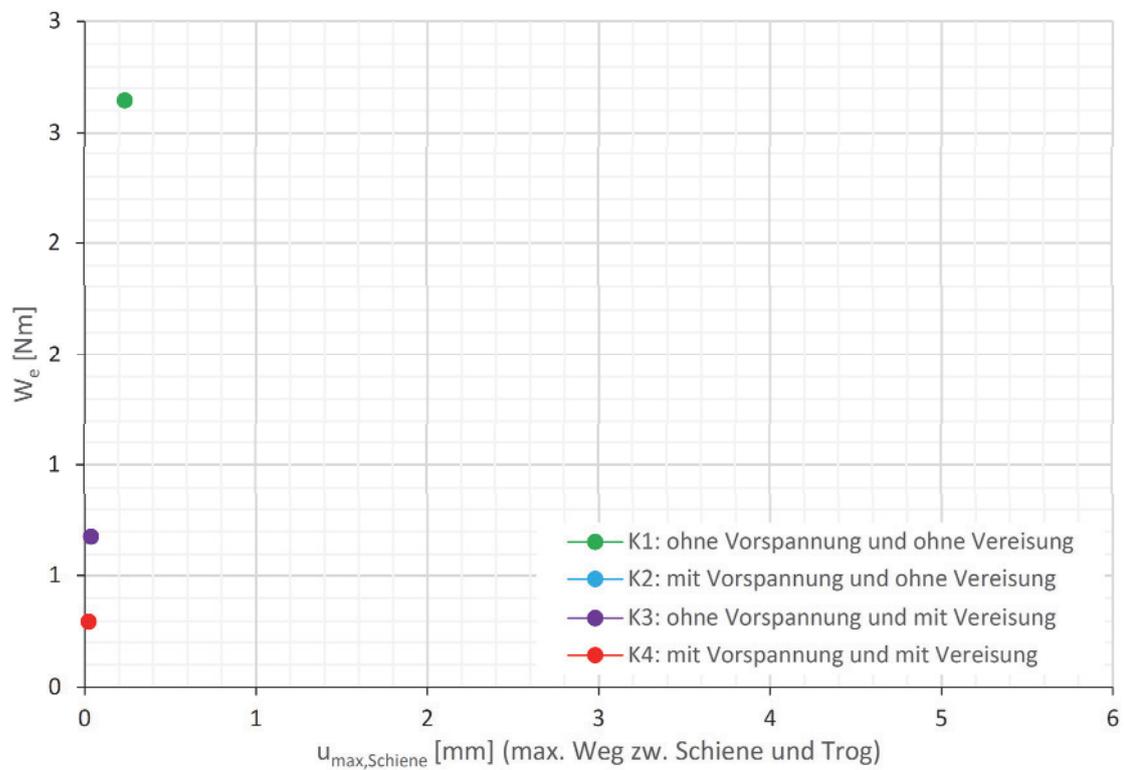


d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 3,5 Hz

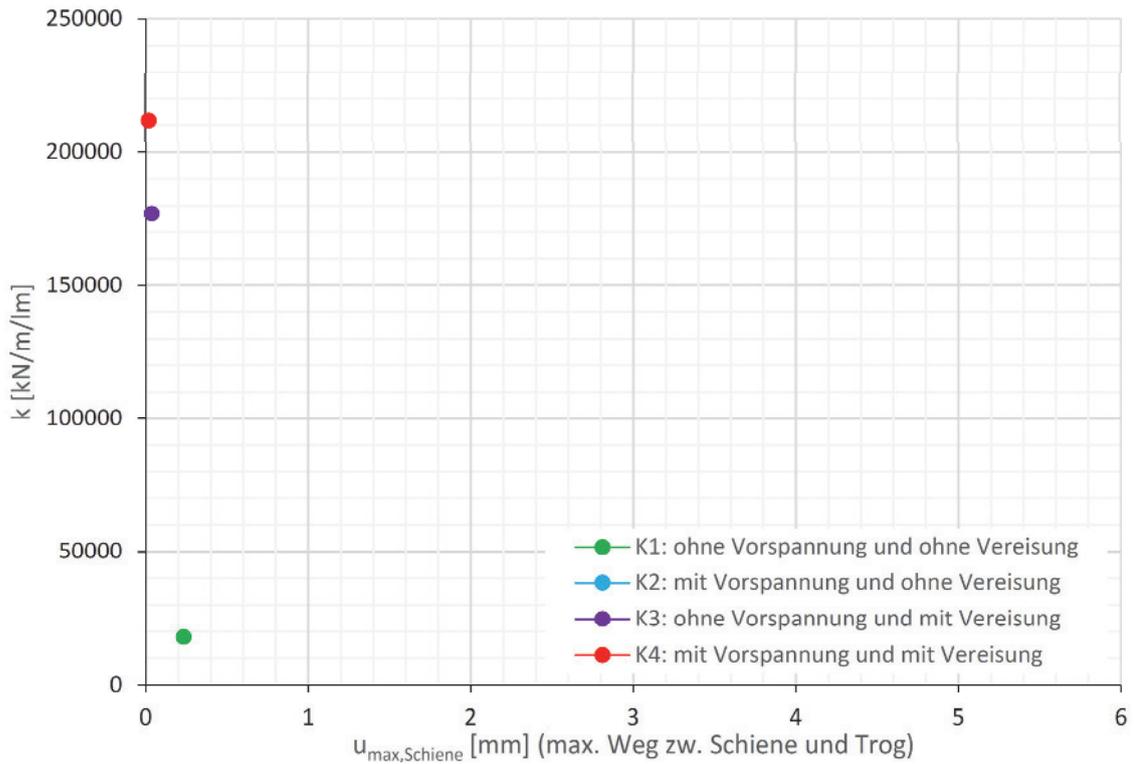
Abbildung 4.37: Vergleich der Konstellationen bei 3,5 Hz Anregefrequenz



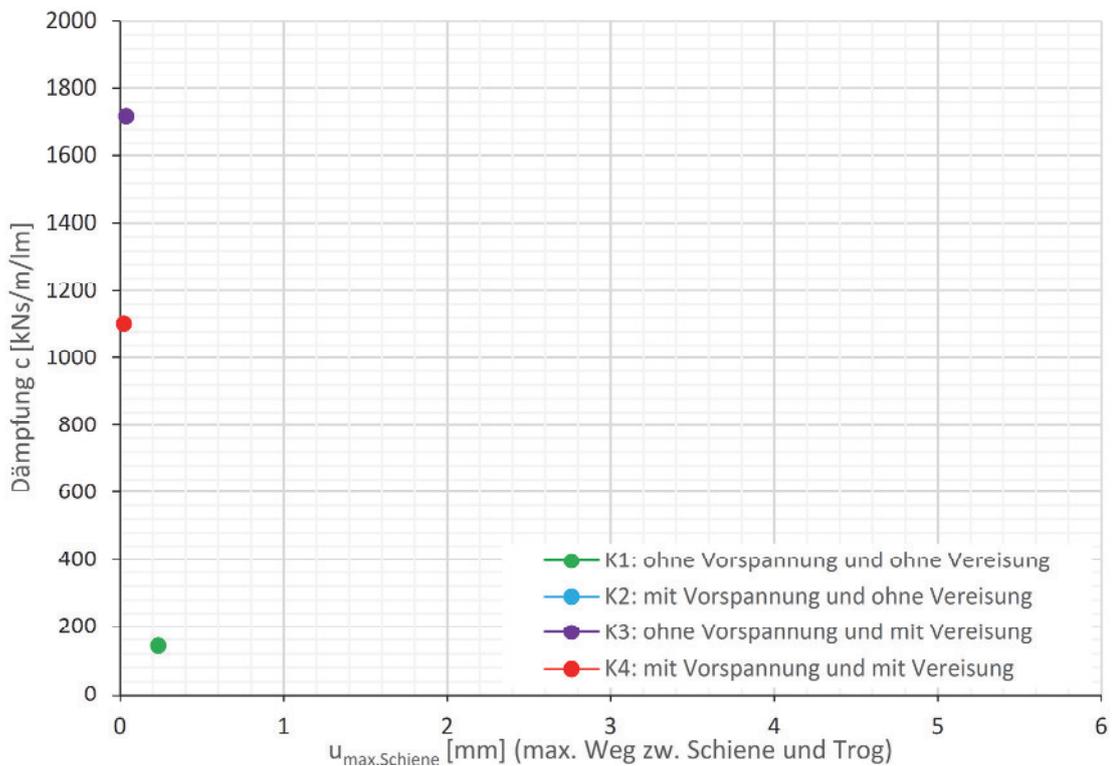
a) dissipierte Energie W_d , 4,0 Hz



b) potentielle Energie W_e , 4,0 Hz

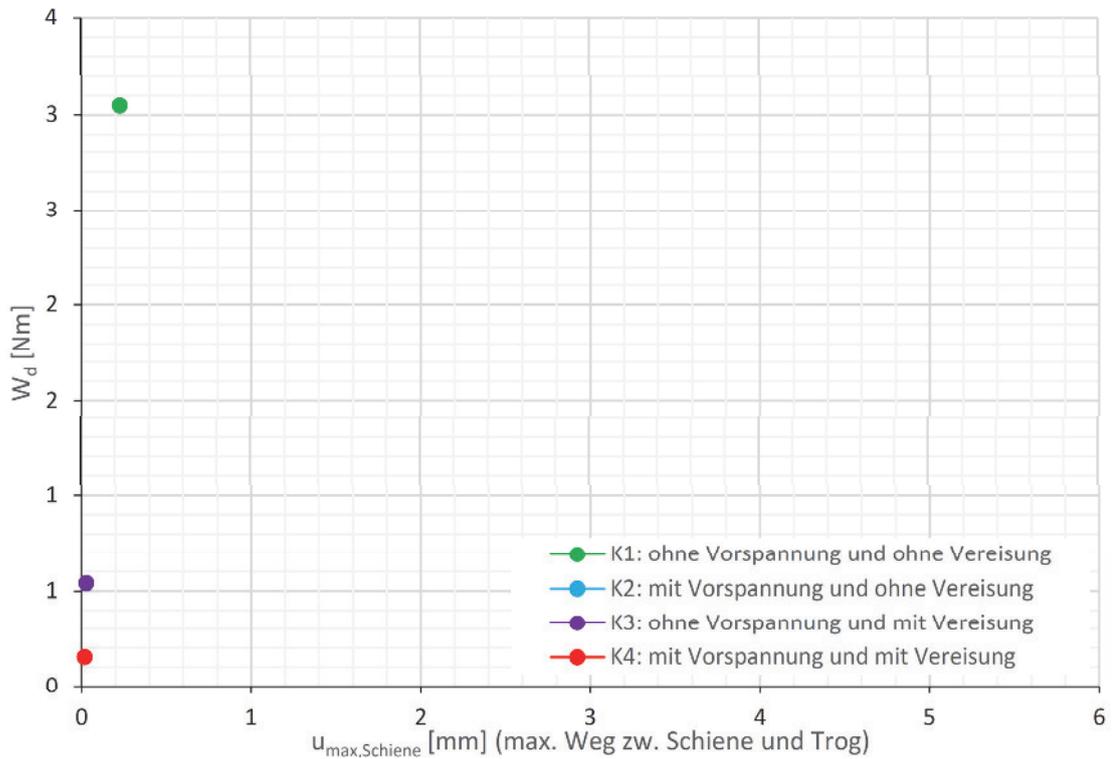


c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 4,0 Hz

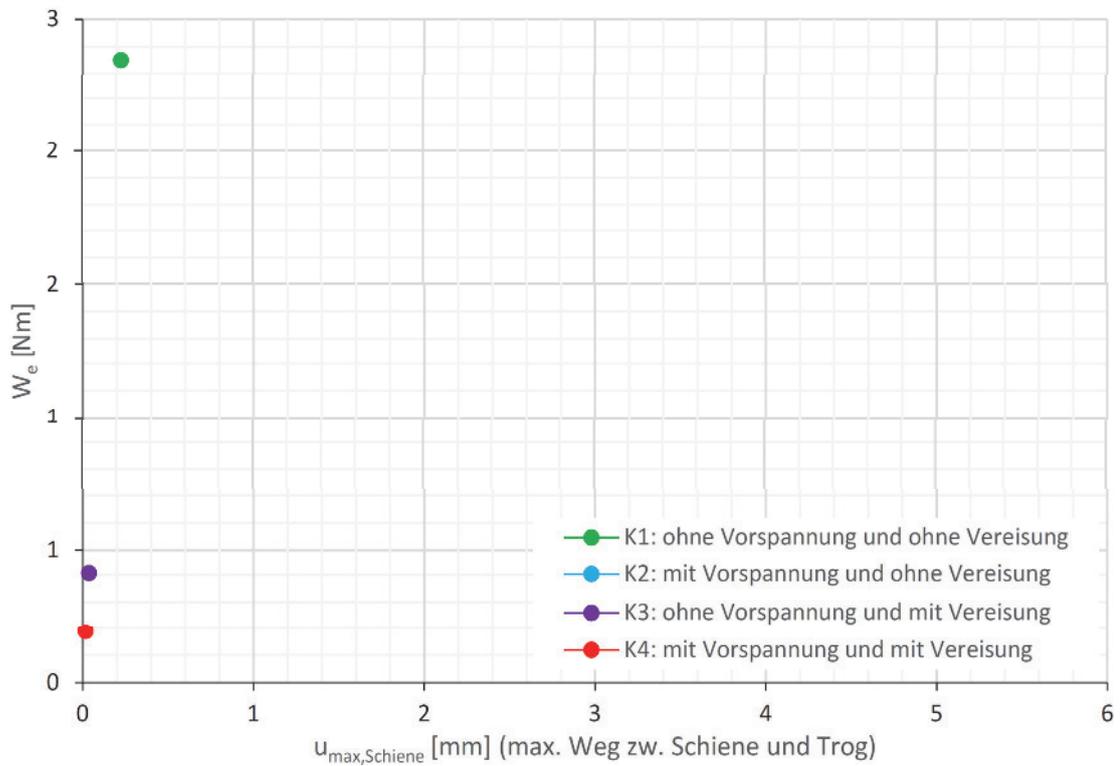


d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 4,0 Hz

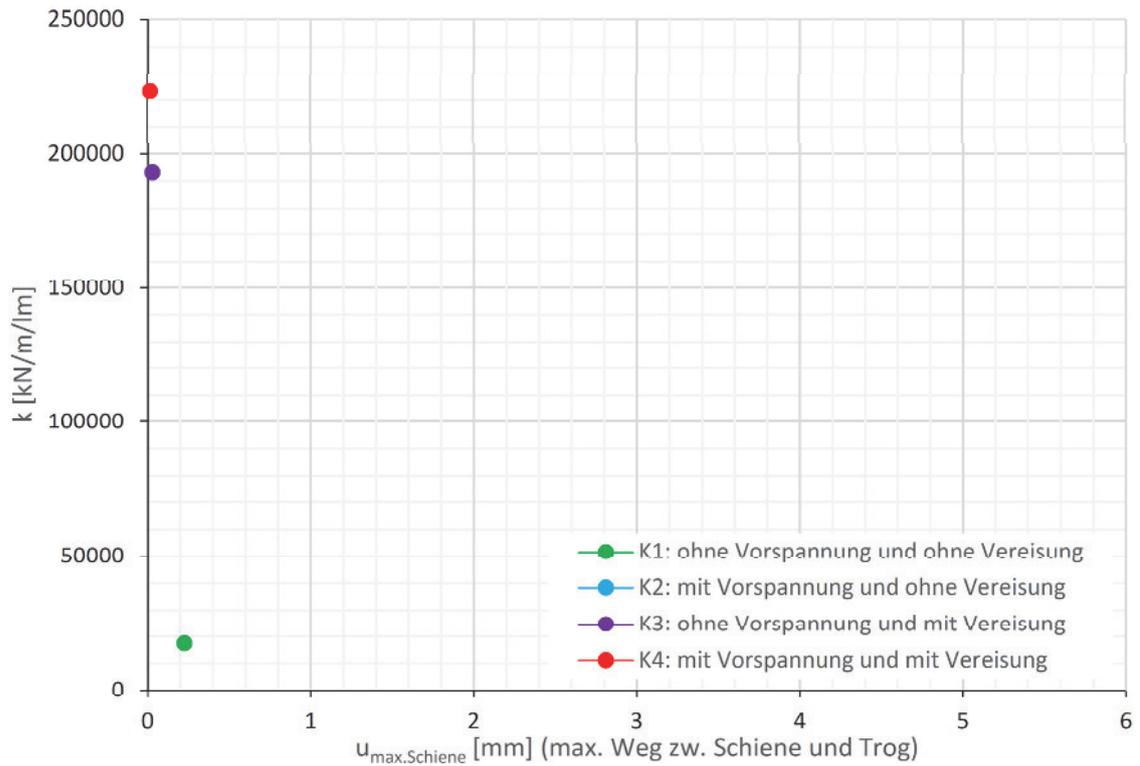
Abbildung 4.38: Vergleich der Konstellationen bei 4,0 Hz Anregefrequenz



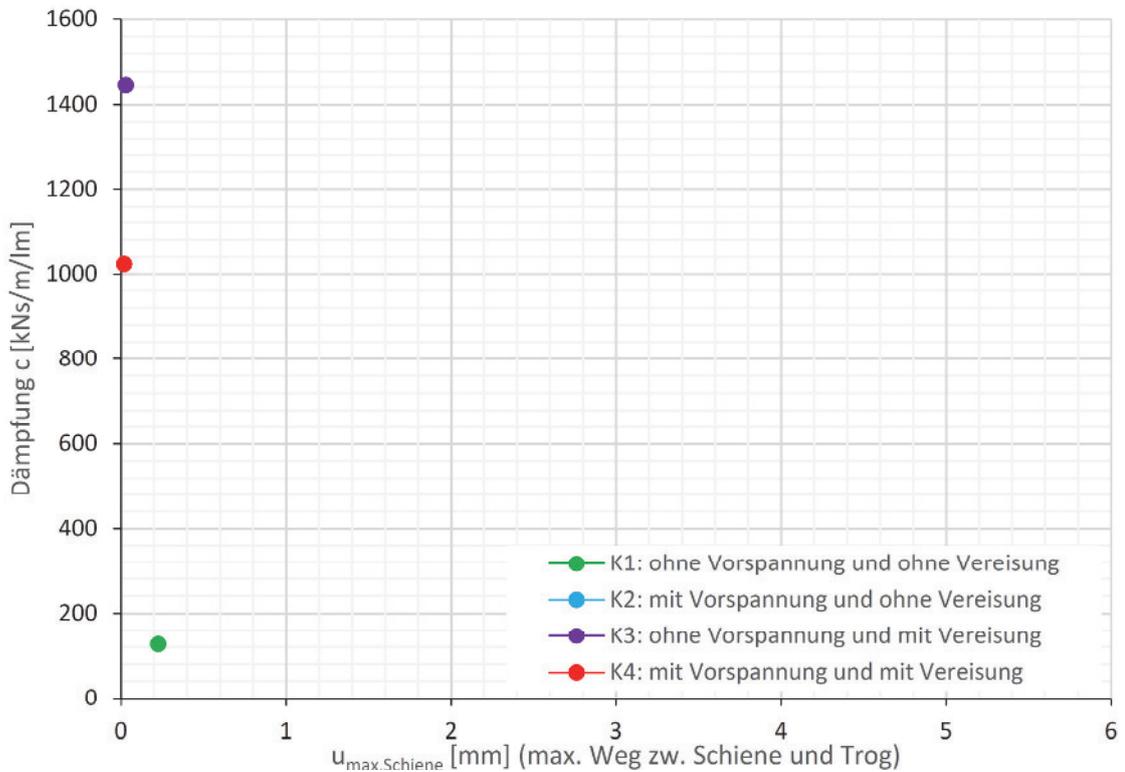
a) dissipierte Energie W_d , 4,5 Hz



b) potentielle Energie W_e , 4,5 Hz

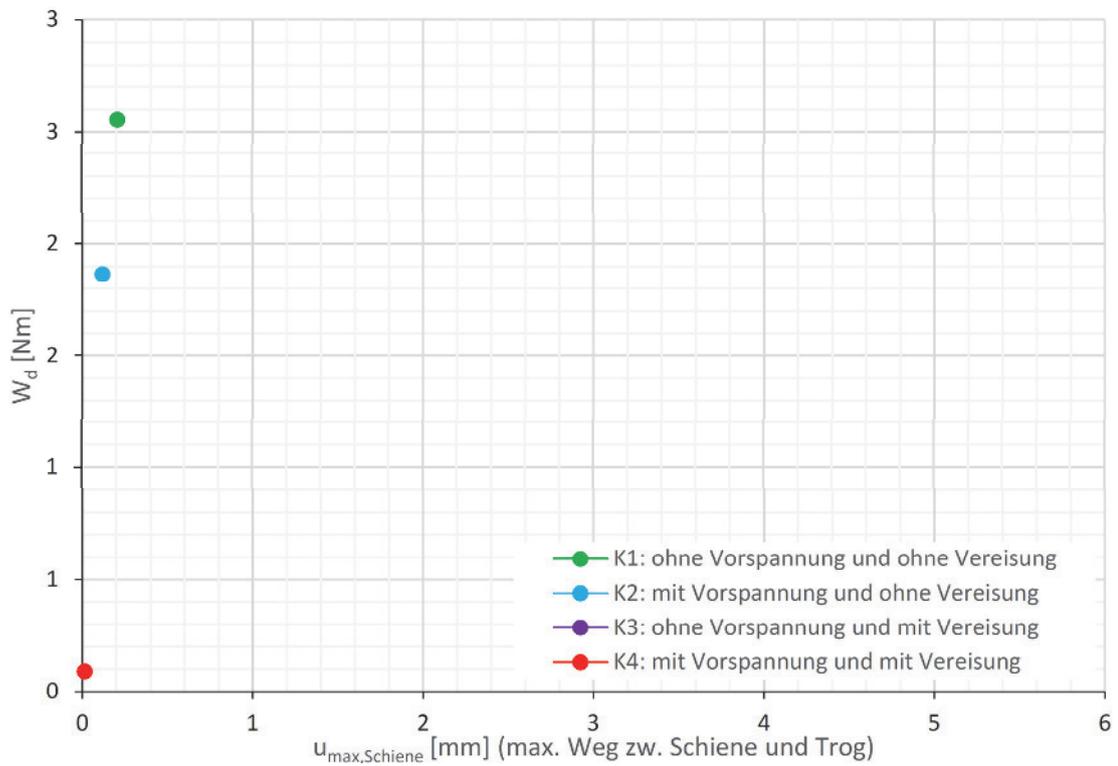


c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 4,5 Hz

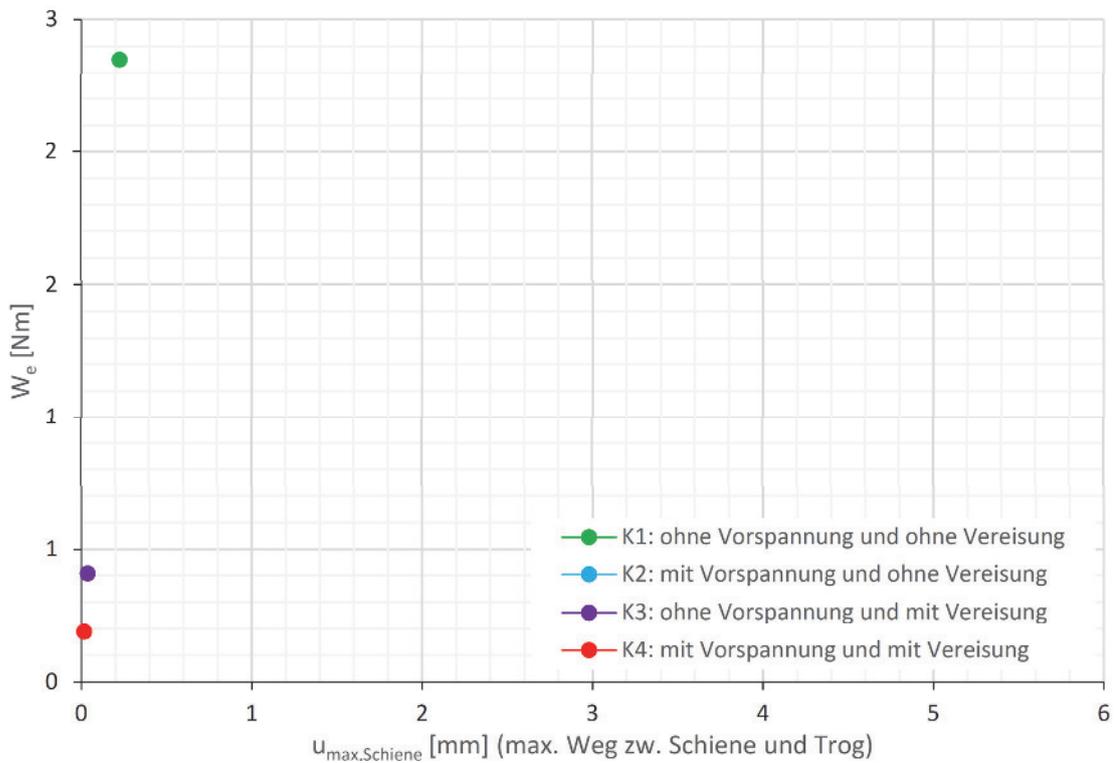


d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 4,5 Hz

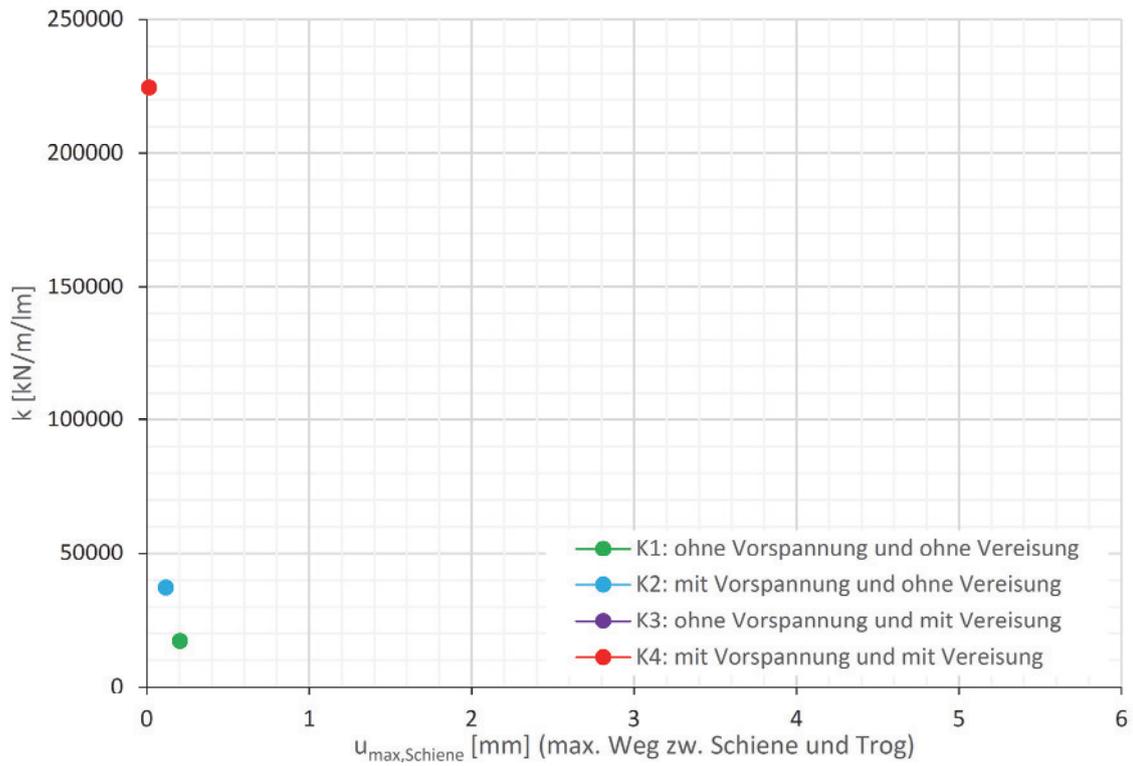
Abbildung 4.39: Vergleich der Konstellationen bei 4,5 Hz Anregungsfrequenz



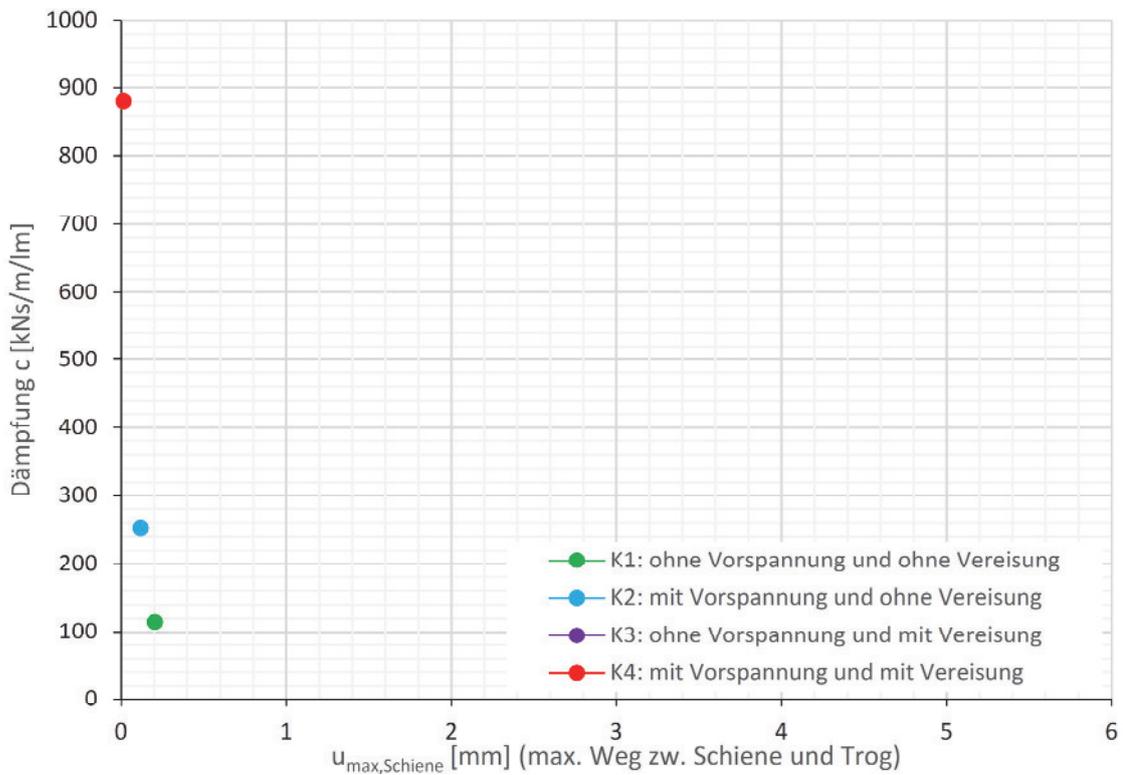
a) dissipierte Energie W_d , 5,0 Hz



b) potentielle Energie W_e , 5,0 Hz



c) Steifigkeit k je Laufmeter Gleis, 5,0 Hz



d) Dämpfung c je Laufmeter Gleis, 5,0 Hz

Abbildung 4.40: Vergleich der Konstellationen bei 5,0 Hz Anregfrequenz

4.7. Erkenntnisse und Ausblick

Die Ergebnisse zeigen, dass die Dämpfung sowohl frequenz- als auch wegabhängig ist, wobei die Frequenzabhängigkeit deutlich dominiert. Mit zunehmender Anregungsfrequenz steigt ebenso die Dämpfung. Die Steifigkeit hingegen weist hingegen eine reine wegabhängigkeit auf. Die Schotterbettvorspannung und die Vereisung haben einen messbaren Einfluss auf die Kennwerte und erhöhen diese deutlich.

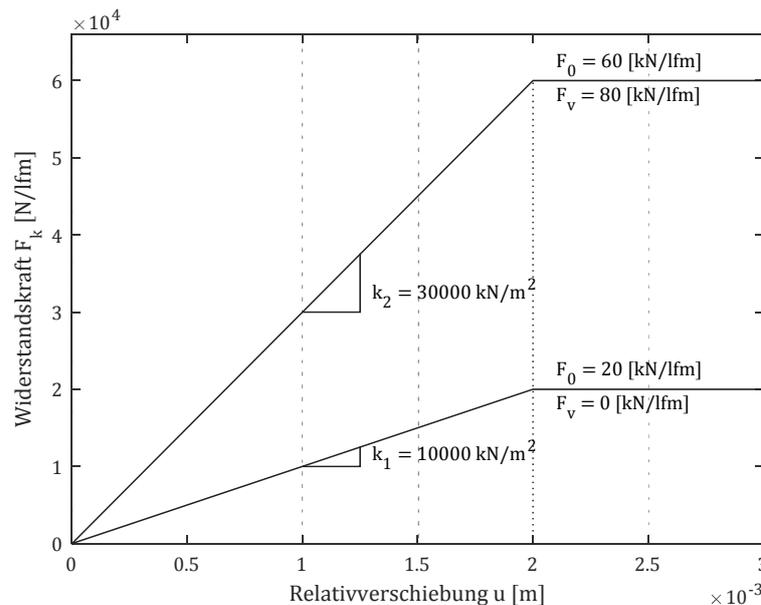


Abbildung 4.41: Verschiebungswiderstandsgesetz für ein Gleis in Längsrichtung [EC1] [ERRI]

Die Gegenüberstellung in Abbildung 4.41 zeigt deutlich, dass die Ergebnisse der geführten Versuche das Verschiebungswiderstandsgesetz, welches in ÖN EN1991-2 [EC1] beschrieben ist gut annähern. Die Kraft F pro Laufmeter in der folgenden Abbildung ist anhand der zuvor ermittelten Federsteifigkeit und der Relativverschiebung zwischen Trog und Schiene ermittelt worden (siehe Formel 4-10)

$$F \left[\frac{kN}{lm} \right] = k \left[\frac{kN}{m} \right] \cdot u [m] \quad (4-10)$$

Es wird das Verschiebungswiderstandsgesetz für die Konstellationen 1 (ohne Vorspannung und ohne Vereisung des Schotterbettes) und 2 (mit Vorspannung und ohne Vereisung des Schotterbettes) dargestellt. An dieser Stelle sei nochmals erwähnt, dass jene

Ergebnisse mit Vorspannung, also für Konstellation 2, mit einer max. Last von 240kN/Achse ermittelt worden sind.

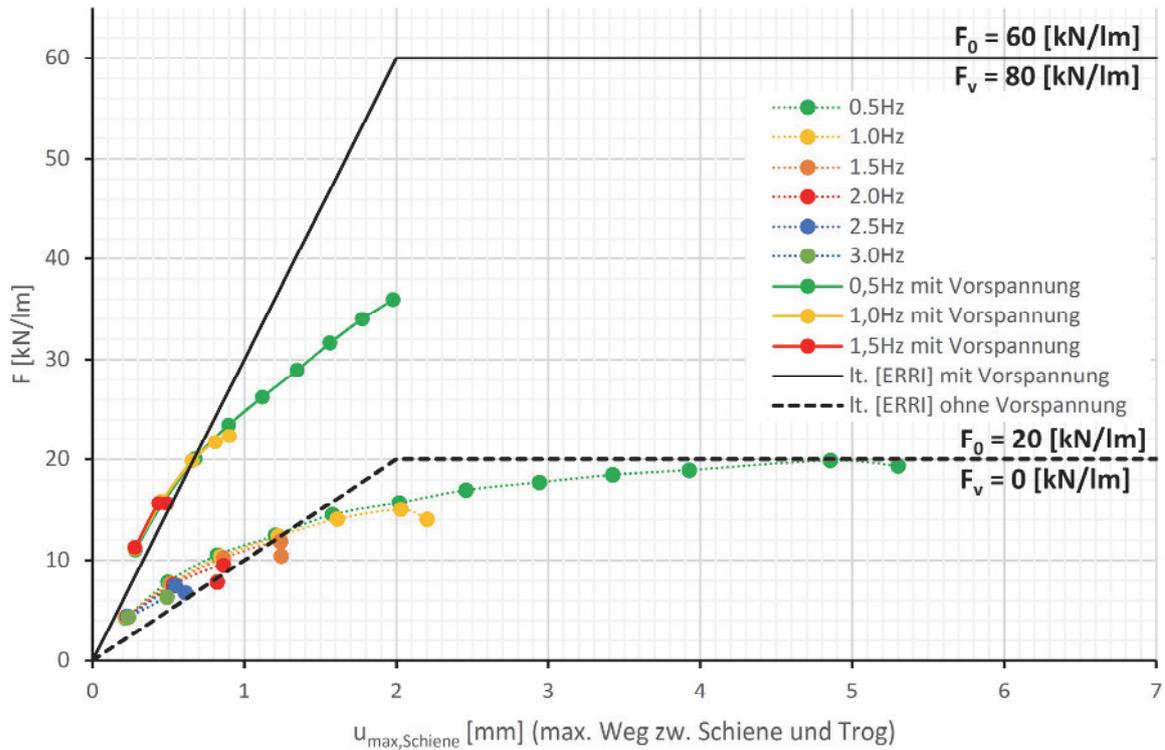


Abbildung 4.42: Verschiebungswiderstandsgesetz

5. DYNAMISCHE ANALYSE DES SCHOTTEROBERBAUVERHALTENS BEI VERTIKALER KRAFTANREGUNG

5.1. Einleitung

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit dem dynamischen Verhalten des Schotteroberbaues unter vertikaler Kraftanregung durch den Unwuchterreger und baut auf die offenen Fragestellungen, die in *Hackl's* Dissertation [Hac17] formuliert werden, auf. Auf Basis verschiedener analytischer Modelle der Versuchsanlage werden dynamische Kennwerte für den zugrunde gelegten Mechanismus des Kurbelvierecks, definiert durch die Schotterfedersteifigkeit k_b und den Dämpfungsbeiwert c_b (vgl. Abb. 1.1 – Kap. 1.3), ermittelt. Anschließend wird auf das gemessene Schwingverhalten in Resonanz und die daraus ableitbaren Zusammenhänge genauer eingegangen. Hinsichtlich des dynamischen Verhaltens werden in [Hac17] folgende beobachtete merkwürdige Effekte beschrieben:

- Abweichung der aus der Bewegungsgleichung berechneten Eigenfrequenz von der gemessenen Eigenfrequenz der Versuchsanlage
- nahezu gleiches Schwingverhalten im eingeschwungenen Zustand und auch gleiches Dämpfungsverhalten, ausgedrückt durch das Lehr'sche Dämpfungsmaß ζ , bei gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau
- negative Werte für die Schotterfedersteifigkeit k_b , die physikalisch nicht begründbar sind

Die analytische Berechnung der Eigenfrequenz sowie die Ermittlung der Oberbaukennwerte k_b und c_b erfolgte dabei auf Basis eines Stabmodelles mit einem Freiheitsgrad, welches einem klassischen Einmassenschwinger der Gestalt

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P(t) \quad (5-1)$$

bzw. in der Dimension der Beschleunigung und unter Einführung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes ζ sowie der Eigenkreisfrequenz ω_0 ,

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = \frac{P(t)}{m} \quad (5-2)$$

entspricht. Das durch direkte Messungen an der Versuchsanlage beobachtete Oberbauverhalten stimmt jedoch mit dem zugrunde gelegten mechanischen Modell nicht vollständig überein. In diesem Kapitel wird dieses Stabmodell in ein zweidimensionales Modell mit nach wie vor einem Freiheitsgrad übergeführt und in weiterer Folge um einen zusätzlichen Freiheitsgrad erweitert. Auf Basis dieser erweiterten mechanischen Modelle werden dynamische Kennwerte aus Messergebnissen rückgerechnet. Anschließend wird noch genauer auf das Oberbauverhalten hinsichtlich gemessener Wege, gemessener Beschleunigungen und Energiedissipation eingegangen, um die beobachteten Effekte erklären zu können und auch um einen Aufschluss darüber zu erhalten, unter welchen Bedingungen verschiedene Dämpfungsmechanismen im Oberbau zum Tragen kommen. Dabei werden folgende Fragestellungen behandelt:

- Hat die Modellierung der Massen mit ihrer realen Höherer Streckung einen Einfluss auf das mechanische Modell mit einem Freiheitsgrad?
- Können mit einem neuen mechanischen Modell mit mehreren Freiheitsgraden Kennwerte für den Oberbau bestimmt werden und welchen Abhängigkeiten sind diese unterworfen?
- Ist die Annahme einer reinen Starrkörperrotation der Versuchsanlage für den Fall des entkoppelten Oberbaues überhaupt zutreffend? Welche beobachteten Mechanismen geben einen Aufschluss über das annähernd gleiche Schwingverhalten bei gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau?
- Können aus dem Energiegleichgewicht zwischen der in das System mittels Kraftanregung eingebrachten Energie und der im Schotteroberbau dissipierten Energie Rückschlüsse über die real wirkenden Dämpfungsmechanismen gezogen werden?

5.2. Nachrechnung der Versuche aus [Hac17] mit einem erweiterten Modell des Einmassenschwingers

Das mechanische Modell mit einem Freiheitsgrad idealisiert sowohl den Trog, als auch den Oberbau, als Ersatzstab mit konstanter Massenbelegung. Da die Idealisierung der Versuchsanlage als Stab eine sehr starke Vereinfachung bezogen auf die tatsächliche Geometrie (Länge, Höhe, Breite) darstellt und die Anlage eher als Scheibe bzw. als dreidimen-

sionaler Volumenkörper anzusehen ist, wird der Einfluss der Massenbelegung genauer untersucht. Dabei wird dieses eindimensionale Stabmodell durch ein zweidimensionales Modell für die Ermittlung der Massenträgheitsmomente ersetzt, die Massen der Versuchsanlage werden in ihre reale Lage in der x-z-Ebene projiziert. Als Kontrolle wird zuerst die Eigenfrequenz der leeren Versuchsanlage, mit und ohne Schotteroberbau, berechnet und anschließend werden dynamische Kennwerte für die gekoppelte Versuchsanlage, mit Schotteroberbau, ermittelt.

5.2.1. Erweiterung des Stabmodelles

Das Stabmodell mit dem Drehwinkel η als einzigen Freiheitsgrad stellt das einfachste mechanische Modell dar und ist nachfolgend in Abbildung 5.1 dargestellt.

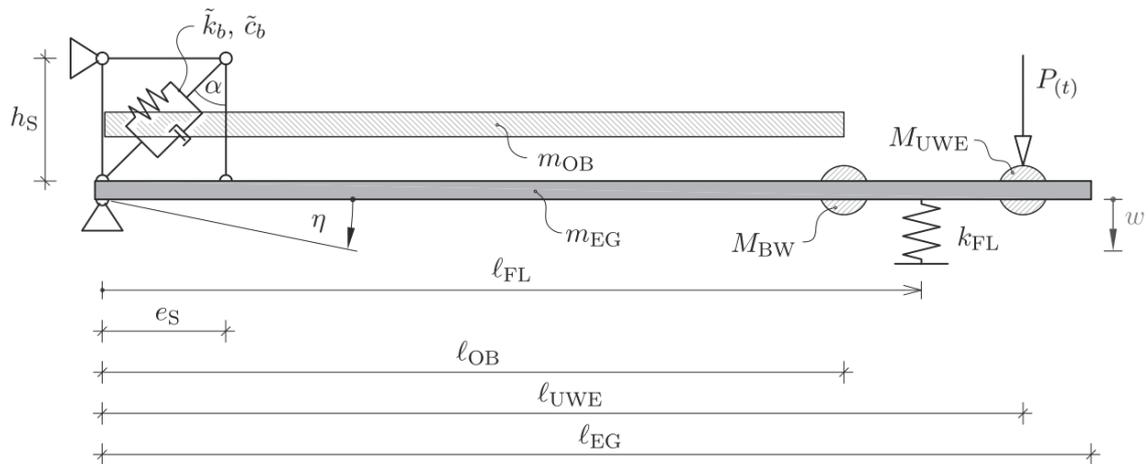


Abb. 5.1: Stabmodell der Versuchsanlage (Quelle: [Hac17, Abb. 4.17, S.82])

m_{OB} ... Masse des Oberbaues je Laufmeter

m_{EG} ... Masse des Troges je Laufmeter

M_{UWE} ... Masse des Unwuchterregers

M_{BW} ... Masse der Bordwand

l_{OB} ... Länge des Oberbaues

l_{UWE} ... Abstand des Unwuchterregers vom Auflager

l_{EG} ... Troglänge

e_S ... Schwellenabstand

h_S ... Abstand Achse Schienenschwerpunkt zu Deckblechoberkante

- α ... Neigungswinkel im Kurbelviereck
- k_{FL} ... Federsteifigkeit der Lagerfeder (variabel)
- l_{FL} ... Abstand der Lagerfeder vom Auflager (variabel)
- l_{UWE} ... Abstand des Unwuchterregers vom Auflager
- $P(t)$... Anregungskraft des Unwuchterregers
- \tilde{k}_b ... Schotterfedersteifigkeit des gesamten Oberbaues
- \tilde{c}_b ... Schotterdämpfungsbeiwert des gesamten Oberbaues

Die Kennwerte \tilde{k}_b und \tilde{c}_b fassen die Federsteifigkeiten und Dämpfungsbeiwerte des gesamten Oberbaues zusammen, d.h. alle vorkommenden Kurbelvierecke werden energieäquivalent zu einem Gesamtwert aufsummiert. Unter der Annahme, dass der Mechanismus des Kurbelvierecks über die Gleislänge bei neun Schwellen in jeder Schienenachse neunmal auftritt, ergeben sich somit insgesamt 18 Kurbelvierecke (Abb. 5.2). Die Geometriedaten eines einzelnen Kurbelviereckes sind mit $e_s = 0,60 \text{ m}$ und $h_s = 0,63 \text{ m}$ definiert.

$$\tilde{k}_b = 18 \cdot k_b \quad (5-3)$$

$$\tilde{c}_b = 18 \cdot c_b \quad (5-4)$$

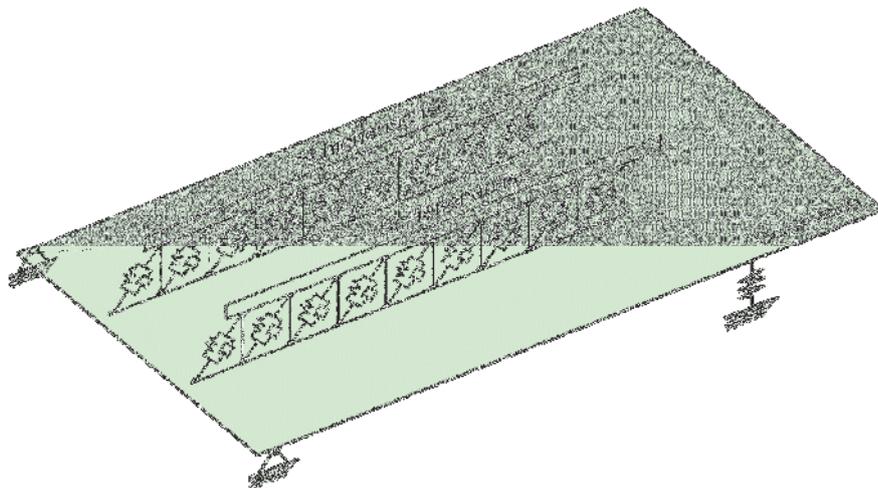


Abb. 5.2: Auftretende Kurbelvierecke (Prinzipdarstellung)

Die zugehörige Bewegungsgleichung des Stabmodelles⁸ lautet:

$$\mu \cdot \ddot{\eta} + \tilde{c}_b \cdot (\cos \alpha \cdot e_s)^2 \cdot \dot{\eta} + [\tilde{k}_b \cdot (\cos \alpha \cdot e_s)^2 + k_{FL} \cdot l_{FL}^2] \cdot \eta = P(t) \cdot l_{UWE} \quad (5-5)$$

⁸ Quelle: [Hac17, Gleichung 4.1, S.83], bearbeitet

Die Anregungskraft $P(t)$ beschreibt die harmonische Anregungskraft des Unwucherregers (siehe Kap. 2.1.2) mit:

$$P(t) = m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot \cos \Omega t \quad (5-6)$$

Der Ausdruck μ in Gleichung (5-5) umfasst die berücksichtigten Massenträgheitsmomente und ist wie folgt definiert⁹:

$$\mu = \frac{m_{OB} \cdot l_{OB}^3}{3} + \frac{m_{EG} \cdot l_{EG}^3}{3} + M_{UWE} \cdot l_{UWE}^2 + M_{BW} \cdot l_{OB}^2 \quad (5-7)$$

Die einzelnen Massen gehen dabei lediglich als Punkt- oder Linienmassen in die Bewegungsgleichung (5-5) ein. Als erste Erweiterung des oben vorgestellten Stabmodelles werden daher die Massenträgheitsmomente der gesamten Versuchsanlage, sowohl jene des Troges, als auch jene des Oberbaues, neu berechnet. Dabei wird die reale Lage der jeweiligen Massen (Einzelbleche des Troges, einzelne Schwellen, Schienen, Unwucherregers usw.) in der x-z-Ebene, also auch ihre vertikale Erstreckung, berücksichtigt.

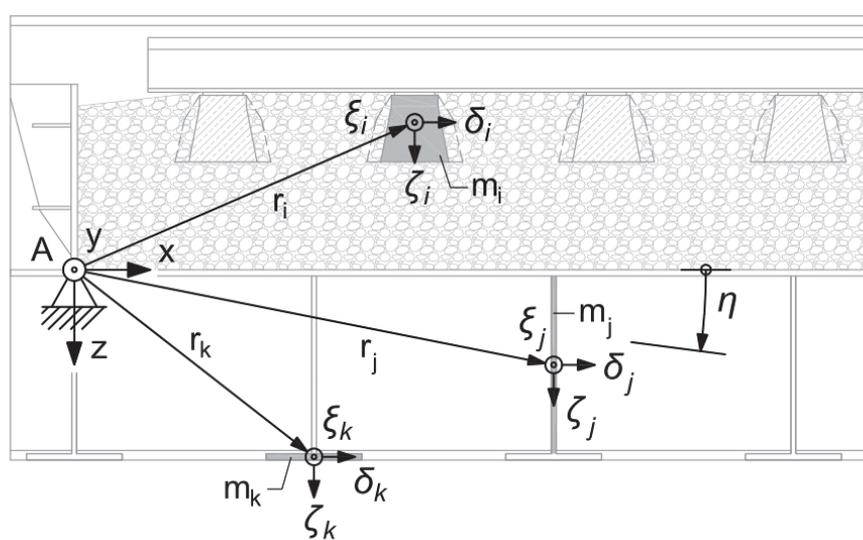


Abb. 5.3: Projektion der Massen in ihre reale Lage in der x-z-Ebene

Abbildung 5.3 veranschaulicht das Prinzip zur Ermittlung der Massenträgheitsmomente. Analog zum aus der Statik allgemein bekannten Satz von Steiner werden die Massenträgheitsmomente der Einzelkomponenten zu einem Gesamtausdruck $\theta_{A,yy,ges}$ zusammengefasst.

⁹ Auszug aus [Hac17, Gleichung 4.1, S.83]

$$\theta_{A,yy,ges} = \sum_{i=1}^n \theta_{\xi\xi,i} + m_i \cdot r_i^2 \quad (5-8)$$

m_i ... Masse des jeweiligen Einzelbauteils i

r_i ... Ortsvektor vom jeweiligen Drehpunkt zum Einzelbauteil i

$\theta_{\xi\xi,i}$... Massenträgheitsmoment des Einzelbauteils i um den eigenen Schwerpunkt (lokales Koordinatensystem ζ, δ, ξ)

Der Ausdruck $\theta_{A,yy,ges}$ ersetzt den Ausdruck μ nach Gleichung (5-7) in der Bewegungsgleichung (5-5). Als Kontrolle der Neuberechnung der Massenträgheitsmomente wird die Eigenfrequenz der entkoppelten Versuchsanlage, mit und ohne Schotteroberbau, für eine bestimmte Federpaketstellung analytisch berechnet und mit den versuchstechnisch gemessenen Werten verglichen. Die Bewegungsgleichung vereinfacht sich dabei unter der Annahme einer freien Schwingung zu:

$$\theta_{A,yy,ges} \cdot \ddot{\eta} + k_{FL} \cdot l_{FL}^2 \cdot \eta = 0 \quad (5-9)$$

Die zugehörige Eigenfrequenz ist durch den Ausdruck

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{FL} \cdot l_{FL}^2}{\theta_{A,yy,ges}}} \quad (5-10)$$

definiert. Als Referenzwerte für die analytische Berechnung dienen die gemessenen Eigenfrequenzen der in [Hac17] in Kap. 5.2.2 und Kap. 5.3.1 beschriebenen Ausschwingversuche. Bei dieser Versuchsanordnung (FP1|6,00¹⁰) handelt es sich um die einzige Konfiguration, bei der sowohl Messungen mit als auch ohne Schotteroberbau durchgeführt wurden. Die Schwingungsanregung erfolgte bei diesen Versuchen nicht per Unwuchterreger, sondern manuell durch Wippen seitens der versuchsdurchführenden Person. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst, die Bezeichnung „leer“ bezieht sich auf die Versuchsanlage ohne Schotteroberbau, die Bezeichnung „gefüllt“ auf jene mit eingebautem Schotteroberbau. Die mittels der Gleichungen (5-8) und (5-10) berechneten Eigenfrequenzen f_0 stimmen mit den gemessenen Eigenfrequenzen $f_{0,gem}$ nahezu exakt überein (Abweichung

¹⁰ Die Bezeichnung FP1 bezieht sich auf das dabei verwendete Federpaket mit einer Federsteifigkeit von $k_{FL} = 3,61 \text{ kN/mm}$ [Hac17, Tab. 4.1, S.87], die Zahl repräsentiert den Abstand des Federpaketes vom Auflager ($l_{FL} = 6,00 \text{ m}$, vgl. Abb. 5.1)

0,6 %), das erweiterte analytische Modell kann somit als adäquate Näherung an die Realität gesehen werden.

Tab. 5.1: Vergleich der gemessenen und der berechneten Eigenfrequenzen

	$\theta_{A,yy,ges}^{11}$ [kgm ²]	k_{FL} [kN/mm]	l_{FL} [m]	f_0 [Hz]	$f_{0,gem}$ [Hz]	Abweichung
leer	371484	3,61	6,00	4,21	4,20	0,2 %
gefüllt	642514	3,61	6,00	3,20	3,22	0,6 %

In [Nie18]¹² wurde eine Sensitivitätsanalyse der Versuchsanlage durchgeführt, welche verschiedene Einflussparameter auf die rechnerische Eigenfrequenz untersucht. Die untersuchten Parameter sind die Art der Modellierung (Stabmodell, dreidimensionales Finite-Elemente-Scheibenmodell), die vorausgesetzte Biege- und Schubstarrheit des Troges, eine unterschiedliche Berücksichtigung des Schotteroberbaues sowie die Modellbildung der Fundierung. Eine der wesentlichen Erkenntnisse ist, dass die Fundierung, speziell bei steifen Böden (was bei der Versuchsanlage der Fall ist), nur einen vernachlässigbaren Einfluss auf das dynamische Verhalten hat. Das Fundament und die Bodenbettung werden daher in den unterschiedlichen mechanischen Modellen nicht berücksichtigt, die Auflager der Versuchsanlage (vgl. Abb. 5.1) werden als vertikal unverschieblich angesehen. Unter anderem wurde in [Nie18] ein dreidimensionales Finite-Elemente-Scheibenmodell der leeren Versuchsanlage, ohne Schotteroberbau und ohne Berücksichtigung der Fundierung, mit der Berechnungssoftware *SOFiSTiK* erstellt (siehe Abb. 5.4). Nachfolgend ist ergänzend zu Tabelle 5.1 die rechnerische Eigenfrequenz der leeren Versuchsanlage (Federpaketstellung FP1|6,00) für unterschiedliche Modelle aufgelistet:

- Messwert: $f_0 = 4,20 \text{ Hz}$
- Stabmodell (Abb. 5.1): $f_0 = 4,23 \text{ Hz}$ (Abweichung 0,7 %)
- 2-D Flächenmodell: $f_0 = 4,21 \text{ Hz}$ (Abweichung 0,2 %)
- 3-D FE-Modell [Nie18]: $f_0 = 4,24 \text{ Hz}$ (Abweichung 1,0 %)

Das oben erweiterte zweidimensionale Flächenmodell liegt mit einer Abweichung von lediglich 0,2 % am nächsten zur real gemessenen Eigenfrequenz, generell liegen die Abweichungen der anderen Modelle im Bereich von einem Prozent. Somit zeigt sich, dass im

¹¹ Berechnung der Massenträgheitsmomente siehe Anhang E.3

¹² Siehe auch Beilage Diplomarbeit Niedzielski

Fälle der entkoppelten Versuchsanlage sowohl die sehr vereinfachten Modelle (Stabmodell, 2D-Flächenmodell) als auch das FE-Modell mit der Realität sehr gut übereinstimmen.

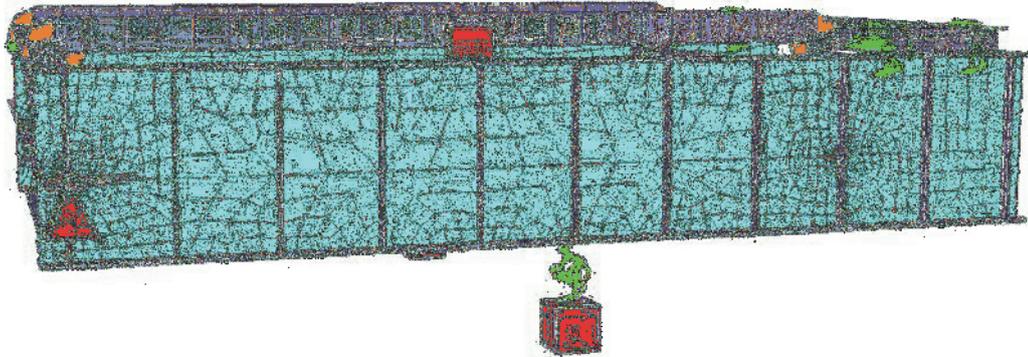


Abb. 5.4: Finite-Elemente-Modell der Versuchsanlage (Quelle: [Nie18], Abb. 7-9, S.36)

5.2.2. Ermittlung der dynamischen Kennwerte

An dieser Stelle werden die dynamischen Kennwerte k_b und c_b bzw. \tilde{k}_b und \tilde{c}_b auf Basis des oben vorgestellten erweiterten Modelles mit einem Freiheitsgrad durch Rückrechnung aus Messergebnissen der Versuche in [Hac17] ermittelt. Dafür wird zuerst die Bewegungsgleichung (5-5) mit dem neuen Term $\theta_{A,yy,ges}$ für die Massenträgheitsmomente in eine Form gemäß Gleichung (5-2) übergeführt.

$$\ddot{\eta} + \frac{\tilde{c}_b \cdot (\cos \alpha \cdot e_S)^2}{\theta_{A,yy,ges}} \cdot \dot{\eta} + \frac{\tilde{k}_b \cdot (\cos \alpha \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot l_{FL}^2}{\theta_{A,yy,ges}} \cdot \eta = \frac{P(t) \cdot l_{UWE}}{\theta_{A,yy,ges}} \quad (5-11)$$

Führt man nun einen Koeffizientenvergleich der Gleichungen (5-2) und (5-11) durch, ergibt sich folgender Ausdruck für die Geschwindigkeitsterme:

$$\frac{\tilde{c}_b \cdot (\cos \alpha \cdot e_S)^2}{\theta_{A,yy,ges}} = 2 \cdot \zeta \cdot \omega_0 \quad (5-12)$$

Analog dazu erhält man für die Verschiebungsterme den Ausdruck

$$\frac{\tilde{k}_b \cdot (\cos \alpha \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot l_{FL}^2}{\theta_{A,yy,ges}} = \omega_0^2 \quad (5-13)$$

Daraus ergeben sich folgende Bestimmungsgleichungen für die dynamischen Kennwerte:

$$\tilde{k}_b = \frac{\omega_0^2 \cdot \theta_{A,yy,ges} - k_{FL} \cdot l_{FL}^2}{(\cos \alpha \cdot e_S)^2} \quad (5-14)$$

$$\tilde{c}_b = \frac{2 \cdot \omega_0^2 \cdot \Theta_{A,yy,ges} \cdot \zeta}{(\cos \alpha \cdot e_s)^2} \quad (5-15)$$

Die Werte k_{FL} und l_{FL} sind durch die jeweilige Federpaketkonfiguration bestimmt, durch welche auch die Eigenfrequenz gesteuert wird. Aus den gemessenen Resonanzfrequenzen¹³ und den zugehörigen Dämpfungswerten, ausgedrückt durch das Lehr'sche Dämpfungsmaß ζ , werden die dynamischen Kennwerte berechnet. Die Ergebnisse, k_b und c_b für ein Einzelelement je Schiene, sind nachfolgend in Abhängigkeit der gemessenen Resonanzfrequenz dargestellt.

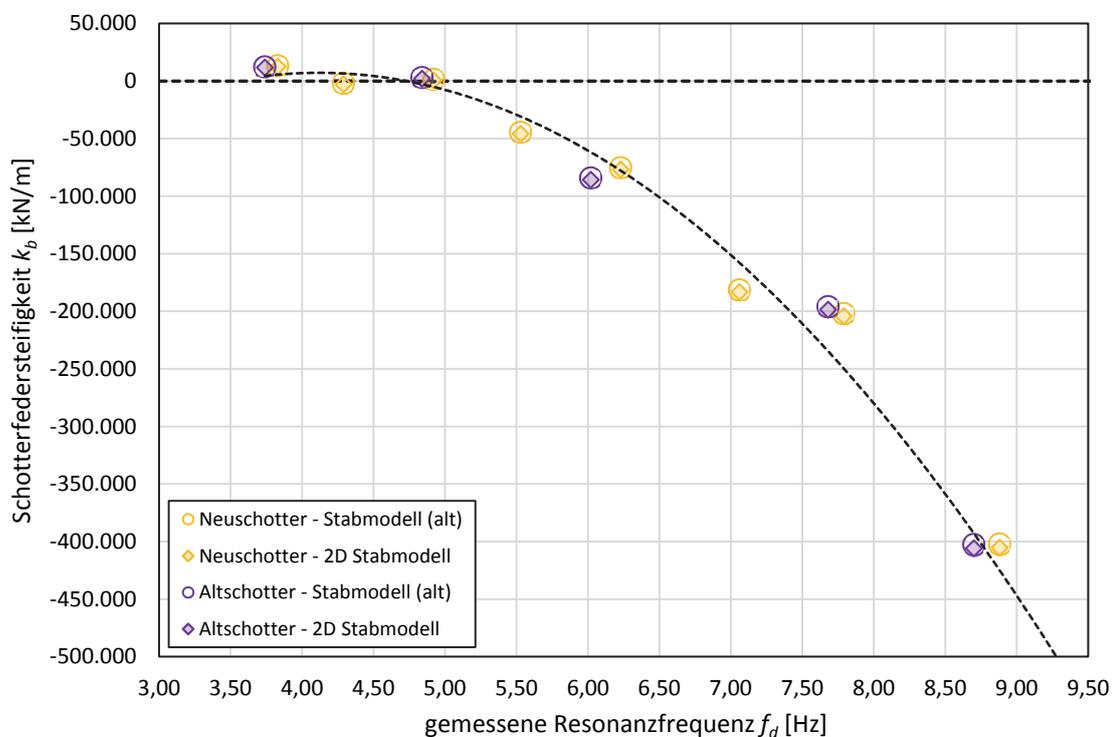


Abb. 5.5: Schotterfedersteifigkeit für ein Einzelelement für jede Schiene in Abhängigkeit der gemessenen Resonanzfrequenz für Altschotter und Neuschotter - gekoppelte Anlage (Berechnung siehe Anhang E.4)

Die Schotterfedersteifigkeit (Abb. 5.5) liegt zwar bei kleinen Frequenzen in einem Bereich von ca. 12.000 kN/m, mit zunehmender Eigenfrequenz nimmt die Steifigkeit jedoch exponentiell ab (dargestellt durch die schwarze strichlierte Trendlinie) und wird negativ. Diese negative Oberbausteifigkeit ist physikalisch nicht begründbar, die Schlussfolgerung lautet

¹³ Bei Rückrechnungen von dynamischen Kennwerten aus gemessenen Resonanzfrequenzen der Versuchsanlage wird angenommen, dass für kleine Dämpfungen (was im Rahmen dieses Berichtes der Fall ist) die gemessene Resonanzfrequenz f_d der Eigenfrequenz f_0 entspricht.

daher, dass das mechanische Modell mit lediglich einem Freiheitsgrad das reale dynamische Verhalten nicht abbilden kann. Ein Unterschied zwischen dem erweiterten zweidimensionalen Stabmodell und dem Stabmodell mit Linien- und Punktmassen („Stabmodell alt“) ist nur minimalst erkennbar.

Für den Dämpfungsbeiwert (Abb. 5.6) lässt sich eine eindeutige Frequenzabhängigkeit feststellen. Der Dämpfungsbeiwert steigt mit zunehmender Eigenfrequenz exponentiell an, wobei es kaum Differenzen zwischen Neuschotter und Altschotter gibt. Ein Unterschied zwischen Stabmodell mit Linien- und Punktmassen und dem erweiterten zweidimensionalen Stabmodell ist ebenfalls nur äußerst geringfügig erkennbar.

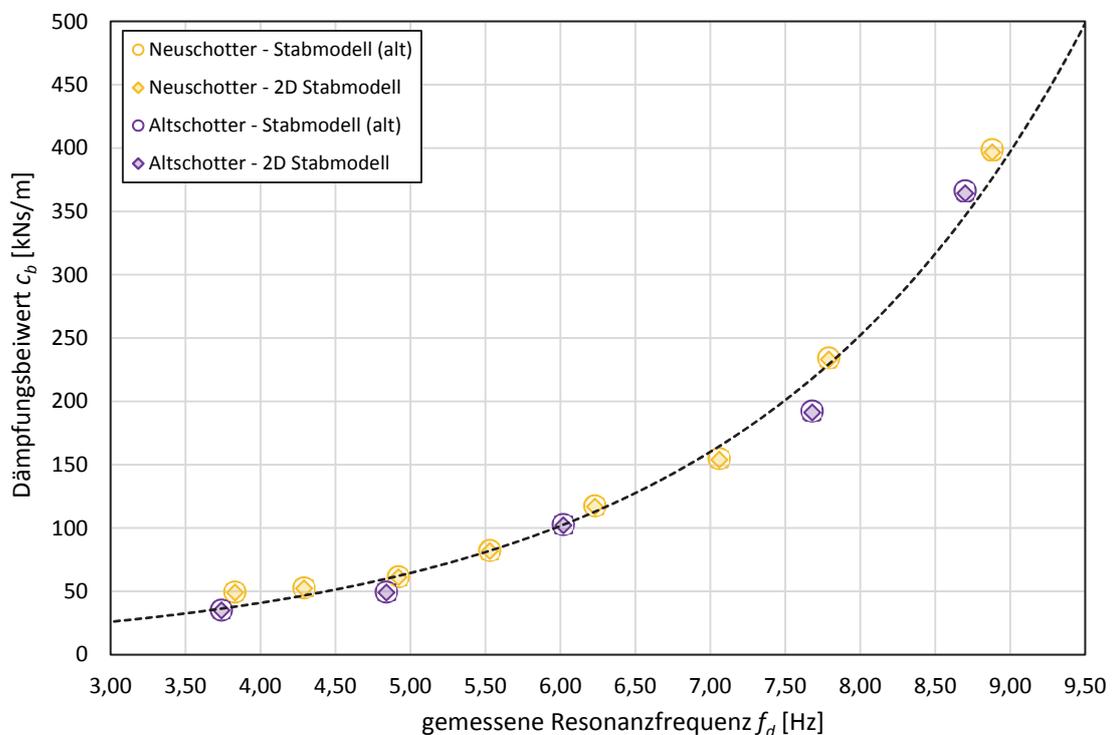


Abb. 5.6: Dämpfungsbeiwert für ein Einzelelement für jede Schiene in Abhängigkeit der gemessenen Resonanzfrequenz für Alt- und Neuschotter (gekoppelte Anlage) – Anhang E.4

5.2.3. Fazit

Die Modellierung der Massen in ihrer realen Lage in der x-z-Ebene hat nur einen sehr geringen bis vernachlässigbaren Einfluss auf die Berechnung der dynamischen Kennwerte. Ergänzend zu Abbildung 6.2 in [Hac17] (*Vergleich der gemessenen und der berechneten Eigenfrequenzen, Anm.*) wurde auch für das erweiterte zweidimensionale Stabmodell ein Vergleich zwischen rechnerischer Eigenfrequenz und gemessener Resonanzfrequenz

durchgeführt. Ein solcher Vergleich kann jedoch nur für die entkoppelte Versuchsanlage gezogen werden, da im Falle der gekoppelten Anlage die Schotterfedersteifigkeit zur Berechnung der Eigenfrequenz benötigt wird und diese aber nicht herangezogen werden kann, weil negative Werte physikalisch nicht begründbar sind. Die Eigenfrequenz wird dabei nach Gleichung (5-10) berechnet und mit der gemessenen Resonanzfrequenz verglichen. Die Abweichung

$$\Delta = \frac{\text{berechnete Eigenfrequenz}}{\text{gemessene Resonanzfrequenz}} - 1 = \frac{f_0}{f_d} - 1 \quad [\%] \quad (5-16)$$

ist in Abbildung 5.7 dargestellt. Auch hier zeigt sich abermals der Effekt, dass die prozentuelle Abweichung mit steigender Frequenz zunimmt, wobei es zwischen Stabmodell mit Linien- und Punktmassen und 2D-Stabmodell praktisch keinen Unterschied gibt, es ergeben sich für beide Modelle nahezu die gleichen Werte.

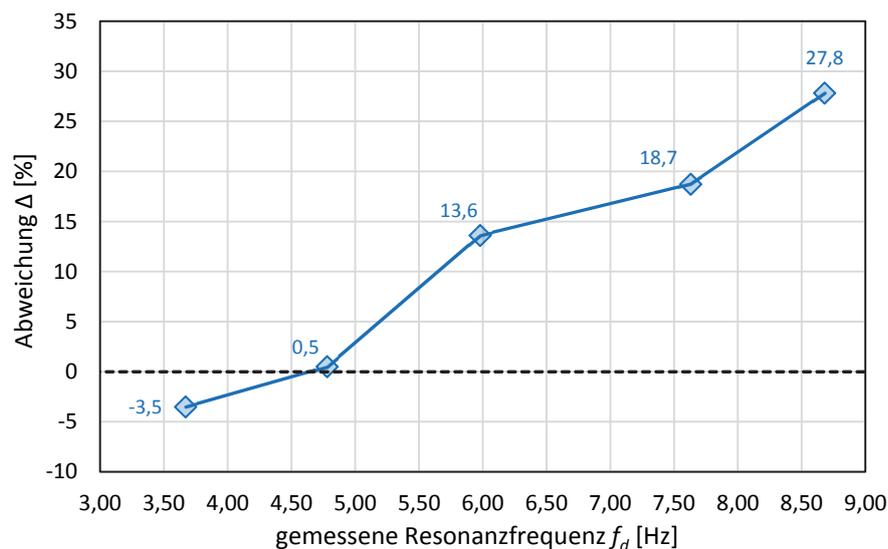


Abb. 5.7: Abweichung von gerechneter Eigenfrequenz zu gemessener Resonanzfrequenz bei entkoppeltem Oberbau Anhang E.2)

Bei entkoppeltem Oberbau wird bei der Berechnung der Eigenfrequenz von einer reinen Starrkörperrotation ausgegangen, die Abweichung von gerechneter zu gemessener Frequenz ist jedoch ein erstes Indiz dafür, dass diese Annahme nicht der Realität entspricht, in Kapitel 5.4 wird auf diesen Umstand noch näher eingegangen. Das ursprünglich angenommene System mit einem Freiheitsgrad (Einmassenschwinger) zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens der Versuchsanlage wird somit endgültig obsolet und im nachfolgenden Teilkapitel durch ein System mit mehreren Freiheitsgraden (Mehrmassenschwinger) ersetzt.

5.3. Neue Berechnung der dynamischen Kennwerte auf Basis eines Mehrmassenschwingers

Das ursprüngliche mechanische Modell mit einem Freiheitsgrad zielt auf die Schubübertragung zwischen Gleis und Schotter ab. Bei den durchgeführten Versuchen unter vertikaler Kraftanregung hat sich jedoch herausgestellt, dass diese Schubübertragung nur geringfügig bis gar nicht stattfindet. Die Ursache dafür liegt vermutlich in den sehr kleinen aufbringbaren Relativverschiebungen zwischen Gleisrost und Trog, resultierend aus einer verhältnismäßig geringen Verdrehung (Drehwinkel η) bzw. Auslenkung (Vertikalverschiebung w) und unvermeidbaren Verlustwegen entlang der Kopplung zwischen Gleisrost und Trog. Diese Verlustwege entstehen durch Dehnungen in den Konstruktionselementen und auch durch Spielwege in den darin eingebauten. Aufgrund der sehr kleinen Relativverschiebungen zwischen Gleisrost und Trog können diese Verlustwege nicht mehr außer Acht gelassen werden. Daher wird ein neues mechanisches Modell mit zwei Freiheitsgraden formuliert, welches diese unvermeidbaren Verlustwege berücksichtigt. Zusätzlich dazu werden anstelle der zuvor angenommenen Schubverformung (modelliert über die Kurbelviereckselemente) mehrere neue Massenbewegungen des Schotteroberbaues definiert, die den geringen Relativverschiebungen entsprechen.

5.3.1. Herleitung der Bewegungsgleichung

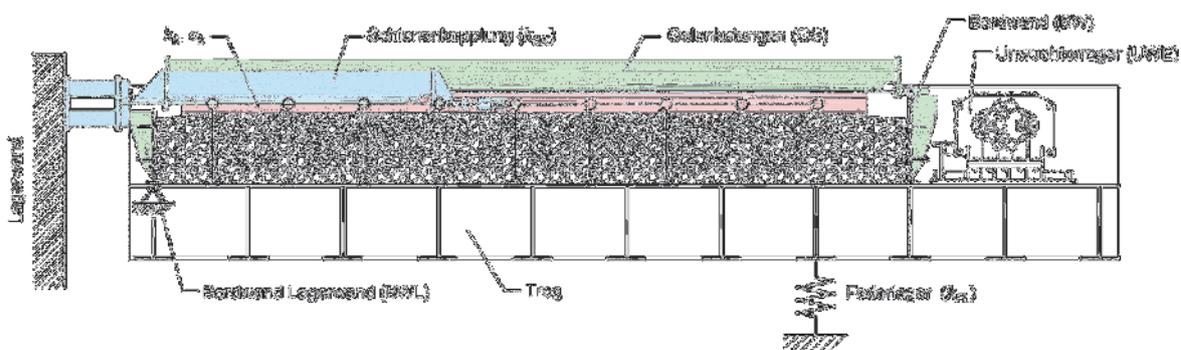


Abb. 5.8: Längsschnitt durch die Versuchsanlage

In Abbildung 5.8 ist die gesamte Versuchsanlage mit den Hauptkomponenten im Längsschnitt dargestellt. Das neue mechanische Modell unterscheidet sich in zwei wesentlichen Punkten vom ursprünglichen Modell des Einmassenschwingers, in der Kopplung zwischen Gleisrost und Lagerwand und in den angenommenen Massenbewegungen. Die Verbindung zwischen dem Gleisrost und der Lagerwand, in weiterer Folge als Schienenkopplung be-

zeichnet, wird nicht mehr als festes Auflager angesehen (vgl. Abb. 5.1), sondern als nachgiebige Verbindung, die durch eine Feder idealisiert wird. Bei der Berechnung der Massenträgheitsmomente wird die reale Lage der Massen im Raum analog zu Kap. 5.2 berücksichtigt.

Das neue mechanische Modell ist in Abbildung 5.9 (siehe auch Abb. 5.12) in der unverformten Lage dargestellt, mit folgenden Grunddaten (teilweise ident mit dem ursprünglichen Modell):

- m_{UWE} ...Masse des Unwuchterregers
- m_{BW} ... Masse der Bordwand
- m_{GR} ... Masse des Gleisrostes
- l_{FL} ... Abstand der Lagerfeder vom Auflager (variabel)
- l_{UWE} ...Abstand des Unwuchterregers vom Auflager
- l_{BW} ... Abstand der Bordwand vom Auflager
- e_S ... Schwellenabstand
- h_S ... Abstand Achse Schienenschwerpunkt zu Deckblechoberkante
- α ... Neigungswinkel im Kurbelviereck
- k_{FL} ... Federsteifigkeit der Lagerfeder (variabel)
- k_{SK} ... Federsteifigkeit der Schienenkopplung
- $P(t)$... Anregungskraft des Unwuchterregers
- \tilde{k}_b ... Schotterfedersteifigkeit des gesamten Oberbaues
- \tilde{c}_b ... Schotterdämpfungsbeiwert des gesamten Oberbaues

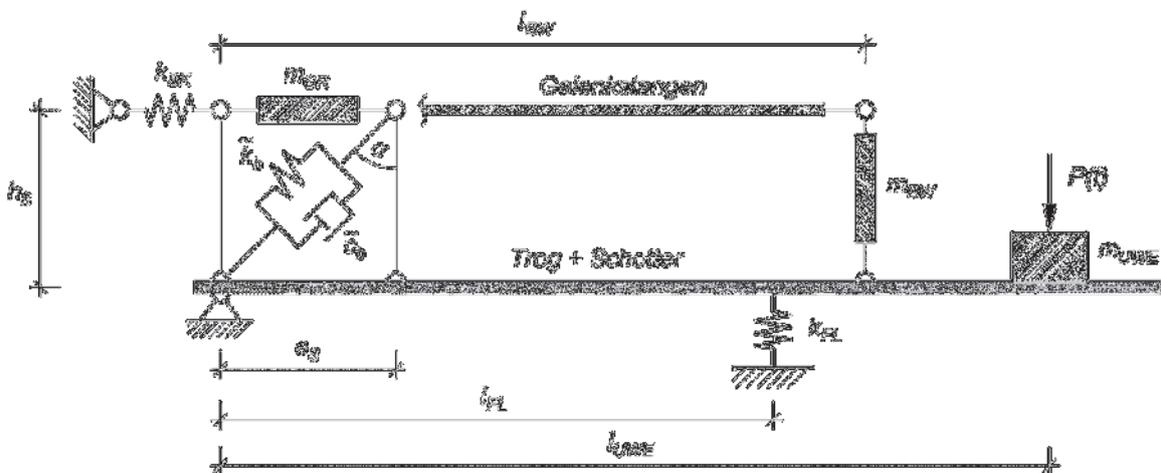


Abb. 5.9: Modell mit zwei Freiheitsgraden in der unverformten Lage

Für das ausgelenkte System, also im verformten Zustand, wird angenommen, dass die Geometrie (mit h_S und e_S) des Kurbelvierecks erhalten bleibt. Das System wird um einen zusätzlichen Freiheitsgrad erweitert, die beiden Freiheitsgrade sind als Drehwinkel definiert:

- η ... Drehwinkel am festen Auflager, als Lagekoordinate des Troges
- φ ... Drehwinkel im Kurbelviereck, dieser drückt die Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog aus

Der neue Freiheitsgrad φ entsteht durch die nachgiebige Verbindung zwischen der Lagerwand und dem Gleisrost, ausgedrückt durch die Federsteifigkeit k_{SK} . Zur Veranschaulichung der Wirkungsweise der beiden Freiheitsgrade η und φ ist das ausgelenkte System in Abb. 5.10 genauer dargestellt.

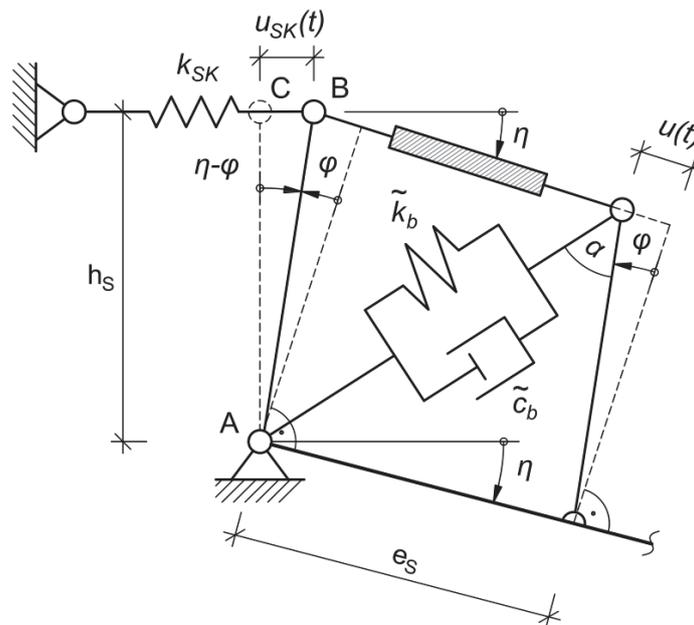


Abb. 5.10: Kurbelviereckmechanismus im verformten Zustand

Der Drehwinkel η entspricht dabei dem Freiheitsgrad des ursprünglichen mechanischen Modelles mit einem Freiheitsgrad und ist definiert als Drehwinkel des Troges um den Drehpunkt A, welcher das feste Auflager darstellt. Ausgehend von der Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog $u(t)$ und unter der Voraussetzung kleiner Verformungen ($\eta, \varphi \ll 1$, $\sin \varphi = \varphi$ und $\cos \varphi = 1$) ergibt sich der Drehwinkel φ als:

$$\varphi(t) = \frac{u(t)}{h_S} \quad (5-17)$$

Bei den durchgeführten Versuchen mit gekoppeltem Oberbau, bei denen zusätzlich zum Drehwinkel η auch die Relativverschiebung $u(t)$ gemessen wurde und somit beide Freiheitsgrade quantitativ erfasst werden konnten, hat sich herausgestellt, dass sich das Verhältnis von φ zu η im Bereich von 0,5 – 1,0 bewegt. Dies bedeutet, dass der Drehwinkel φ stets kleiner ist als der Drehwinkel η . Abbildung 5.11 zeigt exemplarisch den zeitlichen Verlauf der beiden Drehwinkel in Resonanz bei einer Frequenz von 4,18 Hz.

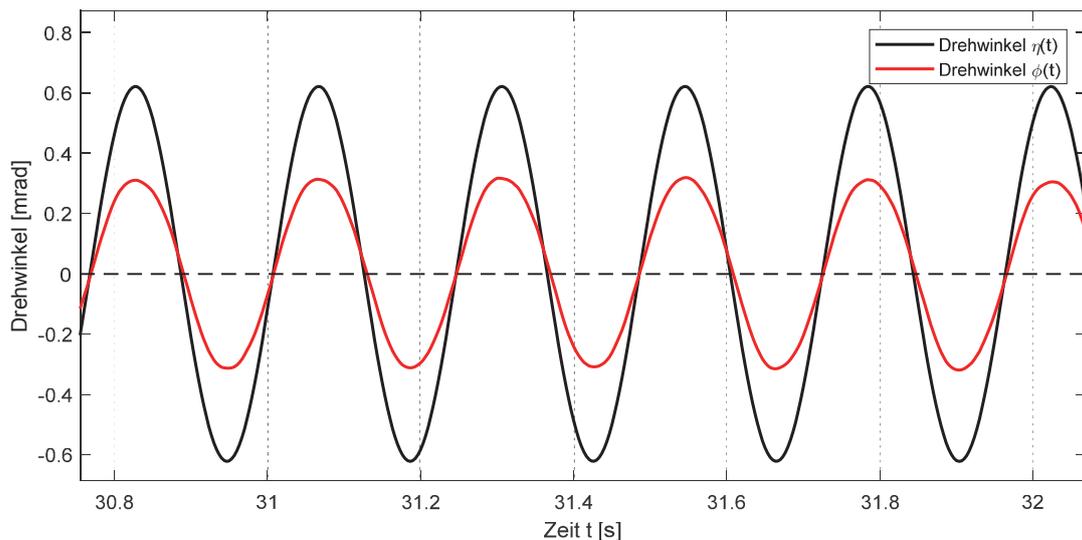


Abb. 5.11: Zeitlicher Verlauf der beiden Freiheitsgrade bei einer Eigenfrequenz von 4,18 Hz

Durch die oben eingeführte Definition der beiden neuen Freiheitsgrade und aus dem zugrunde gelegten Verhältnis zueinander ($\varphi < \eta$) ergibt sich der Federweg $u_{SK}(t)$ der Schienenkopplung (siehe Abb. 5.10) zu:

$$u_{SK}(t) = [\eta(t) - \varphi(t)] \cdot h_S \quad \text{für } \eta, \varphi \ll 1 \quad (5-18)$$

Die Kinematik der Sekundärkonstruktion (Bordwände, Gelenkstangen, Vorspannvorrichtung und Unwuchterreger) wird lediglich über den Freiheitsgrad η beschrieben. Dabei wird angenommen, dass die Bordwand am Auflager (BWL) im Zustand des ausgelenkten Systems in ihrer Lage bleibt und keiner Bewegung unterliegt. Die Kopplung zwischen Gelenkstangen und Lagerwand (Punkt C) bleibt ebenfalls unverändert, die Gelenkstangen unterliegen somit einer reinen Starrkörperrotation. Unter der Annahme, dass die Gelenkstangen dehnstarr sind, ergibt sich für die vordere Bordwand (BW) eine reine vertikale Translationsbewegung, die lotrechte Lage bleibt somit erhalten. Die Vorspannvorrichtung und der Unwuchterreger werden als starre mitschwingende Massen dem Trog zugeordnet. Nachfolgend ist in Abbildung 4.12 die Sekundärkonstruktion im ausgelenkten Zustand dargestellt.

Schotter:

Die Massenbewegungen des Schotters stellen im Hinblick auf die Bewegungsgleichung einen Sonderfall dar. Wie bereits weiter oben erwähnt, findet die anfangs angenommene Schubverformung im Schotter nicht immer statt. Daher werden zwei Grenzfälle für die Massenbewegungen des Schotters, in weiterer Folge als *Fall 1* und *Fall 2* bezeichnet, festgelegt:

Fall 1: Für diesen Fall wird angenommen, dass sich der Schotter nur im Nahbereich der Schwellen und der Bordwand geringfügig verformt, diese Verformung wird vernachlässigt. Das bedeutet hinsichtlich der Modellbildung, dass der gesamte Schotter als Starrkörper angesehen wird, der mit dem Trog mitschwingt (Drehpunkt A mit Drehwinkel η). Diese Annahme basiert auf den sehr kleinen tatsächlich gemessenen Relativverschiebungen $u(t)$ zwischen Gleisrost und Schotter und der nicht stattfindenden Schubverformung des Schotterkörpers (siehe Bereich ① in Abb. 5.13).

Fall 2: In [Hac17] wurde das Dämpfungs- und Verformungsverhalten des Schotterkörpers anhand eines Modells der Versuchsanlage im Maßstab 1:5 untersucht. Eine wesentliche Erkenntnis dabei war, dass sich bei vergleichsweise großen Auslenkungen ($\eta > 4,5 \text{ mrad}$)¹⁴ eine Gleitebene entlang der Schwellensohle ausbildet. Aufbauend auf diesen Umständen wird der *Fall 2* abgeleitet. Dabei bewegt sich der Schotter, der sich zwischen den Schwellen befindet (siehe Bereich ① in Abb. 5.13), mit dem Gleisrost vollständig mit (Rotation um Drehpunkt A mit Drehwinkel $(\eta - \varphi)$, anschließend Rotation um Drehpunkt B mit Drehwinkel φ). Der restliche Schotter (siehe Bereich ② in Abb. 5.13) bewegt sich wie bei *Fall 1* simultan mit dem Trog (Drehpunkt A mit Drehwinkel η).

In Abbildung 5.13 sind die beiden Fälle veranschaulicht.

Bei *Fall 1* (links) wird eine Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog vorausgesetzt, diese findet aber nur sehr begrenzt statt. Im Nahbereich der Schwellen unterliegt der Schotter zwar einer geringen Verformung, diese wird jedoch in den berücksichtigten Massenbewegungen vernachlässigt. Anders ausgedrückt bedeutet dies, dass in der Modellbildung ein sehr kleiner Spalt beidseits der Schwellen angenommen wird, sodass kein Kontakt der Schwellen mit dem Schotterkörper ① entsteht. Der gesamte Schotterkörper unterliegt einer

¹⁴ Zum Vergleich: größte Auslenkung an der Großversuchsanlage im Maßstab 1:1 ca. $1,1 \text{ mrad}$

reinen Starrkörperrotation und verformt sich nicht, eine Relativverschiebung zwischen Schotterkörper ① und ② findet somit nicht statt. Eine Gleitebene bildet sich nur im Bereich der Schwellensohle aus.

Im *Fall 2* (rechts) verformt sich der Schotterkörper ① zwischen den Schwellen mit dem Gleisrost vollständig mit, in der Schwellensohle und in der Kontaktebene von ① und ② bildet sich eine Gleitebene aus, folglich gibt es auch eine Relativverschiebung zwischen Schotterkörper ① und ②.

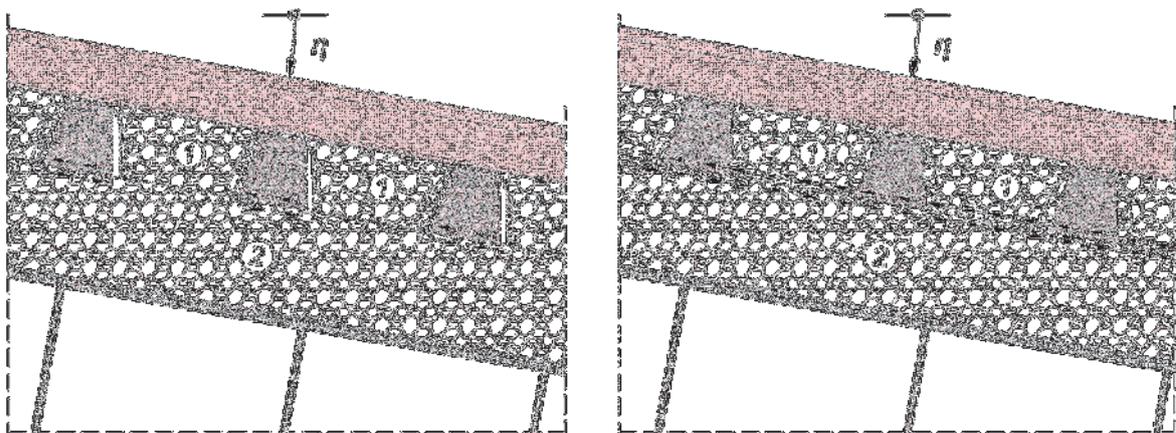


Abb. 5.13: Schotterverformung im *Fall 1* (links) und im *Fall 2* (rechts)

Die Massenträgheitsmomente für die beiden Fälle ergeben sich wie folgt:

$$\text{Fall 1: } \theta_{A,S,ges} = 260104 \text{ kgm}^2$$

$$\text{Fall 2: } \theta_{A,S,2} = 231908 \text{ kgm}^2; \quad \theta_{A,S,1} = 28201 \text{ kgm}^2 \text{ (Drehpunkt A)}$$

$$\theta_{B,S,1} = 27745 \text{ kgm}^2 \text{ (Drehpunkt B)}$$

Der erste Indizes der Massenträgheitsmomente beim *Fall 2* beschreibt den Drehpunkt (A oder B), der letzte Indizes beschreibt den Schotterkörper nach Abbildung 5.13, ① oder ②.

In Kapitel 5.3.3 werden auf Basis der nachfolgend formulierten Bewegungsgleichung Werte für die Schotterfedersteifigkeit k_b berechnet. Als „Parameterstudie“ werden zusätzlich zu *Fall 1* und *Fall 2* für die Massenbewegungen des Schotters drei weitere Fälle eingeführt, die jeweils einem „abgeschwächten“ *Fall 2* entsprechen:

- Fall 2.a: 25 % des Schotterkörpers ① verformt sich mit dem Gleisrost mit

- Fall 2.b: 50 % des Schotterkörpers ① verformt sich mit dem Gleisrost mit
- Fall 2.c: 75 % des Schotterkörpers ① verformt sich mit dem Gleisrost mit

Nach Formulierung der kinetischen Energie, der potentiellen Energie und der generalisierten Dämpfungskräfte wird unter Zuhilfenahme der Lagrange'schen Bewegungsgleichungen die Bewegungsgleichung hergeleitet¹⁵.

$$\begin{aligned}
 & \underbrace{\begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} \\ m_{12} & m_{22} \end{bmatrix}}_{\mathbf{M}} \cdot \underbrace{\begin{bmatrix} \ddot{\eta} \\ \ddot{\varphi} \end{bmatrix}}_{\ddot{\mathbf{x}}} + \\
 & + \underbrace{\begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & (e_S \cos \alpha)^2 \cdot c_b \end{bmatrix}}_{\mathbf{C}} \cdot \underbrace{\begin{bmatrix} \dot{\eta} \\ \dot{\varphi} \end{bmatrix}}_{\dot{\mathbf{x}}} + \\
 & + \underbrace{\begin{bmatrix} k_{FL} \cdot l_{FL}^2 + k_{SK} \cdot h_S^2 & -k_{SK} \cdot h_S^2 \\ -k_{SK} \cdot h_S^2 & (e_S \cos \alpha)^2 \cdot \tilde{k}_b + k_{SK} \cdot h_S^2 \end{bmatrix}}_{\mathbf{K}} \cdot \underbrace{\begin{bmatrix} \eta \\ \varphi \end{bmatrix}}_{\mathbf{x}} = \underbrace{\begin{bmatrix} m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot l_{UWE} \cdot \cos \Omega t \\ 0 \end{bmatrix}}_{\mathbf{F}}
 \end{aligned} \tag{5-19}$$

Gleichung (5-19) kann alternativ in Matrixschreibweise angeschrieben werden.

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \tag{5-20}$$

Der Unterschied zwischen *Fall 1* und *Fall 2* in der Bewegungsgleichung besteht in der Berechnung der Massenmatrix \mathbf{M} , die je nach Fall unterschiedlich berechnet wird:

$$\text{Fall 1: } \mathbf{M} = \begin{bmatrix} \tau + \theta_{A,S,ges} & -\theta_{A,GR} \\ -\theta_{A,GR} & \theta_{A,GR} + \theta_{B,GR} \end{bmatrix} \tag{5-21}$$

$$\text{Fall 2: } \mathbf{M} = \begin{bmatrix} \tau + \theta_{A,S,ges} & -(\theta_{A,GR} + \theta_{A,S,1}) \\ -(\theta_{A,GR} + \theta_{A,S,1}) & \theta_{A,GR} + \theta_{B,GR} + \theta_{A,S,1} + \theta_{B,S,1} \end{bmatrix} \tag{5-22}$$

Die Hilfsgröße τ dient zur besseren Darstellung und ist definiert als:

$$\tau = \theta_{A,Trog} + \theta_{C,GS} + \theta_{C,SK} + m_{BW} \cdot l_{BW}^2 + \theta_{A,GR} \tag{5-23}$$

¹⁵ Herleitung der Bewegungsgleichung siehe Anhang E.7

Setzt man die vorher berechneten Massenträgheitsmomente der einzelnen Komponenten in die Gleichungen (5-21) bis (5-23) ein, ergeben sich für die Massenmatrix \mathbf{M} letztendlich folgende konkrete Werte:

$$\text{Fall 1: } \mathbf{M} = \begin{bmatrix} 751129 & -42153 \\ -42153 & 83495 \end{bmatrix} \text{kgm}^2$$

$$\text{Fall 2: } \mathbf{M} = \begin{bmatrix} 751129 & -70354 \\ -70354 & 139442 \end{bmatrix} \text{kgm}^2$$

Eine ausführliche Berechnung der Massenträgheitsmomente und der daraus abgeleiteten Massenmatrizen, für *Fall 1*, *Fall 2* und den Fällen *2.a*, *2.b* und *2.c* dazwischen, befindet sich in Anhang E.5 und E.6.

Neben den dynamischen Kennwerten k_b und c_b verbleibt in der Bewegungsgleichung (5-19) eine weitere, vorerst noch unbekannte Größe, nämlich die Federsteifigkeit der Schienenkopplung k_{SK} in der Steifigkeitsmatrix \mathbf{K} . Bevor anhand dieser neuen Bewegungsgleichung die dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues für das System mit zwei Freiheitsgraden berechnet werden können, muss zuerst die Federsteifigkeit k_{SK} bestimmt werden.

5.3.2. Bestimmung der Federsteifigkeit der Schienenkopplung

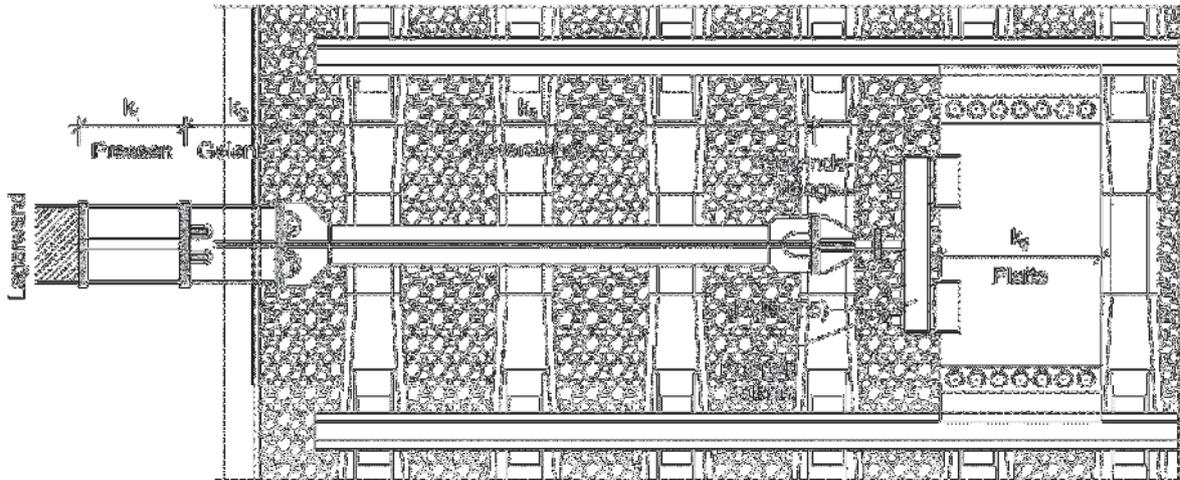
Aufgrund der unter vertikaler Kraftanregung sehr geringen aufbringbaren Relativverschiebungen $u(t)$ zwischen Gleisrost und Trog, welche maximal nur ca. $0,3 \text{ mm}$ betragen, kann die Schienenkopplung nicht mehr als starres Auflager (theoretische Steifigkeit $EA = \infty$) angenommen werden. Entlang der Verbindung zwischen Gleisrost und Lagerwand treten unvermeidbare Verlustwege auf, einerseits durch die endliche Steifigkeit der Konstruktion, und andererseits auch durch mögliche Spielwege in den Schraubverbindungen. Diese Verbindungskonstruktion zwischen Gleisrost und Trog (Schienenkopplung) wird daher in sechs Einzelelemente, mit einer zugehörigen Federsteifigkeit, aufgeteilt. In Abbildung 5.14 ist die Schienenkopplung mit ihren Einzelelementen dargestellt. Die Einzelelemente werden wie folgt bezeichnet, in ihrer Reihenfolge von der Lagerwand beginnend in Richtung Gleisrost:

- k_1 – Pressen: Mit den hydraulischen Pressen wird die Versuchsanlage, wie bereits in den voranstehenden Kapiteln erläutert, horizontal angeregt. Im Sonderfall unter vertikaler Kraftanregung sind die Pressen blockiert und stellen dadurch ein festes

Auflager dar. Die zugehörige Federsteifigkeit wird zunächst vereinfachend als unendlich angenommen.

- k_2 – Gelenk: Dieser Bauteil stellt die „gelenkige“ Verbindung zwischen dem Oberbau und der Lagerwand dar (Drehpunkt B in Abb. 5.10). Die Verbindung besteht aus einem Blech mit einem Querschnitt von $300 \times 10 \text{ mm}$ und einer Länge von 345 mm , auf dem rechtsseitig Richtung Ankerstange zusätzlich ein dreieckförmiges Blech zur Aussteifung und besseren Kraftübertragung angeschweißt ist.
- k_3 – Ankerstange: Die Ankerstange ist mit einer Länge von 2150 mm das größte und auch nachgiebigste Element der Schienenkopplung. Der Querschnitt besteht aus zwei T-förmig angeordneten Blechen ($160/15$ und $250/15$), die an den Enden voutenförmig vergrößert werden.
- k_4 – Gewindestange: Bestehend aus einem M42 Rundstahl verbindet dieser Bauteil die Ankerstange mit dem nachfolgenden Koppelbalken. In diesem Bauteil ist ein Kraftmesselement angeordnet, welche die Kopplungskraft zwischen Gleisrost und Lagerwand misst. Diese gemessene Kraftgröße wird wie bereits in den vorigen Kapiteln als $T5$ bezeichnet.
- k_5 – Koppelbalken: Der Koppelbalken besteht aus einem $100 \times 100 \text{ mm}$ Vollprofil mit einer Länge 700 mm . Die Verbindung mit der nachfolgenden Platte erfolgt über insgesamt vier M42 Schrauben, je zwei links und zwei rechts. Durch diese starre Verbindung wird der Koppelbalken in der weiteren Berechnung als eingespannter Träger modelliert.
- k_6 – Platte: An den Innenseiten der Schienen sind zwei Fahnenbleche der Dimension $640 \times 260 \times 25 \text{ mm}$ auf Höhe Schienenschwerpunkt angeschweißt. Zwischen diesen Platten ist als letztes Verbindungselement zwischen Lagerwand und Schienen eine Platte mit einem Querschnitt von $640 \times 25 \text{ mm}$ eingebaut (Abb. 5.14, rechtes Bild). Die ursprüngliche Verbindung der Platte mit den Fahnenblechen mit sieben M36 Schrauben je Seite wurde im Zuge von Umbauarbeiten durch eine Kehlnaht ergänzt, um mögliche Verlustwege aufgrund der Schraubenverbindung noch weiter zu minimieren.

Draufsicht



Pressen (k_1) und Gelenk (k_2)



Ankerstange (k_3)



Gewindestange (k_4), Koppelbolzen (k_5) und Platte (k_6)



Längsschnitt

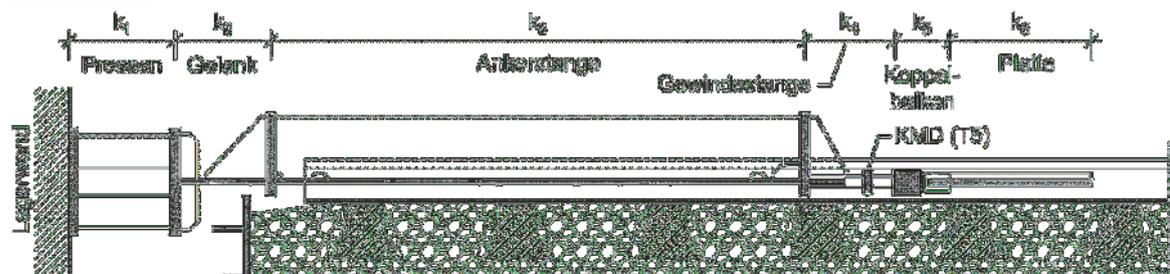
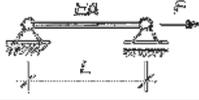
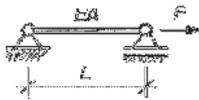
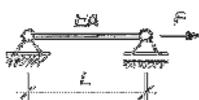
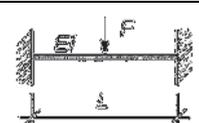
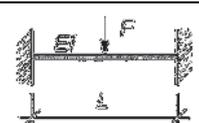


Abb. 5.14: Schienenkopplung mit Einzelementen und Definition der einzelnen Federsteifigkeiten

Für die sechs Einzelemente der Schienenkopplung wird in weiterer Folge ein einfaches mechanisches Modell gewählt, um die jeweilige Federsteifigkeit rechnerisch quantifizieren zu können. Als Modell wird dabei je nach Beanspruchung ein Zugstab (Länge L , Dehnsteifigkeit EA) oder ein beidseitig eingespannter Biegebalken (Spannweite L , Biegesteifigkeit EI) gewählt. Nachfolgend sind in Tabelle 5.2 die Berechnungsmodelle für die Einzelemente mit den daraus resultierenden Federsteifigkeiten k_i aufgelistet.

Tab. 5.2: Rechnerische Bestimmung der Federsteifigkeit der Schienenkopplung

Feder	Mechanisches Modell	EA [kN] bzw. EI [kNmm ²]	L [mm]	k_i [kN/mm]
k_1 Pressen	als unverschieblich angenommen	∞	370	∞
k_2 Gelenk	 $k = \frac{EA}{L}$	630000	345	1826
k_3 Ankerstange	 $k = \frac{EA}{L}$	1291500	2150	600
k_4 Gewindestange	 $k = \frac{EA}{L}$	290943	130	2238
k_5 Koppelbalken	 $k = \frac{192 \cdot EI}{L^3}$	$1,75 \cdot 10^9$	500	2688
k_6 Platte	 $k = \frac{192 \cdot EI}{L^3}$	$1,469 \cdot 10^{11}$	1500	6524

Die Pressen (k_1) sind vereinfachend als unverschieblich mit der rechnerischen Federsteifigkeit $k = \infty$ angenommen, der Koppelbalken und die Platte werden vereinfachend als eingespannte Biegebalken idealisiert (zu steife Annahme). Mit dem Federgesetz für seriengeschaltete Federn wird nun mit den oben bestimmten Federsteifigkeiten eine Gesamtfedersteifigkeit k_{SK} ermittelt:

$$k_{SK} = \left(\sum_{i=1}^6 \frac{1}{k_i} \right)^{-1} = \left(\frac{1}{\infty} + \frac{1}{1826} + \frac{1}{600} + \frac{1}{2238} + \frac{1}{2688} + \frac{1}{6524} \right)^{-1} = 314 \frac{kN}{mm} \quad (5-24)$$

Die berechnete Federsteifigkeit von 314 kN/mm ist ein erster Richtwert für die tatsächliche Federsteifigkeit und als oberer Grenzwert anzusehen, da vereinfachte Modelle und Annahmen gewählt wurden, welche eine höhere Federsteifigkeit bedingen. Würde man den Koppelbalken (k_5) und die Platte (k_6) nicht als eingespannten Biegebalken, sondern vereinfachend als gelenkig gelagerten Biegebalken ansehen, wäre die resultierende Federsteifigkeit nur mehr 210 kN/mm . Die rechnerische Ermittlung der Federsteifigkeit ist somit mit größeren Unsicherheiten behaftet. Im Zuge einer umfangreichen neuen Versuchsreihe un-

ter vertikaler Kraftanregung wurde daher die Federsteifigkeit k_{SK} aus konkreten Messgrößen ermittelt, Abbildung 5.15 zeigt eine Prinzipdarstellung der dabei verwendeten Messkette.

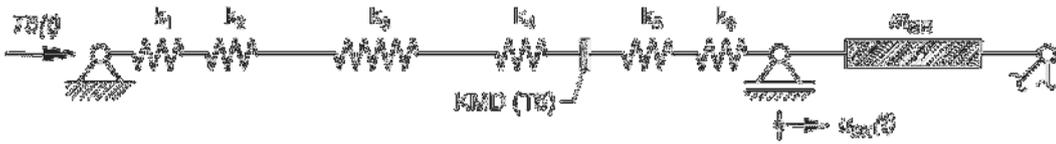


Abb. 5.15: Messkette der Schienenkopplung

Die Kraft $T5(t)$ ist die gemessene Kraft im Kraftmeselement, die Verschiebung $u_{SK}(t)$ beschreibt den Dehnungsweg der gesamten Schienenkopplung. Die Federsteifigkeit wird aus den Amplituden der beiden Messgrößen berechnet.

$$k_{SK} = \frac{|T5_{max}|}{|u_{SK,max}|} \quad (5-25)$$

Für insgesamt 55 Versuche mit unterschiedlichen Resonanzfrequenzen und auch unterschiedlichen Anregungsintensitäten wurde anhand dieser Vorgangsweise die Federsteifigkeit k_{SK} ermittelt, die Ergebnisse sind in Abbildung 5.16 dargestellt.

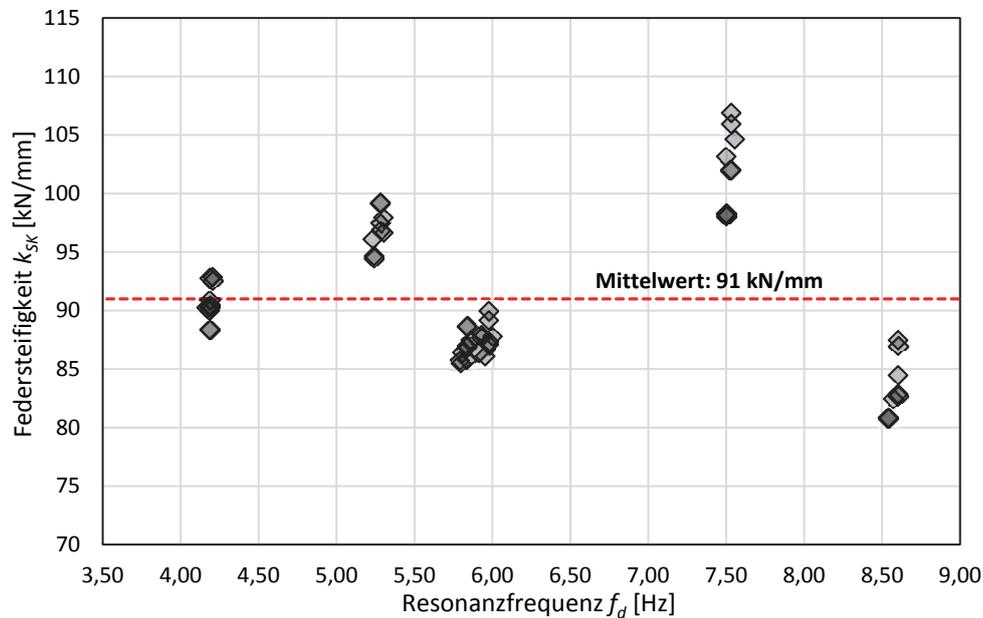


Abb. 5.16: Aus Messgrößen berechnete Federsteifigkeit der Schienenkopplung in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz (Anhang E.9)

Aus den gemessenen Werten für die Federsteifigkeit der Schienenkopplung sind zwei auftretende Phänomene ersichtlich:

- Die tatsächliche Federsteifigkeit beträgt durchschnittlich 91 kN/mm , was nur ca. einem Drittel bzw. ca. der Hälfte der theoretisch berechneten Federsteifigkeit von 314 kN/mm bzw. 210 kN/mm entspricht.
- Unabhängig von der Resonanzfrequenz und auch unabhängig von der Anregungsintensität bewegt sich die Federsteifigkeit in einem Bereich von 81 bis 107 kN/mm , dies entspricht einer Abweichung von $\pm 15 \%$.

Eine Ursache für die große Abweichung zwischen gemessener und berechneter Federsteifigkeit liegt vermutlich in der gewählten Modellbildung, welche eine hohe Steifigkeit voraussetzt und Schubnachgiebigkeiten des Koppelbalkens und der Platte vernachlässigt. Des Weiteren werden die Schraubverbindungen generell als starr angesehen. Auch die Kopfplatten zwischen den einzelnen Elementen (vgl. Abb. 5.14) werden in der Berechnung nicht berücksichtigt und als unendlich starr angenommen. Der Grund für die relativ großen Abweichungen von $\pm 15 \%$ für die gemessene Federsteifigkeit könnten die Schraubverbindungen sein, in denen ein äußerst geringer, aber unvermeidbarer Verlustweg auftritt.



Abb. 5.17: Messung der Wege der Schienenkopplung (links: Gelenk und Ankerstange – rechts: Koppelbalken und Gewindestange)

Um identifizieren zu können, bei welchen Elementen die größten Verluste auftreten, wurden in einer kleineren Versuchsreihe mit zwölf Schwingvorgängen in einem Frequenzbereich zwischen $5,20$ und $6,10 \text{ Hz}$ die Federsteifigkeiten der Einzelelemente bestimmt. Die Wege wurden dabei mit Hilfe von Karbonstäben, welche an die Konstruktion geklebt wurden, und darauf befindlichen Wegaufnehmern, gemessen (siehe Abb. 5.17). In Tabelle 5.3 sind die

theoretischen den tatsächlich gemessenen Federsteifigkeiten gegenübergestellt. Bei sämtlichen Federsteifigkeiten gibt es eine signifikante Abweichung zwischen gemessener und gerechneter Federsteifigkeit, wobei die letztendlich gemessenen Werte lediglich 17 – 70 % der gerechneten betragen. Die geringste Diskrepanz tritt bei der Ankerstange (k_3) auf, hierbei entspricht die tatsächliche Federsteifigkeit mit 420 kN/mm exakt 70 % der theoretischen mit 600 kN/mm . Die vorerst angenommene, unendliche Steifigkeit der blockierten Pressen (k_1) hat sich als nicht zutreffend herausgestellt. Auch die Annahme des eingespannten Biegebalkens für den Koppelbalken (k_5) war zu hoch angesetzt, die tatsächliche Federsteifigkeit beträgt nur 32 % der gerechneten, dies entspricht in etwa der Federsteifigkeit eines gelenkig gelagerten Balkens gleicher Spannweite. Der Federweg der Platte (k_6) ließ sich messtechnisch nicht erfassen, daher wird für die tatsächliche Federsteifigkeit jene Federsteifigkeit angenommen, die einem gelenkig gelagerten Balken entspricht (Tab. 5.3 – rot hinterlegtes Feld). Die größten Unterschiede treten beim Gelenk (k_2 : 17 %) und bei der Gewindestange (k_4 : 20%) auf.

Tab. 5.3: Vergleich der theoretischen mit den gemessenen Federsteifigkeiten (Anhang E.10)

Feder	k_1 [kN/mm]	k_2 [kN/mm]	k_3 [kN/mm]	k_4 [kN/mm]	k_5 [kN/mm]	k_6 [kN/mm]	k_{SK} [kN/mm]
theoretische Steifigkeit	∞	1826	600	2238	2688	6524	314
gemessene Steifigkeit	1160	306	420	443	848	1631	94
Relation gem./theor.		17 %	70 %	20 %	32 %	25 %	30 %

Die obigen Ergebnisse veranschaulichen abermals die große Abweichung zwischen berechneter und gemessener Federsteifigkeit, wobei die real gemessene Federsteifigkeit hier bei einer Bandbreite von 89 bis 104 kN/mm im Mittel 94 kN/mm beträgt. Eine genaue Erklärung für diese Abweichung kann an dieser Stelle nicht gegeben werden. Da der Dehnungsweg der Schienenkopplung u_{SK} unter dynamischer Anregung in Abhängigkeit der Amplitude η_{max} nur ca. $0,05 - 0,20 \text{ mm}$ beträgt, wirken sich schon geringste Verlustwege im Hundertstel Millimeter Bereich maßgeblich auf die Federsteifigkeit aus. Des Weiteren stellt die Modellbildung für die einzelnen Elemente eine starke Vereinfachung des realen Verhaltens dar, bei der mehrere Komponenten unberücksichtigt bleiben. Für die nachfolgenden Berechnungen zur Ermittlung der dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues,

bei denen die Federsteifigkeit der Schienenkopplung nicht aus direkten Messungen bekannt ist, wird diese mit 91 kN/mm festgelegt.

5.3.3. Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit

Im Zuge dieser Untersuchungen zum dynamischen Verhalten unter vertikaler Kraftanregung wurde eine neue Versuchsreihe mit insgesamt 173 Schwingversuchen, 104 davon mit gekoppeltem Oberbau und 69 mit entkoppeltem Oberbau, durchgeführt. Diese Versuchsreihen werden in weiterer Folge als *Beschleunigungstests*¹⁶ bezeichnet. In diesem Teilkapitel werden aus den dabei gemessenen Zustandsgrößen (Resonanzfrequenzen, Verschiebungen, Kräfte und Beschleunigungen) dynamische Kennwerte für den Schotteroberbau auf Basis des oben eingeführten Systems mit zwei Freiheitsgraden rückgerechnet. Sowohl für die Schotterfedersteifigkeit k_b , als auch für den Dämpfungsbeiwert c_b , werden unterschiedliche Vorgangsweisen zur Berechnung herangezogen.

Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit aus der Frequenzgleichung

Ausgehend von der Bewegungsgleichung (5-19) und der Darstellung in Matrizenform in Gleichung (5-20) wird die Frequenzgleichung zur Bestimmung der Eigenfrequenzen formuliert:

$$\det(\mathbf{K} - \omega_0^2 \cdot \mathbf{M}) = 0 \quad (5-26)$$

Die Berechnung der Determinanten für diese 2×2 Matrix liefert die quadratische Gleichung

$$\begin{aligned} & (m_{11} \cdot m_{22} - m_{12}^2) \cdot \omega_0^4 - \\ & - [(k_{FL} l_{FL}^2 + k_{SK} h_S^2) \cdot m_{22} + (\tilde{k}_b (\cos \alpha \cdot e_s)^2 + k_{SK} h_S^2) \cdot m_{11} - 2 \cdot k_{SK} h_S^2 \cdot m_{12}] \cdot \omega_0^2 + \\ & + k_{FL} l_{FL}^2 \cdot \tilde{k}_b (\cos \alpha \cdot e_s)^2 + k_{FL} l_{FL}^2 \cdot k_{SK} h_S^2 + k_{SK} h_S^2 \cdot \tilde{k}_b (\cos \alpha \cdot e_s)^2 = \\ & = 0 \end{aligned} \quad (5-27)$$

Durch die Variation der Federpaketstellung, bestimmt durch die Federsteifigkeit k_{FL} und dem Abstand vom Auflager l_{FL} (siehe Abb. 5.9), ist die Eigenfrequenz f_0 der Versuchsanlage innerhalb eines Frequenzbereiches von ca. $4 - 9 \text{ Hz}$ einstellbar. Setzt man nun in

¹⁶ Eine Auflistung aller durchgeführten Versuche findet sich im Anhang in Tabelle E.8

Gleichung (5-27) die real gemessene Eigenfrequenz im Resonanzzustand (= Resonanzfrequenz f_d), unter der Annahme, dass die Eigenfrequenz f_0 der Resonanzfrequenz f_d entspricht,

$$f_0 \cong f_d \quad \text{bzw.} \quad \omega_0 \cong \omega_d \quad (5-28)$$

und die Werte für die zugehörige Federpaketstellung ein, verbleibt nur mehr eine einzige unbekannte Größe, die Schotterfedersteifigkeit \tilde{k}_b . Die Umformung der quadratischen Gleichung (5-27), unter Einführung folgender Definitionen zur besseren Darstellung des Endergebnisses,

$$\delta = (m_{11}m_{22} - m_{12}^2) \quad (5-29)$$

$$\phi = (k_{FL}l_{FL}^2 + k_{SK}h_S^2) \cdot m_{22} + (m_{11} - 2m_{12}) \cdot k_{SK}h_S^2 \quad (5-30)$$

führt schließlich auf folgende Bestimmungsgleichung für die Schotterfedersteifigkeit:

$$\tilde{k}_b = \frac{\delta \cdot \omega_0^4 - \phi \cdot \omega_0^2 + k_{FL} \cdot l_{FL}^2 \cdot k_{SK} \cdot h_S^2}{(m_{11} \cdot \omega_0^2 - k_{FL} \cdot l_{FL}^2 - k_{SK} \cdot h_S^2) \cdot (\cos \alpha \cdot e_s)^2} \quad (5-31)$$

Ausgehend von Gleichung (5-31) kann nun mit den gemessenen Resonanzfrequenzen der *Beschleunigungstests* die Schotterfedersteifigkeit rückgerechnet werden. Die Massenmatrix M ändert sich jedoch in Abhängigkeit der unterstellten Massenbewegungen (siehe Kap. 5.3.1), für *Fall 1* (reine Starrkörperrotation des Schotters) und *Fall 2* (ein Teil des Schotters wird dem Gleisrost zugeordnet) ergeben sich deshalb unterschiedliche Werte für k_b . Abbildung 5.18 zeigt die so berechneten Schotterfedersteifigkeiten für ein einzelnes Kurbelviereck (je Schiene) in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz.

Die Federsteifigkeit der Schienenkopplung geht mit dem in Kapitel 5.3.2 bestimmten Wert von 91 kN/mm in die Bestimmungsgleichung (5-31) ein. Im Vergleich zum ursprünglichen System mit einem Freiheitsgrad ergeben sich keine negativen Werte mehr, die Schotterfedersteifigkeit ist positiv (somit physikalisch plausibel) und unterliegt eindeutig einer Frequenzabhängigkeit, wobei der Wert k_b mit steigender Frequenz zunimmt. In Abhängigkeit der Massenbewegung des Schotters ergeben sich unterschiedliche Werte für die Schotterfedersteifigkeit. Für *Fall 2* (Abb. 5.18 - rote Linie) sind die Steifigkeitswerte um den Faktor $1,75 - 3$ größer als im *Fall 1* (blaue Linie). Die drei grauen Linien bilden die oben eingeführten Fälle zwischen *Fall 1* und *Fall 2* ab. In den dabei angenommenen Massenbewegungen

werden analog zum *Fall 2* entweder 25 % (*Fall 2.a*), 50 % (*Fall 2.b*), oder 75 % (*Fall 2.c*) des Schotters, welcher sich zwischen den Schwellen befindet (Schotterkörper ① - vgl. Abb. 5.13), dem Gleisrost und somit auch der Kinematik des Gleisrostes (GR) zugeordnet. Eine Variation des statischen Momentes des Unwucherregers m_{st} hat keinen merkbaren Einfluss auf die berechnete Schotterfedersteifigkeit: Die gemessenen Resonanzfrequenzen (welche in die Bestimmungsgleichung (5-31) eingesetzt werden) nehmen mit geringerem oder höherem statischen Moment nur im Hundertstel-Hertz Bereich zu oder ab ($\pm 0,5$ %). Die Unabhängigkeit der Schotterfedersteifigkeit von der Anregungskraft (Größe der Unwucht) bedeutet, dass im untersuchten Bereich die Steifigkeit von der Wegamplitude nicht abhängt.

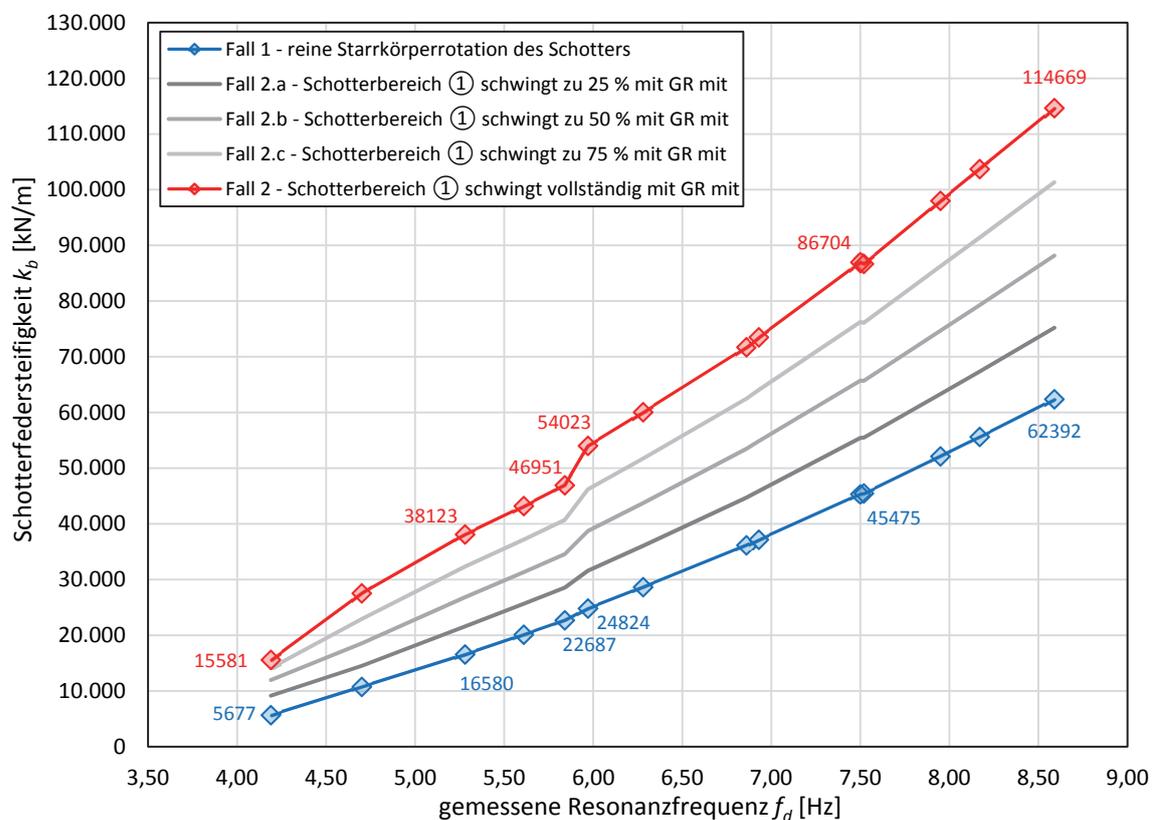


Abb. 5.18: Schotterfedersteifigkeit in Abhängigkeit der gemessenen Resonanzfrequenz bei gegebener Federsteifigkeit der Schienenkopplung $k_{SK} = 91 \text{ kN/mm}$ (Anhang E.11)

Um einen möglichen Einfluss der Federsteifigkeit der Schienenkopplung quantifizieren zu können, wurde im Zuge der *Beschleunigungstests* für sechs verschiedene Federpaketstellungen, somit sechs verschiedene Eigenfrequenzen im Bereich von 4,20 – 8,60 Hz, die Federsteifigkeit k_{SK} aus gemessenen Kraft- und Verschiebungsgrößen nach Gleichung (5-25)

rückgerechnet. Die rückgerechneten Federsteifigkeiten entsprechen den Werten in Abbildung 5.16. Anschließend wurde die Schotterfedersteifigkeit wie oben nach Gleichung (5-31) aus der gemessenen Resonanzfrequenz rückgerechnet, in diesem Fall jedoch mit der real gemessenen Federsteifigkeit der Schienenkopplung, die sich in einem Bereich zwischen 80 und 106 kN/mm bewegt.

Die Ergebnisverläufe sind in Abbildung 5.19 dargestellt, die strichlierten Linien beschreiben die Verläufe mit real gemessener Federsteifigkeit der Schienenkopplung (blau – Fall 1, rot – Fall 2), die durchgezogenen Linien entsprechen den Verläufen aus Abbildung 5.18 mit einer einheitlichen Federsteifigkeit von 91 kN/mm. Aus Abbildung 5.19 ist erkennbar, dass die Änderung der Federsteifigkeit der Schienenkopplung weder im Fall 1 (reine Starrkörperrotation des Schotters), noch im Fall 2 (Schotter zwischen den Schwellen bewegt sich vollständig mit dem Gleisrost mit) einen merkbaren Einfluss auf die Schotterfedersteifigkeit hat. Nach wie vor bleibt bei beiden Fällen eine eindeutige Frequenzabhängigkeit.

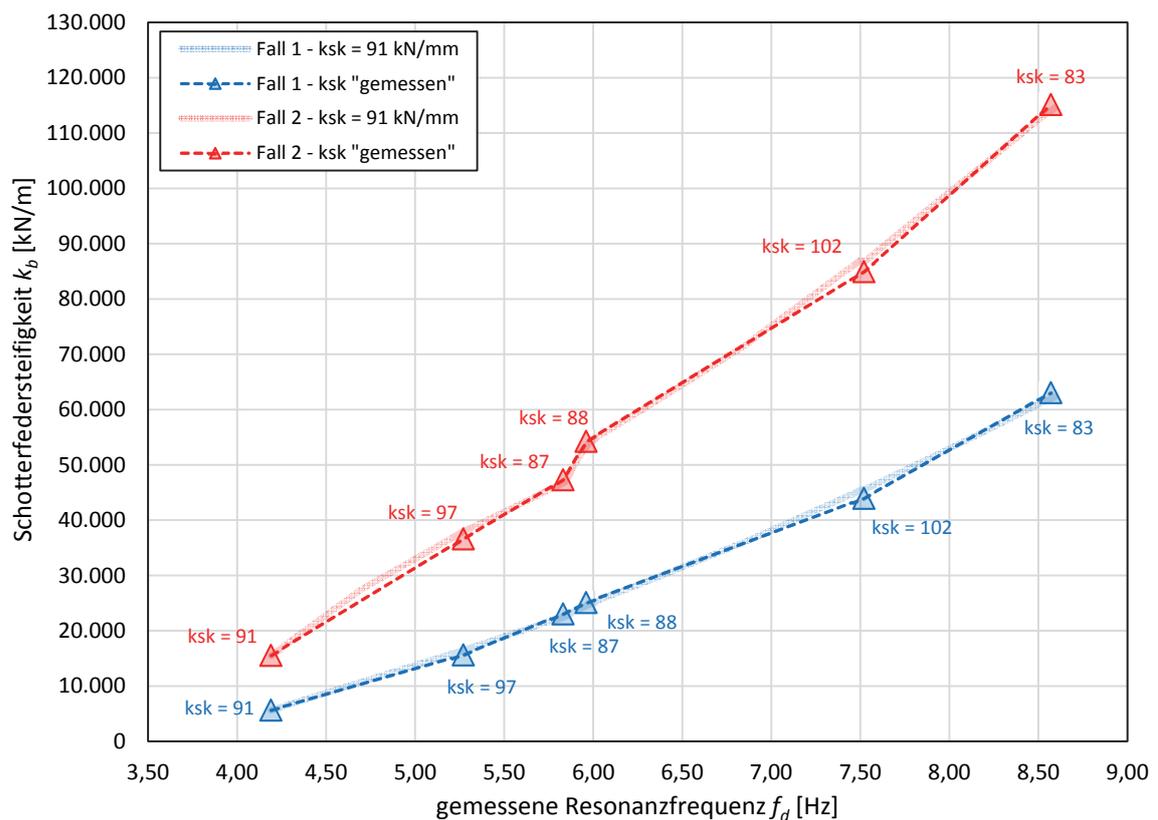


Abb. 5.19: Schotterfedersteifigkeit in Abhängigkeit der gemessenen Resonanzfrequenz mit real „gemessener“ Federsteifigkeit der Schienenkopplung (Anhang E.12)

Die Antwort auf die Frage, welcher der beiden Fälle für welche Eigenfrequenz bzw. für andere Randbedingung zutrifft, d.h. welche Schottermasse sich tatsächlich mit dem Gleisrost

mitbewegt, kann an dieser Stelle nach derzeitigem Stand noch nicht gegeben werden. Diese Fragestellung ist daher Gegenstand weiterer experimenteller und analytischer Untersuchungen. Dennoch legen nachfolgend beschriebene Beobachtungen in Kapitel 5.3.4 und 5.4, insbesondere jene der gemessenen Verschiebungen und Dämpfungen, die Vermutung nahe, dass *Fall 2* nur bei geringen Resonanzfrequenzen bzw. bei großen Amplituden (teilweise) wirksam wird und somit *Fall 1* den dominierenden Fall darstellt. Auf diese Hypothese wird später noch näher eingegangen.

Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit aus der Hysterese

Eine weitere Möglichkeit, die Schotterfedersteifigkeit zu bestimmen, ist die Bestimmung aus der Hysterese von gemessenen Weg-, Kraft- und Beschleunigungsverläufen (vgl. Kap. 4). Ausgehend vom Gesamtsystem in Abbildung 5.9 wird direkt unterhalb des Gleisrostes freigeschnitten, der verbleibende Teil ist nachfolgend in Abbildung 5.20 dargestellt.

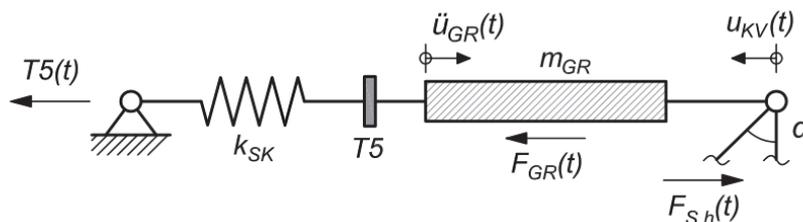


Abb. 5.20: Freischnitt unterhalb des Gleisrostes

Bei den durchgeführten Versuchen werden folgende Zustandsgrößen aus Abbildung 5.20 unmittelbar gemessen:

- $T5(t)$... Kopplungskraft zwischen Lagerwand und Gleisrost
- $\ddot{u}_{GR}(t)$... Horizontalbeschleunigung des Gleisrostes
- $u_{KV}(t)$... horizontale Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog¹⁷

Die Masse des Gleisrostes m_{GR} , einschließlich des mitbewegten Schotterbereiches ①, je nach Fallunterscheidung, ist wie folgt definiert (Berechnung siehe Anhang E.12):

- *Fall 1:* $m_{GR} = 4071 \text{ kg}$
- *Fall 2:* $m_{GR} = 6809 \text{ kg}$

¹⁷ Entspricht der Verschiebung im Kurbelviereckmechanismus (siehe Verschiebung $u(t)$ in Abb. 4.10). Die Verschiebung u_{GR} des Gleisrostes und die Verschiebung u_{KV} wirken nicht in die gleiche Richtung, sondern entgegengesetzt.

Aus den gemessenen Zustandsgrößen und einer je nach Fall definierten Masse m_{GR} kann die Horizontalkomponente der Rückstellkraft im Kurbelviereck $F_{S,h}(t)$ aus dem Gleichgewicht der Kräfte ermittelt werden.

$$F_{S,h}(t) = T5(t) + F_{GR}(t) = T5(t) + m_{GR} \cdot \ddot{u}_{GR}(t) \quad (5-32)$$

Über den Neigungswinkel α im Kurbelviereck (siehe Abb. 5.20) wird aus der Horizontal-komponente die Rückstellkraft im Kurbelviereck umgerechnet:

$$F_S(t) = \frac{F_{S,h}(t)}{\sin \alpha} = \frac{T5(t) + m_{GR} \cdot \ddot{u}_{GR}(t)}{\sin \alpha} \quad (5-33)$$

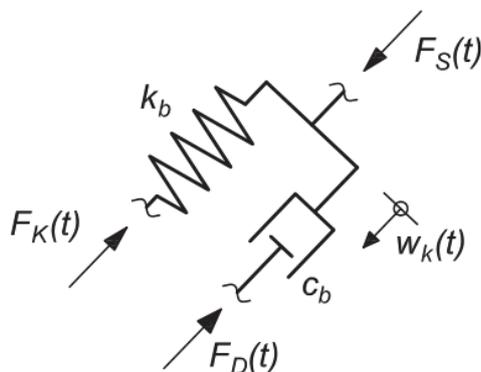


Abb. 5.21: Freischnitt im Kurbelviereck

$F_S(t)$... Rückstellkraft im Kurbelviereck

$F_K(t)$... Federkraft

$F_D(t)$... Dämpfungskraft

$w_k(t)$... Verschiebung im Kurbelviereck

Abbildung 5.21 zeigt ein freigeschnittenes Kurbelviereck mit den zugehörigen Kraftkomponenten (Federkraft, Dämpferkraft, Rückstellkraft) und der zugehörigen Verschiebung. Analog zur Rückstellkraft wird aus der gemessenen horizontalen Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog die Verschiebung im Kurbelviereck $w_k(t)$ berechnet.

$$w_k(t) = u_{KV}(t) \cdot \sin \alpha \quad (5-34)$$

Auf das dynamische Kräftegleichgewicht im Kurbelviereck

$$F_S(t) = F_K(t) + F_D(t) = k_b \cdot w_k(t) + c_b \cdot \dot{w}_k(t) \quad (5-35)$$

wird in Kapitel 5.3.4 noch näher eingegangen. An dieser Stelle wird mit den aus Messgrößen und Annahmen ermittelten Zustandsgrößen $F_S(t)$ und $w_k(t)$ eine Hysterese gebildet. Abbildung 5.22 zeigt exemplarisch eine Hystereseschleife über eine Schwingperiode unter der Annahme viskoser Dämpfung, der Verlauf entspricht einer Ellipse. Die Zusammenhänge der Hystereseschleife wurden bereits in Kapitel 4 (S.42 ff) erklärt, in diesem Fall variieren lediglich die Bezeichnungen der Zustandsgrößen.

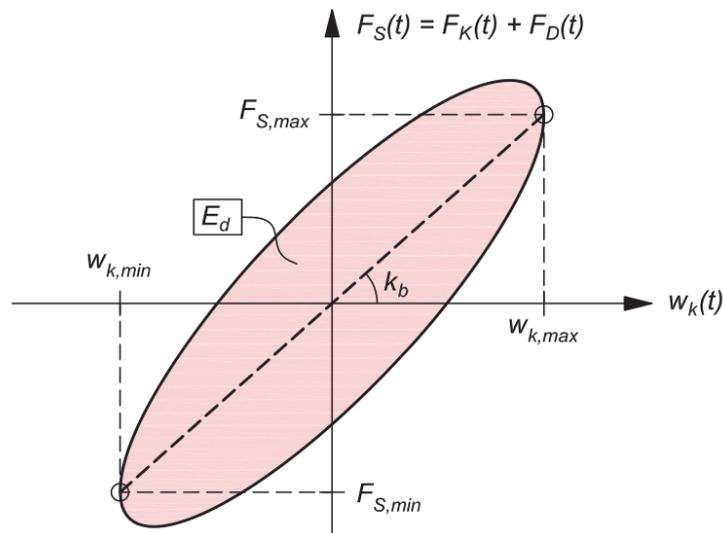


Abb. 5.22: Theoretische Hysterese unter Voraussetzung viskoser Dämpfung

Aus den Maximalwerten der Verschiebung und den zugehörigen Kraftgrößen kann die Schotterfedersteifigkeit bestimmt werden.

$$k_b = \frac{F_{S,max} - F_{S,min}}{w_{k,max} - w_{k,min}} \quad (5-36)$$

Die von der Hystereseschleife eingeschlossene Fläche entspricht dabei der pro Periode dissipierten Energie. Diese hat für die Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit keine Bedeutung; in den nächsten Teilkapiteln 5.3.4 und 5.4 wird noch näher darauf eingegangen.

Abbildung 5.23 zeigt die gemessenen Hystereseschleifen für ein einzelnes Kurbelviereck über eine Schwingperiode bei einer Resonanzfrequenz von 4,20 Hz und unterschiedlichen Anregungsintensitäten, ausgedrückt durch das statische Moment m_{st} des Unwuchterregers. Die Gestalt der Hystereseschleifen ist bei allen drei Anregungsintensitäten identisch, sie entspricht jedoch keiner Ellipse, wie es bei rein viskoser Dämpfung der Fall wäre. Die Schotterfedersteifigkeit beträgt bei einem statischen Moment von $m_{st} = 0,551 \text{ kgm}$ in etwa

10.000 kN/m. Bei einer größeren Anregungsintensität ($m_{st} = 0,813 \text{ kgm}$) nimmt die Schotterfedersteifigkeit leicht ab, bei einer kleineren Anregungsintensität ($m_{st} = 0,365 \text{ kgm}$) nimmt sie leicht zu (Abweichung $\pm 5 \%$).

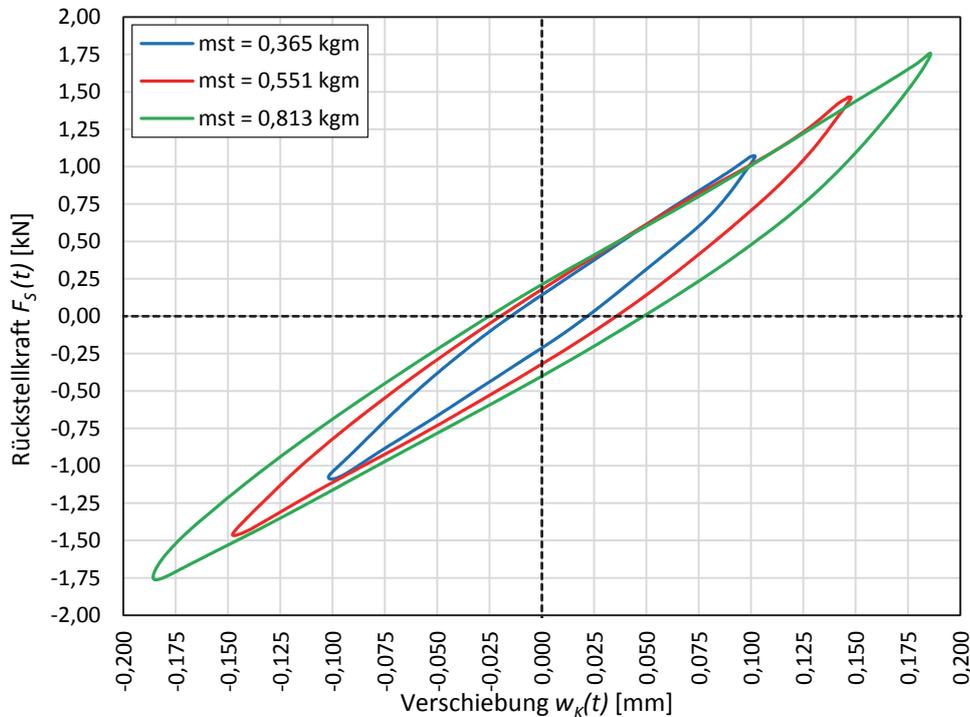


Abb. 5.23: Hysteresen für unterschiedliche Anregungsintensitäten m_{st} bei $f_d = 4,20 \text{ Hz}$

Aus den Messergebnissen der *Beschleunigungstests* wird für insgesamt 71 Versuche mit 11 verschiedenen Eigenfrequenzen die Schotterfedersteifigkeit aus der gemessenen Hysterese bestimmt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5.24, wiederum in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz, dargestellt. Die schwarze strichlierte Linie in Abbildung 4.24 beschreibt eine Regressionsgerade durch die „Punktwolke“ und fasst die ermittelten Schottersteifigkeiten für *Fall 1* und *Fall 2* zu einer Linie zusammen.

Im Gegensatz zu den mittels Frequenzgleichung für ein Einzelelement eines Kurbelvierecks je Schiene rückgerechneten Werten für die Schotterfedersteifigkeit (Abb. 5.18 und 5.19) nimmt bei den aus der Hysterese bestimmten Werten die Schotterfedersteifigkeit mit zunehmender Resonanzfrequenz nicht zu, sondern im Durchschnitt genähert linear ab (schwarze strichlierte Linie), die Werte streuen geringfügig in Abhängigkeit der Anregungsintensität. Des Weiteren besteht im Vergleich zur Bestimmungsgleichung aus der Frequenzgleichung nur ein sehr geringer Unterschied zwischen *Fall 1* (viereckige Markierungen) und *Fall 2* (runde Markierungen).

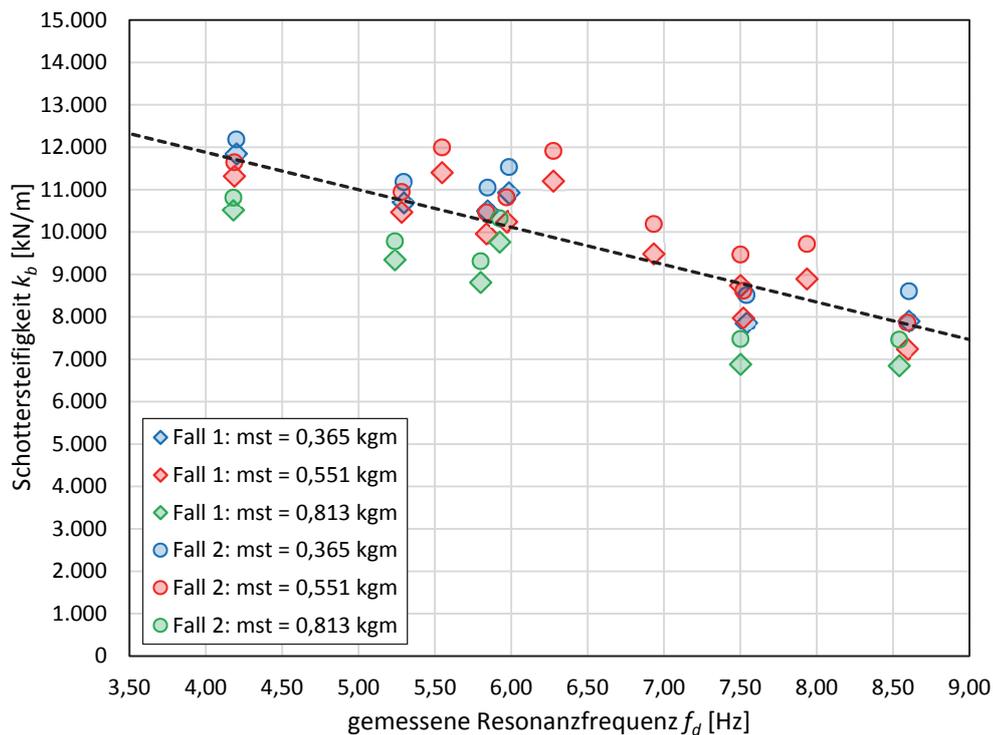


Abb. 5.24: Schotterfedersteifigkeit aus der Hysterese in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz (Anhang E.13)

In Abbildung 5.25 sind die Verläufe der Schotterfedersteifigkeit für beide Bestimmungsmethoden (Frequenzgleichung und Hysterese), wiederum in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz, zusammengefasst. Wie bereits weiter oben erwähnt, hat im Falle der Frequenzgleichung als verwendete Bestimmungsmethode das statische Moment m_{st} keinen merkbaren Einfluss auf die berechnete Schotterfedersteifigkeit. Es sei angemerkt, dass sich die gemessene Resonanzfrequenz bei einer Variation der Anregungsintensität (bei unveränderter Federpaketstellung) nur äußerst geringfügig (im Hundertstel-Hertz Bereich) bis gar nicht ändert.

Abbildung 5.26 zeigt abermals die Schotterfedersteifigkeit, in diesem Fall jedoch in Abhängigkeit der Verschiebung, ausgedrückt durch die Amplitude η_{max} des Drehwinkels η (vgl. Abb. 5.10). Bei gleicher Federpaketstellung, und somit annähernd gleicher Resonanzfrequenz, erhöht sich mit zunehmender Anregungsintensität (veranschaulicht durch unterschiedliche Farben) zwar die Amplitude deutlich, die Schotterfedersteifigkeit bleibt aber annähernd konstant. Dieser Umstand zeugt von einer nahezu vollständig amplitudenunabhängigen Schotterfedersteifigkeit.

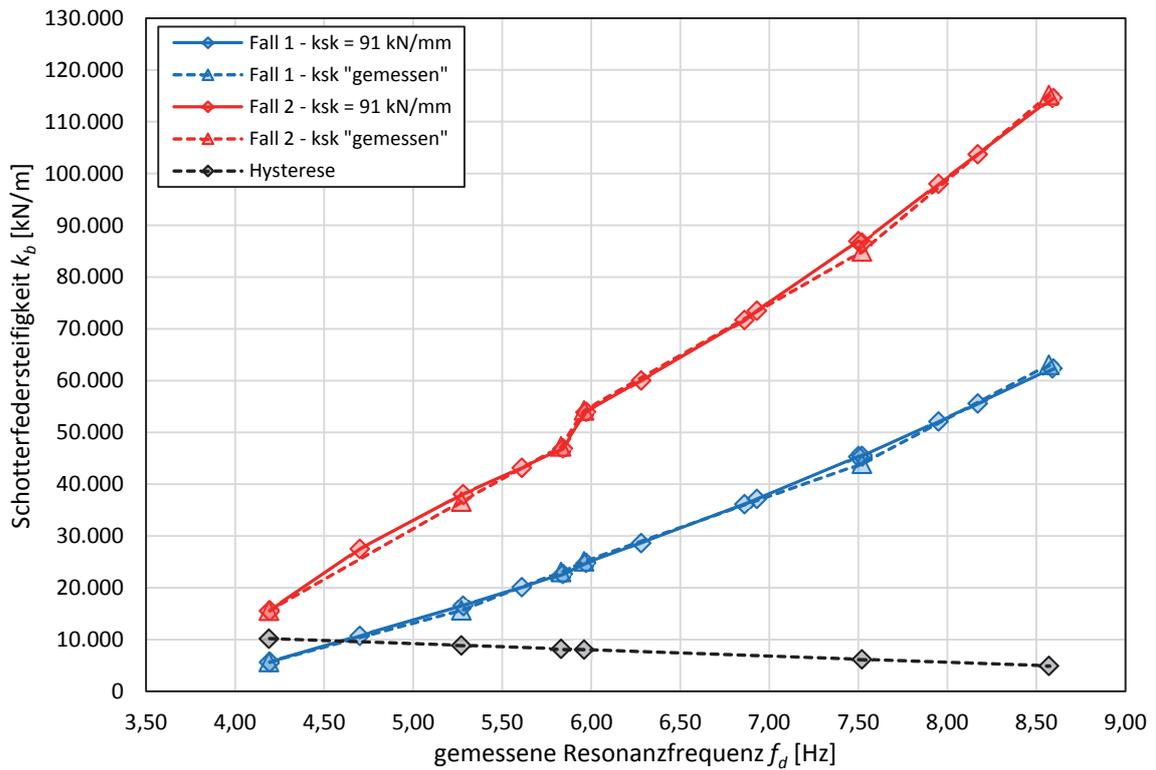


Abb. 5.25: Schotterfedersteifigkeit in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz auf Basis verschiedener Bestimmungsmethoden

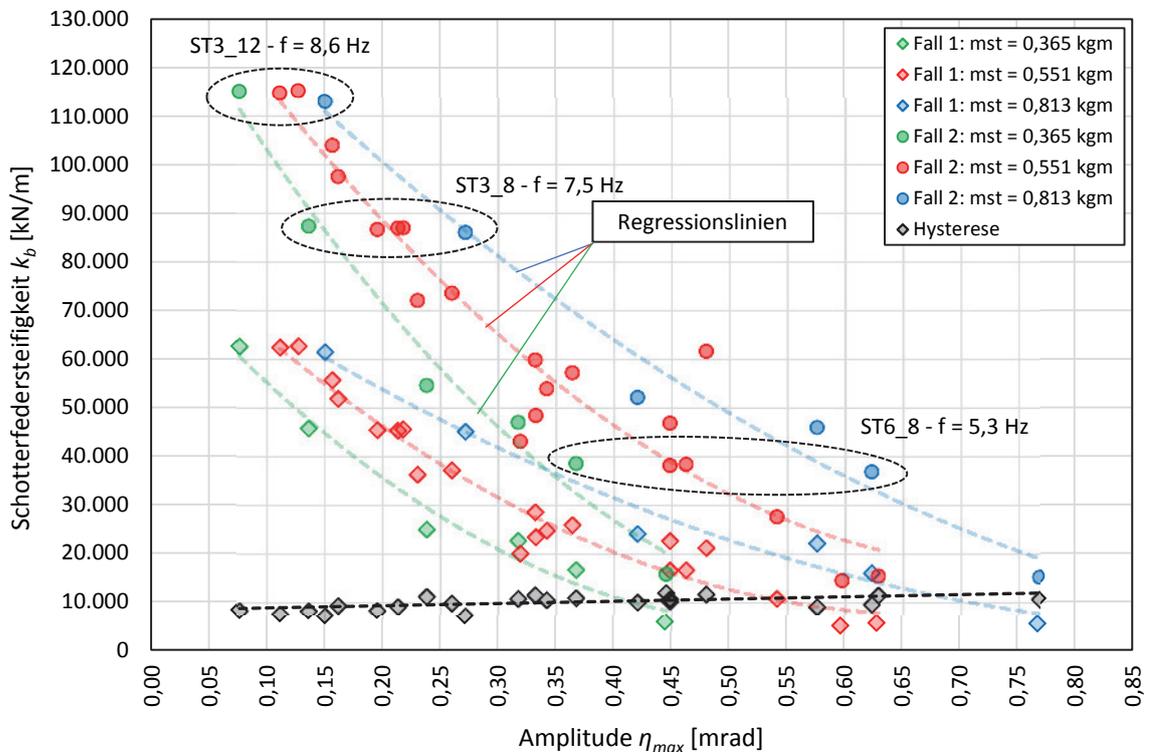


Abb. 5.26: Schotterfedersteifigkeit in Abhängigkeit der Wegamplitude auf Basis verschiedener Bestimmungsmethoden (Anhang E.14)

Die aus der Hysterese berechneten Werte für die Schotterfedersteifigkeit weichen sehr stark von jenen ab, welche mit der Frequenzgleichung bestimmt wurden. Diese Abweichung ist vermutlich auf folgende Zusammenhänge zurückzuführen:

- Bei der Ermittlung der Hystereseschleifen werden lediglich die horizontale Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog und die horizontale Gleisrostbeschleunigung erfasst und in die entsprechende Lage des Kurbelvierecks umgerechnet, eine direkte Erfassung der Kräfte im Kurbelviereck ist nicht möglich.
- Die gemessenen Horizontalverschiebungen $u(t)$ sind mit maximal $0,3 \text{ mm}$ im Vergleich zu den Versuchen mit horizontaler Anregung (siehe Kap. 4.1 – 4.4) äußerst gering und nehmen mit zunehmender Resonanzfrequenz noch weiter ab. Bei derart kleinen Verschiebungen ist eine messtechnische Erfassung sehr schwierig.
- Mit zunehmender Resonanzfrequenz wird auch eine Ermittlung einer für die Bestimmung von Kennwerten verwendbaren Hystereseschleife aufgrund der sehr kleinen Wege ($< 0,1 \text{ mm}$) immer schwieriger. Die ermittelten Werte für die Schotterfedersteifigkeit in Abbildung 5.22 sind daher eher kritisch zu betrachten.
- Des Weiteren basieren die unterschiedlichen Bestimmungsmethoden für die Schotterfedersteifigkeiten auf unterschiedlichen mechanischen Modellen (Frequenzgleichung eines Mehrmassenschwingers, Hysterese). Inwieweit die so ermittelten Steifigkeitswerte direkt miteinander vergleichbar sind, bleibt daher fraglich.

5.3.4. Bestimmung des Dämpfungsbeiwertes

Die Bestimmung des Dämpfungsbeiwertes gestaltet sich im Vergleich zur Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit schwieriger, da die Rückrechnung auf einen Dämpfungsbeiwert aus einer einzigen Messgröße (wie z.B. aus der Resonanzfrequenz) aufgrund der Modellbildung mit zwei Freiheitsgraden nicht mehr möglich ist, sondern aufwendigere Methoden angewendet werden müssen. In weiterer Folge wird ein Dämpfungsbeiwert anhand von drei unterschiedlichen Methoden ermittelt:

- analytische Lösung der Bewegungsgleichung (5-19)
- dynamisches Kräftegleichgewicht im Kurbelviereck
- gemessene Hystereseschleife

Bestimmung aus analytischer Lösung der Bewegungsgleichung

Für die partikuläre Lösung der Bewegungsgleichung (5-20) wird ein harmonischer Ansatz

$$\mathbf{x}_p(t) = \mathbf{A} \cdot \sin \Omega t + \mathbf{B} \cdot \cos \Omega t \quad (5-37)$$

mit den entsprechenden Ableitungen

$$\dot{\mathbf{x}}_p(t) = \Omega \cdot \mathbf{A} \cdot \cos \Omega t - \Omega \cdot \mathbf{B} \cdot \sin \Omega t \quad (5-38)$$

$$\ddot{\mathbf{x}}_p(t) = -\Omega^2 \cdot \mathbf{A} \cdot \sin \Omega t - \Omega^2 \cdot \mathbf{B} \cdot \cos \Omega t \quad (5-39)$$

gewählt. Die vorerst noch unbekanntenen Integrationskonstanten \mathbf{A} und \mathbf{B} sind Vektoren der Gestalt

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \end{bmatrix} \quad \text{und} \quad \mathbf{B} = \begin{bmatrix} B_1 \\ B_2 \end{bmatrix} \quad (5-40)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (5-37) – (5-39) in die Bewegungsgleichung (5-20) und nach Durchführung eines Koeffizientenvergleiches für Sinus- und Cosinus-Terme erhält man das lineare Gleichungssystem

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \mathbf{K} - \Omega^2 \mathbf{M} & -\Omega \mathbf{C} \\ \Omega \mathbf{C} & \mathbf{K} - \Omega^2 \mathbf{M} \end{bmatrix}}_{\mathbf{S}} \cdot \underbrace{\begin{bmatrix} \mathbf{A} \\ \mathbf{B} \end{bmatrix}}_{\mathbf{X}(t)} = \underbrace{\begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{F} \end{bmatrix}}_{\mathbf{P}(t)} \quad (5-41)$$

mit dem unbekanntenen Vektor der Integrationskonstanten $\mathbf{X}(t)$. Die Multiplikation mit der Inversen der zeitlich unabhängigen und bekannten Steifigkeitsmatrix \mathbf{S} führt auf die Gleichung

$$\mathbf{X}(t) = \mathbf{S}^{-1} \cdot \mathbf{P}(t) \quad (5-42)$$

zur Bestimmung der Integrationskonstanten. Somit sind bei einer gegebenen Anregung mit dem Unwuchterreger

$$\mathbf{P}(t) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot l_{UWE} \cdot \cos \Omega t \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5-43)$$

sämtliche Zustandsgrößen (5-37) – (5-39) für eine bestimmte Anregungsfrequenz Ω und einem definierten statischem Moment m_{st} bekannt.

Im Zuge der *Beschleunigungstests* wurden 12 Amplitudenfrequenzgänge im Frequenzbereich zwischen 4,17 und 8,65 Hz bei einer Anregungsintensität von $m_{st} = 0,551 \text{ kgm}$ durchgeführt. Zur Bestimmung des Dämpfungsbeiwertes wird mit der in den Gleichungen (5-37) bis (5-42) hergeleiteten Lösung der Bewegungsgleichung ein Amplitudenfrequenzgang numerisch berechnet. Der Dämpfungsbeiwert wird dabei so lange variiert, bis die maximale Verschiebung des numerisch berechneten Amplitudenfrequenzganges mit der maximalen Verschiebung des gemessenen Amplitudenfrequenzganges übereinstimmt. Die maximale Verschiebung w_{max} ist in diesem Fall die Vertikalverschiebung direkt unter dem Unwuchterreger, als Produkt aus Drehwinkel η und Abstand l_{UWE} (vgl. Abb. 5.9). Die Vorgangsweise läuft nach folgendem Schema ab:

1. Festlegung der Randbedingungen: Federpaketstellung (k_{FL} und l_{FL}), Definition einer Federsteifigkeit der Schienenkopplung (in diesem Fall immer 91 kN/mm) und Unterscheidung zwischen *Fall 1* und *Fall 2* hinsichtlich der Massenbewegungen des Schotters (vgl. Kap. 5.3.1 – Herleitung der BWGL)
2. Berechnung der Schotterfedersteifigkeit mit der Bestimmungsgleichung (5-31) auf Basis der Resonanzfrequenz f_d des gemessenen Amplitudenfrequenzganges (Annahme: $f_d \cong f_0$)
3. Annahme eines konkreten Dämpfungsbeiwertes c_b zur Bestimmung der Dämpfungsmatrix C
4. Numerische Berechnung eines Amplitudenfrequenzganges mit den unter Pkt. 1 bis Pkt. 3 getroffenen Annahmen
5. Kontrolle, ob die maximale Verschiebung von berechnetem und gemessenem Amplitudenfrequenzgang übereinstimmt. Falls dies nicht der Fall ist, Neudefinition von c_b und neue Berechnung.

Mit der oben beschriebenen Vorgangsweise wird für jeden der 12 gemessenen Amplitudenfrequenzgänge ein entsprechender Dämpfungsbeiwert c_b ermittelt. In Abbildung 5.27 ist exemplarisch ein Vergleich zwischen dem gemessenen Amplitudenfrequenzgang (schwarze Linie) und mehreren numerisch berechneten Amplitudenfrequenzgängen mit unterschiedlichen Dämpfungsbeiwerten (rote Linien), für eine bestimmte Federpaketstellung, für $m_{st} = 0,551 \text{ kgm}$, und für *Fall 1* für die Schotterverformung, dargestellt. Die Federpaketstellung ST6_4 beschreibt die weichste mögliche Federpaketstellung mit der geringsten Resonanzfrequenz bei 4,17 Hz.

Aus Abbildung 5.27 ist ersichtlich, dass mit zunehmendem Dämpfungsbeiwert c_b in der Berechnung ebenfalls die maximale Verschiebung w_{max} zunimmt, bis schließlich bei einem Wert von 190 kNs/m (für ein einzelnes Kurbelviereck) die Amplituden übereinstimmen. Des Weiteren ist eindeutig erkennbar, dass die Eigenfrequenzen von gemessenem und gerechnetem Amplitudenfrequenzgang nicht übereinstimmen, sondern eine geringe Abweichung ($4,11$ zu $4,17 \text{ Hz}$) zueinander aufweisen.

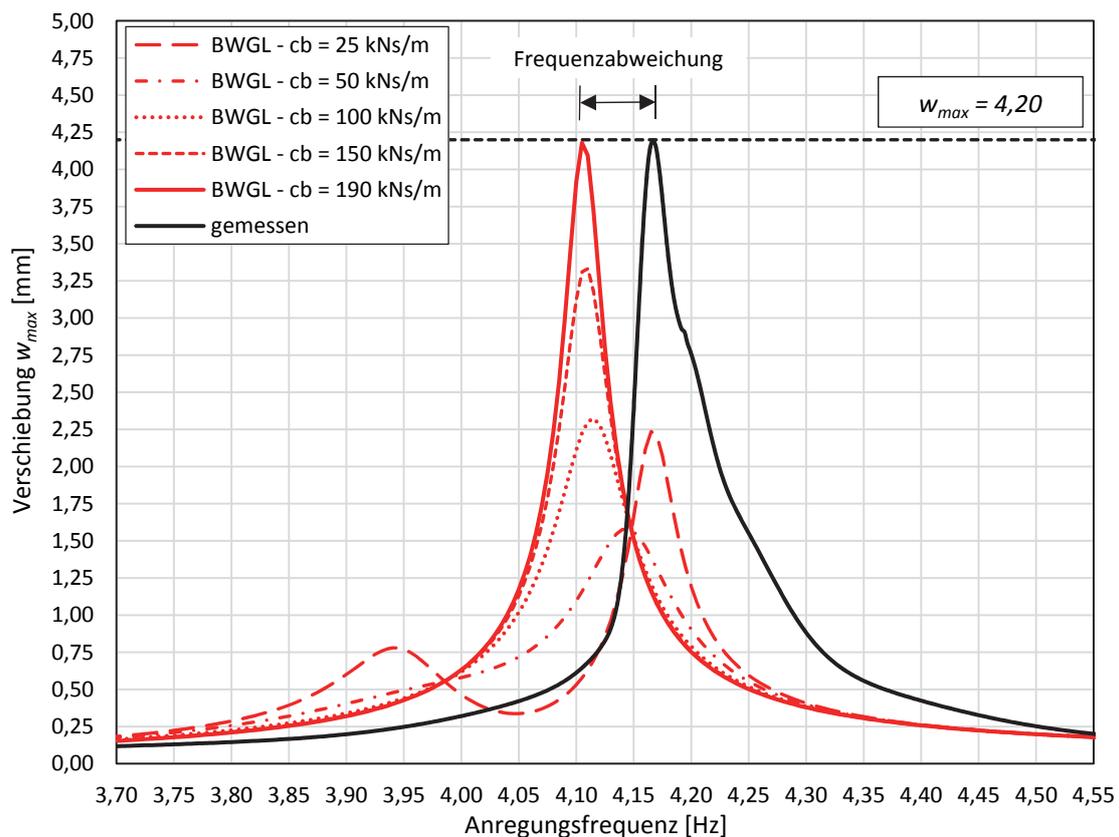


Abb. 5.27: Vergleich von gemessenem mit berechnetem Amplitudenfrequenzgang bei Federpaketstellung ST6_4 (gemessene Resonanzfrequenz $4,17 \text{ Hz}$)

Die Frequenzgleichung (5-27) liefert für das System mit zwei Freiheitsgraden zwei Eigenfrequenzen. Wird nun aus einer gemessenen Resonanzfrequenz der Versuchsanlage mit dieser Frequenzgleichung eine Schotterfedersteifigkeit bestimmt, kann daraus direkt auf die zweite Eigenfrequenz geschlossen werden. Für die unter Kapitel 5.3.1 hergeleitete Bewegungsgleichung ergeben sich dadurch zwei Eigenfrequenzen, die vergleichsweise sehr nah beieinander liegen, dieser Umstand ist in Abbildung 5.27 beim berechneten Verlauf für $c_b = 25 \text{ kNs/m}$ zu erkennen. Die erste Eigenfrequenz f_1 liegt bei $3,94 \text{ Hz}$, die zweite Eigenfrequenz f_2 bei $4,17 \text{ Hz}$ (diese entspricht der gemessenen - $f_2 = f_{d,gemessen}$).

Bei einer Steigerung des Dämpfungsbeiwertes ergibt sich ein rechnerischer Amplitudenfrequenzgang, bei dem die maximale Verschiebung bei einer Anregungsfrequenz (= rechnerische Resonanzfrequenz $f_{d,AFG}$) eintritt, die zwischen der ersten und der zweiten Eigenfrequenz nach Gleichung (5-27) liegt.

$$f_1 < f_{d,AFG} < f_2$$

Aus diesem Grund gibt es für die maximale Verschiebung eine Frequenzabweichung zwischen berechnetem und gemessenem Amplitudenfrequenzgang. Diese Frequenzabweichung ist vermutlich auf folgende Gründe zurückzuführen:

- Bei der numerischen Berechnung eines Amplitudenfrequenzganges wurden hintereinander zwei Methoden angewandt, um k_b und c_b zu bestimmen, zuerst Gleichung (5-31) zur Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit und anschließend die analytische Lösung der Bewegungsgleichung (5-37) bis (5-42) zur Bestimmung des Dämpfungsbeiwertes.
- Die Frequenzgleichung (5-27) zur Bestimmung der Eigenfrequenzen f_1 und f_2 gelten für die ungedämpfte Eigenfrequenz und nicht für die gedämpfte Resonanzfrequenz.

In weiterer Folge sollte die Bestimmung der Kennwerte k_b und c_b daher konsistent mit der analytischen Lösung der Bewegungsgleichung erfolgen, wobei die Eingangswerte k_b und c_b so lange variiert werden müssen, bis sowohl die maximale Verschiebung, als auch die Resonanzfrequenz des berechneten Amplitudenfrequenzganges mit den Werten des gemessenen Amplitudenfrequenzganges übereinstimmen. Da diese Vorgangsweise eine äußerst umfangreiche und aufwendige Parameterstudie erfordert, wird sie in den vorliegenden Bericht nicht mehr mit aufgenommen und ist Gegenstand weiterführender Untersuchungen.

In Abbildung 5.28 sind die nach diesem Schema ermittelten Dämpfungsbeiwerte in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz dargestellt. Die blaue Linie zeigt die Dämpfungsbeiwerte für den *Fall 1* (reine Starrkörperrotation des Schotters), wobei nicht für jeden gemessenen Amplitudenfrequenzgang ein Dämpfungsbeiwert bestimmt werden konnte, da die analytische Lösung keinen passenden Amplitudenfrequenzgang lieferte. In diesen Fällen lieferte die analytische Lösung zwar qualitativ passende Amplitudenfrequenzgänge, die maximale Verschiebung stimmte jedoch mit dem gemessenen Wert nicht überein (Abweichung 10 –

25 %). Aus diesem Grund sind in Abbildung 5.28 nicht für alle 12 gemessenen Amplitudenfrequenzgänge Dämpfungsbeiwerte angeführt.

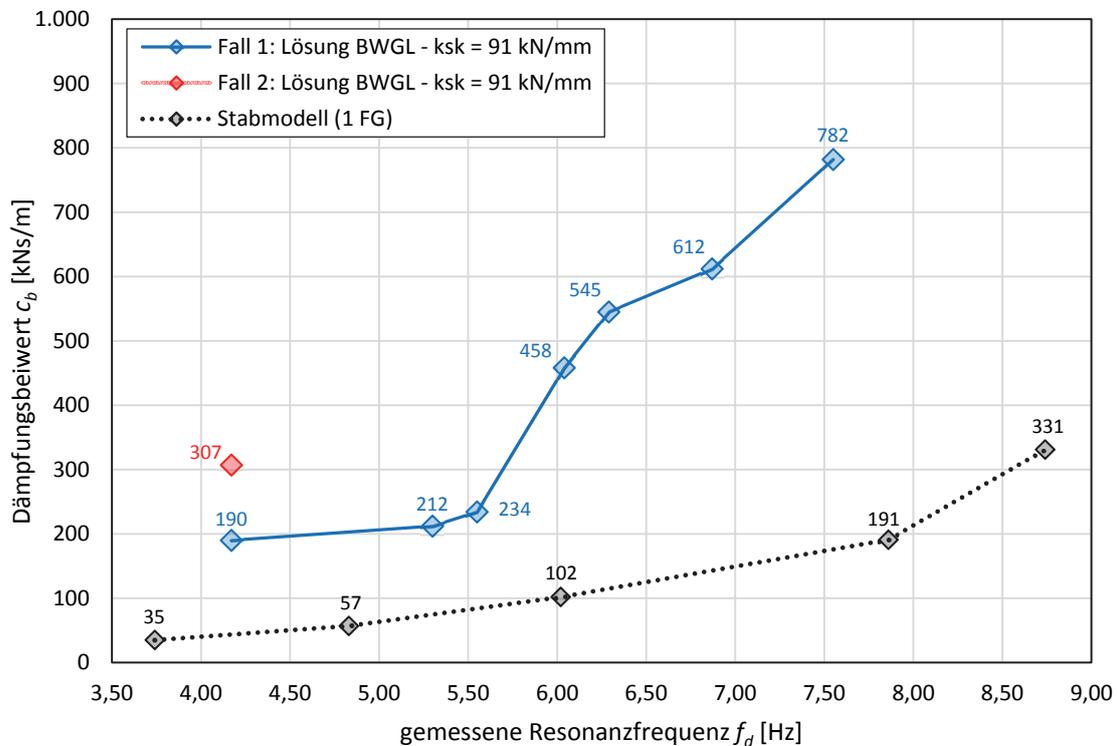


Abb. 5.28: Dämpfungsbeiwert in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz aus analytischer Lösung der Bewegungsgleichung (Anhang E.15)

Für den *Fall 1* zeigt sich eine eindeutige Frequenzabhängigkeit des Dämpfungsbeiwertes, mit steigender Eigenfrequenz nimmt der Dämpfungsbeiwert zu. Die ermittelten Werte liegen im Vergleich zum alten Stabmodell mit einem Freiheitsgrad (schwarze gepunktete Linie) deutlich über diesen. Bei der Ermittlung des Dämpfungsbeiwertes aus der analytischen Lösung wurde weiters berücksichtigt, dass der zweite Freiheitsgrad φ ebenfalls mit den gemessenen Werten in etwa übereinstimmt. Im *Fall 1* war dies bei allen Berechnungen der Fall, im *Fall 2* war dies jedoch nur für einen einzigen Amplitudenfrequenzgang der Fall. Aus diesem Grund ist in Abbildung 5.28 für den *Fall 2* nur ein einziger Wert (307 kNs/m bei 4,17 Hz) dargestellt. Ähnlich wie bei der Schotterfedersteifigkeit liegt dieser Wert deutlich über jenem von *Fall 1*.

Der Umstand, dass für *Fall 2* nur ein einziger passender Dämpfungsbeiwert, nämlich bei der kleinsten Resonanzfrequenz, bestimmt werden konnte, lässt darauf vermuten, dass *Fall 1* für die Massenbewegung des Schotterkörpers ① eher der Realität entspricht.

Bestimmung aus dem dynamischen Gleichgewicht

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung des Dämpfungsbeiwertes besteht in der Formulierung des dynamischen Kräftegleichgewichtes im Kurbelviereck (siehe Abb. 5.21). Ausgehend vom Freischnitt direkt unterhalb des Gleisrostes (Abb. 5.20) kann die Dämpferkraft $F_D(t)$ im Kurbelviereck direkt berechnet werden.

$$F_D(t) = F_S(t) - F_K(t) = \frac{T5(t) + m_{GR} \cdot \ddot{u}_{GR}(t)}{\sin \alpha} - k_b \cdot \underbrace{u_{KV}(t)}_{w_k(t)} \cdot \sin \alpha \quad (5-44)$$

Bis auf die Schotterfedersteifigkeit k_b und die Gleisrostmasse m_{GR} (Masse inklusive mitbewegtem Schotterkörper ①) sind sämtliche Variablen in Gleichung (5-44) aus direkten Messverläufen abgeleitete Zustandsgrößen. In Abhängigkeit von *Fall 1* oder *Fall 2* wird die Masse m_{GR} mit 4071 kg oder mit 6807 kg festgelegt, die Schotterfedersteifigkeit wird wiederum aus der gemessenen Resonanzfrequenz mit der Frequenzgleichung (5-31) bestimmt.

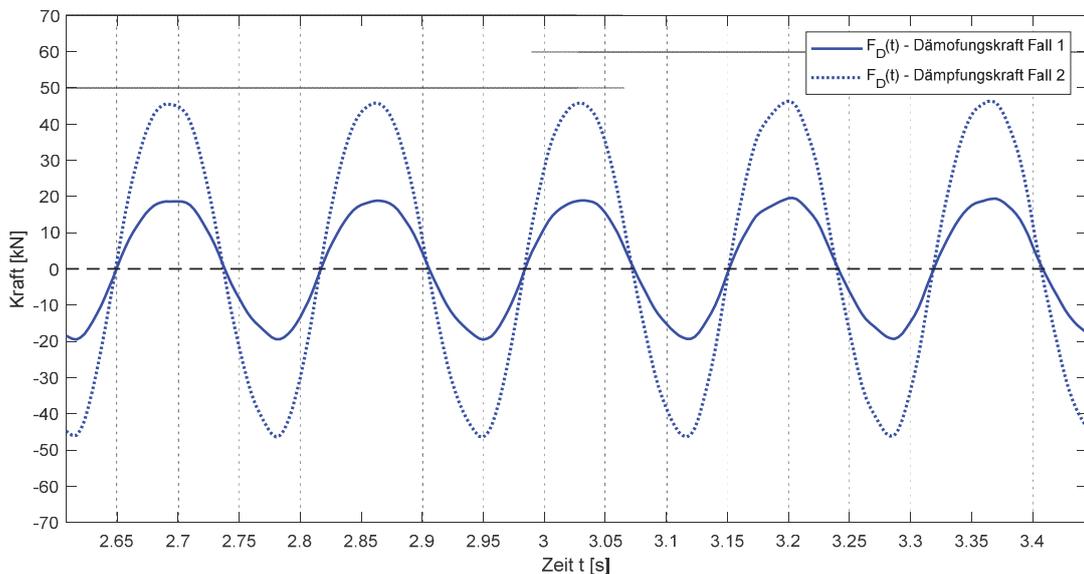


Abb. 5.29: Zeitlicher Verlauf der Dämpfungskraft im Kurbelviereck bei einer Frequenz von $5,97 \text{ Hz}$ und einer Anregungsintensität von $m_{st} = 0,551 \text{ kgm}$

Abbildung 5.29 zeigt den gemessenen Verlauf der Dämpferkraft F_D im Kurbelviereck, in diesem Fall für alle 18 Einzelemente aufsummiert für *Fall 1* und *Fall 2*, bei einer Resonanzfrequenz von $5,97 \text{ Hz}$ und einer Anregungsintensität von $0,551 \text{ kgm}$. Die Kräfteverläufe sind annähernd harmonisch, die Amplituden unterscheiden sich ca. um den Faktor 2,4.

Diese Abweichung resultiert aus den unterschiedlichen Schotterfedersteifigkeiten für die beiden Fälle 1 und 2 (vgl. Abb. 5.18).

Wird für die gemessene Verschiebung $w_k(t)$ ein harmonischer Ansatz

$$w_k(t) = w_{k,0} \cdot \sin(\Omega t - \varphi) \quad (5-45)$$

mit der entsprechenden zeitlichen Ableitung

$$\dot{w}_k(t) = \Omega \cdot w_{k,0} \cdot \cos(\Omega t - \varphi) \quad (5-46)$$

gewählt, ergibt sich die Dämpferkraft im Kurbelviereck zu

$$F_D(t) = c_b \cdot \dot{w}_k(t) = c_b \cdot \Omega \cdot w_{k,0} \cdot \cos(\Omega t - \varphi) \quad (5-47)$$

Wird in weiterer Folge die gemessene Dämpferkraft ebenfalls als harmonischer Verlauf entsprechend Gleichung (5-47) mit der aus Messgrößen errechneten Amplitude $F_{D,0}$ (Gl. 5-44)

$$F_D(t) = F_{D,gem}(t) = F_{D,0} \cdot \cos(\Omega t - \varphi) \quad (5-48)$$

angenommen, so kann durch Gegenüberstellung der Gleichung (5-47) und (5-48) ein Dämpfungsbeiwert folgend bestimmt werden:

$$c_b = \frac{F_{D,0}}{\Omega \cdot w_{k,0}} \quad (5-49)$$

Aus den Messungen der *Beschleunigungstests* kann auf diese Weise für insgesamt 71 einzelne Versuche ein Dämpfungsbeiwert ermittelt werden, jeweils für *Fall 1* und *Fall 2*. Abbildung 5.30 zeigt die berechneten Dämpfungsbeiwerte in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz, die viereckigen Markierung beschreiben *Fall 1*, die runden Markierungen beschreiben *Fall 2*, die unterschiedlichen Farben repräsentieren die unterschiedlichen Anregungsintensitäten. Es zeigt sich eine näherungsweise lineare Frequenzabhängigkeit, wobei die Dämpfungsbeiwerte für *Fall 2* deutlich über jenen von *Fall 1* liegen (maximal ca. Faktor 3). Die unterschiedlichen Anregungsintensitäten m_{st} und die daraus resultierenden unterschiedlichen Amplituden η_{max} haben keinen wesentlichen Einfluss auf den Dämpfungsbeiwert. Analog zur Schotterfedersteifigkeit (siehe Abb. 5.26) ergibt sich somit auch für den Dämpfungsbeiwert (im Falle der Bildung des dynamischen Kräftegleichgewichtes als Bestimmungsmethode) eine nahezu vollständige Amplitudenunabhängigkeit.

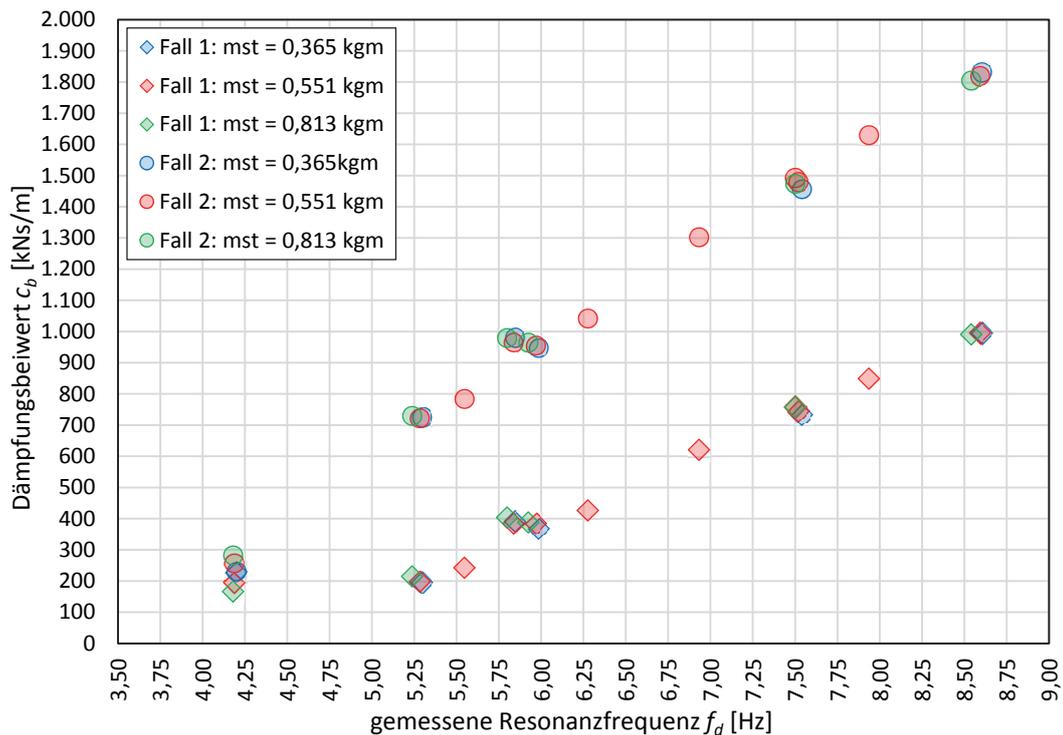


Abb. 5.30: Aus dem dynamischen Gleichgewicht bestimmter Dämpfungsbeiwert in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz (Anhang E.16)

In Abbildung 5.31 sind die Dämpfungsbeiwerte erneut angeführt, wobei Werte für unterschiedliche statische Momente m_{st} bei gleichen Federpaketstellungen gemittelt sind. Als direkter Vergleich sind die Dämpfungswerte auf Basis der analytischen Lösung des Modells mit zwei Freiheitsgraden und auch jene auf Basis des Stabmodells mit einem Freiheitsgrad ebenfalls dargestellt.

Für *Fall 1* stimmen die Dämpfungsbeiwerte aus der analytischen Lösung der BWGL (blaue Linie) mit jenen aus dem dynamischen Kräftegleichgewicht (blaue strichlierte Linie) gut überein, es zeigt sich abermals die eindeutige Frequenzabhängigkeit. Die Werte liegen deutlich über jenen des Stabmodells, ca. um den Faktor 3-5. Diese Übereinstimmung ist ein weiteres Indiz dafür, dass innerhalb der Modellbildung des Kurbelviereckes das Schotterkörpermodell für *Fall 1* zutreffender ist.

Für *Fall 2* ergeben sich größtenteils erhebliche Unterschiede. Die Dämpfungsbeiwerte aus der analytischen Lösung der BWGL (rote Linie) liegen weit über jenen aus dem dynamischen Kräftegleichgewicht (rote strichlierte Linie) und sind auch keiner eindeutigen Frequenzabhängigkeit unterlegen. Wie bereits weiter oben erwähnt, stimmt bei den mittels analytischer Lösung berechneten Dämpfungsbeiwerten für *Fall 2* der berechnete Amplitudenfrequenzgang für den zweiten Freiheitsgrad φ bis auf eine Ausnahme nicht mit dem gemessenen

überein. Die Werte sind daher relevanzlos und nur der Vollständigkeit halber angeführt. Für den Ausnahmefall bei 4,17 Hz stimmen die Werte von analytischer Lösung der BWGL (307 kNs/m) und dynamischem Kräftegleichgewicht (257 kNs/m) grob überein (Abweichung 20 %). Die Dämpfungsbeiwerte aus dem dynamischen Kräftegleichgewicht unterliegen für Fall 2 ebenfalls einer Frequenzabhängigkeit, welche näherungsweise linear verläuft, die Werte liegen ca. um den Faktor 2 über jenen von Fall 1.

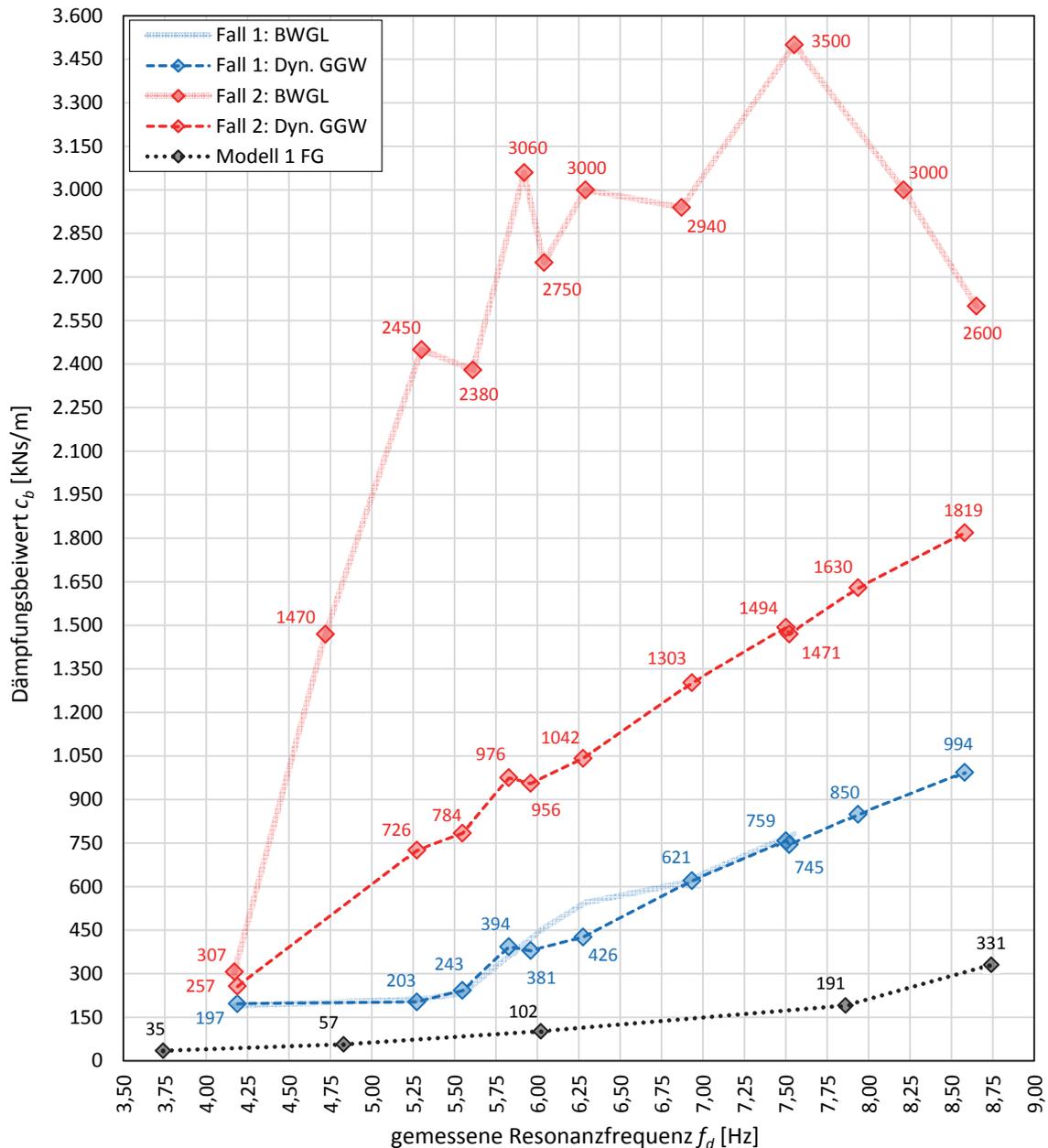


Abb. 5.31: Dämpfungsbeiwert - Vergleich der analytischen Lösung der BWGL mit dem dynamischen Kräftegleichgewicht und dem Stabmodell

Bestimmung aus der Hysterese

Wie bereits bei der Berechnung der Schotterfedersteifigkeit in Kap. 5.3.3 und auch in Kapitel 4 kann aus einer gemessenen Hystereseschleife ein äquivalenter Dämpfungsbeiwert ermittelt werden. Die Fläche der Hystereseschleife (diese entspricht der dissipierten Energie E_d) in Abbildung 5.22 ist unter der Annahme, dass der Verlauf zentriert ist ($w_{k,min} = -w_{k,max}$), definiert als

$$E_d = \pi \cdot c_b \cdot \Omega \cdot w_{k,max}^2 \quad (5-50)$$

Umformen von Gleichung (5-50) liefert die Bestimmungsgleichung

$$c_b = \frac{E_d}{\pi \cdot \Omega \cdot w_{k,max}^2} \quad (5-51)$$

für den Dämpfungsbeiwert. Analog zu Kap. 5.3.3 wird aus Messergebnissen von insgesamt 71 Versuchen der *Beschleunigungstests* ein Dämpfungsbeiwert bestimmt. Die Ergebnisse sind nachfolgend in Abbildung 5.32, wiederum in Abhängigkeit der gemessenen Resonanzfrequenz, dargestellt. Die schwarze strichlierte Linie beschreibt analog zu Abbildung 5.24 eine Regressionslinie (in diesem Fall quadratische), welche alle Werte zusammenfasst.

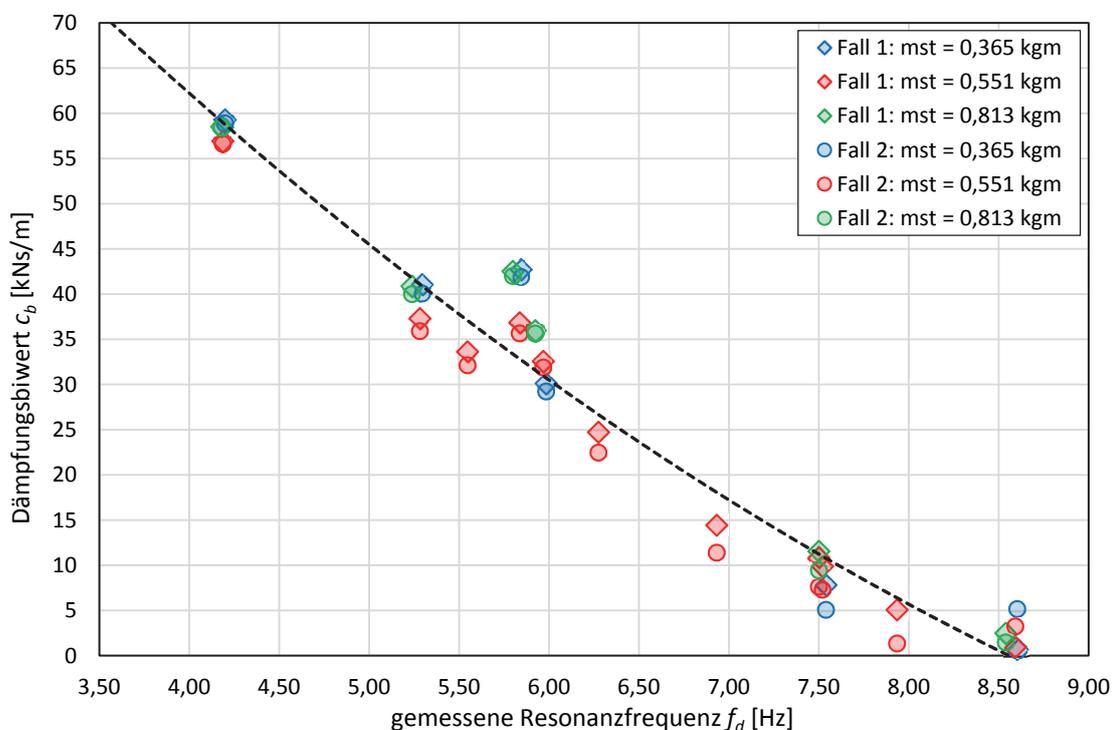


Abb. 5.32: Dämpfungsbeiwert aus gemessener Hystereseschleife (Anhang E.17)

Die ermittelten Kennwerte zeigen zwar auch bei dieser Auswertungsmethode eine Frequenzabhängigkeit, diese steht aber – zunächst - wie bei den Schotterfedersteifigkeiten im starken Widerspruch zu den anderen Auswertungsmethoden: Mit zunehmender Resonanzfrequenz nimmt nämlich der Dämpfungsbeiwert ab und tendiert letztendlich sogar gegen Null. Im direkten Vergleich mit den Dämpfungsbeiwerten der unterschiedlichen Auswertungsmethoden in Abbildung 5.31 liegen jene aus der Hystereseschleife deutlich unter den anderen. Der hier angesprochene Widerspruch lässt nun zwei Interpretationen zu: Erstens ist, wie schon bei der Schotterfedersteifigkeit erwähnt, die Ermittlung von Kennwerten aus gemessenen Hystereseschleifen aufgrund der kleinen Verschiebungen und der unterschiedlichen Methode keine brauchbare Auswertungsmethode. Aber zweitens ist festzuhalten, dass möglicherweise zwei unterschiedliche Dämpfungsmechanismen – beide ausgedrückt mit c_b – betrachtet werden: Ein Mechanismus, der die dissipierte Energie im gesamten Oberbau beschreibt (im Modell nach Abb. 5.9 wird die gesamte Energiedissipation ausschließlich dem Oberbau zugeordnet und über \bar{c}_b ausgedrückt) und ein anderer, der nur die dissipierte Energie infolge Gleisrostbewegung beschreibt. Dies bedeutet, dass der zuvor angesprochene „Widerspruch“ zu relativieren ist. Es sei hier schon erwähnt, dass nachfolgend in Kapitel 5.4.4 eine Analyse verschiedener Energiedissipationsmechanismen erfolgt.

5.3.5. Fazit

Das neu eingeführte erweiterte mechanische Modell mit zwei Freiheitsgraden stellt im Vergleich zum ursprünglichen Stabmodell eine wesentliche Verbesserung hinsichtlich der Ermittlung von dynamischen Kennwerten für den Schotteroberbau dar. Mit diesem Modell ist es erstmals möglich, physikalisch plausible Schottersteifigkeitswerte zu ermitteln, wobei sich eine eindeutige, näherungsweise lineare, Frequenzabhängigkeit zeigt (siehe Abb. 5.19).

Die auf Basis von Messergebnissen rückgerechneten dynamischen Kennwerte sind mit diesem komplexeren Modell dennoch nicht zweifelsfrei bestimmbar. Die zugrunde gelegten Massenbewegungen des Schotters (Kap. 5.3.1 - *Fall 1* und *Fall 2*) haben einen großen Einfluss auf die berechnete Schotterfedersteifigkeit. Die aufgetretene Fragestellung, welche Massenbewegungen nach welchen Abhängigkeiten (Frequenz-, Weg-, Beschleunigungsabhängigkeit) tatsächlich stattfinden, bleibt an dieser Stelle noch offen und ist Gegenstand weiterer theoretischer und experimenteller Untersuchungen. Die Vermutung liegt jedoch nahe, dass insbesondere bei Frequenzen $> 5,0$ Hz von *Fall 1* (reine Starrkörperrotation des

gesamten Schotters) auszugehen ist, da zwei unterschiedliche Methoden zu sehr gut vergleichbaren Ergebnissen führen (Abb. 5.31 für den Dämpfungsbeiwert, Abb. 5.19 – blaue Linien – für den Steifigkeitskennwert).

Für den Dämpfungsbeiwert zeigt sich ebenfalls eine näherungsweise lineare bzw. leicht quadratische Frequenzabhängigkeit, wobei zwei Auswertungsmethoden, die analytische Lösung der BWGL und das dynamische Kräftegleichgewicht, unabhängig voneinander vergleichbare Ergebnisse liefern (siehe Abb. 5.31). Die Bewegungsgleichung stellt jedoch eine Kopplung von Schotterfedersteifigkeit und Dämpfungsbeiwert her, der Dämpfungsbeiwert lässt sich nicht mehr unabhängig vom zugehörigen Schottersteifigkeitskennwert bestimmen. Eine Weiterentwicklung der Methode zur Bestimmung des Dämpfungsbeiwertes aus der analytischen Lösung der Bewegungsgleichung ist eine Parameterstudie, bei der sowohl die Schotterfedersteifigkeit k_b , als auch der Dämpfungsbeiwert c_b so lange variiert werden, bis der numerisch berechnete mit dem real gemessenen Amplitudenfrequenzgang übereinstimmt. Diese erheblich aufwendigere Vorgangsweise ist ebenfalls Gegenstand weiterer Untersuchungen.

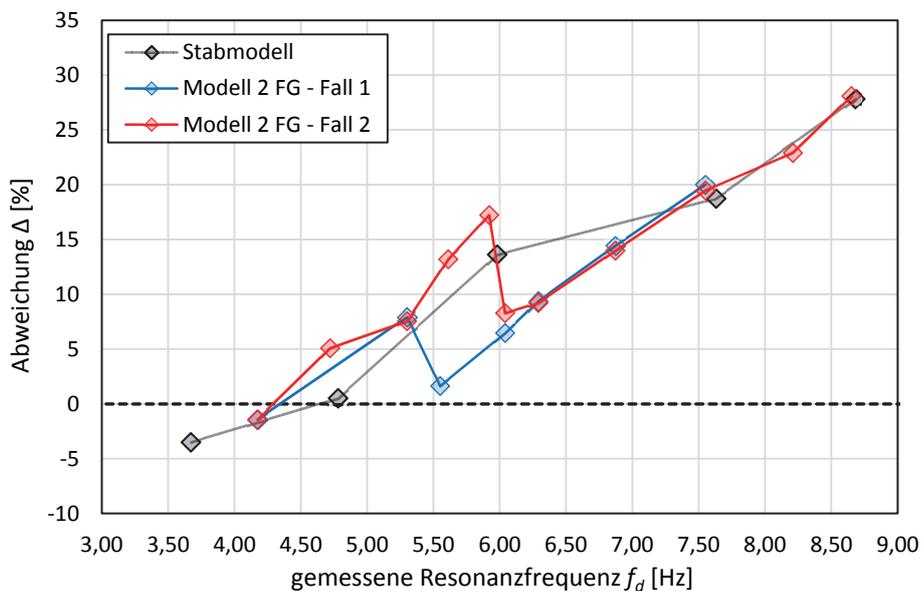


Abb. 5.33: Abweichung von Resonanzfrequenz des numerischen Amplitudenfrequenzgange zur gemessenen Resonanzfrequenz (Anhang E.15)

Die Bestimmung von dynamischen Kennwerten anhand gemessener Hystereseschleifen ist für das mechanische Modell mit zwei Freiheitsgraden letztendlich mit Vorsicht zu betrachten: Einerseits sind die gemessenen Verschiebungen im Bereich von $0,05 - 0,3 \text{ mm}$ im Vergleich zu den Versuchen mit horizontaler Anregung verschwindend gering. Speziell bei höheren Frequenzen $> 6,0 \text{ Hz}$ ist somit eine für die Bestimmung von dynamischen

Kennwerten geeignete Hystereseschleife nicht mehr messtechnisch zweifelsfrei erfassbar. Andererseits könnte dieser Umstand jedoch auch Rückschlüsse auf verschiedene Energie-dissipationsmechanismen liefern. Als direkter Vergleich zur Auswertung der Versuche mit horizontaler Anregung und im Sinne der Vollständigkeit wird diese Auswertungsmethode angeführt, aber auch um zu erklären, welche Dämpfungsmechanismen gegeben sind (siehe dazu auch Kapitel 5.4 und 5.5).

Summa summarum stellt das mechanische Modell mit zwei Freiheitsgraden noch keine vollständige Abbildung des realen Oberbauverhaltens dar, dieser Umstand zeigt sich vor allem dadurch, dass die analytische Lösung der BWGL nur für wenige gemessene Amplitudenfrequenzgänge passende Lösungen liefert. Auch die Abweichung der Eigenfrequenzen von gerechnetem und gemessenem Amplitudenfrequenzgang ist möglicherweise ein Indiz für eine notwendige weitere Vertiefung des Modelles, wenn man diese Abweichung nicht der vereinfachten Methode zur Ermittlung von k_b und c_b quasi „hintereinander“, aber entkoppelt, zuschreibt.

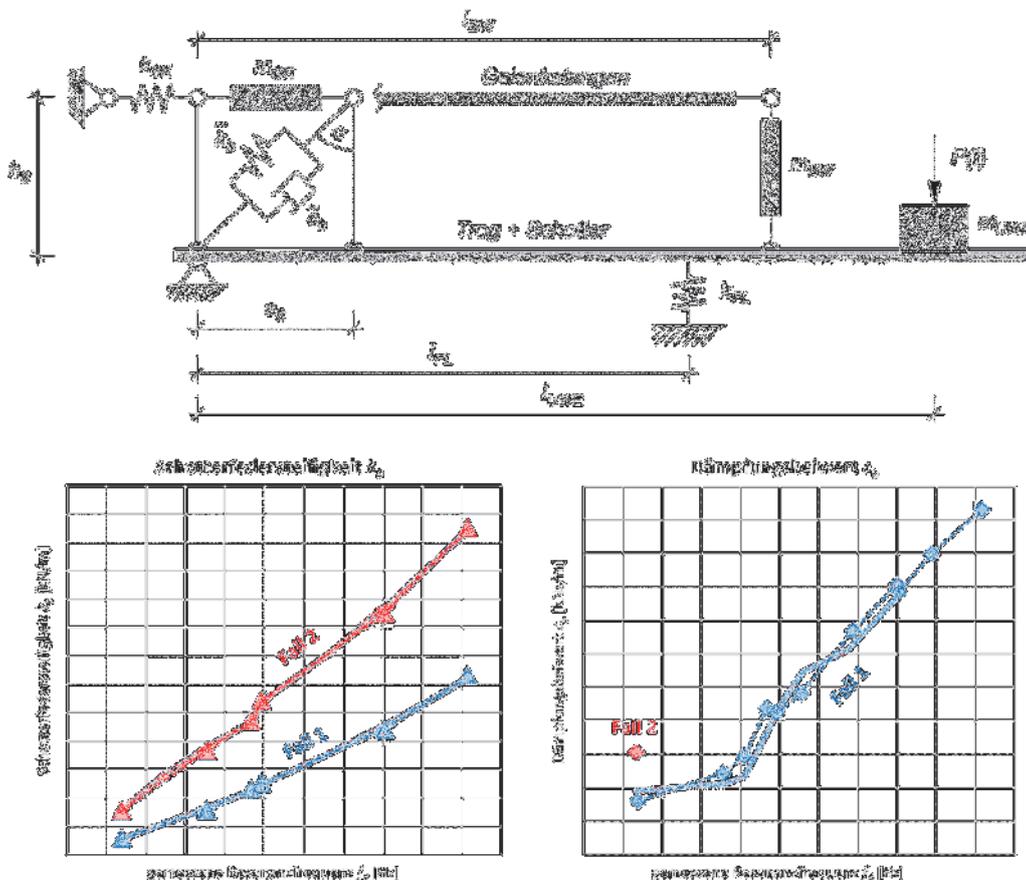


Abb. 5.34: Zusammenfassung – Modell 2 FG mit zugehörigen dynamischen Kennwerten

Abbildung 5.33 zeigt analog zu Abbildung 5.7 die Abweichung der Resonanzfrequenz der numerisch berechneten Amplitudenfrequenzgänge zur gemessenen Resonanzfrequenz. Es zeigt sich abermals eine mit steigender Resonanzfrequenz zunehmende Abweichung von Rechnung zu Messung.

Abschließend sind in Abbildung 5.34 die in diesem Kapitel ermittelten dynamischen Kennwerte für den Kurbelviereckmechanismus, welche grundsätzlich als physikalisch plausibel (*Fall 1*) eingestuft werden können, zusammengefasst.

5.4. Ausgewählte Sonderanalysen des dynamischen Verhaltens

Die Berechnung von dynamischen Kennwerten mit dem Modell des Zweimassenschwingers liefert eine Bandbreite an Kennwerten, je nach den zugrunde gelegten Massenbewegungen. Das neue Modell liefert jedoch noch keine analytische Erklärung für das beobachtete Phänomen des gleichen Dämpfungsverhaltens bei entkoppeltem und gekoppeltem Oberbau. Dieses Teilkapitel widmet sich der Ergründung des unterschiedlichen Dämpfungsverhaltens und geht in weiterer Folge auch genauer auf die im Schotteroberbau wirkenden Energiedissipationsmechanismen ein. Als Grundlage für diese Untersuchungen dienen die im Sommer 2018 durchgeführten *Beschleunigungstests* mit insgesamt 173 Versuchen (104 davon gekoppelt und 69 entkoppelt).

5.4.1. Dämpfungsverhalten

In einem ersten Schritt wird das Dämpfungsverhalten sowohl bei gekoppeltem, als auch bei entkoppeltem Oberbau quantifiziert. Durch mehrere Umbaumaßnahmen der Schienenkopplung zwischen Gleisrost und Lagerwand gibt es auch geringfügige Unterschiede im Dämpfungsverhalten. Die ursprüngliche Konstruktion der Schienenkopplung in [Hac17] weist aufgrund mehrerer Schraubenverbindungen und vergleichsweise kleineren Querschnitten eine geringere Steifigkeit auf als die in Kapitel 5.3.2 beschriebene adaptierte Konstruktion. Aufgrund der höheren Steifigkeit der Schienenkopplung (ausgedrückt durch k_{SK} – vgl. Kap. 5.3.2) sind die Verlustwege entlang dieser geringer und somit eine größere Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog aufbringbar, was direkte Auswirkungen auf die Dämpfung hat. Nachfolgend ist in Abbildung 5.35 ein Vergleich der Dämpfung, ausgedrückt durch das Lehr'sche Dämpfungsmaß ζ , zwischen den Versuchen aus dem Jahr 2016 [Hac17] mit alter Schienenkopplung und den *Beschleunigungstests* mit neuer Schienenkopplung, für unterschiedliche Unwuchten bzw. statische Momente m_{st} , gegeben.

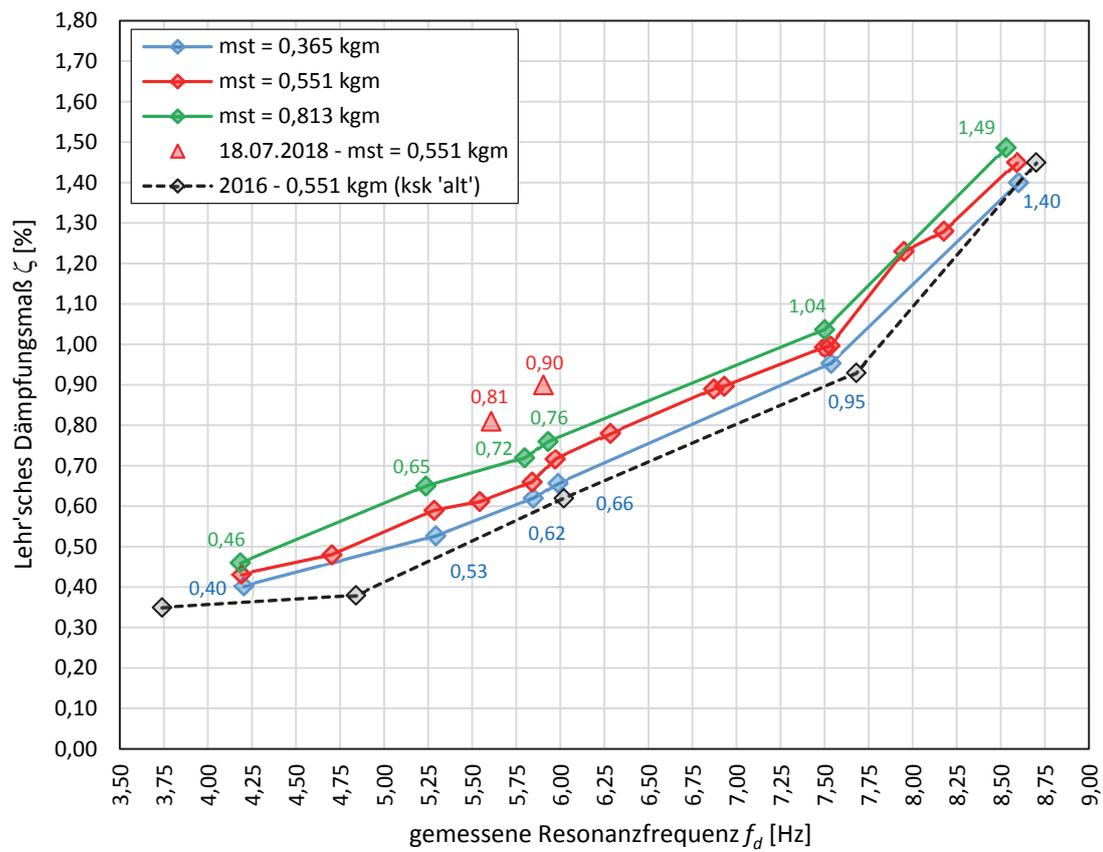


Abb. 5.35: Lehr'sches Dämpfungsmaß bei gekoppeltem Oberbau (Anhang E.18)

Bei beiden Versuchsreihen zeigt sich ein klar frequenzabhängiger Verlauf des Dämpfungsmaßes ζ , wobei die Dämpfung mit steigender Resonanzfrequenz annähernd quadratisch zunimmt. Zwischen den Versuchen 2016 (schwarz strichlierte Linie) und den *Beschleunigungstests* bei gleichem statischen Moment (rote Linie – $m_{st} = 0,551$ kgm) zeigt sich ein deutlicher Unterschied, bei einer höheren Steifigkeit der Schienenkopplung ist die Dämpfung größer, der relative Unterschied nimmt jedoch mit steigender Frequenz tendenziell ab. Dies bedeutet aber auch, dass bei einer größeren Relativbewegung von Gleisrost und Trog (bedingt durch die höhere Steifigkeit der Schienenkopplung) die Dämpfung etwas größer wird. Des Weiteren treten bei den *Beschleunigungstests* tagesweise Werte auf, bei denen die Dämpfung höher ist als an anderen Tagen, bei exakt gleicher Federpaketstellung wohl-gemerkt. Dieses Phänomen wurde an der Versuchsanlage schon mehrmals beobachtet und ist höchstwahrscheinlich auf einen durchnässten Oberbau (gegenüber trockenem) zurückzuführen. An sämtlichen Tagen, an denen solche Ausreißer auftraten, regnete es an den vorangegangenen Tagen und der Oberbau war an den Versuchstagen noch nass. Bei den durchgeführten Versuchen am 18.07.2018 traten jedoch nicht bei allen Versuchen solche Ausreißer auf, sondern nur bei Frequenzen über 5,0 Hz. Abbildung 5.36 und Tabelle

5.4 zeigen einen Vergleich der gemessenen Dämpfungsmaße für unterschiedliche Schotterzustände (trocken – nass), die Anregungsintensität war bei allen Versuchen konstant bei $0,551 \text{ kgm}$. Bei feuchtem bzw. nassem Schotterbett liegt die gemessene Dämpfung um 36 % bis sogar 93 % (!) über jener bei trockenem Zustand, wobei die Amplitude im Gegensatz dazu bei nassem Schotteroberbau um ca. 27 % unter jener bei trockenem Oberbau liegt. Eine vollständige Erklärung für dieses widersprüchliche Phänomen einer signifikant höheren Dämpfung bei einer wesentlich geringeren Amplitude kann an dieser Stelle noch nicht gegeben werden.

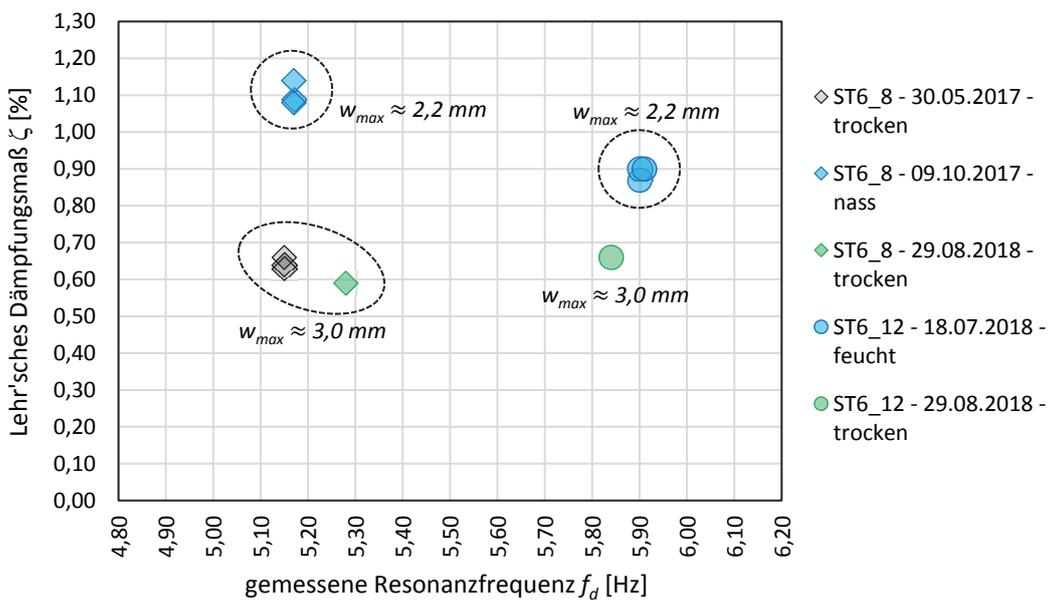


Abb. 5.36: Vergleich Lehr'sches Dämpfungsmaß bei trockenem und nassem Schotter

Tab. 5.4: Vergleich Lehr'sches Dämpfungsmaß bei trockenem und nassem Schotteroberbau

FP-Konf.	Datum	Schotter-zu-stand		f_d [Hz]	w_{max} [mm]	ζ [%]
ST6_8	30.05.2017	trocken	$m_{st} = 0,551 \text{ kgm}$	5,15	2,91	0,63
				5,15	2,96	0,64
				5,15	3,03	0,66
	09.10.2017	nass		5,17	2,00	1,09
				5,17	2,12	1,14
				5,17	2,33	1,08
29.08.2018	trocken	5,28	3,03	0,59		
ST6_12	18.07.2018	feucht	5,90	2,15	0,87	
			5,90	2,26	0,90	
	29.08.2018	trocken	5,91	2,32	0,90	
			5,84	3,03	0,66	

Die dargestellten Dämpfungsmaße in Abbildung 5.35 wurden aus Ausschwingvorgängen anhand des logarithmischen Dekrementes Λ ermittelt. Die unterschiedlichen Farben repräsentieren unterschiedliche statische Momente (0,365 kgm, 0,551 kgm oder 0,813 kgm). Es zeigt sich ganz klar, dass bei größeren statischen Momenten (entspricht größeren Wegamplituden) die Dämpfung teilweise deutlich zunimmt. Dieser Umstand zeugt von einer amplitudenabhängigen Dämpfung. Dieser Zusammenhang wurde bereits in [Hac17] festgestellt, jedoch nicht in diesem Ausmaß, daher wurde noch von einer „nahezu amplitudenunabhängigen Dämpfung“¹⁸ ausgegangen. Durch die höhere Steifigkeit der Schienenkopplung wird der Effekt der amplitudenabhängigen Dämpfung jedoch verstärkt.

Bei sechs verschiedenen Federpaketstellungen wurden sowohl für den gekoppelten, als auch für den entkoppelten Oberbau dieselben Versuche, Ausschwingversuche mit drei verschiedenen Anregungsintensitäten je Federpaketstellung, durchgeführt. Als direkter Vergleich sind in Abbildung 5.37 die Lehr'schen Dämpfungsmaße bei gekoppeltem (durchgezogene Linien – gleiche Werte wie Abb. 5.35) und entkoppeltem Oberbau (strichlierte Linien) dargestellt.

Das Lehr'sche Dämpfungsmaß beim entkoppelten Oberbau nimmt analog zum gekoppelten Oberbau mit steigender Resonanzfrequenz zu, es ist jedoch ein zusätzliches Phänomen zu erkennen, welches bei der alten, weicheren Konstruktion der Schienenkopplung noch nicht beobachtbar war. Bei der kleinsten Resonanzfrequenz tritt eine signifikante Differenz der Dämpfung auf, wobei jene des entkoppelten Oberbaues ca. 40 % unter jener des gekoppelten Oberbaues liegt (Federpaketstellung ST6_4). Mit steigender Resonanzfrequenz wird diese Differenz sukzessive kleiner, bis bei einer Resonanzfrequenz von 7,50 Hz (ST3_8) für ge- und entkoppelten Oberbau etwa die gleichen Dämpfungsmaße auftreten. Bei jener Federpaketstellung mit der größten Resonanzfrequenz (ST6_12) liegt die Dämpfung der entkoppelten Versuchsanlage sogar geringfügig über jener der gekoppelten Anlage. Dieser Umstand lässt einerseits auf einen eindeutigen Einfluss der Kopplung schließen, welcher jedoch mit zunehmender Resonanzfrequenz abnimmt, und andererseits auf einen noch unbekanntem Dämpfungsmechanismus, welcher mit steigender Resonanzfrequenz zunehmend tragend wird und unabhängig von der Kopplung wirkt. Der Einfluss der Kopplung ist auch eindeutig aus einer geringeren Resonanzfrequenz bei entkoppeltem Oberbau anzulesen. Durch die Schienenkopplung erhöht sich die Steifigkeit des Gesamtsystems, wodurch die Resonanzfrequenz ansteigt (Abb. 5.37 – unterer Frequenzbereich).

¹⁸ [Hac17], S.129 ff.

Mit zunehmender Resonanzfrequenz (entspricht auch abnehmenden Wegamplituden) schließt sich jedoch die Diskrepanz zwischen der Resonanzfrequenz der gekoppelten und der entkoppelten Anlage, was gleichbedeutend ist mit einem abnehmenden Einfluss der Kopplung bei steigender Resonanzfrequenz. Die Ableitung einer Hypothese zu einem möglichen anderen Dämpfungsmechanismus als bisher angesprochen erfolgt in Abschnitt 5.5.

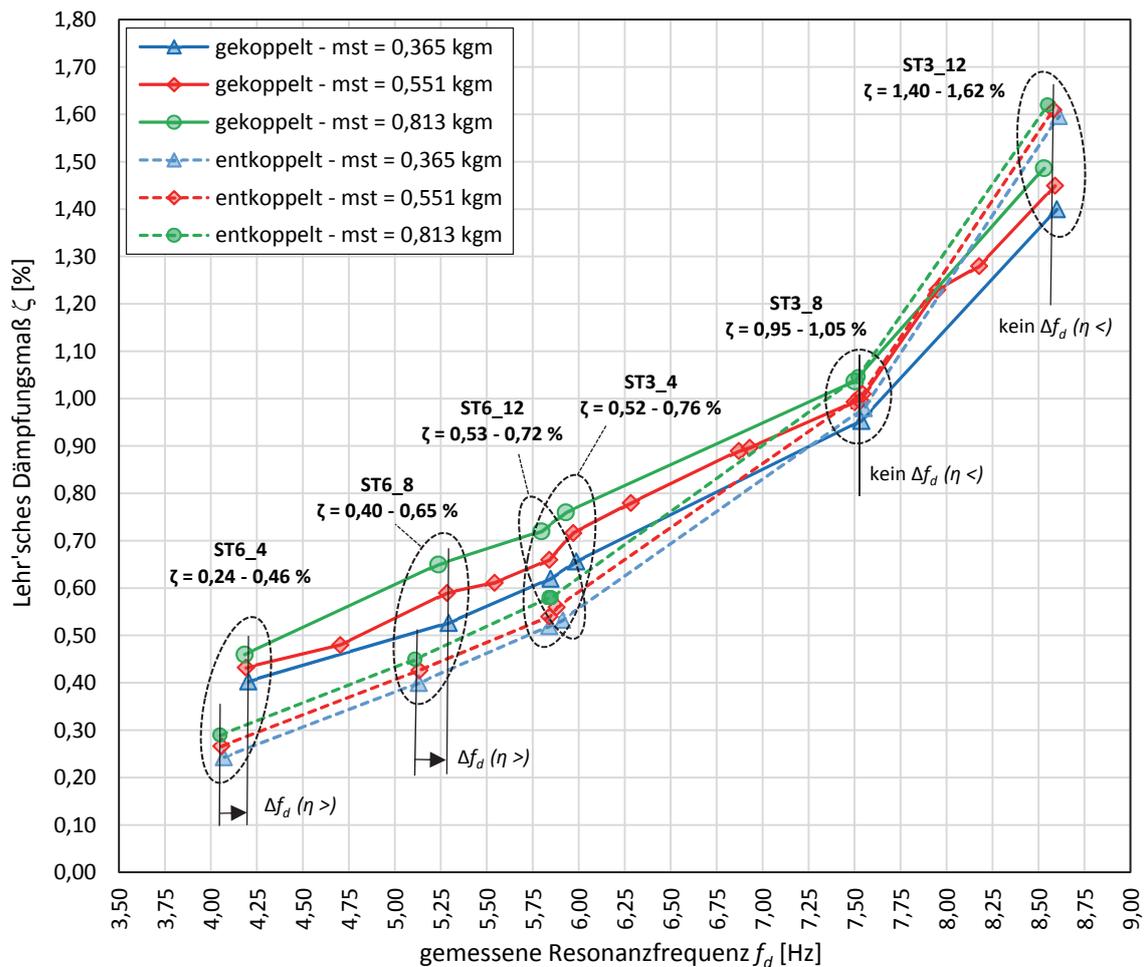


Abb. 5.37: Vergleich des Lehr'schen Dämpfungsmaßes bei gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau (siehe Anhang E.18 und E.19)

5.4.2. Verschiebungen

Als erste Untersuchung werden die Amplituden der Versuche mit gekoppeltem Oberbau jenen mit entkoppelten Oberbau gegenübergestellt. Die Amplituden sind in diesem Fall die Vertikalverschiebungen direkt unter dem Unwuchterreger ($w_{max} [mm] = \eta [mrad] \cdot 6,75 [m]$). Die durchgezogenen Linien in Abbildung 5.38 markieren die Werte bei gekoppeltem Oberbau, die strichlierten Linien jene bei entkoppeltem Oberbau. Die unterschiedlichen Farben stehen für die unterschiedlichen statischen Momente, wodurch sich eine Bandbreite

der Amplituden ergibt. In dieser Darstellung zeigt sich wie beim Lehr'schen Dämpfungsmaß ebenfalls eine Differenz zwischen ge- und entkoppeltem Zustand bei kleinen Frequenzen, die mit zunehmender Resonanzfrequenz immer kleiner wird, bis sich für höhere Frequenzen (> 7 Hz) keine Unterschiede mehr feststellen lassen. Dies bestätigt die Annahme des abnehmenden Einfluss der Kopplung bei steigender Resonanzfrequenz.

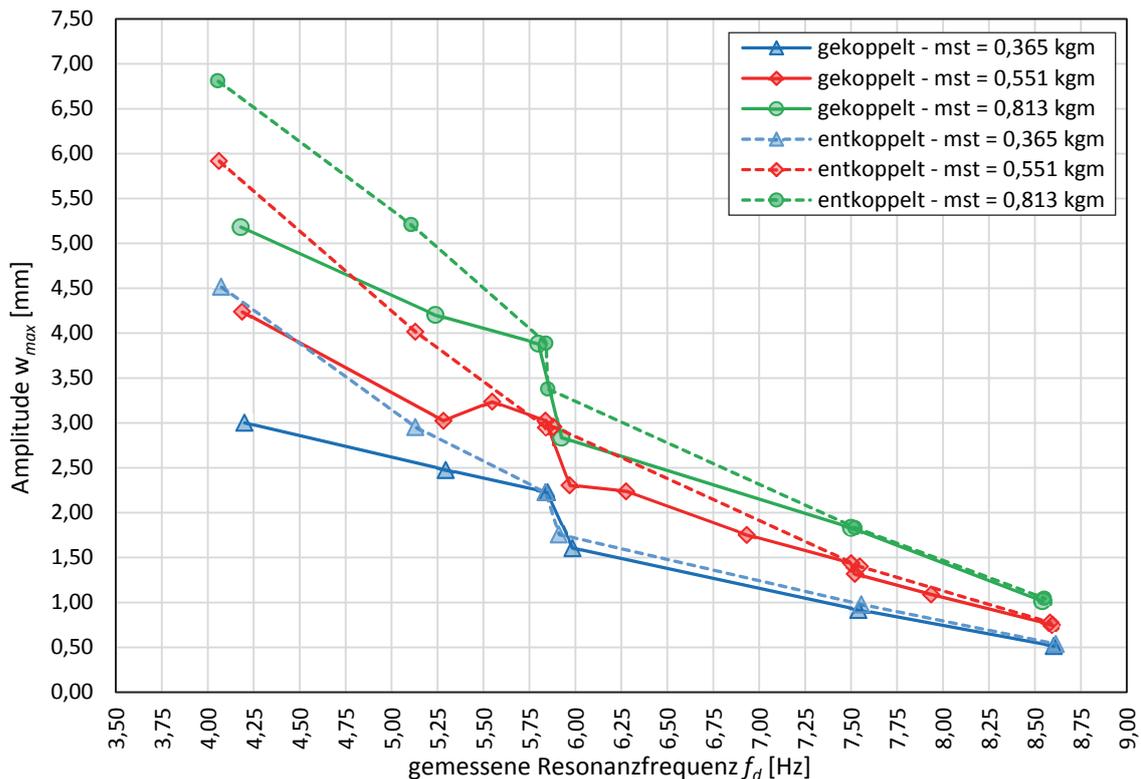


Abb. 5.38: Vergleich der vertikalen Amplituden bei gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau (Anhang E.20)

Als nächstes werden die gemessenen horizontalen Verschiebungen zwischen Gleisrost und Trog miteinander verglichen. Abbildung 5.39 zeigt die horizontale Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog in Abhängigkeit der gemessenen vertikalen Amplitude, in diesem Fall analog zu Abbildung 5.38 für 71 Versuche mit gekoppeltem Oberbau (rote Markierungen) und 54 Versuche mit entkoppeltem Oberbau (schwarze Markierungen). Aus Abbildung 5.39 ist ein neuer Effekt zu erkennen, der bereits in [Hac17] vermutet wird¹⁹: selbst bei entkoppeltem Oberbau tritt eine horizontale Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog auf, die sich nahezu unabhängig von der Amplitude w_{max} und nahezu unabhängig von der Resonanzfrequenz in einem Bereich von $0,04 - 0,14$ mm bewegt. Im Falle des

¹⁹ [Hac17], S.141 ff

entkoppelten Oberbaues „schwimmt“ der Gleisrost regelrecht im Schotterbett, es ist sozusagen ein „Puddingeffekt“ zu beobachten. Abbildung 5.40 veranschaulicht ergänzend diesen Effekt und zeigt ebenfalls die horizontalen Relativverschiebungen in Abhängigkeit der vertikalen Amplitude, aufgeschlüsselt nach den gemessenen Resonanzfrequenzen. Die durchgezogenen Linien repräsentieren den gekoppelten Oberbau, die strichlierten Linien den entkoppelten, wobei die unterschiedlichen Farben für die unterschiedlichen Frequenzen stehen. Wie bereits weiter oben erwähnt, wurden drei verschiedene statische Momente verwendet, deshalb gibt es für jede Frequenz drei Messpunkte im Diagramm. Bei größerem m_{st} steigert sich sowohl die vertikale Wegamplitude als auch die Horizontalverschiebung zwischen Gleisrost und Trog. Es zeigt sich abermals, dass sich mit zunehmender Resonanzfrequenz die Differenz zwischen gekoppeltem und entkoppeltem Zustand (Vergleich durchgezogene mit strichlierten Linien) schließt.

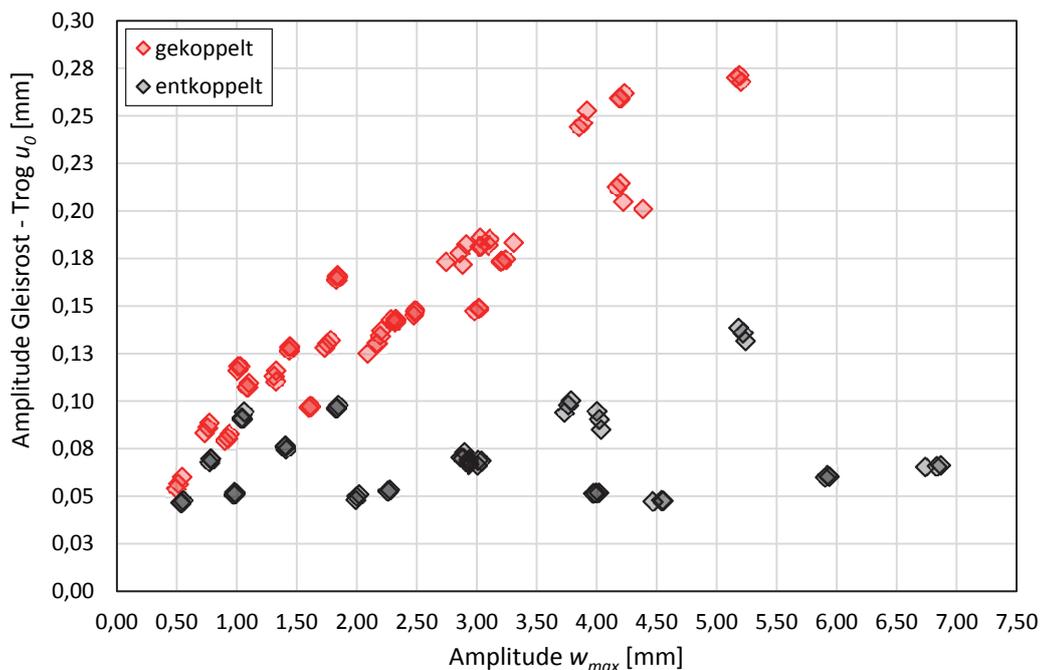


Abb. 5.39: Vergleich der horizontalen Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog in Abhängigkeit der Amplitude (Anhang E.20)

Abbildung 5.7 in Kap. 5.2.3 (S.121) zeigt eine Abweichung von gerechneter Eigenfrequenz zu gemessener Resonanzfrequenz der entkoppelten Versuchsanlage, die mit steigender Resonanzfrequenz zunimmt. Das beobachtete Phänomen der Relativverschiebung für beide Zustände (gekoppelt und entkoppelt) zeigt, dass die in der ursprünglichen Bewegungsgleichung angenommene reine Starrkörperrotation tatsächlich nicht stattfindet und somit die berechnete Eigenfrequenz in Abbildung 5.7 auf einer unpassenden Bewegungsgleichung basiert. Daraus ergibt sich die Differenz zwischen gerechneter Eigenfrequenz

und gemessener Resonanzfrequenz. Die Erkenntnis daraus lautet, dass bei gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau geringfügig unterschiedliche Mechanismen und Massenbewegungen wirken, die nicht (wie bisher) in einer einzigen Bewegungsgleichung zusammengefasst werden können.

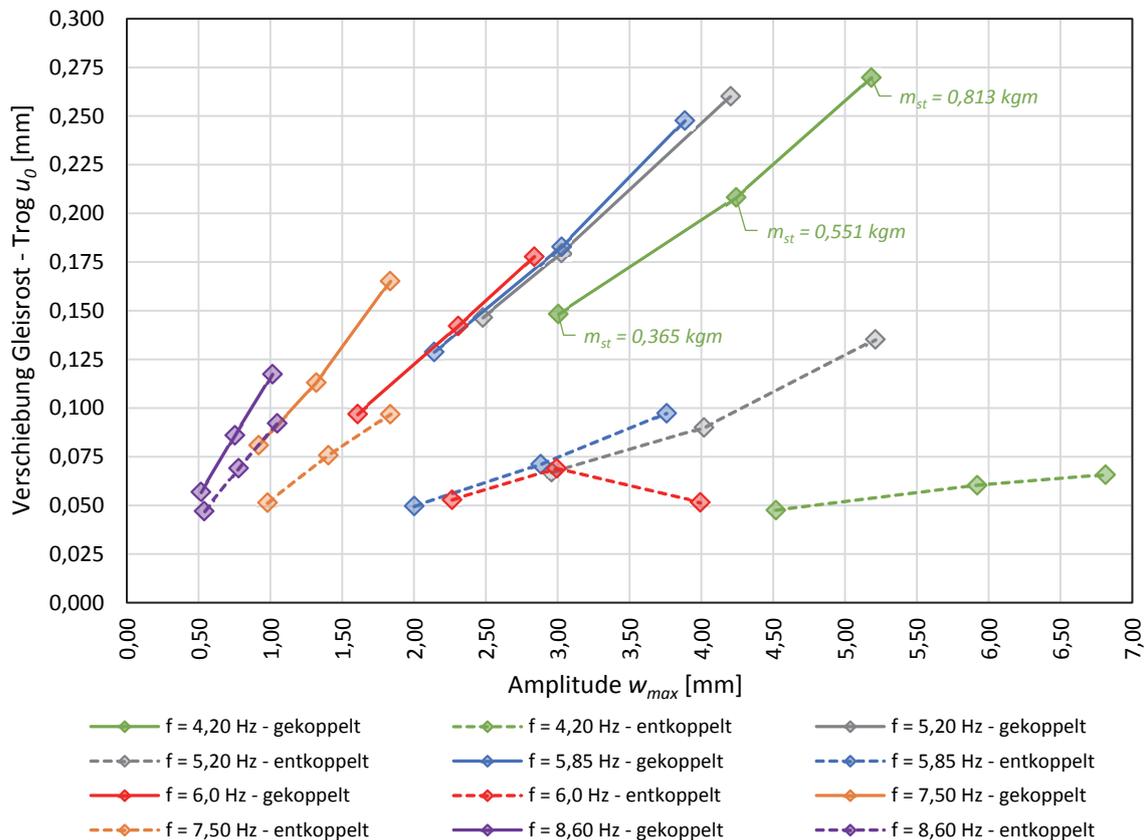


Abb. 5.40: Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog in Abhängigkeit der Amplitude aufgeschlüsselt für unterschiedliche Resonanzfrequenzen (Anhang E.20)

Das dimensionslose Verhältnis von horizontaler Amplitude (Amplitude der Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog) zu vertikaler Amplitude

$$Verh. = \frac{u_0 [mm]}{w_{max} [mm]} \quad [-] \quad (5-52)$$

ist in Abbildung 5.41, wieder für den ge- und entkoppelten Zustand, in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz dargestellt und fasst die oben beschriebenen Phänomene zusammen:

- Auch bei entkoppeltem Oberbau tritt eine Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog auf („Puddingeffekt“). Bei einer reinen Starrkörperrotation im Falle des entkoppelten Zustandes (die real nicht stattfindet) wäre das Verhältnis u_0/w_{max} theoretisch Null (tatsächlich: eindeutig > 0)

- Mit zunehmender Resonanzfrequenz schließt sich analog zum Lehr'schen Dämpfungsmaß die Differenz zwischen gekoppeltem und entkoppeltem Zustand (veranschaulicht durch die beiden strichlierten Regressionslinien in Abb. 5.41).

Bei gleicher Resonanzfrequenz (unveränderter Federpaketstellung) steigt bei zunehmendem statischem Moment m_{st} sowohl die vertikale Amplitude w_{max} als auch die horizontale Amplitude u_0 an, das Verhältnis u_0/w_{max} zueinander bleibt jedoch nahezu unverändert. Dieser Zusammenhang zeigt sich ebenfalls in Abbildung 5.41, indem die einzelnen Markierungen (welche unterschiedliche statische Momente m_{st} repräsentieren) für die gekoppelte und entkoppelte generell nur sehr gering streuen.

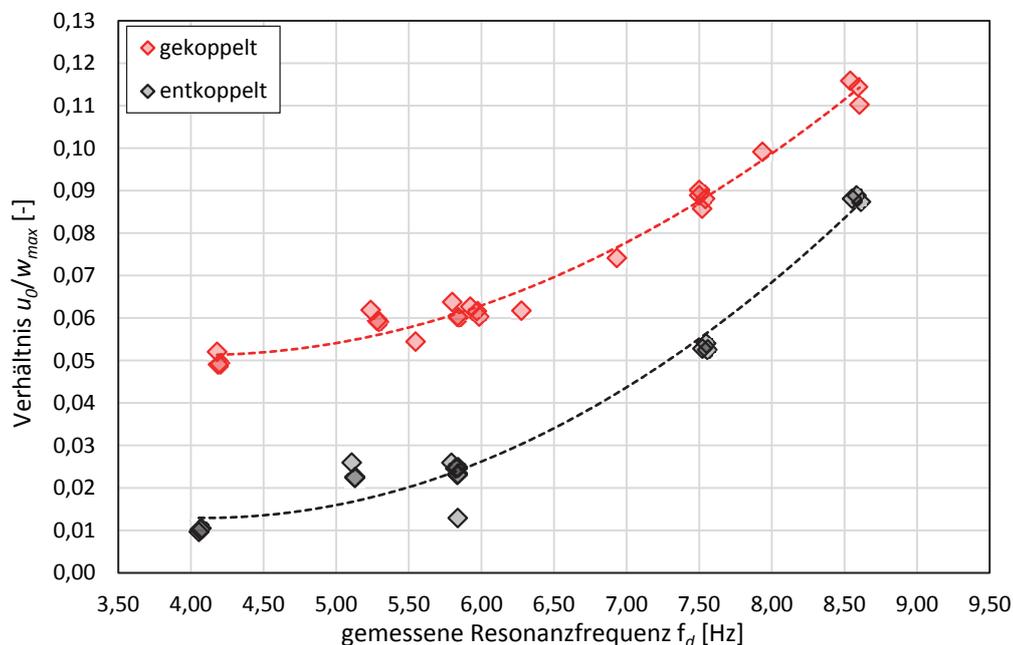


Abb. 5.41: Verhältnis von horizontaler Amplitude zu vertikaler Amplitude in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz (Anhang E.20)

Eine höhere Resonanzfrequenz korreliert mit einer abnehmenden Amplitude w_{max} (siehe Abb. 5.38). Aus dem Verhältnis von horizontaler Amplitude u_0 zu vertikaler Amplitude w_{max} (Abb. 5.41) zeigt sich abermals der zuvor erwähnte abnehmende Einfluss der Kopplung mit zunehmender Resonanzfrequenz. Dies lässt darauf schließen, dass der Einfluss der Kopplung womöglich einer Amplitudenabhängigkeit unterliegt. Des Weiteren ist bei steigender Resonanzfrequenz ein nahezu gleiches Verhalten hinsichtlich Dämpfung (Abb. 5.37) und Verschiebung w_{max} (Abb. 5.38) bei gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau zu beobachten. Das heißt, dass andere Mechanismen, welche unabhängig von der Kopplung sind, wirken müssen, in Kap. 5.5 wird dazu ein alternatives Dämpfungsmodell vorgestellt.

5.4.3. Beschleunigungen

Um weitere Erkenntnisse zum real wirkenden Oberbauverhalten bei vertikaler Kraftanregung zu gewinnen, wurden für sechs Federpaketstellungen (vgl. Abb. 5.37) die vertikalen und horizontalen Beschleunigungen von Trog, Schiene, und Schotterbett sowohl für den gekoppelten, als auch für den entkoppelten Zustand gemessen. Durch die gemessenen Wege und Beschleunigungen kann ein direkter Vergleich der beiden Zustände hergestellt werden. Die Beschleunigungen wurden dabei aufgrund der begrenzten Anzahl an Messsensoren nur entlang einer Schienenachse gemessen (siehe Abb. 5.42).

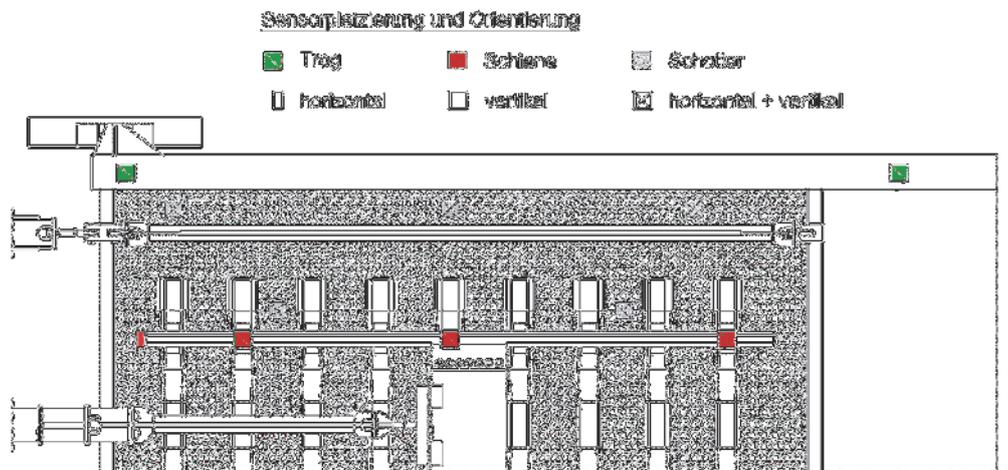


Abb. 5.42: Platzierung der Beschleunigungssensoren

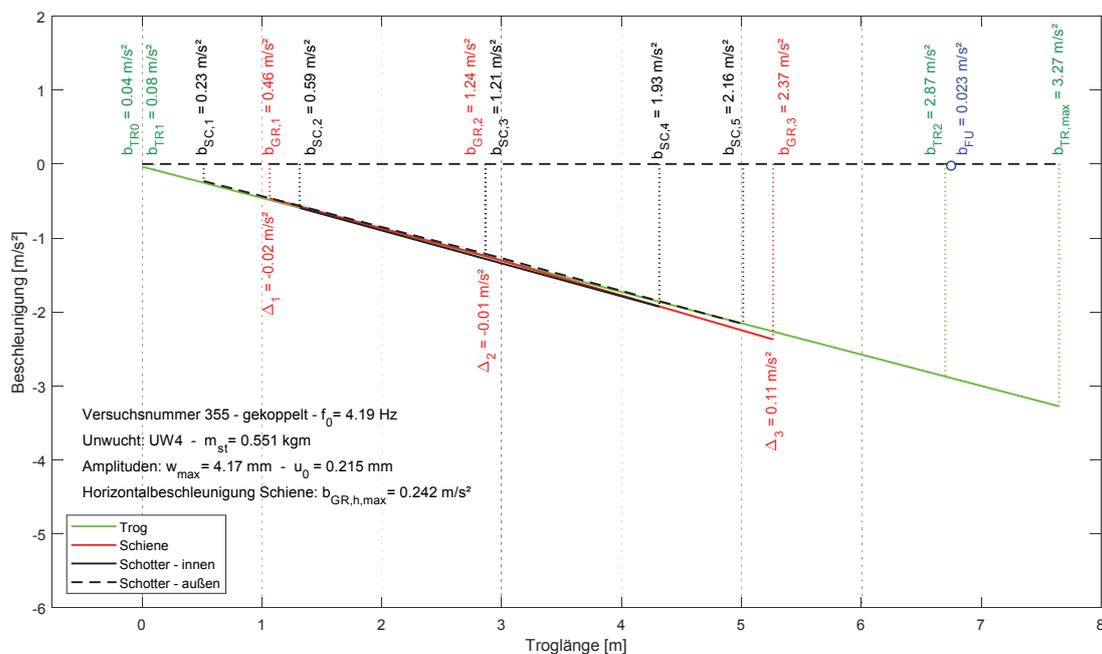


Abb. 5.43: Vertikalbeschleunigungen bei 4,19 Hz (ST6_4) und gekoppeltem Oberbau ($\zeta = 0,43$ %)

In Abbildung 5.43 sind exemplarisch die gemessenen vertikalen Beschleunigungsamplituden bei einer Resonanzfrequenz von $4,19 \text{ Hz}$ (Federpaketstellung ST6_4) dargestellt. Troglänge 0 auf der Abszisse repräsentiert das Auflager (Drehpunkt A), das freie Trogende befindet sich bei Troglänge $7,85 \text{ [m]}$. Die Beschleunigungen des Troges (grün markiert) wurden an zwei Punkten gemessen, direkt am Auflager und unmittelbar unterhalb des Unwuchterregers bei $6,75 \text{ m}$. Unter der Voraussetzung einer reinen Rotationsbewegung des Troges wurde eine lineare Beschleunigungsverteilung über die Troglänge angenommen, dargestellt durch die grüne Linie. Die Schienenbeschleunigungen wurden an drei Punkten gemessen (Anfang - Mitte – Ende), die rote Linie in Abbildung 5.43 verbindet die Amplituden. Aus dem direkten Vergleich zwischen Trog- und Schienenbeschleunigung ist ein geringer Unterschied zu erkennen, dieser Umstand wird später noch weiter untersucht. Die Vertikalbeschleunigungen des Schotters wurden sowohl direkt neben der Schiene zwischen den Schwellen gemessen, dargestellt durch die schwarze Linie (Schotter – innen), als auch außerhalb der Schwellen, dargestellt durch die schwarze strichlierte Linie (Schotter – außen). Vergleicht man die beiden Schotterbeschleunigungen, innen und außen, so zeigt sich, dass der Schotter zwischen den Schwellen analog zur Schiene schwingt (schwarze und rote Linie sind gleich). Des Weiteren ist erkennbar, dass sich der Schotter außerhalb der Schwellen wie der Trog verhält. Nachfolgend sind in Abbildung 5.44 die Beschleunigungen bei gleicher Federpaketstellung (ST6_4) und gleicher Anregungsintensität ($m_{st} = 0,551 \text{ kgm}$), diesmal jedoch für den entkoppelten Zustand, dargestellt.

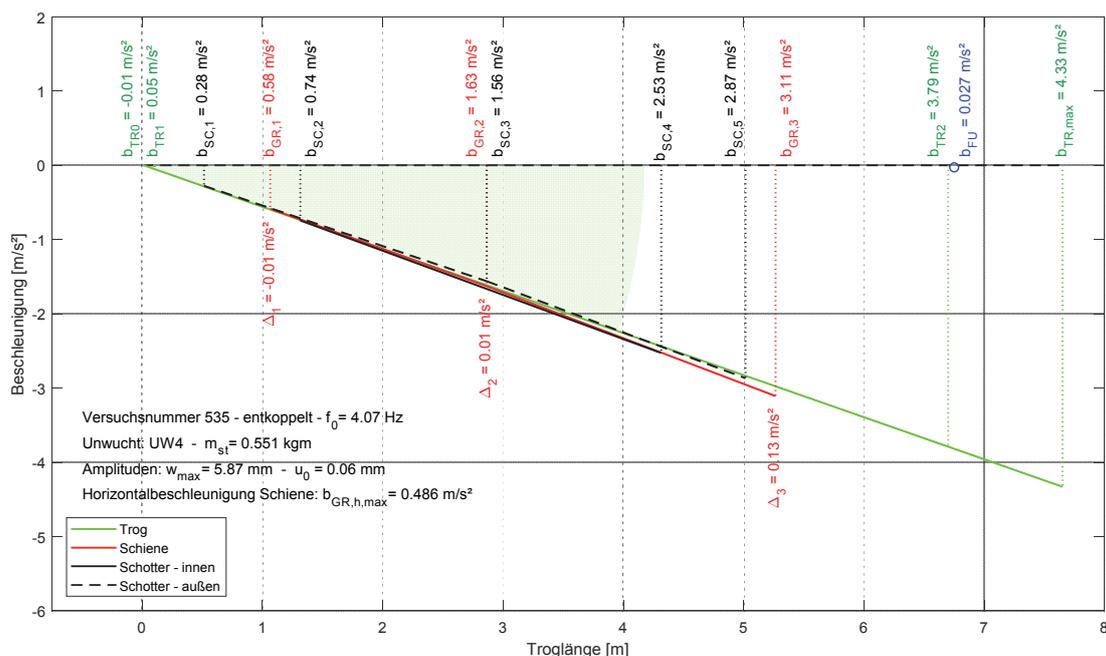


Abb. 5.44: Beschleunigungen bei $4,07 \text{ Hz}$ (ST6_4) und entkoppeltem Oberbau ($\zeta = 0,27 \%$)

Sowohl die Beschleunigungen, als auch die Amplitude w_{max} sind bei entkoppeltem Oberbau für sich alleine betrachtet größer als bei gekoppeltem Oberbau, setzt man die beiden Werte jedoch in Relation zueinander, so ist das Verhältnis von vertikaler Verschiebungsamplitude w_{max} zu vertikaler Trogbeschleunigung $b_{TR,max}$ in beiden Fällen gleich groß. Die Dämpfung ist bei gekoppeltem Oberbau mit $\zeta = 0,43 \%$ um 60 % höher als bei entkoppeltem Oberbau mit einer Dämpfung von $\zeta = 0,27 \%$. Der große Unterschied in der Dämpfung ist offensichtlich auf die Kopplung zurückzuführen. Durch die Kopplung, verbunden mit großer vertikaler Wegamplitude und damit auch vergleichsweise großer gemessener horizontaler Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog, kann sich in der Schwellensohle die bereits an der Modellanlage im Maßstab 1:5 beobachtete Gleitebene in der Schwellensohle ausbilden (vgl. *Fall 2* in Kap. 5.3.1). Daher ist bei großen Wegamplituden davon auszugehen, dass *Fall 2* der zutreffende Mechanismus ist. Im Falle der entkoppelten Versuchsanlage ist die Kopplung gelöst, wodurch sich keine Gleitebene entlang der Schwellensohle ausbilden kann. Somit ist näherungsweise von einer reinen Starrkörperrotation auszugehen²⁰. Die vertikale Wegamplitude ist bei entkoppeltem Oberbau durch den Entfall der horizontalen Kopplung zwar um 40 % höher als bei gekoppeltem Oberbau, eine Gleitebene, in der Dämpfungsarbeit geleistet wird, kann sich jedoch nicht ausbilden. Daraus ergibt sich schlussendlich die unterschiedliche Dämpfung von ge- und entkoppeltem Oberbau. Die wichtigsten Messergebnisse für diese Federpaketstellung sind nachfolgend in Tabelle 5.5 zusammengefasst.

Tab. 5.5: Vergleich der Messergebnisse bei ST6_4 ($f_d \approx 4,1 \text{ Hz}$)

	gekoppelt	entkoppelt
Dämpfung ζ [%]	0,43	0,27
Amplitude w_{max} [mm]	4,17	5,87
Relativverschiebung u_0 [mm]	0,215	0,060
Verhältnis $w_{max}/b_{TR,max}$	1,28	1,36

Es zeigt sich somit, dass bei dieser Federpaketstellung mit der kleinsten Resonanzfrequenz eine Schubverformung zwischen Gleisrost und Schotter, auf welcher das theoretische Mo-

²⁰ Tatsächlich tritt jedoch eine geringe Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog auf (siehe Abbildungen 5.39 und 5.40)

dell des Kurbelviereckes basiert, bei gekoppeltem Oberbau auch real auftritt. Dieser Umstand resultiert in einer wesentlich höheren Dämpfung bei gekoppeltem Oberbau gegenüber entkoppeltem.

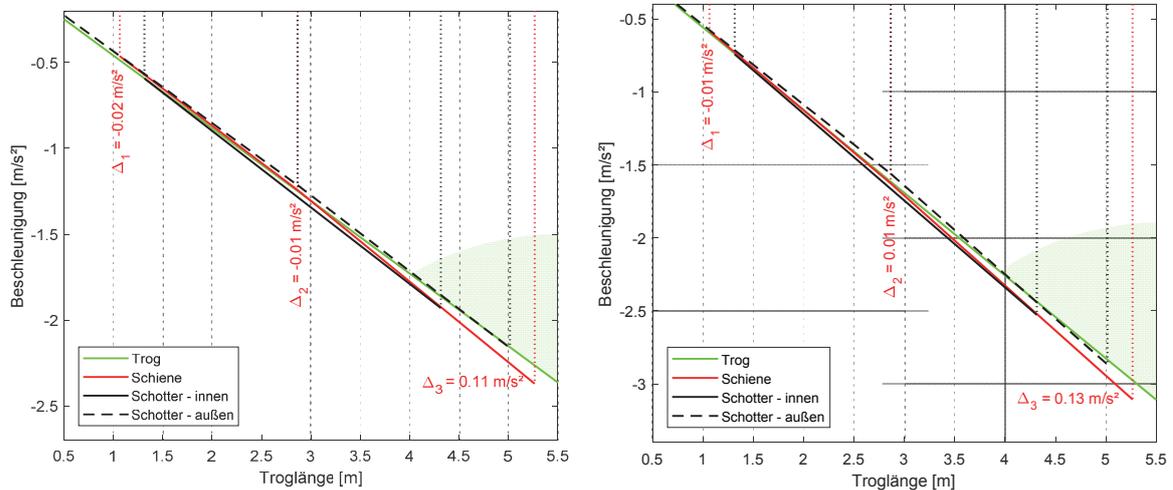
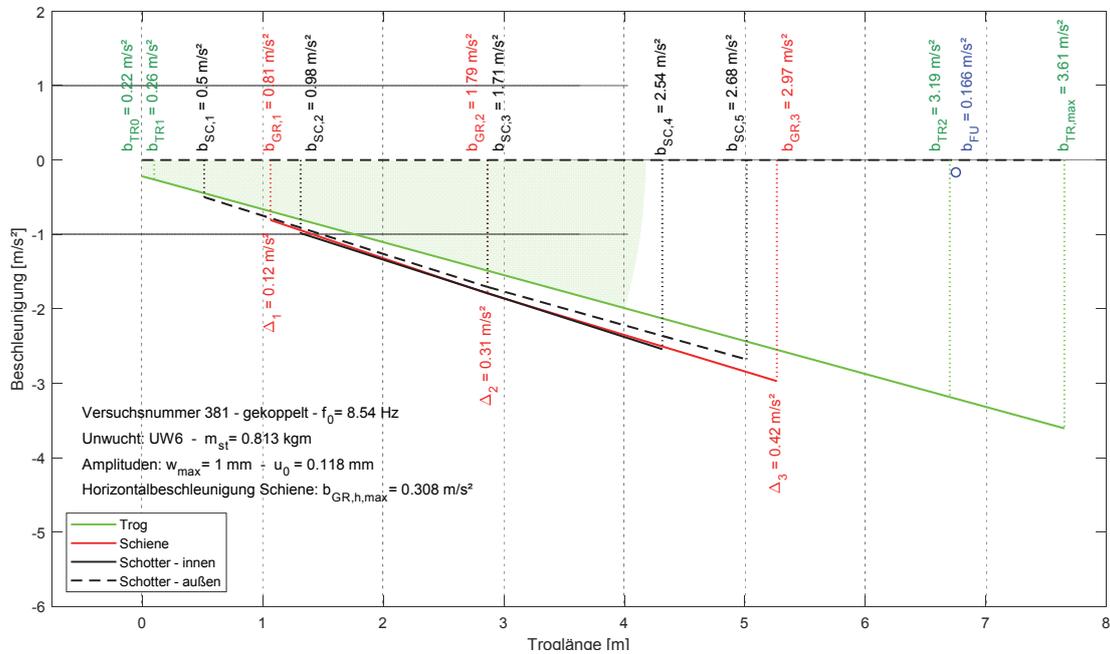


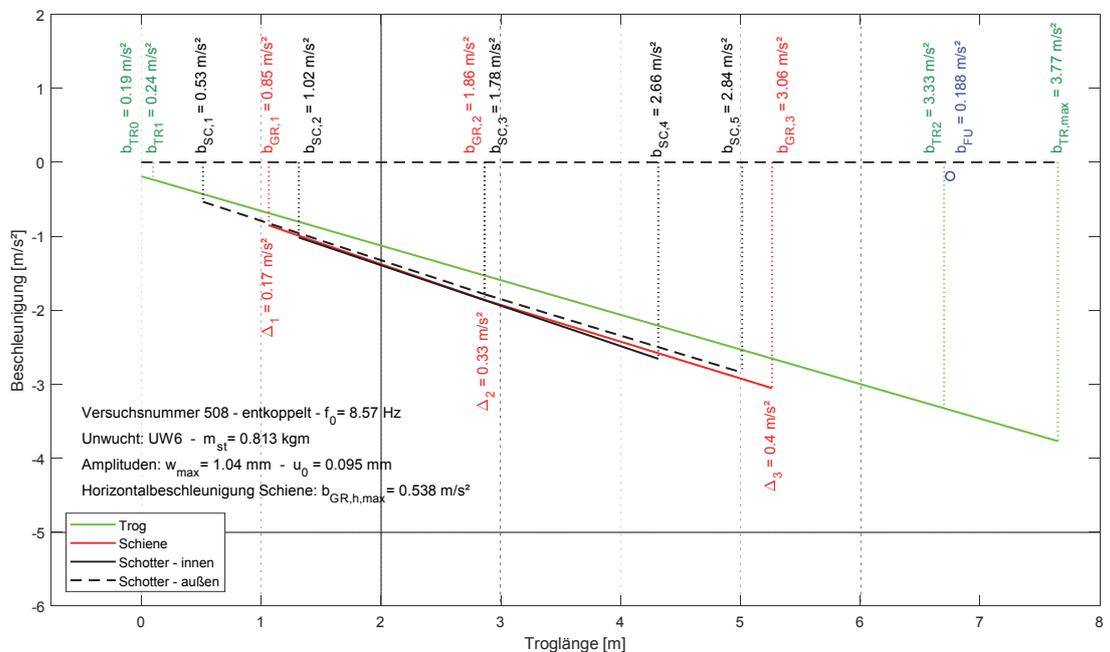
Abb. 5.45: Detail Vertikalbeschleunigungen bei ST6_4: links – gekoppelt; rechts - entkoppelt

Bei dieser Federpaketstellung (ST6_4) zeigt sich zusätzlich ein geringer Unterschied zwischen vertikaler Schienen- und Trogbeschleunigung, sowohl im Falle der gekoppelten, als auch im Falle der entkoppelten Versuchsanlage (siehe Detail Vertikalbeschleunigungen in Abb. 5.45 - Vergleich roter mit grüner Linie). Eine unterschiedliche Vertikalbeschleunigung bedeutet auch, dass eine unterschiedliche Vertikalverschiebung zwischen Schiene und Trog vorhanden sein muss, der Mechanismus des Kurbelviereckes (um Dämpfungsmechanismen zu erklären) basiert jedoch auf einer reinen Schubverformung, eine vertikale Relativverschiebung bzw. Relativbeschleunigung tritt theoretisch (modellbedingt) nicht auf. Bei der Analyse der gemessenen Beschleunigungen hat sich jedoch herausgestellt, dass mit zunehmender Trogbeschleunigung und zunehmender Resonanzfrequenz die absolute Differenz zwischen vertikaler Schienen- und Trogbeschleunigung sukzessive zunimmt. Abbildung 5.46 zeigt die Beschleunigungsamplituden für die steifste mögliche Federpaketstellung (ST3_12) mit der höchsten Resonanzfrequenz (ca. 8,6 Hz) bei gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau. Im Gegensatz zur kleinsten Resonanzfrequenz treten hierbei nahezu keine Unterschiede infolge des Kopplungszustandes (gekoppelt, entkoppelt) in den Vertikalbeschleunigungen von Trog, Schotter und Schiene auf, auch bei den vertikalen Verschiebungen w_{max} sind keine wesentlichen Unterschiede feststellbar. Für beide Kopplungssituationen sind die Verläufe nahezu identisch. Des Weiteren sind sowohl die vertikalen, als

auch die horizontalen Verschiebungen bei ge- und entkoppeltem Oberbau im selben Bereich und es zeigt sich auch für beide Situationen ein deutlicher Unterschied zwischen vertikalen Schienen-/Schotterbeschleunigungen und vertikalen Trogbeschleunigungen.



(a) gekoppelt ($\zeta = 1,49$ %);



(b) entkoppelt ($\zeta = 1,62$ %)

Abb. 5.46: Vertikalbeschleunigungen bei 8,6 Hz (Federpaketstellung: ST3_12)

Tabelle 5.6 fasst die relevantesten Messergebnisse aus Abbildung 5.46, für die Federpaketstellung ST3_12, zusammen. In diesem Fall liegt die Dämpfung beim entkoppelten Oberbau geringfügig über jener des gekoppeltem Oberbaues (Differenz 8 %), die vertikalen Verschiebungsamplituden sind für beide Situationen nahezu gleich. Bei der horizontalen Relativverschiebung ist im Gegensatz zu kleineren Resonanzfrequenzen (vgl. Tab. 5.5 und Abb. 5.40) kein wesentlicher Unterschied mehr erkennbar, die Versuchsanlage verhält sich im gekoppelten Zustand annähernd gleich wie im entkoppelten Zustand. Lediglich in der horizontalen Schienenbeschleunigung gibt es relevante Unterschiede, hier liegt die Beschleunigung des entkoppelten Gleisrostes um 75 % über der horizontalen Schienenbeschleunigung des gekoppelten Gleisrostes, da sich durch die nicht vorhandene Kopplung der Gleisrost freier bewegen kann.

Tab. 5.6: Vergleich der Messergebnisse bei ST3_12 ($f_d \approx 8,6 \text{ Hz}$)

	gekoppelt	entkoppelt
Dämpfung ζ [%]	1,49	1,62
Amplitude w_{max} [mm]	1,00	1,04
Relativverschiebung u_0 [mm]	0,118	0,095
vertikale Schienenbeschl. $b_{GR,3,max}$ [m/s ²]	2,97	3,06
horizontale Schienenbeschl. $b_{GR,max}$ [m/s ²]	0,308	0,538

Aus den Messungen der Verschiebungen und der Beschleunigungen lässt sich die Differenz der Dämpfung zwischen ge- und entkoppeltem Oberbau, die mit steigender Resonanzfrequenz abnimmt, schlussendlich auf folgende Zusammenhänge zurückführen:

- Bei großen Wegamplituden des Troges, welche nur bei weichen Federpaketstellungen mit daraus resultierenden kleinen Resonanzfrequenzen erzielbar sind, wird bei gekoppeltem Oberbau eine Schubverformung bzw. die vorher mehrmals erwähnte Gleitebene in der Schwellensohle zumindest teilweise aktiviert, wodurch ein Energiedissipationsmechanismus wirksam wird, der bei entkoppeltem Oberbau deutlich weniger bzw. praktisch nicht auftritt. Dadurch entsteht die deutliche Differenz in der Dämpfung bei kleinen Resonanzfrequenzen.
- Da die erzielbaren Amplituden mit steigender Resonanzfrequenz kleiner werden (vgl. Abb. 5.38) und die Kopplung bei kleineren Amplituden keine Wirkung mehr hat

(vgl. Abb. 5.40), bildet sich in der Schwellensohle keine Gleitebene mehr aus. Aufgrund dieses Zusammenhanges schließt sich die Differenz in der Dämpfung mit zunehmender Resonanzfrequenz bzw. mit kleiner werdenden Amplituden.

- Beim entkoppelten Oberbau kann sich der Gleisrost freier bewegen, dies zeigt sich durch die unterschiedlich große horizontale Schienenbeschleunigungen (siehe Tab. 5.6 – letzte Zeile). Im Falle des entkoppelten Oberbaues sind die gemessenen horizontalen Schienenbeschleunigungen gegenüber dem gekoppelten deutlich größer. Dies ist auch eine Erklärung für die etwas höhere Dämpfung der entkoppelten Situation bei der steifsten Federpaketstellung (siehe Abb. 5.37), da alle anderen Bewegungsgrößen nahezu gleich sind.

Da die Ausbildung einer Gleitebene entlang der Schwellensohle unmittelbar von der aufgetragenen Amplitude abhängig ist, sei an dieser Stelle die zuvor erwähnte „*näherungsweise Amplitudenunabhängigkeit der Dämpfung*“ aus [Hac17] nochmals erwähnt und in Frage gestellt. Die Dämpfung ist nämlich einer geringen bis deutlichen Amplitudenabhängigkeit (vertikale Wegamplitude w_{max} , *Anm.*) unterworfen. Dies zeigt sich beispielsweise in den höheren Dämpfungen bei höheren Anregungsintensitäten in Abbildung 5.37. Dieser Zusammenhang ist vermutlich auf die Schienenkopplung zurückzuführen, die bei höheren Amplituden das Ausbilden einer Gleitebene entlang der Schwellensohle ermöglicht. Der Einfluss der Kopplung ist daher in zukünftigen Versuchsreihen noch genauer zu quantifizieren.

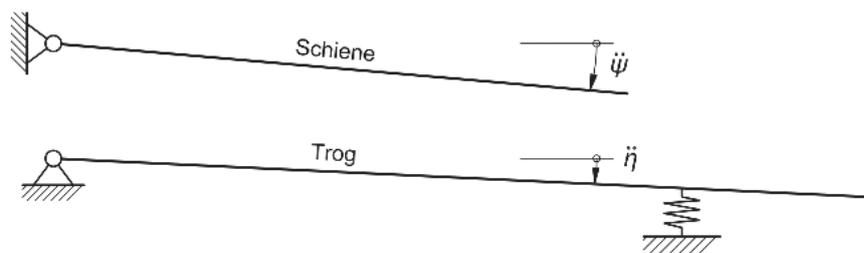


Abb. 5.47: Bezeichnung der Winkelbeschleunigungen (Prinzipdarstellung)

Die unterschiedlichen gemessenen Vertikalbeschleunigungen zwischen Schiene und Trog lassen auf einen bisher nicht berücksichtigten Dämpfungsmechanismus schließen, welcher völlig unabhängig von der Kopplung wirkt. Das Modell des Kurbelviereckes basiert allein auf einer Schubverformung im Schotter. Ein rein vertikaler Mechanismus, resultierend aus einer unterschiedlichen Vertikalbeschleunigung von Schiene und Trog, kann dadurch nicht erfasst werden und bleibt daher auch in den bisher entwickelten Bewegungsgleichungen

unberücksichtigt. Zu einer ersten qualitativen Erfassung dieses vertikalen Mechanismus werden die gemessenen Winkelbeschleunigungen näher untersucht.

Die Winkelbeschleunigung des Troges wird als $\ddot{\eta}$ bezeichnet, die Winkelbeschleunigung der Schiene als $\ddot{\psi}$. In Abbildung 5.48 sind die gemessenen Amplituden der Winkelbeschleunigungen des Troges $\ddot{\eta}_{max}$ in Abhängigkeit der gemessenen vertikalen Wegamplitude η_{max} dargestellt. Die durchgezogenen Linien bezeichnen die gemessenen Werte bei gekoppeltem Oberbau, die strichlierten Linien jene bei entkoppeltem Oberbau, die unterschiedlichen Farben repräsentieren die unterschiedlichen Resonanzfrequenzen. Aus den drei verschiedenen verwendeten statischen Momenten (vgl. Abb. 5.40) resultieren für jede Resonanzfrequenz für beide Kopplungssituationen drei Messpunkte im Diagramm, wobei mit größerem statischem Moment m_{st} sowohl die gemessene Wegamplitude η_{max} als auch die gemessene Beschleunigungsamplitude $\ddot{\eta}_{max}$ proportional ansteigen. Es zeigt sich für jede Resonanzfrequenz eine eindeutige lineare Abhängigkeit von Weg- zu Beschleunigungsamplitude, wobei es nahezu keinen Unterschied zwischen gekoppelter und entkoppelter Situation gibt (strichlierte Linie sind in etwa deckungsgleich mit durchgezogenen Linien).

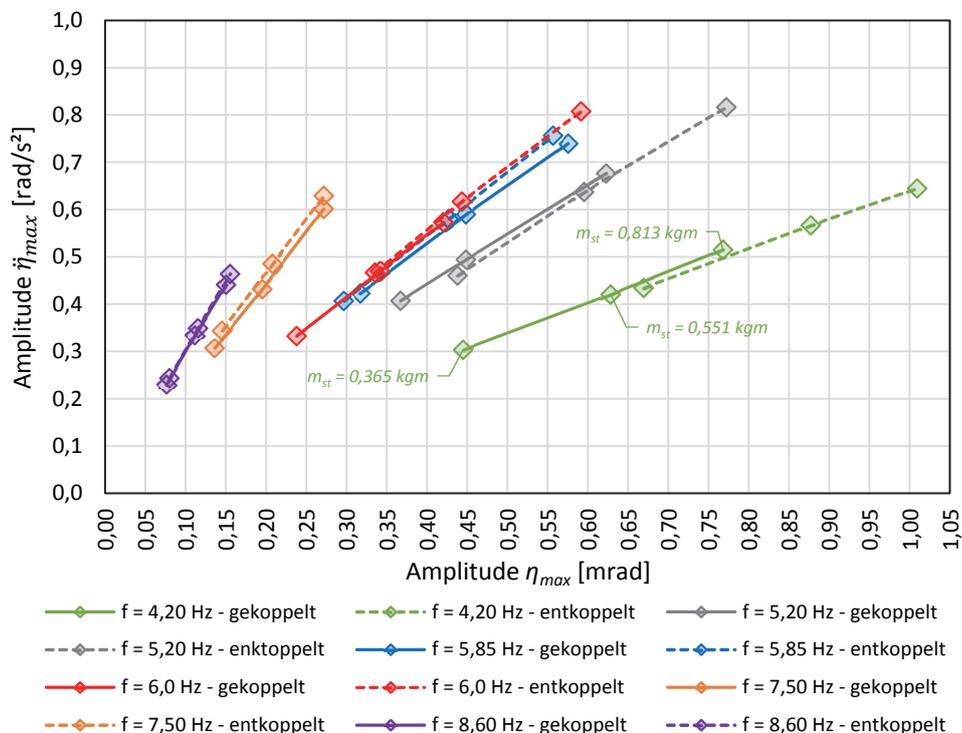


Abb. 5.48: Winkelbeschleunigungsamplitude des Troges in Abhängigkeit der vertikalen Wegamplitude (Anhang E.21)

Die Steigung der Geraden in Abbildung 5.48 entspricht näherungsweise dem jeweiligen Wert Ω^2 , dies ist auf folgenden Zusammenhang zurückzuführen: Wird für den Verschiebungsverlauf $\eta(t)$ ein Sinus-förmiger Verlauf:

$$\eta(t) = \eta_{max} \cdot \sin(\Omega t - \varphi) \quad (5-53)$$

mit der Amplitude η_{max} angenommen, ergibt sich der Beschleunigungsverlauf nach zweimaliger zeitlicher Ableitung zu

$$\ddot{\eta}(t) = -\underbrace{\Omega^2 \cdot \eta_{max}}_{\ddot{\eta}_{max}} \cdot \sin(\Omega t - \varphi) = -\ddot{\eta}_{max} \cdot \sin(\Omega t - \varphi) \quad (5-54)$$

Der Zusammenhang der Amplituden aus Weg- und Beschleunigungsverlauf ist darin definiert als

$$\ddot{\eta}_{max} = -\Omega^2 \cdot \eta_{max} \quad (5-55)$$

Die gemessenen Weg- und Beschleunigungsamplituden in Abbildung 5.48 entsprechen nahezu diesem Verhältnis nach Gleichung (5-55). Anders ausgedrückt bedeutet dies, dass der gemessene Verschiebungsverlauf $\eta(t)$ in sehr guter Näherung dem angenommenen Verlauf nach Gleichung (5-53) entspricht und somit zu einem Sinus-Verlauf affin ist.

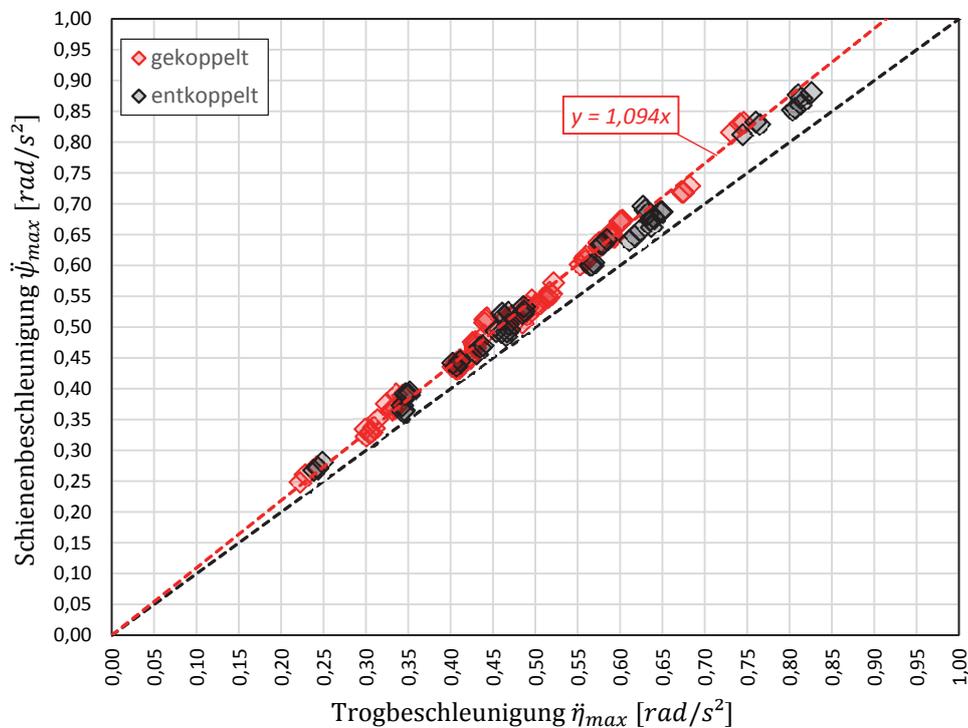


Abb. 5.49: Vergleich der Winkelbeschleunigungen von Trog und Schiene (Anhang E.21)

Die gemessenen Amplituden der Schienenbeschleunigung (Winkelbeschleunigung $\ddot{\psi}_{max}$) sind geringfügig größer als jene für die Trogbeschleunigung, wobei ein direkt proportionales Verhältnis der beiden zueinander besteht. Abbildung 5.49 veranschaulicht diesen Zusammenhang und zeigt die Winkelbeschleunigungen der Schiene in Abhängigkeit der Winkelbeschleunigung des Troges, woraus zwei Phänomene erkennbar sind:

1. Die Winkelbeschleunigung der Schiene ist stets größer als die Winkelbeschleunigung des Troges, des Weiteren steigt die Schienenbeschleunigung mit zunehmender Trogbeschleunigung leicht überproportional an, dargestellt durch die rote strichlierte Regressionslinie. Der Zusammenhang zwischen den Amplituden von Schienen- und Trogbeschleunigung lautet näherungsweise:

$$\ddot{\psi}_{max} = 1,094 \cdot \ddot{\eta}_{max} \quad (5-56)$$

2. Die Korrelation der Winkelbeschleunigungen wirkt unabhängig von der Kopplung des Oberbaues. Sowohl für die gekoppelte, (rote Markierungen) als auch für die entkoppelte Situation (schwarze Markierungen) ergeben sich in etwa die gleichen Beschleunigungen.

Die beiden beobachteten Zusammenhänge - mit abnehmender Amplitude zunehmend abnehmende Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog und unterschiedliche Vertikalbeschleunigungen bzw. Winkelbeschleunigungen zwischen Gleisrost und Trog - lassen auf zwei Dämpfungsmechanismen vermuten: einen horizontal wirkenden (bisher durch den Kurbelviereckmechanismus berücksichtigt) und einen bisher unberücksichtigten, vertikal wirkenden, der sich aus vertikalen Differenzverschiebungen von Trog und Gleisrost ergibt. Um diese Vermutung zu bestärken, werden im nächsten Teilkapitel die Energiedissipationsmechanismen näher untersucht.

5.4.4. Energiedissipation

Zur näheren Untersuchung der in der Versuchsanlage wirkenden Energiedissipationsmechanismen wird als anschließende Untersuchung das Energiegleichgewicht aus eingebrachter und dissipierter Energie gebildet. Die eingebrachte Energie ist in diesem Fall die mittels Unwuchterreger durch Kraftanregung in das System eingeleitete Energie (stationärer Schwingungszustand). Jener Teil der Energie, welcher im Schotteroberbau durch Verformung bzw. durch Reibung in thermische Energie übergeht, wird als dissipierte Energie bezeichnet.

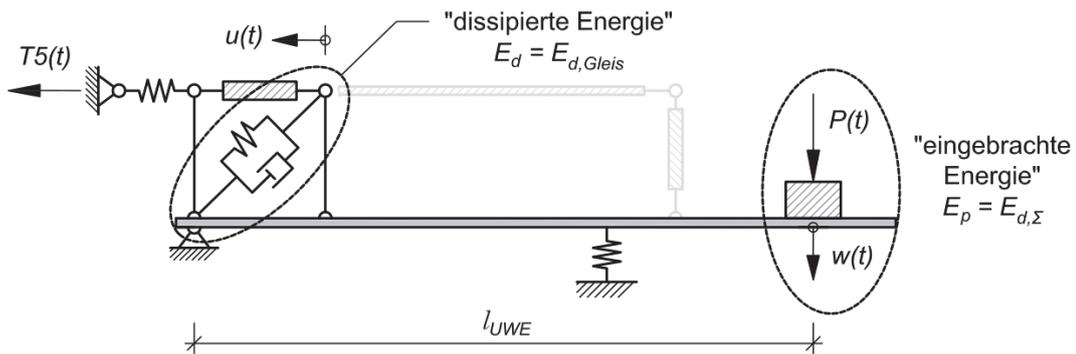


Abb. 5.50: Definition der Energien

In Abbildung 5.50 ist das mechanische Modell der Versuchsanlage mit den Energiebezeichnungen dargestellt. Bei diesem Modell wird die Energiedissipation ausschließlich der Relativbewegung $u(t)$ von Gleisrost und Trog zugeordnet. Die dissipierte Energie E_d entspricht analog zu Abbildung 5.22 der Fläche der Hystereseschleife, gebildet aus der horizontalen Relativverschiebung $u(t)$ zwischen Gleisrost und Trog und der Kopplungskraft $T5(t)$, welche über den Neigungswinkel α in die geneigte Lage des Kurbelvierecks umgerechnet werden. Diese Art der Ermittlung von E_d ist anhand von Messgrößen quantifizierbar. Damit kann quasi messtechnisch gezeigt werden, ob die Modellannahme, dass nämlich in der Relativbewegung von Gleisrost und Trog Energie dissipiert wird, zutrifft.

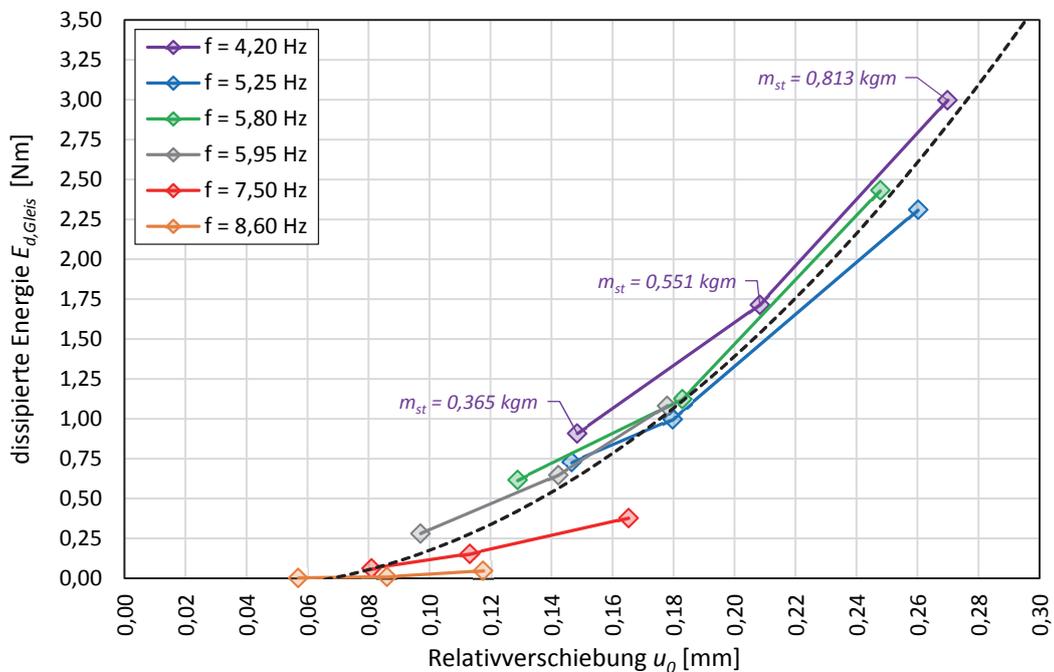


Abb. 5.51: Dissipierte Energie (Mechanismus horizontale Gleisrostverschiebung) in Abhängigkeit der horizontalen Relativverschiebung (Anhang E.22)

Für insgesamt 71 Versuche der *Beschleunigungstests* bei gekoppeltem Oberbau wurde so die dissipierte Energie E_d bestimmt, die hier als im Gleisrost dissipierte Energie $E_{d,Gleis}$ bezeichnet wird. Abbildung 5.51 zeigt die dissipierte Energie $E_{d,Gleis}$ für verschiedene Frequenzen und Anregungsintensitäten in Abhängigkeit der Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog.

Obwohl die gemessenen Wege sehr gering sind ($< 0,3 \text{ mm}$), zeigt sich dennoch eine näherungsweise Frequenzunabhängigkeit der dissipierten Energie. Diese „Frequenzunabhängigkeit“ wurde bereits bei den Versuchen mit horizontaler Weganregung in Kapitel 4.1 – Abbildung 4.8 festgestellt und wird an dieser Stelle zwar durch die Versuche unter vertikaler Kraftanregung, aber bei Betrachtung der horizontalen Gleisrostbewegung, bestätigt. Im Vergleich zur horizontalen Weganregung sind die gemessenen Wege und Energien jedoch sehr klein. Abbildung 5.52 zeigt ebenfalls die dissipierte Energie $E_{d,Gleis}$, in diesem Fall jedoch in Abhängigkeit der Vertikalverformung, ausgedrückt durch die Amplitude η_{max} des Drehwinkels η . Auch hier zeigt sich abermals eine näherungsweise Frequenzunabhängigkeit wie in Abbildung 5.51.

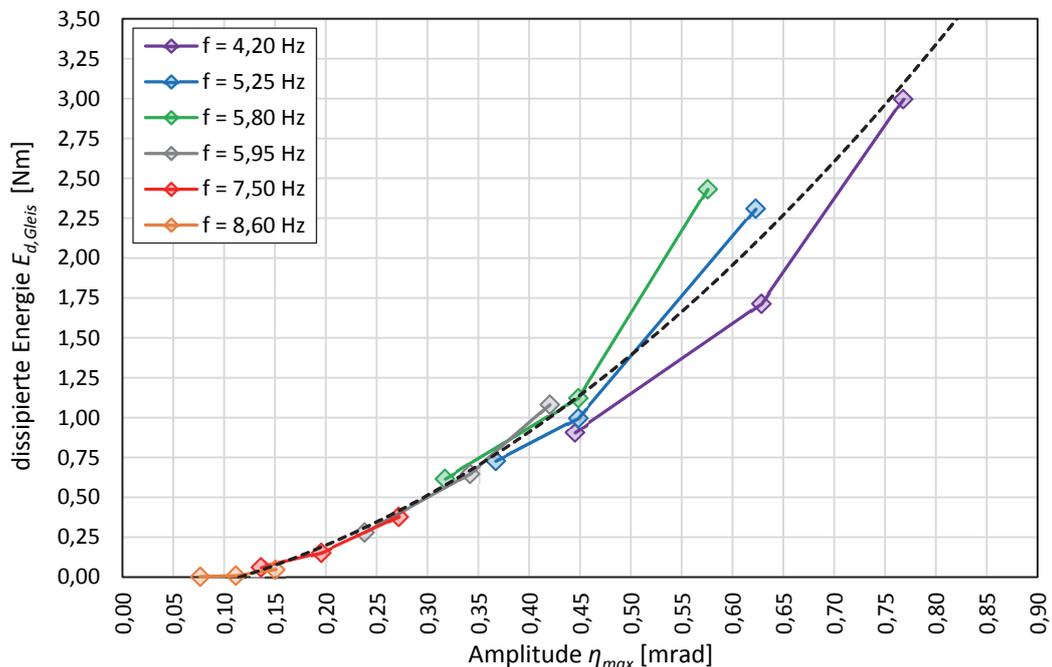


Abb. 5.52: Dissipierte Energie (Mechanismus horizontale Gleisrostverschiebung) in Abhängigkeit der Vertikalverschiebung (Anhang E.22)

Die eingebrachte Energie E_p kann nicht mehr aus einer gemessenen Hystereseschleife ermittelt werden, da der tatsächliche Kraftverlauf des Unwuchterregers messtechnisch nicht

erfasst werden kann. Daher wird anhand der Definition der Kraftanregung des Unwuchterregers

$$P(t) = m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot \sin \Omega t \quad (5-57)$$

und unter Annahme des zugehörigen, phasenverschobenen Verschiebungsverlaufes direkt unterhalb des Unwuchterregers (siehe Abb. 5.50)

$$w(t) = w_0 \cdot \sin(\Omega t - \varphi) \quad (5-58)$$

die pro Schwingperiode T in das System eingebrachte Energie aus dem Integral der geleisteten Arbeit der äußeren Erregerkraft berechnet. Es sei angemerkt, dass der gemessene Verlauf $w(t)$ in sehr guter Näherung einer Sinus-Funktion entspricht (siehe Abb. 5.11 und auch Erläuterungen zu Abb. 5.48).

$$\begin{aligned} E_p &= \int_0^T P(t) \cdot \frac{dw(t)}{dt} dt = \int_0^T \underbrace{m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot \sin \Omega t}_{P(t)} \cdot \underbrace{\Omega \cdot w_0 \cdot \cos(\Omega t - \varphi)}_{\dot{w}(t)} dt = \\ &= \dots = m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot w_0 \cdot \pi \cdot \sin \varphi \end{aligned} \quad (5-59)$$

Im Resonanzfall für den Einmassenschwinger wird die Phasenverschiebung φ zu $\pi/2$ ($\rightarrow \sin \varphi = 1$) und die Amplitude der Vertikalverschiebung wird zu w_{max} , die eingebrachte Energie ist letztendlich definiert als

$$E_p = m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot w_{max} \cdot \pi \quad (5-60)$$

Die in das System eingebrachte Energie E_p wird also lediglich aus der gemessenen Resonanzfrequenz Ω und der gemessenen Amplitude w_{max} der Vertikalverschiebung direkt unterhalb des Unwuchterregers (siehe Abb. 5.50), bei vorher festgelegter Anregungsintensität m_{st} , ermittelt. Da diese beiden Größen bei sämtlichen bisherigen Versuchen gemessen wurden, können die eingebrachten Energien aus unterschiedlichen Versuchsreihen und für unterschiedliche Kopplungssituationen direkt miteinander verglichen werden.

Im Resonanzzustand wird die eingebrachte Energie E_p vollständig dissipiert. Es gilt daher:

$$E_p = E_{d,\Sigma} \quad (5-61)$$

Somit ist die im Gesamtsystem (im Wesentlichen im Schotteroberbau) dissipierte Energie $E_{d,x}$ bekannt. Auf die Frage nach den eigentlichen Mechanismen der Energiedissipation (Wo wird die Energie dissipiert?) wird nachfolgend näher eingegangen.

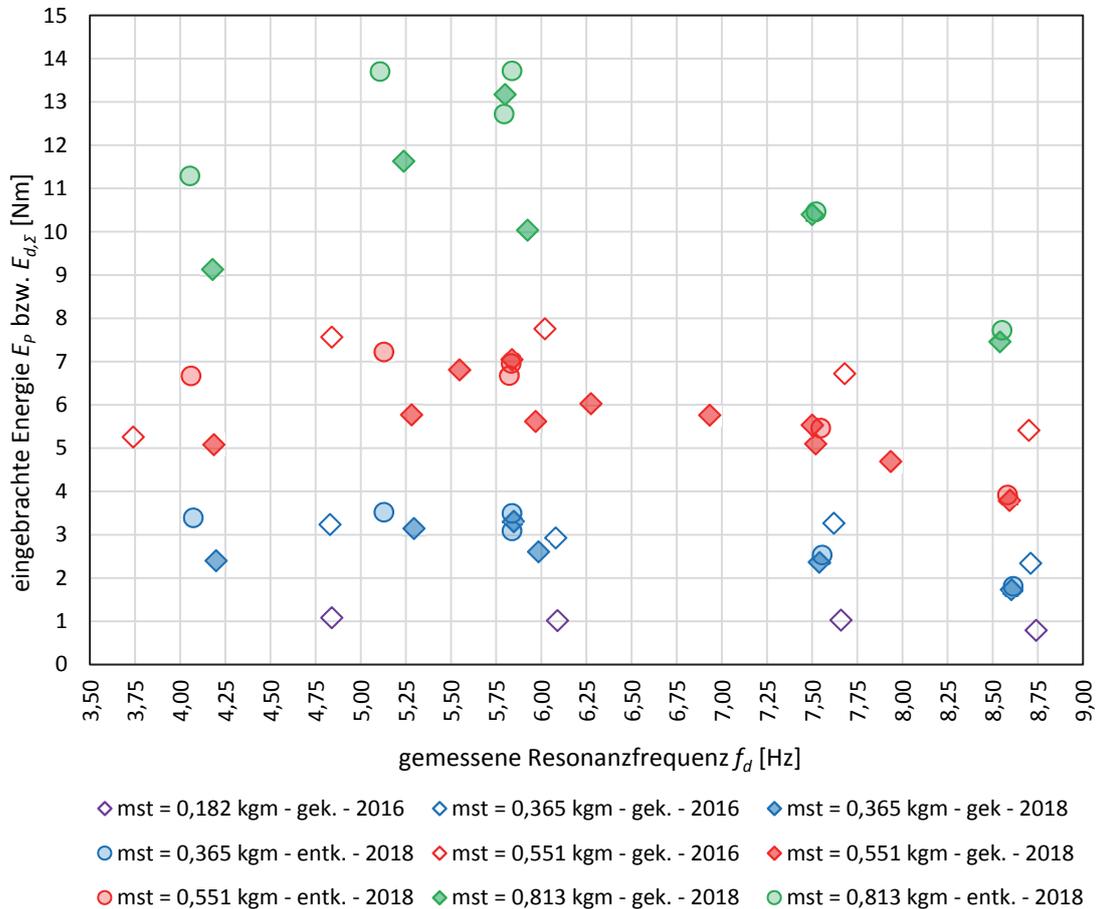


Abb. 5.53: Eingebachte Energie bzw. $E_{d,x}$ in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz für unterschiedliche Versuchsreihen (Anhang E.23)

Abbildung 5.53 zeigt die eingebachte Energie E_p ($= E_{d,x}$) in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz für insgesamt fünf verschiedene Anregungsintensitäten und für drei verschiedene Versuchsreihen, die Versuche in [Hac17] mit der alten Konstruktion der Schienenkopplung aus dem Jahr 2016 (Versuche „gekoppelt“), und die *Beschleunigungstests* aus dem Jahr 2018 mit der neuen, adaptierten Konstruktion der Schienenkopplung gemäß Kapitel 4.3.2 (Versuche „gekoppelt“ und „entkoppelt“). Die unterschiedlichen Farben der Markierungen in Abbildung 5.53 repräsentieren die unterschiedlichen statischen Momente des Unwuchterregers. Es zeigt sich, dass sich die eingebachte Energie für die unterschiedlichen Konstruktionen der Schienenkopplung (2016 – „alt“ vs. 2018 – „neu“) zwar (innerhalb eines eher

schmalen Bandes) voneinander unterscheidet, die Kopplung aber – in Relation zur gesamten Energieverteilung - somit nur einen geringen Einfluss hat. Aus der Verteilung der Markierungen für die unterschiedlichen Anregungsintensitäten lässt sich scheinbar analog zur dissipierten Energie $E_{d,Gleis}$ ebenfalls eine näherungsweise Frequenzunabhängigkeit („schmale Bänder“) erkennen, die eingebrachte Energie bleibt mit zunehmender Resonanzfrequenz, je nach statischem Moment, annähernd konstant. Dieser Zusammenhang ist auf Gleichung (5-60) für die eingebrachte Energie und die einzelnen Funktionsverläufe der Variablen zurückzuführen. Das Produkt $m_{st} \cdot \pi$ ist frequenzunabhängig und konstant, der Ausdruck Ω^2 nimmt mit steigender Frequenz quadratisch zu. Im Gegensatz dazu nimmt die Amplitude w_{max} jedoch mit zunehmender Frequenz nahezu quadratisch ab, wie aus Abbildung 5.38 (Amplitude w_{max} in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz) ersichtlich ist. Durch diese Kombination der Verläufe, quadratisch zunehmender mit quadratisch abnehmendem Verlauf, ergibt sich diese geringe Frequenzabhängigkeit („schmale Bänder“) der eingebrachten Energie.

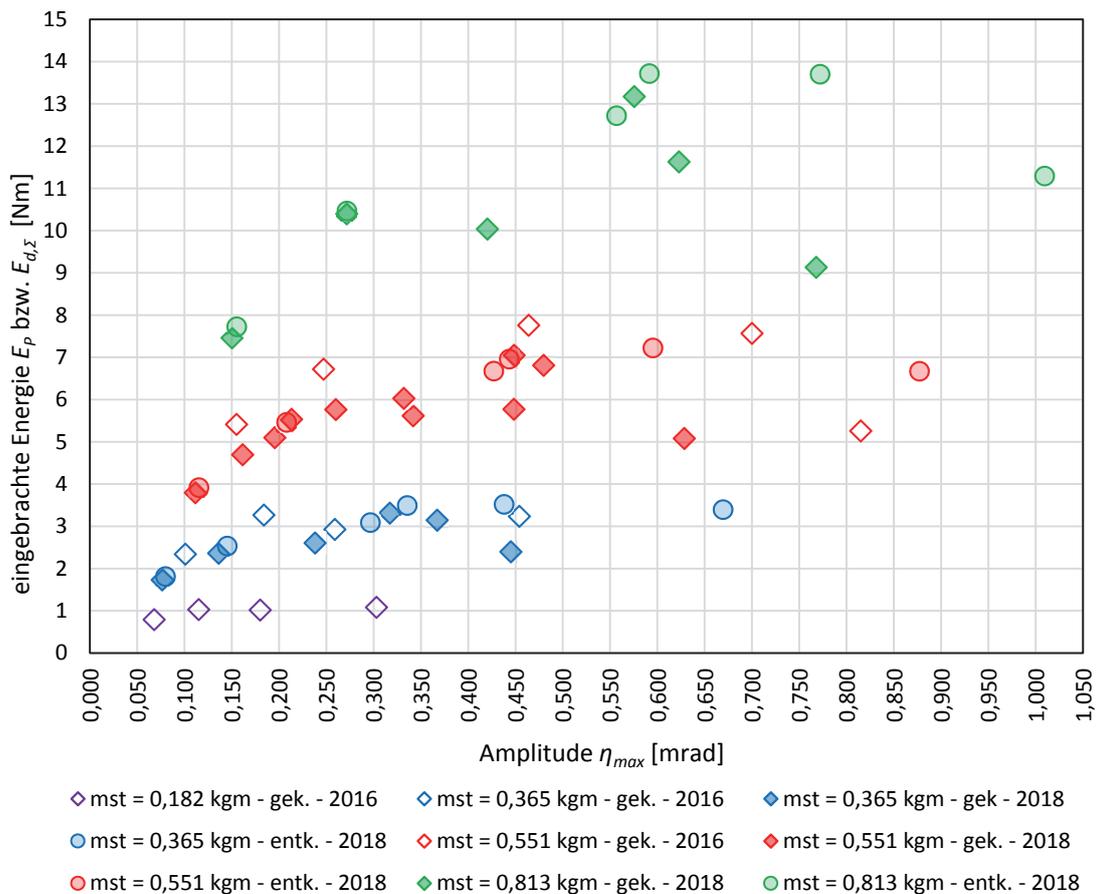


Abb. 5.54: Eingebrachte Energie bzw. $E_{d,\Sigma}$ in Abhängigkeit der Vertikalverschiebung (Anhang E.23)

Ergänzend zu Abbildung 5.52 (dissipierte Energie $E_{d,Gleis}$ in Abhängigkeit der Amplitude η) ist in Abbildung 5.54 die eingebrachte Energie $E_{d,\Sigma}$ in Abhängigkeit der Vertikalverschiebungsamplitude η_{max} dargestellt. Die unterschiedlichen Farben der Markierungen repräsentieren die unterschiedlichen Anregungsintensitäten. Hier zeigt sich – in der Gesamtheit – keine signifikante Abhängigkeit, lediglich im Bereich $0 - 0,25 \text{ mrad}$ lässt sich bei statischen Momenten $\geq 0,182 \text{ kgm}$ (blau, rote und grüne Markierungen) eine leichte, in etwa lineare Abhängigkeit feststellen.

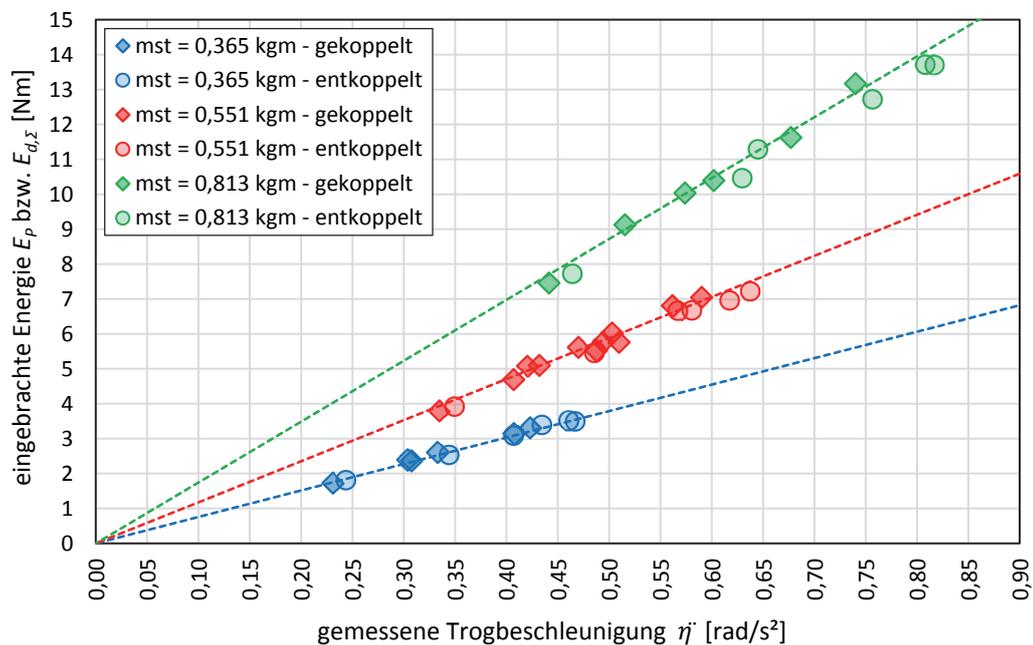


Abb. 5.55: Eingebrachte Energie bzw. $E_{d,\Sigma}$ in Abhängigkeit der Vertikalbeschleunigung (Anhang E.23)

Als zusätzliche Veranschaulichung ist in Abbildung 5.55 erneut die eingebrachte Energie $E_{d,\Sigma}$ angeführt, in diesem Fall in Abhängigkeit der Amplitude der Winkelbeschleunigung des Troges $\ddot{\eta}_{max}$. In dieser Darstellung zeigt sich eine eindeutige bis nahezu exakte lineare Abhängigkeit zwischen Trogbeschleunigung und eingebrachter Energie, welche durch die strichlierten Regressionslinien veranschaulicht sind. Je nach statischem Moment m_{st} ändert sich die Steigung der Geraden. Diese Abhängigkeit der eingebrachten Energie ist auf die Gleichungen (5-56) und (5-60) zurückzuführen. In Anbetracht, dass der gemessene Verschiebungsverlauf $\eta(t)$ in sehr guter Näherung einem Sinus-Verlauf entspricht und somit die Beschleunigungsamplitude $\ddot{\eta}_{max}$ in etwa dem Wert $\Omega^2 \cdot \eta_{max}$ entspricht, ergibt sich der Zusammenhang

$$E_p = m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot \frac{w_{max}}{6,75 \cdot \dot{\eta}_{max}} \cdot \pi = 6,75 \cdot m_{st} \cdot \frac{\Omega^2 \cdot \eta_{max}}{\dot{\eta}_{max}} \cdot \pi = 6,75 \cdot m_{st} \cdot \pi \cdot \dot{\eta}_{max} \quad (5-62)$$

Die Steigung der linearen Regressionslinien entspricht somit in etwa dem Wert $6,75 \cdot m_{st} \cdot \pi$. Die leichten Abweichungen der gemessenen Punkte von den Regressionslinien entstehen dadurch, dass die gemessene Amplitude der Trogbeschleunigung $\dot{\eta}_{max}$ nicht immer exakt dem Wert $\Omega^2 \cdot \eta_{max}$ entspricht.

Als weitere Maßnahme zur Klärung der Frage nach dem „Ort“ der Energiedissipation wird für die 71 Versuche der *Beschleunigungstests*, die mit gekoppeltem Oberbau durchgeführt wurden und bei denen sowohl die dissipierte Energie $E_{d,Gleis}$ gemessen als auch die Energie $E_p = E_{d,\Sigma}$ ermittelt wurde, die Energierelation von im Gleisrost dissipierter Energie $E_{d,Gleis}$ zu Gesamtdissipation $E_p = E_{d,\Sigma}$ gebildet. Beim bisher vorausgesetzten Mechanismus des Kurbelvierecks wird Energie nur durch eine horizontale Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog bzw. aus dem daraus abgeleiteten geschwindigkeitsproportionalen Dämpfungsansatz dissipiert (siehe Abb. 5.50), das Verhältnis $E_{d,\Sigma}/E_{d,Gleis}$ müsste theoretisch frequenzunabhängig konstant bei $1,0$ liegen. Dies würde bedeuten, dass die Energie $E_p = E_{d,\Sigma}$ ausschließlich im Mechanismus des Kurbelvierecks dissipiert wird. Entgegen dieser theoretischen Grundlagen liegt das Verhältnis der Energien jedoch immer deutlich unter dem Wert $1,0$ und nimmt mit steigender Resonanzfrequenz sogar noch weiter ab. Abbildung 5.56 zeigt das Verhältnis $E_{d,Gleis}/E_{d,\Sigma}$ in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz für drei verschiedene Anregungsintensitäten. Selbst bei kleinen Resonanzfrequenzen liegt das Energieverhältnis mit einem Wert von max. nur $0,38$ deutlich unter 1 , mit zunehmender Resonanzfrequenz fällt das Verhältnis quadratisch ab, bis es bei ca. $8,60 \text{ Hz}$ gegen den Wert 0 tendiert (schwarze strichlierte Regressionslinie). Dies bedeutet im Umkehrschluss, dass frequenzabhängig lediglich 38% (geringe Frequenz) bis gar kein (!) Anteil (hohe Frequenz) der in das System eingebrachten Energie E_p bzw. der gesamten dissipierten Energie $E_{d,\Sigma}$ auch tatsächlich im angenommenen Dämpfungsmechanismus des Kurbelvierecks – also in der horizontalen Gleisrostverschiebung - dissipiert wird. Der Hauptanteil der eingebrachten Energie wird demnach durch einen anderen, bisher nicht erfassten Dämpfungsmechanismus im Schotteroberbau dissipiert.

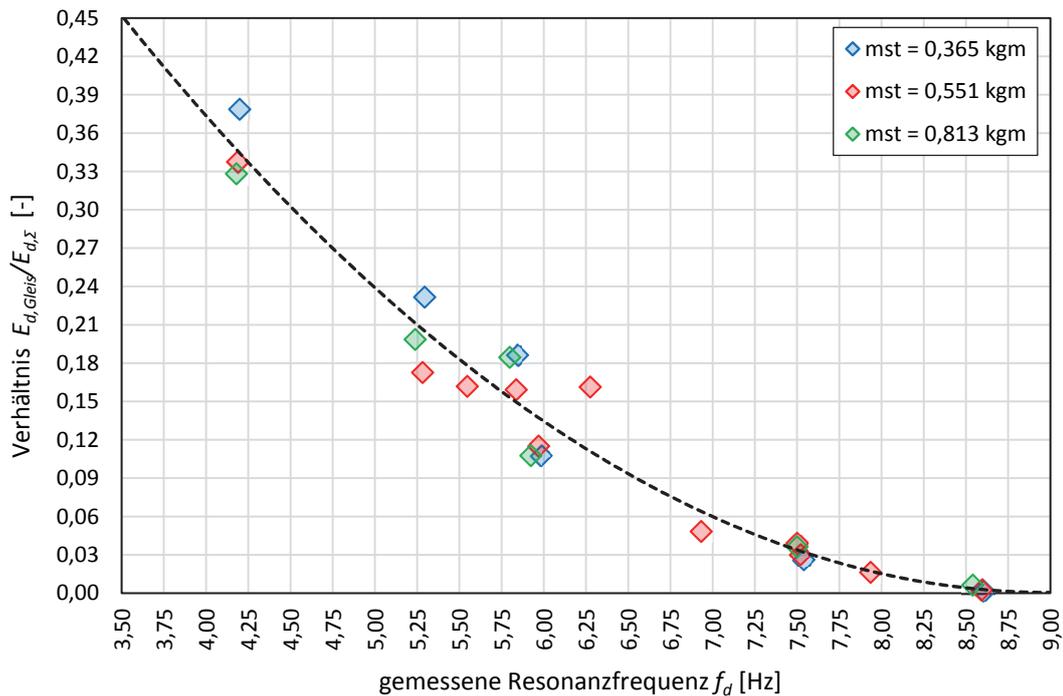


Abb. 5.56: Verhältnis von dissipierter Energie $E_{d,Gleis}$ zu eingebrachter Energie $E_p = E_{d,\Sigma}$ (Anhang E.22)

Wie bereits weiter oben erwähnt, ist die Messung der dissipierten Energie $E_{d,Gleis}$ aufgrund der extrem kleinen Verschiebungswege mit Unsicherheiten behaftet, die gemessenen Hystereseschleifen sind daher vor allem bei höheren Frequenzen eher kritisch zu betrachten. Des Weiteren wird bei der Berechnung der eingebrachten Energie E_p angenommen, dass die Phasenverschiebung zwischen Kraft- und Verschiebungsverlauf maximal ($\pi/2$) wird, die tatsächliche Phasenverschiebung ist jedoch messtechnisch nicht ausreichend genau erfassbar. Eine mögliche geringere Phasenverschiebung würde die Trendlinie aber lediglich nach oben parallel verschieben, die Grundaussage der gebildeten Energierelation, nämlich die mit steigender Resonanzfrequenz geringer werdende Energiedissipation im Kurbelvier-eckmechanismus, bleibt unverändert. Somit wird die vorhin aufgestellte These bestärkt, dass im Schotteroberbau zwei verschiedene Dämpfungsmechanismen wirken, ein horizontaler und ein vertikaler. Der Schluss liegt nahe, dass der vertikale Dämpfungsmechanismus der deutlich dominanteren im Frequenzbereich über 4 Hz ist. Es besteht die Hypothese, dass sich der vertikale Dissipationsmechanismus aus zwei Anteilen zusammensetzt: Eine Energiedissipation, die sich aus der vertikalen Relativbewegung von Gleisrost und Trog ergibt und eine andere, die auf Basis der absoluten Vertikalbewegungen des Troges beruht.

5.4.5. Fazit

Aus den gemessenen Relativverschiebungen zwischen Gleisrost und Trog bei ge- und entkoppeltem Oberbau zeigt sich, dass die anfangs angenommene reine Starrkörperrotation im Falle des entkoppelten Oberbaues nicht zutrifft. Es treten somit Massenbewegungen auf, welche nicht in einer einzigen Bewegungsgleichung zusammengefasst werden können.

Des Weiteren ist das mit zunehmender Resonanzfrequenz gleicher werdende Dämpfungsverhalten von gekoppelter und entkoppelter Versuchsanlage auf folgende Zusammenhänge zurückzuführen:

- mit geringerer vertikaler Amplitude abnehmende horizontale Relativverschiebung, bis es keinen Unterschied zwischen ge- und entkoppeltem Zustand mehr gibt
- unterschiedliche Vertikalbeschleunigungen von Gleisrost und Trog, welche unabhängig von der Kopplungssituation wirken
- Vertikalbeschleunigungen des Troges, die zu einer Zerrüttung des Schotters führen und ebenfalls unabhängig von der Kopplungssituation wirken

Die letztendlich gebildete Energierelation aus eingebrachter und im Schotterbett durch die horizontale Relativverschiebung dissipierter Energie zeigt, dass der Kurbelviereckmechanismus zunehmend an Bedeutung verliert und somit andere Dämpfungsmechanismen wirken müssen. Im nachfolgenden Abschnitt wird daher ein zum Kurbelviereckmechanismus alternativer Mechanismus betrachtet, der eine vertikal orientierte Dissipation als Grundlage hat.

5.5. Alternatives Dämpfungsmodell und praktische Anwendung auf Brückentragwerke

Die Analysen in den vorangegangenen Teilkapiteln, insbesondere die Energierelation aus eingebrachter und im Schotterbett durch die horizontale Relativverschiebung dissipierte Energie, haben gezeigt, dass der horizontal orientierte Mechanismus des Kurbelviereckes mit zunehmender Resonanzfrequenz deutlich an Dominanz verliert. Daher wird an dieser Stelle ein alternatives Dämpfungsmodell betrachtet, welches einer vertikal orientierten Energie-dissipation zu Grunde liegt. In weiterer Folge werden für beide Dämpfungsansätze - Kur-

belviereckmechanismus und vertikal orientiertes Modell – anhand der ermittelten Kennwerte für den Schotteroberbau Dämpfungswerte von real existierenden Einfeldbrücken, ausgedrückt durch das Lehr'sche Dämpfungsmaß ζ , berechnet und mit gemessenen Dämpfungen ebenjener verglichen.

5.5.1. Alternatives Dämpfungsmodell

Im alternativen Dämpfungsmodell wird der Wirkungsmechanismus des Schotteroberbaues hinsichtlich Dämpfung durch ein viskoses Dämpferelement mit dem Dämpfungsbeiwert \bar{c}_{OB} berücksichtigt. Diese diskrete Dämpfung stellt einen rein vertikal wirkenden Mechanismus dar, welcher hinsichtlich der mechanischen Modellbildung einzig und allein von den Bewegungen des Troges abhängt. Abbildung 5.57 zeigt das mechanische Modell mit seinen Hauptbestandteilen (*links*) und ein infinitesimales Element des Troges in ausgelenkter Lage (*rechts*). Die geschwindigkeitsproportionale Dämpfung ist in der Modellbildung lediglich von den Bewegungen (Verdrehung η) bzw. von den Geschwindigkeiten des Troges abhängig.

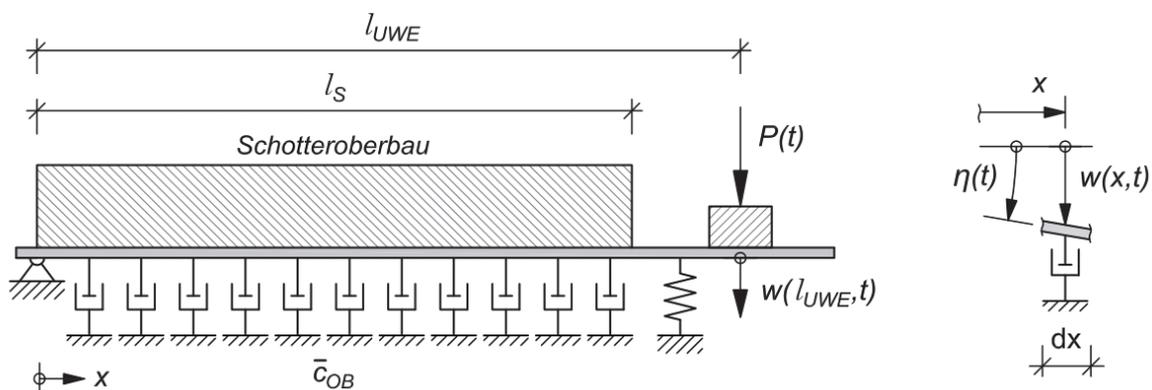


Abb. 5.57: Alternatives Dämpfungsmodell: Prinzipdarstellung (*links*) und infinitesimales Element des Troges in ausgelenkter Lage (*rechts*)

- $P(t)$... Anregungskraft des Unwuchterregers
- $w(l_{UWE}, t)$... Verschiebungsverlauf direkt unterhalb des Unwuchterregers
- l_S ... Länge des Schotteroberbaues
- l_{UWE} ... Abstand des Unwuchterregers vom Auflager
- \bar{c}_{OB} ... Dämpfungsbeiwert des Schotteroberbaues je Laufmeter

Die Bestimmung des Dämpfungsbeiwertes \bar{c}_{OB} erfolgt aus einer Energierelation ähnlich jener in Kapitel 4.4.4 bei der angenommen wird, dass die eingebrachte Energie $E_p = E_{d,\Sigma}$

ausschließlich im vertikalen Dämpfungsmechanismus dissipiert. Als Grundlage zur Berechnung von konkreten Dämpfungswerten dienen wiederum die *Beschleunigungstests* aus dem Sommer 2018.

Die Kraftanregung des Unwuchterregers ist abermals als

$$P(t) = m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot \sin(\Omega t) \quad (5-63)$$

definiert, mit der zugehörigen Vertikalverschiebung direkt unterhalb

$$w(l_{UWE}, t) = w_{max} \cdot \sin(\Omega t - \varphi) \quad (5-64)$$

welche wie schon zuvor als Sinus-Funktion idealisiert wird und in sehr guter Näherung der Realität entspricht (siehe Kap. 4.4). Die in das System eingebrachte Energie $E_{d,\Sigma}$ ist somit analog zu Gleichung (5-60) definiert als

$$E_{d,\Sigma} = m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot w_{max} \cdot \pi \quad (5-65)$$

Die Verschiebungsverlauf $w(l_{UWE}, t)$ direkt unterhalb des Unwuchterregers wurde bei sämtlichen Versuchen gemessen und ist somit bekannt. Unter der Annahme einer reinen Rotationsbewegung des Troges ergibt sich der Vertikalverschiebungsverlauf entlang des Schotteroberbaues in Abhängigkeit der Lagekoordinate x (beginnend vom festen Auflager - siehe Abb. 5.57) zu

$$w(x, t) = \eta(t) \cdot x = \frac{w(l_{UWE}, t)}{l_{UWE}} \cdot x = \frac{w_{max}}{l_{UWE}} \cdot x \cdot \sin(\Omega t - \varphi) \quad (5-66)$$

mit der zeitlichen Ableitung (= Geschwindigkeit)

$$\dot{w}(x, t) = \frac{w_{max}}{l_{UWE}} \cdot x \cdot \Omega \cdot \cos(\Omega t - \varphi) \quad (5-67)$$

Die durch die vertikale Verschiebung des Schotteroberbaues dissipierte Energie $E_{d,OB}$ wird wie folgt berechnet:

$$E_{d,OB} = \bar{c}_{OB} \cdot \int_0^{l_S} \int_0^T \dot{w}(x, t)^2 dt dx = \dots = \bar{c}_{OB} \cdot w_{max}^2 \cdot \pi \cdot \Omega \cdot \frac{l_S^3}{3 \cdot l_{UWE}^2} \quad (5-68)$$

Auf Basis der Annahme, dass die eingebrachte Energie $E_{d,\Sigma}$ ausschließlich im vertikalen Mechanismus dissipiert und somit

$$E_{d,\Sigma} = E_{d,OB} \quad (5-69)$$

gilt, führt eine Gegenüberstellung der Gleichungen (5-65) und (5-68) zu folgender Bestimmungsgleichung für den Dämpfungsbeiwert \bar{c}_{OB} :

$$\bar{c}_{OB} = \frac{3 \cdot l_{UWE}^2 \cdot m_{st} \cdot \Omega}{l_S^3 \cdot w_{max}} = \frac{3 \cdot l_{UWE}^2 \cdot m_{st} \cdot 2\pi \cdot f_d}{l_S^3 \cdot w_{max}} \quad \left[\frac{Ns}{m^2} \right] \quad (5-70)$$

Der Dämpfungsbeiwert kann somit bei einer vorher festgelegten Anregungsintensität m_{st} lediglich aus der gemessenen Resonanzfrequenz f_d und der gemessenen Verschiebungsamplitude w_{max} bestimmt werden.

Die nach Gleichung (5-70) berechneten Dämpfungsbeiwerte für das vertikal orientierte Dämpfungsmodell sind in Abbildung 5.58 in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz dargestellt. Analog zum Kurbelviereckmechanismus ist der Dämpfungsbeiwert einer eindeutigen Frequenzabhängigkeit unterlegen, diese ist jedoch nicht wie beim Kurbelviereck näherungsweise linear, sondern in guter Näherung quadratisch, veranschaulicht durch die schwarze strichlierte Regressionslinie. Sowohl für die gekoppelte Situation (rote Markierungen) als auch für die entkoppelte Situation (schwarze Markierungen) ergeben sich in etwa dieselben Werte. Es zeigt sich also, dass die Kopplung einen vernachlässigbaren Einfluss auf diesen Dämpfungsmechanismus hat. Des Weiteren wurden die Dämpfungsbeiwerte in Abbildung 5.58 aus Versuchen mit drei verschiedenen statischen Momenten ($0,365 \text{ kgm} - 0,551 \text{ kgm} - 0,813 \text{ kgm}$) rückgerechnet, wobei die berechneten Dämpfungsbeiwerte bei gleicher Resonanzfrequenz und unterschiedlichen statischen Momenten nur sehr gering bis gar nicht voneinander abweichen. Es zeigt sich also abermals eine nahezu vollständige Amplitudenunabhängigkeit (ausgedrückt über die Unabhängigkeit von m_{st}) für den Dämpfungsbeiwert (vgl. Kap. 5.3.4).

Bei der steifsten Federpaketstellung (ST3_12) und somit der höchsten Resonanzfrequenz bei ca. $8,60 \text{ Hz}$ streuen die Dämpfungswerte in einem Bereich zwischen 20 und 28 kNs/m^2 . Als Berechnungsgrundlage dienen dabei neben mehreren Ausschwingvorgängen ein Amplitudenfrequenzgang (AFG). Unter der Voraussetzung, dass ein Amplitudenfrequenzgang „genauere“ Werte hinsichtlich Resonanzfrequenz und Verschiebungsamplitude liefert als ein Ausschwingvorgang, wurde für die Bestimmung der Regressionslinie (welche in den

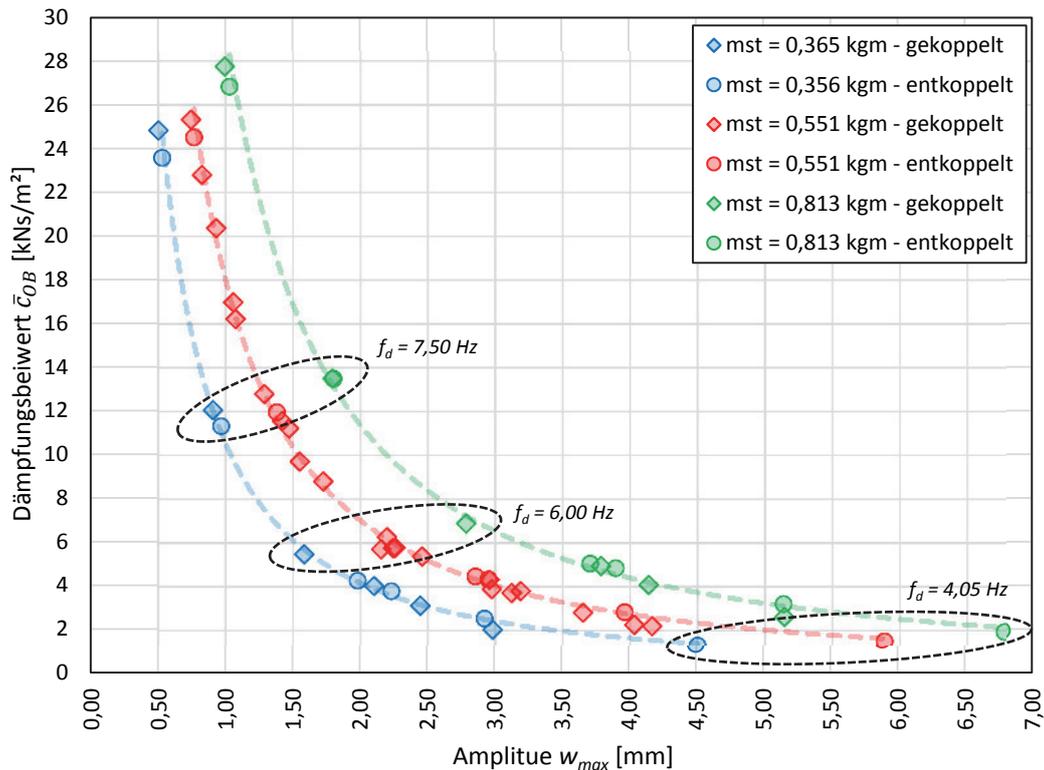


Abb. 5.59: Dämpfungsbeiwert \bar{c}_{0B} in Abhängigkeit der Amplitude (Anhang E.24)

5.5.2. Formulierung von vier Ansätzen zur rechnerischen Dämpfungsermittlung von Brückentragwerken

Auf Grundlage der beiden unterschiedlichen Dämpfungsmodelle – Kurbelviereckmechanismus und vertikal orientiertes Modell – werden an dieser Stelle insgesamt vier Ansätze zur Berechnung von Dämpfungswerten von einfeldrigen Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau formuliert.

Der Grundgedanke bei der Formulierung der vier Ansätze ist, dass man die Dämpfung des Gesamttragwerkes (Tragwerk inkl. Schotteroberbau) in einen Tragwerks- und einen Oberbauanteil aufteilt, welche unabhängig voneinander ermittelt werden.

$$\text{Gesamtdämpfung} = \text{Tragwerksdämpfung} + \text{Oberbaudämpfung}$$

$$\zeta_{ges} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta \quad (5-72)$$

Der Term ζ_{TW} beschreibt dabei die Dämpfung des Tragwerkes ohne Schotteroberbau (Tragkonstruktion, Überbau, Lager), der Zusatzterm $\Delta\zeta$ berücksichtigt die alleinige Dämpfung des Schotteroberbaues.

Die Herleitung einer Bestimmungsgleichung für den Dämpfungswert ζ_{ges} erfolgt anhand einer Gegenüberstellung der jeweils über eine Schwingperiode dissipierten Energie im Tragwerk (ohne Schotteroberbau) und im Schotteroberbau mit der dissipierten Energie im Gesamttragwerk (Tragwerk inkl. Schotteroberbau, Lager).

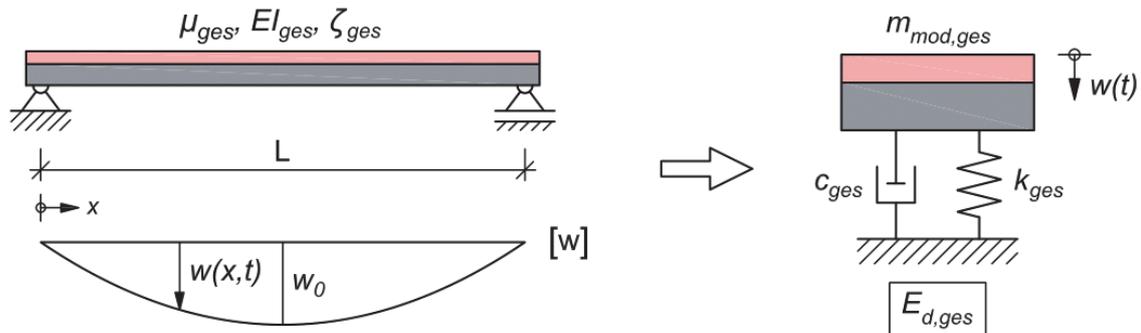


Abb. 5.60: Überführung des Gesamttragwerkes (inkl. Schotteroberbau) in einen äquivalenten Einmassenschwinger

μ_{ges} ... Tragwerksmasse pro Laufmeter (inkl. Schotteroberbau)

EI_{ges} ... Biegesteifigkeit des Gesamttragwerkes

ζ_{ges} ... Gesamtdämpfung

L ... Spannweite

$w(x, t)$... Biegelinie des Gesamttragwerkes

w_0 ... Amplitude der Biegelinie

$w(t)$... Verschiebungsverlauf des äquivalenten EMS

$m_{mod,ges}$... Masse des äquivalenten EMS

c_{ges} ... Dämpfungsbeiwert des äquivalenten EMS

k_{ges} ... Federsteifigkeit des äquivalenten EMS

$E_{d,ges}$... pro Schwingperiode im Gesamttragwerk dissipierte Energie

Abbildung 5.60 zeigt ein Brückentragwerk, idealisiert als Bernoulli-Euler Balken (charakterisiert durch die vier wesentlichen Kennwerte Spannweite, Massenbelegung, Biegesteifigkeit und Dämpfung) mit einer Sinus-förmigen Biegelinie $w(x, t)$. Dieses Balkentragwerk wird in einen kinetisch gleichwertigen Einmassenschwinger (EMS) übergeführt²¹. Die Bewegungsgleichung des EMS in Abbildung 5.60 hat die klassische Gestalt

²¹ Ausführliche Herleitung siehe [Pet96], S.257 ff

$$m_{mod,ges} \cdot \ddot{w}(t) + c_{ges} \cdot \dot{w}(t) + k_{ges} \cdot w(t) = 0 \quad (5-73)$$

mit der äquivalenten Masse

$$m_{mod,ges} = \frac{m_{ges}}{2} = \frac{\mu_{ges} \cdot L}{2} \quad (5-74)$$

und dem Dämpfungsbeiwert

$$c_{ges} = 2 \cdot \zeta_{ges} \cdot m_{mod,ges} \cdot \Omega = \zeta_{ges} \cdot \mu_{ges} \cdot L \cdot \Omega \quad (5-75)$$

Wird nun für den Verschiebungsverlauf des äquivalenten EMS ein Sinusverlauf

$$w(t) = w_0 \cdot \sin(\Omega t - \varphi) \quad (5-76)$$

mit der Amplitude w_0 angenommen, so ergibt sich die im Gesamtsystem (Tragwerk inkl. Schotteroberbau) in einer Schwingperiode T dissipierte Energie $E_{d,ges}$ zu

$$E_{d,ges} = c_{ges} \cdot \int_0^T \dot{w}(t)^2 dt = \dots = c_{ges} \cdot \pi \cdot \Omega \cdot w_0^2 = \mu_{ges} \cdot \pi \cdot \Omega^2 \cdot w_0^2 \cdot L \cdot \zeta_{ges} \quad (5-77)$$

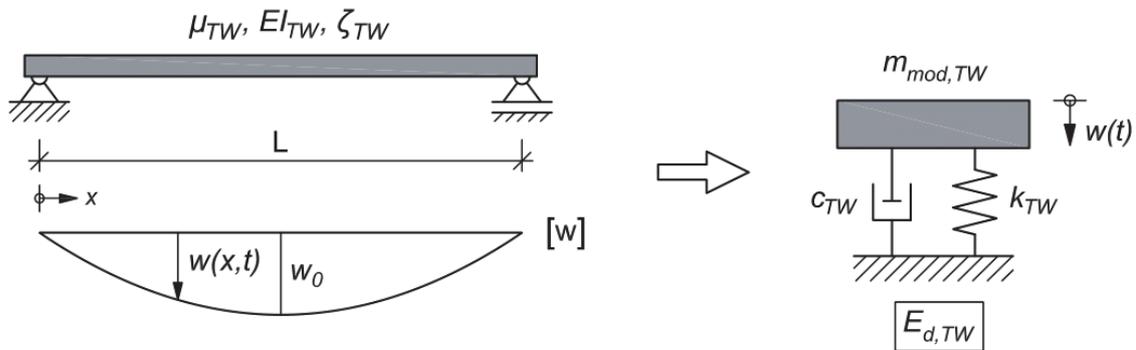


Abb. 5.61: Überführung des Tragwerkes (ohne Schotteroberbau) in äquivalenten EMS

μ_{TW} ... Tragwerksmasse pro Laufmeter (ohne Schotteroberbau)

EI_{TW} ... Biegesteifigkeit des Tragwerkes ohne Schotteroberbau

ζ_{TW} ... Tragwerksdämpfung

$E_{d,TW}$... pro Schwingperiode im Tragwerk dissipierte Energie

Betrachtet man nun das Tragwerk ohne Schotteroberbau (Tragkonstruktion, Überbau, Lager) und führt dies ebenfalls in einen kinetisch äquivalenten EMS über (dargestellt in Abb. 5.61), welcher mit dem äquivalenten EMS des Gesamtsystems mechanisch konsistent ist,

d.h. Biegelinie und Eigenfrequenz der beiden Modelle stimmen überein, kann die pro Schwingperiode T dissipierte Energie $E_{d,TW}$ nach derselben Vorgangsweise ermittelt werden und ergibt sich zu:

$$E_{d,TW} = c_{TW} \cdot \int_0^T \dot{w}(t)^2 dt = \dots = c_{TW} \cdot \pi \cdot \Omega \cdot w_0^2 = \mu_{TW} \cdot \pi \cdot \Omega^2 \cdot w_0^2 \cdot L \cdot \zeta_{TW} \quad (5-78)$$

Die im Gesamttragwerk pro Schwingperiode dissipierte Energie $E_{d,ges}$ sowie die im alleinigen Tragwerk (ohne Schotteroberbau) dissipierte Energie $E_{d,TW}$ werden somit nach demselben Prinzip – Überführung in einen kinetisch äquivalenten Einmassenschwinger – ermittelt. Für die Berechnung der im Schotteroberbau dissipierten Energie (in weiterer Folge als $E_{d,OB}$ bezeichnet) werden nachfolgend vier Ansätze formuliert, welche auf den Wirkungsmechanismen des Kurbelviereckes und des vertikal orientierten Modelles basieren. Die Ansätze werden wie folgt bezeichnet:

- Ansatz 1 – vertikal orientiertes Modell
- Ansatz 2 – Kurbelviereck
- Ansatz 3 – kombiniertes Modell
- Ansatz 4 – vertikal orientiertes Modell mit Tragwerksfaktor

Ansatz 1 – vertikal orientiertes Modell

Ansatz 1 repräsentiert das oben unter Kap. 4.5.1 eingeführte vertikal orientierte alternative Dämpfungsmodell, welches eine diskrete Dämpfung mit einem über die Länge konstanten Dämpfungsbeiwert beinhaltet. Der Dämpfungsbeiwert \bar{c}_{OB} wird dabei frequenzabhängig nach Gleichung (5-71) bestimmt.

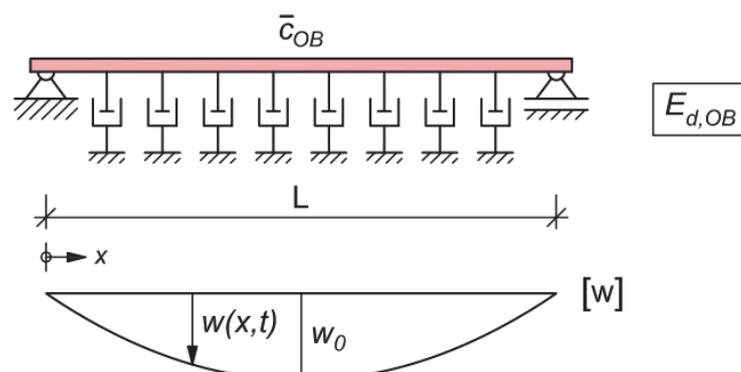


Abb. 5.62: Ansatz 1: Alternatives Dämpfungsmodell angewandt auf ein Brückentragwerk

In Abbildung 5.62 ist *Ansatz 1* dargestellt, wobei nur der Schotteroberbau für sich alleine betrachtet wird. Da sich der Oberbau entsprechend der Tragwerksbiegeline verschiebt, entspricht die Form der Biegelinie $w(x, t)$ des Schotteroberbaues exakt der Biegelinie des Gesamttragwerkes (Abb. 5.60) und des Tragwerkes ohne Schotteroberbau (Abb. 5.61) und ist in Abhängigkeit der Lagekoordinate x und der Zeit t definiert als

$$w(x, t) = w_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \cdot \sin(\Omega t - \varphi) \quad (5-79)$$

mit der zeitlichen Ableitung (= Geschwindigkeit)

$$\dot{w}(x, t) = w_0 \cdot \Omega \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \cdot \cos(\Omega t - \varphi) \quad (5-80)$$

Die pro Schwingperiode T im gesamten Schotteroberbau dissipierte Energie wird analog zu Gleichung (5-68) wie folgt ermittelt:

$$E_{d,OB} = \bar{c}_{OB} \cdot \int_0^L \int_0^T \dot{w}(x, t)^2 dt dx = \dots = \bar{c}_{OB} \cdot w_0^2 \cdot \pi \cdot \Omega \cdot \frac{L}{2} \quad (5-81)$$

Mit der berechneten dissipierten Energie im Schotteroberbau kann nun in weiterer Folge das Energiegleichgewicht

$$E_{d,ges} = E_{d,TW} + E_{d,OB} \quad (5-82)$$

gebildet werden. Um das Energiegleichgewicht gem. Gleichung (5-82) überhaupt bilden zu können, müssen die drei betrachteten Modelle (Gesamttragwerk, Tragwerk ohne Schotteroberbau, Schotteroberbau) miteinander mechanisch kompatibel sein. Dies bedeutet, dass alle drei Modelle im Resonanzzustand mit der gleichen Schwingperiode T in Phase schwingen und somit auch alle drei Modelle dieselbe Resonanzfrequenz Ω haben müssen. Die Biegelinie $w(x, t)$ muss ebenfalls für alle drei Modelle die gleiche Gestalt (Sinus-förmig) mit identischer Amplitude w_0 haben. Das Energiegleichgewicht lautet somit, aufgeschlüsselt nach den einzelnen Termen der jeweiligen Energien:

$$\mu_{ges} \cdot \pi \cdot \Omega^2 \cdot w_0^2 \cdot L \cdot \zeta_{ges} = \mu_{TW} \cdot \pi \cdot \Omega^2 \cdot w_0^2 \cdot L \cdot \zeta_{TW} + \bar{c}_{OB} \cdot w_0^2 \cdot \pi \cdot \Omega \cdot \frac{L}{2} \quad (5-83)$$

Damit das Gesamttragwerk (Masse μ_{ges} , Biegesteifigkeit EI_{ges}) und das Tragwerk ohne Schotteroberbau (μ_{TW} , EI_{TW}) dieselbe Resonanzfrequenz aufweisen, muss gelten

$$EI_{TW} = EI_{ges} \quad \text{und} \quad \mu_{TW} = \mu_{ges}$$

Durch die oben genannten Bedingungen für die mechanische Kompatibilität der drei Modelle vereinfacht sich Gleichung (5-83) erheblich und man erhält letztendlich eine Bestimmungsgleichung der Gestalt von Gleichung (5-72) zur Berechnung der Dämpfung des Gesamttragwerkes

$$\zeta_{ges} = \zeta_{TW} + \underbrace{\frac{\bar{c}_{OB}}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges}}}_{\Delta\zeta_1} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_1 \quad (5-84)$$

Der Dämpfungsanteil des Oberbaues nach *Ansatz 1* ergibt sich zu:

$$\Delta\zeta_1 = \frac{\bar{c}_{OB}}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges}} \quad (5-85)$$

Die rechnerische Dämpfung des Gesamttragwerkes ζ_{ges} nach *Ansatz 1* ist somit vollkommen unabhängig von der Spannweite und nur von der Massenbelegung und der Resonanzfrequenz des betrachteten Gesamttragwerkes abhängig.

Ansatz 2 – Kurbelviereck

Bei *Ansatz 2* wird der Schotteroberbau durch den Kurbelviereckmechanismus idealisiert, wobei an den beiden Auflagern eine starre Einspannung der Schienen angenommen wird. Im Falle der Großversuchsanlage würde dies einer Federsteifigkeit der Schienenkopplung von $k_{SK} = \infty$ entsprechen und für die beiden Freiheitsgrade bedeuten, dass $\eta = \varphi$ gilt. Für die Anwendung auf ein Brückentragwerk (dargestellt in Abb. 5.63) bedeutet dies, dass durch die Dehnstarrheit der Schienen der Verschiebungsverlauf im Kurbelviereck $w_k(x, t)$ direkt proportional zum Querschnittsdrehwinkel $\varphi(x, t)$ des Tragwerkes ist.

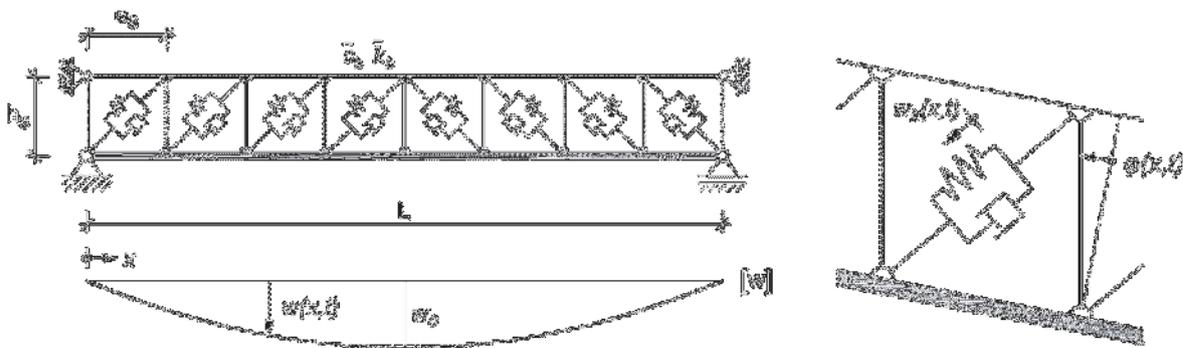


Abb. 5.63: *Ansatz 2: Kurbelviereck*

- e_S ... Schwellenabstand
 h_S ... Kurbelviereckhöhe (Schienenschwerpunkt bis UK Unterschottermatte)
 \bar{c}_b ... Dämpfungsbeiwert je Laufmeter
 \bar{k}_b ... Schotterfedersteifigkeit je Laufmeter
 $\varphi(x, t)$... Querschnittsdrehwinkel des Tragwerkes
 $w_k(x, t)$... Verschiebungsverlauf im Kurbelviereck

Wie schon beim *Ansatz 1* entspricht die Biegelinie $w(x, t)$ des Schotteroberbaues exakt der Biegelinie des Gesamttragwerkes und der Biegelinie des Tragwerkes ohne Schotteroberbau, abermals mit identischer Amplitude w_0 . Der Querschnittsdrehwinkel des Tragwerkes ist nach der Balkentheorie und unter der Vernachlässigung von Schubverzerrungen definiert als:

$$\varphi(x, t) = \frac{dw(x, t)}{dx} = w_0 \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right) \cdot \sin(\Omega t - \varphi) \quad (4-86)$$

Unter der Annahme kleiner Verformungen und nach den geometrischen Randbedingungen des Kurbelviereckmechanismus (siehe Kap. 5.3.1, S.124 ff) ergibt sich der Verschiebungsverlauf im Kurbelviereck somit zu

$$w_k(x, t) = \varphi(x, t) \cdot h_S \cdot \sin(\alpha) \quad (5-87)$$

mit der zeitlichen Ableitung

$$\dot{w}_k(x, t) = \dot{\varphi}(x, t) \cdot h_S \cdot \sin(\alpha) = w_0 \cdot \Omega \cdot \frac{\pi}{L} \cdot h_S \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right) \cdot \cos(\Omega t - \varphi) \quad (5-88)$$

Die gesamte dissipierte Energie im Schotteroberbau für *Ansatz 2* lautet wie folgt:

$$E_{d,OB} = \bar{c}_b \cdot \int_0^L \int_0^T \dot{w}_k(x, t)^2 dt dx = \dots = \bar{c}_b \cdot [h_S \cdot \sin(\alpha)]^2 \cdot \frac{\Omega \cdot \pi^3 \cdot w_0^2}{2 \cdot L} \quad (5-89)$$

Der Dämpfungsbeiwert \bar{c}_b gilt darin nicht wie bisher für ein einzelnes Kurbelviereck, sondern für einen Laufmeter Gleis. Unter der Voraussetzung, dass ein Kurbelviereck in jeder Schienenachse immer zwischen zwei benachbarten Schwellen mit dem Abstand e_S auftritt, wird der Dämpfungsbeiwert \bar{c}_b je Laufmeter Gleis mit

$$\bar{c}_b = \frac{2 \cdot c_b}{e_s} = \frac{2 \cdot c_b}{0,60} \quad (5-90)$$

auf Basis des Dämpfungsbeiwertes für ein einzelnes Kurbelviereck c_b umgerechnet.

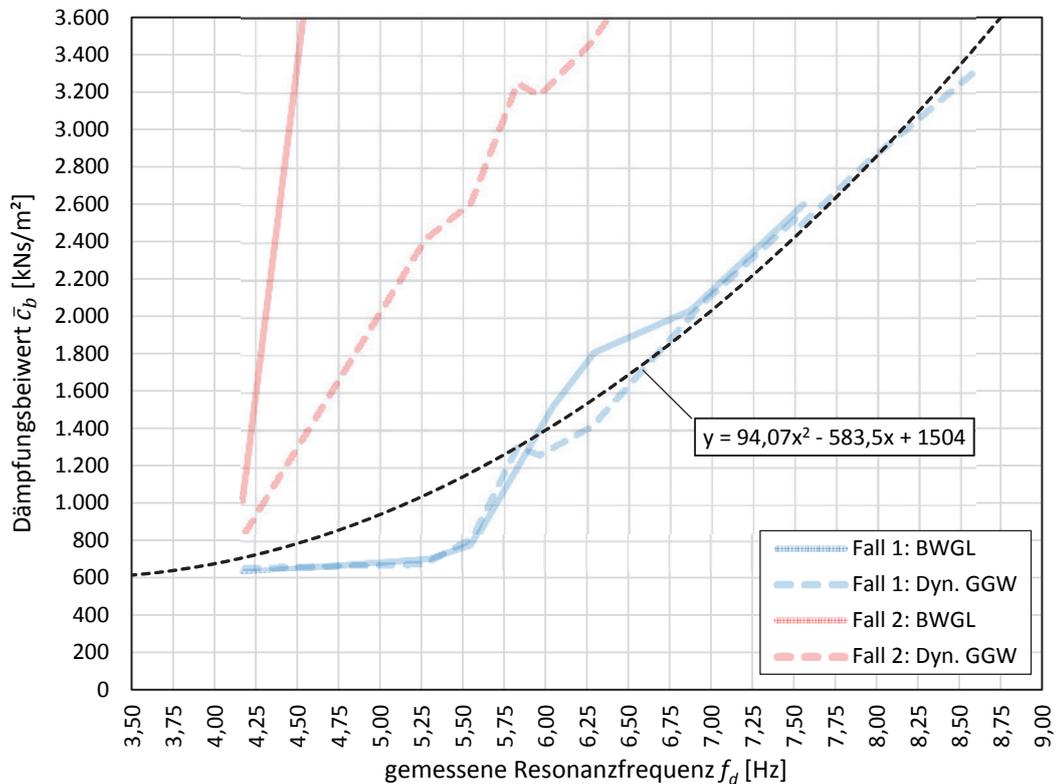


Abb.5.64: Dämpfungsbeiwert \bar{c}_b in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz für Ansatz 2 (Anhang E.25 und E.26)

Für die weiteren Berechnungen dienen die in Kapitel 5.3.4 ermittelten Dämpfungsbeiwerte als Grundlage. Es werden dabei jene Werte aus der analytischen Lösung der BWGL und jene aus dem dynamischen Kräftegleichgewicht als Referenzwerte herangezogen. Da sich der *Fall 1* für die Massenbewegungen des Schotters als der realistischere Fall herauskristallisiert hat, wird für die nachfolgenden Berechnungen ein Dämpfungsbeiwert angesetzt, welcher dem *Fall 1* entspricht. Abbildung 5.64 zeigt die in Kapitel 5.3.3 berechneten Dämpfungsbeiwerte für *Fall 1* (blau) und *Fall 2* (rot) auf Basis der analytischen Lösung der BWGL („BWGL“) und des dynamischen Kräftegleichgewichtes („Dyn. GGW“). Die Werte in Abbildung 5.64 sind schon auf einen Laufmeter Gleis gemäß Gleichung (5-90) umgerechnet. Die schwarze strichlierte Regressionslinie beschreibt einen quadratischen Verlauf für den Dämpfungsbeiwert nach demselben Prinzip wie in Abbildung 5.59 für den vertikal orientierten Dämpfungsmechanismus.

Der Dämpfungsbeiwert für den *Ansatz 2* wird entsprechend der Regressionslinie in Abbildung 5.64 in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz mit

$$\bar{c}_b = 94,07 \cdot f_d^2 - 583,5 \cdot f_d + 1504 \quad (5-91)$$

festgelegt.

Das Energiegleichgewicht entsprechend Gleichung (5-82) lautet für den *Ansatz 2* mit der vorher ermittelten dissipierten Energie im Schotteroberbau nach Gleichung (4-89):

$$\begin{aligned} \mu_{ges} \cdot \pi \cdot \Omega^2 \cdot w_0^2 \cdot L \cdot \zeta_{ges} &= \\ &= \mu_{TW} \cdot \pi \cdot \Omega^2 \cdot w_0^2 \cdot L \cdot \zeta_{TW} + \bar{c}_b \cdot [h_S \cdot \sin(\alpha)]^2 \cdot \frac{\Omega \cdot \pi^3 \cdot w_0^2}{2 \cdot L} \end{aligned} \quad (5-92)$$

Durch die Bedingungen resultierend aus der Voraussetzung der mechanischen Kompatibilität der Modelle vereinfacht sich Gleichung (5-92) wie schon bei *Ansatz 1* und man erhält die Bestimmungsgleichung für die Gesamtdämpfung nach *Ansatz 2*:

$$\zeta_{ges} = \zeta_{TW} + \underbrace{\bar{c}_b \frac{[h_S \cdot \sin(\alpha)]^2 \cdot \pi^2}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges} \cdot L^2}}_{\Delta\zeta_2} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_2 \quad (5-93)$$

Der Dämpfungsanteil des Oberbaues nach *Ansatz 2* ergibt sich zu:

$$\Delta\zeta_2 = \bar{c}_b \frac{[h_S \cdot \sin(\alpha)]^2 \cdot \pi^2}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges} \cdot L^2} \quad (5-94)$$

Im Gegensatz zu *Ansatz 1* ist die rechnerische Gesamtdämpfung nach *Ansatz 2* neben der Resonanzfrequenz und der Massenbelegung zusätzlich auch von der Spannweite abhängig.

Ansatz 3 – kombiniert

Ansatz 3 stellt eine Kombination von vertikal orientiertem Modell (*Ansatz 1*) und Kurbelviereckmechanismus (*Ansatz 2*) dar. In den Untersuchungen in Kapitel 5.4 wurde festgestellt, dass der Kurbelviereckmechanismus mit zunehmender Resonanzfrequenz an Bedeutung verliert und ein vertikal wirkender Mechanismus den deutlich dominanteren Wirkungsmechanismus darstellt. Auf dieser Annahme baut der *Ansatz 3* auf.

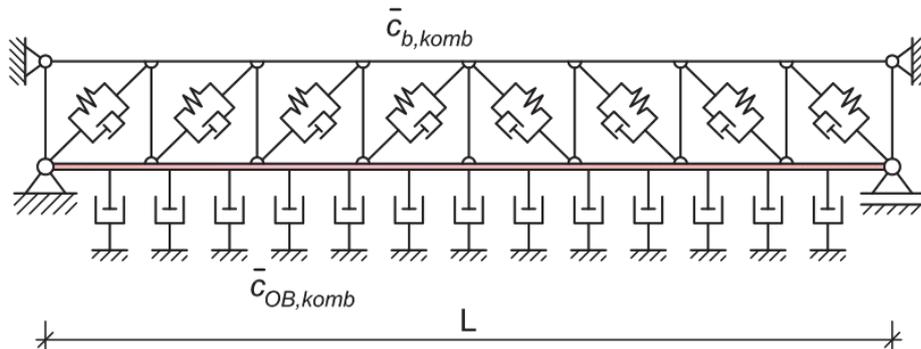


Abb. 5.65: Ansatz 3 - Kombiniertes Modell

$\bar{c}_{b,komb}$... Dämpfungsbeiwert für den Kurbelviereckmechanismus je *lfm*

$\bar{c}_{b,OB}$... Dämpfungsbeiwert für den vertikal orientierten Mechanismus je *lfm*

Die beiden Dämpfungsbeiwerte $\bar{c}_{b,komb}$ und $\bar{c}_{b,OB}$ für den Schotteroberbau werden bei diesem Ansatz aus den Messungen der *Beschleunigungstests*, genauer gesagt auf Basis der gemessenen Energien $E_p = E_{d,\Sigma}$ und $E_{d,Gleis}$ (siehe Kap. 5.4.4) bestimmt. Die eingebrachte Energie $E_{d,\Sigma}$ wird dabei in zwei Komponenten aufgeteilt: in einen Energieteil, welcher im Kurbelviereckmechanismus durch die horizontale Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog dissipiert wird ($= E_{d,Gleis}$) und einen weiteren Energieteil, welcher durch die Vertikalbewegung des Troges gem. dem in Kapitel 5.5.1 vorgestellten vertikal orientierten Modell dissipiert wird ($= E_{d,Rest}$).

$$E_{d,\Sigma} = E_{d,Gleis} + E_{d,Rest} \quad (5-95)$$

Aus dem aus Messgrößen ermittelten Energieteil $E_{d,Gleis}$ wird nach Kapitel 5.3.4 („*Bestimmung aus der Hysterese*“ - Gleichung 5-51 – S.157) ein Dämpfungsbeiwert für den Kurbelviereckmechanismus bestimmt.

$$E_{d,Gleis} \xrightarrow{\text{Kap. 5.3.4 - Gl.(5-51)}} \bar{c}_{b,komb}$$

Aus der Differenz zwischen eingebrachter Energie $E_p = E_{d,\Sigma}$ (Bestimmung siehe Kap. 5.4.4 – Gleichung 5-60 – S.182) und der Komponente $E_{d,Gleis}$ erhält man den Energieteil $E_{d,Rest}$. Aus dieser Komponente wird nach der gleichen Vorgangsweise wie in Kapitel 5.5.1 Gleichungen (5-66) bis (5-69) ein Dämpfungsbeiwert für den vertikal orientierten Mechanismus berechnet.

$$E_{d,Rest} \xrightarrow{(5-66)-(5-69)} \bar{c}_{OB,komb}$$

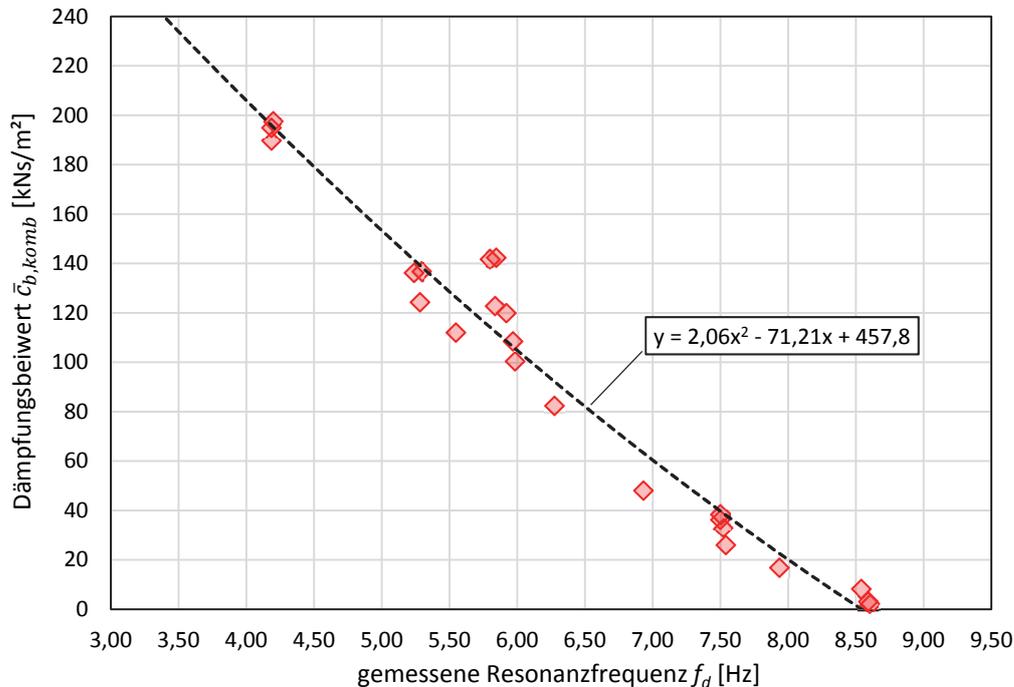


Abb. 5.66: Dämpfungsbeiwert $\bar{c}_{b,komb}$ für Ansatz 3 in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz (Anhang E.27)

Der Dämpfungsbeiwert $\bar{c}_{b,komb}$ für den Kurbelviereckmechanismus nach *Ansatz 3* ist in Abbildung 5.66 dargestellt und entspricht exakt den Dämpfungsbeiwerten in Abbildung 5.32, jedoch umgerechnet auf einen Laufmeter Gleis gemäß Gleichung (5-90). Im Gegensatz zum *Ansatz 2* nimmt der Dämpfungsbeiwert beim *Ansatz 3* mit zunehmender Resonanzfrequenz nicht zu, sondern nimmt in guter Näherung quadratisch ab. Auf Basis der schwarze strichlierten Regressionslinie wird der Dämpfungsbeiwert mit

$$\bar{c}_{b,komb} = 2,06 \cdot f_d^2 - 71,21 \cdot f_d + 457,8 \quad (5-96)$$

für nachfolgende Berechnungen definiert.

Der Dämpfungsbeiwert $\bar{c}_{b,OB}$ für den vertikal orientieren Mechanismus in *Ansatz 3* ist nachfolgend in Abbildung 5.67 dargestellt. Die Werte unterscheiden sich nur geringfügig (bei kleiner Resonanzfrequenz) bis gar nicht (bei hoher Resonanzfrequenz) von den Werten aus *Ansatz 1* (siehe Abb. 5.58). Entsprechend der Regressionslinie für den Dämpfungsbeiwert ergibt sich der frequenzabhängige Verlauf:

$$\bar{c}_{OB,komb} = 1,26 \cdot f_d^2 - 10,98 \cdot f_d + 25 \quad (5-97)$$

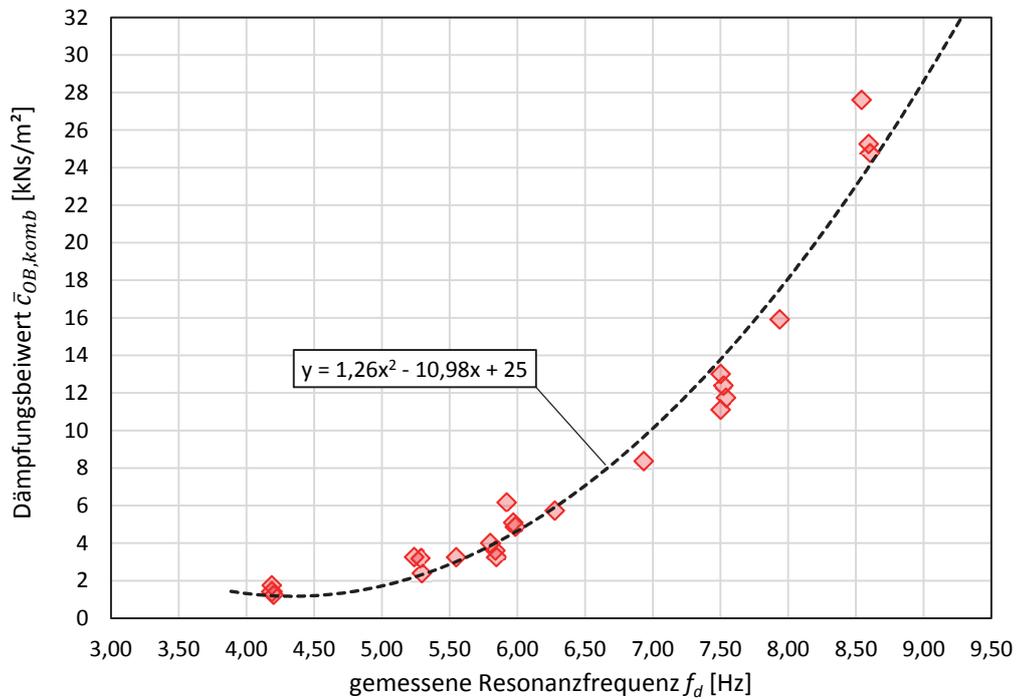


Abb. 5.67: Dämpfungsbeiwert $\bar{c}_{OB,komb}$ für Ansatz 3 in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz (Anhang E.27)

Die dissipierte Energie im Schotteroberbau für *Ansatz 3* ergibt sich zu einer Linearkombination aus den Ansätzen 1 und 2, jedoch mit anderen Dämpfungsbeiwerten, zu

$$E_{d,OB} = \bar{c}_{OB,komb} \cdot w_0^2 \cdot \pi \cdot \Omega \cdot \frac{L}{2} + \bar{c}_{b,komb} \cdot [h_S \cdot \sin(\alpha)]^2 \cdot \frac{\Omega \cdot \pi^3 \cdot w_0^2}{2 \cdot L} \quad (5-98)$$

Nach der erneuten Formulierung des Energiegleichgewichtes nach Gleichung (5-82) und unter der Voraussetzung der mechanischen Kompatibilität wie bereits in den beiden vorigen Ansätzen erhält man nach entsprechender Vereinfachung die Bestimmungsgleichung für die rechnerische Dämpfung des Gesamttragwerkes nach *Ansatz 3*:

$$\zeta_{ges} = \zeta_{TW} + \underbrace{\frac{\bar{c}_{OB,komb}}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges}} + \bar{c}_{b,komb} \frac{[h_S \cdot \sin(\alpha)]^2 \cdot \pi^2}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges} \cdot L^2}}_{\Delta\zeta_3} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_3 \quad (5-99)$$

Der Dämpfungsanteil des Oberbaues nach *Ansatz 3* ergibt sich zu:

$$\Delta\zeta_3 = \frac{\bar{c}_{OB,komb}}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges}} + \bar{c}_{b,komb} \frac{[h_S \cdot \sin(\alpha)]^2 \cdot \pi^2}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges} \cdot L^2} \quad (5-100)$$

Wie schon die dissipierte Energie des Schotteroberbaues stellt auch die Bestimmungsgleichung für die Gesamtdämpfung eine Linearkombination aus *Ansatz 1* (Gleichung 4-85) und *Ansatz 2* (Gleichung 4-94) dar, jedoch werden für die beiden Dämpfungsbeiwerte $\bar{c}_{OB,komb}$ und $\bar{c}_{b,komb}$ andere Annahmen getroffen.

Ansatz 4 – vertikal orientiertes Modell mit Tragwerksfaktor

Der abschließende *Ansatz 4* ist eine Erweiterung von *Ansatz 1*. In den ersten drei Ansätzen wurde im Sinne der mechanischen Kompatibilität vorausgesetzt, dass alle drei Modelle (Gesamtragwerk, Tragwerk ohne Schotteroberbau, Schotteroberbau) identisch in Phase schwingen und auch dieselbe Resonanzfrequenz und Massenbelegung haben. Diese Annahme trifft jedoch in der Realität nicht zu, da das Gesamtragwerk inkl. Schotteroberbau und das Tragwerk alleine (ohne Schotteroberbau) unterschiedliche Biegesteifigkeiten (wenn man die Steifigkeiten des Oberbaues auch berücksichtigt), unterschiedliche Massenbelegungen und somit auch unterschiedliche Resonanzfrequenzen aufweisen. Es gilt daher:

$$EI_{ges} \neq EI_{TW} \quad \mu_{ges} \neq \mu_{TW} \quad \Omega_{ges} \neq \Omega_{TW}$$

Für *Ansatz 4* wird das Gesamtragwerk, wie schon zuvor in einen kinetisch äquivalenten EMS übergeführt. Die pro Schwingperiode T_{ges} (Schwingperiode des Gesamtsystems) dissipierte Energie errechnet sich erneut zu

$$E_{d,ges} = \mu_{ges} \cdot \pi \cdot \Omega_{ges}^2 \cdot w_0^2 \cdot L \cdot \zeta_{ges} \quad (5-101)$$

Für den Schotteroberbau wird angenommen, dass dieser mit dem Gesamtsystem mechanisch kompatibel ist (identische Resonanzfrequenz und Biegelinie), womit die dissipierte Energie im Schotteroberbau analog zu *Ansatz 1* bestimmt wird zu

$$E_{d,OB} = \bar{c}_{OB} \cdot w_0^2 \cdot \pi \cdot \Omega_{ges} \cdot \frac{L}{2} \quad (5-102)$$

Der Dämpfungsbeiwert \bar{c}_{OB} in Gleichung (5-102) entspricht dabei den Werten gemäß *Ansatz 1* (Abb. 5.58 und Gleichung 5-71).

Das Tragwerk ohne Schotteroberbau wird ebenfalls in einen kinetisch äquivalenten EMS übergeführt (siehe Abb. 5.61), es wird jedoch die unterschiedliche Massenbelegung, Biegesteifigkeit und Resonanzfrequenz gegenüber dem Gesamtsystem berücksichtigt. Die erste Resonanzfrequenz des Tragwerkes ist definiert als²²

$$\Omega_{TW} = \frac{\pi^2}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_{TW}}{\mu_{TW}}} \quad (5-103)$$

Für den äquivalenten EMS gilt des Weiteren für die Ersatzmasse

$$m_{mod,TW} = \frac{m_{TW}}{2} = \frac{\mu_{TW} \cdot L}{2} \quad (5-104)$$

und für den äquivalenten Dämpfungsbeiwert

$$c_{TW} = 2 \cdot \zeta_{TW} \cdot m_{mod,TW} \cdot \Omega_{TW} \quad (5-105)$$

Die Biegelinie des Tragwerkes (ohne Schotteroberbau) lautet

$$w_{TW}(t) = w_0 \cdot \sin(\Omega_{TW} \cdot t - \varphi) \quad (5-106)$$

mit der zum Gesamttragwerk und zum Schotteroberbau identischen Amplitude w_0 , jedoch mit abweichender Resonanzfrequenz Ω_{TW} . Die zeitliche Ableitung der Biegelinie lautet

$$\dot{w}_{TW}(t) = w_0 \cdot \Omega_{TW} \cdot \cos(\Omega_{TW} \cdot t - \varphi) \quad (5-107)$$

Bei der Ermittlung der im Tragwerk dissipierten Energie $E_{d,TW}$ wird in weiterer Folge nicht über die Periode des Tragwerkes ohne Schotteroberbau T_{TW} aufintegriert, sondern es muss über die Periode des Gesamtsystems

$$T_{ges} = \frac{2\pi}{\Omega_{ges}} \quad (5-108)$$

aufintegriert werden, damit die beiden Systeme mit unterschiedlicher Resonanzfrequenz hinsichtlich der Modellbildung miteinander vergleichbar sind. Die pro Schwingperiode des Gesamtsystems im Tragwerk dissipierte Energie $E_{d,TW}$ wird wie folgt bestimmt:

²² [Pet96], Gleichung (296), S.256

$$\begin{aligned}
 E_{d,TW} &= c_{TW} \cdot \int_0^{T_{ges}} \dot{w}_{TW}(t)^2 dt = c_{TW} \cdot \Omega_{TW}^2 \cdot w_0^2 \cdot \underbrace{\int_0^{T_{ges}} \cos^2(\Omega_{TW} \cdot t - \varphi) dt}_{\Delta Z} = \\
 &= c_{TW} \cdot \Omega_{TW}^2 \cdot w_0^2 \cdot \Delta Z = \zeta_{TW} \cdot \mu_{TW} \cdot L \cdot \Omega_{TW}^3 \cdot w_0^2 \cdot \Delta Z
 \end{aligned} \tag{5-109}$$

worin der Beiwert ΔZ , unter der Annahme, dass die Phasenverschiebung φ im Resonanzzustand den Wert $\pi/2$ annimmt, berechnet wird zu

$$\Delta Z = \int_0^{\frac{2\pi}{\Omega_{ges}}} \cos^2(\Omega_{TW} \cdot t - \varphi) dt = \dots = \frac{\pi}{\Omega_{ges}} - \frac{\sin\left(\frac{4\pi \cdot \Omega_{TW}}{\Omega_{ges}}\right)}{4 \cdot \Omega_{TW}} \tag{5-110}$$

Das Energiegleichgewicht für *Ansatz 4*

$$\begin{aligned}
 E_{d,ges} &= E_{d,TW} + E_{d,OB} \\
 \mu_{ges} \cdot \pi \cdot \Omega_{ges}^2 \cdot w_0^2 \cdot L \cdot \zeta_{ges} &= \zeta_{TW} \cdot \mu_{TW} \cdot L \cdot \Omega_{TW}^3 \cdot w_0^2 \cdot \Delta Z + \bar{c}_{OB} \cdot w_0^2 \cdot \pi \cdot \Omega_{ges} \cdot \frac{L}{2}
 \end{aligned} \tag{5-111}$$

führt letztendlich auf die Bestimmungsgleichung für die rechnerische Dämpfung

$$\zeta_{ges} = \zeta_{TW} \cdot \underbrace{\frac{\mu_{TW} \cdot \Omega_{TW}^3 \cdot \Delta Z}{\mu_{ges} \cdot \pi \cdot \Omega_{ges}^2}}_{F_{TW}} + \underbrace{\frac{\bar{c}_{OB}}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges}}}_{\Delta \zeta_1} = \zeta_{TW} \cdot F_{TW} + \Delta \zeta_1 \tag{5-112}$$

Der Tragwerksfaktor in Gleichung (5-112) baut auf der Annahme auf, dass das Tragwerk ohne Schotteroberbau und das Gesamttragwerk unterschiedliche Biegesteifigkeiten, Massenbelegungen und Resonanzfrequenzen haben. Für die nachfolgenden Berechnungen in Kapitel 5.5.3 wird jedoch die Steifigkeit des Gesamttragwerkes mit jener des Tragwerkes ohne Schotteroberbau gleichgesetzt und somit gilt

$$EI_{ges} = EI_{TW}$$

Dadurch vereinfacht sich der Tragwerksfaktor F_{TW} zu:

$$F_{TW} = \frac{\Omega_{TW}}{\pi} \cdot \Delta Z \tag{5-113}$$

Der Term $\Delta\zeta_1$ in Gleichung (5-112) für *Ansatz 4* entspricht exakt dem Term aus Gleichung (5-84) für *Ansatz 1*. Die Tragwerksdämpfung ζ_{TW} wird jedoch bei *Ansatz 4* mit einem zusätzlichen Faktor (= *Tragwerksfaktor* F_{TW}) multipliziert, welcher von den unterschiedlichen Massenbelegungen und Resonanzfrequenzen des Gesamttragwerkes (inkl. Schotteroberbau) und des Tragwerkes ohne Schotterbau abhängt.

Nachfolgend sind in Tabelle 5.7 die Bestimmungsgleichungen für die in diesem Teilkapitel formulierten vier Ansätze zur rechnerischen Bestimmung der Dämpfung von Einfeldbrücken zusammengefasst. In weiterer Folge werden im nachfolgenden Teilkapitel mit diesen vier Ansätzen Dämpfungswerte ζ_{ges} für real existierende Brückentragwerke berechnet und mit gemessenen Dämpfungswerten und Dämpfungswerten nach Norm verglichen.

Tab. 5.7: Zusammenfassung der vier Ansätze zur rechnerischen Dämpfungsermittlung

Ansatz	Tragwerksdämpfung	Schotteroberbaudämpfung
<i>Ansatz 1</i> – vertikal orientiertes Modell	ζ_{TW}	$\frac{\bar{c}_{OB}}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges}}$
<i>Ansatz 2</i> – Kurbelviereck	ζ_{TW}	$\bar{c}_b \frac{[h_S \cdot \sin(\alpha)]^2 \cdot \pi^2}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges} \cdot L^2}$
<i>Ansatz 3</i> – kombiniertes Modell	ζ_{TW}	$\frac{\bar{c}_{OB,komb}}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges}} + \bar{c}_{b,komb} \frac{[h_S \cdot \sin(\alpha)]^2 \cdot \pi^2}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges} \cdot L^2}$
<i>Ansatz 4</i> – vertikal orientiertes Modell mit Tragwerksfaktor	$\zeta_{TW} \cdot \frac{\Omega_{TW}}{\pi} \cdot \Delta Z$	$\frac{\bar{c}_{OB}}{2 \cdot \Omega \cdot \mu_{ges}}$

5.5.3. Vergleich Dämpfungsansätze mit realen Messwerten

In diesem Teilkapitel wird für real existierende Eisenbahnbrücken mit den oben beschriebenen vier Ansätzen ein Dämpfungswert berechnet und mit gemessenen Dämpfungswerten und Dämpfungswerten gem. [ÖN EN 1991-2] verglichen. Bei den Brückentragwerken handelt es sich um Einfeldbrücken entlang einer österreichischen Hochgeschwindigkeitsstrecke, die Brückendaten und Messwerte (gemessene Resonanzfrequenz $f_{d,gem}$ und gemessene Dämpfung ζ_{gem}) wurden dem Institut für Stahlbau im Rahmen des Projektes „DynDi“ von den ÖBB zur Verfügung gestellt.

In Tabelle 5.8 sind die Brückentragwerke mit ihren Hauptparametern und Messwerten aufgelistet. Aus datenschutzrechtlichen Gründen dürfen genaue Angaben über den Standort (Kilometrierung) und die genaue Bezeichnung der Brückentragwerke nicht veröffentlicht werden. Es werden daher lediglich die Bauart und die Tragwerksdaten angegeben. Bei den insgesamt neun Brücken handelt es sich um 6 Stahl-, 2 Stahlbeton- und eine WIB-Brücke (Walzträger in Beton) in einem Resonanzfrequenzbereich zwischen 3,44 und 8,20 Hz. Somit liegen die Brücken in einem Frequenzbereich, welcher versuchstechnisch – hinsichtlich der Frequenzen - von der Großversuchsanlage abgedeckt wird. Die Spannweiten liegen zwischen 11,70 und 33,30 m, die gemessenen Dämpfungswerte ζ_{gem} liegen zwischen 1,73 und 2,85 %.

Bei den Messwerten in Tabelle 5.8 handelt es sich um die Resonanzfrequenz und die Dämpfung (Lehr'sches Dämpfungsmaß ζ), die Biegesteifigkeit EI_{ges} des Gesamttragwerkes wurde aus der gemessenen Resonanzfrequenz $f_{d,gem}$, der Spannweite und der (rechnerisch ermittelten) Massenbelegung μ_{ges} auf Basis eines Euler-Bernoulli Balkens nach Umformung von Gleichung (5-103) wie folgt berechnet:

$$EI_{ges} = 4 \cdot f_{d,gem}^2 \cdot \frac{\mu_{ges} \cdot L^4}{\pi^2} \quad (5-114)$$

Tab. 5.8: Tragwerksdaten und Messwerte

TW Nr.	Tragwerkstyp	Tragwerksdaten					Messwerte		
		L [m]	μ_{ges} [kg/m]	μ_{TW} [kg/m]	EI_{TW} [Nm ²]	ζ_{NORM} [%]	$f_{d,gem}$ [Hz]	ζ_{gem} [%]	EI_{ges} [Nm ²]
1	Stahl Deckbrücke	13,31	16260	4980	1,210E+10	1,91	8,10	1,80	1,357E+10
2	Stahl Deckbrücke	15,30	9080	3500	1,190E+10	1,74	7,80	2,20	1,227E+10
3	Stahl Deckbrücke	21,80	11350	6190	4,050E+10	0,68	6,80	2,85	4,804E+10
4	Stahl Deckbrücke	16,10	7620	2610	7,070E+09	1,62	5,75	2,49	6,860E+09
5	Stahl Deckbrücke	33,30	7890	2880	4,410E+10	0,50	3,44	1,73	4,653E+10
6	Stahl Deckbrücke	16,00	8690	3540	8,280E+09	1,64	6,63	1,90	1,015E+10
7	STB - Plattenbrücke	16,33	21440	15420	8,460E+09	2,38	4,51	2,25	1,257E+10
8	STB - Plattenbrücke	14,95	22270	16220	1,584E+10	2,51	7,27	2,51	2,383E+10
9	WIB Tragwerk	11,70	28060	17920	8,230E+09	2,53	8,20	2,60	1,433E+10

Die Massenbelegungen μ_{TW} und μ_{ges} wurden rechnerisch ermittelt, wobei für die Schotterwichte ein Wert von 2000 kg/m^3 angenommen wurde. Die Biegesteifigkeit EI_{TW} wurde auf Basis der Querschnittsgeometrie und des verwendeten Materials (Stahl, Stahlbeton) ohne Berücksichtigung des Oberbaues berechnet. Die vergleichsweise große Differenz zwischen der rechnerischen Biegesteifigkeit EI_{TW} und der aus der Resonanzfrequenz rückgerechneten Biegesteifigkeit EI_{ges} (Gleichung 5-114) in Tabelle 5.8 erscheint jedoch unrealistisch groß. Im Sinne der mechanischen Kompatibilität wird daher in den weiteren Berechnungen sowohl für das Tragwerk ohne Schotteroberbau als auch für das Gesamttragwerk dieselbe Biegesteifigkeit EI_{ges} angesetzt. Dadurch entspricht die rechnerische Resonanzfrequenz des Gesamttragwerkes der gemessenen und es gilt: $EI_{TW} = EI_{ges}$.

Als erster Schritt zur Berechnung der Dämpfung des Gesamttragwerkes ζ_{ges} wird für die Tragwerksdämpfung ζ_{TW} , ohne Berücksichtigung des Schotteroberbaues, bestimmt. Die Berechnung erfolgt auf Basis von [Pet96, Tab. 3.5, S.143] anhand der darin angegebenen logarithmischen Dekremente Λ nach dem Prinzip:

$$\zeta_{TW} = \frac{\Lambda_1 + \Lambda_2 + \Lambda_3}{2\pi} \quad (5-115)$$

Λ_1 ... Dämpfung im Baustoff

Λ_2 ... Dämpfung in Bauteilen und Verbindungsmitteln

Λ_3 ... Dämpfung durch Lagerung und Baugrund

Die so berechneten Dämpfungswerte für die Tragwerke und die angenommenen logarithmischen Dekremente sind in Tabelle 5.9 aufgelistet. In [Pet96] wird eine Bandbreite für die einzelnen logarithmischen Dekremente angegeben, welche kleine, mittlere und große Schwingungsbewegungen berücksichtigt. In Tabelle 5.9 wurden Werte verwendet, welche für kleine bis mittlere Schwingungsbewegungen gelten und somit eher im unteren Bereich liegen. Letztendlich ergibt sich für die Stahlbrücken eine Tragwerksdämpfung zwischen 0,76 und 0,84 %, bei den beiden Stahlbetonbrücken eine Tragwerksdämpfung von jeweils 1,35 % und beim WIB-Tragwerk eine Dämpfung von 1,19 %.

Tab. 5.9: Tragwerksdämpfung ohne Schotteroberbau

TW Nr.	Tragwerkstyp	L [m]	μ_{ges} [kg/m]	f_d [Hz]	Bau- stoff	Zust.	Λ_1	Λ_2	Lagerart	Λ_3	ζ_{TW} [%]
1	Stahl Deckbrücke	13,31	16260	8,10	Stahl		0,008	0,030	Elastomer	0,015	0,84
2	Stahl Deckbrücke	15,30	9080	7,80	Stahl		0,008	0,030	Elastomer	0,015	0,84
3	Stahl Deckbrücke	21,80	11350	6,80	Stahl		0,008	0,030	Elastomer	0,015	0,84
4	Stahl Deckbrücke	16,10	7620	5,75	Stahl		0,008	0,030	Topf/Kal./Rollen	0,010	0,76
5	Stahl Deckbrücke	33,30	7890	3,44	Stahl		0,008	0,030	Topf/Kal./Rollen	0,010	0,76
6	Stahl Deckbrücke	16,00	8690	6,63	Stahl		0,008	0,030	Elastomer	0,015	0,84
7	STB - Plattenbrücke	16,33	21440	4,51	STB	Z. II	0,045	0,025	Elastomer	0,015	1,35
8	STB - Plattenbrücke	14,95	22270	7,27	STB	Z. II	0,045	0,025	Elastomer	0,015	1,35
9	WIB Tragwerk	11,70	28060	8,20	WIB	Z. I	0,035	0,025	Elastomer	0,015	1,19

Auf den nachfolgenden Seiten sind die berechneten Dämpfungswerte nach den in Kapitel 4.5.2 formulierten Berechnungsansätzen für die neun Brückentragwerke angegeben. Die Tabellen 5.10 (Ansätze 1, 2 und 3) und 5.11 (Ansatz 4) enthalten eine genaue Aufschlüsselung der Eingangsdaten für die Berechnungen sowie eine Angabe der Messwerte und auch die Dämpfungswerte nach Norm. Des Weiteren wird für jeden Ansatz die Abweichung von berechneter Dämpfung zu gemessener Dämpfung in [%] angegeben.

Die Abbildungen 5.68 (Ansatz 1), 5.69 (Ansatz 2), 5.70 (Ansatz 3) und 5.71 (Ansatz 4) zeigen die verschiedenen Dämpfungswerte - Dämpfung nach Norm („Norm“), gemessene Dämpfung („gemessen“) und berechnete Dämpfung („gerechnet“) - in Abhängigkeit der Resonanzfrequenzen der Brückentragwerke im direkten Vergleich miteinander. Die unterschiedlichen Farben repräsentieren die unterschiedlichen Bauweisen (rot – Stahl, grün – Beton, blau – WIB).

Tab. 5.10: Berechnete Dämpfungswerte für Ansatz 1, Ansatz 2 und Ansatz 3

TW Nr.	Tragwerkstyp	L [m]	μ_{ges} [kg/m]	ζ_{NORM} [%]	Messwerte			ζ_{TW} [%]	Ansatz 1 - vertikal				Ansatz 2 - Kurbelviereck				Ansatz 3 - kombiniert				
					$f_{d,gem}$ [Hz]	ζ_{gem} [%]	EI_{ges} [Nm ²]		c_{OB} [Ns/m ²]	$\Delta\zeta$ [%]	ζ_{ges} [%]	Abw. [%]	c_b [kNs/m ²]	$\Delta\zeta$ [%]	ζ_{ges} [%]	Abw. [%]	$c_{b,komb}$ [Ns/m ²]	$c_{OB,komb}$ [Ns/m ²]	$\Delta\zeta$ [%]	ζ_{ges} [%]	Abw. [%]
1	Stahl Deckbrücke	13,31	16260	1,91	8,10	1,80	1,357E+10	0,84	16093	0,97	1,82	1	2949	1,88	2,72	51	16349	23123	1,41	2,25	25
2	Stahl Deckbrücke	15,30	9080	1,74	7,80	2,20	1,227E+10	0,84	14236	1,60	2,44	11	2676	2,40	3,24	47	27874	21464	2,44	3,28	49
3	Stahl Deckbrücke	21,80	11350	0,68	6,80	2,85	4,804E+10	0,84	8971	0,92	1,77	-38	1886	0,76	1,61	-44	68970	15931	1,67	2,51	-12
4	Stahl Deckbrücke	16,10	7620	1,62	5,75	2,49	6,860E+09	0,76	4979	0,90	1,67	-33	1259	1,65	2,41	-3	116560	10121	1,99	2,75	11
5	Stahl Deckbrücke	33,30	7890	0,50	3,44	1,73	4,653E+10	0,76	2000	0,59	1,35	-22	610	0,30	1,06	-38	237266	2500	0,85	1,61	-7
6	Stahl Deckbrücke	16,00	8690	1,64	6,63	1,90	1,015E+10	0,84	8218	1,14	1,98	4	1770	1,78	2,63	38	76367	14990	2,15	2,99	57
7	STB - Plattenbrücke	16,33	21440	2,38	4,51	2,25	1,257E+10	1,35	2289	0,19	1,54	-32	786	0,45	1,81	-20	178618	3260	0,37	1,72	-23
8	STB - Plattenbrücke	14,95	22270	2,51	7,27	2,51	2,383E+10	1,35	11268	0,55	1,91	-24	2234	0,92	2,27	-10	49141	18531	0,93	2,28	-9
9	WIB Tragwerk	11,70	28060	2,53	8,20	2,60	1,433E+10	1,19	16741	0,58	1,77	-32	3044	1,44	2,63	1	12590	23677	0,82	2,02	-22

Tab. 5.11: Berechnete Dämpfungswerte für Ansatz 4 – vertikal orientiertes Modell mit Tragwerksfaktor

TW Nr.	Tragwerkstyp	L [m]	μ_{ges} [kg/m]	$f_{d,gem}$ [Hz]	EI_{ges} [Nm ²]	ζ_{NORM} [%]	ζ_{gem} [%]	μ_{TW} [kg/m]	EI_{TW} [Nm ²]	Ω_{TW}	Ω_{ges}	π/Ω_{ges}	$\Delta\zeta$	F_{TW}	ζ_{TW} [%]	c_{OB} [Ns/m ²]	$\Delta\zeta$ [%]	ζ_{ges} [%]	Abw. [%]
1	Stahl Deckbrücke	13,31	16260	8,10	1,357E+10	1,91	1,80	4980	1,357E+10	91,96	50,89	0,062	0,064	1,86	0,84	16093	0,97	2,54	41
2	Stahl Deckbrücke	15,30	9080	7,80	1,227E+10	1,74	2,20	3500	1,227E+10	78,94	49,01	0,064	0,061	1,53	0,84	14236	1,60	2,89	31
3	Stahl Deckbrücke	21,80	11350	6,80	4,804E+10	0,68	2,85	6190	4,804E+10	57,86	42,73	0,074	0,078	1,43	0,84	8971	0,92	2,13	-25
4	Stahl Deckbrücke	16,10	7620	5,75	6,860E+09	1,62	2,49	2610	6,860E+09	61,73	36,13	0,087	0,085	1,67	0,76	4979	0,90	2,18	-12
5	Stahl Deckbrücke	33,30	7890	3,44	4,653E+10	0,50	1,73	2880	4,653E+10	35,78	21,61	0,145	0,139	1,58	0,76	2000	0,59	1,79	4
6	Stahl Deckbrücke	16,00	8690	6,63	1,015E+10	1,64	1,90	3540	1,015E+10	65,27	41,66	0,075	0,073	1,51	0,84	8218	1,14	2,41	27
7	STB - Plattenbrücke	16,33	21440	4,51	1,257E+10	2,38	2,25	15420	1,257E+10	33,41	28,34	0,111	0,105	1,12	1,35	2289	0,19	1,70	-24
8	STB - Plattenbrücke	14,95	22270	7,27	2,383E+10	2,51	2,51	16220	2,383E+10	53,52	45,68	0,069	0,065	1,11	1,35	11268	0,55	2,05	-18
9	WIB Tragwerk	11,70	28060	8,20	1,433E+10	2,53	2,60	17920	1,433E+10	64,47	51,52	0,061	0,061	1,25	1,19	16741	0,58	2,07	-20

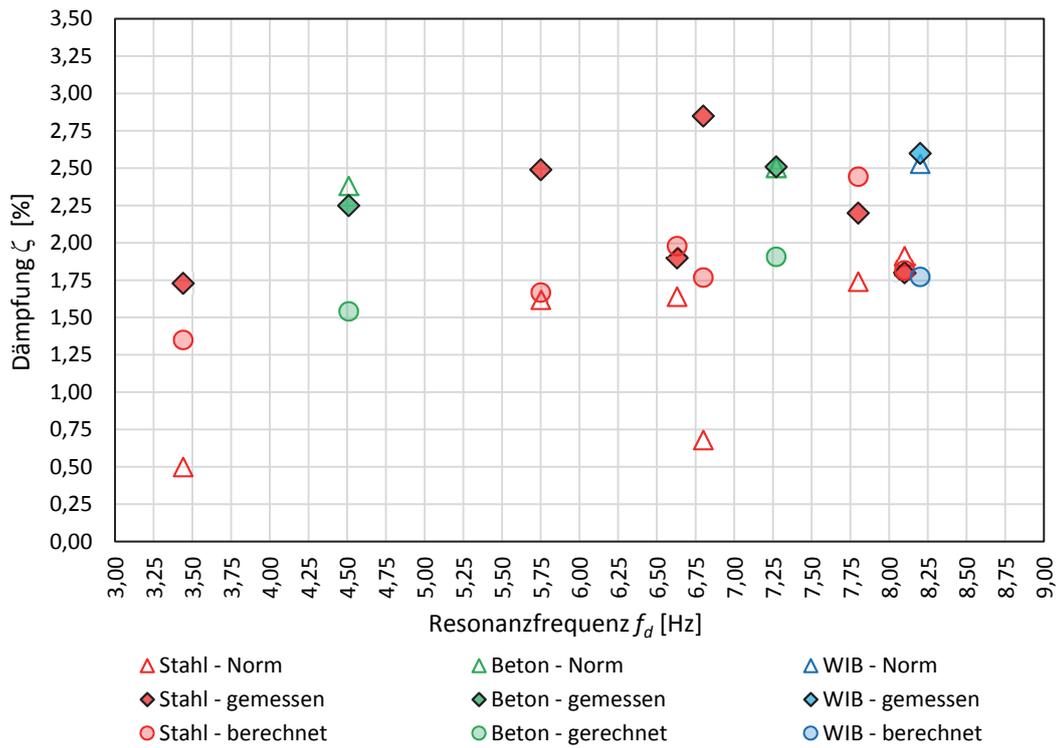


Abb. 5.68: Vergleich Dämpfungswerte – Ansatz 1

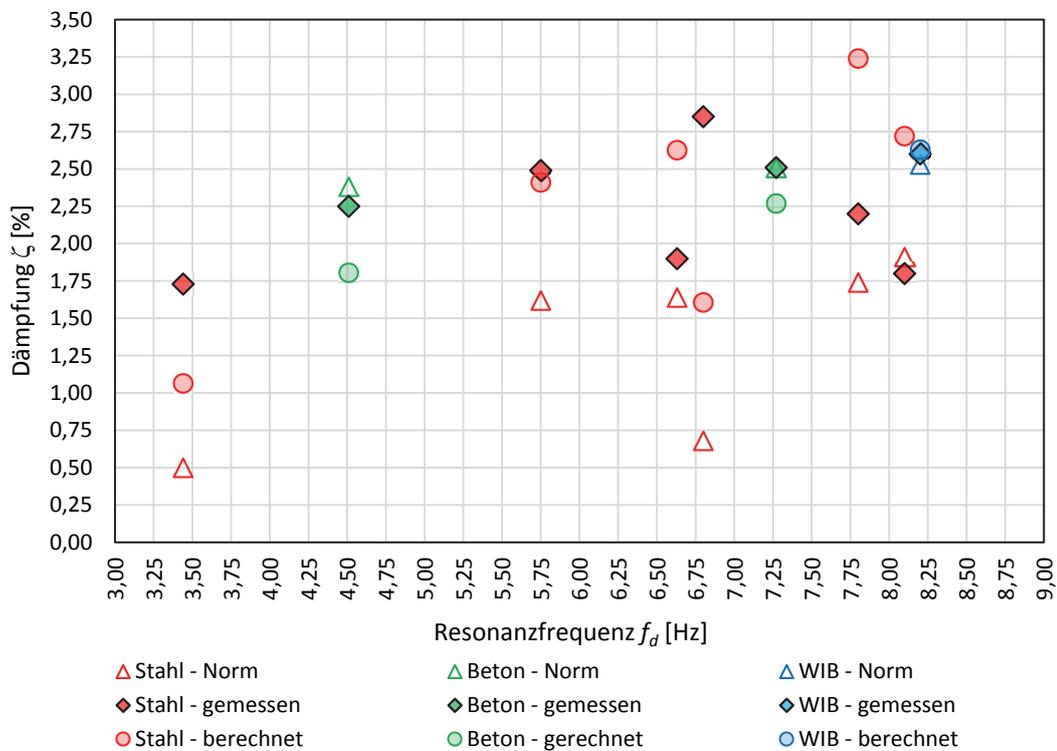


Abb. 5.69: Vergleich Dämpfungswerte – Ansatz 2

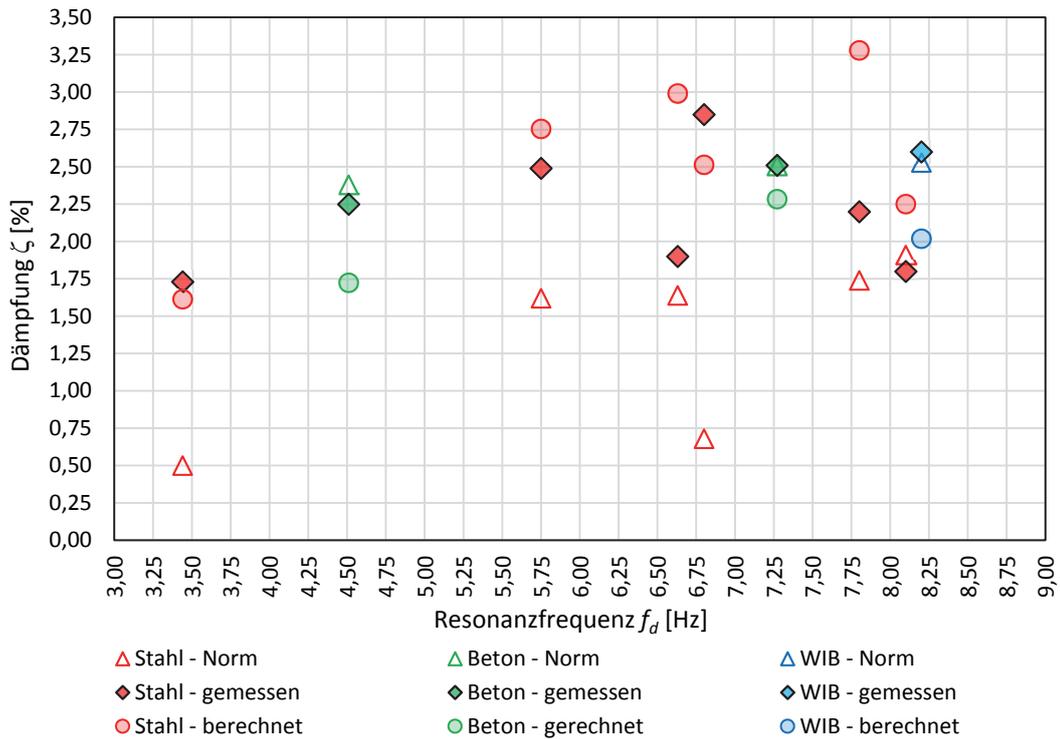


Abb. 5.70: Vergleich Dämpfungswerte – Ansatz 3

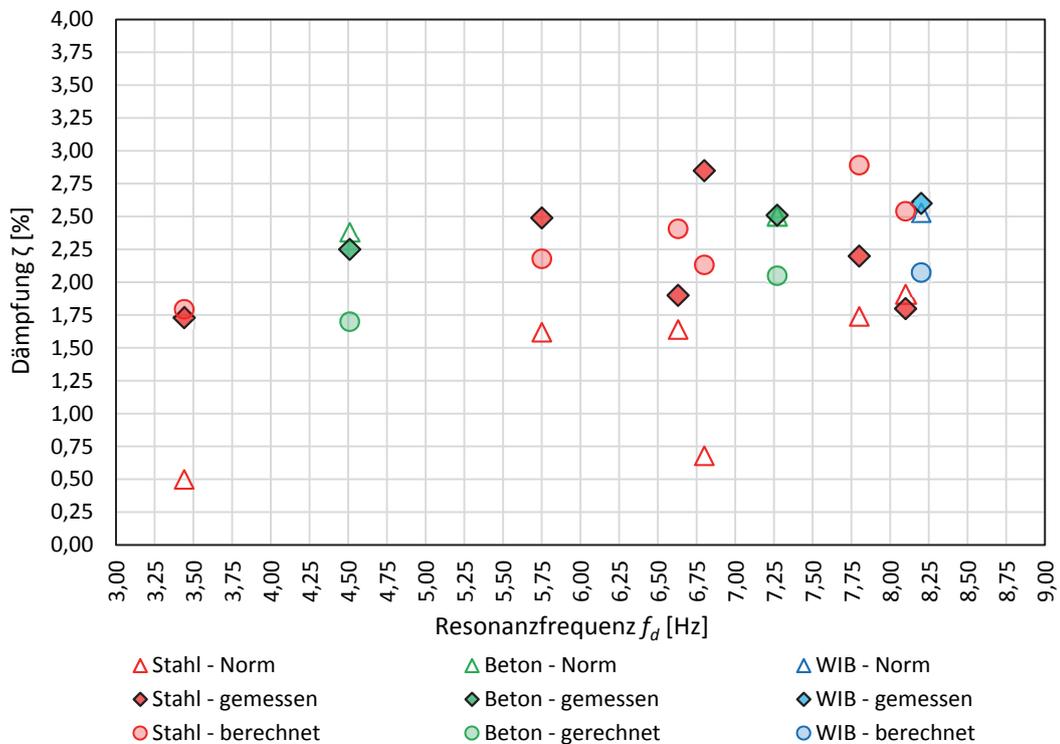


Abb. 5.71: Vergleich Dämpfungswerte – Ansatz 4

Zur Veranschaulichung und besseren Übersichtlichkeit sind nachfolgend in Abbildung 5.72 die Abweichungen von den jeweiligen berechneten Dämpfungen zu den gemessenen Dämpfungen

$$Abweichung = \frac{\zeta_{ger}}{\zeta_{gem}} - 1 \quad \text{bzw.} \quad Abweichung = \frac{\zeta_{NORM}}{\zeta_{gem}} - 1 \quad [\%] \quad (5-116)$$

für die vier neuen Ansätze und die Dämpfungswerte nach Norm in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz der Brückentragwerke dargestellt. Aus Abbildung 5.72 ist ersichtlich, dass die Dämpfungswerte nach Norm (schwarz) generell unter den gemessenen liegen, teilweise sogar sehr deutlich (Abweichungen bis -75 %). Die beiden Ansätze, welche auf dem unter Kapitel 5.5.1 neu eingeführten vertikal orientierten Dämpfungsmodell aufbauen (*Ansatz 1* - rot und *Ansatz 4* - rot strichliert) liefern zwar Dämpfungswerte, die im Vergleich zu den Dämpfungswerten nach Norm näher an den Messwerten liegen, die berechneten Dämpfungen liegen dennoch tendenziell eher unter den Messwerten und somit auf der konservativen Seite. Die berechneten Dämpfungswerte der Ansätze 2 (Kurbelviereck – grün) und 3 (kombiniert – blau) streuen sehr stark und liegen teilweise sehr deutlich über den Messwerten (Überschätzung der tatsächlichen um Dämpfung um bis über 50 %)

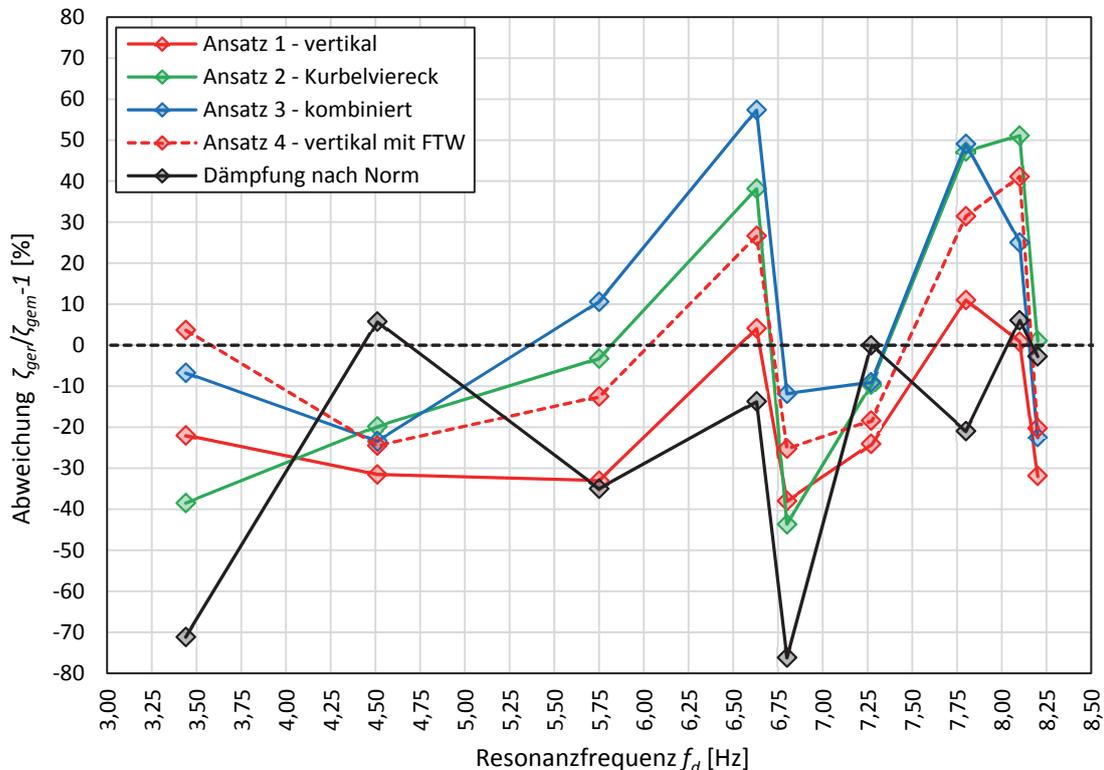


Abb. 5.72: Abweichung der berechneten Dämpfungen (Ansätze 1-4 und nach Norm) von den gemessenen Dämpfungen in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz

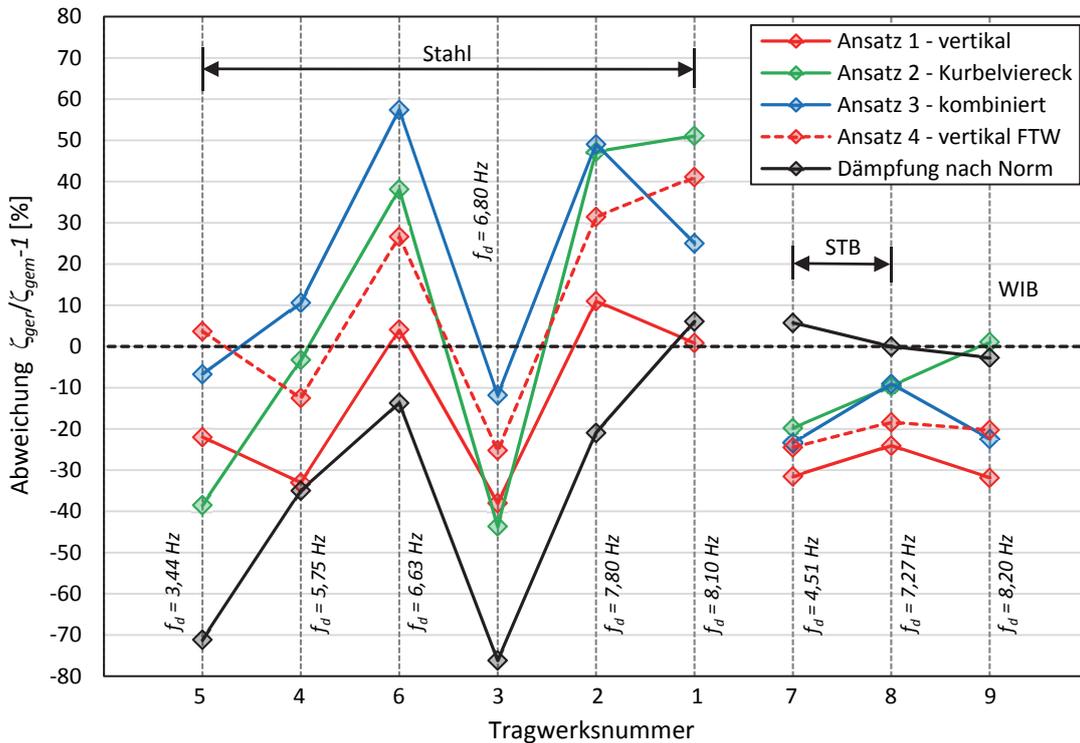


Abb. 5.73: Abweichung der berechneten Dämpfungen (Ansätze 1-4 und nach Norm) von den gemessenen Dämpfungen aufgeschlüsselt nach Tragwerksnummer

Um einen besseren Vergleich geben zu können, sind in Abbildung 5.73 erneut die Abweichungen von gerechneter zu gemessener Dämpfung nach Gleichung (5-116) dargestellt, in diesem Fall jedoch aufgeschlüsselt nach der Tragwerksnummer (vgl. Tab. 5.8 bis 5.11) und auch nach der Bauart (Stahl – Stahlbeton – WIB). Die Tragwerke sind zusätzlich nach aufsteigender Resonanzfrequenz sortiert. Aus den Verläufen und Abweichungen in Abbildung 5.73 lassen sich folgende Schlussfolgerungen ableiten:

- Die Dämpfungswerte nach Norm stimmen im Falle der Stahlbeton- und WIB Tragwerke gut mit den Messwerten überein (Abweichungen unter 10 %), bei den Stahlbrücken werden die Dämpfungen jedoch generell unterschätzt und liegen mit Abweichungen bis zu -75 % teilweise deutlich unter den Messwerten.
- Die vier alternativen Berechnungsansätze liefern bei Stahlbrücken Dämpfungswerte, welche über jenen der Dämpfungswerte nach Norm liegen und liegen tendenziell näher an den gemessenen Dämpfungswerten. Im Falle der Stahlbeton- und WIB Tragwerke liefern die vier Ansätze Dämpfungen, welche teilweise deutlich unter den Messwerten liegen (Abweichungen bis zu -30 %).

- *Ansatz 1* (vertikal orientiertes Modell – rot) und *Ansatz 4* (vertikal orientiertes Modell mit Tragwerksfaktor – rot strichliert) weisen bei den Stahlbrücken im Vergleich mit den restlichen Ansätzen insgesamt die geringsten Abweichungen auf, die berechneten Dämpfungen liegen vereinzelt jedoch weit über/unter den gemessenen Werten. Bei den Stahlbeton- und WIB-Tragwerken liegen die gerechneten Werte deutlich unter den gemessenen (Abweichungen -18 bis -31 %).
- Aus einem direkten Vergleich von *Ansatz 1* und *Ansatz 4* ist erkennbar, dass der Tragwerksfaktor F_{TW} , mit dem die Tragwerksdämpfung multipliziert wird (vgl. Gleichung 5-112), sowohl bei den Stahlbrücken als auch bei den Stahlbeton und WIB Tragwerken über dem Wert 1,0 liegt (rot strichlierte Linie von *Ansatz 4* liegt über der roten Linie von *Ansatz 1*). Der Tragwerksfaktor liegt bei den Stahlbrücken zwischen 1,43 und 1,86 und bei den Stahlbeton- und WIB-Tragwerken zwischen 1,11 und 1,25 - siehe auch Tab. 5.11.
- Die berechneten Dämpfungen nach *Ansatz 2* (Kurbelviereck) streuen bei den Stahlbrücken sehr stark (Abweichungen von -44 bis +51 %). Im Falle der Stahlbeton- und WIB Tragwerke liegen die berechneten Dämpfungswerte jedoch im Bereich der Messwerte (Abweichungen -20 bis +1 %).
- *Ansatz 3* (kombiniert) weist bei den Stahlbrücken ebenfalls große Streuungen auf, wobei die Dämpfungswerte tendenziell überschätzt werden, vereinzelt sogar sehr deutlich (Abweichungen +50 % und höher). Bei den Stahlbeton- und WIB Tragwerken werden die Dämpfungen jedoch unterschätzt (Abweichungen -10 bis -23 %).

Abschließend sind in Abbildung 5.74 die berechneten Dämpfungswerte im direkten Vergleich mit den gemessenen Dämpfungswerten für alle neun Brückentragwerke dargestellt. Auf der Abszisse sind die gemessenen Dämpfungswerte aufgetragen, auf der Ordinate die zugehörigen berechneten Dämpfungswerte und die Dämpfungswerte nach Norm. Die schräge strichlierte Linie repräsentiert jene Gerade, bei der die gemessene Dämpfung mit der berechneten theoretisch exakt übereinstimmt. Liegen die Dämpfungswerte also unter dieser Linie, so sind sie geringer als die gemessenen Dämpfungswerte („sichere Seite“), Dämpfungswerte über dieser Linie sind größer als die gemessenen Werte („unsichere Seite“).

Wie schon bei den dargestellten Abweichungen in den Abbildungen 5.72 und 5.73 ist erkennbar, dass die Dämpfungswerte nach Norm generell auf der sicheren Seite liegen und

die tatsächlich vorhandene Dämpfung zum Teil deutlich unterschätzt wird. Im Falle der vier neuen Dämpfungsansätze liegen die berechneten Dämpfungswerte tendenziell im Umfeld der gemessenen Werte, diese streuen aber innerhalb einer gewissen Bandbreite, teilweise sehr stark (je nach Ansatz).

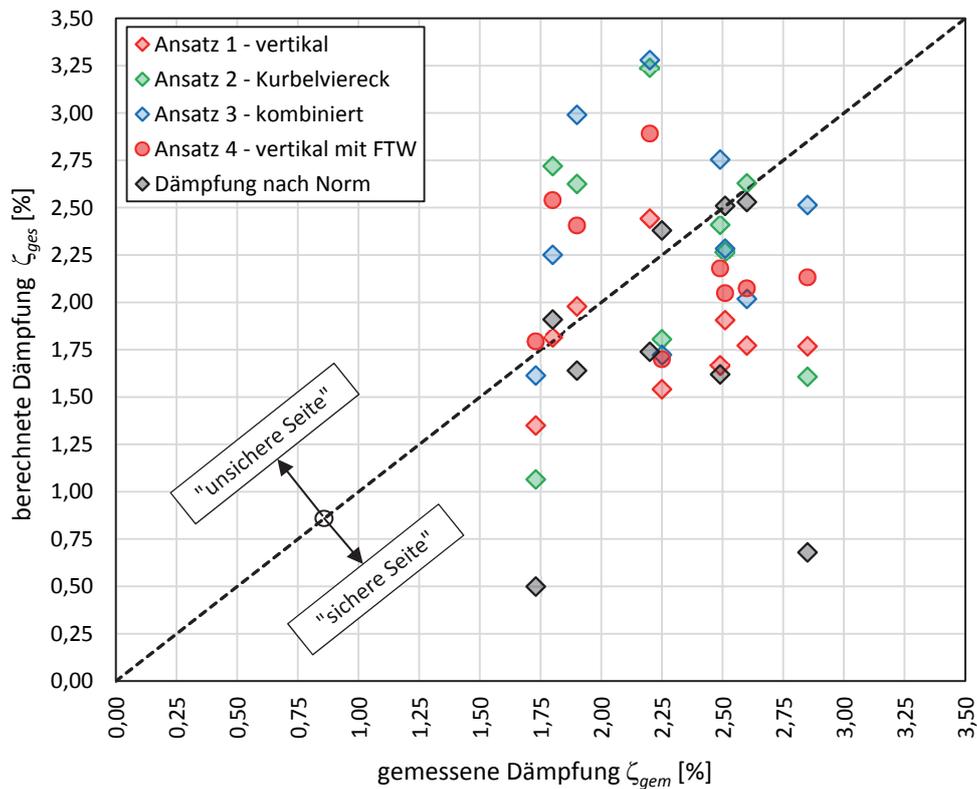


Abb. 5.74: Direkter Vergleich von gerechneten Dämpfungen und gemessener Dämpfung

Aus den Abweichungen und dem direkten Vergleich der Dämpfungen (Abbildungen 5.72 bis 5.74) zeigt sich, dass *Ansatz 1* (vertikal orientiertes Modell) und *Ansatz 4* (vertikal orientiertes Modell mit Tragwerksfaktor) für die Stahlbrücken eine gute Näherung an die Realität darstellen. Des Weiteren liefern im Falle der Stahlbeton- und WIB-Tragwerke sowohl die Dämpfungen nach Norm als auch die Ansätze 2 (Kurbelviereck) und 3 (kombiniert) Werte, welche im Bereich der gemessenen Dämpfungen liegen.

5.5.4. Fazit

Das in Kapitel 5.5.1 neu eingeführte alternative Dämpfungsmodell, welches auf einem rein vertikal wirkenden Dämpfungsansatz basiert und vollkommen unabhängig von der Schienenkopplung wirkt, liefert wie schon der Kurbelviereckmechanismus Dämpfungsbeiwerte,

die einer eindeutigen Frequenzabhängigkeit und einer nahezu vollständigen Amplitudenunabhängigkeit unterliegen.

Eine praktische Anwendung der beiden betrachteten Dämpfungsmodelle (Kurbelviereck und vertikal orientiertes Modell) hat gezeigt, dass die mechanischen Modelle zur Beschreibung des Schotteroberbaues grundsätzlich gut auf reale Brückentragwerke anwendbar sind. Die auftretenden, teilweise großen Streuungen der berechneten Dämpfungswerte sind möglicherweise auf stark vereinfachte Annahmen in der Modellbildung zurückzuführen. So wurde für die Ermittlung der Dämpfungsbeiwerte für das vertikal orientierte Dämpfungsmodell der Dämpfungskennwert entlang der Längsachse der Großversuchsanlage konstant angenommen. Inwiefern diese Annahme auch real zutrifft bleibt an dieser Stelle fraglich.

Des Weiteren stellt der Kurbelviereckmechanismus ein rein horizontal orientiertes Modell dar, das vertikal orientierte Dämpfungsmodell ein rein vertikales. Bei realen Tragwerken kann jedoch nicht mehr nur von rein horizontal oder rein vertikal orientierten Mechanismen ausgegangen werden. Eine Kombination aus horizontal und vertikal orientierten Modellbildungen entspricht am ehestem dem realen Schotteroberbauerhalten, dieser Umstand muss daher auch in weiterführenden Modellbildungen Berücksichtigung finden.

5.6. Zusammenfassung und Ausblick

Ausgehend von den noch offenen Fragestellungen in [Hac17] und den anfangs definierten Fragestellungen konnten durch die Analyse des dynamischen Schotteroberbauerhaltens unter vertikaler Kraftanregung wesentliche Erkenntnisse zum Steifigkeits- und Dämpfungsverhalten des Oberbaues gewonnen werden.

5.6.1. Zusammenfassung

Die Erweiterung des Stabmodelles mit einem Freiheitsgrad in ein zweidimensionales System, welches die Massen in ihrer tatsächlichen Lage im Raum berücksichtigt, hat gezeigt, dass der Einfluss der realen Lage der Massen beim System des Einmassenschwingers verschwindend gering ist. Eine Erweiterung des Stabmodelles in die zweidimensionale x-z-Ebene liefert keine Erklärung für die negative Schotterfedersteifigkeit und die Abweichung von gerechneter Eigenfrequenz zu gemessener Resonanzfrequenz. Somit ist ein mechanisches Modell mit einem einzigen Freiheitsgrad zur Beschreibung der Versuchsanlage schlussendlich unzutreffend und eine zu starke Vereinfachung der Wirklichkeit.

Ein neu eingeführtes mechanisches Modell mit zwei Freiheitsgraden liefert erstmals positive dynamische Kennwerte für den Kurbelviereckmechanismus. Die Schotterfedersteifigkeit ist dabei einer näherungsweise linearen Frequenzabhängigkeit unterlegen, wobei die Massenbewegungen des Schotters einen wesentlichen Einfluss auf die berechnete Schotterfedersteifigkeit haben. Die Frage nach den tatsächlichen Massenbewegungen des Schotters kann an dieser Stelle noch nicht vollständig beantwortet werden und ist daher Gegenstand weiterführender Untersuchungen. Dennoch liegt es nahe, dass vor allem bei Frequenzen über $5,0\text{ Hz}$ *Fall 1* eine plausible Erklärung der Realität ist, da zwei unterschiedliche Auswertungsmethoden (Frequenzgleichung und dynamisches Kräftegleichgewicht) sehr ähnliche Ergebnisse liefern. Die dabei gemessenen sehr kleinen horizontalen Relativverschiebungen zwischen Gleisrost und Trog lassen darauf schließen, dass sich auf Höhe der Schwellensole keine durchgehende Gleitebene ausbildet (wie im *Fall 2*) und somit *Fall 1* eher dem realen Verhalten entspricht. Für den Dämpfungsbeiwert wird ebenfalls eine Bandbreite an Werten für unterschiedliche Grenzfälle der Massenbewegungen angegeben, welche ebenfalls einer näherungsweise linearen Frequenzabhängigkeit unterworfen sind. Aus derzeitiger Sicht lässt sich schlussfolgern, dass für den Dämpfungsbeiwert *Fall 1* der Realität sehr nahe kommt.

Bei der Ermittlung der dynamischen Kennwerte hat sich die Berechnung ebenjener aus gemessenen Hystereseschleifen aufgrund der äußerst geringen Verschiebungen als unpassende Auswertungsmethode herausgestellt. Im Gegensatz dazu eignen sich bei Versuchen mit horizontaler Weganregung die gemessenen Hystereseschleifen zur Auswertung von dynamischen Kennwerten auch bei sehr kleinen Verschiebungen. Bei diesen Versuchen wird jedoch einerseits nicht mehr ein System mit mehreren Freiheitsgraden untersucht, sondern ein System mit nur einem einzigen Freiheitsgrad (Einmassenschwinger) und andererseits wird bei horizontaler Weganregung der Verschiebungsweg zwischen Gleisrost und Trog versuchstechnisch gezielt gesteuert und vorgegeben, wodurch sich auch bei sehr kleinen Verschiebungen „schöne“ Hystereseschleifen ergeben.

Die schon mehrmals thematisierte Abweichung von gerechneter zu gemessener Eigenfrequenz der Versuchsanlage ist letzten Endes auf die Annahme einer reinen Starrkörperrotation im Falle des entkoppelten Oberbaues zurückzuführen, welche sich als falsch herausgestellt hat. Auch bei entkoppeltem Schotteroberbau tritt eine Relativverschiebung in Gleisrichtung zwischen Gleisrost und Trog auf, die Bewegungsgleichung der Versuchsanlage im entkoppelten Zustand muss somit auf zwei oder in weiterer Folge mehr Freiheitsgrade (da

sich auch die Vertikalbeschleunigungen von Gleis und Trog unterscheiden) erweitert werden. Eine Zusammenfassung der beiden Kopplungssituationen (gekoppelt und entkoppelt) in einer einzigen Bewegungsgleichung ist dadurch nicht mehr möglich.

Die gemessenen Verschiebungen und Beschleunigungen im Resonanzfall liefern eine plausible Erklärung für die Differenz der Dämpfung zwischen gekoppelter und entkoppelter Versuchsanlage, welche sich mit zunehmender Resonanzfrequenz schließt. Durch die mit zunehmender Resonanzfrequenz sukzessive kleiner werdenden aufbringbaren vertikalen Amplituden und horizontalen Relativverschiebungen verliert die Kopplung zunehmend an Einfluss, bis sowohl bei gekoppeltem als auch bei entkoppeltem Schotteroberbau dieselben Verschiebungen auftreten. Bei kleinen Frequenzen und großen Amplituden bildet sich bei gekoppeltem Oberbau vermutlich eine Gleitebene entlang der Schwellensohle aus, bei großen Frequenzen und kleinen Amplituden ist dies nahezu nicht mehr der Fall. Dieser Umstand wirft die Vermutung auf, dass der Einfluss der Kopplung womöglich einer Amplitudenabhängigkeit unterliegt: Je größer die Vertikalverschiebung wird, desto eher kann sich durch die Kopplung des Gleisrostes eine Gleitebene ausbilden. Des Weiteren hat die Auswertung der Vertikalbeschleunigungen ergeben, dass die Beschleunigungen des Gleisrostes höher sind als jene des Troges, wobei der Unterschied der Beschleunigungen unabhängig von der Kopplung ist.

Der Mechanismus des Kurbelvierecks stellt quasi ein horizontal orientiertes Modell dar, welches allein auf einer Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Schotter aufbaut. Die vertikalen Kopplungsstäbe werden als unendlich steif angenommen, eine vertikale Relativverformung wird dadurch ausgeschlossen. Entgegen dieser Annahme gibt es jedoch mehrere Indizien, welche zusätzliche wirkende vertikale Dämpfungsmechanismen rückschließen lassen, weil ein abweichendes Energiegleichgewicht von eingebrachter Energie und im Gleisrost durch Horizontalbewegung des Gleises gegenüber dem Trog dissipierter Energie (siehe Kapitel 5.4.4 – Abb. 5.56) vorliegt:

- Mechanismen infolge unterschiedlicher Vertikalbeschleunigungen von Gleisrost und Trog, welche auch eine Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Trog bedeuten
- Mechanismen, die mit absoluten Trogbeschleunigungen (Zerrüttung des Schottergefüges) zusammenhängen

Die Einführung eines alternativen Dämpfungsmodelles, welches auf einem rein vertikal wirkenden Dämpfungsmechanismus aufbaut, liefert für den Schotteroberbau Dämpfungsbeiwerte, die einer eindeutigen (in etwa quadratischen) Frequenzabhängigkeit und einer nahezu vollständigen Amplitudenunabhängigkeit unterliegen. Im Gegensatz zum Kurbelviereckmechanismus wurde für das vertikal orientierte Modell jedoch nur eine einzige Auswertungsmethode zur Bestimmung eines Dämpfungsbeiwertes verwendet, nämlich ein Vergleich aus in das System eingebrachter und im System dissipierter Energie.

Eine praktische Anwendung der beiden in diesem Kapitel betrachteten mechanischen Modelle zur dynamischen Beschreibung des Schotteroberbaues – Kurbelviereck und vertikal orientiertes Modell – zur Berechnung von Dämpfungswerten für Brückentragwerke liefert eine große Bandbreite an Dämpfungswerten. Die berechneten Werte liegen dabei je nach Bauart (Stahl, Stahlbeton, WIB) und je nach betrachtetem Ansatz (1-4, siehe Kap. 4.5) unterschiedlich nahe an den real gemessenen Dämpfungsbeiwerten. Speziell für Stahlbrücken zeigt sich, dass die Dämpfung nach Norm die tatsächlich vorhandene Dämpfung sukzessive unterschätzt, teilweise sogar sehr deutlich.

Die Entwicklung eines geeigneten und einfach anwendbaren mechanischen Modelles zur Dämpfungsberechnung von Brückentragwerke hat daher sehr großes Potential und ist Gegenstand weiterführender Untersuchungen und Analysen. Dabei steht vor allem eine Kombination eines horizontal orientierten Ansatzes (Kurbelviereck) und eines vertikal orientierten im Vordergrund.

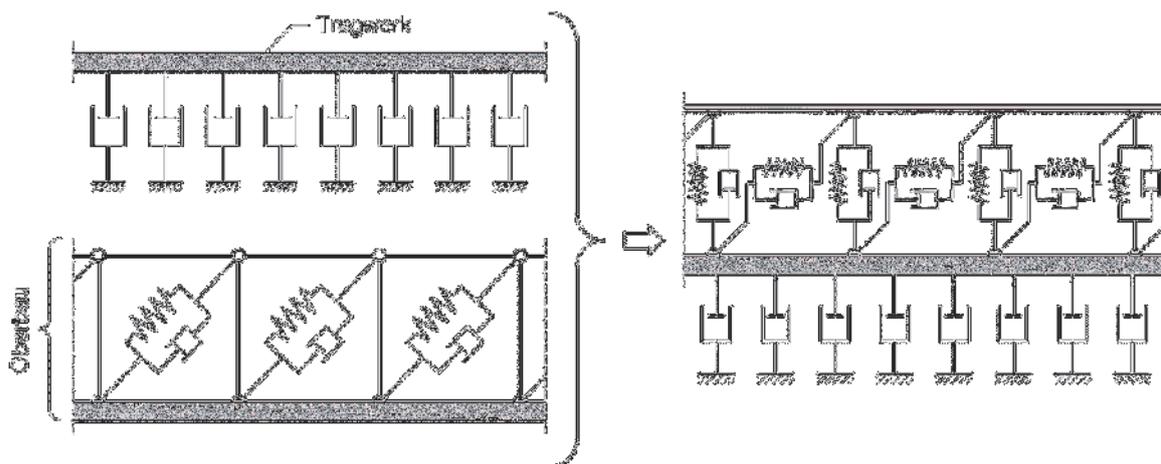


Abb. 5.75: Kombination von vertikal und horizontal orientiertem Modell mit Berücksichtigung der Relativbewegung von Gleisrost und Trog

Beim vertikal orientierten Dämpfungsmodell wurde bisher ein Ansatz gewählt, welcher von den Absolutgeschwindigkeiten des Troges abhängt. Aus den unterschiedlichen gemessenen Winkelbeschleunigungen von Schiene und Trog kann jedoch alternativ ein weiterer Dämpfungsmechanismus abgeleitet werden, welcher nicht auf den Absolutbewegungen des Troges, sondern auf den Relativbewegungen von Gleisrost und Trog aufbaut (Abb. 5.75).

5.6.2. Ausblick

Aufbauend auf die in diesem Kapitel gewonnenen Erkenntnisse ergeben sich folgende Aufgabenstellungen für weiterführende Untersuchungen:

- Quantifizierung des Einflusses der Kopplung: Unter welchen Bedingungen und in welchem Ausmaß kann sich eine Gleitebene entlang der Schwellensole bilden?
- Untersuchung der Massenbewegungen des Schotters: Wie verhält sich der Schotter in unterschiedlichen Bereichen des Oberbaues im eingeschwungenen Zustand?
- Entwicklung von mechanischen Modellen der Versuchsanlage mit mehreren Freiheitsgraden und Bestimmung von zugehörigen dynamischen Kennwerten
- Entwicklung eines mechanischen Modelles zur rechnerischen Bestimmung der Dämpfung von Brückentragwerken auf Basis der aus der Versuchsanlage gewonnenen Erkenntnisse

Die Kopplung hat in Kombination mit der Vertikalverschiebung einen unmittelbaren Einfluss auf das Ausbilden einer Gleitebene entlang der Schwellensole, in der durch eine horizontale Relativverschiebung Energie dissipiert. Dieser horizontale Dämpfungsmechanismus bildet einen Ansatz zur Beschreibung des Übergangsbereiches einer Eisenbahnbrücke von Vorland zu Tragwerk. Im Übergangsbereich tritt infolge der Durchbiegungen des Tragwerks ein Drehwinkel am Auflager auf. Der Vorlandbereich kann dabei als eine Art Kopplung analog zur Versuchsanlage interpretiert werden, wodurch im Übergangsbereich eine Horizontalverschiebung infolge des vertikalen Versatzes von Lagerdrehpunkt (beispielsweise) zur Schotterbettunterkante induziert wird, die eine Gleitebenenbildung entlang der gesamten Brückenlänge bewirkt.

Die Untersuchung der Winkelbeschleunigungen bzw. der daraus resultierenden Vertikalbeschleunigung hat gezeigt, dass mit zunehmender Trogbeschleunigung die Schienenbeschleunigung leicht überproportional ansteigt. Im Falle einer Eisenbahnbrücke betrifft dieser beschleunigungsabhängige vertikale Dämpfungsmechanismus insbesondere den Tragwerksbereich (Feldbereich), also jenen Bereich, in dem die größten Vertikalbeschleunigungen auftreten. Für diesen Bereich gibt es prinzipiell zwei mögliche Dämpfungsansätze: einen Dämpfungsansatz, welcher geschwindigkeitsproportional zu den Absolutbewegungen des Tragwerkes agiert und einen Dämpfungsansatz, welcher auf eine Relativbewegung zwischen Schiene und Tragwerk aufbaut.

Auf Grundlage der in diesem Kapitel gewonnenen Erkenntnisse und auch aufbauend auf die Versuche mit horizontaler Weganregung (siehe Kap. 3) kann in weiterer Folge ein mechanisches Modell entwickelt werden, welches den Beitrag des Schotteroberbaues zur Gesamtdämpfung eines Brückentragwerkes beschreibt. Dieses Modell baut auf demselben Ansatz wie in Kapitel 4.5 auf, bei dem der Beitrag des alleinigen Tragwerkes ohne Schotteroberbau und der Beitrag des Schotteroberbaues zur Gesamtdämpfung unabhängig voneinander nach folgendem Prinzip berechnet werden:

$$\zeta_{Gesamt} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_{OB} \quad (5-117)$$

Abbildung 5.76 zeigt ein Brückentragwerk, das in drei verschiedene Bereiche mit folgenden unterschiedlichen Dämpfungsmechanismen aufgeteilt wird:

- **Bereich ① - Übergangsbereich:** In diesem Bereich findet eine Kippbewegung analog zur Versuchsanlage, jedoch zusätzlich überlagert mit einer Horizontalbewegung resultierend aus der vertikalen Exzentrizität von Tragwerksachse zu Auflagerdrehpunkt, statt. Dadurch entsteht vermutlich eine Gleitebene entlang der Schwellensohle oder an der Unterseite des Schotterkörpers, in der Energie dissipiert, oder es wirkt ein anderer schubverformungsähnlicher Mechanismus. Die hier angeführten Vermutungen sind in weiterführenden Untersuchungen versuchstechnisch zu klären.
- **Bereich ② - Feldbereich Tragwerk:** Im Feldbereich des Tragwerkes wirken vertikal orientierte Dissipationsmechanismen. Die Dämpfung entsteht durch eine Relativgeschwindigkeit bzw. Relativbeschleunigung von Gleisrost und Trog und durch Absolutbewegungen (Absolutgeschwindigkeit, Absolutbeschleunigung) des Schotters

bzw. des Schotteroberbaues. Dieses Zusammenwirken ist auch in weiterführenden Untersuchungen zu klären.

- Bereich ③ - „Feldbereich“ Vorland: Im Vorlandbereich unmittelbar vor und nach einem Brückentragwerk wird durch die horizontale Bewegung des Gleisrostes aufgrund der Kippbewegung im Übergangsbereich (Bereich ①) eine horizontale Gleisrostverformung induziert. Dadurch entsteht ebenfalls eine Gleitebene entlang der Schwellensole in der Energie dissipiert.

Diese drei Bereiche können letztendlich in einem Tragwerksmodell zusammengefasst werden, in welchem das Tragwerk als einfacher (Euler-Bernoulli) Balken idealisiert wird und der Schotteroberbau durch horizontale und vertikale Feder- und Dämpferelemente berücksichtigt wird. Die Herleitung der Kennwerte zur Beschreibung der oben angeführten Mechanismen kann nur versuchstechnisch durch Anlagenerweiterungen bzw. Ergänzungen zur bestehenden Versuchsanlage gelingen.

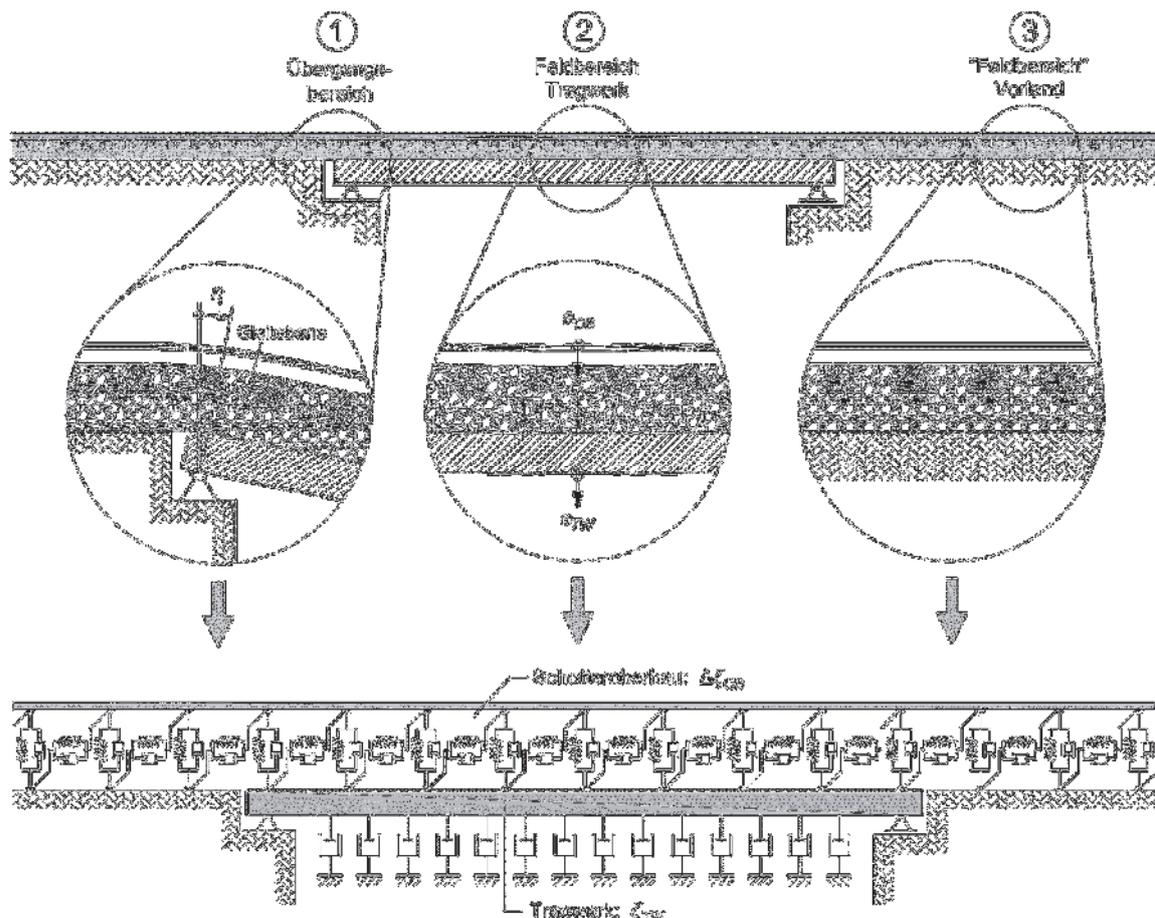


Abb. 5.76: Ableitung eines mechanischen Modelles zur Beschreibung des Beitrages des Schotteroberbaues zur Dämpfung

LITERATURVERZEICHNIS

- [Bin15] Eva Binder. *Planung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues von Eisenbahnbrücken*. Diplomarbeit. TU Wien, 2015.
- [EC1] ÖN EN1991-2. *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Österreichisches Normungsinstitut. 2012-03-01.
- [ERRI] ERRI. *D-214/RP9 Rail bridges for speeds >200 km/h*. European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht, 1999.
- [Fin14] Josef Fink. *Inhalt des Anbotes. Modell und Kennwerte zum Schotteroberbauverhalten (inkl. Schotterbettvorspannung und klimatischer Randbedingungen) als Grundlagen der Brückendynamik*. Forschungsantrag an die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft. Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau, 2014.
- [Fin12] Josef Fink. *Inhalt des Anbotes. Ermittlung der Kennwerte und eines Modelles zur Beschreibung der dynamischen Wirkung des Schotteroberbaues auf Brückenschwingungen*. Forschungsantrag an die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft. Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau, 2014.
- [Gor14] Gorbatjuk, Dmitri. *Schwingungsverhalten von einfeldrigen Eisenbahnbrücken: Fallstudie mittels dem Programm DYNAZUG*. Interdisziplinäre Seminararbeit. TU Wien, 2014.
- [Hac17] Klaus Hackl. *Entwicklung und Anwendung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken*. Dissertation. TU Wien, 2017.
- [Kir12] Johannes Kirchhofer. *Beitrag zur vertiefenden Beschreibung des Dynamischen Verhaltens von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau*. Dissertation. TU Wien, 2012.
- [Mäh08] Tobias Christoph Mähr. *Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau*. Dissertation. TU Wien, 2008.
- [Nie18] Jacek Niedzielski. *Sensitivitätsanalyse einer Versuchsanlage zur Untersuchung der Einflussparameter auf rechnerische Eigenfrequenz von Eisenbahnbrücken*. Diplomarbeit. TU Wien, 2018.
- [Pet96] Christian Petersen. *Dynamik der Baukonstruktionen*. 1996.