

Dynamisches Schotteroberbauverhalten und Schotterbettdestabilisierung zufolge vertikaler Brückenschwingungen **DynSchoStab**

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2019
VIF 2019

Juli 2023



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Klimaschutz
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
1030 Wien

 **Bundesministerium**
Klimaschutz, Umwelt,
Energie, Mobilität,
Innovation und Technologie

ÖBB-Infrastruktur AG
Praterstern 3
1020 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-
Aktiengesellschaft
Austro Tower
Schnirchgasse 17
1030 Wien



Für den Inhalt verantwortlich:

Institut für Tragkonstruktionen
E212-01 Forschungsbereich Stahlbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13
1040 Wien



Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Thematische Programme
Sensengasse 1
1090 Wien



Dynamisches Schotteroberbauverhalten und Schotterbettdestabilisierung zufolge vertikaler Brückenschwingungen DynSchoStab

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
VIF 2019

Autorinnen und Autoren:

Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas STOLLWITZER

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

Dipl.-Ing. Lara BETTINELLI

Dipl.-Ing. Samuel LOIDL

Auftraggeber:

Bundesministerium für Klimaschutz

ÖBB-Infrastruktur AG

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

TU Wien – Institut für Tragkonstruktionen

E212-01 Forschungsbereich Stahlbau

INHALTSVERZEICHNIS

ZUSAMMENFASSUNG	9
1. EINLEITUNG	11
1.1. Allgemeines.....	11
1.2. Motivation und Forschungsschwerpunkt.....	11
1.3. Erkenntnisse aus Vorgängerprojekten als Ausgangslage.....	13
1.4. Projektziele und Forschungsfragen.....	17
2. MODELLE UND KENNWERTE DES SCHOTTEROBERBAUES NACH STAND DER FORSCHUNG	22
2.1. Modelle und Kennwerte der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion	22
2.1.1. Internationale und nationale normative Vorgaben.....	22
2.1.2. Modelle und Kennwerte nach Stand der Forschung.....	23
2.1.3. Fazit und Ausgangslage zum gegenständlichen Forschungsprojekt ...	29
2.2. Querverschiebewiderstand.....	30
3. VORVERSUCHE AN EINEM REPRÄSENTATIVEM ABSCHNITT SCHOTTEROBERBAU mit OPTISCHEM MESSSYSTEM	38
3.1. Versuchsprinzip, Anregung und Messung.....	38
3.1.1. Versuchsaufbau	38
3.1.2. Optisches Messsystem.....	41
3.1.3. Parameterfeld der Vorversuche	43
3.2. Ergebnisse	44
3.2.1. Dämpfungsverhalten.....	44
3.2.2. Erkenntnisse aus Versuchen mit optischem Messsystem.....	45
3.2.3. Erkenntnisse zum Verschiebungsverhalten	48
3.3. Fazit	51
4. PLANUNG UND HERSTELLUNG EINER SPEZIALISIERTEN GROSSMASSTÄBLICHEN VERSUCHSANLAGE	52
4.1. Arbeitsbereich und Funktionsprinzip	52

4.2. Dimensionierung und Feinabstimmung	57
4.3. Finale Versuchsanlage	60
4.4. Herstellung und Aufbau der Stahlkonstruktion	64
4.5. Vorversuche ohne Schotteroberbau – Dämpfungsverhalten Stahltrog.....	66
4.5.1. Versuchsprinzip	66
4.5.2. Ergebnisse	68
4.5.3. Vergleich Versuchsergebnisse mit analytischem Modell.....	73
4.5.4. Fazit	79
4.6. Einbau Schotteroberbau und Versuchsprinzip.....	79
4.6.1. Messung der Übertragungskraft zwischen Oberbau und Deckblech	80
4.6.2. Einbau Schotteroberbau.....	81
4.6.3. Messung des Querverschiebewiderstandes.....	84
4.6.4. Versuchsprinzip der vertikalen Anregung	85
4.7. Zusammenfassung	87
5. ÜBERBLICK DER DURCHGEFÜHRTEN VERSUCHE	88
5.1. Allgemeines.....	88
5.2. Versuche mit eingebauten wassergefüllten Druckkissen	89
5.3. Versuche ohne eingebaute Druckkissen	93
5.4. Versuche zur Bestimmung des Querverschiebewiderstandes.....	96
6. VERTIKALE ENERGIEDISSIPATION UND DYNAMISCHES VERHALTEN DES SCHOTTEROBERBAUES INFOLGE VERTIKALER SCHWINGUNGEN.....	97
6.1. Verschiebungsverhalten	97
6.1.1. Charakteristika des Verschiebungsverhaltens.....	97
6.1.2. Einfluss der Druckkissen auf das dynamische Verhalten	104
6.1.3. Fazit zum Verschiebungsverhalten	109
6.2. Beschleunigungsverhalten	110
6.2.1. Beschleunigungscharakteristika der vertikalen Gleis-Tragwerk- Interaktion	110
6.2.2. Beschleunigungscharakteristika des Gesamtsystems.....	115

6.2.3. Fazit zum Beschleunigungsverhalten	120
6.3. Energiedissipation.....	120
6.3.1. Bestimmung der ins System eingebrachten Energie.....	121
6.3.2. Charakteristika der Energiedissipation	131
6.3.3. Einfluss der Druckkissen auf die Energiedissipation	137
6.3.4. Fazit	138
6.4. Setzungsverhalten.....	138
6.5. Fazit der dynamischen Analysen	140
7. BESTIMMUNG DER DYNAMISCHEN KENNWERTE DER VERTIKALEN GLEIS-TRAGWERK-INTERAKTION.....	141
7.1. Einleitung	141
7.2. Mechanische Grundlagen und Versuchsprinzip.....	142
7.2.1. Isoliertes Schwingsystem der Relativbewegungen im Schotteroberbau.....	142
7.2.2. Beispiele gemessener Verläufe und Hystereseschleifen	147
7.2.3. Fazit	153
7.3. Schotterfedersteifigkeit auf Basis gemessener Hystereseschleifen.....	153
7.3.1. Beispiel der Bestimmung der Federsteifigkeit	153
7.3.2. Unbelastetes Gleis – Konstellation 1.....	155
7.3.3. Belastetes Gleis – Konstellation 2.....	160
7.3.4. Fazit	165
7.4. Energiedissipation und Dämpfungskennwert.....	165
7.4.1. Energiedissipation zufolge vertikaler Relativbewegungen	166
7.4.2. Dämpfungskennwert auf Basis gemessener Hystereseschleifen.....	173
7.4.3. Fazit	177
7.5. Auf Basis der Hystereseschleifen ermittelte Kennwerte für den niedrigen Frequenzbereich und Kennwert c_{OB}.....	178
7.5.1. Ergebnisse der relativen Kennwerte im niedrigen Frequenzbereich...	179

7.5.2. Ermittlung des Dämpfungskennwertes c_{OB} anhand des Energiegleichgewichtes	182
7.6. Ermittlung der dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues auf Basis eines mechanischen Modelles	188
7.6.1. Mechanisches Modell	188
7.6.2. Bewegungsgleichung	189
7.6.3. Lösung der Bewegungsgleichung.....	192
7.6.4. Eingangparameter für die Berechnungen der dynamischen Kennwerte	196
7.6.5. Kennwerte aus den Versuchen 801-1126 (Konstellation 3)	198
7.6.6. Kennwerte aus den Versuchen 1201-1400: Fall 1 (Konstellation 4).....	203
7.6.7. Kennwerte aus den Versuchen 1201-1400: Fall 2 (Konstellation 4).....	206
7.6.8. Vergleich Kennwerte Versuchsreihen 801-1126 mit 1201-1400	208
7.6.9. Berechnung des dynamischen Kennwerts c_{OB} aus Energiegleichgewicht.....	210
7.7. Fazit	213
8. QUERVERSCHIEBEWIDERSTAND DES GLEISES BEI VERTIKALER DYNAMISCHER ANREGUNG	215
8.1. Versuchsprinzip.....	215
8.2. Querverschiebewiderstand – Prinzip 1	217
8.2.1. Ergebnisse – unbelastetes Gleis	217
8.2.2. Ergebnisse – belastetes Gleis.....	220
8.3. Querverschiebewiderstand – Prinzip 2	224
8.3.1. Ergebnisse – unbelastetes Gleis	225
8.3.2. Ergebnisse – belastetes Gleis.....	226
8.4. Fazit	229
9. ANALYSE DES SCHWINGUNGSVERHALTENS VON EISENBAHNBRÜCKEN	230
9.1. Einleitung und ausgewählte Eisenbahnbrücken	230
9.2. Prognose des Schwingungsverhaltens infolge Zugüberfahrten	234

9.2.1. Koppelbalkenmodell als Grundlage zur Schwingungsprognose.....	235
9.2.2. Einfluss der dynamischen Kopplungsparameter auf die rechnerische Schwingungsantwort ausgewählter Eisenbahnbrücken	241
9.2.3. Vergleich Messung und Rechnung für Tragwerk 1	250
9.2.4. Fazit	255
9.3. Vergleichsanalyse der dynamischen Parameter von Eisenbahnbrücken .	256
9.3.1. Modell und Kennwerte zur rechnerischen Bestimmung der dynamischen Parameter	256
9.3.2. Vergleichsanalysen zwischen Messung und Rechnung	259
9.3.3. Fazit	265
10. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	266
10.1. Zusammenfassung.....	266
10.2. Ausblick	270
LITERATURVERZEICHNIS	272
Anhang.....	278

ZUSAMMENFASSUNG

Dynamische Berechnungen von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau unter Hochgeschwindigkeitsverkehr benötigen für eine realitätsnahe Schwingungsprognose des Tragwerkes zuverlässige Parameter für das zugrunde gelegte Berechnungsmodell. Insbesondere die rechnerisch angesetzten dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues haben bei dynamischen Beurteilungen von bestehenden und neu zu errichtenden Eisenbahnbrücken einen signifikanten Einfluss auf die generierten Rechenergebnisse. Nach dem derzeitigen Stand der Forschung steht jedoch keine mechanisch begründete und versuchstechnisch gestützte Einheit aus Rechenmodell und darauf abgestimmten Kennwerten zur Verfügung. Im Rahmen des gegenständlichen Projekts *DynSchoStab* („*Dynamisches Schotteroberbauverhalten und Schotterbettdestabilisierung zufolge vertikaler Brückenschwingungen*“) werden anhand von großmaßstäblichen Versuchen anhand einer speziellen neu errichteten Versuchsanlage, welche einen repräsentativen Abschnitt einer Eisenbahnbrücke mit Schotteroberbau im Maßstab 1:1 versuchstechnisch nachbildet, die Energiedissipationsmechanismen, welche im Schotteroberbau unter vertikaler dynamischer Anregung auftreten, erforscht. Des Weiteren werden versuchstechnisch Grenzzustände ermittelt, ab denen eine signifikante Änderung des Schotteroberbauverhaltens und damit verbundene Destabilisierungsvorgänge eintreten.

Die wichtigsten Projektergebnisse können folgend zusammengefasst werden:

- Eine umfangreiche Literaturrecherche zeigt, dass die dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues, welche verschiedenen mechanischen Modellen mit variierendem Detaillierungsgrad zugeordnet sind, je nach verwendeter Quelle einer enormen Streuung unterliegen. Die daraus resultierende Unsicherheit der verwendeten Eingangsparameter in Rechenmodellen verdeutlicht die Notwendigkeit einer versuchsgestützten Bestimmung zuverlässiger Kennwerte.
- Die real auftretenden Massenbewegungen im Schotteroberbau zufolge tragwerksinduzierter Vertikalbewegungen wurden anhand von Voruntersuchungen an einem repräsentativem Abschnitt Schotteroberbau im Maßstab 1:1 mit einem optischen Messsystem sowohl in qualitativer als auch in quantitativer Weise erfasst. Dies liefert wichtige Rückschlüsse auf die Oberbaukinematik unter dynamischer Anregung.
- Zur gezielten und isolierten Erforschung vertikaler Energiedissipationsmechanismen und dem Auftreten von Destabilisierungsvorgängen wurde eine spezielle

großmaßstäbliche Versuchsanlage entwickelt, geplant und realisiert. Die Versuchsanlage bildet einen Abschnitt Schotteroberbau einer Brücke mit einheitlicher Erfassung der vertikalen Kinematik im Maßstab 1:1 nach.

- Anhand der großmaßstäblichen Versuchsanlage wurden insgesamt 1252 dynamische Versuche durchgeführt, wobei der dabei untersuchte stationäre Schwingungszustand des Schotteroberbaues durch Anregungsfrequenz, Verschiebungs- und Beschleunigungsamplitude sowie Belastung (in vertikaler und lateraler Richtung) charakterisiert ist.
- Die durchgeführten Versuche umfassen einen Frequenzbereich zwischen 2 und 25 Hz und Beschleunigungen bis zu 10 m/s² und bilden damit das Parameterfeld realer Eisenbahnbrücken großteils ab. Damit konnte eine umfangreiche Datengrundlage für dynamische Analysen der vertikalen und lateralen Gleis-Tragwerk Interaktion geschaffen werden.
- Die dynamischen Eigenschaften der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion unterliegen sowohl Frequenz-, als auch Beschleunigungsabhängigkeiten hinsichtlich Steifigkeit und Energiedissipation.
- Der Belastungszustand (unbelastetes Gleis oder konstant belastetes Gleis) hat einen essenziellen Einfluss auf die dynamische Gleis-Tragwerk Interaktion, sowohl in vertikaler als auch in lateraler Richtung.
- Die durchgeführten Versuche zeigen, dass die Energiedissipation im Schotteroberbau bei isolierter Erfassung der Oberbaukinematik (einheitliche vertikale Bewegungen) im Vergleich zur Energiedissipation bei integraler Erfassung der Oberbaukinematik (keine einheitlichen Vertikalbewegungen) höher ist.
- Hinsichtlich des Querverschiebewiderstandes (Widerstand des Gleises in lateraler Richtung) hat im Falle des belasteten Gleises die vertikale Beschleunigung keinen Einfluss auf den Verschiebewiderstand. Für den unbelasteten Zustand hingegen zeigt sich neben einem signifikant geringeren Querverschiebewiderstand auch eine Beschleunigungsabhängigkeit (je höher das vertikale Beschleunigungsniveau, desto geringer der Verschiebewiderstand in Querrichtung).
- Die Versuche zeigen, dass eine merkbare Änderung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens (z. B. Setzungserscheinungen, übermäßige Gleisbeschleunigungen) erst bei vertikalen Beschleunigungsniveaus eintreten, welche über dem derzeit gültigen nationalen Grenzwert von 6 m/s² liegen.

1. EINLEITUNG

1.1. Allgemeines

Der gegenständliche Bericht versteht sich als Ergebnisbericht des Projektes „*Dynamisches Schotteroberbauverhalten und Schotterbettdestabilisierung zufolge vertikaler Brückenschwingungen*“ (Kurztitel: **DynSchoStab**, FFG-Projektnr.: **879344**), welches den Ausschreibungsschwerpunkt „2.2.8 Dynamik von Eisenbahnbrücken – Schotteroberbauverhalten“ der Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF) 2019 betrifft. Der vorliegende Bericht deckt den Bearbeitungszeitraum von Projektstart im August 2020 bis zum Projektende im April 2023 ab.

Das Forschungsprojekt *DynSchoStab* ist im Themengebiet Brückendynamik angesiedelt und beschäftigt sich mit einer experimentellen Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens infolge vertikaler Schwingungsanregung (tragwerksinduzierte Schwingungen des Oberbaues) sowie mit einer Erforschung bzw. Quantifizierung von Grenzzuständen, ab denen Destabilisierungsvorgänge im Schotteroberbau eintreten. Die Ergebnisse liefern wesentliche Beiträge, um das Schwingungsverhalten von Eisenbahnbrücken realitätsnäher prognostizieren zu können (Prognose des Schwingungsverhaltens) und um versuchsgestützt Grenzzustände zu quantifizieren, die zu einer signifikanten Änderung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens führen (Prognose von Grenzzuständen).

1.2. Motivation und Forschungsschwerpunkt

Dynamische Berechnungen von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr benötigen für eine realitätsnahe Prognose des Schwingungsverhaltens zuverlässige Eingangsparameter für das zugrunde gelegte Rechenmodell. Bei dynamischen Berechnungen von Eisenbahnbrücken weicht jedoch das rechnerisch prognostizierte Schwingungsverhalten sehr häufig und zum Teil deutlich vom real auftretenden, gemessenen Tragwerksverhalten ab. Diese Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung ist in der ingenieurpraktischen Brückendynamik ein komplexes Forschungsthema, wobei das übergeordnete Ziel eine Schließung der Diskrepanz ist. Die Diskrepanz zwischen Rechnung und Messung ist auf mehrere Ursachen zurückzuführen, wobei dem Schotteroberbau bzw. einer adäquaten Berücksichtigung und Implementierung seiner dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften in Rechenmodellen eine Schlüsselrolle zukommt.

Nach dem derzeitigen Stand der Wissenschaft steht eine Vielzahl an verschiedenen mechanischen Modellen des Schotteroberbaues mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad für dynamische Berechnungen zur Verfügung. Eine eklatante Streuung von modellzugehörigen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten (eine umfangreiche Zusammenstellung der Kennwerte erfolgt in Kapitel 2.1) erschweren jedoch eine entsprechend realitätsnahe und auch recheneffiziente Modellbildung. Es kann somit aus derzeitiger Hinsicht für den Schotteroberbau keine physikalisch begründete und geschlossene Einheit aus Rechenmodell und darauf abgestimmten Kennwerten gegeben werden. Dieser Umstand verdeutlicht den Bedarf an experimentell bestimmten und zuverlässigen dynamischen Kennwerten des Schotteroberbaues.

Des Weiteren sind in nationalen und internationalen Normen und Regelwerken Grenzbeschleunigungen für Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau definiert, welche empirischen Beobachtungen des Setzungsverhaltens des Schotteroberbaues entspringen und ohne spezielle Erforschung der Mechanismen, welche zu einer Destabilisierung des Schotterbettes führen, festgelegt wurden. Der Grenzwert der einzuhaltenden Beschleunigung liegt nach EN 1990/A1 [6] bei $3,5 \text{ m/s}^2$ für Neubauten. Für Bestandsbrücken in Österreich erlaubt die nationale Ö-NORM B 4008-2 [8] eine zulässige maximale Beschleunigung von $6,0 \text{ m/s}^2$, was im Vergleich zum Grenzwert für Neubauten einem wesentlich höheren Grenzwert entspricht.

Der Forschungsschwerpunkt des gegenständlichen Projektes liegt dabei in der Weiterentwicklung bzw. Anwendung bestehender mechanischer Modelle des Schotteroberbaues und in einer versuchsgestützten Bestimmung von modellzugehörigen dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten. Zur Bestimmung der dynamischen Kennwerte dient eine spezielle großmaßstäbliche Versuchsanlage als Ausgangslage, welche im Zuge des Forschungsvorhabens entwickelt und gebaut wurde. Der Fokus liegt hierbei in der Erforschung von Energiedissipations- bzw. Dämpfungsmechanismen, welche im Schotteroberbau infolge vertikaler Anregung des Tragwerkes wirken. Ein weiterer Forschungsschwerpunkt liegt in der versuchstechnischen Erfassung von Grenzzuständen (Kombination von Schwingfrequenz und/oder Beschleunigungsamplitude des Tragwerkes), ab denen eine Schotterbettdestabilisierung in Form von signifikanten Steifigkeitsverlusten in vertikaler und lateraler Richtung, übermäßigen Setzungserscheinungen oder übermäßigen Gleisbeschleunigungen eintritt.

Am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau der TU Wien wurden in unmittelbarer Vergangenheit zwei Forschungsprojekte im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF) bearbeitet, welche in engem thematischen Zusammenhang mit dem gegenständlichen Forschungsprojekt stehen. Im Zuge des Forschungsprojektes „*Ermittlung der Kennwerte und Modell zur Beschreibung der dynamischen Wirkung des Schotteroberbaues auf Brückenschwingungen*“ ([1] – FFG Projektnr. 840545, Akronym: *Schotteroberbaumod.*) wurde eine Versuchsanlage zur systematischen und gezielten Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens entwickelt (siehe Abb. 1.1). Die Anlage wurde im Rahmen des Projektes „*Modell und Kennwerte zum Schotteroberbauverhalten als Grundlage der Brückendynamik*“ ([2] – FFG Projektnr. 850537, Akronym: *Schotteroberbaukennw.*) modifiziert und erweitert. Wesentliche Erkenntnisse aus Untersuchungen anhand der Versuchsanlage im Rahmen dieser beiden Forschungsprojekte (siehe [1] und [2]) bilden die Ausgangslage des gegenständlichen Forschungsprojektes und werden im nachfolgenden Unterkapitel zusammengefasst.



Abbildung 1.1: Großmaßstäbliche Versuchsanlage der Vorgängerprojekte „*Schotteroberbaumod.*“ ([1], FFG-Projektnr. 840545) und „*Schotteroberbaukennw.*“ ([2], FFG-Projektnr. 850537)

1.3. Erkenntnisse aus Vorgängerprojekten als Ausgangslage

Die beiden vorangegangenen Forschungsprojekte „*Schotteroberbaumod.*“ ([1], VIF2012) und „*Schotteroberbaukennw.*“ ([2], VIF2014) lieferten essenzielle Erkenntnisse zum dynamischen Schotteroberbauverhalten, welche auf Versuchen mit der Großversuchsanlage nach Abbildung 1.1 aufbauen. Anhand der Versuchsanlage ist es möglich, sowohl den Tragwerksbereich (Schotteroberbau unmittelbar auf der Brücke) als auch den Dammbereich (Schotteroberbau vor und nach der Brücke) versuchstechnisch im Maßstab 1:1 nachzubilden. In der Konzeptionierung war die Versuchsanlage ursprünglich auf eine isolierte Erforschung der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion (GTI) infolge vertikaler Tragwerksschwingungen ausgelegt (siehe [1]).

Umfangreiche Untersuchungen des dynamischen Schotteroberbauverhaltens anhand der Versuchsanlage im Rahmen von [2] haben gezeigt, dass im Schotteroberbau infolge tragwerksinduzierter Schwingungen nicht ausschließlich die horizontale GTI wirkt, sondern dass drei Energiedissipationsmechanismen auftreten, die sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung wirken. Die drei Energiedissipationsmechanismen beeinflussen das Dämpfungsverhalten des Schotteroberbaues fundamental, nachfolgend aufgelistet und in Abbildung 1.2 illustriert:

- **Mechanismus 1 – horizontal:** Energiedissipation erfolgt auf Basis von relativen Horizontalverschiebungen zwischen Gleisrost (Schiene inkl. Schwellen) und Schotterbett, wobei sich in der Ebene der Schwellensohle und entlang der Schwellenstirnseiten Gleitebenen ausbilden. Dieser Mechanismus entspricht der horizontalen GTI.
- **Mechanismus 2 – vertikal relativ:** Durch Relativbewegungen in vertikaler Richtung zwischen dem Gleisrost und dem Tragwerk wird Energie dissipiert. Dieser Mechanismus fasst Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften aus den Interaktionen unterschiedlicher Teilkomponenten des Schotteroberbaues in einem Mechanismus zusammen (Interaktionen Schiene – Schwelle, Schwelle – Schotterbett, Schotterbett – Unterschottermatte und Unterschottermatte – Tragwerk).
- **Mechanismus 3 – vertikal absolut:** Auf Grundlage der Absolutbewegungen des Tragwerks in vertikaler Richtung wird Energie dissipiert. Dieser Mechanismus beinhaltet die Materialdämpfung des Oberbaues (innere Dämpfung) sowie Reibung in den Kontaktflächen der Körner (Haftreibung ohne Relativbewegungen, Reibung zufolge rotatorischer Bewegungen der Schotterkörner). Dieser Mechanismus steht mit den Absolutbewegungen des Schotteroberbaues und den hervorgerufenen Trägheitskräften in Verbindung, wobei diesem Mechanismus keine Steifigkeits- sondern ausschließlich Dämpfungseigenschaften zugeschrieben werden.

Abbildung 1.2 fasst die im Schotteroberbau identifizierten Energiedissipationsmechanismen zusammen und führt ebenfalls die mechanische Modellbildung (Abb. 1.2 rechts) an. Hinsichtlich der mechanischen Modellbildung werden die einzelnen Energiedissipationsmechanismen mittels horizontal orientierter (Mechanismus 1) oder vertikal orientierter (Mechanismus 2) Feder-Dämpfer Elemente mit linearen Systemeigenschaften (Kelvin-Voigt Modell) bzw. mittels vertikal orientierten Dämpfer-Elementen (Mechanismus 3) modelltechnisch erfasst. Die einzelnen Mechanismen können in weiterer Folge einzeln oder in kombinierter Weise in mechanische Modelle der Brücke implementiert werden.

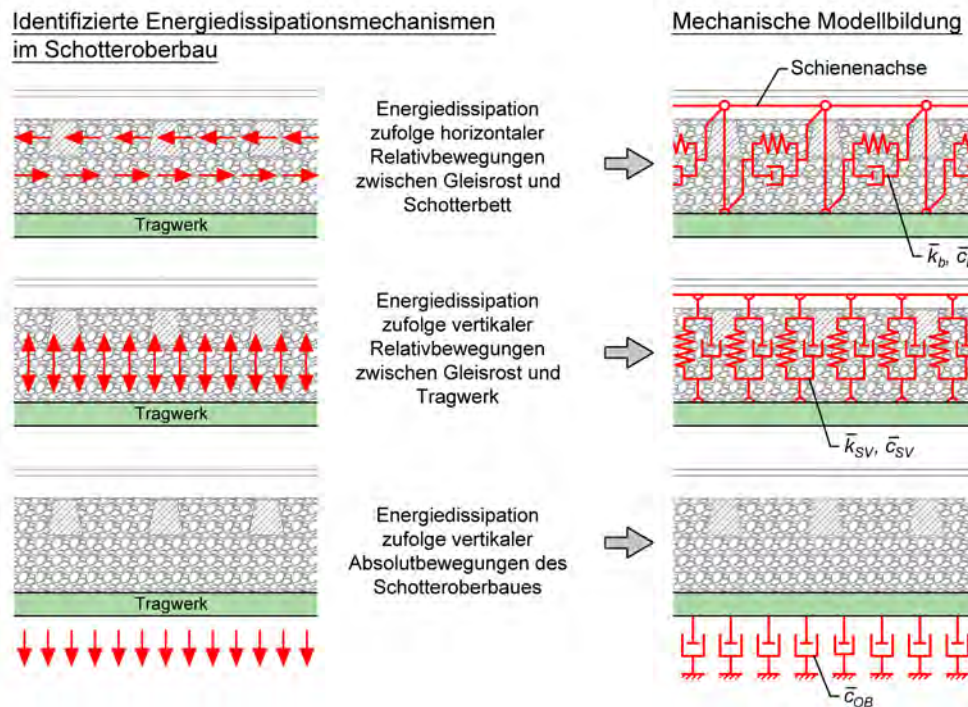


Abbildung 1.2: Im Schotteroberbau wirkende Energiedissipationsmechanismen infolge dynamischer Anregung und mechanische Modellbildung mittels Feder-Dämpfer Elementen

Im Rahmen der Untersuchungen in [2] hat sich gezeigt, dass mit Zunahme der Schwingfrequenz ein Übergang von kombinierter Wirkungsweise aller drei Mechanismen hin zu einem fast ausschließlichen Wirken der beiden vertikalen Mechanismen stattfindet.

Der Betrieb der Großversuchsanlage nach Abbildung 1.1 erfolgt in Resonanz, wobei die Frequenz der Schwingungsanregung (Anregung als harmonische Kraftanregung mittels Unwuchterreger) mit der über die Lagerung der Anlage variierbaren Eigenfrequenz übereinstimmt. Daraus resultiert eine Limitierung des untersuchbaren Frequenzspektrums auf den Bereich zwischen 4 und 9 Hz.

Anhand von Abbildung 1.3 wird der Übergang von kombiniertem Wirken der drei Energiedissipationsmechanismen hin zu einem ausschließlichen Wirken vertikaler Mechanismen illustriert. Dabei ist der Anteil des horizontalen Mechanismus an der Gesamtenergiedissipation im Schotteroberbau in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz der Versuchsanlage dargestellt. Es zeigt sich, dass im Frequenzbereich über 7 Hz Dämpfungsarbeit im Schotteroberbau nahezu ausschließlich durch vertikale Energiedissipationsmechanismen geleistet wird. Die wesentliche Erkenntnis aus [2], dass im höheren Frequenzbereich vertikale Energiedissipations- bzw. Dämpfungsmechanismen im Schotteroberbau dominieren, bildet die Ausgangslage für das gegenständliche Forschungsprojekt.

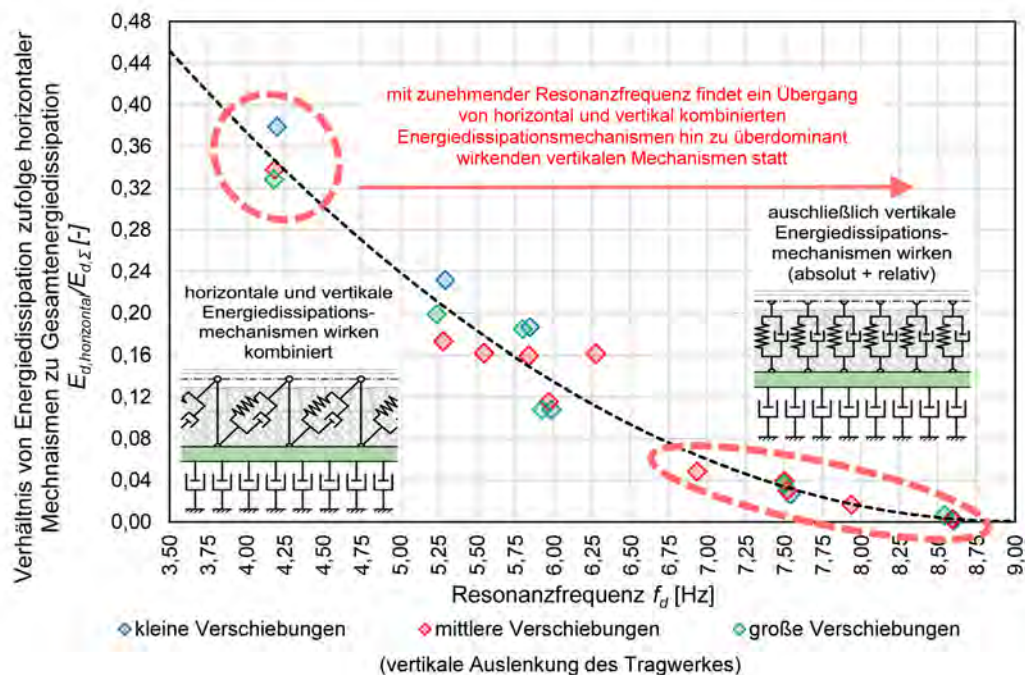


Abbildung 1.3: Auszug des Ergebnisberichts zum Forschungsprojekt „Schotteroberbaukennw.“ [2] – Anteil der Energiedissipation in horizontalen Mechanismen zur Gesamtenergiedissipation in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz

Aufgrund der Größe, des beschränkten Frequenzbereiches (4 – 9 Hz) und der infolge dynamischer Anregung stets kombiniert wirkenden Kinematik mehrerer Mechanismen ist mit der bestehenden Anlage nur eine integrale Erfassung der dynamischen Schotteroberbaueigenschaften möglich.

Das übergeordnete Forschungsziel, um die dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues für dynamische Beurteilungen von Eisenbahnbrücken effizient und realitätsnah berücksichtigen zu können und dadurch einen wesentlichen Beitrag zur Schließung der Diskrepanz zwischen Messung zu leisten, ist eine isolierte Erfassung der einzelnen Energiedissipationsmechanismen in einem Frequenzbereich, welcher den Großteil an bestehenden Eisenbahnbrücken abbildet (ca. 1 – 25 Hz). Diesem Anspruch folgend, befasst sich das gegenständliche Projekt *DynSchoStab* mit einer gezielten und isolierten Erforschung der vertikalen Energiedissipationsmechanismen im Schotteroberbau infolge vertikaler Anregung (tragwerksinduzierte Vertikalschwingungen des Oberbaues). Darüber hinaus wurde von 2018 – 2021 vom Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau ein weiteres Forschungsprojekt abgewickelt (Akronym: *DYS-GROS*), welches sich mit einer experimentellen und isolierten Erforschung der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion (Mechanismus 1, siehe Abb. 1.2) in einem Frequenzbereich von 1 – 25 Hz befasst (Ergebnisse siehe [3] und [4]).

Vorgängerprojekte Schotteroberbaumod. und Schotteroberbaukennw.:
integrale und kombinierte Erfassung der Energiedissipationsmechanismen

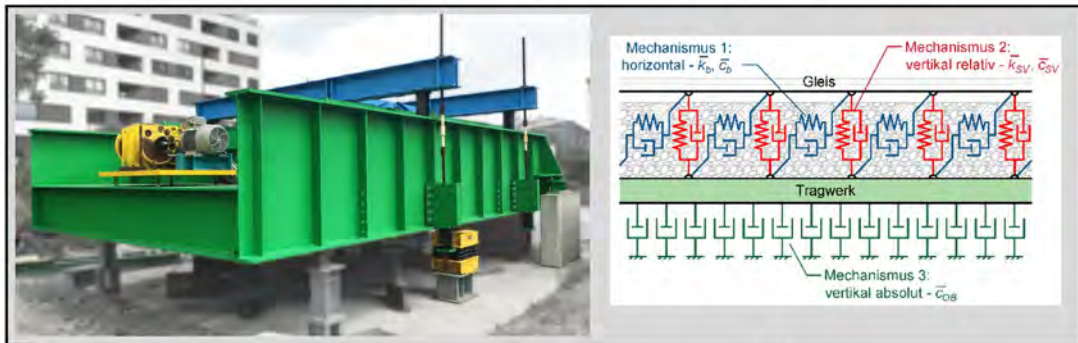


Abbildung 1.4: Übersicht der bisherigen Forschungsprojekte zum Thema dynamisches Schotteroberbauverhalten und Einordnung des gegenständlichen Projektes

1.4. Projektziele und Forschungsfragen

Im Rahmen der vorangegangenen Forschung ist es gelungen, die im Schotteroberbau infolge dynamischer Anregung wirkenden Energiedissipationsmechanismen zu entschlüsseln. Das vorrangige Ziel des gegenständlichen Forschungsprojektes ist nun, aufbauend auf diese Erkenntnisse, eine gezielte Erforschung vertikaler Energiedissipationsmechanismen. Dies erfolgt anhand einer neuen großmaßstäblichen Versuchsanlage, welche im Zuge dieses Projektes entwickelt und gebaut wird (ausführlich erläutert in Kapitel 4). Die neu zu errichtende Anlage bildet dabei einen herausgelösten repräsentativen Abschnitt einer dynamisch beanspruchten Eisenbahnbrücke im Maßstab 1:1 versuchstechnisch nach (siehe Abbildung 1.5).

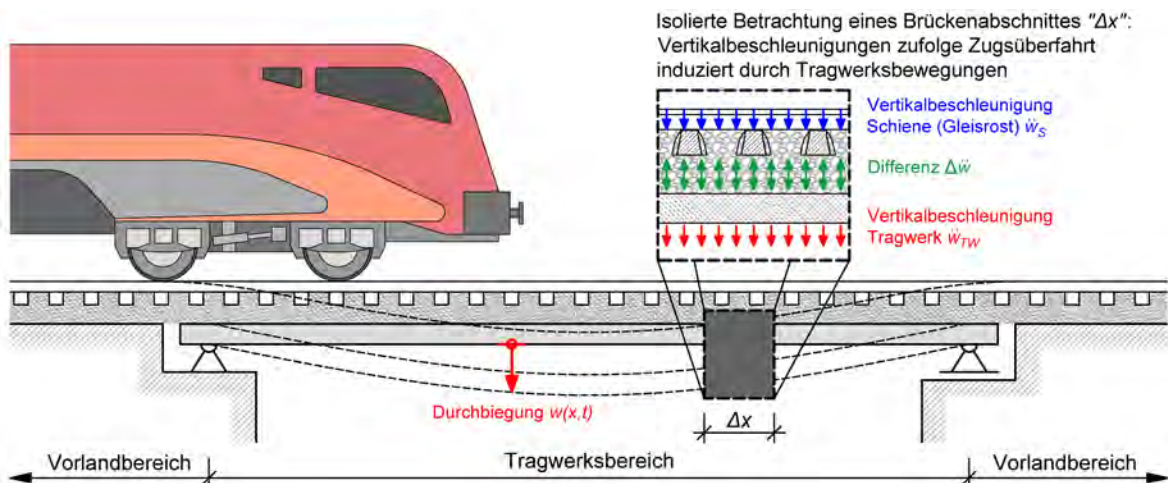


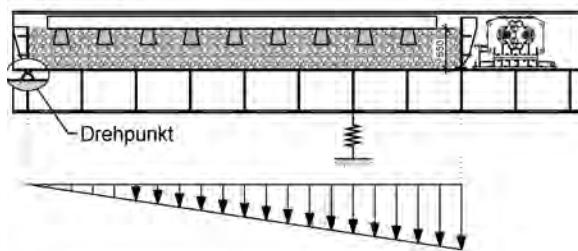
Abbildung 1.5: Betrachtung eines herausgelösten Brückenabschnittes zur isolierten Erfassung der Kinematik des Schotteroberbaues

Aus wirtschaftlichen Gründen ist eine Weiterverwendung bzw. eine Adaptierung der bestehenden Versuchsanlage (Abb. 1.1) nicht zielführend. Aus der Größe der Anlage sowie der Funktionsweise und nicht zuletzt insbesondere aufgrund der Situierung im Freien ist ein Umbau in mehrerer Hinsicht nicht zweckmäßig. Daher erfolgt die versuchstechnische Realisierung eines herausgelösten Brückenabschnittes anhand einer neuen großmaßstäblichen Versuchsanlage, welche den an das Projekt gestellten Anforderungen (erweiterter Frequenzbereich der Untersuchungen bis 25 Hz und einheitliche Kinematik des Oberbaues) vollumfänglich gerecht wird. Das Funktionsprinzip der neuen Anlage erfolgt zwar ähnlich jenem der bestehenden Anlage (zweifach gelagerter Stahltrog, der eine Kippbewegung absolviert), durch einen vergleichsweise kleineren Abschnitt Schotteroberbau wird jedoch eine isolierte Betrachtung vertikaler Mechanismen mit nahezu einheitlicher Oberbaukinematik ermöglicht (siehe Abbildung 1.6).

Hinsichtlich der Energiedissipation im Schotteroberbau haben die dynamischen Analysen in [2] ergeben, dass mit zunehmendem Beschleunigungsniveau die Energiedissipation im Schotteroberbau ansteigt. Ausgehend von dieser Erkenntnis muss in Bezug auf einen Vergleich zwischen integraler und isolierter Erfassung der Schotteroberbaukinematik (siehe Abb. 1.6) die Energiedissipation bei isolierter Erfassung der Kinematik – unter Voraussetzung derselben maximalen Schwingungsamplitude – höher sein als bei integraler Erfassung. Die Bestätigung dieser Hypothese ist eine zentrale Fragestellung, welche im Rahmen des gegenständlichen Forschungsprojektes beantwortet wird.

Versuchsanlage aus Vorgängerprojekten (FFG-Projektnr. 850537 und 840545) - Frequenzbereich: 4 - 9 Hz

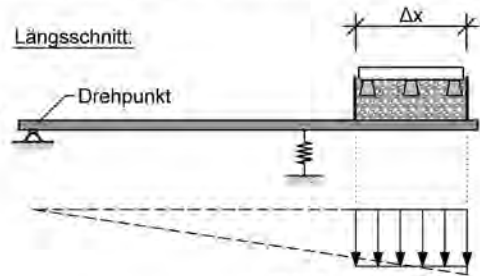
Längsschnitt:



integrale Erfassung der Schotterbettkinematik -
keine konstante vertikale Bewegung des Schotterbettes,
linear verteilte Kinematik zum Drehpunkt

im Zuge dieses Forschungsprojektes zu entwickelnde neue Versuchsanlage - Frequenzbereich: 2 - 25 Hz

Längsschnitt:



isolierte Erfassung der Schotterbettkinematik: nahezu konstante vertikale Bewegung des Schotterbettes, einheitliche und konstante Kinematik

Abbildung 1.6: Übergang von einer integralen (nicht einheitlichen) hin zu einer isolierten Erfassung der Schotterbettkinematik mit einheitlichen Vertikalbewegungen

Die wesentlichen Projektziele sind nachfolgend zusammengefasst:

- Entwicklung bzw. Weiterentwicklung von mechanischen Modellen zur Beschreibung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens, welche aus Feder-Dämpfer Elementen mit linearen Systemeigenschaften (Kelvin-Voigt Modell) bestehen und auf die in vertikaler Richtung wirkenden Energiedissipationsmechanismen abgestimmt sind
- Versuchs-basierte Bestimmung von modellzugehörigen dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten für ein frequenz-, beschleunigungs- und belastungsabhängiges Parameterfeld
- Experimentelle Untersuchung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens zufolge vertikaler Tragwerksschwingungen (tragwerkinduzierte Oberbauschwingungen) und qualitative sowie quantitative Identifizierung der Verschiebungs- und Beschleunigungscharakteristika der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion für unterschiedliche Belastungszustände (belastetes vs. unbelastetes Gleis)
- Quantifizierung des Querverschiebewiderstandes in Abhängigkeit der Vertikalbeschleunigung und Erfassung von Schwingungszuständen, ab denen eine signifikante Veränderung des Schotteroberbauverhaltens eintritt (Prognose von Grenzzuständen)

- Verifizierung und Kalibrierung der entwickelten Modelle und Kennwerte durch einen Vergleich mit dem Schwingungsverhalten ausgewählter realer Eisenbahnbrücken (Prognose des Schwingungsverhaltens)

Ausgehend von den oben definierten Projektzielen sowie unter Miteinbeziehung der Erkenntnisse vorangegangener Forschungsarbeiten leiten sich daraus folgende Forschungsfragen ab:

- Welches mechanische Modell des Schotteroberbaues mit dem Fokus auf Recheneffizienz bei möglichst realitätsnaher Beschreibung eignet sich am besten, um vertikale Energiedissipationsmechanismen zu beschreiben?
- Kann auf Basis der in der Literatur vorhandenen und zu unterschiedlichen Modellen des Schotteroberbaues zugehörigen dynamischen Kennwerte abgeschätzt werden, in welcher Größenordnung die tatsächlichen Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften liegen?
- Welche Bewegungsabläufe (Bewegungskinematik) finden im Schotteroberbau infolge vertikaler Anregung statt?
- Wie kann eine versuchstechnische Nachbildung eines Abschnittes Schotteroberbau realisiert werden, sodass eine einheitliche Oberbaukinematik vorherrscht und die Untersuchung in einem breiten Parameterfeld (Frequenzen bis 25 Hz, Vertikalbeschleunigungen bis 10 m/s^2) erfolgen kann?
- Welchen Abhängigkeiten (Frequenz-, Beschleunigung- und Verschiebungsabhängigkeiten) unterliegt die vertikale Gleis-Tragwerk Interaktion?
- Welchen Abhängigkeiten unterliegt die Energiedissipation im Schotteroberbau und kann auf Basis der durchgeführten Versuche eine anteilmäßige Zuordnung in Mechanismus 2 (vertikal relativ) und Mechanismus 3 (vertikal absolut) erfolgen?
- Kann die Hypothese, dass die Energiedissipation bei isolierter (einheitlicher) Erfassung der Oberbaukinematik im Vergleich zur Energiedissipation bei integraler Erfassung der Oberbaukinematik höher ist, bestätigt werden?
- Können auf Basis von Versuchen modellzugehörige Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion bestimmt werden und welchen Abhängigkeiten unterliegen diese?

- Welchen Einfluss hat eine Belastung des Gleisrostes (als konstant wirkende Auflast) auf das dynamische Schotteroberbauverhalten?
- Welchen Gesetzmäßigkeiten unterliegt der Querverschiebewiderstand des Gleises (Widerstand in lateraler Richtung) in Abhängigkeit der vertikalen Belastung und in Abhängigkeit des Schwingungszustandes (Kombination aus Frequenz und Beschleunigungsniveau)?
- Können versuchstechnisch Grenzzustände erfasst werden, ab denen eine signifikante Änderung des Schotteroberbauverhaltens eintritt (z.B. übermäßige Setzungen) und unter welchen Randbedingungen treten diese auf?

2. MODELLE UND KENNWERTE DES SCHOTTEROBERBAUES NACH STAND DER FORSCHUNG

Dieses Kapitel beinhaltet eine Zusammenstellung der derzeit in der Literatur enthaltenen Modelle und zugehörigen Kennwerte zur Beschreibung der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion (Kapitel 2.1) und des Weiteren auch eine Zusammenfassung relevanter Literatur in Bezug auf die Definition und Untersuchungen zum Gleiswiderstand in lateraler Richtung (Querverschiebewiderstand, Kapitel 2.2)

2.1. Modelle und Kennwerte der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion

2.1.1. Internationale und nationale normative Vorgaben

Obwohl in entsprechenden Literaturquellen eine Vielzahl an Modellen und Kennwerten für den Schotteroberbau zu finden ist, sind in die Angaben in Normen zur vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion nur marginal. Auf normativer Seite wird für eine Modellierung des Schotteroberbaues in der EN 1991-2 [5] zwar ein Beispiel eines Modelles für ein Gleis-Tragwerkssystem angeführt, dieses berücksichtigt jedoch nur die horizontale Gleis-Tragwerk Interaktion. Dieses Modell mit horizontaler Gleis-Tragwerk Interaktion zielt darüber hinaus auf die Berechnung der aufs Gleis wirkenden Horizontallasten (z.B. zufolge Temperatur, Bremsen, Anfahren) ab und nicht auf eine dynamische Berechnung. Angaben zur vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion sind in der EN 1991-2 [5] nicht enthalten, es werden lediglich Angaben zur lastverteilenden Wirkung des Oberbaues gegeben. Diese Angaben zur Lastverteilung behandeln aber den statischen Fall und beinhalten keine Kennwerte zum Oberbau an sich.

Seitens der nationalen Bahnbetreiber werden von den ÖBB in der *Richtlinie für die dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken* [7] Regelungen zur dynamischen Berechnung vorgegeben, welche im Wesentlichen auf den Vorgaben der EN 1991-2 [5] aufbauen. Für die Modellierung des Schotteroberbaues wird jedoch im Gegensatz zur EN 1991-2 [5] ein vertikal orientiertes Modell mit vergleichsweise hohem Detaillierungsgrad angegeben. Dieses Modell besteht aus mehreren mittels Feder-Dämpfer Elementen gekoppelten Massen (Schiene, Schwellen, Schotterbett, Tragwerk), dargestellt in Abbildung 2.1 (links). Zugehörige Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte werden in der Richtlinie [7] jedoch nicht angegeben, diesbezüglich wird auf die Forschungsergebnisse des European Rail Research Institute (ERRI) verwiesen, welche in [9] enthalten sind. Die im ERRI-

Report [9] angegebenen und in Abbildung 2.1 (rechts in blau) angeführten Kennwerte sind im Vergleich mit anderen in der Literatur zu findenden Kennwerten sehr hoch.

Im Gegensatz zu den normativen Vorgaben beinhaltet der derzeitige Stand der Forschung eine weite Bandbreite an Modellen und zugehörigen Kennwerten, welche in entsprechenden Literaturquellen zu finden sind – worauf nachfolgend genauer eingegangen wird.

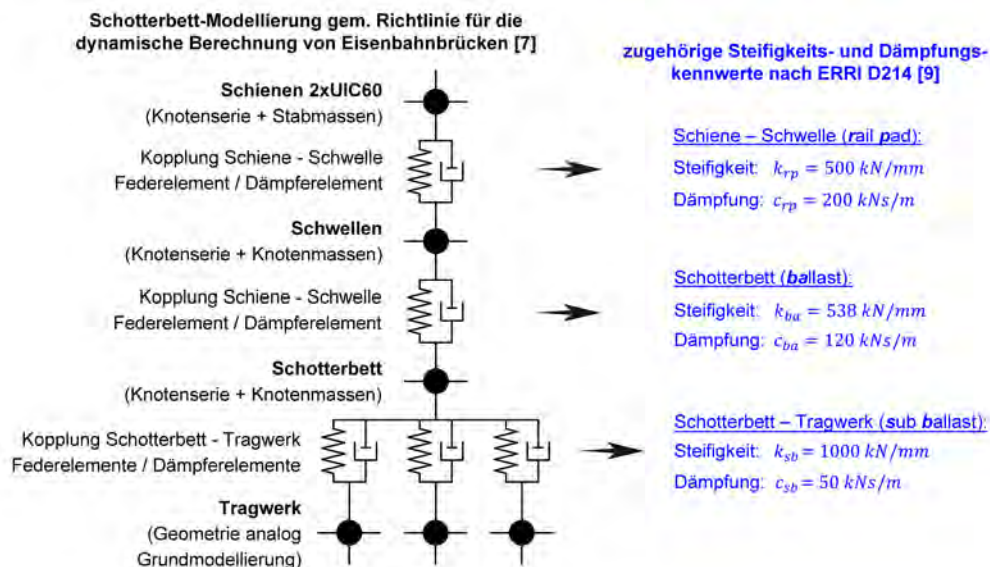


Abbildung 2.1: Schemaskizze der Schotterbettmodellierung nach ÖBB [7] und zugehörige Kennwerte nach ERRI-Report [9]

2.1.2. Modelle und Kennwerte nach Stand der Forschung

Der derzeitige Stand der Forschung beinhaltet in Bezug auf die Berücksichtigung vertikaler Energiedissipation in der mechanischen Modellbildung des Schotteroberbaues mehrere Modelle mit unterschiedlichen Detaillierungsgraden und einer sehr weiten Bandbreite an zugehörigen dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten. Die Modelle bestehen dabei im Wesentlichen aus diskret im Schwellenabstand e_s angeordneten Feder-Dämpfer Elementen, wobei je nach Grad der Komplexität zwischen folgenden drei Modellen (siehe Abb. 2.2 - oben) differenziert wird:

- **Modell 1:** Modell mit zwei Ebenen (Gleisrost und Tragwerk), gekoppelt über Feder-Dämpfer Elemente, welche das Schotterbett (engl.: **ballast**) repräsentieren – Kennwerte: k_{ba} , c_{ba}

- **Modell 2:** Modell mit drei Ebenen (Schienen, Schwellen und Tragwerk) mit zwei Kopplungsstufen: Schiene/Schwelle (engl.: **rail pad**) – Kennwerte: k_{rp}, c_{rp} ; Schwelle/Tragwerk – Kennwerte: k_{ba}, c_{ba}
- **Modell 3:** Modell mit vier Ebenen (Schienen, Schwellen, Schotterbett und Tragwerk) mit drei Kopplungsstufen: Schiene/Schwelle – Kennwerte: k_{rp}, c_{rp} ; Schwelle/Schotterbett – Kennwerte: k_{ba}, c_{ba} ; Schotterbett/Tragwerk (engl.: **sub ballast**) – Kennwerte: k_{sb}, c_{sb}

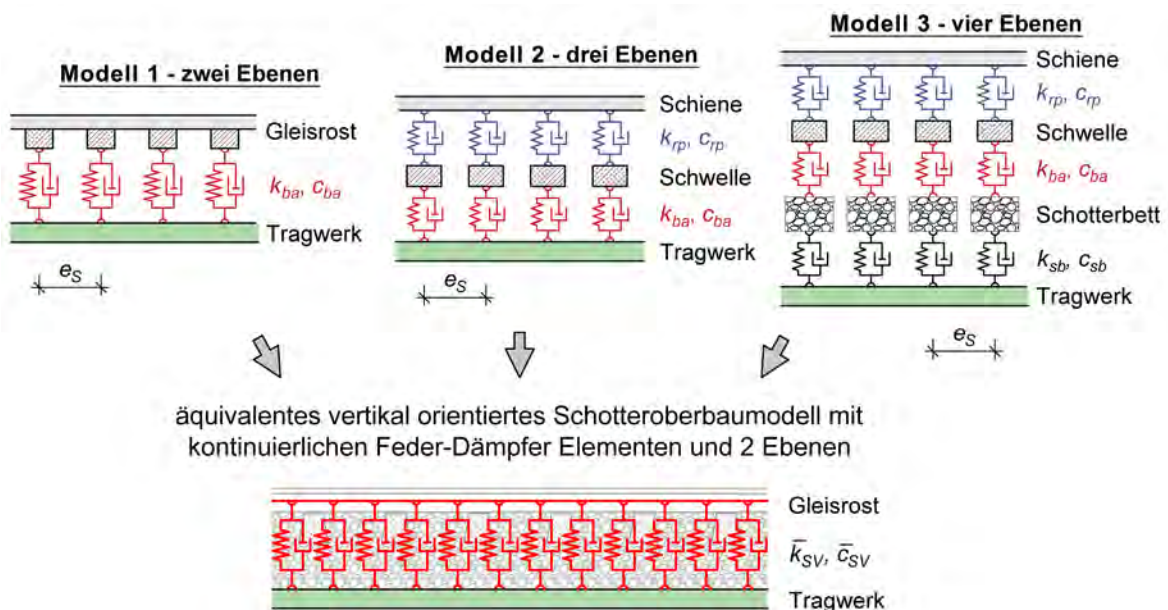


Abbildung 2.2: Vertikal orientierte Modelle des Schotteroberbaues mit unterschiedlichem Detailierungsgrad und äquivalentes Modell mit kontinuierlichen Feder-Dämpfer Elementen und 2 Ebenen

Die zu den Modellen 1 bis 3 zugehörigen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte sind nachfolgend in den Tabellen 1 bis 3 unter Angabe der jeweiligen Quelle [9-35] aufgelistet. Tabelle 1 enthält die Kennwerte zugehörig zu Modell 1, Tabelle 2 jene zu Modell 2 und Tabelle 3 jene zu Modell 3. Um darüber hinaus einen Vergleich zwischen den unterschiedlichen Modellen ziehen zu können, werden diese in ein äquivalentes Schotteroberbaumodell mit zwei Ebenen (Gleisrost und Tragwerk) und mit kontinuierlichen Feder-Dämpfer Elementen (Kennwerte \bar{k}_{sv} und \bar{c}_{sv} , siehe Abb. 2.2 unten) als Verbindung übergeführt. Die dynamischen Kennwerte \bar{k}_{sv} und \bar{c}_{sv} sind ebenfalls in den Tabellen 1-3 aufgelistet und werden nach folgenden Gesetzen berechnet:

$$\bar{k}_{SV} = \frac{1}{e_S} \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \right)^{-1} \quad \text{und} \quad \bar{c}_{SV} = \frac{1}{e_S} \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{c_i} \right)^{-1} \quad n = 1; 2; 3 \quad (2-1)$$

Tabelle 1: Zu Modell 1 nach [10-18] zugehörige Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte sowie äquivalente Kennwerte für kontinuierliche Feder-Dämpfer Elemente

Quelle	diskret			kontinuierlich	
	k_{ba} [kN/mm]	c_{ba} [kNs/m]	e_S [m]	\bar{k}_{SV} [kN/mm] pro lfm	\bar{c}_{SV} [kNs/m] pro lfm
<i>Rigueiro</i> [10]	62,4	30,0	0,60	104	50
<i>Yang, Yau, Wu</i> [16]					
<i>Lei</i> [11]	12,0	5,9	0,60	20,0	9,8
<i>Lou</i> [12-13], <i>Biondi</i> [14]	82,3	40,1	0,625	132	64
<i>Cheng, Au, Cheung</i> [15]					
<i>Andersson</i> [17]	190	100	0,65	292	154
<i>Yau, Yang, Kuo</i> [18]	66,7	-	0,60	40,0	-

Tabelle 2: Zu Modell 2 nach [10] und [19-27] zugehörige Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte sowie äquivalente Kennwerte für kontinuierliche Feder-Dämpfer Elemente

Quelle	diskret					kontinuierlich	
	k_{rp} [kN/mm]	c_{rp} [kNs/m]	k_{ba} [kN/mm]	c_{ba} [kNs/m]	e_S [m]	\bar{k}_{SV} [kN/mm] pro lfm	\bar{c}_{SV} [kNs/m] pro lfm
<i>Kouroussis</i> [19]	120	4	47	72	0,60	56	6,3
<i>Kouroussis</i> [20]	90	30	32	52	0,72	33	26,4
<i>Lou, Yu, Au</i> [21]	120	150	450	120	0,63	152	106,7
<i>Savini</i> [22]	200	50	-	105	0,68	200	49,8
<i>Rigueiro</i> [10]	300	80	120	114	0,60	143	78,4
<i>De Man</i> [27]							
<i>Berggren</i> [23]	129	-	90	-	0,60	88	-
<i>Lombaert</i> [24]	153	23	921	17	0,60	219	15,9
<i>Young & Li</i> [25]	60	52	12	12	0,70	14	13,6
<i>Kogut</i> [26]	175	22	84	146	0,60	95	32,1

Tabelle 3: Zu Modell 3 nach [9,10] und [28-35] zugehörige Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte sowie äquivalente Kennwerte für kontinuierliche Feder-Dämpfer Elemente

Quelle	diskret							kontinuierlich	
	k_{rp} [kN/mm]	c_{rp} [kNs/m]	k_{ba} [kN/mm]	c_{ba} [kNs/m]	k_{sb} [kN/mm]	c_{sb} [kNs/m]	e_s [m]	\bar{k}_{SY} [kN/mm] pro lfm	\bar{c}_{SY} [kNs/m] pro lfm
<i>Nguyen</i> [28]	100	15,0	100	25,3	80	45,5	0,60	51,3	13,0
<i>Zhai</i> [29-30], [33], [35]	65	75	137,5	58,8	77,5	31,2	0,55	51,6	29,4
<i>Gou</i> [31]	36	45	300	120	47	48	0,60	31,8	32,4
<i>Lei</i> [32]	80	50	120	60	60	90	0,57	46,8	36,7
<i>Lu</i> [34]	156	-	480	-	130	-	0,54	114,4	-
<i>Rigueiro</i> [10] ERRI-Report [9]	500	200	538	120	1000	50	0,60	343	50

Die in den Tabellen 1-3 aufgelisteten Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte der Modelle 1 bis 3 (Modelle mit diskreten Kennwerten, siehe Abb. 2.2) sind nachfolgend in Abbildung 2.3 grafisch aufbereitet, Abbildung 2.3 (a) enthält die Steifigkeitswerte k_{sb} , k_{ba} , und k_{rp} , Abbildung 2.3 (b) enthält die Dämpfungskennwerte c_{sb} , c_{ba} , und c_{rp} .

Sowohl aus den Tabellen 1-3 als auch aus Abbildung 2.3 wird klar ersichtlich, dass die Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte einer immensen Streuung unterliegen. Die Abweichung von Maximum zu Minimum innerhalb des jeweiligen Kennwertes reicht vom Faktor 3 (Dämpfungskennwert c_{sb}) bis hin zu Faktor 77 (Federsteifigkeit k_{ba}). Jene Kennwerte, die zum Modell gem. ÖBB-Richtlinie [7] in Abbildung 2.1 zugehörig sind und aus dem ERRI-Report [9] resultieren, sind in Abbildung 2.3 grau hervorgehoben. Hierbei zeigt sich – wie bereits zuvor erwähnt, dass sich diese Kennwerte als vergleichsweise sehr hoch herausstellen.

Die sehr breite Streuung der Kennwerte verdeutlicht die Problematik einer adäquaten Implementierung der tatsächlichen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues in dynamischen Berechnungen, sowohl was die Modellierungstiefe betrifft als auch die verwendeten Eingangsparameter.

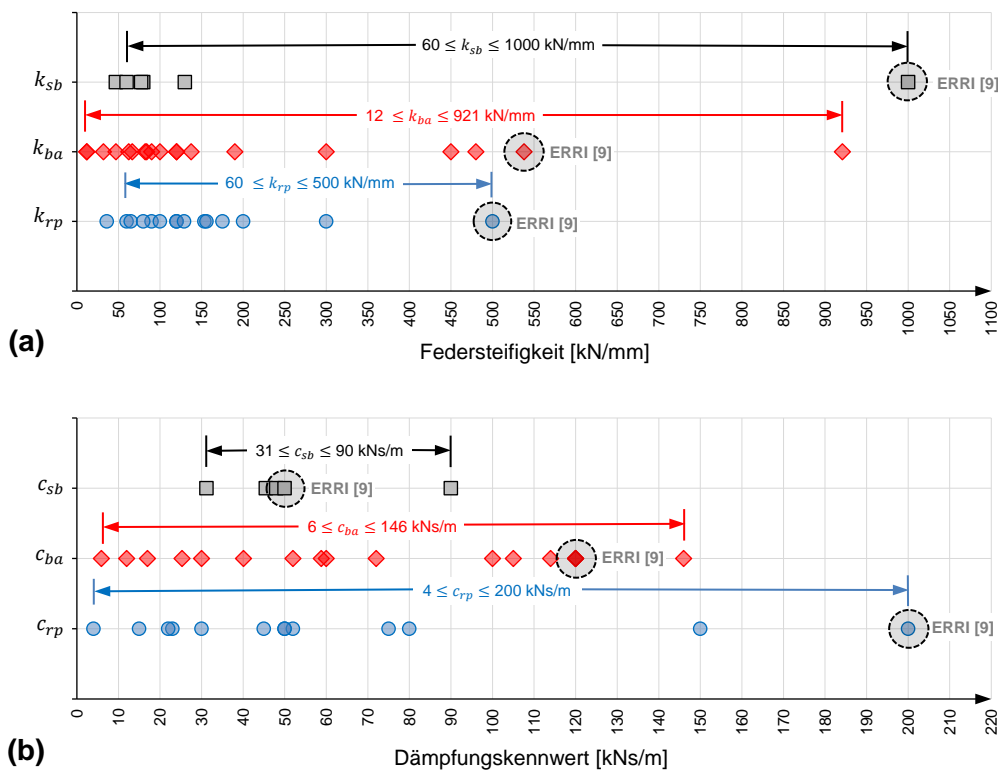


Abbildung 2.3: Zu den Modellen 1 bis 3 zugehörige Kennwerte: (a) Steifigkeitskennwerte und (b) Dämpfungskennwerte

Für weitere Vergleichszwecke sind in Abbildung 2.4 die Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte des äquivalenten Schotteroberbaumodells mit kontinuierlichen Feder-Dämpfer Elementen (siehe Abb. 2.2 unten) und den nach Gleichung (2-1) bestimmten Kennwerten \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} dargestellt. Abbildung 2.4 (a) enthält die Steifigkeits-, Abbildung 2.4 (b) die Dämpfungskennwerte, wobei jeweils farblich zwischen Modell 1 (blau), Modell 2 (rot) und Modell 3 (schwarz) differenziert wird. Auch im Falle des äquivalenten Schotteroberbaumodells wird wiederum die eklatante Streuung der modellzugehörigen Kennwerte ersichtlich. Insbesondere für die Steifigkeit \bar{k}_{SV} (Abb. 2.4 (a)) resultieren unabhängig vom Modell Kennwerte, die um den Faktor 11-15 streuen. In Bezug auf den Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} verringert sich die Streuung zwar mit steigender Modellierungstiefe (Faktor 15 bei Modell 1 vs. Faktor 5 bei Modell 3), dennoch verbleibt abermals eine deutliche Streuung der Kennwerte als Ergebnis dieses Vergleiches.

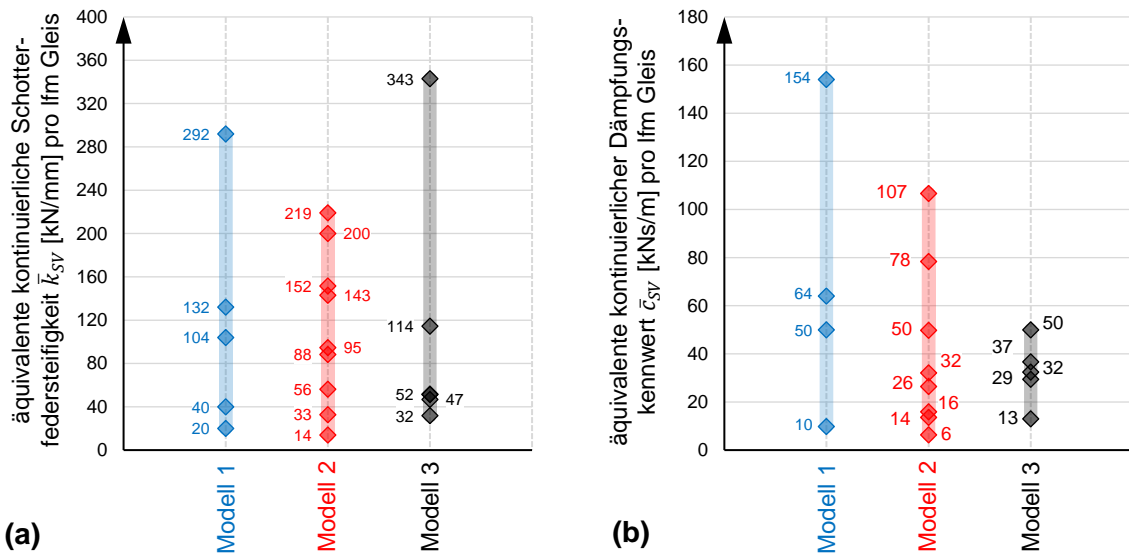


Abbildung 2.4: Vergleich der vertikal orientierten Schotteroberbaumodelle: (a) Steifigkeitskennwerte und (b) Dämpfungskennwerte – jeweils zugehörig zu einem äquivalenten Modell mit kontinuierlichen Feder-Dämpfer Elementen

Eine Interpretation der in den Tabellen 1-3 aufgelisteten sowie in den Abbildungen 2.3 und 2.4 dargestellten Kennwerte und eine Einschätzung darüber, in welcher Größenordnung das reale Schotteroberbauverhalten liegt, gestaltet sich aus Mangel an recherchierbaren Hintergründen der einzelnen Kennwerte als schwierig. So werden die dynamischen Kennwerte in den meisten Quellen ohne entsprechenden Kontext angegeben und zum Teil auch lediglich angenommen. Dadurch ist eine Nachvollziehbarkeit über das Zustandekommen der Kennwerte und eine kritische Diskussion ebenjener nicht gegeben. Diese Umstände verdeutlichen die Notwendigkeit einer gezielten und isolierten Erforschung der vertikalen Energiedissipationsmechanismen, damit eine evidenzbasierte und vor allem der Realität entsprechende Einheit aus Rechenmodell und modellzugehörigen dynamischen Kennwerten geschaffen werden kann.

Neben den oben angeführten Modellen und zugehörigen Kennwerten stehen darüber hinaus noch eine Reihe an dreidimensionalen Modellen zur Verfügung, wobei die Modellierung des Schotteroberbaues ebenfalls mittels Feder-Dämpfer Elementen (Zusammenfassung u.a. in [36]), oder mit mittels Finite Element Modellen erfolgt (z.B. in [37-39]). Diese Modelle eignen sich aufgrund des hohen Detaillierungsgrades eher für Einzelanwendungen, z. B. für Monitoringzwecke, wobei die Eingangsparameter im FE-Modell anhand von in-situ Messungen kalibriert werden. Dabei unterliegen die Parameter der kalibrierten Modelle ebenfalls einer nicht unerheblichen Streuung (siehe [37-39]).

2.1.3. Fazit und Ausgangslage zum gegenständlichen Forschungsprojekt

Die eklatante Streuung der modellzugehörigen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte verdeutlicht, dass aus ingenieurpraktischer Hinsicht ein realitätsnaher Zugang in Form eines einheitlichen und allgemein anwendbaren mechanischen Modelles mit darauf abgestimmten Kennwerten nicht gegeben ist. Die Entwicklung eines realitätsnahen und gleichzeitig einfach handhabbaren Rechenmodelles sowie eine versuchsgestützte Bestimmung zugehöriger dynamischer Kennwerte im Rahmen des gegenständlichen Forschungsprojektes soll daher diese Einheit aus Modell und Kennwerten schaffen.

Das Modell 1 (siehe Abb. 2.2) stellt mit zwei Ebenen das einfachste Modell dar und findet auch aus praktischer Hinsicht am häufigsten Verwendung. Diesbezüglich sind auch für die zugehörigen Kennwerte des Schotterbettes k_{ba} und c_{ba} die meisten Referenzwerte zu finden. Es liegt somit die Schlussfolgerung nahe, dass auch eine Verwendung dieses Modelles im Rahmen des gegenständlichen Forschungsprojektes zu priorisieren ist. Dies geschieht auch im Hinblick darauf, dass der Fokus auf der Verwendung möglichst einfacher und damit recheneffizienter Modelle liegt. Je komplexer das gewählte Modell ausfällt, desto schwieriger gestaltet sich eine Bestimmung von zugehörigen Kennwerten und desto ineffizienter kann auch eine praktische Anwendung ausfallen.

Untersuchungen zum dynamischen Schotteroberbauverhalten im Rahmen zweier vorangegangener FFG-Forschungsprojekte (FFG-Projektnr. 840545 [1] und 850537 [2]) haben gezeigt, dass in vertikaler Richtung im Wesentlichen zwei Energiedissipationsmechanismen wirken, welche unterschiedlichen Verschiebungskinetiken zuzuordnen sind. Neben einem Mechanismus, welcher auf vertikalen Relativbewegungen zwischen Gleisrost (Schienen inkl. Schwellen) und Tragwerk basiert und anhand von Modell 1 (Abb. 2.2) beschrieben werden kann (Mechanismus 2), wirkt noch ein weiterer Mechanismus, welcher mit den vertikalen Absolutbewegungen des Schotteroberbaues in Verbindung steht (Mechanismus 3). Dieser Mechanismus beinhaltet neben der Materialdämpfung des Schotterbettes und des Gleisrostes zusätzlich Reibungsmechanismen, welche ohne messbare bzw. nur mit äußerst geringen vertikalen Relativbewegungen zwischen Gleis und Tragwerk aktiviert werden (z. B. Haftreibung). Aufbauend auf dem physikalischen Hintergrund werden diesem Mechanismus keine Steifigkeitseigenschaften zugewiesen. Eine Idealisierung kann in weiterer Folge durch ein mechanisches Modell in Form von kontinuierlichen

Dämpferelementen, welche mit den Absolutbewegungen des Tragwerkes in Verbindung stehen, erfolgen.

In Abbildung 2.5 (rechts) ist ein erweitertes mechanisches Modell mit kontinuierlich angeordneten Feder-Dämpfer Elementen bzw. Dämpferelementen dargestellt. Dieses erweiterte Modell bildet die Grundlage des gegenständlichen Forschungsprojektes, wobei auf Basis von Versuchen anhand einer speziellen Großversuchsanlage die zugehörigen dynamischen Kennwerte bestimmt werden sollen.

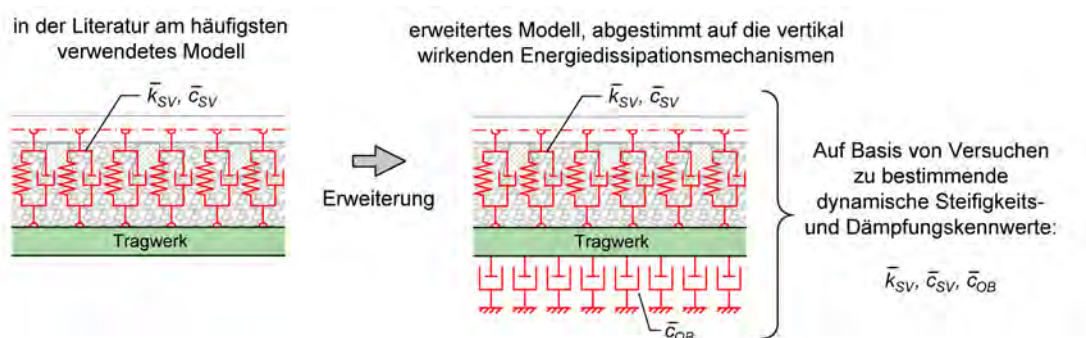


Abbildung 2.5: In der Literatur am häufigsten verwendetes Modell (links) und erweitertes Modell als Ausgangslage (rechts)

2.2. Querverschiebewiderstand

Der Querverschiebewiderstand bezeichnet den Widerstand gegen laterales Verschieben des Gleisrostes gegenüber dem Schotterbett. Mögliche horizontale Einwirkungen auf das Gleis sind, neben Einwirkungen durch überfahrende Züge, die aus Druckspannungen zufolge Temperaturexpansion resultierende laterale Beulgefährdung des lückenlos verschweißten Gleises (Gleisverwerfung).

Der Großteil der in der Literatur dokumentierten Versuche bezüglich des Querverschiebewiderstandes beschäftigt sich mit dem statisch belasteten Fall. Meistens wird eine Einzelschwelle unter Messung der aufgebrachten Kraft in deren Längsrichtung, also quer zur Schienenachse, verschoben, wobei als einflussreichste Faktoren unter anderem die Schwellengeometrie, vertikale Auflast, Berührflächen, Korngrößenverteilung, Kornform/Kantigkeit, Vorkopfschüttung, Durchfeuchtung und Verdichtungsgrad anzuführen sind. Der Verdichtungs- bzw. Konsolidierungsgrad ist vor allem nach manuellen oder maschinellen Stopfarbeiten verringert. Der Fokus der dokumentierten Versuche liegt auf dem Erhalt von Kennwerten für den Querverschiebewiderstand, die für Stabilitätsberechnungen bezüglich Sicherheit gegenüber Gleisverwerfung benötigt werden. Außerdem stellt der Querverschiebewiderstand den größten Einfluss auf Mindestbogenradien für lücken-

los verschweißte Gleise dar. Wird der notwendige Querverschiebewiderstand nicht erreicht, kann mit der Montage von Sicherungskappen eine Verdopplung des Querverschiebewiderstands erreicht werden [43].

Neben der Biegesteifigkeit der Gleise und der Steifigkeit der Schienen-Schwellen Koppelung können für die Schwellen folgende Anteile am Widerstand in Querrichtung identifiziert werden:

- **Sohlereibung an der Schwellensohle:** Diese ist abhängig von der Auflast, sowie den Berührungsflächen und der Verzahnung zwischen Schotter und Schwelle. Besohlte Schwellen haben in der Regel einen größeren Beitrag zufolge Sohlereibung aufgrund der tieferen Einbettung der Schotterkörner [44].
- **Flankenreibung im Zwischenfach:** Diese Reibungskraft seitlich der Schwelle entsteht zufolge dem Anpressdruck des Schotters, welcher sich mit aktivem Erddruck erklären lässt. Die Flankenreibung ist daher, im Gegensatz zum Vorkopfwiderstand, bereits ohne Relativverschiebung der Schwelle zum Schotter aktiviert.
- **Schulterbeitrag/Vorkopfwiderstand:** Dieser, mit passivem Erddruck vergleichbare Widerstand, wird erst ab einer gewissen Relativbewegung zwischen Schwelle und Schotter aktiviert, und ist stark von der Vorkopfschüttung abhängig.

Weiters konnte *Iliev* [45] mittels Versuchen einen sekundären Anteil am Sohlwiderstand identifizieren. Dieser resultiert aus den geneigten Flanken der Schwellen, und der dadurch resultierenden Erhöhung der Reibungskraft in der Sohle.

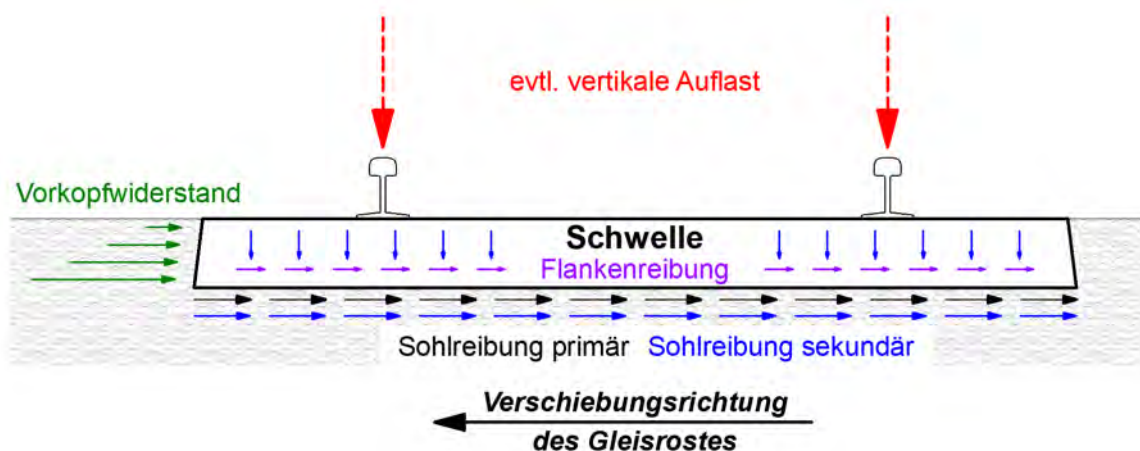


Abbildung 2.6: Anteile der Schwelle am Querverschiebewiderstand nach *Iliev* [45]

Die in Abbildung 2.6 dargestellten Anteile am Querverschiebewiderstand können einzeln versuchstechnisch erfasst werden, streuen aber in den dokumentierten Ergebnissen stark. *Dafert* [46] führt hier einige Aufteilungen des Querverschiebewiderstands an, wobei im Durchschnitt der Gesamtwiderstand der Schwellen zu ca. 40% der Sohlreibung, und je 30% dem Zwischenfach bzw. der Schulter zugeschrieben wird. Besohlte Schwellen können, wie bereits erwähnt, etwas mehr Widerstand über die Sohlreibung aufbauen, wonach dieser Anteil ca. 60% erreicht [47].

Mit Hilfe der statischen Versuche an Einzelschwellen wurde auf ein ausgeprägtes bilineares Materialverhalten geschlossen, wobei sich der Steifigkeitsübergang bei ca. 2 mm Verschiebung befindet, und den Wechsel von Haftreibung zu Gleitreibung repräsentiert. Die gängigen Widerstandskennwerte gegen Querverschiebung werden als jene Kraft formuliert, die zum Erreichen dieses Steifigkeitsübergangs bei 2 mm im Verformungsdiagramm erforderlich ist. In der Literatur finden sich hierfür zwei Definitionen, die in Abbildung 2.7 angeführt sind. Im linken Diagramm ist die Definition nach dem soeben beschriebenen Vorgehen dargestellt, wie sie beispielsweise die ÖBB verwendet [43]. Im rechten Diagramm ist eine alternative Definition dargestellt, bei der der elastische Anteil der Verformung berücksichtigt wird, beispielsweise dokumentiert in [48] und [49]. Der Querverschiebewiderstand kann außerdem auf den Abstand der eingebauten Schwellen bezogen werden, wodurch sich eine Widerstandsgröße mit der Einheit N/mm ergibt.

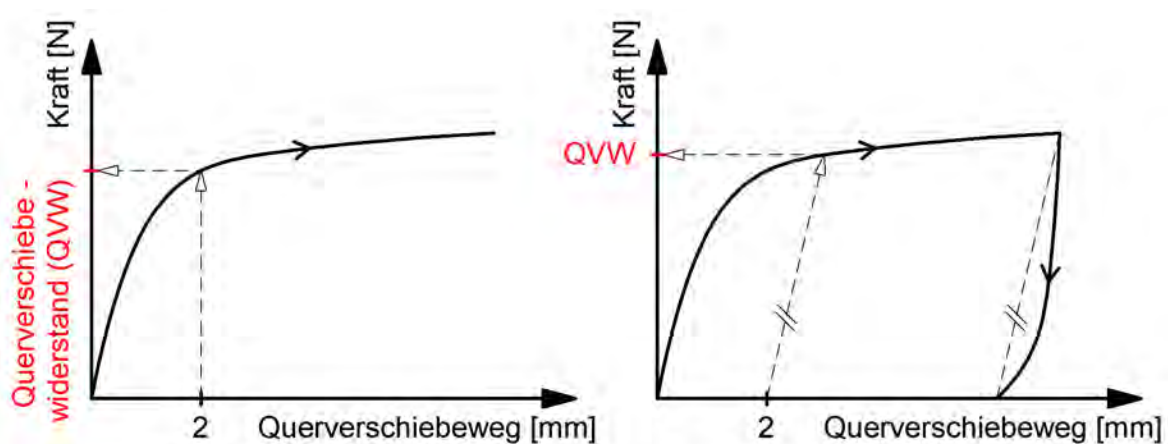


Abbildung 2.7: Gängige Definitionen des Querverschiebewiderstands (QVW)

Neben der Einzelschwellenmethode, bei der nur eine Schwelle getrennt vom restlichen Gleisrost verschoben wird, kommen Messungen/Rückrechnungen vom dynamischen Gleisstabilisator (DGS), maschinelle Gleisverschiebungsversuche, Versuche mit Entgleisungswaggons und Jochverschiebungsversuche zum Einsatz [50]. Beim Letztgenannten

wird ein Teil des Gleisrostes (Joch mit meist 4 bis 6 m Länge) querverschoben. Anzumerken ist, dass die benachbarten Schwellen zur belasteten Schwelle erst bei größeren Verschiebungen aktiviert werden [46]. Außerdem wurden in der Literatur zahlreiche Versuche unternommen, den Querverschiebewiderstand aus Simulationen mittels Finite Elemente Methode (FEM) und Diskrete Elemente Methode (DEM) zu ermitteln, wobei die zahlreichen und breit gestreuten Einflussparameter häufig zu relativ unzuverlässigen bzw. gering aussagekräftigen Ergebnissen führen, beispielsweise dokumentiert in [51] und [52].

Die meisten Versuche repräsentieren die statische Belastung in Schwellenlängsrichtung, also quer zur Schienenachse, beispielsweise zufolge Temperatúrausdehnung des vollverschweißten Gleises, durchaus gut. Klassische Verwerfungen treten im Sommer (bei hohen Temperaturen und daher großen Druckspannungen im Gleis) im Bereich der Abhebelle des Gleisrostes unmittelbar vor und hinter dem rollenden Rad auf [50]. Aus diesem Grund werden die meisten Querverschiebewiderstandsuntersuchungen ohne Auflast durchgeführt.

In [51] findet man einen Überblick über einige erzielte Ergebnisse von Forschungen zum Thema Querverschiebewiderstand. Die angeführten Untersuchungsergebnisse beziehen sich auf verschiedene Schwellentypen (Holz und Beton) sowie auf solche mit bzw. ohne Auflast. Auch hier schwanken die Werte aufgrund unterschiedlichster Untersuchungsparameter stark zwischen 3 und 47 kN pro Schwelle bei 2 mm Verschiebung. Mit Formeln, die eine auf den Gleisrost aufgebrachte Auflast berücksichtigen, ist bei 225 kN Auflast ein bis zu 100 kN großer Querverschiebewiderstand zu erreichen.

Die in Österreich verbauten Schwellentypen betreffend wurden Messungen des Querverschiebewiderstands seitens der ÖBB sowohl im Gleis, als auch an der TU München mittels Einzelschwellenmethode durchgeführt. Die erhaltenen Werte werden für Stabilitätsberechnungen verwendet und bewegen sich für besohlte Betonschwellen im Bereich von 7,5 kN (~12,5 N/mm) ohne Sicherungskappen bzw. 16,1 kN (~26,8 N/mm) für besohlte und mit Sicherungskappen ausgestattete Betonschwellen. Für die Umrechnung der Werte der Einzelschwellen in die längenbezogenen Widerstände wird ein Schwellenabstand von 600 mm verwendet. Diese Werte gelten für ein teilkonsolidiertes Gleis nach kurzer Liegezeit, welches gestopft und mittels dynamischem Gleisstabilisator stabilisiert wird [43].

Soll hingegen die Einwirkung von überfahrenden Zügen auf die Lagesicherheit des Gleises untersucht werden, müssen aufgrund der realen Belastung und den dadurch ausgelösten transversalen Schwingungen unweigerlich dynamische Untersuchungen durchge-

führt werden. Einige Konventionen sehen stattdessen vor, die Auswirkungen der dynamischen Belastung mittels einer Verringerung der statisch ermittelten Widerstände zu berücksichtigen. Beispielsweise wird von *Lichtberger* [49] die dynamische Belastung durch einen überfahrenden Zug mit einer Verringerung des statischen Querverschiebewiderstands von 20 % bis 40 % unter der Abhebewelle berücksichtigt.

Ein stark vereinfachter Versuchsaufbau für dynamische Untersuchungen wurde von *Esmaeili* [51] entwickelt, bei dem eine Einzelschwelle stoßartig durch einen Hammerschlag angeregt bzw. verschoben wird. Ein mittels Stahlplatten masseadjustierbare Hammer wird manuell bis zu einem vordefinierten Punkt ausgelenkt, und dann fallen gelassen (Abb. 2.8). Dies soll eine durch dynamische Einwirkung herabgesetzte Überschreitung der Haftreibung simulieren und zu realistischeren Abschätzungen des Querverschiebewiderstandes führen. Mittels Variation der Masse am Hammer konnten Zusammenhänge zwischen der Größe der stoßartigen Belastung, dem Querverschiebewiderstand und der seitlichen Verschiebung hergeleitet, und unter Kenntnis/Messung der Beschleunigungen und Massenträgheitskräfte ein Kraft/Verschiebungsdiagramm erhalten werden. Der Versuch kann grundsätzlich dynamische Einwirkungen simulieren und mit Ergebnissen aus dem statischen Querverschiebeversuch in Einklang gebracht werden, wobei der Übergang von Haft- zu Gleitreibung bei den dynamischen Versuchen bei 2,75 mm identifiziert wurde. Die mittels Hammerschlag angeregten Versuche sind jedoch nicht dazu geeignet, die in der Realität auftretenden Schwingungen und Oberbaubeschleunigungen abzubilden.

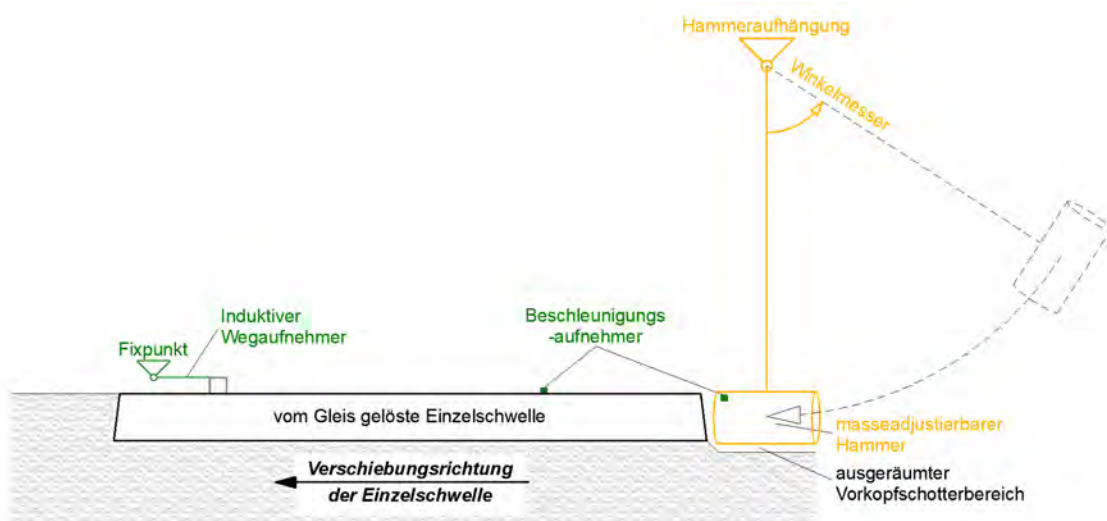


Abbildung 2.8: Prinzipieller Versuchsaufbau für die Untersuchung des dynamischen Querverschiebewiderstand nach *Esmaeili* [51]

Eine dynamische Untersuchungsmethode, welche eine Schwingungsanregung im Gleisrost simuliert, wurde am Prüfamf für Verkehrswegebau der TU München entwickelt und ist unter anderem von *Feurig* [53] beschrieben. Auch hier findet die Messung an unbelasteten, vom Gleis gelösten Einzelschwellen im Betriebsgleis oder im Labor statt. Das gelöste Gleis, welches kraftschlüssig mit den Nachbarschwellen verbunden ist, dient als Widerlager für die Verschiebeeinheit. Der Versuch kann um dynamische Aspekte erweitert werden, indem auf die Schwelle ein Unwuchterreger montiert wird, dessen Rotationsachse quer zur Schwelle, also in Gleislängsrichtung, weist. Bei einer Anregungsfrequenz von 50 Hz wird bei nicht gerichteten Schwingungen, also vertikale und horizontale Anregung der Schwelle, der Verschiebevorgang durchgeführt. Die Kraftamplitude von +/- 2,2 kN wird so gewählt, dass die Abhebekräfte die Eigengewichtskräfte von 3 kN bzw. 3,6 kN der Einzelschwelle nicht übersteigen. Die erzwungene Verschiebung wird mittels induktivem Wegaufnehmer, die eingebrachte Verschiebungskraft mittels Kraftmessdose gemessen. Zusätzlich kann auch die vertikale Hebung der Schwelle, welche bei größeren Verschiebungen aufgrund von Rotation von Schotterkörnern auftritt, aufgezeichnet werden. Zu sehen ist dieser Aufbau schematisch in Abbildung 2.9.

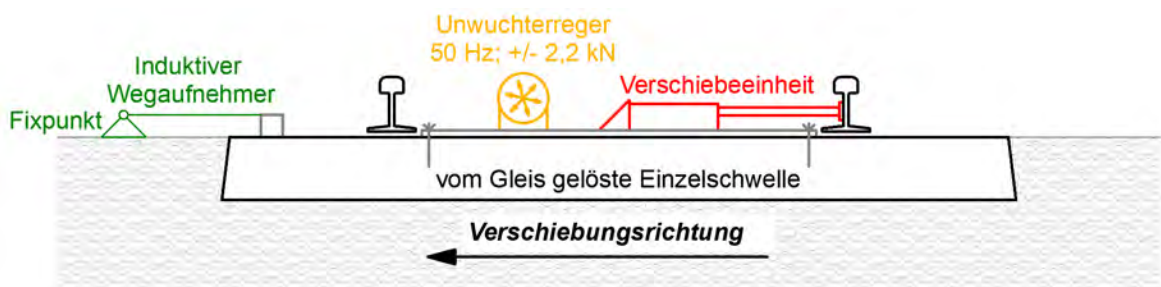


Abbildung 2.9: Einzelschwellenversuch mit Schwingungsanregung [53]

Laut *Iliev* [45] wird unter diesen dynamischen Einwirkungen aufgrund der früheren Überwindung der Haftreibung der dynamische Querverschiebewiderstand im Vergleich zum statischen um ca. 35 % bis 50 % herabgesetzt.

Mit dieser Art von Versuchen wird ein gewisser dynamischer Einfluss berücksichtigt, jedoch nicht die Verschlechterung der Gleislage zufolge großer Beschleunigungen im Oberbau. Vielmehr wird ein vorzeitiger Übergang von Haft- zu Gleitreibung ausgelöst. Dem gegenüber stehen nun Versuche, die entweder die Schwellen oder den gesamten

Oberbau in Schwingungen versetzen. Das Schotterbett reagiert unter dynamischer Beanspruchung mit einer Auflockerung der Kornstruktur. Demnach können bei Beschleunigungen im Schotterbett von $\ddot{w}_{Schotter} > 9 \text{ m/s}^2$ Destabilisierungsphänomene auftreten. Es ist jedoch zu beachten, dass bereits unter diesem Wert die Schwingungsamplituden negativen Einfluss auf die Lagesicherheit haben können [54]. Nähere Erläuterungen finden sich in Kapitel 8.

Ein weiterer anzuführender Versuchsausbau ist in [54] dokumentiert und vereinfacht in Abbildung 2.10 dargestellt. Dabei werden die in der Realität stattfindenden Schwingungen bzw. Beschleunigungen im Oberbau am Rütteltisch simuliert. Im statisch belasteten Fall treten im Einzelschwellenversuch laterale Verschiebungen zufolge Kraftanstieg (Schwellenvorschub) auf. Im dynamischen (schwingenden) Zustand können jedoch vibrationsinduzierte Verschiebungen zeitabhängig (unter konstanter lateralen Kraftaufbringung) beobachtet werden. Der Versuchsablauf sieht zuerst eine statische sich wiederholende vertikale Vorbelastung (um das Korngerüst unter den Schwellen realitätsnäher zu verdichten) vor. Danach werden mit 20 Hz Anregungsfrequenz stufenweise die Rüttelzyklen um ca. $\ddot{w} = 1 \text{ m/s}^2$ Schritte gesteigert. Außer dem Beschleunigungsparameter \ddot{w} werden alle Parameter, also auch die laterale Krafteinwirkung, beibehalten. Wie bereits erwähnt ist bei den Versuchen das Deformationsverhalten zeitabhängig, wonach kein direkter Querverschiebewiderstand aus den Ergebnissen abgelesen werden kann. Erhalten werden vielmehr Zeit/Verschiebungsdiagramme, welche erwartungsgemäß bei höheren Beschleunigungen größere Verschiebungen aufzeigen. Eine besonders markante Vergrößerung der Verschiebungen kann bei $\ddot{w}_{Schotter} = 7 \text{ m/s}^2$ identifiziert werden. Beispielhaft sind diese Verläufe in Abbildung 2.11 dargestellt. Ein plötzliches Versagen tritt bei den Versuchen nicht auf [54].

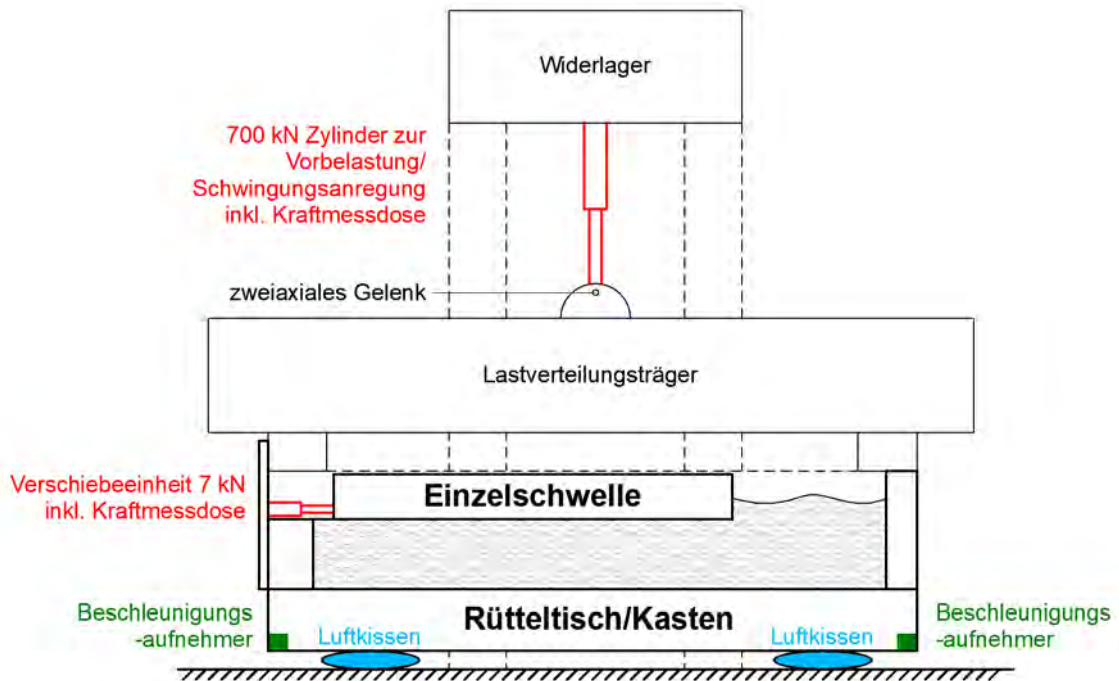


Abbildung 2.10: Schwingungserregter Versuchsaufbau nach Baeßler [54]

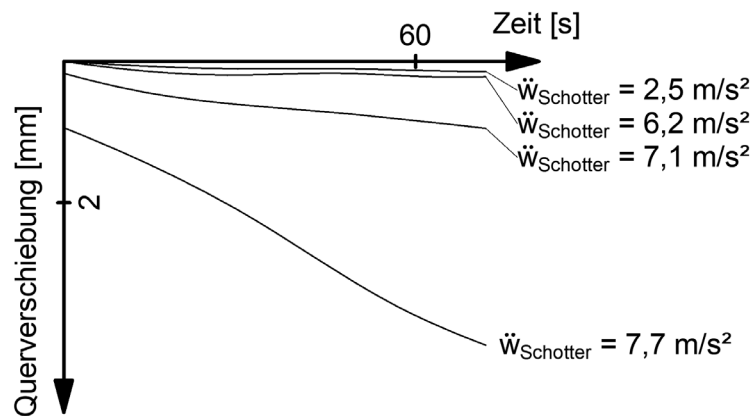


Abbildung 2.11: Aufgezeichnete Verschiebungen unter Schwingungsanregung (qualitativ) nach Baeßler [54]

3. VORVERSUCHE AN EINEM REPRÄSENTATIVEM ABSCHNITT SCHOTTEROBERBAU MIT OPTISCHEM MESSSYSTEM

Für eine Bestimmung der dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues, zugehörig zum vorab definierten und in Abbildung 2.5 (rechts) dargestellten mechanischen Modell, ist eine Kenntnis der genauen Massenbewegungen unerlässlich, da die postulierten Massenbewegungen einen signifikanten Einfluss auf die rückgerechneten Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte haben. Um die Massenbewegungen des Schotteroberbaues unter vertikaler dynamischer Anregung zu identifizieren, werden im Rahmen des gegenständlichen Kapitels Vorversuche an einem repräsentativen Ausschnitt Schotteroberbau durchgeführt, wobei mit einer optischen Messung der Massenbewegungen des Schotteroberbaues dessen Kinematik zufolge tragwerksinduzierter vertikaler Anregung qualitativ und quantitativ erfasst wird.

3.1. Versuchsprinzip, Anregung und Messung

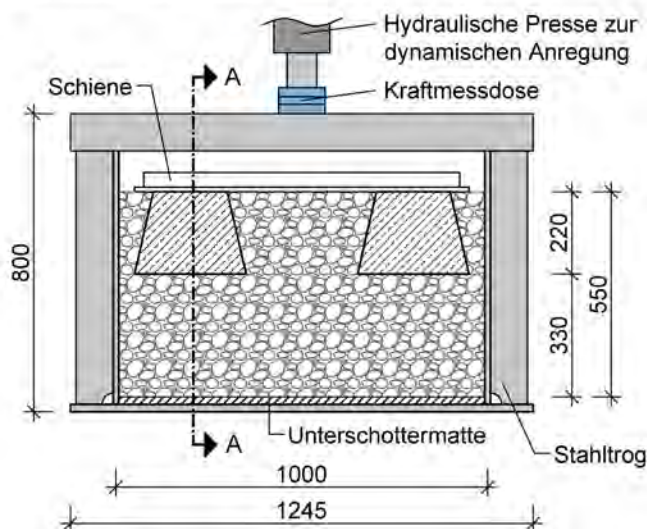
3.1.1. Versuchsaufbau

Zur gezielten Untersuchung eines repräsentativen Abschnittes Schotteroberbau wurde ein in der Grundfläche 1,25 x 0,65 m großer und 0,80 m hoher Versuchskörper hergestellt, welcher aus einem zweiseitig offenen Stahltrug mit darin eingebautem Schotteroberbau besteht. Der eingebaute Abschnitt Schotteroberbau weist eine Grundfläche von 1,0 x 0,5 m auf und ist im Maßstab 1:1 gemäß ÖBB-Regelplanung ausgeführt, dargestellt in Abbildung 3.1 (Prinzipskizze). Der Oberbau besteht aus einer Unterschottermatte (Typ Sylomer D 1019), 55 cm hohem Schotterbett, zwei Schwellen (jeweils 50 cm Ausschnitt im Bereich der Schienenachse) sowie einer mittig angeordneten 0,9 m langen Schiene. Als Schiene wird aus Platzgründen keine gem. Regelplanung übliche UIC-60 Schiene eingebaut, sondern ein massenäquivalentes Stahlprofil. Es wird somit ein 1,0 m langer und 0,5 m breiter Ausschnitt entlang einer Schienenachse versuchstechnisch nachgebildet.

Der Stahltrug besteht aus einer 1245 x 650 x 20 mm Stahlplatte als Unterboden mit zwei aufgeschweißten Seitenwänden sowie einem darüber liegenden und angeschweißten Hohlprofil zur räumlichen Aussteifung, an dem in weiterer Folge auch die vertikale dynamische Anregung erfolgt. An den beiden offenen Seiten (als Vorderseite und Rückseite bezeichnet) des Stahltrages sind an den Stahl-Seitenwänden Führungsschienen in Form

von L-Profilen angeschweißt. Dadurch wird an der Rückseite als räumlicher Abschluss eine 27 mm dicke Holz-Schalttafel angebracht, an der Vorderseite wird eine 21 mm dicke Glasplatte eingeschoben (siehe Schnitt A-A in Abbildung 3.1 sowie Abbildung 3.2 rechts). Abbildung 3.2 zeigt den leeren Stahltrug (links) sowie den Stahltrug mit teilweise eingebautem Schotteroberbau (rechts) vor Einbau der beiden Schwellen. Um in weiterer Folge eine optische Messung der Oberbaukinematik zu ermöglichen (beschrieben in Kapitel 3.1.2) müssen die untersuchten Oberflächen (Schotterkörner und Schwellen) einen deutlichen schwarz-weiß Kontrast aufweisen. Die Schotterkörner im Bereich der Glasscheibe sind deshalb entsprechend künstlich gefärbt.

ANSICHT M=1:20



SCHNITT A-A M=1:20

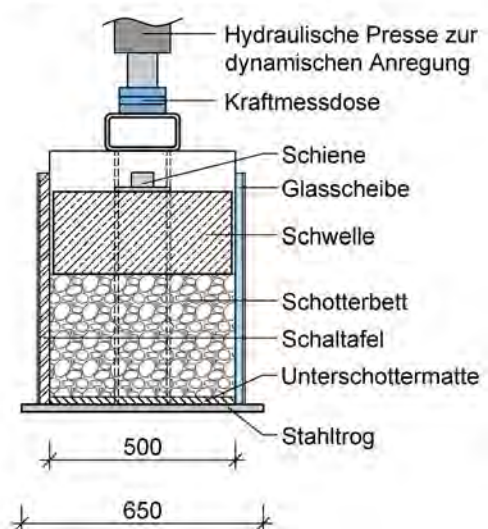


Abbildung 3.1: Versuchskörper (Stahltrug mit eingebautem Abschnitt Schotteroberbau) zur Erfassung der Schotterbettkinematik



Abbildung 3.2: Leerer Stahltrug (links) und teilweise befüllter Versuchskörper (rechts)

Der befüllte Versuchskörper weist eine Gesamtmasse von 850 kg auf und wird auf zwei Federpaketen mit einer Federsteifigkeit von jeweils 2,39 kN/mm gelagert. Abbildung 3.3 zeigt eine Prinzipdarstellung des fertigen Versuchsaufbaus mit allen Komponenten sowie den während der Versuchsdurchführung gemessenen Kraft- und Verschiebungsgrößen.

Die dynamische Anregung erfolgt verschiebungs- und frequenzgesteuert über zwei seriell angeordnete hydraulische Pressen, welche über eine M48-Gewindestange miteinander verbunden sind und sich auf einem Stahl-Versuchsrahmen befinden (siehe Abb. 3.3). Der Versuchsrahmen befindet sich im institutseigenen Labor, in welchem die Vorversuche und in weiterer Folge auch die Versuche mit der großmaßstäblichen Versuchsanlage stattfinden. Der Arbeitsbereich der hydraulischen Pressen liegt im Frequenzbereich zwischen 1 und 25 Hz bei einer maximalen theoretischen Verschiebungsamplitude (Pressenhub) von ± 70 mm, welche mit steigender Frequenz jedoch abnimmt.

Das Parameterfeld der durchgeführten Versuche liegt im Frequenzbereich zwischen 4 und 20 Hz bei maximalen Verschiebungsamplituden zwischen 1 mm (bei höchster Anregungsfrequenz) und 8 mm (bei niedrigster Anregungsfrequenz), in den nachfolgenden Unterkapiteln genauer beschrieben. Das Parameterfeld der Vorversuche liegt somit innerhalb des Arbeitsbereiches der hydraulischen Pressen.

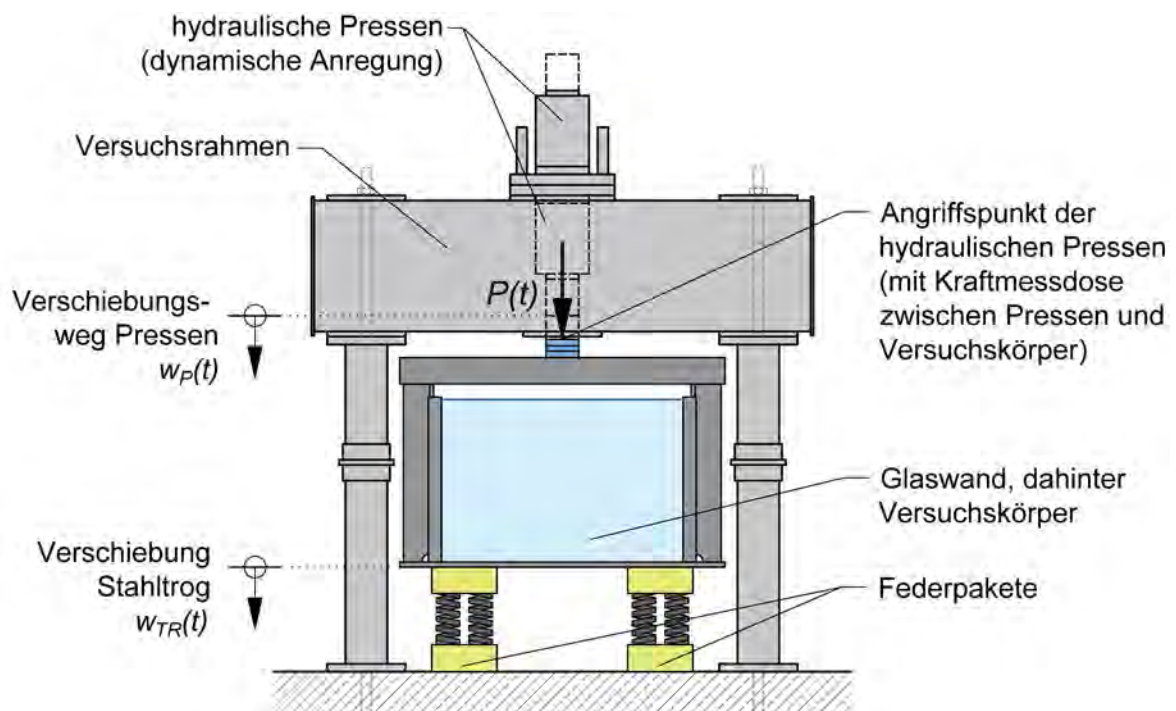


Abbildung 3.3: Prinzipdarstellung der Vorversuche – Ansicht Versuchsrahmen mit auf Federpaketen gelagertem Versuchskörper

Der Angriffspunkt der hydraulischen Pressen befindet sich an der Oberseite des Stahltrog am querlaufenden Hohlprofil (siehe Abb. 3.1), wobei zwischen Presse und Stahltrog eine Kraftmessdose zur Messung der Anregungskraft $P(t)$ angeordnet ist. Wie bereits erwähnt, erfolgt die dynamische Anregung frequenz- und verschiebungsgesteuert, d. h. die Frequenz und die Verschiebungsamplitude der ein- und ausfahrenden hydraulischen Pressen werden vorgegeben. Dadurch wird der Versuchskörper in einen stationären Schwingungszustand versetzt, wobei der Verschiebungsweg $w_p(t)$ der Anregung einem harmonischen Verlauf der Gestalt

$$w_p(t) = w_0 \sin(\Omega t) \quad (3-1)$$

mit der Verschiebungsamplitude w_0 und der Kreisfrequenz der Anregung $\Omega (= 2\pi f)$ folgt. Durch die gezielte Anregung des Stahltroges wird im Rahmen der Vorversuche die Situation der tragwerksinduzierten Schwingungen des Schotteroberbaues und damit jener Schwingungszustand, welcher mit der neu zu errichtenden Großversuchsanlage untersucht wird, versuchstechnisch simuliert.

3.1.2. Optisches Messsystem

Der Kernpunkt der Vorversuche ist die Erfassung der Schotterbettkinematik infolge tragwerksinduzierter Schwingungen mit einem optischen Messsystem. Zu diesem Zwecke ist unmittelbar vor dem Versuchskörper (Abstand ca. 1 m) ein optisches Messsystem¹ positioniert. Anhand von zwei nebeneinander auf einem Stativ positionierten Kameras (linke und rechte Kamera, siehe Abb. 3.4) erfolgt eine dreidimensionale Erfassung der Bewegungen für eine definierte Oberfläche (in diesem Fall der Schotteroberbau hinter der Glasscheibe). Um die Bewegungen erfassen zu können, muss die untersuchte Fläche wie bereits erwähnt eine spezielle Oberflächenstruktur mit einem deutlichen schwarz-weiß Kontrast aufweisen. Da die natürliche Oberflächenstruktur der Schotterkörner keinen ausreichenden Kontrast aufweist, wurden jene Oberflächen von Schwellen und Schotterkörnern, welche sich unmittelbar hinter der Glasscheibe befinden, entsprechend eingefärbt.

Da primär nicht die Absolutbewegungen des Schotteroberbaues, sondern die Bewegungen im Schotteroberbau relativ zum Stahltrog gemessen werden sollen, sind am Stahltrog vier kleine Referenzflächen mittels Schraubzwingen angebracht. Anhand dieser Referenzflächen kann in der Versuchsauswertung die Relativbewegung im Schotteroberbau in qualitativer und quantitativer Hinsicht ermittelt werden.

¹ Beim Messsystem handelt es sich um das System *Aramis* der Firma *gom*.

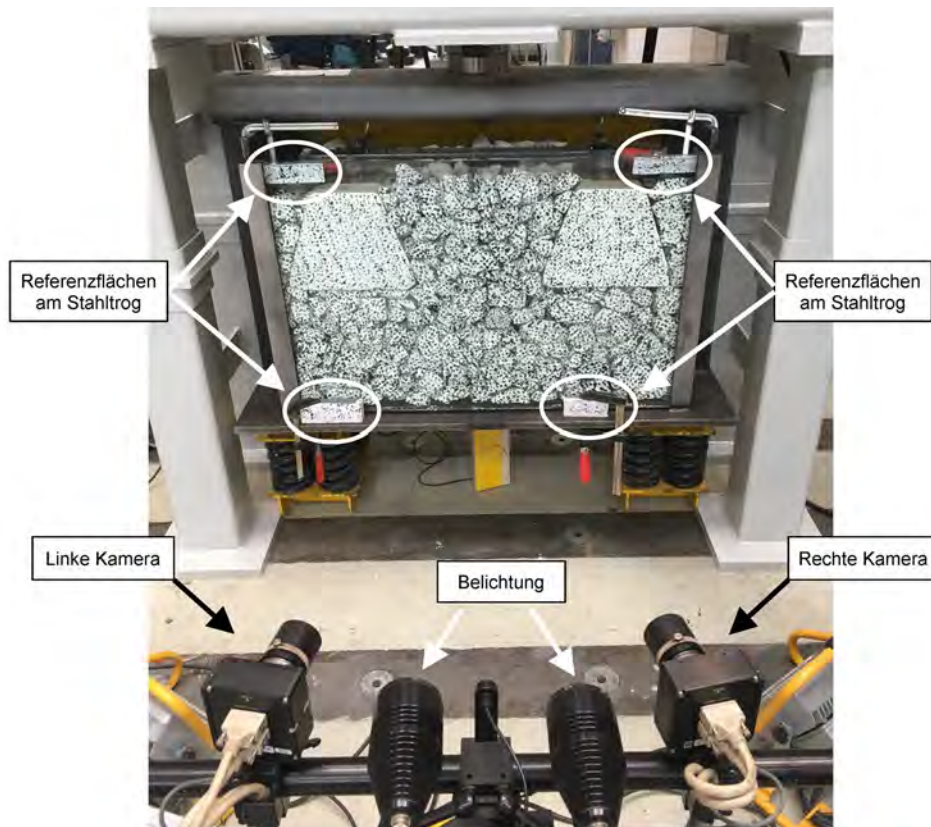


Abbildung 3.4: Optisches Messsystem

Abbildung 3.5 zeigt abschließend den vollständigen Versuchsaufbau, sowohl ohne eingebauten Schotteroberbau (links) als auch mit eingebautem Schotteroberbau und aufgebautem optischen Messsystem (rechts).

In Kapitel 4.5 werden mit der im Rahmen dieses Forschungsprojektes entwickelten Versuchsanlage Versuche ohne Schotteroberbau durchgeführt, um das Eigendämpfungsverhalten der Stahlkonstruktion zu bestimmen (als Lehr'sches Dämpfungsmaß des Stahltröges). Im Rahmen der Vorversuche mit dem leeren Versuchsrahmen nach Abbildung 3.5 (links, leerer Stahltrög) wurden ebenfalls Versuche durchgeführt, um das Eigendämpfungsverhalten des Stahltröges zu quantifizieren (Ergebnisse siehe Kapitel 3.2.1).

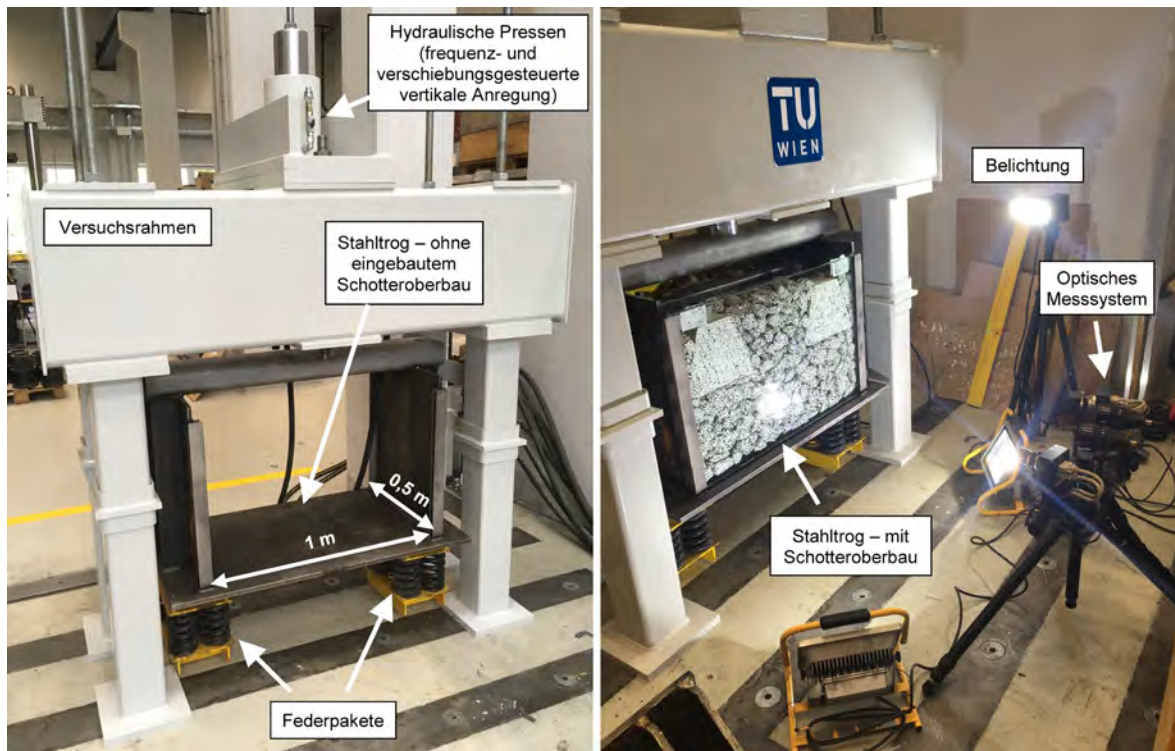


Abbildung 3.5: Versuchsaufbau im Labor: Versuchsrahmen mit leerem Stahltrög (links) und befüllter Versuchskörper mit optischem Messsystem (rechts)

3.1.3. Parameterfeld der Vorversuche

Insgesamt wurden 124 Versuche im stationären Schwingungszustand mit unterschiedlicher vorgegebener Kombination aus Anregungsfrequenz f und Verschiebungsamplitude w_0 durchgeführt. Das Parameterfeld der Versuche ist in Abbildung 3.6 dargestellt, die Anregungsfrequenz liegt zwischen 4 und 20 Hz, die Verschiebungsamplitude liegt bei maximal 8 mm. Bei 41 dieser Versuche wurden die Verschiebungen des Schotteroberbaues mit dem optischen Messsystem aufgezeichnet, das entsprechende Versuchsspektrum ist rot hinterlegt. Das optische Messsystem kann systembedingt je nach Versuchsgegenstand (Bildgröße, Belichtung, Verschiebungen etc.) nur eine gewisse Anzahl an Bildern pro Sekunde aufzeichnen (im gegenständlichen Fall ca. 60), weshalb nur bei niedrigen Anregungsfrequenzen zuverlässige und auswertbare optische Messungen möglich sind. Aus diesem Grund ist das Versuchsspektrum der optischen Messungen (in Abb. 3.6 rot hinterlegt) auf Frequenzen bis 10 Hz limitiert.

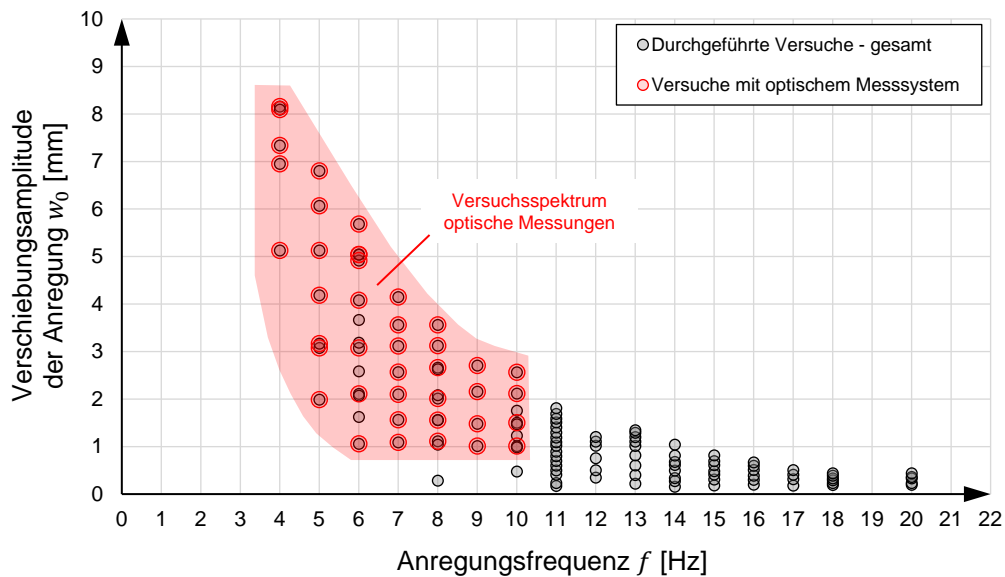


Abbildung 3.6: Parameterfeld der durchgeführten Versuche

3.2. Ergebnisse

3.2.1. Dämpfungsverhalten

Als Ergänzung zu den durchgeführten Versuchen mit optischem Messsystem und jenen zur Untersuchung des Verschiebungs- und Beschleunigungsverhaltens der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion (siehe Parameterfeld in Abb. 3.6) wurde das Dämpfungsmaß des Stahltrages, sowohl ohne als auch mit eingebautem Schotteroberbau, anhand von Ausschwingvorgängen bestimmt (theoretische Hintergründe werden in Kapitel 4 näher behandelt). Die Anregung erfolgte dabei stoßartig anhand der hydraulischen Pressen (im Falle der Versuche mit Schotteroberbau) bzw. manuell durch die versuchsausführende Person (bei den Versuchen mit dem leeren Stahltrug).

Abbildung 3.7 zeigt die Ergebnisse zum Lehr'schen Dämpfungsmaß ζ , wobei der leere Stahltrug ein Dämpfungsmaß von 0,38 % aufweist, bei einer zugehörigen Resonanzfrequenz von 14,7 Hz (jeweils als Mittelwert von mehreren Versuchen). Im Falle des eingebauten Schotteroberbaues (rote Markierungen in Abb. 3.7) verdoppelt sich das Dämpfungsmaß nahezu auf 0,74 %, während die Resonanzfrequenz aufgrund der höheren Masse auf 10,5 Hz absinkt. Die in Abbildung 3.7 dargestellten Ergebnisse sind hinsichtlich der Größenordnung der Dämpfungsmaße aufgrund der kleinen Massen zwar nur bedingt aussagekräftig, dennoch zeigt sich der Zusammenhang, dass der Schotteroberbau einen

signifikanten Einfluss auf das Dämpfungsverhalten hat und dass sich das Dämpfungsmaß aufgrund des eingebauten Schotteroberbaues erheblich erhöht.

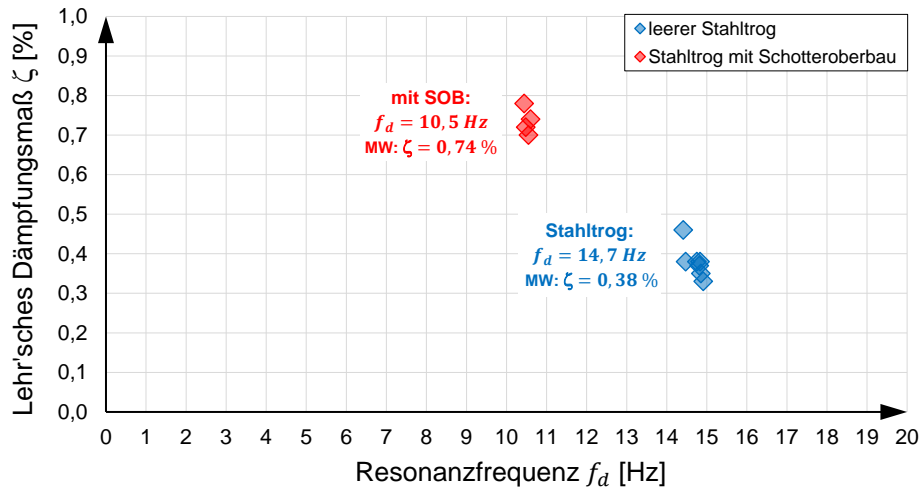


Abbildung 3.7: Aus Ausschwingvorgängen identifiziertes Dämpfungsmaß des Stahlroges der Vorversuche mit und ohne eingebautem Schotteroberbau

3.2.2. Erkenntnisse aus Versuchen mit optischem Messsystem

Versuchsauswertungen der optischen Messungen haben wesentliche Erkenntnisse bezüglich der Schotterbettkinematik hervorgebracht, nachfolgend beispielhaft beschrieben anhand eines Schwingversuches mit 6 Hz Anregungsfrequenz und einer Verschiebungsamplitude von ca. 5,3 mm:

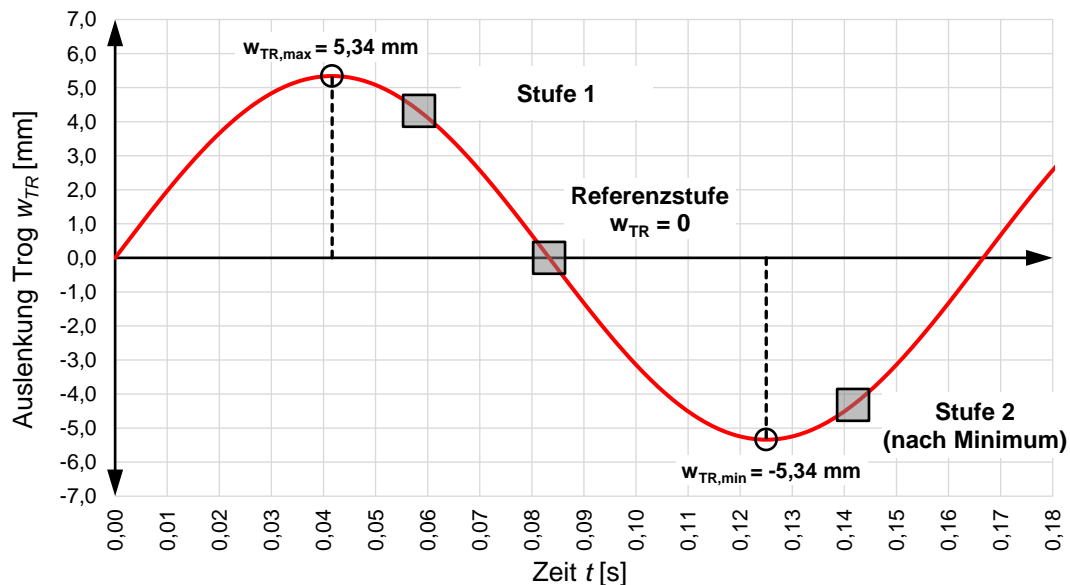


Abbildung 3.8: Schwingzyklus bei 6 Hz Anregungsfrequenz

Abbildung 3.8 zeigt einen Schwingzyklus für die vorgegebene Anregungsfrequenz von 6 Hz (Periodendauer $T = 0,167$ s), die gemessene vertikale Verschiebungsamplitude des Stahltroges beträgt 5,34 mm (Verschiebungsweg $w_{TR}(t)$, siehe Abb. 3.3). Die Relativbewegungen im Schotteroberbau werden auf eine Referenzstufe bezogen, welche im Nulldurchgang ($w_{TR} = 0$) gewählt wird, dargestellt in Abbildung 3.9.

Die Messungen haben gezeigt, dass nach dem Erreichen des Maximums (Bezeichnung: Stufe 1, siehe Abb. 3.8) bei beginnender Abwärtsbewegung des Stahltroges ein geringfügiges Abheben des Schotters zwischen den Schwellen sowie ein geringfügiges Abheben der Schwellen auftritt, dargestellt in Abbildung 3.10. Die unterschiedlichen Farben repräsentieren das Verschiebungsniveau (siehe Legende rechts). Des Weiteren zeigt sich, dass nach Erreichen des Minimums (Bezeichnung: Stufe 2, siehe Abb. 3.8) eine Komprimierung des Schotteroberbaues auftritt, dargestellt in Abbildung 3.11. Der gesamte Schotterkörper wird geringfügig zusammengedrückt, darüber hinaus tritt aufgrund der Nachgiebigkeit der Unterschottermatte auch eine leichte Relativverschiebung in dieser auf.

Hinsichtlich der Größenordnung der Relativverschiebungen ist das Abheben nach Stufe 1 (Abb. 3.10) mit Verschiebungen von 1,80 mm (siehe Legende) wesentlich ausgeprägter als das Komprimieren nach Stufe 2 (Abb. 3.11, Verschiebungen ca. 0,50 mm), bezogen auf die Referenzstufe (Abb. 3.9).

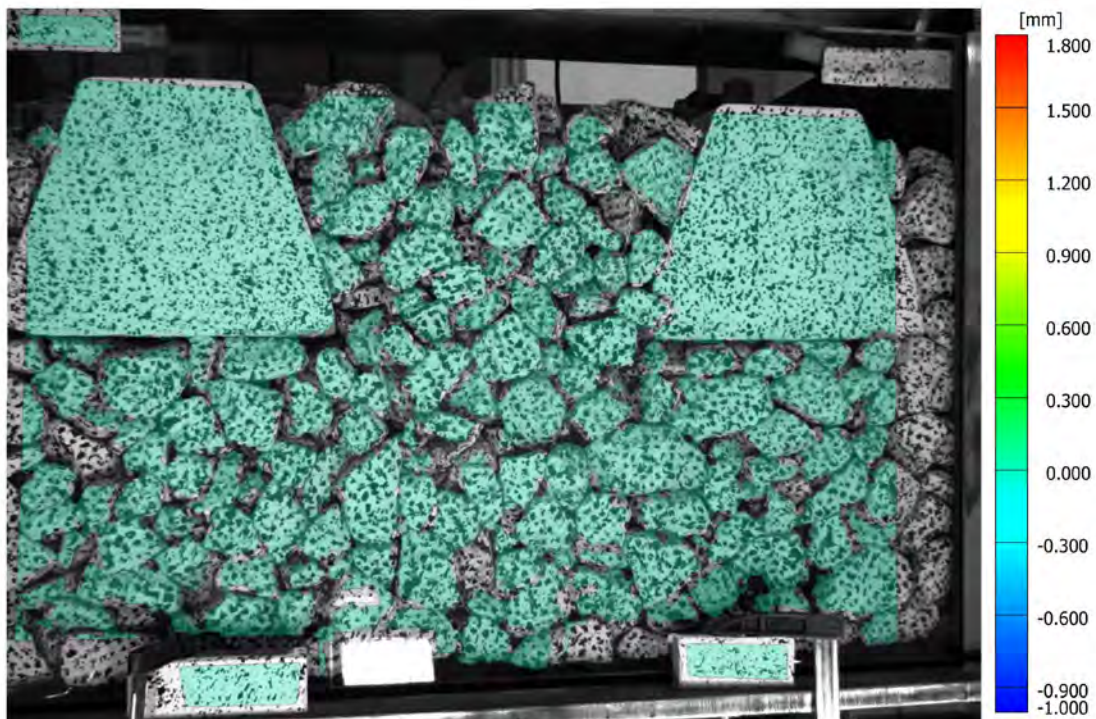


Abbildung 3.9: Referenzstufe bei $w_{TR} = 0$



Abbildung 3.10: Stufe 1 (nach Maximum)

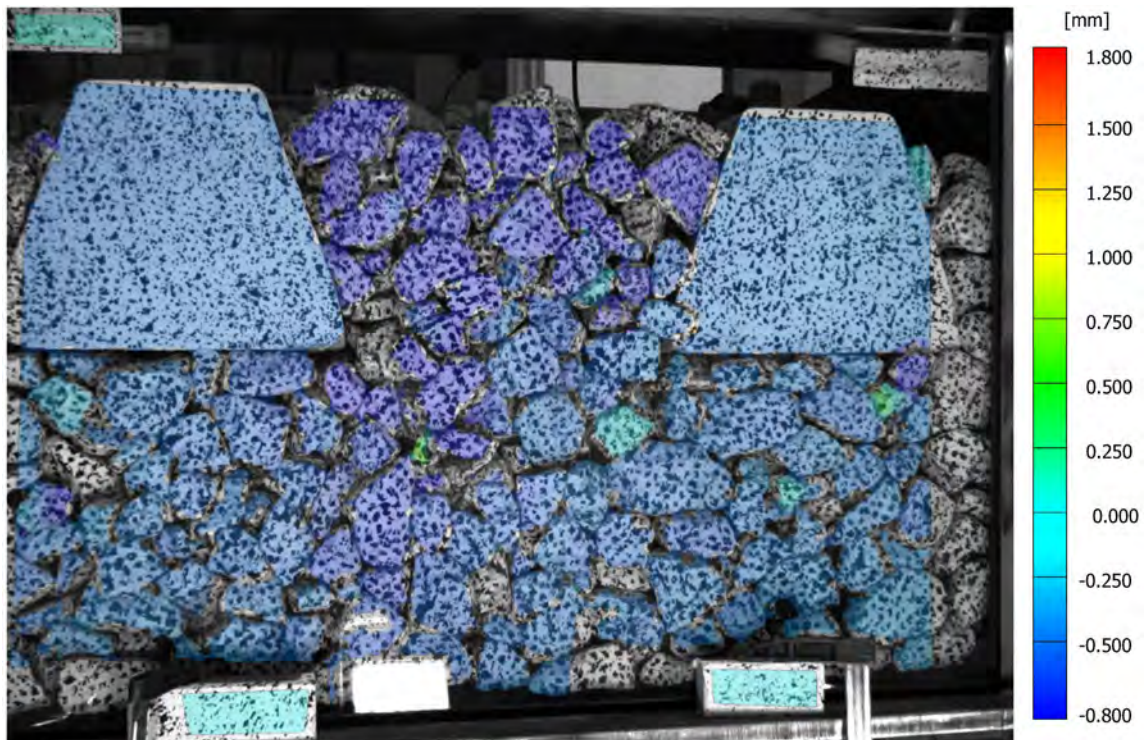


Abbildung 3.11: Stufe 2 (nach Minimum)

3.2.3. Erkenntnisse zum Verschiebungsverhalten

Die in diesem Unterkapitel dargelegten Zusammenhänge und Abhängigkeiten zum Verschiebungsverhalten sind qualitativer Natur und dienen als Vergleich für die in Kapitel 5 bis 7 beschriebenen Versuchsergebnisse zum dynamischen Schotteroberbauverhalten auf Basis der großmaßstäblichen Versuchsanlage.

Neben den Messungen mit dem optischen Messsystem wurden innerhalb des gesamten Versuchsspektrums (Abb. 3.6) neben den Beschleunigungen von Stahltrög und Schwellen auch die Relativbewegungen zwischen Schwellen und Stahltrög gemessen, siehe Abbildung 3.12. Die Relativbewegung Δw_S wurde dabei aus den Absolutbewegungen des Stahltröges (Verschiebung w_{TR}) und jenen der Schwellen (Verschiebung w_S) rückgerechnet.

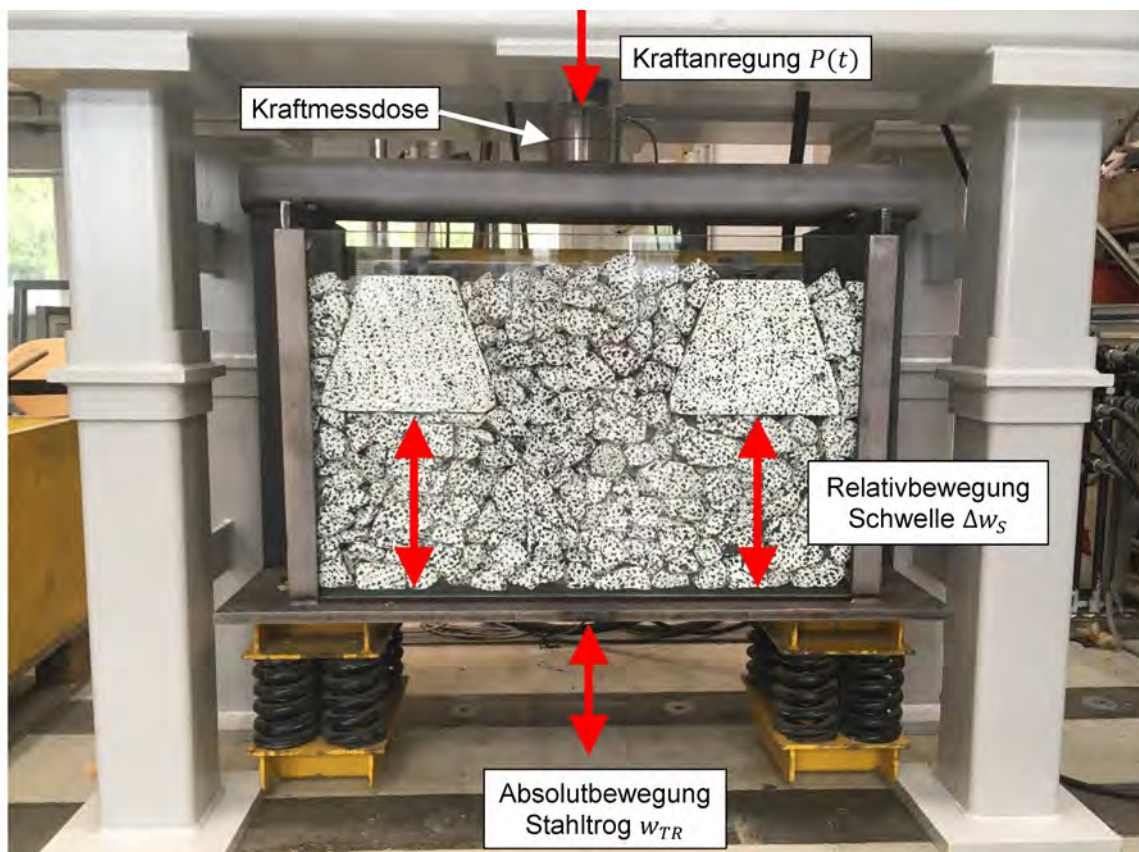


Abbildung 3.12: Gemessene Verschiebungen

Abbildung 3.13 beinhaltet eine Darstellung der Beschleunigungsamplitude der Schwellen (Bezeichnung \ddot{w}_S) in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude des Stahltröges \ddot{w}_{TR} , wobei jede einzelne Markierung im Diagramm einen Versuch im Frequenzspektrum zwischen 4 und 20 Hz repräsentiert. Die schwarz strichlierte Linie markiert jenen Verlauf, bei

dem die beiden Beschleunigungsamplituden übereinstimmen ($\ddot{w}_S = \ddot{w}_{TR}$). Es zeigt sich, dass die Beschleunigungsamplitude der Schwelle für sämtliche Versuche über der Beschleunigungsamplitude des Stahltroges liegt ($\ddot{w}_S > \ddot{w}_{TR}$). Darüber hinaus ist auch zu erkennen, dass mit steigender Trogbeschleunigung die Beschleunigung der Schwelle (bzw. des Gleisrostes, unter der Voraussetzung, dass sich Schiene und Schwelle einheitlich bewegen) überproportional ansteigt.

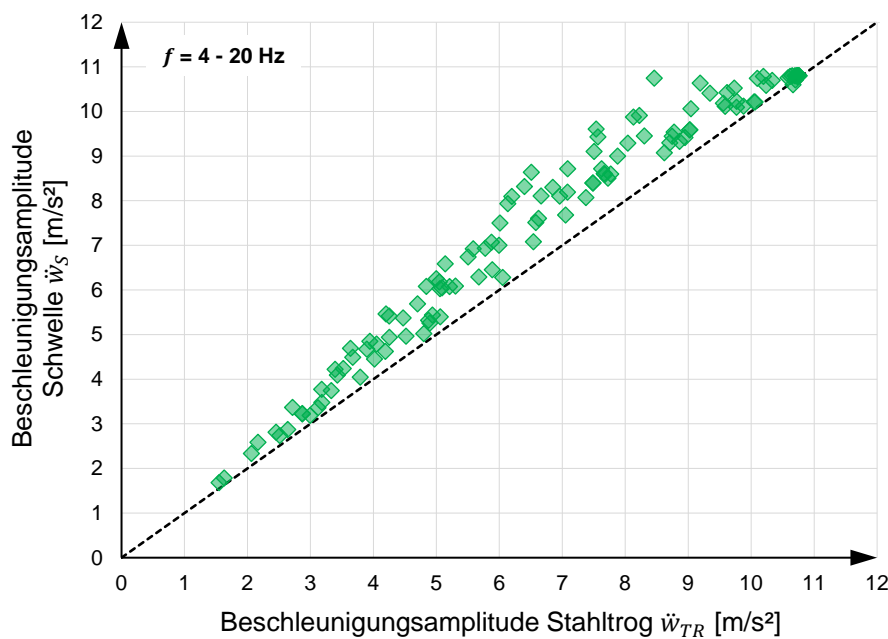


Abbildung 3.13: Beschleunigungsamplitude der Schwelle in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude des Stahltroges

Hinsichtlich der Relativbewegung zwischen Schwelle und Stahlrog Δw_S zeigt sich ein nahezu frequenzunabhängiges und gleichzeitig signifikant beschleunigungsabhängiges Verschiebungsverhalten. Nachfolgend ist zur Veranschaulichung dieser Zusammenhänge die Relativbewegung Δw_S in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude des Stahltroges in Abbildung 3.14 dargestellt. Abbildung 3.14 (a) zeigt die Ergebnisse für alle Versuche (Anregungsfrequenzen 4 – 20 Hz), in Abbildung 3.14 (b) sind die Ergebnisse erneut dargestellt, jedoch aufgeschlüsselt nach unterschiedlichen ausgewählten Anregungsfrequenzen (siehe Legende). In Abhängigkeit der Vertikalbeschleunigung des Stahltroges \ddot{w}_{TR} steigt die Relativbewegung Δw_S an, wobei ab einem Beschleunigungsniveau von ca. 7 m/s² ein überproportionaler Anstieg der Relativbewegung zu beobachten ist.

Es zeigt sich also, dass bis zu einem gewissen Beschleunigungsniveau ein näherungsweise linearer Zusammenhang zwischen Relativbewegung und Trogbeschleunigung be-

steht, während bei Überschreiten dieser Grenzbeschleunigung ein signifikanter Anstieg der Relativbewegung Δw_s eintritt. In Bezug auf das in Kapitel 1 formulierte Ziel, Grenzzustände zu identifizieren, ab denen eine signifikante Änderung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens eintritt, zeigen die Vorversuche in diesem Kapitel bereits Tendenzen und Abhängigkeiten diesbezüglich auf. Dieser Zusammenhang wird ebenfalls in Kapitel 6.1 behandelt.

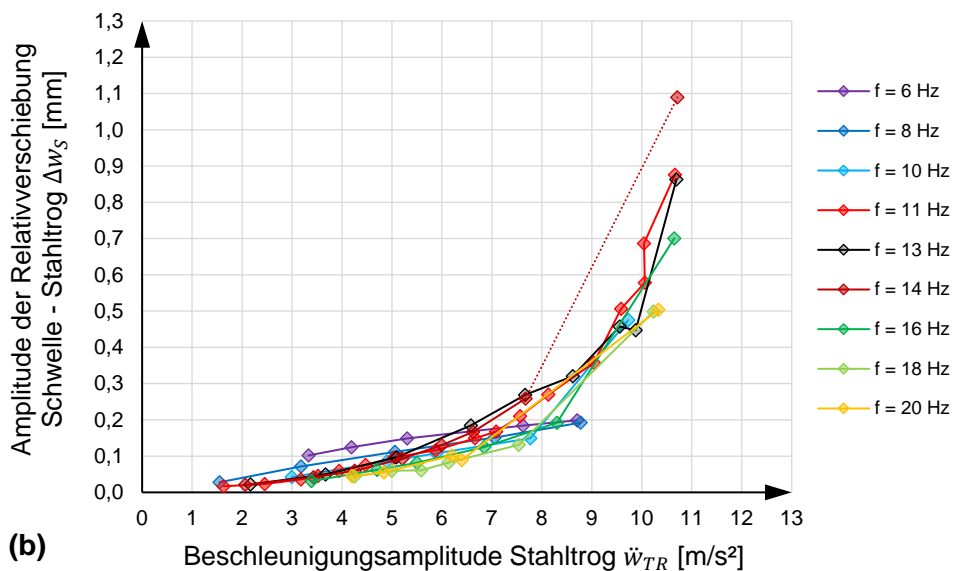
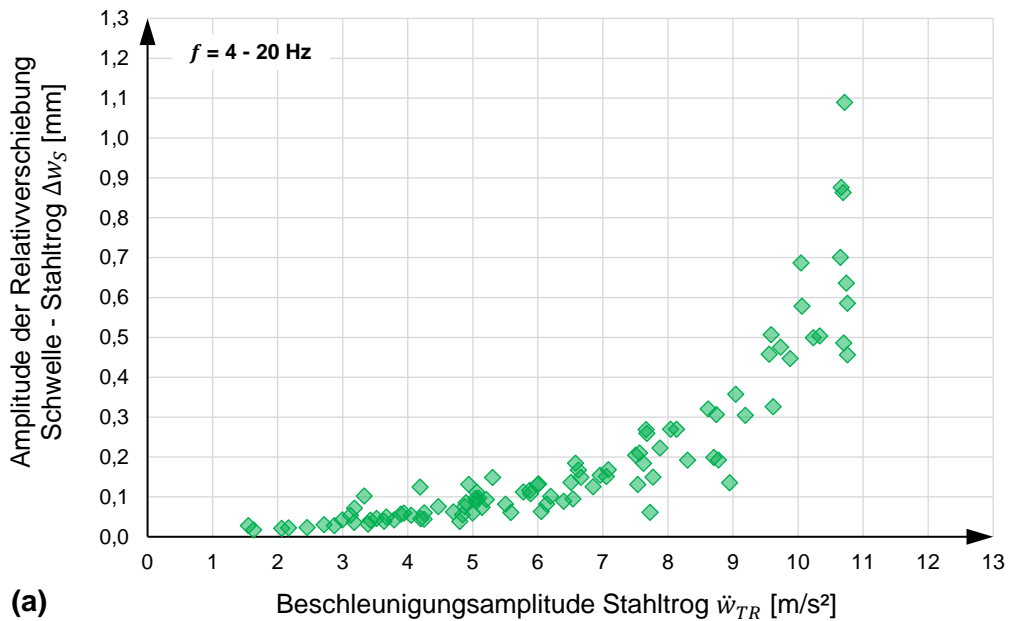


Abbildung 3.14: Relativbewegung zwischen Schwelle und Stahlrog in Abhängigkeit der Vertikalbeschleunigung: (a) gesamtes Versuchsspektrum und (b) aufgeschlüsselt nach Anregungsfrequenz.

3.3. Fazit

Die Vorversuche an einem repräsentativen Abschnitt Schotteroberbau geben erste wichtige Rückschlüsse auf das dynamische Schotteroberbauverhalten infolge vertikaler Anregung des Tragwerks (tragwerksinduzierte Schwingungen des Schotteroberbaues) und die vertikale Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk. Die Versuche mit einem optischen Messsystem für einen Frequenzbereich zwischen 4 und 10 Hz zeigen, dass im Schotteroberbau verschiedene Bewegungen für Schwellen und Schotterbett im Schwingzustand vorherrschen. Die unterschiedlichen Bewegungen erschweren eine klare Trennung zwischen Masseanteilen, die dem Tragwerk zugeordnet werden und Massen, welche dem Gleisrost zugeordnet werden. Für die dynamischen Analysen im Zuge der Kapitel 6 und Kapitel 7, welche auf Basis von Versuchen mit der nachfolgend entwickelten großmaßstäblichen Versuchsanlage erfolgen, wird für die Definition der Massenbewegungen ein vereinfachter Ansatz getroffen. Es sei daher diesbezüglich auf die Kapitel 6 und 7 verwiesen, wobei an dieser Stelle bereits festgehalten werden kann, dass die Massenverteilung keinen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse hat (siehe Kap. 7.6.6 und Kap. 7.6.7).

Des Weiteren haben die Vorversuche in Bezug auf das Verschiebungs- bzw. Beschleunigungsverhalten der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion gezeigt, dass ab einem Beschleunigungsniveau von ca. 7 m/s^2 ein überproportionaler Anstieg der Relativbewegungen zu beobachten ist. Dieser Zusammenhang wird im Rahmen von Kapitel 6 erneut bestätigt.

4. PLANUNG UND HERSTELLUNG EINER SPEZIALISIERTEN GROSS- MASSTÄBLICHEN VERSUCHSANLAGE

Dieses Kapitel beinhaltet die Entwicklung und Planung der Versuchsanlage, welche einen repräsentativen Abschnitt Schotteroberbau versuchstechnisch nachbildet. Der Grundgedanke in der Konzeptionierung der Versuchsanlage besteht darin, gedanklich einen Abschnitt Schotteroberbau aus einer dynamisch beanspruchten Eisenbahnbrücke herauszulösen und versuchstechnisch im Maßstab 1:1 nachzubilden. Mit dem Ziel einer isolierten Betrachtung des vertikal angeregten Schotteroberbaues ist in der Versuchskonzeptionierung eine einheitliche Oberbaukinematik anzustreben, d.h. der gesamte Abschnitt Oberbau unterliegt nahezu einheitlichen Bewegungen in vertikaler Richtung.

Die Planung, Konzeptionierung und Feinabstimmung der Versuchsanlage in der gewählten Ausführungsvariante ist Inhalt einer seitens des Instituts für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau betreuten Diplomarbeit [41], welche im Anhang E beigefügt ist.

4.1. Arbeitsbereich und Funktionsprinzip

Der Arbeitsbereich der Versuchsanlage wird über die Anregungsfrequenz und über die Vertikalbeschleunigungen des Stahltröges definiert. Der Frequenzbereich der Versuchsanlage wird dabei auf die Grenzen des Frequenzbereiches von bestehenden Eisenbahnbrücken abgestimmt, sodass das Versuchsspektrum ein möglichst großes Parameterfeld an Bestandstragwerken abdeckt.

Bezüglich des Frequenzbereiches von Eisenbahnbrücken liegt die Untergrenze bei ca. 2 bis 3 Hz, für die Obergrenze werden in mehreren Literaturquellen (z.B. [16] und [42]) variierende Werte zwischen 30 und 50 Hz angegeben. Der Großteil der dynamisch sensiblen Eisenbahnbrücken liegt dabei in einem Frequenzbereich zwischen 5 und 20 Hz, weshalb dieser Bereich auch für die neu zu entwickelnde Versuchsanlage als Arbeitsbereich priorisiert wird. Die Obergrenze des Arbeitsbereiches wird in der Planung mit 25 Hz veranschlagt, die Untergrenze wird mit 2 Hz festgelegt.

Hinsichtlich der Vertikalbeschleunigungen werden normativ Grenzwerte für die maximal zulässigen auftretenden Beschleunigungen des Überbaus vorgeschrieben. Hierbei liegt der Grenzwert für Neubauten gemäß EN 1990/A1 [6] bei $3,5 \text{ m/s}^2$ für die Beschleunigung des Brückenüberbaues bei Schotterbett, auf nationaler Ebene wird in der ÖNORM B 4008-2 [8] eine Maximalbeschleunigung von $6,0 \text{ m/s}^2$ - und damit ein wesentlich höherer

Grenzwert - für Bestandsbrücken zugelassen. Anhand der neuen großmaßstäblichen Versuchsanlage soll einerseits die Gültigkeit bzw. die Verwendung dieses Grenzwertes versuchstechnisch bestätigt werden und darüber hinaus auch der Querverschiebewiderstand des Gleises in Abhängigkeit des Beschleunigungsniveaus untersucht werden. Der Beschleunigungsbereich der Versuchsanlage wird in der Planung auf $1 - 10 \text{ m/s}^2$ ausgelegt, wobei bei der Versuchsdurchführung partiell auch Versuche mit Beschleunigungen über 10 m/s^2 angedacht sind. Auftretende Beschleunigungen über 10 m/s^2 betreffen in diesem Fall die vertikale Beschleunigung der Schiene. In diesem Zusammenhang haben Untersuchungen anhand der bestehenden Versuchsanlage (Abb. 1.1) in [2] gezeigt, dass mit zunehmendem vertikalen Beschleunigungsniveau des Tragwerkes (bzw. des Stahltrages) die Beschleunigung der Schiene überproportional zunimmt, weshalb bei Tragwerksbeschleunigungen unter 10 m/s^2 Schienenbeschleunigungen über 10 m/s^2 auftreten können. Dieser Zusammenhang wird in Kapitel 7 näher behandelt.

Wahl der Ausführungsvariante

Für die versuchstechnische Realisierung eines repräsentativen Brückenabschnittes im Maßstab 1:1, wobei der gemäß ÖBB-Regelplanung eingebaute Abschnitt Schotteroberbau einer einheitlichen Verschiebungskinetik unterworfen sein soll, stehen prinzipiell zwei Ausführungsvarianten zur Diskussion:

- **Variante 1:** Diese Variante sieht einen ca. 7 m langen Stahltrug vor, welcher auf einem festen Lager mit Ermöglichung einer Drehbewegung und einem Federlager gelagert ist. Am freien Ende des Stahltrages wird über eine Länge von ca. 2,5 m ein Abschnitt Schotteroberbau eingebaut. Durch den vergleichsweise großen Abstand des Schotteroberbaues zum Drehpunkt absolviert der Schotteroberbau näherungsweise eine reine Vertikalbewegung – die Anforderung an eine nahezu einheitliche Kinematik des eingebauten Schotteroberbaues wird somit erfüllt. Die frequenzabhängige Anregung erfolgt entweder kraftgesteuert per Unwuchterreger oder verschiebungsgesteuert mittels hydraulischer Pressen.
- **Variante 2:** In diesem Fall wird ein rechteckiger und auf Federn gelagerter Stahltrug (ca. $2,5 \times 2,5 \text{ m}$ in der Grundfläche) mit eingebautem Schotteroberbau mittels hydraulischer Pressen zu vertikalen Bewegungen angeregt.

Hinsichtlich Variante 1 entspricht das Funktionsprinzip der Anlage demselben Prinzip, nach welchem auch die bestehende Großversuchsanlage (Abb. 1.1, [2]) entwickelt und

realisiert wurde (zweifach gelagerter Stahltrog, welcher unter dynamischer Anregung eine Kippbewegung absolviert). In diesem Zusammenhang wurde auch evaluiert, ob ein Umbau der bestehenden Versuchsanlage in Betracht kommen würde. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde diese Variante jedoch verworfen, da ein Umbau im Vergleich mit der Realisierung einer neuen Versuchsanlage mit erheblichem Mehraufwand verbunden wäre.

Hinsichtlich Variante 2 ist vor allem ein verschleißfreier und damit dissipationsarmer Betrieb der Anlage Voraussetzung. Um bei Variante 2 einen verschleißfreien und reibungslosen Betrieb der hydraulischen Pressen zu gewährleisten, da diese keiner Querbelastung ausgesetzt werden dürfen, ist eine sehr präzise und damit aufwendige und kostenintensive Führungskonstruktion zur horizontalen Lagesicherung des Stahltroges notwendig. Des Weiteren sind im Vergleich zu Variante 1 mehr hydraulische Pressen erforderlich, um eine einheitliche Kinematik der Stahltroges zu gewährleisten (vier Pressen bei Variante 1 vs. sechs Pressen bei Variante 2), was mit erheblichen Mehrkosten verbunden ist.

Aus diesen beiden Gründen wird die **Ausführungsvariante 1 (Stahltrog mit Kippbewegung)** gewählt. Des Weiteren wird eine **Anregung mittels hydraulischer Pressen** gewählt, da eine Anregung mittels Unwuchterreger und Betrieb der Anlage in Resonanz die Anforderungen des Arbeitsbereiches (1-25 Hz, 1-10 m/s²) nicht erfüllt. Abbildung 4.1 zeigt eine Prinzipdarstellung der Versuchsanlage in der gewählten Ausführungsvariante.

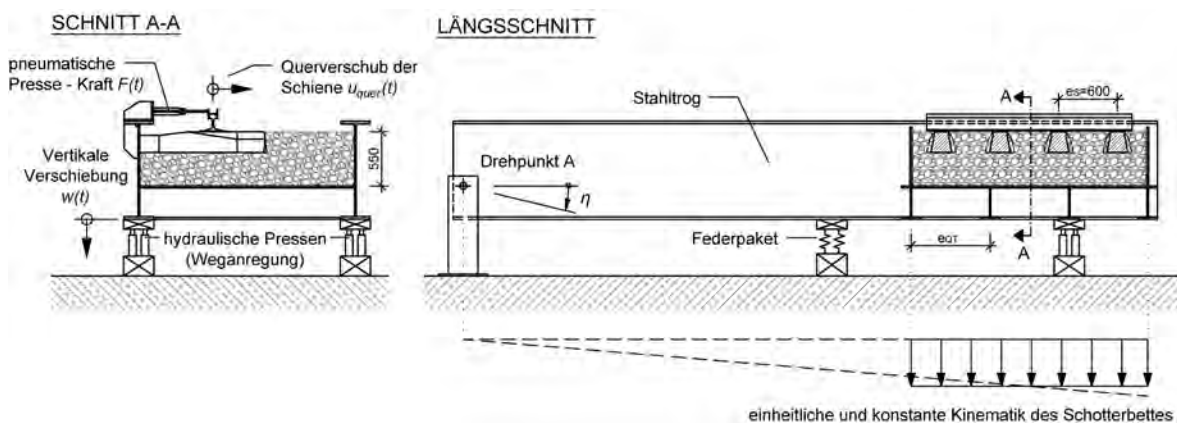


Abbildung 4.1: Gewählte Ausführungsvariante - Stahltrog mit Kippbewegung und hydraulischer Anregung (Prinzipdarstellung)

Festlegung der Geometrie der Versuchsanlage

Der Standort der neuen Versuchsanlage ist im institutseigenen Labor vorgesehen, da ein Standort im Freien aus Kapazitätsgründen und auch aus wirtschaftlichen Gründen nicht zielführend ist. Die Geometrie des Stahltroges wird in einer ersten Vordimensionierung mit

einer Länge von ca. 7 m und einer Breite von ca. 2,5 m festgelegt. Diese Maße ergeben sich in erster Linie aus den im Labor zur Verfügung stehenden räumlichen Kapazitäten, aber auch aus der Erfordernis an eine wirtschaftliche Konstruktion.

Der in der Versuchsanlage eingebaute Abschnitt Schotteroberbau wird mit einer Länge von 2,4 m veranschlagt, wobei insgesamt vier Schwellen vorgesehen sind. Hinsichtlich der Breite wird der halbe Querschnitt eines Schotteroberbaues eingeplant, da im Hinblick auf die Versuchsdurchführung und den Arbeitsbereich der hydraulischen Pressen eine möglichst leichte Konstruktion entstehen soll. Je mehr Masse der eingebaute Abschnitt Schotteroberbau letztendlich hat, desto größer werden auch die erforderlichen Pressenkräfte der dynamischen Anregung. Dabei kann unter Umständen der Fall eintreten, dass aufgrund des begrenzten Arbeitsbereiches der Pressen nicht das vollständige angestrebte Versuchsspektrum (Frequenzen 2-25 Hz bei Beschleunigungen bis 10 m/s^2) untersucht werden kann. Die Breite des eingebauten Schotterbettes wird deshalb von 4,40 m (was der Gesamtbreite des Schotterbettes einer typischen eingleisigen Eisenbahnbrücke entspricht) auf 2,20 m halbiert (siehe auch Abb. 4.1). Der entsprechend ÖBB-Regelplanung eingebaute Schotteroberbau besteht aus Unterschottermatte, 55 cm Schotterbett, vier halben besohnten Betonschwellen im Abstand von je 60 cm sowie einer UIC 60-Schiene mit ca. 2,2 m Länge.

Der Stahltrög besteht aus zwei ca. 1,3 m hohen Hauptträgern mit I-Querschnitt, wobei im Bereich des Schotteroberbaues mehrere quer orientierte Träger (Abstand ca. 0,6 m) sowie ein Deckblech angeordnet sind. Der Stahltrög entspricht in seiner Bauart dem einer typischen eingleisigen Eisenbahnbrücke. Der konzeptionelle Erstentwurf der Versuchsanlage ist in Abbildung 4.2 dargestellt.

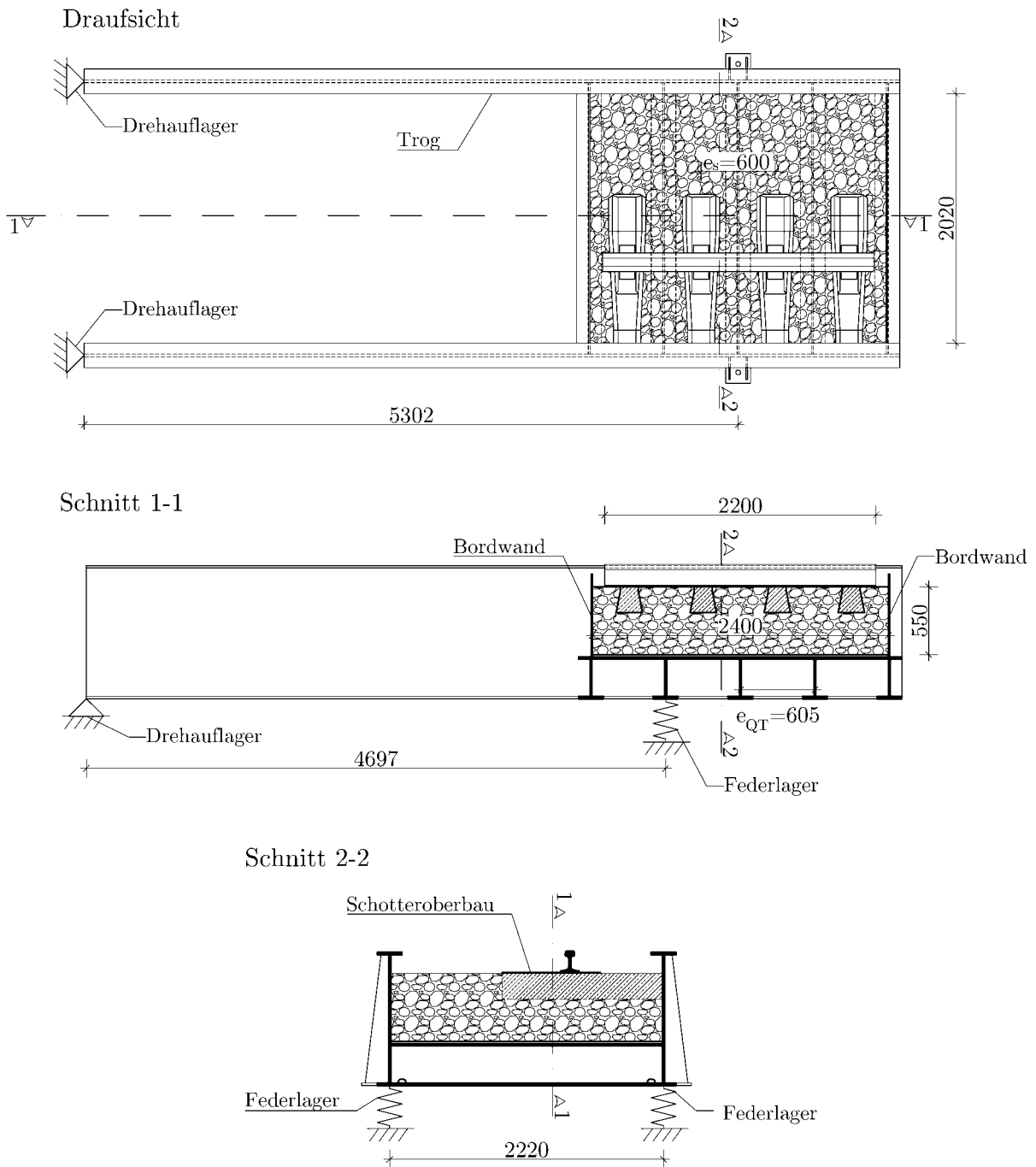


Abbildung 4.2: Erstentwurf der Versuchsanlage

4.2. Dimensionierung und Feinabstimmung

Auf Basis der Definition des Funktionsprinzips und der Geometrie der Versuchsanlage erfolgt die konkrete Dimensionierung und die Feinabstimmung. Diese betrifft die Verfeinerung der Geometrie (Anordnung von Verbänden, Adaptierungen der Hauptträger), die Wahl der jeweiligen Blechdicken sowie die Nachweisführung der Konstruktion und erfolgt mit Hilfe eines Finite-Elemente Programmes (Software *Sofistik*). Die Hauptanforderung an den Stahltrög ist, dass sich dieser innerhalb des Arbeitsbereiches (Frequenzbereich 2-25 Hz) bei dynamischer Anregung als starrer Körper verhält. In der Dimensionierung werden zwei wesentliche Ziele verfolgt:

- **Dimensionierung nach Eigenformen und Eigenfrequenzen:** Die Eigenfrequenzen und zugehörigen Eigenformen der Versuchsanlage sollen außerhalb des Arbeitsbereiches und damit über 25 Hz liegen, um störende Einflüsse in der Versuchsdurchführung auszuschließen. Einzige Ausnahme diesbezüglich ist jene Eigenform, welche dem Versuchsprinzip (Starrkörperrotation des Stahltröges um festes Auflager) entspricht.
- **Übereinstimmung mit analytischem Modell:** Durch einen Vergleich und eine angestrebte Übereinstimmung des dynamischen Verhaltens des FE-Modelles mit der analytischen Lösung eines einfachen mechanischen Modelles der Versuchsanlage wird sichergestellt, dass sich der Stahltrög innerhalb des Arbeitsbereiches als starrer Körper verhält.

Ausgehend von diesen beiden Zielen wurde der Erstentwurf (nach Abb. 4.2) entsprechend adaptiert (umfangreiche Dokumentation siehe [41]). Die beiden Hauptträger werden in gevouteter Form ausgeführt, zusätzlich werden im Bereich zwischen Auflager und Schotteroberbau zwischen den Hauptträgern Querverbände zur räumlichen Aussteifung angeordnet (siehe Abbildung 4.3). Die Querverbände verhindern übermäßige Querschwingungen sowie Torsionsschwingungen der beiden Hauptträger innerhalb des Versuchsspektrums.

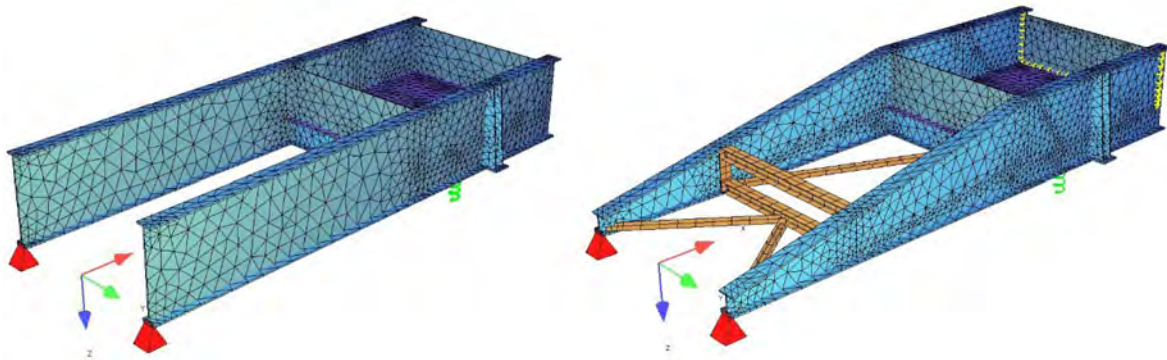


Abbildung 4.3: FE-Modell des Erstentwurfes (links) und Adaptierung (rechts)

Des Weiteren werden bei den beiden Hauptträgern im Bereich der Pressenangriffspunkte (diese liegen in Längsrichtung in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues und links und rechts an den Trägeraußenseiten) lokale Verstärkungen der Hauptträgeruntergurte vorgesehen (dargestellt in Abbildung 4.4).

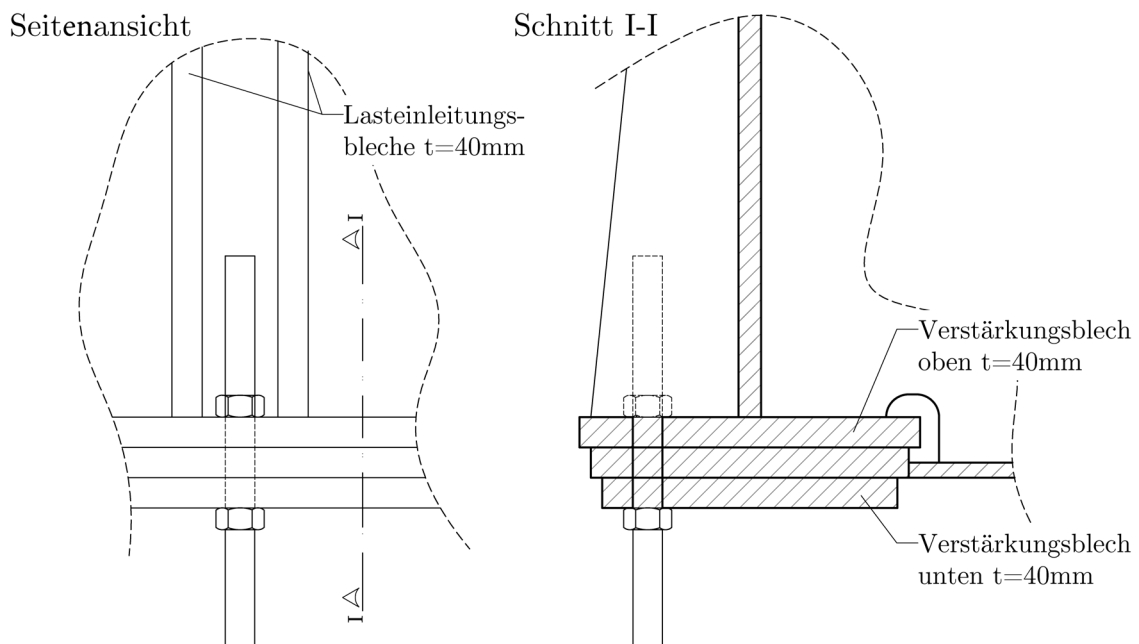


Abbildung 4.4: Lokale Verstärkung der Hauptträgeruntergurte im Bereich der Pressenangriffspunkte

Mit den beschriebenen und den in den Abbildungen 4.3 und 4.4 dargelegten Adaptierungen werden die beiden Ziele hinsichtlich der Dimensionierung erreicht. Die mittels FEM-Programm ermittelten rechnerischen Eigenfrequenzen und Eigenformen liegen außerhalb des Arbeitsbereiches und der Stahltrug kann hinsichtlich seiner Idealisierung in einem

mechanischen Modell als starrer Körper betrachtet werden. Umfangreiche Untersuchungen hierzu sind in [41] enthalten.

Nachfolgend ist in Abbildung 4.5 ein Vergleich zwischen FE-Berechnung und analytischer Lösung einer mechanischen Idealisierung der Versuchsanlage als Einfreiheitsgradsystem dargestellt. Im Diagramm ist die berechnete Kraftamplitude der hydraulischen Presse für eine vorgegebene Vertikalbeschleunigung von 10 m/s^2 in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz dargestellt. Die rote Linie repräsentiert die Kraftamplitude der analytischen Lösung, die grünen Punkte repräsentieren die Kraftamplituden zufolge FE-Berechnung, wobei dies für 8 diskrete Frequenzen (1, 3, 5, 7, 10, 15, 20 und 25 Hz) erfolgt. Beide Lösungen stimmen sehr gut überein, erst bei hohen Frequenzen kommt es zu geringfügigen Abweichungen, welche jedoch noch im tolerablen Bereich liegen.

Der Knick bzw. das lokale Minimum der analytischen Lösung bei ca. 4 Hz in Abbildung 4.5 ergibt sich aus der Resonanzfrequenz der Versuchsanlage. Bei Übereinstimmung von Anregungs- und Resonanzfrequenz wird die Kraftamplitude bei Weganregung minimal, theoretisch – im Falle eines ungedämpften Systems - sogar Null. Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass im Rahmen der Versuchsdurchführung beim Großteil der Versuche auf die Federpakete verzichtet wurde, da diese eine vernachlässigbar kleine Federsteifigkeit aufweisen und die hydraulischen Pressen den Betrieb ohne Federpakete problemlos bewerkstelligen.

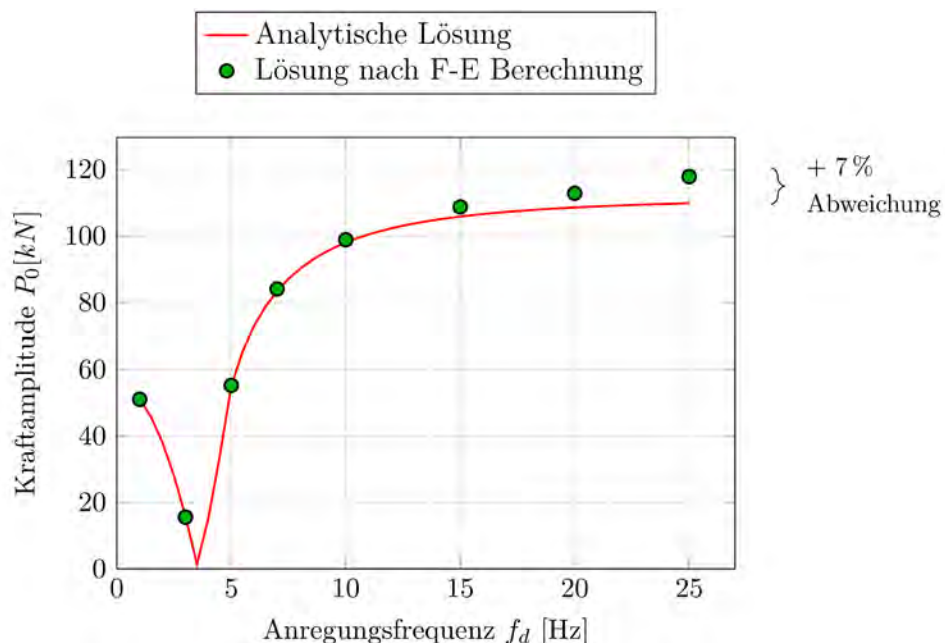


Abbildung 4.5: Vergleich der Pressenkraftamplitude zufolge FE-Berechnung und analytischer Lösung

4.3. Finale Versuchsanlage

Das Kernergebnis der in den vorangegangenen Unterkapiteln beschriebenen Entwicklungsgeschichte und der in [41] ausführlich dokumentierten Planung ist eine Versuchsanlage, welche den Anforderungen hinsichtlich des Arbeitsbereiches (Anregungsfrequenzen 2-25 Hz, Beschleunigungen bis 10 m/s²), der Funktionsweise und der mechanischen Idealisierung (Verhalten als Starrkörper bei dynamischer Anregung) vollumfänglich gerecht wird. Die entsprechenden Werkstattpläne sowie die Dokumentation der Planung [41] sind im Anhang enthalten, nachfolgend wird noch auf wichtige Elemente der Versuchsanlage eingegangen.

Vorspannvorrichtung

Im Rahmen der Untersuchungen soll neben dem unbelasteten Gleis auch der Zustand des belasteten Gleises untersucht werden, um den Einfluss einer Belastung auf das dynamische Schotteroberbauverhalten sowie die Gleis-Tragwerk Interaktion in vertikaler und lateraler Richtung zu quantifizieren. Zu diesem Zwecke wurde eine spezielle Vorspannvorrichtung geplant, mit welcher die Achslast eines Zuges als Auflast – im gegenständlichen Fall eine halbe Achslast – simuliert werden kann.

In der EN 1991-2 [5] werden mit dem Lastmodell 71 die Einwirkungen für eine Bemessung von Eisenbahnbrücken auf Hochgeschwindigkeitsstrecken festgelegt. Im Lastmodell 71 wird die Achslast mit 250 kN angegeben, was über den in der EN 1991-2 [5] ebenfalls angegebenen Achslasten des Lastmodells HSLM (für dynamische Berechnungen) liegt. Die Achslast von 250 kN wird für das gegenständliche Projekt als Belastung herangezogen. Da es sich beim in der Versuchsanlage eingebauten Schotteroberbau um einen halben Brückenquerschnitt mit einer Schiene und vier halben Schwellen handelt, wird dieser auch nur mit der halben Last von 125 kN belastet. Somit ergibt sich bei Versuchsdurchführung der zum Lastmodell 71 äquivalente Spannungszustand im Schotteroberbau.

Die Aufbringung einer vertikalen Last erfolgt dahingehend, dass oberhalb und unterhalb des Stahltröges geschweißte Stahlträger querorientiert angeordnet werden, welche mit Gewindestangen miteinander verbunden sind, dargestellt in Abbildung 4.6. Der obere Träger liegt an zwei Punkten auf der Schiene auf, der untere Träger (bestehend aus zwei gleichartigen geschweißten Trägern) ist an der Unterseite des Stahltröges (Untergurte der Hauptträger) positioniert. Die Belastung (bzw. Vorspannung) auf den Gleisrost wird in weiterer Folge dadurch erzeugt, dass in den Gewindestangen eine Zugkraft aufgebracht

wird (= Vorspannung), wodurch die Vorspannvorrichtung auf den Gleisrost niedergespannt wird. Um eventuelle Vorspannkraftverluste aufgrund von Setzungen im Schotterbett abzufangen, ist an jedem Vorspannpunkt eine Feder zwischengeschaltet. Des Weiteren ist in jeder Gewindestange ein Zugmessglied integriert, um die Vorspannkraft zu kontrollieren und gezielt steuern zu können (siehe Abbildung 4.6).

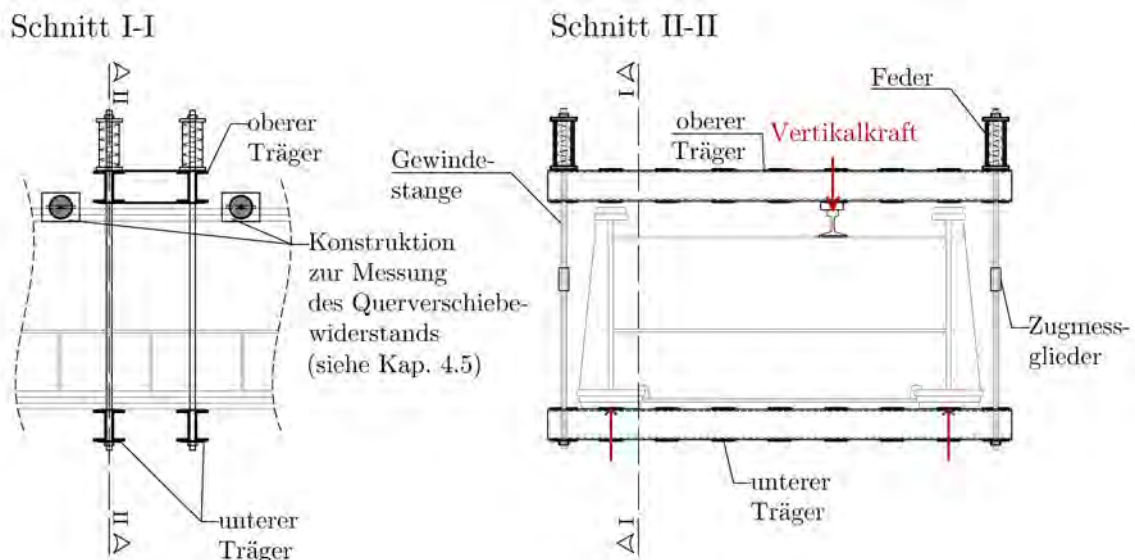
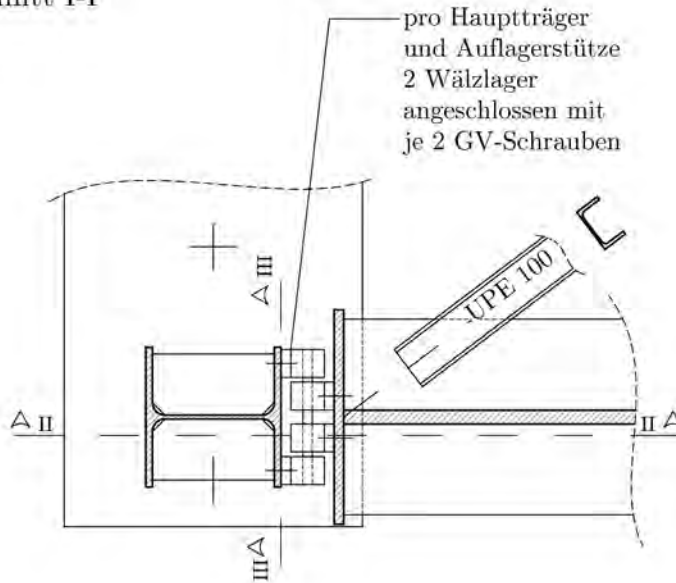


Abbildung 4.6: Prinzip der Vorspannvorrichtung

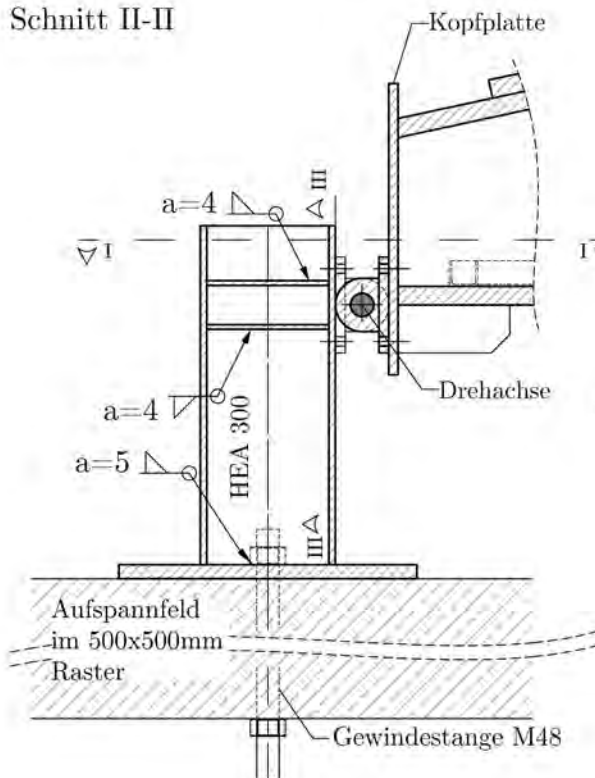
Drehauflager

Die Anordnung des Drehlagers am Ende des Stahltrages ermöglicht die Kippbewegung des Stahltrages um das Auflager. Bei der Ausbildung des Drehpunktes ist daher auf eine möglichst reibungs- und spielfreie Ausbildung zu achten, da bereits kleinste Verschiebungswege im Drehlager das dynamische Verhalten des Stahltrages negativ beeinflussen können. Die Ausbildung des Drehpunktes erfolgt mittels vier Wälzlager je Hauptträger, wobei je zwei Wälzlager an die Kopfplatte am Ende des Hauptträgers und zwei an die Auflagerkonstruktion (bestehend aus zwei HE-A 300 Profilen, welche an eine 2700 x 640 mm große Stahlplatte geschweißt sind) angebracht werden und mit einer 50 mm Welle verbunden werden. In der Höhenlage wird der Drehpunkt in der Ebene des Untergurtes der Hauptträger gelegt, was dazu führt, dass eine für die hydraulischen Pressen ungünstige Horizontalbelastung (hervorgerufen durch vertikale Exzentrizitäten zwischen Drehenebene und Pressenangriffspunkt) auf ein Minimum reduziert wird. Abbildung 4.7 zeigt die konstruktive Ausbildung des Drehlagers.

Schnitt I-I



Schnitt II-II



Schnitt III-III

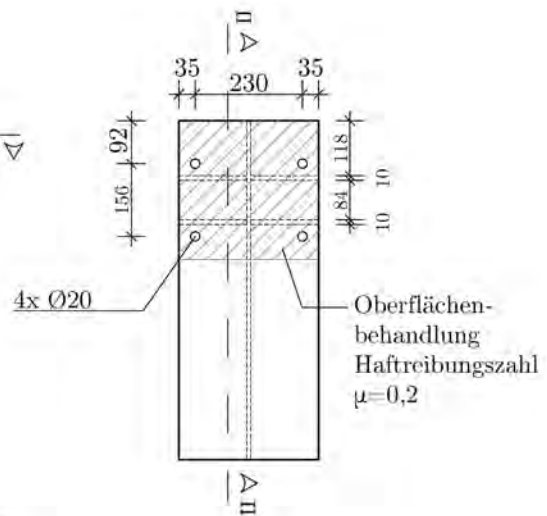


Abbildung 4.7: Konstruktive Ausbldung des Drehlagers

Abschließend zeigt Abbildung 4.8 einen Überblick über die finale Konstruktion (Stahltrög, Vorspannvorrichtung, Ausbildung des Drehlagers)

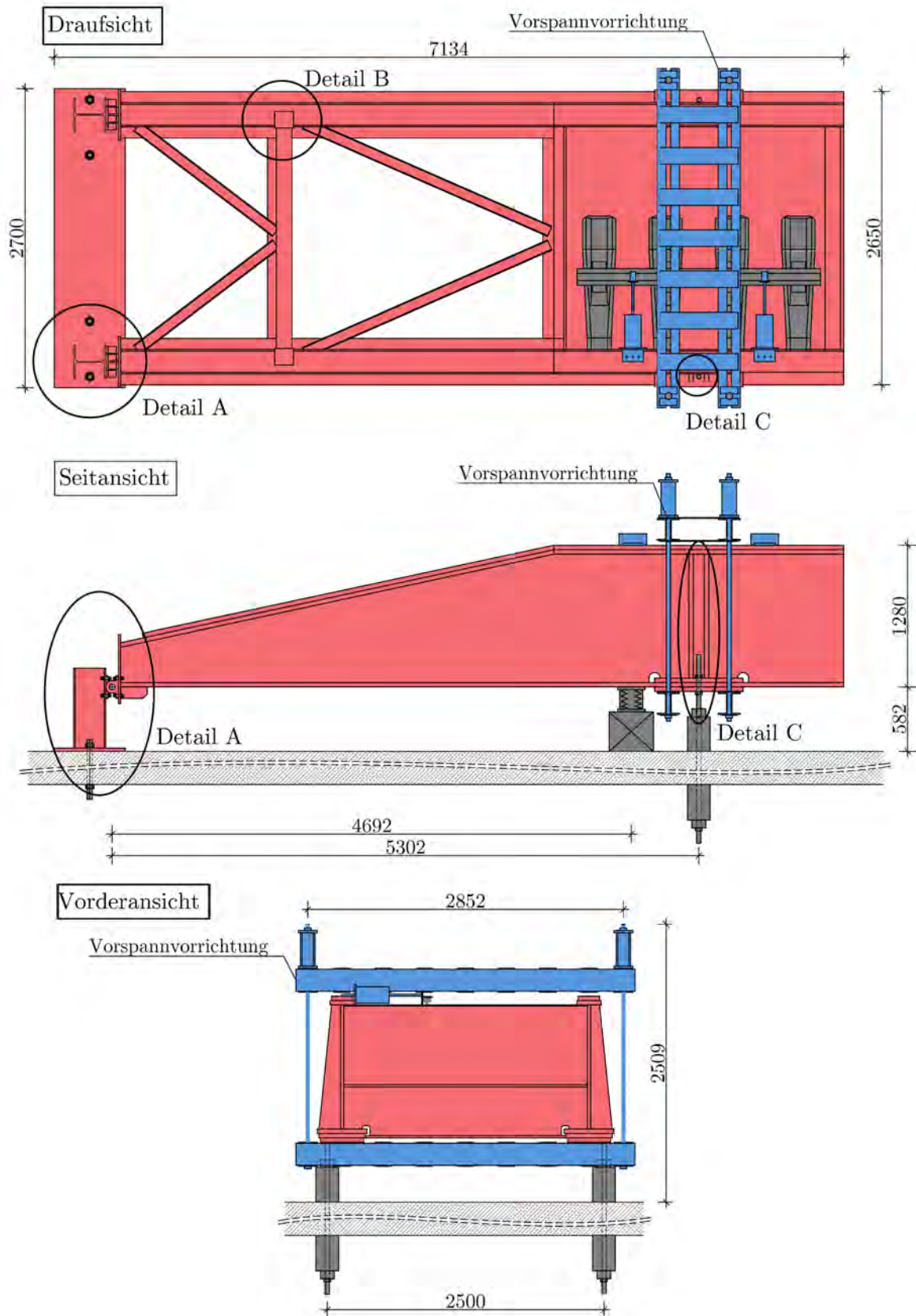


Abbildung 4.8: Übersicht der finalen Konstruktion

4.4. Herstellung und Aufbau der Stahlkonstruktion

Die Anlage steht auf dem Aufspannfeld im institutseigenen Labor, einer insgesamt ca. 700 to schweren und 1,50 m dicken Betonplatte, welche auf sechs Federpaketen gelagert ist. Abbildung 4.9 zeigt das Labor mit dem auf Federpaketen gelagerten Aufspannfeld (blau hervorgehoben). Diese Betonplatte gewährleistet durch die Lagerung auf Federpaketen eine Schwingungsisolierung, wodurch keine übermäßigen und damit für die Umgebung potentiell störenden Schwingungen in den Untergrund weitergeleitet werden.

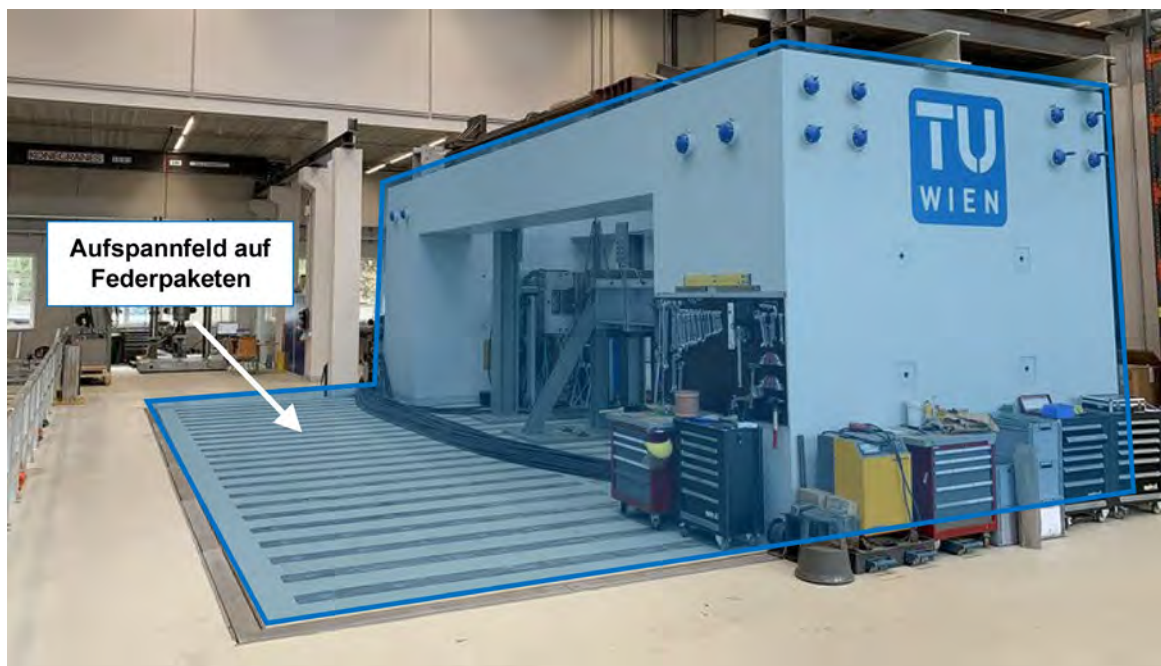


Abbildung 4.9: Aufspannfeld im institutseigenen Labor

Der hergestellte und gelieferte Stahltrög mit einer Gesamtmasse von 9370 kg (ohne Auflagerkonstruktion und ohne Vorspannvorrichtung) ist in Abbildung 4.10 ersichtlich (Vorderansicht). Dabei ist das Deckblech zwischen den beiden Hauptträgern sowie die darunter liegenden querorientierten Träger erkennbar, worin der Schotteroberbau eingebaut wird. Abbildung 4.11 zeigt die Rückansicht, wobei die Verbände zwischen den Hauptträgern und die Auflagerkonstruktion (Bodenplatte mit zwei aufgeschweißten HE-A Profilen) ersichtlich sind.

Der fertig aufgebaute Stahltrög (noch ohne eingebautem Schotteroberbau) ist in Abbildung 4.12 (links) ersichtlich. Die Auflagerkonstruktion wird dabei mittels vier vorgespannten Gewindestangen mit dem Aufspannfeld verbunden. Die Verbindung zwischen Stahltrög und Auflagerkonstruktion erfolgt über Drehlager an den beiden Hauptträgern, zu sehen rechts in Abbildung 4.12. Bezüglich der Drehlager kann von einer spielfreien und

auch einer reibungsfreien Konstruktion (keine Energiedissipation in Drehlagern) ausgegangen werden, wodurch vereinfachend von einem ideal festem Auflager ausgegangen werden kann (vertikal und horizontal gehalten, bei gleichzeitiger Ermöglichung einer Drehbewegung).



Abbildung 4.10: Stahltrog - Vorderansicht



Abbildung 4.11: Stahltrog – Rückansicht



Abbildung 4.12: Aufgebauter Stahltrog auf Federpaketen (links) und Auflagerdrehpunkt (rechts)

Bevor die Versuche mit eingebautem Schotteroberbau stattfinden, werden dynamische Versuche mit dem leeren Stahltrog durchgeführt, um das Eigendämpfungsverhalten der Stahlkonstruktion zu bestimmen und um die Wechselwirkung zwischen Versuchsanlage und Untergrund (auf Federpaketen gelagertes Aufspannfeld) zu untersuchen. Aus chronologischen Gründen werden die Versuche mit leerem Stahltrog im nachfolgenden Unterkapitel behandelt.

4.5. Vorversuche ohne Schotteroberbau – Dämpfungsverhalten Stahltrog

Dieses Unterkapitel behandelt die versuchstechnische Quantifizierung des Eigendämpfungsverhaltens des Stahltröges ohne eingebautem Schotteroberbau (siehe Abb. 4.12), ausgedrückt über das Lehr'sche Dämpfungsmaß ζ_{TR} . Die Identifizierung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes erfolgt anhand von Ausschwingvorgängen nach dynamischer Anregung mittels Unwuchterreger, nachfolgend beschrieben.

4.5.1. Versuchsprinzip

Bei den Versuchen mit leerem Stahltrog ist dieser neben dem festen Auflager am Ende der gevouteten Hauptträger auf zwei Federlagern gelagert, welche sich unter jedem der beiden Hauptträger befinden, zu sehen Abbildung 4.12.

Die dynamische Anregung erfolgt kraft- und frequenzgesteuert mittels Unwuchterreger, welcher am Deckblech in der Mitte des Stahltröges positioniert ist (Antriebsmotor zu erkennen in Abbildung 4.12 links). Der Unwuchterreger erzeugt durch gegenläufig rotierende Unwuchtmassen eine harmonische Anregungskraft $P_{UWE}(t)$, wobei sich durch die gegenläufige Rotation der Unwuchtmassen die horizontalen Anteile der auf die beiden Unwuchtmassen wirkenden Zentripetalkräfte gegenseitig aufheben, während sich die vertikalen Anteile summieren. Dadurch entsteht eine rein in vertikaler Richtung wirkende Kraftanregung. Abbildung 4.13 zeigt ergänzend einen Längsschnitt des Stahltröges und eine schematische Darstellung des Versuchsprinzips. Der Unwuchterreger bringt eine harmonische Kraft der Gestalt

$$P_{UWE}(t) = P_0 \sin(\Omega_{err}t + \varphi) \quad (4-1)$$

auf, worin P_0 die Kraftamplitude, Ω_{err} die Erregerkreisfrequenz und φ die Phasenverschiebung zwischen Kraftanregung und Vertikalverschiebung des Tröges $w_{TR}(t)$ bezeichnen. Die Versuchsdurchführung erfolgt in Resonanz, wobei der Stahltrog in einen stationären Schwingungszustand (als Kippbewegung um das feste Lager, beschrieben über den Drehwinkel η) versetzt wird und die Anregungsfrequenz² des Unwuchterregers f_{err} mit der Resonanzfrequenz f_d der Versuchsanlage übereinstimmt. Die Resonanzfrequenz ist anhand der Position der Federlager (Abstand des Federlagers vom Auflagerdrehpunkt l_{FL}) und eingestellter Federsteifigkeit (Federn pro Paket) variierbar, wobei eine Resonanzfrequenz zwischen 3 und 14 Hz einstellbar ist.

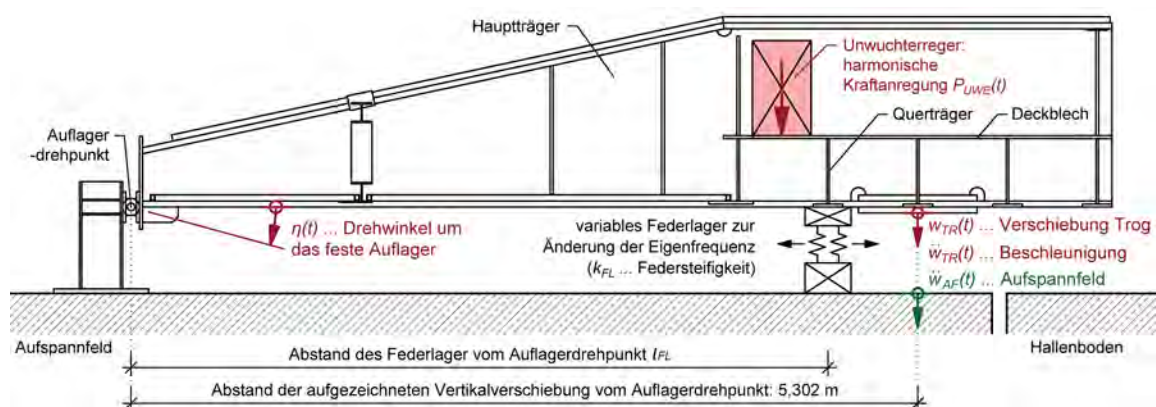


Abbildung 4.13: Längsschnitt Stahltrog und Darstellung des Versuchsprinzips

² Zusammenhang zwischen Erregerkreisfrequenz Ω_{err} und Erregerfrequenz f_{err} : $\Omega_{err} = f_{err} 2\pi$

4.5.2. Ergebnisse

Das zum Stahltrög zugehörige Lehr'sche Dämpfungsmaß ζ_{TR} wird über gemessene Ausschwingvorgänge der Vertikalverschiebung $w_{TR}(t)$ nach dynamischer Anregung über das logarithmische Dekrement bestimmt (für theoretische Hintergründe siehe u. a. *Petersen* [40]). Abbildung 4.14 zeigt exemplarisch einen gemessenen Ausschwingvorgang der Vertikalverschiebung. Die Vertikalverschiebung ist hier jene Verschiebung im Schwerpunkt des (später eingebauten) Schotteroberbaues in der Achse der Pressenangriffspunkte (Abstand vom festen Auflager 5,302 m, siehe Abb. 4.13). Der betrachtete Ausschwingvorgang enthält insgesamt $N = 141$ Schwingperioden, wobei das Lehr'sche Dämpfungsmaß anhand der Amplituden $w_{TR,0}$ zu Beginn und $w_{TR,N}$ am Ende des Ausschwingvorganges (siehe Abb. 4.14) wie folgt bestimmt wird:

$$\zeta_{TR} = \frac{1}{2\pi N} \ln \left(\frac{w_{TR,0}}{w_{TR,N}} \right) \quad (4-2)$$

Das aus dem Ausschwingvorgang identifizierte Dämpfungsmaß im betrachteten Bereich (rote Linie in Abbildung 4.14) beträgt $\zeta_{TR} = 0,32 \%$ bei einer zugehörigen Resonanzfrequenz f_d von 7,87 Hz. Die Amplitude der Vertikalverschiebung liegt bei knapp 3 mm, während die vertikale Beschleunigungsamplitude (gemessen an derselben Position wie die Verschiebung) bei ca. 6,7 m/s² liegt.

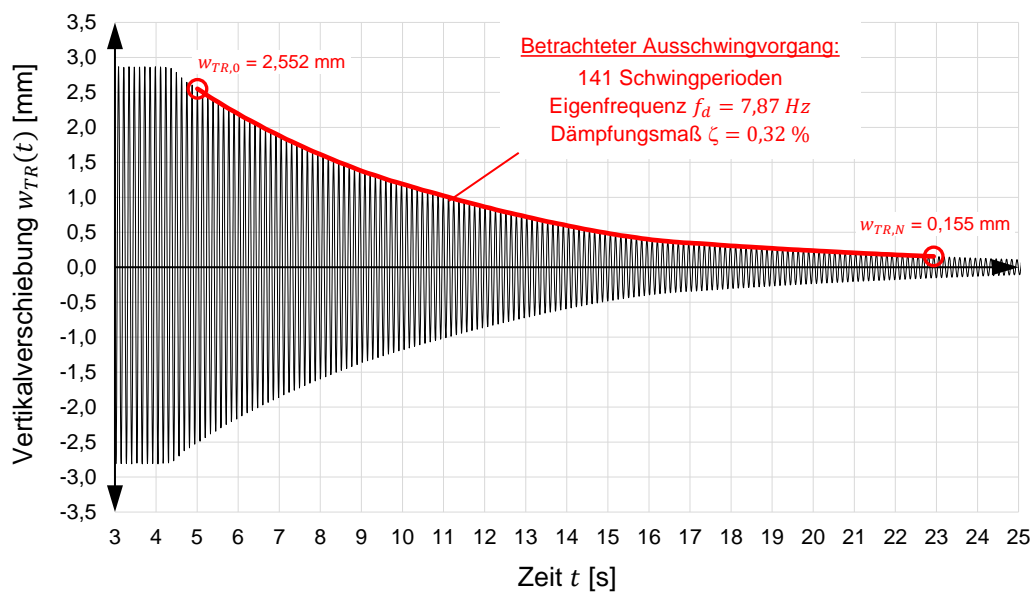


Abbildung 4.14: Beispiel eines Ausschwingvorganges des leeren Stahltröges nach kräfte-rechter Schwingungsanregung mittels Unwuchterreger – Resonanzfrequenz 7,87 Hz

Entsprechend dieser Vorgangsweise wurde das Dämpfungsmaß für insgesamt 90 verschiedene Kombinationen aus eingestellter Resonanzfrequenz (insgesamt acht verschiedenen Federpaketstellungen mit Resonanzfrequenzen zwischen 3 und 14 Hz) und Kraftamplitude der Anregung (eingestellte Unwuchtmass am Unwuchterreger) bestimmt. Abbildung 4.15 zeigt die aus den Ausschwingvorgängen identifizierten Dämpfungsmaße in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz, wobei die unterschiedlichen Farben die unterschiedlichen zum jeweiligen Versuch zugehörigen Beschleunigungsniveaus repräsentieren, welche in drei Kategorien aufgeteilt werden (grün: 0 - 3,5 m/s², blau: 3,5 - 6,0 m/s² und rot: > 6,0 m/s²). Als Beschleunigungsniveau wird in diesem Fall die Beschleunigungsamplitude $\ddot{w}_{TR,max}$ an der Stelle der Vertikalverschiebung verstanden (siehe Abb. 4.13). In Abbildung 4.15 zeigt sich ein deutlich frequenzabhängiges und auch geringfügig amplitudenabhängiges Dämpfungsverhalten des Stahltroges: mit zunehmender Frequenz und auch mit zunehmender Beschleunigung steigt das Dämpfungsmaß an, wobei die Frequenzabhängigkeit deutlich dominiert.

Neben den Versuchsergebnissen mit dem leeren Stahltrog sind in Abbildung 4.15 als Ergänzung die gemessenen Dämpfungsmaße der kleineren Stahlkonstruktion der Vorversuche (Kap. 3) aus Abbildung 3.7 dargestellt. Diese liegen mit einem Mittelwert von 0,38 % bei 14,7 Hz Resonanzfrequenz deutlich unter jenen des Stahltroges, diese sind aufgrund der deutlich kleineren Masse (330 kg vs. 9100 kg) aber auch nur bedingt vergleichbar. Ein Vergleich mit dem Dämpfungsmaß der Versuchsanlage der Vorgängerprojekte (siehe Abb. 1.1) ist hier jedoch zielführender. *Hackl* führte in [1] Ausschwingversuche mit dem leeren Stahltrog in Abbildung 1.1 durch und identifizierte für den Stahltrog ein Lehr'sches Dämpfungsmaß von 0,10 % bei einer zugehörigen Resonanzfrequenz von 4,2 Hz (schwarzer Punkt und Abb. 4.15, siehe Legende). Das Dämpfungsmaß nach [1] stimmt mit den Versuchen in diesem Kapitel sehr gut überein.

In Ergänzung zu Abbildung 4.15 sind in Abbildung 4.16 die Dämpfungsmaße in Abhängigkeit der zugehörigen Beschleunigungsamplitude $\ddot{w}_{TR,max}$ dargestellt, wobei farblich zwischen den unterschiedlichen über die Federpaketstellung eingestellten Resonanzfrequenzen differenziert wird. Die strichlierten Regressionsfunktionen, welche mit Ausnahme von jenen Dämpfungsmaßen bei einer Resonanzfrequenz von 10,8 Hz linear sind, veranschaulichen die im Vergleich zur deutlichen Frequenzabhängigkeit (Abb. 4.15) nur geringfügige Beschleunigungsabhängigkeit der Dämpfungsmaße des leeren Stahltroges.

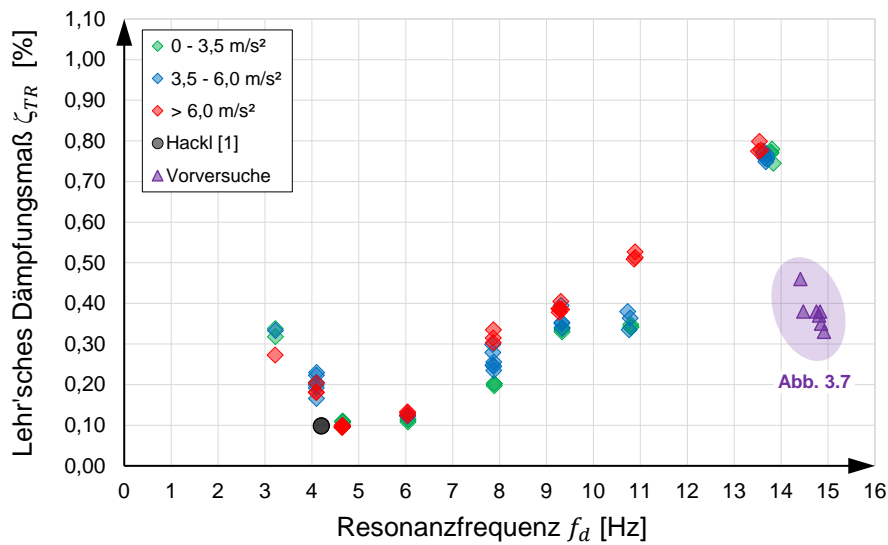


Abbildung 4.15: Aus Ausschwingvorgängen identifizierte Dämpfungsmaße des Stahltroges in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz

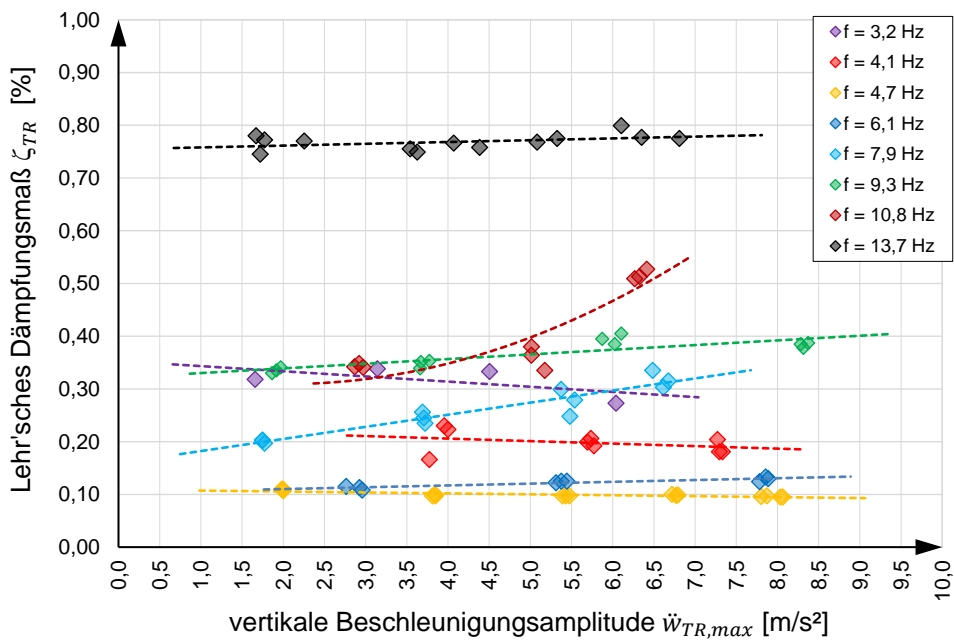


Abbildung 4.16: Aus Ausschwingvorgängen identifizierte Dämpfungsmaße des Stahltroges in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigungsamplitude

Die vergleichsweise hohen Dämpfungsmaße bei einer Resonanzfrequenz von 10,8 Hz bei Beschleunigungsamplituden über 6 m/s² werden in diesem Fall als Ausreißer und nicht repräsentativ angesehen.

Neben den Zusammenhängen bezüglich Frequenz- und Beschleunigungsabhängigkeit ist aus Abbildung 4.15 ersichtlich, dass entgegen der vorherrschenden Tendenzen die aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße im Frequenzbereich 3-4 Hz unerwartet hoch

sind und darüber hinaus auch mit zunehmender Beschleunigungsamplitude geringfügig abnehmen (siehe Abb. 4.16 violette und rote Werte und Regressionen). Diese erhöhten Dämpfungsmaße resultieren aus der Wechselwirkung zwischen Stahltrug und Aufspannfeld, da die Eigenfrequenz des Aufspannfeldes, resultierend aus dessen Masse und aus der Steifigkeit der Federpakete, auf denen es steht, in diesen Frequenzbereich fällt. In diesem Frequenzbereich treten übermäßige Bewegungen des Aufspannfeldes (= Boden, auf dem die Versuchsanlage steht) auf, was auch das Schwingungsverhalten des Stahltrages beeinflusst. In Abbildung 4.17 sind zur Veranschaulichung dieses Zusammenhanges die Verhältnisse der vertikalen Beschleunigungsamplituden des Aufspannfeldes $\ddot{w}_{AF,max}$ (vgl. Abb. 4.13) und des Stahltrages $\ddot{w}_{TR,max}$ in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz dargestellt. Im Frequenzbereich von 3-4 Hz liegt das Amplitudenverhältnis deutlich über jenen im Frequenzbereich über 5 Hz.

Die roten Markierungen in Abbildung 4.17 repräsentieren jene Versuche, bei denen die Federpakete nicht am Aufspannfeld, sondern an der äußersten möglichen Position und damit am Hallenboden positioniert waren (siehe Abb. 4.13). Für diese Versuche sind praktisch keine Schwingungen des Aufspannfeldes erkennbar (Amplitudenverhältnis $< 0,02$), wohingegen für die Versuche mit Federpaketpositionierung am Aufspannfeld (schwarze Markierungen in Abb. 4.17) der Einfluss des Aufspannfeldes auf das Schwingungsverhalten des Stahltrages deutlich erkennbar ist.

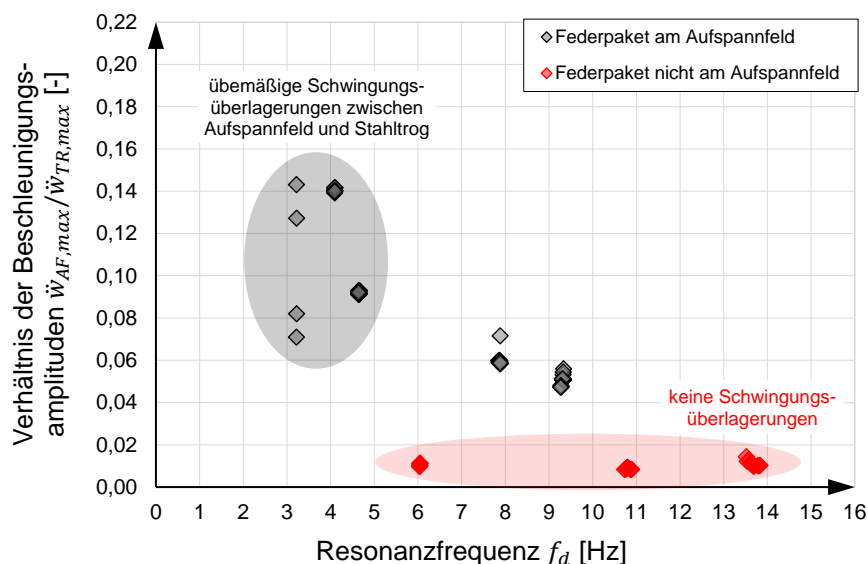


Abbildung 4.17: Verhältnis der Beschleunigungsamplituden von Aufspannfeld und Stahltrug in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz

Abschließend ist in Abbildung 4.18 ein gemessener Ausschwingvorgang bei einer Resonanzfrequenz von 3,16 Hz dargestellt, wobei anhand des Verlaufes der Verschiebungsamplituden im Ausschwingvorgang (roter Verlauf) die Schwingungsinterferenzen deutlich erkennbar sind. Hinsichtlich der Ermittlung des zu diesem Ausschwingvorganges zugehörigen Dämpfungsmaßes wurde eine Regression in Form einer exponentiellen Abklingkurve auf Basis der betrachteten Amplituden definiert und das Dämpfungsmaß anhand dieser Abklingkurve³ bestimmt, woraus letztlich ein Dämpfungsmaß von 0,35 % resultiert (theoretische Hintergründe siehe [40]).

Letztendlich verdeutlichen die in diesem Unterkapitel präsentierten Versuche mit leerem Stahltrug, dass im Frequenzbereich unter 5 Hz Schwingungseffekte des Aufspannfeldes das dynamische Verhalten der Versuchsanlage deutlich beeinflussen und signifikante Schwingungsinterferenzen auftreten. Um diese Störeinflüsse in weiterer Folge bei den Versuchen mit eingebautem Schotteroberbau zu reduzieren, wurden die Federlager unterhalb des Aufspannfeldes im Bereich der Versuchsanlage blockiert, wodurch während der Versuchsdurchführungen keine signifikanten Schwingungsinterferenzen auftreten.

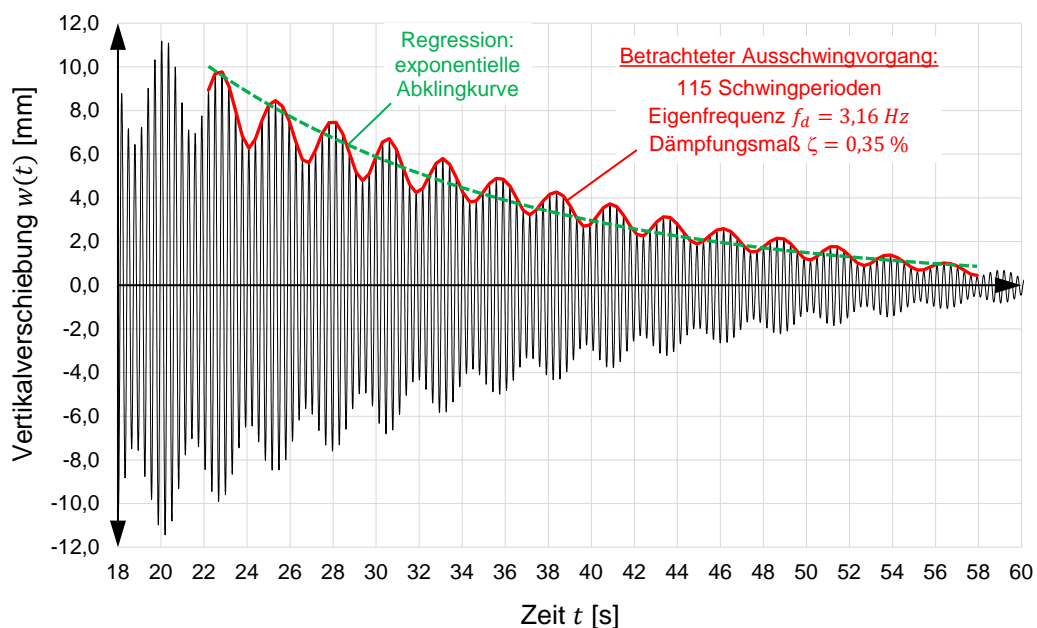


Abbildung 4.18: Beispiel eines Ausschwingvorganges des leeren Stahltrages nach kraftreger Schwingungsanregung mittels Unwuchterreger – Resonanzfrequenz 3,16 Hz

³ Definition der Abklingkurve: $w(t) = w_0 e^{-\Omega \zeta_{TR} t}$

4.5.3. Vergleich Versuchsergebnisse mit analytischem Modell

Um zu überprüfen, ob der Stahltrög als starrer Körper bzw. als Einmassenschwinger (EMS) idealisiert werden kann, ist es zielführend, die gemessenen Versuchsergebnisse mit den unterstellten analytischen Zusammenhängen zu vergleichen. Das Modell des EMS, bei dem der Stahltrög als starrer Körper betrachtet wird, ist in Abbildung 4.19 dargestellt. Die zugehörige Bewegungsgleichung ist in (4-3) angeführt. Als Freiheitsgrad dient die Verdrehung $\eta(t)$ des Stahltrögs um das feste Auflager A, wobei sich der linearisierte Zusammenhang des Freiheitsgrades $\eta(t)$ mit der gemessenen vertikalen Verschiebung $w(t)$ wie in Gleichung (4-4) darstellen lässt.

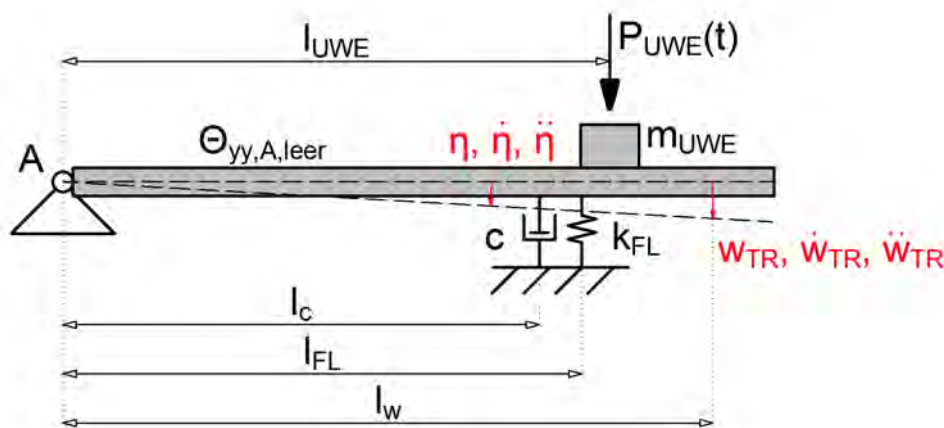


Abbildung 4.19: Mechanisches Modell des Stahltrögs als Einmassenschwinger (EMS)

$$m^* \ddot{\eta}(t) + c^* \dot{\eta}(t) + k^* \eta(t) = P(t)^* \quad (4-3)$$

$$w_{TR}(t) = \eta(t) l_w \quad (4-4)$$

Die Koeffizienten für das System ergeben sich wie folgt:

$$m^* = \Theta_{yy,A,leer} + m_{UWE} l_{UWE}^2 \quad (4-5)$$

$$k^* = k_{FL} l_{FL}^2 \quad (4-6)$$

$$c^* = c l_c^2 \quad (4-7)$$

$$P(t)^* = P_{UWE}(t) l_{UWE} \quad (4-8)$$

$\theta_{yy,A,leer}$ bezeichnet das Massenträgheitsmoment für den leeren Stahltrug um das Drehlager A exklusive dem Unwuchterreger und wird zu 183017 kgm^2 berechnet⁴. Wird die Summe der in der Berechnung berücksichtigten Massen (9405 kg) mit der real gemessenen Masse (9370 kg) des leeren Trogs verglichen, ergibt sich eine Differenz von 35 kg . Dies entspricht einer Abweichung von ca. $0,37 \%$ und kann als vernachlässigbar gering betrachtet werden. Die Länge l_{UWE} beschreibt den horizontalen Abstand zwischen Auflager A und dem Massenschwerpunkt des Unwuchterregers und beträgt $4,23 \text{ m}$. Die horizontale Länge l_{FL} bildet den Abstand zwischen Auflager A und dem in der jeweiligen Versuchskonfiguration verwendeten Federpaket. Da das reale System gedämpft ist, wird dem Modell ein idealer geschwindigkeitsproportionaler Dämpfer c mit einem horizontalen Abstand von $l_c = 5 \text{ m}$ zum Auflager unterstellt. Dieser Dämpfer fasst die Dämpfungseigenschaften des Stahltroges zusammen. Die Länge l_w beschreibt den horizontalen Abstand zwischen Auflager A und der Messstelle für die vertikale Verschiebung $w_{TR}(t)$ und beträgt $5,302 \text{ m}$. Für den EMS kann die Eigenfrequenz, abhängig von der jeweiligen Position des Federpakets, nach folgender Beziehung berechnet werden:

$$f_{0,ber} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} \quad (4-9)$$

Aus den Versuchen können nun die gemessenen Resonanzfrequenzen $f_{0,gem}$ mit den berechneten Eigenfrequenzen aus dem analytischen Modell verglichen werden. Um quantitative Aussagen tätigen zu können, wird hierfür folgende Frequenzabweichung definiert:

$$\Delta f = \frac{f_{0,ber}}{f_{0,gem}} - 1 \quad [\%] \quad (4-10)$$

Die Resonanzfrequenz $f_{0,gem}$ wurde dabei aus unterschiedlichen Messdaten identifiziert, nachfolgend aufgelistet:

- Anregungsfrequenz des Unwuchterregers, welche im Resonanzfall mit der Resonanzfrequenz des Systems übereinstimmt („direkt gemessene Eigenfrequenz“)
- Aus der Verschiebung identifizierte Resonanzfrequenz
- Aus der Beschleunigung identifizierte Resonanzfrequenz
- Aus dem Ausschwingvorgang identifizierte Resonanzfrequenz

⁴ Eine genaue Aufschlüsselung des berechneten Massenträgheitsmomentes und der Massen befindet sich in Anhang B.

Werden diese Abweichungen Δf nun über die gemessenen Eigenfrequenzen dargestellt, ergibt sich Abbildung 4.20:

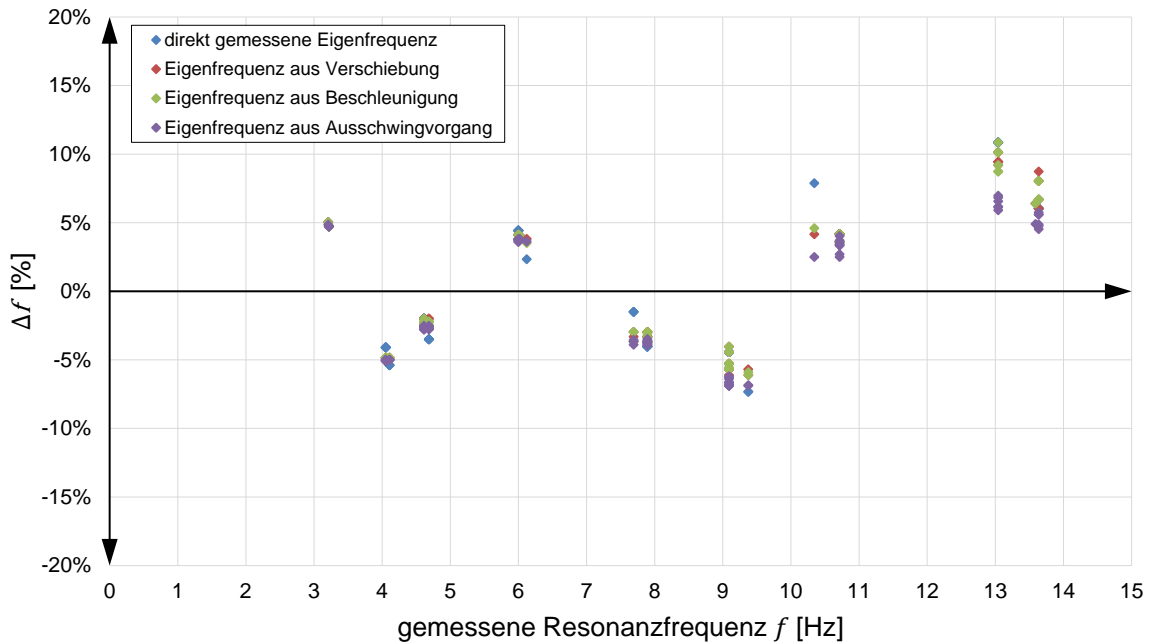


Abbildung 4.20: Abweichung von berechneter Eigenfrequenz zu gemessener Resonanzfrequenz

Hier können die Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Eigenfrequenzen des Systems im Bereich von -7 % bis +11 % abgelesen werden. Diese Differenzen können sowohl mit der sehr einfachen mechanischen Modellbildung als auch mit den teilweise sehr geringen gemessenen Amplituden der Verschiebungen bzw. Beschleunigungen, und den damit einhergehenden Messungenauigkeiten, erklärt werden. Neben diesen Punkten hat das Aufspannfeld einen Einfluss auf die Abweichungen. Für dieses wurden in den Versuchen nicht zu vernachlässigende Verschiebungen bzw. Beschleunigungen gemessen, die im EMS unberücksichtigt bleiben. Nähere Erläuterungen diesbezüglich finden sich in Kapitel 6.2.2.

Aus dem gemessenen und rückgerechneten Lehr'schen Dämpfungsmaß (Vorgangsweise in 4.5.2. beschrieben) kann nun in weiterer Folge ein äquivalenter geschwindigkeitsproportionaler Dämpfer mit zugehörigem Dämpfungskoeffizienten c an der Stelle $l_c = 5 \text{ m}$ berechnet werden (siehe Abb. 4.19):

$$\zeta = \frac{c^*}{2\sqrt{m^*k^*}} \rightarrow c = \frac{2\zeta\sqrt{m^*k^*}}{l_c^2} \quad (4-11)$$

Dieser Dämpfer weist eine eindeutige Frequenzabhängigkeit auf und ist in Abbildung 4.21 dargestellt. Diese Frequenzabhängigkeit kann durch die ermittelte quadratische Parabel angenähert werden.

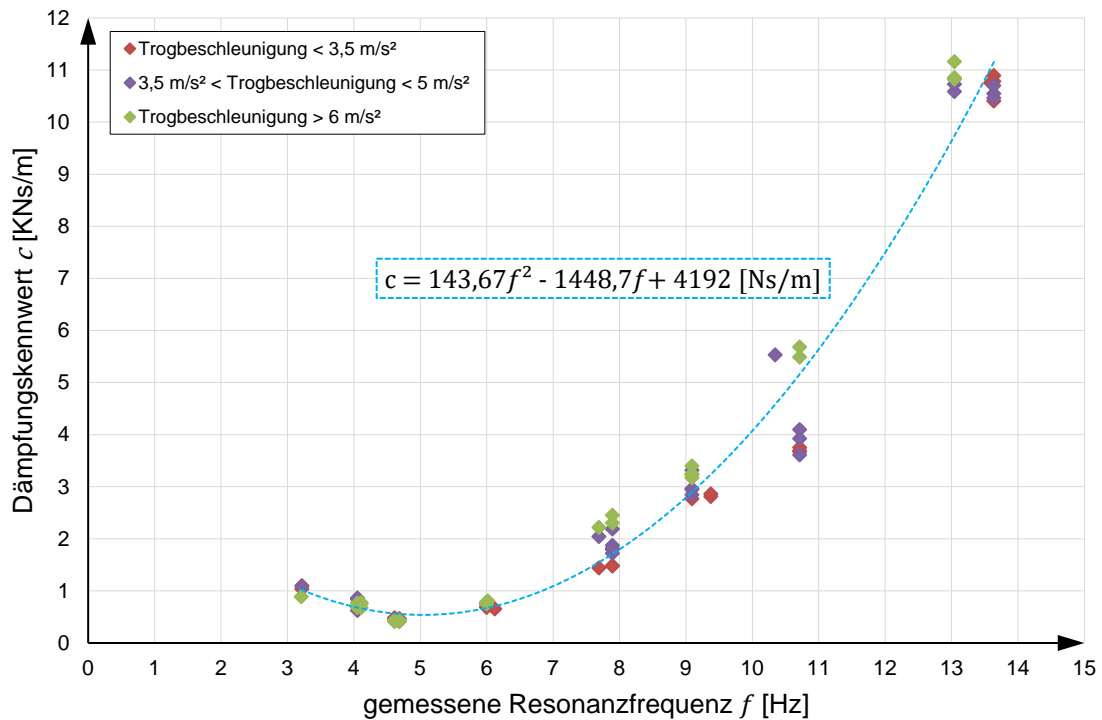


Abbildung 4.21: Rückgerechnete ideale geschwindigkeitsproportionale Dämpfung in Abhängigkeit der gemessenen Resonanzfrequenz

Mit der Beziehung (4-12) lässt sich die im idealen Dämpfer c dissipierte Energie $E_{d,c}$ pro Schwingperiode berechnen, wobei w_c die maximale Auslenkung an der Stelle des Dämpfers repräsentiert. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4.22 dargestellt (theoretische Hintergründe siehe [40]).

$$E_{d,c} = c \Omega w_c^2 \pi \quad (4-12)$$

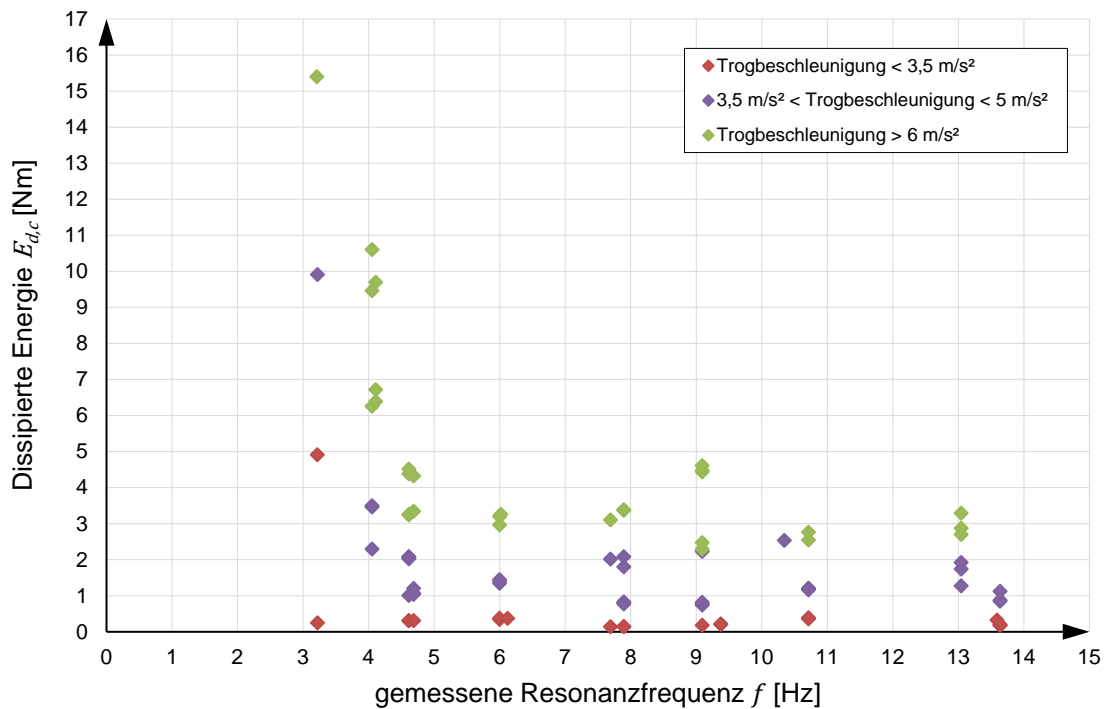


Abbildung 4.22: Im Dämpfer dissipierte Energie $E_{d,c}$

Im Nachfolgenden wird aus dem analytischen Modell die Kraftamplitude der Anregung durch den Unwuchterreger rückgerechnet. Dabei wird folgende Beziehung verwendet:

$$\Omega_d = \omega_d \rightarrow \eta_{max} = \frac{P_0^*}{k^*} \frac{1}{2\zeta} \quad (4-13)$$

Gleichung (4-13) beschreibt den Zusammenhang zwischen maximaler Auslenkung im Resonanzfall (Erregerkreisfrequenz $\Omega_d \approx$ Eigenkreisfrequenz ω_d), der statischen Auslenkung, ausgedrückt durch den Quotienten $\frac{P_0^*}{k^*}$, und der dynamischen Vergrößerung $\frac{1}{2\zeta}$. Bei bekannter maximaler Auslenkung η_{max} , Federsteifigkeit k^* und Lehr'schem Dämpfungsmaß ζ verbleibt somit P_0^* als einzig unbekannte Größe und kann berechnet werden. Es ergibt sich erwartungsgemäß eine Abhängigkeit der Kraftamplitude P_0^* zur Beschleunigungsamplitude des Stahltrags an der Stelle l_w .

Alternativ zur genannten Vorgangsweise (Variante 1) kann die Kraftamplitude aus dem Energiegleichgewicht zwischen im Dämpferelement dissipierter und mittels Unwuchterreger ins System eingebrachter Energie berechnet werden (Variante 2). Dabei wird die durch den Unwuchterreger eingebrachte Energie E_p pro Schwingperiode T der im Dämp-

fer dissipierten Energie $E_{d,c}$ aus Gleichung (4-12) gegenübergestellt. Die mittels Unwuchterreger ins System eingebrachte Energie ergibt sich zu

$$E_p = \int_0^T P(t) \dot{w}_p(t) dx = \dots = P_0 w_{p,0} \pi \sin(\varphi) \quad (4-14)$$

wobei im Resonanzfall die Phasenverschiebung φ den Wert $\pi/2$ annimmt und die Beziehung $\sin(\varphi) = 1$ gilt, womit die Energie E_p wie folgt definiert ist:

$$E_p = P_0 w_{p,0} \pi \quad (4-15)$$

Hier bezeichnet $w_{p,0}$ die maximale Auslenkung an der Stelle des Unwuchterregers. Werden die Ausdrücke aus Gleichung (4-12) und (4-15) gleichgesetzt, kann die Kraftamplitude P_0 des Unwuchterregers berechnet werden:

$$P_0 = \frac{c \Omega w_c^2}{w_{p,0}} \quad (4-16)$$

Die Ergebnisse dieser beiden Ansätze sind in Abbildung 4.23 dargestellt, wobei die raute-förmigen Punkte Variante 1, und die dreieckförmigen Punkte Variante 2 repräsentieren.

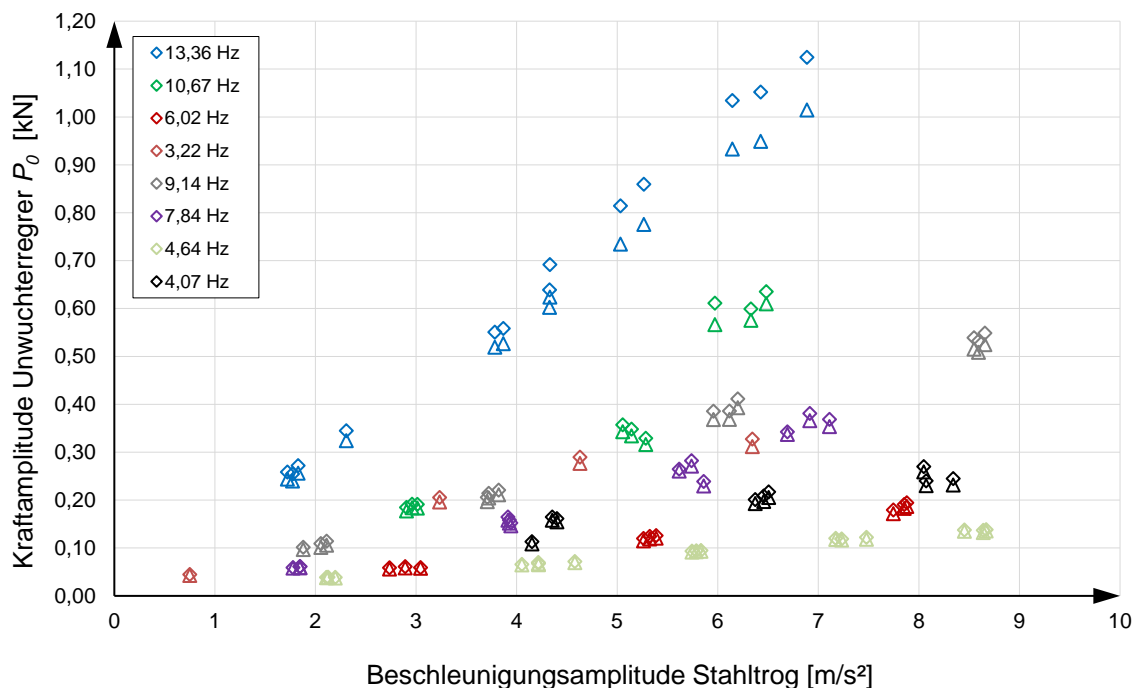


Abbildung 4.23: Kraftamplitude Unwuchterreger in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz, Beschleunigungsamplitude des Stahltrags und Berechnungsvariante

4.5.4. Fazit

Das Eigendämpfungsverhalten des Stahltrogges zeigt eine überdominante Frequenzabhängigkeit, wobei mit zunehmender Resonanzfrequenz die Dämpfung ansteigt, und darüber hinaus auch eine geringfügige Beschleunigungsabhängigkeit. Die aus Ausschwingvorgängen identifizierten Dämpfungsmaße ζ_{TR} liegen dabei zwischen 0,10 % (bei 4,7 Hz) und 0,80 %, (bei 14 Hz), was einem Unterschied zwischen Minimum und Maximum um den Faktor 8 entspricht.

Die Erkenntnis einer weiten Streuung des Dämpfungsmaßes für dieselbe Stahlkonstruktion spielt vor allem bei der rechnerischen Bestimmung der Dämpfung von Stahl-Eisenbahnbrücken und bei der dynamischen Beurteilung von vergleichbaren Stahlkonstruktionen eine wichtige Rolle. In [40] werden für Stahl bzw. für Stahlbrücken Dämpfungswerte angegeben, welche in einem Bereich zwischen 0,08 % (ferritischer Stahl) und 0,80 % (Eisenbahnbrücke ohne Schotterbett) liegen, diese Divergenz sowie die Streuung der Vorversuche verdeutlichen jedoch die Herausforderung, im konkreten Anwendungsfall ein adäquates Dämpfungsmaß für eine Stahlkonstruktion festzulegen.

Hinsichtlich der weiteren Versuchsdurchführung hat sich gezeigt, dass im niedrigen Frequenzbereich Schwingungsüberlagerungen zwischen dem auf Federpaketen aufgelagerten Aufspannfeld und der Versuchsanlage auftreten, welche das Schwingungsverhalten der Versuchsanlage signifikant beeinflussen können. Als Konsequenz werden die Federpakete unterhalb des Aufspannfeldes im Bereich der Versuchsanlage blockiert, wodurch theoretisch keine Nachgiebigkeit mehr vorhanden ist und sich das Aufspannfeld als nahezu starrer Untergrund verhalten sollte. Dennoch zeigen die in Kapitel 6 und 7 dargestellten Ergebnisse, dass das Aufspannfeld das dynamische Verhalten des Gesamtsystems nach wie vor in nicht vernachlässigbarer Weise beeinflusst und eine vollständige Eliminierung der Störeinflüsse nicht möglich ist.

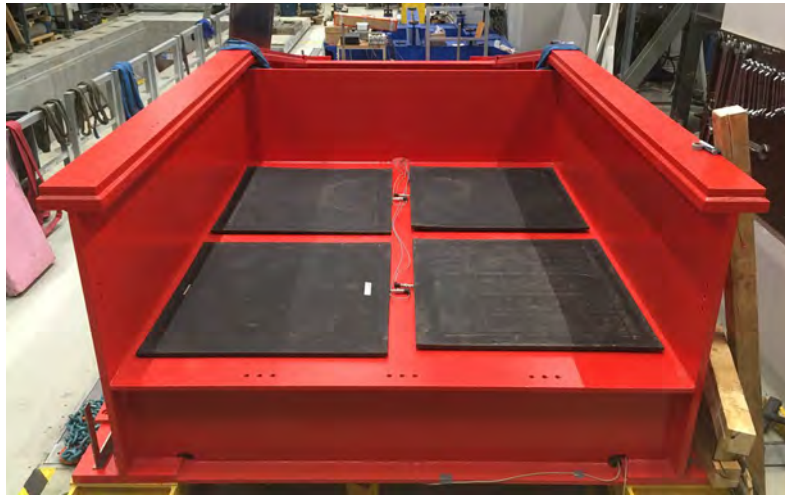
4.6. Einbau Schotteroberbau und Versuchsprinzip

Nach den Vorversuchen zur Bestimmung des Eigendämpfungsverhaltens des Stahltrogges erfolgt der Einbau des Schotteroberbaues. In den nachfolgenden Unterkapiteln werden die Fertigstellung der Versuchsanlage sowie die Charakteristika unterschiedlicher Versuchsdurchführungen erläutert. Das Versuchsprinzip erfolgt dabei nicht mehr kraftgesteuert mittels Unwuchterreger, sondern weg- und frequenzgesteuert mittels hydraulischer Pressen.

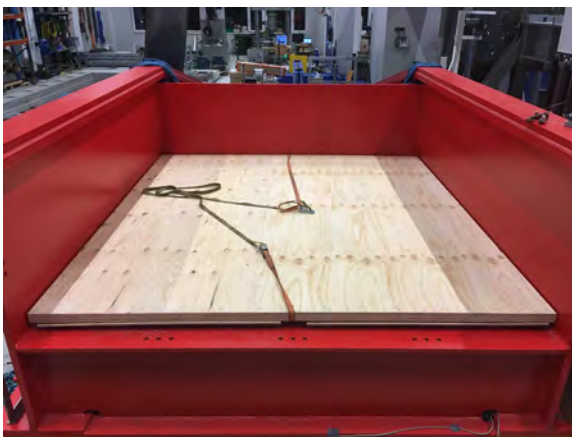
4.6.1. Messung der Übertragungskraft zwischen Oberbau und Deckblech

Ein wesentlicher Teilaspekt der Untersuchungen anhand der Versuchsanlage ist die Erforschung und Quantifizierung der Energiedissipation der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion, worauf in den Kapiteln 6 und 7 ausführlich eingegangen wird. Dabei sollen neben allgemeinen Zusammenhängen auch konkrete zum mechanischen Modell in Abbildung 2.5 (Seite 30) zugehörige dynamische Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte bestimmt werden. Um dies zu ermöglichen, ist die Kenntnis der Übertragungskraft zwischen Schotteroberbau und Stahltrög (bzw. dem Deckblech) unerlässlich. Um diese Übertragungskraft bei dynamischer Anregung der Versuchsanlage messen zu können, wurden vier mit Wasser gefüllte Druckkissen mit einer Fläche von jeweils 1,0 x 1,0 m zwischen Schotteroberbau und Deckblech verlegt. Die Druckkissen sind mit einem Drucksensor verbunden, wodurch über den Wasserdruck die Übertragungskraft zwischen Oberbau und Deckblech gemessen werden kann. Um darüber hinaus eine bessere Lastverteilung zu gewährleisten, wurde zusätzlich eine 24 mm dicke Holzplatte eingebaut, auf welche schließlich die Unterschottermatte verlegt wurde. Abbildung 4.24 zeigt einen Überblick des Aufbaues: In Abbildung 4.24 (a) sind die vier auf dem Deckblech liegenden Druckkissen zu sehen, Abbildung 4.24 (b) zeigt die lastverteilende Holzplatte und Abbildung 4.24 (c) zeigt die Versuchsanlage mit eingebauter Unterschottermatte unmittelbar vor Einbau des Schotterbettes und des Gleisrostes.

Die wassergefüllten Druckkissen (in weiterer Folge als Druckkissen bzw. abgekürzt als DK bezeichnet) ermöglichen letztendlich eine direkte Messung der dynamischen Übertragungskraft zwischen Schotteroberbau (Unterschottermatte, Schotterbett, Schwellen, Schiene) und dem Deckblech. Der Einfluss der lastverteilenden Holzplatte (Abbildung 4.24 (b)) wird in diesem Fall aufgrund der geringen Masse der Holzplatte als vernachlässigbar erachtet. Um dennoch eventuelle Einflüsse der Druckkissen auf das dynamische Verhalten der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion zu bestimmen, wurden dieselben Versuche, welche mit eingebauten Druckkissen durchgeführt wurden, zu einem späteren Zeitpunkt wiederholt. Der Schotteroberbau wurde dazu komplett aus- und wieder eingebaut und die Druckkissen sowie die Holzplatte wurden entfernt. Eine vollständige Auflistung aller durchgeführten Versuche unter verschiedenen Konstellationen wird in Kapitel 5 gegeben.



(a) Druckkissen zur Messung der Übertragungskraft zwischen Oberbau und Deckblech



(b) Holzplatte zur Lastverteilung



(c) Unterschottermatte

Abbildung 4.24: Aufbau zur Messung der Übertragungskraft zwischen Schotteroberbau und Deckblech bei dynamischer Anregung

4.6.2. Einbau Schotteroberbau

Nachfolgend geben die Abbildungen 4.25 bis 4.28 einen Überblick über die fertig aufgebaute Versuchsanlage zu verschiedenen Zeitpunkten der Versuchsdurchführungen. Abbildung 4.25 zeigt den Schotteroberbau unmittelbar nach Einbau. Der Schotteroberbau besteht gem. ÖBB-Regelplanung aus 55 cm Schotterbett, vier halben besohlenen L2-Betonschwellen sowie einer 2,20 m langen UIC-60 Schiene. Wie bereits erwähnt, entspricht der Querschnitt der Versuchsanlage einem halben Brückenquerschnitt, gedanklich entspricht somit der rechte Hauptträger in Abbildung 4.25 der Symmetrieachse eines vollen Brückenquerschnittes. Abbildung 4.26 beinhaltet eine Vorderansicht der Versuchsan-

lage wobei auch die hydraulischen Pressen für die dynamische Anregung und die Vorspannvorrichtung zur Simulation einer vertikalen Belastung zu sehen sind. Die Abbildungen 4.27 sowie 4.28 zeigen eine Draufsicht der Versuchsanlage, sowohl mit Vorspannvorrichtung (Abb. 4.28) als auch ohne (Abb. 4.27), wobei auch die an der Versuchsanlage montierten Messsensoren erkennbar sind.



Abbildung 4.25: Eingebauter Schotteroberbau

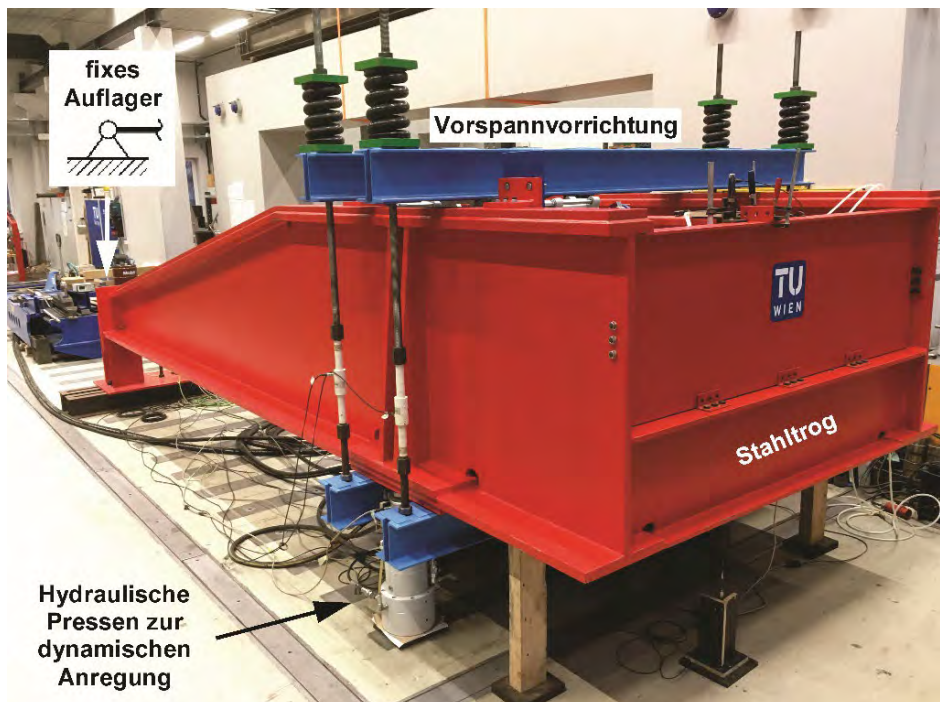


Abbildung 4.26: Vorderansicht Versuchsanlage mit Vorspannvorrichtung und Messsensoren



Abbildung 4.27: Draufsicht Versuchsanlage mit Messensoren

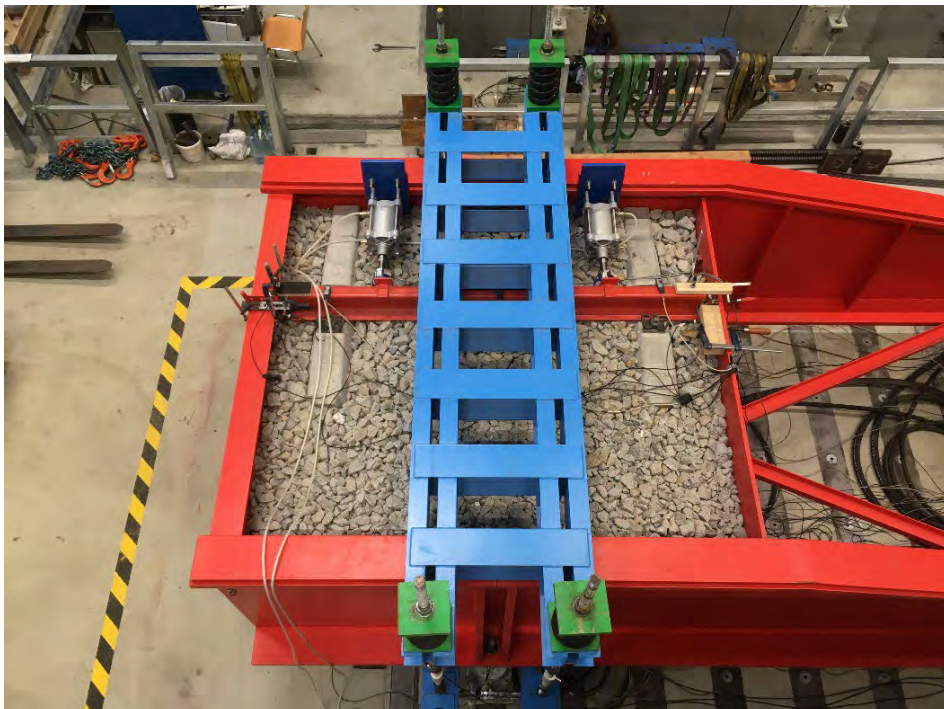


Abbildung 4.28: Draufsicht Vorspannvorrichtung

4.6.3. Messung des Querverschiebewiderstandes

Neben der Untersuchung der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion ist eine Messung des Querverschiebewiderstandes des Gleisrostes in Abhängigkeit der vertikalen Bewegungen und der Belastung Gegenstand der Untersuchungen mit der Versuchsanlage. Für eine Lastaufbringung in Querrichtung werden dazu zwei pneumatische Pressen am Obergurt des Hauptträgers des Stahltroges positioniert, zu sehen in Abbildung 4.29. Die pneumatischen Pressen können jeweils eine Kraft von maximal ca. 20 kN in Querrichtung aufbringen, was einer Last von ca. 10 kN pro (halber) Schwelle entspricht.

Abschließend zeigt Abbildung 4.30 einen Querschnitt der Versuchsanlage. Das Versuchsprinzip zur Quantifizierung des Querverschiebewiderstandes unter vertikaler dynamischer Anregung erfolgt dahingehend, dass sowohl die Verschiebung in Querrichtung $w_{quer}(t)$ als auch die Kraft $P_{quer}(t)$, welche von den pneumatischen Pressen aufgebracht wird, für unterschiedliche Schwingungszustände (vertikale Beschleunigung $\ddot{w}_{TR}(t)$ und zugehörige Anregungsfrequenz f , siehe Abb. 4.30) aufgezeichnet werden. Hinsichtlich der Versuchsdurchführung kommen dabei zwei Versuchsprinzipien zum Einsatz (näher erläutert in Kapitel 5 und Kapitel 8):

- **Prinzip 1:** konstante Kraft in lateraler Richtung und Steigerung der Beschleunigung
- **Prinzip 2:** konstante Vertikalbeschleunigung und Steigerung der lateralen Belastung

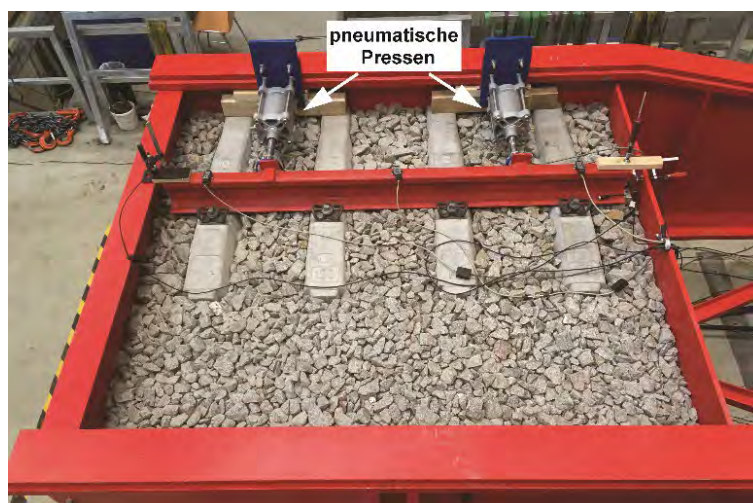


Abbildung 4.29: Draufsicht Schotteroberbau mit pneumatischen Pressen zur Aufbringung einer lateralen Kraft

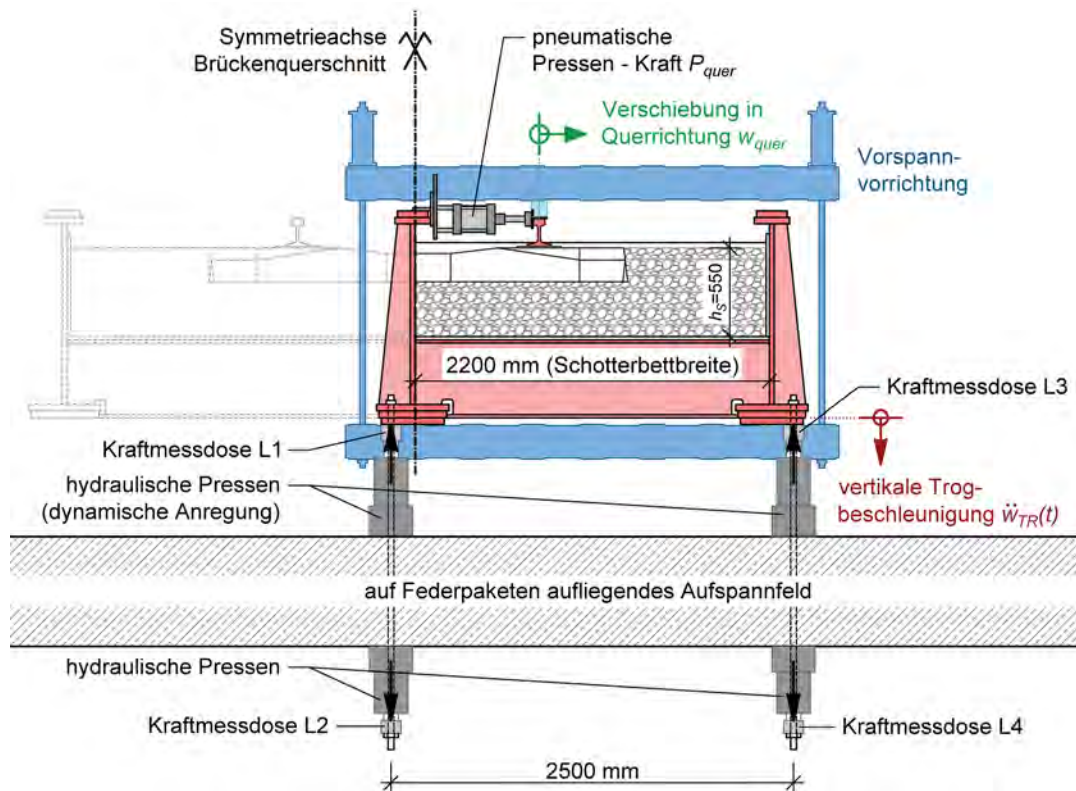


Abbildung 4.30: Querschnitt Versuchsanlage

4.6.4. Versuchsprinzip der vertikalen Anregung

Im Gegensatz zu den Vorversuchen ohne eingebautem Schotteroberbau zur Identifizierung des Dämpfungsmaßes des leeren Stahltröges (Kap. 4.5) erfolgt die dynamische Anregung für sämtliche Versuche mit eingebautem Schotteroberbau nicht kraftgesteuert mittels Unwuchterreger (Betrieb in Resonanz), sondern über hydraulische Pressen unterhalb der Hauptträger. Abbildung 4.31 zeigt einen Längsschnitt der Versuchsanlage mit allen relevanten Systemkomponenten (Stahltrög auf Aufspannfeld, eingebauter Schotteroberbau, Vorspannvorrichtung, hydraulische Pressen zur dynamischen Anregung). Die fünf Querträger des Stahltröges werden als QT1 bis QT5 und die vier Halbschwellen mit S1 bis S4 bezeichnet, wobei die Nummerierung vom Auflagerdrehpunkt hin aufsteigend erfolgt. Der Stahltrög ist dabei neben dem festen Auflagerdrehpunkt nicht auf Federpaketen gelagert, sondern liegt direkt auf den unterhalb befindlichen hydraulischen Pressen auf.

Die Anregung erfolgt weg- und frequenzgesteuert, wobei der vertikale Verschiebungsweg in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues (siehe Abb. 4.31 und Abb. 4.13)

$$w_{TR}(t) = w_{TR,0} \sin \left(\underbrace{2\pi f_{err}}_{\Omega_{err}} t + \varphi \right) \quad (4-17)$$

vorgegeben wird, welcher über die Schwingungsamplitude $w_{TR,0}$ und die Anregungsfrequenz f_{err} definiert ist. Hinsichtlich der hydraulischen Pressen wurde ein Großteil der Versuche mit zwei zweikammerigen⁵ Pressen (jeweils eine unterhalb jedes Hauptträgers) durchgeführt, eine genaue Aufschlüsselung wird in Kapitel 5 gegeben.

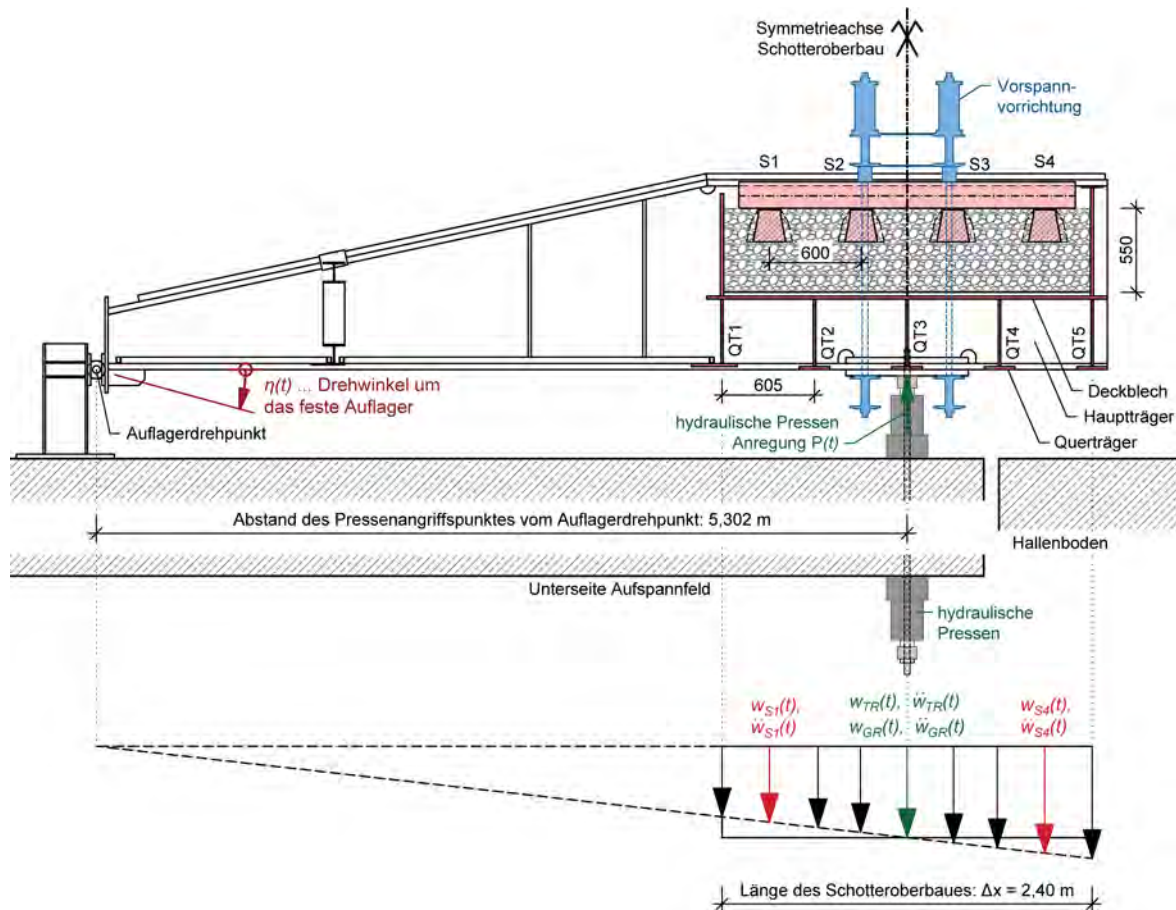


Abbildung 4.31: Längsschnitt Versuchsanlage

Die Versuche mit eingebauten Druckkissen und unbelastetem Schotterbett (siehe Kapitel 5) hingegen erfolgten mit vier einkammerigen hydraulischen Pressen, wobei zusätzlich zwei Pressen an der Unterseite des Aufspannfeldes situiert wurden (siehe Querschnitt der Versuchsanlage in Abb. 4.30).

⁵ Zweikammerige Pressen werden durch den gesteuerten Öldruck hydraulisch aus- und eingefahren, wodurch eine Presse in Bezug auf eine dynamische Anregung sowohl Druck- als auch Zugkräfte erzeugen kann. Einkammerige Pressen hingegen können durch den Öldruck nur ausgefahren werden, weshalb für eine Anregung sowohl mit Druck- als auch mit Zugkräften zwei einkammerige Pressen entlang der Wirkungslinie der Kraft in entgegengesetzter Richtung angeordnet werden müssen – was der Anordnung in Abbildung 4.30 entspricht.

Neben dem Längsschnitt der Versuchsanlage ist in Abbildung 4.31 auch das qualitative Verschiebungs- bzw. Beschleunigungsfeld dargestellt, welches sich über den Auflagerdrehpunkt und den Abstand einzelner Komponenten zu ebenjenem definiert. Wie bereits in der Entwicklung der Versuchsanlage geplant, kann vereinfachend davon ausgegangen werden, dass der gesamte eingebaute Abschnitt Schotteroberbau aufgrund des großen Abstandes zum Auflagerdrehpunkt nahezu einer einheitlichen Bewegungskinematik unterworfen ist. In Anlehnung an die Abbildungen 1.5 und 1.6 hat der eingebaute und in weiterer Folge versuchstechnisch erforschte Abschnitt Schotteroberbau eine Länge Δx von 2,40 m.

4.7. Zusammenfassung

In diesem Kapitel 4 wurden die Konzeptionierung, Entwicklung und die Inbetriebnahme der großmaßstäblichen Versuchsanlage zur isolierten Erforschung der vertikalen und lateralen Gleis-Tragwerk Interaktion erläutert. Erste Vorversuche zur Quantifizierung der Dämpfungseigenschaften des Stahltrages ohne eingebauten Schotteroberbau haben gezeigt, dass sowohl Frequenz- als auch geringfügige Amplitudenabhängigkeiten vorherrschen. Zudem wurden potenzielle Störeinflüsse durch das Aufspannfeld identifiziert und Maßnahmen getroffen, um diese störenden Einflussfaktoren für die weiteren Versuche bestmöglich zu vermeiden.

Das Versuchsprinzip zur Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens und Schotterbettdestabilisierungsvorgängen folgt einer weg- und frequenzgesteuerten dynamischen Anregung anhand hydraulischer Pressen, wobei der untersuchte Schotteroberbau einer nahezu einheitlichen Verschiebungskinetik unterliegt. In den nachfolgenden Kapiteln 5 bis 8 werden nach einem Überblick über sämtliche durchgeführten Schwingversuche (Kapitel 5) die Versuchsergebnisse hinsichtlich des vertikalen Schwingungsverhaltens (Kapitel 6), der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion und der Bestimmung modellzugehöriger dynamischer Kennwerte (Kapitel 7) sowie des Querverschiebewiderstandes in Abhängigkeit der vertikalen Bewegungen (Kapitel 8) vorgestellt.

5. ÜBERBLICK DER DURCHGEFÜHRTEN VERSUCHE

5.1. Allgemeines

Bei den durchgeführten Versuchen mit dynamischer Anregung in vertikaler Richtung wurden die Verschiebungsamplitude des Stahltroges in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues $w_{TR,0}$ [mm] (vgl. Abb. 4.30 und Abb. 4.31) und die Frequenz der Verschiebung f [Hz] gezielt gesteuert. In diesem Kapitel wird ein Überblick über sämtliche durchgeführten Versuchskombinationen aus Verschiebungsamplitude und Frequenz gegeben, wobei zwischen vertikalem Belastungszustand (belastet oder unbelastet), dem eingebauten Schotteroberbau (mit oder ohne eingebaute Druckkissen zwischen Unterschottermatte und Deckblech) und Versuchen mit Belastung in lateraler Richtung zur Messung des Querverschiebewiderstandes unterschieden wird. **Die Gesamtzahl aller durchgeführten Versuche beläuft sich auf 1252.** In Anhang A sind alle durchgeführten Versuche und deren unterschiedliche Randbedingungen aufgelistet.

Hinsichtlich der Versuchsdurchführungen zur Erforschung der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion und der Schotterbettdestabilisierung in vertikaler Richtung wurden entsprechend den in Kapitel 1.4 definierten Projektzielen Versuche unter vier verschiedenen Konstellationen in Abhängigkeit der eingebauten Messsensoren und der Belastung durchgeführt:

- **Konstellation 1:** Versuche mit eingebauten Druckkissen und ohne Belastung, 264 Versuche, Frequenzen 2 – 25 Hz, Verschiebungsamplituden bis 10 mm
- **Konstellation 2:** Versuche mit eingebauten Druckkissen und mit Belastung, 178 Versuche, Frequenzen 2 – 25 Hz, Verschiebungsamplituden bis 10 mm
- **Konstellation 3:** Versuche ohne Druckkissen und ohne Belastung, 326 Versuche, Frequenzen 2 – 25 Hz, Verschiebungsamplituden bis 12 mm
- **Konstellation 4:** Versuche ohne Druckkissen und mit Belastung, 200 Versuche, Frequenzen 2 – 25 Hz, Verschiebungsamplituden bis 11 mm

Die Durchführung der Versuche erfolgte für jede Konstellation nach demselben Schema: Die Frequenz der Verschiebung f wurde konstant gehalten und die Verschiebungsamplitude $w_{TR,0}$ wurde schrittweise gesteigert. Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass zwischen den Versuchen mit eingebauten Druckkissen (Konstellationen 1 und 2) und jenen

ohne eingebaute Druckkissen (Konstellationen 3 und 4) der gesamte Schotteroberbau aus- und wieder eingebaut und neu verdichtet wurde.

In Bezug auf die Versuche zur Ermittlung des Querverschiebewiderstandes (QVW) in Abhängigkeit des vertikalen Schwingungszustandes wurden zwei unterschiedliche Versuchsprinzipien angewendet:

- **QVW - Prinzip 1:** konstante Kraft P_{quer} in lateraler Richtung und Steigerung der Beschleunigung $\ddot{w}_{TR,max}$ (mit und ohne vertikaler Belastung), 274 Versuche, Frequenzen 5, 10, 15, 20 und 25 Hz, Verschiebungsamplituden bis 4,5 mm
- **QVW - Prinzip 2:** konstante Beschleunigung $\ddot{w}_{TR,max}$ und Steigerung der lateralen Belastung P_{quer} (mit und ohne vertikaler Belastung), 10 Versuche, Frequenzen 11 und 15 Hz, Verschiebungsamplituden bis 1,50 mm

Für beide Versuchsprinzipien wurden sowohl Versuche ohne vertikaler Belastung des Gleisrostes (entspricht Konstellationen 1 & 3) also auch Versuche mit vertikaler Belastung (entspricht Konstellationen 2 & 4) durchgeführt.

5.2. Versuche mit eingebauten wassergefüllten Druckkissen

Abbildung 5.1 zeigt einen Überblick der durchgeführten Versuche unter Konstellation 1 (mit eingebauten Druckkissen, ohne Belastung), wobei die Verschiebungsamplituden in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz dargestellt sind. Die Verschiebungsamplituden $w_{TR,0}$ beziehen sich auf die Verschiebung in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues (siehe Abb. 4.31), in welcher auf die Pressenangriffspunkte liegen. Abbildung 5.1 (a) enthält das gesamte Versuchsspektrum, Abbildung 5.1 (b) zeigt einen Ausschnitt des höherfrequenten Bereiches (in Abbildung 5.1 (a) anhand der grau strichlierten Umrandung markiert). Dabei ist zu erkennen, dass für Frequenzen über 10 Hz die Verschiebungsamplitude stets kleiner als 1,0 mm ist.

Neben den Anregungskombinationen der Versuche sind in Abbildung 5.1 auch drei Kennlinien dargestellt, welche Grenzen zwischen bestimmten Beschleunigungsbereichen markieren. Ausgehend von einem harmonischen Verschiebungsverlauf

$$w_{TR}(t) = w_{TR,0} \sin(\Omega t) \quad (5-1)$$

erhält man nach zweimaliger zeitlicher Ableitung den Verlauf der Beschleunigung

$$\ddot{w}_{TR}(t) = -\Omega^2 w_{TR,0} \sin(\Omega t) = -\ddot{w}_{TR,0} \sin(\Omega t) \quad (5-2)$$

mit der Beschleunigungsamplitude $\ddot{w}_{TR,0}$. Der Zusammenhang zwischen Verschiebungsamplitude $w_{TR,0}$ und Beschleunigungsamplitude $\ddot{w}_{TR,0}$ ist nach entsprechender Umformung von Gleichung (5-2) und unter Vernachlässigung der Vorzeichenkonvention wie folgt definiert:

$$w_{TR,0} = \frac{\ddot{w}_{TR,0}}{\Omega^2} \quad (5-3)$$

Die drei strichlierten Kennlinien in Abbildung 5.1 markieren nun gemäß Gleichung (5-3) jene Kombination aus Frequenz und Verschiebungsamplitude $w_{TR,0}$, bei der sich eine konstante Beschleunigungsamplitude $\ddot{w}_{TR,0}$ einstellt (grüne Kennlinie: Beschleunigung 1 m/s² - schwarze Kennlinie: Beschleunigung 5 m/s² - rote Kennlinie: Beschleunigung 10 m/s²). Diese Kennlinien gelten streng genommen nur für ein Schwingsystem mit einem Freiheitsgrad (Einmassenschwinger) mit linearen Systemeigenschaften sowie konstanter Masse, Steifigkeit und Dämpfung. Das reale System der Versuchsanlage weicht zwar vom idealen Einmassenschwinger ab, dennoch geben diese Kennlinie Aufschluss darüber, in welchem Bereich die Vertikalbeschleunigungen der einzelnen Versuche liegen.

In Abbildung 5.2 sind in weiterer Folge die Versuche unter Konstellation 2 (mit Druckkissen und mit Belastung) angeführt, wobei Abbildung 5.2 (a) wiederum das gesamte Versuchsspektrum und Abbildung 5.2 (b) den Bereich mit höheren Frequenzen und geringeren Amplituden beinhaltet.

In beiden Abbildungen beziehen sich die Kennlinien für die theoretischen Vertikalbeschleunigungen auf die Vertikalbeschleunigungen des Stahltroges in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues (Verlauf $w_{TR}(t)$, siehe Abbildung 4.31). Auch wenn der Großteil der Versuche in Bezug auf die Beschleunigungen im Bereich unter 5 m/s² (schwarz strichlierte Kennlinie) liegt, können partiell wesentlich höhere Schwingungsamplituden auftreten, nämlich im äußeren Bereich des Stahltroges (aufgrund des höheren Abstandes zum Auflagerdrehpunkt) und auch insbesondere im Gleisrost (bzw. Beschleunigungsamplituden der Schiene), aufgrund der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion. Auf diese Aspekte wird in Kapitel 6 ausführlich eingegangen.

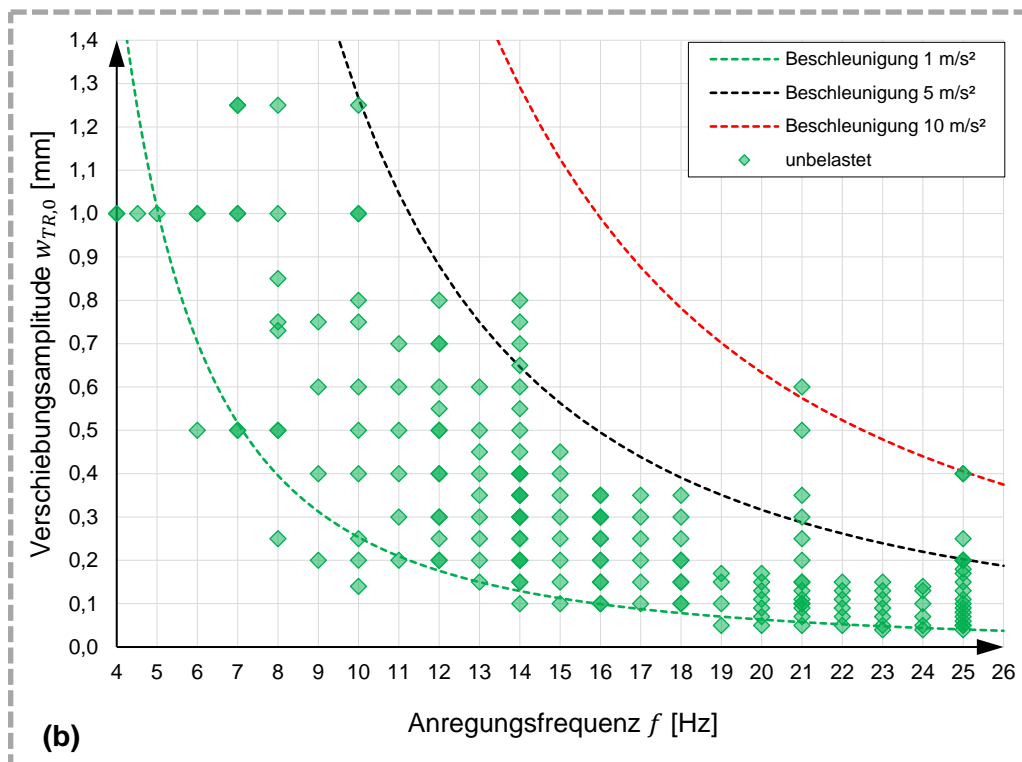
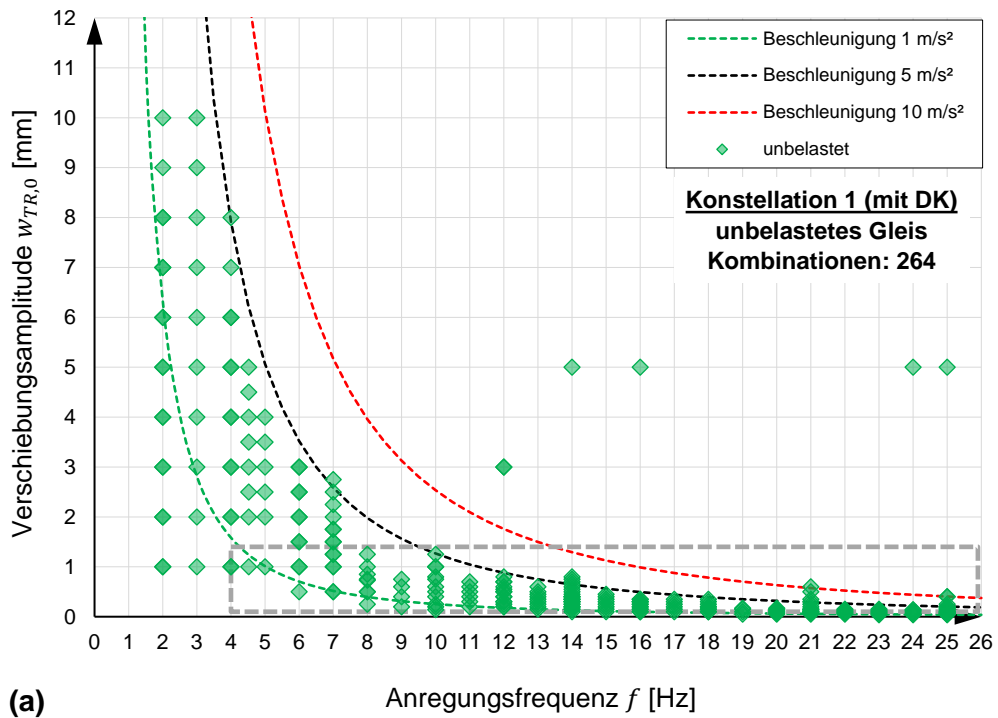


Abbildung 5.1: Überblick der durchgeführten Versuche unter Konstellation 1 (mit Druckkissen und ohne Belastung) – (a) gesamtes Versuchsspektrum und (b) Ausschnitt mit hohen Anregungsfrequenzen

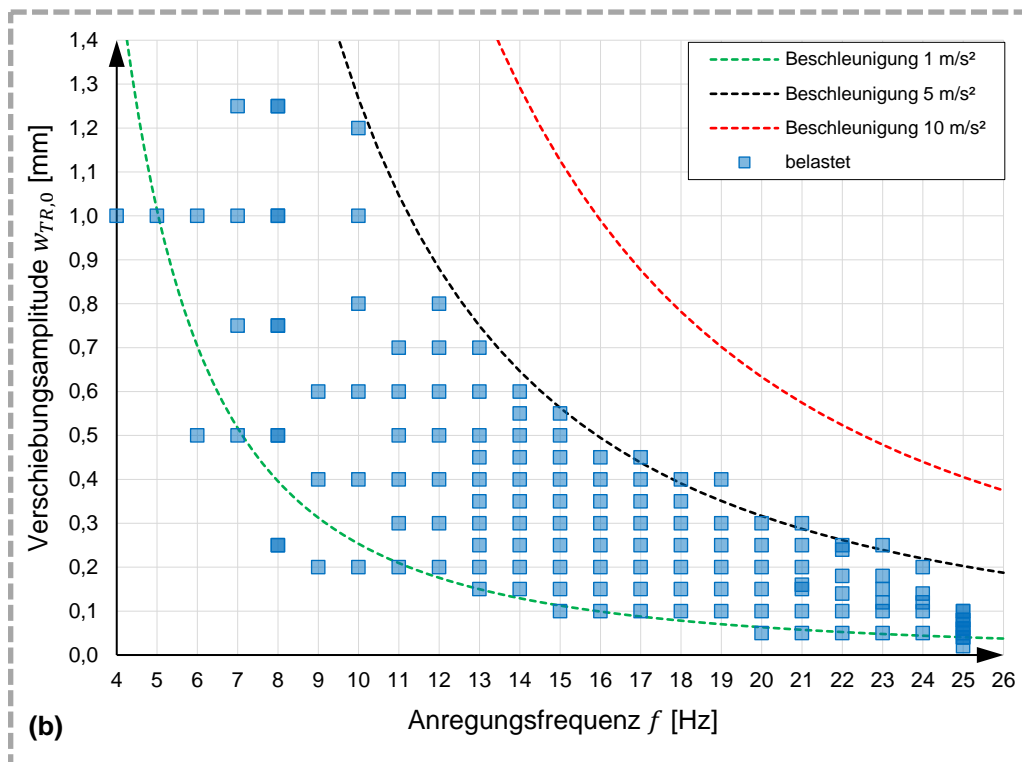
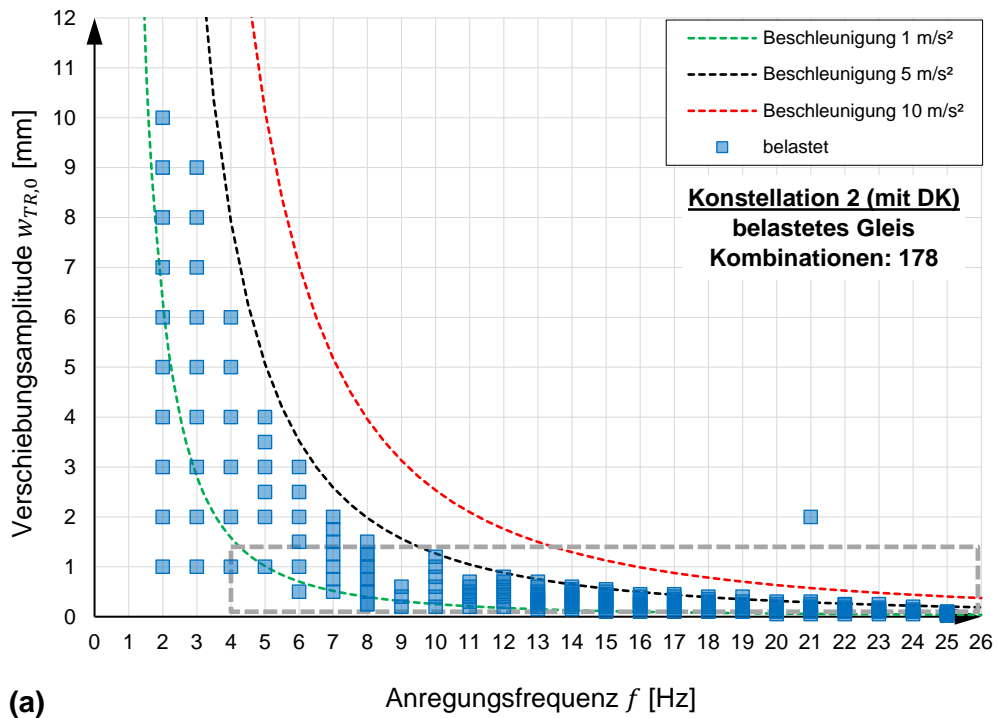


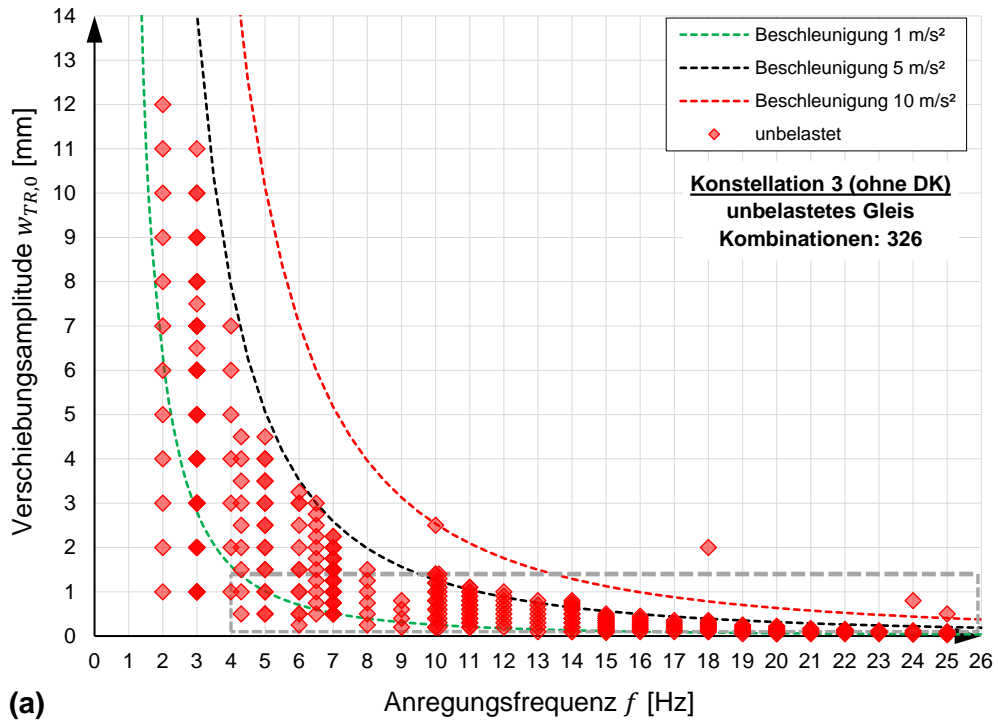
Abbildung 5.2: Überblick der durchgeführten Versuche unter Konstellation 2 (mit Druckkissen und mit Belastung) – (a) gesamtes Versuchsspektrum und (b) Ausschnitt mit hohen Anregungsfrequenzen

5.3. Versuche ohne eingebaute Druckkissen

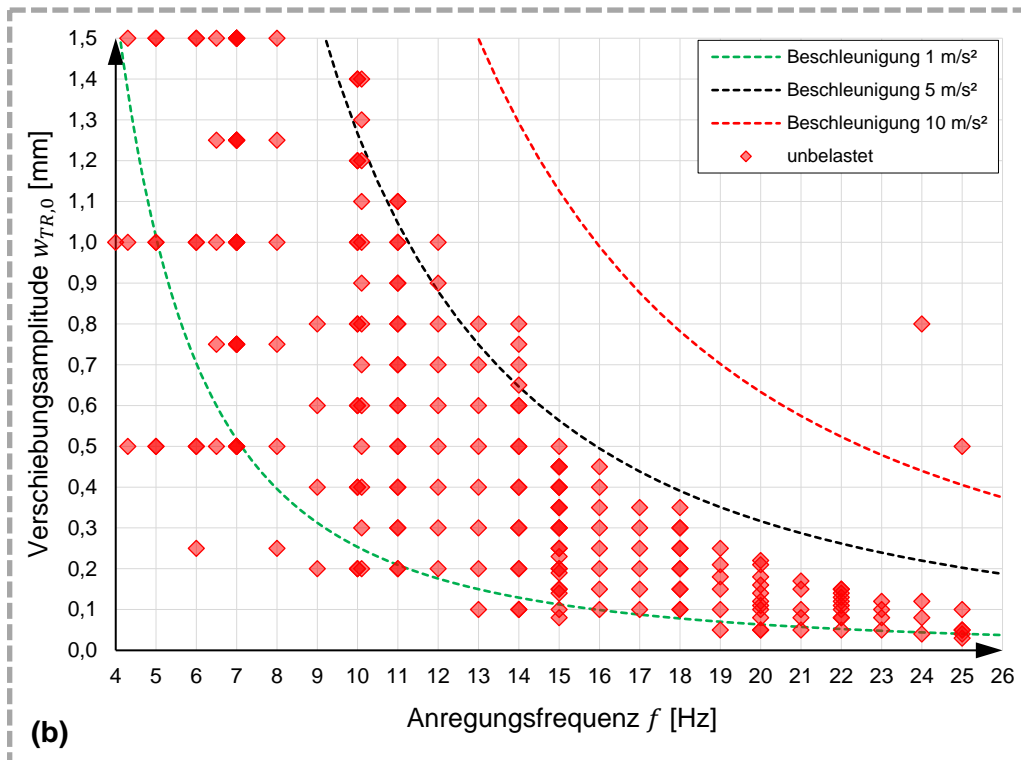
Analog zu Kapitel 5.2 sind in den nachfolgenden Abbildungen 5.3 und 5.4 die Versuche unter Konstellation 3 (ohne Druckkissen und ohne Belastung) und Konstellation 4 (ohne Druckkissen und mit Belastung) illustriert.

Die Abbildungen 5.3 (a) und 5.4 (a) beinhalten wiederum das gesamte Versuchsspektrum, während die Abbildungen 5.3 (b) (Konstellation 3) und 5.4 (b) (Konstellation 4) die jeweiligen Bereiche mit höheren Frequenzen und gleichzeitig geringeren Verschiebungsamplituden zeigen. Wie bereits bei den Versuchen der Konstellationen 1 und 2 liegt auch für die Konstellationen 3 und 4 der Großteil der Versuche im Beschleunigungsbereich unter 5 m/s^2 .

Hinsichtlich der Versuche sind in den Abbildungen 5.1 bis 5.4, also für alle vier Konstellationen einzelne Versuche enthalten, die teilweise in einem Bereich weit über 10 m/s^2 liegen. Bei diesen Versuchen handelt es sich um Sonderfälle, bei denen eine stoßartige Belastung aufgebracht wurde.

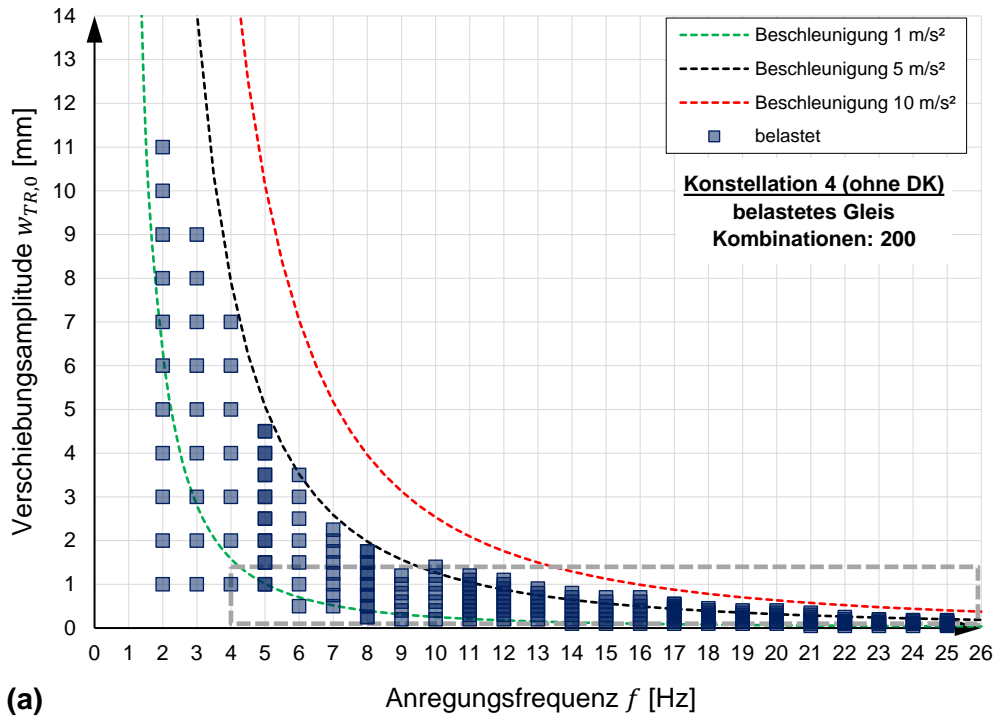


(a)

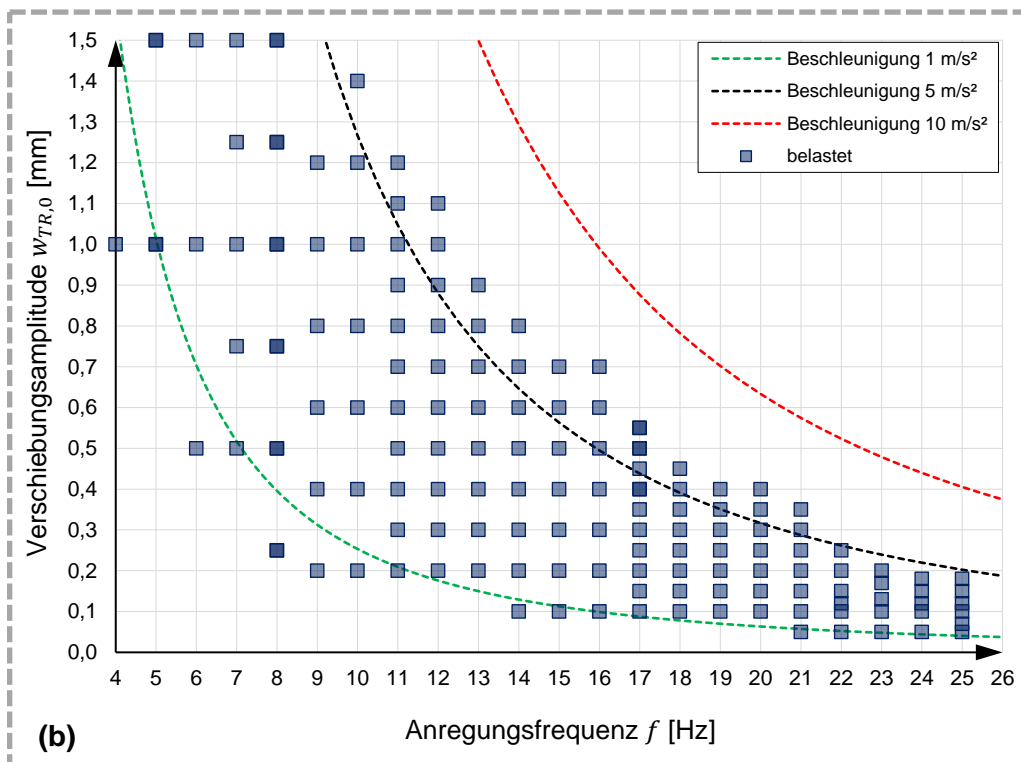


(b)

Abbildung 5.3: Überblick der durchgeführten Versuche unter Konstellation 3 (ohne Druckkissen und ohne Belastung) – (a) gesamtes Versuchsspektrum und (b) Ausschnitt mit hohen Anregungsfrequenzen



(a)



(b)

Abbildung 5.4: Überblick der durchgeführten Versuche unter Konstellation 4 (ohne Druckkissen und mit Belastung) – (a) gesamtes Versuchsspektrum und (b) Ausschnitt mit hohen Anregungsfrequenzen

5.4. Versuche zur Bestimmung des Querverschiebewiderstandes

In Kapitel 5.1 wurde bereits erwähnt, dass hinsichtlich der durchgeführten Versuche zur Ermittlung des Querverschiebewiderstandes (Widerstand des Gleises in lateraler Richtung normal zur Schienenachse) zwei verschiedene Versuchsprinzipien angewendet wurden: Versuche mit konstant gehaltener lateraler Kraft P_{quer} (vgl. auch Abb. 4.30) und Steigerung der Beschleunigungsamplitude (Prinzip 1) und Versuche mit konstanter Beschleunigungsamplitude und steigender Kraft P_{quer} (Prinzip 2). Für beide Prinzipien wurden sowohl Versuche mit Belastung als auch Versuche ohne Belastung durchgeführt, nachfolgend aufgelistet:

- **QVW – Prinzip 1:** 213 Versuche mit Belastung und 61 Versuche ohne Belastung, Frequenzen jeweils 5, 10, 15, 20 und 25 Hz
- **QVW – Prinzip 2:** 7 Versuche mit Belastung und 3 Versuche ohne Belastung

Die im Vergleich zu Prinzip 1 geringe Versuchsanzahl bei Prinzip 2 liegt darin begründet, dass bei Prinzip 2 bei jedem Versuch die laterale Kraft P_{quer} von Null beginnend kontinuierlich gesteigert wurde, während bei Prinzip 1 jeder einzelne Versuch eine konstante Kraft beinhaltet. Die einzelnen Versuche sind nachfolgend in Abbildung 5.5 analog zu den Versuchen der Konstellationen 1 – 4 dargestellt.

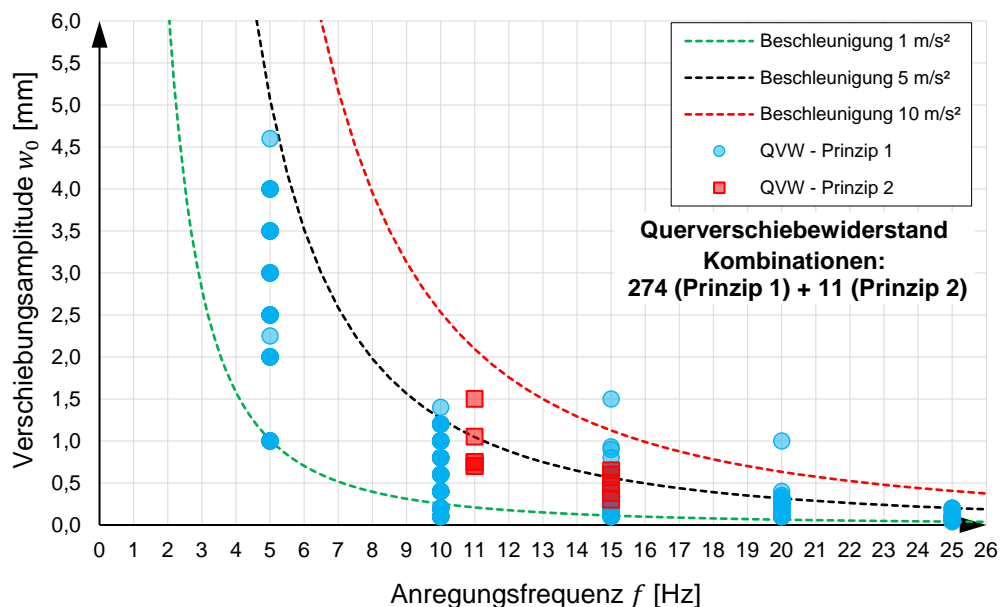


Abbildung 5.5: Überblick der durchgeführten Versuche zur Ermittlung der Querverschiebewiderstandes: Prinzip 1 & Prinzip 2

6. VERTIKALE ENERGIEDISSIPATION UND DYNAMISCHES VERHALTEN DES SCHOTTEROBERBAUES INFOLGE VERTIKALER SCHWINGUNGEN

In diesem Kapitel werden die Charakteristika der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion (GTI) hinsichtlich des Verschiebungsverhaltens (Kapitel 6.1) und des Beschleunigungsverhaltens (Kapitel 6.2) behandelt, wobei die Relativbewegungen zwischen Gleisrost und Deckblech (= Tragwerk) im Fokus stehen. Darüber hinaus wird in Kapitel 6.3 auf die Energiedissipation im Gesamtsystem eingegangen und etwaige Abhängigkeiten diesbezüglich erläutert. Abschließend wird in Kapitel 6.4 auf das Setzungsverhalten des Gleisrostes infolge vertikaler Brückenschwingungen eingegangen, wobei insbesondere die Fragestellung geklärt werden soll, ab welchem Schwingungs- bzw. Beschleunigungs-niveau übermäßige Setzungserscheinungen auftreten.

6.1. Verschiebungsverhalten

6.1.1. Charakteristika des Verschiebungsverhaltens

In Bezug auf das Verschiebungsverhalten wurde die Relativverschiebung zwischen Schiene und Stahltrug am Beginn des eingebauten Schotteroberbaues (an der auflagerseitigen Bordwand vor Schwelle 1, siehe Abb. 4.31) sowie am äußersten Ende (nach Schwelle 4, siehe Abb. 4.31) gemessen. Der nachfolgend behandelte Relativweg $w_{rel}(t)$ errechnet sich als Mittelwert dieser beiden gemessenen Wege und bezieht sich somit auf die Symmetrieachse im Schotteroberbau, siehe auch Abbildung 4.31. Des Weiteren werden zunächst jene Versuche behandelt, welche ohne eingebaute Druckkissen stattfanden. Der Einfluss der Druckkissen auf das dynamische Verhalten wird in den nachfolgenden Unterkapiteln ebenfalls behandelt.

Abbildung 6.1 zeigt die Amplitude der Relativverschiebung $w_{rel,max}$ in Abhängigkeit der vertikalen Verschiebungsamplitude des Stahltruges $w_{TR,max}$ für die ausgewählten Anregungsfrequenzen 3, 5, 7, 10, 15 und 20 Hz und für die Konstellation 3 (ohne Druckkissen und unbelastet). Wie bereits oben erwähnt, handelt es sich bei den in Abbildung 6.1 dargestellten Verschiebungen bzw. deren Amplituden um jene Verschiebungen in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues. Aus Abbildung 6.1 ist ersichtlich, dass mit zunehmender Frequenz die Relativverschiebung überproportional ansteigt. Bildlich gesprochen heißt das, dass die dargestellten Verläufe in Abbildung 6.1 mit zunehmender Frequenz erheblich steiler werden.

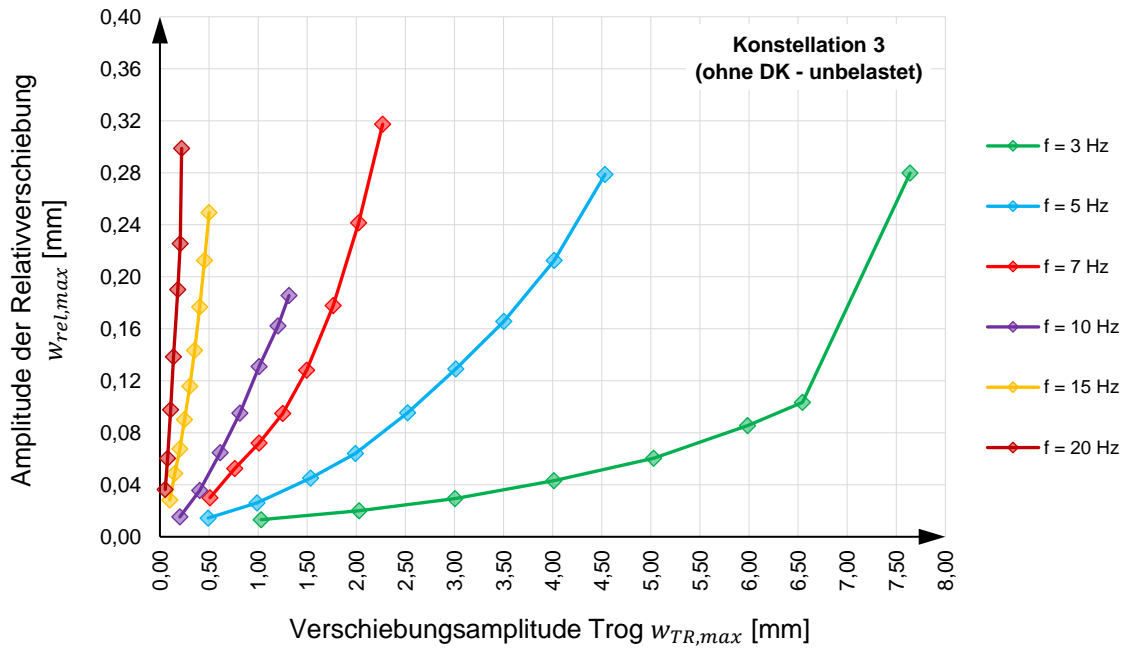


Abbildung 6.1: Amplitude der Relativverschiebung in Abhängigkeit der Verschiebungsamplitude des Troges bei ausgewählten Frequenzen für Konstellation 3 (ohne DK – unbelastet)

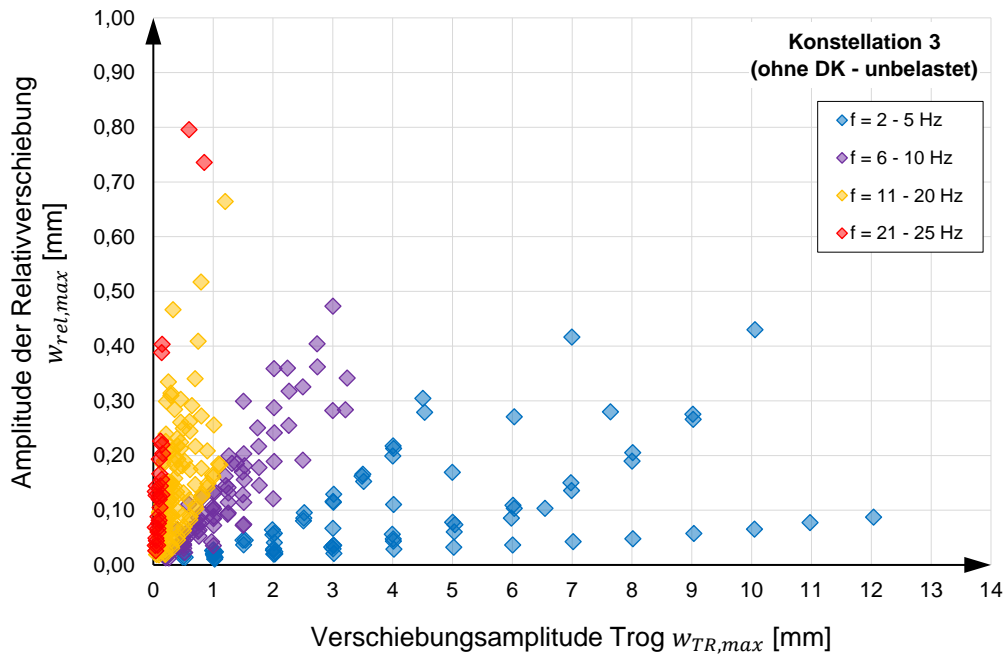


Abbildung 6.2: Amplitude der Relativverschiebung in Abhängigkeit der Verschiebungsamplitude des Troges für alle Frequenzen (2-25 Hz) für Konstellation 3 (ohne DK – unbelastet)

In Ergänzung zu Abbildung 6.1 sind in Abbildung 6.2 erneut die relativen Verschiebungsamplituden in Abhängigkeit der vertikalen Verschiebungsamplitude des Stahltroges für alle Versuche der Konstellation 3 (ohne DK – unbelastet) dargestellt, wobei farblich zwischen unterschiedlichen Frequenzbereichen differenziert wird (blau: 2-5 Hz; violett: 6-10 Hz; gelb: 11-20 Hz und rot: 21-25 Hz). Durch diese Darstellung aller Versuche wird die Frequenzabhängigkeit der Relativverschiebung erneut verdeutlicht: je höher die Anregungsfrequenz, desto stärker steigt die vertikale Relativverschiebung zwischen Schiene und Trog in Abhängigkeit der vertikalen Bewegung an.

In Anlehnung an Abbildung 6.2 sind in Abbildung 6.3 erneut die relativen Verschiebungsamplituden dargestellt, in diesem Fall jedoch für den Zustand des belasteten Gleises (Konstellation 4 – ohne DK und belastet). Die vertikale Auflast liegt bei den dargestellten Versuchen bei 125 kN, was einer halben Achslast einer Railjet-Lok bzw. der halben Einzellast gemäß LM 71 der EN 1991-2 von 250 kN entspricht. Aus Abbildung 6.3 zeigt sich, dass dieselben Abhängigkeiten, welche für den unbelasteten Zustand identifiziert wurden, auch sinngemäß für den Zustand des belasteten Gleises gelten. Mit zunehmender Anregungsfrequenz steigt die vertikale Relativverschiebung w_{rel} in Abhängigkeit der Vertikalbewegung des Stahltroges überproportional an. Im Vergleich zum unbelasteten Gleis (Konstellation 3) sind die vertikalen Relativverschiebungen mit maximalen Amplituden von ca. 0,14 mm jedoch erheblich geringer.

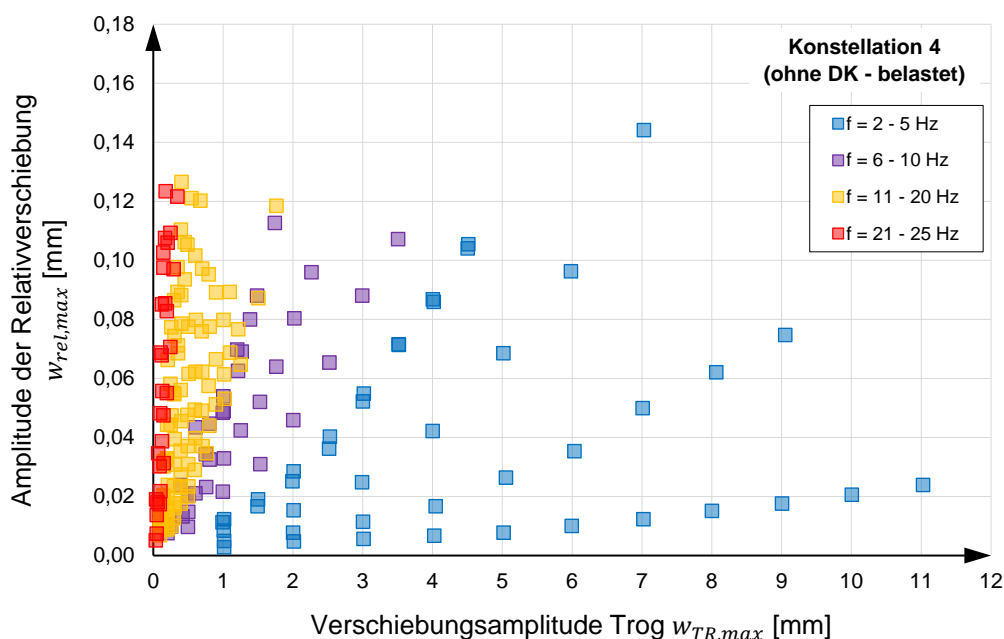


Abbildung 6.3: Amplitude der Relativverschiebung in Abhängigkeit der Verschiebungsamplitude des Troges für alle Frequenzen (2-25 Hz) für Konstellation 4 (ohne DK –belastet)

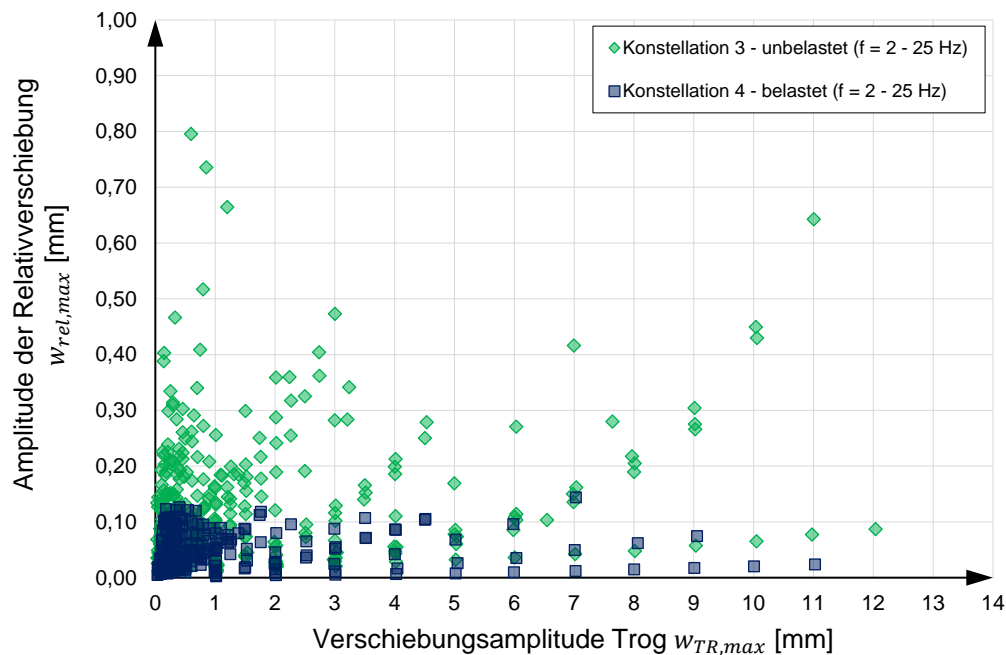


Abbildung 6.4: Amplitude der Relativverschiebung in Abhängigkeit der Verschiebungsamplitude des Troges für alle Versuche der Konstellationen 3 und 4

Um einen Vergleich zwischen Konstellation 3 (ohne DK – unbelastet) und Konstellation 4 (ohne DK – belastet) in Bezug auf die auftretenden Verschiebungen zu geben, sind in Abbildung 6.4 für beide Konstellationen wiederum die Relativverschiebungen in Abhängigkeit der vertikalen Absolutverschiebungen dargestellt. Aus Abbildung 6.4 geht deutlich hervor, dass für den Zustand des belasteten Gleises (blaue Quadrate) erheblich geringere Relativverschiebungen auftreten. Wenngleich einige Verschiebungscharakteristika aus qualitativer Sicht unabhängig vom Belastungszustand sind (vgl. Abb. 6.3 und Abb. 6.2), verdeutlicht Abbildung 6.4 den Einfluss der Belastung.

Zum weiteren Vergleich des Verschiebungsverhaltens in Abhängigkeit der Belastung ist in Abbildung 6.5 das dimensionslose Amplitudenverhältnis von relativ zu absoluter Verschiebungsamplitude

$$\frac{w_{rel,max}}{w_{TR,max}} [-]$$

in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz f dargestellt, wobei die grünen Markierungen Konstellation 3 (unbelastet) und die blauen Markierungen Konstellation 4 (belastet) repräsentieren. Tendenziell zeigt sich, dass das Amplitudenverhältnis mit zunehmender Anregungsfrequenz bei beiden Konstellationen ansteigt. Während im Fall des unbelasteten

Zustandes bei Frequenzen ab 18 Hz Amplitudenverhältnisse über 1 auftreten – d.h. die Relativverschiebung $w_{rel,max}$ ist höher als Absolutverschiebung $w_{TR,max}$ – bleibt das Amplitudenverhältnis für den belasteten Zustand stets unter dem Wert 1. Somit ist im belasteten Zustand die Relativverschiebung stets geringer als die vertikale Absolutbewegung.

Hinsichtlich des unbelasteten Zustandes sind im hohen Frequenzbereich ab 22 Hz Amplitudenverhältnisse deutlich über dem Faktor 1 zu erkennen. Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass die Verschiebungsamplituden bei diesen hohen Frequenzen äußerst gering sind ($< 0,20$ mm), dementsprechend wirken sich schon sehr kleine (anlagenbedingte) Messungenauigkeiten in den Verschiebungsverläufen erheblich auf die generierten Messergebnisse aus. Aus diesem Grunde sind die hohen Amplitudenverhältnisse für den Frequenzbereich 22 – 25 Hz mit Vorsicht zu betrachten. Mit diesem Kontext zu Abbildung 6.5 eignen sich gemessene Beschleunigungsverläufe und -amplituden im hohen Frequenzbereich besser, um Abhängigkeiten und Charakteristika der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion zu identifizieren. Dennoch bleibt an dieser Stelle die wesentliche Erkenntnis, dass die vertikale Gleis-Tragwerk-Interaktion hinsichtlich der Verschiebungscharakteristika sowohl Frequenz- als auch Verschiebungs- und Belastungsabhängigkeiten unterworfen ist.

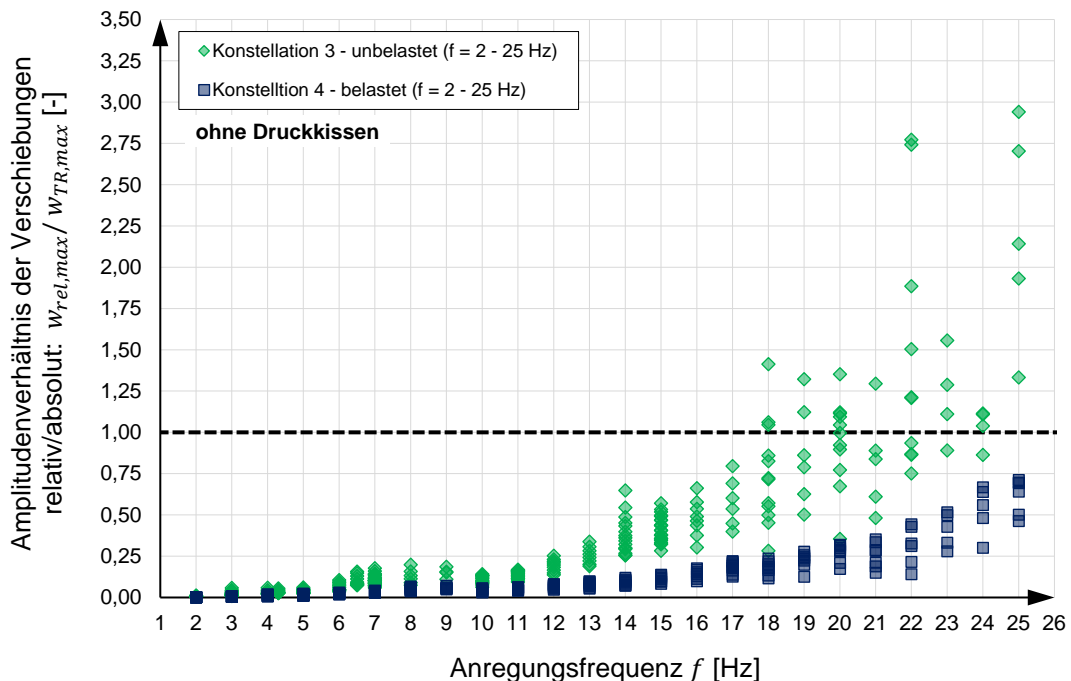


Abbildung 6.5: Amplitudenverhältnisse der Verschiebung für Konstellation 3 (ohne DK – unbelastet) und Konstellation 4 (ohne DK – belastet)

Abschließend sind in Abbildung 6.6 die Amplituden der vertikalen Relativverschiebung $w_{rel,max}$ in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigung dargestellt. Abbildung 6.6(a) zeigt die Relativverschiebung in Abhängigkeit der Beschleunigung des Troges $\ddot{w}_{TR,max}$ (in der Symmetrieachse) und dem gleichen Prinzip folgend zeigt Abbildung 6.6(b) dieselben Relativverschiebungen in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude der Schiene $\ddot{w}_{S,max}$. Die vertikale Beschleunigung der Schiene bezieht sich in diesem Falle ebenfalls auf die Symmetrieachse des Schotteroberbaues, wobei die Beschleunigung der Schiene an drei Punkten (Schwelle 1, Schwelle 4 sowie in Schienenmitte zwischen Schwelle 2 und Schwelle 3, siehe Abb. 4.31) gemessen wurde und die Amplitude $\ddot{w}_{S,max}$ den Mittelwert aus diesen drei Verläufen bildet.

In Bezug auf den belasteten Zustand (Konstellation 4 – blaue Quadrate) geht sowohl aus Abbildung 6.6(a) als auch aus Abbildung 6.6(b) dieselbe Schlussfolgerung hervor: mit zunehmender Beschleunigung steigt die Relativverschiebung an, wobei in sehr guter Näherung eine lineare Regression zur Beschreibung dieses Zusammenhanges herangezogen werden kann. Es zeigt sich somit für den belasteten Zustand ein frequenzunabhängiger Zusammenhang zwischen Relativverschiebung und Beschleunigung.

Für den Zustand des unbelasteten Gleises (Konstellation 3 – grüne Markierungen) zeigt sich in Abhängigkeit der Trogbeschleunigung in Abbildung 6.6(a) eine Streuung der Verschiebungen, wobei die beiden grau hervorgehobenen Werte bei ca. 3,5 m/s² in Abbildung 6.6(a) zu einer Frequenz von 22 Hz zugehörig sind und als Ausreißer klassifiziert werden. Zur Beschreibung der Ergebnisse wird eine quadratische Regression herangezogen, wobei innerhalb der Ergebnisse kein plötzlicher überproportionaler Anstieg der Relativbewegungen eintritt. Dennoch zeigt sich, dass die Ergebnisstreuung in Abbildung 6.6(a) über einem Wert von 6,0 m/s² signifikant größer ist. Im Sinne einer Beurteilung des nach Ö-NORM B 4008-2 [8] definierten Grenzwertes der Beschleunigung von 6 m/s² kann somit schlussgefolgert werden, dass bis zu diesem Schwingniveau keine abrupt eintretenden Destabilisierungsvorgänge im Schotteroberbau (in Form von übermäßigen Relativbewegungen) beobachtet werden können.

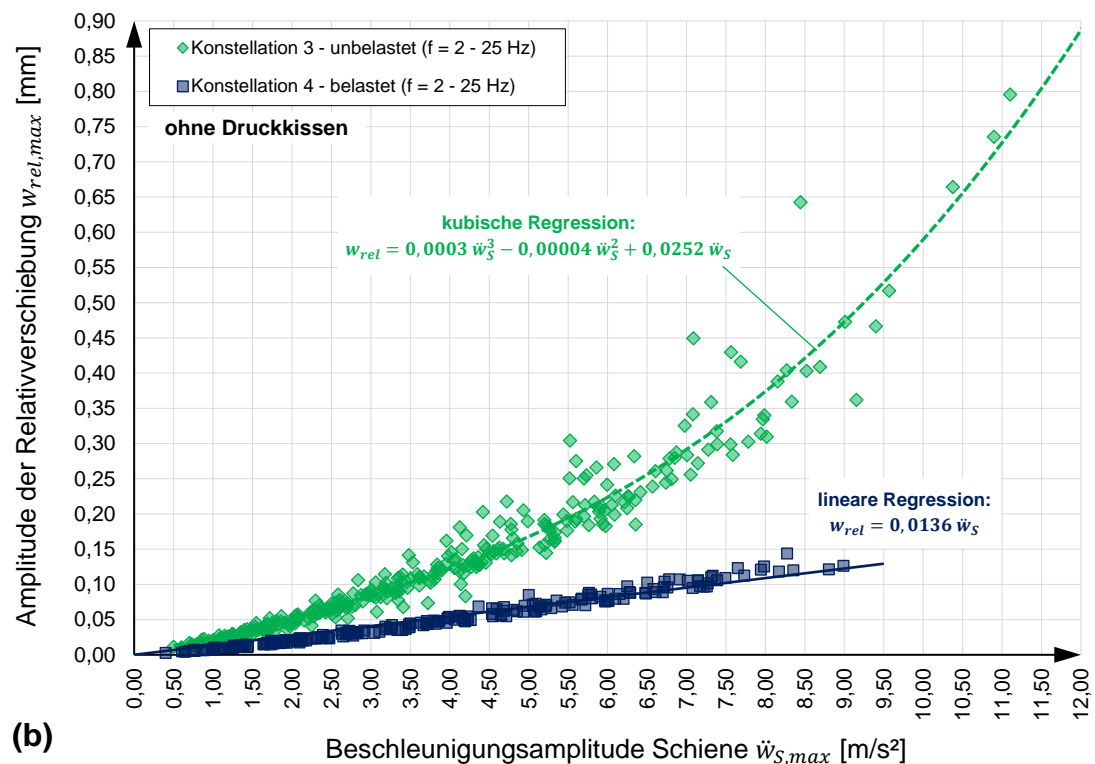
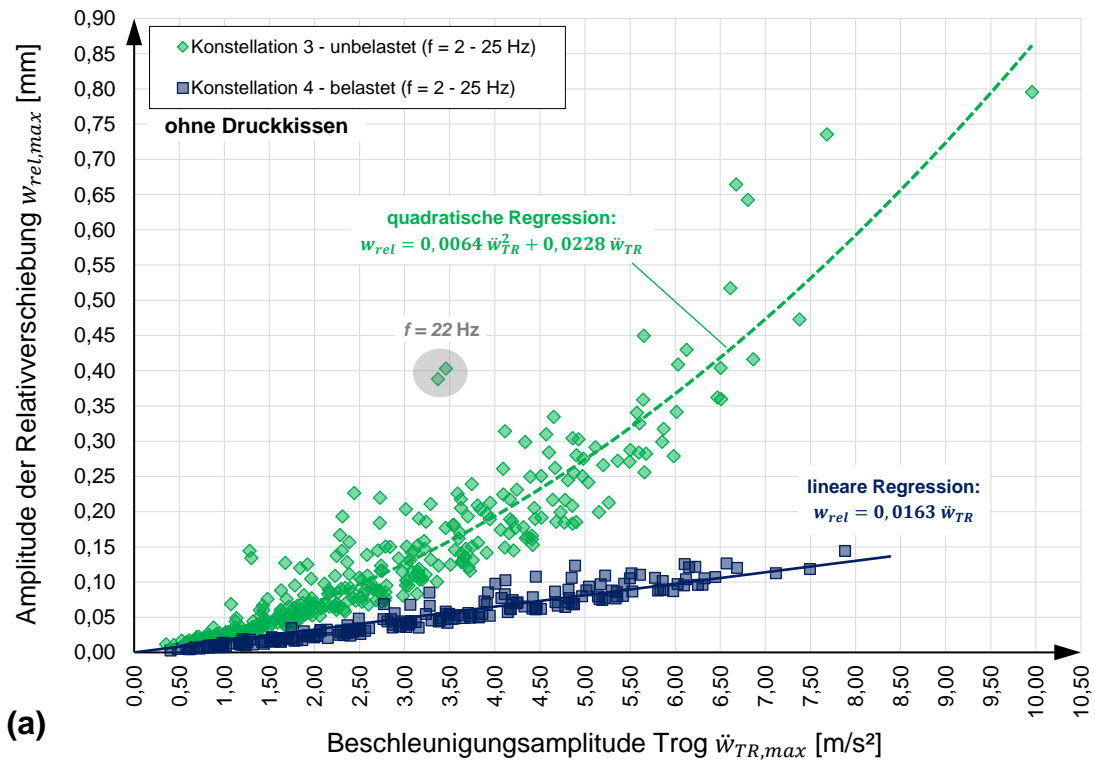


Abbildung 6.6: Amplitude der Relativverschiebung $w_{rel,max}$ in Abhängigkeit der Beschleunigung für alle Versuche der Konstellationen 3 und 4: (a) in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude der Schiene $\dot{w}_{S,max}$ und (b) in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude des Troges $\dot{w}_{TR,max}$

In Abbildung 6.6(b) hingegen zeigt sich auch für den Zustand des unbelasteten Gleises eine klare und näherungsweise frequenzunabhängige Tendenz, wobei die Relativverschiebung bis zu einer Schienenbeschleunigung von ca. $7\text{--}8\text{ m/s}^2$ in etwa linear ansteigt und danach mit zunehmender Beschleunigung überproportional zunimmt. Zur Beschreibung der Ergebnisse wird für diesen Fall eine kubische Regression verwendet. Sowohl hinsichtlich der Ausprägung der Relativbewegungen als auch im Hinblick auf die Ergebnisstreuung zeigt sich der Zusammenhang, dass erst bei Beschleunigungsamplituden der Schiene über 7 m/s^2 Änderungen im Schotteroberbauverhalten identifiziert werden können. Dieser Zusammenhang ist insofern von großer Bedeutung, dass die Versuche zeigen, dass eine merkbare und versuchstechnisch festgestellte Änderung des Verhaltens der vertikalen GTI (in Form von übermäßigen Relativverschiebungen) erst bei Beschleunigungen über 7 m/s^2 - im unbelasteten Zustand – auftreten. Im belasteten Zustand zeigt sich für den gesamten Beschleunigungsbereich ein linearer Trend, es kommt in diesem Fall somit zu keinen übermäßigen Relativbewegungen.

In Bezug auf die Ableitung eines versuchstechnisch ermittelten Grenzwertes auf Basis der Ergebnisse in Abbildung 6.6 lässt sich kein klarer Beschleunigungsgrenzwert zur Beschreibung eines Überganges im Schotteroberbau identifizieren. Vielmehr ist mit steigenden Beschleunigungen ein stetiger Übergang hin zu einer größeren Ergebnisstreuung und zu übermäßigen Relativbewegungen gegeben. Die Ergebnisse lassen jedoch die Schlussfolgerung zu, dass Tragwerksschwingungen mit Amplituden bis 6 m/s^2 keine Gefahr für den Schotteroberbau darstellen.

6.1.2. Einfluss der Druckkissen auf das dynamische Verhalten

Zur Messung der Übertragungskraft zwischen Deckblech (bzw. Tragwerk) und Schotteroberbau unter dynamischer Anregung sind zwischen Unterschottermatte und Deckblech insgesamt vier wassergefüllte Druckkissen eingebaut, siehe Kapitel 4.6.1. An diese Druckkissen sind Sensoren zur Messung des Wasserdruckes angeschlossen, womit die Übertragungskraft zwischen Oberbau und Deckblech gemessen werden kann.

Wie in Kapitel 5 bei der Auflistung aller durchgeführten Versuche bereits erläutert, wurden für dasselbe Parameterfeld an Anregungskombinationen aus Verschiebung und zugehöriger Frequenz der Verschiebung sowohl Versuche mit eingebauten Druckkissen als auch Versuche ohne durchgeführt. In diesem Kapitel wird in Bezug auf das Verschiebungsver-

halten der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion der Einfluss der eingebauten Druckkissen auf das Verschiebungsverhalten untersucht. Diese Fragestellung ist vor allem dahingehend von fundamentaler Bedeutung, ob sämtliche Versuche für repräsentative dynamische Analysen der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion herangezogen werden dürfen, oder nur jene, welche ohne eingebaute Druckkissen stattgefunden haben und damit den Zustand des realen Schotteroberbaues – ohne Störeinflüsse durch eingebaute Messkomponenten – wiedergeben.

Als erster Vergleich sind in Abbildung 6.7 in analoger Weise zu Abbildung 6.1 die Amplituden der Relativverschiebung $w_{rel,max}$ in Abhängigkeit der Verschiebungsamplitude des Troges $w_{TR,max}$ dargestellt. Dabei sind die Verläufe für die Anregungsfrequenzen 3, 5, 7, 10, 15 und 20 Hz sowohl für Konstellation 1 (Versuche mit Druckkissen, strichlierte Linien) als auch für Konstellation 3 (Versuche ohne Druckkissen, durchgezogene Linien) dargestellt. Hinsichtlich der Verläufe zeigen sich tendenziell bzw. in qualitativer Hinsicht gute Übereinstimmungen zwischen den Versuchen mit Druckkissen (Konstellation 1) und den Versuchen ohne Druckkissen (Konstellation 3), wobei jedoch die relativen Verschiebungsamplituden unter Konstellation 1 generell größer sind als unter Konstellation 3.

Dieser erste Vergleich zwischen den Versuchen mit Druckkissen und ohne Druckkissen zeigt, dass die Druckkissen die vertikale Gleis-Tragwerk-Interaktion beeinflussen und somit hinsichtlich der weiteren Versuchsauswertung zwischen den beiden Versuchskonfigurationen differenziert werden muss.

In Erweiterung zu den Darstellungen der Verschiebungsamplituden in Abbildung 6.7 sind für einen aussagekräftigeren Vergleich in Abbildung 6.8 die Amplitudenverhältnisse von Relativverschiebung zu Absolutverschiebung $w_{rel,max}/w_{TR,max}$ in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude des Troges $\ddot{w}_{TR,max}$ dargestellt. Abbildung 6.8(a) dabei den gesamten Bereich, wobei die Amplitudenverhältnisse für die Frequenzen 3, 5, 7, 10, 15, 20 und 23 Hz dargestellt sind und zwischen Konstellation 1 (strichlierte Linien) und Konstellation 3 (durchgezogene Linien) hinsichtlich der Darstellung differenziert wird.

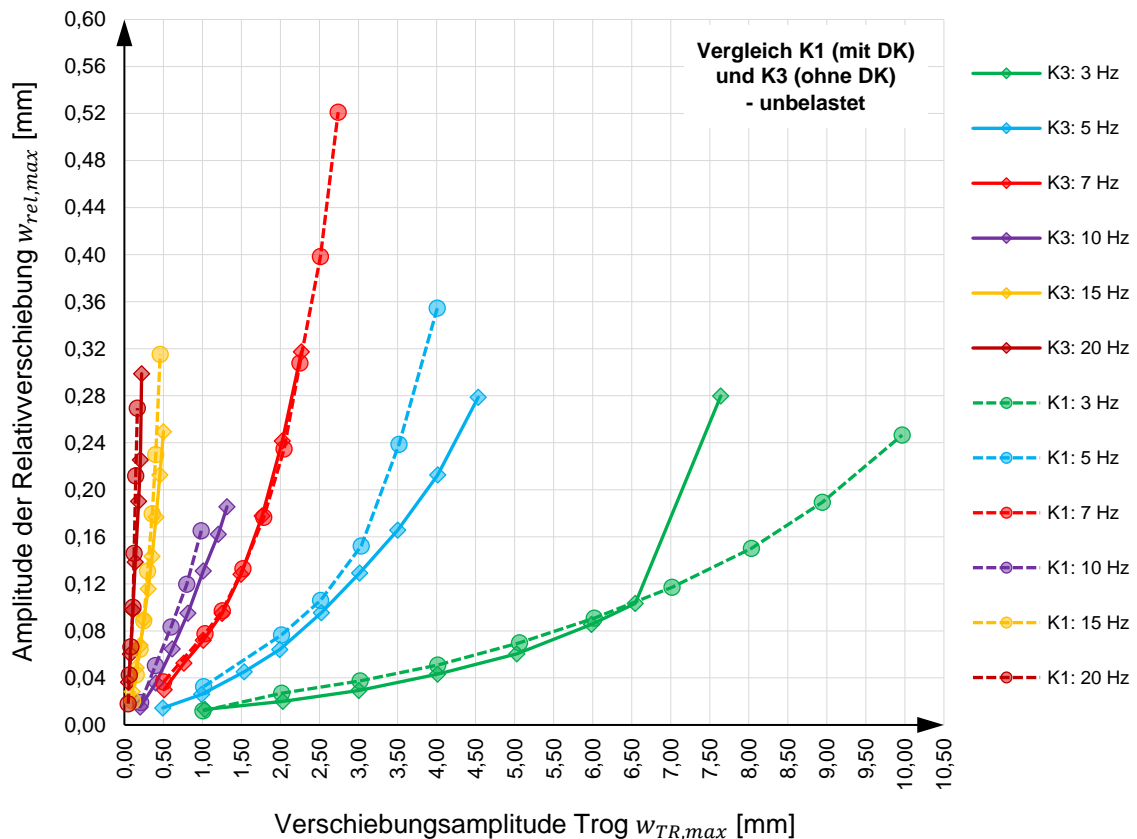


Abbildung 6.7: Amplitude der Relativverschiebung in Abhängigkeit der Verschiebungsamplitude des Troges bei ausgewählten Frequenzen für Konstellation 1 (mit DK) und Konstellation 3 (ohne DK) – jeweils unbelastet

Aus Abbildung 6.8(a) ist klar ersichtlich, dass zwischen den Konstellationen 1 und 3 speziell im höheren Frequenzbereich über 10 Hz deutliche Unterschiede zwischen den Versuchen mit Druckkissen und jenen Versuchen ohne Druckkissen zu beobachten sind. Im Falle der eingebauten Druckkissen (strichlierte Linien) zeigen sich deutlich höhere Amplitudenverhältnisse. Daraus resultiert die Erkenntnis, dass die eingebauten Druckkissen die vertikale Gleis-Tragwerk-Interaktion deutlich beeinflussen und jene Versuche unter Konstellation 1 und Konstellation 2 streng genommen nicht für dynamische Analysen des gesamten Schwingensystems herangezogen werden sollten.

In Ergänzung zu Abbildung 6.8(a) enthält Abbildung 6.8(b) einen Ausschnitt aus Abbildung 6.8(a), wobei die Ordinate mit 0,24 begrenzt wird und somit die Amplitudenverhältnisse für kleine Frequenzen bis 10 Hz dargestellt werden. Auch hierbei zeigt sich, dass die Amplitudenverhältnisse für die Konstellation 1 (mit eingebauten Druckkissen) höher sind als jene für Konstellation 3 (ohne Druckkissen), wodurch der Einfluss der Druckkissen auf die vertikale GTI erneut verdeutlicht wird.

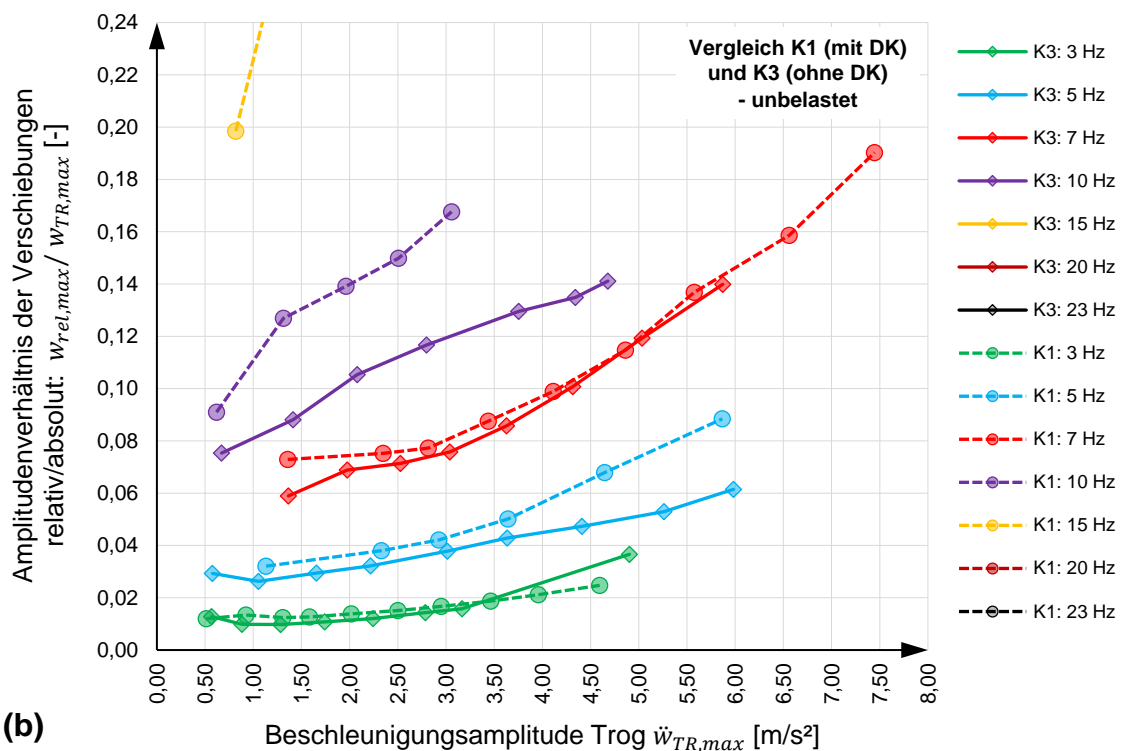
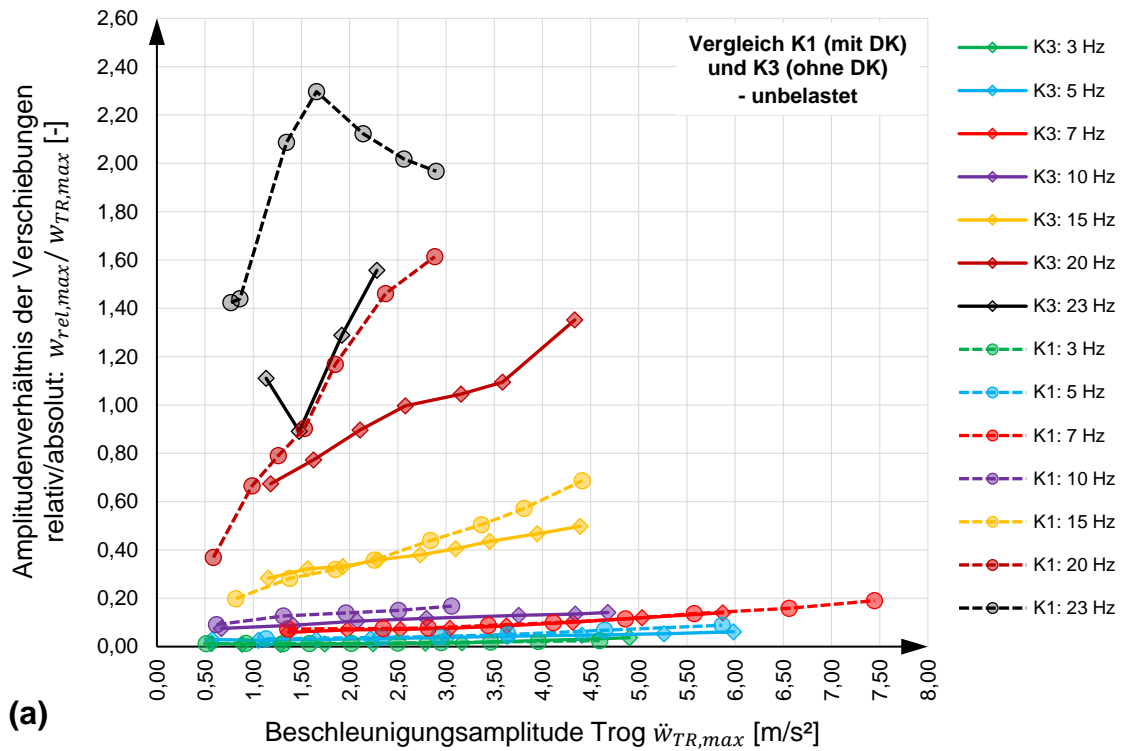


Abbildung 6.8: Amplitudenverhältnisse der Verschiebung für Konstellation 1 (mit DK) und Konstellation 3 (ohne DK) und ausgewählte Frequenzen: (a) gesamter Bereich und (b) Ausschnitt im Bereich kleiner Frequenzen

In Ergänzung zu Abbildung 6.5 ist nachfolgend in Abbildung 6.9 das Amplitudenverhältnis $w_{rel,max}/w_{TR,max}$ in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für alle vier Konstellationen dargestellt. Auch hier zeigt sich, dass die qualitativen Tendenzen und Zusammenhänge für die Versuche mit und ohne Druckkissen in etwa gleichermaßen gelten, die Versuche in quantitativer Hinsicht in Bezug auf die tatsächliche Größe der Amplituden jedoch nicht übereinstimmen.

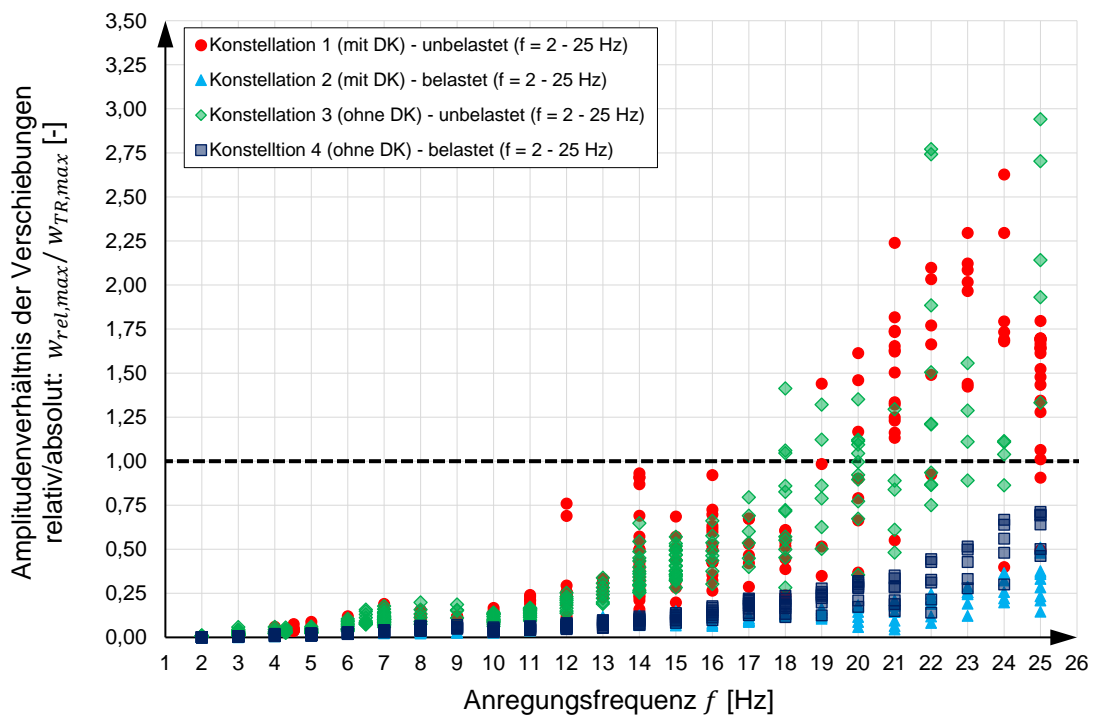


Abbildung 6.9: Amplitudenverhältnisse der Verschiebung für alle Konstellationen in Abhängigkeit der Frequenz

Als finaler Vergleich in Bezug auf die Verschiebungscharakteristika der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion und den Einfluss der Druckkissen sind in Abbildung 6.10 die vertikalen Verschiebungsamplituden in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude der Schiene – bezogen auf die Symmetrieachse des Schotteroberbaues – analog zu Abbildung 6.6(b) für alle vier Konstellationen dargestellt.

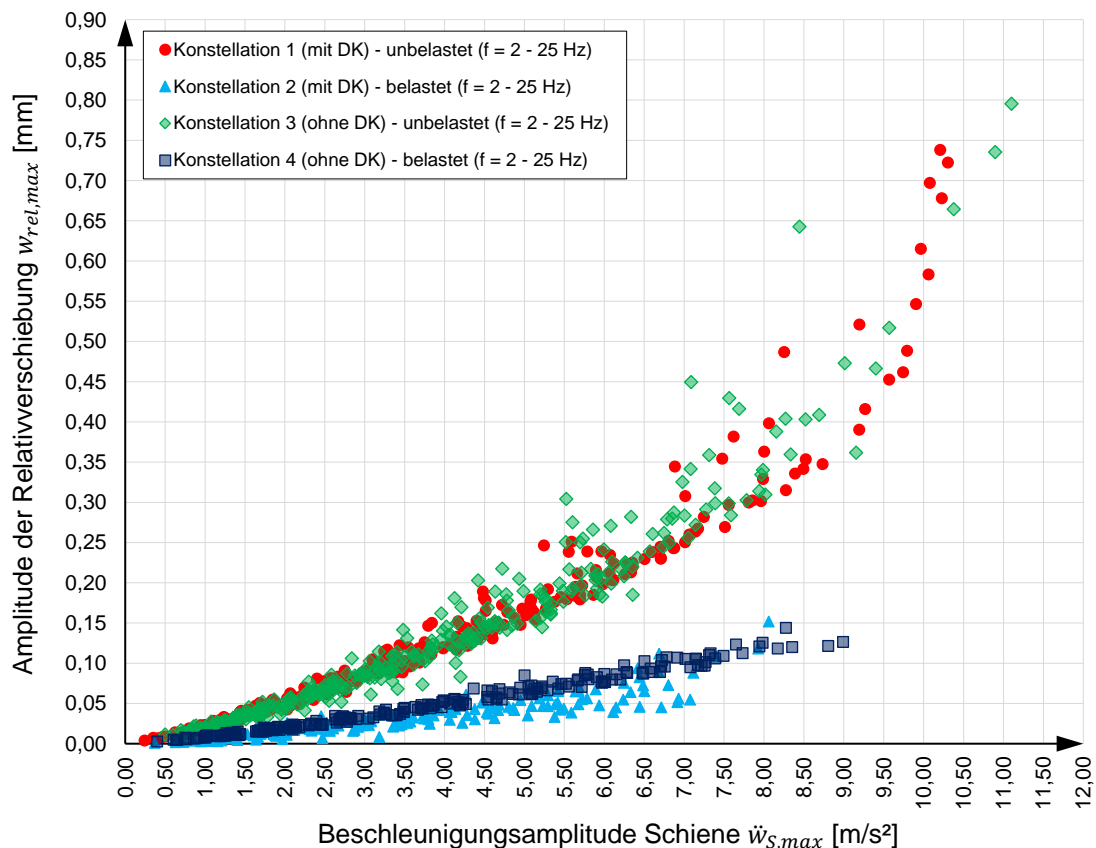


Abbildung 6.10: Amplitude der Relativverschiebung $w_{rel,max}$ in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude der Schiene $\ddot{w}_{s,max}$ für alle vier Konstellationen

Abbildung 6.10 verdeutlicht erneut die zuvor beschriebenen Zusammenhänge, dass der Einfluss der Druckkissen auf das Verschiebungsverhalten der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss hat. In Bezug auf den unbelasteten Zustand zeigen sich qualitativ sehr ähnliche Zusammenhänge, zu erkennen an den roten und grünen Markierungen in Abbildung 6.10 (Konstellationen 1 und 2). Beim Zustand des belasteten Gleises lassen die im Falle der eingebauten Druckkissen (Konstellation 2) geringfügig kleineren Amplitudenverhältnisse im Vergleich zu Konstellation 4 darauf schließen, dass die Druckkissen einen dämpfenden Effekt auf die vertikale GTI haben.

6.1.3. Fazit zum Verschiebungsverhalten

Die Analysen zum Verschiebungsverhalten der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion haben gezeigt, dass das Verschiebungsverhalten im Schotteroberbau infolge vertikaler dynamischer Anregung mehreren Abhängigkeiten unterliegt, welche sowohl die Frequenz als auch die Beschleunigung und insbesondere den Belastungszustand betreffen.

Insbesondere die Abbildungen 6.6 und 6.10 zeigen, dass eine merkbare Änderung der vertikalen GTI erst ab Beschleunigungen über 7 m/s^2 beobachtbar ist, womit der normativ vorgeschriebene Grenzwert nach Ö-NORM B 4008-2 [8] von 6 m/s^2 als physikalisch begründeter Grenzwert angesehen werden kann.

Des Weiteren hat sich gezeigt, dass die zwischen Schotteroberbau und Deckblech eingebauten wassergefüllten Druckkissen zwar zur Messung der Übertragungskraft zwischen Stahltrug und Deckblech geeignet sind (darauf wird in Kapitel 7 näher eingegangen), diese aber das Verschiebungsverhalten der Gleis-Tragwerk-Interaktion merkbar beeinflussen. Die Versuche mit eingebauten Druckkissen können daher zur Bestimmung von Kennwerten der vertikalen GTI herangezogen werden, sie eignen sich jedoch nur bedingt für Rückschlüsse und die Ermittlung von allgemeinen Zusammenhängen des dynamischen Verhaltens.

6.2. Beschleunigungsverhalten

Nach den im vorangegangenen Kapitel 6.1 behandelten Verschiebungsverhalten mit dem Fokus auf Abhängigkeiten und Zusammenhänge bezüglich der vertikalen Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Tragwerk wird in diesem Unterkapitel das Beschleunigungsverhalten der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion behandelt. Da die Erkenntnisse aus Kapitel 6.1.2 darauf schließen lassen, dass die eingebauten Druckkissen das Verhalten der vertikalen GTI beeinflussen, werden nur jene Versuche behandelt, welche ohne eingebaute Druckkissen stattfanden (Konstellation 3 und Konstellation 4).

6.2.1. Beschleunigungscharakteristika der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion

Abbildung 6.11 zeigt als erste Analyse die Amplituden der vertikalen Schienenbeschleunigung in Abhängigkeit der Amplitude der Trogbeschleunigung, wiederum bezogen auf die Symmetrieachse des Schotteroberbaues (siehe Abb. 4.31) für Konstellation 3 (unbelastet) und Konstellation 4 (belastet, Auflast 125 kN). Die schwarz strichlierte Linie in Abbildung 6.11 markiert jene Grenze, bei der die Amplituden der Schienen- und der Trogbeschleunigung übereinstimmen. Hinsichtlich der Amplituden zeigt sich, dass die Schienenbeschleunigung sowohl für den Zustand des unbelasteten als auch für den Zustand des belasteten Gleises stets größer als die Trogbeschleunigung ist und darüber hinaus, dass im Falle des belasteten Gleises (Konstellation 4) die Schienenbeschleunigungen geringer ausfallen.

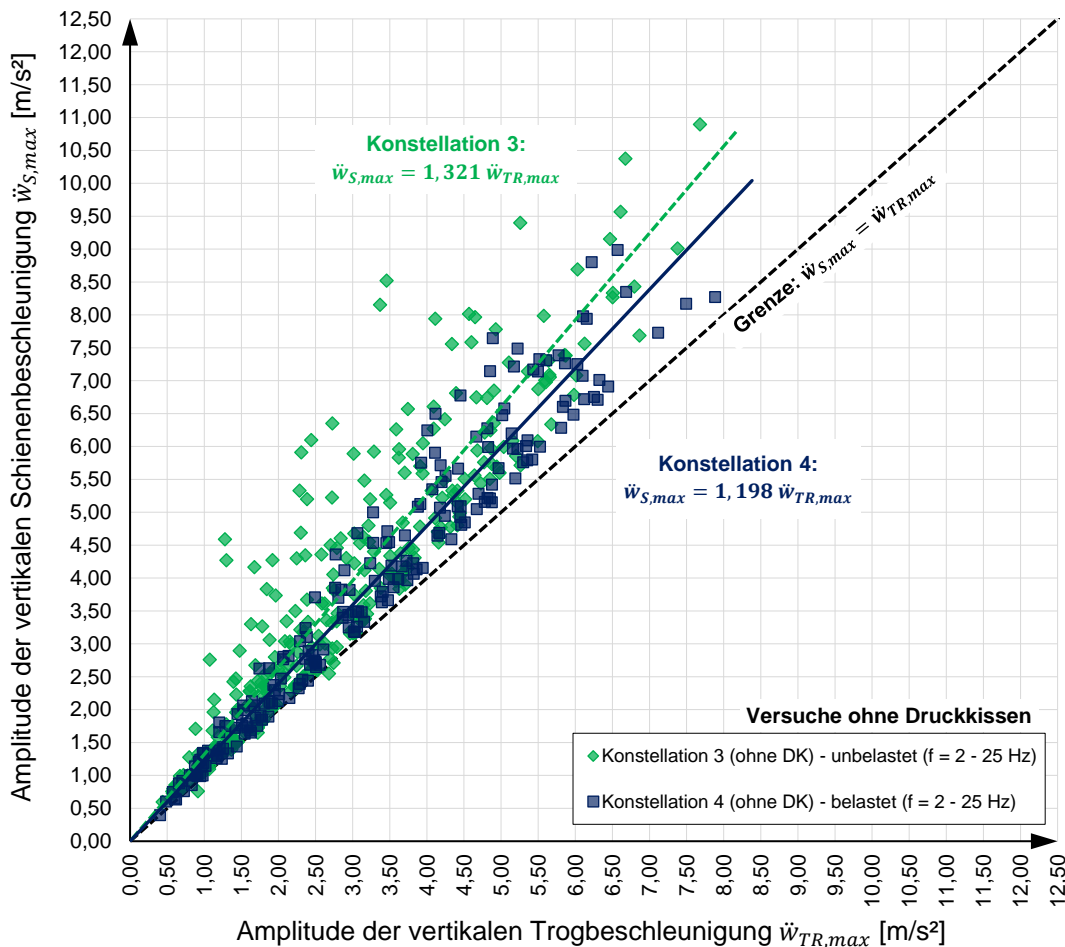


Abbildung 6.11: Vertikale Schienenbeschleunigung in Abhängigkeit der Trogbeschleunigung für Konstellation 3 (unbelastet) und Konstellation 4 (belastet)

Des Weiteren sind die gemessenen Amplituden einer gewissen Streuung unterworfen. In Abbildung 6.11 werden lineare Regressionsfunktionen für Konstellation 3 (grün) und Konstellation 4 (dunkelblau) angegeben, diese stellen jedoch eine starke Vereinfachung dar und dienen vorrangig dazu, die allgemeinen Zusammenhänge (überproportionale Schienenbeschleunigung in Abhängigkeit der Belastung) zu veranschaulichen.

Als weiterer Schritt und um auch eine klarere Differenzierung hinsichtlich verschiedener Abhängigkeiten der Beschleunigungen zu ermöglichen, sind in Abbildung 6.12 die Amplitudenverhältnisse der Beschleunigungen $\ddot{w}_{S,max}/\ddot{w}_{TR,max}$ (Verhältnis Schiene zu Trog) für Konstellation 3 (ohne DK – unbelastet) aufgeschlüsselt nach verschiedenen Frequenzen zwischen 2 und 25 Hz dargestellt. Abbildung 6.12(a) zeigt die Amplitudenverhältnisse in Abhängigkeit der vertikalen Trogbeschleunigung $\ddot{w}_{TR,max}$, Abbildung 6.12(b) zeigt der Vollständigkeit halber dieselben Amplitudenverhältnisse, jedoch in Abhängigkeit der vertikalen Schienenbeschleunigung $\ddot{w}_{S,max}$.

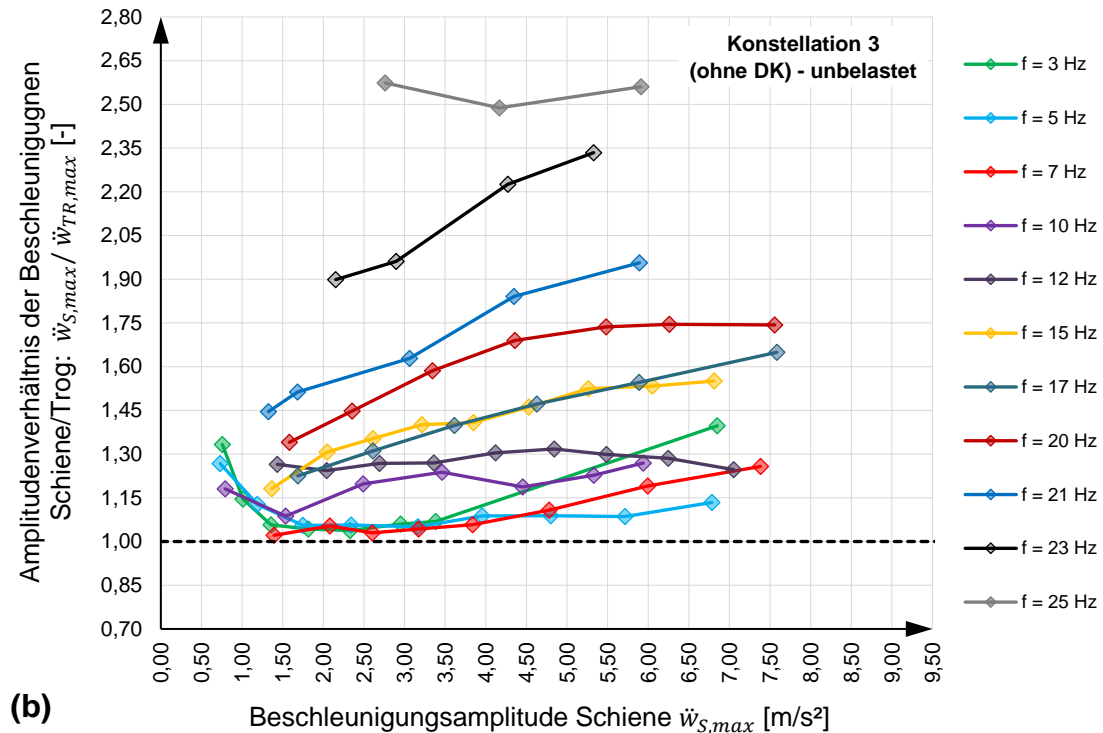
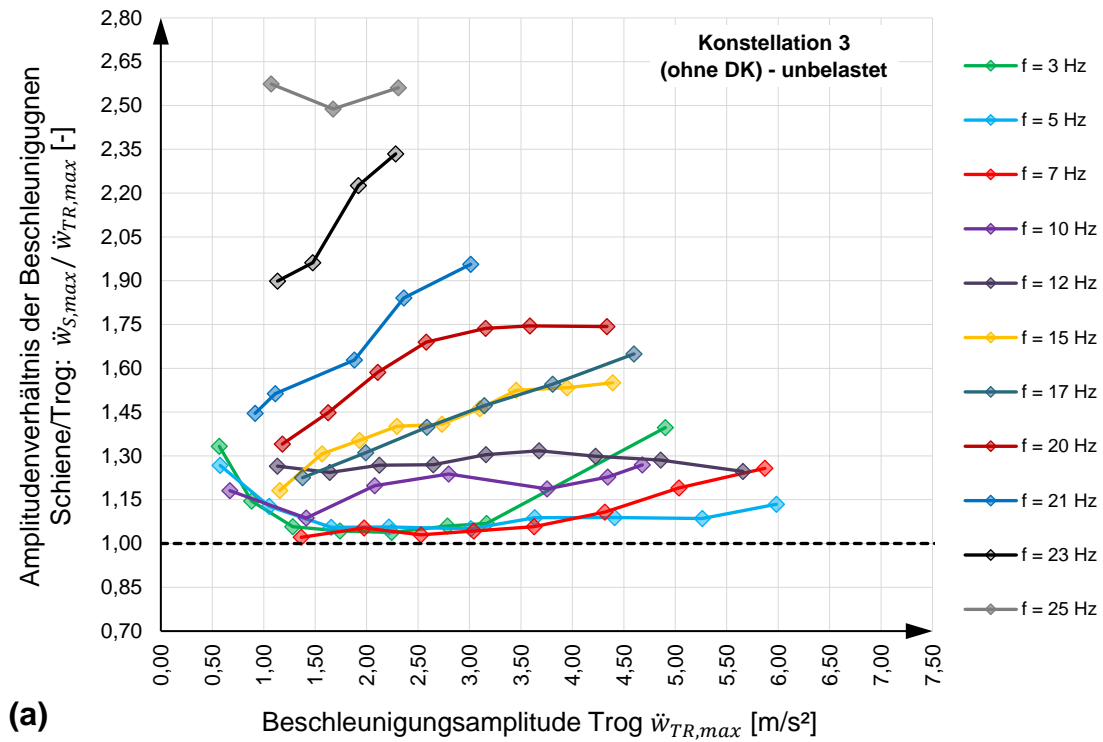


Abbildung 6.12: Amplitudenverhältnisse der Beschleunigung für Konstellation 3 und ausgewählte Frequenzen: (a) in Abhängigkeit der Trogbeschleunigung und (b) in Abhängigkeit der Schienenbeschleunigung

Aus Abbildung 6.11 geht hervor, dass die Amplitude der vertikalen Schienenbeschleunigung stets größer ist als jene der Trogbeschleunigung, womit auch die in Abbildung 6.12 dargestellten Amplitudenverhältnisse stets über 1 liegen (müssen). Aus Abbildung 6.12 ist ersichtlich, dass das Amplitudenverhältnis $\ddot{w}_{S,max}/\ddot{w}_{TR,max}$ sowohl einer Beschleunigungs- als auch einer Frequenzabhängigkeit folgt.

Hinsichtlich des Amplitudenverhältnisses zeigt sich für jeden Verlauf in Abbildung 6.12, dass mit zunehmendem Beschleunigungsniveau das Amplitudenverhältnis ansteigt. Im Bereich kleiner Frequenzen (konkret: 3 Hz in grün sowie 5 Hz in blau) kommt es bei kleinen Beschleunigungen zu einem Anstieg des Amplitudenverhältnisses, diese Abweichung des allgemeinen Trends ist jedoch als Ausreißer zu klassifizieren und auf Ungenauigkeiten bzw. Signalstörungen im Messverlauf zurückzuführen. Somit steht die Erkenntnis, dass mit zunehmendem Beschleunigungsniveau die Schienenbeschleunigung überproportional ansteigt. Hierbei zeigen sich in Abhängigkeit der Trogbeschleunigung (Abbildung 6.12(a)) und in Abhängigkeit der Schienenbeschleunigung (Abbildung 6.12(b)) dieselben Zusammenhänge, eine Darstellung der Amplitudenverhältnisse in Abhängigkeit der Schienenbeschleunigung hat im Vergleich zu Abbildung 6.12(a) lediglich einen skalierenden Effekt entlang der Abszisse.

Neben der Beschleunigungsabhängigkeit zeigt sich des Weiteren eine deutliche und darüber hinaus auch dominantere Frequenzabhängigkeit des Amplitudenverhältnisses, welche insbesondere im Frequenzbereich über 10 Hz besonders ausgeprägt ist. Mit zunehmender Frequenz steigt das Amplitudenverhältnis $\ddot{w}_{S,max}/\ddot{w}_{TR,max}$ überproportional an.

Die in Abbildung 6.12 dargestellten Verläufe repräsentieren den Zustand des unbelasteten Gleises (Konstellation 3). Für den Zustand des belasteten Gleises (Konstellation 4) ergeben sich qualitativ dieselben Verläufe, womit auf eine entsprechende Darstellung an dieser Stelle verzichtet wird. Darüber hinaus zeigt sich analog zu den in Kapitel 6.1.3 gezeigten Einflüssen der Druckkissen, dass auch die Amplitudenverhältnisse der Beschleunigungen für die Konstellationen 1 und 2 (jeweils mit eingebauten Druckkissen) über jenen der Konstellationen 3 und 4 (ohne Druckkissen) liegen, womit der nicht vernachlässigbare Einfluss der Druckkissen auf die vertikale GTI auch für die Beschleunigungen gilt.

Als weitere Analyse des Beschleunigungsverhaltens der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion sind nachfolgend in Abbildung 6.13 die Amplitudenverhältnisse $\ddot{w}_{S,max}/\ddot{w}_{TR,max}$ sowohl für die Konstellation 3 (unbelastet) als auch für die Konstellation 4 (belastet) in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für den gesamten versuchstechnisch betrachteten

Frequenzbereich von 2 bis 25 Hz dargestellt. Darüber hinaus sind für jede Frequenz vereinfachend die arithmetischen Mittelwerte über das zur jeweiligen Frequenz zugehörige untersuchte Beschleunigungsspektrum dargestellt (rote Mittelwerte, siehe Legende in Abb. 6.13). Die Streuung der einzelnen Punkte entlang der Ordinate für die jeweiligen Frequenzen repräsentieren dabei die Beschleunigungsabhängigkeit der Amplitudenverhältnisse, welches in Abbildung 6.12 veranschaulicht wird.

In Bezug auf die dargestellten Amplitudenverhältnisse in Abbildung 6.13 zeigt sich die klare Frequenzabhängigkeit sowohl für Konstellation 3 als auch für Konstellation 4, wobei im Falle des belasteten Zustandes das Amplitudenverhältnis der Beschleunigung geringer ist und dieses darüber hinaus auch einer geringeren Beschleunigungsabhängigkeit unterliegt, ersichtlich anhand der geringen Streuung der Werte entlang der Ordinate.

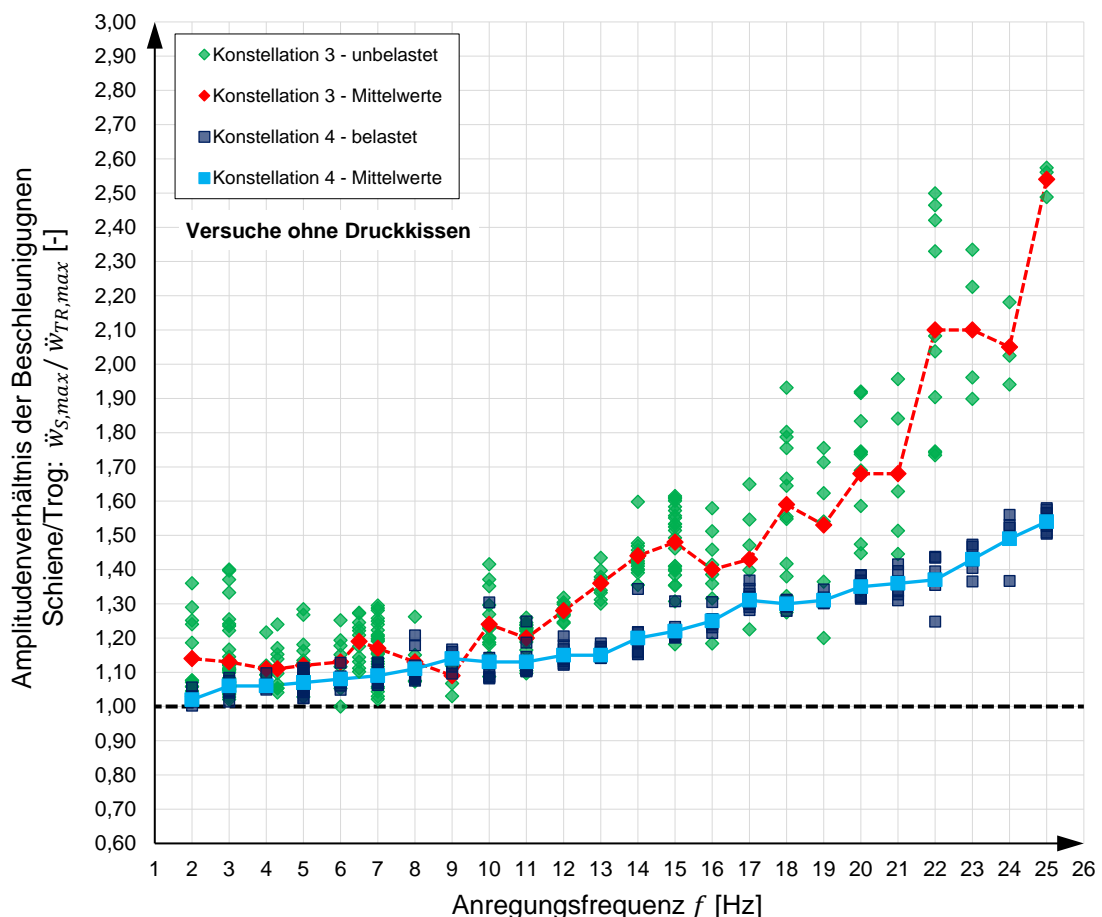


Abbildung 6.13: Amplitudenverhältnisse der Beschleunigung Schiene/Trog für Konstellation 3 (unbelastet) und Konstellation 4 (belastet) in Abhängigkeit der Frequenz

6.2.2. Beschleunigungscharakteristika des Gesamtsystems

Als Ergänzung zu den Untersuchungen zur vertikalen Interaktion zwischen Gleisrost und Tragwerk im vorangegangenen Unterkapitel werden nachfolgend einige Teilaspekte des Schwingungsverhaltens der Versuchsanlage näher betrachtet.

In Kapitel 4.5 wurde der Einfluss des Aufspannfeldes (auf Federpaketen gelagerte 700 t schwere Betonplatte, auf dem die Versuchsanlage steht, siehe Abb. 4.9, *Anm.*) auf das dynamische Verhalten des leeren Stahltroges ohne eingebauten Schotteroberbau untersucht, mit der Konsequenz, dass die Federpakete unterhalb des Aufspannfeldes blockiert wurden um übermäßige Störeinflüsse resultierend aus Schwingungsüberlagerungen möglichst zu vermeiden. Trotz Blockierung stellen die Federpakete jedoch keinen ideal starren Untergrund dar, sondern weisen nach wie vor eine gewisse Nachgiebigkeit auf. Als Erweiterung zu Abbildung 6.13 sind nachfolgend in Abbildung 6.14 erneut die Amplitudenverhältnisse der Beschleunigungen dargestellt, wobei neben dem Verhältnis Schiene/Trog auch das Verhältnis von Bodenbeschleunigung zu Trogbeschleunigung (als Fundament/Trog bezeichnet, siehe Legende). Mit Boden- bzw. Fundamentbeschleunigung wird in diesem Fall die vertikale Beschleunigung des Aufspannfeldes in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues bezeichnet, siehe Abbildung 4.31. In Abbildung 6.14 sind die Beschleunigungsverhältnisse Fundament/Trog für den unbelasteten (Konstellation 3) und den belasteten Zustand (Konstellation 4) dargestellt.

Aus Abbildung 6.14 ist ersichtlich, dass sich das Beschleunigungsverhältnis Fundament/Trog im überwiegenden Frequenzbereich auf sehr kleinem und damit vernachlässigbarem Niveau (in etwa $< 0,10$) befindet und dass die Verhältnisse für Konstellation 3 und Konstellation 4 sehr gut übereinstimmen. Die Aufbringung einer Vorspannkraft auf den Gleisrost hat somit keinerlei Einfluss auf die Interaktion zwischen Stahltrog und Fundament (Aufspannfeld).

Im Frequenzbereich zwischen 8 und 11 Hz bildet sich hingegen ein der Charakteristik nach als Resonanzspitze zu beurteilender Verlauf aus, wobei die Amplitudenverhältnisse bei 9 und 10 Hz entgegen dem sonstigen Verlauf Werte zwischen 0,17 und 0,67 annehmen. Diese Resonanzspitze, welche sich für Konstellation 3 und Konstellation 4 gleichermaßen ausbildet, repräsentiert die Eigenfrequenz des Aufspannfeldes und resultiert wie bereits oben erwähnt aus der nach wie vor gegebenen und unvermeidlichen Nachgiebigkeit der Federpakete, auf welchen das Aufspannfeld gelagert ist.

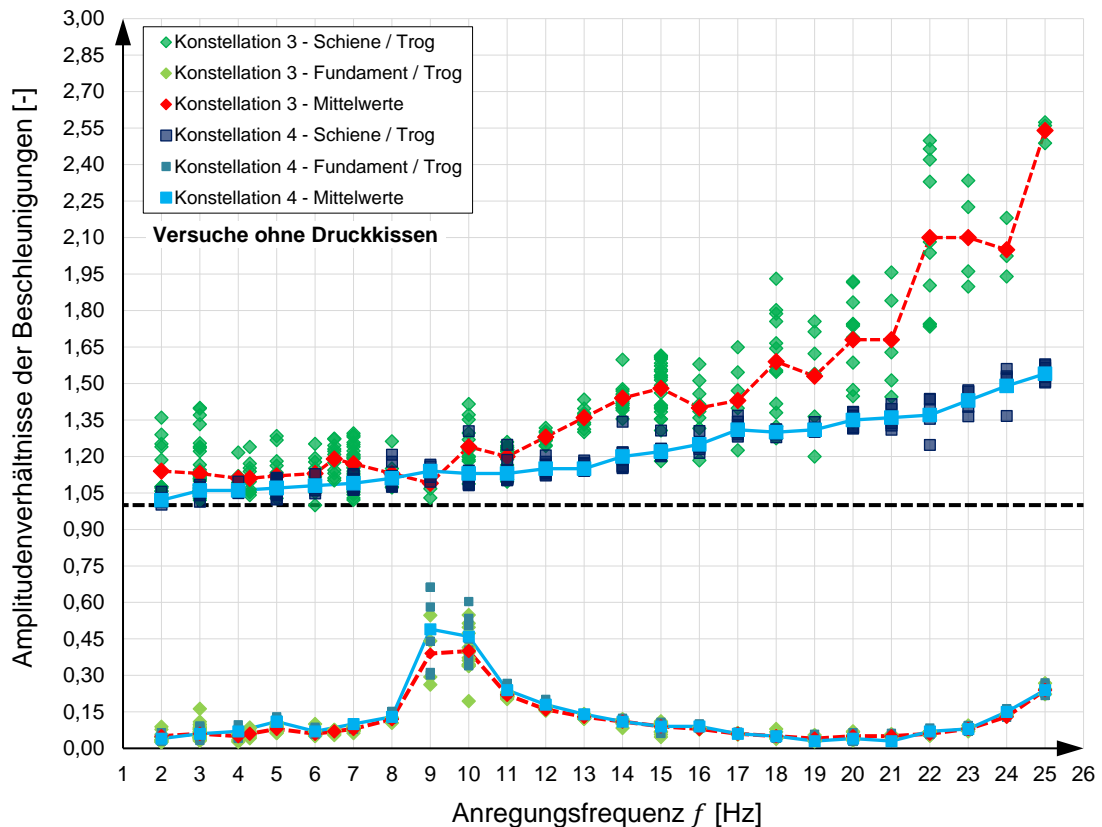


Abbildung 6.14: Amplitudenverhältnisse der Beschleunigung für Konstellation 3 (unbelastet) und Konstellation 4 (belastet) in Abhängigkeit der Frequenz

Die dargestellten Verläufe in Abbildung 6.14 verdeutlichen, dass das Fundament, genauer gesagt das auf teilweise blockierten Federn gelagerte Aufspannfeld, auf welchem sich die Versuchsanlage befindet, durch den Betrieb der Versuchsanlage ebenso zu Schwingungen angeregt wird. Wenngleich sich die Beschleunigungsamplituden im Großteil des Frequenzbereiches auf einem kleinen Niveau befinden, können die Bewegungen des Aufspannfeldes nicht pauschal vernachlässigt werden. Dieser Umstand spielt insofern eine Rolle, dass bei einer Idealisierung der Versuchsanlage als mechanisches Modell mit mehreren Freiheitsgraden (Idealisierung als Mehrmassenschwinger) das Aufspannfeld entsprechend berücksichtigt werden sollten. Diesbezüglich sei an dieser Stelle auf Kapitel 7.6 verwiesen.

In Bezug auf die Ausprägung einer Resonanzspitze lässt auch der Verlauf der Mittelwerte der Amplitudenverhältnisse für den unbelasteten Zustand (rote Markierungen und rot strichlierte Linie in Abbildung 6.13 und 6.14) darauf vermuten, dass die steigenden Amplitudenverhältnisse im hohen Frequenzbereich die beginnende Ausprägung einer Resonanzspitze darstellen.

Als weitere Ergänzung sind in Abbildung 6.15 erneut die Amplitudenverhältnisse Schiene/Trog und Fundament/Trog in Abhängigkeit der vertikalen Trogbeschleunigung dargestellt, wobei in dieser Darstellung der Einfachheit halber nicht zwischen unterschiedlichen Anregungsfrequenzen differenziert wird.

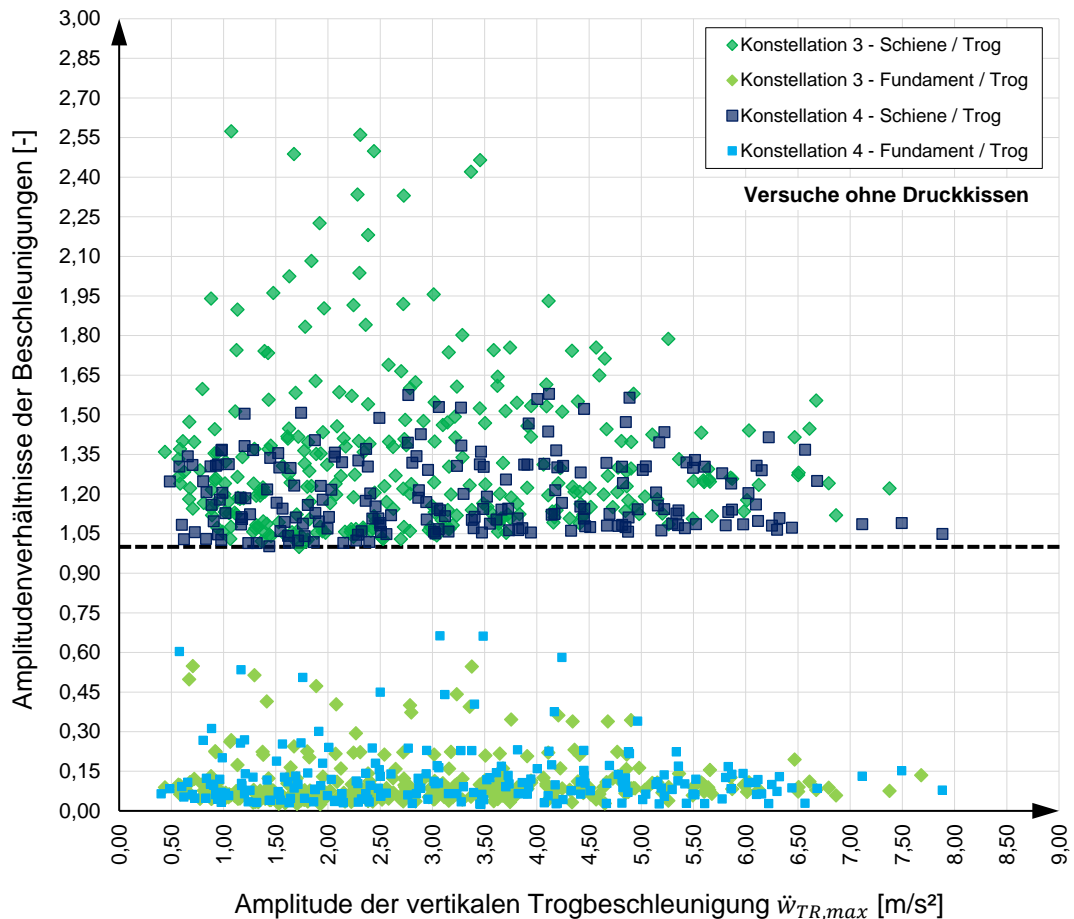


Abbildung 6.15: Amplitudenverhältnisse der Beschleunigung für Konstellation 3 (unbelastet) und Konstellation 4 (belastet) in Abhängigkeit der vertikalen Trogbeschleunigung

Als abschließende Analyse des Beschleunigungsverhaltens wird an dieser Stelle auf die Schwingungen des Stahltrages in Querrichtung eingegangen. Die Schwingungen in Querrichtung wurden während der Versuchsdurchführung an zwei Stellen aufgezeichnet: am Steg des Hauptträgers in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues sowie am Querverband zwischen den beiden Hauptträgern. Abbildung 6.16 zeigt eine Draufsicht der Versuchsanlage und illustriert, an welchen Stellen die Querschwingung gemessen wurde.

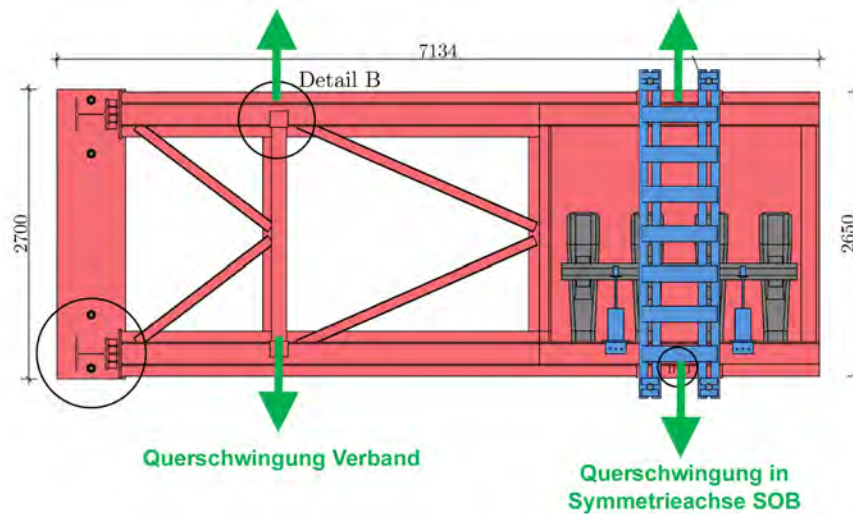


Abbildung 6.16: Definition der Schwingungen des Stahltroges in Querrichtung

Nachfolgend sind in Abbildung 6.17 die entsprechenden Amplitudenverhältnisse von Querbeschleunigung zu vertikaler Beschleunigung des Troges in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz dargestellt. Abbildung 6.17(a) enthält die Amplitudenverhältnisse, welche zur Querschwingung in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues (vgl. Abb. 4.31 und Abb. 6.16) zugehörig sind (Verhältnis Amplitude der Querbeschleunigung zu vertikaler Trogbeschleunigung), sowohl für Konstellation 3 (unbelastet) als auch Konstellation 4 (belastet). Für beide Belastungszustände zeigen sich übereinstimmende Amplitudenverhältnisse über den gesamten Frequenzbereich. Das Beschleunigungsniveau in Querrichtung beträgt in etwa 3 – 20 % des vertikalen Beschleunigungsniveaus (mit partiellen Ausreißen), wobei das Amplitudenverhältnis im hohen Frequenzbereich über 22 Hz tendenziell ansteigt. Die Amplitudenverhältnisse in Abbildung 6.17(a) zeigen, dass der Stahltrug infolge vertikaler dynamischer Anregung auch Querschwingungen unterliegt. Diese werden jedoch in weiterer Folge nicht näher behandelt.

Abbildung 6.17(b) zeigt die Amplitudenverhältnisse für die Querschwingungen an der Stelle des Querverbandes zwischen den beiden Hauptträgern (siehe Abb. 6.16). Dabei ist bei einer Frequenz von 17 Hz die deutliche Ausprägung einer Resonanzspitze zu erkennen. Die Frequenz 17 Hz stellt somit eine Eigenfrequenz des Stahltroges dar, wobei die zugehörige Eigenform eine Querschwingung der Hauptträger beschreibt. Der Bereich des Stahltroges, in welchem sich der Schotteroberbau befindet, ist bei dieser Frequenz nur sehr geringen Schwingungen in Querrichtung unterworfen (siehe Amplitudenverhältnis bei 17 Hz in Abb. 6.17(a)).

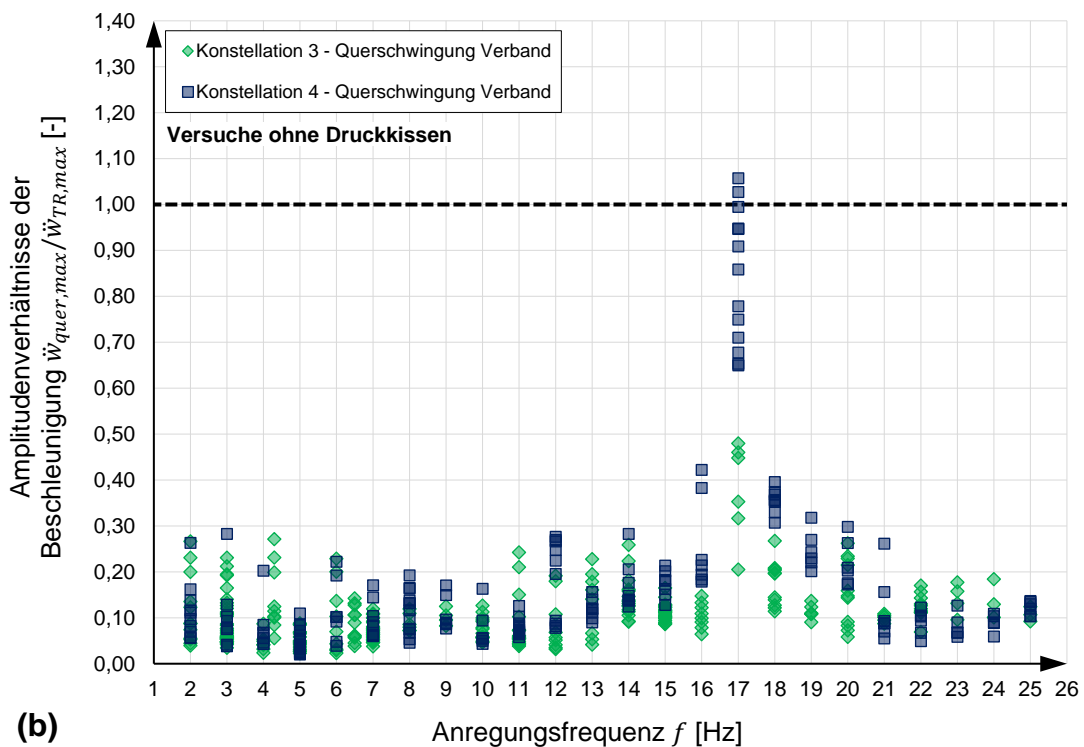
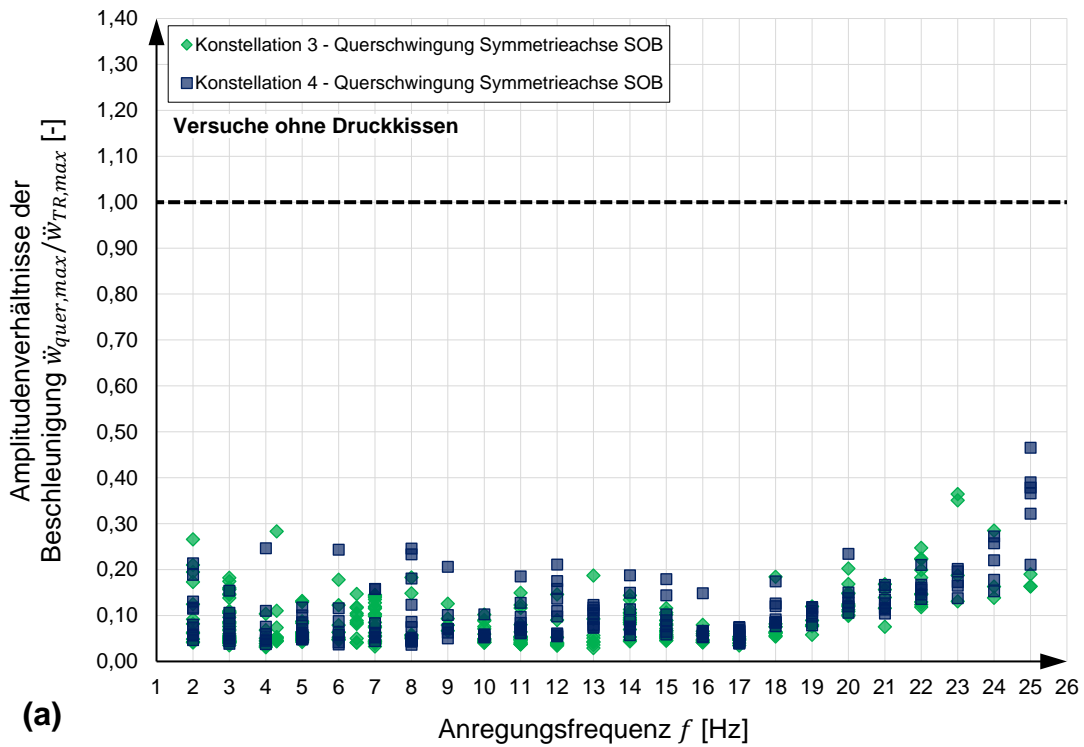


Abbildung 6.17: Amplitudenverhältnisse der Querbeschleunigung für Konstellation 3 und Konstellation 4 in Abhängigkeit der Frequenz: (a) Querschwingung in Symmetrieachse des Schotteroberbaues und (b) Querschwingung am Verband

Die Eigenschwingungsform bei 17 Hz ist somit ausschließlich den beiden Hauptträgern zuzuordnen, womit diese lokalen übermäßigen Querschwingungen keine Auswirkungen auf den Schotteroberbau und damit auf die vertikale Gleis-Tragwerk-Interaktion haben.

6.2.3. Fazit zum Beschleunigungsverhalten

Die Analysen zum Beschleunigungsverhalten der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion haben gezeigt, dass die Interaktion zwischen Schienen- und Tragwerkbeschleunigungen sowohl einer Beschleunigungs- als auch einer Frequenzabhängigkeit unterworfen ist. Die Schienenbeschleunigungen sind stets größer als die Beschleunigungen des Stahltröges, wobei mit zunehmender Frequenz und auch mit zunehmender Trogbeschleunigung die Schienenbeschleunigungen ansteigen. Der Schotteroberbau hat somit im untersuchten Parameterfeld stets einen schwingungsverstärkenden Effekt.

Die Analysen des Schwingungsverhaltens des Gesamtsystems zeigen, dass der Stahltrög neben den vorherrschenden Vertikalbewegungen auch Schwingungen in Querrichtung unterliegt, welche für weitere Analysen in den nachfolgenden Kapiteln jedoch vereinfachend vernachlässigt werden. Im Gegensatz dazu zeigen die Schwingungen des Aufspannfeldes, dass dessen Resonanzfrequenz im Bereich zwischen 9 und 10 Hz liegt und dass bei einer Idealisierung der Versuchsanlage als mechanisches Modell mit mehreren Freiheitsgraden das auf Federpaketen gelagerte Aufspannfeld berücksichtigt werden sollte (siehe Kapitel 7.6 in weiterer Folge).

6.3. Energiedissipation

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Energiedissipation im Gesamtsystem, wobei es sich dabei um die mittels der hydraulischen Pressen ins System eingebrachte Energie (Bezeichnung: E_p) handelt. In den nachfolgenden Unterkapiteln wird zunächst auf die konkrete Bestimmung der ins System eingebrachten Energie E_p sowie auf eine quantitative Darstellung Energiedissipation im Gesamtsystem eingegangen. Abschließend wird, wie bereits in den vorangegangenen Kapiteln die Fragestellung behandelt, inwiefern die eingebauten wassergefüllten Druckkissen die Energiedissipation im Gesamtsystem beeinflussen.

6.3.1. Bestimmung der ins System eingebrachten Energie

Zur Ermittlung der im stationären Schwingungszustand pro Schwingperiode ins System eingebrachten Energie E_p ist sowohl die Kenntnis der Anregungskraft als auch die Kenntnis der zur Kraft zugehörigen Verschiebung vonnöten. Wie bereits in Kapitel 4 erläutert, erfolgt die dynamische Anregung der Versuchsanlage mittels hydraulischer Pressen unterhalb der beiden Hauptträger. Abbildung 6.18 zeigt einen Querschnitt der Versuchsanlage (analog zu Abbildung 4.30), wobei eine Aufschlüsselung der einzelnen hydraulischen Pressen und deren Bezeichnung (Presse 1 bis Presse 4) gegeben wird und die zugehörigen Verschiebungswege dargestellt sind. Die Verschiebungswege $w_1(t)$ und $w_2(t)$ sind dabei die vertikalen Verschiebungswege zwischen Aufspannfeld und Stahltrög.

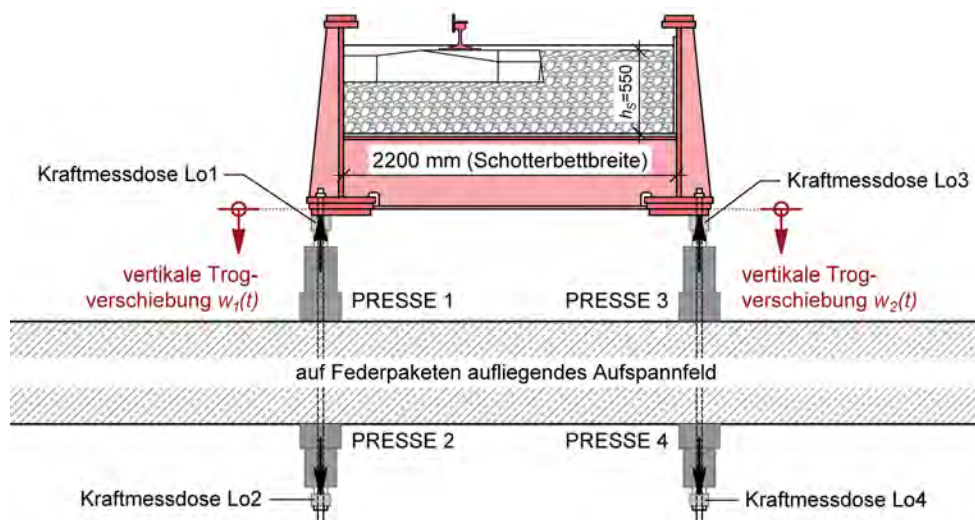


Abbildung 6.18: Querschnitt Versuchsanlage und Bezeichnung der hydraulischen Pressen

Wie ebenfalls bereits in Kapitel 4 erwähnt, wurde ein Teil der Versuche, welche mit eingebauten Druckkissen stattfanden (Konstellationen 1 und 2), mit vier Pressen entsprechend der Darstellung in Abbildung 6.18 durchgeführt. Bei den Versuchen ohne eingebaute Druckkissen (Konstellationen 3 und 4) wurden lediglich zwei Pressen unterhalb der Hauptträger verwendet (Presse 1 und Presse 3 in Abb. 6.18).

Die Anregungskraft der Pressen wurde bei der Versuchsdurchführung über direkt auf den Pressen aufgebrachten Kraftmessdosen gemessen. In Abbildung 6.18 sind die Kraftmessdosen, welche entsprechend der Pressennummerierung mit $Lo1$ bis $Lo4$ bezeichnet werden, ebenfalls dargestellt. In Ergänzung dazu sind in Abbildung 6.19 exemplarisch Presse 1 (unterhalb des Hauptträgers) und Presse 4 (unterhalb des Aufspannfeldes) ersichtlich.

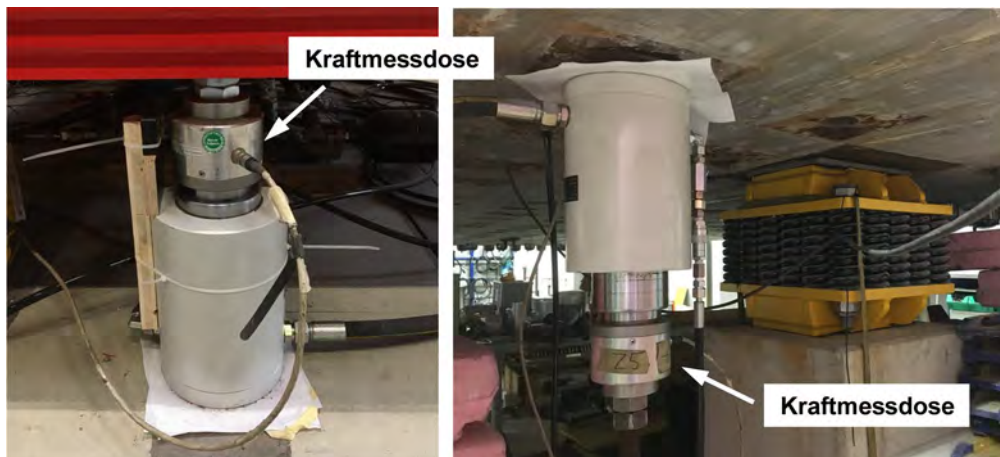


Abbildung 6.19: Hydraulische Pressen oberhalb (Presse 1) und unterhalb des Aufspannfeldes (Presse 4) und eingebaute Kraftmessdosen

Die Bestimmung der ins System eingebrachten Energie E_p erfolgt über Hystereseschleifen, welche aus den gemessenen Kraftverläufen und zugehörigen Verschiebungen gebildet werden, wobei sich die Gesamtenergie aus vier Teilen zusammensetzt (vgl. Abb. 6.18):

- Energie $E_{p,1}$ (Presse 1): Weg $w_1(t)$ und Kraft $Lo1(t)$
- Energie $E_{p,2}$ (Presse 2): Weg $w_1(t)$ und Kraft $Lo2(t)$
- Energie $E_{p,3}$ (Presse 3): Weg $w_2(t)$ und Kraft $Lo3(t)$
- Energie $E_{p,4}$ (Presse 4): Weg $w_2(t)$ und Kraft $Lo4(t)$

Die Energie E_p ergibt sich in weiterer Folge als Summe der vier Teilenergien:

$$E_p = E_{p,1} + E_{p,2} + E_{p,3} + E_{p,4} \quad (6-1)$$

Beispiele gemessener Hystereseschleifen der Anregung

An dieser Stelle wird exemplarisch auf die Auswertung einzelner Versuche und die Bestimmung der Energie E_p eingegangen. In Abbildung 6.20 sind die gemessenen Verschiebungs- und Kraftverläufe der Anregung sowie die daraus gebildeten Hystereseschleifen für einen Versuch bei einer Anregungsfrequenz von 4 Hz und einer Verschiebungsamplitude von 7 mm für Konstellation 1 (mit eingebauten Druckkissen) dargestellt. Wie bereits in Kapitel 5 erwähnt, ist zur besseren Nachvollziehbarkeit allen durchgeführten Versuchen eine Versuchsnummer (VNR) zugeordnet – eine vollständige Auflistung aller Versuche ist in Anhang A enthalten. Die in Abbildung 6.20 dargestellten Verläufe sind zugehörig zum Versuch VNR 382.

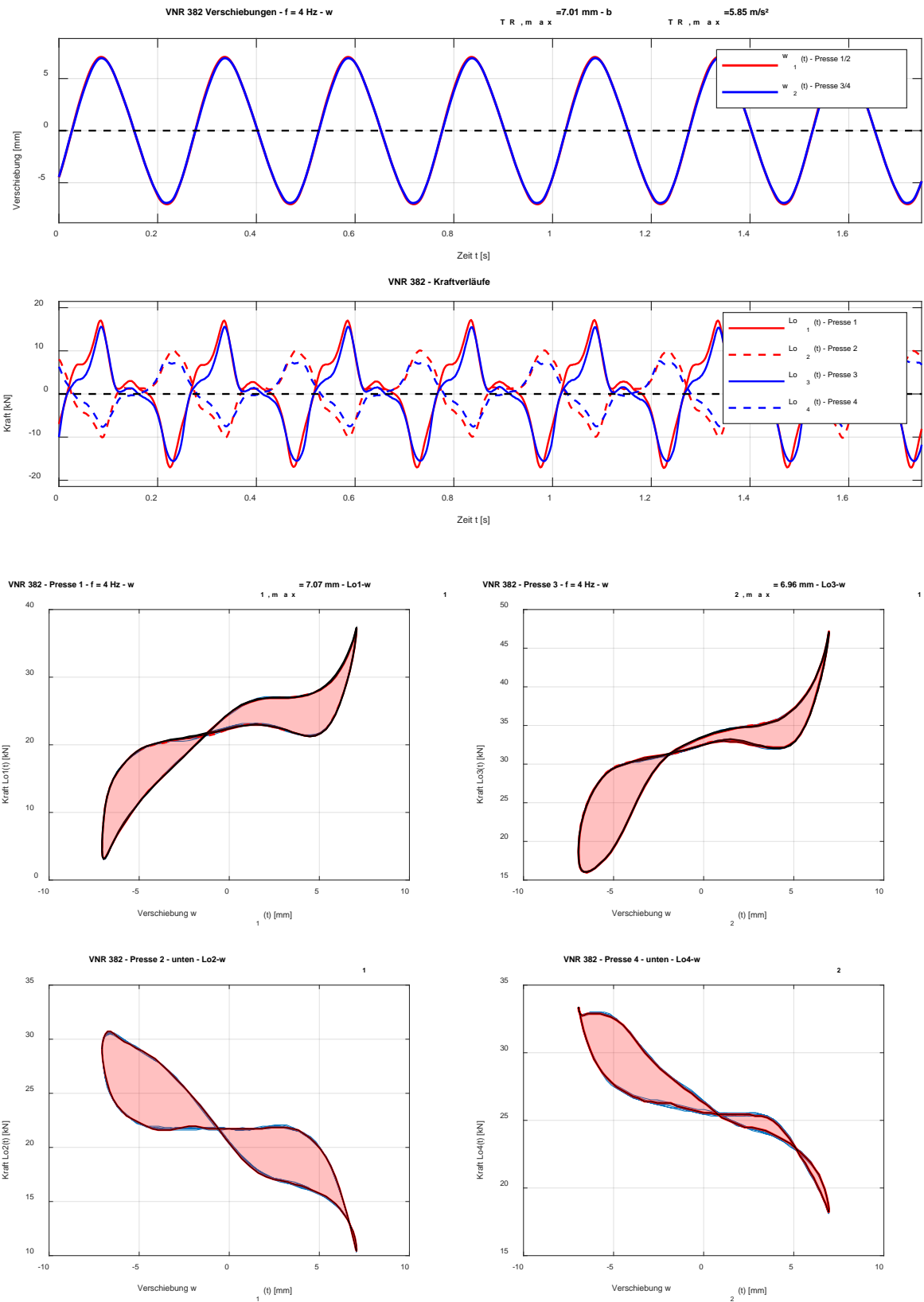


Abbildung 6.20: Gemessene Kraft- und Verschiebungsverläufe (oben) und Hystereseschleifen der Anregung (unten) für VNR 382: Anregungsfrequenz 4 Hz (Konstellation 1)

Die Verläufe in Abbildung 6.20 zeigen, dass die Wege $w_1(t)$ und $w_2(t)$ nahezu exakt übereinstimmen und einem vorgegebenen Sinusverlauf folgen. Im Gegensatz dazu sind die Kraftverläufe der Pressen zwar periodisch, sie entsprechen aber keinem Sinusverlauf mehr, sondern entsprechen von der Gestalt her einer Schwingungsüberlagerung. Diese nicht sinusförmigen Kraftverläufe sind insbesondere im Frequenzbereich unter 15 Hz zu beobachten und einerseits auf die Hydraulikanlage und andererseits möglicherweise auch auf Einflüsse des Aufspannfeldes zurückzuführen.

Dementsprechend sind die aus Kraft- und Verschiebungsverläufen gebildeten Hystereseschleifen in Abbildung 6.20 von der Gestalt her keine idealen Ellipsen, welche sich bei sinusförmigen Kraft- und Verschiebungsverläufen ergeben würden. Die Hystereseschleifen sind eher als Mischformen anzusehen.

Hinsichtlich der Energiedissipation entspricht die von den Hystereseschleifen eingeschlossene Fläche der pro Schwingperiode dissipierten Energie. Die Bestimmung der Energie auf Basis der eingeschlossenen Fläche ist in Anbetracht der Hysteresenform jedoch mit Unsicherheiten behaftet, weshalb an dieser Stelle vereinfachend die Annahme getroffen, dass bei diesen Hysteresengestalt die Summe der Teilflächen die dissipierte Energie einer Schleife ergeben. Bildlich gesprochen bedeutet dies, dass die rot markierten Flächen in Abbildung 6.20 die pro Schwingperiode dissipierten Energien ergeben.

Nachfolgend sind in Abbildung 6.21 die Kraft- und Verschiebungsverläufe sowie die Hystereseschleifen für VNR 461 dargestellt (Konstellation 1 – mit Druckkissen und unbelastetes Gleis) dargestellt, die zugehörige Anregungsfrequenz liegt in diesem Fall bei 16 Hz. Sowohl Kräfte als auch Verschiebungen folgen einem Sinusverlauf, wodurch sich auch in guter Näherung ellipsenförmige Hystereseschleifen ergeben. Es ist weiters zu erkennen, dass zwischen linkem und rechtem Weg ($w_1(t)$ und $w_2(t)$) eine geringfügige Phasenverschiebung vorhanden ist, womit auch geringfügige Torsionsschwingungen vorliegen.

Des Weiteren sind in Abbildung 6.22 die Kraft- und Verschiebungsverläufe sowie die Hystereseschleifen für einen Versuch mit 25 Hz und damit der versuchstechnisch größtmöglichen Anregungsfrequenz dargestellt (VNR 517). Die zugehörige Verschiebungsamplitude des Troges (als Mittelwert zwischen den beiden Wegen der Hauptträger) liegt in diesem Fall bei 0,11 mm und damit auf einem sehr niedrigen Niveau. Für diesen Versuch zeigen sich ebenfalls in guter Näherung sinusförmige Kraft- und Verschiebungsverläufe und daraus resultierend ellipsenförmige Hystereseschleifen.

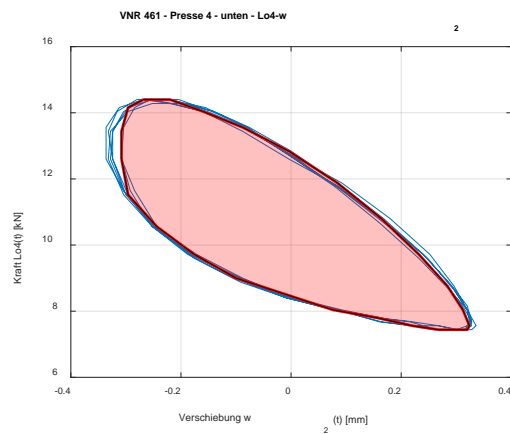
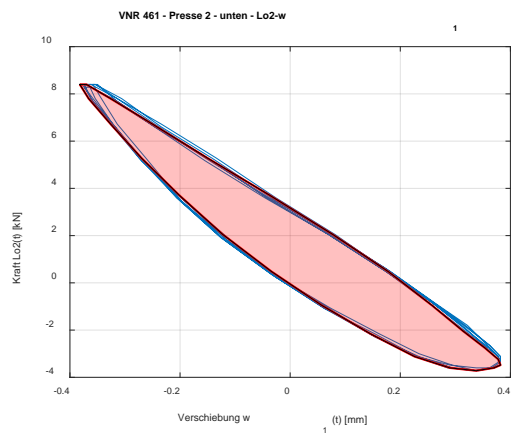
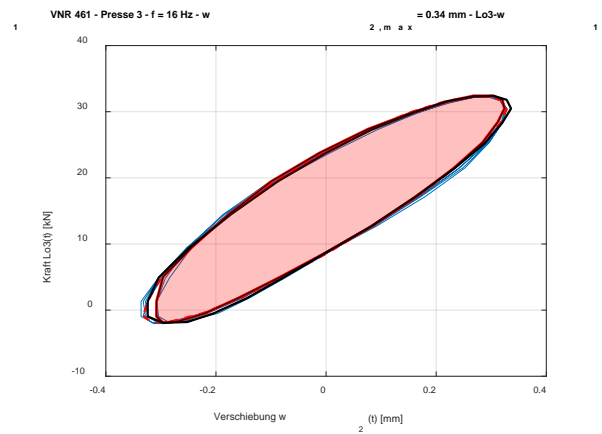
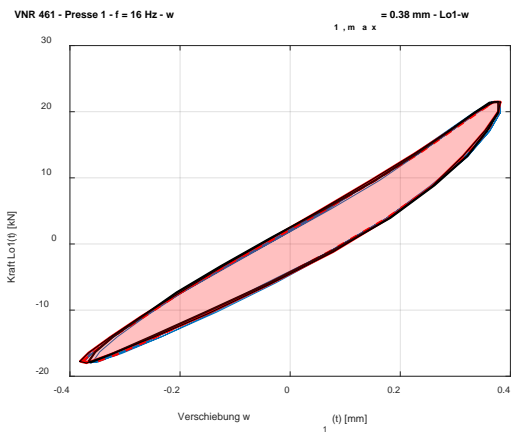
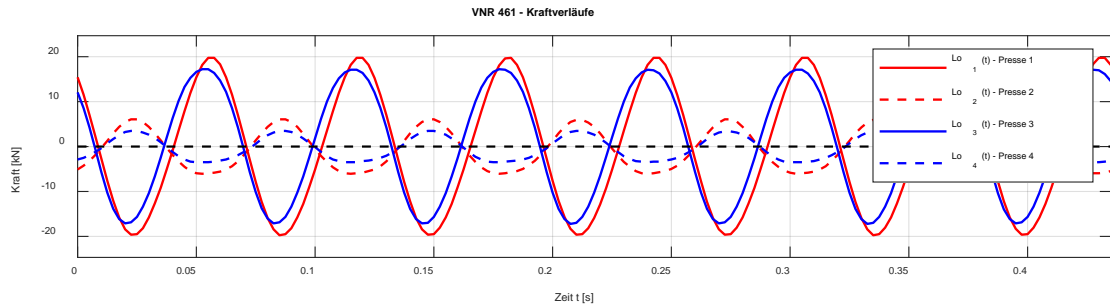
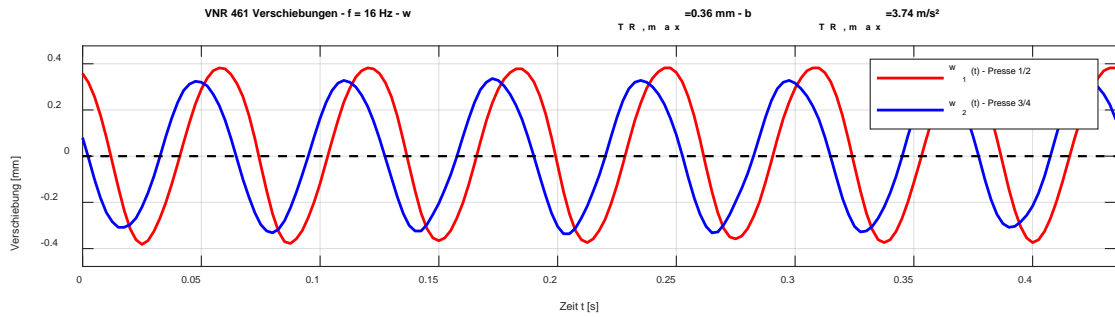


Abbildung 6.21: Gemessene Kraft- und Verschiebungsverläufe (oben) und Hystereseschleifen der Anregung (unten) für VNR 461: Anregungsfrequenz 16 Hz (Konstellation 1)

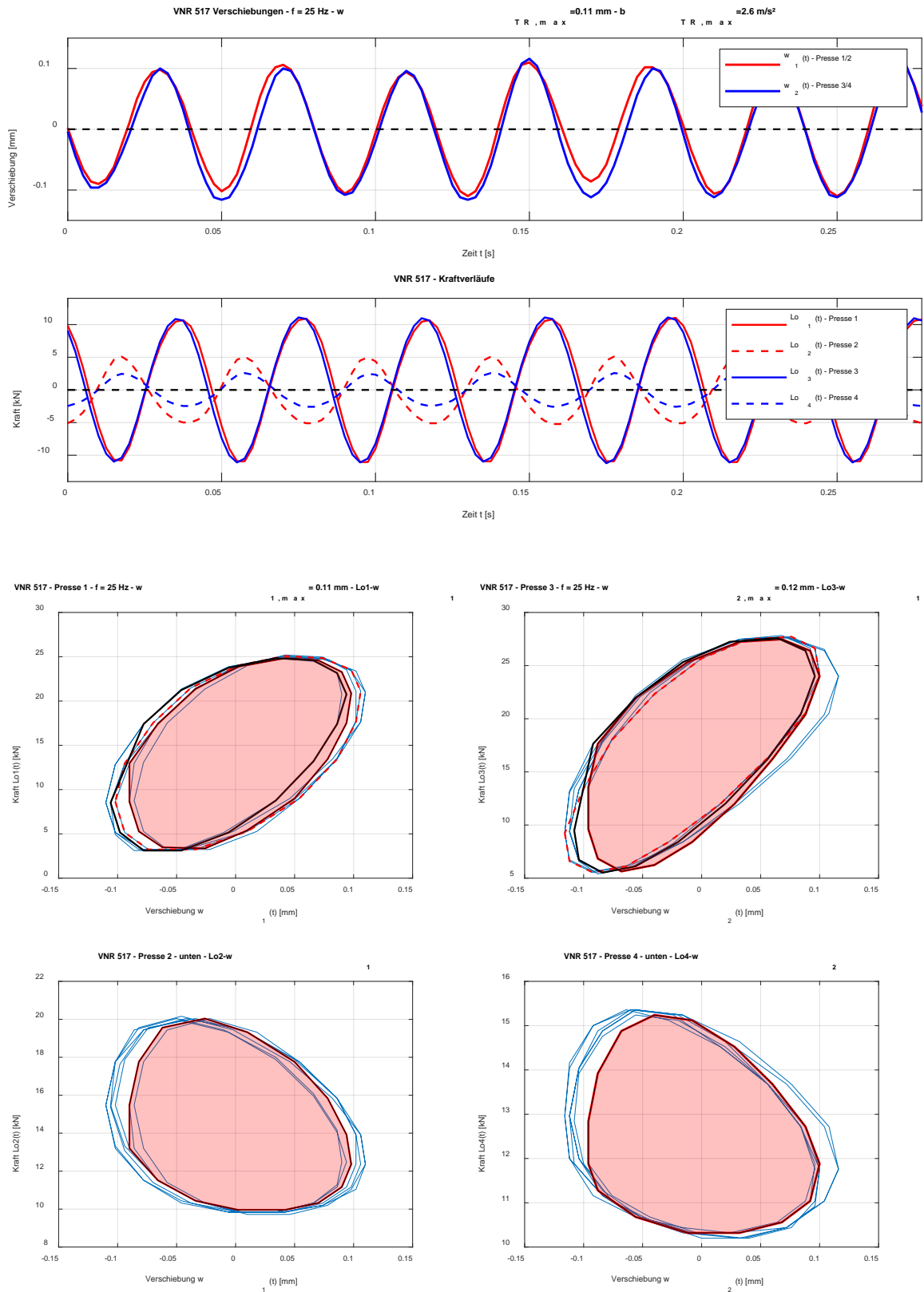


Abbildung 6.22: Gemessene Kraft- und Verschiebungsverläufe (oben) und Hystereseschleifen der Anregung (unten) für VNR 517: Anregungsfrequenz 25 Hz (Konstellation 1)

Die in den Abbildungen 6.20 bis 6.22 dargestellten Verläufe sind zu Versuchen unter Konstellation 1 (mit Druckkissen, unbelastet) zugehörig, wobei die Anregung mittels vier hydraulischer Pressen entsprechend der Darstellung in Abbildung 6.18 erfolgte. Nachfolgend sind in den Abbildungen 6.23 bis 6.25 in analoger Weise gemessene Kraft- und Verschiebungsverläufe sowie die dazugehörigen Hystereseschleifen für ausgewählte Versuche unter Konstellation 3 (ohne Druckkissen, unbelastet) dargestellt. Die jeweiligen Anregungsfrequenzen liegen bei 4 Hz (VNR 859 – Abb. 6.23), 16 Hz (VNR 953 – Abb. 6.24) und 22 Hz (VNR 1114 – Abb. 6.25).

Bei den Versuchen unter Konstellation 3 waren im Gegensatz zu Konstellation 1 (Abb. 6.20 bis 6.22) nur zwei hydraulische Pressen zur dynamischen Anregung vorhanden. Anstelle der beiden Pressen unterhalb des Aufspannfeldes wurden Stahlfedern mit einer sehr kleinen (quasi vernachlässigbaren) Federsteifigkeit positioniert. Daraus folgt, im Gegensatz zu den Versuchen mit vier Pressen, dass die Hystereseschleifen der Pressen 2 und 4 so gut wie keine Energiedissipation beinhalten (eingeschlossene Fläche $E_{p,2} = E_{p,4} \approx 0$). Der Vollständigkeit halber werden die aufgezeichneten Hystereseschleifen der in den Abbildung 6.23 bis 6.25 dennoch dargestellt.

Bezüglich der Kraft- und Verschiebungsverläufe zeigen sich unter Konstellation 3 (mit zwei Pressen) dieselben Zusammenhänge wie für Konstellation 1 (mit vier Pressen): Im niedrigen Frequenzbereich folgen die Kraftverläufe keinem idealen Sinus, wodurch sich ebenfalls unübliche, als Mischform einzustufende Hystereseformen ergeben (siehe Abb. 6.23), während bei hohen Frequenzen sowohl Kräfte als auch Verschiebungen annähernd harmonisch sind.

Hinsichtlich der Auswertung der Hystereseschleifen ist neben der eingeschlossenen Fläche die Neigung der Hystereseschleife ein wesentlicher Indikator der dynamischen Eigenschaften. Die Neigung der Hystereseschleife birgt die Information über die dem System zugrunde liegende Steifigkeit. Im konkreten Fall ergibt sich die Neigung der Hystereseschleifen aus der Steifigkeit der hydraulischen Pressen bzw. aus der Steifigkeit der eingebauten Federn (bei Versuchen mit zwei Pressen). Diese Steifigkeiten der Anregung sind für die Untersuchungen im Rahmen dieses Kapitels jedoch nicht relevant, da an dieser Stelle ausschließlich die Energiedissipation (= eingeschlossenen Fläche) im Fokus steht.

Der Zusammenhang zwischen der Neigung von gemessenen Hystereseschleifen und der systemzugehörigen Steifigkeit wird in Kapitel 7 bei der Bestimmung der vertikalen Schotterbettsteifigkeit näher behandelt.

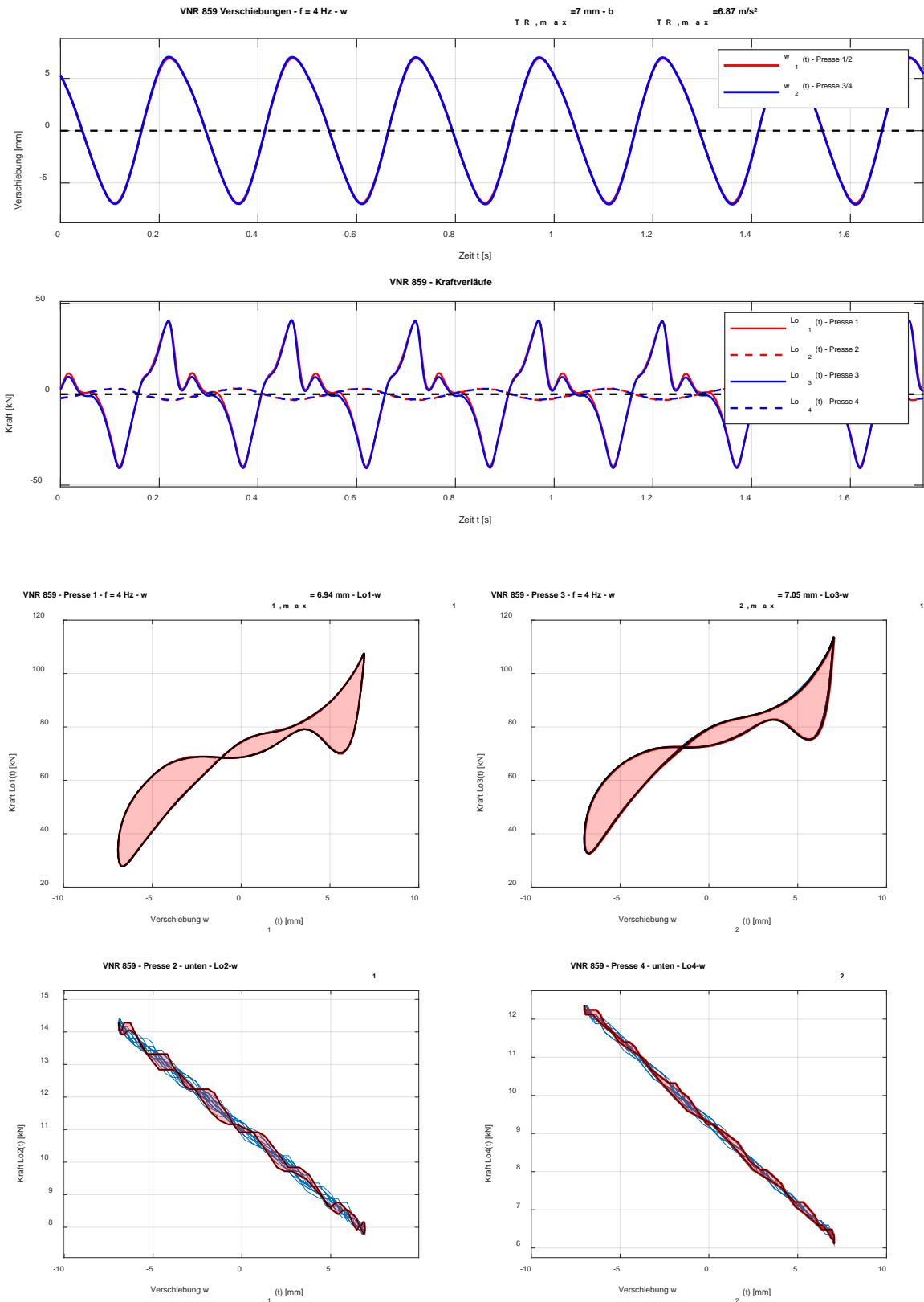


Abbildung 6.23: Gemessene Kraft- und Verschiebungsverläufe (oben) und Hystereseschleifen der Anregung (unten) für VNR 859: Anregungsfrequenz 4 Hz (Konstellation 3)

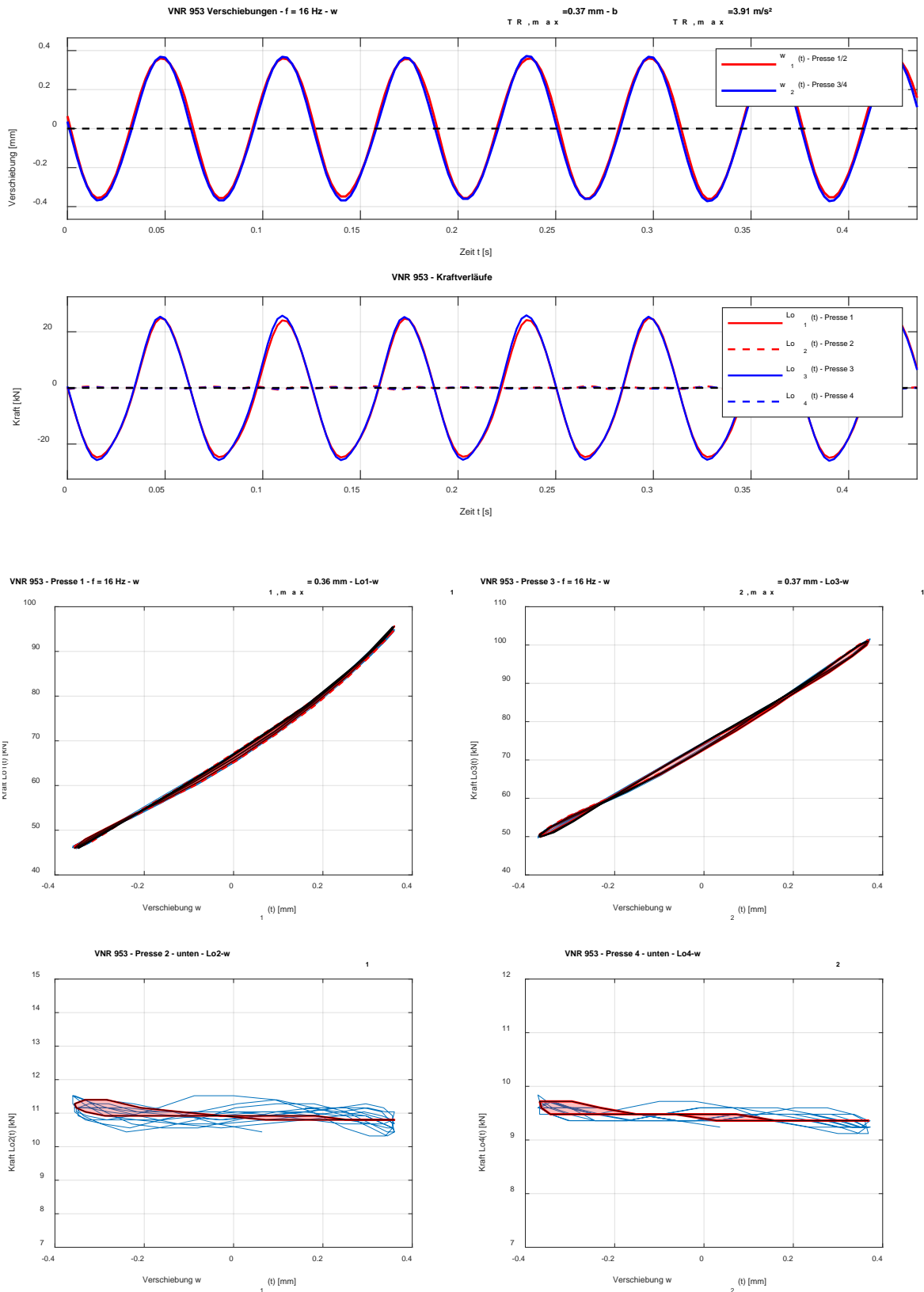


Abbildung 6.24: Gemessene Kraft- und Verschiebungsverläufe (oben) und Hystereseschleifen der Anregung (unten) für VNR 953: Anregungsfrequenz 16 Hz (Konstellation 3)

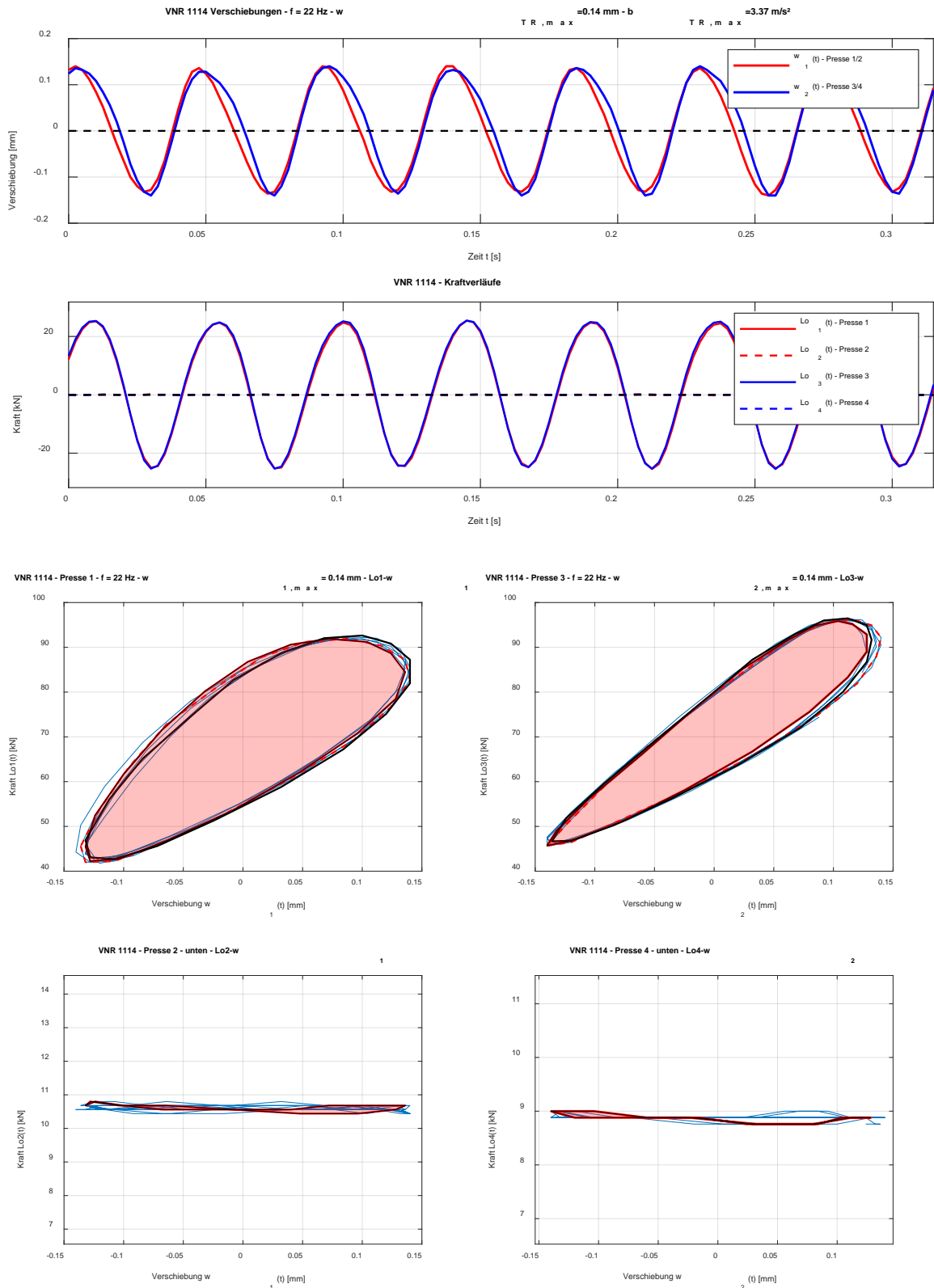


Abbildung 6.25: Gemessene Kraft- und Verschiebungsverläufe (oben) und Hystereseschleifen der Anregung (unten) für VNR 1114: Anregungsfrequenz 22 Hz (Konstellation 3)

6.3.2. Charakteristika der Energiedissipation

In diesem Unterkapitel wird auf ausgewählte Charakteristika der Energiedissipation, genau genommen auf die Charakteristika der ins Gesamtsystem (auf Federn gelagertes Aufspannfeld, Stahltrög, Schotteroberbau) eingebrachten Energie E_p , eingegangen. Wie bereits im vorangegangenen Kapitel erläutert, ergibt sich die pro Schwingperiode ins System eingebrachte Energie aus den aus Messdaten generierten Hystereseschleifen aus gemessener Anregungskraft der Pressen und den zugehörigen vertikalen Verschiebungswegen (siehe Abb. 6.18).

Nachfolgend werden wiederum nur jene Versuche behandelt, welche unter Konstellation 3 und Konstellation 4 (jeweils ohne eingebaute Druckkissen) stattfanden. Der Einfluss der Druckkissen auf die ins System eingebrachte Energie wird in Kapitel 6.3.3 näher behandelt.

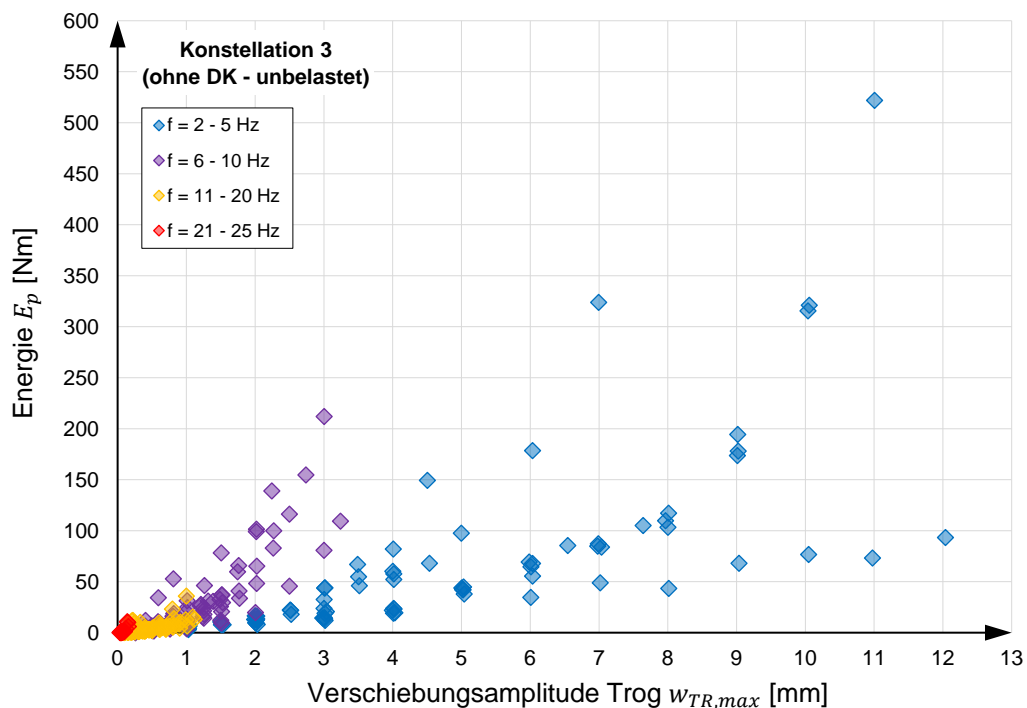


Abbildung 6.26: Ins System eingebrachte Energie E_p für Konstellation 3 in Abhängigkeit der vertikalen Verschiebungsamplitude des Troges

In Abbildung 6.26 ist zunächst die Energie E_p in Abhängigkeit der vertikalen Verschiebungsamplitude des Troges $w_{TR,max}$ für Konstellation 3 (unbelastet) dargestellt, wobei wiederum farblich zwischen insgesamt vier verschiedenen Frequenzbereichen unterschieden wird. Die Energiedissipation steigt mit zunehmender Verschiebungsamplitude

erwartungsgemäß an, wobei die Verläufe mit zunehmender Frequenz tendenziell steiler werden (zu erkennen an den Unterschieden zwischen den Bereichen 2-5 Hz und 6-10 Hz).

Diese Tendenz ist jedoch anhand von Abbildung 6.26 nur für den Frequenzbereich bis 10 Hz klar ersichtlich. Im höherfrequenten Bereich über 10 Hz sind die ins System eingebrachten Energien im Vergleich zum niederfrequenten Bereich sehr gering.

In weiterer Folge sind in Abbildung 6.27 erneut die Energien E_p der Konstellation 3 dargestellt, in diesem Fall in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigungsamplitude des Troges $\dot{w}_{TR,max}$ (bezogen auf die Symmetrieachse des Schotteroberbaues). Abbildung 6.27(a) enthält die Energien für das gesamte Versuchsspektrum, Abbildung 6.27(b) enthält einen Teilausschnitt davon, welcher auch in Abbildung 6.27(a) grau markiert ist. Aus Abbildung 6.27 geht hervor, dass die im Gesamtsystem dissipierte Energie mit zunehmender Anregungsfrequenz abnimmt. Damit ist eine Frequenzabhängigkeit der ins System eingebrachten Energie gegeben.

Um den Zusammenhang zwischen Frequenz und Energiedissipation zu veranschaulichen, ist in Abbildung 6.28 die Energie E_p für die Konstellation 3 (unbelastet) in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz dargestellt, wobei Abbildung 6.28(a) wiederum den gesamten Versuchsbereich zeigt und Abbildung 6.28(b) einen Ausschnitt des Versuchsbereiches mit hohen Frequenzen (Bereich 8 – 25 Hz). Abbildung 6.28 verdeutlicht, dass die ins System eingebrachte Energie mit zunehmender Frequenz abnimmt. In Kombination mit Abbildung 6.27 bedeutet dies im Umkehrschluss, dass mit zunehmender Anregungsfrequenz weniger Energie ins System eingeleitet werden muss, um denselben Schwingungszustand hinsichtlich der Beschleunigungsamplitude des Stahltroges zu erzeugen.

Die in den Abbildungen 6.26 bis 6.28 dargestellten Energien gelten für die Konstellation 3 und damit für den Zustand des unbelasteten Gleises ohne eingebaute Druckkissen. Als Vergleich sind in Abbildung 6.29 die Energien E_p für die Konstellation 4 (belastetes Gleis ohne eingebaute Druckkissen) in Abhängigkeit der vertikalen Trogbeschleunigung angeführt, wobei die Energien für Konstellation 3 ebenfalls dargestellt sind. Dabei zeigt sich in qualitativer Hinsicht kein signifikanter Unterschied zwischen unbelastetem und belasteten Zustand. Dies geht ebenfalls aus der Abbildung 6.30 hervor, worin die Energien in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz angeführt sind (für den Teilbereich 8 – 25 Hz).

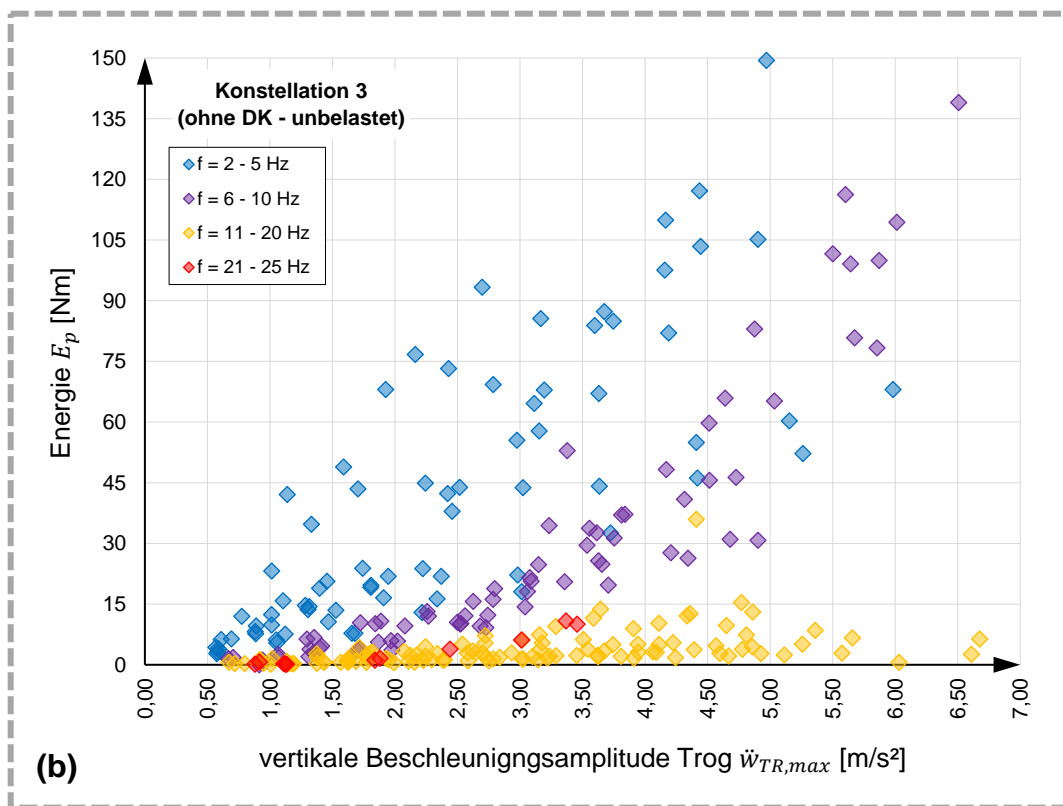
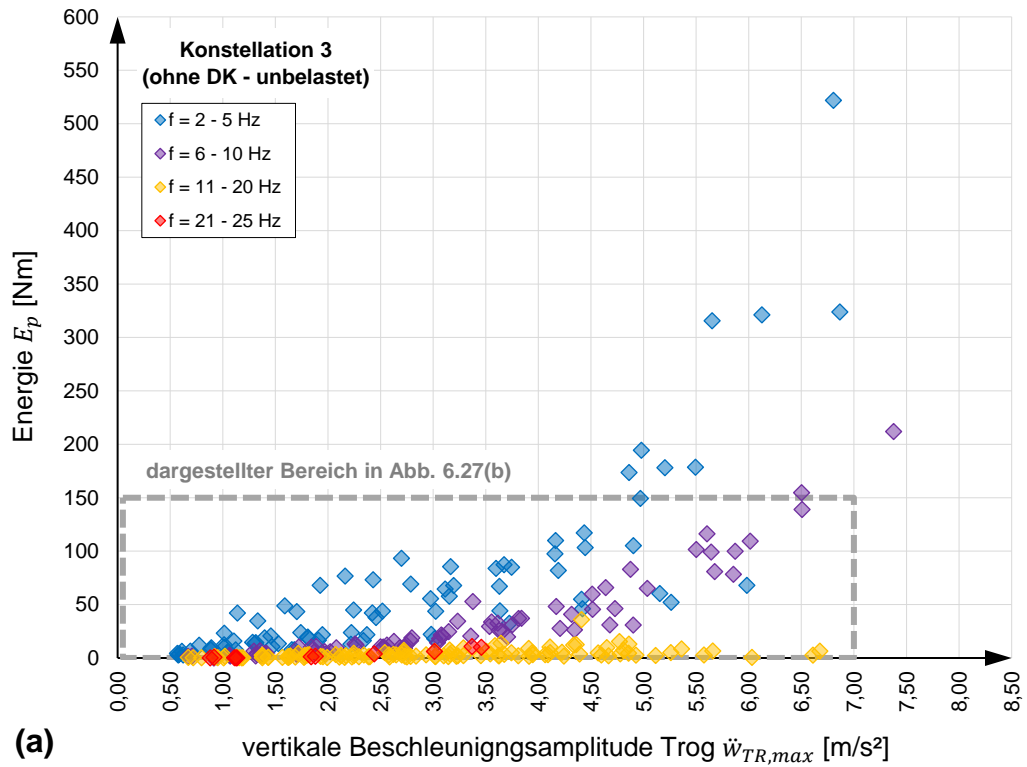


Abbildung 6.27: Ins System eingebrachte Energie E_p für Konstellation 3 in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigungsamplitude des Troges: (a) gesamter Versuchsbereich und (b) Ausschnitt

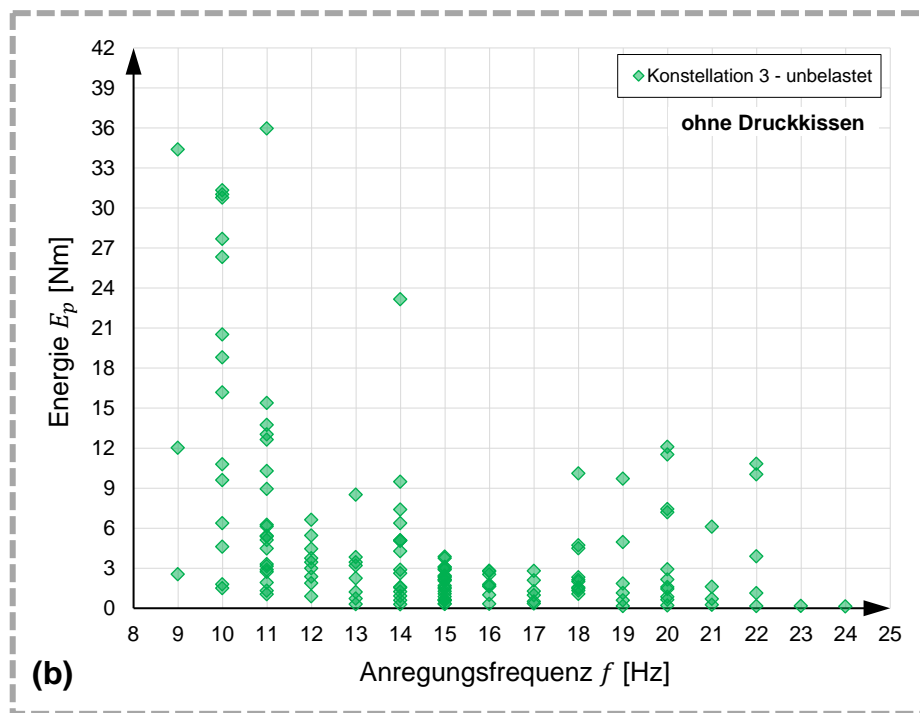
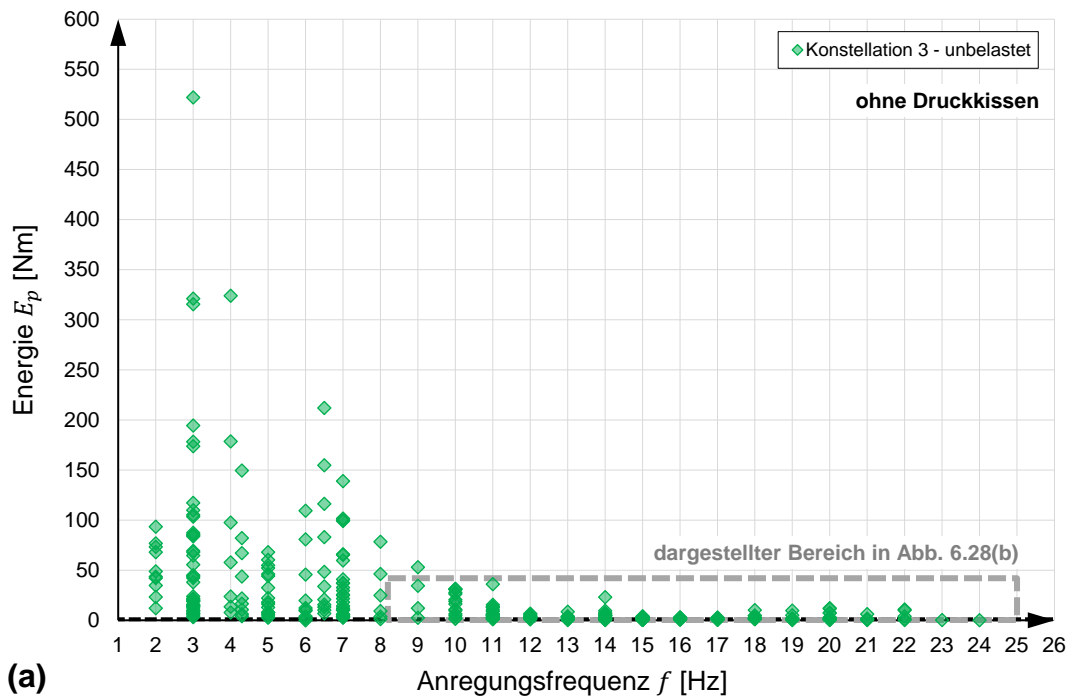


Abbildung 6.28: Ins System eingebrachte Energie E_p für Konstellation 3 in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz: (a) gesamter Versuchsbereich und (b) Ausschnitt des Bereichs hoher Frequenzen

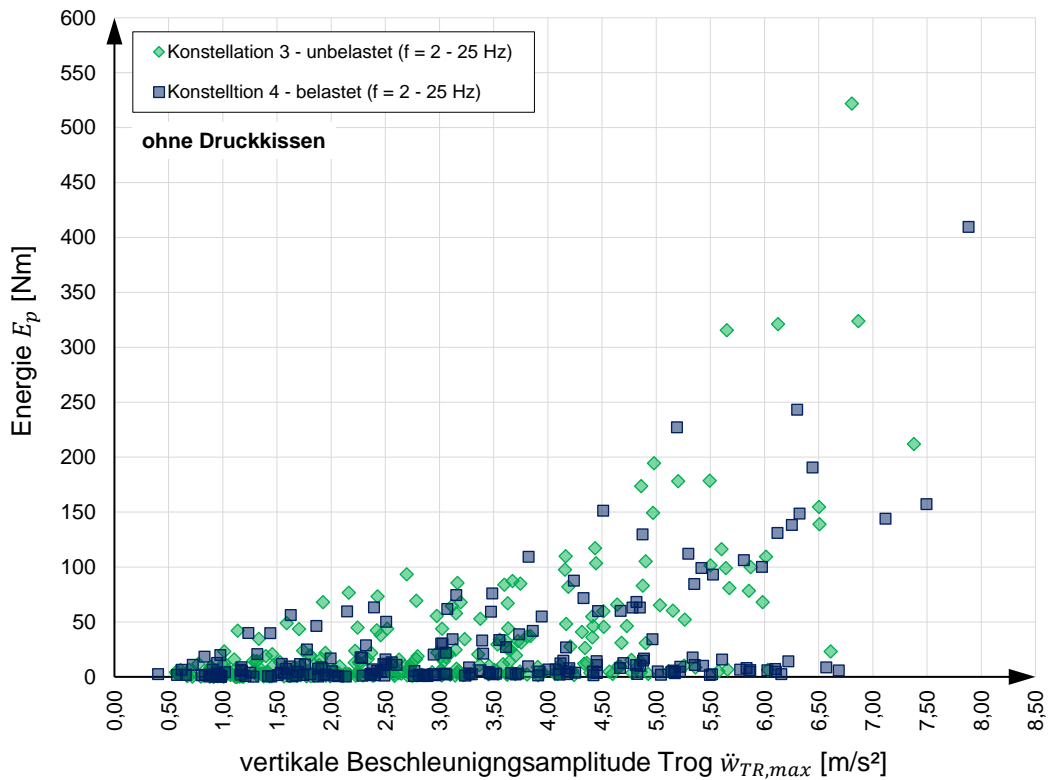


Abbildung 6.29: Ins System eingebrachte Energie E_p für Konstellation 3 (unbelastet) und Konstellation 4 (belastet) in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigungsamplitude des Troges

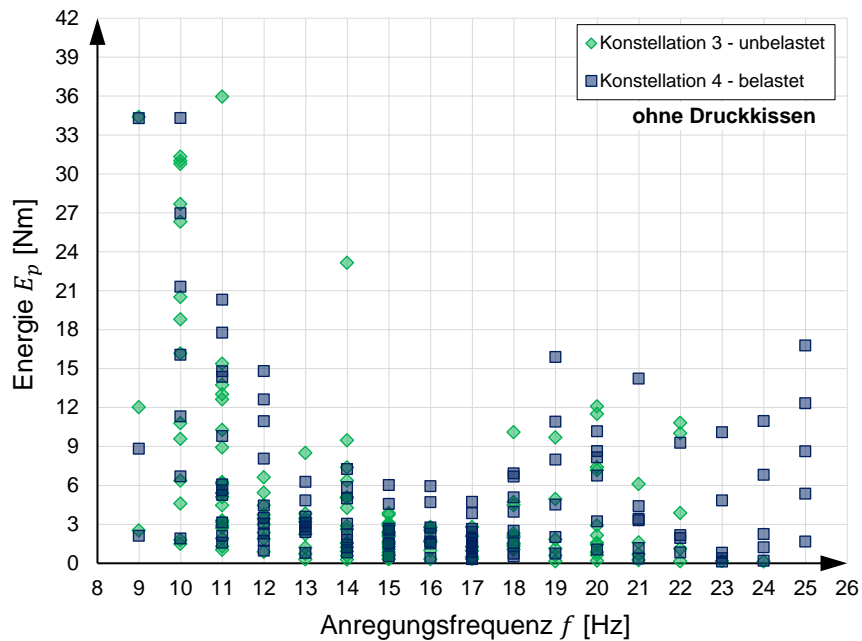


Abbildung 6.30: Ins System eingebrachte Energie E_p für Konstellation 3 (unbelastet) und Konstellation 4 (belastet) in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz

Als abschließende Analyse hinsichtlich der dynamischen Anregung sind in Abbildung 6.31 die Amplituden der Kraftanregung in Abhängigkeit der vertikalen Trogbeschleunigung für die Konstellationen 3 und 4 dargestellt. Die abgebildete Kraftamplitude P_0 ergibt sich dabei als Amplitude der summierten Pressenanregungskräfte $Lo1(t)$ und $Lo2(t)$ und repräsentiert damit die Amplitude der Anregung des Gesamtsystems.

Aus Abbildung 6.31 geht hervor, dass die Kraftamplitude P_0 direkt proportional zur vertikalen Trogbeschleunigung ist und gleichzeitig nahezu unabhängig von der Anregungsfrequenz agiert. Der Zusammenhang zwischen Trogbeschleunigung und Kraftamplitude lässt sich damit in guter Näherung anhand einer linearer Regressionsfunktionen approximieren, welche in Abbildung 6.31 sowohl für Konstellation 3 (in grün) als auch für Konstellation 4 (in blau) angegeben sind.

Die geringfügig höheren Kraftamplituden bei Konstellation 4 (belastetes Gleis) im Vergleich zu Konstellation 3 (unbelastetes Gleis) sind auf die am Gleisrost situierte Vorspannvorrichtung zurückzuführen. Bei den Versuchen unter Konstellation 4 ist die Vorspannvorrichtung an der Versuchsanlage montiert, womit eine größere Masse dynamisch angeregt wird. Aus der größeren zu bewegendem Masse resultieren dementsprechend auch größere Kraftamplituden, um dasselbe Beschleunigungsniveau zu erreichen.

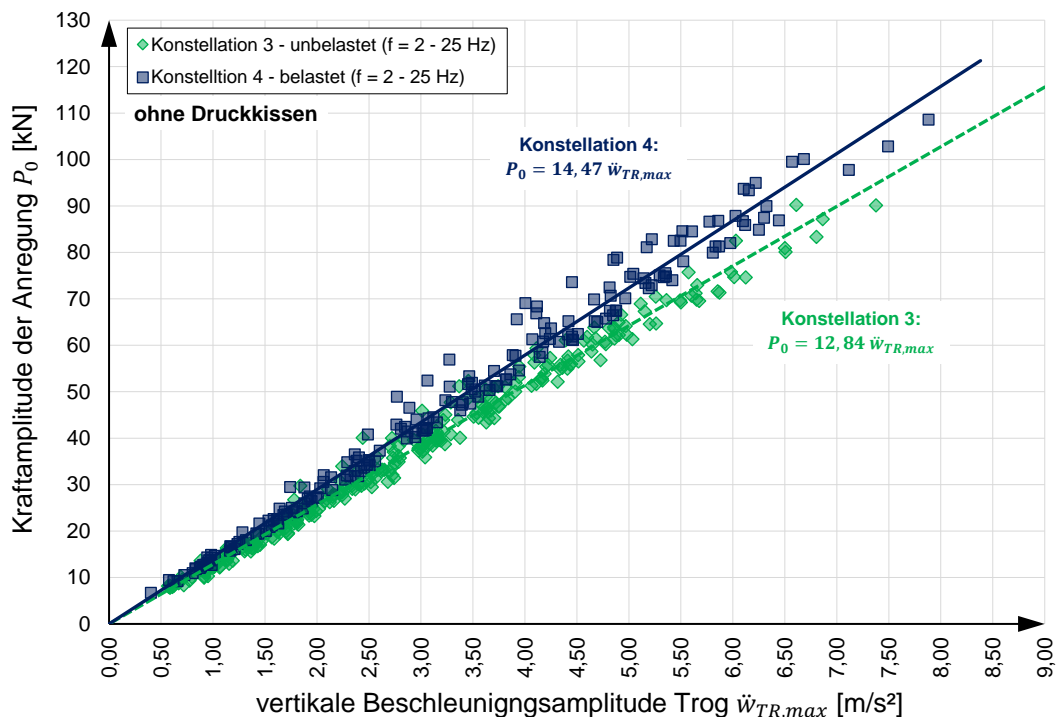


Abbildung 6.31: Kraftamplitude der Anregung für Konstellation 3 (unbelastet) und Konstellation 4 (belastet) in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigungsamplitude des Troges

6.3.3. Einfluss der Druckkissen auf die Energiedissipation

Als abschließende Analyse der Energiedissipation wird an dieser Stelle abermals der Einfluss der wassergefüllten Druckkissen auf das dynamische Verhalten – in diesem Fall auf die ins System eingebrachte Energie E_p – diskutiert. Abbildung 6.32 zeigt die Energie E_p in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigungsamplitude des Stahltroges $\ddot{w}_{TR,max}$ für die Konstellation 1 (mit Druckkissen) und Konstellation 3 (ohne Druckkissen) für ausgewählte Frequenzen (siehe Legende).

Aus Abbildung 6.32 geht abermals hervor, dass die eingebauten Druckkissen die dynamischen Eigenschaften der Versuchsanlage merkbar beeinflussen. Für den Fall, dass die Druckkissen keinen Einfluss auf die dynamischen Eigenschaften der Versuchsanlage hätten, würden für jede Frequenz die Werte der Energie für Konstellation 1 und Konstellation 3 übereinstimmen – was offenkundig nicht gegeben ist. Für die Analysen zur dynamischen Gleis-Tragwerk-Interaktion im Rahmen von Kapitel 7 müssen daher vorrangig jene Versuche als Referenz herangezogen werden, welche unter Konstellation 3 und Konstellation 4 (jeweils ohne Druckkissen) stattfanden.

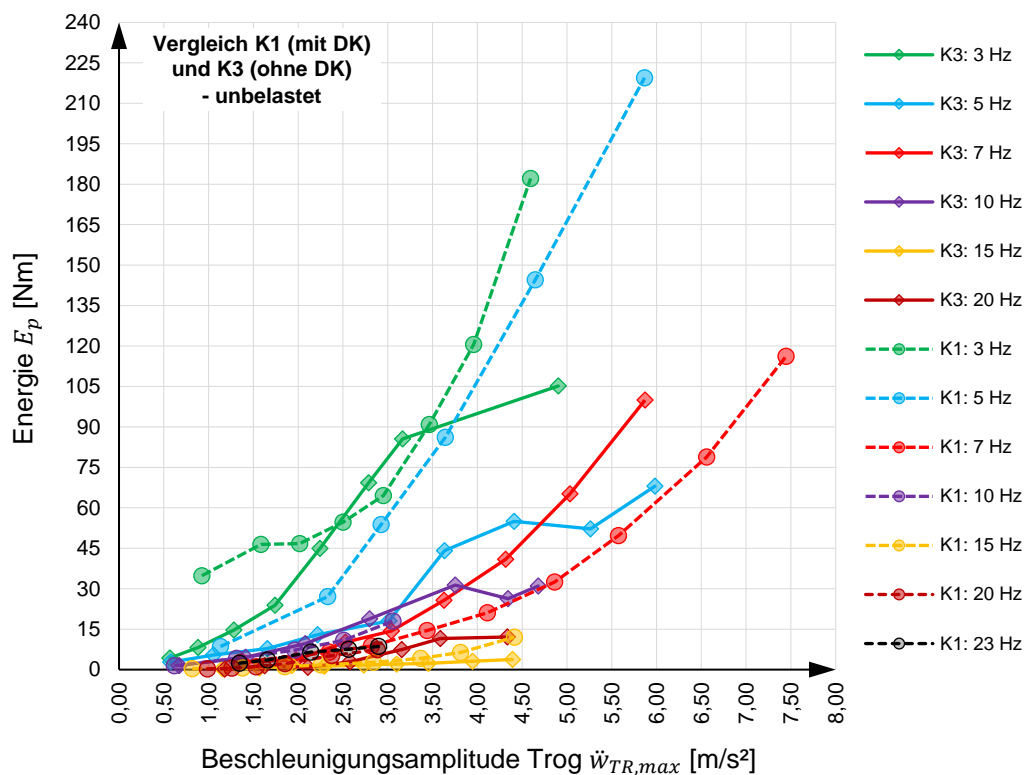


Abbildung 6.32: Vergleich der ins System eingebrachten Energie zwischen Konstellation 1 (mit Druckkissen) und Konstellation 3 (ohne Druckkissen)

6.3.4. Fazit

Die Analyse der ins System eingebrachten Energie E_p , welche gleichbedeutend mit der im Gesamtsystem (Aufspannfeld, Stahltrog, Schotteroberbau) dissipierten Energie ist, hat gezeigt, dass diesbezüglich sowohl Frequenz- als auch Beschleunigungsabhängigkeiten vorliegen. Die aus gemessenen Kraftverläufen der hydraulischen Pressen und den dazugehörigen Verschiebungswegen gebildeten Hystereseschleifen stellen hierzu ein sehr effizientes Auswertungstool zur Quantifizierung der pro Schwingperiode ins System eingebrachten Energie E_p dar. In der Versuchsauswertung hat sich jedoch gezeigt, dass im niedrigen Frequenzbereich (bis ca. 13 Hz) die Hysteresengestalt keiner idealen Ellipse entspricht, sondern als Mischform anzusehen ist (siehe Abb. 6.20 und Abb. 6.23). Dies ist auf den nicht sinusförmigen Verlauf der Kraftanregung zurückzuführen.

Die ins System eingebrachte Energie E_p ist zudem ein fundamentaler Parameter, um in weiterer Folge dynamische Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues, welche zum mechanischen Modell nach Abbildung 2.5 zugehörig sind, zu bestimmen. Die Energie wird in Kapitel 7 zur Bestimmung dynamischer Kennwerte herangezogen. Da sich gezeigt hat, dass die eingebauten Druckkissen (Konstellationen 1 und 2) die Energiedissipation merkbar beeinflussen, werden in Kapitel 7.6 nur jene Versuche zur Bestimmung von dynamischen Kennwerten herangezogen, welche ohne Druckkissen durchgeführt wurden (Konstellationen 3 und 4).

6.4. Setzungsverhalten

Als abschließende Untersuchung zum dynamischen Schotteroberbauverhalten infolge vertikaler Anregung des Tragwerkes wird an dieser Stelle das Setzungsverhalten des Gleisrostes unter dynamischer Anregung behandelt.

Zur Untersuchung des Setzungsverhaltens wurde in mehreren Durchläufen bei belastetem Gleis (Belastung 125 kN) die vertikale Verschiebung des Gleisrostes in Abhängigkeit des Beschleunigungsniveaus aufgezeichnet. Im Versuchsdurchgang wurde dabei bei einer vorgegebenen Anregungsfrequenz die Vertikalbeschleunigung schrittweise gesteigert, als vertikale Verschiebung wird in diesem Fall die Setzung der Schiene als Referenz herangezogen. Es handelt sich bei diesen Versuchen somit um Untersuchungen des voll belasteten Gleises. Die Belastung, welche mittels Vorspannvorrichtung auf den Gleisrost aufgebracht wurde, belief sich über den gesamten Versuchszeitraum auf 125 kN.

Abbildung 6.33 zeigt den zeitlichen Verlauf der Setzung in Abhängigkeit der Lastwechsellzahl (= Schwingperioden) für zwei aufeinanderfolgende Durchläufe bei 16 Hz (rot) und 17 Hz (blau), wobei auf der Ordinate neben der Setzung des Gleisrostes ebenfalls die Amplitude der Schienenbeschleunigung dargestellt ist. Hierbei zeigt sich, dass es bei beiden Durchläufen erst bei Beschleunigungsniveaus über 8 m/s² zu merkbareren Setzungserscheinungen kommt. Insbesondere bei Durchlauf 1 (rot) ist bis zu einer Schienenbeschleunigung von knapp unter 9 m/s² keine Setzungserscheinung ersichtlich. Erst ab diesem Beschleunigungsniveau kommt es zu einer Setzung des Gleisrostes.

Bei Durchlauf 2 (17 Hz, in blau) wurde über einen vergleichsweise längeren Zeitraum (34500 Lastwechsel) eine Schienenbeschleunigung über 5,5 m/s² aufrecht erhalten, wobei sich in diesem Fall wiederum der Zusammenhang zeigt, dass erst bei Beschleunigungsamplituden über 8 m/s² die Setzung des Gleisrostes überproportional ansteigt. Die Gesamtsetzung nach insgesamt 42500 Lastwechseln beträgt 0,23 mm und ist als äußerst gering einzustufen.

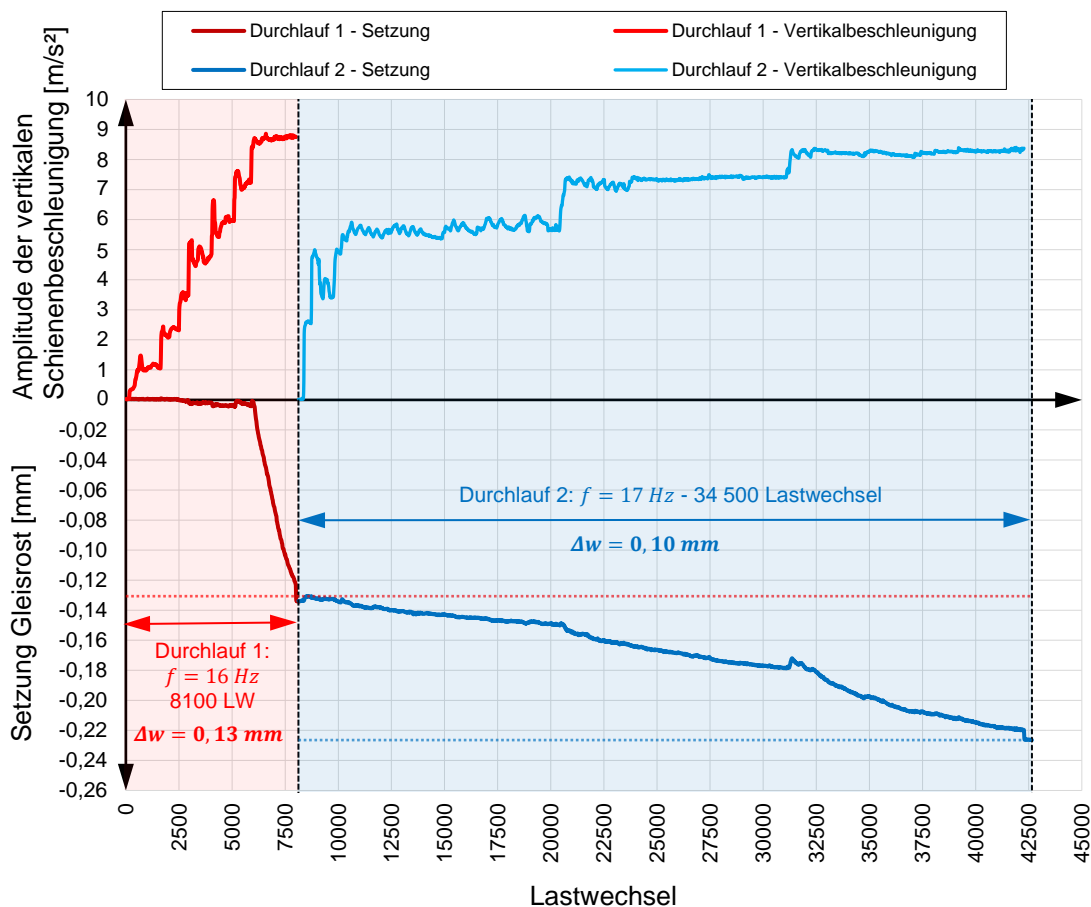


Abbildung 6.33: Setzungsverhalten in Abhängigkeit der Beschleunigung

6.5. Fazit der dynamischen Analysen

Die Untersuchungen zum dynamischen Schotteroberbauverhalten haben wesentliche Erkenntnisse zu den Zusammenhängen und Abhängigkeiten der vertikalen Gleis-Trag-Interaktion und zum Verhalten des versuchstechnisch untersuchten Gesamtsystems, bestehend aus auf Federpaketen gelagertem Aufspannfeld, Stahltrug und eingebautem Schotteroberbau, hervorgebracht.

Sowohl für das Verschiebungsverhalten (Kap. 6.1) und das Beschleunigungsverhalten (Kap. 6.2) der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion als auch für die pro Schwingperiode ins System eingebrachte Energie (Kap. 6.3) lassen sich sowohl Frequenz- als auch Beschleunigungsabhängigkeiten klar identifizieren. Hinsichtlich der Auswirkungen des Schwingungsniveaus (als vertikale Beschleunigungen) zeigen die Versuche, dass erst bei vertikalen Schwingungsamplituden über 7 m/s^2 eine merkbare Änderung des dynamischen Verhaltens in der Form von übermäßigen Relativbewegungen (siehe Abb. 6.6 und Abb. 6.10) und Setzungserscheinungen (siehe Abb. 6.33) eintritt. **Es kann somit die Schlussfolgerung gezogen werden, dass der seitens der ÖNORM B 4008-2 [8] festgelegte Grenzwert von 6 m/s^2 für die Vertikalbeschleunigung von Eisenbahnbrücken infolge Zugüberfahrt als versuchstechnisch verifizierter Grenzwert angesehen werden kann.**

Die Analyse der Beschleunigungen hat zudem gezeigt, dass innerhalb des versuchstechnisch untersuchten Frequenzspektrums zwischen 2 und 25 Hz Eigenschwingungen einzelner Teilsysteme (übermäßige Bewegungen des Aufspannfeldes, Querschwingung der Hauptträger) auftreten. Darüber hinaus hat sich gezeigt, dass die Druckkissen das dynamische Verhalten des Schotteroberbaues bzw. das dynamische Verhalten des Gesamtsystems merkbar und in nicht zu vernachlässigender Weise beeinflusst.

Als Konsequenz für die nachfolgend in Kapitel 7 dokumentierte Bestimmung dynamischer Kennwerte bedeutet dies, dass bei einer mechanischen Idealisierung der Versuchsanlage (erfolgt in Kapitel 7.6) das Aufspannfeld berücksichtigt werden muss und nicht vereinfachend als starrer Untergrund angesehen werden kann. Des Weiteren sollten zur Rückrechnung dynamischer Kennwerte (ebenfalls in Kapitel 7.6) aufgrund des Einflusses der Druckkissen nur jene Versuche als Referenz herangezogen werden, welche ohne eingebaute Druckkissen stattfanden (Konstellation 3 und Konstellation 4).

7. BESTIMMUNG DER DYNAMISCHEN KENNWERTE DER VERTIKALEN GLEIS-TRAGWERK-INTERAKTION

7.1. Einleitung

Nach den Analysen zum dynamischen Schotteroberbauverhalten hinsichtlich Verschiebungs-, Beschleunigungs- und Setzungsverhalten sowie der Energiedissipation im Gesamtsystem im vorangegangenen Kapitel 6 beschäftigt sich das gegenständliche Kapitel 7 mit der versuchsgestützten Bestimmung der dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues. Ziel dabei ist es, die zum bereits in Kapitel 1 und 2 definierten mechanischen Modell, welches in Abbildung 7.1 erneut dargestellt ist, zugehörigen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte \bar{k}_{SV} , \bar{c}_{SV} und \bar{c}_{OB} auf Basis der durchgeführten Versuche zu bestimmen und deren Abhängigkeiten (Frequenz-, Verschiebungs- und Beschleunigungsabhängigkeiten) zu identifizieren.

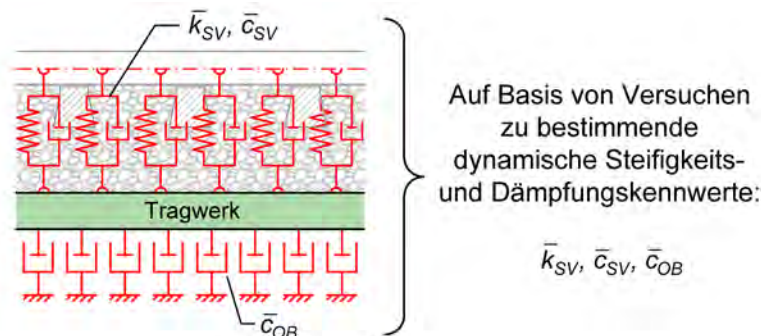


Abbildung 7.1: Mechanisches Modell als Grundlage zur Kennwertbestimmung

Als Grundlage für die Bestimmung der modellzugehörigen dynamischen Kennwerte dienen die gemessenen Verschiebungs-, Kraft- und Beschleunigungsverläufe sowie deren Amplituden im stationären Schwingungszustand. Die Druckkissen, welche bei den Versuchen der Konstellationen 1 (unbelastet) und 2 (belastet) zwischen Schotteroberbau und Deckblech zur Messung der Übertragungskraft eingebaut sind, ermöglichen eine direkte Ermittlung der Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} , welche den Relativbewegungen zwischen Gleisrost und Deckblech (= Tragwerk, s. Abb. 7.1) zugeordnet sind. Die Ermittlung der Kennwerte erfolgt in diesem Fall über Hystereseschleifen, welche aus der mittels Druckkissen gemessenen Übertragungskraft $H(t)$ und der Relativverschiebung $w_{rel}(t)$ zwischen Gleisrost und Tragwerk gebildet werden.

Da die Druckkissen jedoch das dynamische Schotteroberbauverhalten – wie in Kapitel 6 ausführlich dokumentiert – merkbar beeinflussen, können die Versuche unter Konstellati-

on 1 und Konstellation 2 streng genommen nur bedingt für eine vollständige Bestimmung aller modellzugehörigen Kennwerte (inkl. Kennwert \bar{c}_{OB}) herangezogen werden, sondern nur für eine Bestimmung der Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} . Eine ganzheitliche Bestimmung der modellzugehörigen Kennwerte erfolgt in diesem Fall auf Basis eines mechanischen Modells des Gesamtsystems (Aufspannfeld, Stahltrög und Schotteroberbau), wobei die gemessenen Zustandsgrößen im stationären Schwingungszustand für die Versuche unter den Konstellationen 3 (unbelastet) und 4 (belastet) als Referenz herangezogen werden (siehe Kap. 7.6).

Nachfolgend wird in Kapitel 7.3 und Kapitel 7.4 die Bestimmung der Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} erläutert, wobei zunächst in Kapitel 7.2 auf die mechanischen Grundlagen und das Versuchsprinzip zur Kennwertbestimmung auf Basis gemessener Hystereseschleifen genauer eingegangen wird. Die Grundlage hierfür bilden die Versuche unter Konstellation 1 und Konstellation 2 (mit Druckkissen, unbelastet/belastet). Kapitel 7.5 fasst die Ergebnisse zusammen und gibt darüber hinaus auch Empfehlungen für praktische Anwendungen, wobei auch der Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} anhand einer Energiebetrachtung ermittelt wird.

Kapitel 7.6 beschäftigt sich mit der ganzheitlichen Bestimmung der dynamischen Kennwerte \bar{k}_{SV} , \bar{c}_{SV} und \bar{c}_{OB} auf Basis eines mechanischen Modells der Versuchsanlage mit mehreren Freiheitsgraden, wobei die Versuche unter Konstellation 3 und Konstellation 4 als Referenz zur konkreten Rückrechnung von Kennwerten herangezogen werden.

7.2. Mechanische Grundlagen und Versuchsprinzip

In diesem Unterkapitel werden die theoretischen Grundlagen zur Bestimmung dynamischer Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} erläutert, welche die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion beschreiben. Wie bereits vorher erwähnt, dienen aus Kraft- und Verschiebungsverläufen gebildete Hystereseschleifen die Grundlage zur Kennwertbestimmung. Zu diesem Zwecke werden die Relativbewegungen im Oberbau als isoliertes und damit für sich allein stehendes Schwingungssystem mit einem Freiheitsgrad (Einmassenschwinger, kurz: EMS) betrachtet.

7.2.1. *Isoliertes Schwingssystem der Relativbewegungen im Schotteroberbau*

Abbildung 7.2 zeigt einen Längsschnitt des im Stahltrög befindlichen Abschnitts Schotteroberbau (links) und eine schematische Darstellung des isolierten Schwingensystems der

Relativbewegungen im Schotteroberbau. Vereinfachend ausgedrückt wird dabei der Schotteroberbau als eigenes Schwingsystem herausgelöst, wobei das Deckblech als starrer Untergrund betrachtet wird.

Die Absolutbewegungen, welche das isolierte Schwingsystem durch die Bewegungen des Stahltroges absolviert, werden in diesem Fall vollständig außer Acht gelassen und der Fokus wird exklusiv auf die Relativbewegungen im Schotteroberbau gelegt. Beim isolierten Schwingsystem handelt es sich somit um einen EMS mit linearen Systemeigenschaften, d. h. Steifigkeits- und Dämpfungskennwert sind konstant. Die linearen Systemeigenschaften gelten hierbei jeweils für einen Schwingungszustand (Schwingfrequenz und zugehörige Schwingungsamplituden), jedoch nicht für das gesamte Versuchsspektrum, worauf in den nachfolgenden Kapiteln 7.3 bis 7.5 noch näher eingegangen wird.

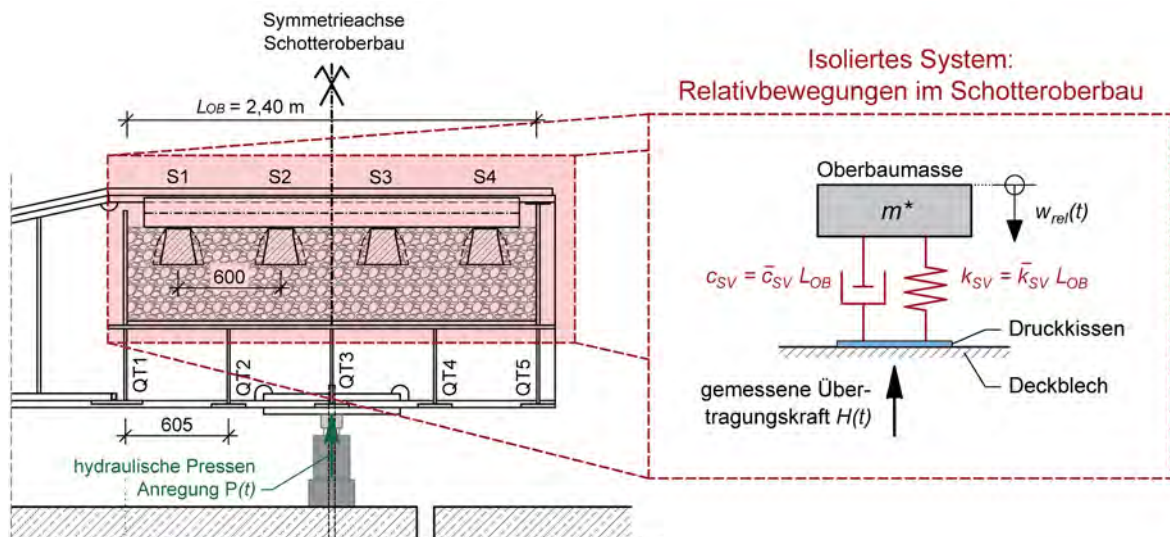


Abbildung 7.2: Isolierte Betrachtung der Relativbewegungen im Schotteroberbau und zugehörige zu bestimmende dynamische Kennwerte

Bei der Idealisierung des Schotteroberbaues werden die dynamischen Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} , welche zugehörig zu kontinuierlichen Feder-Dämpfer-Elementen sind (s. Abb. 7.1) und damit pro Laufmeter Gleis gelten, jeweils zu einem energieäquivalenten Gesamtwert k_{SV} und c_{SV} unter Berücksichtigung der Gleisrostlänge L_{OB} (s. Abb. 7.2) zusammengefasst:

$$\text{Steifigkeit: } k_{SV} = \bar{k}_{SV} L_{OB} \quad (7-1)$$

$$\text{Dämpfung: } c_{SV} = \bar{c}_{SV} L_{OB} \quad (7-2)$$

Die Masse m^* beschreibt in diesem Fall jene Masse, welche Relativbewegungen im Schotteroberbau unterworfen ist. Diese Masse beschreibt nur einen vergleichsweise kleinen Teil der Gesamtmasse des Oberbaues, wobei die Vorversuche mit einem optischem Messsystem in Kapitel 3 gezeigt haben, dass es im Falle vertikaler tragwerksinduzierter Schwingungen zu unterschiedlichen Bewegungen im Schotteroberbau kommt. Dementsprechend muss für die Masse m^* eine Annahme getroffen werden, wobei an dieser Stelle vereinfachend die Gleisrostmasse (Schiene und vier halbe Schwellen) als Oberbaumasse m^* herangezogen wird.

Anhand der eingebauten Druckkissen zwischen Schotteroberbau und Deckblech ist es möglich, die Übertragungskraft $H(t)$ zu erfassen, welche die dynamische Anregungskraft des Schotteroberbaues – bezogen auf dessen Relativbewegungen – darstellt. Des Weiteren wurde die Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Stahltrug $w_{rel}(t)$ ebenfalls im Versuchsdurchlauf gemessen, wobei wie bereits in Kapitel 6 erläutert, die Relativverschiebung an den beiden Schienenenden gemessen wurde und der Mittelwert dieser beiden Wege die Relativverschiebung $w_{rel}(t)$ und damit die Relativverschiebung bezogen auf die Symmetrieachse des Schotteroberbaues (siehe Abb. 7.2) beschreibt.

Für den Fall, dass das isolierte Schwingsystem nach Abbildung 7.2 einem idealen Einmassenschwinger (EMS) entspricht, folgen sowohl die Relativverschiebung

$$w_{rel}(t) = w_{rel,max} \sin(\Omega t) \quad (7-3)$$

mit der Verschiebungsamplitude $w_{rel,max}$, als auch die Übertragungskraft

$$H(t) = H_{max} \sin(\Omega t - \varphi) \quad (7-4)$$

Mit der Kraftamplitude H_{max} und der zugehörigen Phasenverschiebung φ zwischen Kraft und Verschiebung einem harmonischen Verlauf entsprechend der Gleichungen (7-3) und (7-4). Aus dem gemessenen Kraftverlauf $H(t)$ und der Relativverschiebung $w_{rel}(t)$ kann in weiterer Folge für jeden Versuch eine Hystereseschleife gebildet werden. Abbildung 7.3 zeigt exemplarisch eine Hystereseschleife, zugehörig zum einem idealen EMS, wobei die zugrunde gelegten Kraft- und Verschiebungsverläufe normiert sind ($H_{max} = w_{rel,max} = 1$) und jenen Verläufen nach Gleichungen (7-3) und (7-4) entsprechen. Die Hystereseschleife ist durch zwei essenzielle Eigenschaften charakterisiert, welche sowohl Rückschlüsse auf die Dämpfungs- als auch auf die Steifigkeitseigenschaften des Schwingsystems gibt:

- Form und Flächeninhalt → Dämpfungseigenschaften

- Neigung → Steifigkeitseigenschaften

Die Form der Hystereseschleife steht im direkten Zusammenhang mit dem postulierten Dämpfungsmechanismus. Im gegenständlichen Fall wird von einer viskosen, geschwindigkeitsproportionalen Dämpfung ausgegangen (Kelvin-Voigt-Modell, siehe [40]), die Form der Hystereseschleife entspricht dabei einer Ellipse. Real gemessene Hystereseschleifen entsprechen i.d.R. jedoch nicht exakt einer Ellipse, sondern weisen Mischformen auf, was bereits anhand der gemessenen Hystereseschleifen der Anregung (siehe Kap. 6.4) gezeigt wurde. Das bedeutet, dass unterschiedliche, simultan wirkende Dämpfungsmechanismen in einer gemessenen Hystereseschleife erfasst werden. Dennoch können die theoretischen Hintergründe und Zusammenhänge auf gemessene, nicht elliptische Hystereseschleifen angewendet werden.

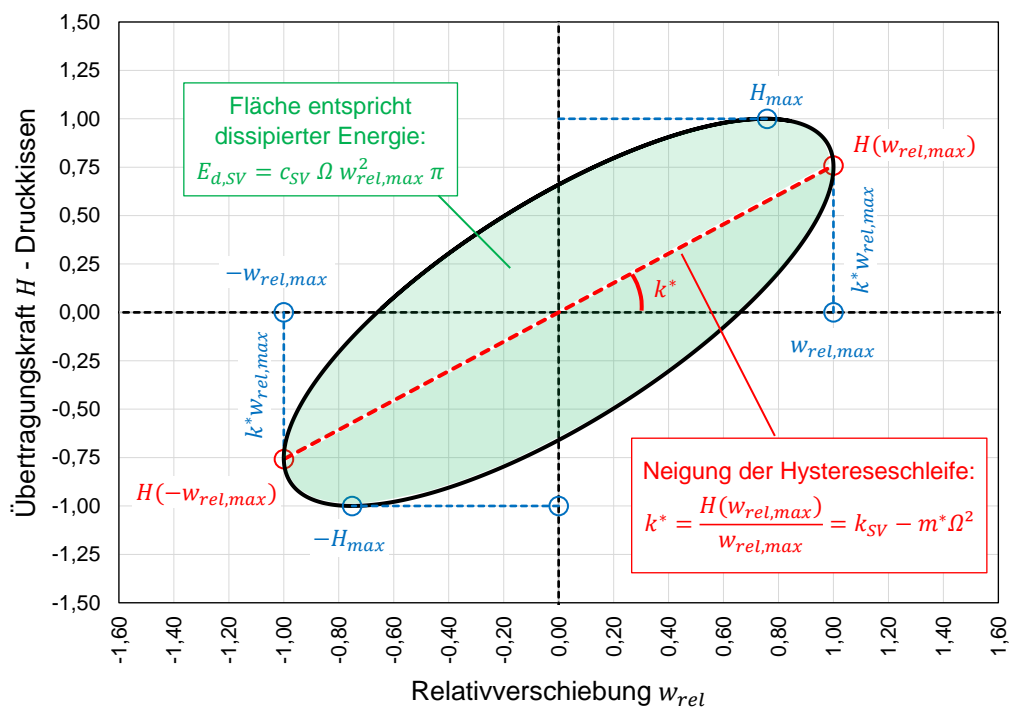


Abbildung 7.3: Beispielhafte Darstellung einer normierten Hystereseschleife (viskoser Dämpfer) gebildet aus Übertragungskraft und Relativverschiebung

Neben der Form ist auch der Flächeninhalt ein wichtiger Indikator für die Dämpfungseigenschaften. Der von der Hystereseschleife eingeschlossene Flächeninhalt (in Abb. 7.3 grün eingefärbt) entspricht jener Energie $E_{d,SV}$, welche im Dämpferelement und damit im Schotteroberbau infolge vertikaler Relativbewegungen dissipiert. Die über eine Schwingperiode T dissipierte Energie $E_{d,SV}$ ist wie folgt definiert (theoretische Hintergründe siehe [40]):

$$E_{d,SV} = c_{SV} \Omega w_{rel,max}^2 \pi \quad (7-5)$$

Die dissipierte Energie $E_{d,SV}$ ist somit vom Dämpfungskennwert c_{SV} , von der Verschiebungsamplitude $w_{rel,max}$ und von der zugehörigen Frequenz $\Omega (= 2f)$ abhängig. Bezogen auf die Versuchsauswertung kann anhand von Gleichung (7-5) aus dem zu den gemessenen Hystereseschleifen zugehörigen Flächeninhalten durch Umformen der Dämpfungskennwert c_{SV} bestimmt werden:

$$c_{SV} = \frac{E_{d,SV}}{\Omega w_{rel,max}^2 \pi} \quad (7-6)$$

Form und Flächeninhalt der Hystereseschleife stehen also in direktem Zusammenhang mit den Dämpfungseigenschaften, womit sich der Dämpfungskennwert c_{SV} anhand von Gleichung (7-6) bestimmen lässt.

Die Steifigkeitseigenschaften des Schwingsystems wiederum stehen in direktem Zusammenhang mit der Neigung der Hystereseschleife. Die dargestellte Hystereseschleife in Abbildung 7.3 ist sowohl entlang der Abszisse, als auch entlang der Ordinate um den Nullpunkt zentriert, womit gilt:

- Minimale Verschiebung $w_{rel,min} = -w_{rel,max}$, minimale Kraft $H_{min} = -H_{max}$
- Maximale Verschiebung $w_{rel,max}$, maximale Kraft H_{max}
- Kraftbetrag bei minimaler und maximaler Verschiebung ist ident: $|H(w_{rel,max})| = |H(-w_{rel,max})|$

Die Neigung der Hystereseschleife k^* (rot strichlierte Linie) ist definiert als:

$$k^* = \frac{H(w_{rel,max})}{w_{rel,max}} = \frac{H(-w_{rel,max})}{-w_{rel,max}} \quad (7-7)$$

Die Neigung k^* kann als Steifigkeit interpretiert werden, sie entspricht jedoch nicht der Schotterfedersteifigkeit k_{SV} des mechanischen Modelles (siehe Abb. 7.2), sondern setzt sich aus der Schotterfedersteifigkeit k_{SV} und einem Massenanteil $m^* \Omega^2$ zusammen (theoretische Hintergründe siehe [40]):

$$k^* = k_{SV} - m^* \Omega^2 \quad (7-8)$$

Anhand der aus den Hystereseschleifen identifizierten Neigung k^* (siehe Abb. 7.3) und der weiter oben definierten Masse m^* ist es in weiterer Folge möglich, die Schotterfedersteifigkeit k_{SV} wie folgt zu bestimmen:

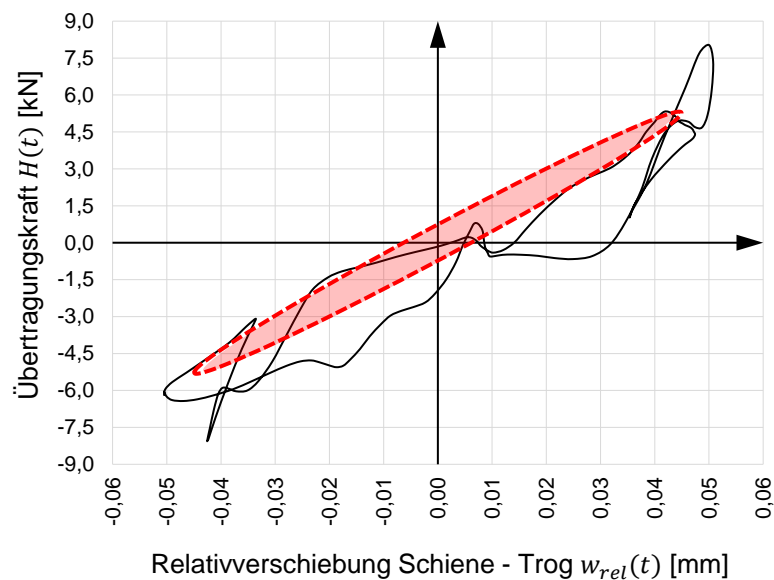
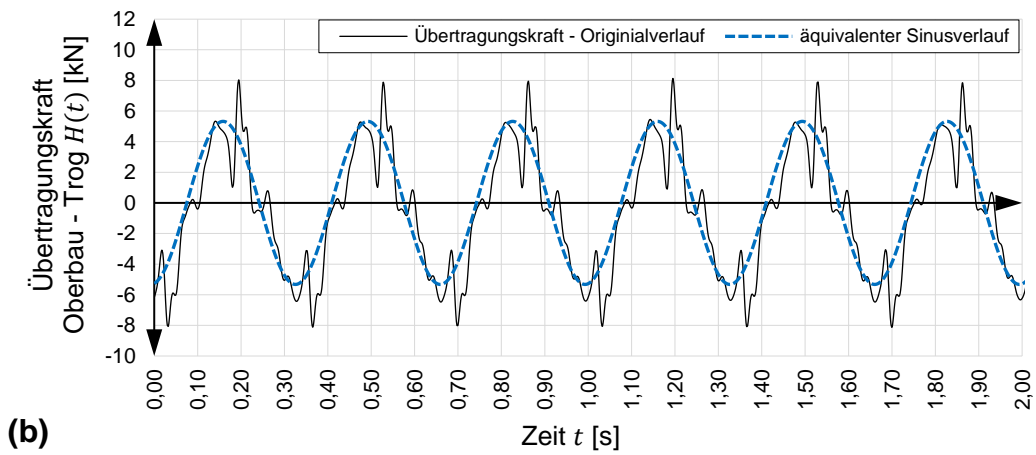
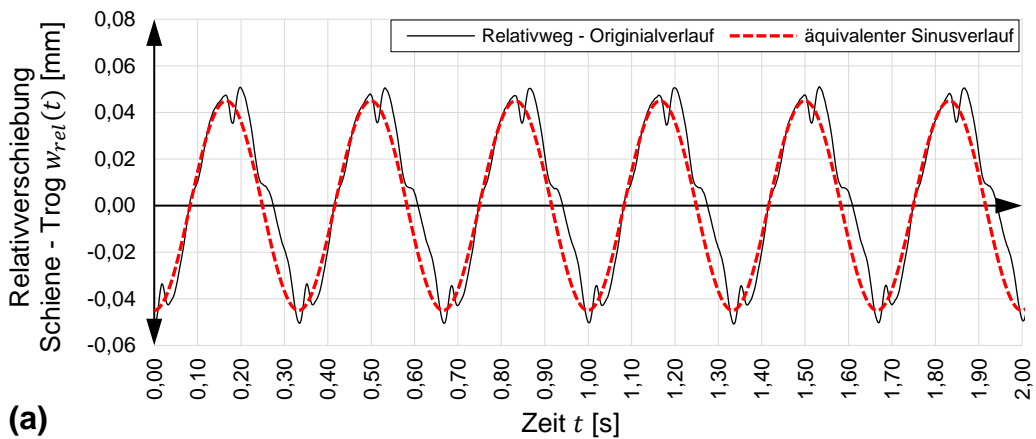
$$k_{SV} = k^* + m^* \Omega^2 \quad (7-9)$$

Die Gleichungen (7-6) und (7-9) stellen die Bestimmungsgleichungen dar, anhand derer aus den aus Messverläufen gebildeten Hystereseschleifen für jene Versuche unter Konstellation 1 (unbelastet) und Konstellation 2 (belastet) die dynamischen Kennwerte k_{SV} und c_{SV} bestimmt werden.

7.2.2. Beispiele gemessener Verläufe und Hystereseschleifen

Bereits in Kapitel 6.3 hat sich bei den Hystereseschleifen der Anregung (gebildet aus Pressenkräften und zugehörigen Verschiebungswegen) gezeigt, dass die Hystereseschleifen für einen Teil der Versuche keine ellipsenähnlichen Formen ergeben, wodurch die Ermittlung der dissipierten Energie (als Flächeninhalt der Hysterese) erschwert wird. Grund hierfür sind die Verläufe der Kraftanregung, welche keinem harmonischen Verlauf entsprechen (siehe z. B. Abb. 6.20 und 6.23).

Nachfolgend sind in den Abbildungen 7.4 bis 7.6 gemessene Verläufe der Relativverschiebung $w_{rel}(t)$ (Abbildungen 7.4(a), 7.5(a) und 7.6(a)), der Übertragungskraft $H(t)$ (Abbildungen 7.4(b), 7.5(b) und 7.6(b)) sowie die daraus gebildeten Hystereseschleifen (Abbildungen 7.4(c), 7.5(c) und 7.6(c)) für drei Versuche unter Konstellation 1 (unbelastet) dargestellt. Die zugehörigen Frequenzen liegen bei 3, 4 und 7 Hz. Aus den gemessenen Verläufen der Relativverschiebungen und der Übertragungskräfte ist ersichtlich, dass die Verläufe keinem harmonischen Verlauf entsprechen, sondern als Schwingungsüberlagerungen zu interpretieren sind. Es zeigt sich somit, dass sich im stationären Schwingungszustand zwar ein periodischer, aber kein harmonischer Verlauf einstellt. Aufgrund des nichtharmonischen Schwingungszustandes sowohl für die Verschiebungs- als auch für die Kraftverläufe ergeben sich von der Gestalt her sehr untypische Hystereseschleifen (siehe schwarze Verläufe in Abb. 7.4(c), 7.5(c) und 7.6(c)). Es ist davon auszugehen, dass dies aus qualitativer Hinsicht nicht dem realen Schotteroberbauverhalten entspricht. Diese Art der Hystereseschleifen sind vor allem im niedrigeren Frequenzbereich bis ca. 10-12 Hz und bei sehr kleinen Relativverschiebungen zu beobachten, womit davon auszugehen ist, dass in diesem Frequenzbereich Störungen aus der Umgebung (z.B. aufgrund des Betriebs der Hydraulikanlage) die Schwingungsverläufe leicht beeinflussen.



(c) — Originalverläufe Kraft/Verschiebung — äquivalente Sinusverläufe

Abbildung 7.4: Gemessener Verläufe für VNR 369 - Frequenz 3 Hz, Konstellation 1 (unbelastet): (a) Relativverschiebung Schiene-Trog (b) Übertragungskraft und (c) Hystereseschleife

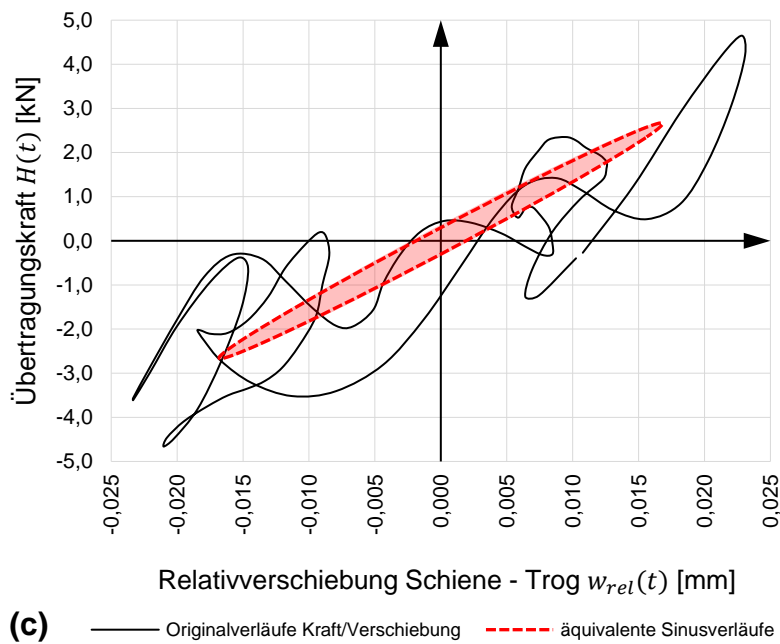
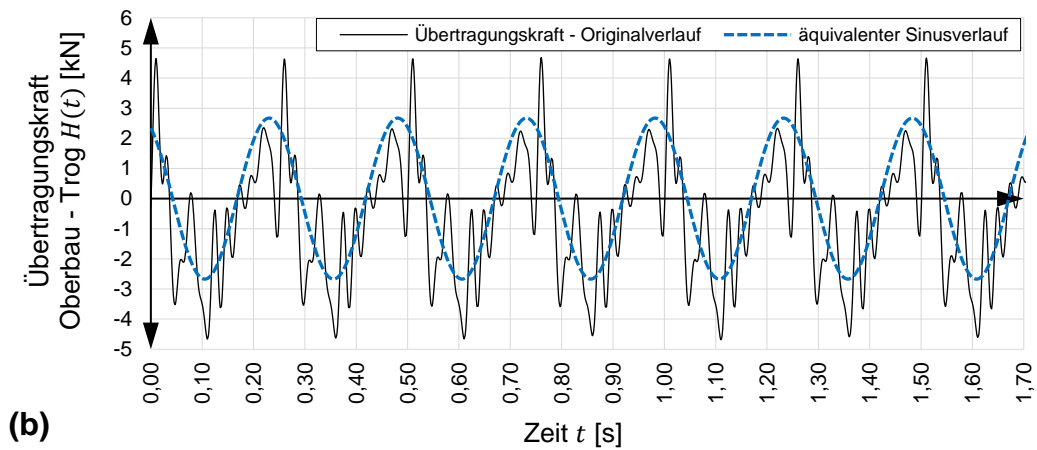
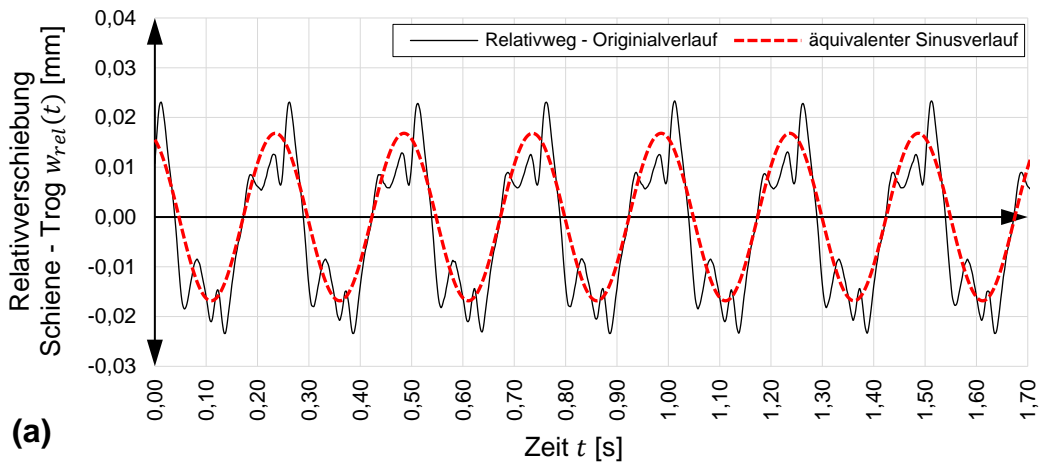


Abbildung 7.5: Gemessener Verläufe für VNR 376 - Frequenz 4 Hz, Konstellation 1 (unbelastet): (a) Relativverschiebung Schiene-Trog (b) Übertragungskraft und (c) Hystereseschleife

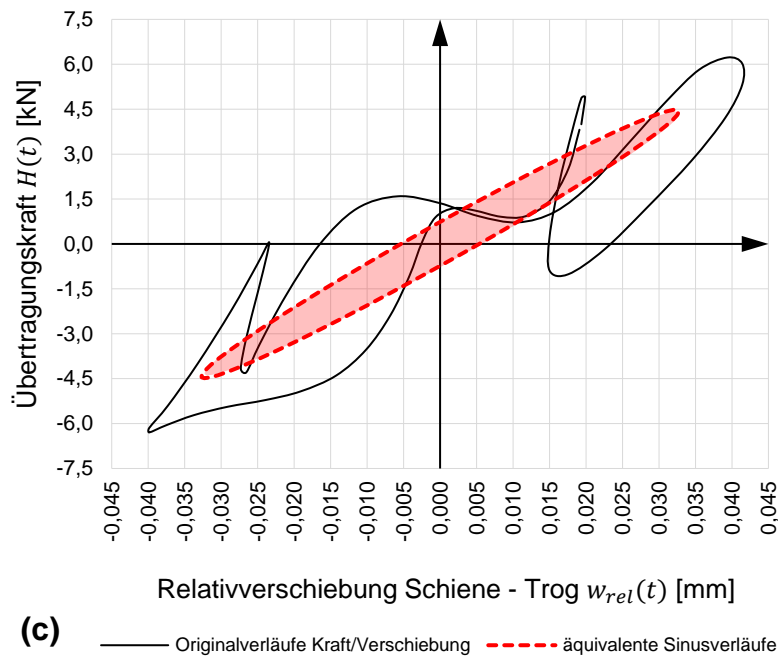
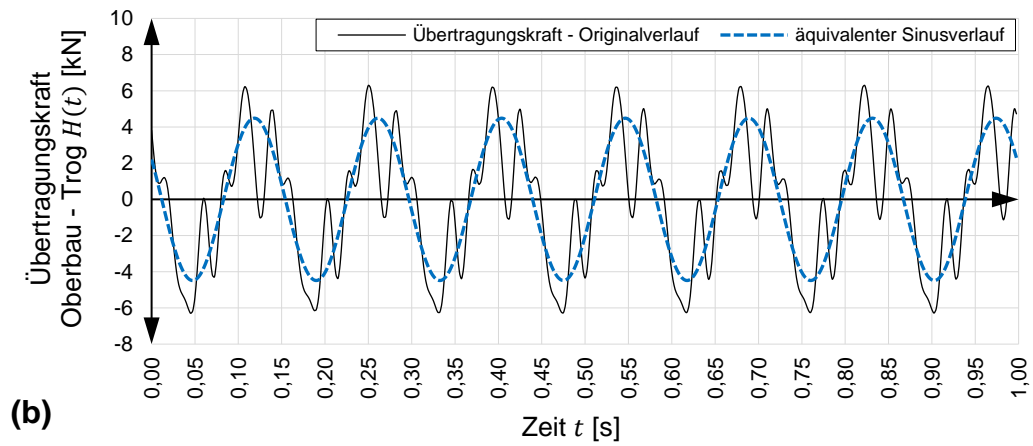
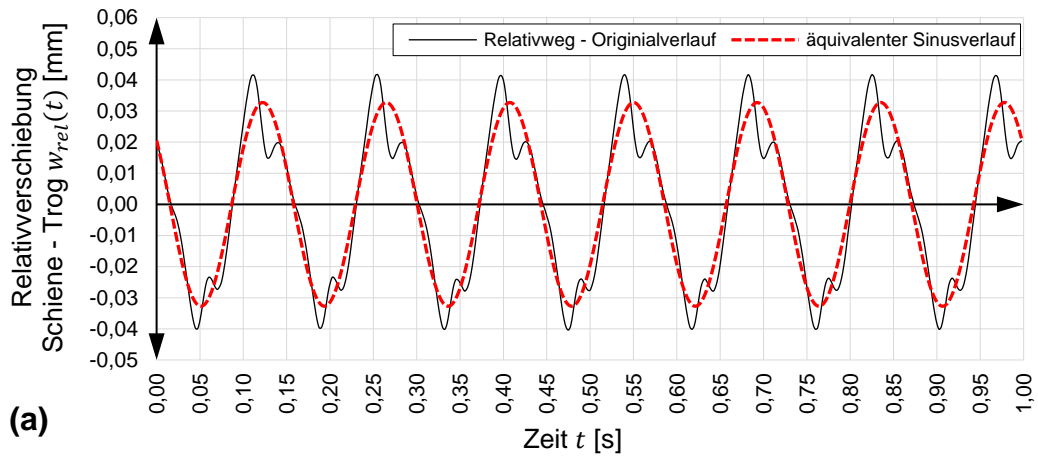


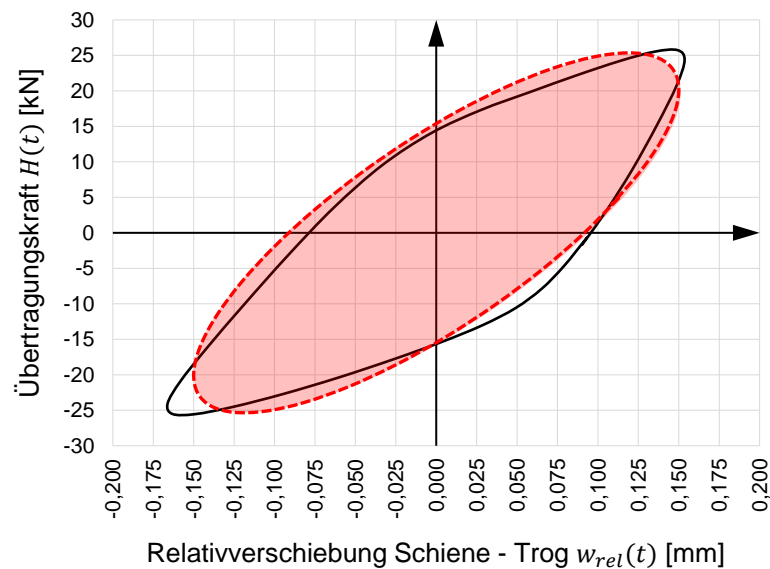
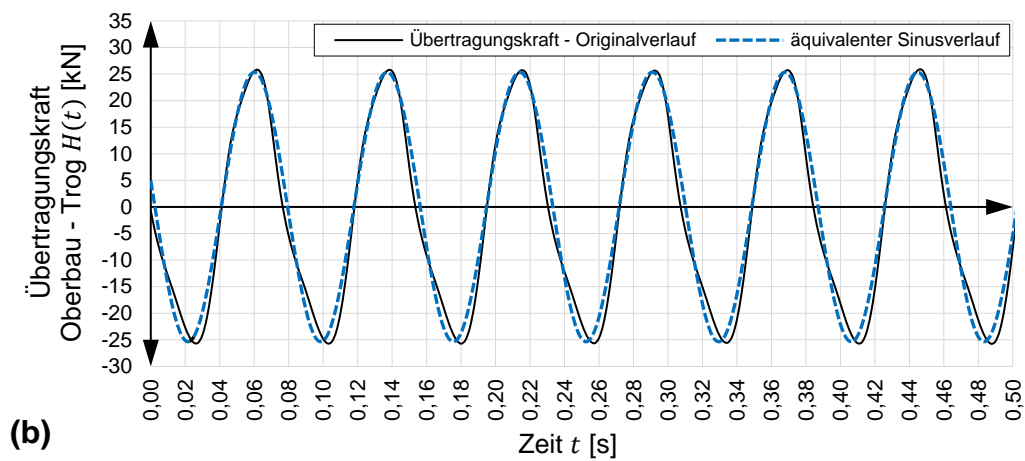
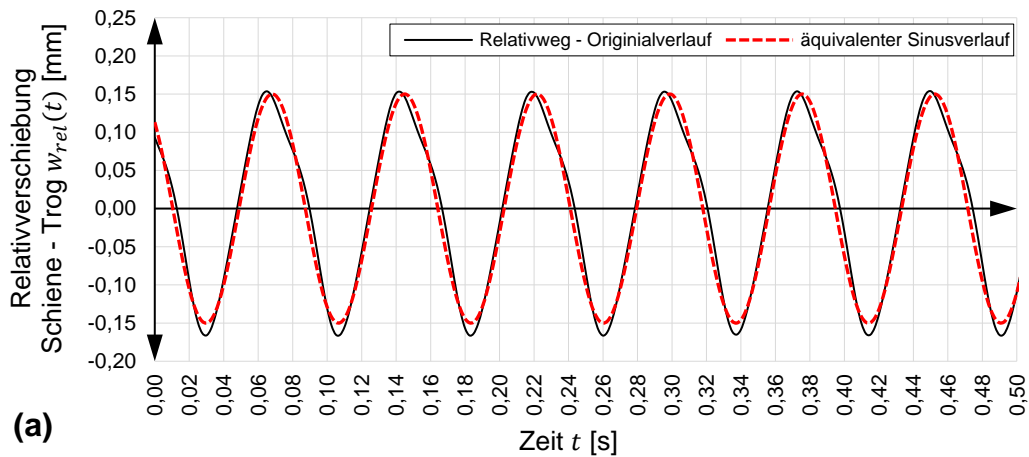
Abbildung 7.6: Gemessener Verläufe für VNR 399 - Frequenz 7 Hz, Konstellation 1 (unbelastet): (a) Relativverschiebung Schiene-Trog (b) Übertragungskraft und (c) Hystereseschleife

Um in weiterer Folge die Auswertung der Hystereseschleifen für alle Versuche gleich zu gestalten, werden die Verschiebungs- und Kraftverläufe durch äquivalente Sinusfunktionen approximiert (rot und blau strichlierte Linien in Abbildungen 7.4, 7.5 und 7.6). Damit werden die gemessenen nicht-harmonischen Verläufe in harmonische Verläufe übergeführt⁶.

Durch die harmonisch approximierten Verläufe ergeben sich in weiterer Folge Hystereseschleifen, die einer idealen Ellipse entsprechen, dargestellt anhand der rot strichlierten Verläufe in den Abbildungen 7.4(c), 7.5(c) und 7.6(c).

Ergänzend zu den Abbildungen 7.4 bis 7.6 auf den vorangegangenen Seiten, worin gemessene Verläufe dargestellt sind, welche keinem harmonischen Verlauf entsprechen, sind nachfolgend in Abbildung 7.7 die Verschiebungs- und Kraftverläufe sowie die daraus gebildete Hystereseschleife für einen Versuch bei einer Anregungsfrequenz von 13 Hz unter Konstellation 1 (unbelastet - VNR 438) dargestellt. Im Vergleich zu den Versuchen bei 3, 4 und 7 Hz sind in diesem Fall die Verschiebungs- und Kraftamplituden wesentlich höher und des Weiteren entsprechen die gemessenen Verläufe in guter Näherung harmonischen Funktionen. Die Approximation des Verschiebungsverlaufes $w_{rel}(t)$ (rot strichlierte Linie in Abb. 7.7(a)) und der Übertragungskraft $H(t)$ (blau strichlierte Linie in Abb. 7.7(b)) als Sinusfunktion veranschaulichen die gute Näherung der real gemessenen Verläufe. Hinsichtlich der aus den Verläufen resultierenden Hystereseschleifen zeigt sich ebenfalls eine gute Übereinstimmung von Originalverlauf und äquivalenten Sinusverläufen, siehe Abb. 7.7(c).

⁶ Die Approximation der Verläufe erfolgt in MATLAB mittels dem darin implementierten *Curve-Fitting Tool*.



(c) — Originalverläufe Kraft/Verschiebung - - - äquivalente Sinusverläufe

Abbildung 7.7: Gemessener Verläufe für VNR 438 - Frequenz 13 Hz, Konstellation 1 (unbelastet): (a) Relativverschiebung Schiene-Trog (b) Übertragungskraft und (c) Hystereseschleife

7.2.3. Fazit

Als Grundlage für die Versuchsauswertung und die Bestimmung der dynamischen Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} , welche zugehörig zu jenem Energiedissipationsmechanismus sind, der den Relativbewegungen zwischen Gleisrost und Tragwerk zugeordnet ist, dienen aus gemessenen Kraft- und Verschiebungsverläufen gebildete Hystereseschleifen. Der relative Mechanismus wird zu diesem Zwecke aus dem Gesamtsystem herausgelöst als isoliertes Schwingsystem mit einem Freiheitsgrad (EMS, siehe Abb. 7.2) betrachtet.

Da insbesondere im Frequenzbereich unter ca. 12 Hz die gemessenen Verschiebungs- und Kraftverläufe Störsignale enthalten und keinem harmonischen Verlauf entsprechen, werden zur Vereinheitlichung alle Verläufe durch harmonische Sinusfunktionen approximiert. Diese Vereinfachung ermöglicht eine gute Vergleichbarkeit zwischen den einzelnen Versuchen und darüber hinaus aufgrund der stets ellipsenförmigen Hysteresengestalt (im Gegensatz zu den Mischformen bei nicht-harmonischen Verläufen) eine zweifelsfreie Ermittlung der versuchszugehörigen dissipierten Energie (als von der Hystereseschleife eingeschlossene Fläche). Nachfolgend werden die Ergebnisse zur Schotterfedersteifigkeit (Kapitel 7.3) und die Ergebnisse zum Dämpfungskennwert (Kapitel 7.4) erläutert.

7.3. Schotterfedersteifigkeit auf Basis gemessener Hystereseschleifen

7.3.1. Beispiel der Bestimmung der Federsteifigkeit

In diesem Kapitel werden die auf Basis der gebildeten Hystereseschleifen ermittelten Schotterfedersteifigkeiten \bar{k}_{SV} behandelt. Bevor auf die konkreten Ergebnisse für den Zustand des unbelasteten Gleises (Konstellation 1, Kap. 7.3.2) und den Zustand des belasteten Gleises (Konstellation 2, Kap. 7.3.3) näher eingegangen wird, wird die Bestimmung der Steifigkeit anhand eines Beispiels veranschaulicht.

Abbildung 7.8 zeigt eine aus Messdaten gebildete Hystereseschleife für eine Anregungsfrequenz von 14 Hz (VNR 446), die Amplitude der Relativverschiebung beträgt 0,18 mm, die zugehörige Beschleunigungsamplitude des Troges (bezogen auf die Symmetrieachse des Schotteroberbaues) beträgt 3,6 m/s². Die Hystereseschleife ist zudem um den Nullpunkt zentriert, d.h. es gilt:

$$w_{rel,max} = |w_{rel,min}| \quad \text{und} \quad H(w_{rel,max}) = |H(w_{rel,min})|$$

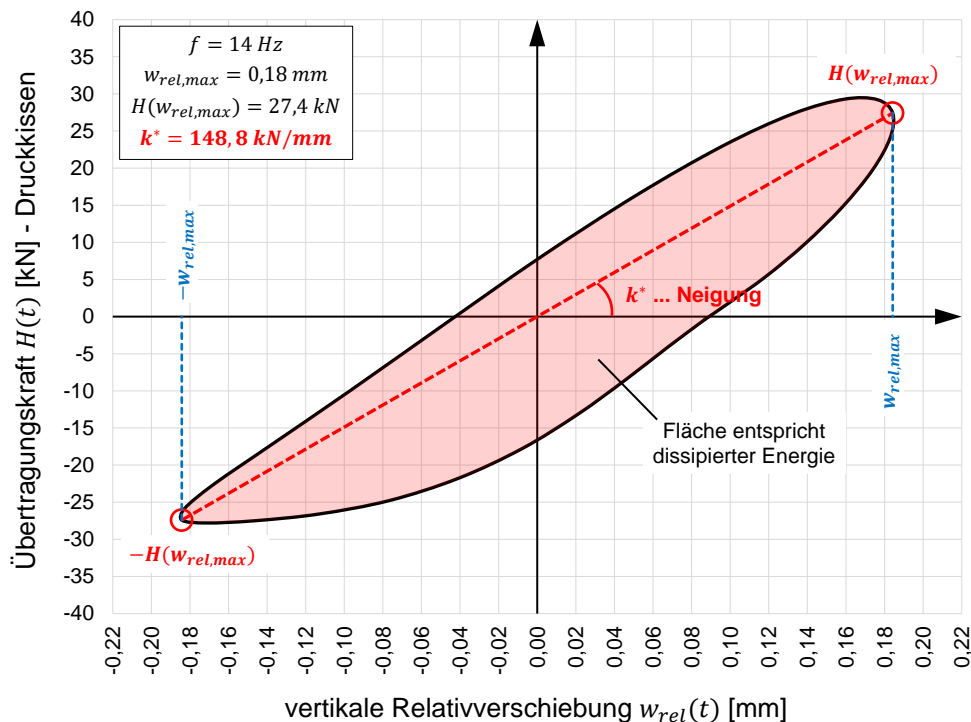


Abbildung 7.8: Beispiel einer gemessenen Hystereseschleife für VNR 446, Anregungsfrequenz 14 Hz – Konstellation 1 (unbelastet)

Die rot strichlierte Linie in Abbildung 7.8 repräsentiert die Neigung k^* , welche sich auf Basis der Amplituden zu $148,8 \text{ kN/mm}$ ergibt. Zur Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit muss die Neigung gemäß der Bestimmungsgleichung (7-9) aus Kapitel 7.2 um einen Massenterm ergänzt werden, wobei sich bei einer Masse m^* von 800 kg (entspricht Schiene und Schwellen) die Federsteifigkeit wie folgt ergibt:

$$k_{SV} = k^* + m^* \Omega^2 = 148\,800\,000 + 800 (2\pi 14)^2 = 154\,990\,216 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 155,0 \text{ kN/mm}$$

Die ermittelte Schotterfedersteifigkeit k_{SV} ist zugehörig zum isolierten System der Relativbewegungen (siehe Abb. 7.2) und gilt für den gesamten in der Versuchsanlage eingebauten Schotteroberbau. Um in weiterer Folge die Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} zu ermitteln, welche zu kontinuierlichen Feder-Dämpfer-Elementen zugehörig ist, muss der Wert k_{SV} auf die Schotteroberbaulänge aufgeteilt werden und auch um den Faktor 2 erweitert werden, um für den auf Brücken befindlichen gesamten Schotteroberbau (im Gegensatz zum in der Versuchsanlage eingebauten halben Schotteroberbau) zu gelten:

$$\bar{k}_{SV} = 2 \frac{k_{SV}}{L_{OB}} \quad (7-10)$$

Für den an dieser Stelle behandelten Versuch resultiert nach der Definition in Gleichung (7-10) eine Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} von 129 kN/mm (pro Laufmeter Gleis) als Ergebnis.

Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass die in Abbildung 7.8 dargestellte Hystereseschleife aus den gemessenen Verläufen von Übertragungskraft $H(t)$ und Relativverschiebung $w_{rel}(t)$ gebildet wurde, woraus die nicht elliptische Form resultiert. Die nachfolgend behandelten Ergebnisse gelten für die Hystereseschleifen, welche entsprechend der in Kapitel 7.2 getroffenen Annahmen aus Basis von äquivalenten Sinusverläufen bestimmt wurden (siehe Abb. 7.4 bis 7.7).

7.3.2. Unbelastetes Gleis – Konstellation 1

Nachfolgend sind in Abbildung 7.9 die auf Basis von gemessenen Hystereseschleifen ermittelten Schotterfedersteifigkeiten \bar{k}_{SV} in Abhängigkeit der Amplitude Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Stahlrog (Deckblech) $w_{rel,max}$ dargestellt, wobei farblich zwischen verschiedenen Frequenzen differenziert wird. Als Referenz ist die statische Steifigkeit $\bar{k}_{SV,stat}$ (schwarz strichlierte Linien), welche im Zuge der Aufbringung der Belastung bei Versuchen der Konstellation 2 ermittelt wurde, ebenfalls angeführt. Auf die Ermittlung der statischen Federsteifigkeit, welche sich auf 85 kN/mm beläuft, wird im nachfolgenden Kapitel 7.3.3 näher eingegangen.

Die dargestellten Ergebnisse in Abbildung 7.9 zeigen, dass die Federsteifigkeit tendenziell mit steigender Verschiebungsamplitude abnimmt und dass die Steifigkeitswerte je nach Frequenz einer deutlichen Streuung unterliegen. In Ergänzung zu Abbildung 7.9 sind in Abbildung 7.10 die ermittelten Schotterfedersteifigkeiten in Abhängigkeit der Amplitude der Relativverschiebung für alle Versuche der Konstellation 1 angeführt. In Abbildung 7.10 wird die Streuung der Schotterfedersteifigkeit erneut ersichtlich, wobei die Werte zwischen 34 kN/mm (Minimum, bei 12 Hz) und 227 kN/mm (Maximum, bei 16 Hz) liegen.

Bezogen auf die Amplitude der Relativverschiebung $w_{rel,max}$ sind die Verschiebungen sehr gering, wobei die maximale Relativverschiebung bei ca. 0,55 mm liegt und ein Großteil der Versuche im Bereich unter 0,25 mm liegt (siehe Abb. 7.10). Obwohl die zugehörigen vertikalen Beschleunigungsamplituden der Schiene bis zu 10 m/s² betragen, ergeben sich nur geringe vertikale Relativverschiebungsamplituden.

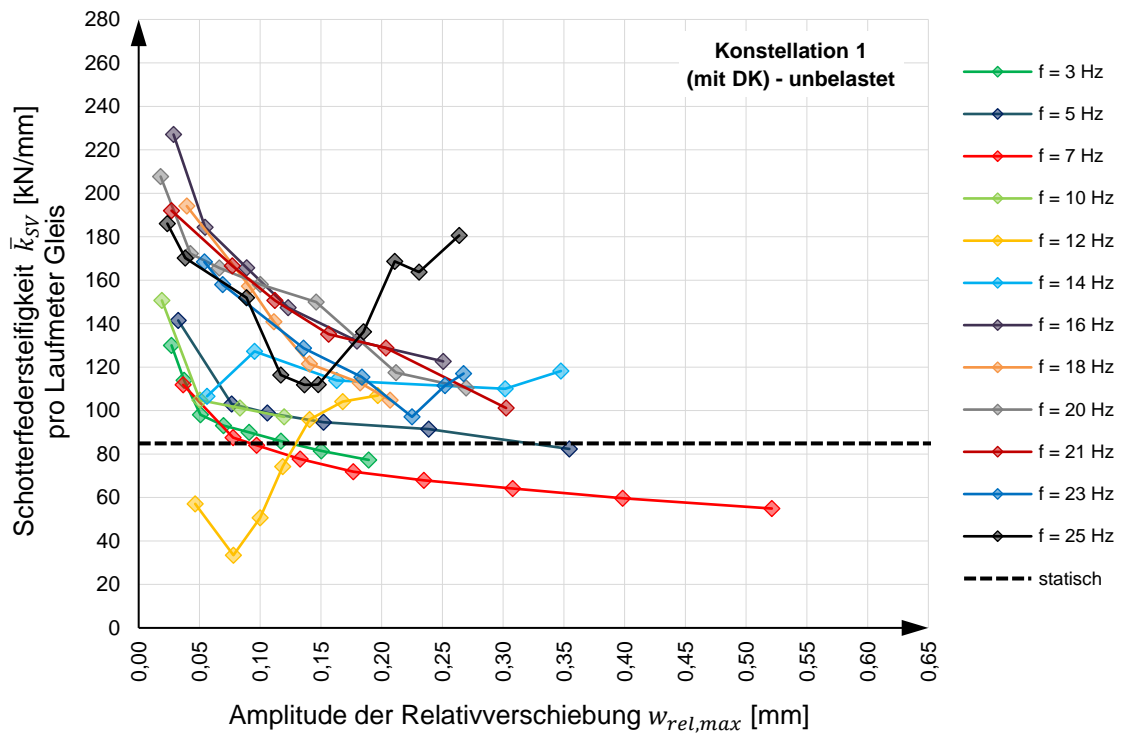


Abbildung 7.9: Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} in Abhängigkeit der vertikalen Relativverschiebung für unterschiedliche Frequenzen – Konstellation 1 (unbelastet)

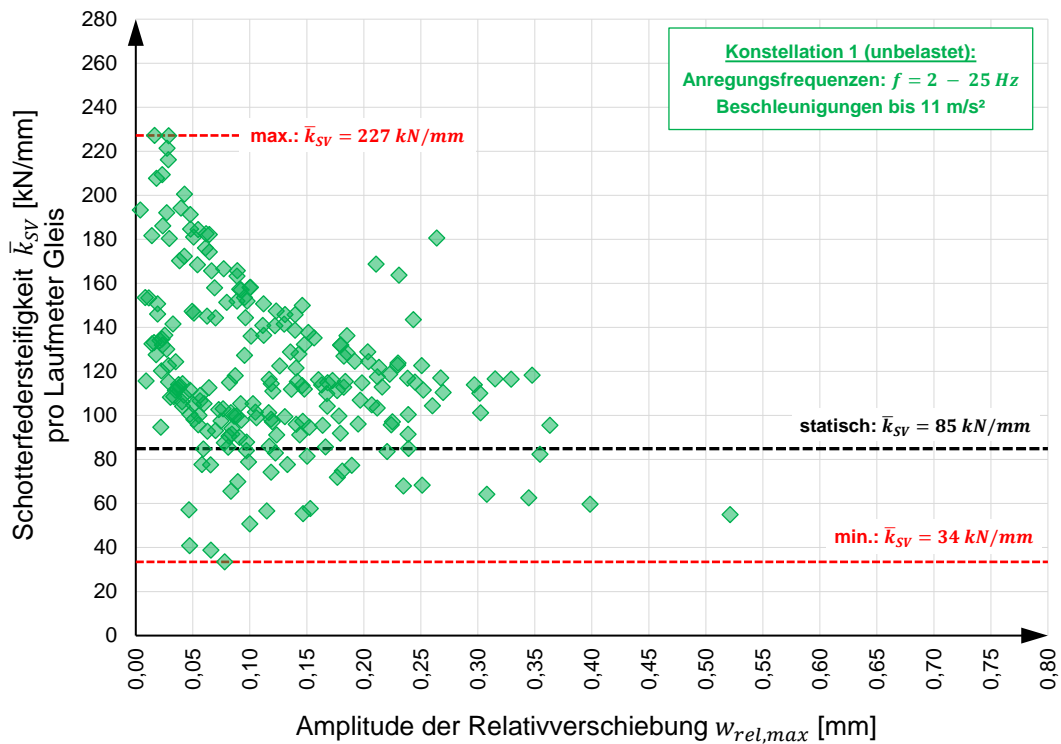


Abbildung 7.10: Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} in Abhängigkeit der vertikalen Relativverschiebung für alle Versuche – Konstellation 1 (unbelastet)

Die nach Anregungsfrequenz aufgeschlüsselten Steifigkeitswerte in Abbildung 7.9 lassen auf den Zusammenhang schließen, dass die Schotterfedersteifigkeit mit zunehmender Anregungsfrequenz tendenziell ansteigt (vgl. z.B. Verläufe für 7, 21 und 25 Hz). Für eine nähere Betrachtung dieses Zusammenhangs sind nachfolgend in Abbildung 7.11 die Schotterfedersteifigkeiten \bar{k}_{SV} in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz f für die Konstellation 1 (unbelastet) dargestellt.

Aus Abbildung 7.11 ist ersichtlich, dass die Schotterfedersteifigkeiten im höheren Frequenzbereich ab 14 Hz wesentlich höher sind als im niedrigeren Frequenzbereich. Des Weiteren zeigt sich, dass die Streuung der Steifigkeitswerte entlang der Ordinate, welche die Verschiebungsabhängigkeit repräsentiert, im oberen Frequenzbereich ebenfalls höher ist als im niedrigeren Frequenzbereich.

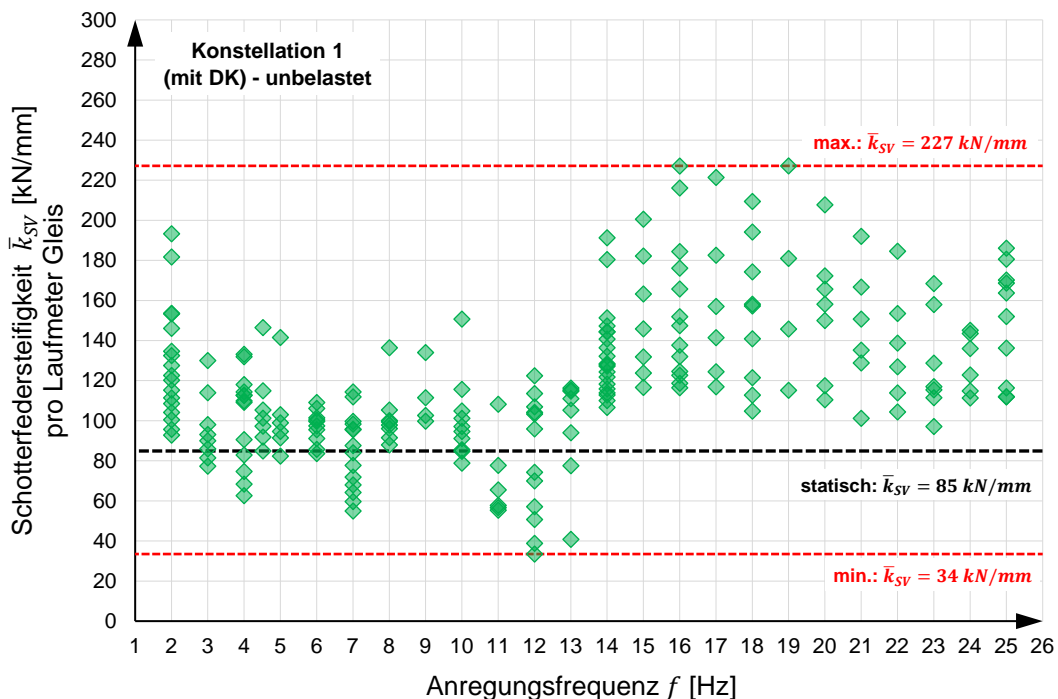


Abbildung 7.11: Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für alle Versuche – Konstellation 1 (unbelastet)

Die in den Abbildungen 7.9 bis 7.11 angeführten Schotterfedersteifigkeiten \bar{k}_{SV} basieren auf Hystereseschleifen, welche aus äquivalenten Sinusverläufen der Relativverschiebung und der Übertragungskraft generiert wurden, was u. a. anhand der Abbildungen 7.4 bis 7.7 erläutert wurde. Eine Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} auf Basis der gemessenen Verläufe (Originalverläufe Kraft/Verschiebung) offenbart keine wesentlichen Unterschiede zwischen den beiden Zugängen. Abbildung 7.12 zeigt nachfolgend erneut

die Schotterfedersteifigkeiten in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz, wobei neben jenen Werten, welche auf den äquivalenten Sinusverläufen basieren auch jene dargestellt sind, die anhand der tatsächlich gemessenen Verläufe bestimmt wurden (in rot).

Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Steifigkeitswerten: unabhängig von den herangezogenen Verläufen (Originalverläufe oder äquivalente Sinusverläufe) ergeben sich sehr ähnliche Werte. Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass aufgrund der unüblichen Hystereseformen im unteren Frequenzbereich eine Steifigkeitsermittlung nicht für sämtliche Versuche möglich ist. Aus diesem Grund sind vor allem im unteren Frequenzbereich nur wenige Steifigkeitswerte basierend auf den Originalverläufen dargestellt.

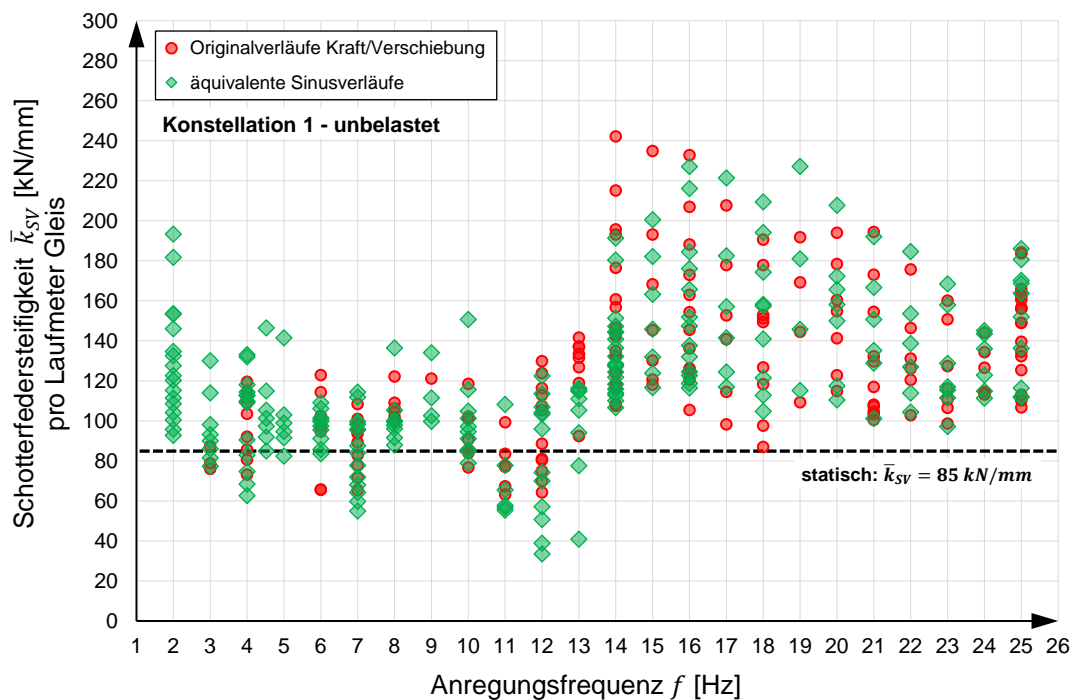


Abbildung 7.12: Vergleich der Ergebnisse der Schotterfedersteifigkeit zwischen Originalverläufen und äquivalenten Sinusverläufen – Konstellation 1 (unbelastet)

Aufgrund der großen Streuung der Ergebnisse für die Schotterfedersteifigkeit mit Werten zwischen 34 und 227 kN/mm gestaltet sich die Angabe eines allgemein gültigen und realitätsnahen Steifigkeitswertes für praktische Anwendungen als schwierig. Aus diesem Grund wird als weitere Analyse die vertikale Widerstandskraft F_V , welche sich aus der Schotterfedersteifigkeit und der zugehörigen Relativverschiebung errechnet, herangezogen:

$$F_V = \bar{k}_{SV} w_{rel,max} \quad (7-11)$$

Diese Analyse bzw. die Bestimmung der Kraft F_V anhand von Gleichung (7-11) folgt demselben Prinzip wie die Ermittlung des Längsverschiebewiderstandes des Gleisrostes in horizontaler Richtung nach EN 1991-2 [5].

In Abbildung 7.13 ist die vertikale Kraft F_V nach Gleichung (7-11) in Abhängigkeit der Amplitude der Relativverschiebung $w_{rel,max}$ für die Konstellation 1 (unbelastet) dargestellt, wobei zwischen vier unterschiedlichen Frequenzbereichen farblich differenziert wird: 2-10 Hz, 11-15 Hz, 16-20 Hz und 21-25 Hz. Es zeigt sich, dass für das gesamte dargestellte Versuchsspektrum zwar eine Ergebnisstreuung vorhanden ist, diese Streuung aber innerhalb der definierten Frequenzbereich nur gering ist. Mit Ausnahme des hohen Frequenzbereiches (21-25 Hz) können die Ergebnisse in Abbildung 7.13 in guter Näherung mit Regressionsfunktionen approximiert werden. Diesbezüglich werden lineare Regressionsfunktionen verwendet, veranschaulicht durch die strichlierten Linien für jeden Frequenzbereich.

Die Verwendung von linearen Regressionsfunktionen wird deshalb gewählt, um in weiterer Folge einfach anwendbare und von der Relativverschiebung unabhängige Schotterfedersteifigkeiten zu generieren. Nichtlineare Regressionsfunktionen (z. B. polynomische oder Potenzfunktionen) können die Ergebnisse womöglich besser approximieren, aus pragmatischen Gründen wird jedoch auf lineare Funktionen zurückgegriffen. Diese Vorgangsweise ermöglicht es letztendlich, für die unterschiedlichen Frequenzbereiche Schotterfedersteifigkeiten als Ergebnis anzugeben:

- Frequenz 2 – 10 Hz: $\bar{k}_{SV} = 80,0 \text{ kN/mm}$
- Frequenz 11 – 15 Hz: $\bar{k}_{SV} = 112,4 \text{ kN/mm}$
- Frequenz 16 – 20 Hz: $\bar{k}_{SV} = 125,6 \text{ kN/mm}$
- Frequenz 21 – 25 Hz: $\bar{k}_{SV} = 127,5 \text{ kN/mm}$

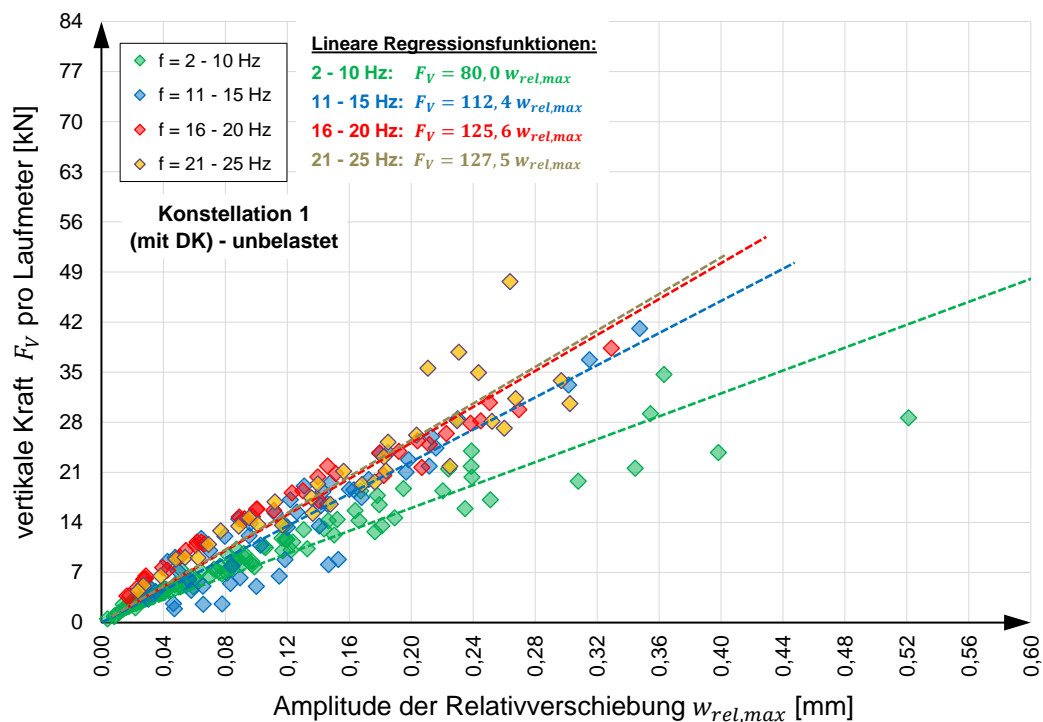


Abbildung 7.13: Vertikale Schotterfederkraft in Abhängigkeit der Relativverschiebung – Konstellation 1 (unbelastet)

7.3.3. Belastetes Gleis – Konstellation 2

Nach den Schotterfedersteifigkeiten für den Zustand des unbelasteten Gleises (Konstellation 1) werden in diesem Unterkapitel die Ergebnisse für den Zustand des belasteten Gleises (Konstellation 2) vorgestellt. Zur Belastungssimulation wurde dabei die Vorspannvorrichtung (vgl. Abb. 4.30 und 4.31) an zwei Punkten auf das Gleis niedergespannt, womit eine statische Auflast von 125 kN aufgebracht wurde. Dieses Lastniveau entspricht wie bereits erwähnt der halben Achslast einer Railjet-Lok von 250 kN und auch dem Lastniveau von LM 71 nach EN 1991-2 [5].

Abbildung 7.14 zeigt den Kraft-Verschiebungsverlauf der Belastung. Aus dem Verlauf der Belastung (schwarze Linie) und der linearen Regression (rot strichlierte Linie)

$$V_{stat} = 101,9 w_{rel} \tag{7-12}$$

lässt sich die statische Federsteifigkeit $\bar{k}_{SV,stat}$ anhand der Definition in Gleichung (7-10) ermitteln, woraus sich ein Wert $\bar{k}_{SV,stat}$ von 85 kN/mm pro Laufmeter Gleis ergibt. Dieser Wert ist bereits in den Abbildungen 7.9 bis 7.12 als Referenz angeführt.

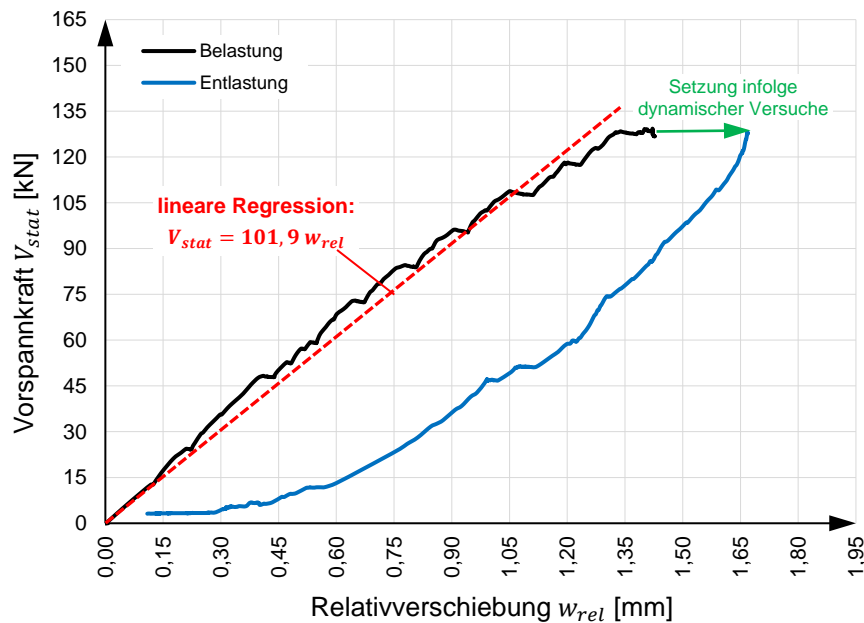


Abbildung 7.14: Statische Vorspannung des Gleises: Kraft-Verschiebungsverlauf

Abbildung 7.15 enthält die Schotterfedersteifigkeiten in Abhängigkeit der Relativverschiebung sowohl für die Konstellation 1 (unbelastet, dieselben Werte wie Abb. 7.10) als auch für die Konstellation 2 (belastet). Ein Vergleich der beiden Ergebnisse in Abbildung 7.15(a) zeigt, dass die Schotterfedersteifigkeit im Falle einer Belastung erheblich ansteigt, wobei die Steifigkeitswerte zwischen 30 und 1267 kN/mm liegen und damit extrem streuen.

Im Vergleich zum unbelasteten Gleis liegen die Relativverschiebungen im Falle des belasteten Gleises (Konstellation 2) in einem äußerst niedrigen Bereich, mit einer einzigen Ausnahme liegen die Relativverschiebungen $w_{rel,max}$ unter 0,10 mm. Die vergleichsweise sehr hohen Steifigkeitswerte mit Federsteifigkeiten \bar{k}_{SV} über 600 kN/mm liegen dabei im Verschiebungsbereich unter 0,02 mm, weshalb die eklatante Streuung der Steifigkeitswerte auf die verschwindend geringen Verschiebungsamplituden und damit verbundene unweigerliche Unsicherheiten in den gemessenen Verläufen zurückzuführen sind.

An dieser Stelle bleibt aus Abbildung 7.15 die Erkenntnis, dass die Schotterfedersteifigkeit im Falle einer Belastung erheblich höher ist als im unbelasteten Fall, wobei die zugehörigen Verschiebungsamplituden jedoch äußerst gering sind.

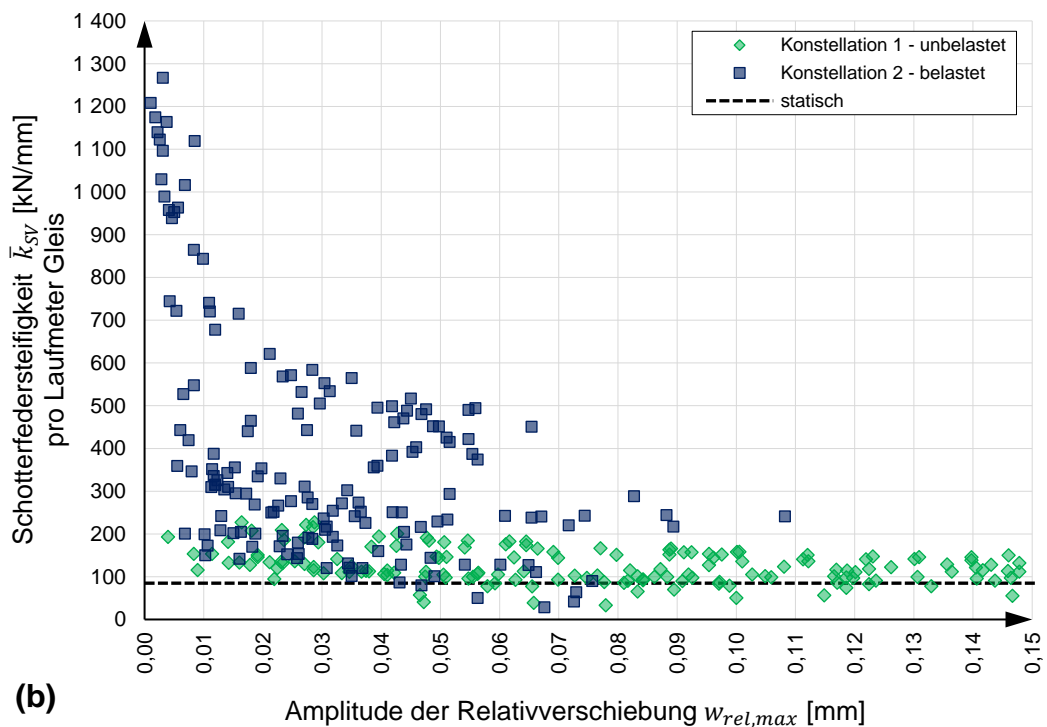
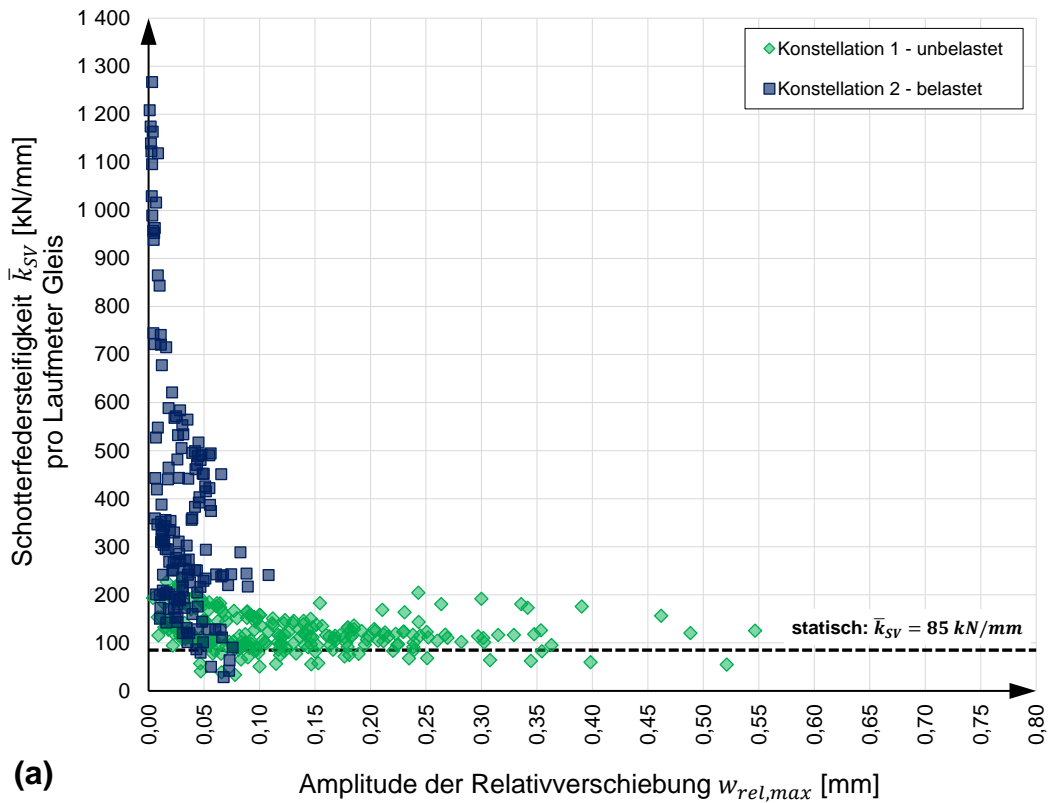


Abbildung 7.15: Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{sV} in Abhängigkeit der vertikalen Relativverschiebung für alle Versuche – Vergleich zwischen Konstellation 1 (unbelastet) und Konstellation 2 (belastet): (a) gesamtes Versuchsspektrum (b) Ausschnitt Bereich kleiner Verschiebungen

Analog zu Abbildung 7.11 sind in Abbildung 7.16 die Schotterfedersteifigkeiten in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz sowohl für Konstellation 1 (grün) als auch für Konstellation 2 (dunkelblau) angeführt. Hierbei zeigt sich, dass die Federsteifigkeiten im belasteten Fall im Bereich 4 bis 16 Hz einer vergleichsweise nicht so ausgeprägten Streuung unterliegen wie im höheren Frequenzbereich und dass im Bereich 14 – 16 Hz die Steifigkeitswerte für Konstellation 1 und 2 in derselben Größenordnung liegen.

Des Weiteren zeigt sich, dass die Schotterfedersteifigkeiten für Konstellation 2 im hohen Frequenzbereich wesentlich höher sind und darüber hinaus auch erheblich streuen. Die äußerst hohen Federsteifigkeiten bei 2 und 3 Hz für Konstellation sind hingegen aufgrund der verschwindend geringen Verschiebungsamplituden in diesem Bereich als Ausreißer und damit nicht relevant zu klassifizieren. Aus den dargestellten Schotterfedersteifigkeiten in Abbildung 7.16 bleibt die Erkenntnis, dass im belasteten Fall ein frequenzabhängiges Verhalten der Schotterfedersteifigkeit gegeben ist.

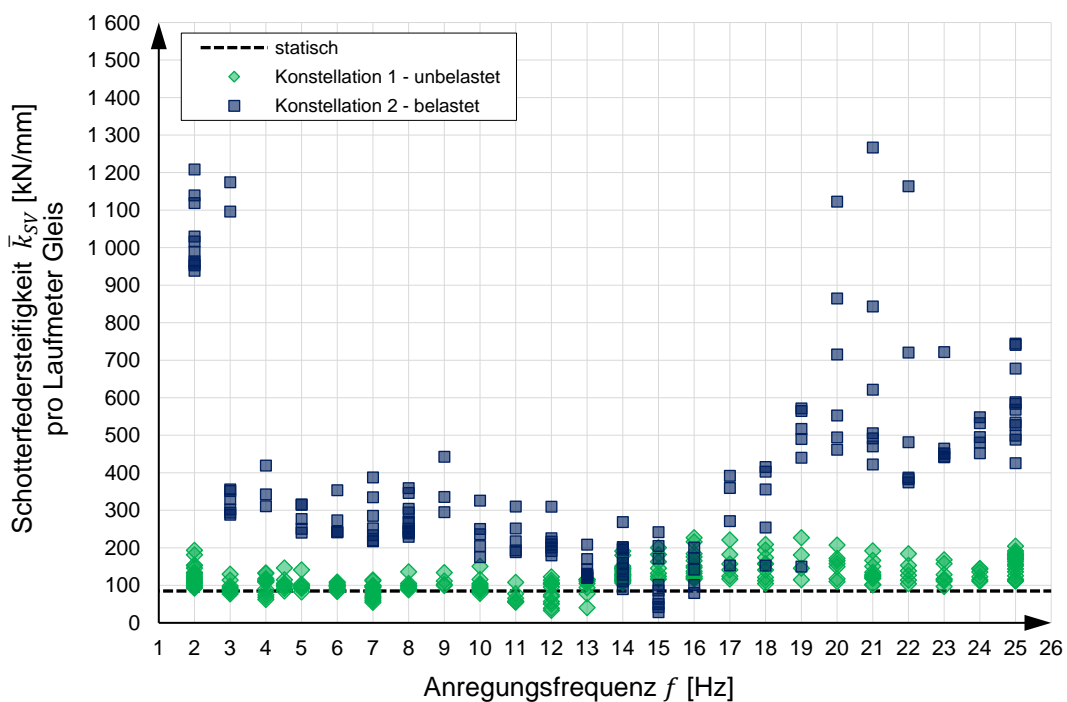


Abbildung 7.16: Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{sV} in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für alle Versuche – Konstellation 2 (belastet)

Abschließend ist in Abbildung 7.17 die vertikale Kraft F_V in Abhängigkeit der Relativverschiebung dargestellt, wobei neben den Werten für Konstellation 1 (unbelastet, in grau – s. Legende) für Konstellation zwischen drei unterschiedlichen Frequenzbereichen farblich unterschieden wird: 2-14 Hz, 15-16 Hz und 17-25 Hz.

Analog zu Abbildung 7.13 werden für den belasteten Zustand lineare Regressionsfunktionen verwendet, um letztendlich je nach Frequenzbereich lineare und verschiebungsunabhängige Federsteifigkeiten (= Neigung der Regressionsfunktionen) zu ermitteln, woraus für Konstellation 2 folgende Federsteifigkeiten resultieren:

- Frequenz 2 – 14 Hz: $\bar{k}_{SV} = 214,8 \text{ kN/mm}$
- Frequenz 15 – 16 Hz: $\bar{k}_{SV} = 61,1 \text{ kN/mm}$
- Frequenz 17 – 25 Hz: $\bar{k}_{SV} = 448 \text{ kN/mm}$

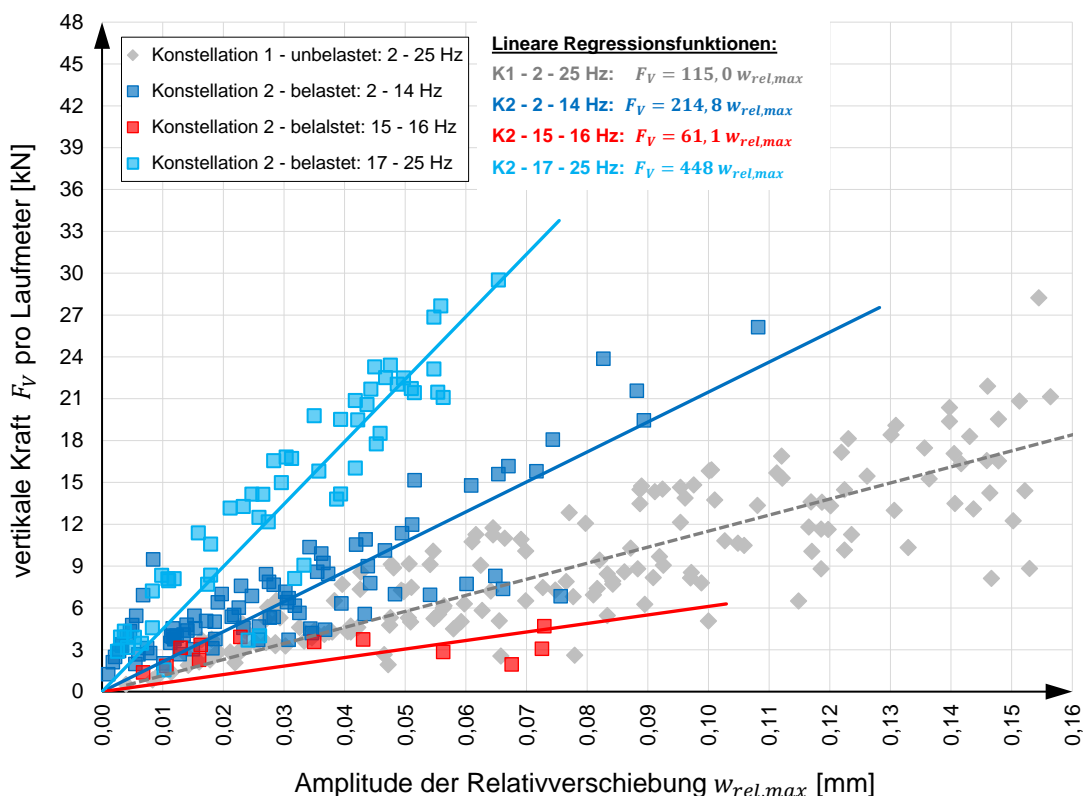


Abbildung 7.17: Vertikale Schotterfederkraft in Abhängigkeit der Relativverschiebung – Konstellation 1 (unbelastet)

Hinsichtlich der Differenzierung zwischen den unterschiedlichen Frequenzbereichen zeigt sich für Konstellation 2 ein sehr interessanter Zusammenhang: Im Frequenzbereich 2 – 14 Hz liegt die Federsteifigkeit über jener für Konstellation 1 (unbelastet), wobei sich unter Verwendung einer einzigen Regressionsfunktion für alle Versuche (grau strichlierte Linie) eine Federsteifigkeit von 115,0 kN/mm ergibt. Bei den Frequenzen 15-16 Hz tritt hingegen ein signifikanter Steifigkeitsverlust ein, wobei die lineare Regressionsfunktion eine Schotterfedersteifigkeit von 61,8 kN/mm ergibt, welche unter jener von Konstellation 1 liegt. Mit steigender Frequenz wiederum erhöht sich auch die Steifigkeit erheblich, womit für den

Bereich 17 – 25 Hz eine Schotterfedersteifigkeit von 410 kN/mm gegeben ist (siehe hellblaue Markierungen und Regressionsfunktion).

7.3.4. Fazit

Hinsichtlich der Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} ergeben sich sowohl Frequenz- als auch Verschiebungsabhängigkeiten, wobei die Aufbringung einer Belastung eine signifikante Erhöhung der Steifigkeit bewirkt. In diesem Zusammenhang ist jedoch der Frequenzbereich 15 – 16 Hz für den Zustand des belasteten Gleises (Konstellation 2) als Sonderfall zu klassifizieren, da sich für diesen Bereich erheblich niedrigere Steifigkeitswerte ergeben (siehe Abb. 7.16 und 7.17).

Um eine möglichst einfache Anwendung und rechnerische Implementierung der Ergebnisse in Berechnungsmodelle für dynamische Analysen zu ermöglichen, werden die Schotterfedersteifigkeiten für unterschiedliche Frequenzbereiche mit linearen Regressionsfunktionen approximiert, womit als wesentliches Ergebnis diese Teilkapitels Schotterfedersteifigkeiten in Abhängigkeit der Belastung und in Abhängigkeit der Frequenz, jedoch unabhängig von der Verschiebung, stehen – zusammengefasst in Abbildung 7.13 (Konstellation 1 – unbelastet) und Abbildung 7.17 (Konstellation 2 – belastet).

Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass bei der Bestimmung der Schotterfedersteifigkeit nach Gleichung (7-9) für die Oberbaumasse m^* lediglich die Masse des Gleisrostes herangezogen wurde. Diese Vereinfachung wird insofern als gerechtfertigt erachtet, da der Massenanteil nur einen geringen Einfluss auf die ermittelte Steifigkeit hat.

7.4. Energiedissipation und Dämpfungskennwert

In diesem Kapitel wird anschließend an die Ermittlung der Schotterfedersteifigkeit auf Basis von aus Messdaten gebildeten Hystereseschleifen auf die Energiedissipation infolge vertikaler Relativbewegungen und den daraus abgeleiteten Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} eingegangen. Zunächst wird in Kapitel 7.4.1 die Energiedissipation im Schotteroberbau in qualitativer und quantitativer Hinsicht analysiert, anschließend werden in Kapitel 7.4.2. die ermittelten Dämpfungskennwerte diskutiert.

7.4.1. *Energiedissipation zufolge vertikaler Relativbewegungen*

An dieser Stelle wird zunächst die Energiedissipation infolge vertikaler Relativbewegungen zwischen Gleisrost und Tragwerk (Deckblech) behandelt. Die dissipierte Energie (Bezeichnung $E_{d,SV}$, siehe Definition in Gleichung (7-5)) ist damit ausschließlich jenem Dämpfungsmechanismus zugeordnet, welcher mit vertikalen Relativbewegungen im Schotteroberbau einhergeht.

Wie bereits in Kapitel 7.2 erläutert, entspricht die eingeschlossene Fläche der aus gemessener Relativverschiebung $w_{rel}(t)$ und gemessener Übertragungskraft $H(t)$ gebildeten Hystereseschleifen der dissipierten Energie $E_{d,SV}$ (siehe Abb.7.3). Als erste Analyse zur Energiedissipation ist in Abbildung 7.18 das Energieverhältnis

$$\frac{E_{d,SV}}{E_p} [-]$$

in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz f für die Konstellation 1 (unbelastet, in grün) und die Konstellation 2 (belastet, in blau) dargestellt. Das Verhältnis $E_{d,SV}/E_p$ beschreibt das Verhältnis von im relativen Dämpfungsmechanismus (isoliertes System der Relativbewegungen) dissipierter Energie $E_{d,SV}$ zur ins System durch die dynamische Anregung eingebrachter Energie E_p , welche in Kapitel 6.3 ausführlich behandelt wurde. Anders formuliert drückt das Verhältnis $E_{d,SV}/E_p$ den Anteil an Energiedissipation infolge vertikaler Relativbewegungen im Schotteroberbau bezogen auf die Energiedissipation im Gesamtsystem aus.

Aus Abbildung 7.18 zeigt sich bezüglich des Energieverhältnisses $E_{d,SV}/E_p$ ein unerwarteter Zusammenhang: Während das Energieverhältnis im unteren Frequenzbereich bis 10 Hz im Bereich unter 0,20 liegt, kommt es im Bereich ab 11 Hz zu einem sprunghaften Anstieg, wobei das Verhältnis den Wert 1 und damit den Grenzfall $E_{d,SV} = E_p$ (anhand der schwarz strichlierten Linie illustriert) teilweise sehr deutlich übersteigt.

Der Grenzfall $E_{d,SV} = E_p$ beschreibt jenen Fall, bei dem die gesamte ins System eingebrachte Energie infolge vertikaler Relativbewegungen im Schotteroberbau dissipiert. Eine Überschreitung des Wertes 1 ist daher physikalisch nicht möglich, da die in einem Teilbereich dissipierte Energie nicht höher sein kann als jene Energie, die über die dynamische Anregung ins System eingebracht wird.

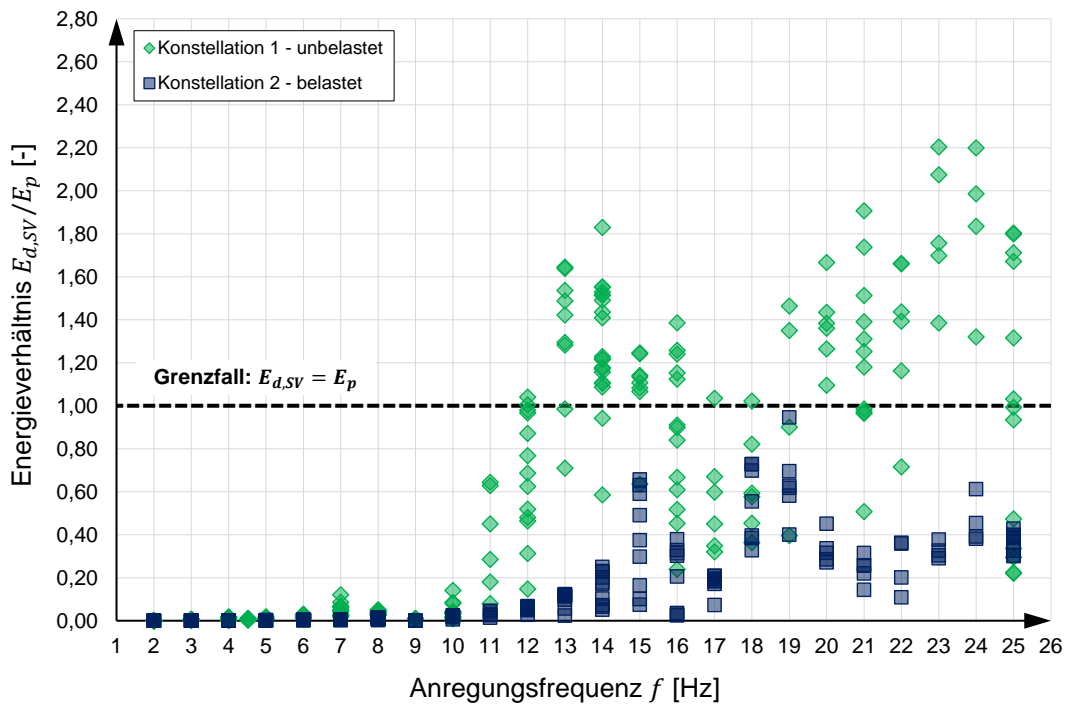


Abbildung 7.18: Energieverhältnis $E_{d,SV}/E_p$ in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für die Konstellation 1 (unbelastet) und Konstellation 2 (belastet)

Die Energiedissipation im Gesamtsystem setzt sich aus einem Tragwerksanteil $E_{d,TW}$, welcher die Energiedissipation im Stahltrug und im Aufspannfeld beschreibt, und einem Schotteroberbauanteil zusammen. Diesbezüglich setzt sich auch die im Schotteroberbau dissipierte Energie aus einem Anteil $E_{d,SV}$, welcher den Relativbewegungen im Schotteroberbau zugeordnet ist, und einem Anteil $E_{d,OB}$, welcher den Absolutbewegungen des Schotteroberbaues zugeordnet ist, zusammen. Daraus resultiert unter Miteinbeziehung der ins System eingebrachten Energie E_p folgende Definition für das Energiegleichgewicht:

$$E_p = \underbrace{E_{d,TW}}_{\text{Anteil Tragwerk}} + \underbrace{E_{d,SV} + E_{d,OB}}_{\text{Anteil Schotteroberbau}} \quad (7-13)$$

Mit diesem Hintergrund zur Energiedissipation und der in Gleichung (7-13) angeführten Definition des Energiegleichgewichtes ist zu erwarten, dass das Energieverhältnis $E_{d,SV}/E_p$ nicht nur aus physikalischer Plausibilität sondern auch im Hinblick auf mehrere gleichzeitig wirkende Energiedissipationsmechanismen (Tragwerk, Oberbau) kleiner – bzw. deutlich kleiner als 1,0 sein muss.

Eine mögliche Ursache für das Überschreiten des Energieverhältnisses von 1,0 ist der Einfluss der wassergefüllten Druckkissen auf das dynamische Schotteroberbauverhalten, welches schon in Kapitel 6 als nicht vernachlässigbar identifiziert wurde.

Eine weitere mögliche Ursache dieser Überschreitung liegt im gemessenen relativen Verschiebungsweg $w_{rel}(t)$ begründet. Der Verschiebungsweg $w_{rel}(t)$ beschreibt die Relativverschiebung im Schotteroberbau und wurde an zwei Stellen gemessen: zwischen Schiene und Stahlrog am Beginn und am Ende der Schiene (siehe Abb. 4.31), wobei der gemittelte Verlauf dieser beiden Messwerte als Relativverschiebung herangezogen wird. Die als gemessene Relativverschiebung im gesamten Schotteroberbau angenommenen Messverläufe beschreiben somit streng genommen nur die Verschiebungen bezogen auf den Gleisrost bzw. bezogen auf die Schiene und somit die Relativverschiebung an der Oberfläche des eingebauten Schotteroberbaues.

In diesem Zusammenhang und auch in Anbetracht der in Kapitel 3 identifizierten Massenbewegungen ist davon auszugehen, dass die Relativverschiebungen zwischen Schiene und Stahlrog nicht gleichbedeutend sind mit den Relativverschiebungen des gesamten Schotteroberbaues, da es im Schotteroberbau zu unterschiedlichen Verschiebungen kommt. Die Relativverschiebung zwischen Schiene und Stahlrog auf den gesamten Schotteroberbau zu beziehen kann somit die ermittelte dissipierte Energie $E_{d,sv}$ verfälschen.

Für die weiteren nachfolgenden Analysen und die in Kapitel 7.4.2 erfolgte Kennwertermittlung wird daher an dieser Stelle eine vereinfachende Anwendung hinsichtlich des in der Auswertung der Hystereseschleifen zugrunde gelegten Verschiebungsweges $w_{rel}(t)$ getroffen: Ausgehend von einer angenommenen linearen Abnahme des an der Oberfläche (= an der Schiene) gemessenen Verschiebungsweges hin zum Deckblech, d.h. $w_{rel}(t) = 0$ an der Oberkante des Deckbleches, wird die Relativverschiebung auf den Massenmittelpunkt des Schotteroberbaues bezogen. Dazu wird in weiterer Folge vereinfachend der Massenmittelpunkt des Schotterbettes herangezogen, womit die zugehörige Verschiebung auf die halbe Schotterbetthöhe bezogen wird. Durch diese Vereinfachung wird in finaler Konsequenz die gemessene Relativverschiebung $w_{rel}(t)$ mit dem Faktor 0,5 multipliziert.

Nachfolgend sind in Abbildung 7.19 erneut die Energieverhältnisse $E_{d,sv}/E_p$ analog zu Abbildung 7.18 in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für die Konstellationen 1 (unbe-

lastet) und 2 (belastet) dargestellt, wobei die Energien $E_{d,SV}$ in diesem Fall unter Zugrundelegung des adaptierten Verschiebungsweges $0,5 w_{rel}(t)$ bestimmt wurden. Aus Abbildung 7.19 ist ersichtlich, dass die Energieverhältnisse mit Ausnahme dreier Werte im Frequenzbereich 23 - 24 Hz (welche als Ausreißer klassifiziert werden) unter Null liegen. Die qualitativen Zusammenhänge sind für Abbildung 7.18 und Abbildung 7.19 identisch, da die Energien $E_{d,SV}$ durch die Adaptierung des Verschiebungsweges nach unten skaliert wurden.

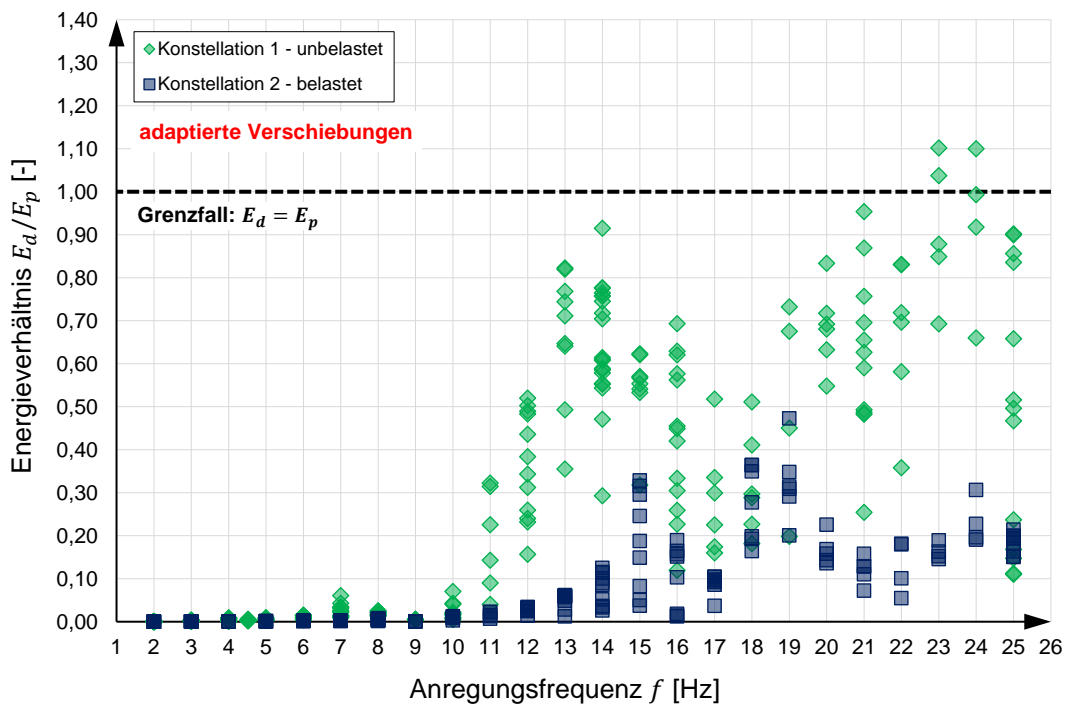


Abbildung 7.19: Energieverhältnis $E_{d,SV}/E_p$ auf Basis der adaptierten Verschiebungen in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für die Konstellation 1 (unbelastet) und Konstellation 2 (belastet)

Die Energien $E_{d,SV}$ gemäß Abbildung 7.19 werden in weiterer Folge als Grundlage für die Bestimmung der Kennwerte in Kapitel 7.4.2 herangezogen. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass dieser ingenieurpragmatische Zugang einer Adaptierung der gemessenen Verschiebungswegen eine gerechtfertigte Möglichkeit darstellt, die ermittelten Kennwerte in eine physikalisch plausible und in Anbetracht der in Kapitel 2 erfolgten Literaturrecherche realistische Größenordnung zu bringen. Darüber hinaus werden in Kapitel 7.6 die dynamischen Kennwerte auf Basis eines mechanischen Modelles des Gesamtsystems auf Basis von Messdaten bestimmt, womit ein weiterer Ansatz zur Kennwertbestimmung vorgestellt wird.

Des Weiteren besteht die Möglichkeit, dass die Druckkissen das dynamische Verhalten im Frequenzbereich ab ca. 11-12 Hz derart beeinflussen, dass die aus Hystereseschleifen generierten Kennwerte für den höheren Frequenzbereich als unplausibel zu klassifizieren sind. In diesem Fall sind jene Kennwerte, welche für den Frequenzbereich von 2 – 12 Hz gelten, als realitätsnahe und reproduzierbare Ergebnisse anzusehen. Diese Möglichkeit wird in Kapitel 7.5 ergänzend zu den vorangegangenen Versuchen konkretisiert.

Nachfolgend sind in Abbildung 7.20 die dissipierten Energien $E_{d,SV}$ in Abhängigkeit der vertikalen Amplitude der Relativverschiebung $w_{rel,max}$ für ausgewählte Anregungsfrequenzen der Konstellation 1 (unbelastet) dargestellt, wobei die nicht adaptierte Verschiebungsamplitude herangezogen wird. Hinsichtlich der Anregungsfrequenz wird farblich zwischen den unterschiedlichen Frequenzen differenziert. Abbildung 7.20 zeigt, dass die dissipierte Energie $E_{d,SV}$ einer eindeutigen und nichtlinearen Verschiebungsabhängigkeit unterliegt. Mit zunehmender Verschiebung steigt die dissipierte Energie in etwa quadratisch an.

Darüber hinaus zeigt sich auch eine mit zunehmender Frequenz stärker steigende Energiedissipation. Prinzipiell zeigt sich der Zusammenhang, dass bei höheren Anregungsfrequenzen die Energiedissipation stärker ansteigt. Um diesen Zusammenhang weiter zu analysieren sind in Abbildung 7.21 erneut die dissipierten Energien in Abhängigkeit der Relativverschiebung für alle Versuche unter Konstellation 1 dargestellt, wobei farblich zwischen vier Frequenzbereichen unterschieden wird: 2-10 Hz (grün), 11-15 Hz (blau), 16-20 Hz (rot) und 21-25 Hz (hellbraun). Aus Abbildung 7.21 wird erneut ersichtlich, dass es ab einer Anregungsfrequenz von 11 Hz zu einem abrupten Anstieg der Energiedissipation kommt.

Eine Darstellung der dissipierten Energien für den belasteten Zustand (Konstellation 2) in Abbildung 7.22 zeigt, dass dieser abrupte Anstieg der Energiedissipation ab einer Frequenz von 11 Hz gleichermaßen für beide Belastungszustände gilt. Abbildung 7.22(a) enthält dabei eine Gegenüberstellung der dissipierten Energien $E_{d,SV}$ für Konstellation 1 und Konstellation 2, Abbildung 7.22(b) enthält den Bereich kleiner Verschiebungen, in welchem die Werte für Konstellation 2 liegen, wobei farblich zwischen den zwei Frequenzbereichen 2-10 Hz (dunkelblau) und 11-25 Hz (hellblau) differenziert wird.

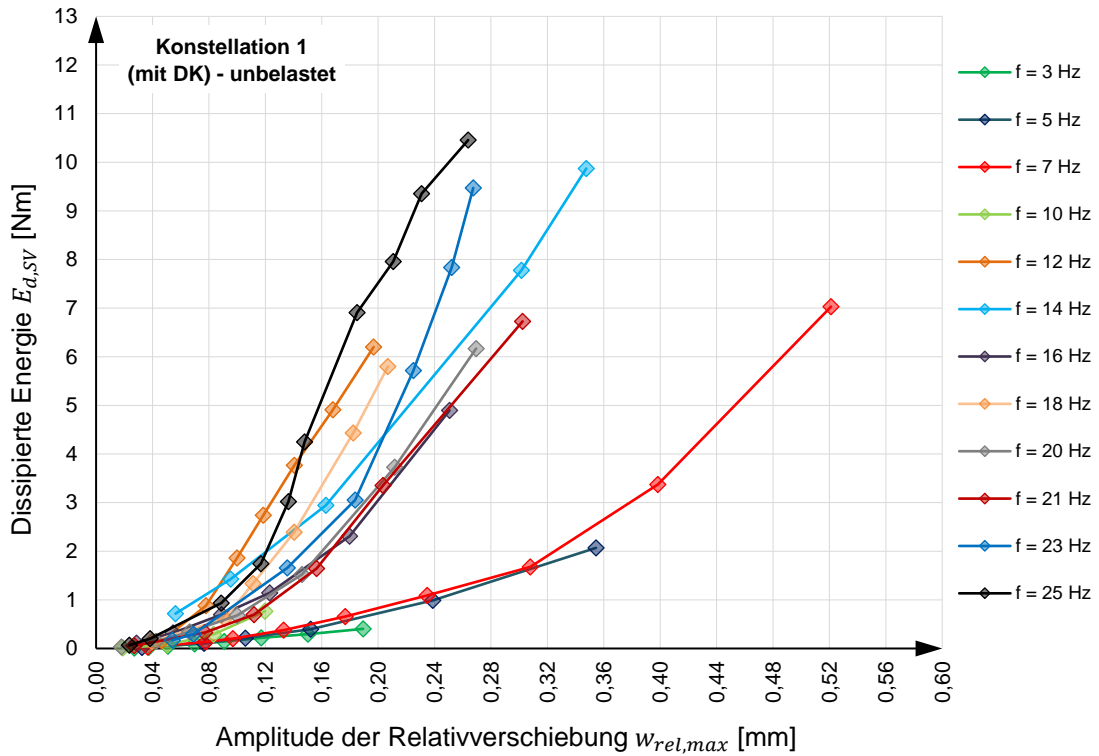


Abbildung 7.20: Dissipierte Energie $E_{d,sv}$ in Abhängigkeit der Relativverschiebung und ausgewählte Frequenzen – Konstellation 1 (unbelastet)

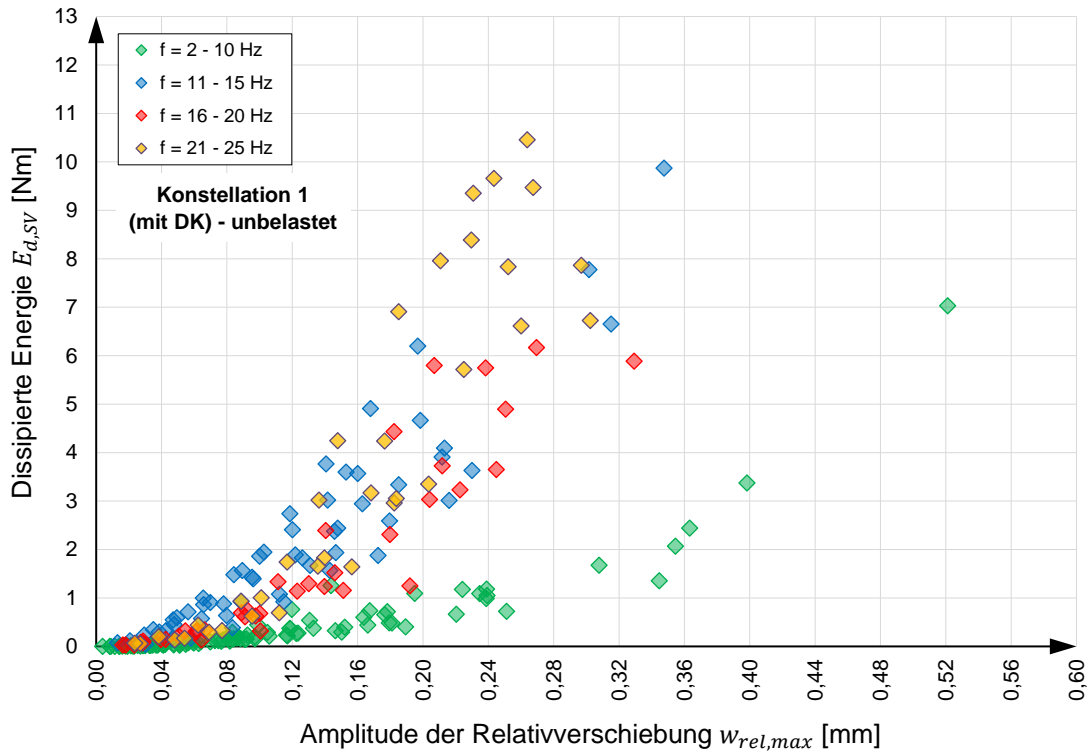


Abbildung 7.21: Dissipierte Energie $E_{d,sv}$ in Abhängigkeit der Relativverschiebung für alle Anregungsfrequenzen – Konstellation 1 (unbelastet)

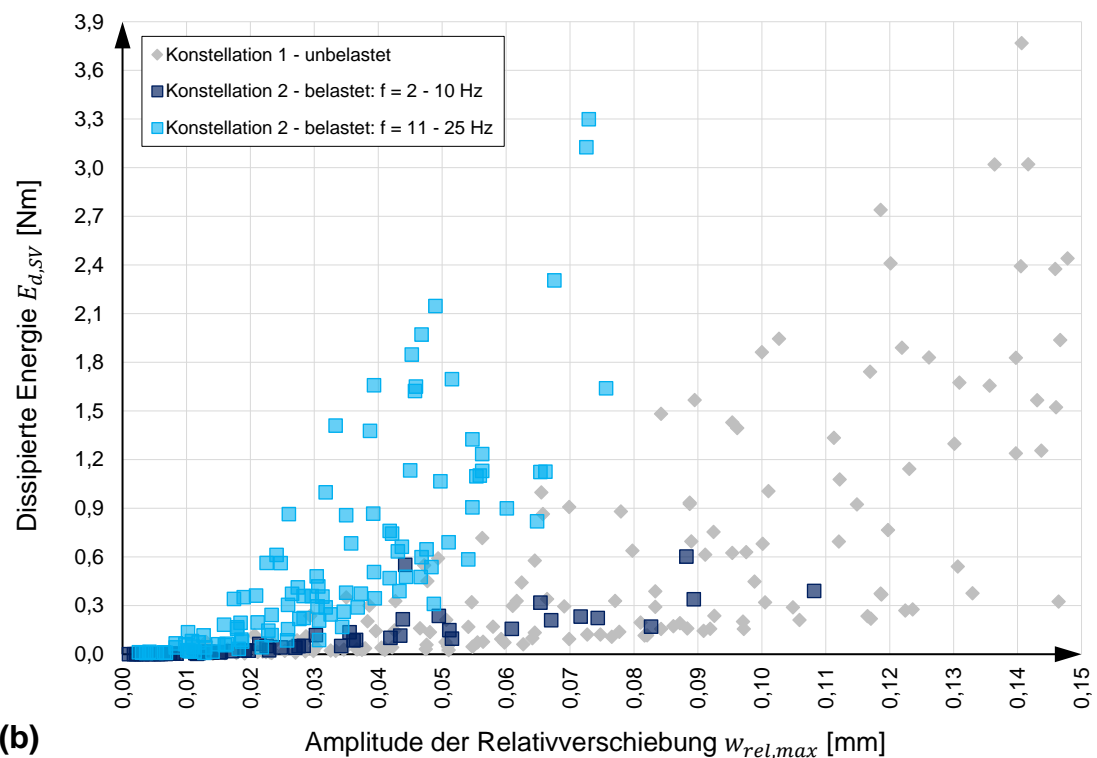
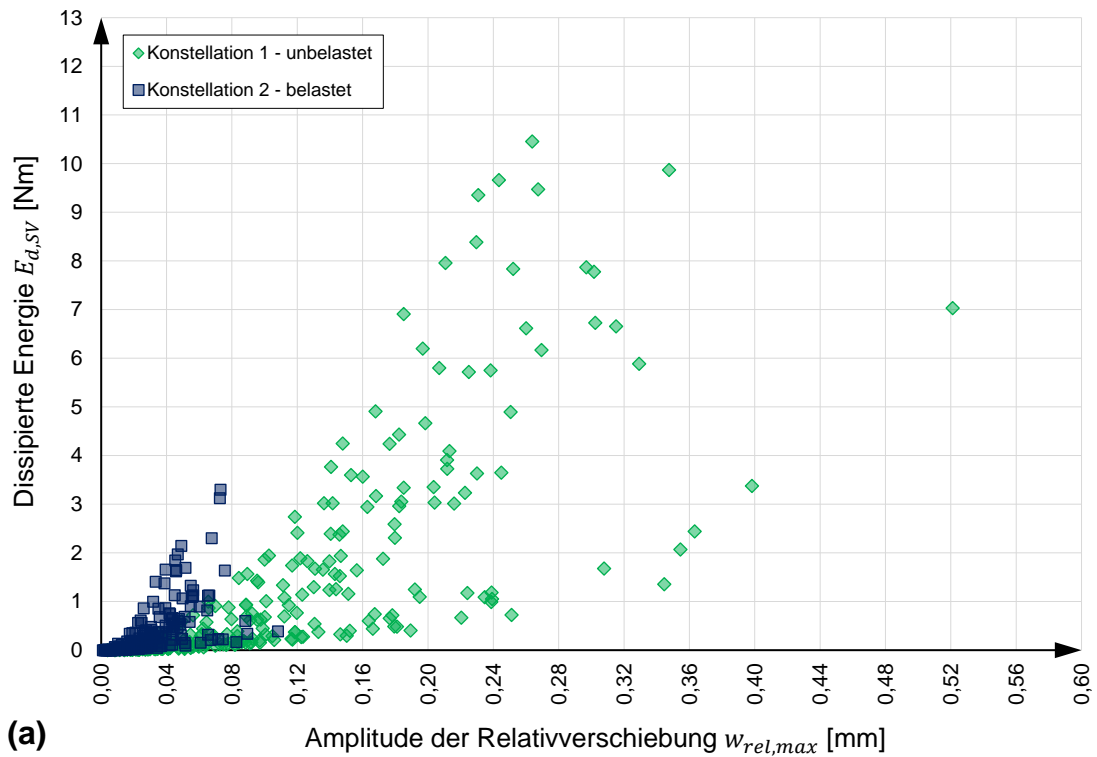


Abbildung 7.22: Dissipierte Energie $E_{d,sv}$ in Abhängigkeit der Relativverschiebung – Vergleich zwischen Konstellation 1 (unbelastet) und Konstellation 2 (belastet): (a) gesamter Bereich und (b) herausgelöster Bereich kleiner Verschiebungen

7.4.2. Dämpfungskennwert auf Basis gemessener Hystereseschleifen

Ausgehend von den dissipierten Energien $E_{d,SV}$ wird in weiterer Folge unter Zugrundelegung der Bestimmungsgleichung (7-6) der zugehörige Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} unter der Verwendung der Verschiebungsamplitude $w_{rel,max}$ und der jeweiligen Kreisfrequenz Ω ($= 2\pi f$) bestimmt, wobei ebenfalls eine geometrische Umrechnung auf ein gesamtes Gleis erfolgt (Umrechnung des Gesamtkennwertes c_{SV} auf kontinuierlichen Kennwert \bar{c}_{SV} pro Laufmeter Gleis, vgl. Abb. 7.2):

$$\bar{c}_{SV} = \frac{2 E_{d,SV}}{L_{OB} \Omega w_{rel,max}^2 \pi} \quad (7-14)$$

Abbildung 7.23 zeigt die anhand von Gleichung (7-14) ermittelten Dämpfungskennwerte in Abhängigkeit der Amplitude der vertikalen Relativverschiebung $w_{rel,max}$ für die Konstellation 1 (unbelastet) und für ausgewählte Anregungsfrequenzen, wobei wiederum farblich zwischen den unterschiedlichen Frequenzen (zwischen 3 und 25 Hz) differenziert wird.

Die dargestellten Verläufe in Abbildung 7.23 zeigen, dass für den Dämpfungskennwert eine Verschiebungsabhängigkeit gegeben ist, die je nach Anregungsfrequenz unterschiedlich stark ausgeprägt es. Zudem zeigt sich ebenfalls, dass die Dämpfungskennwerte mit zunehmender Verschiebungsamplitude je nach Anregungsfrequenz entweder abnehmen (z. B. 7, 14, 16 Hz) oder partiell ansteigen (z. B. 12, 18 und 25 Hz).

Neben Abbildung 7.23, welche die Dämpfungskennwerte für ausgewählte Frequenzen unter Konstellation 1 enthält, sind in Abbildung 7.24 die Dämpfungskennwerte aller Versuche unter Konstellation 1 wiederum in Abhängigkeit der relativen Verschiebungsamplitude dargestellt. Hierbei ist zu erkennen, dass die Kennwerte vor allem im Bereich kleiner Verschiebungen einer immensen Streuung unterliegen, wobei die Kennwerte zwischen einem Minimum von 74 kNs/m (zugehörige Anregungsfrequenz 18 Hz) und einem Maximum von 861 kNs/m (zugehörige Anregungsfrequenz 14 Hz) liegen.

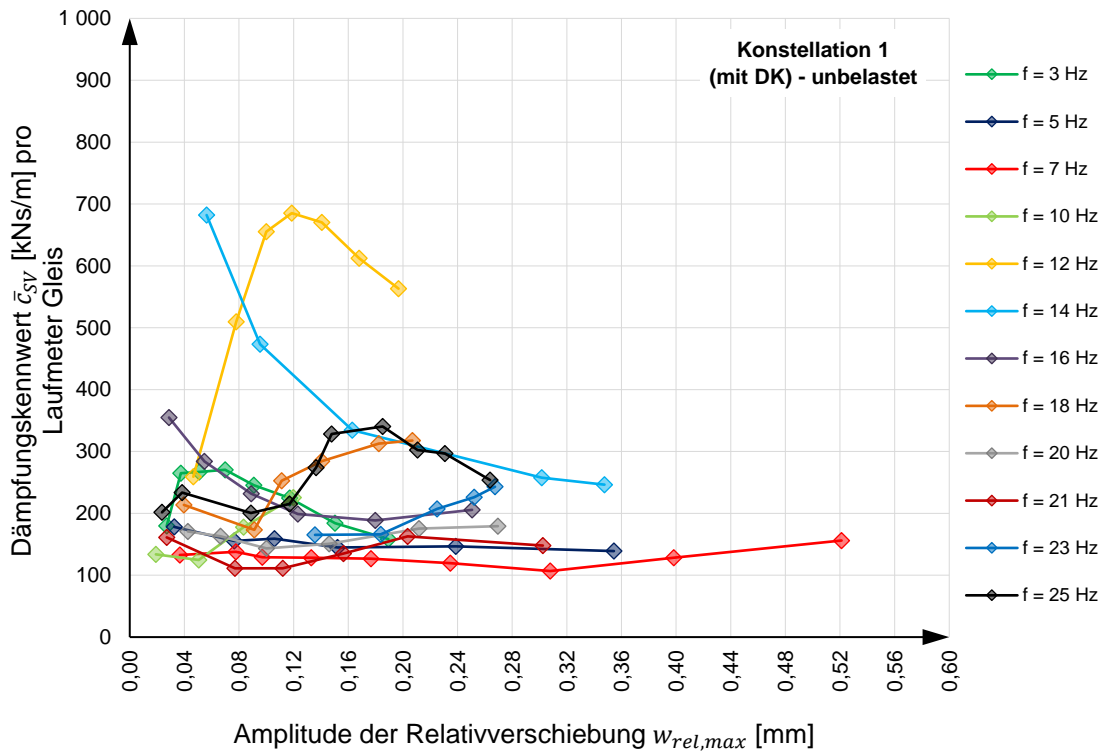


Abbildung 7.23 Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} in Abhängigkeit der vertikalen Relativverschiebung für unterschiedliche Frequenzen – Konstellation 1 (unbelastet)

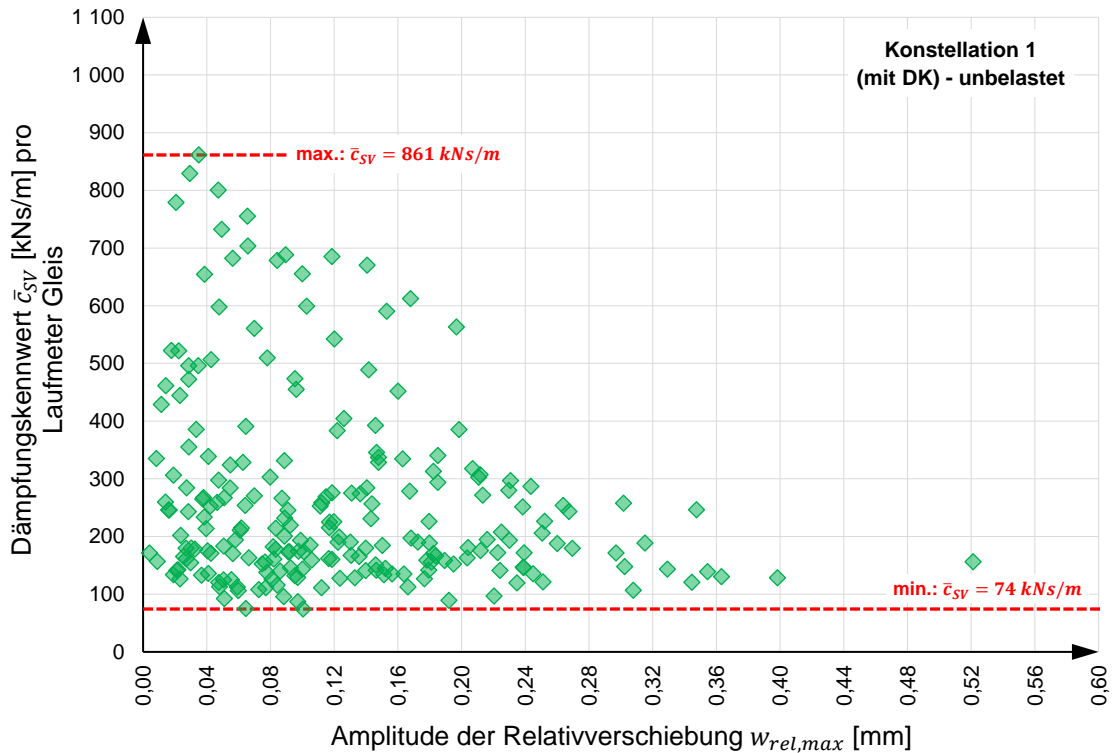


Abbildung 7.24: Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} in Abhängigkeit der vertikalen Relativverschiebung für alle Versuche – Konstellation 1 (unbelastet)

Ergänzend zu den Abbildungen 7.23 und 7.24 erfolgt in Abbildung 7.25 eine Darstellung der ermittelten Kennwerte \bar{c}_{SV} in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für alle Versuche unter Konstellation 1 (unbelastet). Abbildung 7.25 offenbart hier einen interessanten Zusammenhang: Im Frequenzbereich zwischen 11 und 19 Hz steigen die Dämpfungskennwerte sehr stark an, wobei die Kennwerte zudem entlang der Ordinate signifikant streuen. Dieser Zusammenhang ist auch bereits in Abbildung 7.23 erkennbar, worin sich beispielsweise für die Anregungsfrequenzen 12 Hz (gelbe Markierungen) und 14 Hz (hellblaue Markierungen) eine erhebliche Amplitudenabhängigkeit bzw. Variation der Kennwerte zeigt.

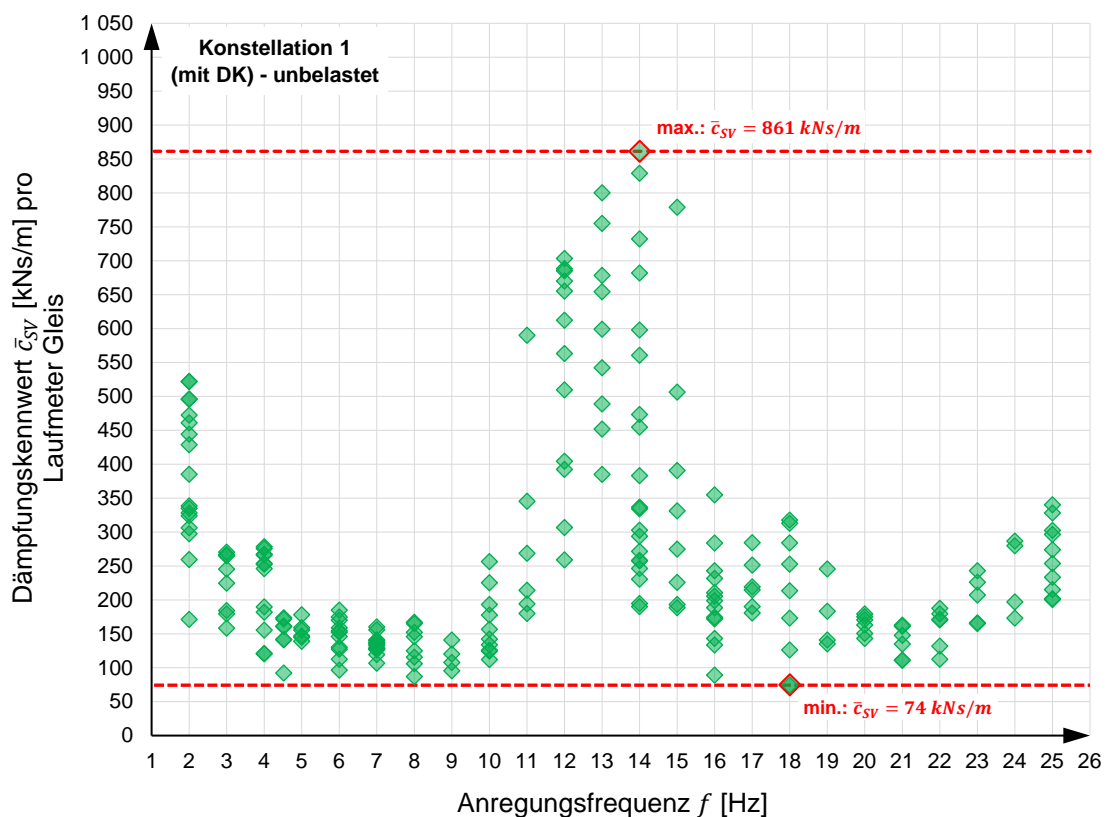


Abbildung 7.25: Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für alle Versuche – Konstellation 1 (unbelastet)

Neben den oben dargestellten Kennwerten für den Zustand des unbelasteten Gleises (Konstellation 1) sind nachfolgend in Abbildung 7.26 die anhand der Bestimmungsgleichung (7-14) ermittelten Dämpfungskennwerte \bar{c}_{SV} für den belasteten Zustand (Konstellation 2) wiederum in Abhängigkeit der Amplitude der vertikalen Relativverschiebung $w_{rel,max}$ dargestellt.

Im Vergleich zum unbelasteten Zustand ergeben sich den belasteten Zustand wesentlich höhere Kennwerte, welche darüber hinaus auch einer immensen Streuung unterliegen. Die ermittelten Kennwerte liegen für die Konstellation 2 zwischen 55 kNs/m (Minimum) und 3167 kNs/m (Maximum), was einer Abweichung um den Faktor 57 entspricht.

Wie schon bereits im Rahmen des Kapitels 7.4.1 gezeigt wurde, sind die vertikalen Relativverschiebungen im belasteten Fall erheblich kleiner, wobei ein Großteil der Versuche im Verschiebungsbereich $< 0,10$ mm liegt. Da einerseits eine erhebliche Streuung der Dämpfungskennwerte für die Konstellation 2 vorliegt und darüber hinaus ein Großteil der Kennwerte in einer nicht als plausibel einzustufenden Größenordnung liegt (vgl. Kapitel 2), ist davon auszugehen, dass die auf Basis der Hystereseschleifen ermittelten Kennwerte für den belasteten Zustand als nicht repräsentativ einzustufen sind. Dies wird auch durch die verschwindend geringen Verschiebungsamplituden $< 0,10$ mm verdeutlicht, welche unvermeidbare Unsicherheiten in der Messung der Verschiebungsverläufe bzw. in der Versuchsauswertung mit sich bringen.

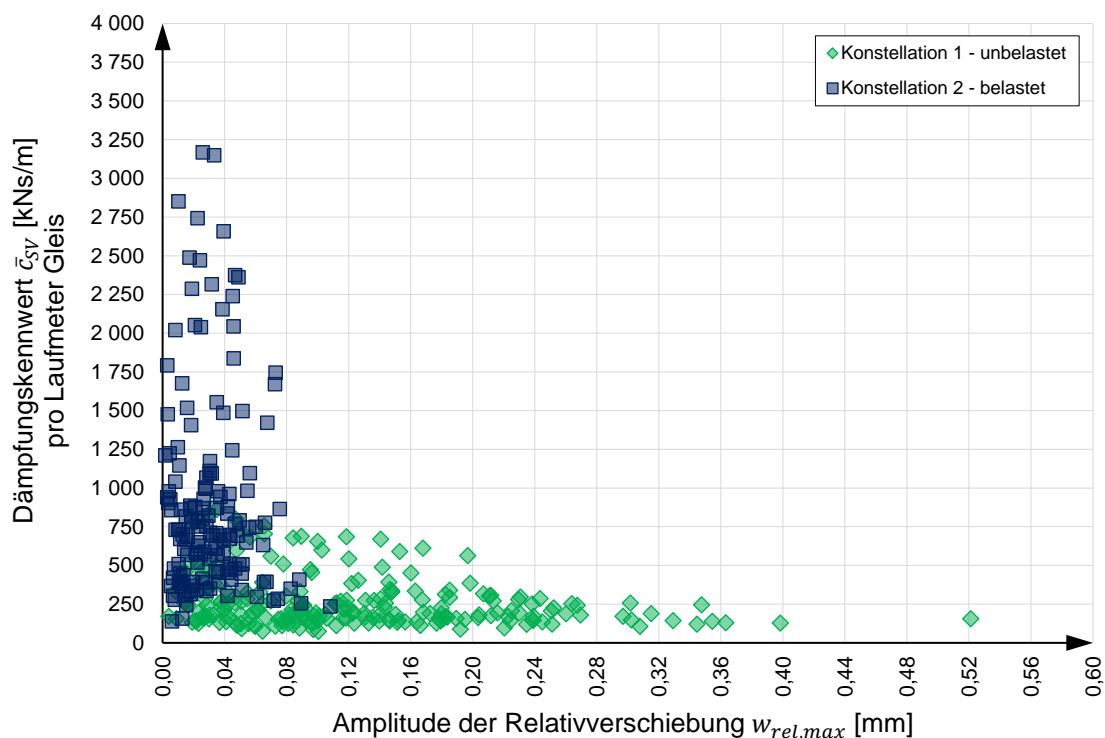


Abbildung 7.26: Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} in Abhängigkeit der vertikalen Relativverschiebung für alle Versuche: Vergleich zwischen Konstellation 1 (unbelastet) und Konstellation 2 (belastet)

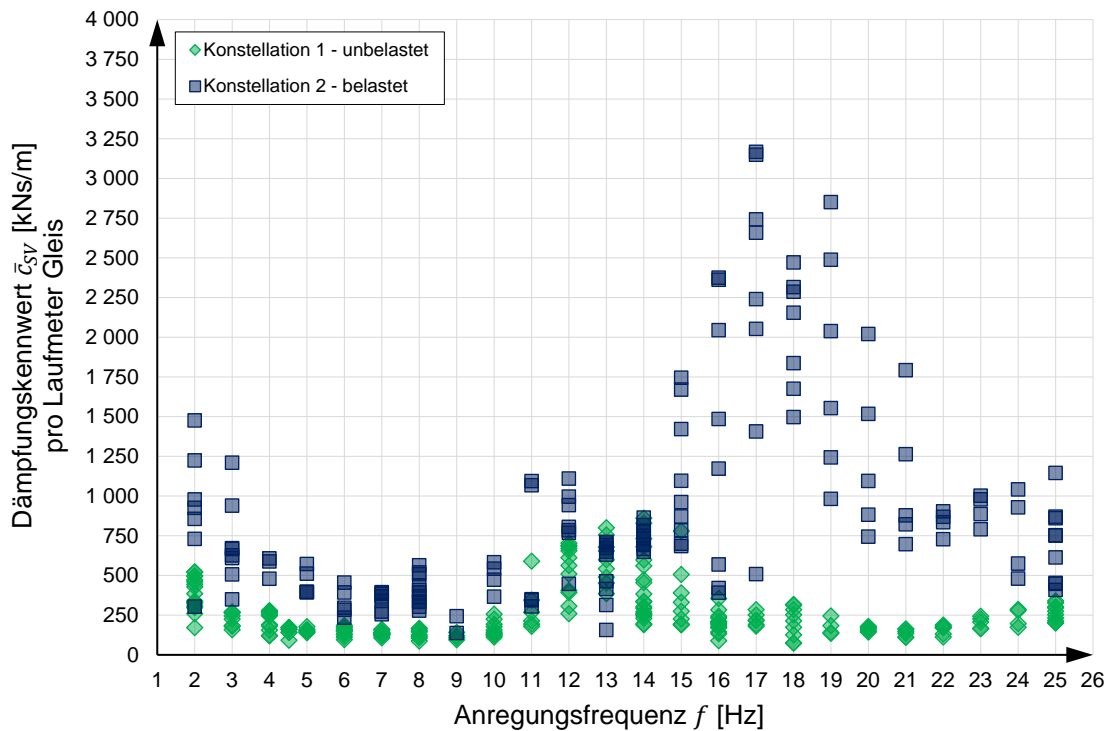


Abbildung 7.27: Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für alle Versuche: Vergleich zwischen Konstellation 1 (unbelastet) und Konstellation 2 (belastet)

Zur Vollständigkeit und weiteren qualitativen Analyse sind abschließend in Abbildung 7.27 die ermittelten Dämpfungskennwerte für die Konstellation 1 und 2 in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz dargestellt. Dabei zeigt sich, dass auch die Kennwerte für den belasteten Zustand in einem gewissen Frequenzbereich signifikant ansteigen. Im Falle des belasteten Gleises (Konstellation 2) liegt dieser Frequenzbereich in etwa zwischen 14 und 22 Hz (vgl. Konstellation 1: 11-19 Hz in Abb. 7.25).

7.4.3. Fazit

Bezüglich der Energiedissipation zufolge vertikaler Relativbewegungen im Schotteroberbau und den zugehörigen Dämpfungskennwerten sind die in diesem Teilkapitel enthaltenen Ergebnisse mit Vorsicht zu betrachten, da aufgrund des nicht zweifelsfrei feststellbaren Verschiebungsweges die Versuchsauswertung unweigerlich mit Unsicherheiten behaftet ist.

Des Weiteren hat sich gezeigt, dass bei Frequenzen über 10 Hz womöglich ein großer Einfluss der zwischen Schotteroberbau und Deckblech eingebauten Druckkissen auf das

dynamische Schotteroberbauverhalten gegeben ist. Nachfolgend werden daher in kompakter Weise die Ergebnisse der dynamischen Kennwerte für den niedrigen Frequenzbereich zusammengefasst, da für diesen Bereich der Einfluss der Druckkissen als vernachlässigbar angenommen wird.

7.5. Auf Basis der Hystereseschleifen ermittelte Kennwerte für den niedrigen Frequenzbereich und Kennwert \bar{c}_{OB}

Die Ergebnisse und Erkenntnisse in den Kapiteln 7.3 und 7.4 zu den dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} , welche den vertikalen Relativbewegungen im Schotteroberbau zugeordnet werden (vgl. mechanisches Modell Abb. 7.1), haben gezeigt, dass die Kennwerte sowohl Verschiebungs- als auch Frequenzabhängigkeiten unterliegen. Als Unsicherheit in der Versuchsauswertung hat sich jedoch der Einfluss der eingebauten Druckkissen zur Messung der Übertragungskraft zwischen Schotteroberbau und Deckblech herausgestellt, wobei insbesondere der Frequenzbereich über 10 Hz als unsicher anzusehen ist.

Hinsichtlich der Ermittlung der dynamischen Kennwerte wird daher im nächsten Kapitel 7.6 eine weitere Möglichkeit vorgestellt, die Kennwerte \bar{k}_{SV} , \bar{c}_{SV} und \bar{c}_{OB} zu ermitteln. Dabei wird ein mechanisches Modell des Gesamtsystems formuliert und anhand dessen aus gemessenen Verschiebungs-, Beschleunigungs- und Kraftamplituden Kennwerte bestimmt, wobei als Referenz jene Versuche herangezogen werden, die ohne Druckkissen stattfanden (Konstellation 3 und 4).

In Anbetracht der auf Basis der gemessenen Hystereseschleifen ermittelten Kennwerte werden nachfolgend in Kapitel 7.5.1 die Schotterfedersteifigkeiten und Dämpfungskennwerte für den Frequenzbereich 2 – 10 Hz zusammengefasst, da für diesen Bereich der Einfluss der Druckkissen als vernachlässigbar erachtet wird. Darüber hinaus wird in Kapitel 7.5.2 eine Möglichkeit vorgestellt, den Kennwert \bar{c}_{OB} über das Energiegleichgewicht rückzurechnen. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Untersuchungen im Rahmen von Kapitel 7.6 die Versuche ohne Druckkissen als Referenz verwenden (Konstellation 3 und Konstellation 4) und die nachfolgenden Ergebnisse den Versuchen mit Druckkissen zugehörig sind (Konstellation 1 und Konstellation 2).

7.5.1. Ergebnisse der relativen Kennwerte im niedrigen Frequenzbereich

Die Ergebnisse zur Steifigkeit sind nachfolgend angeführt, wobei in Abbildung 7.28 die Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} in Abhängigkeit der vertikalen Relativverschiebung $w_{rel,max}$ dargestellt ist, sowohl für Konstellation 1 (unbelastet) als auch für Konstellation 2 (belastet). Auf Basis der gemessenen Steifigkeitswerte werden zudem für beide Konstellationen logarithmische Regressionsfunktionen als Ergebnis wie folgt definiert:

- Konstellation 1: $\bar{k}_{SV} = -21,0 \ln(w_{rel,max}) + 48,7$
- Konstellation 2: $\bar{k}_{SV} = -60,6 \ln(w_{rel,max}) + 69,6$

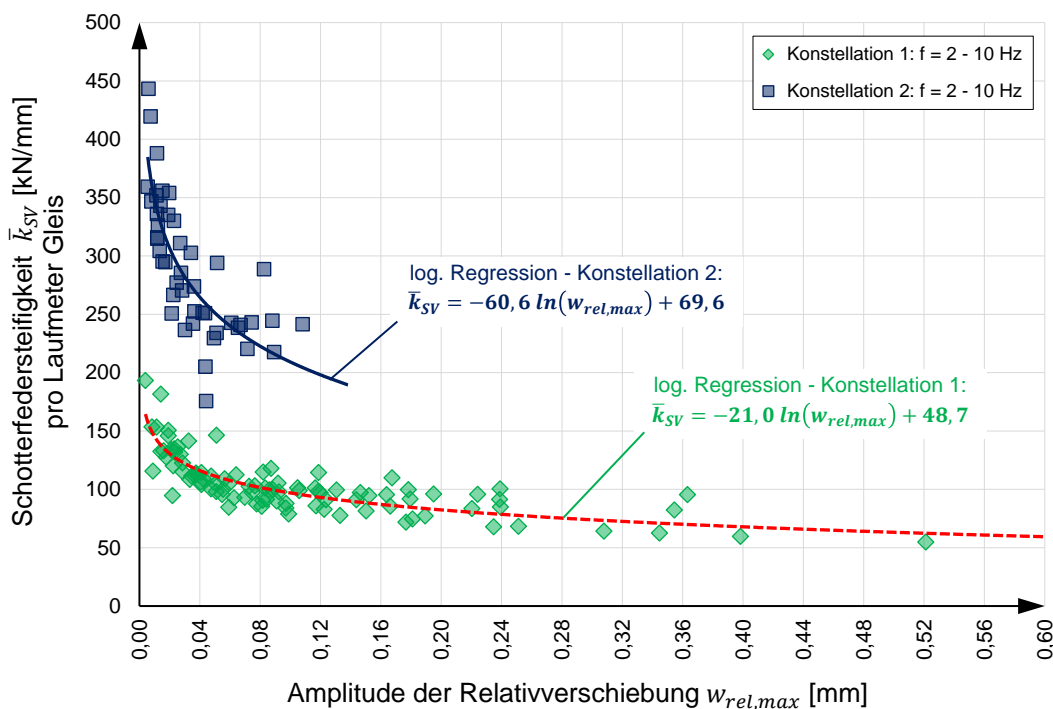


Abbildung 7.28: Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} in Abhängigkeit der vertikalen Relativverschiebung für den Frequenzbereich 2 – 10 Hz (Konstellation 1 und 2)

Aus Abbildung 7.28 zeigt sich, dass die Schotterfedersteifigkeit im Frequenzbereich 2-10 Hz einer Verschiebungsabhängigkeit unterliegt und näherungsweise einer Frequenzunabhängigkeit, d. h. die Steifigkeitswerte lassen sich durch die Regressionsfunktion gut approximieren. Dies gilt vor allem für die Versuche unter Konstellation 1.

Abbildung 7.29 enthält in weiterer Folge die vertikale Kraft F_V (als Produkt aus Schotterfedersteifigkeit und zugehöriger Verschiebung, siehe Gl. (7-11)) wiederum in Abhängigkeit

der Relativverschiebung $w_{rel,max}$. Wie bereits in Kapitel 7.3 erläutert, genauer gesagt in Abbildung 7.13, werden die einzelnen Werte mit linearen Regressionsfunktionen approximiert (Konstellation 1: grün strichlierte Linie – Konstellation 2: dunkelblaue Linie). Für die Konstellation 1 wird in Ergänzung auch der aus der logarithmischen Regressionsfunktion in Abbildung 7.28 resultierende Verlauf für Konstellation 1 dargestellt (rot strichlierte Linie).

Die Approximation der Ergebnisse anhand linearer Regressionsfunktionen ermöglicht es in finaler Konsequenz, Schotterfedersteifigkeitswerte für die Konstellationen 1 und 2 als Ergebnis zu definieren, welche ein lineares Materialverhalten beschreiben und frequenzunabhängig für den Bereich 2 – 10 Hz gelten.

Als Ergebnis stehen somit folgende Schotterfedersteifigkeiten, welche für kontinuierliche Federelemente gelten und ausschließlich von der Belastung (belastet vs. unbelastet) abhängen:

- unbelastetes Gleis: $\bar{k}_{SV} = 80 \text{ kN/mm}$
- belastetes Gleis: $\bar{k}_{SV} = 248 \text{ kN/mm}$

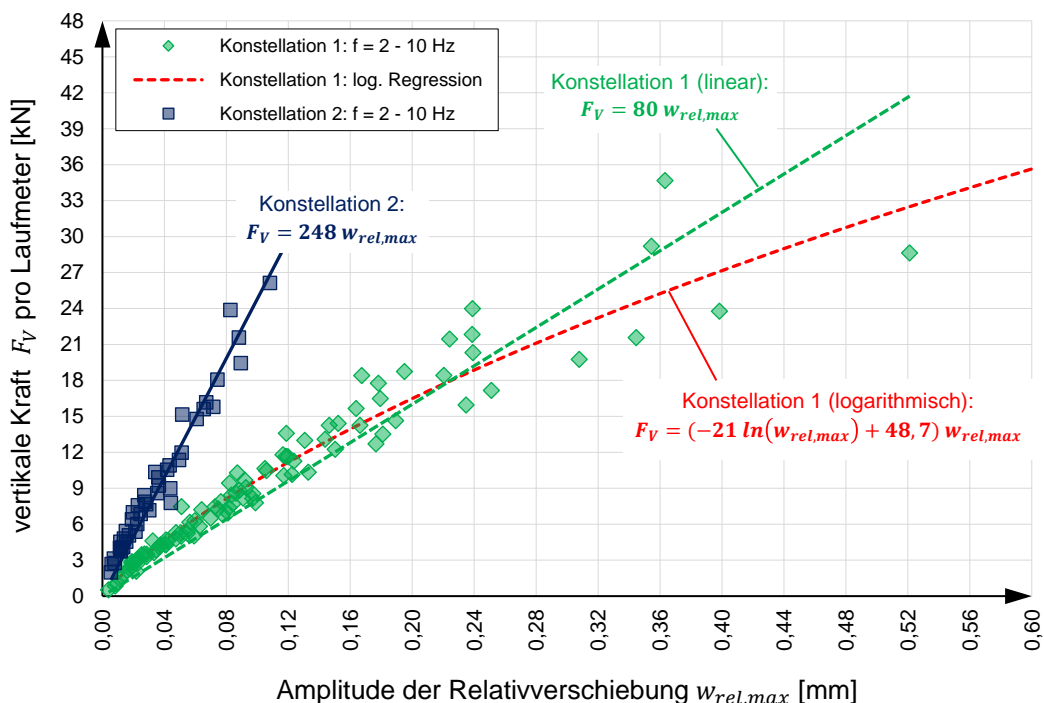


Abbildung 7.29: Vertikale Schotterfederkraft in Abhängigkeit der Relativverschiebung für den Frequenzbereich 2 – 10 Hz (Konstellation 1 und 2)

Abschließend sind in Abbildung 7.30 die Dämpfungskennwerte \bar{c}_{SV} – in diesem Fall in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz – für den Frequenzbereich 2 – 10 Hz dargestellt. Da die Kennwerte für den belasteten Zustand (Konstellation 2) als unsicher eingestuft werden, sind in Abbildung 7.30 nur die Dämpfungskennwerte für den unbelasteten Zustand angeführt. In der Darstellung wird dabei auch zwischen unterschiedlichen Beschleunigungsniveaus (Beschleunigungsamplituden des Stahltroges in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues, siehe Abb. 4.31) differenziert: Bereich 0 – 3,5 m/s² (grün), 3,5 – 6,0 m/s² (blau) und > 6,0 m/s². Die Dämpfungskennwerte in Abbildung 7.30 offenbaren wiederum die vorhandene Streuung innerhalb der jeweiligen Frequenz. Als konkretes Ergebnis zum Dämpfungskennwert wird daher an dieser Stelle vereinfachend das Minimum herangezogen:

- **unbelastetes Gleis: $\bar{c}_{SV} = 87 \text{ kNs/m}$**

Auf die an dieser Stelle angegebenen Kennwerte $\bar{k}_{SV} = 80 \text{ kN/mm}$ und $\bar{c}_{SV} = 87 \text{ kNs/m}$ wird in Kapitel 9.2 zurückgegriffen, worin zur Evaluierung des Einflusses der dynamischen Kennwerte Schwingungsprognosen von bestehenden Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr durchgeführt werden.

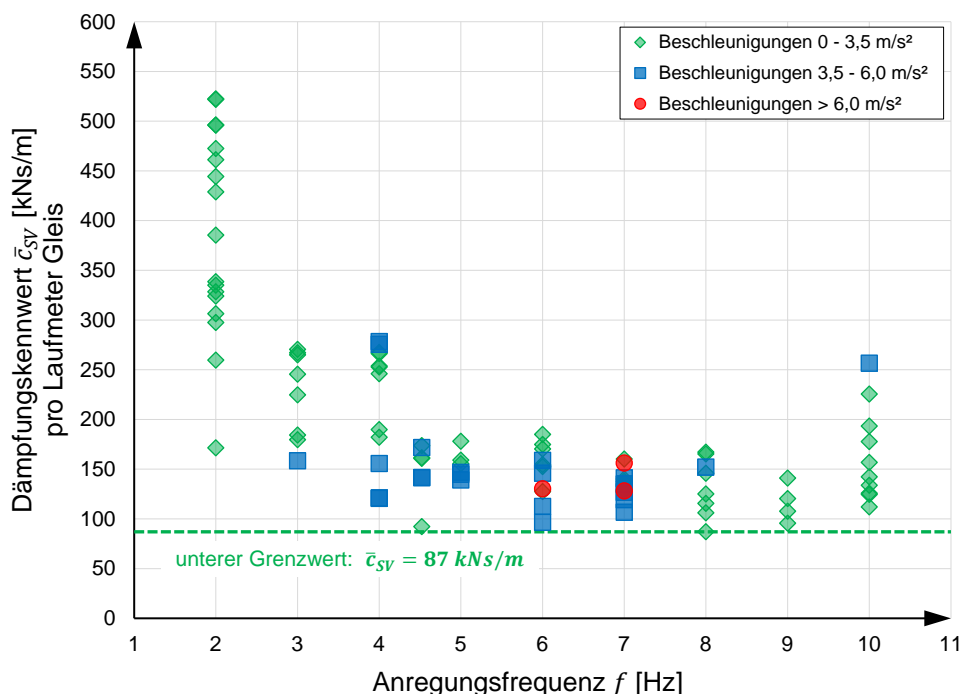


Abbildung 7.30: Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz für den Frequenzbereich 2 – 10 Hz (Konstellation 1)

7.5.2. Ermittlung des Dämpfungskennwertes \bar{c}_{OB} anhand des Energiegleichgewichtes

Als abschließende Analyse im Rahmen dieses Unterkapitels 7.5 wird an dieser Stelle eine Möglichkeit vorgestellt, den Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} , welcher die Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues im Zusammenhang mit dessen vertikalen Absolutbewegungen repräsentiert, auf Basis der Energieäquivalenz zu ermitteln. Unter Energieäquivalenz versteht sich in diesem Zusammenhang das Gleichgewicht zwischen mittels hydraulischer Pressen ins System eingeleiteter Energie E_p und der im Gesamtsystem (Stahltrug, Schotteroberbau) dissipierten Energie E_d . Die nachfolgenden Untersuchungen erfolgen vereinfachend nur für den Fall des unbelasteten Gleises (Konstellation 1).

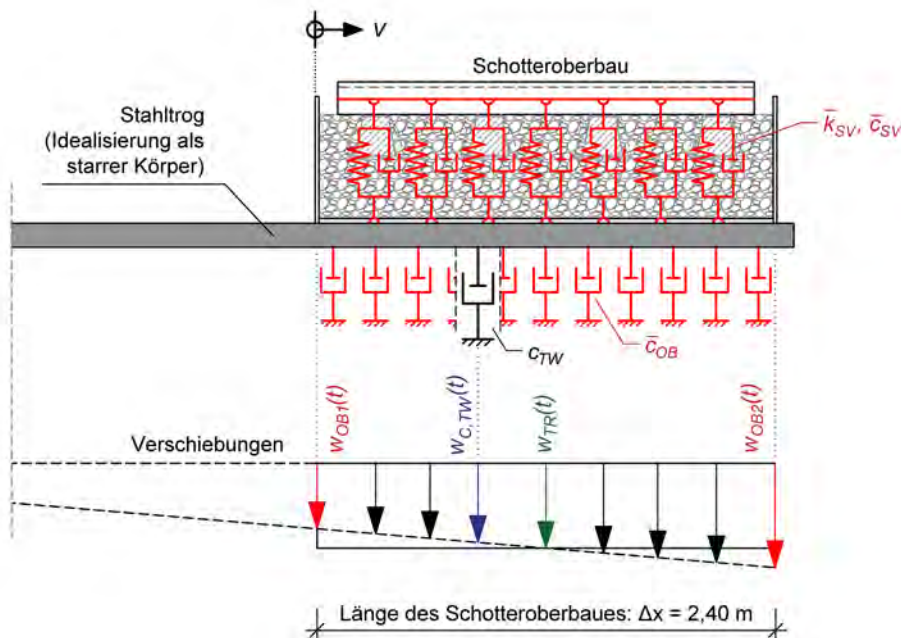


Abbildung 7.31: Modellbildung zur Ermittlung des Dämpfungskennwertes \bar{c}_{OB}

Abbildung 7.31 zeigt das zugrunde gelegte mechanische Modell der Versuchsanlage, wobei die Bewegungen des Bereiches, in dem der Schotteroberbau eingebaut ist, betrachtet werden. Die roten kontinuierlichen Feder-Dämpfer Elemente (Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV}) bzw. Dämpferelemente (Kennwert \bar{c}_{OB}) repräsentieren die dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues. Das schwarze Dämpferelement repräsentiert die Dämpfungseigenschaften des Stahltrages, wobei der zugehörige Kennwert c_{TW} im Rahmen von Kapitel 4.5 auf Basis von Versuchen mit dem leeren Stahltrug bestimmt wurde. Die Grundlage für die Bestimmung des unbekannten Kennwertes \bar{c}_{OB} bildet das in Gleichung (7-13) formulierte Energiegleichgewicht

$$E_p = E_{d,TW} + E_{d,SV} + E_{d,OB}$$

worin $E_{d,TW}$ den Energieanteil des Stahltroges, $E_{d,SV}$ den Energieanteil infolge vertikaler Relativbewegungen im Schotteroberbau und $E_{d,OB}$ den Energieanteil infolge vertikaler Absolutbewegungen des Schotteroberbaues repräsentieren. Die ins System eingeleitete Energie E_p ist in diesem Fall über aus Messdaten generierte Hystereseschleifen der Anregung bekannt, dargelegt in Kapitel 6.3. Die Energie $E_{d,SV}$ ist ebenso aus ermittelten Hystereseschleifen eine bekannte Größe (siehe Kapitel 7.4), womit die Energieanteile $E_{d,TW}$ und $E_{d,OB}$ vorerst als unbekannte Größen verbleiben.

In Abbildung 7.31 ist zudem schematisch die vertikale Verschiebung des Stahltroges dargestellt, wobei für die nachfolgenden Untersuchungen die Verschiebung im Bereich des eingebauten Schotteroberbaues (Laufkoordinate v , siehe Abb. 7.31) wie folgt herangezogen wird:

$$w_{OB}(v, t) = w_{OB1}(t) + \Delta w_{OB} v = w_{OB1}(t) + \frac{w_{OB2}(t) - w_{OB1}(t)}{L_{OB}} v \quad (7-15)$$

Die vertikalen Bewegungen des Schotteroberbaues beziehen sich auf die Verschiebungen des Stahltroges, wobei davon ausgegangen wird, dass die Verschiebung $w_{OB1}(t)$ am Beginn ($v = 0$)

$$w_{OB1}(t) = w_{OB1,max} \sin(\Omega t) \quad (7-16)$$

und die Verschiebung $w_{OB2}(t)$ am Ende ($v = L_{OB}$)

$$w_{OB2}(t) = w_{OB2,max} \sin(\Omega t) \quad (7-17)$$

keine gegenseitige Phasenverschiebung aufweisen und durch die Amplituden $w_{OB1,max}$ und $w_{OB2,max}$ charakterisiert sind. Anhand des in Gleichung (7-15) definierten Verschiebungsverlaufes $w_{OB}(v, t)$ errechnet sich die in den kontinuierlichen Dämpferelementen \bar{c}_{OB} dissipierte Energie $E_{d,OB}$ zu:

$$\begin{aligned} E_{d,OB} &= \int_0^{L_{OB}} \int_0^T \bar{c}_{OB} \dot{w}_{OB}^2(v, t) dt dv = \\ &= \dots = \bar{c}_{OB} \Omega \pi \frac{L_{OB}}{3} (w_{OB1,max}^2 + w_{OB1,max} w_{OB2,max} + w_{OB2,max}^2) \end{aligned} \quad (7-18)$$

Die Verschiebungsamplituden $w_{OB1,max}$ und $w_{OB2,max}$ zu Beginn und am Ende des Schotteroberbaues (siehe Abb. 7.31) sind für jeden Versuch aus gemessenen Verschiebungsverläufen bekannt, womit als einzige Unbekannte in Gleichung (7-18) der Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} verbleibt.

Der Dämpfungskennwert c_{TW} in Abbildung 7.31 repräsentiert die Dämpfungseigenschaften des Stahltroges. Auf Basis der Versuche mit dem leeren Stahltrog ohne Schotteroberbau konnte im Rahmen der Untersuchungen in Kapitel 4.5 ein äquivalenter Dämpfungskennwert identifiziert werden, welcher auf Basis von Abbildung 4.21 anhand folgender Regression beschrieben wird:

$$c_{TW} = 143,67 f^2 - 1448,7 f + 4192 \quad (7-19)$$

Der Dämpfungskennwert c_{TW} befindet sich in einem Abstand von 5,0 m vom festen Auflager, wobei dieser Abstand frei gewählt wurde und lediglich als Hilfsgröße zur Beschreibung der Dämpfungseigenschaften des Stahltroges dient. Streng genommen sind im Kennwert c_{TW} auch die Dämpfungseigenschaften des Aufspannfeldes enthalten. Die zugehörige Verschiebung an der Stelle des Dämpferelementes $w_{c,TW}(t)$

$$w_{c,TW}(t) = w_{c,TW,max} \sin(\Omega t) \quad (7-20)$$

ist ebenfalls eine gemessene Größe, wobei wiederum davon ausgegangen wird, dass keine Phasenverschiebung zwischen den Wegen $w_{OB1}(t)$, $w_{OB2}(t)$ und $w_{c,TW}(t)$ besteht. Da die Verschiebungen $w_{OB1}(t)$, $w_{OB2}(t)$ und $w_{c,TW}(t)$ auf den Stahltrog bezogen sind, ist eine nicht vorhandene Phasenverschiebung gleichbedeutend mit einer starren Rotation des Stahltroges, d. h. der Stahltrog verhält sich als starrer Körper. In weiterer Folge kann die im Stahltrog dissipierte Energie $E_{d,TW}$ ist aus der gemessenen Verschiebung $w_{c,TW}(t)$ an der Stelle des Dämpferelementes nach Gleichung (7-20) und dem nach Gleichung (7-19) definierten Dämpfungskennwert c_{TW} wie folgt berechnet werden:

$$E_{d,TW} = \int_0^T c_{TW} \dot{w}_{c,TW}^2(t) dt = \dots = c_{TW} w_{c,TW,max}^2 \Omega \pi \quad (7-21)$$

Der Energieanteil $E_{d,TW}$ ist somit ebenfalls bekannt, wodurch unter Umformung des Energiegleichgewichtes nach Gleichung (7-13) auf die Energie $E_{d,OB}$ rückgeschlossen werden kann:

$$E_{d,OB} = E_P - E_{d,SV} - E_{d,TW} \quad (7-22)$$

Anhand der rückgerechneten Energie $E_{d,OB}$ ist es letztendlich möglich, durch Umformen von Gleichung (7-18) eine Bestimmungsgleichung für den Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} zu erhalten:

$$\bar{c}_{OB} = \frac{3 E_{d,OB}}{\Omega \pi L_{OB} (w_{OB1,max}^2 + w_{OB1,max} w_{OB2,max} + w_{OB2,max}^2)} \quad (7-23)$$

Anhand von Gleichung (7-23) kann somit aus der Energieäquivalenz über die gemessenen Verschiebungsamplituden $w_{OB1,max}$ und $w_{OB2,max}$ sowie aus der zugehörigen Anregungsfrequenz Ω Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} bestimmt werden.

Abbildung 7.32 zeigt die nach Gleichung (7-23) bestimmten Dämpfungskennwerte in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz, wobei hinsichtlich der Darstellung wiederum zwischen drei verschiedenen Beschleunigungsbereichen – bezogen auf die Trogbeschleunigung in der Symmetrieachse des Schotteroberbaues – differenziert wird: $> 3,5 \text{ m/s}^2$ (grüne Markierungen), $3,5 - 6,0 \text{ m/s}^2$ (blau) und $> 6,0 \text{ m/s}^2$ (rot).

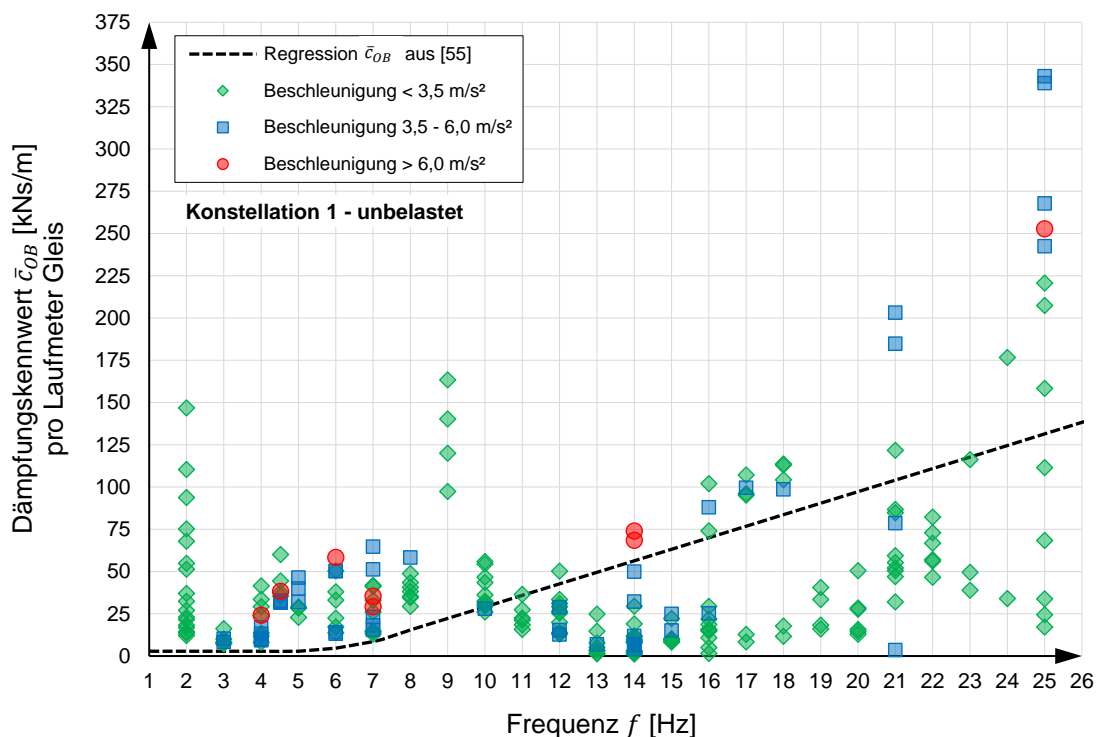


Abbildung 7.32: Aus Energieäquivalenz rückgerechneter Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz – Konstellation 1 (unbelastet)

Die Dämpfungskennwerte in Abbildung 7.32 sind für den gesamten Frequenzbereich dargestellt. Die Kennwerte weisen eine sehr große Streuung auf, wobei diese insbesondere für die Frequenz 2 Hz und im oberen Frequenzbereich > 20 Hz besonders ausgeprägt. Darüber hinaus sind die Werte für die Frequenz 9 Hz ungewöhnlich hoch. Diese Anomalie ist vermutlich auf den Einfluss des Aufspannfeldes zurückzuführen, welches bei ca. 9 Hz in Resonanz gerät. Dies lässt darauf schließen, dass der Kennwert c_{TW} die Eigenschaften des Aufspannfeldes nicht vollständig repräsentiert, was aller Voraussicht nach auch daraus resultiert, dass die Versuche zur Quantifizierung des Eigendämpfungsverhaltens des Stahltroges im Gegensatz zu den Versuchen unter Konstellation 1 und 2 ohne teilweise blockierte Federpakete stattfanden. Des Weiteren kann auch die durch den Schotteroberbau zusätzlich vorhandene Masse den Dämpfungskennwert c_{TW} dahingehend verfälschen, dass die beiden Schwingsysteme (leerer Stahlrog – voller Stahlrog) mechanisch nicht exakt kompatibel sind. Der Einfluss des Aufspannfeldes wird in Kapitel 7.6 ebenfalls thematisiert.

Neben den Untersuchungen im Rahmen des gegenständlichen Forschungsprojektes wurde der Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} ebenfalls anhand von Versuchen mit der Versuchsanlage nach Hackl [1] (siehe Abb. 1.1) im Rahmen des FFG-Projektes „Schotteroberbaukennw.“ [2] für den Frequenzbereich 4 – 9 Hz ermittelt. In [55] wurde für den Kennwert eine Regressionsfunktion ermittelt, welche in Abbildung 7.32 ebenfalls dargestellt ist (schwarz strichlierte Linie). Die Regressionsfunktion basiert auf Versuchsergebnissen im Frequenzspektrum 4 – 9 Hz, wobei für den höheren Frequenzbereich eine lineare Extrapolation verwendet wird. Ein Vergleich der Kennwerte für den repräsentativen Bereiche unter 10 Hz zeigen, dass die Kennwerte \bar{c}_{OB} auf Basis der gegenständlichen Untersuchungen höher sind.

Bei den Versuchen in [2] und [55] erfolgte eine integrale Erfassung der vertikalen Energiedissipation (unterschiedliche Beschleunigungszustände innerhalb des Versuches, siehe auch Abb. 1.6), wohingegen bei den gegenständlichen Versuchen eine isolierte Erfassung der vertikalen Energiedissipation erfolgt, d. h. der gesamte Oberbau bewegt sich in vertikaler Richtung in guter Näherung einheitlich (einheitliche Oberbaukinematik, siehe Abb. 7.31). Aus Abbildung 7.32 kann somit aus dem direkten Vergleich der Kennwerte mit der schwarzen Regressionslinie gefolgert werden, dass die Energiedissipation bei isolierter Erfassung der Oberbaukinematik und damit mit zunehmender Beschleunigung – im Frequenzbereich bis 10 Hz – ansteigt. Die auf den Versuchen mit der Anlage nach Abbildung 1.1 [2] basierende Hypothese, wonach die Energiedissipation im Schotteroberbau

bei einheitlicher vertikaler Oberbaukinematik gegenüber der Energiedissipation bei integrierter Erfassung der Oberbaukinematik höher sein muss, kann somit als bestätigt angesehen werden.

Die Kennwerte im Bereich über 10 Hz streuen einerseits teilweise erheblich und liegen andererseits unterhalb der Regressionsfunktion aus [55]. Ein Vergleich der beiden Kennwerte in diesem Frequenzbereich ist jedoch nicht zielführend bzw. sinnvoll, da die Regression auf einer Extrapolation basiert (was Unsicherheiten mit sich bringt) und da der Einfluss der Druckkissen womöglich die Kennwerte beeinflusst. Der Fokus auf den repräsentativen Bereich bis 10 Hz zeigt jedoch klare Tendenzen und Erkenntnisse.

Abschließend sind in Abbildung 7.33 die Dämpfungskennwerte \bar{c}_{OB} in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigungsamplitude des Stahltroges $\ddot{w}_{TR,max}$ (bezogen auf die Symmetrieachse des Schotteroberbaues) für ausgewählte Frequenzen dargestellt. Für niedrige Frequenzen zeigen sich sehr klare Verläufe, wobei der Dämpfungskennwert mit zunehmender Beschleunigung tendenziell ansteigt. Bei den Frequenzen über 10 Hz kommt es hingegen zu großen Streuungen bzw. sprunghaften Anstiegen.

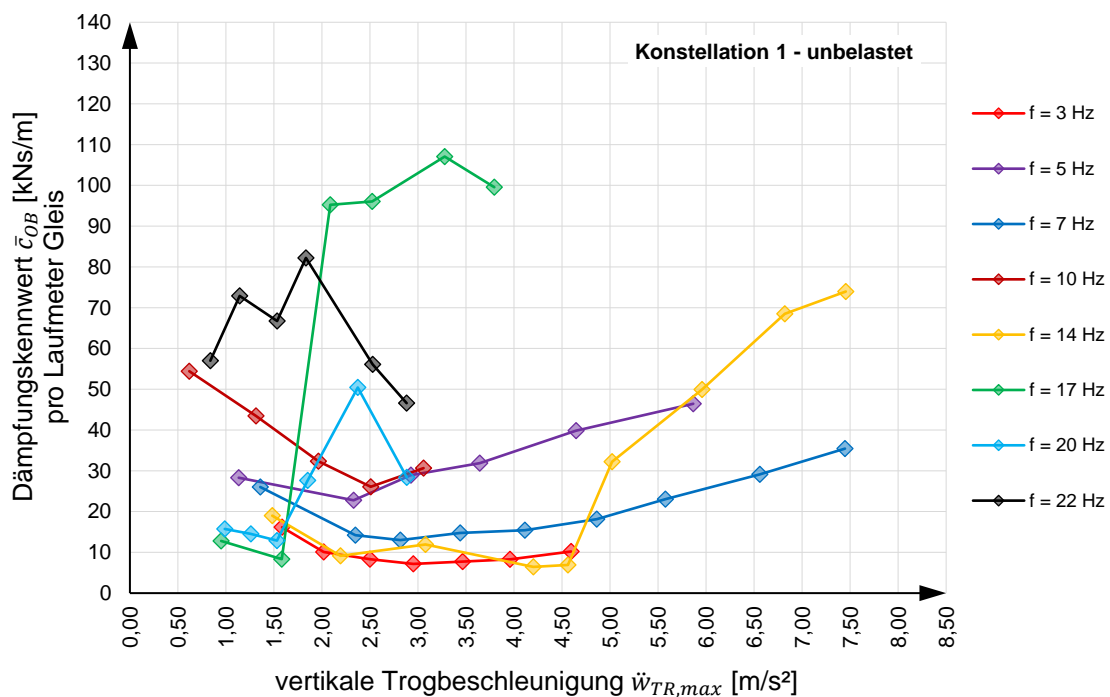


Abbildung 7.33: Aus Energieäquivalenz rückgerechneter Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} in Abhängigkeit der vertikalen Trogbeschleunigung – Konstellation 1 (unbelastet)

Die an dieser Stelle dargelegten Ergebnisse zum Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} werden in Kapitel 9.3 zu Vergleichszwecken mit aus Messdaten identifizierten dynamischen Parametern herangezogen.

Die Analysen in den vorangegangenen Unterkapiteln basieren auf Versuchen mit eingebauten Druckkissen zwischen Schotteroberbau und Stahlrog (Konstellationen 1 und 2), wobei der Einfluss der Druckkissen und nicht zuletzt auch der Einfluss des Aufspannfeldes auf die generierten Ergebnisse im oberen Frequenzbereich über 10 Hz als nicht vernachlässigbar angesehen werden kann. Im nachfolgenden Kapitel 7.6 wird daher eine alternative Möglichkeit vorgestellt, um die dynamischen Kennwerte \bar{k}_{SV} , \bar{c}_{SV} und \bar{c}_{OB} zu ermitteln, wobei auf eine mechanische Idealisierung des Gesamtsystems als Schwingensystem mit mehreren Freiheitsgrad (Mehrmassenschwinger) zurückgegriffen wird.

7.6. Ermittlung der dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues auf Basis eines mechanischen Modelles

In diesem Kapitel wird die Bewegungsgleichung für ein mechanisches Modell des Gesamtsystems (Aufspannfeld, Stahlrog, Schotteroberbau) mit vier Freiheitsgraden aufgestellt. Ziel hierbei ist es, mit dieser analytischen Herangehensweise aus den gemessenen Verschiebungs- bzw. Beschleunigungsamplituden für Versuche der Konstellationen 3 und 4 (Versuche ohne Druckkissen) die modellzugehörigen und unbekanntenen dynamischen Kennwerte \bar{c}_{SV} , \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{OB} zu ermitteln.

7.6.1. Mechanisches Modell

Das zu untersuchende mechanische Modell ist in Abbildung 7.34 dargestellt. Die vier Freiheitsgrade werden dabei von der absoluten vertikalen Verschiebung des Gleisrostes (Punkt B) um $s(t)$, der Rotation des Gleisrostes $\Psi(t)$ um den Punkt B und der Rotation des Stahltrogs $\eta(t)$ um den Punkt A beschrieben. Trotz der teilweise blockierten Federpakete unter dem Aufspannfeld wurden Verschiebungen bzw. Beschleunigungen in nicht vernachlässigbarer Größe festgestellt. Daher wird als vierter Freiheitsgrad die vertikale Verschiebung des Aufspannfeldes bzw. des Stahltrogs $u(t)$ eingeführt. Neben den gesuchten Kenngrößen \bar{c}_{SV} , \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{OB} wird somit auch die vertikale Steifigkeit k_A unter dem Aufspannfeld im Sinne einer mathematischen Hilfsgröße berechnet. Der Gleisrost, der Stahlrog und das Aufspannfeld werden in diesem analytischen Modell als starre Körper betrachtet.

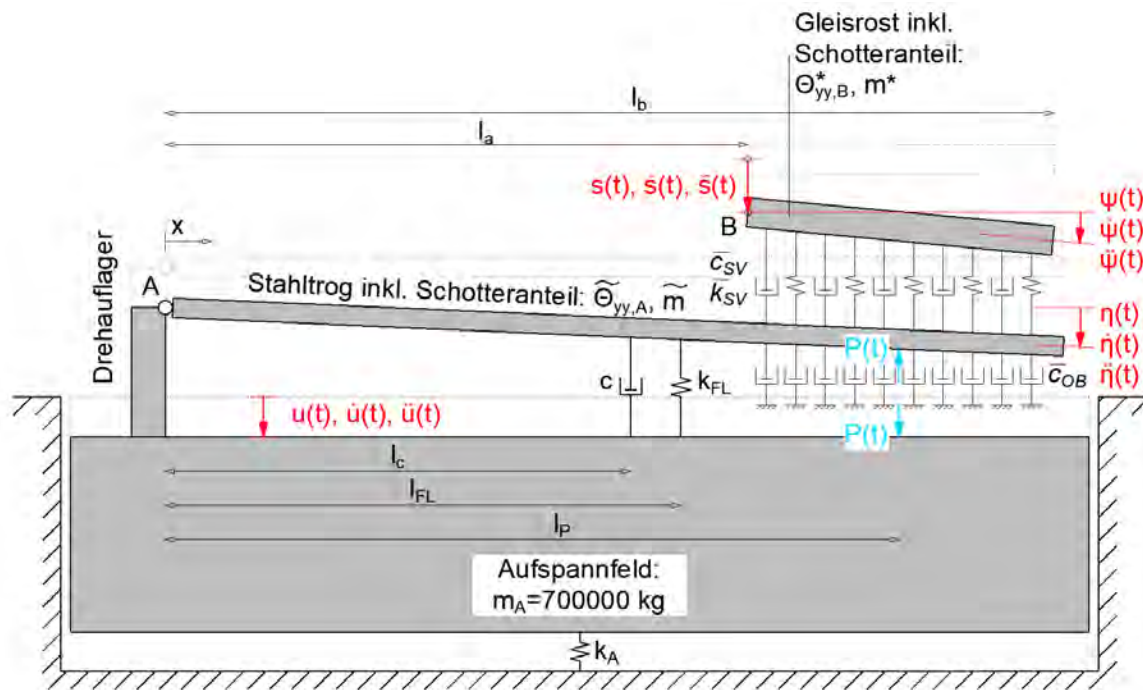


Abbildung 7.34: Mechanisches Modell mit vier Freiheitsgraden

7.6.2. Bewegungsgleichung

Die Bewegungsgleichung für das Modell aus Abbildung 7.34 wurde mittels Lagrange-Formalismus hergeleitet (Zwischenergebnisse siehe Anhang C). Diese kann in Matrizen-schreibweise folgenderweise dargestellt werden:

$$\mathbf{M}\ddot{\vec{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\vec{x}}(t) + \mathbf{K}\vec{x}(t) = \vec{P}(t) \quad (7-24)$$

Die Freiheitsgrade bzw. deren zeitliche Ableitungen werden wie folgt definiert:

$$\vec{x} = \begin{bmatrix} \eta(t) \\ \Psi(t) \\ s(t) \\ u(t) \end{bmatrix}; \quad \dot{\vec{x}} = \begin{bmatrix} \dot{\eta}(t) \\ \dot{\Psi}(t) \\ \dot{s}(t) \\ \dot{u}(t) \end{bmatrix}; \quad \ddot{\vec{x}} = \begin{bmatrix} \ddot{\eta}(t) \\ \ddot{\Psi}(t) \\ \ddot{s}(t) \\ \ddot{u}(t) \end{bmatrix} \quad (7-25)$$

Die Massenmatrix \mathbf{M} , Dämpfungsmatrix \mathbf{C} und Steifigkeitsmatrix \mathbf{K} sind jeweils symmetrisch und weisen folgende Komponenten auf:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 & c_2 & c_3 & c_4 \\ c_2 & c_5 & c_6 & c_7 \\ c_3 & c_6 & c_8 & c_9 \\ c_4 & c_7 & c_9 & c_{10} \end{bmatrix}; \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 & k_2 & k_3 & k_4 \\ k_2 & k_5 & k_6 & k_7 \\ k_3 & k_6 & k_8 & k_9 \\ k_4 & k_7 & k_9 & k_{10} \end{bmatrix} \quad (7-26)$$

In der vorherrschenden Situation nimmt der Belastungsvektor $\vec{P}(t)$ folgende Form an:

$$\vec{P}(t) = \begin{bmatrix} -P(t)l_p \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (7-27)$$

Die Komponenten der Massenmatrix \mathbf{M} werden folgendermaßen gebildet:

$$m_1 = \tilde{\theta}_{yy,A}; m_2 = \theta_{yy,B}^*; m_3 = m^*; m_4 = m_A + \tilde{m} \quad (7-28)$$

$\tilde{\theta}_{yy,A}$ stellt dabei das Massenträgheitsmoment des Stahltrags mit Schotteranteil (näher beschrieben in Kapitel 7.6.3.) um das Drehauflager A dar. $\theta_{yy,B}^*$ bezeichnet das Massenträgheitsmoment des Gleisrosts mit Schotteranteil um den Punkt B. Die Masse m^* wird durch den Gleisrost mit Schotteranteil gebildet. m_A repräsentiert die Masse des Aufspannfeldes mit 700000 kg und \tilde{m} jene des Stahltrags mit bereits genanntem Schotteranteil. Sämtliche berechneten Massen und Massenträgheitsmomente finden sich in Anhang B aufgeschlüsselt.

Die Analysen in Kapitel 6 haben gezeigt, dass im Bereich zwischen 9 und 10 Hz das Aufspannfeld in Resonanz gerät (siehe Abb. 6.14). Hinsichtlich der Verschiebung des Auflagers in vertikaler Richtung bedeutet dies für die Modellbildung, dass der Freiheitsgrad $u(t)$ ab einer Anregungsfrequenz von ca. 10 Hz eine Phasenverschiebung von $\varphi > \pi/2$ zur Verdrehung des Stahltrags $\eta(t)$ aufweist. Um dies in der Ermittlung der Kennwerte zu berücksichtigen, werden die im Anhang C angeführten Relativverschiebungen des analytischen Modells für alle Versuche, die bei über 10 Hz angeregt wurden, vorzeichentechnisch angepasst. Dies führt zu teilweise frequenzabhängigen Komponenten der Dämpfungsmatrix \mathbf{C} und Steifigkeitsmatrix \mathbf{K} des Systems.

Die Komponenten der Dämpfungsmatrix \mathbf{C} ergeben sich daher wie folgt:

$$c_{1,f < 10\text{Hz}} = c_{1,f \geq 10\text{Hz}} = cl_c^2 + \frac{1}{3}(l_b^3 - l_a^3)(\bar{c}_{SV} + \bar{c}_{OB})$$

$$c_{2,f < 10\text{Hz}} = c_{2,f \geq 10\text{Hz}} = -\frac{1}{6}(l_a - l_b)^2(l_a + 2l_b)\bar{c}_{SV}$$

$$c_{3,f < 10\text{Hz}} = c_{3,f \geq 10\text{Hz}} = -\frac{1}{2}(l_b^2 - l_a^2)\bar{c}_{SV}$$

$$c_{4,f < 10\text{Hz}} = \frac{1}{2}(l_b^2 - l_a^2)(\bar{c}_{SV} + \bar{c}_{OB}); c_{4,f \geq 10\text{Hz}} = -\frac{1}{2}(l_b^2 - l_a^2)(\bar{c}_{SV} + \bar{c}_{OB});$$

$$c_{5,f<10\text{Hz}} = c_{5,f\geq 10\text{Hz}} = \frac{1}{3}(l_b - l_a)^3 \bar{c}_{SV} \quad (7-29)$$

$$c_{6,f<10\text{Hz}} = c_{6,f\geq 10\text{Hz}} = \frac{1}{2}(l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV}$$

$$c_{7,f<10\text{Hz}} = -\frac{1}{2}(l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV}; \quad c_{7,f\geq 10\text{Hz}} = \frac{1}{2}(l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV}$$

$$c_{8,f<10\text{Hz}} = c_{8,f\geq 10\text{Hz}} = (l_b - l_a) \bar{c}_{SV}$$

$$c_{9,f<10\text{Hz}} = -(l_b - l_a) \bar{c}_{SV}; \quad c_{9,f\geq 10\text{Hz}} = (l_b - l_a) \bar{c}_{SV}$$

$$c_{10,f<10\text{Hz}} = c_{10,f\geq 10\text{Hz}} = (l_b - l_a)(\bar{c}_{SV} + \bar{c}_{OB})$$

Die Abmessungen l_a bzw. l_b stellen die vom Drehaufleger A aus gemessenen horizontalen Längen zum Schotterbetanfang bzw. -ende dar.

Da der Stahltrug selbst eine gewisse Dämpfung aufweist, wird an der Stelle l_c der in Kapitel 4.5.3. ermittelte frequenzabhängige ideale geschwindigkeitsproportionale Dämpfer c in Rechnung gestellt. Die Versuchsanlage wird mit hydraulischen Pressen angeregt, welche im Abstand l_p vom Auflager angeordnet sind.

Die Steifigkeitsmatrix K beinhaltet die folgenden Komponenten:

$$k_{1,f<10\text{Hz}} = k_{1,f\geq 10\text{Hz}} = k_{FL} l_{FL}^2 + \frac{1}{3}(l_b^3 - l_a^3) \bar{k}_{SV}$$

$$k_{2,f<10\text{Hz}} = k_{2,f\geq 10\text{Hz}} = -\frac{1}{6}(l_a - l_b)^2 (l_a + 2l_b) \bar{k}_{SV}$$

$$k_{3,f<10\text{Hz}} = k_{3,f\geq 10\text{Hz}} = -\frac{1}{2}(l_b^2 - l_a^2) \bar{k}_{SV}$$

$$k_{4,f<10\text{Hz}} = \frac{1}{2}(l_b^2 - l_a^2) \bar{k}_{SV}; \quad k_{4,f\geq 10\text{Hz}} = -\frac{1}{2}(l_b^2 - l_a^2) \bar{k}_{SV}$$

$$k_{5,f<10\text{Hz}} = k_{5,f\geq 10\text{Hz}} = \frac{1}{3}(l_b - l_a)^3 \bar{k}_{SV} \quad (7-30)$$

$$k_{6,f<10\text{Hz}} = k_{6,f\geq 10\text{Hz}} = \frac{1}{2}(l_a - l_b)^2 \bar{k}_{SV}$$

$$k_{7,f<10\text{Hz}} = -\frac{1}{2}(l_a - l_b)^2 \bar{k}_{SV}; \quad k_{7,f\geq 10\text{Hz}} = \frac{1}{2}(l_a - l_b)^2 \bar{k}_{SV}$$

$$k_{8,f < 10\text{Hz}} = k_{8,f \geq 10\text{Hz}} = (l_b - l_a)\bar{k}_{SV}$$

$$k_{9,f < 10\text{Hz}} = -(l_b - l_a)\bar{k}_{SV}; k_{9,f \geq 10\text{Hz}} = (l_b - l_a)\bar{k}_{SV}$$

$$k_{10,f < 10\text{Hz}} = k_{10,f \geq 10\text{Hz}} = (l_b - l_a)\bar{k}_{SV} + k_A$$

Die Steifigkeit k_{FL} beschreibt den Kennwert des im Abstand l_{FL} vom Auflager A eingebauten Federpakets. Anzumerken ist, dass bei den hier betrachteten Versuchen unter den Konstellationen 3 und 4 (Versuchsnummern 801-1400, siehe Anhang A) die Federpakete nicht verwendet wurden, und dieser Anteil somit entfällt ($k_{FL} = 0$).

7.6.3. Lösung der Bewegungsgleichung

Für die Freiheitsgrade bzw. die Belastung werden folgende komplexen Ansätze gewählt:

$$\eta(t) = \eta_0 e^{i\Omega t}; \Psi(t) = \Psi_0 e^{i\Omega t}; s(t) = s_0 e^{i\Omega t}; u(t) = u_0 e^{i\Omega t}; P(t) = P_0 e^{i\Omega t} \quad (7-31)$$

Bei zeitlicher Ableitung dieser Ansätze ergeben sich die folgenden Ausdrücke für die entsprechenden Geschwindigkeiten und Beschleunigungen:

$$\dot{\eta}(t) = i\Omega \eta_0 e^{i\Omega t}; \dot{\Psi}(t) = i\Omega \Psi_0 e^{i\Omega t}; \dot{s}(t) = i\Omega s_0 e^{i\Omega t}; \dot{u}(t) = i\Omega u_0 e^{i\Omega t} \quad (7-32)$$

$$\ddot{\eta}(t) = -\Omega^2 \eta_0 e^{i\Omega t}; \ddot{\Psi}(t) = -\Omega^2 \Psi_0 e^{i\Omega t}; \ddot{s}(t) = -\Omega^2 s_0 e^{i\Omega t}; \ddot{u}(t) = -\Omega^2 u_0 e^{i\Omega t} \quad (7-33)$$

Analog zur Gleichung (5-3) können somit unter Vernachlässigung der Vorzeichenkonvention die Beschleunigungsamplituden mit Hilfe der Erregerkreisfrequenz in die Verschiebungsamplituden umgerechnet werden.

$$\eta_0 = \frac{\ddot{\eta}_0}{\Omega^2}; \Psi_0 = \frac{\ddot{\Psi}_0}{\Omega^2}; s_0 = \frac{\ddot{s}_0}{\Omega^2}; u_0 = \frac{\ddot{u}_0}{\Omega^2} \quad (7-34)$$

Einsetzen von (7-31) bis (7-33) in (7-24), Vereinfachen und Quadrieren liefert mit Hilfe der Substitutionen (7-35) die Ausdrücke (7-36) bis (7-39), die die vier Lösungsgleichungen (Gleichungssystem mit vier Unbekannten) für die vier gesuchten unbekanntenen Kenngrößen \bar{c}_{SV} , \bar{k}_{SV} , \bar{c}_{OB} und k_A darstellen.

Die in die Gleichungen (7-35) bis (7-39) einfließenden Amplituden η_0 , Ψ_0 , s_0 und u_0 sind dabei keine „direkt“ gemessenen Zustandsgrößen, sondern sie werden aus unterschiedlichen gemessenen Verschiebungs- bzw. Beschleunigungsverläufen (vgl. Abb. 4.30) rückgerechnet.

$$\begin{aligned}
 a_1 &= -m_1 \Omega^2 \eta_0 + k_1 \eta_0 + k_2 \Psi_0 + k_3 s_0 + k_4 u_0 + P_0 l_p \\
 a_2 &= \Omega (c_1 \eta_0 + c_2 \Psi_0 + c_3 s_0 + c_4 u_0) \\
 b_1 &= -m_2 \Omega^2 \Psi_0 + k_2 \eta_0 + k_5 \Psi_0 + k_6 s_0 + k_7 u_0 \\
 b_2 &= \Omega (c_2 \eta_0 + c_5 \Psi_0 + c_6 s_0 + c_7 u_0) \\
 d_1 &= -m_3 \Omega^2 s_0 + k_3 \eta_0 + k_6 \Psi_0 + k_8 s_0 + k_9 u_0 \\
 d_2 &= \Omega (c_3 \eta_0 + c_6 \Psi_0 + c_8 s_0 + c_9 u_0) \\
 e_1 &= -m_4 \Omega^2 u_0 + k_4 \eta_0 + k_7 \Psi_0 + k_9 s_0 + k_{10} u_0 \\
 e_2 &= \Omega (c_4 \eta_0 + c_7 \Psi_0 + c_9 s_0 + c_{10} u_0)
 \end{aligned} \tag{7-35}$$

$$I: a_1^2 - a_2^2 = 0 \tag{7-36}$$

$$II: b_1^2 - b_2^2 = 0 \tag{7-37}$$

$$III: d_1^2 - d_2^2 = 0 \tag{7-38}$$

$$IV: e_1^2 - e_2^2 = 0 \tag{7-39}$$

Für die nachfolgenden Berechnungen und Analysen werden jene Versuche ohne eingebaute Druckkissen herangezogen. Somit werden die Kennwerte für die Versuche 801-1126 (Konstellation 3) und 1201-1400 (Konstellation 4) berechnet. Bei diesen Versuchen wurden sowohl die Amplituden der Auslenkungen (Verschiebungsamplituden) als auch Beschleunigungsamplituden gemessen. Werden die Zusammenhänge aus Gleichung (7-34) auf die Beschleunigungsmessgrößen angewendet und mit den direkt gemessenen Verschiebungsamplituden verglichen, zeigen sich teilweise deutlich ausgeprägte Diskrepanzen D . Diese werden wie folgt definiert:

$$D_\eta = 1 - \frac{\eta_0}{\frac{\ddot{\eta}_0}{\Omega^2}}; D_\Psi = 1 - \frac{\Psi_0}{\frac{\ddot{\Psi}_0}{\Omega^2}}; D_s = 1 - \frac{s_0}{\frac{\ddot{s}_0}{\Omega^2}} \quad [\%] \tag{7-40}$$

Für die Bewegungen des Aufspannfeldes liegen nur gemessene vertikale Beschleunigungen vor, somit entfällt hier die Möglichkeit eines redundanten Vergleichs. Werden die Diskrepanzen über die Anregungsfrequenz aufgetragen, ergibt sich Abbildung 7.35.

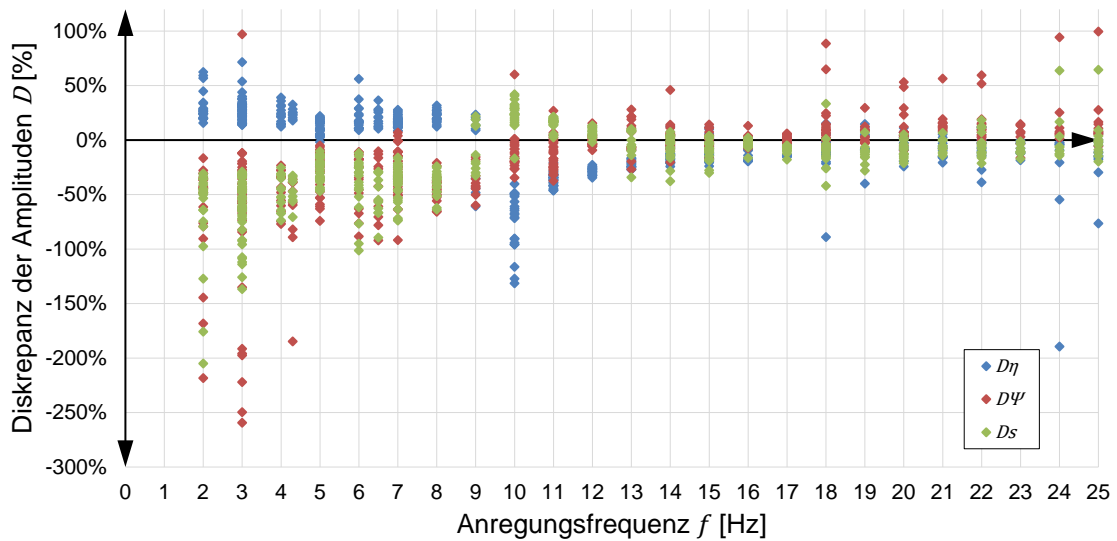


Abbildung 7.35: Diskrepanzen zwischen direkt gemessenen Verschiebungsamplituden zu aus Beschleunigungsmessungen rückgerechneten Verschiebungsamplituden

Diese Diskrepanzen können zum einen mit einer Phasenverschiebung im Zeitbereich erklärt werden. Da die Freiheitsgrade teilweise nicht direkt gemessen, sondern von anderen Messstellen rückgerechnet werden müssen, führt eine nicht berücksichtigte Phasenverschiebung hier unweigerlich zu Fehlern. Zum anderen liegen teilweise sehr kleine Messergebnisse für die Verschiebungen bzw. Beschleunigungen, und die damit einhergehenden möglichen Messungenauigkeiten, vor. Darüber hinaus sind diese Abweichungen insbesondere auf die nicht sinusförmigen Messverläufe bei niedrigen Frequenzen zurückzuführen (siehe Kap. 6.3 und Kap. 7.4). Um diesen Umständen Sorge zu tragen, werden die Kennwerte mit unterschiedlichen Ansätzen berechnet, die diese Problematiken aufzeigen und bewertbar machen sollen:

- **Ansatz 1:** Die gemessenen Verschiebungsgrößen werden in die Amplituden η_0 , ψ_0 und s_0 umgerechnet. Die vertikale Verschiebungsamplitude u_0 muss aus der Beschleunigungsmessung rückgerechnet werden. Somit werden die Amplituden η_0 , ψ_0 und s_0 im Gleichungssystem I bis IV (Gleichungen (7-36) – (7-39)) ausschließlich aus gemessenen Verschiebungsgrößen bezogen.
- **Ansatz 2:** Die gemessenen Beschleunigungen werden in die Beschleunigungsamplituden $\ddot{\eta}_0$, $\ddot{\psi}_0$, \ddot{s}_0 und \ddot{u}_0 umgerechnet. Mittels Gleichung (7-34) werden mit Hilfe der Erregerkreisfrequenzen die Verschiebungsamplituden η_0 , ψ_0 , s_0 und u_0 rückgerechnet. Die Kennwerte \bar{c}_{SV} , \bar{k}_{SV} , \bar{c}_{OB} und k_A werden somit aus den gemessenen Beschleunigungen berechnet.

Neben diesen rein auf Verschiebungs- oder Beschleunigungsmessungen basierenden Ansätzen werden im Weiteren „gemischte“ Ansätze formuliert. Hierbei werden sowohl gemessene Verschiebungen wie auch Beschleunigungen in der Berechnung berücksichtigt. Es ist anzumerken, dass dabei streng genommen die Beziehungen nach Gleichung (7-34) verletzt werden. Diese Ansätze resultieren aus ingenieurpraktischen Überlegungen und dienen dazu, Vergleichswerte für die Kennwerte zu erhalten, und eventuell eine realitätsnähere Erfassung zu ermöglichen.

- **Ansatz 3:** Die gemessenen Verschiebungsgrößen werden in die Amplituden η_0 , Ψ_0 und s_0 umgerechnet und in die Lösungsgleichungen (7-36) bis (7-39) für die Verschiebungsamplituden eingesetzt. Aus den gemessenen Beschleunigungen werden die Amplituden $\ddot{\eta}_0$, $\ddot{\Psi}_0$, \ddot{s}_0 und \ddot{u}_0 berechnet und in die Lösungsgleichungen für die Beschleunigungsamplituden direkt eingesetzt. Anders ausgedrückt werden die in Rechnung gestellten Verschiebungs- und Geschwindigkeitsamplituden aus den gemessenen Verschiebungen, und die Beschleunigungsamplituden direkt aus den gemessenen Beschleunigungen gewonnen. Die Substitutionen im Gleichungssystem nehmen folgende Form an, worin als Erweiterung zu den Gleichungen (7-36) bis (7-39) neben den Verschiebungsamplituden η_0 , Ψ_0 , s_0 und u_0 auch die Beschleunigungsamplituden $\ddot{\eta}_0$, $\ddot{\Psi}_0$, \ddot{s}_0 und \ddot{u}_0 als Eingangsparameter einfließen:

$$\begin{aligned}
 a_1 &= -m_1 \ddot{\eta}_0 + k_1 \eta_0 + k_2 \Psi_0 + k_3 s_0 + k_4 u_0 + P_0 l_p \\
 a_2 &= \Omega(c_1 \eta_0 + c_2 \Psi_0 + c_3 s_0 + c_4 u_0) \\
 b_1 &= -m_2 \ddot{\Psi}_0 + k_2 \eta_0 + k_5 \Psi_0 + k_6 s_0 + k_7 u_0 \\
 b_2 &= \Omega(c_2 \eta_0 + c_5 \Psi_0 + c_6 s_0 + c_7 u_0) \\
 d_1 &= -m_3 \ddot{s}_0 + k_3 \eta_0 + k_6 \Psi_0 + k_8 s_0 + k_9 u_0 \\
 d_2 &= \Omega(c_3 \eta_0 + c_6 \Psi_0 + c_8 s_0 + c_9 u_0) \\
 e_1 &= -m_4 \ddot{u}_0 + k_4 \eta_0 + k_7 \Psi_0 + k_9 s_0 + k_{10} u_0 \\
 e_2 &= \Omega(c_4 \eta_0 + c_7 \Psi_0 + c_9 s_0 + c_{10} u_0)
 \end{aligned} \tag{7-41}$$

- **Ansatz 4:** Die hier angewandte Vorgangsweise entspricht großteils jener aus Ansatz 3. Abweichend davon werden die Geschwindigkeitsamplituden aus den ge-

messenen Beschleunigungsamplituden rückgerechnet. Die Substitutionen stellen sich wie folgt dar:

$$\begin{aligned}
 a_1 &= -m_1 \ddot{\eta}_0 + k_1 \eta_0 + k_2 \Psi_0 + k_3 s_0 + k_4 u_0 + P_0 l_p \\
 a_2 &= \frac{1}{\Omega} (c_1 \ddot{\eta}_0 + c_2 \ddot{\Psi}_0 + c_3 \ddot{s}_0 + c_4 \ddot{u}_0) \\
 b_1 &= -m_2 \ddot{\Psi}_0 + k_2 \eta_0 + k_5 \Psi_0 + k_6 s_0 + k_7 u_0 \\
 b_2 &= \frac{1}{\Omega} (c_2 \ddot{\eta}_0 + c_5 \ddot{\Psi}_0 + c_6 \ddot{s}_0 + c_7 \ddot{u}_0) \tag{7-42} \\
 d_1 &= -m_3 \ddot{s}_0 + k_3 \eta_0 + k_6 \Psi_0 + k_8 s_0 + k_9 u_0 \\
 d_2 &= \frac{1}{\Omega} (c_3 \ddot{\eta}_0 + c_6 \ddot{\Psi}_0 + c_8 \ddot{s}_0 + c_9 \ddot{u}_0) \\
 e_1 &= -m_4 \ddot{u}_0 + k_4 \eta_0 + k_7 \Psi_0 + k_9 s_0 + k_{10} u_0 \\
 e_2 &= \frac{1}{\Omega} (c_4 \ddot{\eta}_0 + c_7 \ddot{\Psi}_0 + c_9 \ddot{s}_0 + c_{10} \ddot{u}_0)
 \end{aligned}$$

- **Ansatz 5:** Die Ansätze 1-4 verwenden Umrechnungen, um die Messdaten in die Amplituden der Freiheitsgrade umzurechnen. Um den bereits angeführten Fehler zufolge nicht bekannter Phasenverschiebung zu umgehen, werden im Ansatz 5 nur jene Messungen verwendet, die keine Umrechnung in die Größen der Amplituden der Freiheitsgrade benötigen. η_0 wird somit direkt aus gemessenen Verschiebungen zwischen Stahltrug und Aufspannfeld bezogen. Die absoluten Verschiebungsgrößen Ψ_0 , s_0 und u_0 werden aus entsprechenden Beschleunigungsmessungen direkt rückgerechnet. Es handelt sich damit um einen gemischten Ansatz, der sowohl gemessene Verschiebungen wie auch Beschleunigungen zur Lösung des Gleichungssystems verwendet.

7.6.4. Eingangsparmeter für die Berechnungen der dynamischen Kennwerte

Die Bewegungsgleichung soll sowohl für die Konstellation 3 (unbelastete Versuchsreihe, VNR 801-1126) wie auch für die mittels Vorspannvorrichtung belastete Konstellation 4 (VNR 1201-1400) gelöst werden. Da sich diese Versuche in ihrer Konfiguration unterscheiden, muss die Massenmatrix \mathbf{M} unterschiedlich besetzt werden. Der jeweiligen Berechnung werden die nachfolgend angeführten Überlegungen und Werte zugrunde gelegt.

Die angeführten Massen bzw. Massenträgheitsmomente finden sich in Anhang B aufgeschlüsselt.

- **Konstellation 3 - Versuche 801-1126:** Den unbelasteten Versuchen wird die beobachtete Schotterkinematik aus Kapitel 3 unterstellt. Daher wird die Masse des Schotters zwischen den Schwellen dem Gleisrost zugeordnet. Aus rechen-technischer Vereinfachung werden diese Schotteranteile in eine massenäquivalente Schotterbettstärke von 11 cm umgerechnet. Mit einem Abstand vom Drehauf- lager A bis zum Schwerpunkt des Gleisrostes von 5,35 m ergeben sich folgende Eintra- gungen für die Hauptdiagonale der Massenmatrix:

$$m_1 = \tilde{\theta}_{yy,A} - \theta_{yy,S}^{**} - m^{**}5,35^2 = 266823 \text{ kgm}^2 \quad (7-43)$$

$$m_2 = \theta_{yy,S}^{**} + m^{**}1,20^2 = 2310 \text{ kgm}^2 \quad (7-44)$$

$$m_3 = m^{**} = 1215 \text{ kg} \quad (7-45)$$

$$m_4 = m_A + m - m^{**} = 711944 \text{ kg} \quad (7-46)$$

Das Maß von 1,20 m in Gleichung (7-44) beschreibt den Abstand vom Schwerpunkt des Gleisrostes zum Punkt B.

- **Konstellation 4 - Versuche 1201-1400 (Fall 1):** Die Massen der Versuche 801-1126 werden um jene der Vorspannvorrichtung ergänzt, wobei eine Hälfte (an den Untergurten befindlicher Teil der Vorspannvorrichtung) dieser zusätzlichen Masse dem Stahltrog, und die andere Hälfte (am Gleisrost befindlicher Teil der Vorspannvorrichtung) dem Gleisrost zugeordnet wird, siehe auch Abbildun- gen 4.30 und 4.31. Die Schotterkinematik wird ident zur unbelasteten Konfigurati- on angenommen. Diese Annahme repräsentiert einen Grenzfall (hier „Fall 1“), bei dem nur der Schotter zwischen den Schwellen dem Gleisrost zugeordnet wird. Der Abstand zwischen Vorspannvorrichtung zum Drehauf- lager A wird mit 5,30 m, jener zum Punkt B mit 1,25 m beziffert.

$$m_1 = \tilde{\theta}_{yy,A} - \theta_{yy,S}^{**} - m^{**}5,35^2 + \frac{m^{***}}{2}5,30^2 = 276878 \text{ kgm}^2 \quad (7-47)$$

$$m_2 = \theta_{yy,S}^{**} + m^{**}1,20^2 + \frac{m^{***}}{2}1,25^2 = 2869 \text{ kgm}^2 \quad (7-48)$$

$$m_3 = m^{**} + \frac{m^{***}}{2} = 1573 \text{ kg} \quad (7-49)$$

$$m_4 = m_A + m - m^{**} + \frac{m^{***}}{2} = 712302 \text{ kg} \quad (7-50)$$

- **Konstellation 4 - Versuche 1201-1400 (Fall 2):** Im Unterschied zu Fall 1 wird hier als zweiter Grenzfall aufgrund der Vorspannung die Hälfte der Schottermasse dem Gleisrost bzw. dem Stahlrog zugeordnet.

$$m_1 = \tilde{\theta}_{yy,A} - \theta_{yy,S}^* - m^* 5,35^2 + \frac{m^{***}}{2} 5,30^2 = 266693 \text{ kgm}^2 \quad (7-51)$$

$$m_2 = \theta_{yy,S}^* + m^* 1,20^2 + \frac{m^{***}}{2} 1,25^2 = 3543 \text{ kgm}^2 \quad (7-52)$$

$$m_3 = m^* + \frac{m^{***}}{2} = 1923 \text{ kg} \quad (7-53)$$

$$m_4 = m_A + m - m^* + \frac{m^{***}}{2} = 711952 \text{ kg} \quad (7-54)$$

Für alle angeführten Versuchsreihen werden folgende Abmessungen angenommen:

$$l_a = 4,1 \text{ m}; l_b = 6,5 \text{ m}; l_{FL} = 5 \text{ m}; l_P = 5,3 \text{ m}; l_c = 5 \text{ m} \quad (7-55)$$

$$k_{FL} = 0 \frac{\text{N}}{\text{m}}; c = 143,67f^2 - 1448,7f + 4162 \text{ Ns/m} \quad (7-56)$$

In den nachfolgenden Unterkapiteln werden ausgewählte Ergebnisse der Berechnungen dargestellt. Die restlichen berechneten Kennwerte finden sich in Anhang C.

7.6.5. Kennwerte aus den Versuchen 801-1126 (Konstellation 3)

Um eine Übersicht über die Streuung der Ergebnisse abhängig von den verwendeten Ansätzen zu erhalten, werden in den Abbildungen 7.36 bis 7.38 die erhaltenen dynamischen Kennwerte für alle Ansätze gemeinsam dargestellt.

Aus den Abbildungen 7.36 bis 7.38 ist ersichtlich, dass die ermittelten Kennwerte je nach Ansatz einer extremen Streuung unterliegen und des Weiteren unter Miteinbeziehung der Erkenntnisse aus Kapitel 2.1 teilweise in einem physikalisch nicht plausiblen Bereich liegen.

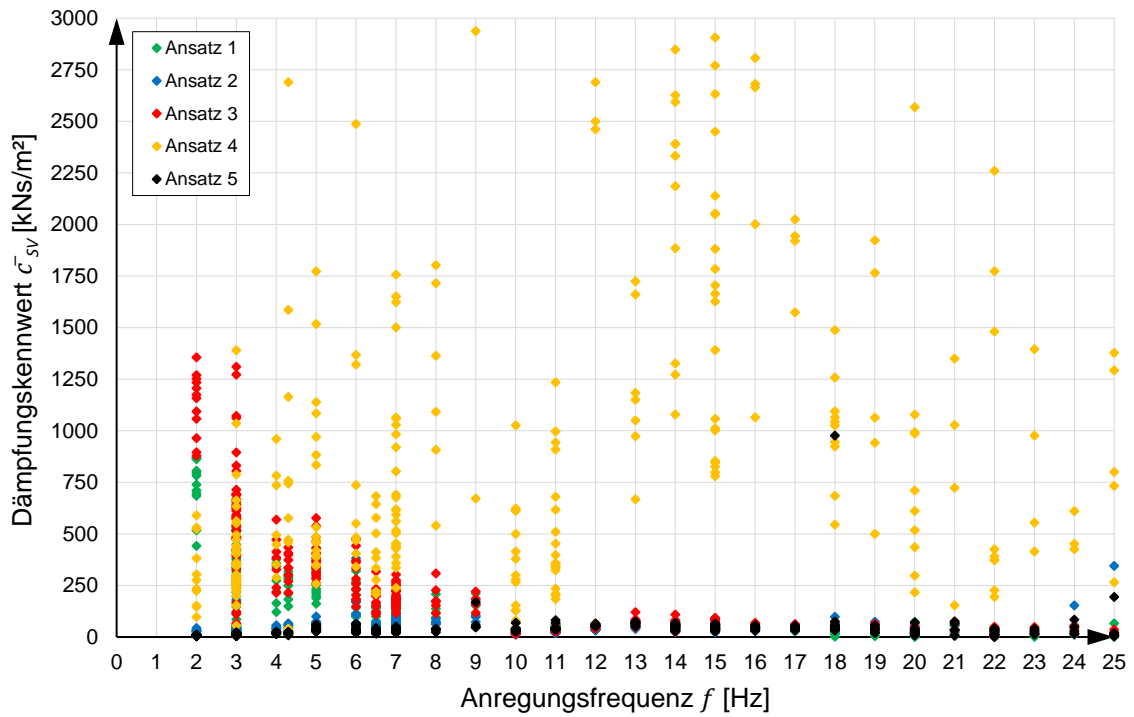


Abbildung 7.36: Versuche 801-1126, alle Ansätze, Dämpfungskennwert \bar{c}_{sv}

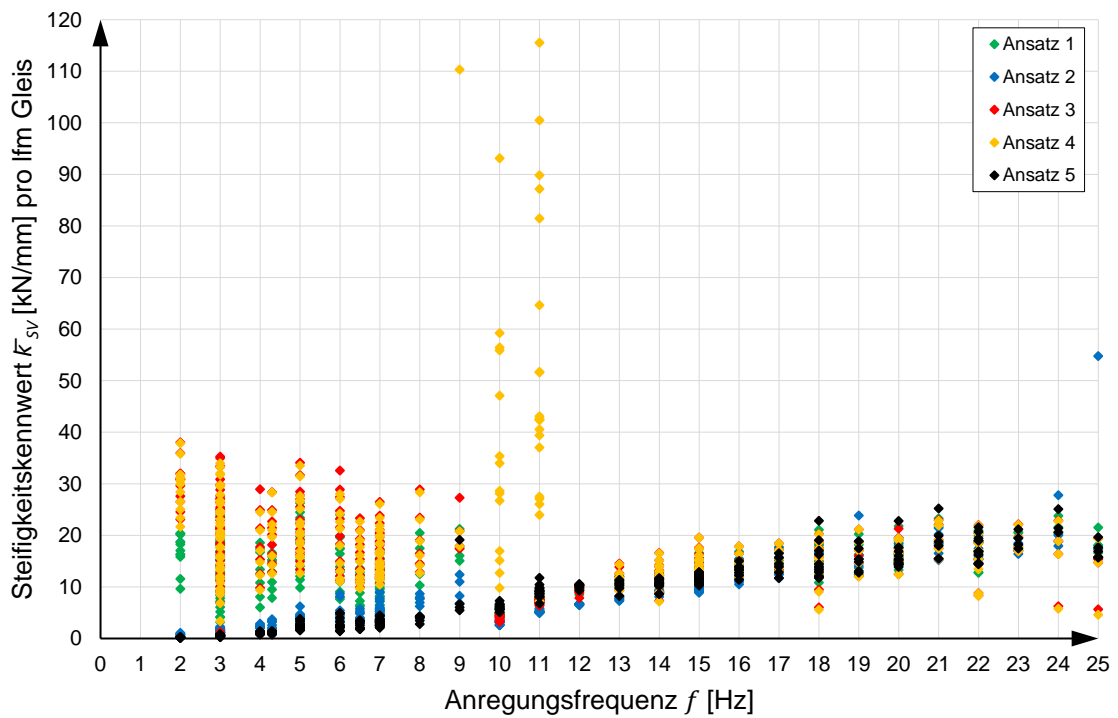


Abbildung 7.37: Versuche 801-1126, alle Ansätze, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{sv}

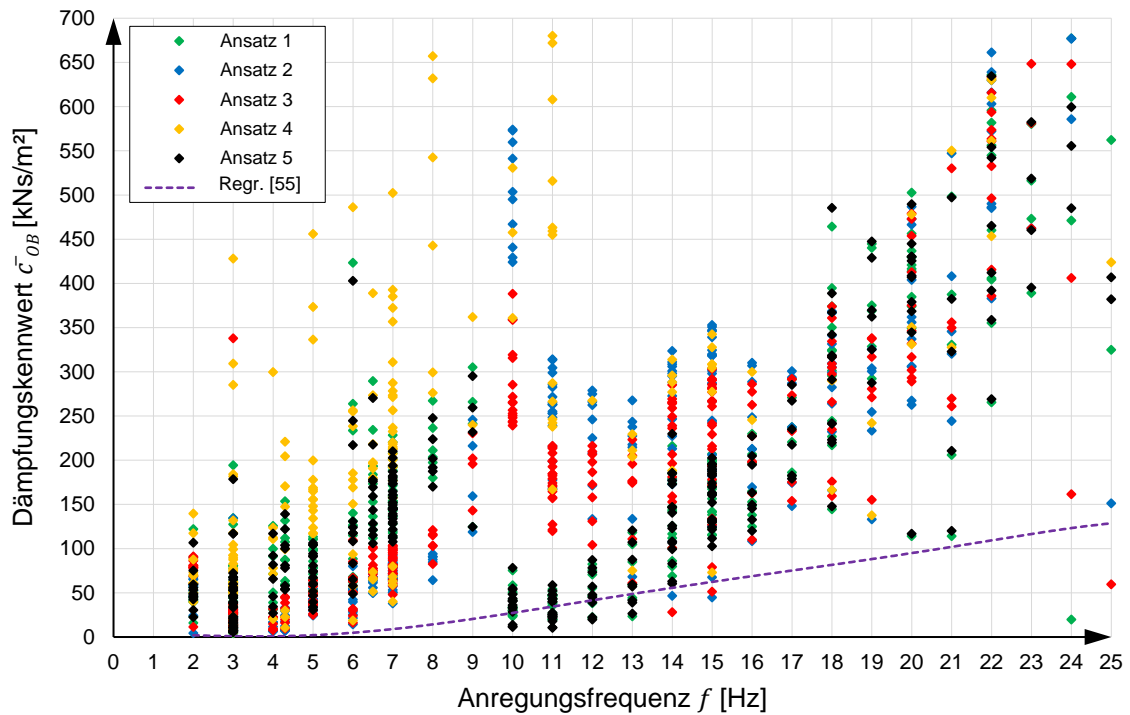


Abbildung 7.38: Versuche 801-1126, alle Ansätze, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

In Abbildung 7.38 ist zusätzlich die in [55] ermittelte Regression für den Kennwert \bar{c}_{OB} als Vergleich dargestellt. Diese Regression resultiert aus Versuchen an der Großversuchsanlage nach Abbildung 1.1 (angeführt in Kapitel 1, integrale Erfassung der Oberbaukinematik) und wurde aus einer Energiebetrachtung im Frequenzbereich von 4 bis 9 Hz ermittelt [55]. Der funktionale Zusammenhang ist in Gleichung (7-57) angegeben:

$$\text{Resonanzfrequenz } f_d < 4 \text{ Hz: } \bar{c}_{OB} = 1,24 \text{ [kNs/m}^2\text{]}$$

$$4,00 < f_d < 7,25 \text{ Hz: } \bar{c}_{OB} = 0,813f_d^2 - 6,58f_d + 14,6 \text{ [kNs/m}^2\text{]} \quad (7-57)$$

$$f_d > 7,25 \text{ Hz: } \bar{c}_{OB} = 6,73f_d - 39,1 \text{ [kNs/m}^2\text{]}$$

Die Ergebnisse für die berechneten Kennwerte streuen teilweise stark, abhängig von den zum Teil sehr unterschiedlichen Ansätzen. Mit zunehmender Anregungsfrequenz scheint diese Streuung geringer zu werden. Ansatz 4 scheint für die Berechnung gänzlich ungeeignet und liefert teilweise Ergebnisse, die weit außerhalb des dargestellten Bereichs liegen.

Für die folgenden Abbildungen 7.39 bis 7.50 werden nur jene Kennwerte aus Ansatz 5 dargestellt, da diese in einem physikalisch plausiblen Bereich liegen. Außerdem wird die mittlere Beschleunigung des Gleisrostes (bezogen auf die Symmetrieachse des Schotteroberbaues) in drei Kategorien eingeteilt. Als Abszisse der Auswertungen wird die Anregungsfrequenz gewählt.

Zusätzlich zu den berechneten Kennwerten wird die längenbezogene vertikale Kraft

$$F_V = \bar{k}_{SV} w_{rel,max}$$

pro Laufmeter Gleis zwischen Gleisrost und Stahltrug dargestellt (siehe auch Abb. 7.13 und 7.17 in Kapitel 7.3). Diese ergibt sich als Produkt aus dem vertikalen Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV} und der vertikalen Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Stahltrug $w_{rel,max}$, wobei diese in der Symmetrieachse des Gleisrostes gemessen wird.

Die an dieser Stelle nicht angeführten berechneten Kennwerte für die Ansätze 1 - 4 finden sich als Ergänzung in Anhang C.

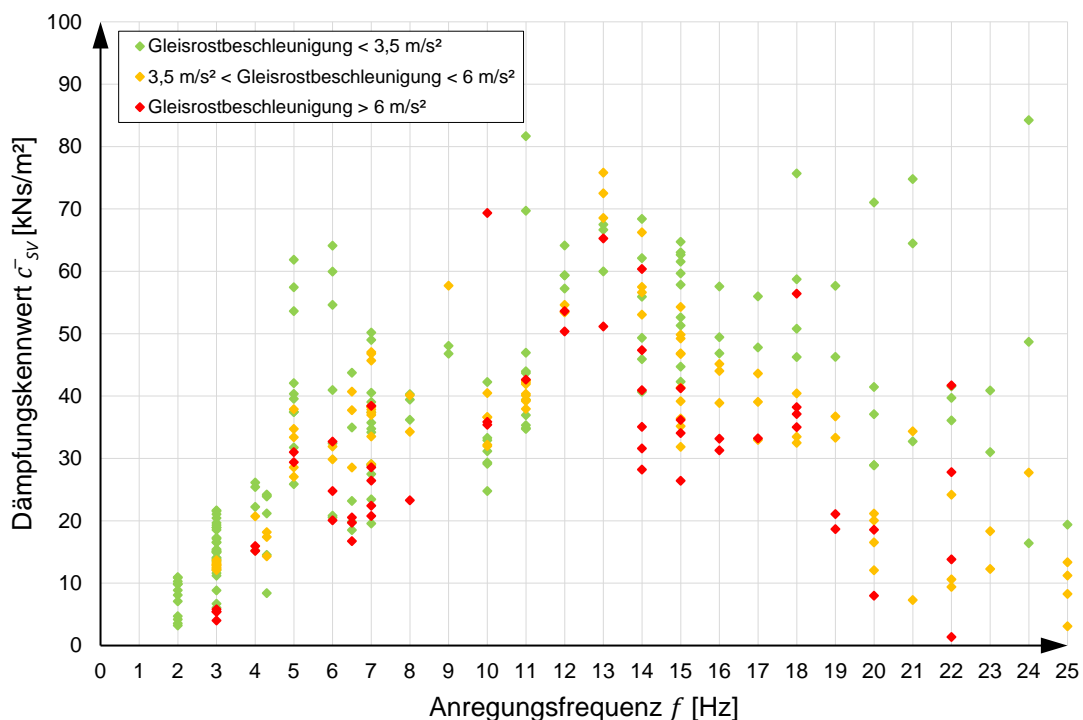


Abbildung 7.39: Versuche 801-1126, Ansatz 5, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

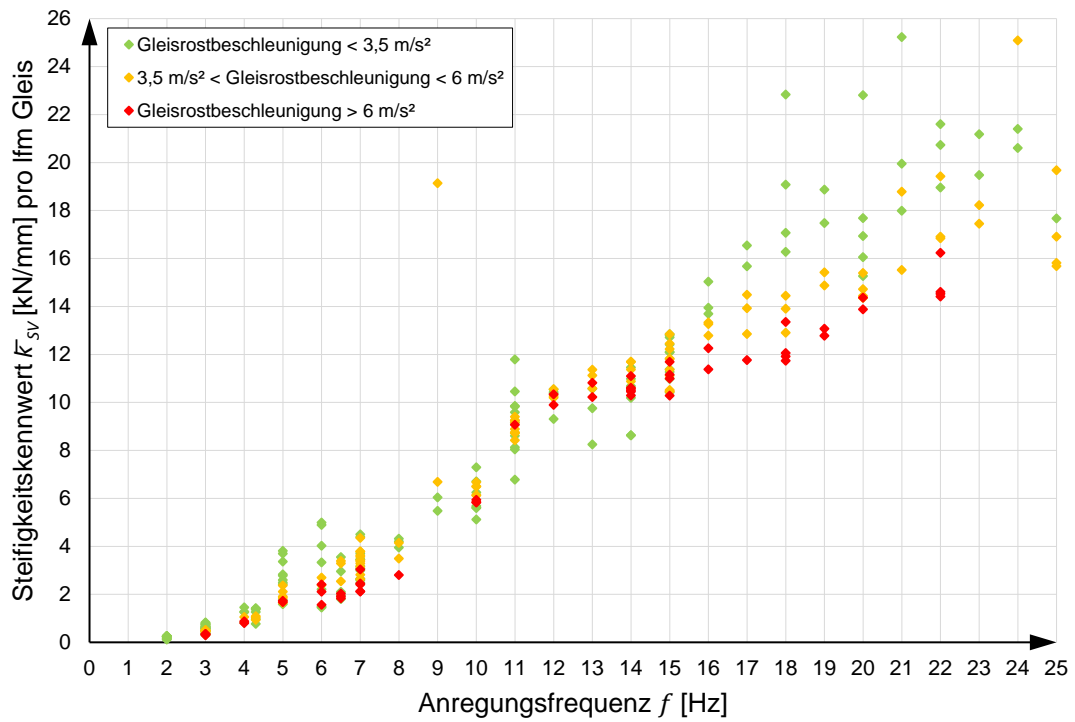


Abbildung 7.40: Versuche 801-1126, Ansatz 5, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{sy}

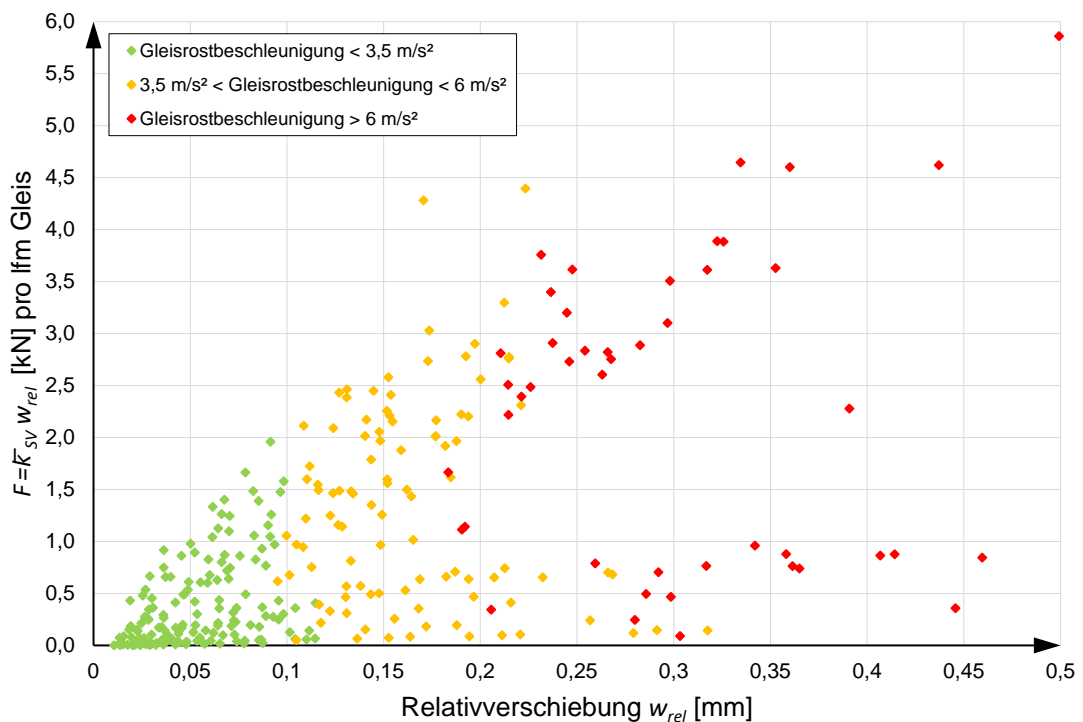


Abbildung 7.41: Versuche 801-1126, Ansatz 5, vertikale Kraft F

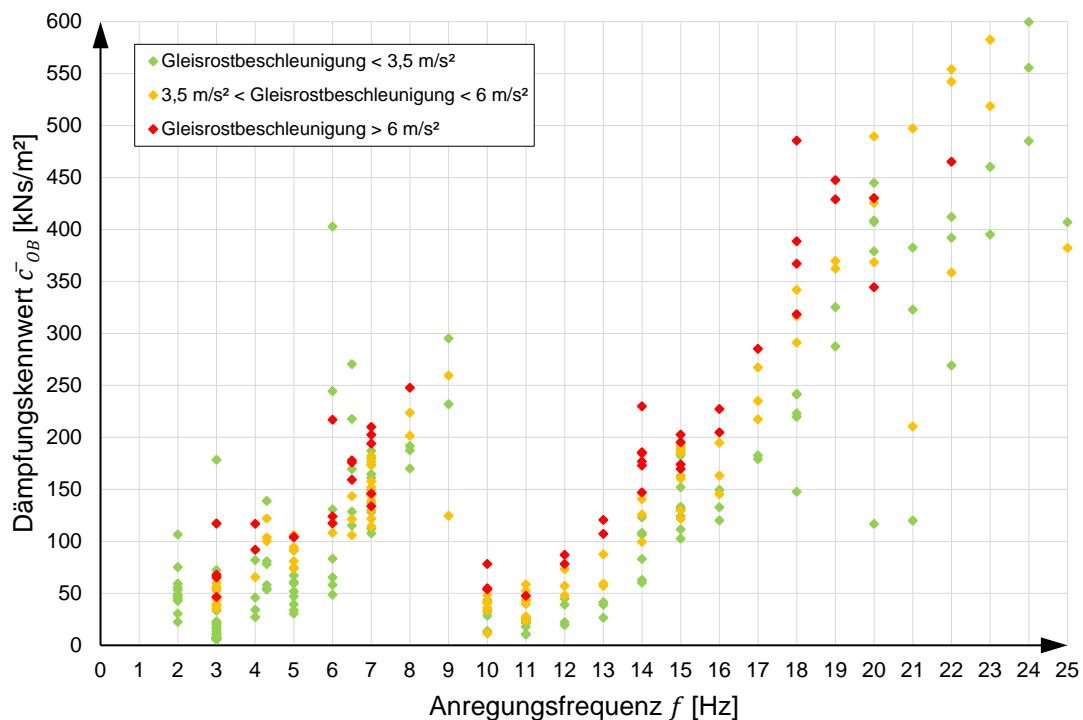


Abbildung 7.42: Versuche 801-1126, Ansatz 5, Dämpfungskennwert \bar{c}_{0B}

Für alle Kennwerte zeigt sich sowohl eine Frequenz- als auch eine Beschleunigungsabhängigkeit. Aus den Berechnungen muss auf eine signifikante Frequenz bei ca. 10 Hz geschlossen werden, womit der Einfluss des Aufspannfeldes auf die ermittelten dynamischen Kennwerte erneut bestätigt wird. Die längenbezogene Dämpfung \bar{c}_{0B} nimmt in diesem Frequenzbereich sprunghaft ab. Dies legt die Vermutung nahe, dass für eine realitätsnahe Bestimmung von dynamischen Kennwerten das zugrunde gelegte mechanische Modell noch erweitert werden muss, worauf in Kapitel 7.7 Bezug genommen wird.

7.6.6. Kennwerte aus den Versuchen 1201-1400: Fall 1 (Konstellation 4)

Analog zu den Versuchen 801- 1126 streuen auch bei den Versuchen 1201-1400, sowohl in Fall 1 wie auch Fall 2, die Ergebnisse zufolge der unterschiedlichen Berechnungsansätze stark. Es werden wiederum nur jene aus Ansatz 5 angeführt. Die restlichen Ergebnisse finden sich in Anhang C. Ein Vergleich zwischen den errechneten Kennwerten der einzelnen Versuchsreihen findet sich in Kapitel 7.6.8.

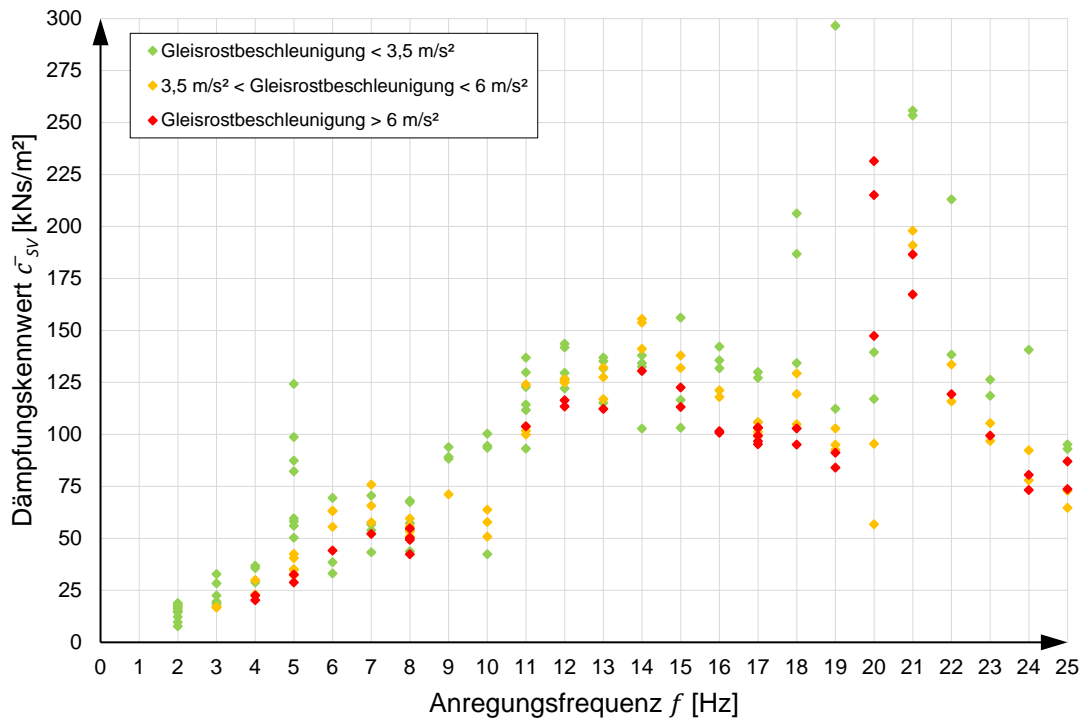


Abbildung 7.43: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 5, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

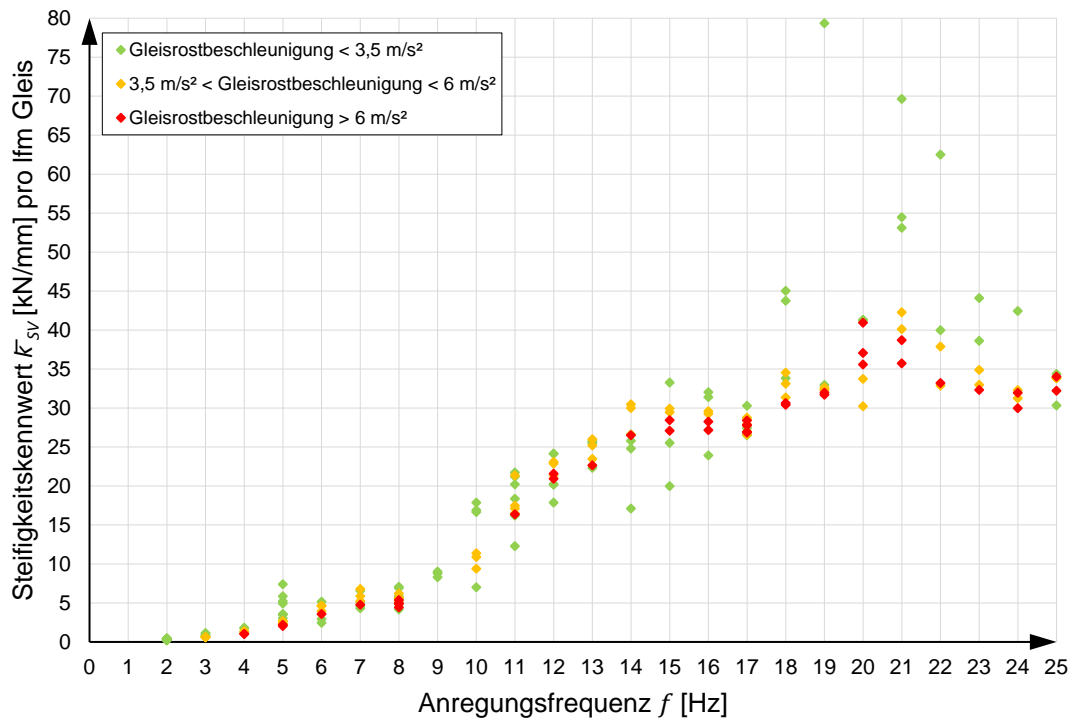


Abbildung 7.44: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 5, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

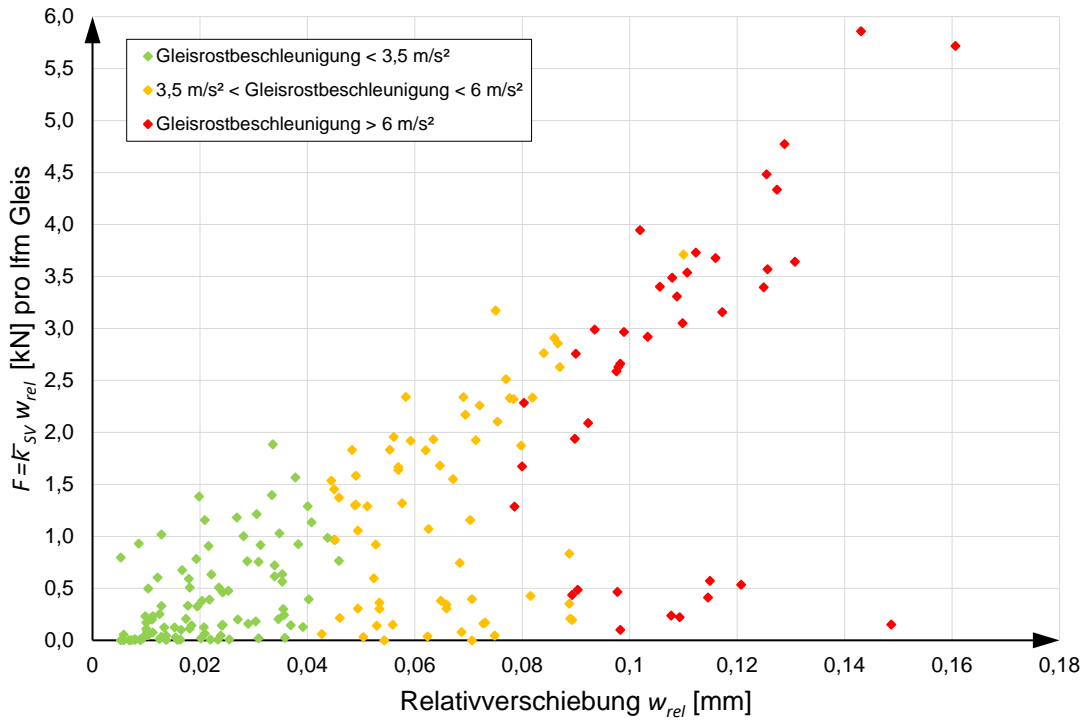


Abbildung 7.45: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 5, vertikale Kraft F

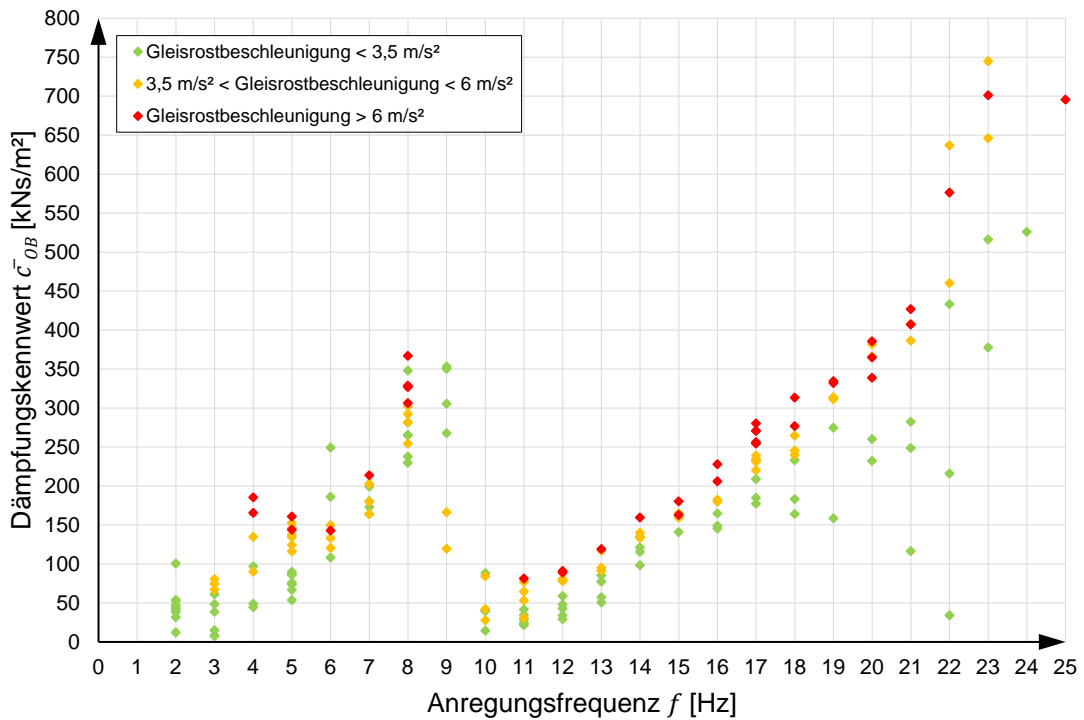


Abbildung 7.46: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 5, Dämpfungskennwert \bar{c}_{0B}

7.6.7. Kennwerte aus den Versuchen 1201-1400: Fall 2 (Konstellation 4)

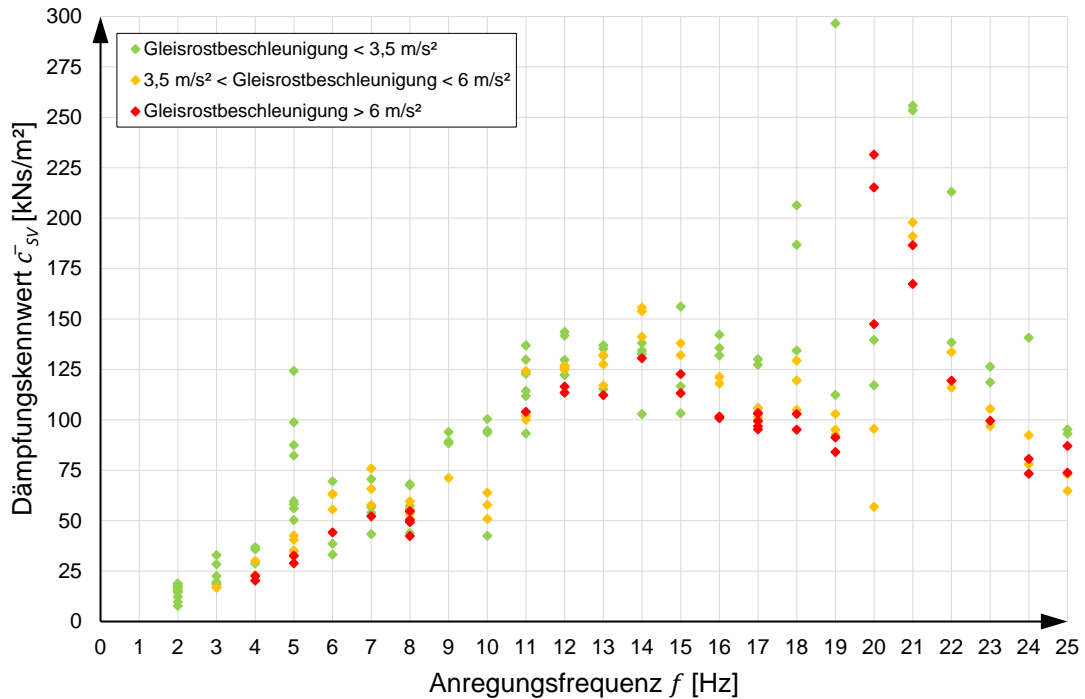


Abbildung 7.47: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 5, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

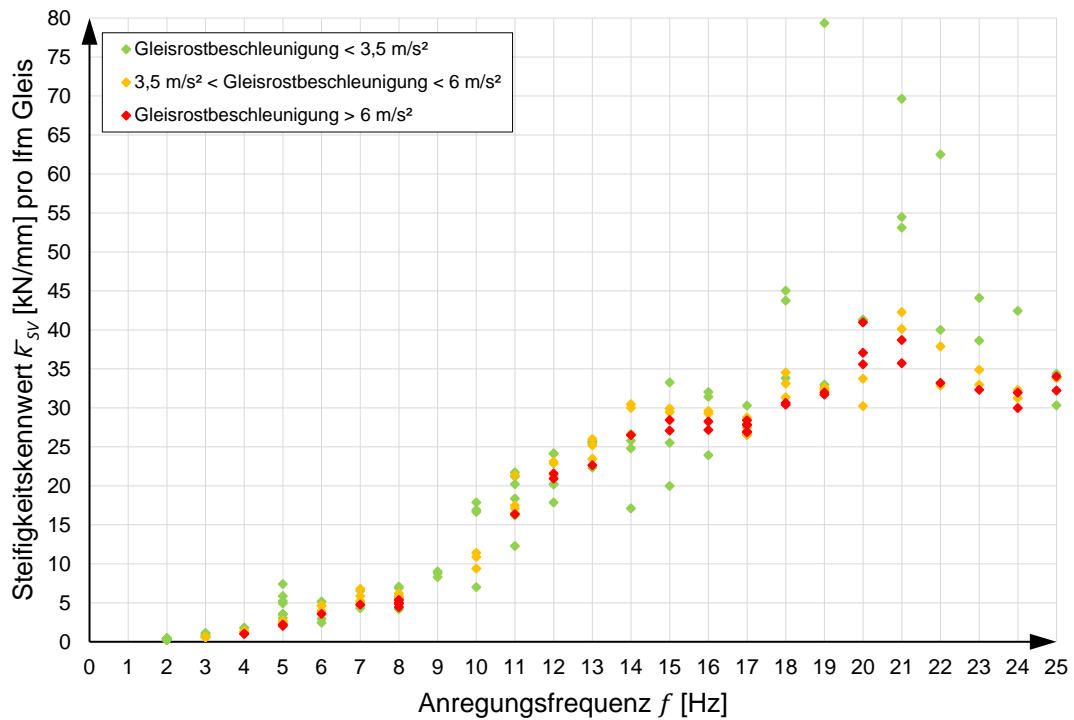


Abbildung 7.48: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 5, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

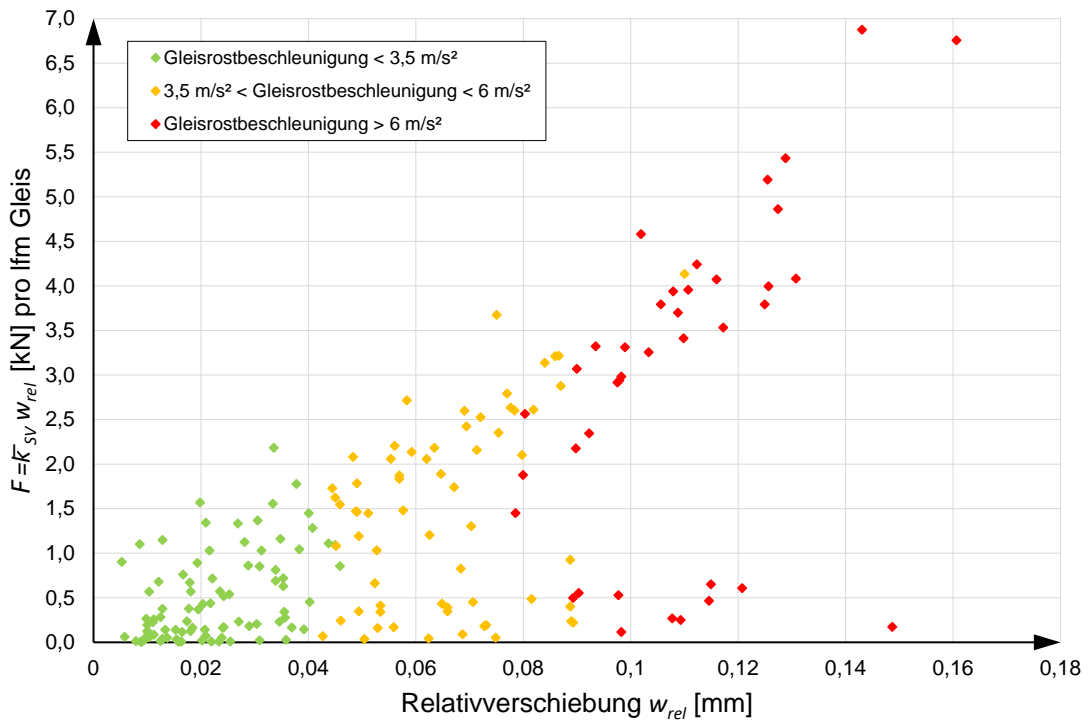


Abbildung 7.49: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 5, vertikale Kraft F

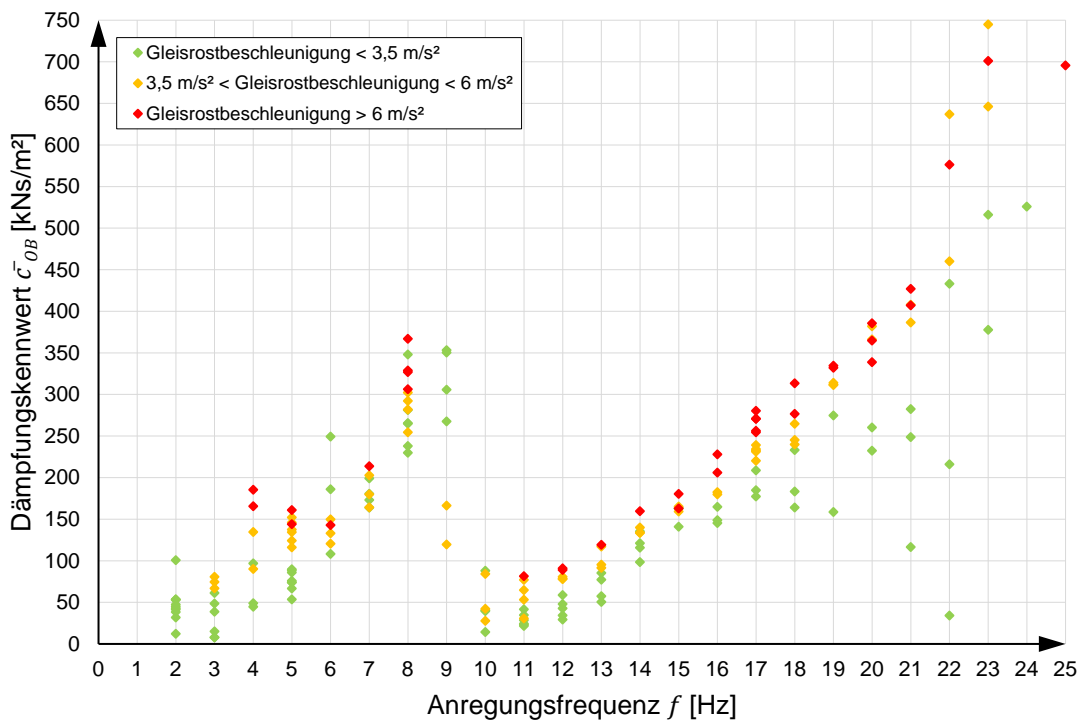


Abbildung 7.50: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 5, Dämpfungskennwert \bar{c}_{0B}

7.6.8. Vergleich Kennwerte Versuchsreihen 801-1126 mit 1201-1400

Um abschließend die Ergebnisse der Versuche unter Konstellation 3 (unbelastet, VNR 801-1126) mit den Ergebnissen der Versuche unter Konstellation 4 (belastet, VNR 1201-1400 Fall 1 und Fall 2) vergleichen zu können, werden die berechneten dynamischen Kennwerte, jeweils aus Ansatz 5, für die Versuchsreihen in den Abbildungen 7.51 bis 7.53 gemeinsam dargestellt.

Für die Versuche unter 10 Hz scheinen die Berechnungen unabhängig von der Vorspannung bzw. Schotterkinematik ähnliche Ergebnisse zu liefern. Für Versuche im höheren Frequenzbereich streuen die errechneten Kennwerte \bar{c}_{SV} und \bar{k}_{SV} stärker für die belasteten Versuchskonfigurationen 1201-1400, sowohl Fall 1 als auch Fall 2, und fallen grundsätzlich höher aus als in den unbelasteten Versuchen.

Der Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} scheint tendenziell unabhängig der Vorspannung im Schotterbett zu sein und fällt für die belasteten wie unbelasteten Versuche in ähnlichen Größen aus.

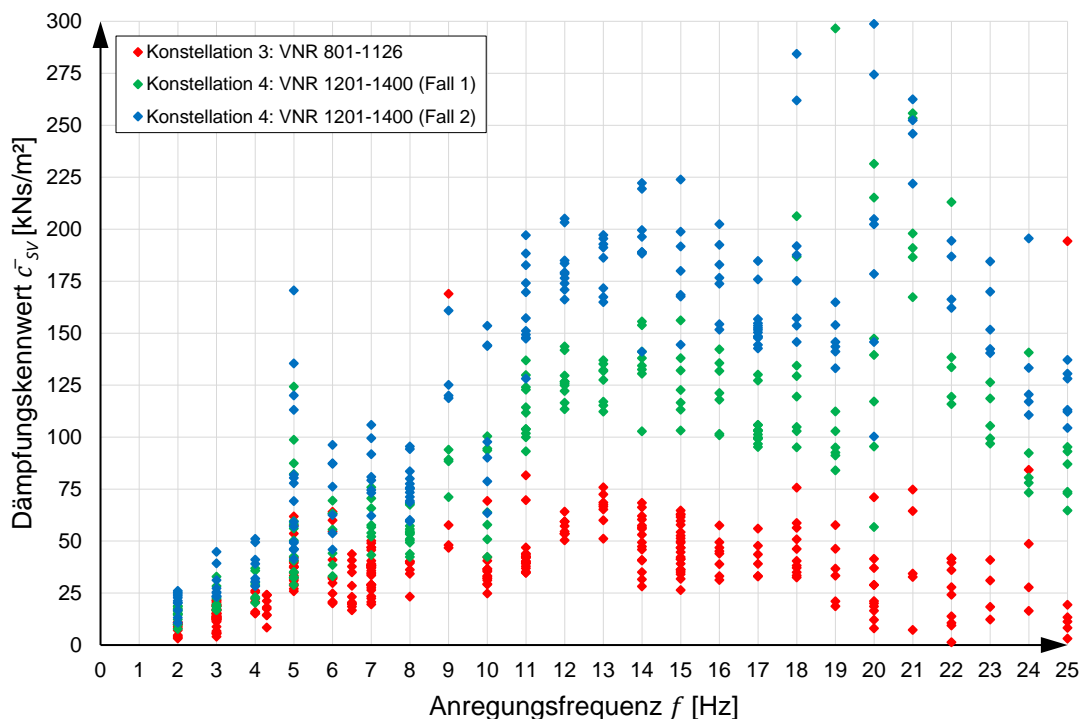


Abbildung 7.51: Versuche 801-1126 und 1201-1400 (Fall 1 und 2), Ansatz 5, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

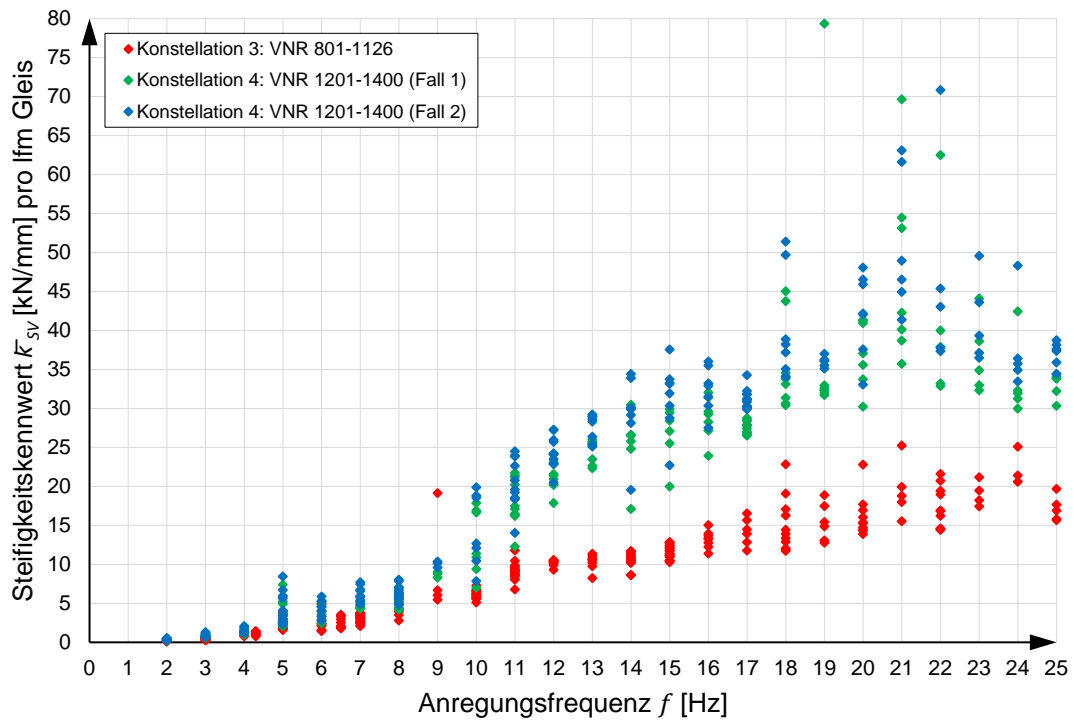


Abbildung 7.52: Versuche 801-1126 und 1201-1400 (Fall 1 und 2), Ansatz 5, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SY}

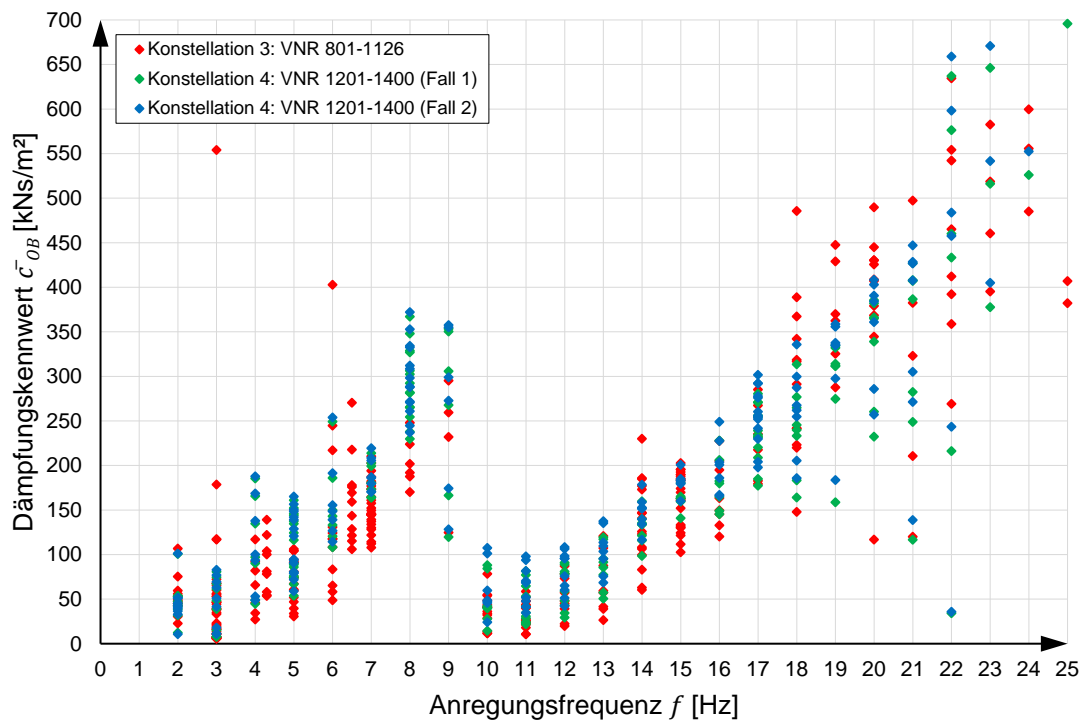


Abbildung 7.53: Versuche 801-1126 und 1201-1400 (Fall 1 und 2), Ansatz 5, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

7.6.9. Berechnung des dynamischen Kennwerts \bar{c}_{OB} aus Energiegleichgewicht

Als weitere mögliche Analyse kann eine alternative Ermittlung des dynamischen Kennwerts \bar{c}_{OB} wie bereits in Kapitel 7.5.2 direkt aus dem Energiegleichgewicht durchgeführt werden. Dabei wird die gemessene, mittels hydraulischer Pressen in das dynamische System eingebrachte Energie E_P der dissipierten Energie E_d gegenübergestellt. Die dissipierte Energie E_d setzt sich entsprechend Gleichung (7-13) aus folgenden Anteilen zusammen:

- $E_{d,TW}$: Dieser Anteil wird in der Stahlkonstruktion unabhängig vom Schotter im frequenzabhängigen idealen geschwindigkeitsproportionalen Dämpfer c (Kapitel 4.5.3.) dissipiert.
- $E_{d,SV}$: Energiedissipation im Schotteroberbau zufolge der vertikalen Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Stahltrög (längenbezogener Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV})
- $E_{d,OB}$: Dieser Energieanteil korreliert mit dem zu untersuchenden Kennwert \bar{c}_{OB} und dissipiert infolge der Absolutverschiebungen des Schotters.

Die einzelnen Energieanteile werden jeweils für eine Schwingungsperiode berechnet und anschließend verglichen. Das energetische Gleichgewicht stellt sich nach Gleichung (7-13) folgenderweise dar:

$$E_P = E_{d,TW} + E_{d,SV} + E_{d,OB} \quad (7-58)$$

Die einzelnen Energieausdrücke in Gleichung (7-58) sind wie folgt definiert:

$$E_{d,TW} = \pi c \Omega (\eta_0 l_c)^2 \quad (7-59)$$

$$E_{d,SV} = \int_{l_a}^{l_b} \pi \bar{c}_{SV} \Omega w_{rel,0}(x)^2 dx \quad (7-60)$$

$$E_{d,OB} = \int_{l_a}^{l_b} \pi \bar{c}_{OB} \Omega w_{abs,0}(x)^2 dx \quad (7-61)$$

Die Relativverschiebung $w_{rel,0}$ zwischen Gleisrost und Stahltrög wird hier aus der gemessenen Verschiebungsamplituden gewonnen, wohingegen die Absolutverschiebung des Stahltrögs $w_{abs,0}$ mit Hilfe von Gleichung (7-34) aus den gemessenen Beschleunigungs-

amplituden rückgerechnet wird. Für die Werte η_0 und \bar{c}_{SV} werden die in Kapitel 7.6.4. ermittelten Ergebnisse aus den verschiedenen Ansätzen herangezogen. Werden nun für die Versuche 801- 1126 (Konstellation 3) bzw. 1201-1400 (Konstellation 4: Fall 1 und Fall 2) die Beziehungen (7-59) bis (7-60) in Gleichung (7-58) eingesetzt, kann der gesuchte Kennwert \bar{c}_{OB} als einzig unbekannte Größe berechnet werden. Die Ergebnisse für die jeweiligen Versuchsreihen sind in den folgenden Abbildungen 7.54, 7.55 und 7.56 dargestellt. Außerdem wird in den Grafiken die bereits in 7.6.5. beschriebene Regression aus [55] für Vergleichszwecke abgebildet. Vorweggenommen scheint der berechnete dynamische Kennwert \bar{c}_{OB} bei den berechneten Energiebetrachtungen unabhängig des jeweiligen Ansatzes zu sein, womit die Ergebnisstreuung erheblich eingeschränkt werden kann.

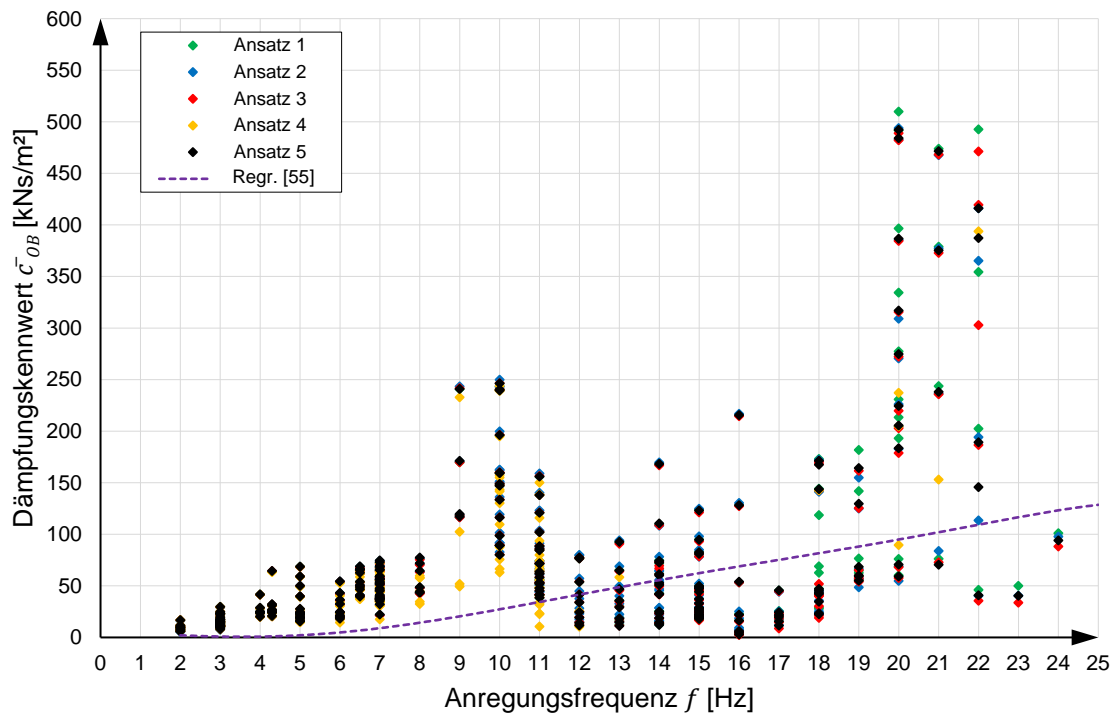


Abbildung 7.54: Versuche 801-1126, alle Ansätze, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} aus dem Energiegleichgewicht – Konstellation 3 (unbelastet)

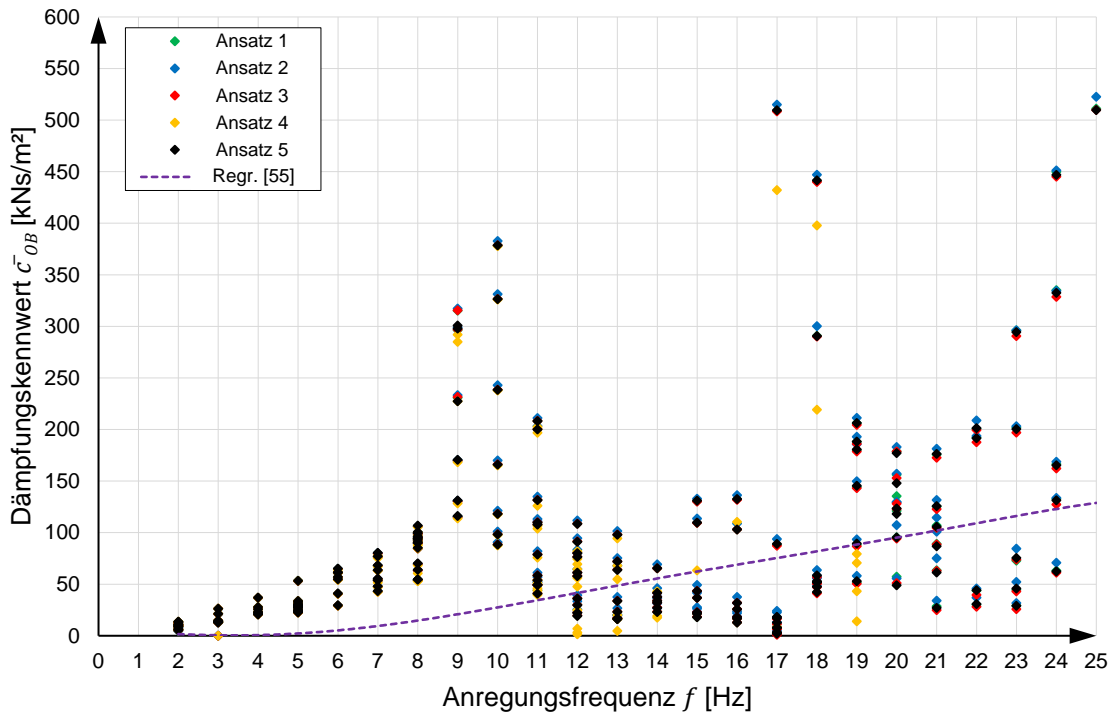


Abbildung 7.55: Versuche 1201-1400, Fall 1, alle Ansätze, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} aus dem Energiegleichgewicht – Konstellation 4 (belastet)

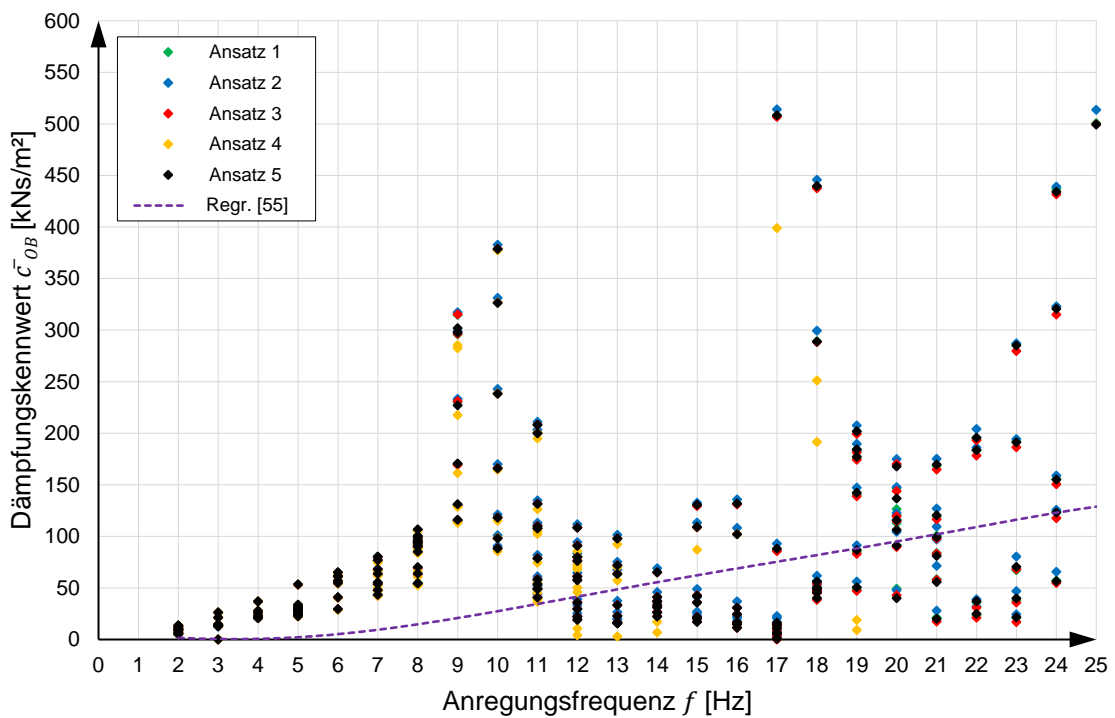


Abbildung 7.56: Versuche 1201-1400, Fall 2, alle Ansätze, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} aus dem Energiegleichgewicht – Konstellation 4 (belastet)

7.7. Fazit

Die Ermittlung der dynamischen Kennwerte auf Basis von Versuchen hat gezeigt, dass die im Rahmen der Kapitel 7.3 bis 7.5 berechneten Kennwerte mehreren Abhängigkeiten (Frequenz- sowie Beschleunigungsabhängigkeiten) unterliegen, und darüber hinaus auch durch eine teilweise erhebliche Streuung gekennzeichnet sind. Des Weiteren hat eine alternative Ermittlung der dynamischen Kennwerte auf Basis eines mechanischen Modells des Gesamtsystems im Rahmen von Kapitel 7.6 einerseits diese Abhängigkeiten und Streuungen in qualitativer Hinsicht bestätigt. Andererseits weichen die auf Basis unterschiedlicher Methoden ermittelten Kennwerte voneinander ab, wenngleich die Kennwerte in Anbetracht der Literaturrecherche in Kapitel 2.1 in einer durchaus plausiblen Größenordnung liegen (insbesondere die Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV}).

Des Weiteren hat sich gezeigt, dass die Kennwertermittlung für Versuche mit einheitlicher vertikaler Oberbaukinematik (isolierte Erfassung der Schotterbettkinematik) im Vergleich zu Versuchen mit integraler Erfassung der Oberbaukinematik (Vergleich Versuchsergebnisse mit Regression aus [55]) höhere Dämpfungskennwerte \bar{c}_{OB} liefert. Damit wird die in Kapitel 1 aufgeworfene Hypothese bezüglich steigender Energiedissipation mit Zunahme des Beschleunigungsniveaus bestätigt.

Die Abweichung der Ergebnisse ist in erster Linie auf den Einfluss der Druckkissen zurückzuführen, welcher speziell im Frequenzbereich über 10 Hz die Ergebnisse zu stark beeinflusst. Zum anderen ist der Einfluss des Aufspannfeldes aller Voraussicht nach größer als angenommen. Im mechanischen Modell in Kapitel 7.6 wird das Aufspannfeld über seine Masse und Steifigkeitseigenschaften entsprechend berücksichtigt, es werden dem Aufspannfeld aber keine dezidierten Dämpfungseigenschaften in Form eines Dämpfers im mechanischen Modell zugewiesen. Als weitere Unsicherheit in der Versuchsauswertung hat sich zudem die ungewöhnliche Form der aus Messdaten generierten Hystereseschleifen der Anregung (Kapitel 6.3) und der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion (Kapitel 7.4) herausgestellt, wobei hier weitere vergleichende Analysen oder Korrekturen bzw. Adaptierungen in den Messdaten dieser Unsicherheit womöglich auf den Grund gehen können.

Um eine fundiertere Aussage bezüglich der dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte zu erhalten, sind daher weitere Untersuchungen und Analysen notwendig, wobei eine Erweiterung des mechanischen Modelles um die Dämpfungseigenschaften des Aufspannfeldes und weitere Freiheitsgrade oder auch der Ansatz von Nichtlinearitäten in der Modellbildung als erste Schritte für die nahe Zukunft im Raum stehen. Des Weiteren

besteht ebenfalls theoretisch die Möglichkeit, ergänzende Versuche durchzuführen, wobei als Standort ein größtmöglich starrer Untergrund und nicht mehr das Aufspannfeld gewählt werden sollte.

In Abbildung 7.57 sind abschließend die aus den Versuchen über das Energiegleichgewicht generierten Dämpfungskennwerte \bar{c}_{OB} sowohl für Konstellation 1 (aus Kapitel 7.5.2) als auch für Konstellation 3 (aus Kapitel 7.6.9) dargestellt. Auf diese Kennwerte wird im Rahmen von Kapitel 9 noch zurückgegriffen.

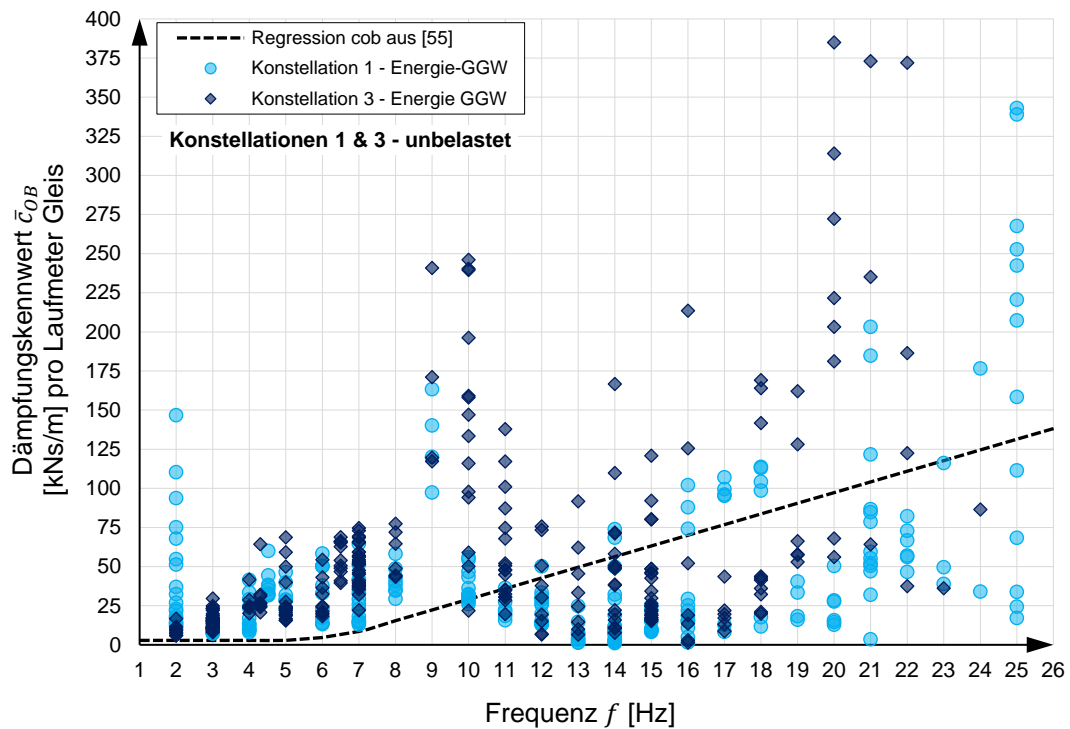


Abbildung 7.57: Aus Versuchen über das Energiegleichgewicht generierte Kennwerte \bar{c}_{OB} in Abhängigkeit der Frequenz für die Konstellation 1 (mit DK) und Konstellation 3 (ohne DK)

8. QUERVERSCHIEBEWIDERSTAND DES GLEISES BEI VERTIKALER DYNAMISCHER ANREGUNG

Im Anschluss an die erfolgten Analysen zum dynamischen Schotteroberbauverhalten im Rahmen von Kapitel 6 und der versuchsgestützten Ermittlung dynamischer Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues in Kapitel 7 befasst sich das gegenständliche Kapitel 8 mit dem Querverschiebewiderstand des Gleises (Widerstand des Gleises in lateraler Richtung - normal zur Schienenachse) in Abhängigkeit des vertikalen Schwingungszustandes. Der vertikale Schwingungszustand ist in diesem Fall durch die Anregungsfrequenz und die zugehörige vertikale Beschleunigung charakterisiert. Nachfolgend wird zunächst auf das Versuchsprinzip eingegangen, im Anschluss werden die Versuchsergebnisse vorgestellt.

8.1. Versuchsprinzip

Abbildung 8.1 zeigt erneut einen Querschnitt durch die Versuchsanlage mit den Kernelementen (Stahltrug, Schotteroberbau, Vorspannvorrichtung, hydraulische Pressen). Zur Aufbringung einer Last in Querrichtung sind am Obergurt eines der beiden Hauptträger zwei pneumatische Pressen montiert (siehe auch Abb. 4.29 auf S. 84), wobei der Kraftangriffspunkt in der Ebene der Schienenoberkante liegt. Die maximal aufbringbare Kraft P_{quer} liegt in Summe bei ca. 37 kN.

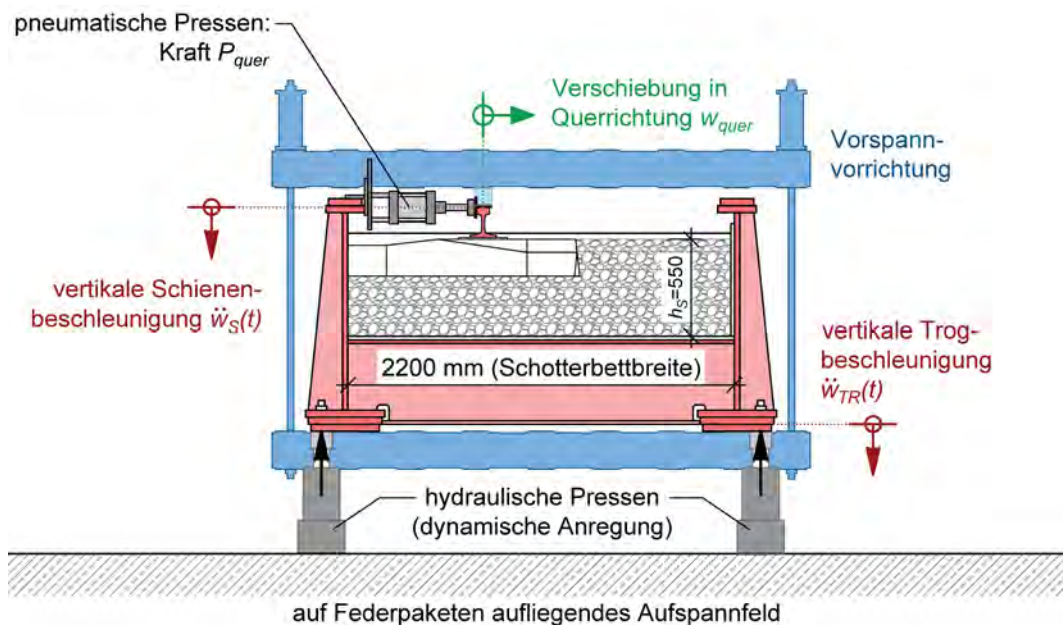


Abbildung 8.1: Versuchsprinzip zur Messung des Querverschiebewiderstand

Wie bereits in Kapitel 5 erläutert wurden zur Quantifizierung des Querverschiebewiderstandes in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigung zwei unterschiedliche Versuchsprinzipien angewendet. Bei Prinzip 1 wurde eine konstante Kraft P_{quer} in lateraler Richtung auf den Gleisrost aufgebracht (statische Last) und die vertikale Beschleunigung sukzessive gesteigert, wobei Einflüsse aus der Beschleunigung und zugehörigen Anregungsfrequenz und auch der Einflüsse des Lastniveaus P_{quer} sowohl für den Zustand des unbelasteten als auch für den Zustand des belasteten Gleises untersucht wurden. Das Ziel dieses Versuchsprinzips ist es, kritische Kombinationen aus lateraler Last, vertikaler Beschleunigung und zugehöriger Anregungsfrequenz zu identifizieren, ab denen eine signifikante Änderung des Querverschiebewiderstandes eintritt. Bei Prinzip 2 wurde zunächst ein stationärer Schwingungszustand eingestellt, definiert über Anregungsfrequenz und zugehörige Beschleunigungsamplitude, und während dieses konstanten Schwingungszustandes die laterale Last P_{quer} kontinuierlich gesteigert. Ziel dieses Versuchsprinzips ist es, Kraft-Verschiebungs-Diagramm aus lateraler Last P_{quer} und Relativverschiebung des Gleisrostes in lateraler Richtung w_{quer} (siehe Abb. 8.1 in grün) für unterschiedliche Beschleunigungsniveaus zu ermitteln. Zusammenfassend werden somit folgende Versuchsprinzipien durchgeführt:

- **QVW – Prinzip 1:** konstante Kraft P_{quer} und Steigerung der Beschleunigung
- **QVW – Prinzip 2:** konstante Beschleunigung und Steigerung der Kraft P_{quer}

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Versuche unter Prinzip 1 und Prinzip 2 zu unterschiedlichen Zeitpunkten stattfanden und mit unterschiedlichen Oberbauzuständen durchgeführt wurden. Die Versuche unter Prinzip 1 fanden mit eingebauten Druckkissen (Konstellation 1 und Konstellation 2) statt, die Versuche unter Prinzip 2 wurden ohne eingebauten (Konstellation 3 und Konstellation 4) durchgeführt. In den nachfolgend in Kapitel 8.2 und Kapitel 8.3 vorgestellten Ergebnissen wird die Beschleunigung der Schiene $\ddot{w}_S(t)$ bzw. die zugehörige Beschleunigungsamplitude $\ddot{w}_{S,max}$ als Referenz zur Ergebnisbeschreibung herangezogen, wodurch Einflüsse der vertikalen Gleis-Tragwerk-Interaktion gänzlich außen vor gelassen werden. Die Schienenbeschleunigung wird wiederum auf die Symmetrieachse des Schotteroberbaues (in Längsrichtung) bezogen. Für beide Versuchsprinzipien wurden sowohl Versuche für den Zustand des unbelasteten Gleises als auch Versuche für den Zustand des belasteten Gleises durchgeführt, wobei die Auflast wiederum 125 kN beträgt.

8.2. Querverschiebewiderstand – Prinzip 1

Dieses Kapitel behandelt die Ergebnisse zum Querverschiebewiderstand entsprechend Prinzip 1 (konstante laterale Kraft P_{quer} und Steigerung der vertikalen Beschleunigung), wobei zunächst die Ergebnisse für das unbelastete Gleis (Konstellation 1) und im Anschluss die Ergebnisse für das belastete Gleis (Konstellation 2) vorgestellt werden.

8.2.1. Ergebnisse – unbelastetes Gleis

Wie bereits mehrmals erwähnt, wird bei den Versuchen zu Prinzip 1 zunächst eine konstante Kraft in Querrichtung aufgebracht, bevor die vertikale Beschleunigung sukzessive gesteigert wird. Für den Zustand des unbelasteten Gleises wurden dabei Versuche mit vier unterschiedlichen Laststufen durchgeführt, nachfolgend aufgelistet und bezogen jeweils auf die laterale Kraft pro Schwelle ($P_{quer}/4$):

- **Last 1:** 1,2 kN/Schwelle – Frequenzen: 5 – 10 – 15 – 20 – 25 Hz
- **Last 2:** 2,1 kN/Schwelle – Frequenzen: 10 – 15 – 20 Hz
- **Last 3:** 3,1 kN/Schwelle – Frequenz: 15 Hz
- **Last 4:** 4,0 kN/Schwelle – Frequenz: 5 Hz

Abbildung 8.2 zeigt als erste Analyse die Verschiebung in Querrichtung in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigungsamplitude der Schiene $\ddot{w}_{s,max}$ für die Laststufen 1 und 2. Als Verschiebung in Querrichtung wird in diesem Kontext die Relativverschiebung Δw_{quer} verwendet, welche immer auf den Beginn des jeweiligen Versuches bezogen wird.

Für die Laststufe 1 (1,2 kN/Schwelle – strichlierte Linien, siehe Legende) zeigt sich, dass bei diesem Lastniveau kein abrupter Anstieg der Querverschiebung in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigung erfolgt. Eine laterale Last von 1,2 kN pro Schwelle hat somit keinen Einfluss auf den Querverschiebewiderstand.

Für die Laststufe 2 (2,1 kN/Schwelle – durchgezogene Linien) kommt es hingegen in Abhängigkeit der Beschleunigungsamplitude und in geringfügiger Weise auch in Abhängigkeit der Anregungsfrequenz zu einem überproportionalen Anstieg der Verschiebung in Querrichtung ab einem bestimmten Beschleunigungsniveau. Die identifizierten Grenzwerte, ab denen ein signifikanter Anstieg der Relativverschiebung Δw_{quer} erfolgt, sind in Abbildung 8.2 rot hervorgehoben (siehe Legende).

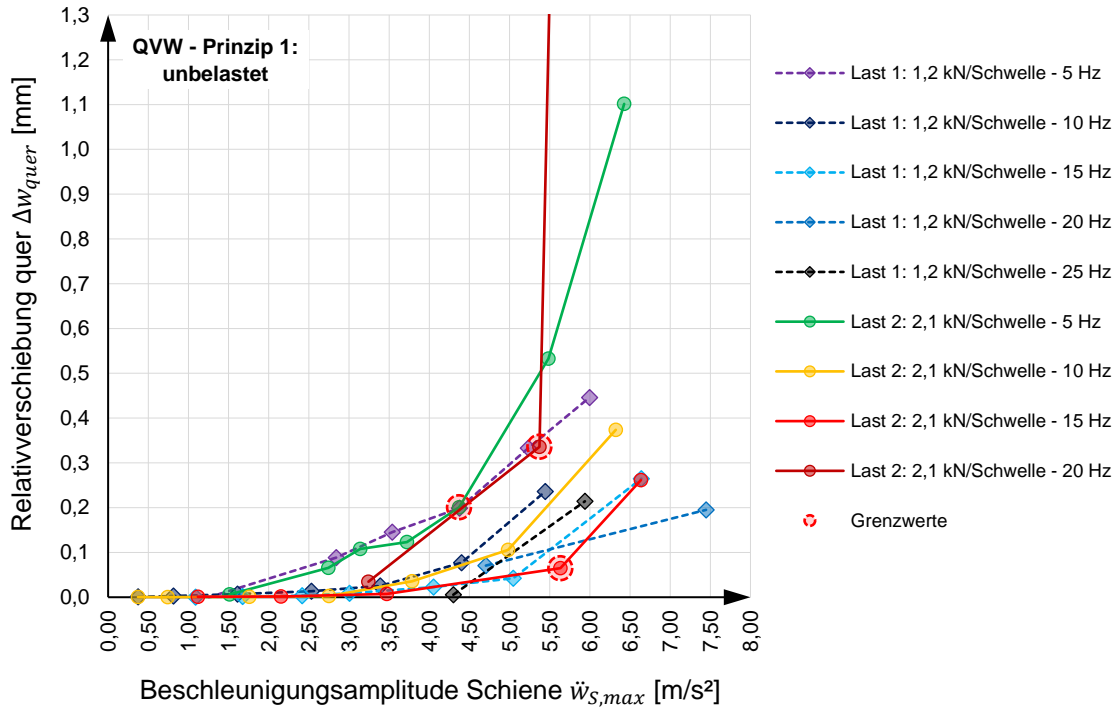


Abbildung 8.2: QVW Prinzip 1 - Relativverschiebung quer in Abhängigkeit der Schienenbeschleunigung für unterschiedliche Laststufen (Last 1 & Last 2) – Konstellation 1

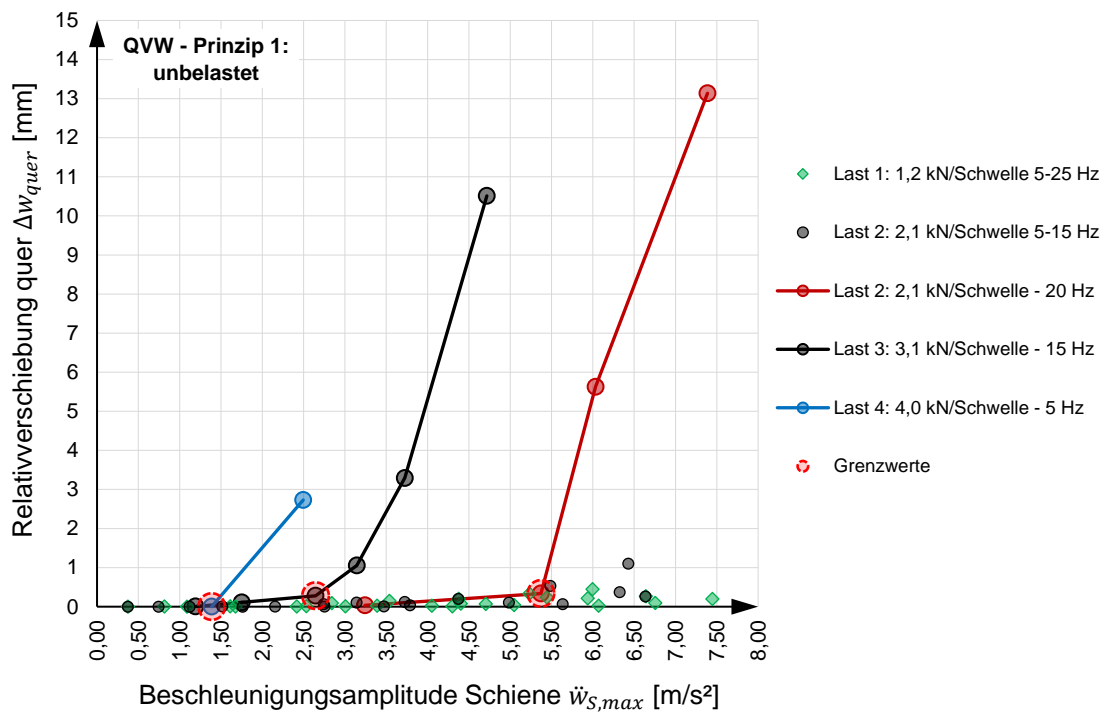


Abbildung 8.3: QVW Prinzip 1 - Relativverschiebung quer in Abhängigkeit der Schienenbeschleunigung für unterschiedliche Laststufen – Last 1 bis Last 4 – Konstellation 1

In Erweiterung zu Abbildung 8.2 enthält Abbildung 8.3 die Relativverschiebungen in Abhängigkeit der Beschleunigung für alle Laststufen. Die Werte aus Abbildung 8.2 sind darin ebenfalls enthalten (grüne und schwarze Markierungen).

Aus Abbildung 8.3 geht klar hervor, dass für die Laststufen 2, 3 und 4 ab einem bestimmten Beschleunigungsniveau (Grenzwerte sind wiederum rot hervorgehoben) ein signifikanter Anstieg der Querverschiebung eintritt, wobei versuchstechnisch Relativverschiebungen über 10 mm erzielt wurden. Es zeigt sich somit, dass in Abhängigkeit des Lastniveaus und in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigung Grenzwerte identifiziert werden können, ab denen eine signifikante Änderung des Schotteroberbauverhaltens (als Verlust des Widerstandes in Querrichtung) eintritt. Nachfolgend sind in Abbildung 8.4 die identifizierten Grenzwerte dargestellt. Die geringfügige Streuung der Grenzwerte je nach Anregungsfrequenz bei Laststufe 2 (2,1 kN pro Schwelle) wird in diesem Fall vereinfachend vernachlässigt. Zur Beschreibung des Grenzzustandes wird in Abbildung 8.4 eine polynomische Regression wie folgt verwendet:

$$\ddot{w}_{S,max} = 0,543 P_{quer}^2 - 5,27 P_{quer} + 13,8 \quad (8-1)$$

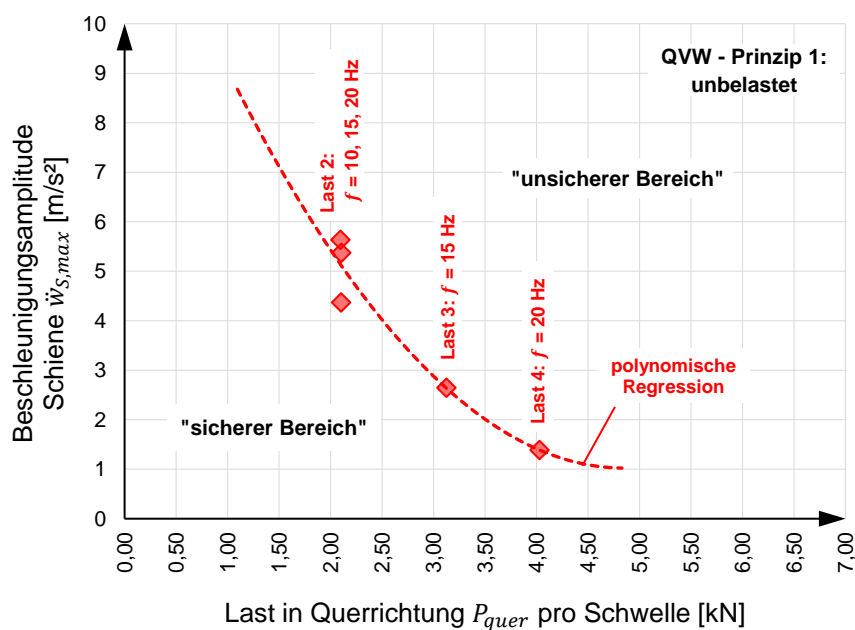


Abbildung 8.4: QVW Prinzip 1 – Identifizierte Grenzwerte des Querverschiebewiderstandes in Abhängigkeit der lateralen Last – Konstellation 1

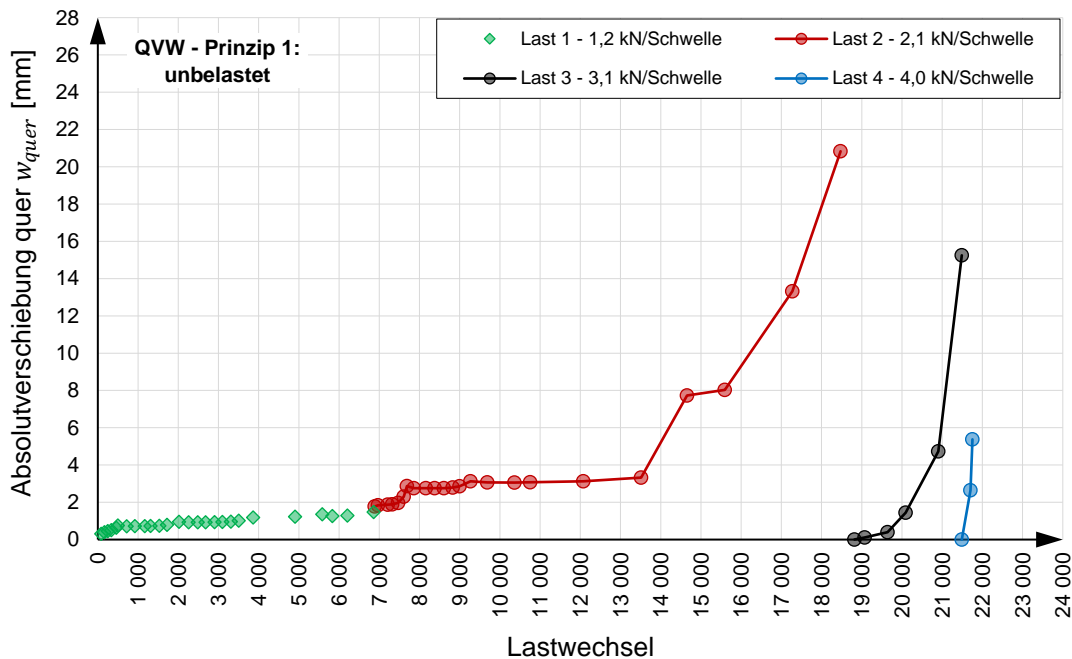


Abbildung 8.5: QVW Prinzip 1 - Absolutverschiebungen in Querrichtung in Abhängigkeit der Lastwechsel für unterschiedliche Laststufen – Last 1 bis Last 4

In Abbildung 8.5 ist in Ergänzung zu den vorangegangenen Analysen die Absolutverschiebung in Querrichtung w_{quer} in Abhängigkeit der Lastwechselzahl dargestellt, wobei farblich zwischen den vier unterschiedlichen Laststufen differenziert wird (siehe Legende). Die Verläufe für die Laststufe 3 (schwarz) und die Laststufe 4 (blau) beginnen jeweils wieder bei Null, da zwischen der Versuchsdurchführung der Gleisrost in seine Ursprungslage zurückversetzt wurde und das Schotterbett nachverdichtet wurde, um den realitätsnahen Zustand des Schotteroberbaues wiederherzustellen.

8.2.2. Ergebnisse – belastetes Gleis

Für den Zustand des belasteten Gleises wurden bei Prinzip 2 Versuche unter sieben verschiedenen Laststufen durchgeführt, nachfolgend aufgelistet, wobei die Lastniveaus wiederum auf eine Schwelle (Kraft pro Schwelle) bezogen sind:

- **Last 1:** 0,6 kN/Schwelle – Frequenzen: 5 – 10 – 15 – 20 – 25 Hz
- **Last 2:** 1,2 kN/Schwelle – Frequenzen: 5 – 10 – 15 – 20 – 25 Hz
- **Last 3:** 2,1 kN/Schwelle – Frequenzen: 5 – 10 – 15 – 20 – 25 Hz
- **Last 4:** 4,1 kN/Schwelle – Frequenzen: 5 – 10 – 15 – 20 – 25 Hz
- **Last 5:** 6,0 kN/Schwelle – Frequenzen: 5 – 10 – 15 – 20 – 25 Hz

- **Last 6:** 8,0 kN/Schwelle – Frequenzen: 5 – 10 – 15 – 20 Hz
- **Last 7:** 9,2 kN/Schwelle – Frequenzen: 5 – 10 – 15 – 20 Hz

Wie oben angeführt wurden für die meisten dieser sieben Laststufen Versuche mit Anregungsfrequenz 5, 10, 15, 20 und 25 Hz durchgeführt, wobei in jedem dieser Versuche die Beschleunigung sukzessive gesteigert wurde.

Bei den Versuchen mit belastetem Gleis liegen die Lastniveaus deutlich über jenen für das unbelastete Gleis, wobei bei der höchsten Laststufe 7 eine Last P_{quer} von 9,2 kN pro Schwelle aufgebracht wurde (Gesamtkraft auf den Gleisrost in lateraler Richtung: 36,8 kN), was der anlagenbedingten maximal möglichen Last entspricht. Generell hat sich für den belasteten Zustand gezeigt, dass die relativen Querverschiebungen äußerst gering sind und dass im Gegensatz zum unbelastetem Zustand kein Durchschub des Gleisrostes in lateraler Richtung eintritt (wie in Abb. 8.3 ersichtlich). Abbildung 8.6 zeigt analog zu Abbildung 8.2 die Relativverschiebungen Δw_{quer} in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigungsamplitude der Schiene $\ddot{w}_{S,max}$ für den belasteten Zustand (Konstellation 2).

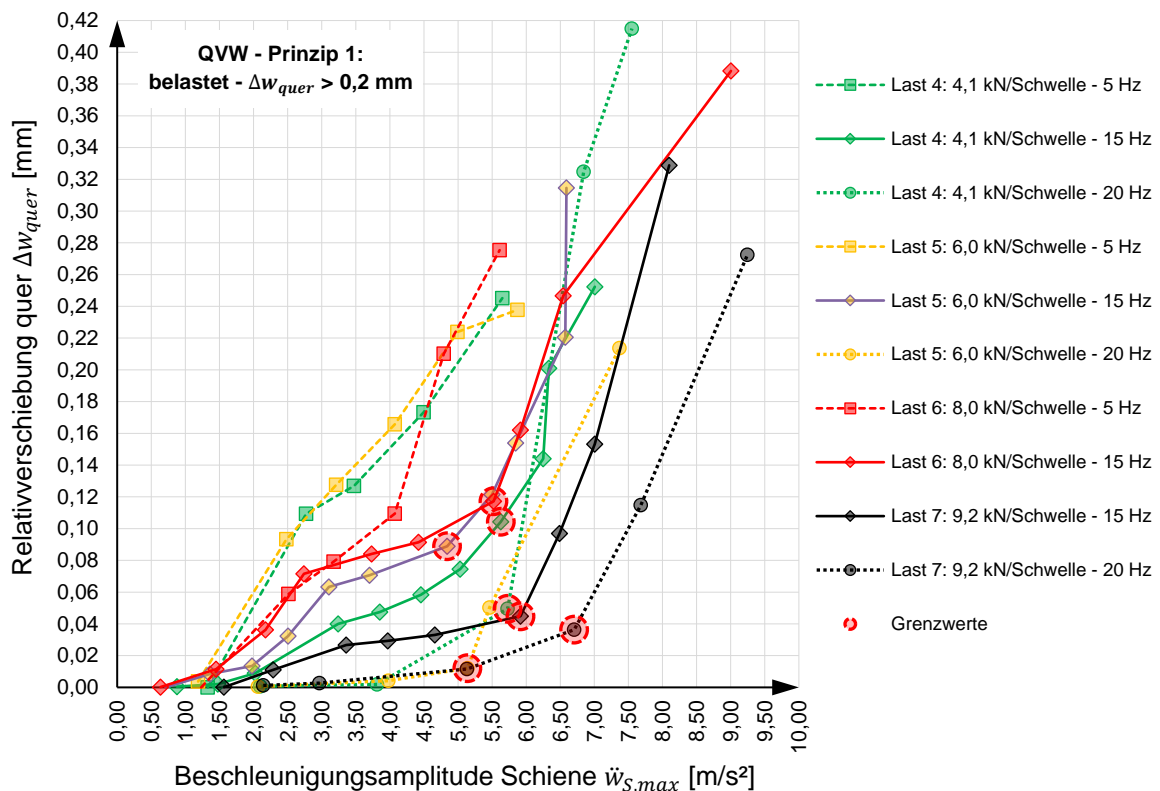


Abbildung 8.6: QVW Prinzip 1 - Relativverschiebung quer in Abhängigkeit der Schienenbeschleunigung für unterschiedliche Laststufen (Laststufen 4 - 7) – Konstellation 2 (belastet)

In Abbildung 8.6 sind zur besseren Übersichtlichkeit nur jene Versuche enthalten, bei denen am Ende des Versuches Relativverschiebungen über 0,2 mm gemessen wurden. Anhand der Legende ist zu erkennen, dass dies erst bei Versuchen mit einer Last von 4,1 kN pro Schwelle (Last 4) überhaupt der Fall war. Des Weiteren sind in Abbildung 8.6 wiederum jene Grenzwerte rot hervorgehoben, ab denen ein überproportionaler Anstieg der Relativverschiebung in Querrichtung eintritt.

Nachfolgend sind in Abbildung 8.7 wiederum die identifizierten Grenzwerte für die Beschleunigung aus Abbildung 8.6, ab denen ein überproportionaler Anstieg der Querverschiebung eintritt, dargestellt. Des Weiteren sind auch die Grenzwerte für den unbelasteten Zustand aus Abbildung 8.4 zum direkten Vergleich mit angeführt. Die Grenzwerte der Beschleunigung für das belastete Gleis liegen hierbei zwischen 5 und 7 m/s², wobei eine Approximation in Form einer linearen Regression (blaue Linie) erfolgt.

Es zeigt sich, dass die Belastung einen wesentlichen Einfluss auf den Verschiebewiderstand in Querrichtung hat: Einerseits konnten erst ab Laststufe 4 (4,0 kN pro Schwelle) Grenzwerte identifiziert werden und des Weiteren treten diese Grenzwerte erst bei Frequenzen ab 15 Hz auf. Darüber hinaus sind die zugehörigen Relativverschiebungen nur äußerst gering (< 0,20 mm).

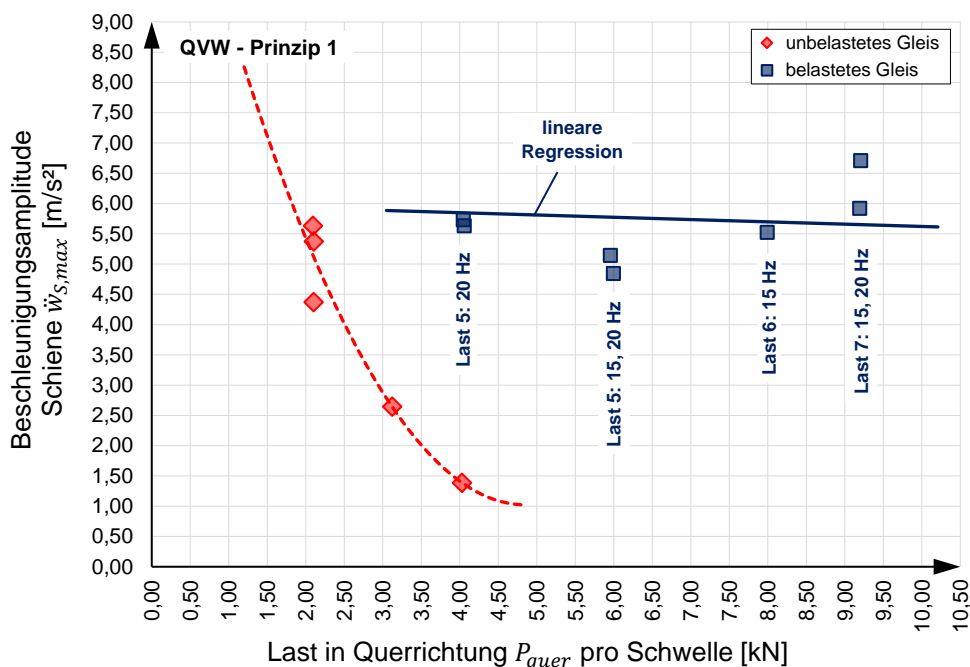


Abbildung 8.7: QVW Prinzip 1 – Identifizierte Grenzwerte des Querverschiebewiderstandes in Abhängigkeit der lateralen Last – Vergleich Konstellation 1 (unbelastet) und Konstellation 2 (belastet)

Die in Abbildung 8.7 dargestellten Grenzwerte für den belasteten Zustand sind daher nicht als Grenzwerte für den gesamten Versuchsbereich anzusehen, sondern nur für den Frequenzbereich über 15 Hz und Lasten ab 4,0 kN pro Schwelle. Des Weiteren liegt aufgrund der äußerst geringen zugehörigen Verschiebungen und auch aufgrund der Verläufe in Abbildung 8.6, welche eine zweifelsfreie Identifizierung eines Grenzwertes für den individuellen Verlauf erschweren, eine Angabe von Grenzwerten für den belasteten Zustand sehr stark auf der sicheren Seite. In Kapitel 8.2 wird zudem der Einfluss des Beschleunigungsniveaus auf den Querverschiebewiderstand für das Versuchsprinzip 2 (konstante Beschleunigung und gesteigerte Kraft) behandelt, wobei sich hier kein merkbarer Einfluss des Beschleunigungsniveaus auf den Querverschiebewiderstand erkennen lässt. Mit diesem Hintergrund sind die Grenzwerte der Beschleunigung für den belasteten Zustand in Abbildung 8.7 als Richtwert für den Frequenzbereich > 15 Hz anzusehen. Für den Frequenzbereich bis 15 Hz hat die Beschleunigung keinen erkennbaren Einfluss auf den Querverschiebewiderstand im belasteten Zustand.

Nachfolgend sind in Abbildung 8.8 und Abbildung 8.9 die Absolutverschiebungen des Gleisrostes in Querrichtung in Abhängigkeit der Lastwechselanzahl für alle sieben Laststufen dargestellt, wobei die Verläufe in Abbildung 8.8 jeweils in den Nullpunkt verschoben sind.

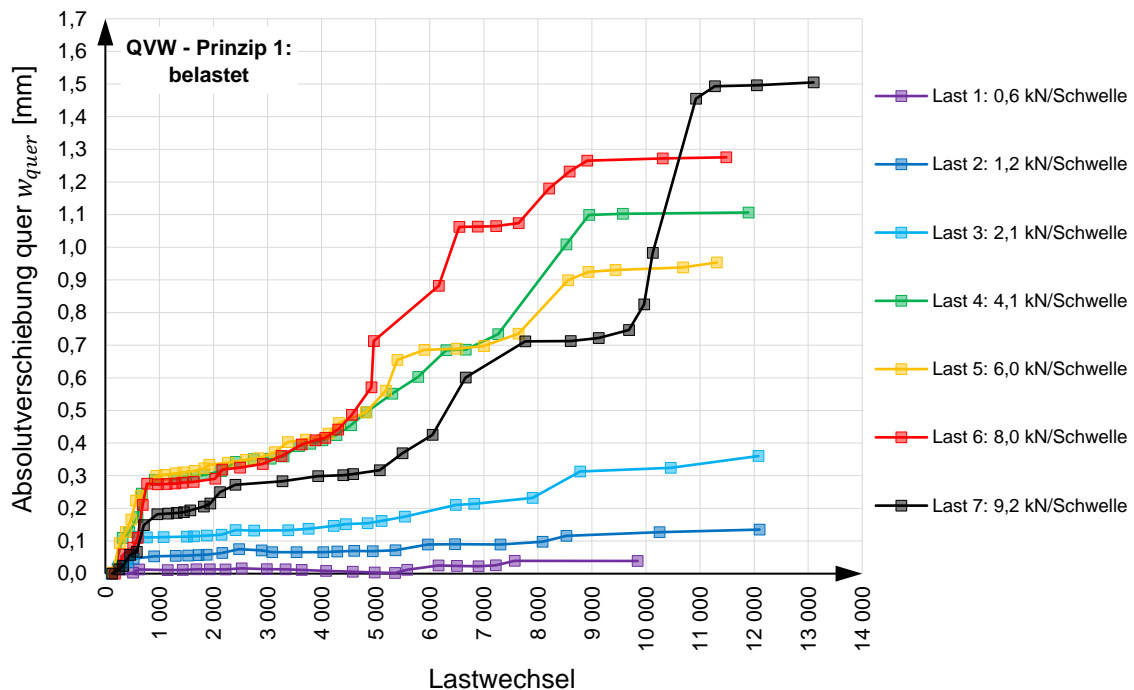


Abbildung 8.8: QVW Prinzip 1 - Absolutverschiebungen quer in Abhängigkeit der Lastwechsel für unterschiedliche Laststufen – Last 1 bis Last 7

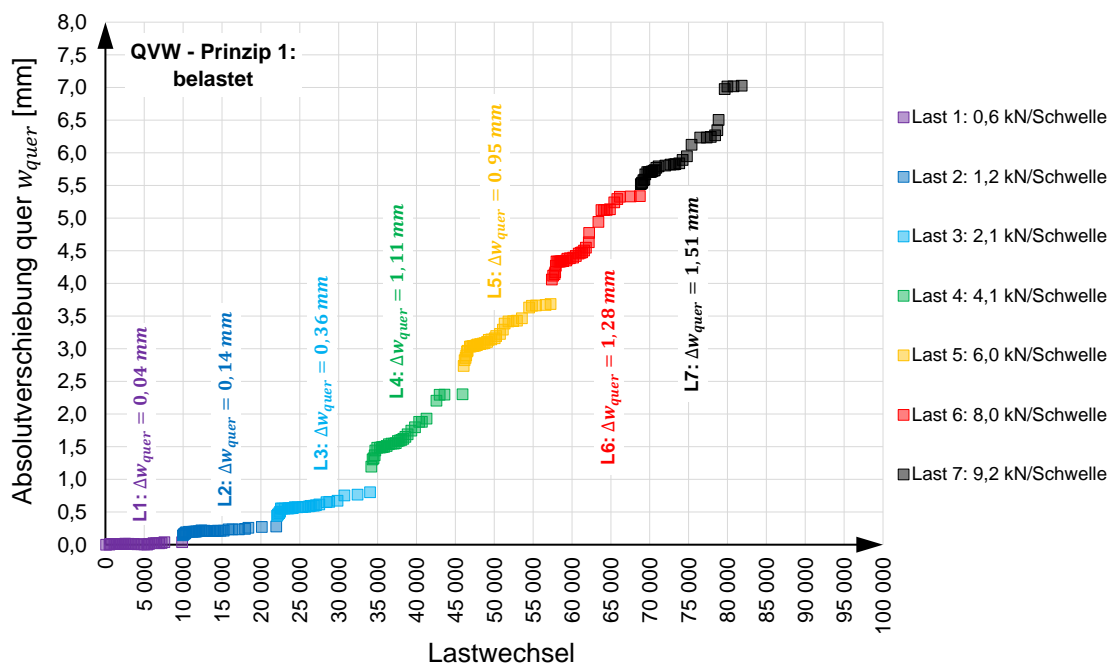


Abbildung 8.9: QVW Prinzip 1 - Wachstum der Absolutverschiebungen quer in Abhängigkeit der Lastwechsel für unterschiedliche Laststufen – Last 1 bis Last 7

Aus den Abbildungen 8.8 und 8.9 sind die äußerst kleinen Verschiebungen für die ersten drei Laststufen ersichtlich, wobei sich trotz zugehöriger Schienenbeschleunigungen über 8 m/s² nur Verschiebungen von wenigen Zehntelmillimetern ergeben.

Abbildung 8.8 verdeutlicht zudem, dass die klare Identifizierung von Grenzwerten zur Beschreibung einer Abnahme des Querverschiebewiderstandes nicht zweifelsfrei möglich ist. Lediglich für die Laststufen 6 und 7 lassen sich überproportionale Zuwächse in der Verschiebung erkennen – die jeweiligen Beschleunigungsgrenzwerte und zugehörigen Anregungsfrequenzen sind in Abbildung 8.7 dargestellt.

8.3. Querverschiebewiderstand – Prinzip 2

Anhand der Versuche nach Prinzip 1 konnten Beschleunigungsgrenzen in Abhängigkeit der lateralen Last und der Anregungsfrequenz identifiziert werden, ab denen eine signifikante Abnahme des Querverschiebewiderstandes des Gleisrostes eintritt. Dieses Kapitel behandelt die Ergebnisse nach Prinzip 2, wobei Kraft-Verschiebungs-Diagramm zum Querverschiebewiderstand in Abhängigkeit der vertikalen Beschleunigung und der Belastung ermittelt wurden. Wie bereits weiter oben erwähnt, fanden die Versuche nach Prinzip 2 unter den Konstellationen 3 (unbelastet) und 4 (belastet) statt.

8.3.1. Ergebnisse – unbelastetes Gleis

Abbildung 8.10 zeigt zunächst die versuchstechnisch ermittelten Kraft-Verschiebungs-Diagramme für den unbelasteten Zustand, wobei insgesamt drei Versuche bei einer Anregungsfrequenz von 11 Hz und unter unterschiedlichen Beschleunigungsniveaus durchgeführt wurden. Abbildung 8.10(a) zeigt die Verläufe in Abhängigkeit der Absolutverschiebung w_{quer} und Abbildung 8.10(b) zeigt dieselben Verläufe bezogen auf die Relativverschiebung Δw_{quer} , wobei die drei Verläufe jeweils in den Nullpunkt verschoben sind.

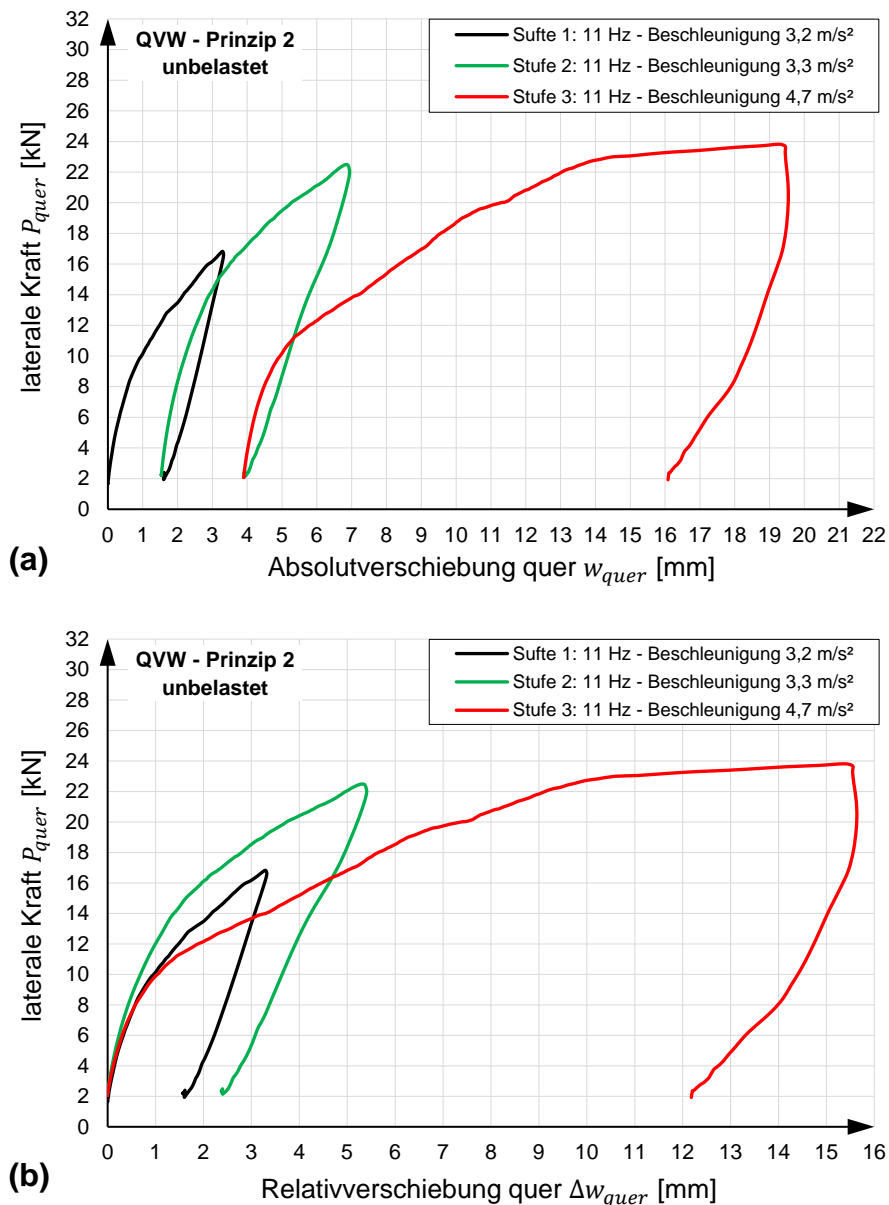


Abbildung 8.10: QVW Prinzip 2 – Kraft-Verschiebungsdiagramm für unterschiedliche Beschleunigungsniveaus – Konstellation 3 (unbelastet): (a) in Abhängigkeit der Absolutverschiebung und (b) bezogen auf die Relativverschiebung

Die zu den Kraft-Verschiebungs-Diagrammen zugehörigen Beschleunigungsamplituden liegen bei $3,2 \text{ m/s}^2$ (schwarz), $3,3 \text{ m/s}^2$ (grün) und $4,7 \text{ m/s}^2$ (rot), wobei der Gleisrost im Zuge der Versuchsdurchführung um ca. 16 mm in lateraler Richtung verschoben wurde. Die Kraft-Verschiebungs-Diagramme für den unbelasteten Zustand in Abbildung 8.10 zeigen, dass die vertikale Beschleunigung einen deutlichen Einfluss auf den Querverschiebewiderstand des unbelasteten Gleises hat. Tendenziell ist zu erkennen, dass mit zunehmender Beschleunigung der Querverschiebewiderstand abnimmt, wobei sich die Verläufe mit sehr ähnlicher Beschleunigungsamplitude ($3,2$ vs. $3,3 \text{ m/s}^2$) merkbar voneinander unterscheiden. Die geringfügig höhere Steifigkeit bei Stufe 2 im Vergleich zu Stufe 1 ist aller Voraussicht nach auf die Lastgeschichte (Stufe 1 davor) zurückzuführen. Aus den in Abbildung 8.10 dargestellten Ergebnissen geht jedoch klar hervor, dass die vertikale Beschleunigung den Querverschiebewiderstand merkbar reduziert.

8.3.2. Ergebnisse – belastetes Gleis

Für den Zustand des belasteten Gleises wurden insgesamt fünf Versuche mit unterschiedlichen Beschleunigungsamplituden $\ddot{w}_{S,max}$ (bezogen auf die vertikale Schienenbeschleunigung) und verschiedenen Anregungsfrequenzen wie folgt durchgeführt:

- **Stufe 1:** $\ddot{w}_{S,max} = 3,5 \text{ m/s}^2$ - Frequenz 15 Hz
- **Stufe 2:** $\ddot{w}_{S,max} = 3,0 \text{ m/s}^2$ - Frequenz 15 Hz
- **Stufe 3:** $\ddot{w}_{S,max} = 5,7 \text{ m/s}^2$ - Frequenz 15 Hz
- **Stufe 4:** $\ddot{w}_{S,max} = 3,0 \text{ m/s}^2$ - Frequenz 11 Hz
- **Stufe 5:** $\ddot{w}_{S,max} = 6,7 \text{ m/s}^2$ - Frequenz 11 Hz

Die versuchstechnisch ermittelten Kraft-Verschiebungs-Diagramme für den Zustand des belasteten Gleises (Auflast 125 kN) sind nachfolgend in Abbildung 8.11 enthalten, wobei zwischen den einzelnen Laststufen (Stufe 1 – 5) farblich differenziert wird. Darüber hinaus sind als direkter Vergleich Verläufe für den unbelasteten Zustand aus Abbildung 8.10(a) ebenfalls angeführt (in grau). Ein Vergleich der Verläufe für den belasteten und unbelasteten Zustand in Abbildung 8.11 zeigt, dass im Falle einer Belastung der Querverschiebewiderstand des Gleises wesentlich größer ist als im unbelasteten Zustand. Während im unbelasteten Zustand Querverschiebungen bis 16 mm erzielt werden (bei einem Lastniveau von 24 kN), sind die Verschiebungen im belasteten Zustand wesentlich geringer, wobei lediglich Querverschiebungen von etwa 2,5 mm vorhanden sind.

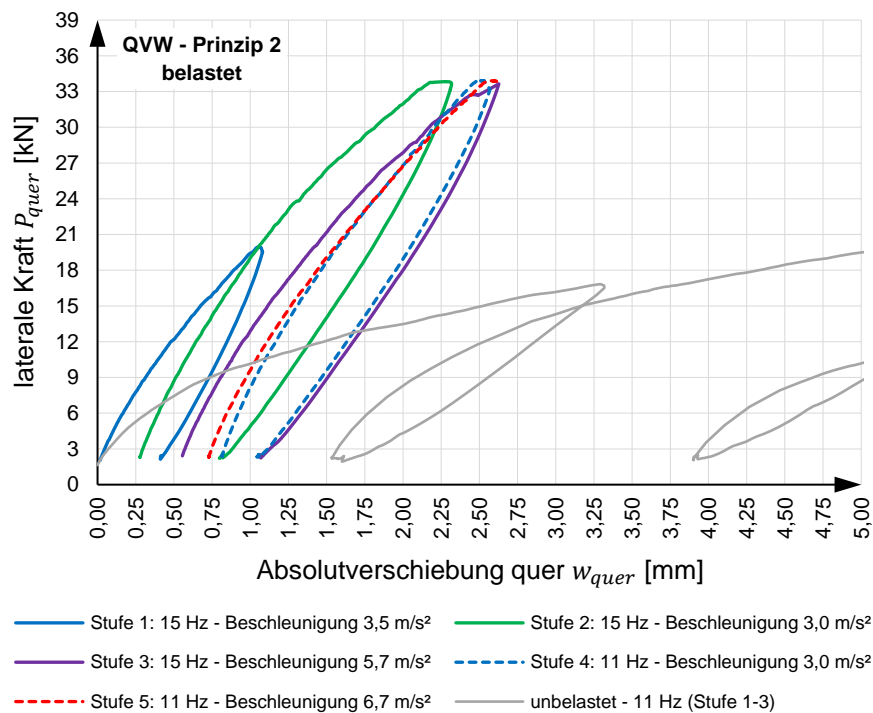


Abbildung 8.11: QVW Prinzip 2 – Kraft-Verschiebungsdiagramm für unterschiedliche Beschleunigungsniveaus – Konstellation 4 (belastet)

Das zugehörige Lastniveau liegt mit 34 kN auch deutlich über jenem des unbelasteten Zustandes. Hinsichtlich des Einflusses der vertikalen Beschleunigung zeigt sich in Abbildung 8.11, dass sich für unterschiedliche Beschleunigungsniveaus zwischen 3,0 und 6,7 m/s² sehr ähnliche bzw. nahezu identische Verläufe ergeben.

Um den Einfluss der vertikalen Beschleunigung auf den Querverschiebewiderstand in Abhängigkeit der Belastung zu beurteilen sind abschließend in Abbildung 8.12 die Verläufe bezogen auf die Relativverschiebung Δw_{quer} (jeder Versuch startet mit einer Verschiebung von Null) dargestellt. Abbildung 8.12 zeigt dabei neben den Versuchsergebnissen zum belasteten Gleis aus Abbildung 8.11 auch die Versuchsergebnisse zum unbelasteten Gleis (Abb. 8.10(b)). Es zeigt sich, dass der Querverschiebewiderstand im Falle einer Belastung wesentlich höher ist als im unbelasteten Zustand. Darüber hinaus ist anhand der guten Übereinstimmung der Verläufe für den belasteten Zustand (schwarze Linien) zu erkennen, dass die unterschiedliche vertikale Beschleunigung keinen merkbaren Einfluss auf den Verschiebewiderstand in Querrichtung hat, während der Einfluss der Beschleunigung auf den Verschiebewiderstand im unbelasteten Fall deutlich vorhanden ist (siehe rot strichlierte Linien).

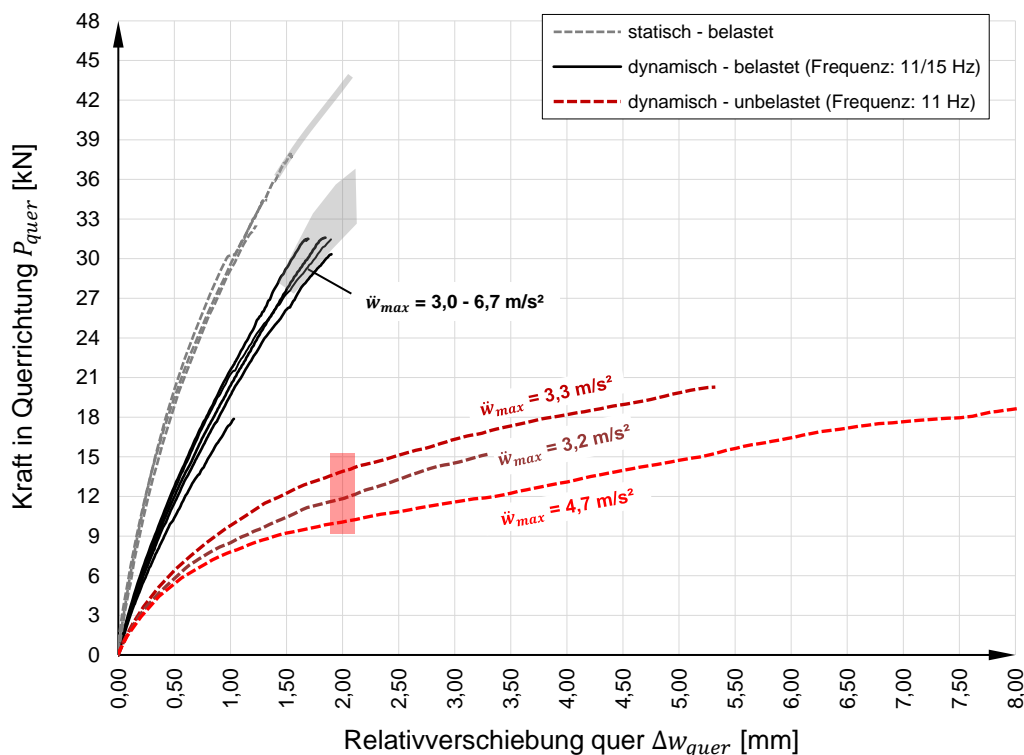


Abbildung 8.12: Vergleich des statischen und dynamischen Querverschiebewiderstandes für das belastete Gleis

Als weiterer Vergleich ist in Abbildung 8.12 ebenfalls der versuchstechnisch ermittelte Querverschiebewiderstand für den statischen Fall (grau strichlierte Linien, entspricht $\ddot{w}_{S,max} = 0$) dargestellt. Die Verläufe für den statischen Fall wurden bei den Versuchen unter Prinzip 1 (Kapitel 8.2) aufgezeichnet und beschreiben den Kraft-Verschiebungsverlauf resultierend der Aufbringung der zu den Laststufen 3 – 7 zugehörigen Kraft in lateraler Richtung. Ein Vergleich zwischen den statischen (grau strichliert) und den dynamischen Verläufen (schwarz) für den belasteten Zustand zeigt, dass die dynamische Anregung an sich den Querverschiebewiderstand reduziert. Die Ausprägung der vertikalen Beschleunigungsamplitude hat zwar keinen merkbaren Einfluss auf den Querverschiebewiderstand (bei vorhandenen Amplituden zwischen 3,0 und 6,7 m/s²), das Eintreten einer dynamischen Anregung jedoch schon.

Nach ÖBB-Regelwerk 07.06.05 [43] wird zur Definition des Querverschiebewiderstandes jene Kraft herangezogen, die einer Verschiebung von 2 mm zugehörig ist (siehe auch Kap. 2.2, Abb. 2.7). Für die gegenständlichen Ergebnisse in Abbildung 8.12 stellt sich unter folgenden Lastniveaus eine Verschiebung von 2 mm ein (Werte für den belasteten Zustand basieren auf Extrapolation der Messungen, siehe Abb. 8.12):

- Statisch (belastet): $P_{quer} \approx 43 \text{ kN}$ (Wert extrapoliert) – pro Schwelle: 10,75 kN
- dynamisch (belastet): $P_{quer} \approx 32 - 36 \text{ kN}$ (extrapoliert) – pro Schwelle: 8 - 9 kN
- dynamisch (unbelastet): $P_{quer} \approx 10 - 14 \text{ kN}$ – pro Schwelle: 2,5 – 3,5 kN

Es sei an dieser Stelle erneut darauf hingewiesen, dass die versuchstechnisch ermittelten Querverschiebewiderstände für ein halbes Gleis gelten. Für eine Umrechnung auf ein volles Gleis muss in weiterer Folge eine Annahme zur Zusammensetzung des Gesamtwiderstandes (Aufteilung auf Sohlreibung, Flankenreibung und Vorkopfwiderstand) getroffen werden.

8.4. Fazit

Die Untersuchungen zum Querverschiebewiderstand zeigen, dass eine dynamische Anregung in Form von vertikalen Schwingungen den Querverschiebewiderstand maßgeblich beeinflussen. Die auf Basis des Versuchsprinzip 1 identifizierten Grenzwerte, ab denen eine merkbare Abnahme des Querverschiebewiderstandes eintritt (Abb. 8.7), sind wichtige Indikatoren zur Beurteilung der Gleisstabilität.

Des Weiteren stellen die ermittelten Querverschiebewiderstände in Abhängigkeit des Belastungszustandes und in Abhängigkeit des vertikalen Schwingungsniveaus (als Beschleunigungsamplitude der Schiene) wichtige Ergebnisse zum dynamischen Verhalten des Gleises dar. Für eine Anwendung der Ergebnisse in dynamischen Beurteilungen ist jedoch zunächst eine Umrechnung auf einen vollen Gleisquerschnitt erforderlich. Auf diese Umrechnung wird in Kapitel 10.2 in Form eines Ausblickes Bezug genommen.

9. ANALYSE DES SCHWINGUNGSVERHALTENS VON EISENBAHNBRÜCKEN

Abschließend zu den in den vorangegangenen Kapiteln durchgeführten Analysen des Schotteroberbauverhaltens auf Basis der großmaßstäblichen Versuchsanlage enthält dieses Kapitel Vergleichsanalysen des dynamischen Verhaltens von Eisenbahnbrücken. Dabei werden die Einflüsse der in Kapitel 7 generierten dynamischen Kennwerte auf das rechnerisch prognostizierte Schwingungsverhalten von Eisenbahnbrücken infolge Zugüberfahrten evaluiert (Kapitel 9.2). Des Weiteren werden vergleichende Analysen zwischen rechnerisch bestimmten und auf Basis von Messdaten identifizierten dynamischen Parametern (Eigenfrequenz und Lehr'sches Dämpfungsmaß) durchgeführt (Kapitel 9.3).

9.1. Einleitung und ausgewählte Eisenbahnbrücken

Als Referenz für einen Vergleich zwischen Rechnung und Messung dienen mehrere ausgewählte Eisenbahnbrücken, für welche im Rahmen vorangegangener und derzeit laufender Forschungsprojekte die dynamischen Parameter (Eigenfrequenz und Lehr'sches Dämpfungsmaß) messtechnisch ermittelt wurden. Darüber hinaus liegen für eine Brücke (Tragwerk 1 in Tabellen 4 und 5) Messdaten aus in-situ Messungen am Tragwerk infolge Zugüberfahrten vor. Tabelle 4 fasst die ausgewählten Brücken sowie die Messergebnisse (erste Biegeeigenfrequenz f_1 und Dämpfungsmaße ζ) zusammen. Hinsichtlich der Dämpfungseigenschaften der Brücke wurden die Dämpfungsmaße auf Basis von zwei unterschiedlichen Methoden bestimmt:

- **Krafterregte Schwingungsanregung (KSA):** Dynamische Anregung mittels Unwuchterreger (Shaker) und Identifizierung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes über die Bandbreitenmethode (Methode im Frequenzbereich)
- **Ausschwingverhalten nach Zugüberfahrt (ASZ):** Bestimmung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes auf Basis des Ausschwingvorganges nach Zugüberfahrt (Methode im Zeitbereich)

Hinsichtlich der theoretischen Hintergründe und Anwendung der beiden Auswertemethode wird an dieser Stelle auf [40] verwiesen.

Tabelle 4: Ausgewählte Brücken und aus Messdaten identifizierte dynamische Parameter

Bezeichnung	Spannweite L [m]	Messergebnisse						
		Eigenfrequenz f_1 [Hz]	Dämpfungsmaß - KSA			Dämpfungsmaß - ASZ		
			ζ_{min} [%]	ζ_M [%]	ζ_{max} [%]	ζ_{min} [%]	ζ_M [%]	ζ_{max} [%]
Tragwerk 1	33,30	4,55	1,86	2,01	2,38	1,53	1,95	2,40
Tragwerk 2	21,36	5,71	1,16	1,53	1,80	-	-	-
Tragwerk 3	16,00	6,24	1,48	1,52	1,56	1,37	1,45	1,54
Tragwerk 4	13,95	8,11	1,45	1,50	1,53	1,50	1,76	2,24
Tragwerk 5	11,00	10,13	2,42	2,44	2,46	2,19	2,75	3,45
Tragwerk 6	4,50	14,40	3,62	4,18	4,80	2,53	4,35	7,00

Bei den sechs ausgewählten Tragwerken handelt es sich um eingleisige Stahl-Eisenbahnbrücken mit Spannweiten zwischen 4,50 und 33,3 m. Der Fokus wird dabei auf Eisenbahnbrücken in Stahlbauweise gelegt, da sich die Tragwerkeigenschaften von Stahlbrücken (Querschnittsgeometrie, Steifigkeiten, Massenbelegung) im Vergleich zu Beton- und WiB-Tragwerken sehr genau bestimmen lassen und da auch die Versuchsanlage der Bauweise nach einer Stahl-Eisenbahnbrücke entspricht. Hinsichtlich der aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße werden für beide Messmethoden (KSA und ASZ) Minimalwert ζ_{min} , Maximalwert ζ_{max} und Mittelwert ζ_M des Dämpfungsmaßes angegeben. Aus Tabelle 4 ist bereits zu erkennen, dass die aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße – im Gegensatz zur zugehörigen ersten Biegeeigenfrequenz f_1 – einer gewissen Streuung unterliegen. Dieser Umstand wird in Kapitel 9.3 noch näher behandelt.

Die Ausgangslage für einen Vergleich zwischen im Rahmen der Versuche ermittelten dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte bilden zwei mechanische Modelle der Brücke mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad, wobei die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues mittels Feder-Dämpfer Elemente (bzw. ausschließlich Dämpferelemente) berücksichtigt werden – dargestellt in Abbildung 9.1. In Bezug auf die Modellbildung des Schotteroberbaues ist Modell 2 (Koppelbalkenmodell) konsistent mit dem als Ausgangslage definierten mechanischen Modell des Schotteroberbaues (siehe Abb. 2.5 und Abb. 7.1). Modell 1 stellt ein einen erweiterten Euler-Bernoulli Balken dar, wobei die Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues über die kontinuierlichen Dämpfer-Elemente (Kennwert \bar{c}_{OB}) Berücksichtigung finden.

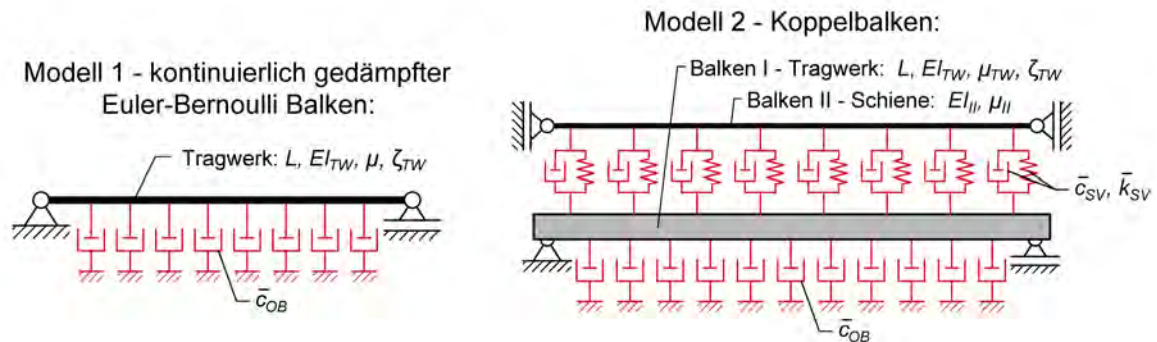


Abbildung 9.1: Mechanische Modelle der Brücke mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad

Da die in Kapitel 7 anhand der Versuchsanlage ermittelten dynamischen Kennwerte, welche zu den in Abbildung 9.1 angeführten Modellen zugehörig sind, einer teilweise recht ausgeprägten Streuung unterliegen, wird nachfolgend der Einfluss der ermittelten Kennwerte auf das dynamische Verhalten von Eisenbahnbrücken evaluiert sowie Vergleichsanalysen zwischen Messung und Rechnung durchgeführt. Die Evaluierung bzw. Vergleichsanalysen umfassen folgende Untersuchungen:

- **Prognose des Schwingungsverhaltens bei Zugüberfahrt (Kapitel 9.2):** Evaluierung des Einflusses der dynamischen Kennwerte auf das rechnerisch ermittelte Schwingungsverhalten von Eisenbahnbrücken bei Zugüberfahrt unter Verwendung des Koppelbalkenmodells (Modell 2 in Abb. 9.2)
- **Prognose der dynamischen Parameter (Kapitel 9.3):** Vergleichsanalyse zwischen auf Basis von in-situ Messungen identifizierten und anhand der Versuchsanlage ermittelten Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues unter Verwendung des erweiterten Euler-Bernoulli Balkens (Modell 1 in Abb. 9.1)

Tabelle 5: Ausgewählte Brücken und zugehörige Tragwerksdaten

Tragwerk	Spannweite		Biegesteifigkeiten		Massenbelegung		
	L [m]	EI_{TW} aus Planmaterial [Nm ²]	EI_{TW} aus Rückrechnung [Nm ²]	EI_{II} [Nm ²]	$\mu_{ges,1}$ [kg/m]	$\mu_{ges,2}$ [kg/m]	$\mu_{ges,3}$ [kg/m]
Tragwerk 1	33,30	5,40E+10	7,47E+10	1,28E+07	6902	7240	7578
Tragwerk 2	21,36	2,52E+10	2,39E+10	1,28E+07	8305	8676	9046
Tragwerk 3	16,00	9,28E+09	8,53E+09	1,28E+07	7801	8246	8691
Tragwerk 4	13,95	8,27E+09	7,75E+09	1,28E+07	7290	7678	8066
Tragwerk 5	11,00	5,56E+09	5,11E+09	1,28E+07	8013	8389	8765
Tragwerk 6	4,50	2,89E+08	3,05E+08	1,28E+07	8543	8846	9148

Tabelle 5 fasst die Tragwerkseigenschaften (Spannweite, Biegesteifigkeiten und Massen) zusammen, wobei die angeführten Biegesteifigkeiten des Gleisrostes EI_{II} sich aus dem Elastizitätsmodul und dem Flächenträgheitsmoment zweier UIC-60 Schienen zu

$$EI_{II} = 2 \cdot 210E + 09 \text{ N/m}^2 \cdot 305,5E - 03 \text{ m}^4 = 1,28E + 07 \text{ Nm}^2 \quad (9-1)$$

ergeben. Hinsichtlich der Massenbelegung werden in Tabelle 5 drei Massenbelegungen angeführt, welche aus drei unterschiedlichen rechnerisch angesetzten Schotterdichten ρ_S wie folgt resultieren:

- $\mu_{ges,1} \dots \rho_S = 1400 \text{ kg/m}^3$
- $\mu_{ges,2} \dots \rho_S = 1550 \text{ kg/m}^3$
- $\mu_{ges,3} \dots \rho_S = 1700 \text{ kg/m}^3$

Die Biegesteifigkeiten der Tragwerke EI_{TW} können anhand der jeweiligen Querschnittsinformationen berechnet werden. Diese stammen großteils aus vorhandenem Planmaterial bzw. aus vor Ort erhobenen Naturmaßen der Tragkonstruktion. Beide Informationsquellen sind jedoch bei Vorliegen von sehr altem und wenig detailliertem Planmaterial oder bei schlechter Zugänglichkeit der Konstruktion mit gewissen Unsicherheiten belastet. Zudem wird auch der Steifigkeitsbeitrag des Schotterbetts nicht berücksichtigt.

Für weitere dynamische Berechnungen, wie sie im folgenden Kapitel 9.2 genauer erläutert werden, ist jedoch das korrekte Ansetzen der Eigenfrequenz des Tragwerks von wesentlich höherer Bedeutung als die Biegesteifigkeit, da erstere einen wesentlichen Einfluss auf die bei bestimmten Zugüberfahrtsgeschwindigkeiten möglichen Resonanzereignisse hat. Die Modellierungsstrategien für dynamische Berechnungen beinhalten außerdem immer eine Rückführung auf sehr einfache mechanische Modelle, für die die Eigenfrequenzen in der Regel mit bekannten Formelwerken in Abhängigkeit anderer Tragwerkparameter berechenbar ist. Daher wird für die folgenden Untersuchungen eine Vorgehensweise gewählt, bei der die gemessenen ersten Biegeeigenfrequenzen f_1 , die Brückenspannweiten L , und die Massenbelegungen $\mu_{ges,2}$ als unveränderliche Tragwerkparameter angesehen werden und die Berechnung der Biegesteifigkeit abhängig vom gewählten mechanischen Modell wieder zurückgerechnet wird. Für die Annahme eines beidseits gelenkig gelagerten Euler-Bernoulli Balkens erfolgt dies beispielsweise durch folgenden Zusammenhang:

$$EI_{TW} = \left(\frac{2 f_1 L^2}{\pi} \right)^2 \mu_{ges,2} \quad (9-2)$$

Die auf diese Weise zurückgerechneten Biegesteifigkeiten der Tragwerke sind ebenfalls in Tabelle 5 ergänzt. Bei den Tragwerken 2 bis 5 ist eine leichte Unterschreitung der aus Planmaterial ermittelten Biegesteifigkeiten um 6 bis 9 % erkennbar, bei Tragwerk 6 eine Überschreitung um etwa 5 %. Lediglich bei Tragwerk 1 ist die rechnerische Biegesteifigkeit um etwa 28 % höher als die aus Planmaterial in Kombination mit Informationen aus Messungen des Querschnitts vor Ort ermittelt. Dieses besonders lange Stahltragwerk ist insbesondere in Feldmitte nur schwer zugänglich, weist aber dort Verstärkungen der Gurtbleche der Hauptträger auf, deren Blechstärke nicht ausreichend genau ermittelt werden konnte. Auch für dieses Tragwerk wird entsprechend die aus der Eigenfrequenz zurückgerechnete Biegesteifigkeit als zuverlässigerer Kennwert betrachtet, wobei eine genauere Behandlung von Tragwerk 1 in Kapitel 9.2.3 erfolgt.

9.2. Prognose des Schwingungsverhaltens infolge Zugüberfahrten

Nachfolgend wird anhand von dynamischen Berechnungen an ausgewählten Brückentragwerken, deren Eigenschaften in Kapitel 9.1 zusammengefasst sind, untersucht, welchen Einfluss eine Modellierung mit Berücksichtigung der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion durch kontinuierliche Feder-Dämpfer Elemente auf die rechnerischen Beschleunigungen infolge Zugüberfahrt hat. Hierzu werden die experimentell ermittelten Kennwerte der vertikalen Schottersteifigkeit \bar{k}_{SV} und der Schotterdämpfungskoeffizient \bar{c}_{SV} aus Kapitel 7 als Eingangsparameter für die dynamischen Berechnungen eingesetzt und durch die Variation beider Kennwerte ihr Einfluss auf die Berechnungsergebnisse überprüft. Folgende Fragen sollten genauer beleuchtet werden:

- Welchen Einfluss haben die Dämpfungskennwerte \bar{c}_{SV} des Schotteroberbaus in einer Bandbreite von 50 bis 250 kNs/m pro Laufmeter Gleis?
- Welchen Einfluss hat die Koppelsteifigkeit \bar{k}_{SV} des Schotteroberbaus in einer Bandbreite von 50 bis 200 kN/mm pro Laufmeter Gleis?
- Welchen Einfluss hat die Koppelsteifigkeit \bar{k}_{SV} auf die Biegeeigenfrequenzen der Brücke?

Zudem wird anhand eines Vergleiches von den Beschleunigungsergebnissen dynamischer Berechnungen an einem konkreten Tragwerk und dazugehöriger Messergebnisse

einer in-situ Beschleunigungsmessung des Tragwerkes (Tragwerk 1, siehe Tabellen 4 und 5) gezeigt, ob sich Messungen der Brückenschwingungen infolge Zugüberfahrt zur Verifizierung der experimentell ermittelten Kennwerte eignen.

9.2.1. Koppelbalkenmodell als Grundlage zur Schwingungsprognose

Zur Berechnung von Eisenbahnbrücken unter Berücksichtigung der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktionsdynamik wird am Institut für Tragkonstruktionen im Forschungsbereich Stahlbau ein in MATLAB implementiertes dynamisches Modell des sogenannten Koppelbalkens genutzt. Ähnlich wie das in Abbildung 9.1 rechts dargestellte Modell 2 wird beim zur Berechnung der Schwingungen genutzten Modell eine Unterscheidung zwischen der Tragkonstruktion der Brücke selbst und des darüber liegenden Gleisrostes getroffen, welche jeweils als gelenkig gelagerte Euler-Bernoulli Balken idealisiert werden. Die Koppelung beider Balken erfolgt über diskret angeordnete vertikale Feder-Dämpfer Elemente, deren Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} jenen des Schotteroberbaus im Zusammenhang mit vertikalen Relativverschiebungen von Gleisrost und Untergrund (Deckblech) nachempfunden sind. Dadurch kann das Koppelbalkenmodell einen Anteil der Dämpfungskapazität des Schotteroberbaus wiedergeben, und darüber hinaus die dynamische Lastverteilung durch die elastische Lagerung des Gleisrostes, welche insbesondere für Tragwerke mit kurzen Spannweiten und hohen Biegeeigenfrequenzen einen signifikanten und sehr günstig wirkenden Einfluss auf die generierbaren Beschleunigungsergebnisse ausübt.

Gegenüber der Darstellung in Abbildung 9.1 wird der Gleisrost für die dynamischen Berechnungen über die Brückenlager in den Vorlandbereich um die Vorlandlänge L_{VL} erweitert, um eine impulsartige Anregung des Gleisrostes direkt über dem Brückentragwerk zu verhindern bzw. im Vorlandbereich vorwegzunehmen. Beide Balken werden als schubstarre Euler-Bernoulli Balken idealisiert, jeweils beidseitig gelenkig gelagert und über die Spannweite L , die Biegesteifigkeit EI , die Massenbelegung μ und Lehr'sches Dämpfungsmaß ζ definiert. Eine schematische Darstellung der beiden im Folgenden verwendeten Berechnungsmodelle wird in Abbildung 9.2 gegeben.

BERECHNUNGSMODELLE FÜR DYNAMISCHE ANALYSEN

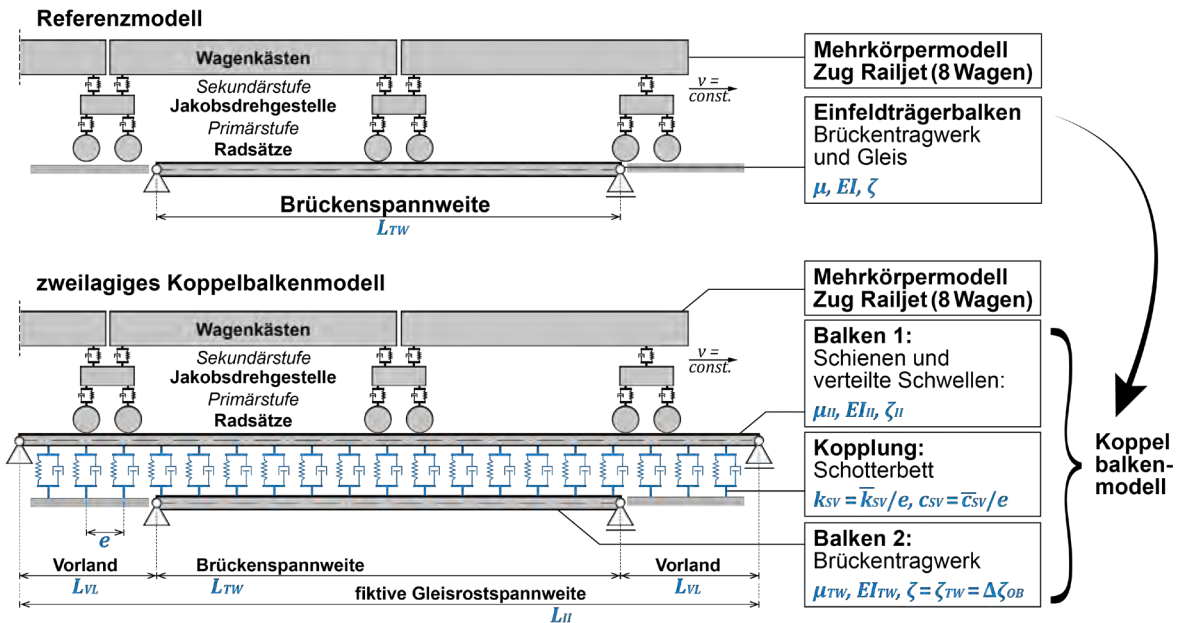


Abbildung 9.2: Berechnungsmodelle zur dynamischen Analyse von Eisenbahnbrücken

Die Biegesteifigkeit EI_{II} des Balkens, der den Gleisrost repräsentiert, ergibt sich aus der Biegesteifigkeit beider Schienen, dessen Querschnitts- und Materialeigenschaften bekannt sind. Seine Massenbelegung μ_{II} ergibt sich aus der Massenbelegung der Schienen und den auf die Länge verteilte Massen der monolithischen Betonschwellen mit 300 kg pro Schwelle mit einem Abstand von 60 cm. Die Gesamtspannweite des Gleisrostes L_{II} ergibt sich aus der Brückenspannweite L_{TW} zuzüglich der zweifachen Vorlandlänge L_{VL} , die in den folgenden Untersuchungen gleichbleibend mit 10 m angesetzt wird. Die Dämpfung der Schiene wird auf der sicheren Seite liegend mit 0 % angenommen.

Die Massenbelegung μ_{TW} des Balkens, der die Tragkonstruktion repräsentiert, kann anhand bekannter Informationen bezüglich des Brückenquerschnittes ermittelt werden, zuzüglich einer angenommenen Schottermasse und abzüglich der anteiligen Massenbelegung des Gleisrostes μ_{II} . In den folgenden Untersuchungen wird von einer Schotterwichte von 1550 kg/m³ und somit von einer Gesamtmassenbelegung des Tragwerkes von $\mu_{ges,2}$ ausgegangen, d. h. die Massenbelegung des Tragwerkes beträgt

$$\mu_{TW} = \mu_{ges,2} - \mu_{II} \quad (9-3)$$

Da die Grundbiegeeigenfrequenz insbesondere bei der dynamischen Beurteilung bestehender Tragwerke aus Messungen verlässlicher ermittelbar ist als die Biegesteifigkeit, wird folgende Vorgehensweise zur Ermittlung der für das Tragwerk anzusetzenden Bie-

gesteifigkeit gewählt: Zunächst wird die Biegesteifigkeit eines Euler-Bernoulli Balkens mit beidseits gelenkiger Lagerung anhand des bekannten Zusammenhangs nach Gleichung (9-2) zurückgerechnet, wobei für die Länge L die Tragwerksspannweite L_{TW} angesetzt wird, für die erste Biegeeigenfrequenz f_1 ein aus Messungen für das Gesamttragwerk anzusetzender Wert und für die Massenbelegung μ die angenommene Gesamtmasßenbelegung $\mu_{ges,2}$.

Bei der so zurückgerechneten Biegesteifigkeit wird die vereinfachende Annahme getroffen, dass sich diese aus der Summe der Biegesteifigkeiten des Gleisrostes EI_{II} und des Tragwerks EI_{TW} zusammensetzt, woraus sich die Biegesteifigkeit des Tragwerkes ermitteln lässt. Dabei ist jedoch anzumerken, dass die erste Biegeeigenfrequenz des gekoppelten Systems durch den Beitrag, der das Schotterbett repräsentierenden vertikalen Federn leicht erhöht wird und dadurch die Biegesteifigkeit des Gesamtsystems entsprechend leicht überschätzt wird. Diese wirkt sich bei Betrachtung der Ergebnisse jedoch vorrangig auf die Zuggeschwindigkeiten aus, bei der maßgebenden Beschleunigungsspitzen zufolge Resonanz auftreten können. Bei einer dynamischen Berechnung am Koppelbalken treten die maßgebenden Beschleunigungsspitzen mit wie oben beschriebener Ermittlung der Kennwerte bei etwas höheren Zuggeschwindigkeiten auf als bei Vergleichsberechnungen, in denen die Eigenschaften des gesamten Tragwerks und des Gleises in einem Balken zusammengefasst werden. Somit ist es generell immer empfehlenswert, den Geschwindigkeitsbereich, in dem dynamische Untersuchungen eines konkreten Tragwerkes vorgenommen werden, über den tatsächlichen Betriebsgeschwindigkeitsbereich hinaus auszudehnen, um mögliche Effekte zufolge der Verschiebung der Resonanzfrequenzen mitberücksichtigen zu können.

Das Lehr'sche Dämpfungsmaß des Tragwerks kann entweder anhand von Messergebnissen angesetzt werden oder anhand entsprechender Angaben aus der Literatur oder nach ÖNORM EN 1991-2 [5]. Da insbesondere bei Verwendung der Normkennwerte der Lehr'schen Dämpfung nur untere Grenzwerte der in der Realität zu erwartenden Dämpfungsmaße angesetzt werden können, die das tatsächliche Dämpfungsmaß realer Tragwerke in der Regel deutlich unterschreiten, wird im Folgenden jene Vorgehensweise gewählt, welche auch in Kapitel 9.3 zentraler Gegenstand der Vergleichsanalyse ist. Dabei wird das Dämpfungsmaß des Gesamttragwerkes ζ_{ges} aus einem Tragwerksanteil ζ_{TW} und einem Schotteroberbauteil $\Delta\zeta_{OB}$ zusammengesetzt:

$$\zeta_{ges} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_{OB} \quad (9-4)$$

Der Anteil $\Delta\zeta_{OB}$ beinhaltet den Energiedissipationsanteil, der im in Abbildung 9.1 rechts dargestellten mechanischen Modell den Dämpferelementen zwischen Brückenbalken und Untergrund mit den Dämpfungskoeffizienten \bar{c}_{OB} zugeordnet wird. Die Komponenten der Dämpfungsmatrix des Tragwerks werden als Rayleighdämpfung proportional zur Massen- und Steifigkeitsmatrix der reinen Brückenkonstruktion (ohne Koppelfedern) ermittelt, wobei die erste und zweite Eigenform mit dem gleichen modalen Dämpfungsmaß $\zeta_1 = \zeta_2 = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_{OB}$ belegt werden.

Abschließend müssen die Kennwerte der Federsteifigkeit und der Dämpfung zufolge relativer Verschiebungen bzw. Geschwindigkeiten zwischen Gleisrost und Tragwerk definiert werden. Die Feder-Dämpfer Elemente im verwendeten mechanischen Modell werden diskret angeordnet und ihre Eigenschaften anhand der pro Laufmeter definierten Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} , bezogen auf den verwendeten Abstand der Kopplungspunkte e ermittelt. Der Abstand der Kopplungen kann als realer Schwellenabstand $e = 0,60$ m angesetzt werden. Bei kurzen Brücken kann dies allerdings abhängig von der konkreten Positionierung der Schwellen bzw. Kopplungspunkte zu geringfügigen Unterschieden in Berechnungen führen. Andererseits kann eine annähernd in Längsrichtung verteilte Kopplung durch die Wahl eines sehr kurzen Kopplungsabstandes, beispielsweise $e = 0,01$ m simuliert werden, woraus bei Brücken mit mittleren bis langen Spannweiten gegenüber der Wahl des Schwellenabstandes als Abstand e ein vernachlässigbar kleiner Unterschied in den Ergebnissen der berechneten Brückenbeschleunigungen erwächst, was jedoch bei kürzeren Spannweiten zu einer besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse untereinander führt. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle der Ansatz sehr kurzer Kopplungsabstände $e = 0,01$ m gewählt.

Die Bewegungsgleichung des gekoppelten Systems wird durch eine Diskretisierung mithilfe eines Ritz'schen Ansatzes aufgestellt, wobei für die Ansatzfunktionen beider Balken Sinusfunktionen bis zum Grad N verwendet werden. Diese stellen für einen ungekoppelten Euler-Bernoulli Balken mit beidseits gelenkiger Lagerung die modalen Ansatzfunktionen dar und haben sich in bisherigen Untersuchungen als eine gute Näherung zur Ermittlung der Schwingungen des gekoppelten Systems erwiesen, wobei sich gegenüber einer Diskretisierung mit finiten Stabelementen zudem eine deutlich höhere Berechnungseffizienz feststellen lässt. Die Anzahl der Ansatzfunktionen des Tragwerks wird unabhängig vom betrachteten Tragwerk mit $N_{TW} = 3$ definiert. Für den Balken des Gleisrostes, der

eine vergleichsweise sehr geringe Biegesteifigkeit aufweist, werden stattdessen so viele Ansatzfunktionen angesetzt, dass zumindest Eigenfrequenzen bis 200 Hz erfasst werden können.

Die dynamische Beanspruchung durch den überfahrenden Zug kann mit unterschiedlichen Modellen wiedergegeben werden. Die einfachste und recheneffizienteste Modellierungsvariante idealisiert den Zug als Folge konstanter Achslasten, die sich mit konstanter Geschwindigkeit über den Balken des Gleisrostes bewegen. Wenn genauere Informationen der Züge vorliegen, d. h. die Massen und Massenträgheitsmomente der Wagenkästen, Drehgestelle und Radsätze, sowie die Kopplungseigenschaften der Primär- und Sekundäraufhängungen bekannt sind, kann auch eine Mehrkörpermodellierung des Zuges implementiert werden, die die Berücksichtigung der häufig dämpfenden Fahrzeug-Brücken Interaktion erlaubt. Diese Modellierung erfordert die Aufstellung einer zusätzlichen Bewegungsgleichung des Fahrzeugs, die mit der des Koppelbalkens durch die Bedingung eines ununterbrochenen starren Kontakts von Gleisrost und Radsätzen gekoppelt ist und in jedem Zeitschritt der numerischen Integration parallel gelöst werden muss.

Das System an Bewegungsgleichungen wird durch eine numerische Zeitschrittintegration in MATLAB für die gesamte Überfahrtsdauer des betrachteten Zuges bei einer konstanten Geschwindigkeit gelöst. Dazu wird ein in MATLAB integrierter Differentialgleichungslösung auf Basis des Runge-Kutta Integrationsverfahrens 4. Ordnung verwendet.

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt mit Fokus auf die berechneten Beschleunigungen des Tragwerkes, da diese bei der Überprüfung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit normativ begrenzt werden und einen häufig bemessungsrelevanten Faktor darstellen. Doch auch Verschiebungen und Verdrehungen des Tragwerks, des Gleisrostes und der Fahrzeugkomponenten, sowie deren zeitliche Ableitungen erster und zweiter Ordnung können zu jedem Zeitschritt und in jeder beliebigen Position entlang der Balkenachsen gespeichert werden. In den folgenden Berechnungen werden nur die maximalen vertikalen Beschleunigungen des Balkens der Tragkonstruktion über den gesamten Zeitbereich grafisch über die Zugüberfahrts geschwindigkeit dargestellt.

Wie bereits erwähnt, sind bei der Überprüfung von Bestandstragwerken bei dynamischen Beanspruchungen in der Regel zunächst die berechneten Beschleunigungsergebnisse relevant, da sie die normativen Grenzwerte ($3,5 \text{ m/s}^2$ gemäß ÖNORM EN 1990/A1 und $6,0 \text{ m/s}^2$ bei Bestandstragwerken) tendenziell eher überschreiten als beispielsweise die ermittelten Durchbiegungen. Zugleich sind die berechneten Beschleunigungsergebnisse

häufig nicht wirklich realistisch und übertreffen am tatsächlichen Tragwerk in-situ gemessene Beschleunigungen zum Teil erheblich. Das kann unter anderem auch auf die fehlende Komplexität sehr einfacher Berechnungsmodelle zurückgeführt werden.

Einen Beitrag zur Schließung dieser Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung leistet beispielsweise die Berücksichtigung der Fahrzeug-Brücken Interaktion durch die Modellierung des Zuges als Mehrkörpersystem, welches Energie dissipiert und bei Resonanzeignissen als Schwingungsdämpfer wirken kann. Da Fahrzeughersteller die hierzu erforderlichen Daten jedoch, vor allem bei Einführung neuer Züge in das europäische Bahnnetz, nur selten veröffentlichen, ist es für die zur Zulassung neuer Züge erforderlichen dynamischen Überprüfungen bestehender Tragwerke häufig nicht möglich, diesen günstigen Effekt der Fahrzeug-Brücken Interaktion zu berücksichtigen. Mithilfe des Koppelbalkenmodells können jedoch auch große Reduktionen der berechneten Beschleunigungen erzielt werden, die einen Beitrag zur Schließung der Diskrepanz zwischen gemessenem und berechnetem Schwingungsverhalten von Eisenbahnbrücken leisten. Hierbei ist im Gegensatz zur Mehrkörpermodellierung des Zuges nur die Kenntnis des standardisierten Schotteroberbaus auf der Brücke, also der beiden Kennwerte \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} , erforderlich. Bei Kombination beider Modellierungsstrategien, also der Koppelbalkenmodellierung und der Mehrkörpermodellierung des Zuges sind gegenüber dem einfachsten Referenzmodell eines ungekoppelten Euler-Bernoulli Balkens, der die Eigenschaften des gesamten Tragwerks inklusive des Oberbaus zusammenfasst, die deutlichsten Reduktionen der resultierenden Beschleunigungen erreichbar.

Aus einer breit angelegten Parameterstudie, die den Einfluss der Koppelbalkenmodellierung auf die rechnerischen Brückenbeschleunigungen mit beiden Fahrzeugmodellen untersucht und deren erste Ergebnisse in [56] publiziert sind, geht hervor, dass sich der Einfluss der Koppelbalkenmodellierung annähernd unabhängig vom verwendeten Fahrzeugmodell verhält, auch wenn naturgemäß geringere absolute Beschleunigungswerte bei Berücksichtigung der Fahrzeug-Brücken Interaktion berechnet werden. Die Reduktion der Beschleunigung durch die Modellierung des Tragwerkes als Koppelbalken gegenüber den Beschleunigungen, die mit dem Referenzmodell eines einfachen Euler-Bernoulli Balkens ermittelt werden, sind jedoch, wenn sie als Relativwerte betrachtet werden, annähernd gleich groß.

Im Folgenden wird deshalb und der größeren rechnerischen Effizienz wegen nur die einfachere Modellierung des Zuges als Folge bewegter Einzellasten verwendet, in Kombina-

tion mit dem Koppelbalkenmodell mit unterschiedlichen Kopplungseigenschaften, um den Einfluss dieser auf die berechneten Beschleunigungen zu untersuchen. Als Referenz wird zudem das Referenzmodell des ungekoppelten Euler-Bernoulli Balkens, ebenfalls durch ein Einzellastmodell des Zuges beansprucht, herangezogen. Als Zug wird eine Standardgarnitur des Railjets verwendet, bestehend aus einem Triebkopf (Taurus 1116) und sieben Passagierwagen mit einer Wagenlänge von 26,5 m.

9.2.2. Einfluss der dynamischen Kopplungsparameter auf die rechnerische Schwingungsantwort ausgewählter Eisenbahnbrücken

Die in Abschnitt 9.1 vorgestellten ausgewählten Eisenbahnbrücken werden für eine folgende Untersuchung des Einflusses der Koppelbalkenmodellierung herangezogen. Ihre Eigenschaften sind in Tabelle 4 und Tabelle 5 zusammengefasst, die aus ihnen nach den Definitionen in Abschnitt 9.2.1 resultierenden Eingangswerte zur dynamischen Berechnung sind zusätzlich in der folgenden Tabelle 6 dargestellt. Als Dämpfung des Balkens, der das Tragwerk repräsentiert, werden die aus der krafterregten Schwingungsantwort resultierenden mittleren Dämpfungswerte ζ_M herangezogen. In Bezug auf die Definition in Gleichung (9-4) entspricht das Dämpfungsmaß ζ_M dem Dämpfungsmaß von Tragwerk und Schotteroberbau ζ_{ges} .

Die Biegesteifigkeit des Gleisrostes ergibt sich für alle Tragwerke mit dem Elastizitätsmodul und dem Flächenträgheitsmoment der beiden UIC-60 Schienen zu $EI_{II} = 1,28E+07 \text{ Nm}^2$ (siehe Gleichung (9-1)). Die Massenbelegung des Gleisrostes kann anhand der Massenbelegung beider Schienen und den verschmierten Schwellenmassen folgendermaßen berechnet werden:

$$\mu_{II} = 2 \times 60 + \frac{300}{0,60} = 620 \text{ kg/m} \quad (9-5)$$

Wie oben beschrieben wird die Dämpfung des Gleisrostes gleich Null gesetzt und die Gesamtlänge des Gleisrostes L_{II} als Summe der zweifachen Vorlandlänge $L_{VL} = 10 \text{ m}$ und der Brückenspannweite L_{TW} definiert.

Zur Anwendung des Koppelbalkens ist es erforderlich, die Kopplungseigenschaften zwischen dem Gleisrost und der Tragkonstruktion zu definieren, d. h. die lineare Federsteifigkeit k_{SV} und der Koeffizient der viskosen Dämpfung c_{SV} der vertikal angeordneten diskreten Feder-Dämpfer Elemente. Diese werden aus den experimentell ermittelten Kennwer-

ten \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} abgeleitet. Der einfacheren Übersichtlichkeit wegen wird im Folgenden nur noch von den auf den Laufmeter bezogenen Parametern \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} gesprochen, wobei eine Umrechnung in diskrete Kennwerte zur Implementierung in das Berechnungsprogramm automatisiert für einen Kopplungsabstand von $e = 0,01$ m erfolgt.

Tabelle 6: Berechnungsparameter für ausgewählte Brücken

Bezeichnung	Spannweite L_{TW} [m]	Spannweite L_{II} [m]	Eigenfrequenz f_1 [Hz]	Dämpfungsmaß KSA $\zeta_{TW} + \Delta\zeta_{OB} = \zeta_M$ [%]	Gesamtbiegesteifigkeit EI [Nm ²]	Biegesteifigkeit Tragwerk EI_{TW} [Nm ²] $= EI - EI_{II}$	Gesamtmas senbelegung μ [kg/m] $= \mu_{ges,2}$	Massenbelegung Tragwerk μ_{TW} [kg/m] $= \mu - \mu_{II}$
TW 1	33,30	53,30	4,55	2,01	7,47E+10	7,47E+10	7240	6620
TW 2	21,36	41,36	5,71	1,53	2,39E+10	2,39E+10	8676	8056
TW 3	16,00	36,00	6,24	1,52	8,53E+09	8,52E+09	8246	7626
TW 4	13,95	33,95	8,11	1,50	7,75E+09	7,74E+09	7678	7058
TW 5	11,00	31,00	10,13	2,44	5,11E+09	5,10E+09	8389	7769
TW 6	4,50	24,50	14,40	4,18	3,05E+08	2,92E+08	8846	8226

Der generelle Einfluss beider Parameter auf die Beschleunigungsergebnisse der sechs ausgewählten Tragwerke wird im Folgenden genauer untersucht, indem jeweils ein Parameter für einzelne Berechnungen variiert wird, während der andere konstant bleibt. Zur Definition der zu untersuchenden Bandbreite beider Parameter wird auf die experimentell ermittelten Kennwerte aus Kapitel 7 zurückgegriffen.

Wie oben erwähnt erfolgte am Institut für Tragkonstruktionen bereits eine breite numerische Untersuchung zu dieser Thematik auf Basis eines fiktiven Brückenparameterfeldes, erste Ergebnisse hierzu sind in [56] veröffentlicht. Aus dieser Untersuchung geht hervor, dass die Variation der angesetzten Dämpfungskoeffizienten \bar{c}_{SV} einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Ergebnisse der Tragwerksbeschleunigungen hat. Das wird auch in den folgenden Untersuchungen gezeigt, indem für jedes der ausgewählten Tragwerke je eine Berechnung mit einem vergleichsweise sehr geringem Dämpfungskennwert von $\bar{c}_{SV} = 50$ kNs/m/lfm und einem hohen Dämpfungskennwert von $\bar{c}_{SV} = 250$ kNs/m/lfm durchgeführt wird und die Ergebnisse einander gegenübergestellt werden.

Im Gegensatz dazu kann in [56] eine deutliche Abhängigkeit der Ergebnisse von der gewählten Koppelfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} beobachtet werden, wobei kleinere Werte von \bar{k}_{SV} mit wesentlich geringeren Beschleunigungsergebnissen einhergehen. Auf Basis der experimentell ermittelten Kennwerte für das unbelastete Gleis aus Kapitel 7.3 erfolgt hier analog zur Untersuchung des Einflusses von \bar{c}_{SV} eine Anwendung von Kopplungssteifigkeiten in experimentell ermittelten Bandbreiten, mit $\bar{k}_{SV} = 50 \text{ kN/mm/lfm}$ und $\bar{k}_{SV} = 200 \text{ kN/mm/lfm}$. Zudem wird jedem Tragwerk eine spezifische Kopplungssteifigkeit \bar{k}_{SV} zugewiesen, welche anhand der Analyse der Versuchsergebnisse des unbelasteten Gleises entsprechend der unterschiedlichen Anregungsfrequenzbereiche in Abbildung 7.13 definiert wird. Der anzuwendende Frequenzbereich wird entsprechend der ersten Biegeeigenfrequenz der Tragwerke gemäß Tabelle 6 gewählt, da die Eigenformen der ersten Biegeeigenfrequenz die rechnerische Schwingungsantwort von balkenartigen Brückentragwerken gegenüber Eigenformen höherer Ordnung dominiert.

Zusammenfassend werden für jedes Tragwerk sechs Berechnungen mit folgenden Parametern durchgeführt:

- **Tragwerke 1 bis 5** (Eigenfrequenz f_1 : 2 bis 10 Hz)
 - Eine Referenzberechnung mit ungekoppeltem Euler-Bernoulli Balken
 - Fünf Berechnungen mit Koppelbalken und folgenden Parametern:
 - $\bar{k}_{SV} = 80 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 50 \text{ kNs/m/lfm}$
 - $\bar{k}_{SV} = 80 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 200 \text{ kNs/m/lfm}$
 - $\bar{k}_{SV} = 50 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 87 \text{ kNs/m/lfm}$
 - $\bar{k}_{SV} = 200 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 87 \text{ kNs/m/lfm}$
 - $\bar{k}_{SV} = 80 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 87 \text{ kNs/m/lfm}$
- **Tragwerk 6** (Eigenfrequenz f_1 : 11 bis 15 Hz)
 - Eine Referenzberechnung mit ungekoppeltem Euler-Bernoulli Balken
 - Fünf Berechnungen mit Koppelbalken und folgenden Parametern:
 - $\bar{k}_{SV} = 112,4 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 50 \text{ kNs/m/lfm}$
 - $\bar{k}_{SV} = 112,4 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 200 \text{ kNs/m/lfm}$
 - $\bar{k}_{SV} = 50 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 87 \text{ kNs/m/lfm}$
 - $\bar{k}_{SV} = 200 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 87 \text{ kNs/m/lfm}$
 - $\bar{k}_{SV} = 112,4 \text{ kN/mm/lfm}$, $\bar{c}_{SV} = 87 \text{ kNs/m/lfm}$

Der Geschwindigkeitsbereich der Untersuchungen wird auf $100 \text{ km/h} \leq v \leq 420 \text{ km/h}$ beschränkt. Die Berechnungen erfolgen in 1 km/h Schritten.

Die Abbildungen 9.3 bis 9.8 illustrieren die Berechnungsergebnisse der Tragwerke 1 bis 6, die mithilfe der unterschiedlichen Modelle bzw. Modellparameter ermittelt wurden. Die schwarzen Kurven zeigen jeweils die Ergebnisse des Referenzmodells, die bei allen Tragwerken höhere Werte aufweisen, als die mit dem Koppelbalkenmodell, also unter Berücksichtigung der dynamischen Eigenschaften des Schotterbetts, ermittelten. Der Betrag der maximalen Beschleunigungen, bzw. die Reduktion der Beschleunigungen des Referenzmodells, die mit dem Koppelbalkenmodell erreicht werden können, fallen in den folgenden Darstellungen je nach angesetzten Kennwerten des Modells, aber auch je nach Tragwerkseigenschaften unterschiedlich groß aus.

Die roten Kurven bzw. die rot schraffierten Flächen stellen die Ergebnisse des Koppelbalkenmodells mit Variation der Koppelsteifigkeit \bar{k}_{SV} dar. Die obere Grenzkurve entspricht dabei jeweils den Ergebnissen mit der höchsten Schottersteifigkeit $\bar{k}_{SV} = 200 \text{ kN/mm/lfm}$, die untere Grenzkurve jenen der geringsten Schottersteifigkeit $\bar{k}_{SV} = 50 \text{ kN/mm/lfm}$. Der generelle Einfluss der Koppelbalkenmodellierung steigt also mit geringer werdender angesetzter Kopplungssteifigkeit und ist zudem bei allen Tragwerken insbesondere außerhalb der Resonanzpeaks und bei eher niedrigeren Zuggeschwindigkeiten stärker ausgeprägt.

In Grün sind die beiden Ergebnisse bei gleichbleibender Kopplungssteifigkeit \bar{k}_{SV} und Variation der Kopplungsdämpfung \bar{c}_{SV} dargestellt. Bei allen Tragwerken ist nur ein äußerst geringer Unterschied der Ergebnisse mit unterschiedlichen Dämpfungskoeffizienten erkennbar, wobei eine etwas höhere Differenz mit steigender Eigenfrequenz der Tragwerke und generell größer werdendem Einfluss der Koppelbalkenmodellierung auffällig ist. Dennoch lassen auch die Ergebnisse für die ausgewählten Tragwerke so wie bereits die numerischen Untersuchungen in [56] den Schluss zu, dass der angesetzte Koeffizient der Dämpfung \bar{c}_{SV} , der als Dämpfungskennwert des Schotterbetts zufolge relativer Schwingungen zwischen Gleisrost und Untergrund interpretiert werden kann, einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Ergebnisse der Koppelbalkenmodellierung hat.

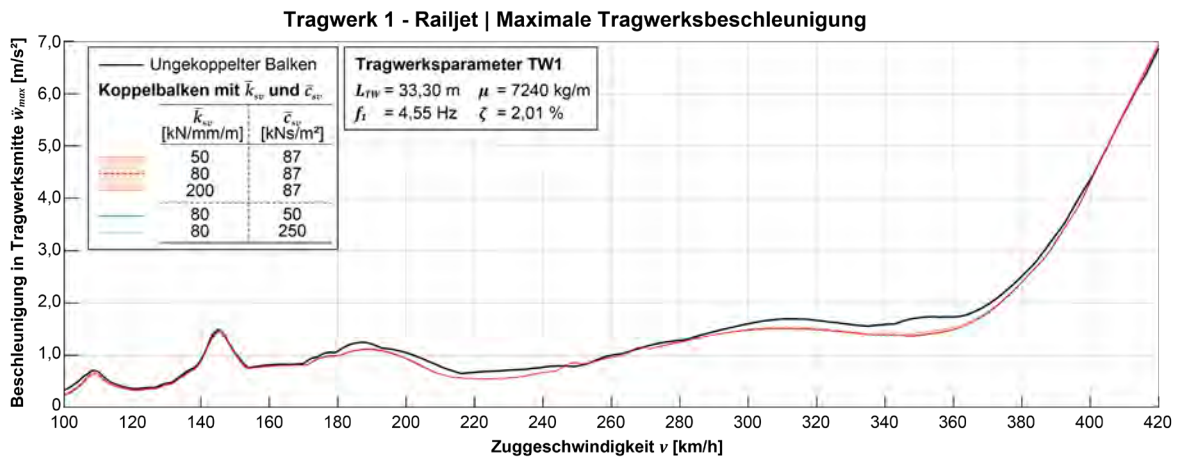


Abbildung 9.3: Tragwerk 1 – Berechnungsergebnisse mit Koppelbalkenmodell

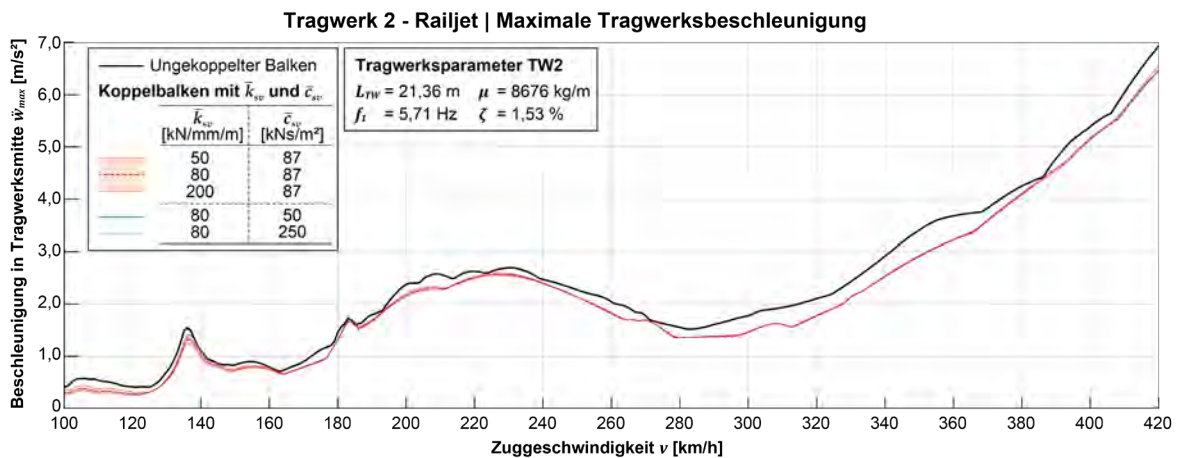


Abbildung 9.4: Tragwerk 2 – Berechnungsergebnisse mit Koppelbalkenmodell

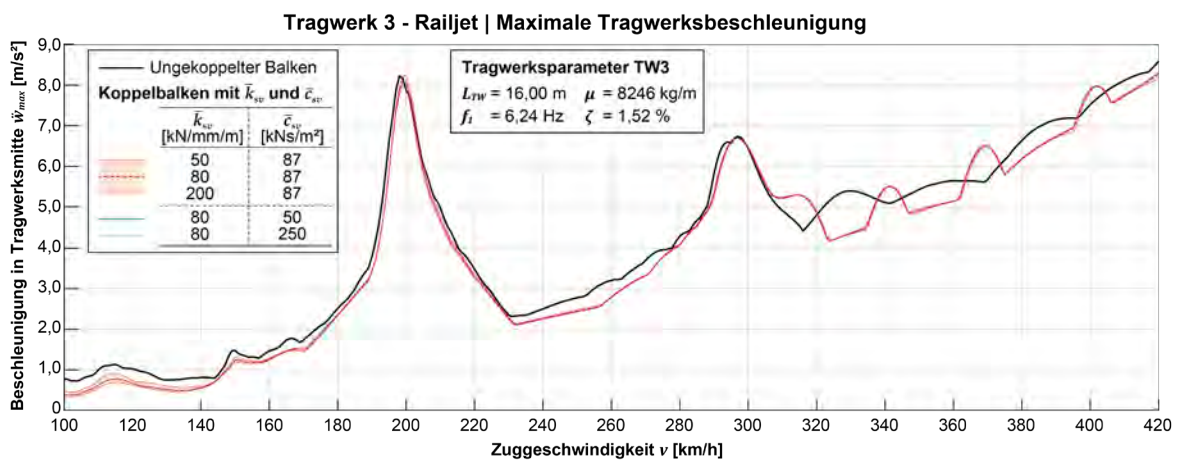


Abbildung 9.5: Tragwerk 3 – Berechnungsergebnisse mit Koppelbalkenmodell

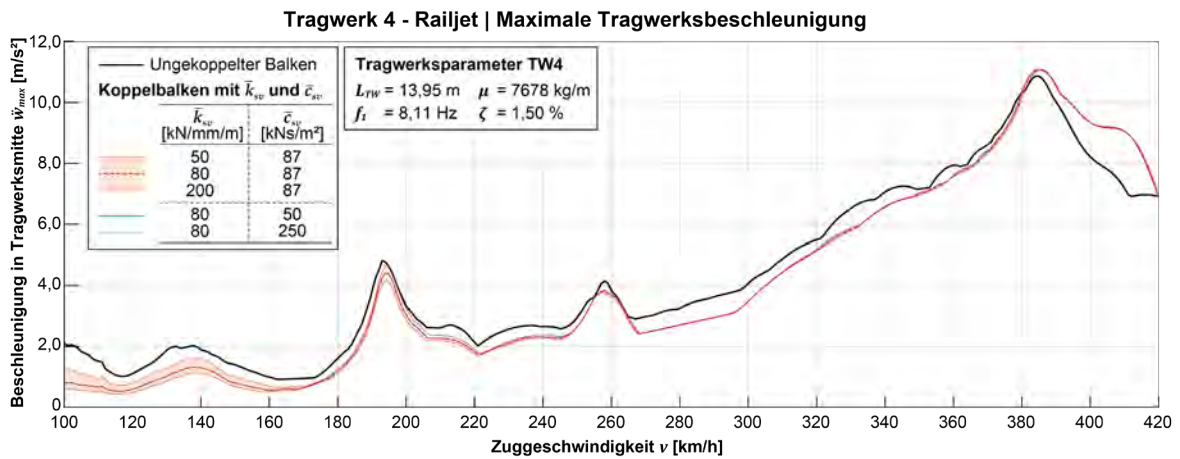


Abbildung 9.6: Tragwerk 4 – Berechnungsergebnisse mit Koppelbalkenmodell

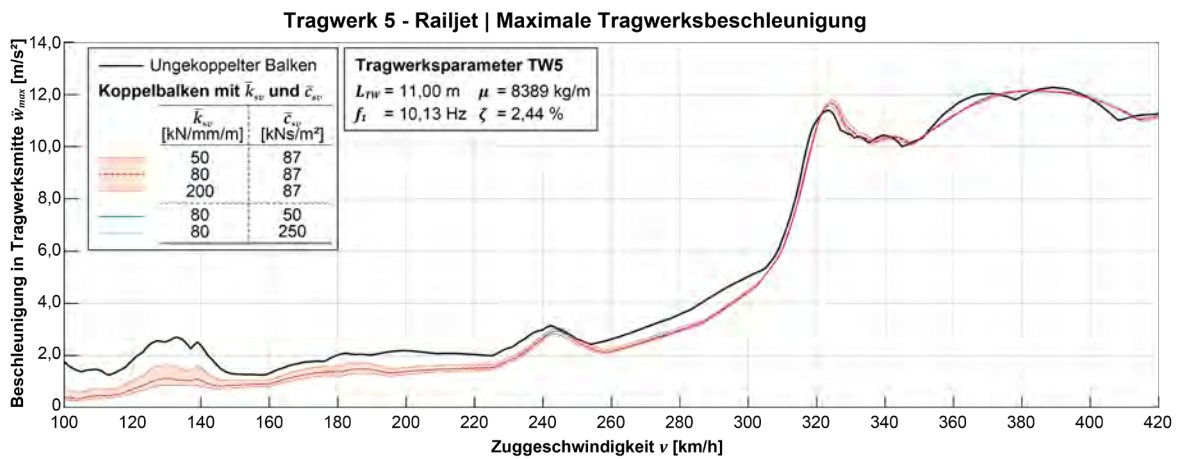


Abbildung 9.7: Tragwerk 5 – Berechnungsergebnisse der Schwingungsprognose mit Koppelbalkenmodell

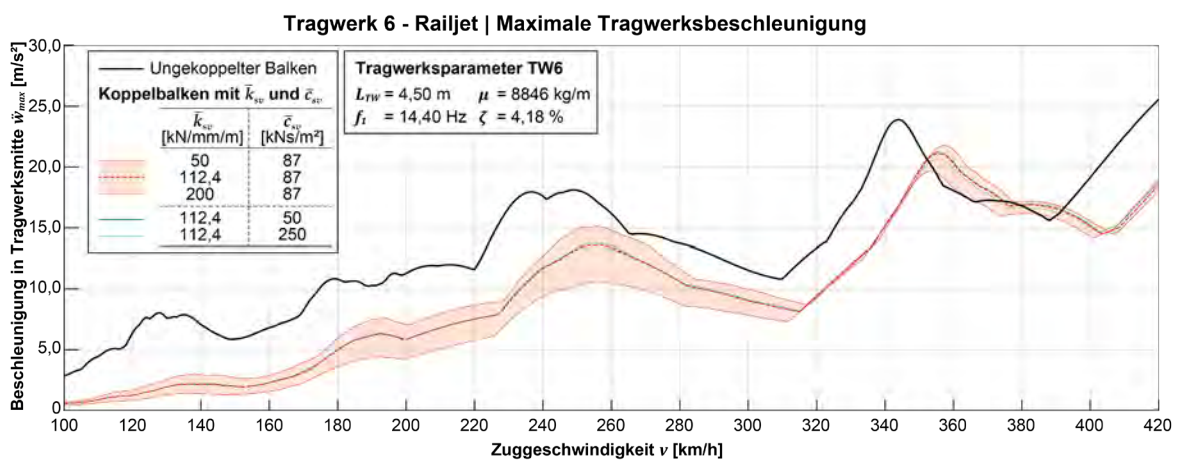


Abbildung 9.8: Tragwerk 6 – Berechnungsergebnisse mit Koppelbalkenmodell

Die Tragwerke 1 bis 6 scheinen sehr unterschiedlich auf die Anwendung des Koppelbalkenmodells zu reagieren. Einerseits ist erkennbar, dass insbesondere die Tragwerke mit höheren Spannweiten und zugleich eher geringen Eigenfrequenzen nur geringfügig geringe Beschleunigungsergebnisse aufweisen, wenn statt dem einfachen Referenzmodell das Koppelbalkenmodell verwendet wird. Je höher die Eigenfrequenz wird, desto größer ist der Einfluss der Koppelbalkenmodellierung auf die Ergebnisse. Das deckt sich auch mit den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen in [56], bei denen festgestellt werden kann, dass es einen proportionalen Zusammenhang zwischen der relativen Reduktion der Beschleunigungen und der dazugehörigen Überfahrtgeschwindigkeit der Züge, normiert auf die Eigenfrequenz der Tragwerke gibt. Zudem ist auch erkennbar, dass es mit steigender Eigenfrequenz der Tragwerke zu einer stärkeren Verschiebung der Resonanzspitzen zu höheren Überfahrtgeschwindigkeiten kommt. Das lässt sich auf die Erhöhung der Eigenfrequenzen des gekoppelten Balkens gegenüber dem Referenzmodell zurückführen, was wiederum aus dem im Koppelbalkenmodell berücksichtigten Steifigkeitsbetrag der Verbindung beider Balken durch die Feder-Dämpfer Elemente resultiert. Dadurch treten insbesondere beim Tragwerk 6 bei Geschwindigkeiten im Bereich der Resonanzspitzen Verschiebungen um bis zu 10 km/h auf. Um diese Verschiebungen in dynamischen Berechnungen zu kompensieren, könnte beispielsweise eine Reduktion der Biegesteifigkeit des Tragwerksbalkens vorgenommen werden. Hierauf wurde im Rahmen der Untersuchung der ausgewählten Tragwerke jedoch verzichtet.

In der folgenden Abbildung 9.9 sind die Reduktionen der Beschleunigungen, welche mit dem Koppelbalkenmodell gegenüber dem Referenzmodell ermittelt werden, dargestellt. Dabei sind in diesem Fall nur die Ergebnisse eingetragen, die mit der anhand des Frequenzbereichs der Eigenfrequenzen gewählten Koppelsteifigkeiten (Tragwerke 1 bis 5: $\bar{k}_{SV} = 80 \text{ kN/mm/lfm}$; Tragwerk 6: $\bar{k}_{SV} = 112,4 \text{ kN/mm/lfm}$) und dem Dämpfungskoeffizient $\bar{c}_{SV} = 87 \text{ kN/mm/lfm}$ ermittelt wurden (Ergebnisse aus Kapitel 7.5.2). Die Reduktion wird dabei als prozentuales Verhältnis

$$\eta = \frac{\ddot{w}_{max,Koppelbalken} - \ddot{w}_{max,Referenz}}{\ddot{w}_{max,Referenz}} 100 \quad [\%] \quad (9-6)$$

ausgedrückt. Das Verhältnis η zeigt ebenfalls die mit abnehmender Überfahrtgeschwindigkeit deutlich größer werdenden Reduktionen, die für die Tragwerke höherer Eigenfrequenzen maximale Werte über 80 % annimmt.

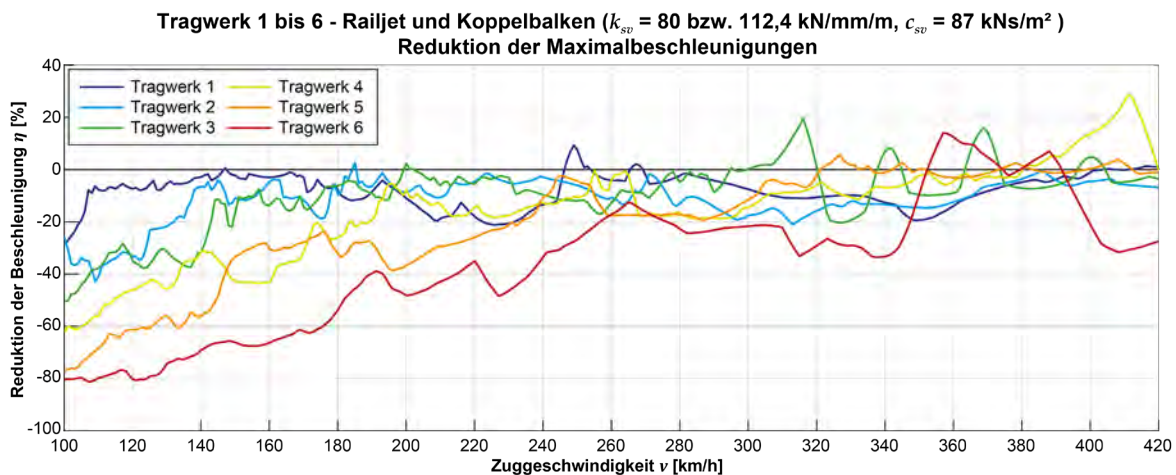


Abbildung 9.9: Tragwerke 1 bis 6 – Reduktion der Beschleunigungen des Koppelbalkenmodells gegenüber dem Referenzmodell

In Abbildung 9.9 ist noch nicht berücksichtigt, dass die Beschleunigungsspitzen durch die leichte Erhöhung der Eigenfrequenz der betreffenden Tragwerke bei etwas höheren Geschwindigkeiten auftreten als beim Referenzmodell. Die im Diagramm eingetragenen Reduktionen η beziehen sich auf die rechnerischen Beschleunigungen beider Modelle bei der gleichen Geschwindigkeit. Die Verschiebung der Resonanzgeschwindigkeit führt in einem direkten Vergleich der Beschleunigungen bei gleicher Zuggeschwindigkeit zum Teil auch zu positiven Werten, also zu einer Erhöhung der Beschleunigungen durch das Koppelbalkenmodell.

Da diese Erhöhung qualitativ nicht den Einfluss des Koppelbalkens wiedergibt, muss für einen direkten Vergleich der Beschleunigungen entweder ein Verfahren gewählt werden, bei dem nur Beschleunigungsspitzen bei gleichem Resonanzereignis – also auch bei leicht abweichenden Überfahrtsgeschwindigkeiten – verglichen werden, oder bei dem eine affine Verzerrung der Ergebnisse erfolgt. Letzteres wurde exemplarisch für Tragwerk 6 durchgeführt, indem die Ergebnisse, die mit dem Koppelbalkenmodell berechnet wurden, so linear interpoliert werden, dass die Geschwindigkeit der Resonanzspitze im Bereich von etwa 350 km/h mit der des Referenzmodells übereinstimmt. Die linke Grenze des betrachteten Geschwindigkeitsbereiches wird bei den Ergebnissen beider Modelle festgehalten.

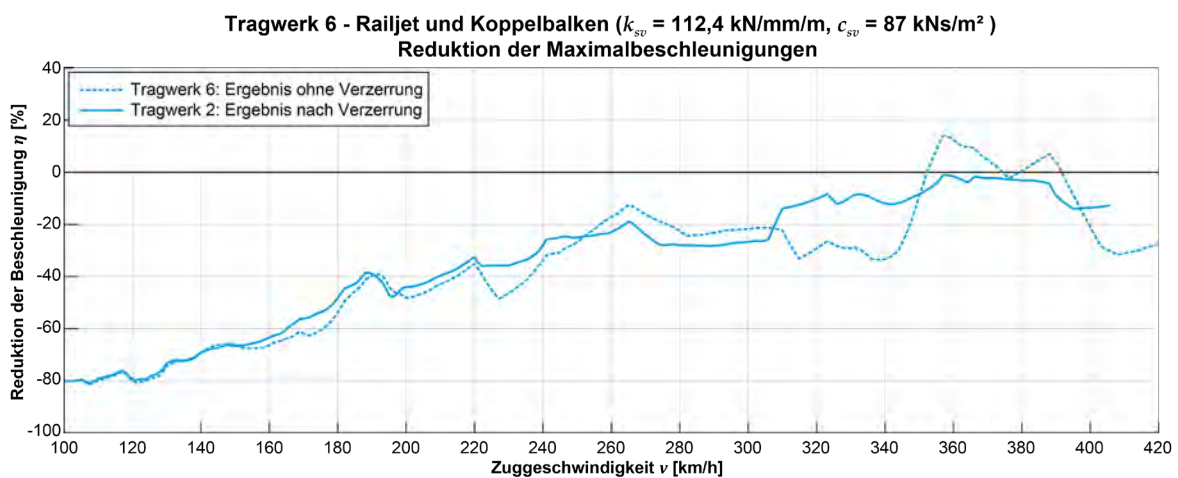
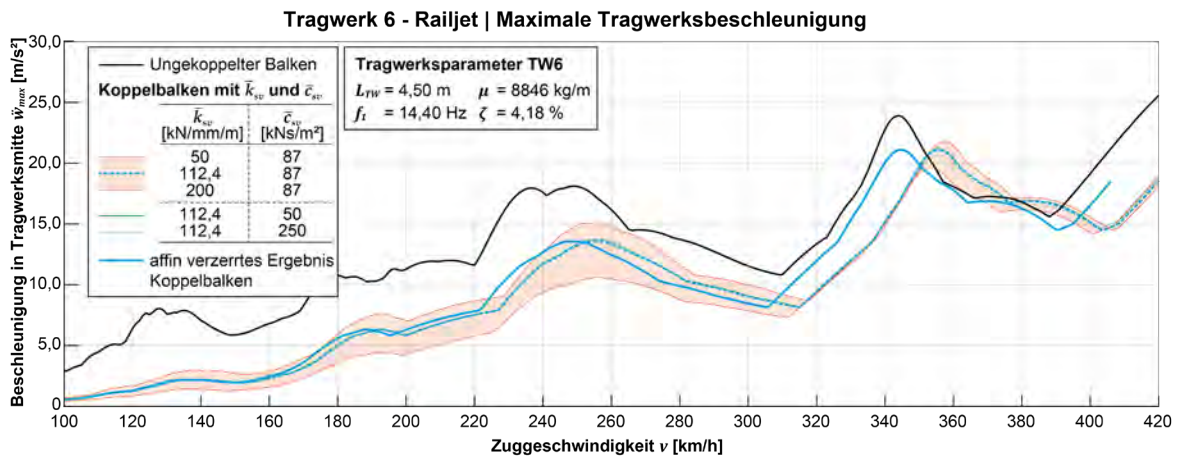


Abbildung 9.10: Tragwerk 6 – Berechnungsergebnisse der Schwingungsprognose mit Koppelbalkenmodell nach affiner Verzerrung

In Abbildung 9.10 ist erkennbar, dass durch die affine Verzerrung der Ergebnisse des Koppelbalkens nun keine positiven Werte η auftreten, das Koppelbalkenmodell also bei einem spezifischen Resonanzereignis immer geringere Beschleunigungsergebnisse erzeugt als das Modell des ungekoppelten Euler-Bernoulli Balkens. Im Bereich der sehr großen Reduktion von bis zu 80 % wirkt sich dies kaum noch aus, während insbesondere bei höheren Überfahrtsgeschwindigkeiten ab 260 km/h merkliche Unterschiede zur nicht verzerrten Ergebnisauswertung erkennbar sind. Eine qualitative Analyse der mit beiden Modellen erzeugten Ergebnisse ist für eine zuverlässige Beurteilung der bemessungsrelevanten Ergebnisse entsprechend zu empfehlen.

Die Eigenfrequenzen des gekoppelten Systems, die, wie oben beschrieben, durch den Steifigkeitsbeitrag der Kopplung leicht erhöht werden, werden anhand einer modalen Analyse des Gesamtsystems ermittelt und in folgender Tabelle 7 zusammengefasst. Sie sind lediglich von der angesetzten Koppelsteifigkeit \bar{k}_{sv} abhängig. Die jeweiligen prozentualen

Abweichungen gegenüber der ersten Biegeeigenfrequenz des ungekoppelten Euler-Bernoulli Balkens sind in den rechten drei Spalten dargestellt. Bei den Tragwerken 1 bis 5 erhöht sich die Biegeeigenfrequenz durch den Beitrag der Kopplung nur marginal um maximal 0,47 %. Lediglich beim Tragwerk 6 mit einer relativ kurzen Spannweite von $L = 4,50$ m, einer Eigenfrequenz von $f_1 = 14,4$ Hz und einer zugleich auch sehr geringen Biegesteifigkeit von $EI_{TW} = 3,05E+08$ Nm², die nur etwa 6 % der Biegesteifigkeit des nächstlängeren Tragwerks 5 beträgt, erhöht sich die Eigenfrequenz der Koppelbalken gegenüber dem Referenzmodell um 2,78 bis 4,03 %. Somit kann zusammengefasst werden, dass die Kopplungssteifigkeit \bar{k}_{SV} einen vernachlässigbaren Einfluss auf die erste Biegeeigenfrequenz hat.

Tabelle 7: erste Biegeeigenfrequenz der Brückenmodelle

Bezeichnung	Referenzmodell f_1 [Hz]	Eigenfrequenz des Koppelbalkens $f_{1,Koppelbalken}$ [Hz]			Erhöhung der Eigenfrequenz gegenüber Referenzmodell [%]		
		$\bar{k}_{SV} = 50$ kN/mm/m	$\bar{k}_{SV} = 80 /$ 112,4 kN/mm/m	$\bar{k}_{SV} = 200$ kN/mm/m	$\bar{k}_{SV} = 50$ kN/mm/m	$\bar{k}_{SV} = 80 /$ 112,4 kN/mm/m	$\bar{k}_{SV} = 200$ kN/mm/m
Tragwerk 1	4,55	4,5510	4,5521	4,5536	0,02	0,05	0,08
Tragwerk 2	5,71	5,7149	5,7169	5,7201	0,09	0,12	0,18
Tragwerk 3	6,24	6,2553	6,2587	6,2648	0,25	0,30	0,40
Tragwerk 4	8,11	8,1251	8,1312	8,1405	0,19	0,26	0,38
Tragwerk 5	10,13	10,1522	10,1624	10,1772	0,22	0,47	0,47
Tragwerk 6	14,40	14,8005	14,9078	14,9797	2,78	3,52	4,03

9.2.3. Vergleich Messung und Rechnung für Tragwerk 1

An dieser Stelle wird auf dynamische Analysen betreffend Tragwerk 1 (siehe Tabelle 4) näher eingegangen. Tragwerk 1 stellt einen Sonderfall dar, da für dieses Tragwerk umfangreiche Daten aus Schwingungsmessungen infolge Zugüberfahrt vorliegen, wobei sowohl Messungen am Zug als auch Messungen am Tragwerk durchgeführt wurden.

Analog zu den in Kapitel 9.2.2 beschriebenen Untersuchungen erfolgen für das Tragwerk 1 Berechnungen mit dem Referenzmodell des ungekoppelten Euler-Bernoulli Balkens und Berechnungen mit dem Koppelbalkenmodell mit Vorland, wobei nun nur auf die Ergebnisse mit den versuchstechnisch ermittelten Eingangsparametern $\bar{k}_{SV} = 80$ kN/mm/lfm und $\bar{c}_{SV} = 87$ kNs/m/lfm gemäß der Abbildungen 7.29 und 7.30 in

Kapitel 7.5.1 näher eingegangen wird. Die Messungen am Tragwerk und am überfahrenen Zug wurden 2021 während mehrerer Überfahrten mit einem EC250 durchgeführt. Der EC250 zeichnet sich gegenüber dem Railjet durch seine Jakobsdrehgestelle aus, die alle Passagierwagen vertikal miteinander koppeln, aber auch durch höhere Achslasten, eine kürzere Wagenlänge und höhere Dämpfungs- und Steifigkeitskennwerte der Primärstufe. Für die folgenden Berechnungen erfolgt die Modellierung des Fahrzeuges als Mehrkörpermodell, d. h. Wagenkästen, Drehgestelle und Radsätze werden als miteinander gekoppelte Starrkörper idealisiert.

Nachfolgend sind in Abbildung 9.11 die berechneten maximalen Beschleunigungen in Tragwerksmitte für das Referenzmodell (schwarz) und das Koppelbalkenmodell (rot) in Abhängigkeit der Überfahrtsgeschwindigkeit von 100 bis 250 km/h dargestellt und den gemessenen Beschleunigungen für die Überfahrtsgeschwindigkeiten 135, 150, 160 und 165 km/h (blaue Punkte) gegenübergestellt. Bei den gemessenen Beschleunigungen spielt der verwendete Tiefpassfilter in der Auswertung der Messsignale eine entscheidende Rolle. In Abbildung 9.11 sind für jede Überfahrtrichtung bei jeder untersuchten Überfahrtsgeschwindigkeit zwei Messergebnisse in dunkel- bzw. hellblau dargestellt, die aus der Anwendung unterschiedlicher Tiefpassfilter auf die Messsignale resultieren. So zeigt sich, dass die Anwendung eines Tiefpassfilters bis 46 Hz zu wesentlich höheren, z.T. mehr als doppelt so hohen Beschleunigungen führt (dunkelblaue Marker in Abbildung 9.11), als die Verwendung eines 10 Hz Tiefpassfilters. Beide Messergebnisse unterscheiden sich zudem gravierend von den Berechnungsergebnissen, wobei zwischen den Ergebnissen des Referenzmodells und Koppelbalkenmodells wie bereits bei der Überfahrt des Railjets (siehe Abbildung 9.3) nur geringe Abweichungen auftreten.

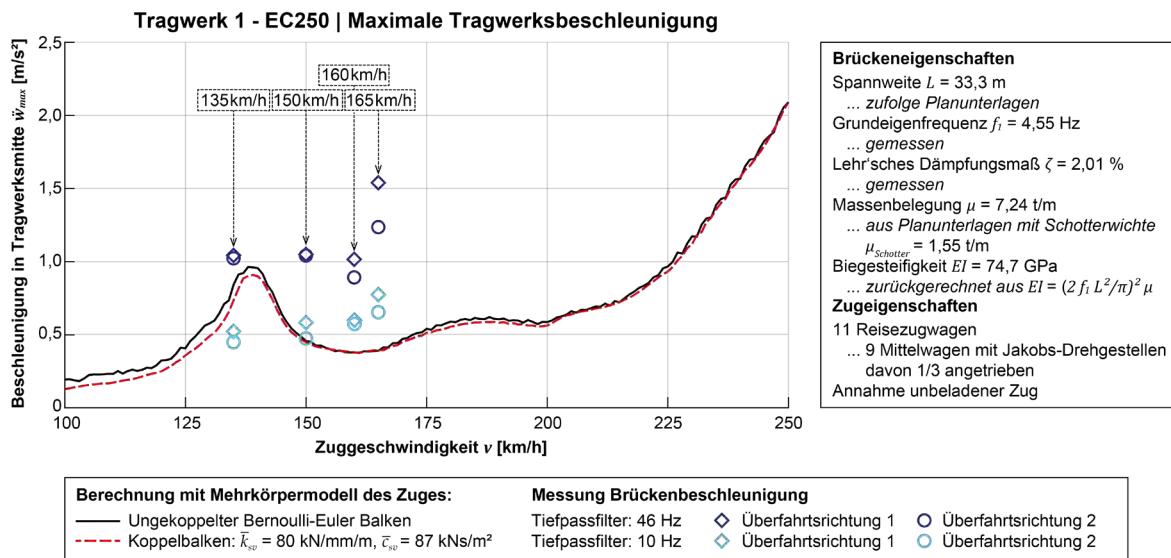


Abbildung 9.11: Tragwerk 1 - Vergleich zwischen Messung und Rechnung

Für eine Analyse der Abweichungen bei den Geschwindigkeiten 150, 160 und 165 km/h ist es zweckdienlich, die Zeitverläufe während der Zugüberfahrt, aus denen die jeweiligen Maximalwerte in Abbildung 9.11 entnommen sind, zu betrachten. Zunächst wird in Abbildung 9.12 ein Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Tragwerksbeschleunigungen für zwei gemessene Überfahrten bei 135 km/h gezeigt (Tiefpassfilter 46 Hz in dunkelblau, 10 Hz in Hellblau), wobei Messung und Rechnung qualitativ gut übereinstimmen. Dabei zeigt sich jedoch, dass das gemessene Signal höherfrequente Schwingungsanteile (z. B. infolge Gleisunregelmäßigkeiten) enthält und dass lokale Spitzenwerte in Form von Ausreißern auftreten. Dies erklärt den signifikanten Einfluss des verwendeten Filters in der Signalanalyse auf die in der weiterfolgenden Auswertung der Messergebnisse maximal auftretenden Beschleunigungswerte im Zeitverlauf. Auffällig ist zudem das gemessene Ausschwingverhalten des Tragwerks, das schon direkt nach Überfahren der letzten Zugachse (in Abbildung 9.12 ungefähr bei 6,3 s) deutlich geringere Beschleunigungsamplituden aufweist als die Vergleichsrechnung. Das deutet auf Dämpfungsmechanismen des Tragwerkes hin, die durch das Berechnungsmodell noch nicht ausreichend erfasst werden können.

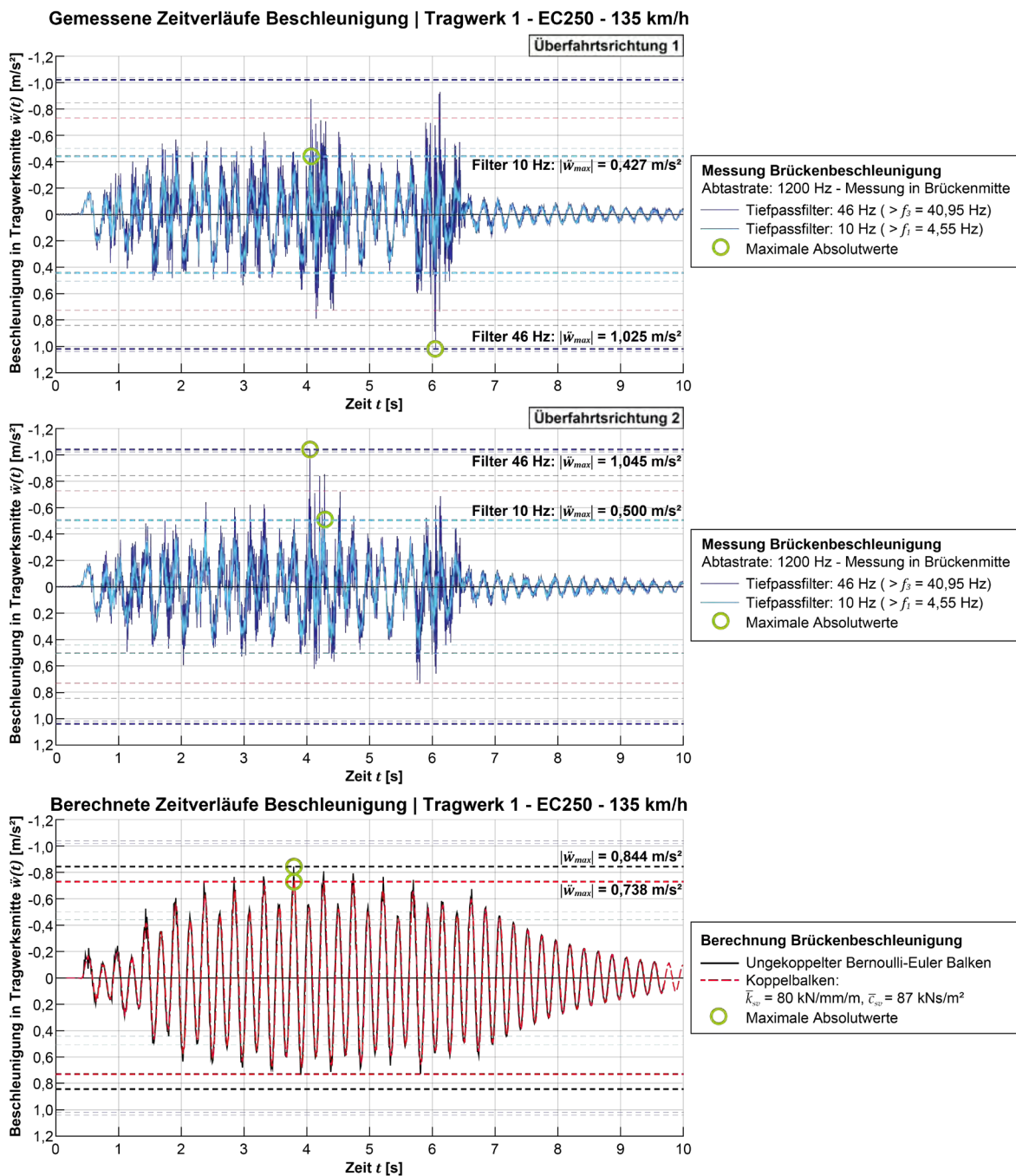


Abbildung 9.12: Zeitverläufe bei 135 km/h – Vergleich zwischen Messung und Rechnung

Diese Zusammenhänge sind die Hauptursache für die Abweichungen zwischen Messung und Rechnung bei den höheren Geschwindigkeiten und stellvertretend in Abbildung 9.13 für 165 km/h und zwei Überfahrten dargestellt. Qualitativ stimmen die Zeitverläufe für Messung (blau) und Rechnung (schwarze und rote Linie) gut überein, wenngleich die Ab-

weichung der Maximalwerte in erster Linie auf Unsicherheiten und Unwägbarkeiten in der Signalanalyse der Messungen zurückzuführen sind.

Des Weiteren spielen auch Unsicherheiten hinsichtlich der genauen Kenntnis der Zugmassen und Achslasten in der Berechnung eine Rolle bei der Abweichung zwischen Schwingungsprognose und Messung.

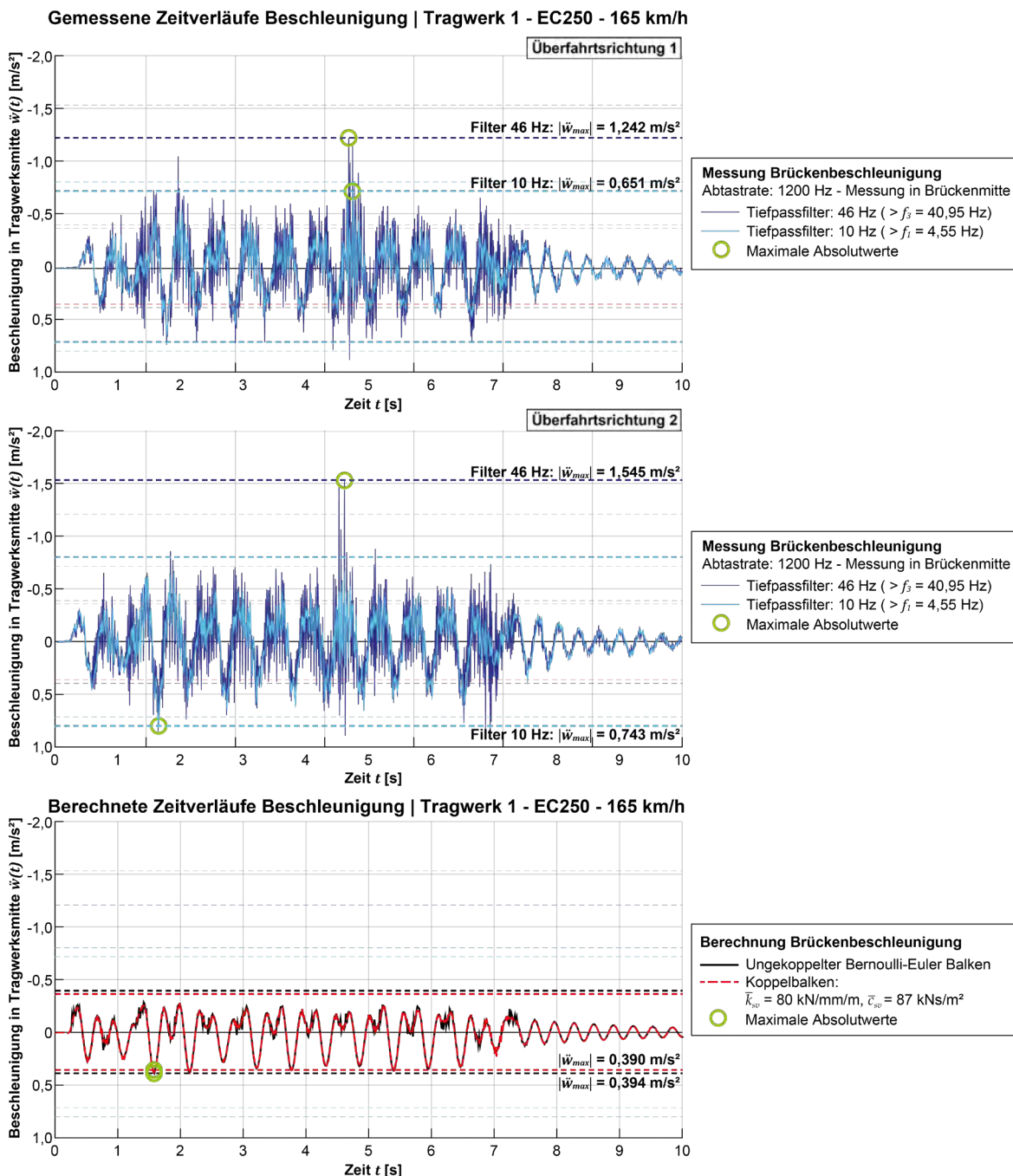


Abbildung 9.13: Zeitverläufe bei 165 km/h – Vergleich zwischen Messung und Rechnung

Darüber hinaus stellt Tragwerk 1 auch im Hinblick auf die Tragwerkseigenschaften einen Sonderfall dar, da es sich mit 33,30 m Spannweite um ein vergleichsweise langes Tragwerk mit einer geringen Eigenfrequenz von 4,55 Hz handelt. Zum Vergleich: Der Großteil an Bestandsbrücken liegt im Spannweitenbereich unter 20 m, wobei die Eigenfrequenzen zwischen 5 und 25 Hz liegen. Auch die Biegesteifigkeit des Tragwerkes ist nur schwer anhand der Querschnittsinformationen abzuschätzen, bzw. die entsprechende Schätzung weist eine Abweichung um etwa 38 % gegenüber der rechnerisch für das Modell anzusetzenden Biegesteifigkeit auf. Darüber hinaus ist auch die identifizierte Eigenfrequenz von 4,55 Hz mit gewisser Vorsicht zu betrachten, da unterschiedliche Messungen am Tragwerk zu unterschiedlichen Zeitpunkten abweichende Ergebnisse hinsichtlich der Eigenfrequenz lieferten (hierauf wird in Kapitel 9.3 noch Bezug genommen).

Hinsichtlich eines Vergleiches zwischen rechnerisch prognostizierten und am Tragwerk gemessenen Schwingungsverhalten infolge Zugüberfahrt stellt Tragwerk 1 somit in mehrfacher Hinsicht einen Sonderfall dar (große Spannweite, niedrige Eigenfrequenz, Unsicherheiten bezüglich des Messsignals und der genauen Zugmassen), weshalb dieser Vergleich mit Vorsicht zu betrachten ist. Für weitere Vergleiche wird daher der Fokus zur Kennwertanpassung auf einen Vergleich der dynamischen Parameter gelegt.

9.2.4. Fazit

Die in den vorhergehenden Kapiteln vorgestellten Untersuchungen mit der Koppelbalkenmodellierung zeigt eine Möglichkeit auf, wie die Interaktionsdynamik zwischen Gleisrost und Tragkonstruktion sowie die lastverteilende Wirkung des Schotterbetts auf Basis der versuchstechnisch ermittelten Kennwerte für die Schotterbettsteifigkeit und den Dämpfungskoeffizienten in dynamische Berechnungen implementiert werden kann. Dabei zeigt sich vor allem ein signifikanter Einfluss der angesetzten Kopplungssteifigkeit, die als dynamische Steifigkeit des Schotterbetts interpretiert wird, auf die generierten Beschleunigungsergebnisse der untersuchten exemplarischen Tragwerke, während sich der Dämpfungskoeffizient als vernachlässigbarer Parameter mit nur geringfügigem Einfluss erweist. Die schwingungsreduzierende Wirkung der Koppelbalkenmodellierung ist insbesondere beim Tragwerk 6 ausgeprägt, steigt aber generell mit zunehmender Eigenfrequenz der Tragwerke und abnehmender Überfahrtsgeschwindigkeit der Hochgeschwindigkeitszüge.

Der direkte Vergleich zwischen den gemessenen und berechneten Tragwerksbeschleunigungen des Tragwerks 1 bei Überfahrt eines EC250 deutet auf eine durch hohe Frequenzanteile mit großen Beschleunigungsamplituden erschwerte Vergleichbarkeit von

Messung und Rechnung hin. Die qualitativ gute Übereinstimmung im Zeitverlauf wird durch das Auftreten einzelner hochfrequenter Ausreißer beeinträchtigt, weshalb der Vergleich von Berechnungen und Messungen für eine Verifizierung oder Validierung der dynamischen Schotterbettkennwerte \bar{k}_{sv} und \bar{c}_{sv} nicht geeignet zu sein scheint.

9.3. Vergleichsanalyse der dynamischen Parameter von Eisenbahnbrücken

Nach einer Evaluierung des Einflusses der Kennwerte \bar{k}_{sv} und \bar{c}_{sv} auf das rechnerisch prognostizierte Schwingungsverhalten von Eisenbahnbrücken erfolgt in diesem Kapitel eine Vergleichsanalyse zwischen rechnerisch ermittelten und aus Messdaten identifizierten dynamischen Parametern (erste Biegeeigenfrequenz f_1 und Lehr'sches Dämpfungsmaß ζ) für die sechs in Tabelle 4 aufgelisteten Tragwerke. Ausgangslage bildet hierzu das in Abbildung 9.1 dargestellte Modell 1 (kontinuierlich gedämpfter Euler-Bernoulli Balken). Ziel der Vergleichsanalyse im Rahmen des nachfolgenden Kapitels 9.3.2 ist es, einen Vergleich zwischen aus Versuchen generierten und auf Basis von dynamischen Parametern realer Eisenbahnbrücken rückgerechneten Dämpfungskennwerten \bar{c}_{OB} zu ziehen, um die Ergebnisse aus Kapitel 7 zu plausibilisieren und Vergleichswerte als Grundlage für weitere Untersuchungen und dynamische Analysen zu erhalten.

9.3.1. Modell und Kennwerte zur rechnerischen Bestimmung der dynamischen Parameter

Abbildung 9.14 zeigt erneut das Modell des kontinuierlich gedämpften Euler-Bernoulli Balkens, wobei der Balken bzw. das Tragwerk durch die vier grundlegenden Eigenschaften Spannweite L , Biegesteifigkeit EI_{TW} , Massenbelegung μ_{ges} und Dämpfungsmaß ζ_{TW} charakterisiert ist. Die kontinuierlichen Dämpferelemente (Kennwert \bar{c}_{OB}) repräsentieren die Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues, wobei dem Schotteroberbau keine Steifigkeitseigenschaften zugeschrieben werden. Die Biegesteifigkeit EI_{TW} beschreibt somit die Steifigkeitseigenschaften des Tragwerkes, Steifigkeitsbeiträge der Gleis-Tragwerk Interaktion oder der Schienen werden im Gegensatz zum Koppelbalkenmodell vernachlässigt. Hinsichtlich der Massenbelegung werden die Anteile des Tragwerkes und des Schotteroberbaues im Kennwert μ_{ges} zusammengefasst.

Modell 1 - kontinuierlich gedämpfter Euler-Bernoulli Balken

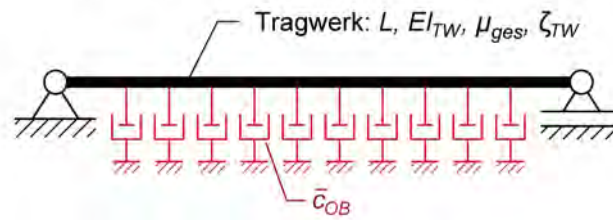


Abbildung 9.14: Modell zur rechnerischen Ermittlung der dynamischen Parameter

Im Rahmen von [55] und [57] wurde ein Ansatz entwickelt, um das Lehr'sche Dämpfungsmaß von Eisenbahnbrücken rechnerisch zu bestimmen. Der Grundgedanke in der Ermittlung des Dämpfungsmaßes lautet, die Dämpfungsbeiträge des Tragwerkes ζ_{TW} und die Dämpfungsbeiträge des Schotteroberbaues $\Delta\zeta_{OB}$ gesondert zu erfassen und zu superponieren:

$$\zeta_{ges} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_{OB} \quad (9-7)$$

Der Dämpfungsbeitrag des Tragwerkes ist dabei in Abhängigkeit der Bauweise (Stahl-, Stahlbeton-, Spannbeton- oder WiB-Brücken) und der Lagerung vorab festzulegen, z. B. entsprechend den Empfehlungen und Referenzwerten nach *Petersen* [40]. Der Dämpfungsbeitrag des Schotteroberbaues ist entsprechend [55] mit

$$\Delta\zeta_{OB} = \frac{\bar{c}_{OB}}{2 \Omega_1 \mu_{ges}} \quad (9-8)$$

definiert und errechnet sich aus der Massenbelegung μ_{ges} , der ersten Biegeeigenkreisfrequenz $\Omega_1 (= 2\pi f_1)$ und dem Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} , welcher nach [55] in Abhängigkeit der Frequenz f_1 definiert ist. Für die nachfolgenden Untersuchungen werden die in Kapitel 9.1 beschriebenen drei unterschiedlichen Massenbelegungen $\mu_{ges,1}$, $\mu_{ges,2}$ und $\mu_{ges,3}$ verwendet, welche aus unterschiedlich angesetzten Schotterdichten resultieren. Die Definition für das rechnerische Lehr'sche Dämpfungsmaß lautet unter Verwendung der Definitionen in Gleichung (9-7) und (9-8) in Abhängigkeit der Massenbelegung somit:

$$\zeta_{ges,i} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_{OB,i} = \zeta_{TW} + \frac{\bar{c}_{OB}}{2 \Omega_1 \mu_{ges,i}} \quad i = 1,2,3 \quad (9-9)$$

Die zu Modell 1 in Abbildung 9.14 zugehörige rechnerische erste Biegeeigenfrequenz f_1 , welche in die Bestimmungsgleichung (9-9) ebenfalls einfließt (als Biegeeigenkreisfrequenz $\Omega_1 = 2\pi f_1$), ist definiert als:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI_{TW}}{\mu_{ges}}} \quad (9-10)$$

Hinsichtlich des Dämpfungskennwertes \bar{c}_{OB} , welcher die Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues beschreibt, werden in [55] Kennwerte in Abhängigkeit der Frequenz (bzw. Resonanzfrequenz der Brücke) definiert. Diese Kennwerte basieren auf Versuchen mit der großmaßstäblichen Versuchsanlage nach Abbildung 1.1, welche im Rahmen des Projektes *Schotteroberbaukennw.* [2] erfolgten. Ein wesentlicher Versuchsgegenstand des gegenständlichen Projektes *DynSchoStab* ist ebenfalls die versuchsbasierte Ermittlung des zu Modell 1 zugehörigen Dämpfungskennwertes \bar{c}_{OB} , welche im Rahmen von Kapitel 7 erfolgte. In Abbildung 9.15 sind die im Rahmen von Kapitel 7 ermittelten Kennwerte \bar{c}_{OB} in Abhängigkeit der Frequenz dargestellt, wobei sowohl die Kennwerte für Konstellation 1 (mit Druckkissen – unbelastet, aus Kap. 7.5.2) als auch für Konstellation 3 (ohne Druckkissen – unbelastet, aus Kap. 7.6.9) angeführt sind. Für beide Konstellationen wurden die Kennwerte anhand des Energiegleichgewichtes (Energie-GGW) aus ins System eingebrachter und in den unterschiedlichen Dämpfungsmechanismen dissipierter Energie bestimmt.

Neben den Kennwerten aus Kapitel 7 ist auch die in [55] definierte Regression für den Dämpfungskennwert dargestellt (schwarz strichlierte Linie, siehe Legende), wobei an dieser Stelle erneut darauf hingewiesen wird, dass die Regression auf Versuchen im Frequenzbereich 4-9 Hz basiert und der Verlauf im höherfrequenten Bereich (> 9 Hz) eine lineare Extrapolation dieser Regression darstellt.

Wie bereits in Kapitel 7 ausführlich diskutiert wurde, unterliegen die in Abbildung 9.14 angeführten Kennwerte für die Konstellation 1 und Konstellation 3 einer erheblichen Streuung, was die Anwendung der Bestimmungsgleichung für das Lehr'sche Dämpfungsmaß nach Gleichung (9-9) erschwert bzw. eine ebenso große Streuung in den rechnerisch ermittelten Lehr'schen Dämpfungsmaßen zur Folge hätte, wodurch eine quantitative Einschätzung der Kennwerte nur bedingt möglich ist. Aus diesem Grund werden in den nachfolgenden Vergleichsanalysen zu den Tragwerken zugehörige und aus messtechnisch ermittelten dynamischen Parametern rückgerechnete Dämpfungskennwerte \bar{c}_{OB} ermittelt und den Ergebnissen in Abbildung 9.14 gegenübergestellt.

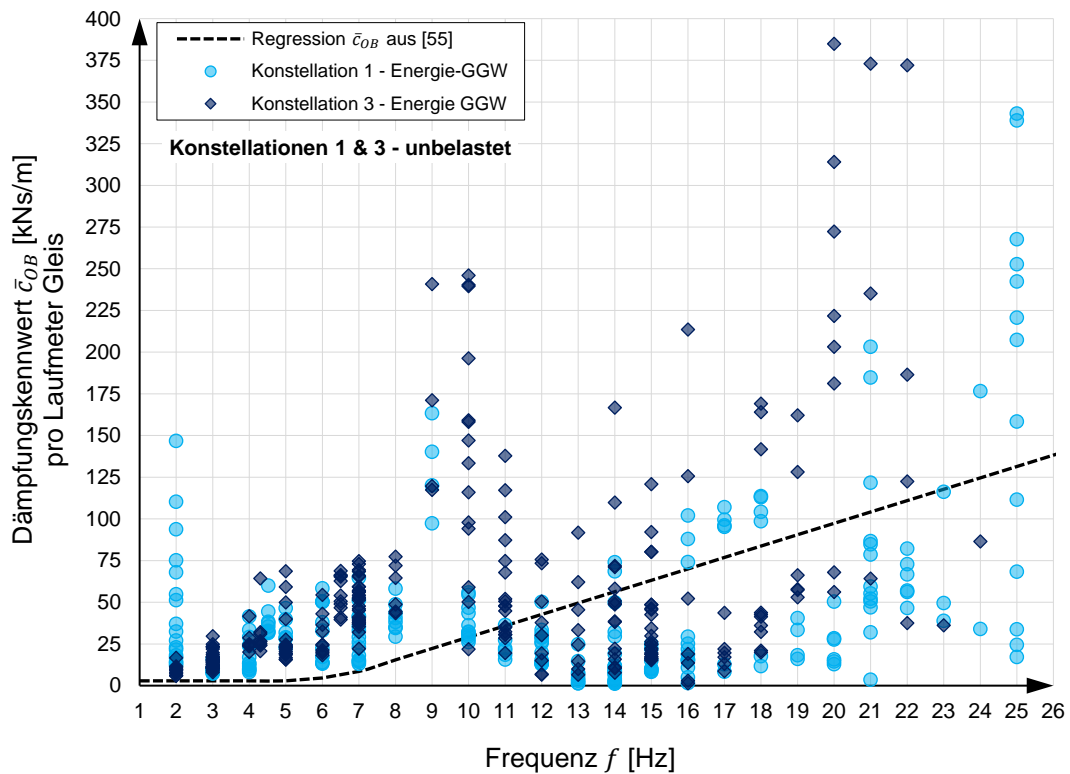


Abbildung 9.15: Auf Basis von Versuchen generierte Dämpfungskennwerte \bar{c}_{OB} in Abhängigkeit der Frequenz – Konstellation 1 (unbelastet) und Konstellation 3 (unbelastet)

In Bezug auf die in Abbildung 9.14 angeführte Regression aus [55] sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die versuchstechnisch ermittelten Dämpfungskennwerte \bar{c}_{OB} , auf welchen die Regression basiert, ebenfalls einer Streuung sowie einer Beschleunigungsabhängigkeit unterliegen und die formulierte Regression die untere Grenze der ermittelten Dämpfungskennwerte beschreibt.

9.3.2. Vergleichsanalysen zwischen Messung und Rechnung

Bevor auf die Dämpfungskennwerte näher eingegangen wird, erfolgt für die sechs Tragwerke (siehe Tabellen 4 und 5) zunächst erneut ein Vergleich zwischen aus Messdaten identifizierter Eigenfrequenz und der rechnerisch ermittelten zu Modell 1 zugehöriger Eigenfrequenz entsprechend Gleichung (9-10). Dazu wird die prozentuelle Frequenzabweichung

$$\Delta f = \frac{f_{1,Rechnung} - f_{1,Messung}}{f_{1,Messung}} 100 \text{ [%]} \quad (9-11)$$

betrachtet, worin $f_{1,Rechnung}$ die anhand der Tragwerksdaten in Tabelle 5 anhand von Gleichung (9-10) errechnete und $f_{1,Messung}$ die auf Basis von Messdaten identifizierte ers-

te Biegeeigenfrequenz (siehe Tabelle 4) bezeichnet. Nachfolgend sind in Abbildung 9.16 die Abweichungen Δf in Abhängigkeit der Spannweite für die sechs Tragwerke dargestellt, wobei für jede Brücke drei Werte angegeben werden. Die drei unterschiedlichen Werte je Tragwerk resultieren aus den drei unterschiedlichen Massenbelegungen $\mu_{ges,1}$, $\mu_{ges,2}$ und $\mu_{ges,3}$, welche ebenfalls in Tabelle 5 angeführt sind. Die Verbindungslinien zwischen den Werten dienen lediglich zur besseren Übersichtlichkeit.

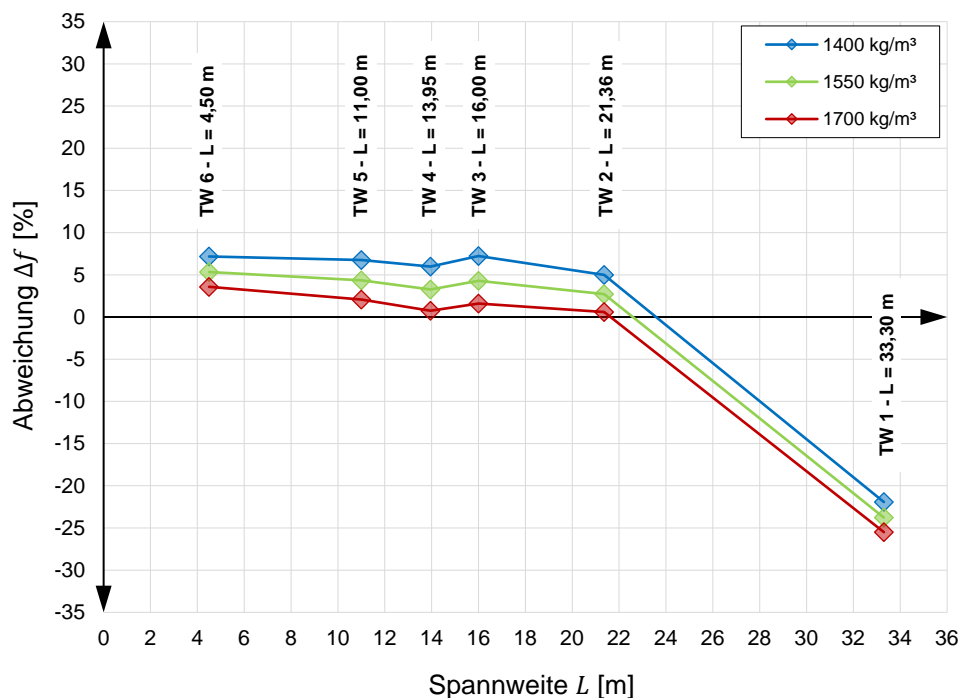


Abbildung 9.16: Prozentuelle Abweichung zwischen rechnerisch ermittelter und aus Messdaten identifizierter erster Biegeeigenfrequenz für Tragwerke 1 – 6

Die in Abbildung 9.16 dargestellten Abweichungen zeigen, dass für die Tragwerke 2 bis 6 die rechnerischen Eigenfrequenzen mit den aus Messdaten identifizierten Eigenfrequenzen gut übereinstimmen, wobei die Abweichungen Δf im einstelligen Prozentbereich liegen und die Massenbelegung $\mu_{ges,3}$ (in rot, mit Schotterdichte 1700 kg/m³) mit Abweichungen Δf zwischen 0,6 und 4 % die beste Übereinstimmung erzielt.

Wie bereits in Kapitel 9.1 und 9.2.3 erläutert, stellt Tragwerk 1 einen Sonderfall dar, was in Abbildung 9.16 erneut anhand einer entsprechend großen Abweichung Δf zwischen 22 und 26 % ersichtlich wird. Die vergleichsweise große Abweichung für Tragwerk 1 ist auf

mehrere Ursachen zurückzuführen. So lässt sich anhand der vorhandenen Planunterlagen die genaue Biegesteifigkeit nicht zweifelsfrei berechnen und davon abgesehen ist durch die Lage des Tragwerkes (über einem Fluss) die Aufnahme von Naturmaßen erschwert. Des Weiteren weist Tragwerk 1 einen asymmetrischen Querschnitt auf, womit die zur ersten Biegeeigenfrequenz zugehörige Eigenschwingungsform keine reine Biegeform ist, sondern auch Torsionsanteile enthält. Darüber hinaus ist auch die aus Messdaten identifizierte Biegeeigenfrequenz selbst mit gewisser Vorsicht zu betrachten, da unterschiedliche dynamische Messungen unterschiedliche Resultate hervorgebracht haben. So wurde beispielsweise auf Basis einer krafterregten Schwingungsanregung im Zuge von [58] eine Eigenfrequenz von 3,44 Hz aus den Messdaten ermittelt. Die in Tabelle 4 angeführte Eigenfrequenz von 4,55 Hz basiert auf jüngsten Messungen im Jahre 2021 (Anregung ebenfalls mittels krafterregter Schwingungsanregung) und wird daher als zu verwendender Wert im Rahmen dieses Projektes angesehen.

Die zu den Tragwerken 1 bis 6 zugehörigen aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße entsprechend Tabelle 4 sind in Abbildung 9.17 grafisch aufbereitet, wobei farblich zwischen den unterschiedlichen Messmethoden unterschieden wird: krafterregte Schwingungsanregung (KSA) in grün und Ausschwingverhalten nach Zugüberfahrt (ASZ) in rot. Des Weiteren ist das nach EN 1991-2 [5] definierte Dämpfungsmaß ζ_{NORM} für Stahlbrücken in Abbildung 9.17 als Vergleich dargestellt, welches entsprechend Tabelle 6.6 in [5] wie folgt definiert ist:

$$\begin{aligned}
 L < 20 \text{ m: } \zeta_{NORM} &= 0,50 + 0,125 (20 - L) \\
 L \geq 20 \text{ m: } \zeta_{NORM} &= 0,50
 \end{aligned}
 \tag{9-11}$$

Ein Vergleich der Dämpfungsmaße zeigt, dass die aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße stets und größtenteils auch sehr deutlich über den normativ vorgeschriebenen Dämpfungsmaßen liegen und auch einer erheblichen Streuung unterliegen, wobei die Streuung bei der Messmethode ASZ höher ist als bei der Messmethode KSA.

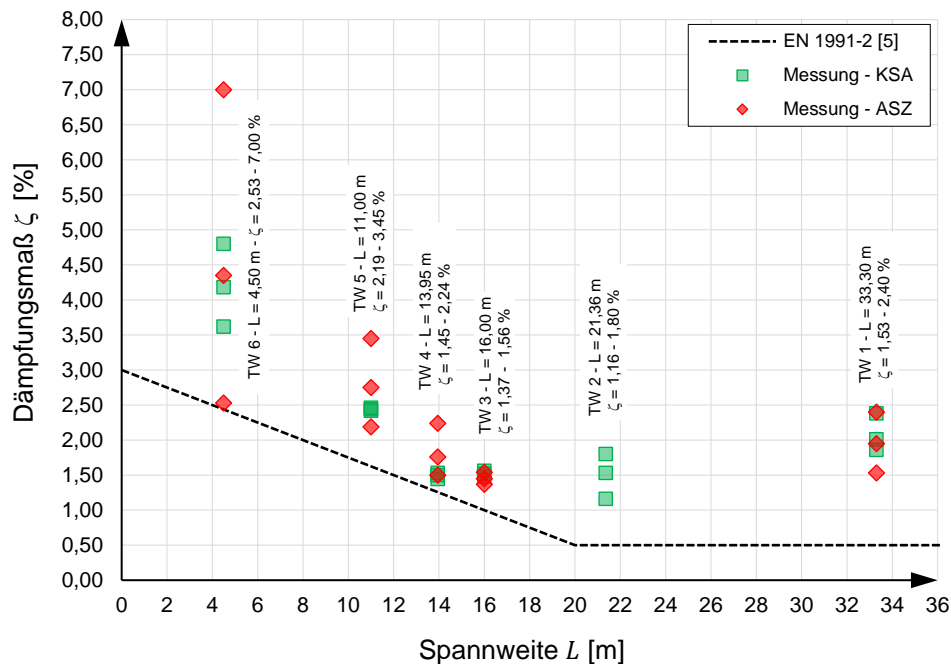


Abbildung 9.17: Aus Messdaten identifizierte Lehr'sche Dämpfungsmaße in Abhängigkeit der Spannweite

Für eine Vergleichsanalyse in Bezug auf die Dämpfungskennwerte werden nun die in Abbildung 9.17 dargestellten und in Tabelle 4 angeführten Dämpfungsmaße (Bezeichnung $\zeta_{ges,M}$) herangezogen und durch Umformung von Gleichung (9-9) in zu Modell 1 (Abb. 9.14) zugehörige Dämpfungskennwerte \bar{c}_{OB} wie folgt rückgerechnet:

$$\bar{c}_{OB,i} = 2 \cdot \Omega_1 \cdot \mu_{ges,i} (\zeta_{ges,M} - \zeta_{TW}) \quad (9-12)$$

In Bestimmungsgleichung (9-12) wird für die erste Biegeeigenkreisfrequenz im Sinne der mechanischen Kompatibilität die tragwerkszugehörige aus Messdaten identifizierte erste Biegeeigenkreisfrequenz Ω_1 und die drei Massenbelegungen entsprechend Tabelle 5 als Eingangsparameter herangezogen. Bevor jedoch der konkrete Dämpfungskennwert $\bar{c}_{OB,i}$ ermittelt werden kann, muss noch ein Ansatz für den Dämpfungsanteil des Tragwerks ζ_{TW} getroffen werden. Das Dämpfungsmaß ζ_{TW} beinhaltet die Energiedissipation in der Tragkonstruktion, in den Auflagern und im Baugrund. Diesbezüglich finden sich in [40] Referenzwerte, auf welche an dieser Stelle zurückgegriffen wird, wobei das Dämpfungsmaß ζ_{TW} für alle Tragwerke vereinfachend mit 0,25 % angenommen wird. Dieser Wert ist bewusst niedrig angesetzt, da bei den versuchstechnisch ermittelten Kennwerten in Abbildung 9.15 Dämpfungsanteile aus der Konstruktion und dem Untergrund teilweise vernachlässigt wurden (insbesondere in [55]), wodurch die Kennwerte \bar{c}_{OB} nicht nur den

Schotteroberbau alleine repräsentieren, sondern geringfügig auch andere Energiedissipationsmechanismen miterfasst werden.

Nachfolgend sind in Abbildung 9.18 die nach Gleichung (9-12) ermittelten Dämpfungskennwerte $\bar{c}_{OB,i}$ den versuchstechnisch ermittelten Kennwerten aus Abbildung 9.15 gegenübergestellt. Die Darstellung erfolgt wiederum in Abhängigkeit der Frequenz, wobei der ausgewählte Bereich zwischen 1 und 16 Hz dargestellt ist, da in diesem Bereich die Eigenfrequenzen der betrachteten Tragwerke liegen. Jene Kennwerte, welche auf Dämpfungsmaßen zufolge Messmethode KSA ermittelt wurden, sind in Abbildung 9.18 in grün dargestellt, die Kennwerte auf Basis der Dämpfungsmaße zufolge Messmethode ASZ wiederum in rot (siehe Legende). Diese Kennwerte veranschaulichen, in welchem Bereich die Dämpfungskennwerte \bar{c}_{OB} je nach Massenbelegung liegen müssten, um bei einer rechnerischen Bestimmung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes nach Gleichung (9-9) die aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße zu erhalten.

Die Gegenüberstellung der Kennwerte in Abbildung 9.18 dient somit in erster Linie als Plausibilisierung der auf Basis der Versuchsanlage ermittelten Kennwerte und ermöglicht eine Beurteilung der Zuverlässigkeit der Versuchsergebnisse. Hierbei zeigt sich, dass die versuchstechnisch ermittelten Dämpfungskennwerte prinzipiell in einem Bereich liegen, der den aus Rückrechnungen ermittelten Kennwerten entspricht, welcher rot hervorgehoben ist. Dennoch zeigt sich sowohl für die versuchstechnisch ermittelten als auch für die aus Dämpfungsmaßen rückgerechneten Kennwerte \bar{c}_{OB} eine erhebliche Streuung. Die Streuung der Kennwerte auf Basis gemessener Dämpfungsmaße nimmt dabei mit zunehmender Eigenfrequenz des Tragwerkes tendenziell zu.

Die Gegenüberstellung in Abbildung 9.18 zeigt letztendlich, dass die versuchstechnisch ermittelten Kennwerte prinzipiell zwar in einem plausiblen und als realitätsnah einzustufenden Bereich liegen, aber noch weiterführende Analysen bezüglich der Kennwertermittlung notwendig sind, um die Streuung der Kennwerte zu minimieren.

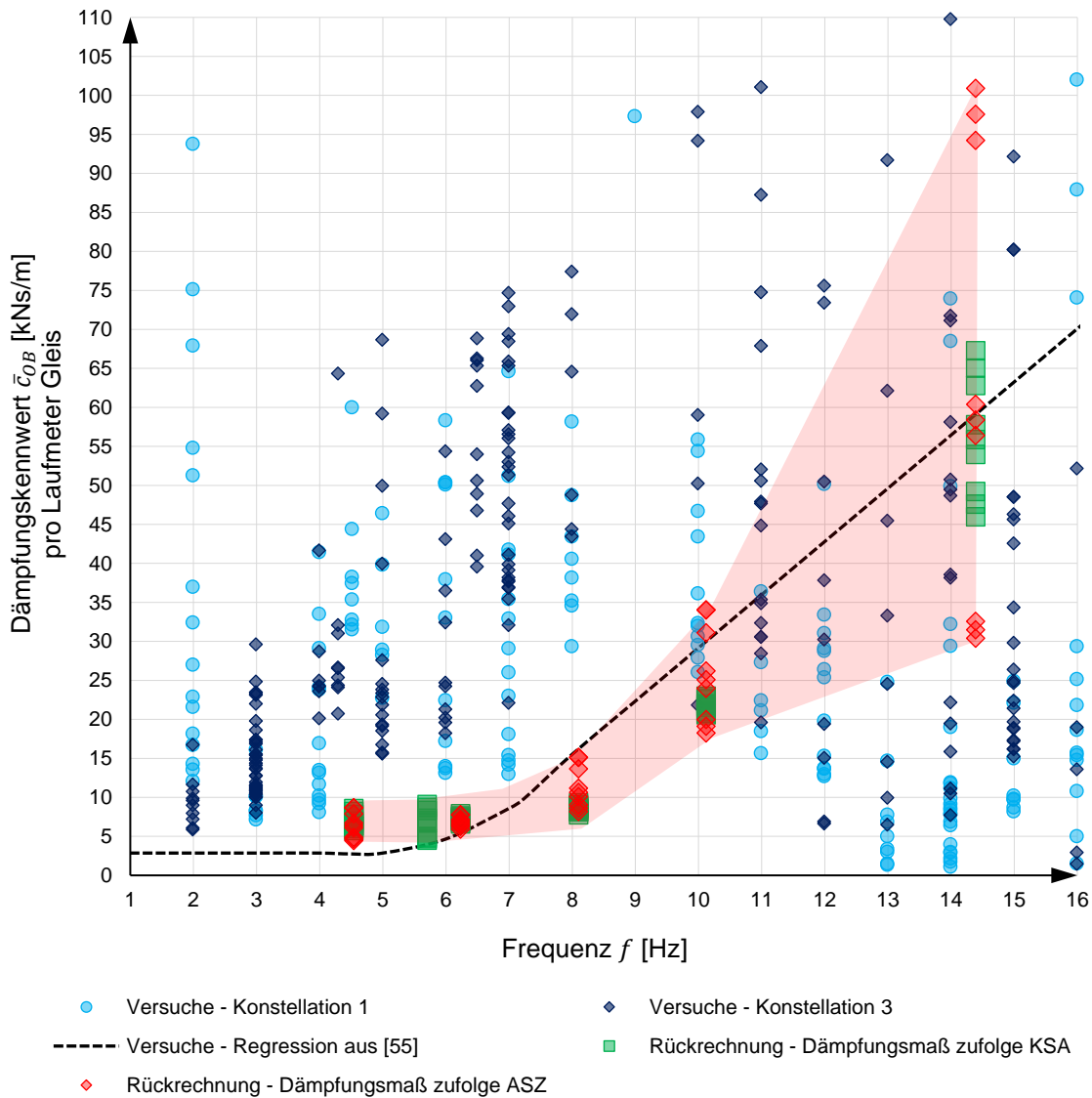


Abbildung 9.18: Vergleich von anhand von Versuchen ermittelten und auf Basis von Messdaten rückgerechneten Dämpfungskennwerten \bar{c}_{0B} in Abhängigkeit der Frequenz

Die große Streuung der in Abbildung 9.17 dargestellten aus Messdaten ermittelten Dämpfungsmaße und die daraus resultierende ebenso große Streuung der aus den Dämpfungsmaßen rückgerechneten Kennwerte in Abbildung 9.18 verdeutlicht den Bedarf an Methoden und Verfahren zur Reduktion der Ergebnisstreuung der Lehr'schen Dämpfungsmaße. In diesem Zusammenhang wurden in jüngster Vergangenheit Methoden entwickelt, die dieses Ziel verfolgen und im ÖBB-Regelwerk 08.01.05 „*Dynamische Messung von Eisenbahnbrücken*“ [59] bereits einfließen sowie in [60] und [61] publiziert sind. In diesem Zusammenhang wird derzeit vom Institut für Tragkonstruktio-

nen/Forschungsbereich Stahlbau ein Forschungsprojekt bearbeitet, welches u. a. eine Ermittlung von realitätsnahen Lehr'schen Dämpfungsmaßen von Eisenbahnbrücken auf Basis von in-situ Messungen beinhaltet, wobei die im ÖBB-Regelwerk 08.01.05 [59] sowie in [60] und [61] enthaltenen Methoden und Verfahren zur Reduktion der Ergebnisstreuung angewendet werden.

9.3.3. Fazit

Der in diesem Kapitel enthaltene Ansatz für eine rechnerische Bestimmung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau birgt ein großes Potential zur Minimierung der Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung. Der Vergleich zwischen aus Versuchen generierten und aus Messdaten am Tragwerk rückgerechneten modellzugehörigen Dämpfungskennwerten offenbart jedoch eine erhebliche Streuung der Kennwerte aus beiden Ansätzen. Dennoch verdeutlicht die Gegenüberstellung der Kennwerte in Abbildung 9.18, dass auf Basis von Versuchen ermittelten Kennwerte in einem plausiblen Bereich liegen, wobei der Fokus für diesem Projekt nachfolgende Analysen auf einer Minimierung der Ergebnisstreuung liegt.

Zusammengefasst kann somit schlussgefolgert werden, dass in Bezug auf die Dämpfungseigenschaften von Eisenbahnbrücken eine Minimierung bzw. eine vollständige Schließung der Diskrepanz zwischen Messung (aus Messdaten identifizierte Dämpfungsmaße) und Rechnung (rechnerisch ermitteltes Dämpfungsmaß) nur über eine Weiterentwicklung beider Seiten erfolgen kann. In Bezug auf das rechnerisch ermittelte Dämpfungsmaß ist vorrangig eine adaptierte Ermittlung der Kennwerte notwendig, wobei die durchgeführten Versuche als Referenz den Grundstein bilden. Hinsichtlich der aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße stehen bereits Handlungsgrundsätze und Vorgehensweisen zur Verfügung (u.a. in [59-60]), womit die Ergebnisstreuung der ermittelten Dämpfungsmaße eingeschränkt wird.

10. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

10.1. Zusammenfassung

Die im Rahmen des gegenständlichen Forschungsprojektes *DynSchoStab* durchgeführten umfangreichen versuchsgestützten Analysen des dynamischen Schotteroberbauverhaltens infolge vertikaler Bewegungen leisten einen wichtigen Beitrag zum qualitativen und quantitativen Verständnis der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion, der mechanischen Modellbildung, der Bestimmung von modellzugehörigen Kennwerten und insbesondere der versuchstechnischen Erfassung von Grenzzuständen, ab denen Destabilisierungsvorgänge im Schotteroberbau eintreten. Die in **Kapitel 1** formulierten Forschungsfragen konnten dabei beantwortet werden, wenngleich sich im Zuge der Versuchsdurchführungen und der dynamischen Analysen weitere Fragestellungen ergeben haben, welche es noch zu beantworten gilt. Diese über den Projektzeitraum hinausgehenden weiterführenden Untersuchungen werden im abschließenden Unterkapitel 10.2 als Ausblick formuliert.

Die in **Kapitel 2** enthaltene Literaturrecherche zur vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion und zum Verschiebewiderstand des Gleises in lateraler Richtung (Querverschiebewiderstand) verdeutlicht aufgrund der immensen Streuung der zur Verfügung stehenden Kennwerte den Bedarf an zuverlässigen und versuchsbasierten modellzugehörigen dynamischen Kennwerten des Schotteroberbaues zur Beschreibung der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion. Darüber hinaus wird auch hinsichtlich des Querverschiebewiderstandes deutlich, dass der Bedarf an der versuchsgestützten Identifizierung von Grenzzuständen für das auf Eisenbahnbrücken befindliche in lateraler Richtung beanspruchte Gleis, welches gleichzeitig zu vertikalen Schwingungen angeregt wird, gegeben ist.

Die Vorversuche im Rahmen von **Kapitel 3** an einem repräsentativen Abschnitt Schotteroberbau liefern erste wichtige Anhaltspunkte zur dynamischen Gleis-Tragwerk Interaktion. So zeigt sich bereits für einen sehr kleinen untersuchten Abschnitt Schotteroberbau, dass unabhängig von der Anregungsfrequenz (4 bis 20 Hz) ab Beschleunigungen über 7 m/s^2 eine signifikante Änderung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens in Form von übermäßigen vertikalen Relativbewegungen eintritt. Des Weiteren haben Versuche mit einem optischen Messsystem im Frequenzbereich 4 bis 10 Hz gezeigt, dass im Schotteroberbau im stationären Schwingungszustand unterschiedliche vertikale Bewegungen für Schwellen und Schotterbett vorherrschen.

Kapitel 4 enthält eine umfangreiche Dokumentation der Konzeptionierung, Entwicklung, Planung und Inbetriebnahme der großmaßstäblichen Versuchsanlage zur isolierten Erforschung der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion. Der in der Versuchsanlage eingebaute Abschnitt Schotteroberbau im Maßstab 1:1 repräsentiert dabei einen halben Oberbau-Querschnitt einer typischen eingleisigen Eisenbahnbrücke über eine Länge von 2,40 m, wobei die Versuchsanlage in ihrer Funktionsweise so konzeptioniert ist, dass der Schotteroberbau in der Versuchsdurchführung einer in guter Näherung einheitlichen Kinematik in vertikaler Richtung unterliegt. Die Anlage wird somit hinsichtlich ihrer Funktion dem anfangs definierten Ziel einer isolierten Erforschung vertikaler Mechanismen im Schotteroberbau mit einheitlicher Schotteroberbaukinematik vollumfänglich gerecht.

Die Versuche zur Quantifizierung des Eigendämpfungsverhaltens des Stahltroges ohne eingebauten Schotteroberbau haben gezeigt, dass die Dämpfungseigenschaften des Stahltroges in einer nicht vernachlässigbaren Größenordnung liegen und dass das aus Messdaten identifizierte Lehr'sche Dämpfungsmaß des Stahltroges einer Frequenzabhängigkeit unterliegt. Mit steigender Frequenz (in diesem Fall Resonanzfrequenz des auf variablen Federpaketen gelagerten Stahltroges) steigt auch das Dämpfungsmaß an. Des Weiteren offenbarten die Versuche mit dem Stahltrog ohne eingebauten Schotteroberbau einen deutlichen Einfluss des auf Federpaketen gelagerten Aufspannfeldes, auf dem die Versuchsanlage situiert ist, auf das dynamische Verhalten der Anlage. Durch eine teilweise Blockierung der Federpakete konnten Störeinflüsse zwar reduziert, aber nicht vollständig eliminiert werden, womit der Einfluss des Aufspannfeldes auf die Versuchsergebnisse in weiterer Folge berücksichtigt werden muss.

Im Zuge der Projektlaufzeit wurde eine Vielzahl an Versuchen mit der großmaßstäblichen Versuchsanlage durchgeführt, wobei **Kapitel 5** einen Überblick über sämtliche Versuche gibt. Die Versuche sind in vier Kategorien (bzw. Konstellationen) eingeteilt, welche sich hinsichtlich Belastung (belastet vs. unbelastet) und zwischen Schotteroberbau und Deckblech eingebauten Druckkissen zur Messung der Übertragungskraft (mit Druckkissen vs. ohne Druckkissen) unterscheiden. Darüber hinaus fanden Versuche zur Quantifizierung des Querverschiebewiderstandes in Abhängigkeit des vertikalen Schwingungszustandes nach zwei unterschiedlichen Versuchsprinzipien statt. Die **Gesamtzahl aller durchgeführten Versuche beläuft sich auf 1252 Versuche**, wobei das Versuchsspektrum für jede der vier Konstellationen den Frequenzbereich 2 – 25 Hz und Beschleunigungen bis maximal 10 m/s² enthält. Somit wurde im Rahmen des gegenständlichen Projektes eine

umfangreiche Datenbasis geschaffen, die als Grundlage für weiterführende Analysen dient.

Kapitel 6 enthält die Ergebnisse und Erkenntnisse zur vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion mit dem Fokus auf das Verschiebungs- und Beschleunigungsverhalten. Hierbei bestätigt sich die bereits in den Vorversuchen gewonnene Erkenntnis, dass erst bei vertikalen Schwingungsamplituden der Schiene von über 7 m/s^2 eine merkbare Änderung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens in Form von übermäßigen Relativbewegungen eintritt. In Bezug auf die Beschleunigungen des Tragwerkes hat sich ebenfalls der Zusammenhang gezeigt, dass Tragwerksschwingungen mit Amplituden unter 6 m/s^2 keine Destabilisierungsvorgänge im Schotteroberbau bewirken. Diese Zusammenhänge gelten für den Zustand des unbelasteten Gleises, für den Zustand des vertikal belasteten Gleises tritt im gesamten Versuchsspektrum keine signifikante Änderung des Schotteroberbauverhaltens ein. Es steht somit die Erkenntnis aus Kapitel 6, dass **der seitens der ÖNORM B 4008-2 [8] festgelegte Grenzwert der Beschleunigung für Bestandsbrücken von $6,0 \text{ m/s}^2$ als versuchstechnisch verifiziert angesehen werden kann.** Es sei hierbei jedoch darauf hingewiesen, dass es hinsichtlich des Querverschiebewiderstandes schon bei Beschleunigungen unter $6,0 \text{ m/s}^2$ zu signifikanten Änderungen des lateralen Gleiswiderstandes kommt.

Als weitere Erkenntnis aus Kapitel 6 bleibt die Tatsache, dass das Aufspannfeld das dynamische Verhalten der Versuchsanlage in nicht vernachlässigbarer Weise beeinflusst. Darüber hinaus zeigt sich ebenfalls, dass die eingebauten wassergefüllten Druckkissen zur Messung der Übertragungskraft zwischen Schotteroberbau und Deckblech das dynamische Schotteroberbauverhalten merkbar beeinflussen. Dies geht klar aus einem Vergleich zwischen den Versuchen mit eingebauten Druckkissen (Konstellationen 1 und 2) und Versuchen ohne eingebaute Druckkissen (Konstellationen 3 und 4) hervor.

Eine Ermittlung von modellzugehörigen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten in **Kapitel 7** zeigt, dass die berechneten Kennwerte mehreren Abhängigkeiten (Frequenz- sowie Beschleunigungsabhängigkeiten) unterliegen und darüber hinaus auch durch eine teilweise erhebliche Streuung gekennzeichnet sind. Dennoch liegen die ermittelten Kennwerte in einer physikalisch plausiblen Größenordnung und es werden in Kapitel 7.5 auch Kennwerte für einfache praktische Anwendungen definiert. Die Streuung der aus Versuchen generierten Kennwerte ist dabei auf den Einfluss des Aufspannfeldes und auch auf den Einfluss der eingebauten Druckkissen zurückzuführen. Hierzu sind in nächster Zukunft weite-

re dynamische Analysen notwendig, welche eine Erweiterung der in Kapitel 7 enthaltenen Methoden zur Kennwertermittlung (z. B. Erweiterung des zugrunde gelegten mechanischen Modelles der Versuchsanlage um weitere Freiheitsgrade und Nichtlinearitäten) beinhalten. Das vorrangige Ziel besteht darin, die Ergebnisstreuung zu minimieren und auf Basis der geschaffenen umfassenden Datengrundlage dynamische Kennwerte zu generieren, die durch eine einzige klare Abhängigkeit (z. B. Weg- oder Frequenzabhängigkeit) beschrieben werden können.

In Bezug auf die Energiedissipation im Schotteroberbau hat sich gezeigt, dass bei einer isolierten Erfassung der vertikalen Mechanismen mit einheitlicher vertikaler Oberbaukinematik die Energiedissipation im Vergleich zur Energiedissipation bei integraler Erfassung der Oberbaukinematik höher ist (vgl. Abbildung 1.6). Damit wird die in Kapitel 1 aufgeworfene Hypothese bezüglich steigender Energiedissipation mit Zunahme des Beschleunigungsniveaus bestätigt.

Im Rahmen der Versuche zur Quantifizierung des Querverschiebewiderstand des Gleises in Abhängigkeit des vertikalen Schwingniveaus in **Kapitel 8** ist es gelungen, Grenzwerte in Abhängigkeit der lateralen Belastung und in Abhängigkeit der vertikalen Gleisbeschleunigung zu identifizieren, ab denen eine signifikante Abnahme des Querverschiebewiderstandes eintritt. Insbesondere für den Zustand des vertikal unbelasteten Gleises können je nach lateraler Belastung bereits bei Beschleunigungen deutlich unter 6 m/s^2 signifikante Steifigkeitsreduktionen in lateraler Richtung beobachtet werden. Die Erkenntnisse zum Querverschiebewiderstand spielen vor allem für die Beurteilung der Gleisstabilität eine zentrale Rolle, wobei die Ergebnisse im Rahmen des gegenständlichen Projektes für einen halben Gleisquerschnitt gelten.

Die in **Kapitel 9** durchgeführten Untersuchungen zur Evaluierung des Einflusses der aus Versuchen generierten dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte auf das rechnerisch prognostizierte Schwingungsverhalten ausgewählter Eisenbahnbrücken verdeutlichen das Potential des Koppelbalkenmodells zur Schwingungsprognose, wobei mit vergleichsweise sehr einfachen Rechenmodellen mit wenigen Eingangsparametern realistische Schwingungsprognosen generiert werden können. In Bezug auf das Koppelbalkenmodell stellt sich dabei die Kopplungssteifigkeit zwischen Gleisrost und Tragwerk (Schotterfedersteifigkeit) als signifikanter Einflussparameter heraus, während der zugehörige Dämpfungskennwert einen vernachlässigbaren Einfluss auf die generierten Ergebnis-

se hat. Zukünftige Forschungen sollten daher die Ermittlung der Kopplungssteifigkeit priorisieren.

Hinsichtlich der rechnerischen Ermittlung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes von Eisenbahnbrücken gestaltet sich ein fundierter Vergleich zwischen aus Messdaten identifizierten und anhand des in [55] bzw. [57] entwickelten Ansatzes berechneten Dämpfungsmaßes aufgrund der großen Streuung der rechnerisch angesetzten Dämpfungskennwerte und auch aufgrund der Streuung der aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße als schwierig. Dennoch zeigt ein Vergleich zwischen den versuchsgestützten Dämpfungskennwerten und aus Dämpfungsmaßen von Eisenbahnbrücken rückgerechneten Dämpfungskennwerte, dass die Versuche Dämpfungskennwerte in einer plausiblen Größenordnung liefern. In diesem Zusammenhang ist jedoch eine Minimierung der Streuung der aus Versuchen ermittelten Kennwerte Gegenstand zukünftiger Untersuchungen (siehe Ausblick).

Schlussendlich stellen die Ergebnisse und Erkenntnisse des gegenständlichen Forschungsprojektes einen wichtigen Erkenntnisgewinn zum dynamischen Verhalten der vertikalen Gleis-Tragwerk Interaktion und dem lateralen Gleiswiderstand infolge vertikaler Brückenschwingungen dar. Die vorgestellten Ergebnisse leisten einen wichtigen Beitrag, um Eisenbahnbrücken berechenbarer zu machen und um die in der ingenieurpraktischen Brückendynamik nach wie vor bestehende und komplexe Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung zu minimieren.

Im Zuge des Projektes haben sich jedoch weitere Fragestellungen (über den Projektumfang hinaus) hinsichtlich der Versuchsdurchführung und der dynamischen Analysen der abgewickelten Versuche aufgetan, welche innerhalb des Projektzeitraums nicht mehr in adäquater Weise beantwortet werden können und nachfolgend als Ausblick formuliert werden.

10.2. Ausblick

Die Analysen zum dynamischen Verhalten des Gesamtsystems (auf Federpaketen gelagertes Aufspannfeld, Stahltrug, eingebauter Schotteroberbau mit/ohne darunterliegender Druckkissen) haben offenbart, dass sowohl das Aufspannfeld als auch die eingebauten Druckkissen die Ergebnisse merkbar beeinflussen. Der Einfluss des Aufspannfeldes ist insbesondere bei der in Kapitel 7 erfolgten Bestimmung dynamischer Kennwerte des Schotteroberbaues gegeben. Diesbezüglich ist für die nahe Zukunft eine Kennwertbe-

stimmung auf Basis eines erweiterten mechanischen Modelles des Gesamtsystems angedacht, wobei auch komplexere Modellansätze hinsichtlich der postulierten Massenbewegungen und die Miteinbeziehung von Nichtlinearitäten berücksichtigt werden. Das vorrangige Ziel ist es, die Ergebnisstreuung in den aus Versuchen generierten Kennwerten zu minimieren.

Des Weiteren sind auch weiterführende Analysen der gemessenen Verschiebungs-, Beschleunigungs- und Kraftverläufe erforderlich, um den Einfluss der Druckkissen genauer beurteilen zu können und auch um mögliche Unschärfen in den aus Messverläufen generierten Hystereseschleifen (siehe Kapitel 6.3 und Kapitel 7.4) zu eliminieren.

Die im Projektzeitraum durchgeführten Versuche stellen eine umfangreiche Datenbasis zur Beurteilung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens dar. Dennoch besteht die theoretische Möglichkeit, weitere ergänzende Versuche durchzuführen. Sofern eine erneute Inbetriebnahme der Versuchsanlage in Zukunft erfolgt, sollte dabei eine Situierung auf einem möglichst starren Untergrund und nicht erneut am Aufspannfeld erfolgen, womit eine kritische Interaktion zwischen Anlage und Untergrund von vorneherein ausgeschlossen werden könnte.

In Bezug auf den ermittelten Querverschiebewiderstand des Gleises ist für einen quantitativen Vergleich mit anderen Versuchsdurchführungen (vgl. Kap. 2.2) eine Umrechnung der versuchstechnisch ermittelten Kenndaten, welche für einen halben Gleisquerschnitt gelten, auf einen vollen Gleisquerschnitt notwendig. Diesbezüglich muss zur Umrechnung im Vorhinein ein sinnvoller Ansatz getroffen werden, wie sich der Querverschiebewiderstand in seiner Gesamtheit zusammensetzt (prozentuelle Anteile von Sohl- und Flankenreibung sowie Vorkopfwiderstand). Diesbezüglich steht in der Literatur ein breites Feld an verschiedenen Ansätzen zur Verfügung, wobei zunächst eine detailliertere Recherche zur Ableitung eines adäquaten Umrechnungsansatzes auf ein volles Gleis erforderlich ist.

Neben dem gegenständlichen Forschungsprojekt *DynSchoStab* wurden vom Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau in der Vergangenheit mehrere Forschungsprojekte zum dynamischen Schotteroberbauverhalten und zur Fahrzeug-Brücken Interaktion von Eisenbahnbrücken bei Zugüberfahrt durchgeführt. In Kombination mit weiteren derzeit laufenden und in unmittelbarer Zukunft geplanten Forschungsprojekten im Themengebiet der Eisenbahnbrückendynamik besteht somit das Potential, die Ergebnisse und Erkenntnisse mehrerer Forschungsprojekte zusammenzuführen und damit eine holistische Betrachtung bzw. Modellbildung von Eisenbahnbrücken zu schaffen.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Hackl K. (2017) *Entwicklung und Anwendung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken* [Dissertation]. TU Wien.
- [2] Malik T., Stollwitzer A., Aigner F., Fink J. (2019) *Modell und Kennwerte zum Schotteroberbauverhalten als Grundlage der Brückendynamik*. Ergebnisbericht zum Forschungsprojekt „Schotteroberbaukennw.“ – Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF2014), Wien, Technische Universität.
- [3] Stollwitzer A., Fink J. (2021) *Dynamische Durchschubversuche des Gleisrost-Schotteroberbausystems zur Analyse der Gleis-Tragwerk-Interaktion*. Ergebnisbericht zum Projekt DYS-GROS an die ÖBB Infrastruktur AG, Wien, Technische Universität.
- [4] Stollwitzer A., Bettinelli L., Fink J. (2023) *The longitudinal track-bridge interaction of ballasted track in railway bridges: Experimental determination of dynamic stiffness and damping characteristics*. Engineering Structures 274, 115115, 20 S. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115115>
- [5] ÖNORM EN 1991-2:2012 03 01 (2012) *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken* (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standard Institute.
- [6] ÖNORM EN 1990/A1:2013 03 15 (2013) *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken* (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standard Institute.
- [7] ÖBB Infrastruktur-AG (2011) *Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken*. Ausgabe Februar 2011.
- [8] ÖNORM B 4008-2:2019 11 15 (2019) *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke – Teil 2: Brückenbau*. Wien: Austrian Standard Institute.
- [9] ERRI D214 (1999) *Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten über 200 km/h*. RP1-RP9, Utrecht: European Rail Research Institute.
- [10] Rigueiro C., Rebelo C., Simões da Silva, L. (2010) *Influence of ballast models in the dynamic response of railway viaducts*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 329, Issue 15, pp. 3030–3040. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2010.02.002>
- [11] Lei X., Zhang B. (2010) *Influence of the track stiffness distribution on vehicle and track interactions in track transition*. Proceedings of the Institution of Me-

- chanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, Vol. 224, pp. 592-604. <https://doi.org/10.1243%2F09544097JRRT318>
- [12] Lou P. (2007) *Finite element analysis for train-track-bridge interaction system*. Archive of Applied Mechanics, Vol. 77, Issue 10, pp. 707-728. <https://doi.org/10.1007/s00419-007-0122-4>
- [13] Lou P. (2005) *A vehicle-track-bridge interaction element considering vehicle's pitching effect*. Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 41, Issue 4, pp. 397-427. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2004.07.004>
- [14] Biondi B., Muscolino G. (2005) *A substructure approach for the dynamic analysis of train-track-bridge system*. Computers and Structures. Vol. 83, Issues 28-30, pp. 2271-2281. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.03.036>
- [15] Cheng Y.S., Au F.T K., Cheung Y.K. (2001) *Vibration of railway bridges under a moving train by using bridge-track-vehicle element*. Engineering Structures, Vol. 23, Issue 12, pp. 1597–1606. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00058-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00058-X)
- [16] Yang B., Yau J.D., Wu Y.S. (2004) *Vehicle-Bridge Interaction Dynamics with Applications to High-Speed Railways*. Taipei: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. ISBN 981-238-847-8
- [17] Andersson C., Oscarsson J. (1999) *Dynamic Train/Track Interaction Including State-Dependent Track Properties and Flexible Vehicle Components*. Vehicle System Dynamics, Vol. 33, Issue 1, pp. 47-58. <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/00423114.1999.12063069>
- [18] Yau J.D., Yang Y.B., Kuo S.R. (1999) *Impact response of high-speed rail bridges and riding comfort of rail cars*. Engineering Structures, Vol. 21, Issue 9, pp. 836-844. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00037-6](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00037-6)
- [19] Kouroussis G., Verlinden O. (2013) *Prediction of railway induced ground vibration through multibody and finite element modelling*. Mechanical Science, Vol. 4, pp. 167-183. <https://doi.org/10.5194/ms-4-167-2013>
- [20] Kouroussis G., Verlinden O., Conti C. (2012) *Influence of some vehicle and track parameters on the environmental vibrations induced by railway traffic*. Vehicle System Dynamics - International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility, Vol. 50, Issue 4, pp- 619-639. <https://doi.org/10.1080/00423114.2011.610897>
- [21] Lou P., Yu Z.W., Au F.T.K. (2012) *Rail-bridge coupling element of unequal lengths for analysing train-track-bridge interaction systems*. Applied Mathe-

mathematical Modelling, Vol. 36, Issue 4, pp- 1395-1414.

<https://doi.org/10.1016/j.apm.2011.08.041>

- [22] Savini G. (2010) *A numerical program for railway vehicle-track-structure dynamic interaction using a modal substructuring approach*. PhD thesis, Bologna: Università degli studi di Bologna, 2010.
- [23] Berggren E.G., Li M.X.D., Spännar J. (2008) *A new approach to the analysis and presentation of vertical track geometry quality and rail roughness*. Wear, Vol. 265, Issues 9-10, pp- 1488-1496.
<https://doi.org/10.1016/j.wear.2008.01.029>
- [24] Lombaert G., Degrande G., Kogut J., Francois, S. (2006) *The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 297, Issues 3-5, pp. 512-535.
<https://doi.org/10.1016/j.jsv.2006.03.048>
- [25] Young T.H., Li C.Y. (2003) *Vertical Vibration Analysis of Vehicle/Imperfect Track Systems*. Vehicle System Dynamics - International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility, Vol. 40, Issue 5, pp. 329-349.
<https://doi.org/10.1076/vesd.40.5.329.17912>
- [26] Kogut J.P., Lombaert G., Francois S. et al. (2003) *High speed train induced vibrations: in situ measurements and numerical modelling*. 10th International Congress on Sound and Vibration. 7.-10. July 2003, Stockholm, Sweden.
- [27] De Man A. (2002) *Dynatrack: A survey of dynamic railway track properties and their quality*. PhD thesis, Delft: TU Delft, 2002.
- [28] Nguyen K., Goicolea J.M., Galbadòn F. (2014) *Comparison of dynamic effects of high-speed traffic load on ballasted track using a simplified two-dimensional and full three-dimensional model*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, Vol. 228, Issue 2, pp. 128-142. <https://doi.org/10.1177/0954409712465710>
- [29] Zhai W., Xia H., Cai C. et al. (2013) *High-speed train-track-bridge dynamic interactions – Part I: theoretical model and numerical simulation*. International Journal of Rail Transportation, Vol. 1, Issues 1-2, pp. 3-24.
<https://doi.org/10.1080/23248378.2013.791498>
- [30] Zhai W., Wang S., Zhang N. et al. (2013) *High-speed train-track-bridge dynamic interactions – Part II: experimental validation and engineering application*. International Journal of Rail Transportation, Vol. 1, Issues 1-2, pp. 25-41. <https://doi.org/10.1080/23248378.2013.791497>

- [31] Gou, W.W., Xia H., De Roeck G., Liu K. (2012) *Integral model for train-track-bridge interaction on the Sesia viaduct: Dynamic simulation and critical assessment*. Computers and Structures, Vol. 112-113, pp. 205-216. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.09.001>
- [32] Lei X., Zhang B. (2010) *Influence of Track Stiffness Distribution on Vehicle and Track Interactions in Track Transition*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, Vol. 224, Issue 6, pp. 592-604. <https://doi.org/10.1243/09544097JRRT318>
- [33] Zhai W.M., Wang, K., Cai C. (2009) *Fundamentals of vehicle-track coupled dynamics*. Vehicle System Dynamics - International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility, Vol. 47, Issue 11, pp. 1349-1376. <https://doi.org/10.1080/00423110802621561>
- [34] Lu F., Kennedy D., Lin J.H. (2008) *Symplectic analysis of vertical random vibration for coupled vehicle-track systems*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 317, Issues 1-2, pp. 236-249. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2008.03.004>
- [35] Zhai W.M., Wang K.Y., Lin J.H. (2004) *Modelling and experiment of railway ballast vibrations*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 270, Issues 4-5, pp. 673-683. [https://doi.org/10.1016/S0022-460X\(03\)00186-X](https://doi.org/10.1016/S0022-460X(03)00186-X)
- [36] Zhai W., Han Z., Chen Z., Ling L., Zhu S. (2019) *Train-track-bridge dynamic interaction: a state-of-the-art review*. Vehicle System Dynamics Vol. 57, Issue 7, pp. 984-1027. <https://doi.org/10.1080/00423114.2019.1605085>
- [37] Sanchez-Quesada J.C., Moliner E., Romero A., Galvin P., Martinez-Rodrigo (2021) *Ballasted track interaction effects in railway bridges with simply-supported spans composed by adjacent twin single-track decks*. Engineering Structures, Vol. 247, 13062. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113062>
- [38] Saramago G., Montenegro P.A., Ribeiro D., Silva A., Santos S., Calcada R. (2022) *Experimental validation of a double-deck track-bridge system under railway traffic*. Sustainability, Vol. 14, 5794. <https://doi.org/10.3390/su14105794>
- [39] Ticona Melo L.R., Ribeiro D., Calcada R., Bittencourt T.N. (2020) *Validation of a vertical train-track-bridge dynamic interaction model based on limited experimental data*. Structural Infrastructure Engineering, Vol. 16, Issue 1, pp. 181-201. <https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1605394>
- [40] Petersen C., Werkle H. (2017) *Dynamik der Baukonstruktionen. 2., überarbeitete und aktualisierte Auflage*. Wiesbaden: Springer Vieweg.

- [41] Wiesner, P. (2021) *Planung und Entwicklung einer Versuchsanlage zur Erforschung der vertikalen Dämpfungsmechanismen im Schotteroberbau auf Eisenbahnbrücken* [Diplomarbeit]. TU Wien.
- [42] Fryba, L. (1996) *Dynamics of Railway Bridges*. 2., überarbeitete Auflage. London: Thomas Telford Ltd.
- [43] ÖBB Infrastruktur-AG (2018) *RW 07.06.05.01. Stabilitätsberechnung von Gleisen* Ausgabe April 2018.
- [44] Gabl S., Rüger B., Loy H., Pospischil F. (2020) *Einfluss der Kontaktfläche auf den Querverschiebewiderstand*, Eisenbahntechnische Rundschau, Nr. 3, S. 63-67.
- [45] Iliev L. D. (2012) *Die horizontale Gleislagestabilität des Schotteroberbaus mit konventionellen und elastisch besohlenen Schwellen* [Dissertation]. TU München.
- [46] Dafert M. (2019) *Erkenntnisse aus Messungen am dynamischen Gleisstabilisator* [Diplomarbeit]. TU Wien.
- [47] Kuttelwascher C., Zuzic M. (2013) *Oberbauschotter – Kompendium für Österreich*. EIK – Eisenbahn Ingenieur Kompendium 2013, S.100-126
- [48] Van den Bosch R. (2007) *Querverschiebewiderstandsmessung mit dem dynamischen Gleisstabilisator*. EI - Eisenbahningenieur, Vol. 58, pp. 15-19
- [49] Lichtberger B. (2003) *Handbuch Gleis: Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit*. Hamburg: Tetzlaff Verlag. ISBN 3-87814-803-8
- [50] Lichtberger B. (2007) *Der Querverschiebewiderstand der Gleise*. EIK – Eisenbahn Ingenieur Kompendium 2013, S.61-76
- [51] Esmaeili M., Hosseini S.A.S., Sharavi M. (2016) *Experimental assessment of dynamic lateral resistance of railway concrete sleeper*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 82, pp. 40-54.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.11.011>
- [52] Khatibi F., Esmaeili M., Mohammadzadeh S. (2017) *DEM analysis of railway track lateral resistance*. Soils and Foundations, Vol. 57, Issue 4, pp. 587-602.
<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2017.04.001>
- [53] Feurig S. (2020) *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Optimierung des Dynamischen Gleisstabilisators (DGS) im Hinblick auf eine Verbesserung der Gleislagestabilität* [Dissertation]. TU München.
- [54] Baeßler M. (2008) *Lageveränderungen des Schottergleises durch zyklische und dynamische Beanspruchungen* [Dissertation]. TU Berlin.

- [55] Stollwitzer A., Fink J. (2021) *Die rechnerische Bestimmung der Dämpfung von Stahl-Eisenbahnbrücken – Teil 1: Theorie*. Stahlbau 90, H. 4, S. 305–315. <https://doi.org/10.1002/stab.202100009>
- [56] Bettinelli L., Stollwitzer A., Fink J. (2023) *Numerical Study on the Influence of Coupling Beam Modeling on Structural Accelerations during High-speed Train Crossings*. Applied Sciences 2023, 13(15), 8746. <https://doi.org/10.3390/app13158746>
- [57] Stollwitzer A. (2021) *Entwicklung eines Ansatzes zur rechnerischen Bestimmung der Dämpfung von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau* [Dissertation]. TU Wien.
- [58] Lachinger S., Reiterer M., Vorwagner A. (2018) *KOMET – Kombination Methoden der Anregung, Messung und Auswertung zur Ermittlung dynamischer Kennwerte von Eisenbahnbrücken*. Wien: REVOTEC zt gmbh, Austrian Institute of Technology, TU Wien, Ergebnisbericht zum Projekt KOMET. Internes Dokument.
- [59] ÖBB Infrastruktur-AG (2022) *RW 08.01.05 Dynamische Messung von Eisenbahnbrücken*.
- [60] Stollwitzer, A.; Fink, J.; Mohamed, E. (2022) *Verfahren zur Reduktion der Ergebnisstreuung zur Ermittlung realistischer Lehr'scher Dämpfungsmaße von Eisenbahnbrücken – Teil 1: Methoden im Frequenzbereich*. Bauingenieur 97, Heft 5, S. 153-164. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2022-05-55>
- [61] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2022) *Verfahren zur Reduktion der Ergebnisstreuung zur Ermittlung realistischer Lehr'scher Dämpfungsmaße von Eisenbahnbrücken – Teil 2: Methoden im Zeitbereich*. Bauingenieur 97, Heft 10, S. 341-352. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2022-10-79>

ANHANG

Anhang A ... Versuchsliste

Anhang B ... Massenträgheitsmomente der großmaßstäblichen Versuchsanlage

Anhang C ... Anhand des mechanischen Modelles rückgerechnete Kennwerte

Anhang D ... Konstruktionspläne und Positionsliste großmaßstäbliche Versuchsanlage

Anhang E ... Diplomarbeit Peter Wiesner: „*Planung und Entwicklung einer Versuchsanlage zur Erforschung der vertikalen Dämpfungsmechanismen im Schotteroberbau auf Eisenbahnbrücken*“

ANHANG A – VERSUCHSLISTE

Nachfolgend wird ein Überblick über sämtliche durchgeführten Versuche gegeben, welche durch Versuchstyp, Anregungsfrequenz, Schwingungsamplitude und Belastung des Gleises charakterisiert sind.

Konstellationen:

Konstellation 1 – mit DK / unbelastet ... Versuch mit eingebauten wassergefüllten Druckkissen zwischen Deckblech und Unterschottermatte zur Messung der Übertragungskraft und unbelastetem Gleisrost

Konstellation 2 – mit DK / belastet ... Versuch mit eingebauten wassergefüllten Druckkissen zwischen Deckblech und Unterschottermatte zur Messung der Übertragungskraft und belastetem Gleisrost (Auflast 125 kN)

Konstellation 3 – ohne DK / unbelastet ... Versuch ohne Druckkissen, Oberbau nach ÖBB-Regelplanung direkt im Stahltrög, unbelasteter Gleisrost

Konstellation 4 – ohne DK / belastet ... Versuch ohne Druckkissen, Oberbau nach ÖBB-Regelplanung direkt im Stahltrög, belasteter Gleisrost (Auflast 125 kN)

Versuchstyp:

SW – unbelastet ... stationärer Schwingungszustand des unbelasteten Gleises, charakterisiert durch Anregungsfrequenz und Schwingungsamplitude

SW – belastet ... stationärer Schwingungszustand des mittels Vorspannvorrichtung belasteten Gleises, charakterisiert durch Anregungsfrequenz und Schwingungsamplitude

QVW – unbelastet ... Versuch mit lateraler Belastung des unbelasteten Gleises (Bestimmung Querverschiebewiderstand)

QVW – belastet ... Versuch mit lateraler Belastung des mittels Vorspannvorrichtung belasteten Gleises (Bestimmung Querverschiebewiderstand)

Setzung ... Versuch des mittels Vorspannvorrichtung belasteten Gleises zur Untersuchung des Setzungsverhaltens

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
301	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	1.00	-
302	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	2.00	-
303	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	3.00	-
304	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	4.00	-
305	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	5.00	-
306	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	6.00	-
307	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	7.00	-
308	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	8.00	-
309	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	1.00	-
310	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	2.00	-
311	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	3.00	-
312	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	4.00	-
313	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	5.00	-
314	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	6.00	-
315	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	1.00	-
316	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	1.50	-
317	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	2.00	-
318	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	2.50	-
319	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	3.00	-
320	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		8	0.50	-
321	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		8	0.73	-
322	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		8	0.85	-
323	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	0.14	-
324	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	0.25	-
325	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	0.50	-
326	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	0.75	-
327	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	1.00	-
328	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	1.25	-
329	25.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.25	-
330	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.20	-
331	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.30	-
332	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.40	-
333	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.50	-
334	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.55	-
335	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.70	-
336	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	3.00	-
337	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	3.00	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
338	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.10	-
339	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.15	-
340	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.20	-
341	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.35	-
342	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	5.00	-
343	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.25	-
344	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.30	-
345	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.35	-
346	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.40	-
347	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.10	-
348	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.15	-
349	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.20	-
350	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.25	-
351	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.30	-
352	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		18	0.10	-
353	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		18	0.15	-
354	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		18	0.20	-
355	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	5.00	-
356	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	1.00	-
357	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	2.00	-
358	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	3.00	-
359	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	4.00	-
360	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	5.00	-
361	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	6.00	-
362	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	7.00	-
363	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	8.00	-
364	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	9.00	-
365	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		2	10.00	-
366	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	1.00	-
367	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	2.00	-
368	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	3.00	-
369	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	4.00	-
370	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	5.00	-
371	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	6.00	-
372	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	7.00	-
373	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	8.00	-
374	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	9.00	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
375	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		3	10.00	-
376	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	1.00	-
377	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	2.00	-
378	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	3.00	-
379	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	4.00	-
380	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	5.00	-
381	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	6.00	-
382	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	7.00	-
383	28.02.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		4	8.00	-
384	03.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	5.00	-
385	03.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.30	-
386	03.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.35	-
387	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	1.00	-
388	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	2.00	-
389	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	2.50	-
390	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	3.00	-
391	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	3.50	-
392	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	4.00	-
393	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	0.50	-
394	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	1.00	-
395	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	1.50	-
396	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	2.00	-
397	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	2.50	-
398	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		6	3.00	-
399	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	0.50	-
400	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	1.00	-
401	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	1.25	-
402	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	1.50	-
403	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	1.75	-
404	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		8	0.25	-
405	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		8	0.50	-
406	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		8	0.75	-
407	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		8	1.00	-
408	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		8	1.25	-
409	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		9	0.20	-
410	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		9	0.40	-
411	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		9	0.60	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
412	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		9	0.75	-
413	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	0.20	-
414	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	0.40	-
415	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	0.60	-
416	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	0.80	-
417	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		10	1.00	-
418	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		11	0.20	-
419	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		11	0.30	-
420	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		11	0.40	-
421	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		11	0.50	-
422	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		11	0.60	-
423	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		11	0.70	-
424	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.20	-
425	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.30	-
426	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.40	-
427	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.50	-
428	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.60	-
429	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.70	-
430	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		12	0.80	-
431	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		13	0.15	-
432	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		13	0.20	-
433	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		13	0.25	-
434	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		13	0.30	-
435	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		13	0.35	-
436	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		13	0.40	-
437	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		13	0.45	-
438	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		13	0.50	-
439	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		13	0.60	-
440	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.15	-
441	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.20	-
442	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.25	-
443	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.30	-
444	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.35	-
445	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.40	-
446	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.45	-
447	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.50	-
448	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		15	0.10	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
449	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		15	0.15	-
450	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		15	0.20	-
451	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		15	0.25	-
452	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		15	0.30	-
453	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		15	0.35	-
454	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		15	0.40	-
455	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		15	0.45	-
456	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.10	-
457	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.15	-
458	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.20	-
459	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.25	-
460	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.30	-
461	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		16	0.35	-
462	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		17	0.10	-
463	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		17	0.15	-
464	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		17	0.20	-
465	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		17	0.25	-
466	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		17	0.30	-
467	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		17	0.35	-
468	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		18	0.10	-
469	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		18	0.15	-
470	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		18	0.20	-
471	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		18	0.25	-
472	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		18	0.30	-
473	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		18	0.35	-
474	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		19	0.05	-
475	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		19	0.10	-
476	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		19	0.15	-
477	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		19	0.17	-
478	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		20	0.05	-
479	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		20	0.07	-
480	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		20	0.09	-
481	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		20	0.11	-
482	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		20	0.13	-
483	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		20	0.15	-
484	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		20	0.17	-
485	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.05	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
486	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.07	-
487	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.09	-
488	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.11	-
489	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.13	-
490	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.15	-
491	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		22	0.05	-
492	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		22	0.07	-
493	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		22	0.09	-
494	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		22	0.11	-
495	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		22	0.13	-
496	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		22	0.15	-
497	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		23	0.04	-
498	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		23	0.05	-
499	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		23	0.07	-
500	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		23	0.09	-
501	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		23	0.11	-
502	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		23	0.13	-
503	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		23	0.15	-
504	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		24	0.04	-
505	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		24	0.05	-
506	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		24	0.07	-
507	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		24	0.10	-
508	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		24	0.13	-
509	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		24	0.14	-
510	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		24	5.00	-
511	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.04	-
512	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.05	-
513	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.06	-
514	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.07	-
515	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.08	-
516	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.09	-
517	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.11	-
518	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.13	-
519	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.17	-
520	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.20	-
521	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	1.00	-
522	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	2.00	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
523	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	2.50	-
524	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	3.00	-
525	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	3.50	-
526	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	4.00	-
527	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	4.50	-
528	04.03.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		5	5.00	-
529	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	0.50	-
530	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	1.00	-
531	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	1.25	-
532	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	1.50	-
533	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	1.75	-
534	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	2.00	-
535	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	2.25	-
536	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	2.50	-
537	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		7	2.75	-
538	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.20	-
539	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.30	-
540	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.40	-
541	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.55	-
542	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.60	-
543	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.65	-
544	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.70	-
545	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.75	-
546	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		14	0.80	-
547	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.10	-
548	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.10	-
549	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.15	-
550	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.20	-
551	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.25	-
552	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.30	-
553	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.35	-
554	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.50	-
555	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		21	0.60	-
556	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.05	-
557	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.10	-
558	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.15	-
559	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.18	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
560	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.20	-
561	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.20	-
562	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.25	-
563	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.40	-
564	07.04.2022	1 - mit DK	SW - unbelastet		25	0.40	-
601	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	1.00	125
602	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	2.00	125
603	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	3.00	125
604	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	4.00	125
605	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	5.00	125
606	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	6.00	125
607	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	7.00	125
608	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	8.00	125
609	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	9.00	125
610	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		2	10.00	125
611	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		3	1.00	125
612	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		3	2.00	125
613	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		3	3.00	125
614	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		3	4.00	125
615	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		3	5.00	125
616	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		3	6.00	125
617	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		3	7.00	125
618	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		3	8.00	125
619	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		3	9.00	125
620	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		4	1.00	125
621	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		4	2.00	125
622	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		4	3.00	125
623	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		4	4.00	125
624	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		4	5.00	125
625	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		4	6.00	125
626	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		5	1.00	125
627	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		5	2.00	125
628	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		5	2.50	125
629	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		5	3.00	125
630	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		5	3.50	125
631	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		5	4.00	125
632	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		6	0.50	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
633	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		6	1.00	125
634	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		6	1.50	125
635	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		6	2.00	125
636	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		6	2.50	125
637	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		6	3.00	125
638	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		7	0.50	125
639	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		7	0.75	125
640	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		7	1.00	125
641	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		7	1.25	125
642	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		7	1.50	125
643	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		7	1.75	125
644	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		7	2.00	125
645	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	0.25	125
646	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	0.50	125
647	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	0.75	125
648	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	1.00	125
649	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	1.25	125
650	10.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	1.50	125
651	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	0.25	125
652	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	0.50	125
653	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	0.75	125
654	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	1.00	125
655	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		8	1.25	125
656	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		9	0.20	125
657	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		9	0.40	125
658	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		9	0.60	125
659	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		10	0.20	125
660	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		10	0.40	125
661	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		10	0.60	125
662	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		10	0.80	125
663	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		10	1.00	125
664	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		10	1.20	125
665	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		11	0.20	125
666	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		11	0.30	125
667	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		11	0.40	125
668	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		11	0.50	125
669	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		11	0.60	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
670	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		11	0.70	125
671	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		12	0.20	125
672	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		12	0.30	125
673	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		12	0.40	125
674	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		12	0.50	125
675	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		12	0.60	125
676	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		12	0.70	125
677	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		12	0.80	125
678	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.15	125
679	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.20	125
680	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.25	125
681	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.30	125
682	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.35	125
683	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.40	125
684	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.45	125
685	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.50	125
686	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.60	125
687	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		13	0.70	125
688	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.15	125
689	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.20	125
690	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.25	125
691	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.30	125
692	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.35	125
693	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.40	125
694	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.45	125
695	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.50	125
696	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.55	125
697	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		14	0.60	125
698	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.10	125
699	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.15	125
700	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.20	125
701	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.25	125
702	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.30	125
703	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.35	125
704	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.40	125
705	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.45	125
706	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.50	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
707	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		15	0.55	125
708	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		16	0.10	125
709	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		16	0.15	125
710	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		16	0.20	125
711	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		16	0.25	125
712	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		16	0.30	125
713	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		16	0.35	125
714	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		16	0.40	125
715	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		16	0.45	125
716	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		17	0.10	125
717	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		17	0.15	125
718	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		17	0.20	125
719	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		17	0.25	125
720	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		17	0.30	125
721	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		17	0.35	125
722	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		17	0.40	125
723	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		17	0.45	125
724	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		18	0.10	125
725	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		18	0.15	125
726	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		18	0.20	125
727	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		18	0.25	125
728	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		18	0.30	125
729	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		18	0.35	125
730	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		18	0.40	125
731	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		19	0.10	125
732	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		19	0.15	125
733	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		19	0.20	125
734	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		19	0.25	125
735	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		19	0.30	125
736	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		19	0.40	125
737	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		20	0.05	125
738	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		20	0.10	125
739	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		20	0.15	125
740	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		20	0.20	125
741	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		20	0.25	125
742	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		20	0.30	125
743	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		21	0.05	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
744	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		21	0.10	125
745	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		21	0.15	125
746	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		21	0.16	125
747	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		21	0.20	125
748	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		21	0.25	125
749	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		21	0.30	125
750	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		21	2.00	125
751	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		22	0.05	125
752	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		22	0.10	125
753	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		22	0.14	125
754	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		22	0.18	125
755	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		22	0.24	125
756	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		22	0.25	125
757	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		23	0.05	125
758	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		23	0.10	125
759	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		23	0.12	125
760	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		23	0.15	125
761	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		23	0.18	125
762	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		23	0.25	125
763	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		24	0.05	125
764	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		24	0.10	125
765	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		24	0.12	125
766	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		24	0.14	125
767	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		24	0.20	125
768	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.04	125
769	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.05	125
770	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.06	125
771	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.07	125
772	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.08	125
773	18.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.10	125
774	19.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.02	125
775	19.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.04	125
776	19.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.06	125
777	19.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.08	125
778	19.03.2022	2 - mit DK	SW - belastet		25	0.10	125
1401	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	1.00	125
1402	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.00	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1403	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	4.60	125
1404	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	1.00	125
1405	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.00	125
1406	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.50	125
1407	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	1.00	125
1408	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.00	125
1409	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.50	125
1410	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.00	125
1411	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.50	125
1412	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.10	125
1413	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.20	125
1414	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.40	125
1415	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.60	125
1416	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.80	125
1417	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.00	125
1418	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.10	125
1419	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.15	125
1420	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.20	125
1421	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.25	125
1422	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.30	125
1423	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.35	125
1424	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.40	125
1425	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.45	125
1426	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.10	125
1427	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.15	125
1428	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.20	125
1429	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.25	125
1430	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.04	125
1431	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.12	125
1432	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	1.00	125
1433	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.00	125
1434	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.50	125
1435	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.00	125
1436	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.50	125
1437	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.10	125
1438	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.20	125
1439	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.40	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1440	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.60	125
1441	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.80	125
1442	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.00	125
1443	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.20	125
1444	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.10	125
1445	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.15	125
1446	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.20	125
1447	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.25	125
1448	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.30	125
1449	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.35	125
1450	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.40	125
1451	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.45	125
1452	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.10	125
1453	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.15	125
1454	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.20	125
1455	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.25	125
1456	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.26	125
1457	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.10	125
1458	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.20	125
1459	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	1.00	125
1460	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.00	125
1461	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.50	125
1462	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.00	125
1463	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.50	125
1464	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.10	125
1465	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.20	125
1466	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.40	125
1467	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.60	125
1468	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.80	125
1469	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.00	125
1470	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.20	125
1471	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.10	125
1472	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.20	125
1473	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.25	125
1474	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.30	125
1475	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.35	125
1476	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.40	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1477	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.45	125
1478	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.50	125
1479	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.10	125
1480	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.15	125
1481	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.23	125
1482	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.26	125
1483	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.10	125
1484	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.10	125
1485	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	1.00	125
1486	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.00	125
1487	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.50	125
1488	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.00	125
1489	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.50	125
1490	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.10	125
1491	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.20	125
1492	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.40	125
1493	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.60	125
1494	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.80	125
1495	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.00	125
1496	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.20	125
1497	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.10	125
1498	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.15	125
1499	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.20	125
1500	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.30	125
1501	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.35	125
1502	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.40	125
1503	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.45	125
1504	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.50	125
1505	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.55	125
1506	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.55	125
1507	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.60	125
1508	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.15	125
1509	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.20	125
1510	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.25	125
1511	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.30	125
1512	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.27	125
1513	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.10	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1514	04.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.10	125
1515	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	1.00	125
1516	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.00	125
1517	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.50	125
1518	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.00	125
1519	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.50	125
1520	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	4.00	125
1521	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.10	125
1522	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.20	125
1523	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.40	125
1524	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.60	125
1525	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.80	125
1526	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.00	125
1527	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.20	125
1528	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.10	125
1529	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.15	125
1530	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.20	125
1531	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.25	125
1532	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.30	125
1533	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.35	125
1534	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.45	125
1535	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.50	125
1536	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.55	125
1537	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.60	125
1538	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.60	125
1539	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.10	125
1540	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.20	125
1541	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.25	125
1542	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.25	125
1543	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.30	125
1544	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.04	125
1545	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.07	125
1546	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.10	125
1547	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.10	125
1548	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	1.00	125
1549	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.00	125
1550	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.50	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1551	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.00	125
1552	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.50	125
1553	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	4.00	125
1554	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.10	125
1555	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.20	125
1556	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.40	125
1557	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.60	125
1558	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.80	125
1559	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.00	125
1560	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.20	125
1561	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.10	125
1562	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.15	125
1563	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.20	125
1564	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.25	125
1565	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.30	125
1566	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.40	125
1567	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.50	125
1568	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.55	125
1569	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.60	125
1570	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	1.50	125
1571	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.65	125
1572	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.10	125
1573	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.15	125
1574	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.20	125
1575	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.25	125
1576	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.30	125
1577	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.32	125
1578	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.05	125
1579	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.10	125
1580	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.20	125
1581	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	1.00	125
1582	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.00	125
1583	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	2.50	125
1584	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.00	125
1585	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	3.50	125
1586	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		5	4.00	125
1587	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.10	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1588	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.20	125
1589	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.40	125
1590	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.60	125
1591	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	0.80	125
1592	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.00	125
1593	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.20	125
1594	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		10	1.40	125
1595	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.15	125
1596	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.20	125
1597	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.30	125
1598	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.35	125
1599	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.40	125
1600	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.50	125
1601	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.55	125
1602	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.60	125
1603	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		15	0.80	125
1604	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.10	125
1605	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.15	125
1606	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.22	125
1607	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.30	125
1608	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.33	125
1609	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	1.00	125
1610	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		20	0.35	125
1611	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.06	125
1612	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.10	125
1613	05.04.2022	2 - mit DK	QVW - belastet		25	0.20	125
1701	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.50	-
1702	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.50	-
1703	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.90	-
1704	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.93	-
1705	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	1.00	-
1706	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	2.00	-
1707	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	2.50	-
1708	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	3.00	-
1709	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	3.50	-
1710	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	4.00	-
1711	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.10	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1712	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.20	-
1713	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.40	-
1714	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.60	-
1715	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.80	-
1716	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	1.00	-
1717	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	1.20	-
1718	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.10	-
1719	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.15	-
1720	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.20	-
1721	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.25	-
1722	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.30	-
1723	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.35	-
1724	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.40	-
1725	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.45	-
1726	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		20	0.10	-
1727	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		20	0.25	-
1728	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		25	0.10	-
1729	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		25	0.15	-
1730	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		25	0.18	-
1731	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	1.00	-
1732	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	2.00	-
1733	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	2.25	-
1734	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	2.50	-
1735	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	3.00	-
1736	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	3.50	-
1737	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	4.00	-
1738	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.10	-
1739	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.20	-
1740	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.40	-
1741	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.60	-
1742	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	0.80	-
1743	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	1.00	-
1744	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		10	1.20	-
1745	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.10	-
1746	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.15	-
1747	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.25	-
1748	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.32	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1749	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.32	-
1750	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		20	0.10	-
1751	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		20	0.20	-
1752	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		20	0.30	-
1753	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		20	0.40	-
1754	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	1.00	-
1755	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		5	2.00	-
1756	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.10	-
1757	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.15	-
1758	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.20	-
1759	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.25	-
1760	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.35	-
1761	07.04.2022	1 - mit DK	QVW - unbelastet		15	0.40	-
801	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	0.50	-
802	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	1.00	-
803	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	1.50	-
804	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	2.00	-
805	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	2.50	-
806	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	3.00	-
807	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	3.50	-
808	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	4.00	-
809	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.20	-
810	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.40	-
811	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.60	-
812	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.80	-
813	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.00	-
814	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	2.50	-
815	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.20	-
816	14.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.40	-
817	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.15	-
818	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.20	-
819	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.25	-
820	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.30	-
821	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.35	-
822	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.40	-
823	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.45	-
824	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.05	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
825	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.10	-
826	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.12	-
827	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.16	-
828	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		25	0.05	-
829	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		25	0.03	-
830	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	1.00	-
831	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	2.00	-
832	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	3.00	-
833	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	4.00	-
834	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	5.00	-
835	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	6.00	-
836	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	7.00	-
837	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	8.00	-
838	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	9.00	-
839	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	10.00	-
840	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	11.00	-
841	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		2	12.00	-
842	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	1.00	-
843	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	2.00	-
844	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	3.00	-
845	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	1.00	-
846	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	2.00	-
847	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	3.00	-
848	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	4.00	-
849	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	5.00	-
850	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	6.00	-
851	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	7.50	-
852	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	6.50	-
853	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	1.00	-
854	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	2.00	-
855	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	3.00	-
856	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	4.00	-
857	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	5.00	-
858	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	6.00	-
859	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	7.00	-
860	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	0.50	-
861	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	1.00	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
862	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	1.50	-
863	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	2.00	-
864	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	2.50	-
865	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	3.00	-
866	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	3.50	-
867	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	4.00	-
868	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		5	4.50	-
869	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	0.50	-
870	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	1.00	-
871	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	1.50	-
872	15.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	3.00	-
873	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	0.25	-
874	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	0.50	-
875	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	1.00	-
876	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	1.50	-
877	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	2.00	-
878	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	2.50	-
879	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	3.00	-
880	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		6	3.25	-
881	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.50	-
882	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.75	-
883	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.00	-
884	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.25	-
885	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.50	-
886	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.75	-
887	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	2.00	-
888	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	2.25	-
889	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		8	0.25	-
890	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		8	0.50	-
891	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		8	0.75	-
892	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		8	1.00	-
893	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		8	1.25	-
894	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		8	1.50	-
895	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		9	0.20	-
896	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		9	0.40	-
897	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		9	0.60	-
898	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		9	0.80	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
899	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.20	-
900	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.40	-
901	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.60	-
902	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.80	-
903	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.00	-
904	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.20	-
905	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.40	-
906	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.20	-
907	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.30	-
908	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.40	-
909	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.50	-
910	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.60	-
911	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.70	-
912	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.80	-
913	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.90	-
914	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	1.00	-
915	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	1.10	-
916	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		12	0.20	-
917	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		12	0.30	-
918	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		12	0.40	-
919	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		12	0.50	-
920	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		12	0.60	-
921	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		12	0.70	-
922	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		12	0.80	-
923	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		12	0.90	-
924	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		12	1.00	-
925	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		13	0.10	-
926	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		13	0.20	-
927	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		13	0.30	-
928	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		13	0.40	-
929	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		13	0.50	-
930	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		13	0.60	-
931	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		13	0.70	-
932	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		13	0.80	-
933	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.10	-
934	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.20	-
935	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.30	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
936	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.40	-
937	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.50	-
938	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.60	-
939	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.10	-
940	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.15	-
941	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.20	-
942	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.25	-
943	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.30	-
944	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.35	-
945	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.40	-
946	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.45	-
947	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.50	-
948	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		16	0.10	-
949	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		16	0.15	-
950	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		16	0.20	-
951	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		16	0.25	-
952	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		16	0.30	-
953	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		16	0.35	-
954	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		16	0.40	-
955	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		16	0.45	-
956	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		17	0.10	-
957	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		17	0.15	-
958	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		17	0.20	-
959	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		17	0.25	-
960	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		17	0.30	-
961	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		17	0.35	-
962	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.10	-
963	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.15	-
964	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.20	-
965	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.25	-
966	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.30	-
967	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		19	0.05	-
968	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		19	0.10	-
969	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		19	0.15	-
970	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		19	0.18	-
971	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		19	0.21	-
972	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		19	0.25	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
973	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.05	-
974	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.08	-
975	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.11	-
976	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.14	-
977	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.18	-
978	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.21	-
979	16.12.2022	3 - ohne DK	SW - unbelastet		20	0.22	-
980	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	1.00	-
981	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	2.00	-
982	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	3.00	-
983	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	4.00	-
984	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	5.00	-
985	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	6.00	-
986	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	7.00	-
987	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	8.00	-
988	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	9.00	-
989	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.50	-
990	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.75	-
991	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.00	-
992	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.25	-
993	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.50	-
994	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.75	-
995	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	2.00	-
996	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	2.25	-
997	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.20	-
998	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.30	-
999	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.40	-
1000	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.50	-
1001	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.60	-
1002	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.70	-
1003	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.80	-
1004	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	0.90	-
1005	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	1.00	-
1006	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		11	1.10	-
1007	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.08	-
1008	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.14	-
1009	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.19	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1010	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.23	-
1011	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.30	-
1012	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.35	-
1013	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.40	-
1014	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		15	0.45	-
1015	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		21	0.05	-
1016	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		21	0.08	-
1017	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		21	0.10	-
1018	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		21	0.15	-
1019	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		21	0.17	-
1020	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.05	-
1021	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.08	-
1022	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.11	-
1023	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.13	-
1024	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.15	-
1025	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		23	0.05	-
1026	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		23	0.08	-
1027	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		23	0.10	-
1028	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		23	0.12	-
1029	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		24	0.04	-
1030	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		24	0.08	-
1031	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		24	0.12	-
1032	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		24	0.80	-
1033	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		25	0.04	-
1034	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		25	0.05	-
1035	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		25	0.10	-
1036	09.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		25	0.50	-
1037	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	1.00	-
1038	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	2.00	-
1039	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	3.00	-
1040	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	4.00	-
1041	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	5.00	-
1042	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	6.00	-
1043	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	7.00	-
1044	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	8.00	-
1045	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	9.00	-
1046	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	10.00	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1047	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	7.00	-
1048	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.50	-
1049	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.75	-
1050	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.00	-
1051	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.25	-
1052	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.50	-
1053	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.50	-
1054	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.50	-
1055	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.75	-
1056	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.00	-
1057	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.25	-
1058	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.50	-
1059	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.75	-
1060	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	2.00	-
1061	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	1.00	-
1062	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	2.00	-
1063	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	3.00	-
1064	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	4.00	-
1065	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	5.00	-
1066	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	6.00	-
1067	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	7.00	-
1068	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	8.00	-
1069	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	9.00	-
1070	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	10.00	-
1071	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		3	11.00	-
1072	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	0.50	-
1073	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	1.00	-
1074	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	1.50	-
1075	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	2.00	-
1076	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	2.50	-
1077	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	3.00	-
1078	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	3.50	-
1079	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	4.00	-
1080	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		4	4.50	-
1081	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.20	-
1082	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.30	-
1083	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.40	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1084	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.50	-
1085	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.60	-
1086	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.70	-
1087	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.80	-
1088	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	0.90	-
1089	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.00	-
1090	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.10	-
1091	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.20	-
1092	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.30	-
1093	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		10	1.40	-
1094	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.10	-
1095	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.20	-
1096	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.30	-
1097	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.40	-
1098	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.50	-
1099	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.60	-
1100	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.65	-
1101	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.70	-
1102	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.75	-
1103	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		14	0.80	-
1104	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.10	-
1105	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.15	-
1106	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.20	-
1107	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.25	-
1108	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.30	-
1109	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	0.35	-
1110	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		18	2.00	-
1111	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.08	-
1112	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.10	-
1113	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.12	-
1114	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.14	-
1115	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		22	0.15	-
1116	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.50	-
1117	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	0.75	-
1118	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.00	-
1119	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.25	-
1120	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.50	-

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1121	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	1.75	-
1122	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	2.00	-
1123	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	2.25	-
1124	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	2.50	-
1125	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	2.75	-
1126	27.01.2023	3 - ohne DK	SW - unbelastet		7	3.00	-
1201	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	1.00	125
1202	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	2.00	125
1203	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	3.00	125
1204	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	4.00	125
1205	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	5.00	125
1206	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	6.00	125
1207	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	7.00	125
1208	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	8.00	125
1209	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	9.00	125
1210	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	10.00	125
1211	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		2	11.00	125
1212	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		3	1.00	125
1213	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		3	2.00	125
1214	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		3	3.00	125
1215	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		3	4.00	125
1216	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		3	5.00	125
1217	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		3	6.00	125
1218	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		3	7.00	125
1219	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		3	8.00	125
1220	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		3	9.00	125
1221	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		4	1.00	125
1222	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		4	2.00	125
1223	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		4	3.00	125
1224	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		4	4.00	125
1225	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		4	5.00	125
1226	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		4	6.00	125
1227	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		4	7.00	125
1228	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	1.00	125
1229	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	1.50	125
1230	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	2.00	125
1231	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	2.50	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1232	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	3.00	125
1233	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	3.50	125
1234	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	4.00	125
1235	12.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	4.50	125
1236	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	1.00	125
1237	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	1.50	125
1238	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	2.00	125
1239	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	2.50	125
1240	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	3.00	125
1241	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	3.50	125
1242	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	4.00	125
1243	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		5	4.50	125
1244	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		6	0.50	125
1245	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		6	1.00	125
1246	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		6	1.50	125
1247	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		6	2.00	125
1248	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		6	2.50	125
1249	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		6	3.00	125
1250	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		6	3.50	125
1251	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		7	0.50	125
1252	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		7	0.75	125
1253	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		7	1.00	125
1254	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		7	1.25	125
1255	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		7	1.50	125
1256	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		7	1.75	125
1257	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		7	2.00	125
1258	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		7	2.25	125
1259	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	0.25	125
1260	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	0.50	125
1261	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	0.75	125
1262	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	1.00	125
1263	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	1.25	125
1264	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	1.50	125
1265	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	1.75	125
1266	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		9	0.20	125
1267	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		9	0.40	125
1268	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		9	0.60	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1269	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		9	0.80	125
1270	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		9	1.00	125
1271	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		9	1.20	125
1272	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		10	0.20	125
1273	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		10	0.40	125
1274	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		10	0.60	125
1275	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		10	0.80	125
1276	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		10	1.00	125
1277	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		10	1.20	125
1278	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		10	1.40	125
1279	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	0.20	125
1280	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	0.30	125
1281	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	0.40	125
1282	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	0.50	125
1283	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	0.60	125
1284	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	0.70	125
1285	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	0.80	125
1286	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	0.90	125
1287	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	1.00	125
1288	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	1.10	125
1289	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		11	1.20	125
1290	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	0.20	125
1291	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	0.30	125
1292	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	0.40	125
1293	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	0.50	125
1294	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	0.60	125
1295	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	0.70	125
1296	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	0.80	125
1297	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	0.90	125
1298	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	1.00	125
1299	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		12	1.10	125
1300	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		13	0.20	125
1301	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		13	0.30	125
1302	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		13	0.40	125
1303	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		13	0.50	125
1304	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		13	0.60	125
1305	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		13	0.70	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1306	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		13	0.80	125
1307	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		13	0.90	125
1308	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		14	0.10	125
1309	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		14	0.20	125
1310	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		14	0.30	125
1311	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		14	0.40	125
1312	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		14	0.50	125
1313	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		14	0.60	125
1314	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		14	0.70	125
1315	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		14	0.80	125
1316	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		15	0.10	125
1317	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		15	0.20	125
1318	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		15	0.30	125
1319	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		15	0.40	125
1320	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		15	0.50	125
1321	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		15	0.60	125
1322	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		15	0.70	125
1323	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		16	0.10	125
1324	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		16	0.20	125
1325	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		16	0.30	125
1326	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		16	0.40	125
1327	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		16	0.50	125
1328	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		16	0.60	125
1329	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		16	0.70	125
1330	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.10	125
1331	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.15	125
1332	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.20	125
1333	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.25	125
1334	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.30	125
1335	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.35	125
1336	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.40	125
1337	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.45	125
1338	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.50	125
1339	13.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		17	0.55	125
1340	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	0.25	125
1341	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	0.50	125
1342	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	0.75	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1343	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	1.00	125
1344	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	1.25	125
1345	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	1.50	125
1346	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		8	1.75	125
1347	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		18	0.10	125
1348	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		18	0.15	125
1349	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		18	0.20	125
1350	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		18	0.25	125
1351	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		18	0.30	125
1352	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		18	0.35	125
1353	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		18	0.40	125
1354	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		18	0.45	125
1355	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		19	0.10	125
1356	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		19	0.15	125
1357	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		19	0.20	125
1358	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		19	0.25	125
1359	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		19	0.30	125
1360	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		19	0.35	125
1361	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		19	0.40	125
1362	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		20	0.10	125
1363	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		20	0.15	125
1364	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		20	0.20	125
1365	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		20	0.25	125
1366	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		20	0.30	125
1367	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		20	0.35	125
1368	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		20	0.40	125
1369	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		21	0.05	125
1370	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		21	0.10	125
1371	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		21	0.15	125
1372	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		21	0.20	125
1373	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		21	0.25	125
1374	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		21	0.30	125
1375	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		21	0.35	125
1376	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		22	0.05	125
1377	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		22	0.10	125
1378	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		22	0.12	125
1379	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		22	0.15	125

Versuchsnummer VNR	Datum	Konstellation	Versuchstyp		Frequenz [Hz]	Schwingamplitude [mm]	Gleisbelastung [kN]
1380	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		22	0.20	125
1381	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		22	0.25	125
1382	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		23	0.05	125
1383	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		23	0.10	125
1384	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		23	0.13	125
1385	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		23	0.17	125
1386	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		23	0.20	125
1387	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		24	0.05	125
1388	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		24	0.10	125
1389	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		24	0.12	125
1390	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		24	0.15	125
1391	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		24	0.18	125
1392	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		25	0.05	125
1393	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		25	0.07	125
1394	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		25	0.10	125
1395	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		25	0.12	125
1396	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		25	0.15	125
1397	16.01.2023	4 - ohne DK	SW - belastet		25	0.18	125
1398	16.01.2023	4 - ohne DK	Setzung - belastet		17	0.40	125
1399	16.01.2023	4 - ohne DK	Setzung - belastet		17	0.50	125
1400	16.01.2023	4 - ohne DK	Setzung - belastet		17	0.55	125

ANHANG B – Massenträgheiten

<u>Massenträgheiten des leeren Stahltrags</u>					
Bauteil	Pos. Nr.	Masse [kg]	$\Theta_{yy,S}$ [kgm ²]	Abstand r [m]	$\Theta_{yy,A}$ [kgm ²]
Hauptträger 1					
HT-UG	6	861,80	3062,33	2,77	9675,08
HT-Steg 1	5	295,41	380,80	2,05	1622,00
HT-Steg 2	5	715,73	489,68	5,34	20869,71
HT-Steg 3	5	43,19	6,25	0,85	37,25
HT-Steg 4	5	129,57	20,43	2,12	601,76
HT-Steg 5	5	215,95	39,70	3,41	2557,65
HT-Voute-OG Lasche 1	2	226,40	272,43	2,30	1474,91
HT-Voute-OG Lasche 2	1	276,90	369,20	2,18	1690,01
HT-Voute-OG Lasche 3	4	155,40	88,89	5,44	4693,02
HT-Voute-OG Lasche 4	3	180,70	103,37	5,43	5439,44
Hauptträger 2					
HT-UG	6	861,80	3062,33	2,77	9675,08
HT-Steg 1	5	295,41	380,80	2,05	1622,00
HT-Steg 2	5	715,73	489,68	5,34	20869,71
HT-Steg 3	5	43,19	6,25	0,85	37,25
HT-Steg 4	5	129,57	20,43	2,12	601,76
HT-Steg 5	5	215,95	39,70	3,41	2557,65
HT-Voute-OG Lasche 1	2	226,40	272,43	2,30	1474,91
HT-Voute-OG Lasche 2	1	276,90	369,20	2,18	1690,01
HT-OG Lasche QVA-seitig	34	155,40	88,89	5,44	4693,02
HT-OG QVA-seitig	33	180,70	103,37	5,43	5439,44
Fach für den Schotteroberbau					
Deckblech	12	904,90	517,63	5,34	26336,96
Bordwand vorne	13	231,40	8,66	4,16	4016,23
Bordwand hinten	14	245,20	10,30	6,55	10529,99
Bordwand hinten Gurt	15	24,00	0,04	6,62	1051,82
QT1 Steg 1	7	108,80	1,60	4,09	1821,62
Regel-QT-Steg	9	114,00	1,84	4,70	2520,10
QT3-Steg	11	114,00	1,84	5,30	3204,10

Regel-QT-Steg 1	9	114,00	1,84	5,90	3970,18
QT1 Steg 5	9	114,00	1,84	6,50	4818,34
QT1-UG	8	85,30	0,64	4,04	1392,87
Regel-QT-UG 1	10	56,80	0,19	4,70	1254,90
Regel-QT-UG 2	10	56,80	0,19	5,30	1595,70
Regel-QT-UG 3	10	56,80	0,19	5,91	1984,11
Regel-QT-UG 4	10	56,80	0,19	6,51	2407,38
Steifen, Verstärkungen, Verbände					
Pressenaufleger Steife	16	48,40	5,06	5,25	1339,08
Pressenaufleger Steife	16	48,40	5,06	5,39	1411,18
Pressenaufleger Steife	16	48,40	5,06	5,25	1339,08
Pressenaufleger Steife	16	48,40	5,06	5,39	1411,18
UG-Verstärkung oben	17	113,00	6,03	5,30	3180,20
UG-Verstärkung unten	18	98,00	5,23	5,30	2758,05
UG-Verstärkung oben	17	113,00	6,03	5,30	3180,20
UG-Verstärkung unten	18	98,00	5,23	5,30	2758,05
Aussteifung Träger oben	20	54,30	0,00	1,68	153,26
Aussteifung Trägerunten (OG,Steg,UG)	22,23,24	54,30	0,00	1,68	153,26
Horizontal Verband vorne	26	15,40	2,04	0,83	12,65
Horizontal Verband vorne	26	15,40	2,04	0,83	12,65
Horizontal Verband hinten	27	23,00	10,58	2,83	194,79
Horizontal Verband hinten	27	23,00	10,58	2,83	194,79
Kopfplatte	28	45,10	1,44	0,20	3,25
Steife UWE-Plattform vorne	35	14,30	1,77	2,88	120,38
Steife UWE-Plattform hinten	36	16,90	2,68	3,62	224,15
Steife Steg Auflager	37	5,65	0,03	0,20	0,26
Steife UWE-Plattform vorne	35	14,30	1,77	2,88	120,38
Steife UWE-Plattform hinten	36	16,90	2,68	3,62	224,15
Steife Steg Auflager	37	5,65	0,03	0,20	0,26
m=		9404,72	kg	Q_{yy,A}=	183017,22 kgm²
Masse real gemessen=		9370,00	kg		
<u>Massenträgheiten des leeren Stahltrags mit UWE</u>					
Unwuchterreger					
UWE		513,00		4,23	9179,06

	m=	9917,72	kg	$\Theta_{yy,A} =$	192196,27	kgm²
<u>Massenträgheiten des vollen Stahltrogs ohne UWE</u>						
Schotteroberbau und Gleisrost						
Unterschottermatte (10,8 m ²)		116,38		5,40	3393,64	
Schotterkoffer (h=0,4m)		2851,20	1406,59	5,35	83100,60	
Schwellen	1	164,00	1,47	4,54	3374,95	
	2	164,00	1,47	5,12	4299,91	
	3	164,00	1,47	5,71	5342,95	
	4	164,00	1,47	6,30	6504,07	
Schiene UIC 60		132,00	53,24	5,45	3967,37	
	m=	13160,30	kg	$\Theta_{yy,A} =$	302179,77	kgm²
	Masse real gemessen=	13165,00	kg			
<u>Massenträgheiten des Gleisrostes mit Schotter zwischen den Schwellen</u>						
Anteil Schotteroberbau (20 cm) und Gleisrost						
Schiene UIC 60		132,00	53,24	0,00	53,24	
Schwellen	1	164,00	1,47	0,30	16,23	
	2	164,00	1,47	0,30	16,23	
	3	164,00	1,47	0,90	134,31	
	4	164,00	1,47	0,90	134,31	
Anteil Schotter (h=20cm)		777,60	375,84	0,00	375,84	
	m**=	1565,60	kg	$\Theta_{yy,S}^{**} =$	730,16	kgm²
<u>Massenträgheiten des Gleisrostes mit Schotter zwischen den Schwellen</u>						
Anteil Schotteroberbau (11 cm) und Gleisrost						
Schiene UIC 60		132,00	53,24	0,00	53,24	
Schwellen	1	164,00	1,47	0,30	16,23	
	2	164,00	1,47	0,30	16,23	
	3	164,00	1,47	0,90	134,31	
	4	164,00	1,47	0,90	134,31	
Anteil Schotter (h=11cm)		427,68	205,72	0,00	205,72	
	m***=	1215,68	kg	$\Theta_{yy,S}^{***} =$	560,04	kgm²

Massenträgheiten der Vorspannvorrichtung					
Vorspannvorrichtung					
Träger oben (UPE 200)	43	279,45	0,00	0,00	0,00
Verbindungsblech Träger oben	44	93,60	0,00	0,00	0,00
Träger unten (UPE 200)	43	279,45	0,00	0,00	0,00
Verbindungsblech Träger unten Mitte	46	42,20	0,00	0,00	0,00
Verbindungsblech Träger unten Rand	45	21,20	0,00	0,00	0,00
	m***=	715,90	kg		

ANHANG C – Analytisches Modell

Herleitung der Bewegungsgleichung mit Hilfe des Lagrange Formalismus:

- Kinematik/Relativwege für Anregungsfrequenzen unter 10 Hz:

$$w_{OB} = \eta(t)x + u(t) \quad (C-1)$$

$$w_{FL} = \eta(t)l_{FL}; w_c = \eta(t)l_c \quad (C-2)$$

$$w_{P,1} = \eta(t)l_p + u(t); w_{P,2} = -u(t) \quad (C-3)$$

$$w_{SV} = -\eta(t)x + \Psi(t)(x - l_a) + s(t) - u(t) \quad (C-4)$$

$$w_A = u(t) \quad (C-5)$$

- Kinematik/Relativwege für Anregungsfrequenzen über 10 Hz:

$$w_{OB} = \eta(t)x - u(t) \quad (C-6)$$

$$w_{FL} = \eta(t)l_{FL}; w_c = \eta(t)l_c \quad (C-7)$$

$$w_{P,1} = \eta(t)l_p - u(t); w_{P,2} = u(t) \quad (C-8)$$

$$w_{SV} = -\eta(t)x + \Psi(t)(x - l_a) + s(t) + u(t) \quad (C-9)$$

$$w_A = u(t) \quad (C-10)$$

- Kinetische Energie T :

$$T = \frac{1}{2} \tilde{\theta}_{yy,A} \dot{\eta}(t)^2 + \frac{1}{2} \theta_{yy,B}^* \dot{\Psi}(t)^2 + \frac{1}{2} m^* \dot{s}(t)^2 + \frac{1}{2} (m_A + \tilde{m}) \dot{u}(t)^2 \quad (C-11)$$

- Potenzielle Energie Π für Anregungsfrequenzen unter 10 Hz:

$$\begin{aligned} \Pi = & \frac{1}{2} k_{FL} l_{FL}^2 \eta(t)^2 + \frac{1}{2} k_A u(t)^2 + \frac{1}{6} (l_b^3 - l_a^3) \bar{k}_{SV} \eta(t)^2 + \frac{1}{6} (l_b - l_a)^3 \bar{k}_{SV} \Psi(t)^2 + \\ & \frac{1}{2} (l_b - l_a) \bar{k}_{SV} s(t)^2 + \frac{1}{2} (l_b - l_a) \bar{k}_{SV} u(t)^2 - \frac{1}{6} (l_a - l_b)^2 (l_a + 2l_b) \bar{k}_{SV} \eta(t) \Psi(t) - \\ & \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{k}_{SV} \eta(t) s(t) + \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{k}_{SV} \eta(t) u(t) + \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{k}_{SV} \Psi(t) s(t) - \\ & \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{k}_{SV} \Psi(t) u(t) - (l_b - l_a) \bar{k}_{SV} s(t) u(t) - P(t) u(t) + P(t) (\eta(t) l_p + u(t)) \end{aligned} \quad (C-12)$$

- Potenzielle Energie Π für Anregungsfrequenzen über 10 Hz:

$$\begin{aligned} \Pi = & \frac{1}{2} k_{FL} l_{FL}^2 \eta(t)^2 + \frac{1}{2} k_A u(t)^2 + \frac{1}{6} (l_b^3 - l_a^3) \bar{k}_{SV} \eta(t)^2 + \frac{1}{6} (l_b - l_a)^3 \bar{k}_{SV} \Psi(t)^2 + \\ & \frac{1}{2} (l_b - l_a) \bar{k}_{SV} s(t)^2 + \frac{1}{2} (l_b - l_a) \bar{k}_{SV} u(t)^2 - \frac{1}{6} (l_a - l_b)^2 (l_a + 2l_b) \bar{k}_{SV} \eta(t) \Psi(t) - \\ & \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{k}_{SV} \eta(t) s(t) - \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{k}_{SV} \eta(t) u(t) + \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{k}_{SV} \Psi(t) s(t) + \\ & \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{k}_{SV} \Psi(t) u(t) + (l_b - l_a) \bar{k}_{SV} s(t) u(t) + P(t) u(t) + P(t) (\eta(t) l_p - u(t)) \end{aligned} \quad (C-13)$$

- Generalisierte Dämpferarbeit δA für Anregungsfrequenzen unter 10 Hz:

$$\begin{aligned}
\delta A = & -cl_c^2 \dot{\eta}(t) \delta \eta - \frac{1}{3} (l_b^3 - l_a^3) \bar{c}_{OB} \dot{\eta}(t) \delta \eta - \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{OB} \dot{\eta}(t) \delta u \\
& - \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{OB} \dot{u}(t) \delta \eta - (l_b - l_a) \bar{c}_{OB} \dot{u}(t) \delta u - \frac{1}{3} (l_b^3 - l_a^3) \bar{c}_{SV} \dot{\eta}(t) \delta \eta \\
& - \frac{1}{3} (l_b - l_a)^3 \bar{c}_{SV} \dot{\Psi}(t) \delta \Psi - (l_b - l_a) \bar{c}_{SV} \dot{s}(t) \delta s - (l_b - l_a) \bar{c}_{SV} \dot{u}(t) \delta u \\
& + \frac{1}{6} (l_a - l_b)^2 (l_a + 2l_b) \bar{c}_{SV} \dot{\eta}(t) \delta \Psi + \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{SV} \dot{\eta}(t) \delta s \\
& + \frac{1}{6} (l_a - l_b)^2 (l_a + 2l_b) \bar{c}_{SV} \dot{\Psi}(t) \delta \eta - \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{SV} \dot{\eta}(t) \delta u \\
& - \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV} \dot{\Psi}(t) \delta s + \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV} \dot{\Psi}(t) \delta u + \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{SV} \dot{s}(t) \delta \eta \\
& - \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV} \dot{s}(t) \delta \Psi + (l_b - l_a) \bar{c}_{SV} \dot{s}(t) \delta u - \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{SV} \dot{u}(t) \delta \eta \\
& + \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV} \dot{u}(t) \delta \Psi + (l_b - l_a) \bar{c}_{SV} \dot{u}(t) \delta s \\
& = Q_1 \delta \eta + Q_2 \delta \Psi + Q_3 \delta s + Q_4 \delta u
\end{aligned} \tag{C-14}$$

- Generalisierte Dämpferarbeit δA für Anregungsfrequenzen über 10 Hz:

$$\begin{aligned}
\delta A = & -cl_c^2 \dot{\eta}(t) \delta \eta - \frac{1}{3} (l_b^3 - l_a^3) \bar{c}_{OB} \dot{\eta}(t) \delta \eta + \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{OB} \dot{\eta}(t) \delta u \\
& + \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{OB} \dot{u}(t) \delta \eta - (l_b - l_a) \bar{c}_{OB} \dot{u}(t) \delta u - \frac{1}{3} (l_b^3 - l_a^3) \bar{c}_{SV} \dot{\eta}(t) \delta \eta \\
& - \frac{1}{3} (l_b - l_a)^3 \bar{c}_{SV} \dot{\Psi}(t) \delta \Psi - (l_b - l_a) \bar{c}_{SV} \dot{s}(t) \delta s - (l_b - l_a) \bar{c}_{SV} \dot{u}(t) \delta u \\
& + \frac{1}{6} (l_a - l_b)^2 (l_a + 2l_b) \bar{c}_{SV} \dot{\eta}(t) \delta \Psi + \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{SV} \dot{\eta}(t) \delta s \\
& + \frac{1}{6} (l_a - l_b)^2 (l_a + 2l_b) \bar{c}_{SV} \dot{\Psi}(t) \delta \eta + \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{SV} \dot{\eta}(t) \delta u \\
& - \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV} \dot{\Psi}(t) \delta s - \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV} \dot{\Psi}(t) \delta u + \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{SV} \dot{s}(t) \delta \eta \\
& - \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV} \dot{s}(t) \delta \Psi - (l_b - l_a) \bar{c}_{SV} \dot{s}(t) \delta u + \frac{1}{2} (l_b^2 - l_a^2) \bar{c}_{SV} \dot{u}(t) \delta \eta \\
& - \frac{1}{2} (l_a - l_b)^2 \bar{c}_{SV} \dot{u}(t) \delta \Psi - (l_b - l_a) \bar{c}_{SV} \dot{u}(t) \delta s \\
& = Q_1 \delta \eta + Q_2 \delta \Psi + Q_3 \delta s + Q_4 \delta u
\end{aligned} \tag{C-15}$$

- Bewegungsgleichungen:

$$I: \frac{d}{dt} \left(\frac{dT}{d\dot{\eta}} \right) - \frac{dT}{d\eta} + \frac{d\Pi}{d\eta} = Q_1 \tag{C-16}$$

$$II: \frac{d}{dt} \left(\frac{dT}{d\dot{\Psi}} \right) - \frac{dT}{d\Psi} + \frac{d\Pi}{d\Psi} = Q_2 \tag{C-17}$$

$$III: \frac{d}{dt} \left(\frac{dT}{d\dot{s}} \right) - \frac{dT}{ds} + \frac{d\Pi}{ds} = Q_3 \tag{C-18}$$

$$IV: \frac{d}{dt} \left(\frac{dT}{du} \right) - \frac{dT}{du} + \frac{d\Pi}{du} = Q_4 \quad (C-19)$$

Berechnete Kennwerte aus dem analytischen Modell:

- Versuche 801-1126, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} : Abbildungen C.1 bis C.4
- Versuche 801-1126, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV} : Abbildungen C.5 bis C.8
- Versuche 801-1126, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} : Abbildungen C.9 bis C.12
- Versuche 801-1126, Steifigkeit k_A : Abbildung C.13
- Versuche 1201-1400 Fall 1, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} : Abbildungen C.14 bis C.18
- Versuche 1201-1400 Fall 1, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV} : Abbildungen C.19 bis C.23
- Versuche 1201-1400 Fall 1, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} : Abbildungen C.24 bis C.28
- Versuche 1201-1400 Fall 1, Steifigkeit k_A : Abbildung C.29
- Versuche 1201-1400 Fall 2, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV} : Abbildungen C.30 bis C.34
- Versuche 1201-1400 Fall 2, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV} : Abbildungen C.35 bis C.39
- Versuche 1201-1400 Fall 2, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB} : Abbildungen C.40 bis C.44
- Versuche 1201-1400 Fall 2, Steifigkeit k_A : Abbildung C.45

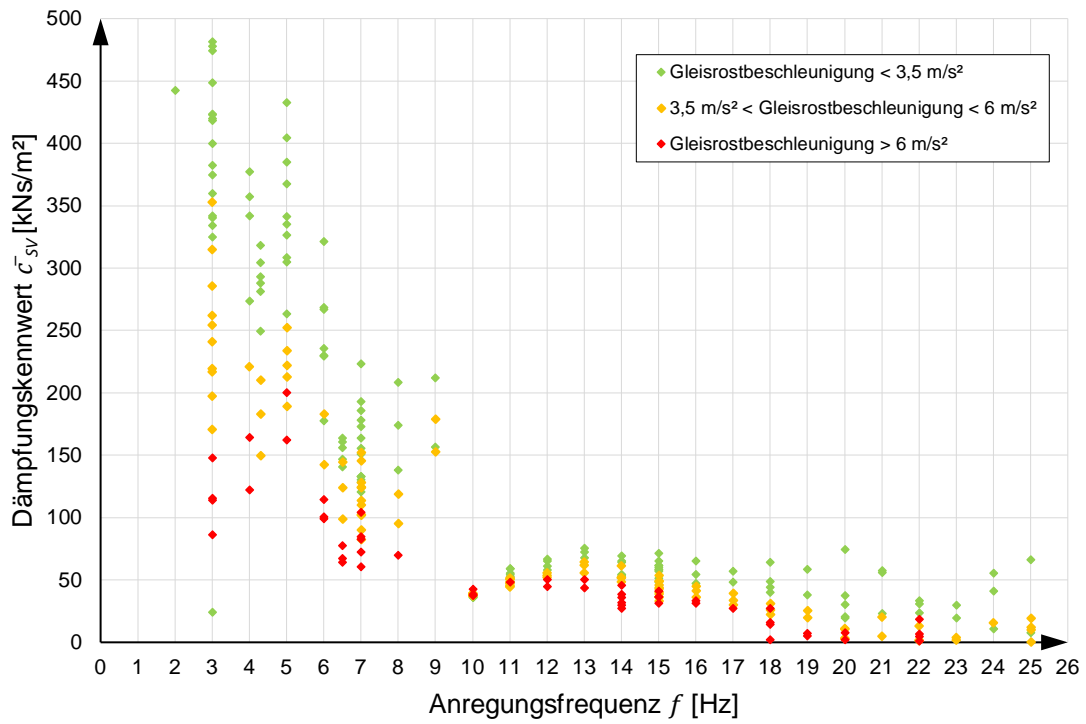


Abbildung C.1: Versuche 801-1126, Ansatz 1, Dämpfungskennwert \bar{c}_{sv}

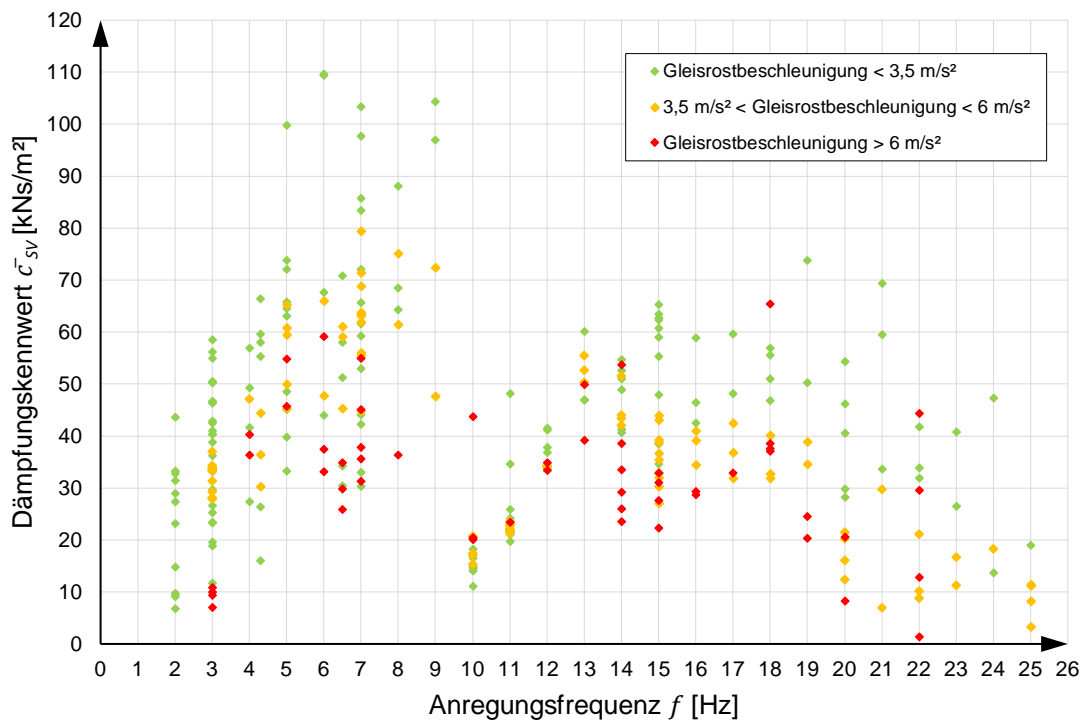


Abbildung C.2: Versuche 801-1126, Ansatz 2, Dämpfungskennwert \bar{c}_{sv}

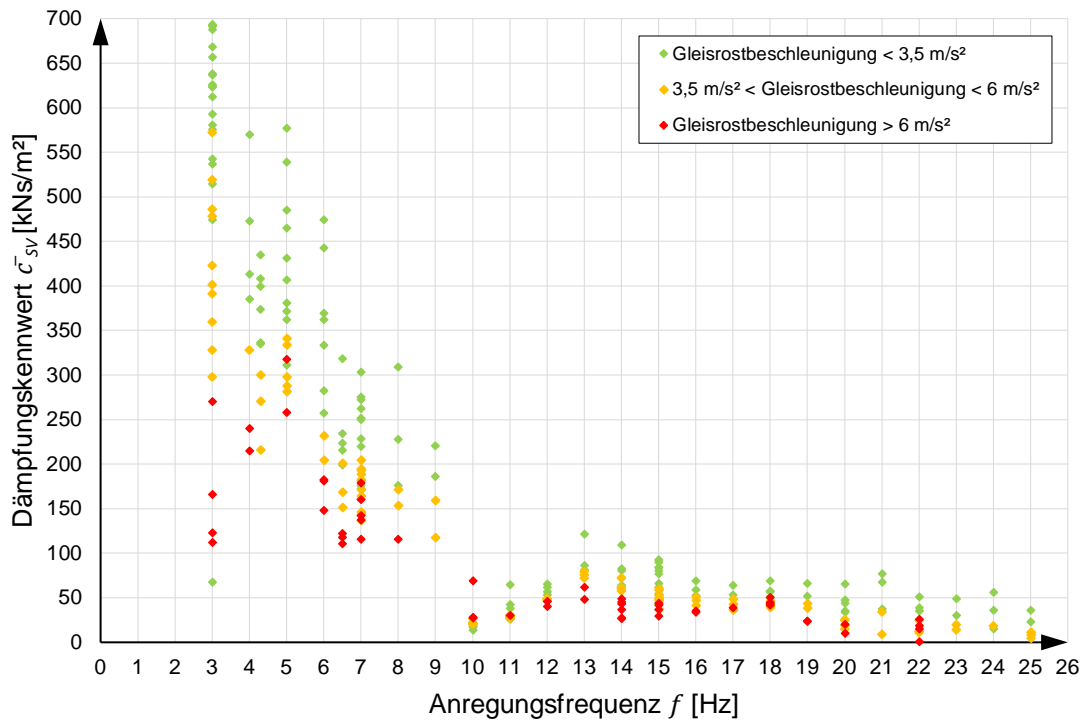


Abbildung C.3: Versuche 801-1126, Ansatz 3, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

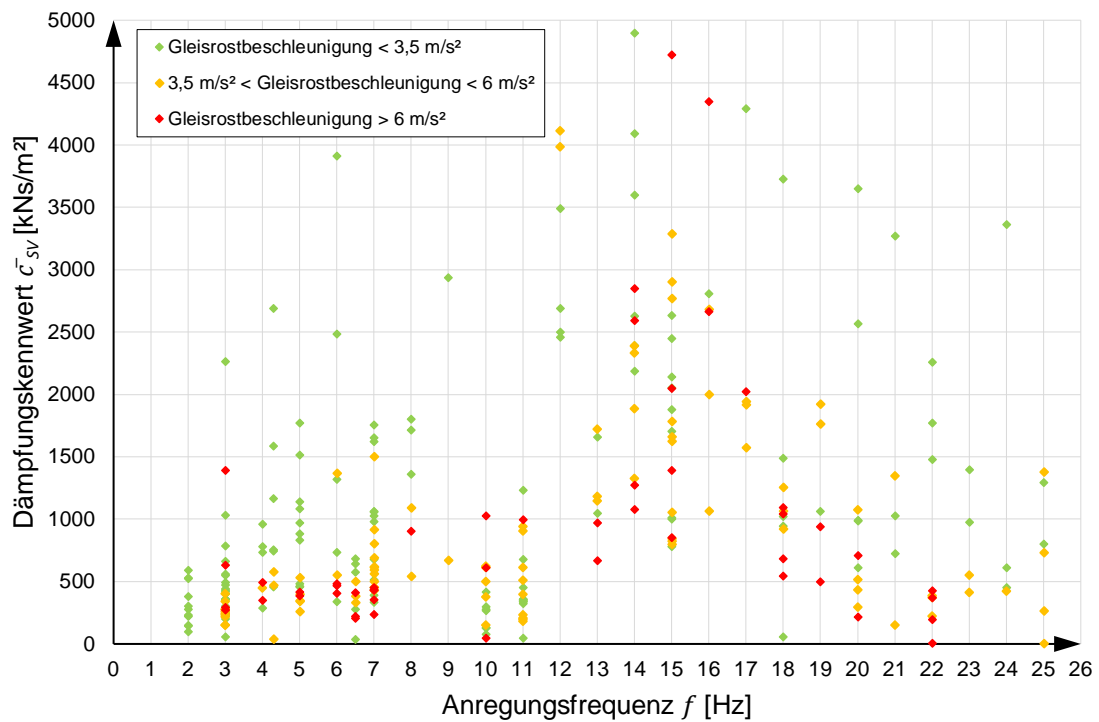


Abbildung C.4: Versuche 801-1126, Ansatz 4, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

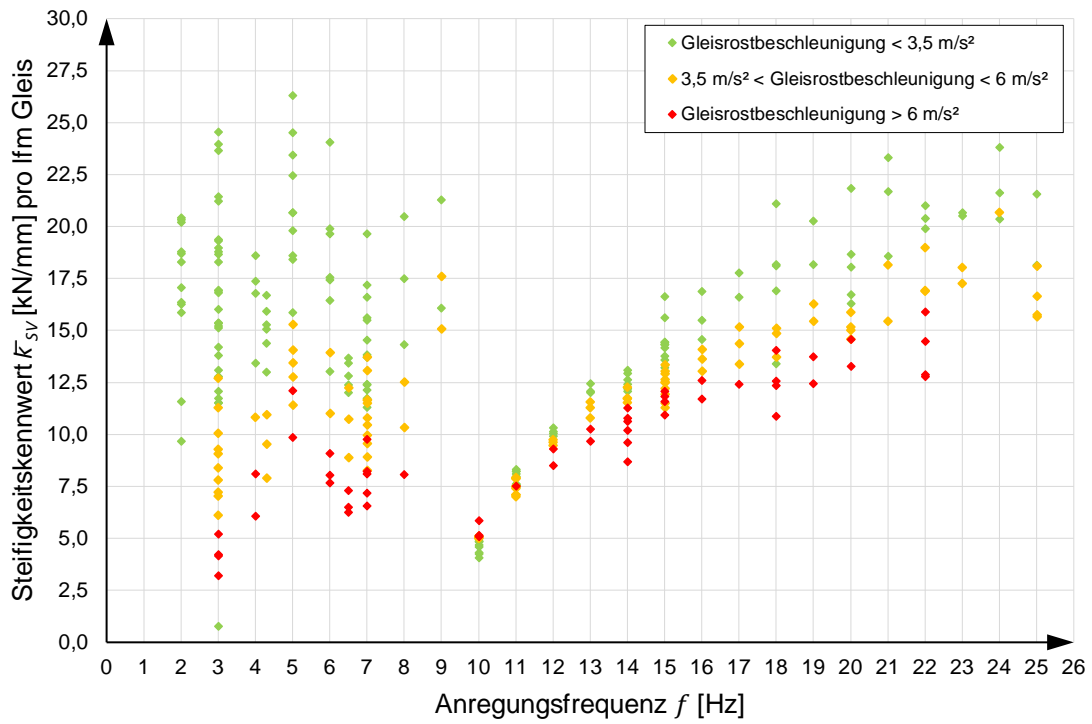


Abbildung C.5: Versuche 801-1126, Ansatz 1, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

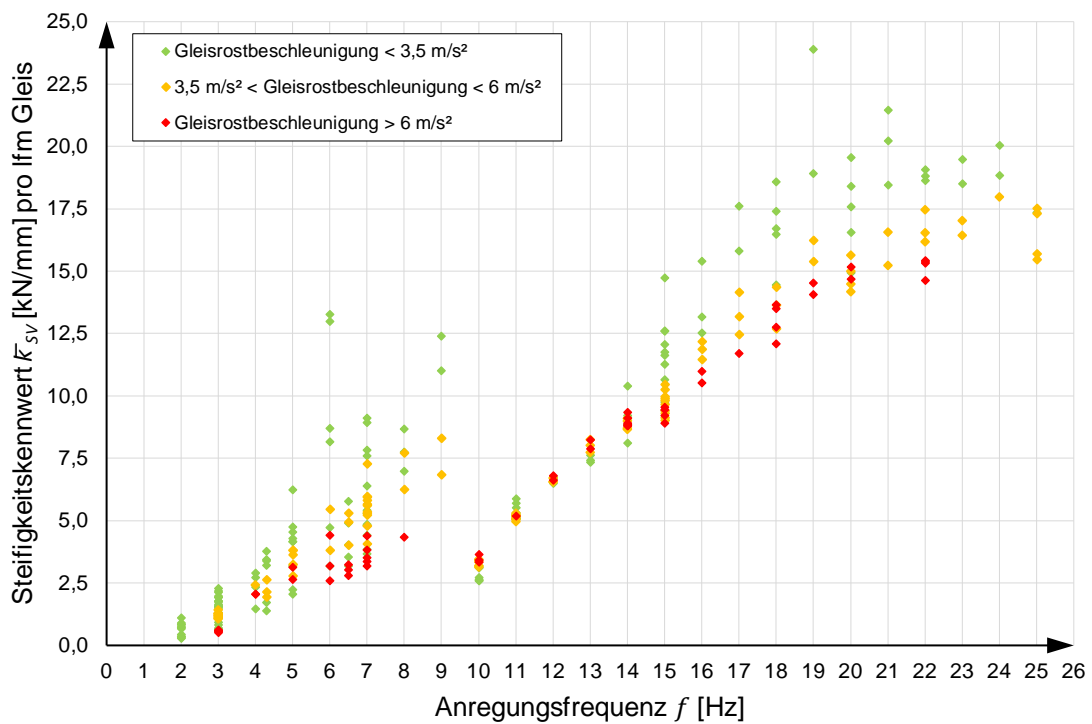


Abbildung C.6: Versuche 801-1126, Ansatz 2, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

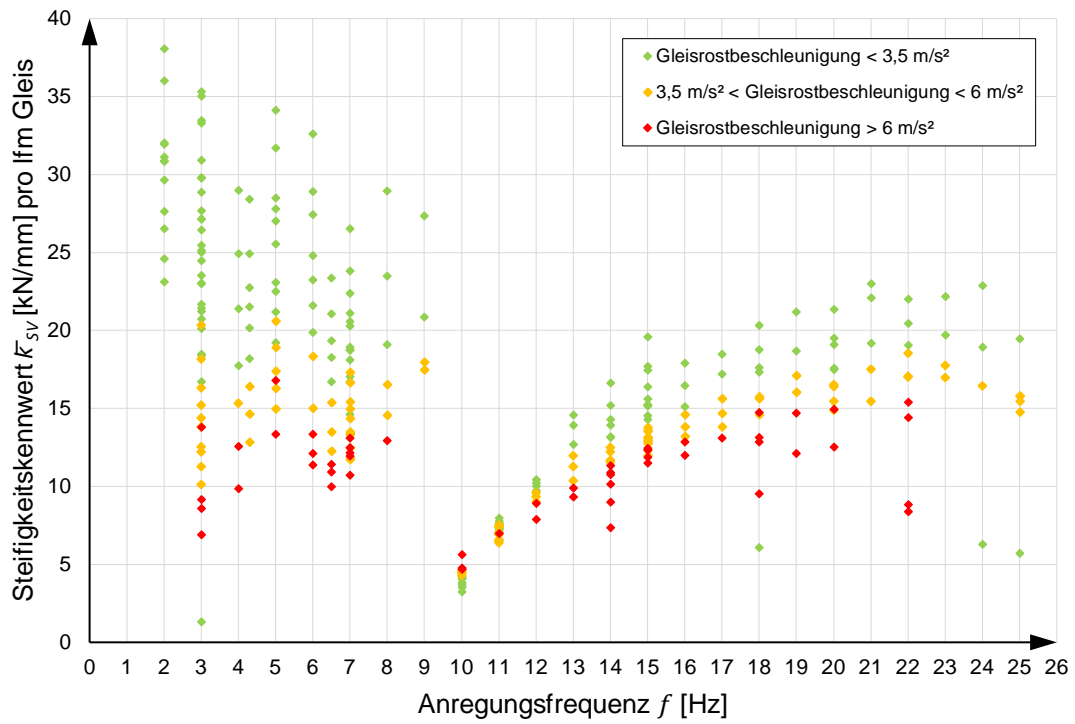


Abbildung C.7: Versuche 801-1126, Ansatz 3, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

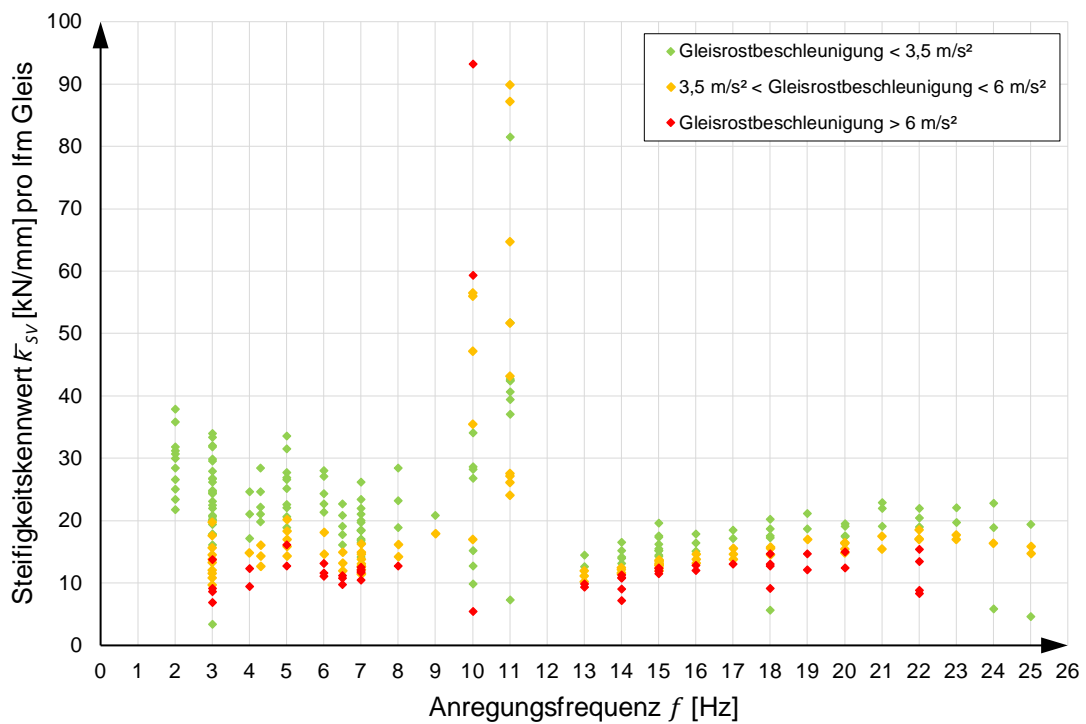


Abbildung C.8: Versuche 801-1126, Ansatz 4, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

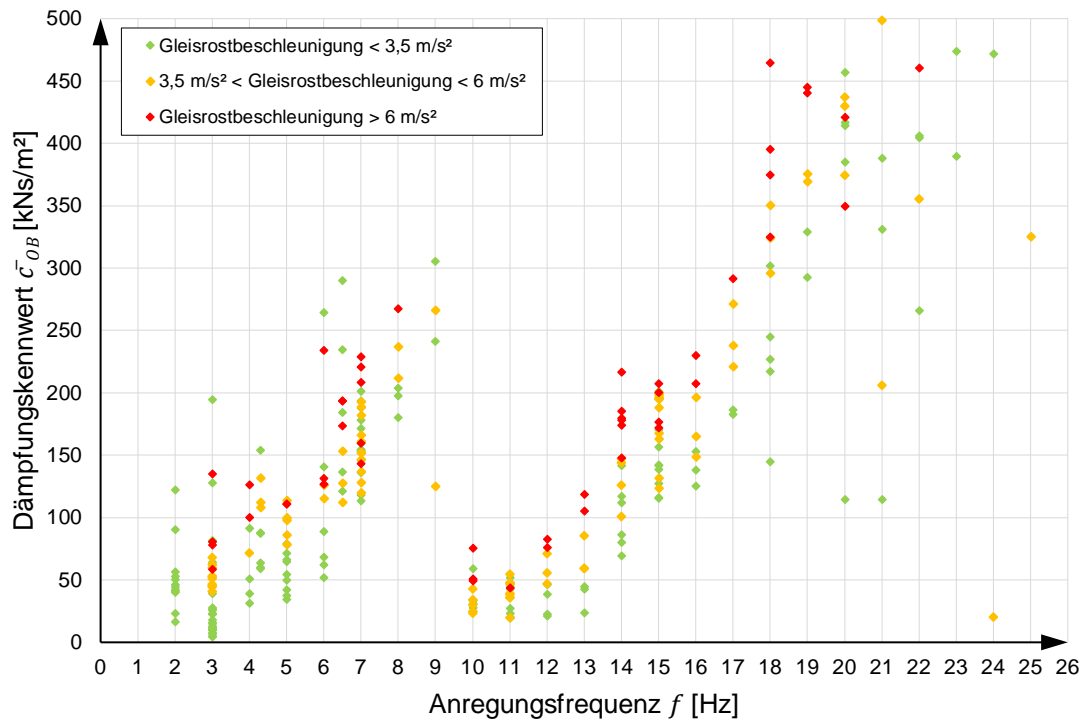


Abbildung C.9: Versuche 801-1126, Ansatz 1, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

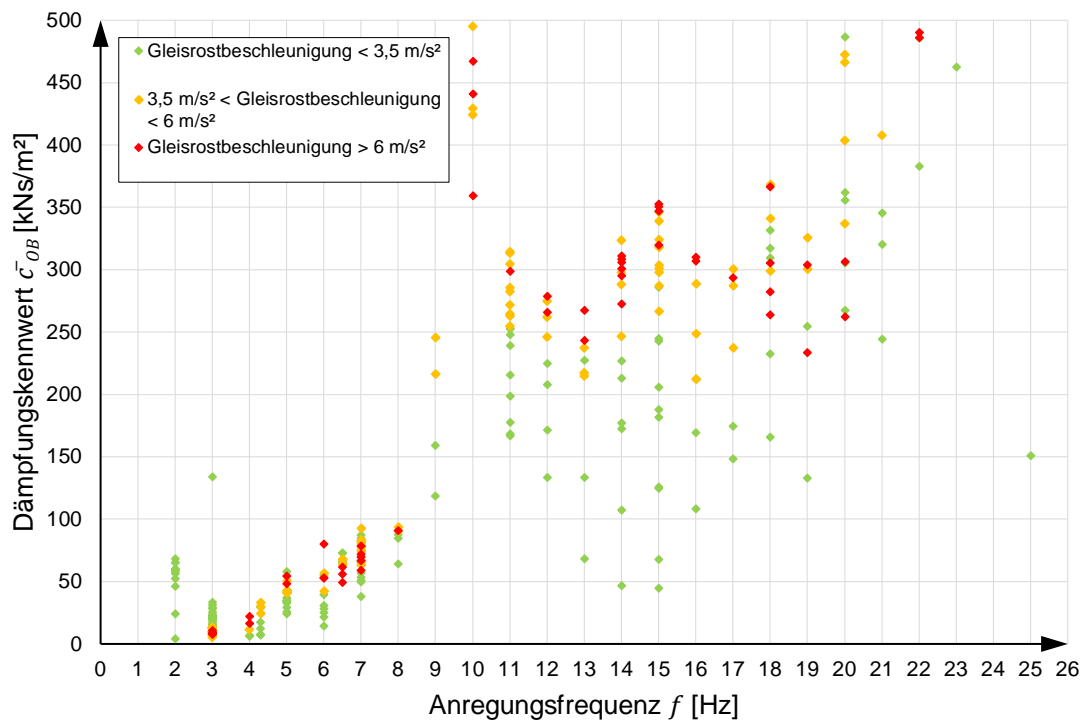


Abbildung C.10: Versuche 801-1126, Ansatz 2, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

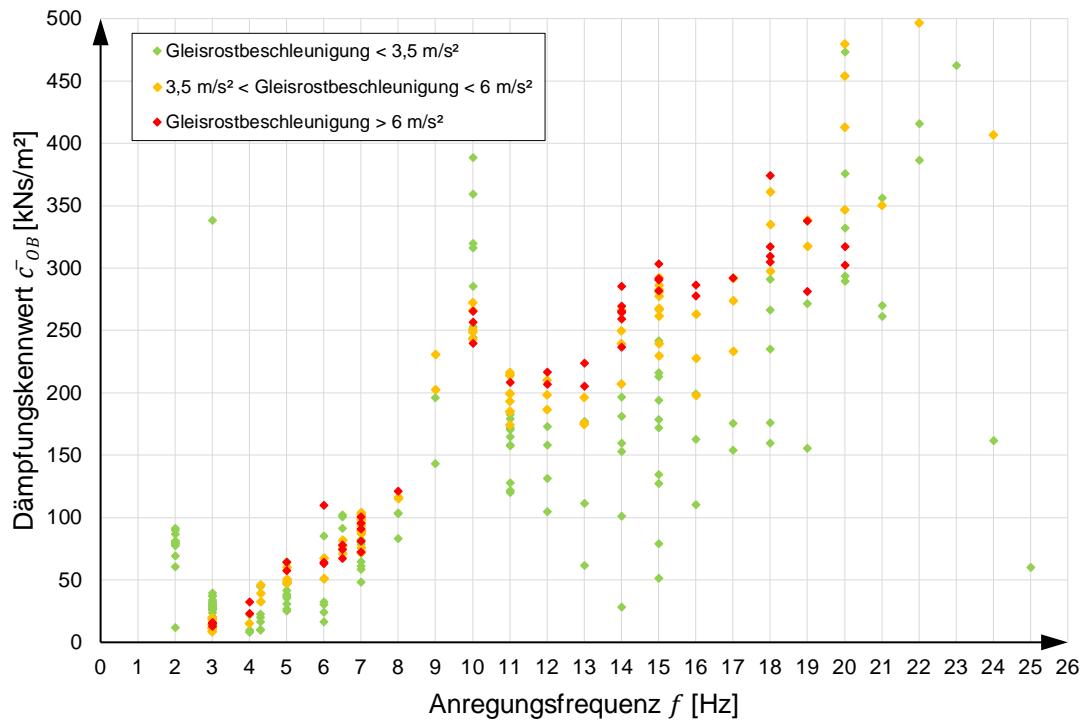


Abbildung C.11: Versuche 801-1126, Ansatz 3, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

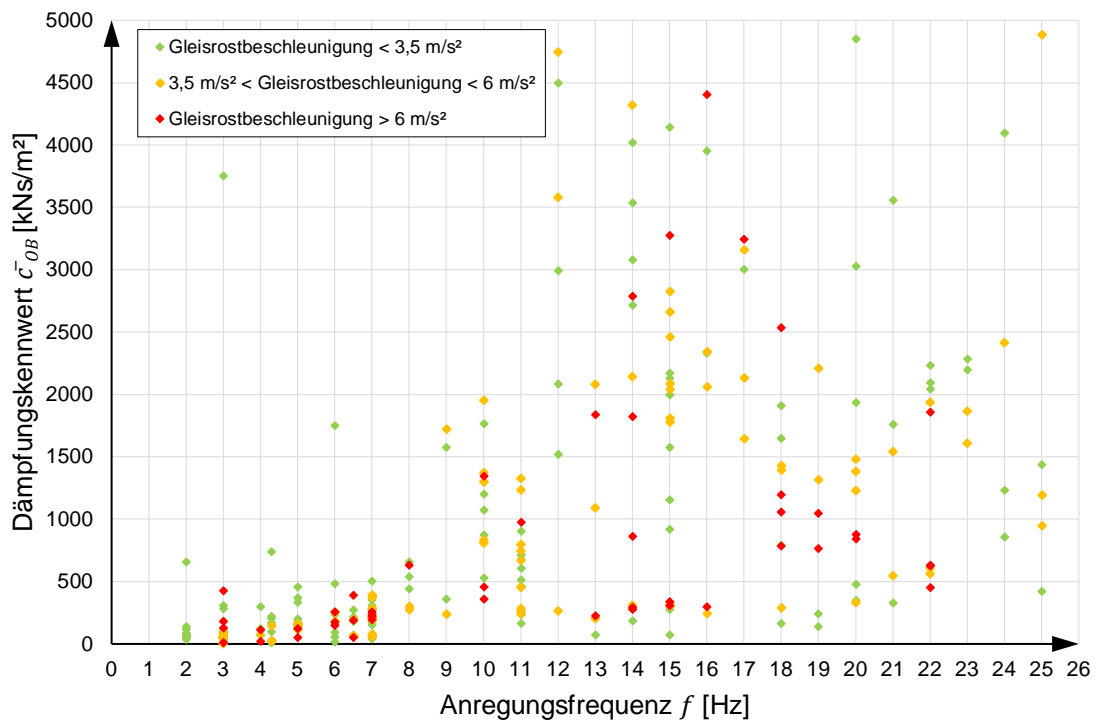


Abbildung C.12: Versuche 801-1126, Ansatz 4, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

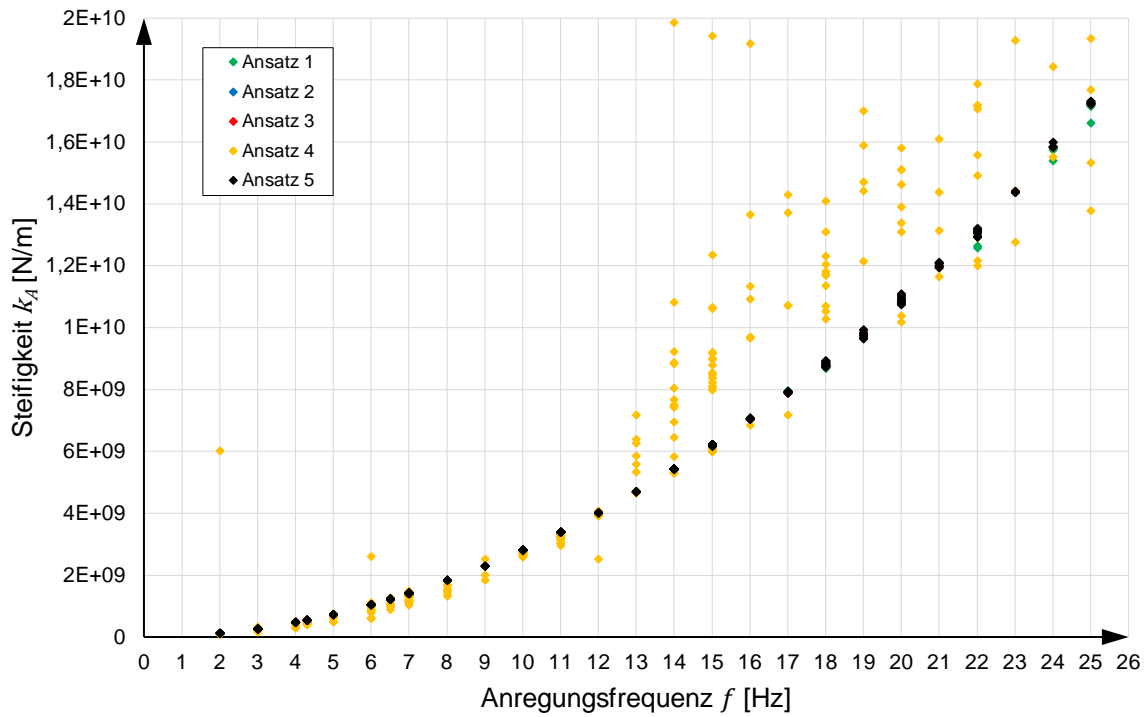


Abbildung C.13: Versuche 801-1126, alle Ansätze, Steifigkeit k_A

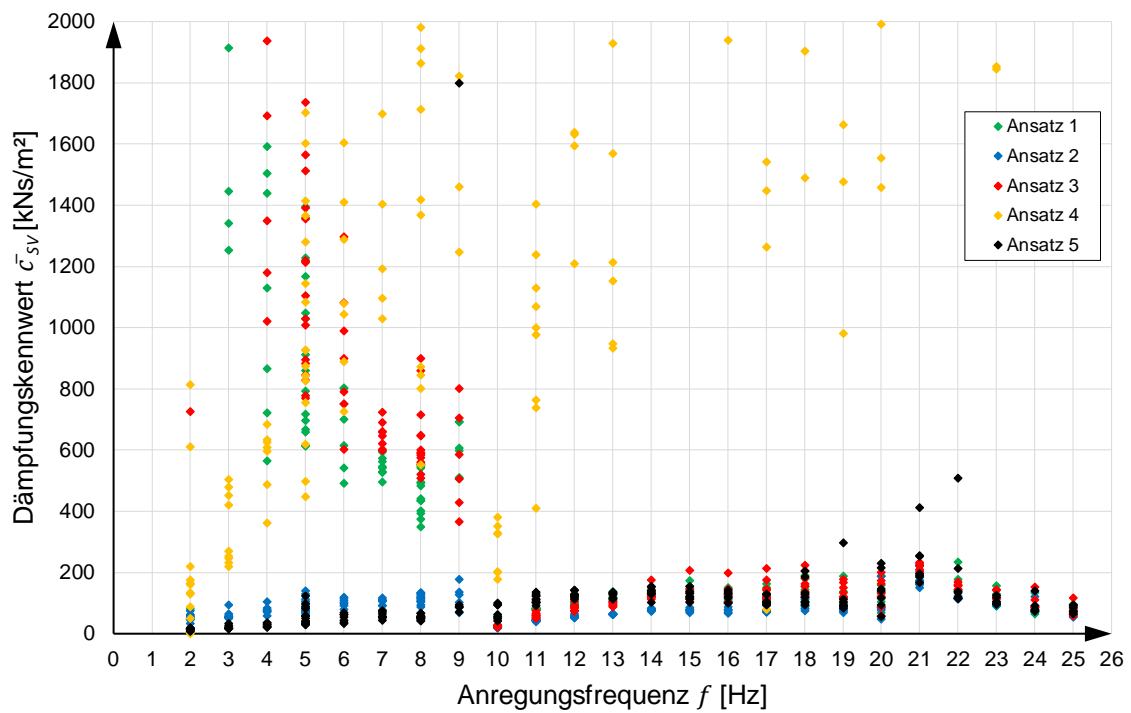


Abbildung C.14: Versuche 1201-1400, Fall 1, alle Ansätze, Dämpfungskennwert \bar{c}_{sV}

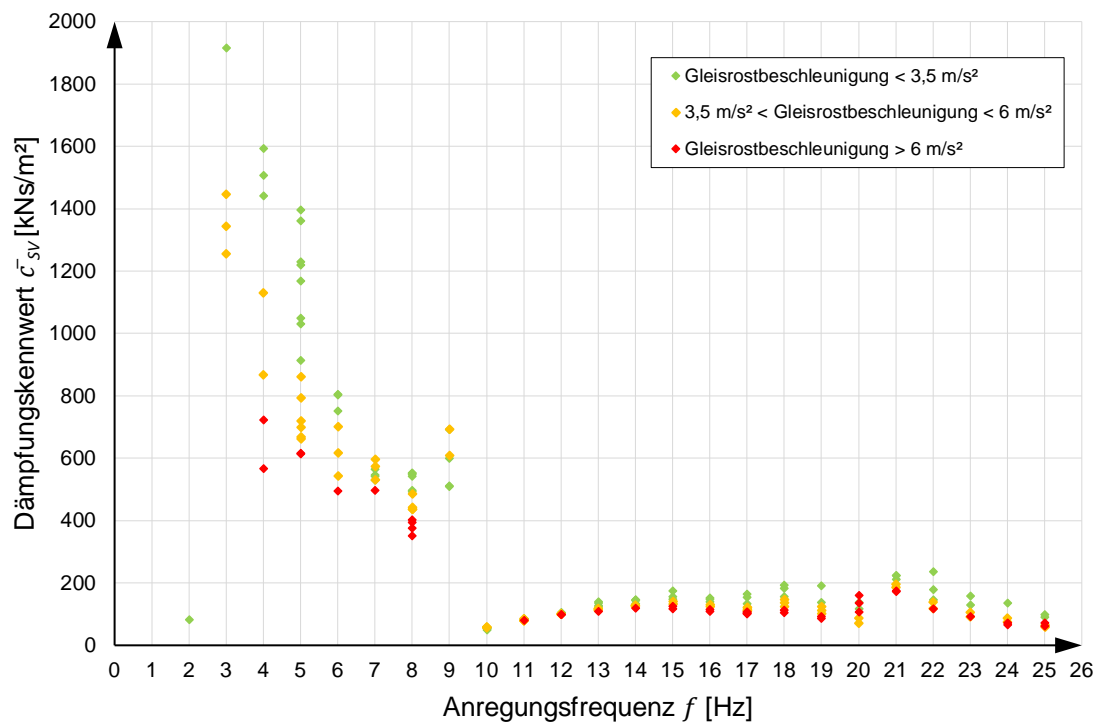


Abbildung C.15: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 1, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

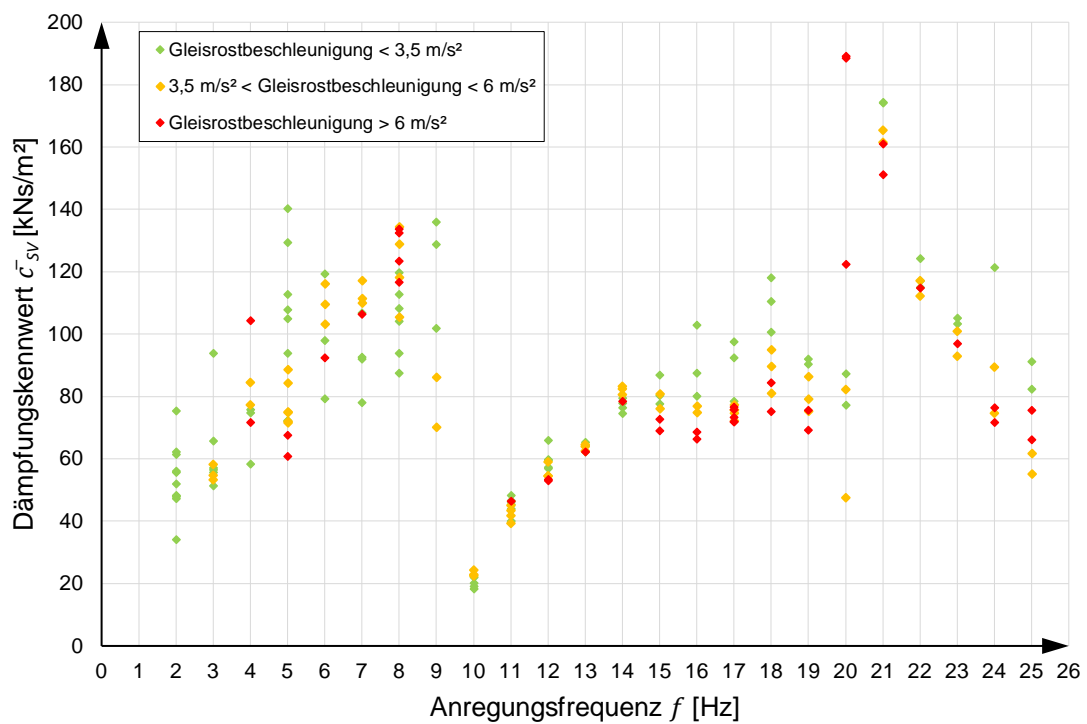


Abbildung C.16: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 2, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

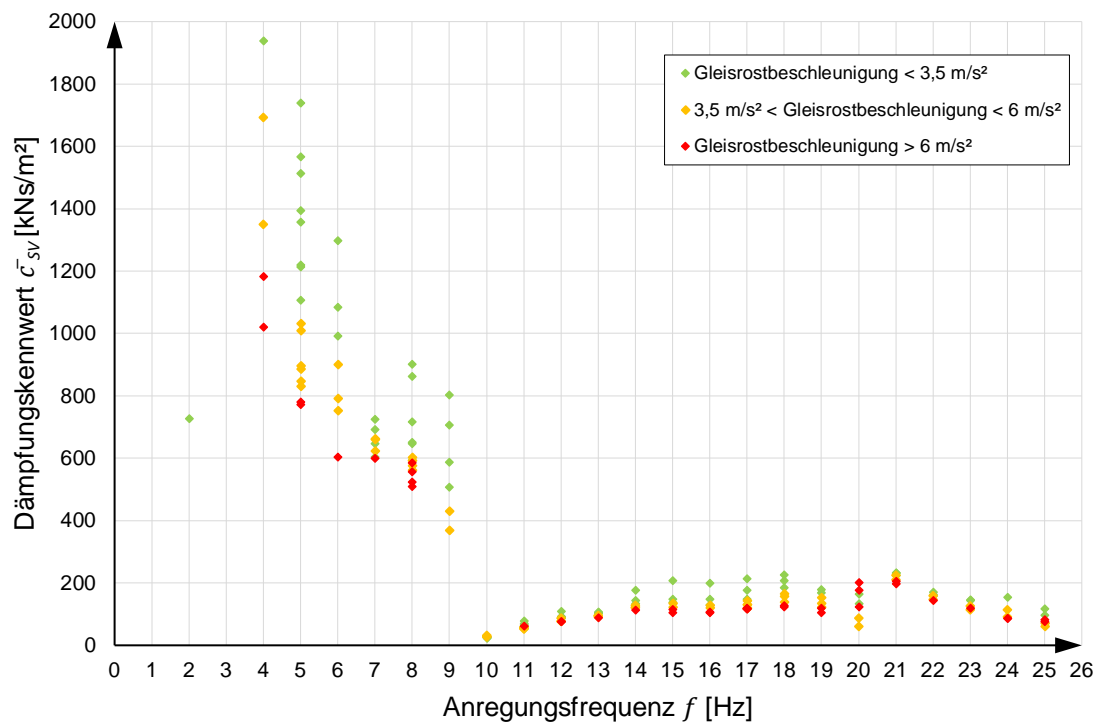


Abbildung C.17: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 3, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

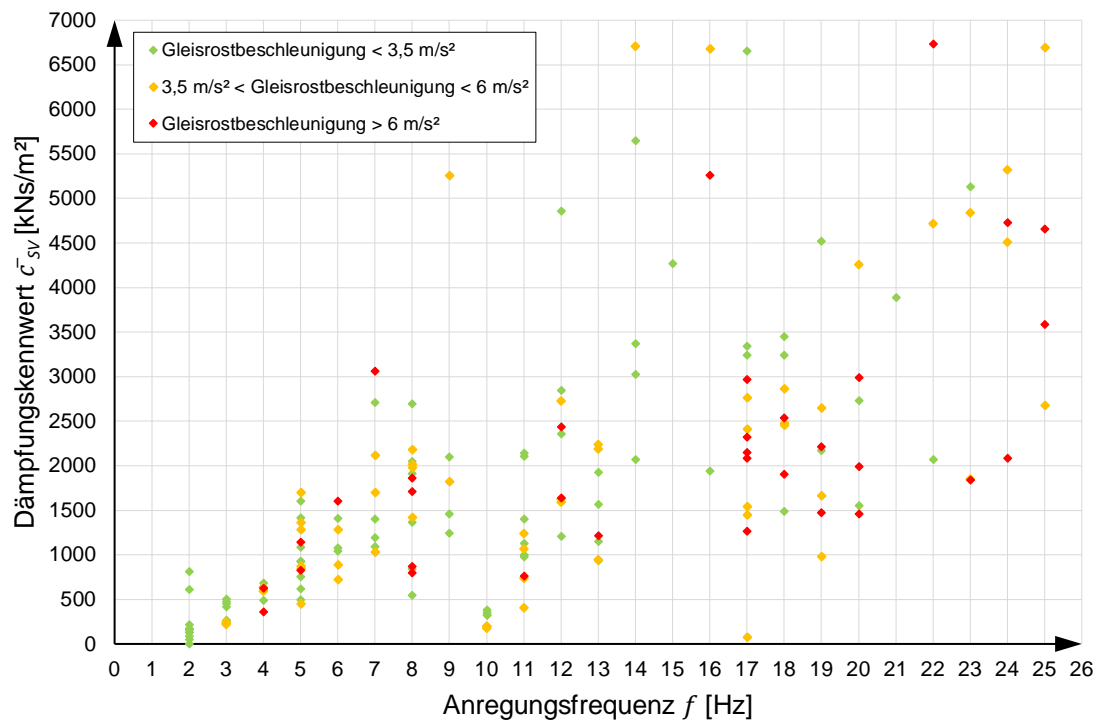


Abbildung C.18: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 4, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

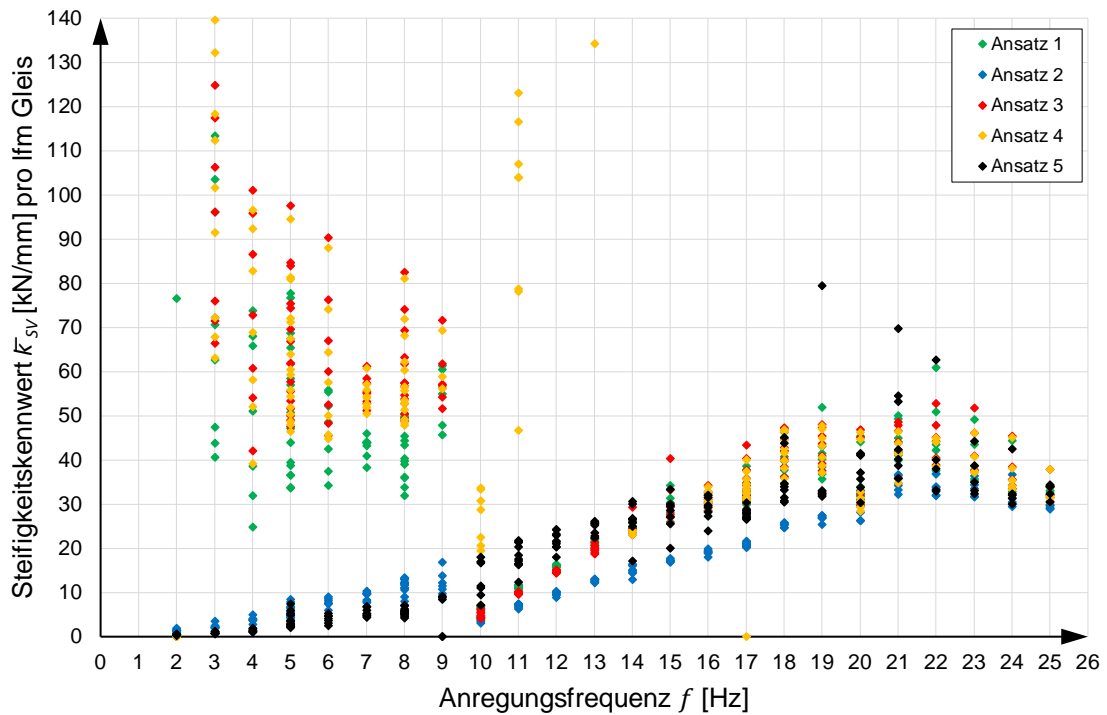


Abbildung C.19: Versuche 1201-1400, Fall 1, alle Ansätze, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

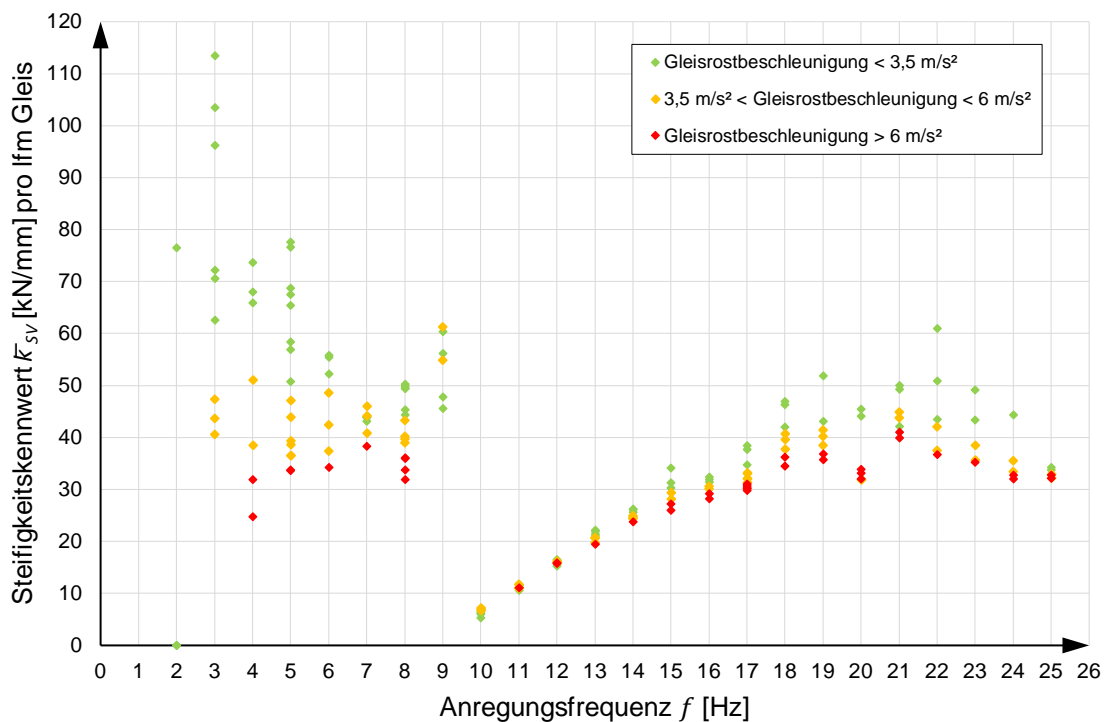


Abbildung C.20: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 1, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

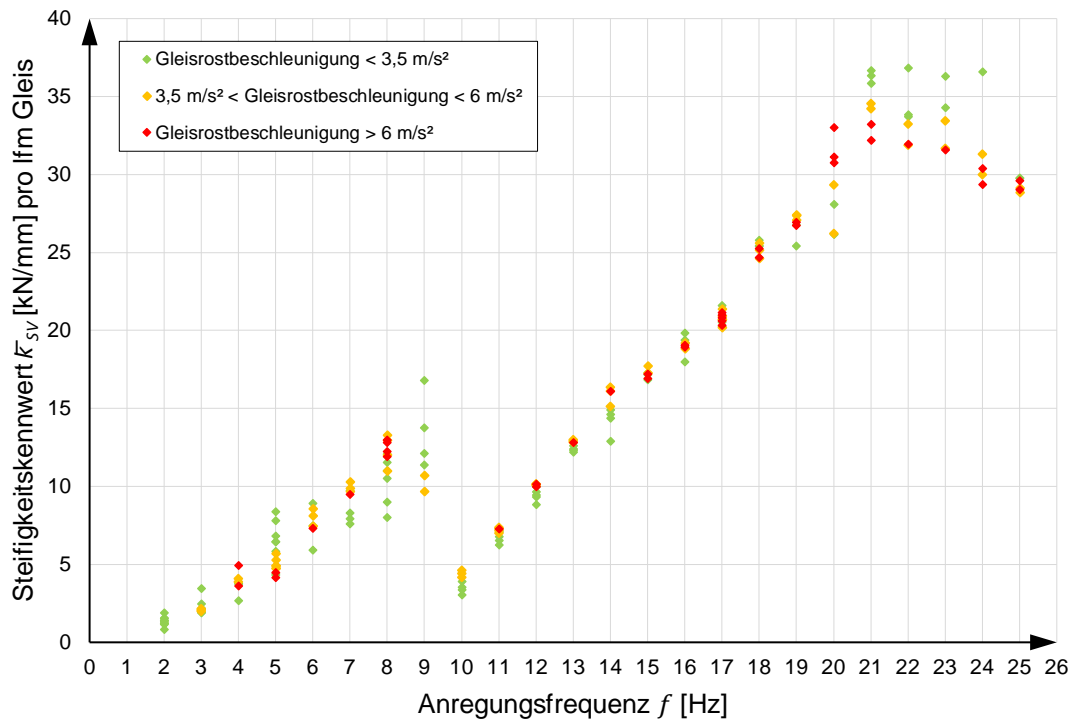


Abbildung C.21: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 2, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

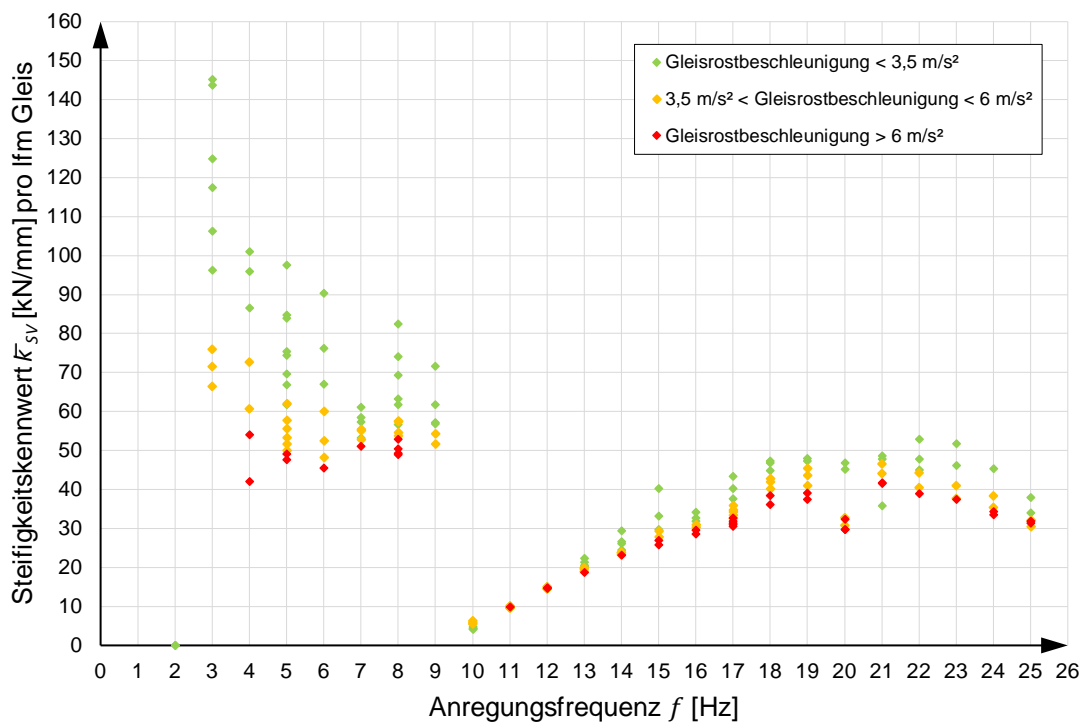


Abbildung C.22: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 3, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

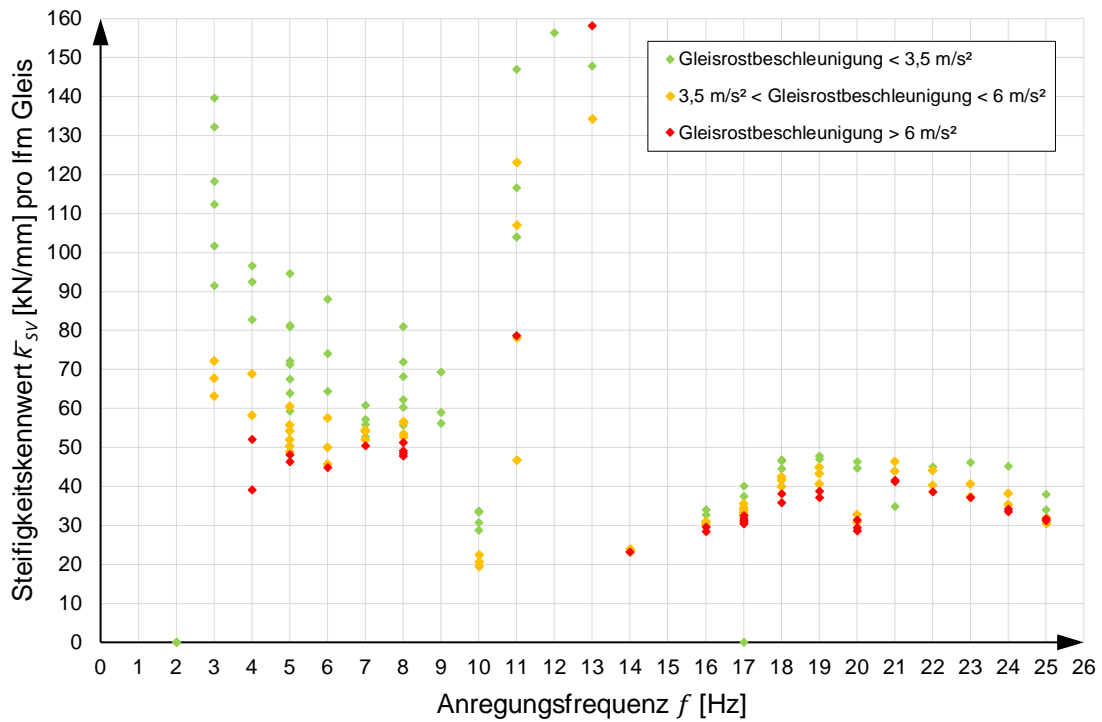


Abbildung C.23: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 4, Steifigkeitskennwert $\bar{\kappa}_{SV}$

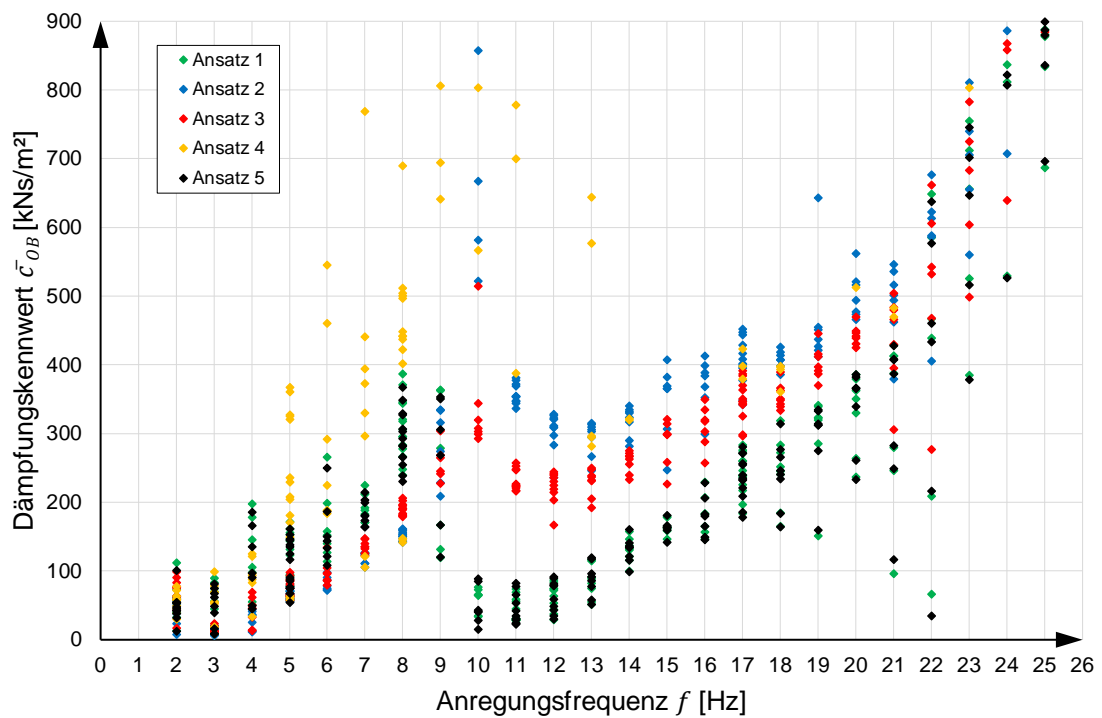


Abbildung C.24: Versuche 1201-1400, Fall 1, alle Ansätze, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

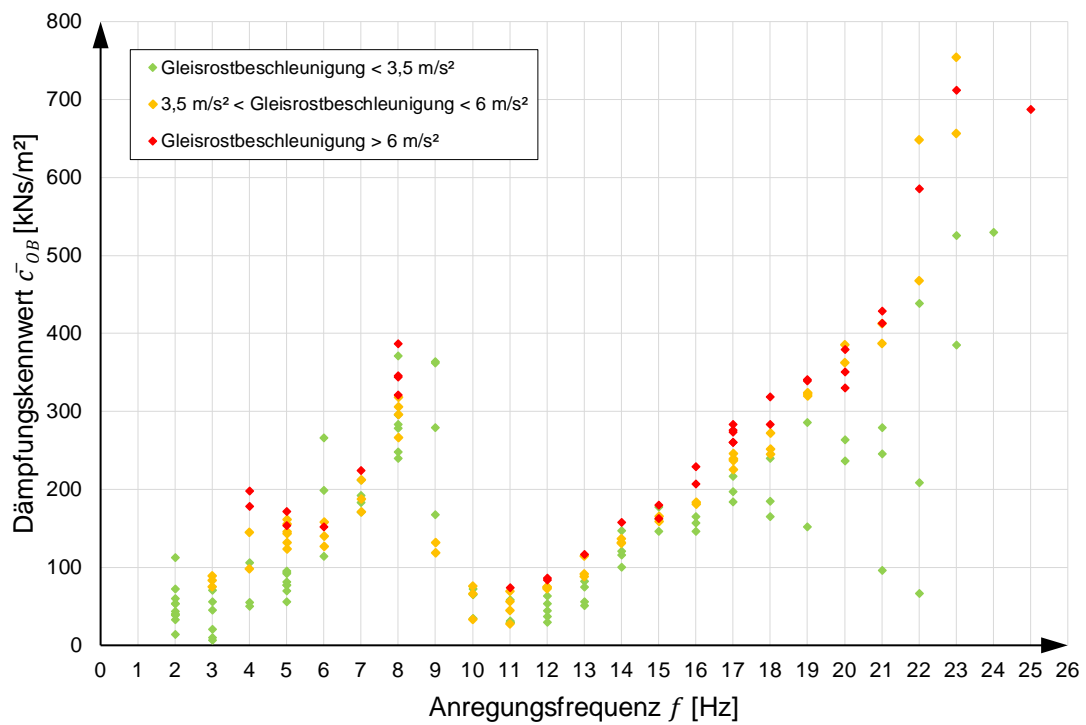


Abbildung C.25: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 1, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

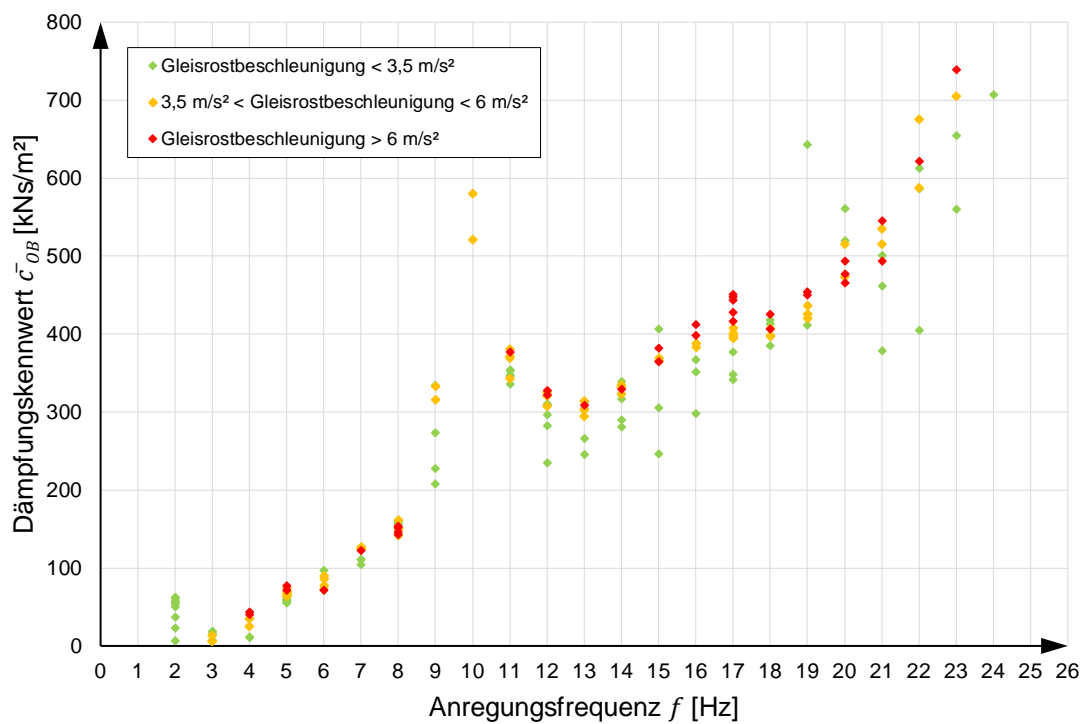


Abbildung C.26: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 2, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

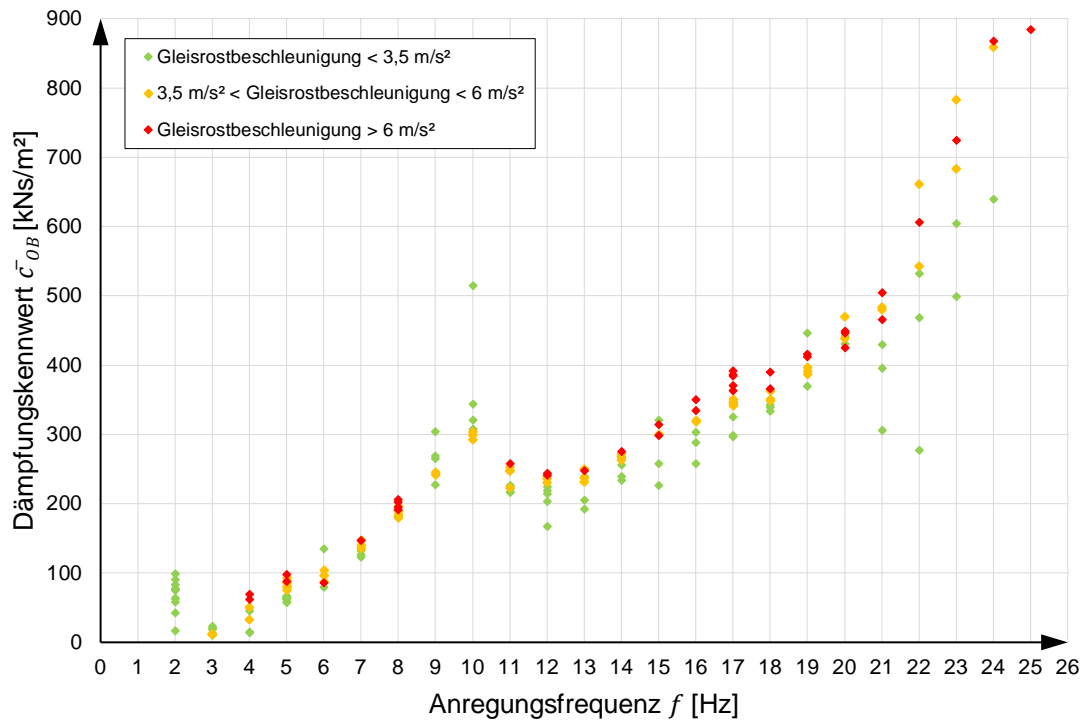


Abbildung C.27: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 3, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

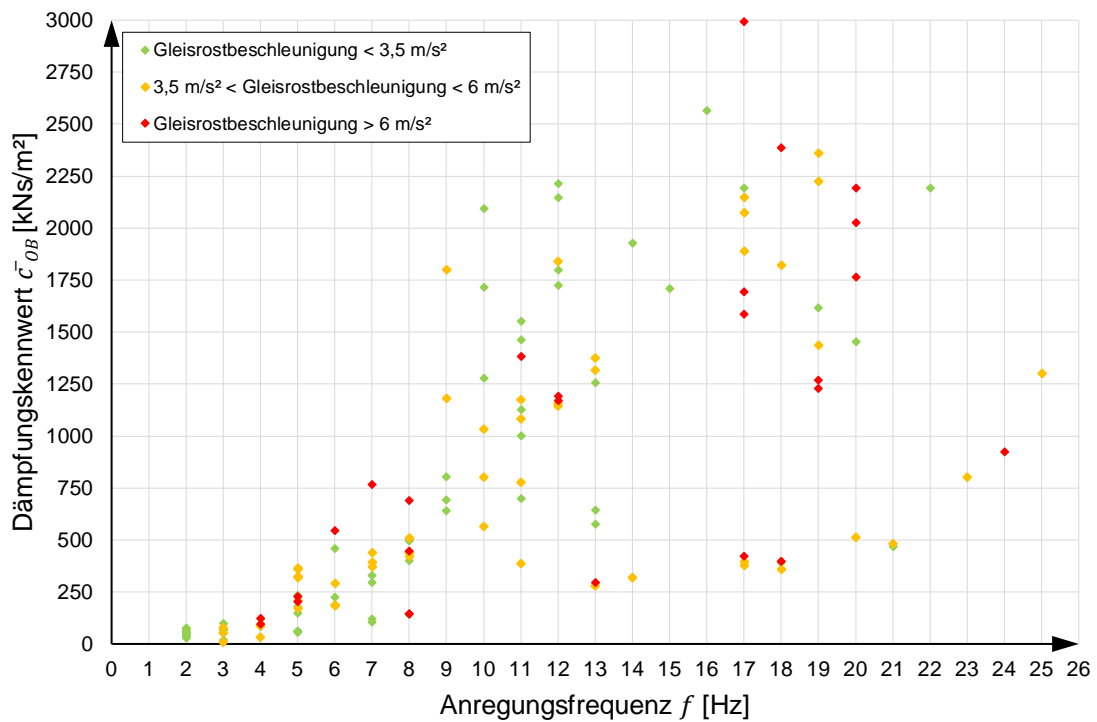


Abbildung C.28: Versuche 1201-1400, Fall 1, Ansatz 4, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

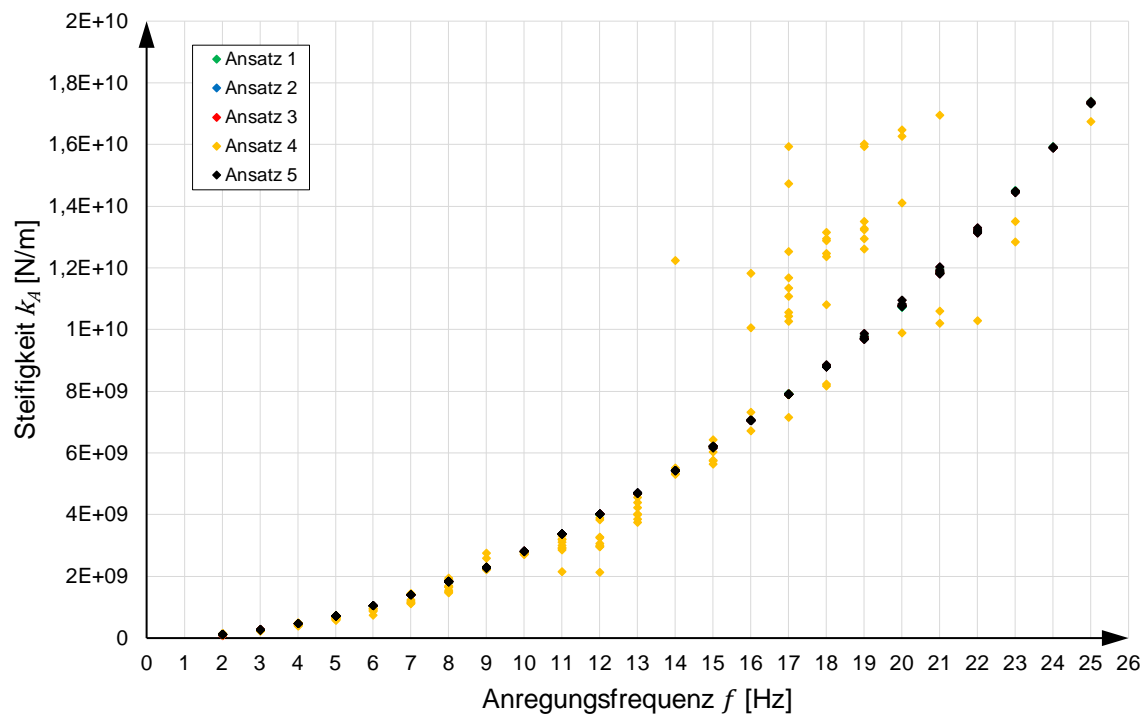


Abbildung C.29: Versuche 1201-1400, Fall 1, alle Ansätze, Steifigkeit k_A

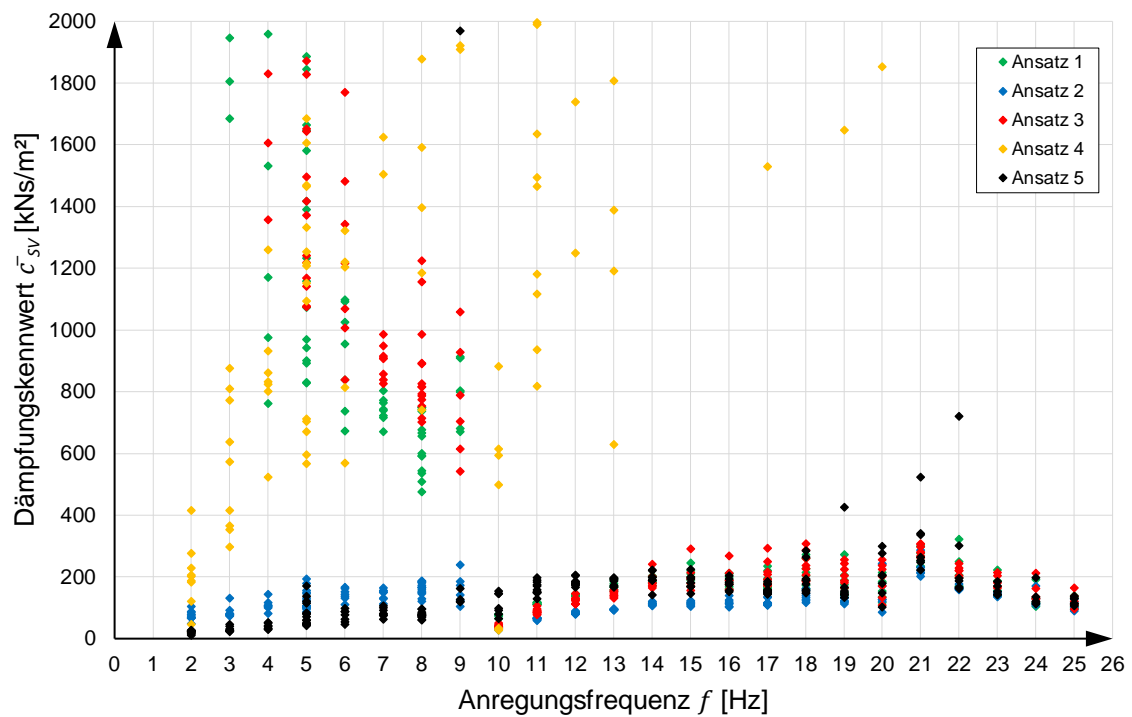


Abbildung C.30: Versuche 1201-1400, Fall 2, alle Ansätze, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

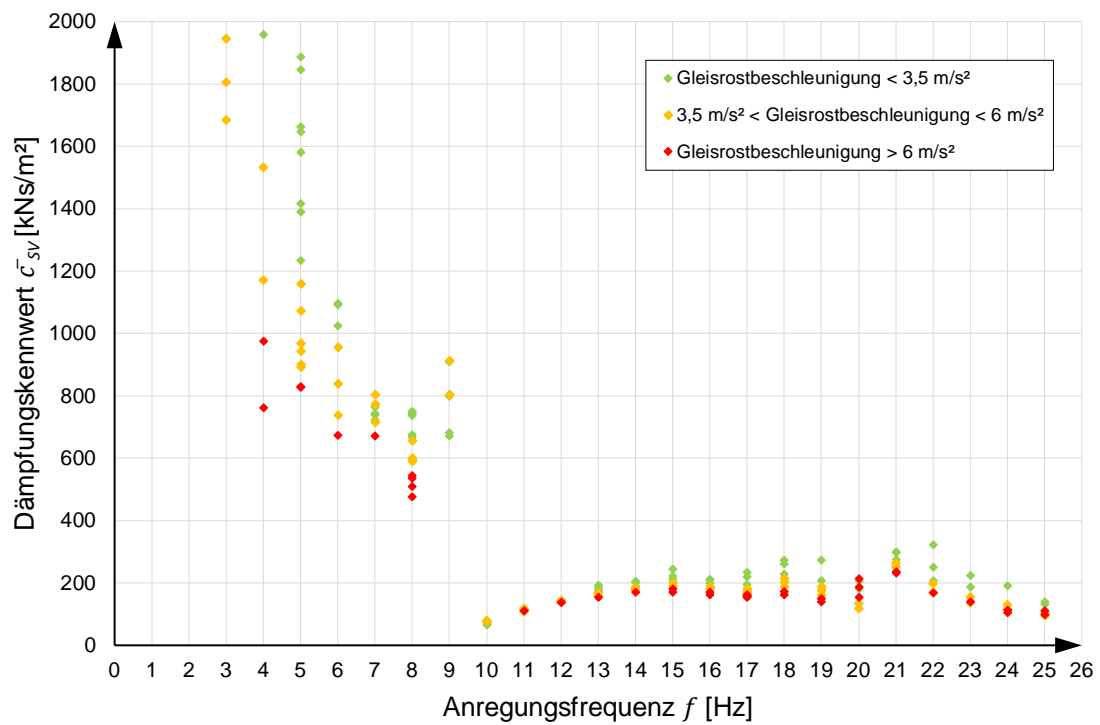


Abbildung C.31: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 1, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

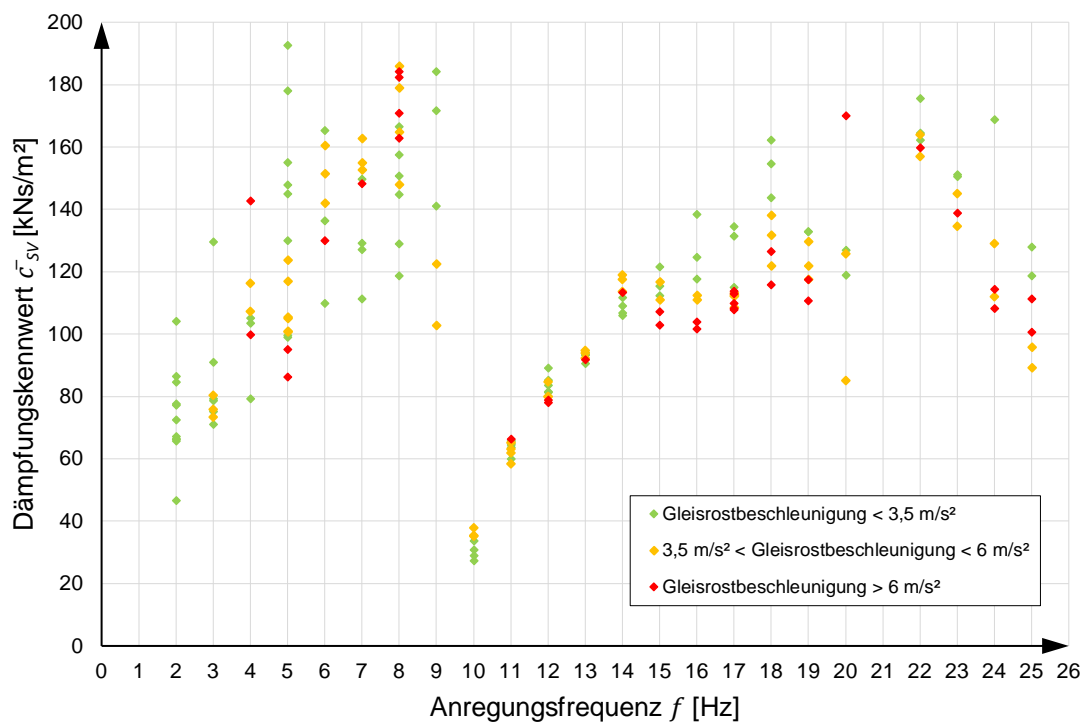


Abbildung C.32: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 2, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

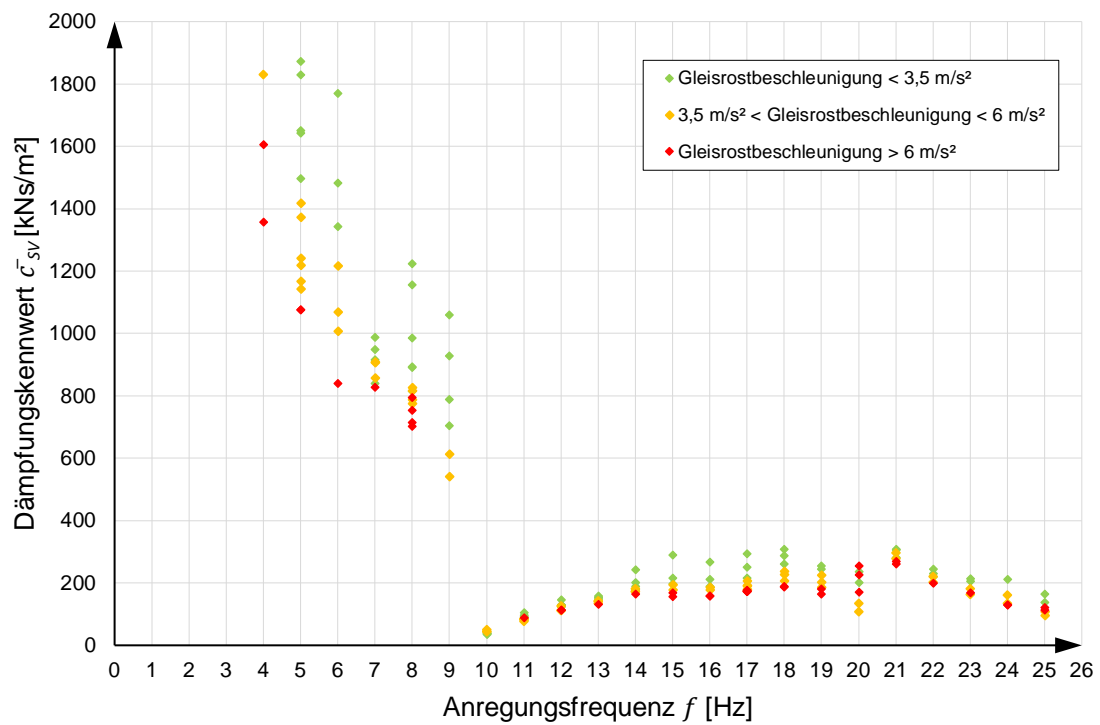


Abbildung C.33: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 3, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

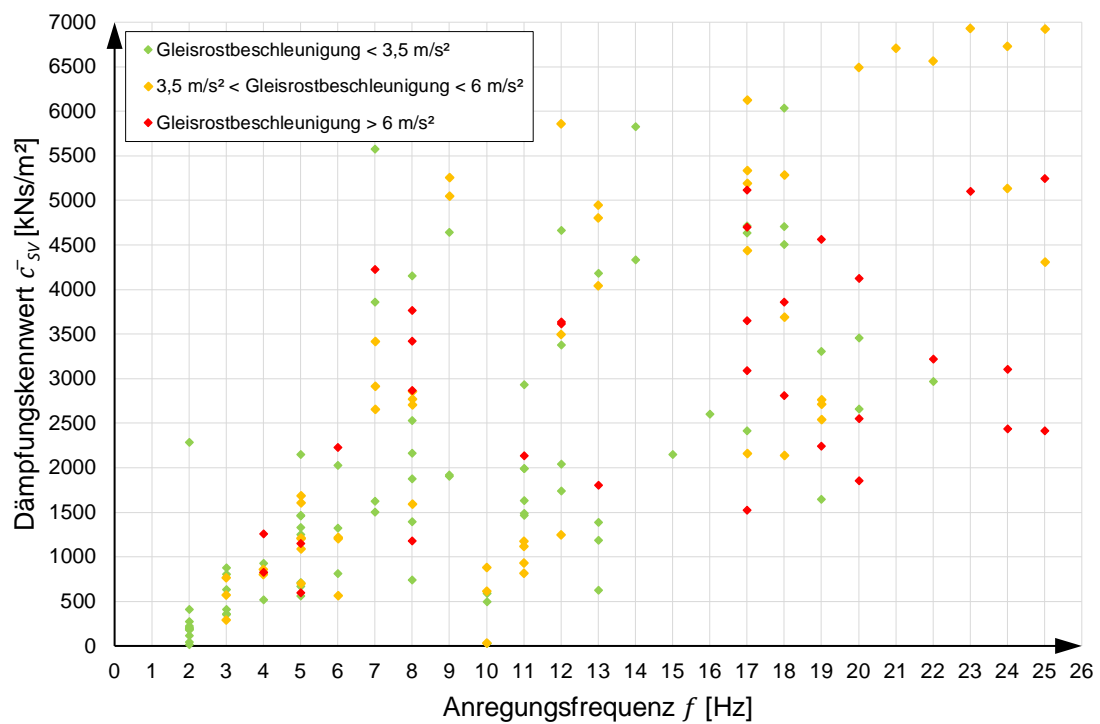


Abbildung C.34: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 4, Dämpfungskennwert \bar{c}_{SV}

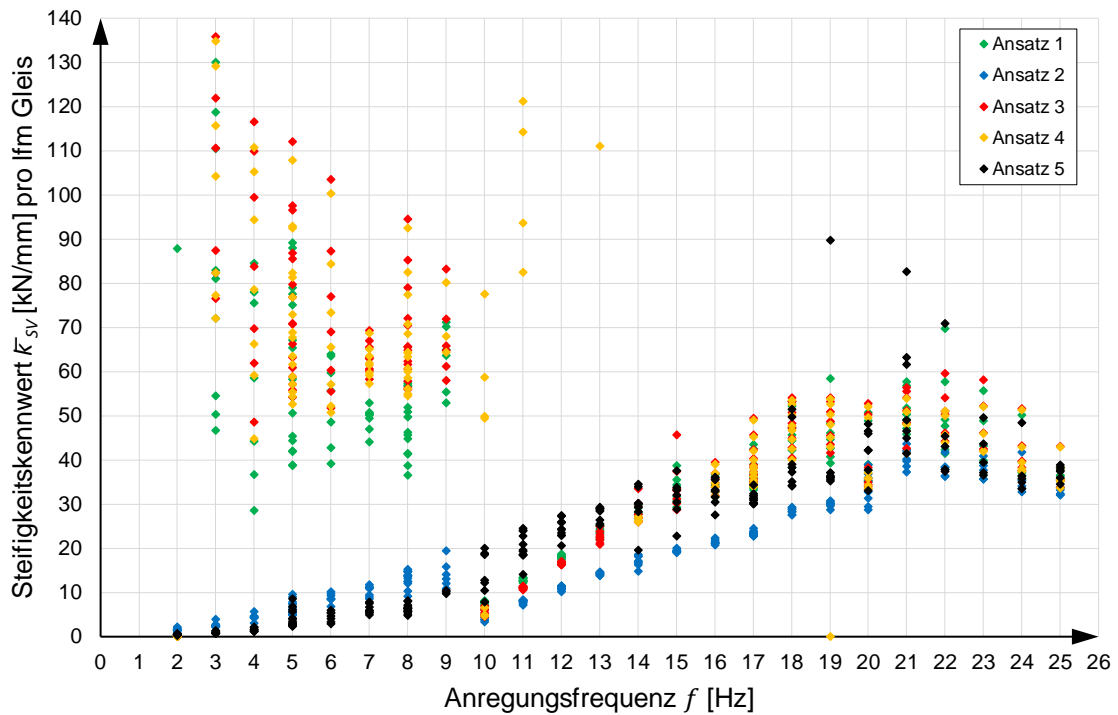


Abbildung C.35: Versuche 1201-1400, Fall 2, alle Ansätze, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

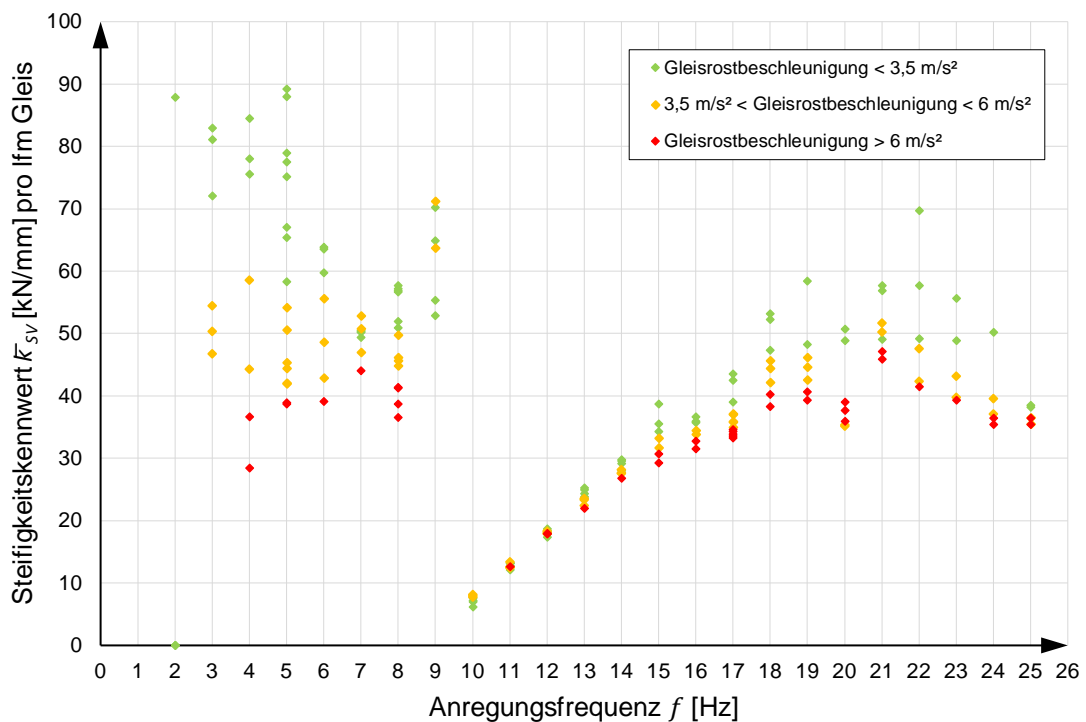


Abbildung C.36: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 1, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

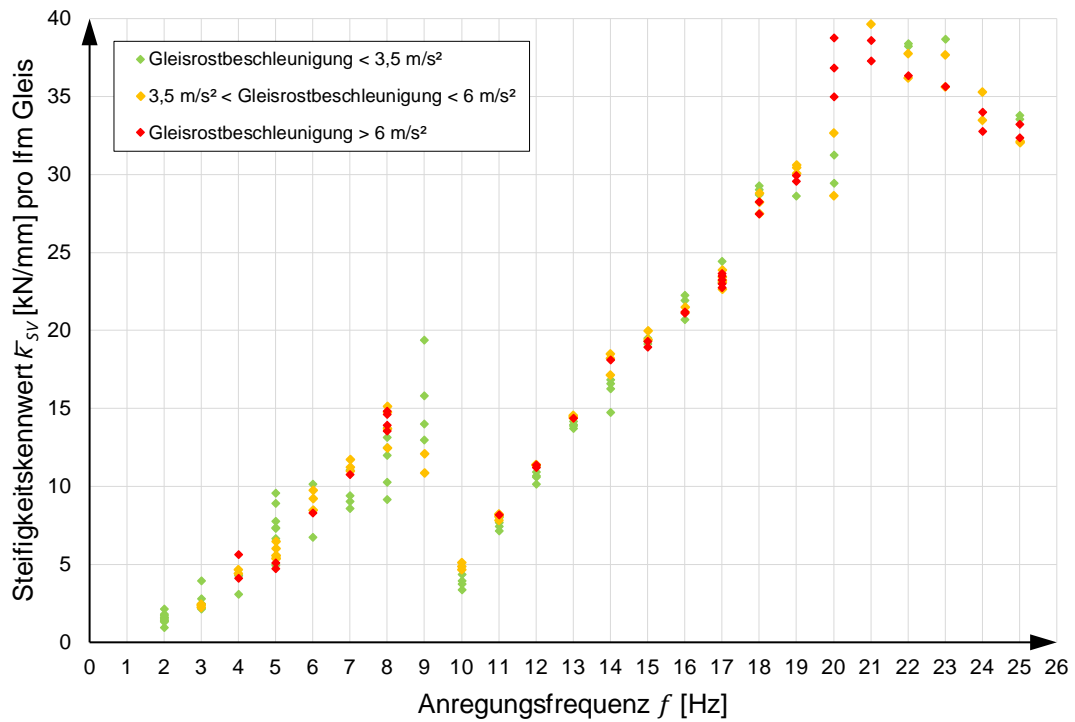


Abbildung C.37: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 2, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

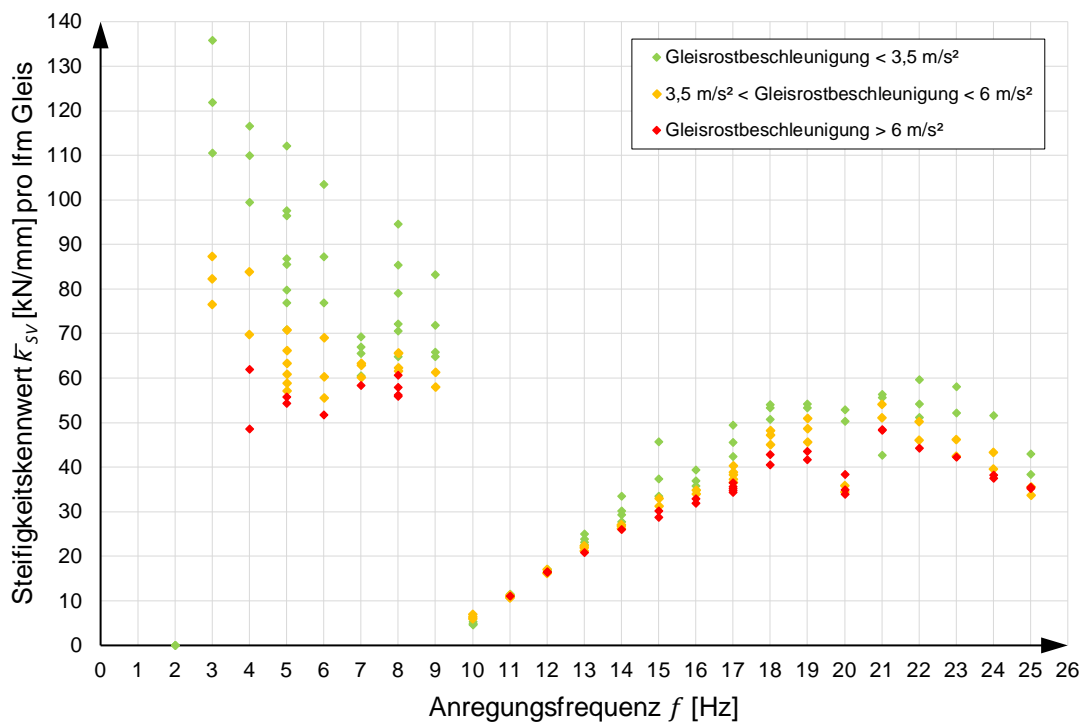


Abbildung C.38: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 3, Steifigkeitskennwert \bar{k}_{SV}

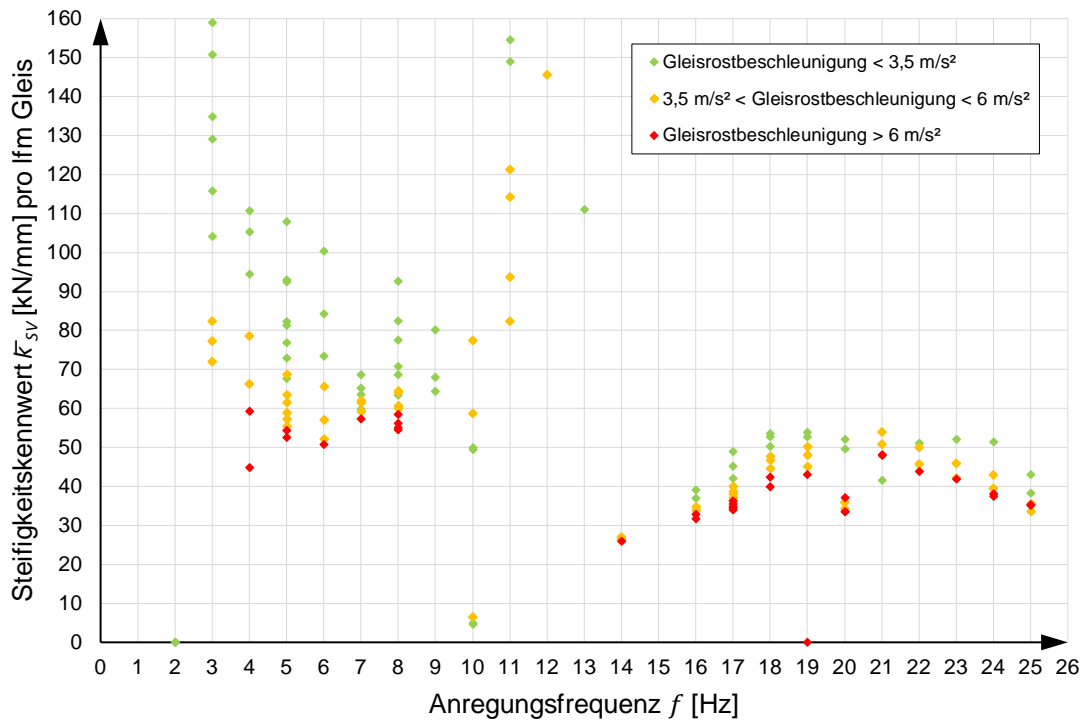


Abbildung C.39: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 4, Steifigkeitskennwert $\bar{\kappa}_{SV}$

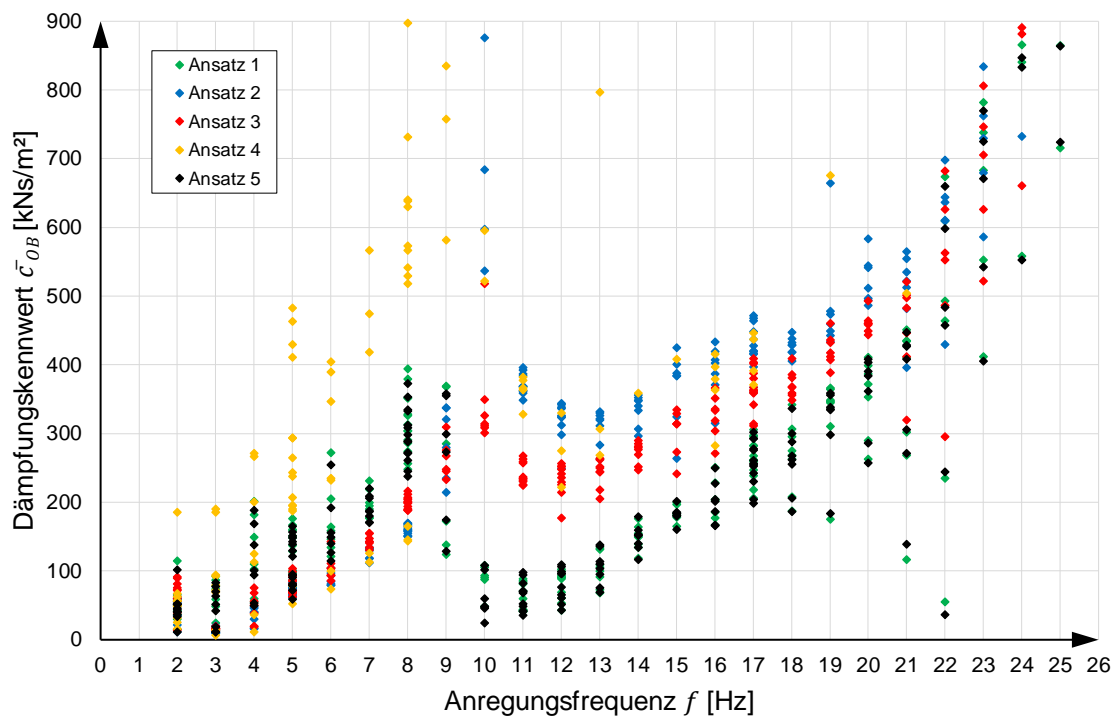


Abbildung C.40: Versuche 1201-1400, Fall 2, alle Ansätze, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

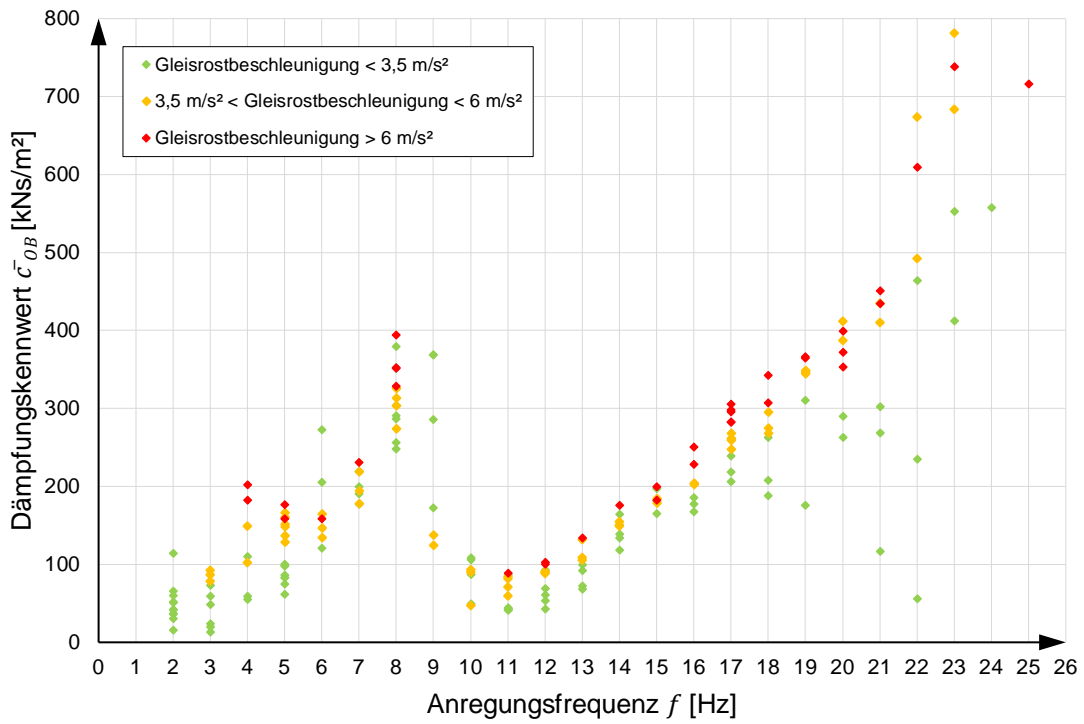


Abbildung C.41: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 1, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

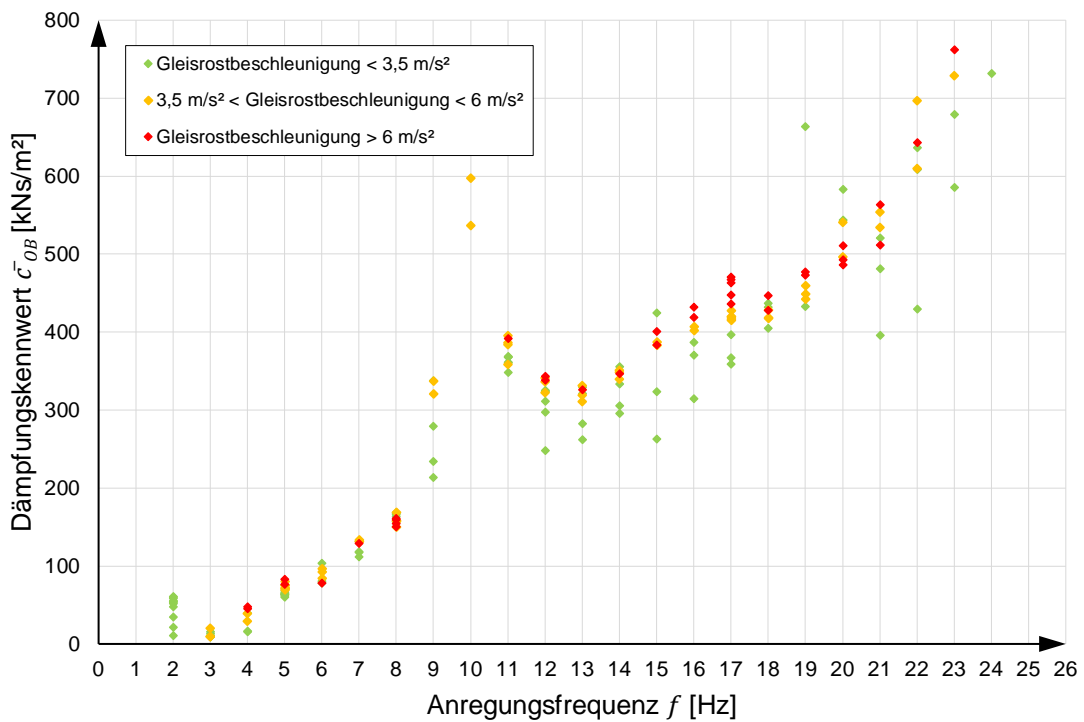


Abbildung C.42: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 2, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

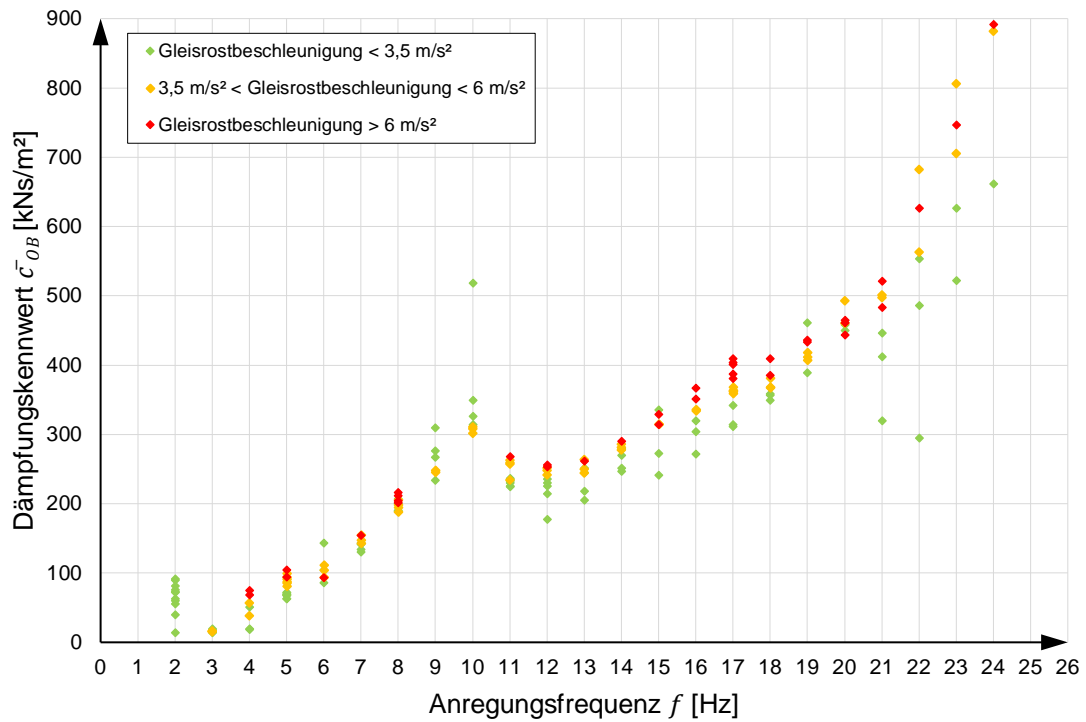


Abbildung C.43: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 3, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

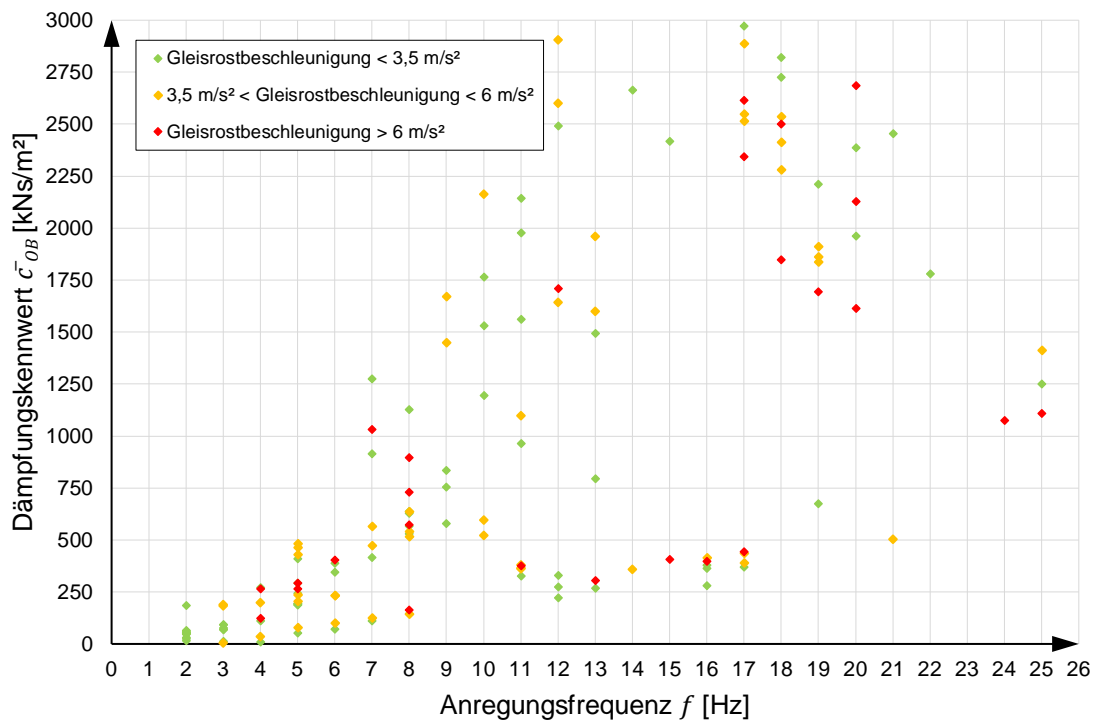


Abbildung C.44: Versuche 1201-1400, Fall 2, Ansatz 4, Dämpfungskennwert \bar{c}_{OB}

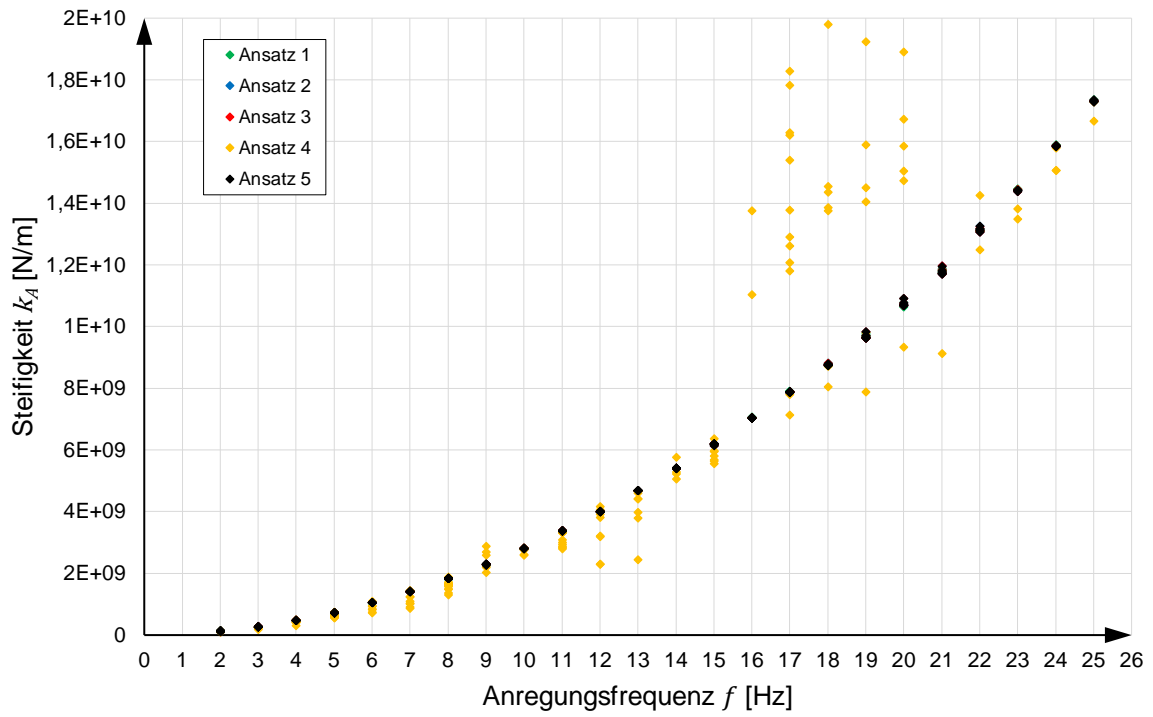
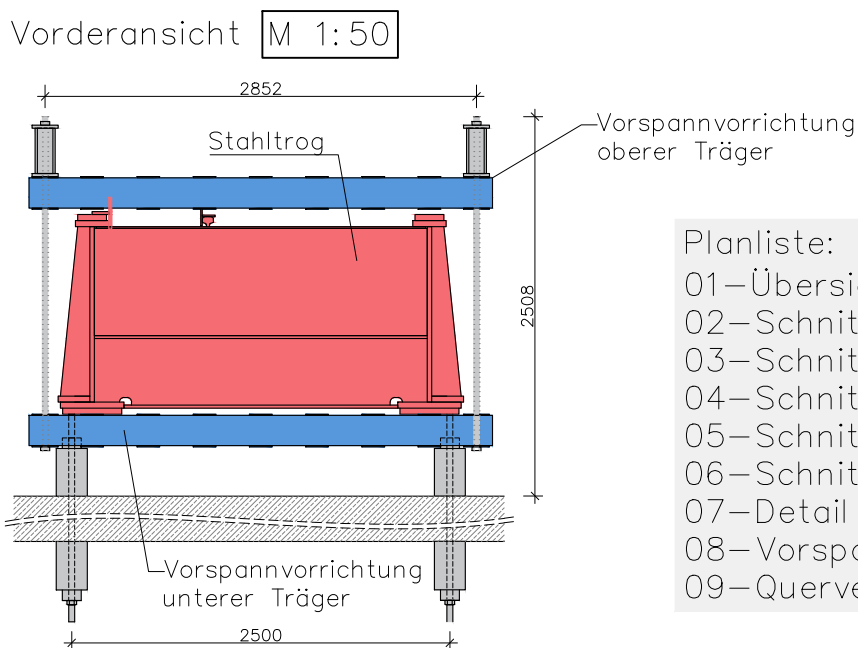
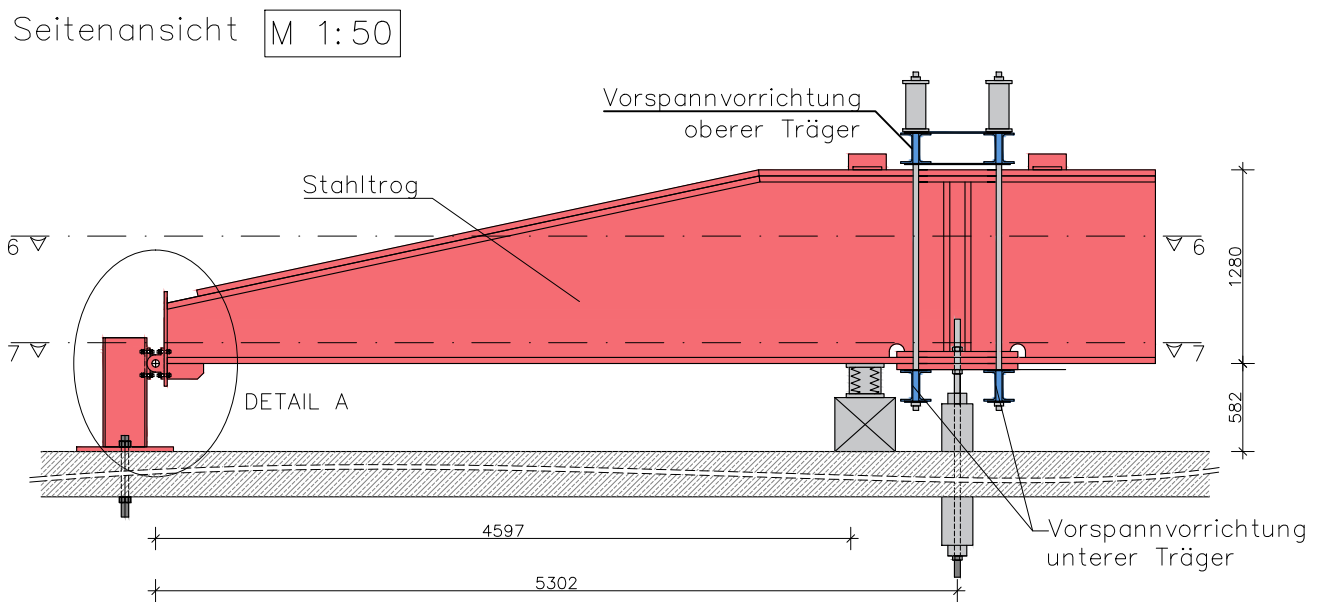
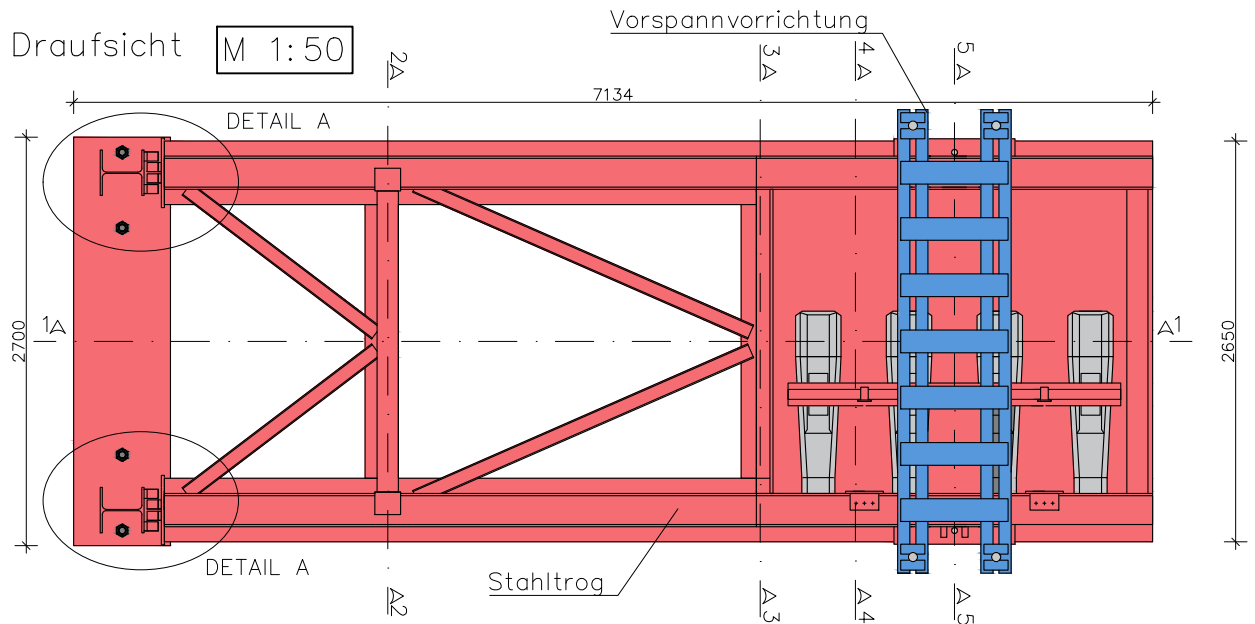


Abbildung C.45: Versuche 1201-1400, Fall 2, alle Ansätze, Steifigkeit k_A

ANHANG D

Konstruktionspläne und Positionspläne der großmaßstäblichen Versuchsanlage



Planliste:

- 01-Übersicht
- 02-Schnitt 7-7
- 03-Schnitt 1-1
- 04-Schnitt 6-6
- 05-Schnitte 3-3, 4-4, 5-5
- 06-Schnitt 2-2
- 07-Detail A
- 08-Vorspannvorrichtung
- 09-Querverschubbauteile

Versuchsanlage

Übersichtsplan

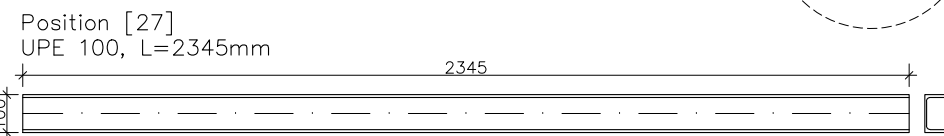
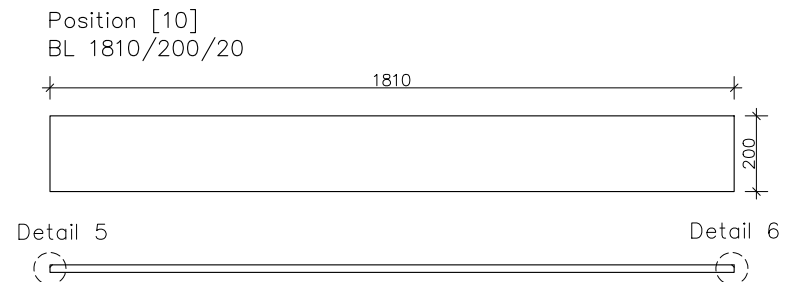
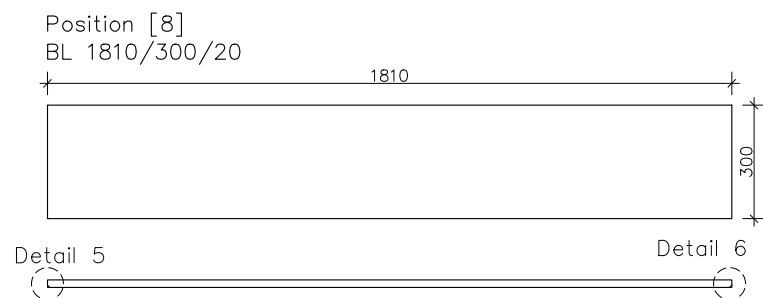
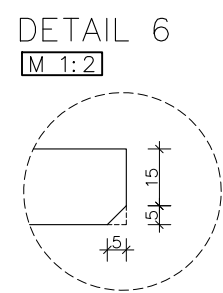
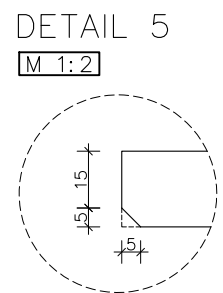
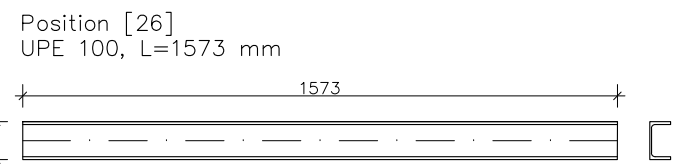
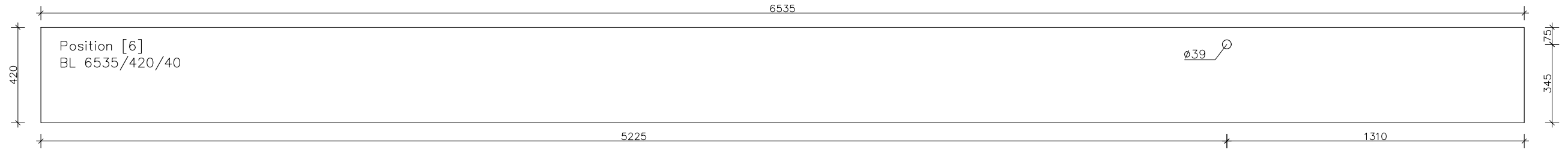
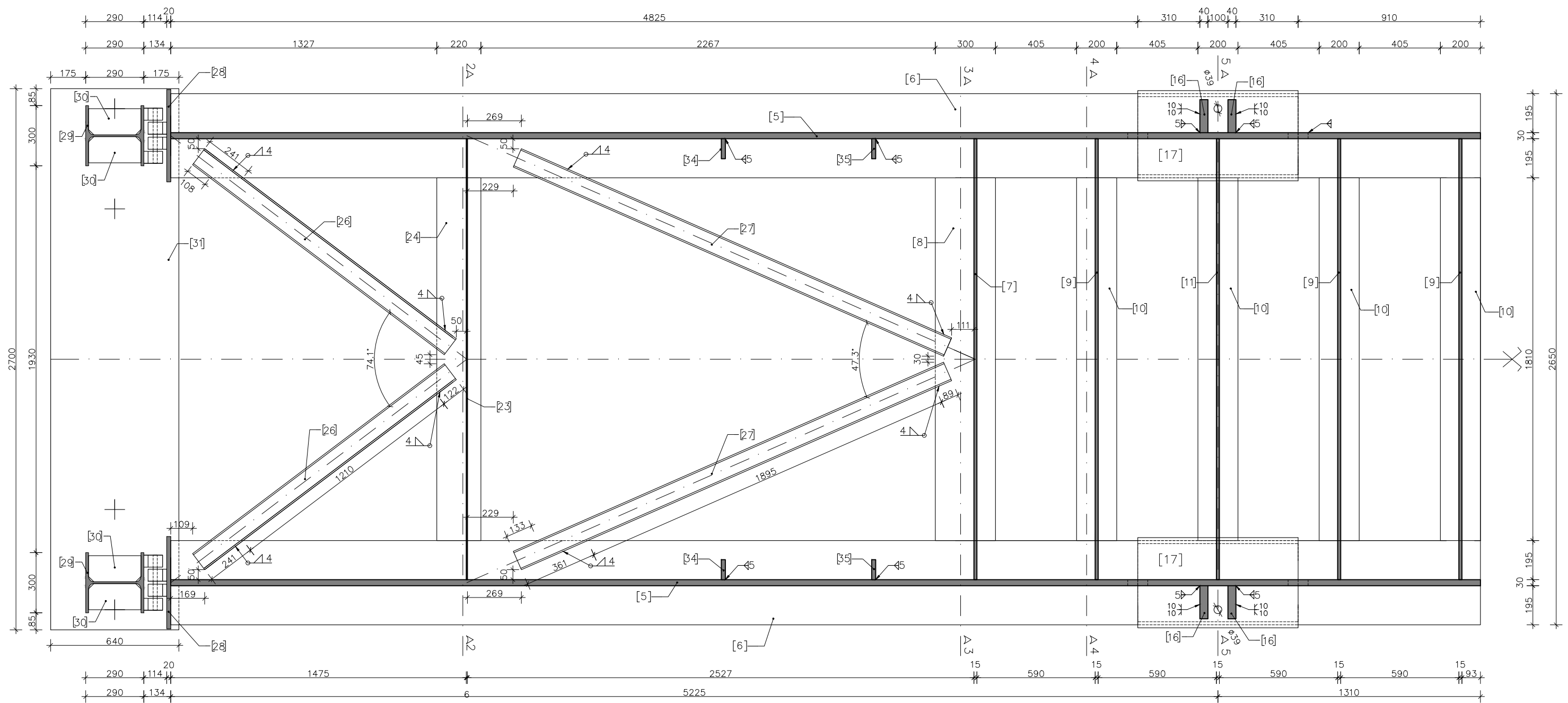
Plannummer: 01

Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau

Stahlgüte S355 J0

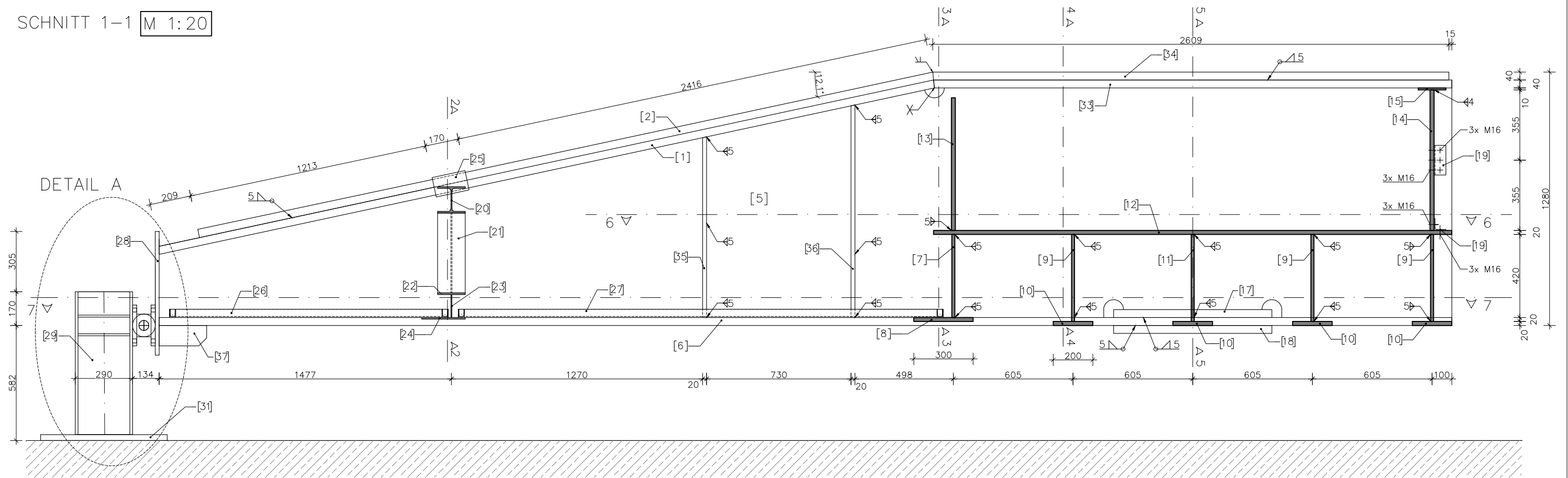
Maßstab: 1:50

SCHNITT 7-7 M 1:20

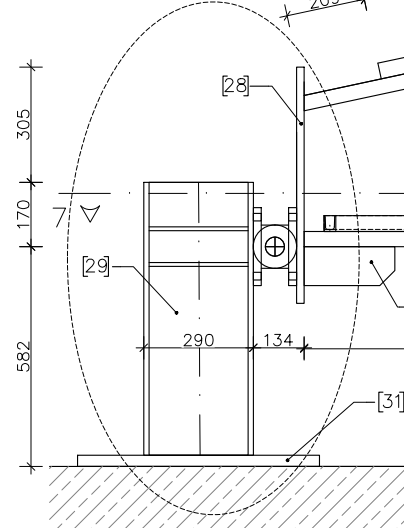


Stahltrug	Schnitt 7-7	Plannummer: 02
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20 / 1:2

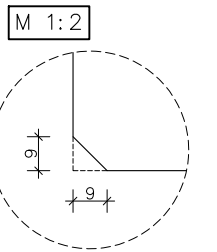
SCHNITT 1-1 M 1:20



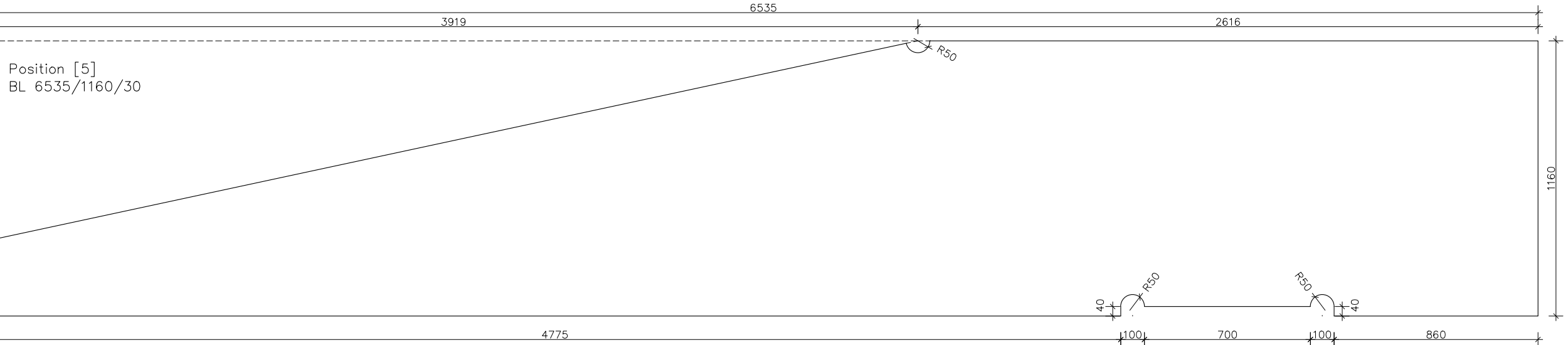
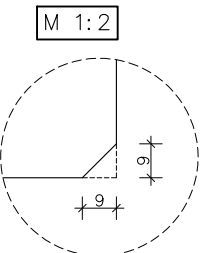
DETAIL A



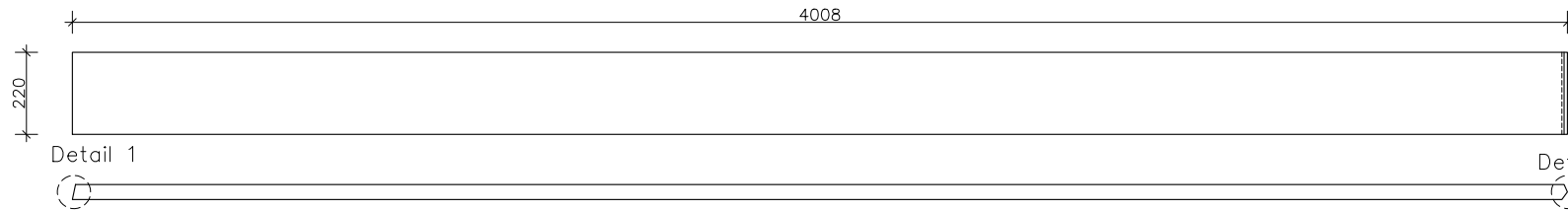
DETAIL 11



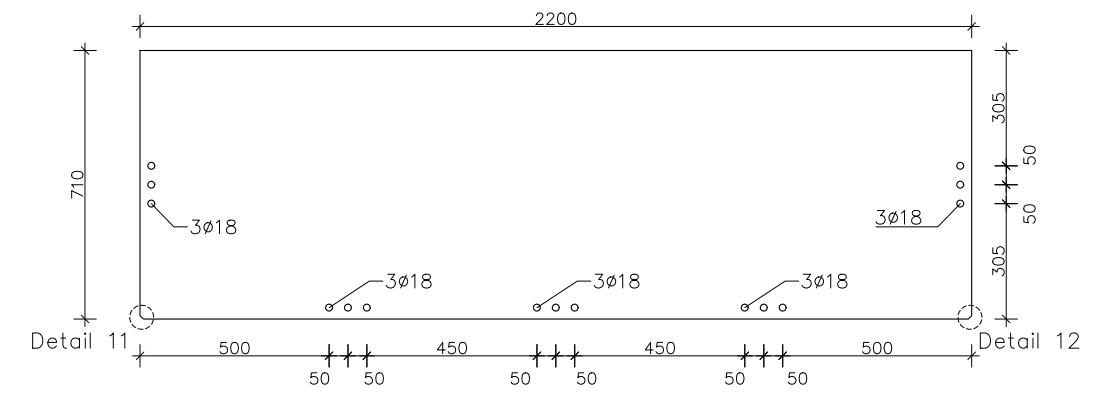
DETAIL 12



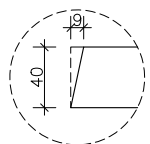
Position [1]
BL 4008/220/40



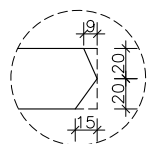
Position [14]
BL 2200/710/20



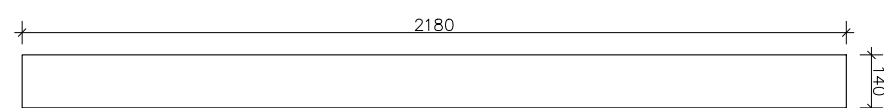
Detail 1 1:5



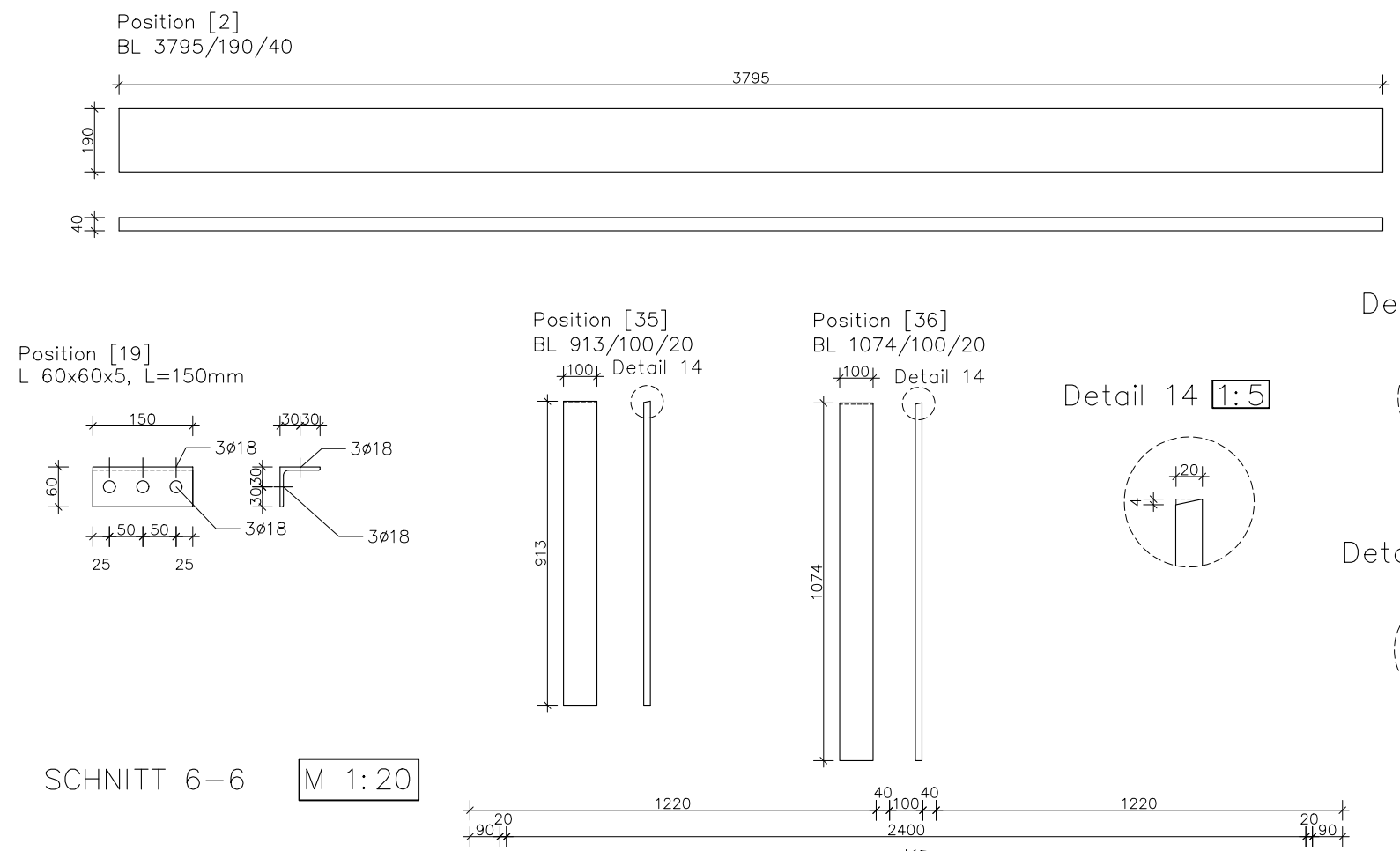
Detail 2 1:5



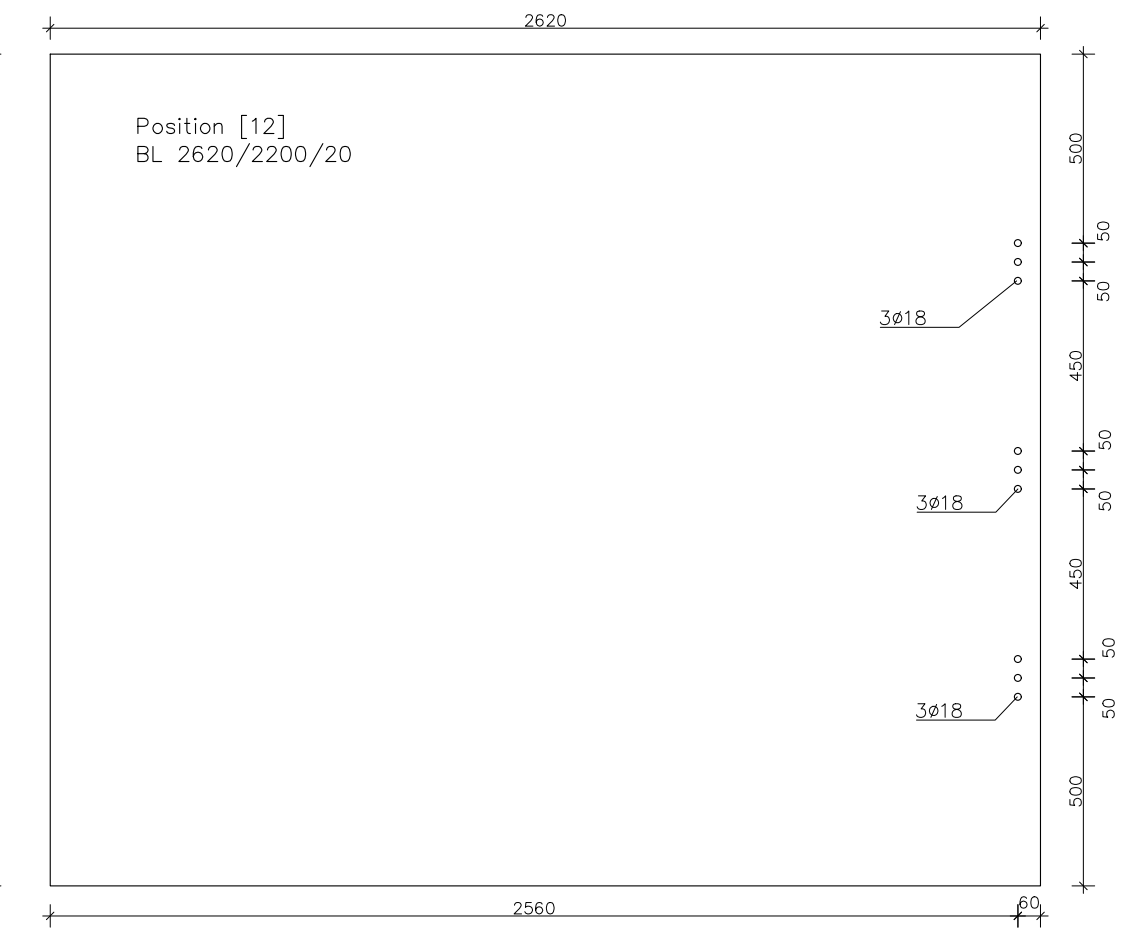
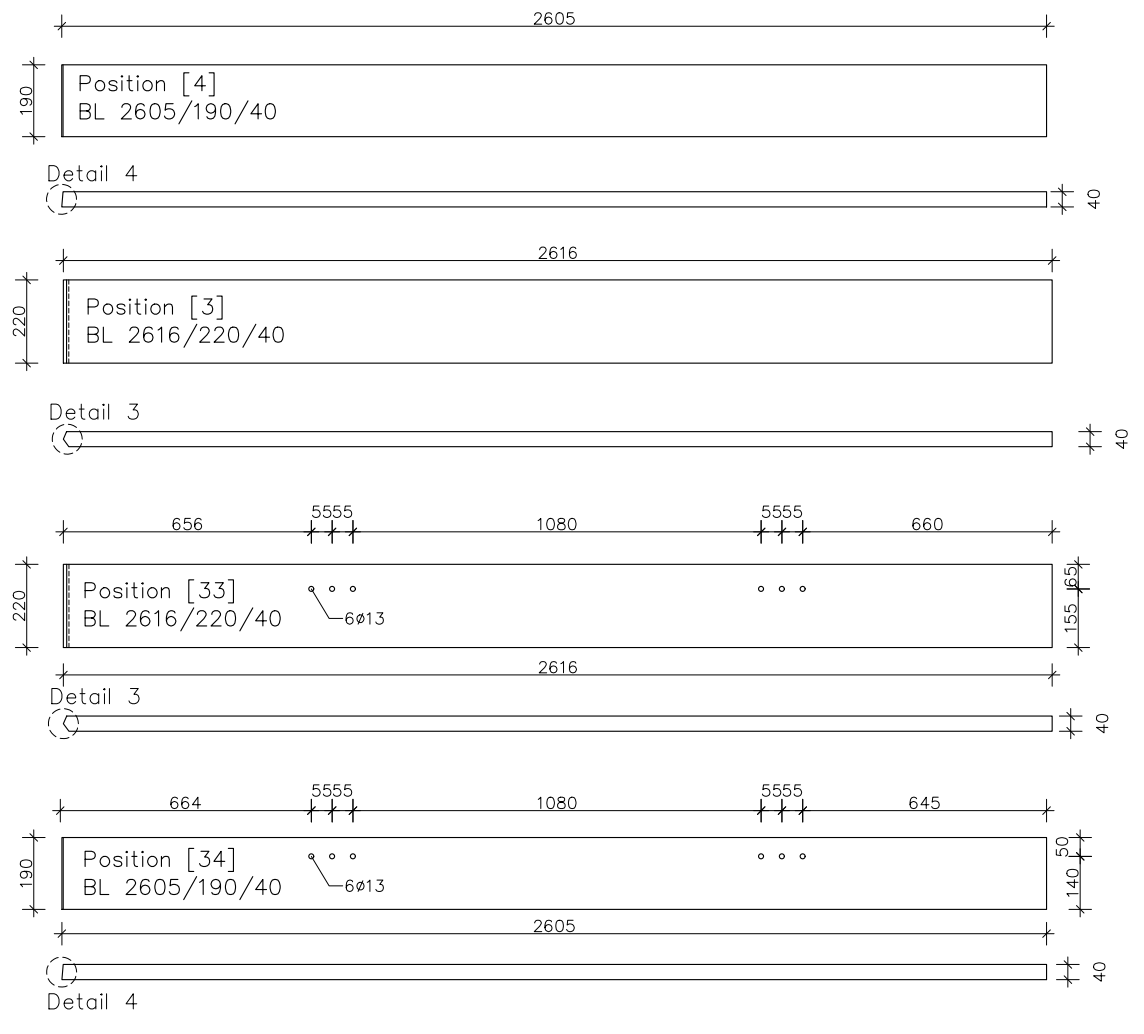
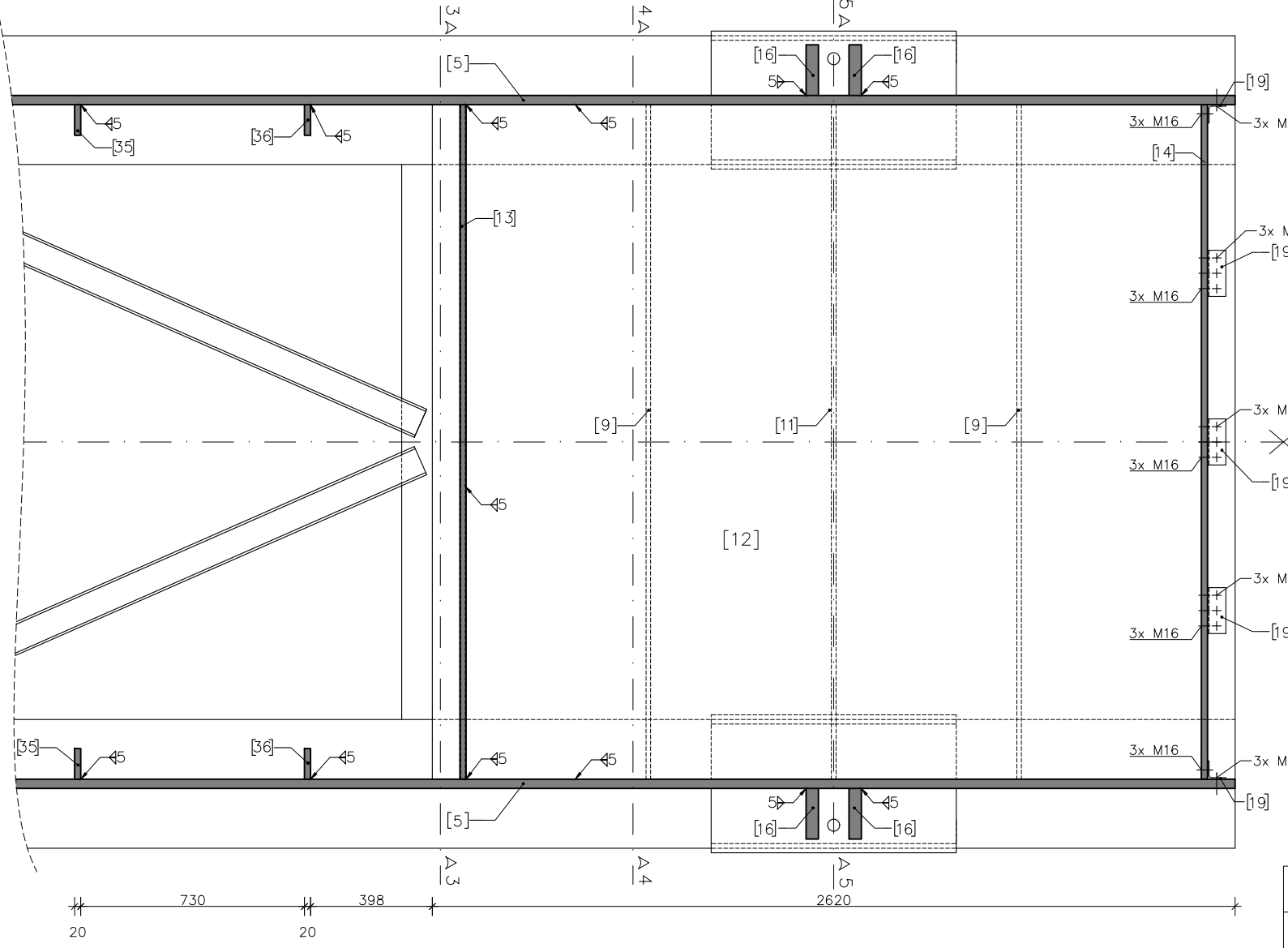
Position [15]
BL 2180/140/10



Stahltrag	Schnitt 1-1	Plannummer: 03
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20/1:5/1:2

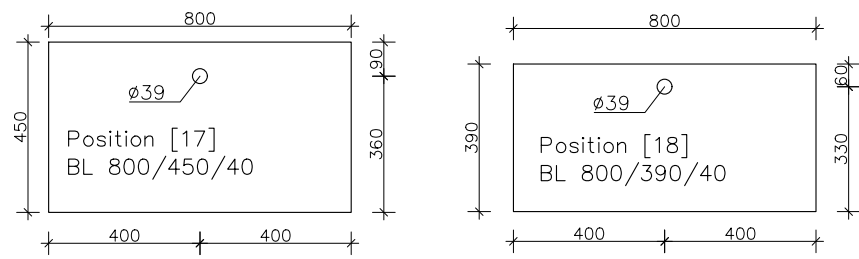
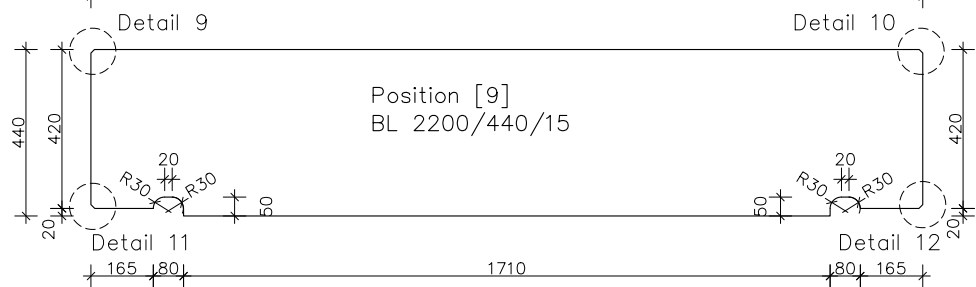
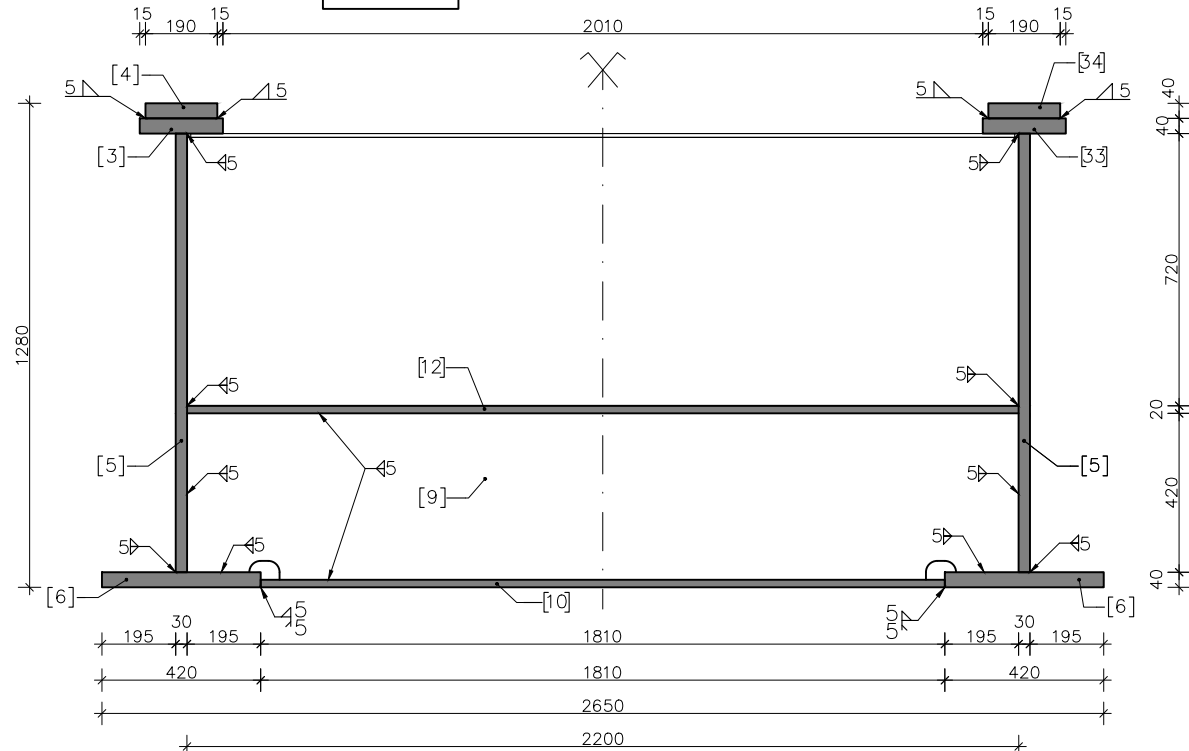


SCHNITT 6-6 M 1:20

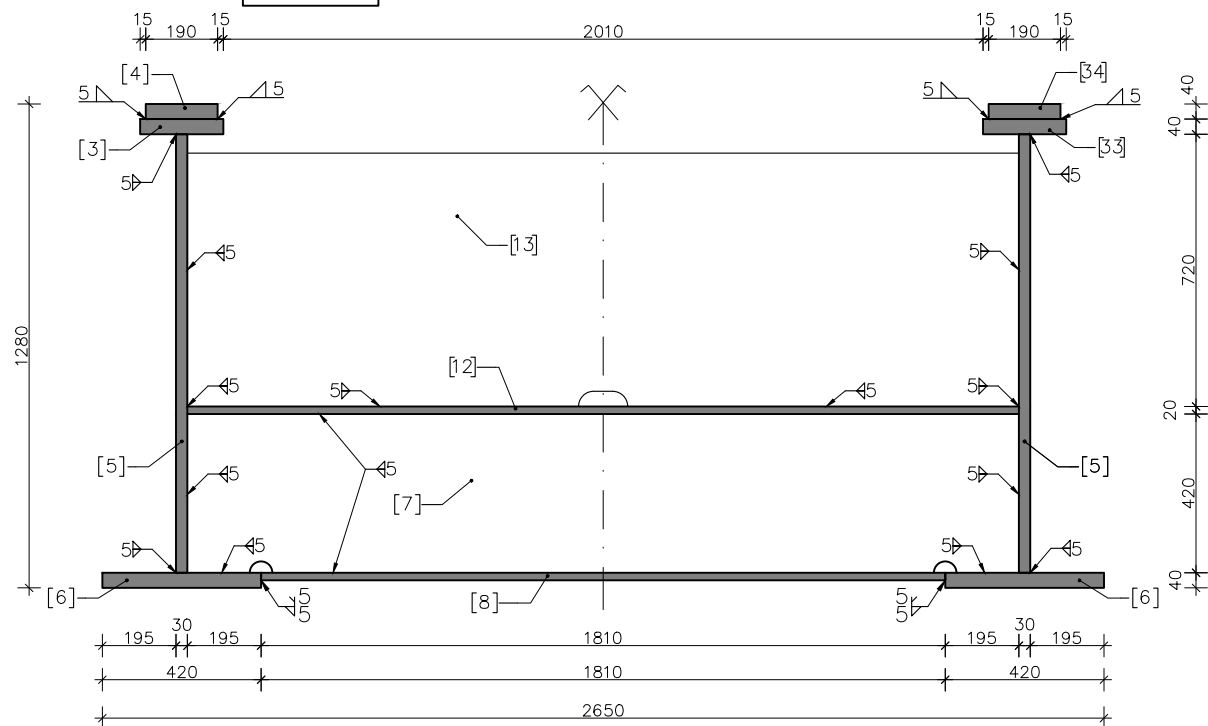


Stahltrag	Schnitt 6-6	Plannummer: 04
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20 / 1:5

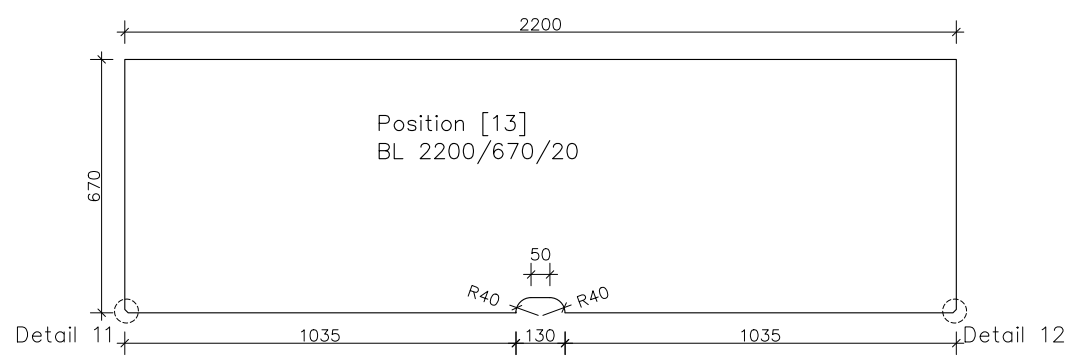
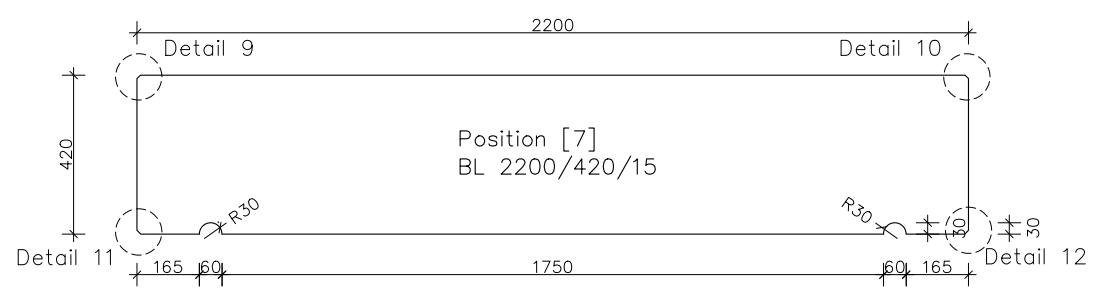
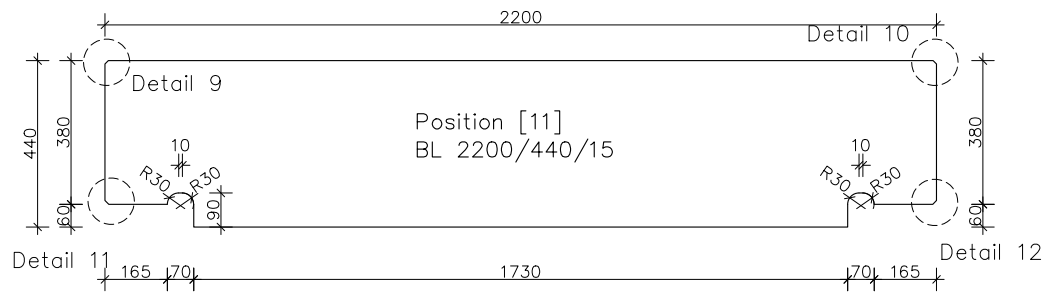
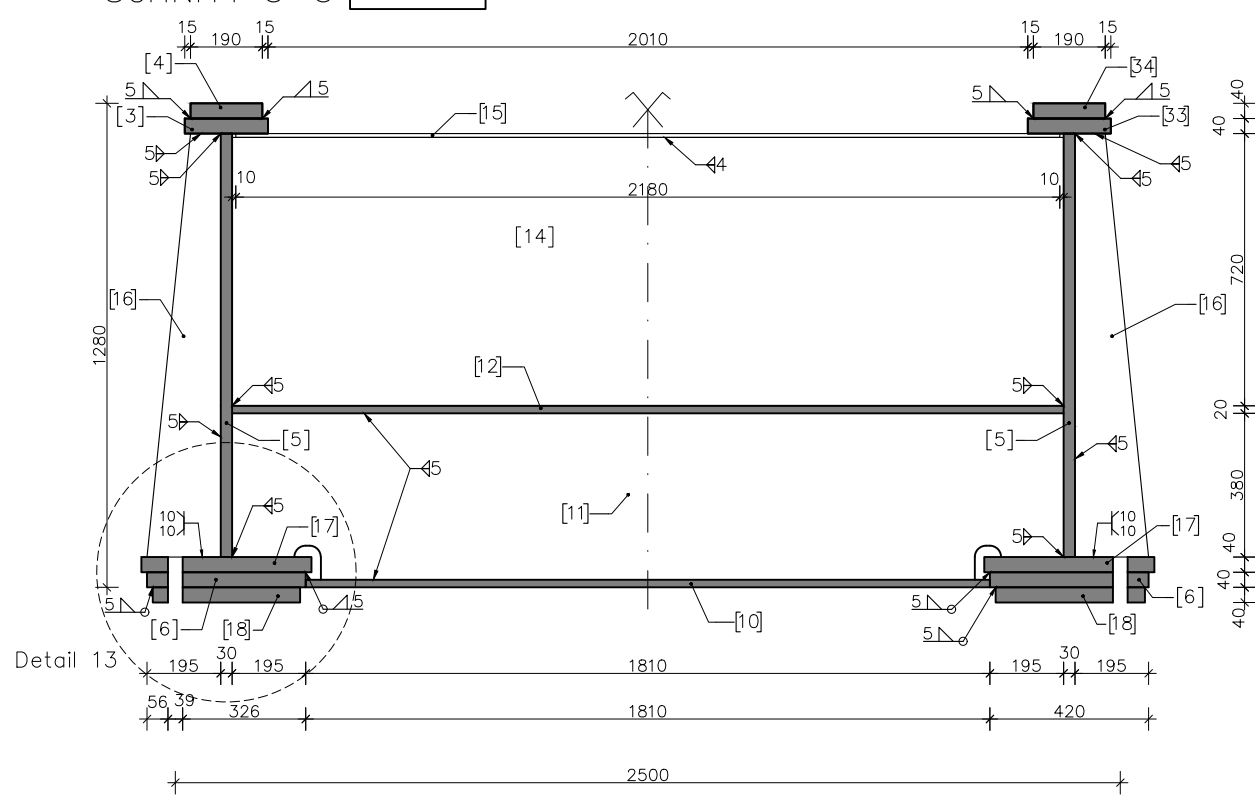
SCHNITT 4-4 M 1:20



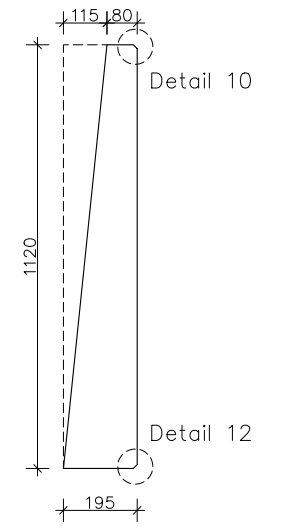
SCHNITT 3-3 M 1:20



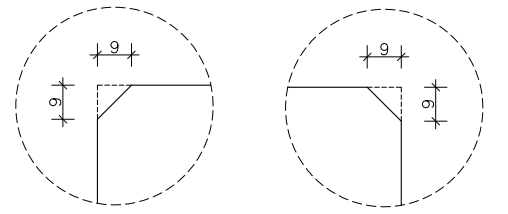
SCHNITT 5-5 M 1:20



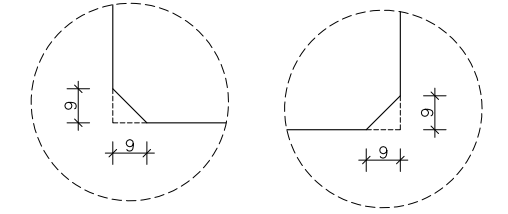
Position [16]
BL 1120/195/40



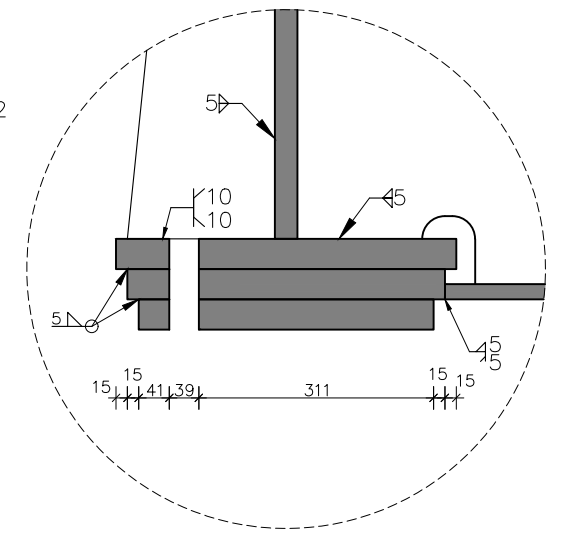
DETAIL 9 M 1:2
DETAIL 10 M 1:2



DETAIL 11 M 1:2
DETAIL 12 M 1:2

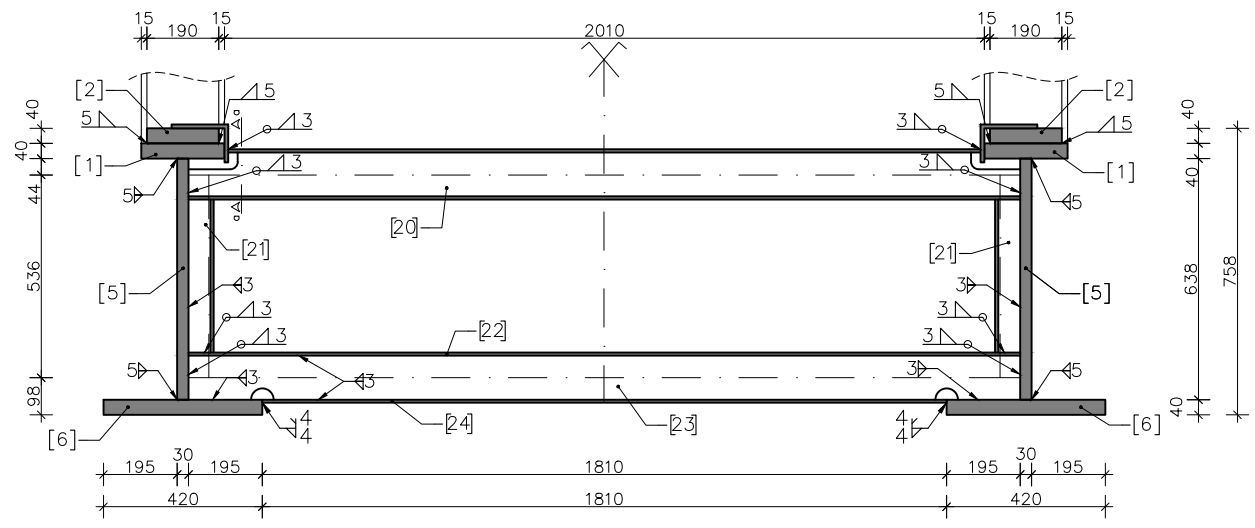


DETAIL 13 M 1:10

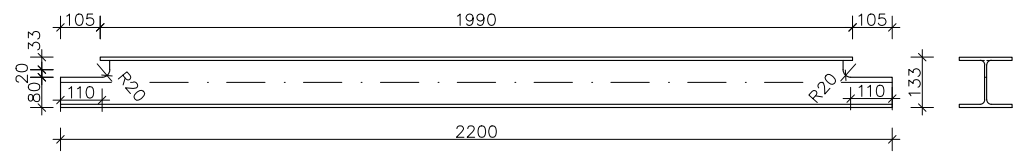


Stahltrag	Schnitte 3-3, 4-4, 5-5	Plannummer: 05
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20/1:10/1:2

SCHNITT 2-2 M 1:20

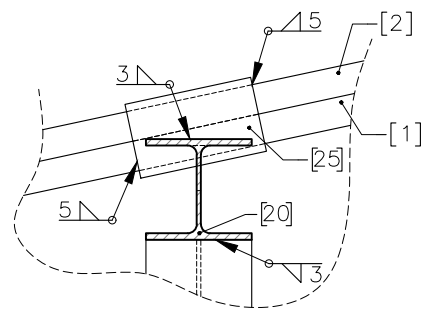
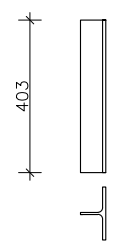


Position [20]
HEB 140, L=2200mm

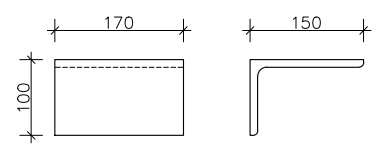


Schnitt a-a M 1:10

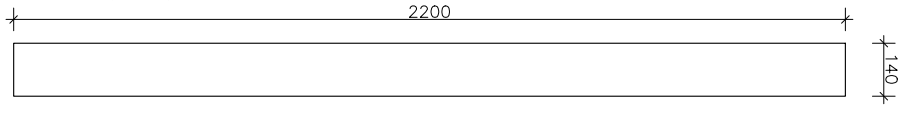
Position [21]
1/2 HEB 140, L=403mm



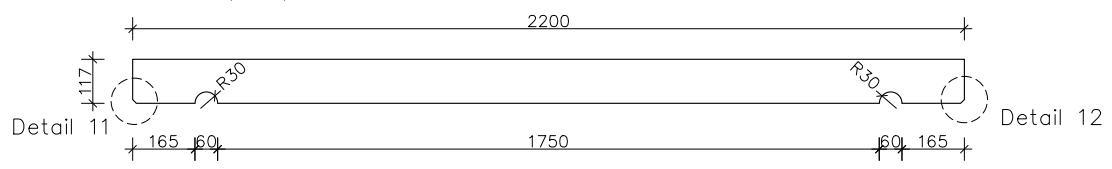
Position [25]
L 150x100x10, L=170mm



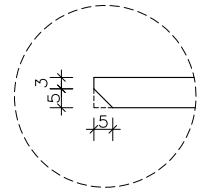
Position [22]
BL 2200/140/8



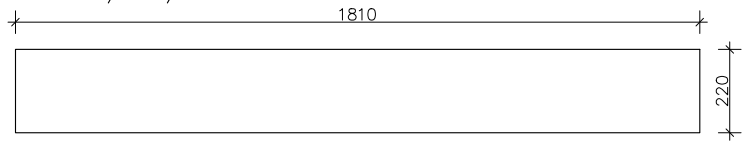
Position [23]
BL 2200/117/5



Detail 7 1:2

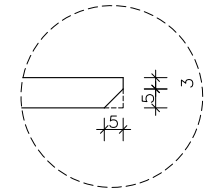


Position [24]
BL 1810/220/8



Detail 7

Detail 8 1:2

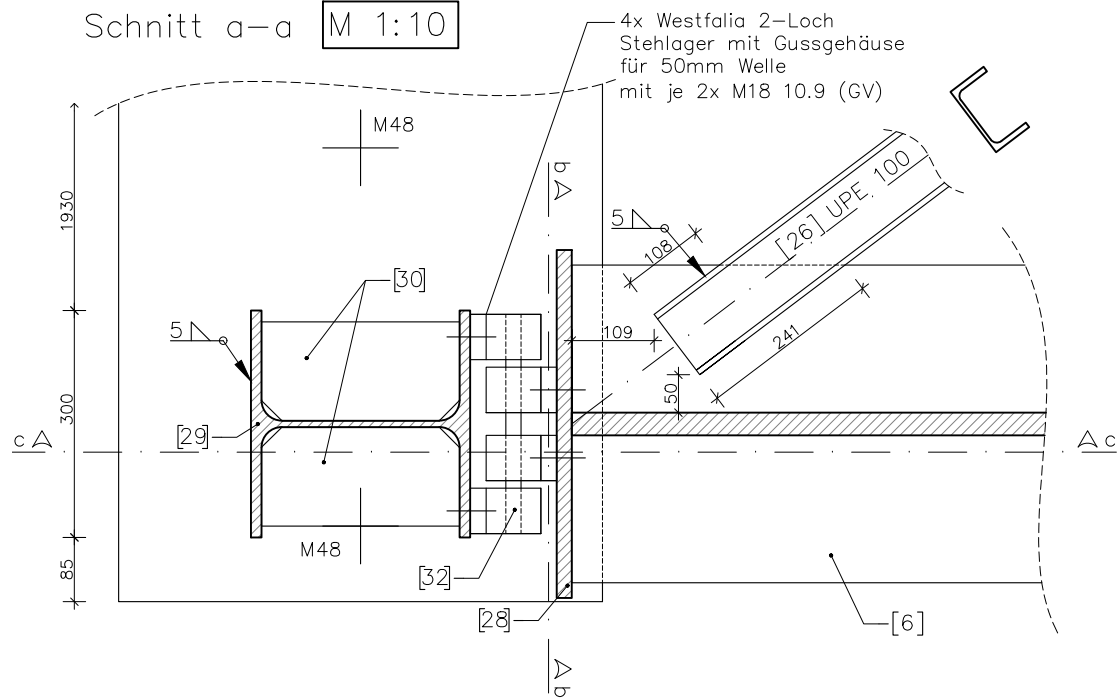


Detail 8

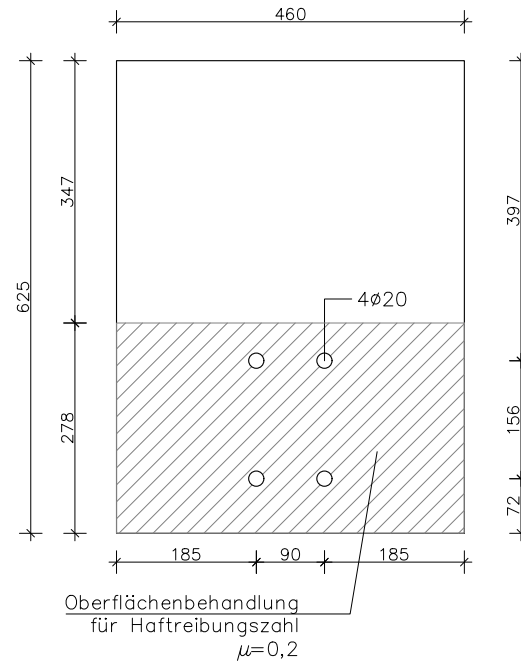
Stahltrög	Schnitt 2-2	Plannummer: 06
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20/ 1:10 / 1:2

DETAIL A
Anschluss Auflager

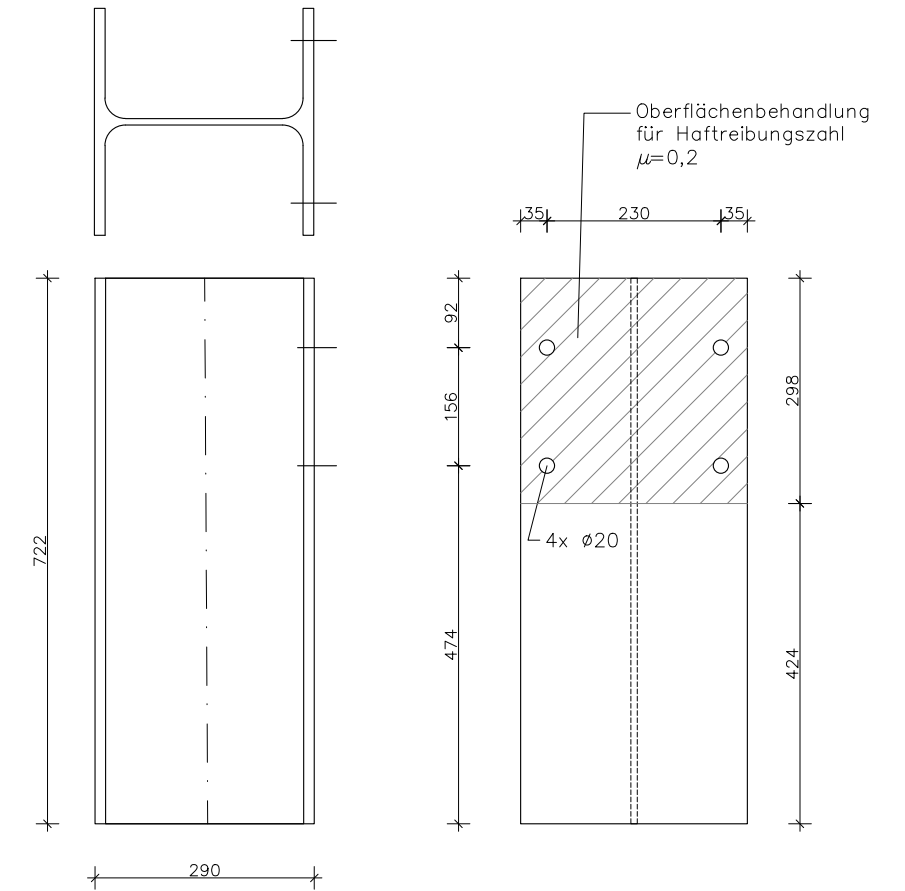
Schnitt a-a M 1:10



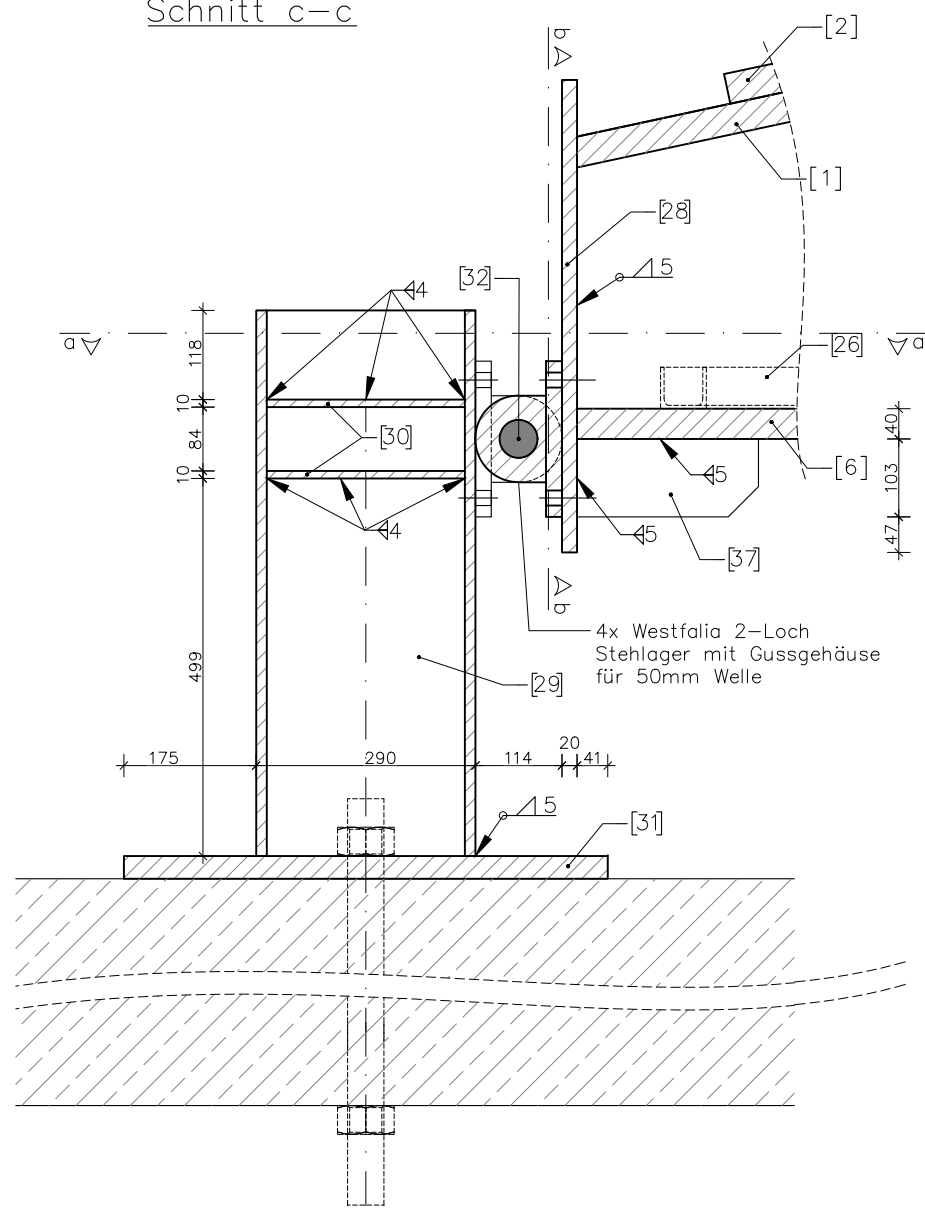
Position [28]
BL 625/460/20



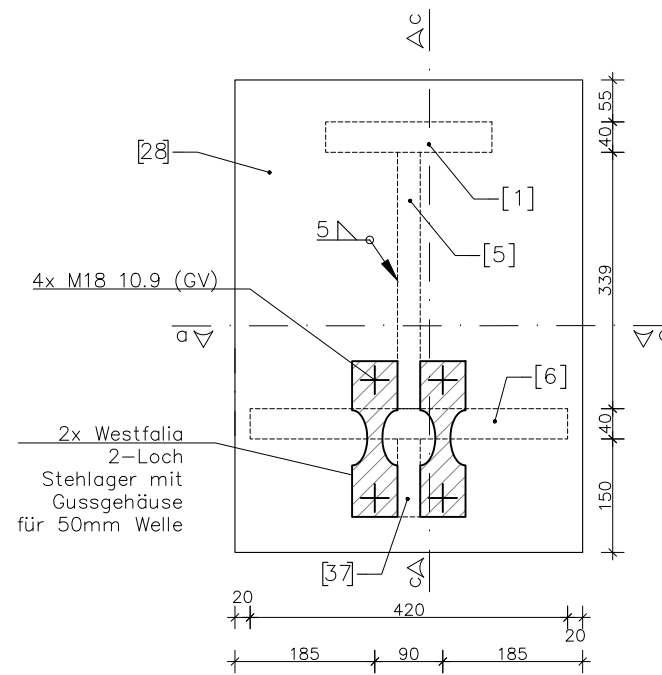
Position [29]
HEA 300, L=722mm



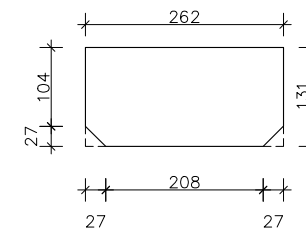
Schnitt c-c



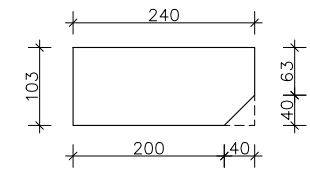
Schnitt b-b



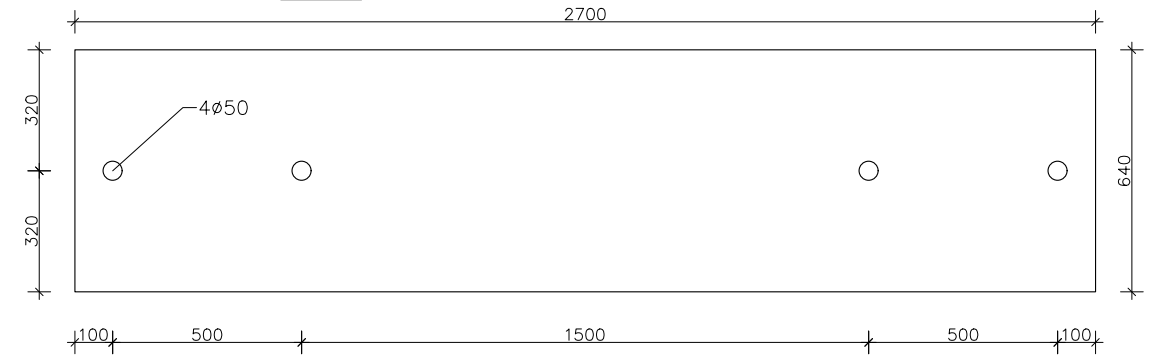
Position [30]
BL 262/131/10



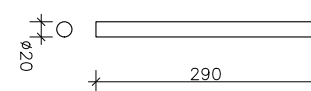
Position [37]
BL 240/103/30



Position [31]
BL 2700/640/20 M1:20



Position [32]
RD 20, L=290mm

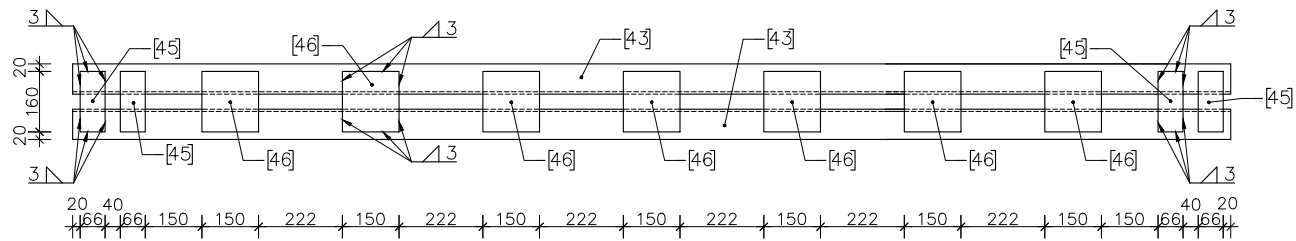


Stahltrag	Detail A	Plannummer: 07
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:10 / 1:20

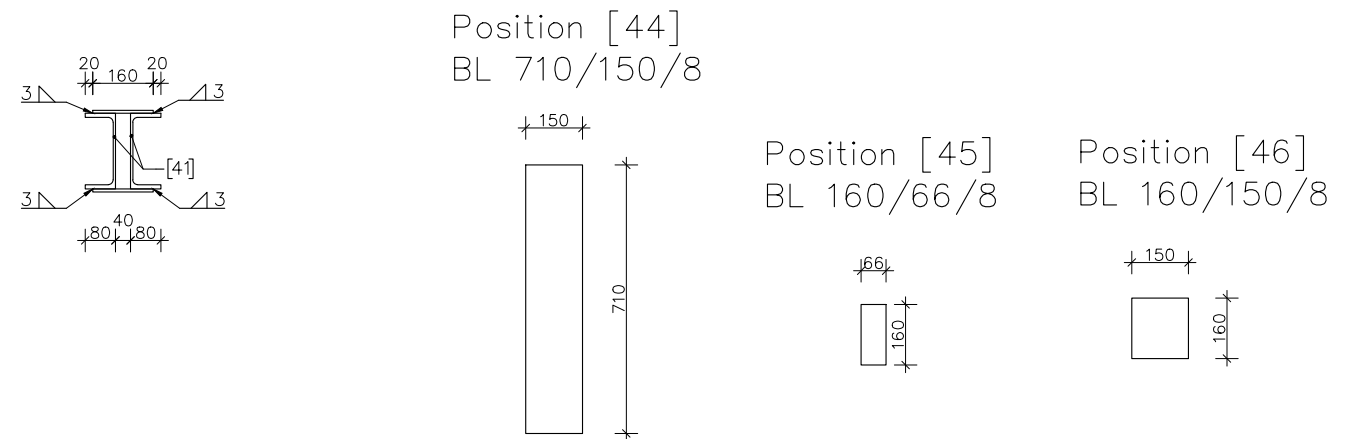
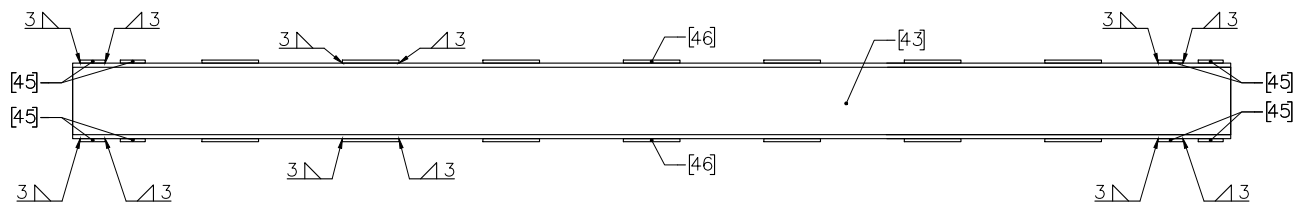
Unterer Träger M 1:20

2 x HERSTELLEN

Draufsicht

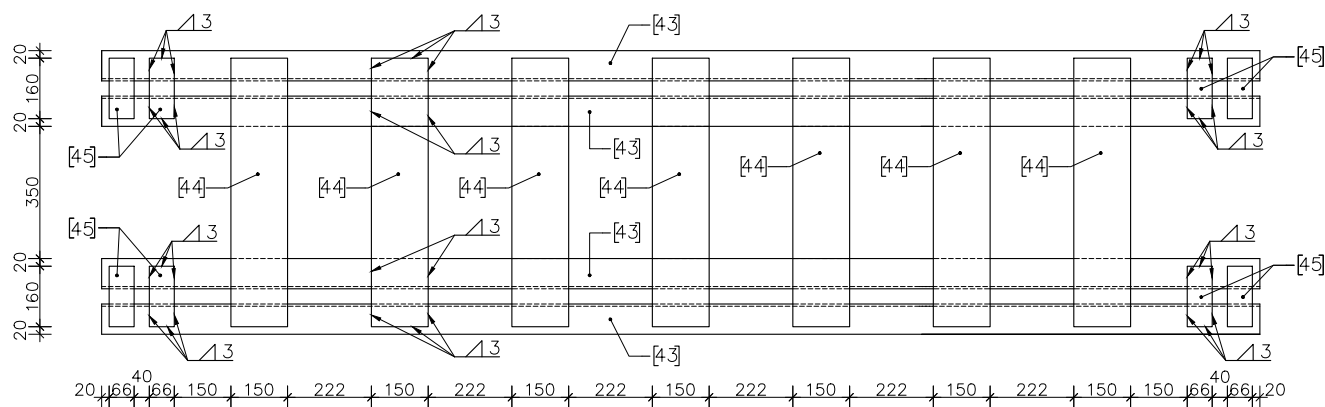


Ansicht

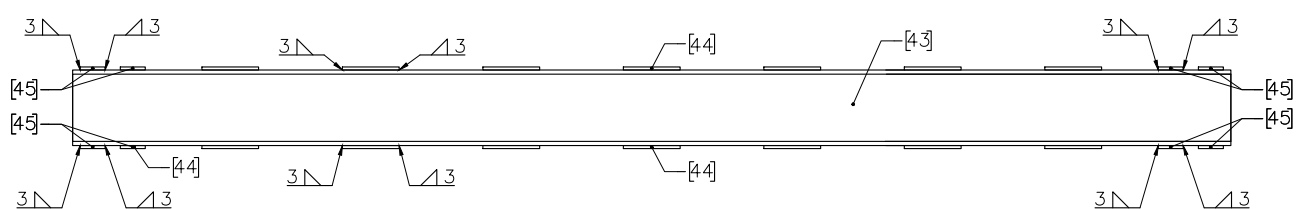


Oberer Träger M 1:20

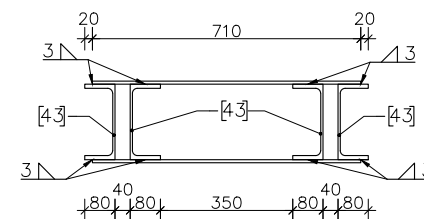
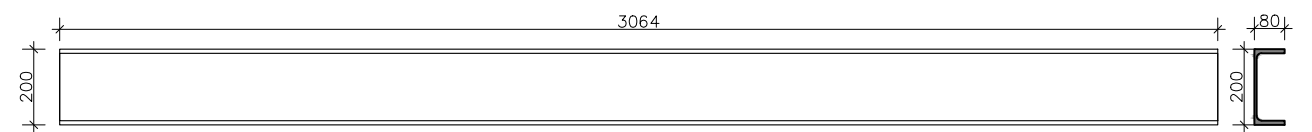
Draufsicht



Ansicht



Position [43]
UPE 200, L=3064mm

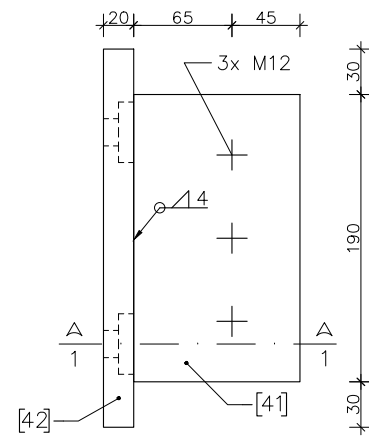


Vorspannvorrichtung	Oberer Träger & unterer Träger (2 x)	Plannummer: 08
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20

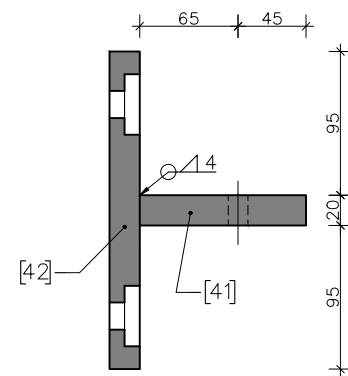
BAUTEIL 1 M 1:5

2 x HERSTELLEN

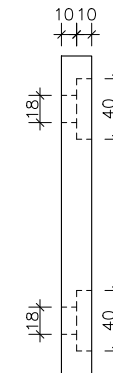
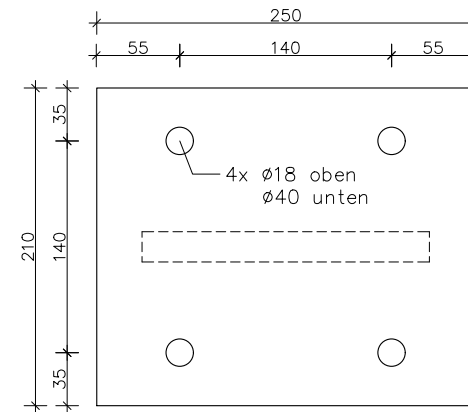
Draufsicht



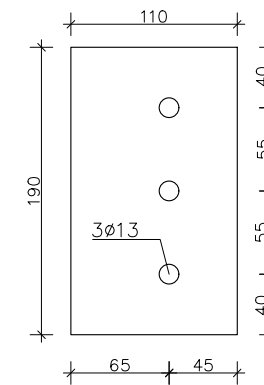
Schnitt 1-1



Position [42]
BL 250/210/20

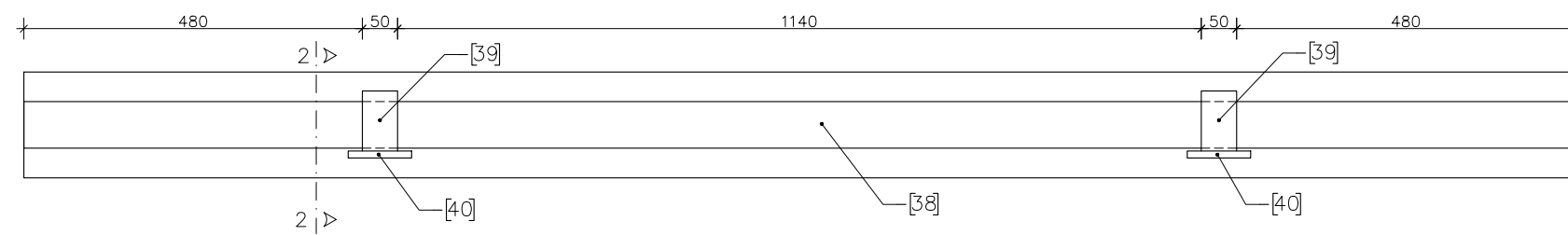


Position [41]
BL 190/110/20

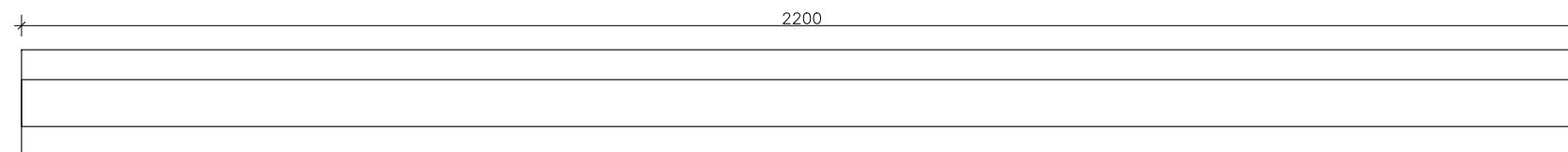


BAUTEIL 2

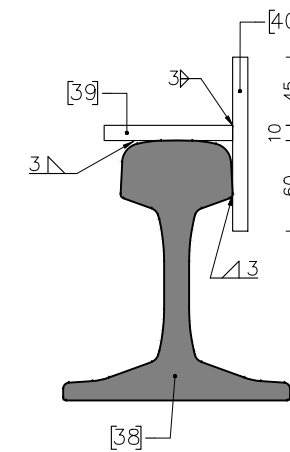
Draufsicht M 1:10



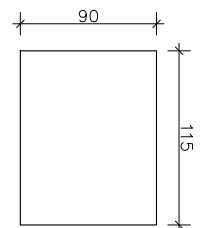
Position [38]
Schiene 60E1 L=2200



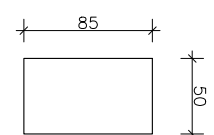
Schnitt 2-2



Position [39]
BL 115/90/10



Position [40]
BL 85/50/10



Querverschubbauteile	Bauteil 1 (2 x herstellen) & Bauteil 2	Plannummer: 09
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:10 / 1:5

Positionsliste

Versuchsanlage

Stahlgüte: S355 J0 (oder höher - je nach Verfügbarkeit)

Pos.	Bauteil	Beschreibung	Bez.	l	b	t	Gewicht	U	A _{Kor.}	M	Stk.	Σ A _{Kor.}	Σ M
				[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m]	[m ² /m]	[m ²]	[kg]			[kg]
1	Stahltrög	HT-Voute-OG	BI	4008	220	40			1,042	276,9	2	2,08	553,7
2	Stahltrög	HT-Voute-OG Lasche	BI	3795	190	40			1,025	226,4	2	2,05	452,8
3	Stahltrög	HT-OG	BI	2616	220	40			0,785	180,7	1	0,78	180,7
4	Stahltrög	HT-OG Lasche	BI	2605	190	40			0,703	155,4	1	0,70	155,4
5	Stahltrög	HT-Steg	BI	6535	1160	30			11,865	1397,1	2	23,73	2794,2
6	Stahltrög	HT-UG	BI	6535	420	40			5,489	861,8	2	10,98	1723,7
7	Stahltrög	QT1-Steg	BI	420	2200	15			1,848	108,8	1	1,85	108,8
8	Stahltrög	QT1-UG	BI	300	1810	20			1,086	85,3	1	1,09	85,3
9	Stahltrög	Regel-QT-Steg	BI	440	2200	15			1,936	114,0	3	5,81	341,9
10	Stahltrög	Regel-QT-UG	BI	200	1810	20			0,724	56,8	4	2,90	227,3
11	Stahltrög	QT3-Steg	BI	440	2200	15			1,936	114,0	1	1,94	114,0
12	Stahltrög	Deckblech	BI	2620	2200	20			11,528	904,9	1	11,53	904,9
13	Stahltrög	Bordwand vorne	BI	670	2200	20			2,948	231,4	1	2,95	231,4
14	Stahltrög	Bordwand hinten	BI	710	2200	20			3,124	245,2	1	3,12	245,2
15	Stahltrög	Bordwand hinten Gurt	BI	140	2180	10			0,610	24,0	1	0,61	24,0
16	Stahltrög	Pressenaufleger Steife	BI	1120	195	40			0,353	48,4	4	1,41	193,4
17	Stahltrög	UG-Verstärkung oben	BI	800	450	40			0,424	113,0	2	0,85	226,1
18	Stahltrög	UG-Verstärkung unten	BI	800	390	40			0,376	98,0	2	0,75	195,9
19	Stahltrög	Befestigung hintere Bordwand	L 60x60x5	150			4,6	0,233	0,035	0,7	6	0,21	4,1
20	Stahltrög	Aussteifung Träger oben	HEA 140	2200			24,7	0,794	1,747	54,3	1	1,75	54,3
21	Stahltrög	Aussteifung Träger Seite	1/2 HEA 140	403			12,3	0,403	0,162	5,0	2	0,32	9,9
22	Stahltrög	Aussteifung Träger unten OG	BI	2200	140	8			0,616	19,3	1	0,62	19,3
23	Stahltrög	Aussteifung Träger unten Steg	BI	2200	117	5			0,515	10,1	1	0,51	10,1
24	Stahltrög	Aussteifung Träger unten UG	BI	1810	220	8			0,796	25,0	1	0,80	25,0
25	Stahltrög	Anschluss Aussteifung Träger oben	L 150x100x10	170			23,0	0,586	0,100	3,9	2	0,20	7,8
26	Stahltrög	Horizontal Verband vorne	UPE 100	1573			9,8	0,402	0,632	15,4	2	1,26	30,9
27	Stahltrög	Horizontal Verband hinten	UPE 100	2345			9,8	0,402	0,943	23,0	2	1,89	46,1
28	Stahltrög	Kopfplatte	BI	625	460	20			0,575	45,1	2	1,15	90,3
29	Stahltrög	Auflager	HEA 300	722			88,3	1,717	1,2397	63,8	2	2,48	127,5
30	Stahltrög	Auflager Steife	BI	262	131	10			0,069	2,7	8	0,55	21,6
31	Stahltrög	Auflager Platte	BI	2700	640	20			3,456	271,3	1	3,46	271,3
32	Stahltrög	Welle	RD 50	280			15,4	0,063		4,3	2		8,6

Pos.	Bauteil	Beschreibung	Bez.	l	b	t	Gewicht	U	A _{Kor.}	M	Stk.	Σ A _{Kor.}	Σ M
				[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m]	[m ² /m]	[m ²]	[kg]			[kg]
33	Stahltrög	HT-OG QVA-seitig	Bl	2616	220	40			0,785	180,7	1	0,78	180,7
34	Stahltrög	HT-OG Lasche QVA-seitig	Bl	2605	190	40			0,703	155,4	1	0,70	155,4
35	Stahltrög	Steife UWE-Plattform vorne	Bl	913	100	20			0,183	14,3	2	0,37	28,7
36	Stahltrög	Steife UWE-Plattform hinten	Bl	1074	100	20			0,215	16,9	2	0,43	33,7
37	Stahltrög	Steife Steg Auflager	Bl	240	103	30			0,049	5,8	2	0,10	11,6
38	QVB	Schiene	60E1	2200			60,2	0,677	1,489	132,4	1	1,49	132,4
39	QVB	Schienenanschluss seitl.	Bl	115	90	10			0,02	0,8	2	0,04	1,6
40	QVB	Schienenanschluss oben	Bl	85	50	10			0,01	0,3	2	0,02	0,7
41	QVB	Anschlussblech HT-OG	Bl	190	110	20			0,04	3,3	2	0,08	6,6
42	QVB	Pressenblech	Bl	250	210	20			0,11	8,2	2	0,21	16,5
43	VSV	Träger	UPE 200	3064			22,8	0,697	2,14	69,9	8	17,08	558,9
44	VSV	Verbindungsblech Träger oben	Bl	710	150	8			0,21	6,7	14	2,98	93,6
45	VSV	Verbindungsblech	Bl	160	66	8			0,02	0,7	32	0,68	21,2
46	VSV	Verbindungsblech Träger unten	Bl	160	150	8			0,05	1,5	28	1,34	42,2
											Summe:	116,6	10769,5

Korrosionsschutz: Sa 2 ½

1 x GB 2K EP Zinkstaub 80 µm

1 x DB 2K PUR 80 µm

Farbanstrich: Stahltrög + Querverschubbauteile - Pos. [1] - [42]: **RAL 3020 (Verkehrsrot)**

Vorspannvorrichtung - Pos. [43] - [46]: **RAL 5012 (Lichtblau)**

Gelenke am Auflager (Fa. Westfalia): 8 x 2-Loch Stehlager mit Gussgehäuse für 50 mm Welle

ANHANG E

Diplomarbeit Peter WIESNER:

***„Planung und Entwicklung einer Versuchsanlage zur
Erforschung der vertikalen Dämpfungsmechanismen im
Schotteroberbau auf Eisenbahnbrücken“***

Diplomarbeit
Master's Thesis

Planung und Entwicklung einer Versuchsanlage zur Erforschung der vertikalen Dämpfungsmechanismen im Schotteroberbau auf Eisenbahnbrücken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für
Bauingenieurwesen

von

Peter Georg Wiesner

Matr.Nr.: 01427828
4910 Ried im Innkreis, Am Pfarrgrund 26

unter der Anleitung von

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Josef Fink**

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. **Andreas Stollwitzer**

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13, 1040 Wien, Österreich

Wien, im März 2021

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen Personen bedanken, die mich während meiner Ausbildung begleitet und durch ihre Unterstützung zum erfolgreichen Abschluss meines Studiums beigetragen haben. Mein spezieller Dank ergeht an:

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Josef Fink, der während des Studiums unter dem Motto „Stahl ist Schlau“ mein Interesse für den Stahlbau geweckt und mir die Möglichkeit gegeben hat, am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau meine Diplomarbeit zu verfassen.

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Andreas Stollwitzer, der sich mit viel Geduld all meinen Fragen und Problemen gewidmet hat und mir wertvolle Unterstützung zukommen ließ.

meine Eltern *Reingard* und *Christoph*, die mir mein Studium und ein sorgenfreies Studentenleben ermöglicht haben.

meine Freundin *Gerda*, die es insbesondere während der Erstellung dieser Arbeit in Zeiten von Ausgangssperren verstand, meine Motivation hochzuhalten.

Kurzfassung

Das dynamische Verhalten des Schotteroberbaus bei Eisenbahnbrücken steht im Hinblick auf die Optimierung von Tragwerkskonstruktionen und einer realitätsnahen Prognose des Schwingungsverhaltens infolge einer Zugüberfahrt im Fokus diverser Untersuchungen. Eine adäquate Berücksichtigung der Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaus in dynamischen Berechnungen wird durch eine große Bandbreite an zur Verfügung stehenden Modellen und einer eklatanten Streuung der zugehörigen dynamischen Kennwerte wesentlich erschwert.

Am *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau* der TU Wien wurde eine Großversuchsanlage im Maßstab 1:1 entwickelt, um das dynamische Verhalten des Schotteroberbaus auf Eisenbahnbrücken gezielt und isoliert vom Brückentragwerk zu untersuchen. Mit dieser Versuchsanlage wurden konkrete mechanische Modelle und zugehörige Kennwerte zur Beschreibung der Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau für eine tatsächliche Anwendung in der ingenieurpraktischen Brückendynamik ermittelt. Im anlagebedingt begrenzten Frequenzbereich von 4 bis 9 Hz wurden unterschiedliche Dissipationsmechanismen in horizontaler und vertikaler Richtung identifiziert, die jedoch stets gemeinsam auftreten, was eine isolierte Kennwertbestimmung erschwert. Da bei höheren Frequenzen allen voran vertikale Dissipationsmechanismen auftreten, soll eine neue Versuchsanlage entstehen, die eine isolierte Erforschung der vertikalen Energiedissipationsmechanismen in einem wesentlich höheren Frequenzbereich, nämlich bis 25 Hz, ermöglicht. Die Entwicklung und Planung einer derartigen Anlage ist Ziel der hier vorliegenden Arbeit.

Diese neue Versuchsanlage soll ebenso wie ihre Vorgängerin aus einem Trogbrückensegment, das auf einer Seite gelenkig, auf der anderen Seite auf Federn gelagert ist, bestehen, und dynamisch angeregt werden. Allerdings soll der Schotteroberbau nicht über die volle Länge, sondern nur über einen vergleichsweise kurzen Abschnitt eingebaut werden. Dadurch soll der gesamte Schotteroberbau eine einheitliche Kinematik mit ausschließlich vertikalen Bewegungen erfahren. Die Anregung soll durch hydraulische Pressen erfolgen.

Ausgehend von einem ersten Entwurf wird die Stahltrugkonstruktion mithilfe eines Finite-Elemente-Programms so angepasst, dass sie sich im vorher festgelegten Arbeitsbereich der Anlage (1 bis 25 Hz, Schotteroberbaubeschleunigungen bis 10 m/s^2) wie ein starrer Balken verhält. Die Dimensionierung des Trogbrückensegments erfolgt dabei nach Eigenformen und Eigenfrequenzen sowie nach Durchbiegungen zufolge dynamischer Anregung. Schlussendlich werden als Endergebnis die Werkstattpläne der Versuchsanlage erstellt, um diese realisieren zu können.

Für eine ganzheitliche Betrachtung wird es als notwendig angesehen, die Untersuchung der dynamischen Schotteroberbaukennwerte unter verschiedenen Belastungszuständen (belastetes/unbelastetes Gleis) durchzuführen. Dafür wird in dieser Arbeit eine Vorspannvorrichtung entworfen, mit der die Achslast eines Zuges auf den Gleisrost simuliert werden kann.

Zudem sollen mit der Versuchsanlage Grenzzustände quantifiziert werden können, die abhängig vom vertikalen Beschleunigungsniveau sind und durch einen signifikanten Steifigkeitsverlust sowohl in vertikaler Richtung (übermäßige Setzungen) als auch in horizontaler Richtung (Querverschiebewiderstand) gekennzeichnet sind. Für eine hierfür nötige Kontrolle des Querverschiebewiderstands wird ebenso eine zusätzliche Konstruktion geplant.

Abstract

Planning and Developing a Test Facility to Research the Vertical Damping Mechanisms in the Ballast Superstructure

The dynamic behavior of the ballast superstructure on railway bridges is a topic for consideration in the pursuit of optimizing bridge structures as well as allowing realistic predictions of vibration behavior after train passage.

At the Vienna University of Technology, *Institute of Structural Engineering - Department for Steel Structures* a large-scale test facility was developed in order to investigate the dynamic behavior of the ballast superstructure on railway bridges more systematically.

The aim was to determine specific mechanical models and corresponding parameters to describe the dissipation mechanisms of the ballast superstructure for application in practice. In the frequency range of 4 to 9 Hz, by which the system was limited, different dissipation mechanisms were identified, but always occurred jointly in horizontal and vertical directions. Hence, isolated determination of the characteristic values was impeded.

As vertical dissipation mechanisms predominate especially in higher frequency ranges, in this thesis a new test facility is planned. This test facility is designed for frequencies up to 25 Hz which allows for isolated research of vertical energy dissipation mechanisms.

Like its predecessor, the new test facility will consist of a trough bridge segment articulated on one side and supported by springs on the other, and will be dynamically excited. Contrary to the already existing test facility, the ballast superstructure will not be installed across the full length, but will only cover a comparatively short section. As a result, the entire ballast superstructure should undergo uniform kinematics with exclusively vertical movements. The excitation will be carried out by hydraulic presses.

On the basis of a first draft, the steel trough construction is adapted with the help of a finite element program so that it behaves like a rigid beam within the predetermined operating range of the system (1 to 25 Hz, ballast superstructure accelerations up to 10 m/s^2). The trough bridge segment is dimensioned according to eigenmodes and eigenfrequencies as well as deflections due to dynamical excitation. Finally, as a result the workshop planning for the test facility is created as basis for the realization.

For a wholistic view, it is considered necessary to analyze the dynamic ballast superstructure parameters under different load conditions (loaded track/unloaded track). For this purpose, a pretensioning device is designed in this thesis, with which the axle load of a train can be simulated on the track panels.

In addition, the test facility should be able to quantify limit states that lead to a significant loss of rigidity in both vertical direction (excessive subsidence) and horizontal direction (lateral displacement resistance) due to vertical accelerations. For this purpose, an additional device was planned to monitor the lateral displacement resistance.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Stand der Technik und Normung	1
1.2	Stand der Forschung	3
1.3	Ziel der Arbeit	5
2	Modellbeschreibung und Rahmenbedingungen der geplanten Anlage	7
2.1	Rahmenbedingungen	8
2.1.1	Frequenzbereich und Dauerhaftigkeit	8
2.1.2	Schotterbeschleunigung $a_{Schotter}$	8
2.1.3	Räumliche Gegebenheiten	8
2.1.4	Schwingungsanregung	9
2.2	Konzeptioneller Entwurf	9
2.2.1	Trogkonstruktion	10
2.2.2	Schotteroberbau	10
2.2.3	Federpaket	12
2.3	Vergleichsrechnung	12
2.3.1	Analytische Lösung-Einmassenschwinger	12
2.3.2	Parameterbestimmung	15
2.3.3	Auswertung der Pressenkraft auf Basis des Einmassenschwingers	18
2.3.4	Analytische Lösung-Zweimassenschwinger	19
2.3.5	Auswertung der Pressenkraft des Zweimassenschwingers	21
3	Dimensionierung des Stahltrogs mithilfe eines Finite-Elemente-Programms	26
3.1	Eigenfrequenzen und Eigenformen	26
3.1.1	Kippen der Hauptträger	26
3.1.2	Biegung der Bordwand	30
3.1.3	Torsion des Querschnitts	31
3.1.4	Biegung eines herausgelösten Querträgers	33
3.2	Durchbiegungen bei dynamischer Anregung	34
3.2.1	Globale Durchbiegungen	36
3.2.2	Lokale Durchbiegungen zufolge Einleitung der Pressenkraft	37
3.3	Spannungen	39
3.3.1	Nachweis der Vergleichsspannungen im Grundmaterial	40
3.3.2	Nachweis der Spannungsschwingbreite im Grundmaterial	43
3.3.3	Schweißnähte	49
3.4	Kontrolle der Finite-Element-Rechnung mit dem Stabwerksmodell	50
3.5	Fazit	50

4	Detailplanung	51
4.1	Detail A - Drehaufleger	51
4.1.1	Nachweis des Anschlusses der Wälzlager	53
4.1.2	Nachweis des Auflagerstützenfußpunkts	57
4.2	Detail B - Anschluss des Aussteifungsrahmens an die Hauptträger	60
4.3	Detail C - Lasteinleitungsbereich der Pressen	61
4.3.1	Nachweis der Lasteinleitungsbleche und deren Schweißnähte	61
4.4	Vorspannvorrichtung	64
4.5	Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands	65
4.6	Wasserkissen zur Messung der Kopplungskraft zwischen Gleis und Tragwerk	66
4.7	Mögliche Unwuchterregerplattform	66
5	Zusammenfassung	68
A	Konstruktionspläne	i
B	Datenblätter	xi
B.1	Wälzlager	xi
B.2	Betonschwelle	xii
B.3	Schiene	xiii

Kapitel 1

Einleitung

Fortschritte in der Technik machen die Errichtung immer leichter und schlanker Brückentragwerke möglich. Gleichzeitig kommen im Eisenbahnwesen stetig schnellere Züge zum Einsatz. Diese beiden Entwicklungen begünstigen das Auftreten von Resonanzerscheinungen, welche durch übermäßige Schwingungen der Brücke infolge Zugüberfahrt gekennzeichnet sind und welche großen Einfluss auf Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ausüben. Die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken und die damit verbundene rechnerische Prognose des Schwingungsverhaltens rückt somit verstärkt in den Fokus, was wiederum ein möglichst realitätsnahes dynamisches Rechenmodell immer wichtiger macht.

Bei Eisenbahnbrücken beeinflusst neben der Tragkonstruktion der Schotteroberbau das dynamische Verhalten maßgeblich. Im Rahmen eines neuen Projekts, durchgeführt vom *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau*, soll das dynamische Verhalten des Schotteroberbaus infolge vertikaler Tragwerksschwingungen erforscht werden [1]. Ziel ist es, seine Dämpfungsmechanismen für eine Prognose des Schwingungsverhaltens zu erfassen sowie Schwingungszustände, die zu einer Destabilisierung des Schotterbetts führen, mit versuchstechnisch ermittelten Kenngrößen zu beschreiben. Es soll eine möglichst einfache, aber realitätsnahe Modellierung des Schotteroberbaus entstehen, um in Zukunft Eisenbahnbrücken wirtschaftlicher bemessen zu können. Als Teil des Forschungsprojekts soll in dieser Arbeit eine Versuchsanlage geplant werden, die diese Untersuchungen möglich macht.

1.1 Stand der Technik und Normung

Untersuchungen zum dynamischen Verhalten bestehender Eisenbahnbrücken [2, 3] haben ergeben, dass das mit aktuell verfügbaren Modellen berechnete Schwingungsverhalten stark von der Realität abweicht. Reale Tragwerke zeigen in der Regel ein günstigeres Verhalten als in der Berechnung vorausgesagt wird. Grund dafür ist u.a., dass die Normung nur eine sehr konservative Berücksichtigung der Dämpfung zulässt, diese jedoch einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf das dynamische Verhalten hat. Beispielsweise sind in der *EN 1991-2* [4] Dämpfungskennwerte abhängig von Spannweite und Konstruktionsart angegeben (siehe Tabelle 1.1). Diese Kennwerte sollen die Strukturdämpfung des Tragwerks und die Dämpfung des Schotteroberbaus sowie der Ausbauelemente miteinbeziehen.

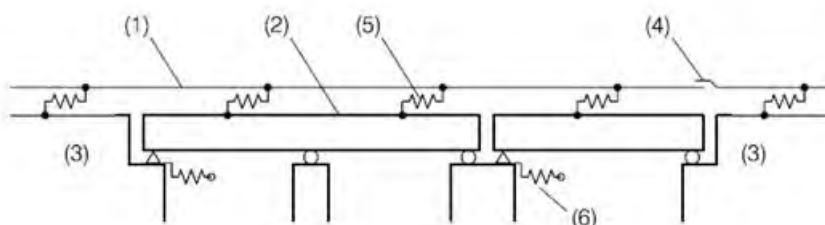
Hauptverantwortlich für die Diskrepanz zwischen Modell und Realität zeigt sich aber die unsichere und stark variierende Berücksichtigung des Schotteroberbaus in der Berechnung. In der *EN 1991-2* [4] und in einer Richtlinie der ÖBB [5] sind zwar Modelle vorhanden, die

Tab. 1.1: Unterer Grenzwert ζ der kritischen Dämpfung in [%] lt. Eurocode [4, Tabelle 6.6, S. 88]

Brückentyp	Spannweite $L < 20m$	Spannweite $L \geq 20m$
Stahl und Verbund	$\zeta = 0,5 + 1,25(20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Spannbeton	$\zeta = 1,0 + 0,07(20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Walzträger in Beton	$\zeta = 1,5 + 0,07(20 - L)$	$\zeta = 1,5$

eine dynamische Mitwirkung des Schotteroberbaus beinhalten, aber deutliche Unterschiede aufweisen.

Die *EN 1991-2* führt das in Abbildung 1.1 ersichtliche Modell an, jedoch werden nur vereinzelt Steifigkeitskennwerte angegeben und die Dämpfungseigenschaften bleiben gänzlich unberücksichtigt.



Legende

- (1) Gleis
- (2) Überbau (das Bild zeigt einen einzelnen Überbau mit zwei Feldern und einen Einzelträger)
- (3) Erdbauwerk
- (4) Schienenauszug (wenn vorhanden)
- (5) nicht lineare Längsfedern stellen die Längsbelastung/das Verschiebeverhalten des Gleises dar
- (6) Längsfedern stellen die Steifigkeit K in Längsrichtung eines Festlagers dar, unter Berücksichtigung der Steifigkeit von Gründung, Stützen und Lagern usw.

Abb. 1.1: Auszug aus [4, Bild 6.19, S. 103] — Beispiel eines Modells eines Gleis-/Tragwerksystems

Die *Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB)* schlagen in der *Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken* [5] das in Abbildung 1.2 dargestellte Modell vor. Dabei handelt es sich um in Serie geschaltete Massen (Schiene-Schwellen-Schotterbett-Tragwerk), die durch Feder-Dämpfer-Elemente miteinander gekoppelt sind.

Für Ansätze konkreter Kennwerte dieser Feder-Dämpfer-Elemente verweist o.g. Richtlinie auf Forschungsergebnisse des *European Rail Research Instituts (ERRI)* [6], die sich aber auf das belastete Gleis (gleisrostinduzierte Schwingungen) beziehen und sich somit nicht zur Beschreibung von Brückenschwingungen eignen. Eine zuverlässige Berücksichtigung der Interaktionen zwischen Oberbau und Tragwerk in der Ingenieurpraxis ist über diesen Weg nicht gegeben. Optional wird auch empfohlen, Erfahrungswerte der zuständigen Bahnverwaltung heranzuziehen. Ein allgemein anwendbares, zusammenhängendes Werkzeug von Rechenmodell und darauf abgestimmten Kennwerten ist jedoch nicht existent.

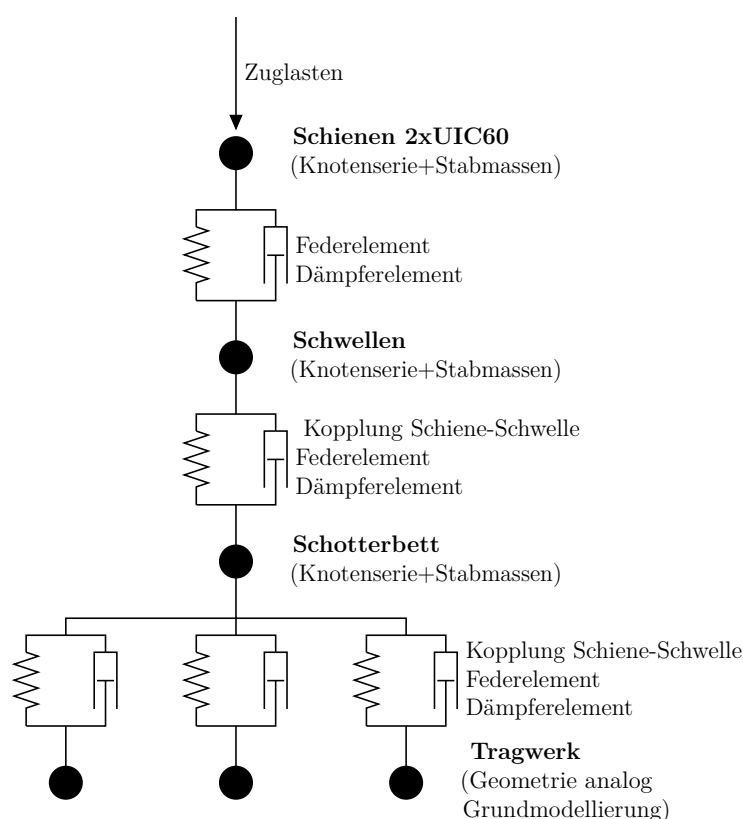


Abb. 1.2: Auszug aus [5, Bild 39, S.39] — Schemaskizze Schotterbett-Modellierung

1.2 Stand der Forschung

In mehreren Veröffentlichungen [7–9] finden sich Modelle mit zugehörigen Kennwerten, die eine Berechnung der Oberbau-Tragwerksinteraktion zulassen. Diese unterscheiden sich jedoch teilweise deutlich voneinander, wodurch ebenso nicht von einem allgemein anwendbaren Modell gesprochen werden kann.

Besonders wichtig wäre ein solches Modell aber für Brücken mit geringer Spannweite (<10 m), wie eine Untersuchung an der *TU Darmstadt* [10] ergeben hat. So nehmen die Einflüsse des Schotteroberbaus bei verringerten Spannweiten zu, sodass bei Brücken unter 10 m Länge eine Berücksichtigung der Mitwirkung des Schotteroberbaus unerlässlich wird, um das Schwingungsverhalten realitätsnah beschreiben zu können.

Bisherige Forschung der TU Wien

Am *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau* wird seit einiger Zeit am Einfluss des Schotteroberbaus auf das Schwingungsverhalten von Brückentragwerken geforscht [11–13]. Im Zuge der Forschungstätigkeit entstand eine Versuchsanlage im Maßstab 1:1, mit der es möglich war, mehrere Energiedissipationsmechanismen im Schotteroberbau zu identifizieren, die modelltechnisch durch Feder-Dämpfer-Elemente abgebildet werden können. Zu unterscheiden sind dabei Mechanismen in vertikaler und horizontaler Richtung [14], die in Abbildung 1.3 dargestellt sind.

In horizontaler Richtung wird das von KIRCHHOFFER [2] entwickelte Modell des „Kurbelvierecks“ angewandt. Es besteht aus zwei Balken (Tragwerk und Gleisrost), die diskret im

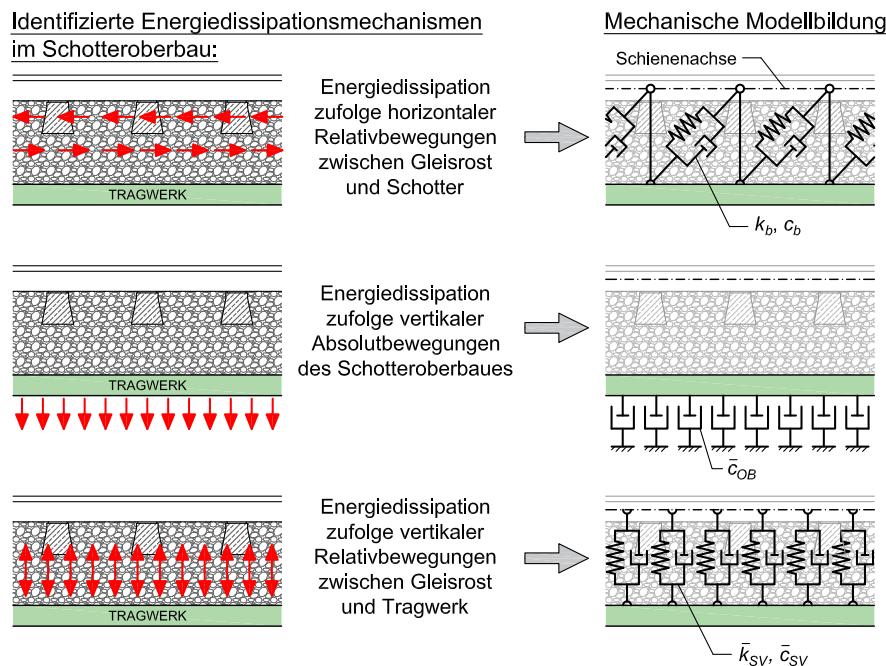


Abb. 1.3: Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau nach [14, Bild 1.1.1, S.6]

Schwellenabstand in vertikaler Richtung mittels Pendelstäben verbunden sind. Der Dissipationsmechanismus durch horizontale Relativbewegungen zwischen den beiden Balken wird mittels diagonaler Feder-Dämpfer-Elemente abgebildet.

In vertikaler Richtung treten zwei unterschiedliche Mechanismen in Kraft, wobei der erste eine Dissipation zufolge vertikaler Absolutbewegungen beschreibt, deren Wirkung von den Massenkraften des Schotters abhängt und durch „Zerrüttung des Schotterbetts“ erklärt werden kann. Im Modell wird diese Dissipation durch kontinuierliche Dämpfer (mit zugehörigem Kennwert \bar{c}_{OB}) zwischen Tragwerk und Untergrund abgebildet (siehe Abbildung 1.3 Mitte).

Zweiterer bezieht sich auf innere Reibungsmechanismen zufolge vertikaler Relativbewegungen zwischen Gleisrost und Tragwerk, was modelltechnisch durch kontinuierliche vertikale Feder-Dämpfer-Elemente (zugehörige Kennwerte $\bar{k}_{SV}, \bar{c}_{SV}$) erfasst wird (siehe Abbildung 1.3 unten). Die drei Mechanismen wirken stets in Kombination.

Mit der oben erwähnten Versuchsanlage im Maßstab 1:1 konnte festgestellt werden, dass mit zunehmender Frequenz die Wirkung des horizontalen Energiedissipationsmechanismus abnimmt. Dies ist auch in Abbildung 1.4 dargestellt:

Auf der Ordinate ist der Anteil der Energiedissipation im horizontalen Mechanismus an der Gesamtenergiedissipation und auf der Abszisse die Resonanzfrequenz (gleich Anregungsfrequenz) eingetragen, welche anlagebedingt auf einen Bereich zwischen 4,0 und 9,0 Hz beschränkt war. Ab dem Frequenzbereich über 7,0 Hz erfolgt kaum noch Energiedissipation im horizontalen Mechanismus. Folglich findet nahezu die gesamte Energiedissipation zufolge der beiden vertikalen Mechanismen statt [14].

Der Frequenzbereich der oben genannten Großversuchsanlage war auf eine periodische Kraftanregung zwischen 4,0 und 9,0 Hz beschränkt. Des Weiteren konnten die Federsteifigkeiten k_b und \bar{k}_{SV} sowie die Dämpfungsparameter c_b, \bar{c}_{OB} und \bar{c}_{SV} nur integral erfasst

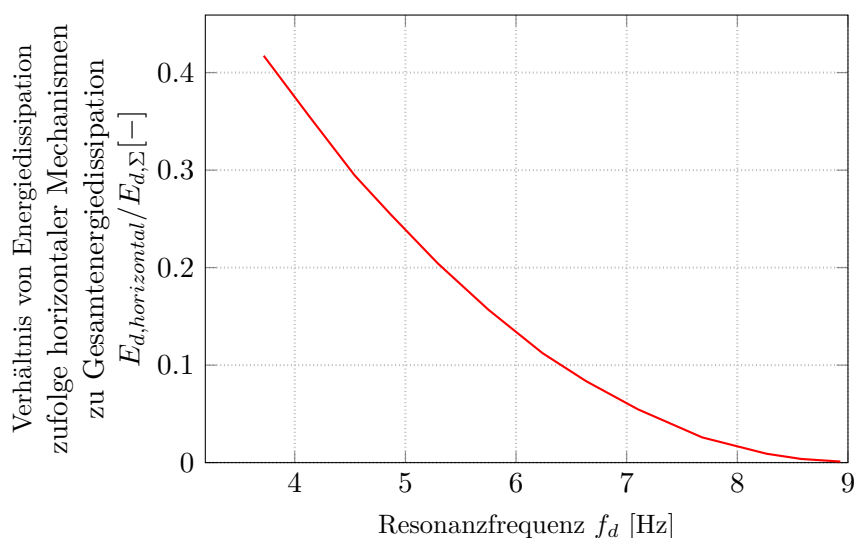


Abb. 1.4: Übergang von kombinierten Energiedissipationsmechanismen zu rein vertikalen Mechanismen mit zunehmender Resonanzfrequenz [14]

werden (keine einheitliche Schotterbettkinematik). Eine quantitative, isolierte Erfassung der dynamischen Kennwerte zur Beschreibung der vertikalen Energiedissipationsmechanismen ist bislang nicht erfolgt [14].

1.3 Ziel der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit soll eine neuartige Versuchsanlage geplant werden, um das vertikale dynamische Verhalten des Schotteroberbaus auf Eisenbahnbrücken mit folgenden Zielen zu untersuchen [1]:

- Ermittlung konkreter Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte für die Kinematik eines Modells mit rein vertikalen Dissipationsmechanismen (siehe Abbildung 1.5)

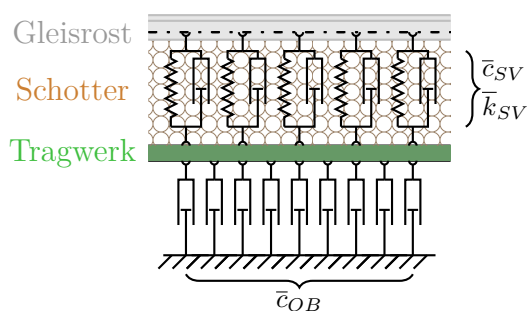


Abb. 1.5: Modell und zugehörige Kennwerte vertikaler Energiedissipationsmechanismen im Schotteroberbau

- Untersuchung der Einflüsse einer Gleisbelastung auf diese Kennwerte

- Quantifizierung von Grenzzuständen, die durch vertikale Beschleunigungen zu einem signifikanten Steifigkeitsverlust in vertikaler Richtung führen (Schotterbettdestabilisierung in vertikaler Richtung)
- Quantifizierung von Grenzzuständen, die durch vertikale Beschleunigungen zu einer signifikanten Änderung des Querverschiebewiderstands des Gleisrosts (quer zur Fahrtrichtung) führen (Schotterbettdestabilisierung in Querrichtung)

Ein Finite-Elemente-Modell der Anlage wird erstellt, um in der Planung störende Einflüsse bei der späteren Kennwertermittlung zu minimieren und so eine bestmögliche Konstruktion zu finden. Zur Untersuchung der Einflüsse einer Gleisbelastung auf die dynamischen Kennwerte \bar{k}_{SV} , \bar{c}_{SV} und \bar{c}_{OB} wird, neben der Anlage an sich, eine Vorspannvorrichtung in vertikaler und horizontaler Richtung entworfen und geplant, die die Achslast eines Zuges simulieren und den Querverschiebewiderstand erfassen kann.

Das Ergebnis der Arbeit soll eine Stahlkonstruktion und zugehörige Werkstattpläne sein, die sich im vorab definierten Arbeitsbereich als starrer Balken verhält und mechanisch auch als solcher idealisiert werden kann. Die mithilfe der zu entwickelnden Versuchsanlage gewonnenen Kenntnisse sollen in weiterer Folge einen Beitrag leisten, dem praktizierenden Ingenieur eine realitätsnahe Schwingungsprognose von Eisenbahnbrücken zu ermöglichen [1].

Kapitel 2

Modellbeschreibung und Rahmenbedingungen der geplanten Anlage

Um die rein vertikalen Dissipationsmechanismen zu erfassen, ist es notwendig, einen Brückenquerschnitt vertikal anzuregen. Bewerkstelligt wird das durch das in Abbildung 2.1 dargestellte Konzept.

Auf einem Festlager mit frei möglicher Drehbewegung und einem Vertikalfederlager wird ein Stahltrog gelagert, der mittels hydraulischer Pressen am freien Ende weg- und frequenzgesteuert angeregt werden kann. Dabei erfährt die Konstruktion eine Rotationsbewegung (ausgedrückt durch den Winkel η) um das Drehlager. Wenn der Schotteroberbau nur auf einem vergleichsweise kleinen Abschnitt Δx am Stahltrogende eingebaut wird, erfährt der Schotteroberbau nahezu eine reine Vertikalbewegung. Dadurch wird die vertikale Schotterbettkinematik nicht mehr integral (über die Länge veränderliche Bewegungen), sondern isoliert (einheitliche Kinematik des gesamten Oberbauabschnitts) erfasst [1].

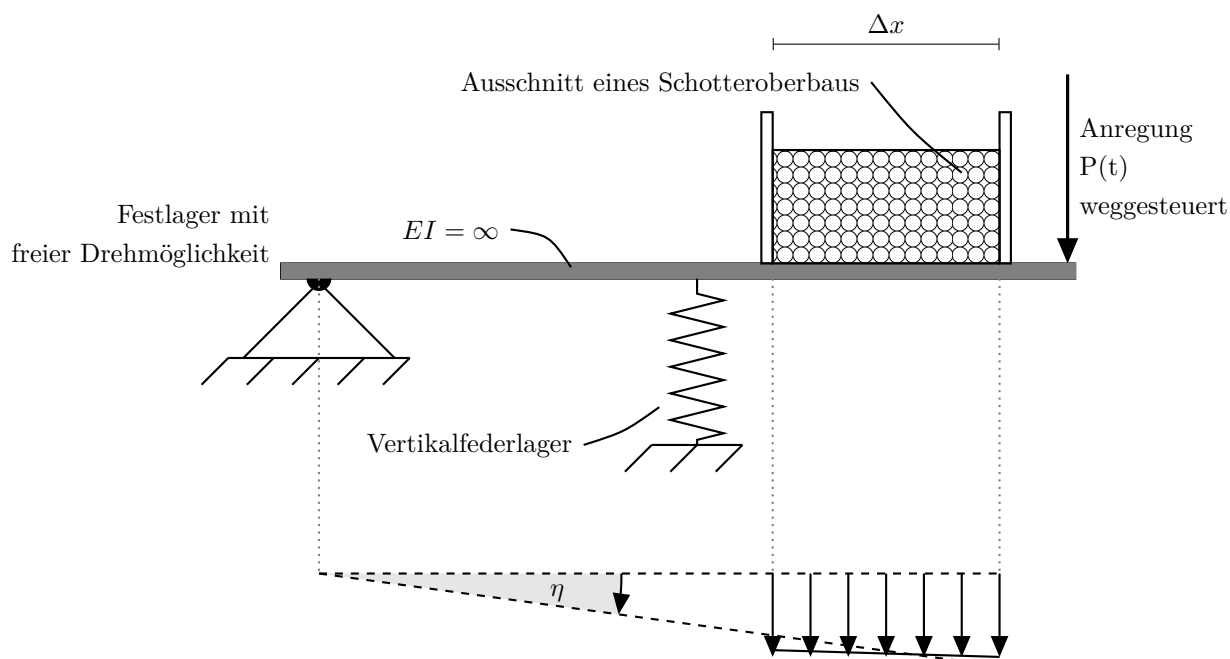


Abb. 2.1: Konzept zur versuchstechnischen Nachbildung einer rein vertikalen Kinematik

2.1 Rahmenbedingungen

Angesichts der Anforderung, mit der Anlage realitätsnahe Kennwerte möglichst isoliert von jedweglihen Einflüssen zu erfassen, ergeben sich diverse Rahmenbedingungen, unter denen eine bestmögliche Konstruktion zu planen ist. In diesem Abschnitt wird auf jede Anforderung gezielt eingegangen.

2.1.1 Frequenzbereich und Dauerhaftigkeit

Im Unterschied zur von BINDER geplanten Großversuchsanlage [15] soll mit dieser Anlage das dynamische Schotteroberbauverhalten in einem höherfrequenten Bereich untersucht werden, welcher im Antrag zum gegenständlichen Forschungsprojekt [1] mit 1–25 Hz festgelegt wird.

Durch den hohen Frequenzbereich entsteht innerhalb einer gleichen Zeitspanne eine größere Anzahl an Lastwechsel, weswegen hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit gestellt werden müssen. Es wird festgelegt, die Konstruktion auf

$$N = 2 \cdot 10^6 \text{ Lastwechsel} \quad (2.1)$$

auszulegen.

2.1.2 Schotterbeschleunigung a_{Schotter}

Zur Gewährleistung der Gleisstabilität führt die *EN 1990* im Anhang A1 [16] für Neubauten eine Obergrenze der vertikalen Grenzbeschleunigung von $3,5 \text{ m/s}^2$ an. Für Bestandsbrücken kann nach *ÖNORM B 4008-2* [17] $6,0 \text{ m/s}^2$ als Obergrenze angesetzt werden. Dadurch soll zur Wahrung der Gebrauchstauglichkeit eine Destabilisierung des Schotters ausgeschlossen werden.

Dessen ungeachtet hat BAESSLER in seiner Untersuchung an der *TU Berlin* [18] eine Destabilisierung des Schotterbetts ab $7,0 \text{ m/s}^2$ beobachten können. In Hinblick auf das im Forschungsantrag festgelegte Ziel [1], unter anderem auch Grenzwerte der Schotterbettdestabilisierung zu verifizieren oder gegebenenfalls anzupassen, wird die Versuchsanlage auf eine maximale Schotterbeschleunigung von $a_{\text{Schotter}} = 10 \text{ m/s}^2$ ausgelegt.

2.1.3 Räumliche Gegebenheiten

Realisiert werden soll die Anlage in einer Versuchshalle der *TU Wien*, wodurch zwar nur geringe Anforderungen an den Korrosionsschutz gestellt werden, aber die räumlichen Gegebenheiten einschränkend sind. So steht maximal eine Grundfläche von $8,0 \text{ m} \times 2,7 \text{ m}$ zur Verfügung.

Die Versuchshalle verfügt über eine spezielle Decke zum darunterliegenden Geschoß, die in einem Lochraster von $0,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$ Möglichkeiten zur Verankerung vorsieht („Aufspannfeld“). Da man sich diese Gegebenheiten hier zunutze machen muss, werden die im Abschnitt 2.1.4 vorgestellten Pressen zur dynamischen Anregung der Versuchsanlage in diesem Raster angeordnet.

2.1.4 Schwingungsanregung

Zur dynamischen weg- und frequenzgesteuerten Anregung werden hydraulische Pressen verwendet, die ebenfalls limitierende Faktoren mit sich bringen. Dem *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau* stehen vier hydraulische Hohlkolbenzylinder zur Verfügung, die bei dieser Versuchsanlage zum Einsatz kommen sollen. Ihr Arbeitsbereich wird durch eine maximale Druck- und Zugkraft von 250 kN bei einer maximalen Wegamplitude von 70 mm definiert. Zudem ist ihr Frequenzbereich mit 25 Hz limitiert, wobei in diesem Bereich auch nur eine Wegamplitude von 1,5 mm erreicht werden kann.

Wie in Abbildung 2.2 ersichtlich, werden jeweils zwei Pressen so zusammengespannt, dass sie nur *auf Zug* arbeiten, was in Bezug auf die Dauerhaftigkeit der Pressen von Vorteil ist. Die maximale Kraftamplitude der vier Pressen beträgt bei dieser Anordnung insgesamt 500 kN.

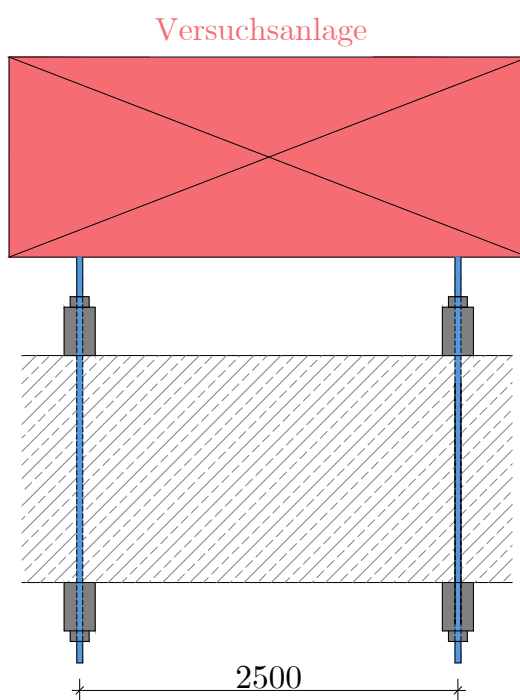


Abb. 2.2: Anordnung der hydraulischen Pressen im Querschnitt

2.2 Konzeptioneller Entwurf

Um Skalierungseffekte bei der Ermittlung der Kenngrößen auszuschließen, entspricht der Querschnitt der Anlage dem Querschnitt einer typischen eingleisigen Eisenbahnbrücke im Maßstab 1:1. Ein erster Entwurf ist in Abbildung 2.3 dargestellt und dient als Grundlage für diese Arbeit. Die Konstruktion wird im Zuge der Untersuchungen laufend adaptiert,

wodurch in den späteren Abschnitten verschiedene Skizzen aus unterschiedlichen Planungsphasen enthalten sind. Nachfolgend wird auf die Hauptkomponenten der Anlage näher eingegangen.

2.2.1 Trogkonstruktion

Das Konzeptmodell zur Nachbildung der erwünschten vertikalen Kinematik, das in Abbildung 2.1 auf Seite 7 dargestellt ist, kann als Einmassenschwinger idealisiert werden, sofern der Schottertrog eine unendliche Biegesteifigkeit besitzt. Dadurch ist eine wechselseitige Kontrolle zwischen einer möglichst einfachen analytischen Lösung und den an der Anlage gemessenen Größen möglich.

Eine unendliche Biegesteifigkeit ist baupraktisch zwar nicht erzielbar, doch entstehen bei einer ausreichend großen Biegesteifigkeit nur sehr geringe Abweichungen zur Realität, wenn die Konstruktion als Einmassenschwinger idealisiert wird. Ausgeführt wird die Trogkonstruktion in Form einer querorientierten orthotropen Platte. In der Absicht, Gewicht und Materialeinsatz gering zu halten, werden Querträger und Deckblech nur im Abschnitt mit Schotteroberbau geführt.

Die beiden Hauptträger des Trogs übernehmen neben der Tragfunktion auch die Einleitung dynamischer Kräfte sowie die seitliche Begrenzung des Schotterbetts.

2.2.2 Schotteroberbau

Der Schotter wird nach ÖBB-Regelplanung [19] in der Höhe von 550 mm eingebaut und für seine Wichte der ebenso dort festgesetzte Wert von (15 kN/m^3) angesetzt.

Es wird nur der halbe Querschnitt eines Standard- ÖBB-Oberbauquerschnitts eingeplant, weil sich so auch die Masse halbiert und damit dynamische Kräfte gering gehalten werden. Die Ermittlung von Schotteroberbaukennwerten wird dadurch nicht beeinträchtigt, da eine Rückrechnung der später gemessenen Werte auf den Gesamtquerschnitt leicht möglich ist. Die Breite des Schotterbetts wird also von 4400 mm (was der Gesamtbreite des Schotterbetts einer typischen Eisenbahnbrücke entspricht) auf 2200 mm halbiert. Die längsseitige Ausdehnung des Schotterbetts wird durch vier im Abstand von 600 mm eingebaute Betonschwellen definiert. Die Datenblätter der eingesetzten Betonschwelle (L2) und der verbauten Schiene (UIC 60 E1) sind im Anhang B einzusehen.

Tabelle 2.1 fasst die im Schotteroberbau vorkommenden Massen zusammen.

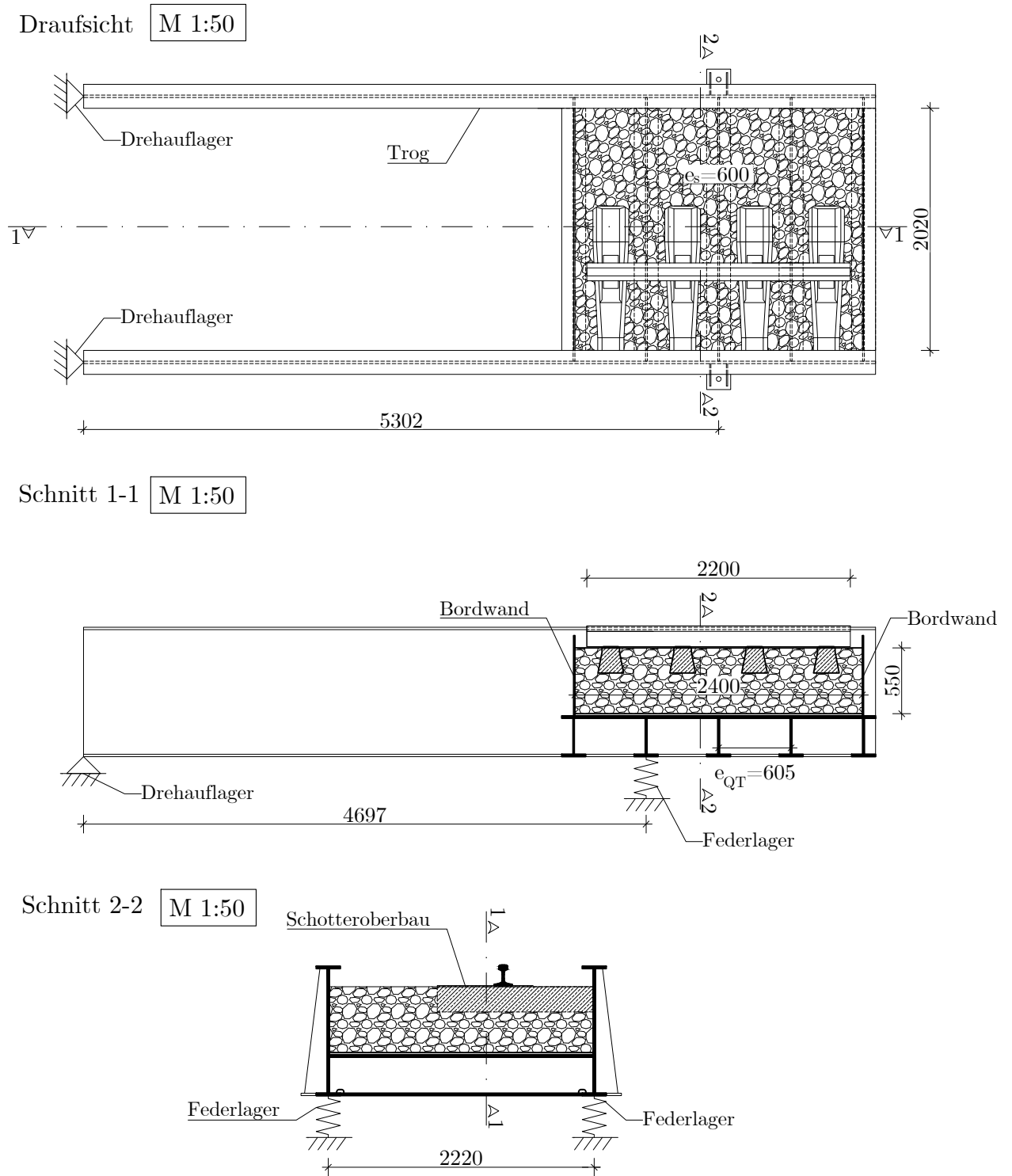


Abb. 2.3: Erster getätigter Entwurf

Tab. 2.1: Massenaufstellung des Schotteroberbaus

Schwellenvolumen	$2 \times 0,123 \text{ m}^3 =$	0,246	m^3		
Schottervolumen	$2,4 \text{ m} \times 2,2 \text{ m} \times 0,55 \text{ m}$				
	$- 0,246 \text{ m}^3 =$	2,658	m^3		
SOB Grundfläche	$2,4 \text{ m} \times 2,2 \text{ m} =$	5,28	m^2		
Schiene	$2,2 \text{ m} \times 60 \text{ kg/m} =$	132	kg	\rightarrow	0,25 kN/m ²
Schwellen	$4 \times \frac{1}{2} \times 326 \text{ kg} =$	652	kg	\rightarrow	1,23 kN/m ²
Schotter		1500	kg/m ³	\rightarrow	7,55 kN/m ²
Unterschottermatte		6,9	kg/m ²	\rightarrow	0,07 kN/m ²
Ersatzflächenlast					9,10 kN/m ²

In der Modellbildung wird das Gewicht des Schotters, der Schwellen und der Schiene in Form einer Ersatzflächenlast berücksichtigt. Für Finite-Elemente-Berechnungen, die in Kapitel 3 erfolgen, wird diese Flächenlast in eine äquivalente Masse umgewandelt, die in Schwerkraftrichtung wirksam ist. Das seitlich durch die beiden Hauptträger eingefasste Schotterbett wird in Längsrichtung — vorne und hinten — durch Bordwände begrenzt.

Während die Trogkonstruktion in den nachfolgenden Untersuchungen einigen Adaptierungen unterworfen sein wird, wird der Schotteroberbau nicht mehr verändert.

2.2.3 Federpaket

Unter die beiden Hauptträger der Trogkonstruktion wird zur Aufnahme der statischen Lasten jeweils ein Federpaket gestellt. Das *Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau* besitzt zwei gleichartige Federpakete, die bei dieser Anlage zum Einsatz kommen. Pro Federpaket werden zwölf Federn zusammengefasst, die jeweils eine vertikale Steifigkeit von 0,295 kN/mm besitzen, wodurch sich eine Gesamtfedersteifigkeit von

$$0,295 \text{ kN/mm} \times 12 \times 2 = 7,08 \text{ kN/mm}$$

ergibt. Die Abmessungen eines Federpakets sind in der Grundfläche 250 mm \times 380 mm und in der Höhe 400 mm.

2.3 Vergleichsrechnung

In diesem Abschnitt wird eine analytische Lösung des mechanischen Systems erarbeitet, welches einem später entwickelten Finite-Elemente-Modell als Referenz dient. Dieser Vergleich dient dazu, den Stahltrog so zu dimensionieren, dass dieser in der mechanischen Modellbildung als starrer Balken idealisiert werden kann.

2.3.1 Analytische Lösung-Einmassenschwinger

In einem ersten Schritt wird nur die Energiedissipation zufolge vertikaler Absolutbewegungen berücksichtigt. Zudem werden die in Abbildung 1.5 auf Seite 5 dargestellten

kontinuierlichen Dämpferelemente zwischen Untergrund und Tragwerk zu einem energieäquivalenten Element zusammengefasst. Gemeinsam mit der Annahme, dass die Biegesteifigkeit des Trogs unendlich groß ist, lässt sich das kinematische System auf einen einfachen Einmassenschwinger reduzieren. Abbildung 2.4 stellt diese Vereinfachungen bildlich dar.

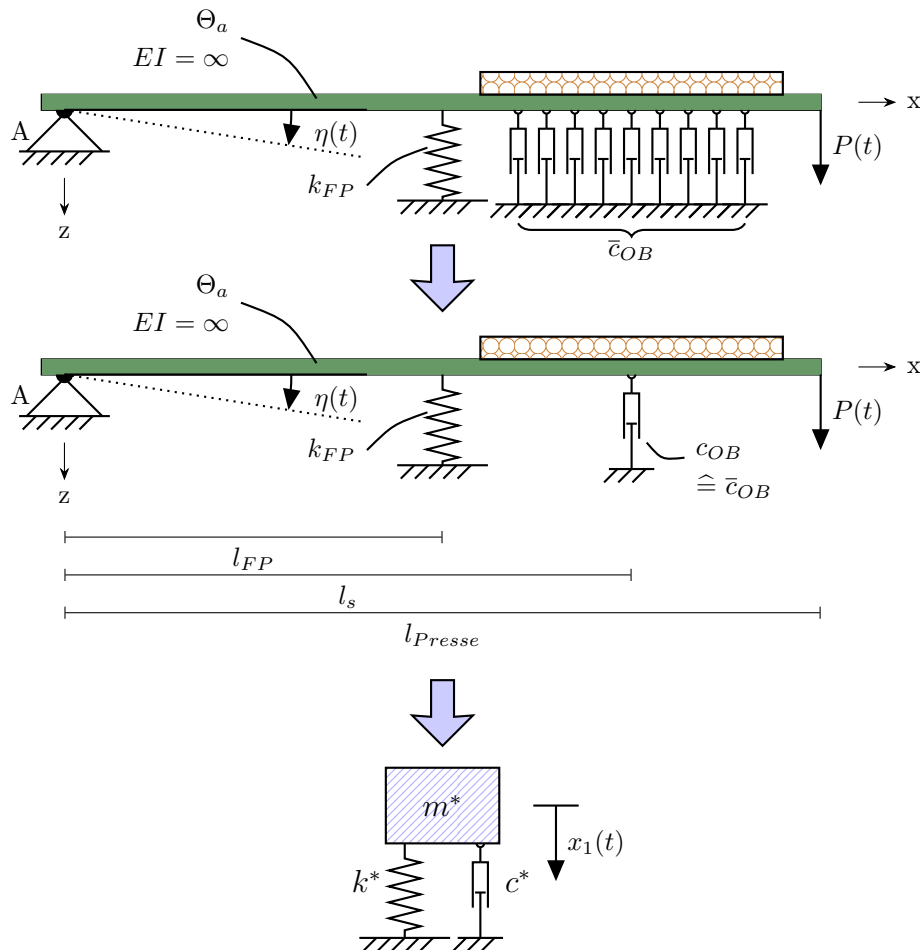


Abb. 2.4: Mechanisches System der Versuchsanlage inkl. Energiedissipation zufolge vertikaler Absolutbewegungen – Einmassenschwinger

Um die Bewegungsgleichung ermitteln zu können, müssen die kinetische Energie (2.2), die potentielle Energie (2.3) und die virtuelle Arbeit des Dämpfers (2.4) ermittelt werden [20].

$$T = \dot{\eta}(t)^2 \cdot \frac{\Theta_a}{2} \quad (2.2)$$

mit:

T ... kinetische Energie,

$\dot{\eta}(t)$... Verdrehungsgeschwindigkeit um festes Auflager A,

Θ_a ... Massenträgheitsmoment der Konstruktion bezogen auf das feste Auflager A.

$$\Pi = \frac{1}{2} \cdot k_{FP} \cdot l_{FP}^2 \cdot \eta(t)^2 - P(t) \cdot l_{Presse} \cdot \eta(t) \quad (2.3)$$

mit:

- Π ... potentielle Energie,
- k_{FP} ... Steifigkeit des Federpakets,
- l_{FP} ... Abstand des Federpakets vom festen Auflager A,
- $\eta(t)$... Drehwinkel am festen Auflager A,
- $P(t)$... Anregungskraft,
- l_{Presse} ... Abstand der Presse vom festen Auflager A.

$$\delta A_{OB} = c_{OB} \cdot l_s^2 \cdot \dot{\eta}(t) \cdot \delta\eta(t) = Q_{OB} \cdot \delta\eta(t) \rightarrow Q_{OB} = c_{OB} \cdot l_s^2 \cdot \dot{\eta}(t) \quad (2.4)$$

mit:

- A_{OB} ... virtuelle Dämpfungsarbeit,
- c_{OB} ... vertikale Schotterersatzdämpfung,
- l_s ... Abstand des Schotterdämpfers vom festen Auflager A,
- $\delta\eta(t)$... virtueller Drehwinkel am festen Auflager A,
- Q_{OB} ... Dämpfungskraft der Schotterersatzdämpfung.

Mithilfe der Lagrange-Funktion kann schlussendlich die Bewegungsgleichung (2.5) aufgestellt werden.

$$\Theta_a \cdot \ddot{\eta}(t) + c_s \cdot l_s^2 \cdot \dot{\eta}(t) + k_{FP} \cdot l_{FP}^2 \cdot \eta(t) = P(t) \cdot l_{Presse} \cdot \eta(t) \quad (2.5)$$

Von der Lösung der Bewegungsgleichung ist alleinig der partikuläre Anteil von Interesse, der den eingeschwungenen stationären Schwingungszustand repräsentiert. Dafür wird der Verformungsansatz in Formel (2.6) verwendet.

$$\eta_p(t) = C \cdot \sin(\Omega t) + D \cdot \cos(\Omega t) \quad (2.6)$$

Durch die Einführung folgender zusätzlicher Parameter gelingt es, die partikuläre Lösung der Bewegungsgleichung übersichtlicher zu gestalten.

$$\beta = \sqrt{\frac{k_{FP} \cdot l_{FP}^2}{\Theta_a}} \hat{=} \omega_0$$

$$\gamma = \frac{c_{OB} \cdot l_s^2}{2 \cdot \sqrt{\Theta_a \cdot k_{FP} \cdot l_{FP}^2}}$$

Zudem gilt bei einer weggesteuerten harmonischen Anregung der Zusammenhang

$$\eta(t) = \frac{w_0}{l_{Presse}} \cdot \sin(\Omega t) \quad (2.7)$$

mit:

w_0 ... Pressenwegamplitude.

Letztendlich gibt Formel (2.8) die partikuläre Lösung des in Formel (2.6) aufgestellten Ansatzes übersichtlich wieder:

$$P(t) = \frac{\Theta_a \cdot w_0}{l_{Presse}^2} \cdot \left[(\beta^2 - \Omega^2) \cdot \sin(\Omega t) + 2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot \Omega \cdot \cos(\Omega t) \right] \quad (2.8)$$

Die Maximalwerte der Formel (2.8) treten zum Zeitpunkt

$$t = \arctan \left[\frac{\beta^2 - \Omega^2}{2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot \Omega} \right] \frac{1}{\Omega} \quad (2.9)$$

in der Höhe von

$$P_0 = \frac{\Theta_a \cdot w_0}{l_{Presse}^2} \cdot \left[(\beta^2 - \Omega^2) + (2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot \Omega)^2 \right] \quad (2.10)$$

auf.

Eine alternative Darstellung der Formel (2.10) ergibt sich nach [21, S. 380] zu

$$P_0 = w_0 \cdot \sqrt{(k^* - m^* \cdot \Omega^2)^2 + (\Omega \cdot c^*)^2} \quad (2.11)$$

mit:

$$m^* = \frac{\Theta_a}{l_{Presse}^2}, \quad c^* = c_{ob} \cdot \frac{l_s^2}{l_{Presse}^2}, \quad k^* = k_{FP} \cdot \frac{l_{FP}^2}{l_{Presse}^2}.$$

2.3.2 Parameterbestimmung

Für die in den nächsten Abschnitten beschriebene Einflussuntersuchung der dynamischen Schotteroberbaukennwerte ist es erforderlich, nachfolgende Parameter zu errechnen bzw. festzulegen.

Massenträgheitsmoment Θ_a

Das Massenträgheitsmoment Θ_a wird mittels Addition der Massenträgheiten der einzelnen Bleche und des Schotteroberbaus im Schnitt 1-1 von Abbildung 2.3 festgelegt. Das Massenträgheitsmoment ergibt sich im Erstentwurf bei Anwendung der Formel (2.12) zu $\Theta_a = 233\,680 \text{ kgm}^2$.

$$\Theta_a = \Sigma \Theta_{i,y} + m_i \cdot r_i^2 \quad (2.12)$$

mit:

$\Theta_{i,y}$... Eigenträgheitsmoment einzelner Massen um die y-Achse

m_i ... Masse

r_i ... Abstand des zugehörigen Schwerpunkts vom Drehpunkt A

Abstände $l_{Presse}, l_{FP}, l_{SP}$

In Hinblick auf lokale Lasteinleitungen ist es zweckmäßig, die dynamischen Kräfte von Federpaketen und hydraulischen Pressen an den Kreuzungspunkten der Quer- und Hauptträgerstege einzuleiten. Unter Berücksichtigung ermüdungstechnischer Überlegungen für das Drehaufleger A und dem Ziel, dieses einer möglichst geringen statischen und dynamischen Belastung auszusetzen, erweist es sich als sinnvoll, Federpaket und Presse möglichst nahe am Schwerpunkt der gesamten beweglichen Konstruktion zu situieren. Dieser Schwerpunkt befindet sich im Erstentwurf von Abbildung 2.3 bei

$$l_{SP} = 4,75 \text{ m}$$

Federpakete und Pressen werden somit unter den beiden umliegenden Kreuzungspunkten von Haupt- und Querträger gestellt.

$$l_{FP} = 4,697 \text{ m}$$

$$l_{Presse} = 5,302 \text{ m}$$

Die Pressen befinden sich damit genau in der Achse des Massenschwerpunkts des Schotteroberbaus, daher entspricht

$$l_s \hat{=} l_{Presse} = 5,302 \text{ m.}$$

Verschiebungsamplitude der Presse w_0

Die Amplitude des Pressenweges (w_0) wird durch drei Faktoren begrenzt: Zum einen durch die maximal mögliche Wegamplitude der Presse selbst, die bereits in Abschnitt 2.1.4 mit 70 mm angegeben wurde. Dieses Wegpotential muss im Versuch allerdings nicht ganz ausgeschöpft werden.

Zweitens wirken aufgrund der in Abbildung 2.1 beschriebenen Kinematik Querkräfte in globaler x-Richtung auf die Pressen, was für diese besonders ungünstig ist. Bei kleinem Drehwinkel $\eta(t)$, der direkt proportional von der Pressenwegamplitude abhängt, sind diese Querkräfte aber vernachlässigbar klein. Daher wird die Verschiebungsamplitude der Presse auf maximal

$$w_{0,max} = 10 \text{ mm}$$

festgelegt.

Drittens begrenzt der in Abschnitt 2.1.2 genannte Grenzwert der maximalen Schotterbettbeschleunigung die Wegamplitude der Presse. Abbildung 2.5 zeigt die maximale Wegamplitude für unterschiedliche Amplituden der Schotterbettbeschleunigung, die im Zentrum des Schotterbetts auftreten.

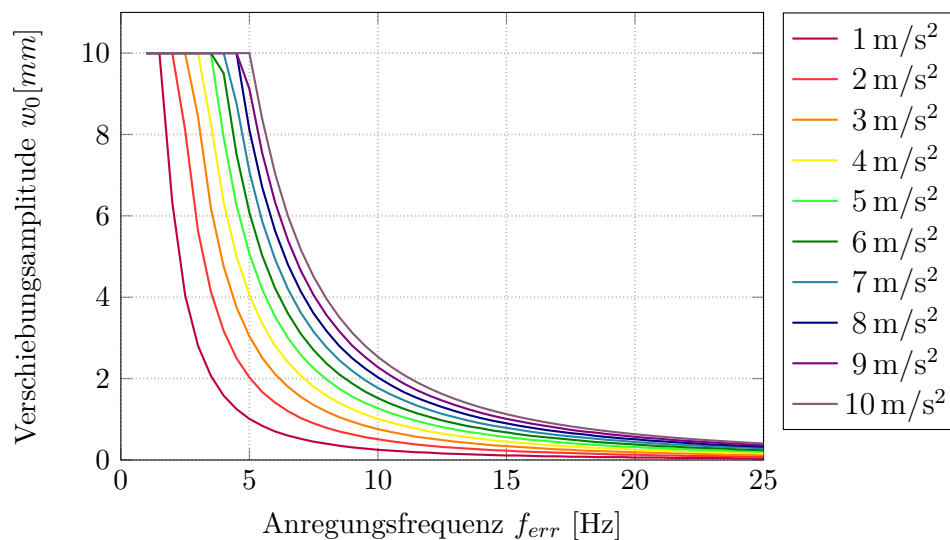


Abb. 2.5: Maximale Wegamplitude der hydraulischen Presse für verschiedene Anregungsfrequenzen f_{err} und Schotterbettbeschleunigungen $a_{Schotter}$

Federsteifigkeit k_{FP}

Bevor die Trogkonstruktion durch die hydraulischen Pressen dynamisch angeregt wird, lagert die Konstruktion ruhend am Drehaufleger A und den Federpaketen, wodurch letztere um das Maß $w_{FP,stat}$ komprimiert werden. Während der darauffolgenden dynamischen Anregung ist es sinnvoll und notwendig, dass die Konstruktion nicht von den Federpaketen abhebt. Garantiert wird das durch die Bedingung (2.3.2).

$$\begin{aligned}
 w_{FP,stat} &\geq w_{FP,dyn} \\
 \frac{m_{\ddot{a}qui} \cdot g \cdot l_{SP}}{k_{FP} \cdot l_{FP}} &\geq \frac{w_0 \cdot l_{FP}}{l_{Presse}} \\
 k_{FP} &\leq \frac{m_{\ddot{a}qui} \cdot g \cdot l_{SP} \cdot l_{Presse}}{l_{FP}^2 \cdot w_0} \quad (2.13)
 \end{aligned}$$

mit:

- $m_{\ddot{a}qui}$... äquivalente Gesamtmasse der Konstruktion
 bezogen auf den Massenschwerpunkt (Θ_a/l_{SP}^2), = 10 357 kg
 g ... Erdbeschleunigung, = 9,81 m/s²

Für die Berechnungen wird eine Federsteifigkeit von insgesamt $k_{FP} = 7,084$ kN/mm angesetzt, das entspricht zwei Federpaketen zu je zwölf Federn (\ddot{a} 0,295 kN/mm). Damit ist die statische Durchbiegung am Federpaket $w_{FP,stat} = 14,5$ mm größer als die maximale dynamische Wegamplitude am Federpaket $w_{FP,dyn} = 8,9$ mm — die Konstruktion wird also nicht von den Federpaketen abheben.

2.3.3 Auswertung der Pressenkraft auf Basis des Einmassenschwingers

Nach Festlegung der Eingangsparameter kann die Pressenkraftamplitude nach Formel (2.10) ausgewertet werden. In Abbildung 2.6 ist der Arbeitsbereich der beiden Pressen ohne Schotterdämpfung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die maximal verfügbare Kraftamplitude von 500 kN nicht erreicht wird.

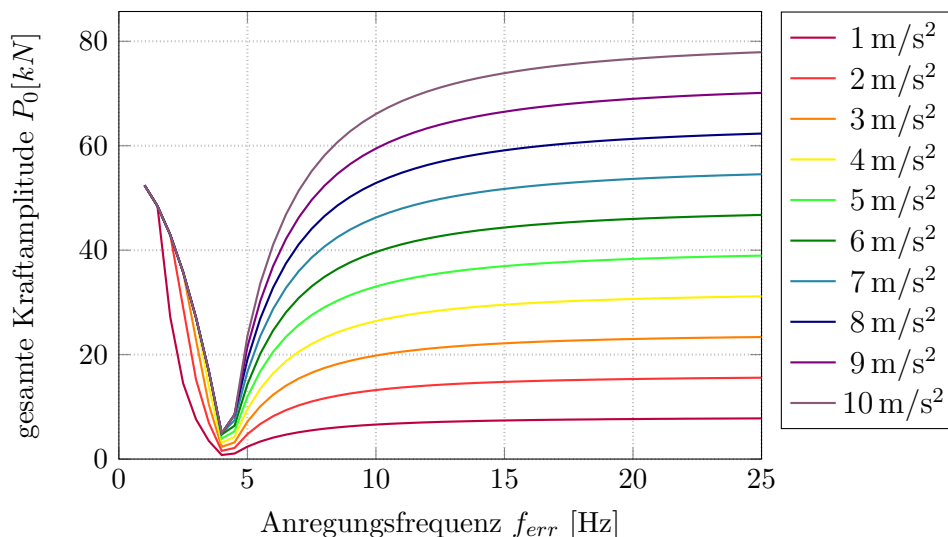


Abb. 2.6: Maximale Kraftamplitude der hydraulischen Pressen bei verschiedenen Anregungsfrequenzen f_{err} und Schotterbettbeschleunigungen $a_{Schotter}$

In [22] werden konkrete Kennwerte für den Dämpfungsparameter \bar{c}_{ob} angegeben. Im Arbeitsbereich der Anlage (1-25 Hz) wird dieser zwischen 0 und 100 kN s/m² pro lfm Gleis

erwartet. Bei Variation der Dämpfung zwischen diesen beiden Werten ist lediglich im Bereich der Eigenfrequenz der Versuchsanlage ($\Omega_0 = \sqrt{k^*/m^*}$) eine Erhöhung der Pressenkraftamplitude feststellbar, während sie sich in den anderen Bereichen nur unmerklich erhöht (siehe Abbildung 2.7).

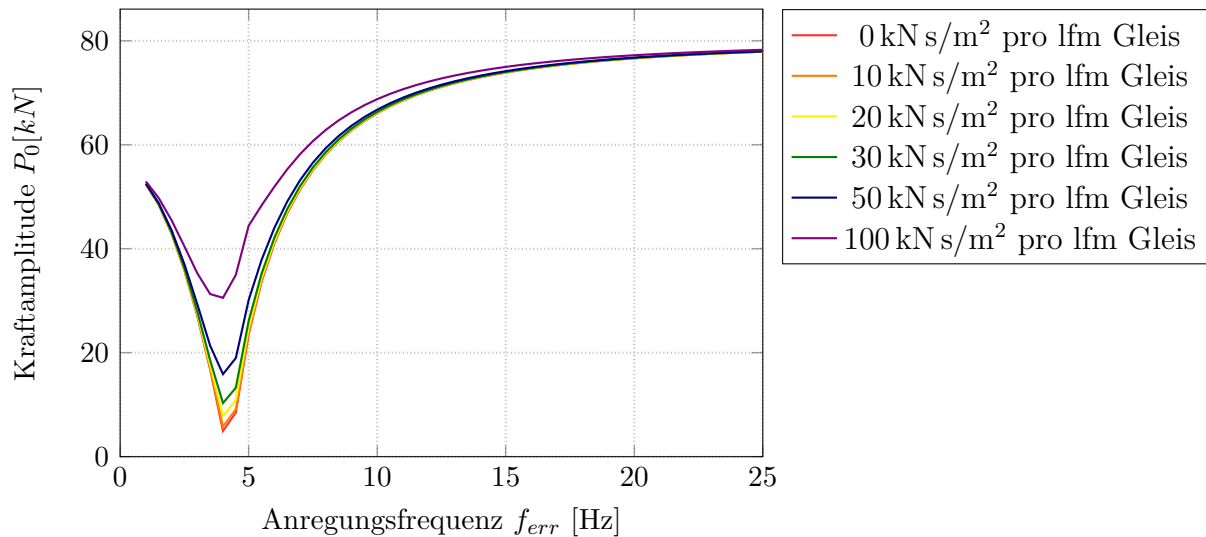


Abb. 2.7: Auswirkung des Dämpfungsmechanismus zufolge vertikaler Absolutbeschleunigungen des Schotterbetts auf die Pressenkraftamplitude bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$

Die maximal verfügbare Kraftamplitude von 500 kN wird weiterhin nur zu ca. 20% erreicht.

2.3.4 Analytische Lösung–Zweimassenschwinger

In einem zweiten Schritt soll auch der Dissipationsmechanismus zufolge vertikaler Relativverschiebungen zwischen Gleisrost und Tragwerk abgebildet werden. Die Schotteroberbaumasse (m_{SOB}) wird dabei aufgeteilt: Ein Anteil $(1 - \mu)$ liegt weiterhin direkt am Balken und wird dem Massenträgheitsmoment Θ_a zugeschlagen, während der Anteil μ über kontinuierliche Feder-Dämpferelemente am Balken gekoppelt ist und damit dem System einen weiteren Freiheitsgrad verleiht. Auch hier werden die eigentlich kontinuierlichen Dämpfer- und Federdämpferelemente mit einem einzigen energieäquivalenten, diskreten Element abgebildet und somit vereinfacht. Abbildung 2.8 stellt diese Vereinfachung bildlich dar.

Die zugehörige Bewegungsgleichung ergibt sich zu

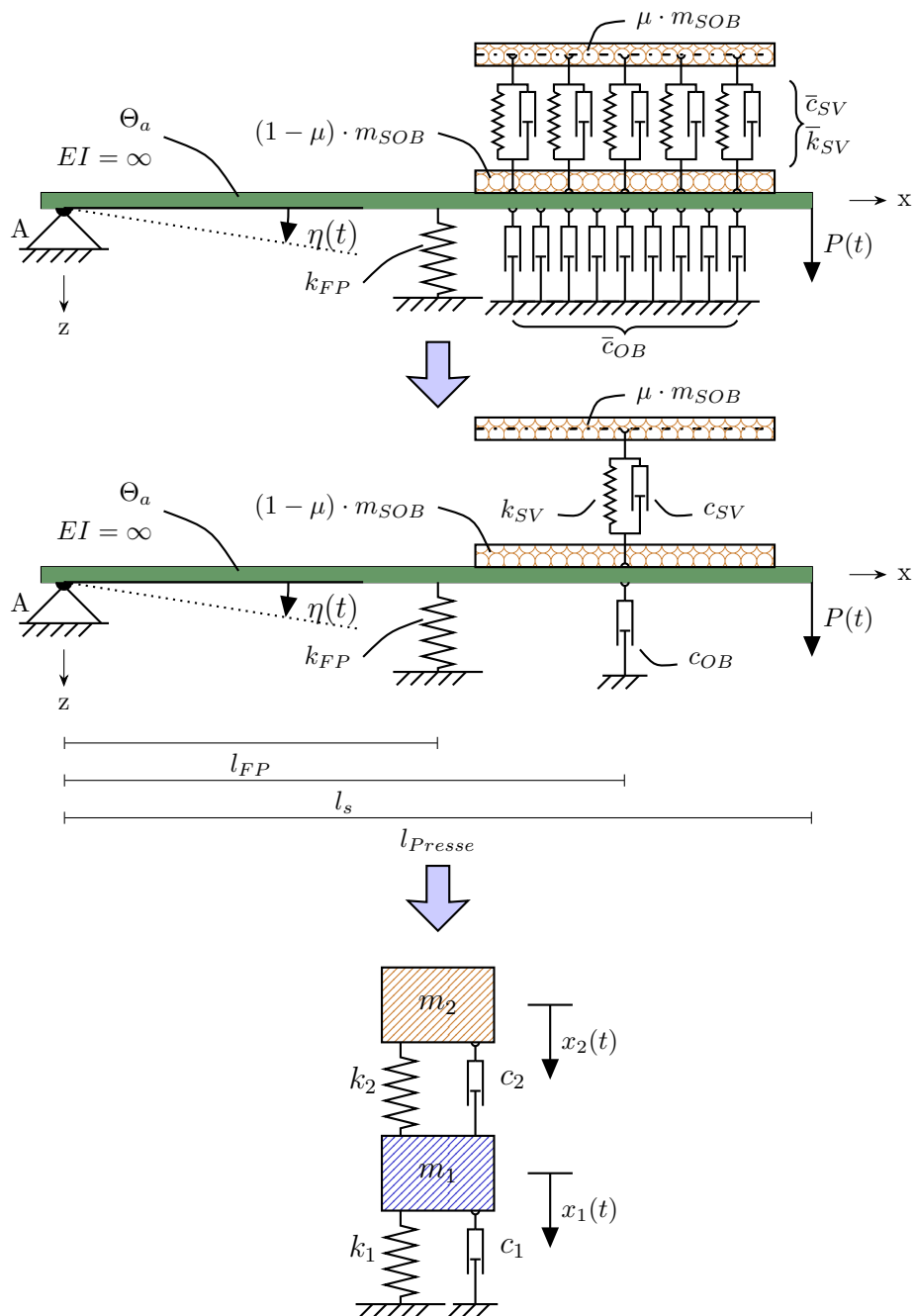


Abb. 2.8: Mechanisches System inkl. Abbildung aller vertikalen Dissipationsmechanismen des Schotteroberbaus – Zweimassenschwinger

$$\begin{pmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_0 \cdot e^{i\Omega t} \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

mit:

m_1 ... wie m^* bei Einmassenschwinger – siehe Formel (2.11)

c_1 ... wie c^* bei Einmassenschwinger – siehe Formel (2.11)

k_1 ... wie k^* bei Einmassenschwinger – siehe Formel (2.11)

m_2 ... μ -anteilige Schotteroberbaumasse

c_2 ... Dämpfungskonstante c_{SV} zufolge relativer vertikaler Dissipationsmechanismen

k_2 ... Steifigkeitskonstante k_{SV} zufolge relativer vertikaler Dissipationsmechanismen.

Die Lösung dieses System gelingt mit Zuhilfenahme von [21, S.1090-1093]. Bei Festlegen von

$$\omega_1^2 = \frac{k_1}{m_1} \quad \omega_2^2 = \frac{k_2}{m_2} \quad c_1 = 2m_1\omega_1\zeta_1 \quad c_2 = 2m_2\omega_2\zeta_2$$

ergibt sich die Pressenkraftamplitude wie in Gleichung (2.15) dargestellt.

$$P_0 = w_0 \cdot m_1 \cdot \left(\sqrt{\frac{a_1^2 + a_2^2}{a_3^2 + a_4^2}} \right)^{-1} \quad (2.15)$$

mit:

$$a_1 = \omega_1^2 - \Omega$$

$$a_2 = 2\Omega\omega_2\zeta_2$$

$$a_3 = \Omega^4 - \Omega^2 \cdot (\omega_1^2 + \omega_2^2 + \frac{m_2}{m_1} \cdot \omega_2^2 + 4\omega_1\omega_2 \cdot \zeta_1\zeta_2) + \omega_1^2 \cdot \omega_2^2$$

$$a_4 = 2\Omega \cdot \left[\omega_1\zeta_1(\omega_2^2 - \Omega^2)\omega_2\zeta_2 \cdot (\omega_1^2 - \Omega^2 - \frac{m_2}{m_1} \cdot \Omega^2) \right]$$

2.3.5 Auswertung der Pressenkraft des Zweimassenschwingers

Mit dem Zweimassensystem gilt es, den Einfluss dreier neuer Parameter auf die Pressenkraftamplitude zu untersuchen: die Steifigkeit der Schotterfeder (k_{SV}), die Konstante des Schotterdämpfers (c_{SV}) und der Anteil der Schottermasse, der im Modell auf dem Feder-Dämpfer-Element ruht (μ).

In der Literatur lassen sich nach [22] einige Kennwerte für \bar{k}_{SV} und \bar{c}_{SV} finden, ihre Schwankungsbreite ist aber relativ groß, wie anhand der Formeln (2.16) und (2.17) zu erkennen ist.

$$\bar{k}_{SV} = 14 \div 343 \text{ kN/mm pro lfm Gleis} \quad (2.16)$$

$$\bar{c}_{SV} = 6 \div 154 \text{ kN s/m pro lfm Gleis} \quad (2.17)$$

Hinsichtlich des Schottermassenanteils wird davon ausgegangen, dass sich dieser im Bereich von $\mu = 0 \div 0,5[-]$ ergibt.

Einfluss von Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} und Schottermassenanteil μ

Im Vergleich Einmassenschwinger aus Abschnitt 2.3.1 wurde hier ein neuer Freiheitsgrad und damit eine zweite Eigenfrequenz eingeführt, in deren Frequenzbereich die Pressenkraft stark von diesem zusätzlichen Freiheitsgrad beeinflusst wird. Die Höhe der zweiten Eigenfrequenz ist nur vom Verhältnis zwischen \bar{k}_{SV} und μ abhängig, weshalb die Untersuchung des Einflusses der beiden Parameter nur in Kombination sinnvoll ist.

In den nachstehenden Abbildungen 2.9 und 2.10 sind die Ergebnisse der Auswertung von Formel 2.15 dargestellt. Die Anregung entspricht dabei der maximalen Wegamplitude aus Abbildung 2.5 auf Seite 17 bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$. Während der Dämpfungskennwert bei $\bar{c}_{SV} = 50 \text{ kN s/m}$ pro lfm Gleis konstant gehalten wird, werden die Erregerfrequenz f_{err} (von 0 bis 25 Hz), die Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} (zwischen 30, 50, 100 und 150 kN/mm pro lfm Gleis) und der Schottermassenanteil μ (zwischen $\frac{1}{3}$ und $\frac{1}{2}$) variiert.

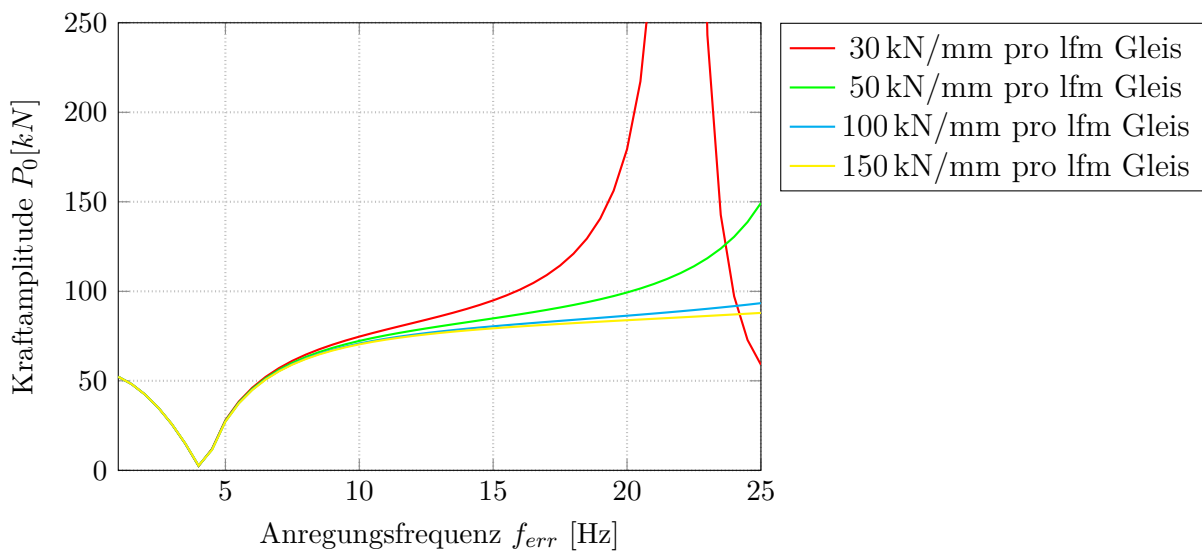


Abb. 2.9: Einfluss der Schotterfeder k_{SV} auf die Presskraftamplitude bei $\mu = \frac{1}{3}$

Abbildungen 2.9 und 2.10 lassen erkennen, dass bei einer Anregung um die zweite Eigenfrequenz die Presskraftamplitude P_0 gegen unendlich geht, während sich bei Anregung mit einer wesentlich höheren Frequenz viel geringere Kraftamplituden ergeben. Die zweiten Eigenfrequenzen der oben beschriebenen Bemessungssituationen sind in Tabelle

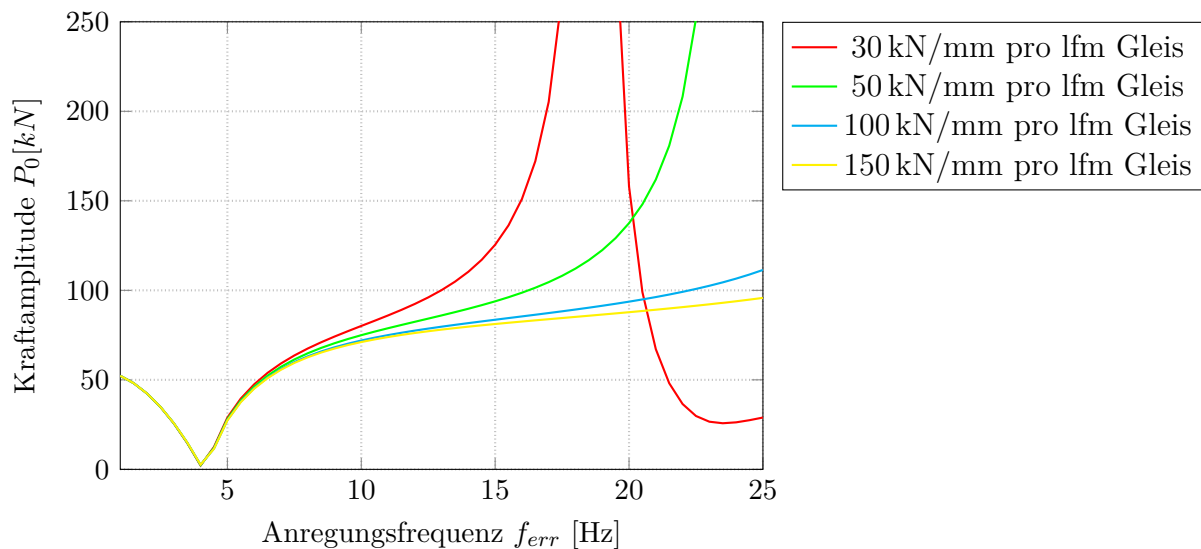


Abb. 2.10: Einfluss der Schotterfeder k_{SV} auf die Presskraftamplitude bei $\mu = \frac{1}{2}$

2.2 ersichtlich.

Tab. 2.2: Zweite Eigenfrequenzen des Zweimassenschwingers bei Variation von Schotterfeder k_{SV} und Massenanteil μ

\bar{k}_{SV} [kN/mm pro lfm Gleis]	μ [—]	2. Eigenfrequenz [Hz]
30	1/3	22,1
50		28,5
100		40,4
150		49,4
30	1/2	18,8
50		24,2
100		34,2
150		42,9

Einfluss des Schotterdämpfers \bar{c}_{SV}

Der Einfluss des Schotterdämpfers wird unter Festsetzung der folgenden Parameter auf $\bar{k}_{sv} = 50 \text{ kN/mm pro lfm Gleis}$ und $\mu = \frac{1}{2}$ untersucht. Die Anregung ereignet sich wieder nach Abbildung 2.5 auf Seite 17 bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$. Wie in Abbildung 2.11 ersichtlich ist, führt die Einführung der Schotterdämpfung c_{SV} zu größeren Presskraftamplituden insbesondere im Frequenzbereich rund um die zweite Eigenfrequenz des Systems.

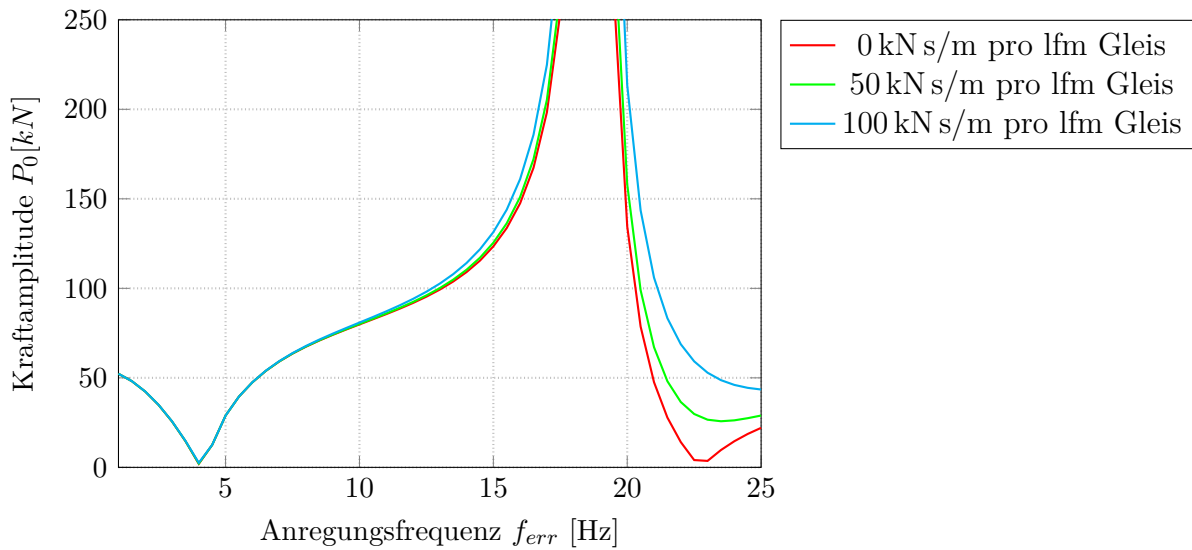


Abb. 2.11: Einfluss des Dämpfungskennwertes c_{SV} auf die Presskraftamplitude

Gegenüberstellung Ein- und Zweimassenschwinger

In Abbildung 2.12 werden die Presskraftamplituden von Ein- und Zweimassenschwinger miteinander verglichen. Die verwendeten Parameter beider Graphen sind in Tabelle 2.3 aufgelistet.

Tab. 2.3: Verwendete Parameter zur Gegenüberstellung von Ein- und Zweimassenschwinger

Parameter	Einmassenschwinger	Zweimassenschwinger
$a_{Schotter}$	10 m/s ²	10 m/s ²
\bar{c}_{OB}	0 kN s/m pro lfm Gleis	0 kN s/m pro lfm Gleis
μ	0	1/2
\bar{k}_{SV}	—	50 kN/mm pro lfm Gleis
\bar{c}_{SV}	—	50 kN s/m pro lfm Gleis

Bei einem Übergang vom Einmassen- zum Zweimassensystem erhöht sich die Presskraftamplitude im Bereich der zweiten Eigenfrequenz des Systems, die hier bei 24,2 Hz liegt, enorm. Die Differenz der Presskraftamplitude kennzeichnet jene zusätzliche Energie, die im Zweimassensystem eingebracht werden muss, um gleiche Wegamplituden wie im Einmassensystem einstellen zu können, was den abgebildeten Dissipationsmechanismus zufolge vertikaler Relativbewegungen im Schotteroberbau widerspiegelt.

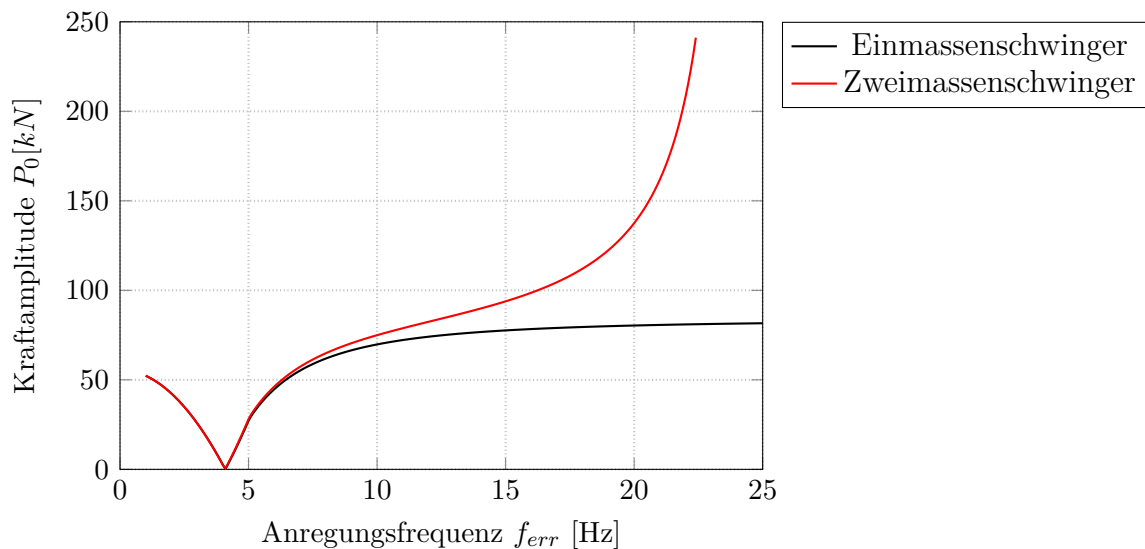


Abb. 2.12: Vergleich der Presskraftamplituden von Ein- und Zweimassenschwinger

Fazit

Dass im untersuchten Arbeitsbereich (1 bis 25 Hz, Schotteroberbaubeschleunigungen bis 10 m/s^2) tatsächlich derart große Presskraftamplituden auftreten, wie in den Abbildungen 2.9 bis 2.12 dargestellt, wird als unrealistisch eingestuft, da ein Schottermassenanteil von $\mu = 1/2$ bzw. $\mu = 1/3$ sehr hoch angesetzt ist. Als Ergänzung zur hier geplanten Anlage sind daher Vorversuche geplant, im Zuge derer der Anteil μ anhand optischer Messungen (wie in [11]) quantifiziert werden soll.

Die Analyse am Zweimassenschwinger ist insgesamt mit großen Unsicherheiten behaftet. Neben einem noch nicht festgestellten Schottermassenanteil μ streuen die Kennwerte der Schotterfedersteifigkeit \bar{k}_{SV} sehr stark. Zudem ist unklar, inwieweit die Schottersteifigkeit tatsächlich durch eine linear elastische Feder abgebildet werden kann. Aufgrund dieser Unsicherheiten wird für die weiteren Betrachtungen dieser Arbeit das Einmassensystem aus Abschnitt 2.3.1 als Untersuchungsgrundlage verwendet.

Kapitel 3

Dimensionierung des Stahltrogs mithilfe eines Finite-Elemente-Programms

Ausgehend vom Erstentwurf aus Kapitel 2.2 soll mithilfe eines Finite-Elemente-Programms in diesem Abschnitt eine Stahlkonstruktion gefunden werden, die für eine spätere Versuchsdurchführung bestmöglich geeignet ist. Das Ziel ist es, eine Konstruktion zu entwickeln, die sich im Arbeitsbereich der Anlage (1–25 Hz, $a_{\text{Schotter}} = 0 - 10 \text{ m/s}^2$) wie ein starrer Balken verhält und damit mechanisch als starrer Körper idealisiert werden kann.

Die Dimensionierung erfolgt dabei nach Eigenformen und Eigenfrequenzen sowie nach Durchbiegungen. Gegenstand der Untersuchungen ist nur der Stahltrog, welcher laufend Veränderungen erfährt. Der Schotteroberbau, die Positionen von Federpaket und Presse sowie die Steifigkeit des Federpakets verbleiben wie in Abschnitt 2.3.2 definiert und verändern sich nicht mehr.

Für die Untersuchung kommt das Finite-Elemente-Programm *Sofistik* zum Einsatz. Die Modellierung erfolgt mittels Flächenelemente.

3.1 Eigenfrequenzen und Eigenformen

Bei einer dynamischen Anregung kann es vorkommen, dass die gesamte Anlage oder nur auch einzelne Querschnittsteile innerhalb des Frequenzbereiches von 1 – 25 Hz in Resonanz versetzt werden, wodurch das Verhalten der Anlage maßgeblich beeinflusst und eine isolierte Ermittlung dynamischer Kennwerte unmöglich wird. Um das zu verhindern, müssen sämtliche Eigenformen und zugehörige Eigenfrequenzen der Anlage signifikant außerhalb des untersuchten Frequenzbereichs liegen. Im Abschnitt 2.1.1 wird der Frequenzbereich der Untersuchungen mit 1 – 25 Hz festgelegt, weshalb alle Eigenfrequenzen mindestens 35 Hz betragen sollten, um keine störenden Einflüsse zu erzeugen.

Als einzige Eigenfrequenz unter dieser Schranke darf jene zugehörige Eigenform existieren, die exakt durch das Versuchskonzept vorgegeben wird. Gemeint ist eine Starrkörperrotation des Schottertrogs um das Drehlager. Aufgrund der weggesteuerten Anregung mit hydraulischen Pressen bleibt diese Eigenform auch in Resonanz kontrolliert und stört somit den Versuch nicht.

3.1.1 Kippen der Hauptträger

Eine Eigenwertberechnung des Erstentwurfs nach Abbildung 2.3 ergibt einige Eigenfrequenzen unter 35 Hz, die durch seitliches Ausweichen der Hauptträger charakterisiert sind

(„Kippen“). Diese Eigenformen sind in den Abbildungen 3.1 bis 3.5 dargestellt. Ursächlich für das Kippen sind die hohen Hauptträger, welche ohne seitliche Aussteifung nur punktweise gelenkig gelagert sind. In einem ersten Schritt wird versucht, die Eigenfrequenzen dieser Eigenformen zu erhöhen.

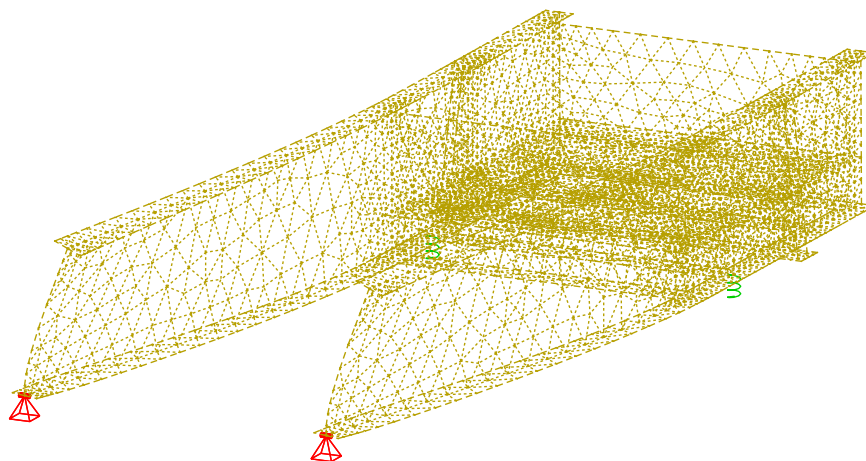


Abb. 3.1: 1. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 1,5 Hz

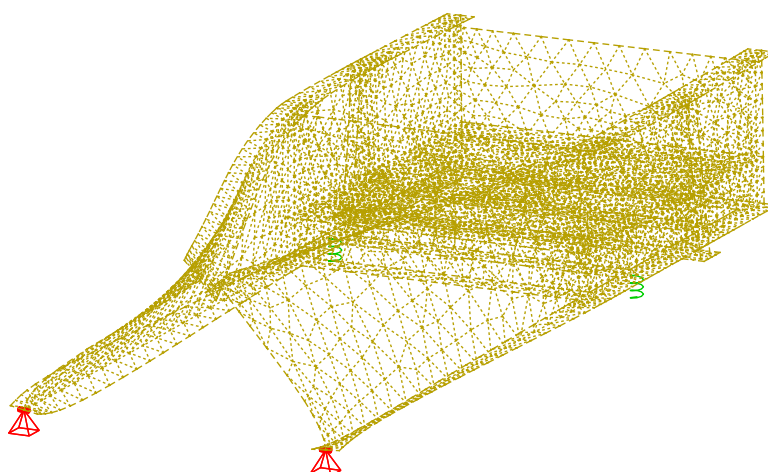


Abb. 3.2: 2. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 10 Hz

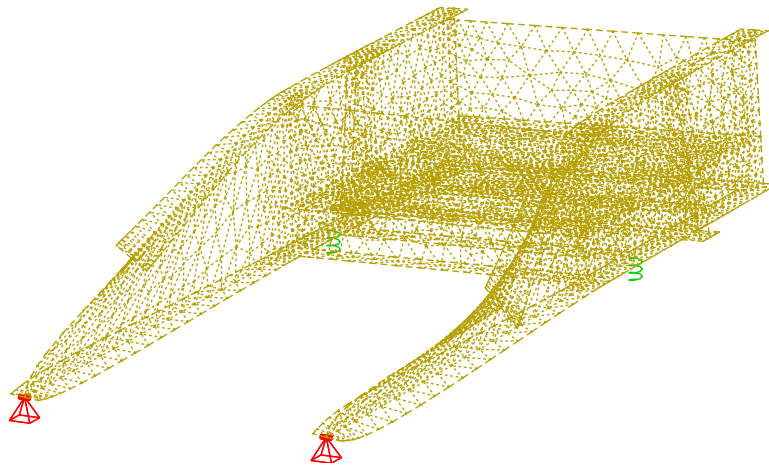


Abb. 3.3: 3. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 10 Hz

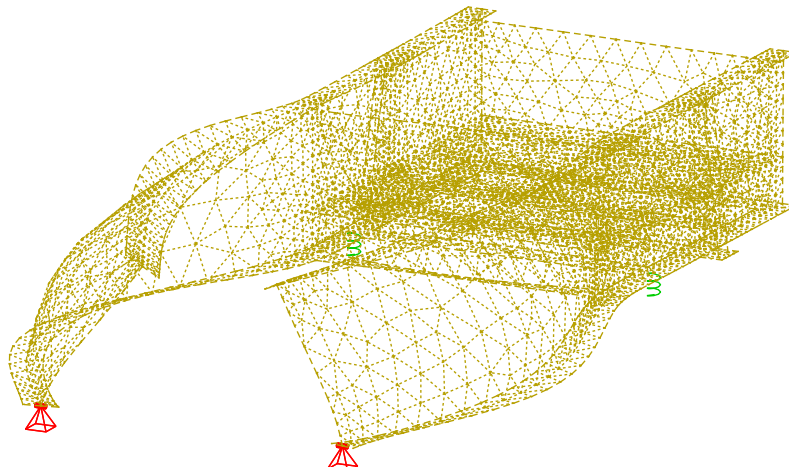


Abb. 3.4: 4. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 32 Hz

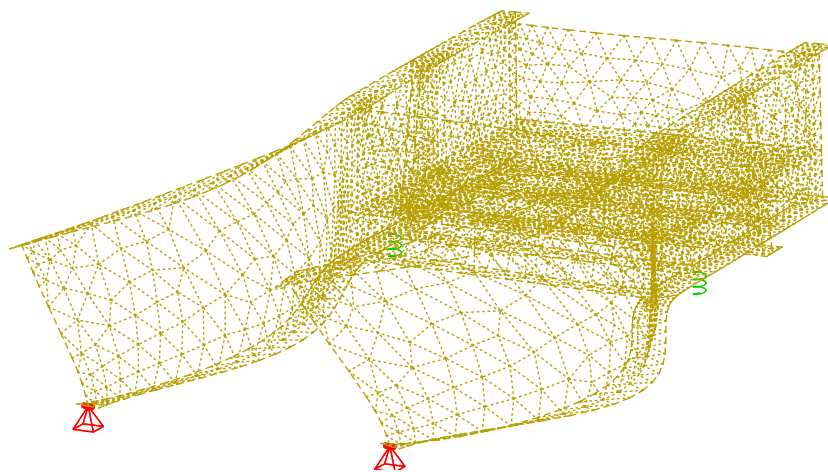


Abb. 3.5: 5. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 32 Hz

Durch folgende Umplanungen wird versucht, jene Eigenformen, die durch Kippen der Hauptträger charakterisiert sind, in wesentlich höhere Frequenzbereiche zu verlagern:

- a) Ein horizontaler Verband wird in der Ebene der Hauptträgeruntergurte eingeführt, um eine globale Verschiebung in Querrichtung zu unterbinden. Dabei wird auf eine Ausführung mit zwei K-Fachwerk-Feldern aus UPE-100-Trägern gesetzt.
- b) Zwischen Drehaufleger und Querträger der orthotropen Platte wird eine Aussteifung in Querrichtung zur Erhöhung der Torsionssteifigkeit eingeführt. Als Konstruktionsform erweist sich ein Rahmen als effizienteste Lösung. Gegenüber einer Ausführung als Fachwerk sind bei einer Rahmenkonstruktion weniger konstruktive Details vonnöten, im Vergleich zu einer Scheibe ist beim Rahmen ein geringer Materialeinsatz notwendig. Zum Einsatz kommen HEA-140-Profile.
- c) Der Steg der beiden Hauptträger wird unter einem Winkel von $12,1^\circ$ vom Drehaufleger bis zum Abschnitt mit Schotteroberbau gevoutet, um die Trägerhöhe zu verringern. Mit der damit einhergehenden Materialeinsparung hat diese Umplanung einen weiteren positiven Effekt auf das Gesamtergebnis.

Die erfolgten Änderungen werden anhand von Abbildung 3.6 ersichtlich.

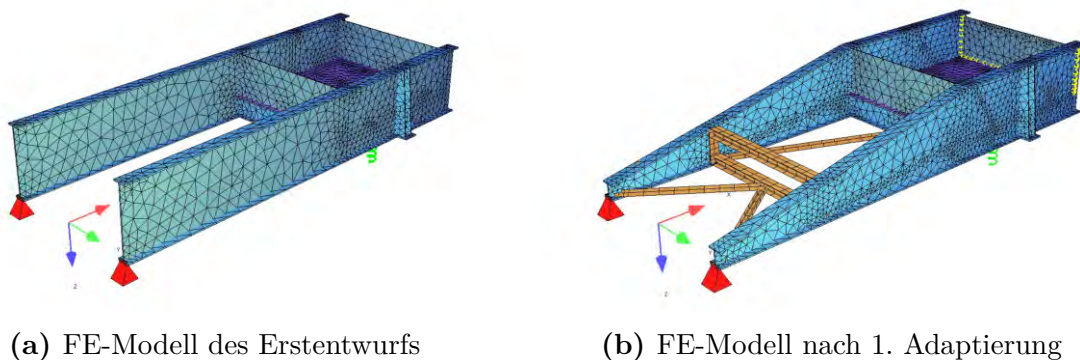


Abb. 3.6: Gegenüberstellung der unverformten FE-Modelle vor und nach den in diesem Abschnitt erfolgten Adaptierungen

Eine erneute Eigenwertberechnung nach diesen Umplanungen ergibt als erste Eigenfrequenz zufolge Kippen der Hauptträger 42 Hz. Die dazugehörige Eigenform wird in Abbildung 3.7 dargestellt.

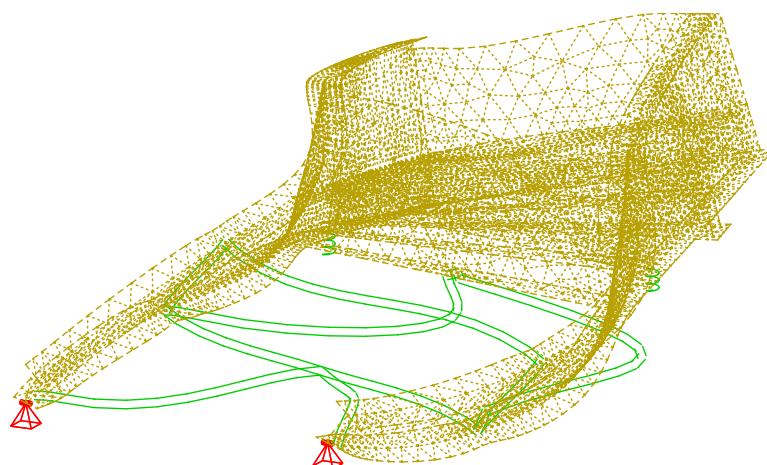


Abb. 3.7: 1. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 42 Hz nach der ersten Überarbeitung

Damit befindet sich im Frequenzbereich unter 35 Hz keine Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger mehr, welche die Versuchsdurchführung stören könnte.

3.1.2 Biegung der Bordwand

Unterhalb von 35 Hz treten zudem Biegeeigenformen der 10 mm starken Bordwände auf (siehe Abbildungen 3.8 und 3.9). Die Bordwand am freien Ende soll in Längsrichtung versetzbar sein und wird daher statt mit Schweißnähten nur mit Schrauben befestigt. Um eine auf der sicheren Seite liegende Berechnung zu gewährleisten, wird die Schraubenverbindung zwischen Bordwand und Hauptträgerstegen bzw. Deckblech als gelenkiges Linienlager modelliert. Die Eigenformen als seitliches Ausweichen der beiden Bordwände treten bei Frequenzen von 12 Hz bzw. 25 Hz auf.

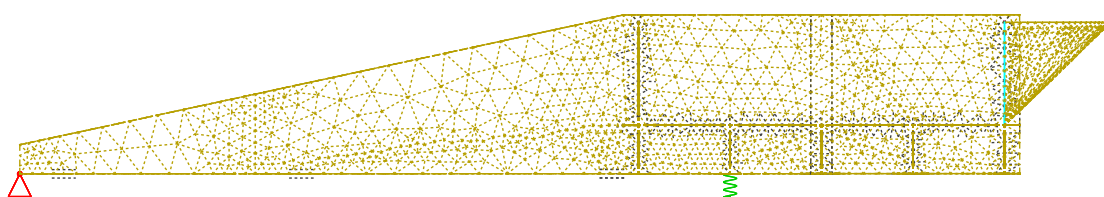


Abb. 3.8: Eigenform zufolge Biegung der Bordwand am freien Ende bei 12 Hz

Um die zu den Biegeeigenformen zugehörigen Eigenfrequenzen zu erhöhen, werden folgende Umplanungen vorgenommen:

- a) Die Blechstärke der beiden Bordwände wird von 10 mm auf 20 mm erhöht.
- b) Auf der hinteren Bordwand wird zusätzlich ein Blech als Gurt mit einem Querschnitt von 140 mm × 10 mm angeschweißt (siehe Abbildung 3.10)

Nach diesen Änderungen steigen die Eigenfrequenzen der Biegeeigenformen beider Bordwände auf rund 43 Hz. Die Darstellung der Eigenformen ist äquivalent zu den Abbildungen 3.8 und 3.9.

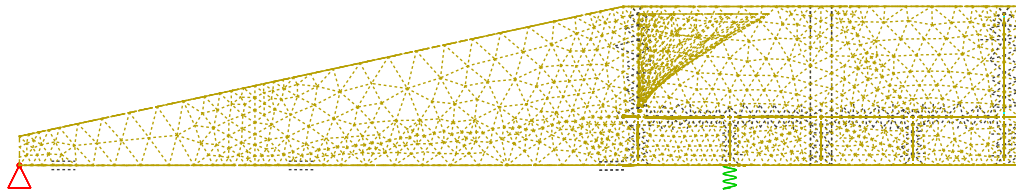


Abb. 3.9: Eigenform zufolge Biegung der vorderen Bordwand bei 25 Hz

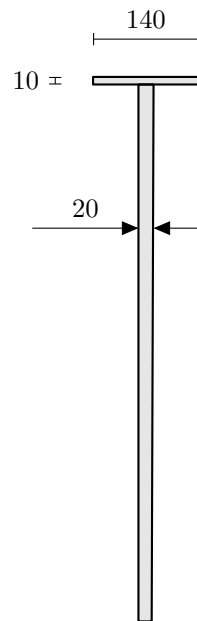


Abb. 3.10: Querschnitt der Bordwand am freien Ende

3.1.3 Torsion des Querschnitts

Unter 35 Hz verbleiben nach den unter Abschnitt 3.1.1 und Abschnitt 3.1.2 vorgenommenen Adaptierungen neben der akzeptierten Starrkörperrotation um die Drehaufleger nun nur noch zwei weitere Eigenformen, die als Torsion der Gesamtanlage gekennzeichnet sind (siehe Abbildungen 3.11 und 3.12). Im Gegensatz zur ersten Torsionseigenform weist die zweite Torsionseigenform neben Verschiebungen in Vertikalrichtung auch globale Verschiebungen in Querrichtung zur Hauptträgerachse auf.

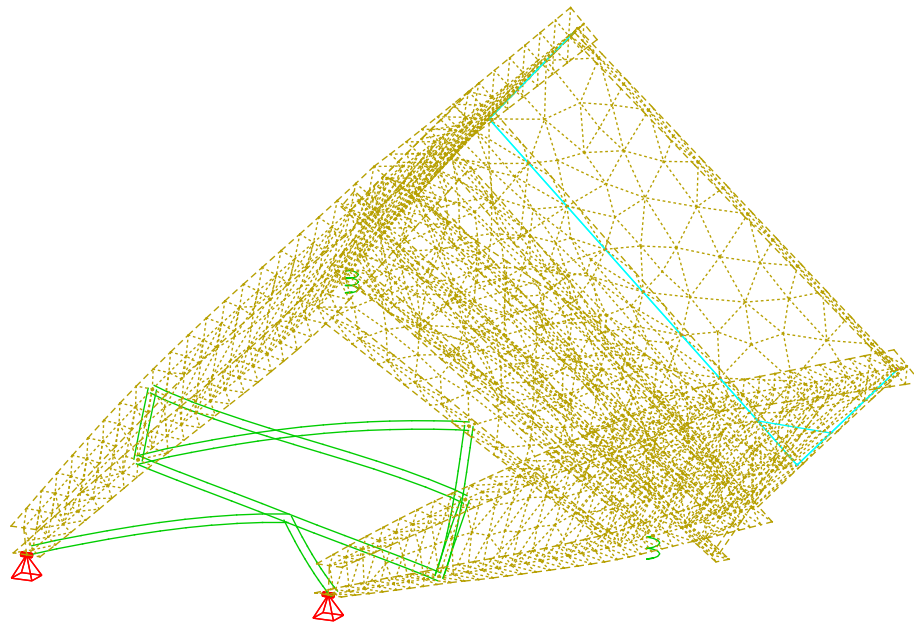


Abb. 3.11: 1. Torsionseigenform bei 6 Hz

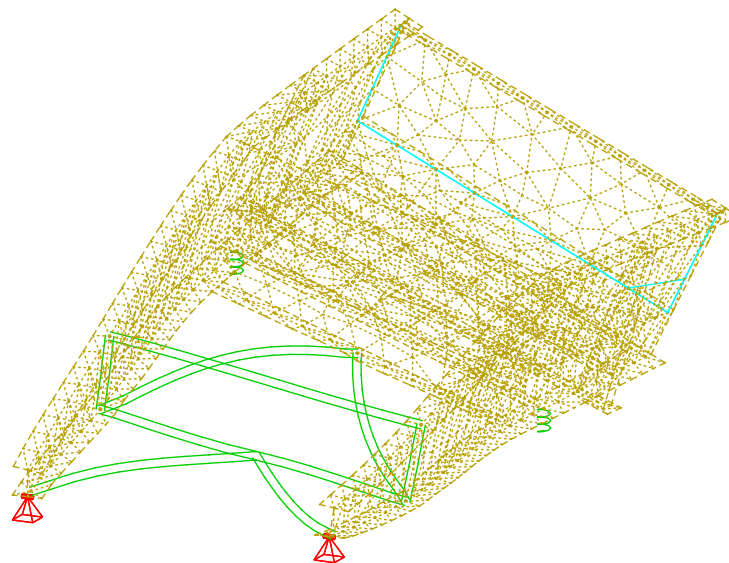


Abb. 3.12: 2. Torsionseigenform bei 9 Hz

Es erweist sich als nur wenig wirkungsvoll einen weiteren aussteifenden Verband in der Obergurtebene einzuführen, um die Eigenfrequenzen maßgeblich zu erhöhen. Eine konstruktive Verschiebung der Torsionseigenformen in den Frequenzbereich über 35 Hz gestaltet sich daher als äußerst aufwendig.

Hinsichtlich der Versuchsdurchführung wird im weiteren Verlauf so vorgegangen, dass die beiden Pressen separat gesteuert werden (Weg und Frequenz). Dadurch erfahren beide Pressen stets identische Wege, wodurch mögliche auftretende Torsionsschwingungen (in Form unterschiedlicher Verschiebungen der Pressen) durch die Regelung eliminiert werden.

3.1.4 Biegung eines herausgelösten Querträgers

Der Querschnitt eines herausgelösten Querträgers ist in Abbildung 3.13 dargestellt. Ohne Berücksichtigung der mitwirkenden Breite b_{eff} zufolge Schubverzerrung nach *EN 1993-1-5* [23] beträgt die Obergurtbreite 605 mm.

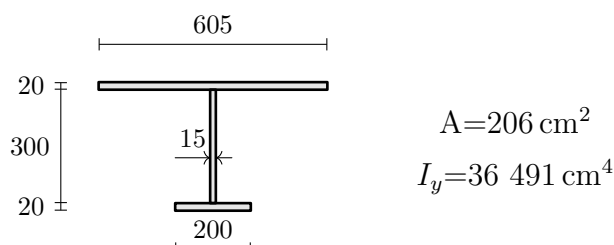


Abb. 3.13: Querschnitt eines Querträgers

Im Anhang C des *EN 1993-2* [24] sind konstruktive Vorgaben für orthotrope Platten mit reiner Queraussteifungen gegeben. Diese Regelabmessungen sind in Tabelle 3.1 den vorhandenen Abmessungen gegenübergestellt. Alle Mindestanforderungen werden bei der Versuchsanlage eingehalten.

Tab. 3.1: Konstruktive Vorgaben nach *EN 1991-2* [24, S.93, Tab. C.2] und entsprechende Maße der Versuchsanlage

	Vorgabe laut <i>EN 1991-2</i> [24]	Versuchsanlage
Dicke t_D des Deckblechs	> 14 mm	20 mm
Achsabstand e_{crossb} der Querträger	≈ 700 mm	605 mm
Randabstand e_E der Querträger	≥ 400 mm	—
Stegdicke $t_{w,crossb}$ der Querträger	≥ 10 mm	15 mm
Gurtdicke $t_{f,crossb}$ der Querträger	≥ 10 mm	20 mm

Statisches System

Der Querträger wird zwischen den Achsen des Hauptträgers, deren Abstand 2,22 m beträgt, herausgelöst (siehe Abbildung 3.14). Die Lagerung auf dem Hauptträgeruntergurt wird auf der sicheren Seite liegend mit einem gelenkigen Lager abgebildet. Belastet wird das System durch das Eigengewicht des Querträgers, des Oberbaus und einer im Abschnitt 4.4 näher beschriebenen Vorspannanlage, deren Gesamtmasse mit 1500 kg veranschlagt und über die Länge eines Querträgers verteilt angenommen wird. Dieselbe Annahme gilt auch für die von der Vorspannung aufgebraachte Last von 62,5 kN.

Berechnungsergebnisse

In Tabelle 3.2 sind die statischen Durchbiegungen des Querträgers in Feldmitte in z -Richtung nach den unterschiedlichen Lastfällen angegeben. Die Gesamtdurchbiegung von 0,238 mm liegt weit unter der Forderung des *EN 1990* [16], die maximale statische Verformung auf $L/600$ — hier also 3,71 mm — zu begrenzen.

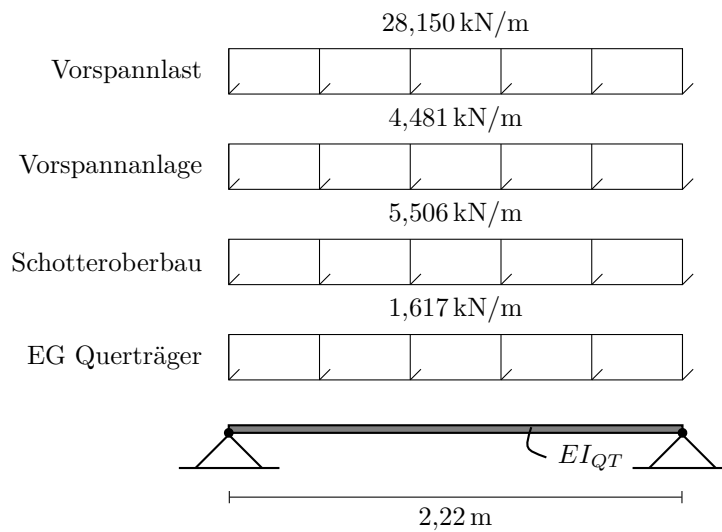


Abb. 3.14: Statisches System eines herausgelösten Querträgers

Tab. 3.2: Belastung eines Querträgers und daraus entstehende statische Durchbiegungen in Feldmitte

Lastfall	Belastung	Durchbiegung in Feldmitte
EG Querträger	1,62 kN/m	0,010 mm
Schotteroberbau	$9,10 \text{ kN/m}^2 \times 605 \text{ mm}$	0,033 mm
Masse Vorspannanlage	$15 \text{ kN} \cdot 2,22 \text{ m}^{-1}$	0,027 mm
Vorspannlast	$62,5 \text{ kN} \cdot 2,22 \text{ m}^{-1}$	0,168 mm
Summe		0,238 mm

Die hohe Steifigkeit der Querträger wird ebenso anhand ihrer ersten Biegeeigenform verdeutlicht, deren Wert sich mit Formel (3.1) aus [21] zu $f_0 = 44 \text{ Hz}$ errechnet und damit auch außerhalb des untersuchten Frequenzbereichs liegt.

$$f_0 = \frac{\pi}{2L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_y}{m}} \quad (3.1)$$

mit:

L ... Stützweite, hier = 2,22 m

EI_y ... Biegesteifigkeit des Trägers, hier = 76 650 kN m²

m ... Massenbelegung, hier = 3976 kg/m

3.2 Durchbiegungen bei dynamischer Anregung

Die Konstruktion ist nach den Änderungen der Eigenfrequenzanalyse noch nicht ausreichend steif, um als starrer Balken idealisiert werden zu können. Bei einem Vergleich der

Pressenkraftamplituden zwischen analytischer Lösung (mit starrem Balken) und jener aus einer Finite-Elemente-Berechnung (Balken besitzt endliche Steifigkeiten) zeigen sich, wie aus Abbildung 3.15 hervorgeht, im höheren Erregerfrequenzbereich große Unterschiede. Hierbei ist die Pressenkraft ohne vertikale Dissipationsmechanismen des Schotters ausgewertet worden, der Schotteroberbau fließt daher nur als träge Masse ins Finite-Elemente-Modell ein. Die Anregung erfolgt nach Abbildung 2.5 auf Seite 17 mit einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$. Die Errechnung der Pressenkraftamplitude des Finite-Elemente-Modells erfolgt punktweise für die Anregungsfrequenzen 1, 5, 10, 15, 20 und 25 Hz.

Es liegt nahe, dass die Abweichungen der Pressenkraftamplitude im höheren Frequenz-

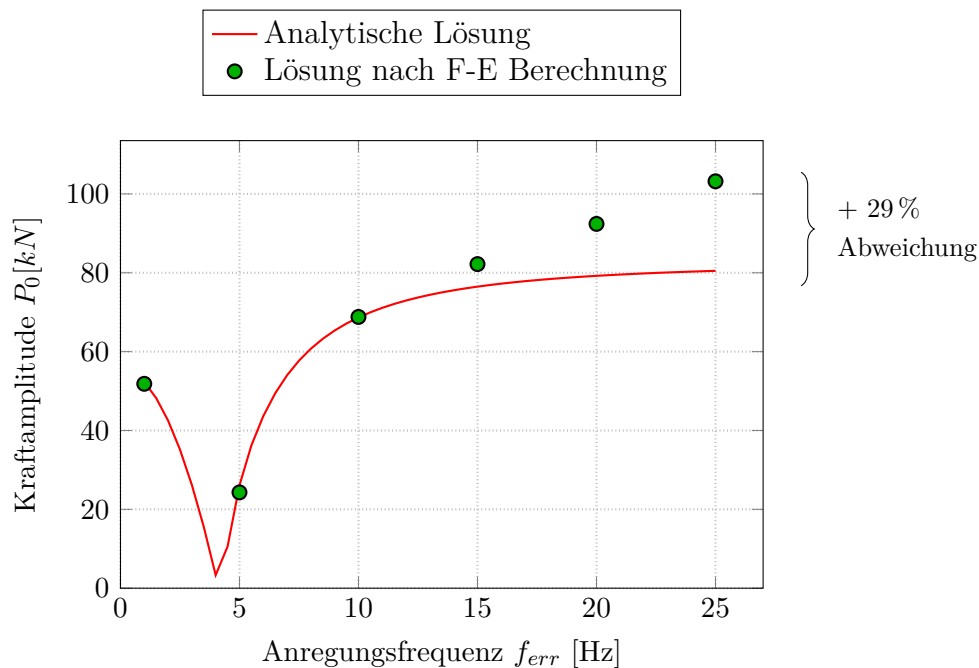


Abb. 3.15: Pressenkraftamplitude der Konstruktion nach den Umplanungen aus der Eigenfrequenzanalyse

bereich durch zu starke Durchbiegungen der Konstruktion zustande kommen, denn ein Strukturpunkt an der hinteren Bordwand, der einen Abstand von $l_{BW} = 6,512 \text{ m}$ zum Drehlager hat, weist nach der Finite-Elemente-Berechnung eine absolute Wegamplitude von $0,64 \text{ mm}$ auf, wenn die Konstruktion bei 25 Hz und $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$, also mit $w_{0,Presse} = 0,405 \text{ mm}$ angeregt wird.

Bei einem starren Balken würde sich an der Bordwand bei gleicher Anregung eine Wegamplitude von

$$\frac{w_{0,Presse}}{l_{Presse}} \cdot l_{BW} = \frac{0,405 \text{ mm}}{5,302 \text{ mm}} \cdot 6,512 \text{ m} = 0,497 \text{ mm}$$

einstellen. Die Abweichung von $\frac{0,635 \text{ mm}}{0,497 \text{ mm}} \rightarrow +28\%$ zwischen den beiden Wegamplituden aufgrund von Durchbiegungen erklärt die ebenso hohe Abweichung der Pressenkraftamplituden. An der vorderen Bordwand, die einen Abstand von $l_{BW} = 4,092 \text{ m}$ zum

Drehlager aufweist, bewegt sich die Abweichung zwischen Soll-Amplitude (0,312 mm) und Ist-Amplitude (0,390 mm) mit +25 % in einem ähnlichen Bereich. Bei weiteren Betrachtungen im folgenden Abschnitt dient die Durchbiegung der Bordwand am freien Ende als Untersuchungsgrundlage. Um die Anlage als starren Balken idealisieren zu können, ist eine Erhöhung der Steifigkeit der Konstruktion notwendig. Eine Reduktion der Durchbiegungen auf ein Minimum wird angestrebt.

3.2.1 Globale Durchbiegungen

Den maßgebenden Einfluss auf die Biegesteifigkeit leisten die beiden Hauptträger, die Ziel der nachstehenden Untersuchung sind. Nachfolgend werden die Hauptträger dahingehend adaptiert, dass die Durchbiegungen unter dynamischer Anregung wesentlich reduziert werden. Der für die vorausgegangenen Untersuchungen verwendete Querschnitt des Hauptträgers wird in Abbildung 3.16a dargestellt.

In einem ersten Schritt werden die Blechdicken der Gurte auf 40 mm und die der Stege auf 30 mm erhöht, während die Blechbreiten gleich bleiben (siehe Abbildung 3.16b).

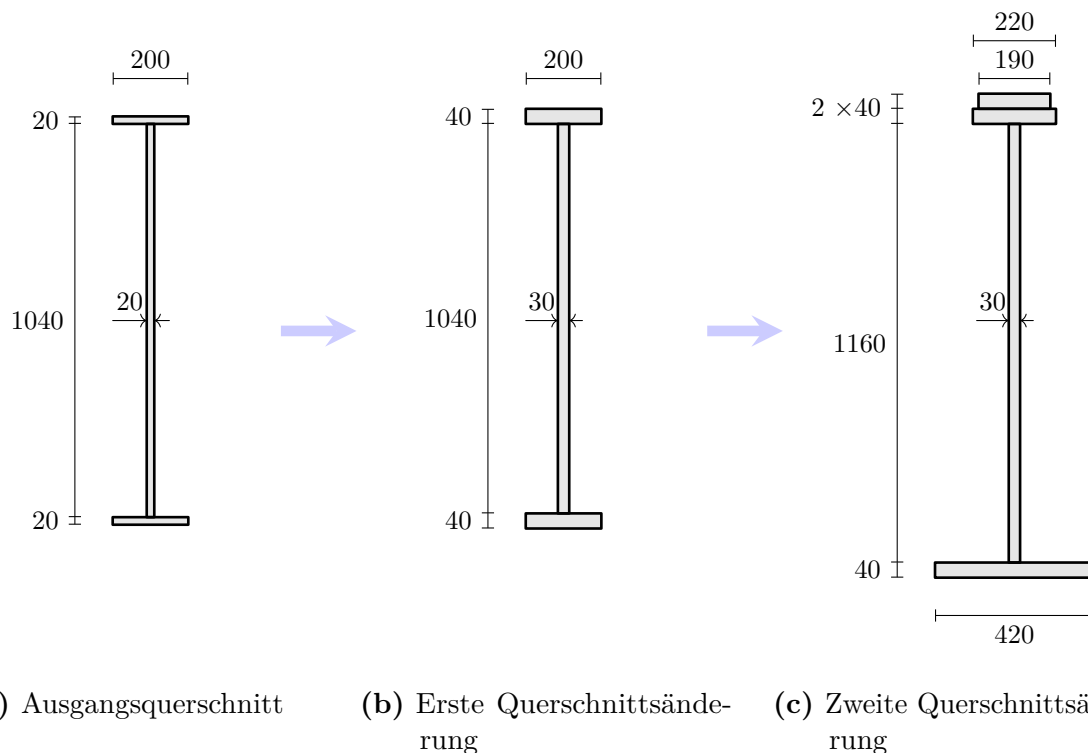


Abb. 3.16: Adaptierung der Hauptträgerquerschnitte

Weil die Durchbiegungen nach Erhöhung der Blechstärken weiterhin als zu groß eingeschätzt werden (siehe Tabelle 3.3), wird in einem zweiten Schritt der Untergurt auf 420 mm verbreitert und die Untergurtebene um 120 mm nach unten verschoben, wodurch die Haupt- und Querträgerstege um dieses Maß verlängert werden (siehe Abbildung 3.16c). Diese Erweiterung hat den positiven Nebeneffekt, dass für den Anschluss der Pressen keine

Konsolenkonstruktion benötigt wird, da die Pressen direkt am breiteren Untergurt angreifen können (siehe Abschnitt 4.3). Der Obergurt wird dahingehend angepasst, dass zwischen den Querschnitten von Ober- und Untergurt Flächengleichheit herrscht ($A_{OG} = A_{UG}$).

Im FE-Modell treten je nach Querschnittsvariante unterschiedliche Wegamplituden am Stahltrogende auf, die von der Soll-Wegamplitude aus dem (als unendlich steif idealisierten) Stabmodell abweichen. Daraus ergibt sich die Größenordnung der auftretenden Durchbiegungen der Stahlkonstruktion. Tabelle 3.3 listet die Wegamplituden des FE-Modells bei einer maximalen Weganregung bei 25 Hz und $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$ auf und setzt sie ins Verhältnis zur Soll-Wegamplitude. Die verbleibende Durchbiegung nach der zweiten Querschnittsänderung wird akzeptiert.

Tab. 3.3: Vergleich der Wegamplituden der Bordwand am freien Ende bei einer maximalen Weganregung bei 25 Hz und $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$ zwischen FE-Modell und starrem Balken bei unterschiedlichen Hauptträgerquerschnitten

	Wegamplitude		
	starrer Balken	F-E Modell	Abweichung
Ausgangsquerschnitt		0,6345 mm	28 %
Erste Querschnittsänderung	0,497 mm	0,5595 mm	13 %
Zweite Querschnittsänderung		0,53 mm	7 %

3.2.2 Lokale Durchbiegungen zufolge Einleitung der Pressenkraft

Ein erneuter Vergleich der Pressenkraftamplituden zwischen analytischer Lösung (mit starrem Balken) und jener aus der Finite-Elemente-Berechnung (Balken besitzt endliche Steifigkeiten) zeigt weiterhin zu hohe Abweichungen im höheren Erregerfrequenzbereich, wie aus Abbildung 3.17 hervorgeht.

Die Abweichung dürfte großteils der Nachgiebigkeit im Lasteinleitungsbereich der Pressen zuzuschreiben sein. Aufgrund der fest definierten Abstände zwischen den hydraulischen Pressen (2500 mm) und den Hauptträgerachsen (2230 mm) kommt es zu einer Exzentrizität zwischen den Lasteinleitungspunkten und den Hauptträgerachsen. Dadurch entstehen in diesem Bereich lokale Durchbiegungen, worauf schlussendlich die Abweichung der Pressenkraftamplitude im höheren Frequenzbereich zurückzuführen ist.

Zur Erhöhung der Steifigkeit im Lasteinleitungsbereich werden daher die Stärken der Lasteinleitungssteifen von 10 mm auf 40 mm erhöht und möglichst nahe (minimaler Abstand der Innenkanten hinsichtlich Montage = 100 mm) an den Lasteinleitungspunkt gerückt. Zudem wird der Untergurt ober- und unterhalb mit 40 mm starken und 800 mm langen Blechen im Bereich der Pressenkrafteinleitung verstärkt. Der verstärkte Lasteinleitungsbereich ist in Abbildung 3.18 zu sehen.

Eine erneute Finite-Elemente-Berechnung ergibt nach diesen lokalen Steifigkeitserhöhungen nur noch maximal 7 % Abweichung von der analytischen Lösung, wie aus Abbildung 3.19 hervorgeht.

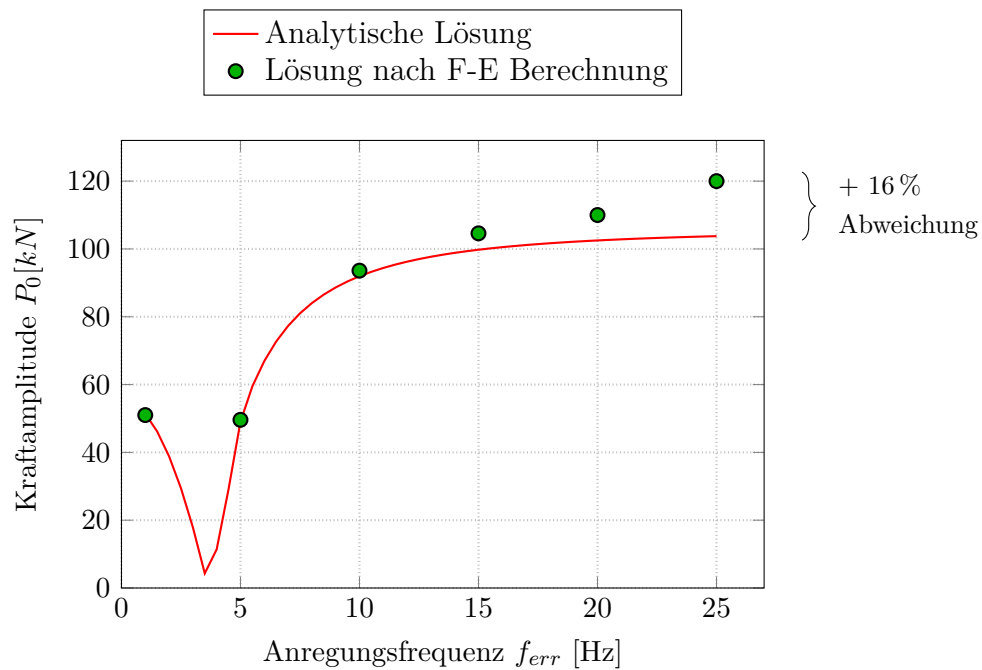


Abb. 3.17: Pressenkraftamplitude der Konstruktion mit dem Hauptträgerquerschnitt aus Abbildung 3.16c

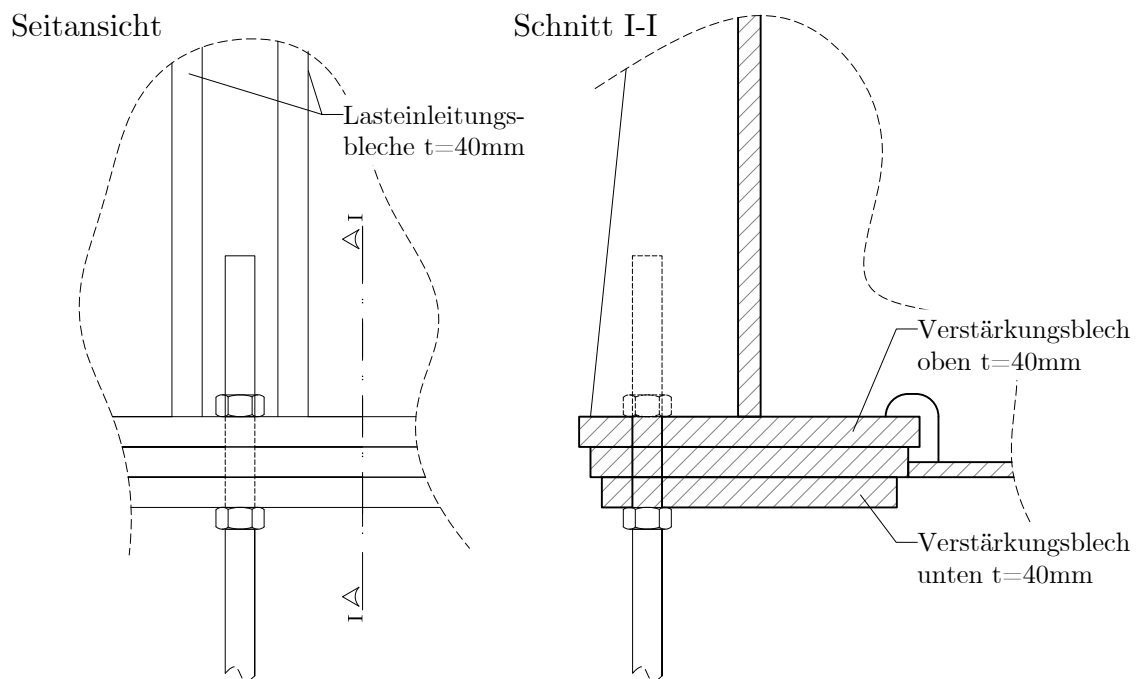


Abb. 3.18: Verstärkungsbleche im Bereich der Pressenkrafteinleitung

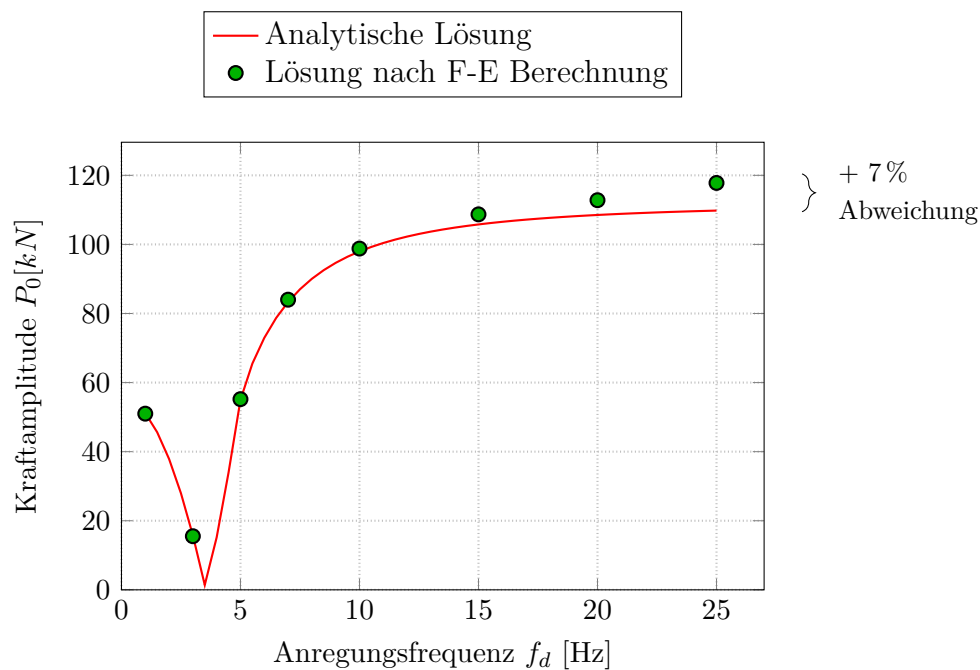


Abb. 3.19: Pressenkraftamplitude nach Verstärkungen im Pressenbereich

3.3 Spannungen

In diesem Abschnitt wird festgestellt, ob die Konstruktion den Anforderungen nach den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sowie der Ermüdung gerecht wird. Dafür wird das FE-Modell im Auflagerbereich mittels Kopfplatten genauer an die Realität angepasst. Untersucht wird für die Spannungsermittlung die Konstruktion ohne Berücksichtigung der Dissipationsmechanismen im Oberbau bei folgenden Frequenzen und zugehörigen Pressenwegamplituden nach Abbildung 2.5 auf Seite 8 bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$:

1. $f = 1 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$
2. $f = 3 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$
3. $f = 5 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$
4. $f = 7 \text{ Hz}$; $w_0 = 5,17 \text{ mm}$
5. $f = 10 \text{ Hz}$; $w_0 = 2,53 \text{ mm}$
6. $f = 15 \text{ Hz}$; $w_0 = 1,13 \text{ mm}$
7. $f = 20 \text{ Hz}$; $w_0 = 0,63 \text{ mm}$
8. $f = 25 \text{ Hz}$; $w_0 = 0,405 \text{ mm}$

3.3.1 Nachweis der Vergleichsspannungen im Grundmaterial

Die Vergleichsspannung ist eine fiktive Spannung, mit der der reale zweidimensionale Spannungszustand im Modell mit der aus eindimensionalen Versuchen ermittelten Streckgrenze des Materials verglichen wird. Formel 3.2 zeigt die Definition für die Vergleichsspannung, ausgehend von einem ebenen Spannungszustand.

$$\sigma_{v,Ed} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \quad (3.2)$$

mit:

- $\sigma_{v,Ed}$... Vergleichsspannung
- σ_x ... Normalspannung in x-Richtung
- σ_y ... Normalspannung in y-Richtung
- τ_{xy} ... Schubspannung in xy-Ebene

Die maximal auftretenden Vergleichsspannungen des Grundmaterials im eingeschwungenen Zustand, die mit dem Programm *Sofistik* ermittelt wurden, sind in den Abbildungen 3.20 bis 3.27 zu sehen.

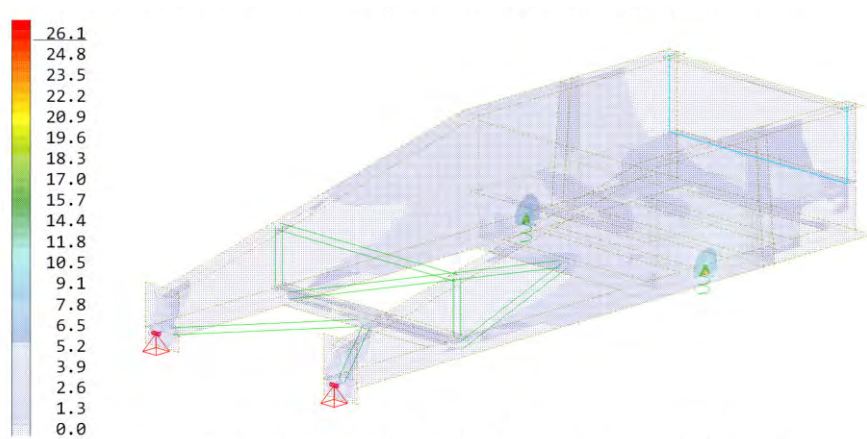


Abb. 3.20: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 1 ($f = 1$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

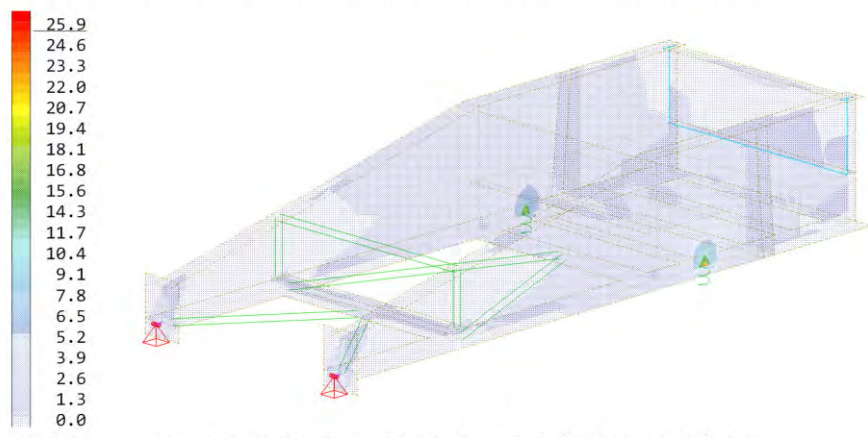


Abb. 3.21: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

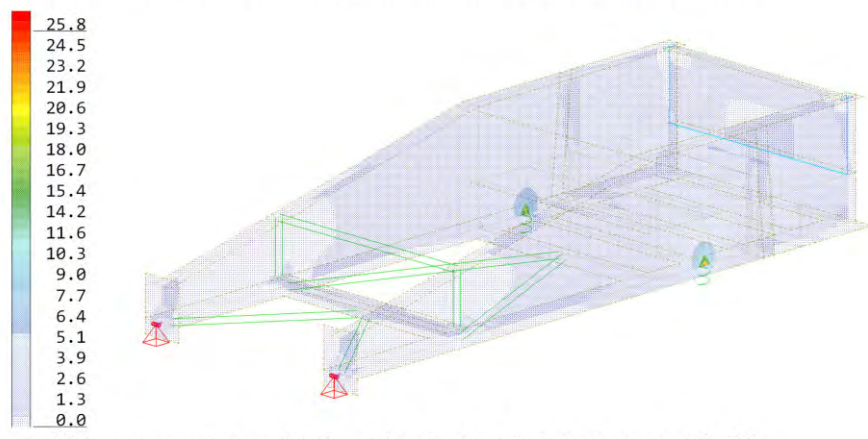


Abb. 3.22: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

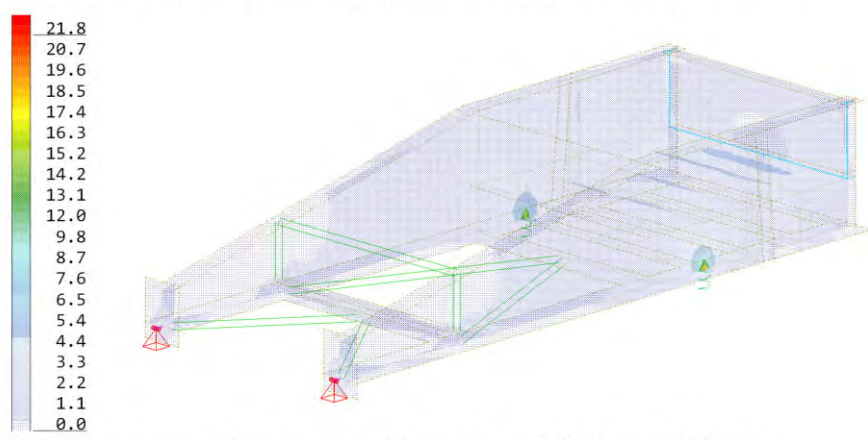


Abb. 3.23: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)

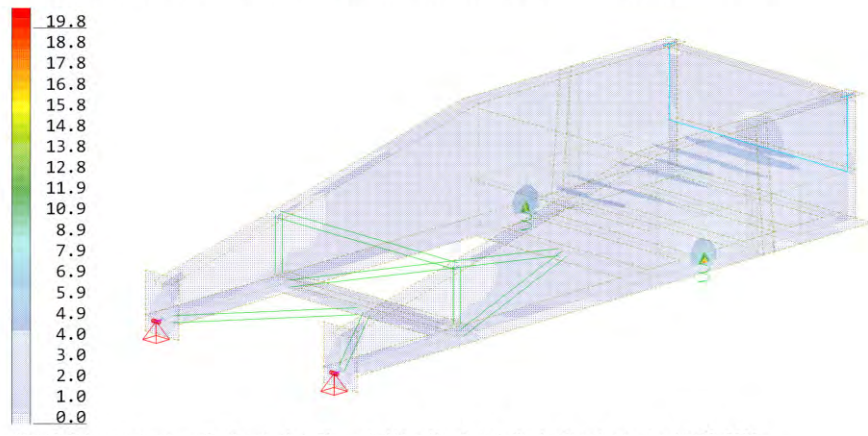


Abb. 3.24: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)

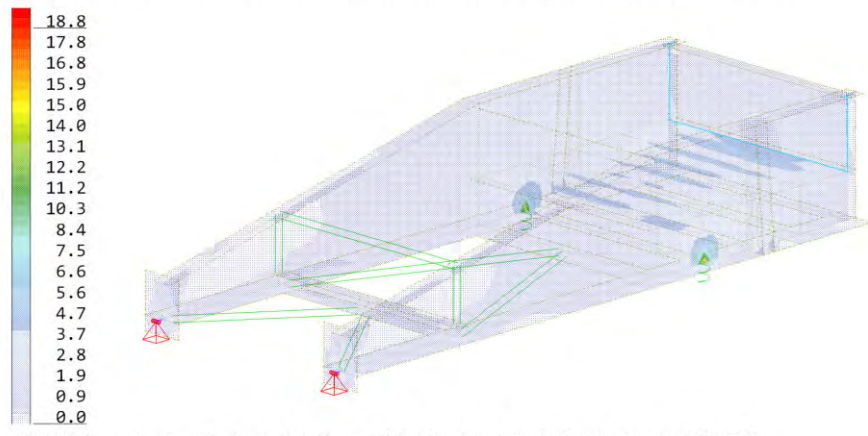


Abb. 3.25: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)

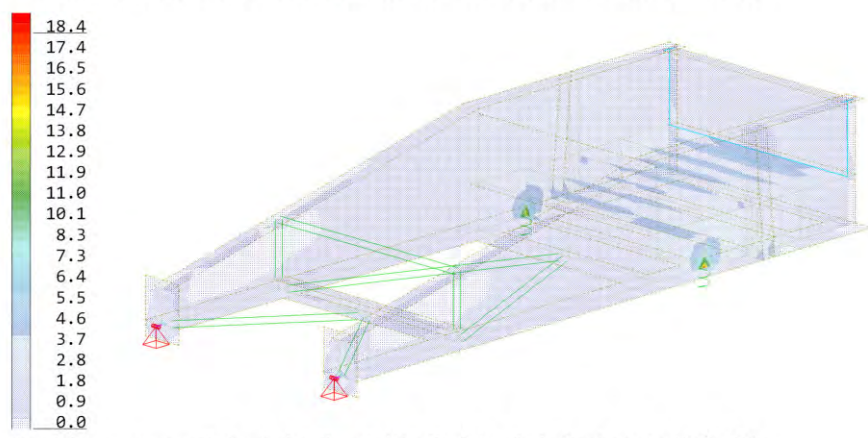


Abb. 3.26: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)

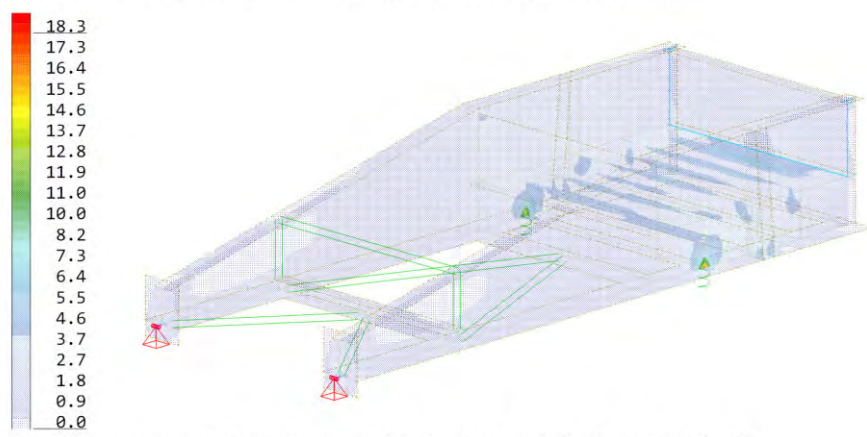


Abb. 3.27: Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm²] bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)

Die größte Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed,max}$ tritt dabei in der Bemessungssituation 1 mit $26,1$ N/mm² auf. Die Fließgrenze f_{yd} des verwendeten Baustahls der Güte S355 liegt bei 355 N/mm², wodurch der Grenzzustand der Tragfähigkeit eingehalten wird.

$$\sigma_{v,Ed,max} = 26,1 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ N/mm}^2 = f_{yd}$$

3.3.2 Nachweis der Spannungsschwingbreite im Grundmaterial

Die Spannungsschwingbreite, welche für die Bemessung auf Ermüdung benötigt wird, beschreibt im zeitlichen Verlauf die Differenz zwischen maximaler und minimaler Spannung (siehe Abbildung 3.28).

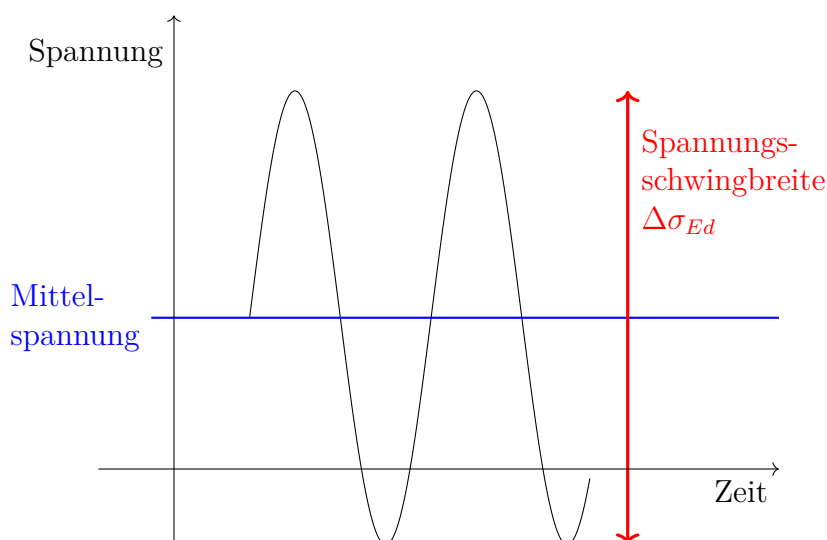


Abb. 3.28: Definition der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$

Die maximal auftretenden Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{Ed}$ des Grundmaterials im eingeschwungenen Zustand, die mit dem Programm *Sofistik* ermittelt wurden, sind in den Abbildungen 3.29 bis 3.44 zu sehen.

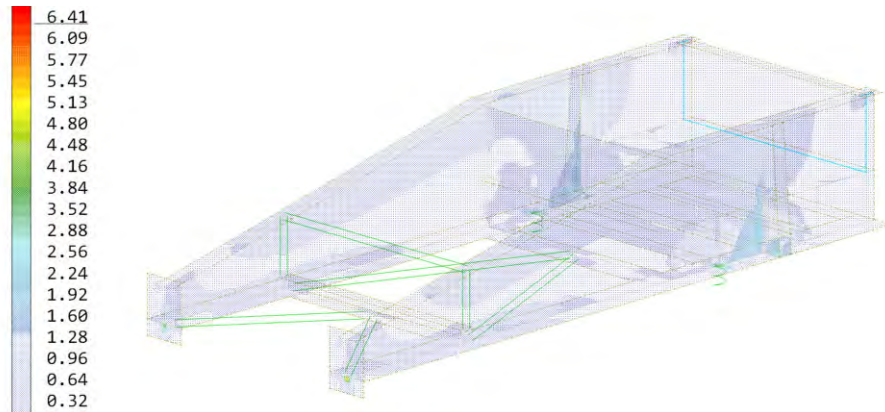


Abb. 3.29: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ in $[\text{N}/\text{mm}^2]$ der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 1 ($f = 1 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$)

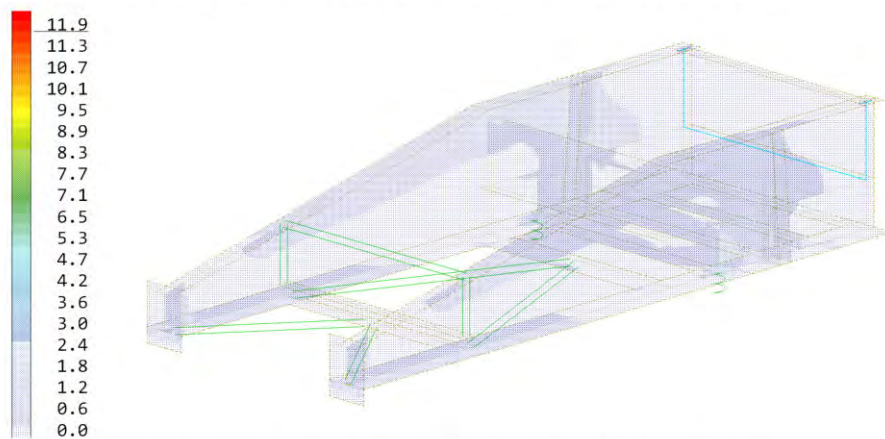


Abb. 3.30: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ $[\text{N}/\text{mm}^2]$ der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 1 ($f = 1 \text{ Hz}$; $w_0 = 10 \text{ mm}$)

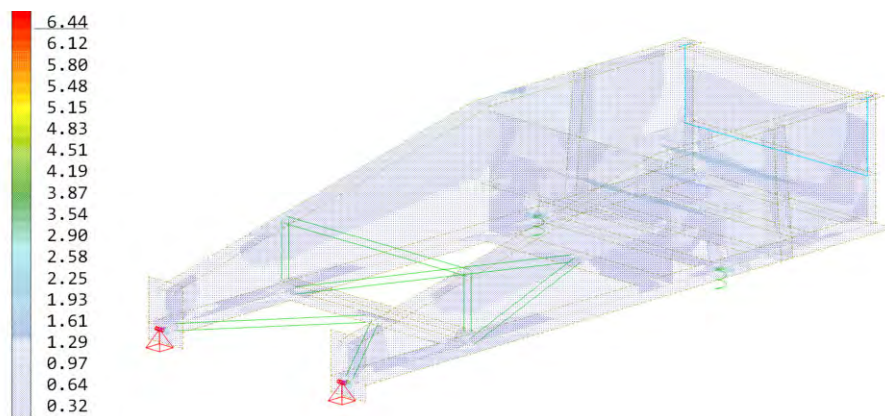


Abb. 3.31: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemsungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

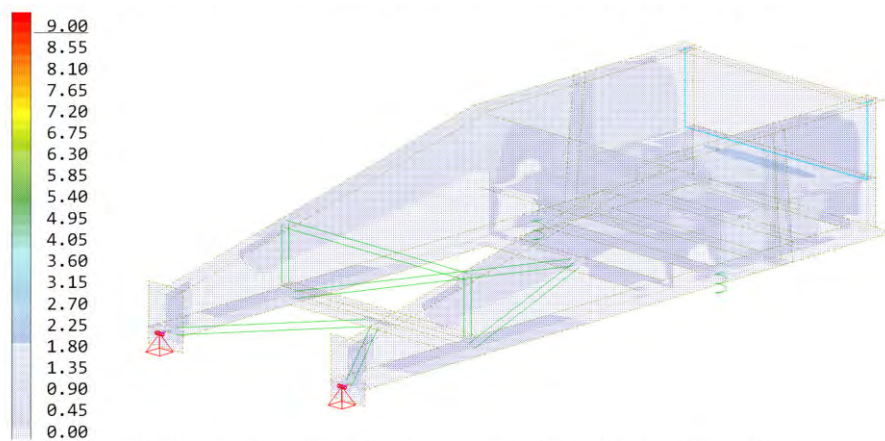


Abb. 3.32: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemsungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

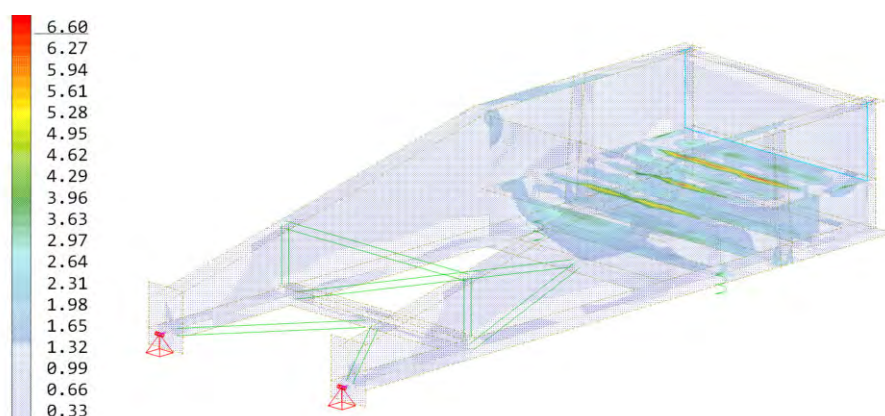


Abb. 3.33: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemsungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

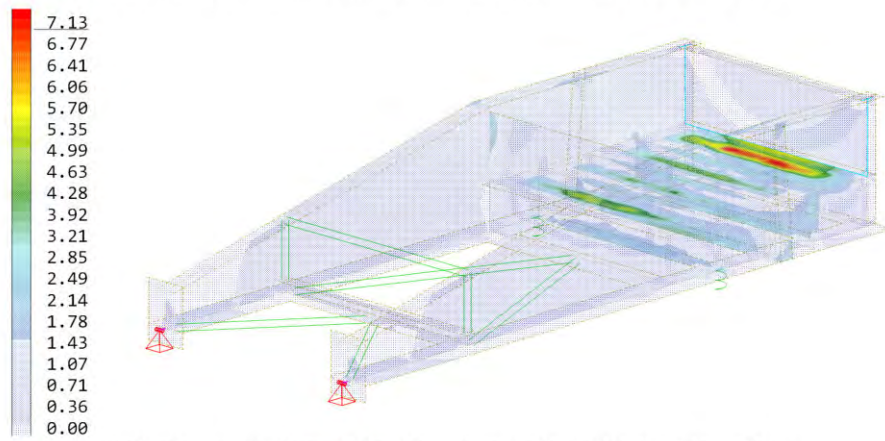


Abb. 3.34: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)

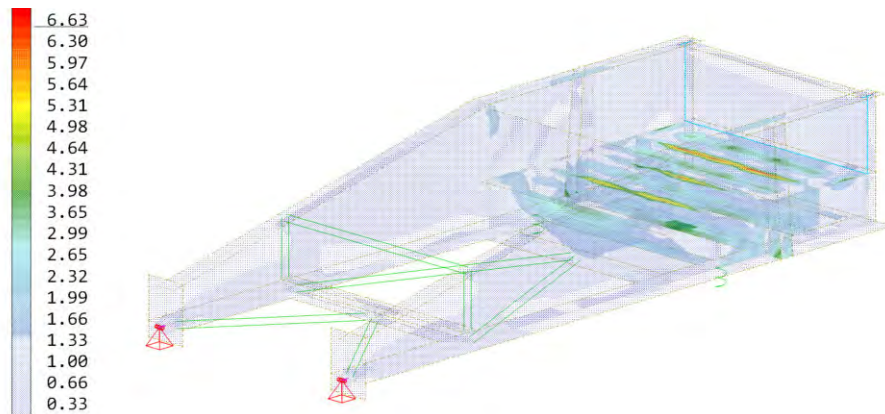


Abb. 3.35: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)

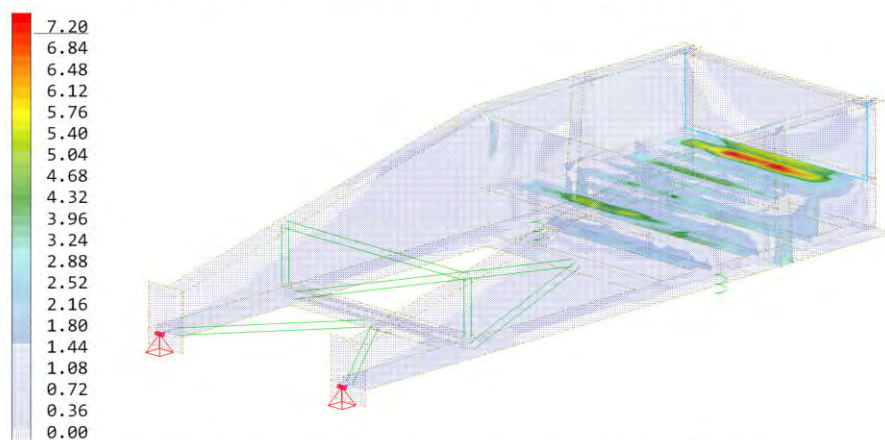


Abb. 3.36: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)

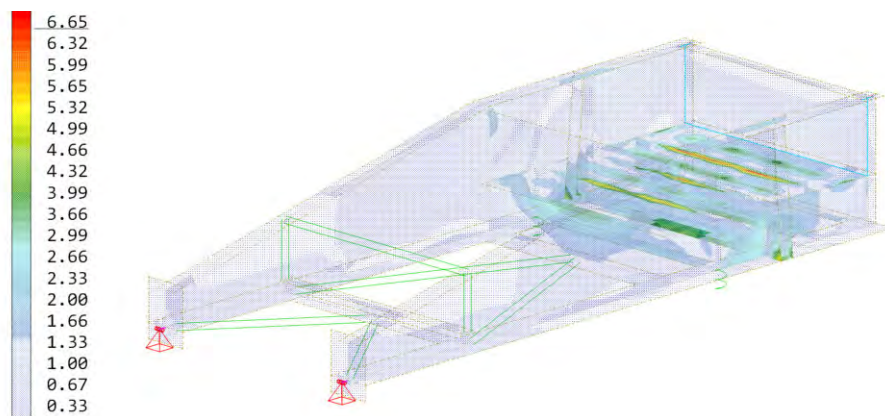


Abb. 3.37: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)

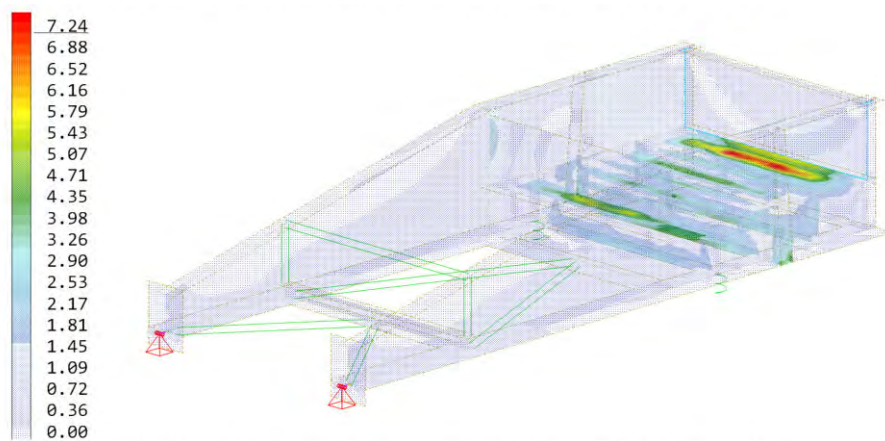


Abb. 3.38: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)

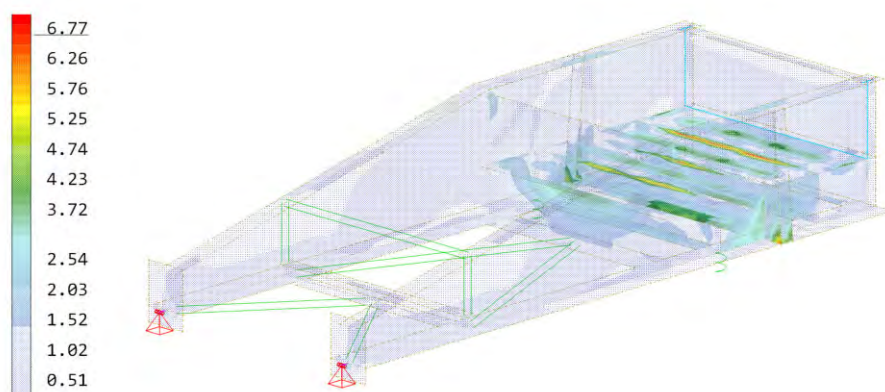


Abb. 3.39: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)

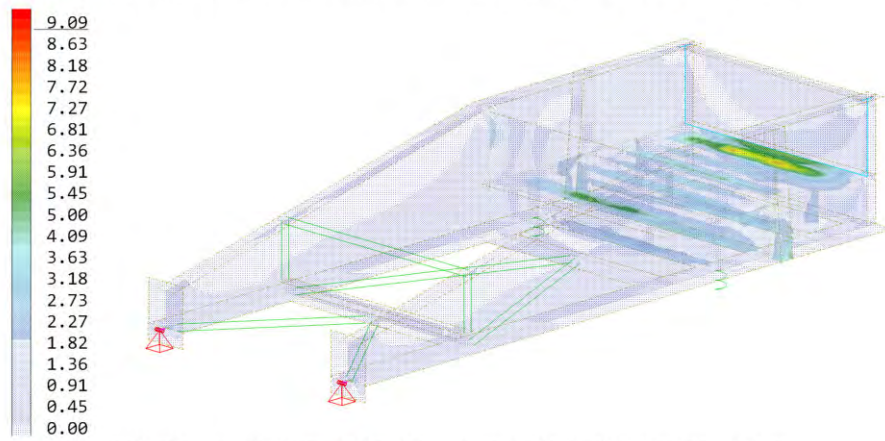


Abb. 3.40: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)

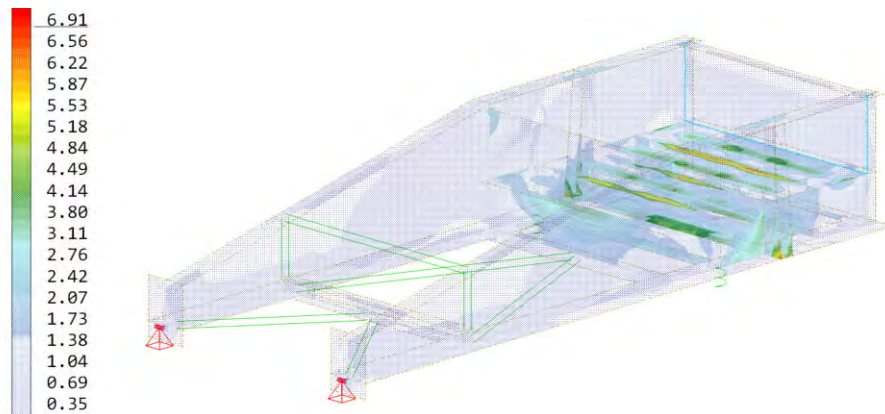


Abb. 3.41: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)

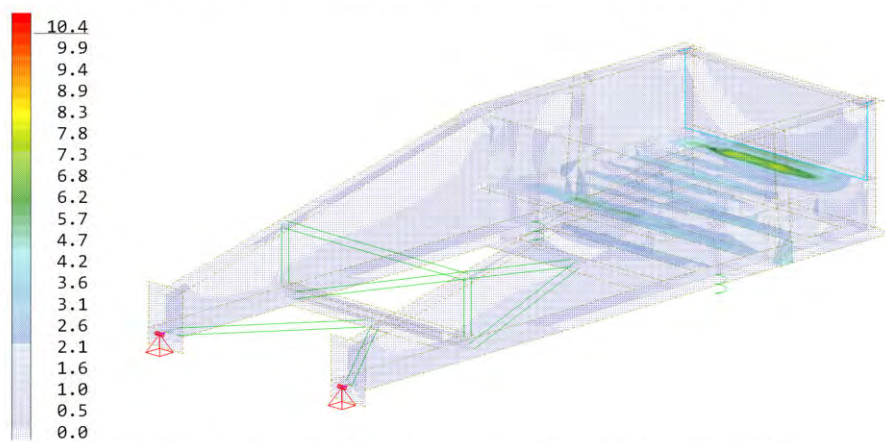


Abb. 3.42: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)

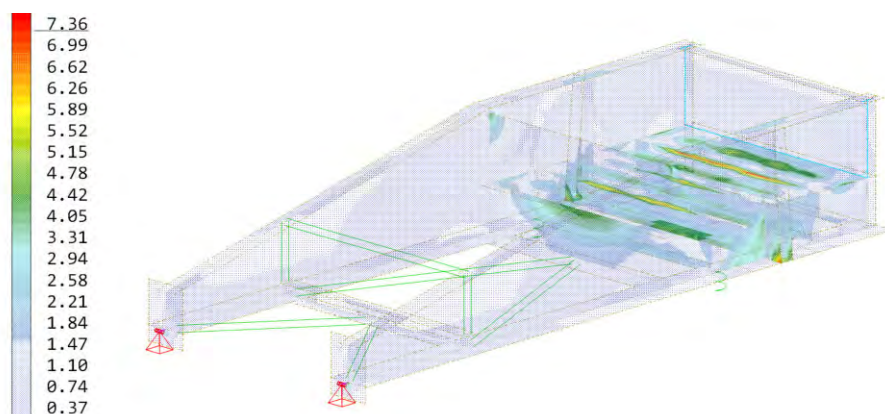


Abb. 3.43: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)

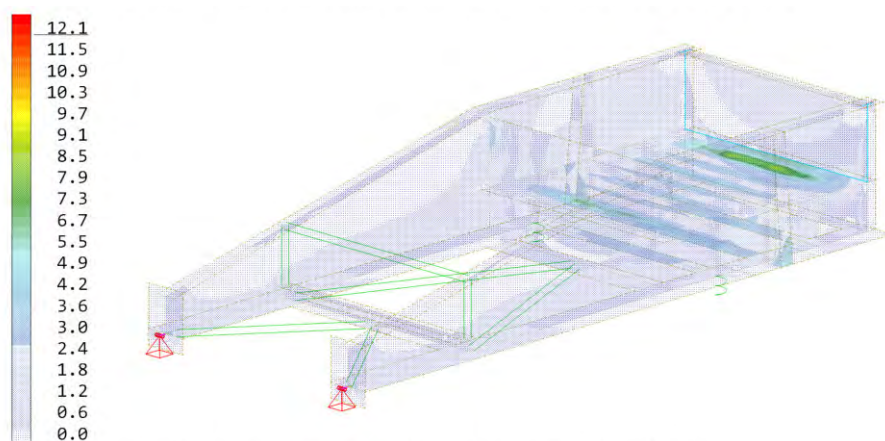


Abb. 3.44: Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)

Die größte Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ tritt bei Bemessungssituation 8 mit 12,1 N/mm² auf. Zur Ermüdungsbemessung nach *EN 1993-1-9* [25] wird vereinfacht Kerbfall 71 mit $\Delta\sigma_C = 71$ N/mm² als Bemessungsgrundlage für das Grundmaterial festgesetzt. Bei der Auslegung auf $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel entspricht $\Delta\sigma_R = \Delta\sigma_C$ (bei $\gamma_{Mf} = \gamma_{Ff} = 1,0$).

$$\Delta\sigma_{Ed,max} = 12,1 \text{ N/mm}^2 \leq 71 \text{ N/mm}^2 = \Delta\sigma_R$$

Damit ist auch der Ermüdungsnachweis für das Grundmaterial erbracht.

3.3.3 Schweißnähte

Die Schweißnähte werden bis auf jene in den nachfolgenden Abschnitten 4.1 und 4.3 beschriebenen Details konstruktiv dimensioniert.

3.4 Kontrolle der Finite-Element-Rechnung mit dem Stabwerksmodell

Es wird hier überprüft, inwieweit das Finite-Elemente-Modell nach den zuvor beschriebenen Umplanungen mit dem Stabwerksmodell aus Kapitel 2 übereinstimmt. Die maßgebenden Größen von Stabwerksmodell und Finite-Elemente-Modell werden in Tabelle 3.4 gegenübergestellt.

Tab. 3.4: Vergleich der Ergebnisse des Stabwerksmodells mit den Ergebnissen des Finite-Elemente-Modells

berechnete Größe	Stabwerksmodell	FE-Modell	Abweichung
Eigenfrequenz	3,55 Hz	3,57 Hz	0,6 %
Pressenkraftamplitude BS*1	51,16 kN	51,0 kN	0,3 %
Pressenkraftamplitude BS*2	15,8 kN	15,5 kN	1,6 %
Pressenkraftamplitude BS*3	55,0 kN	55,2 kN	0,4 %
Pressenkraftamplitude BS*4	83,3 kN	84,0 kN	0,8 %
Pressenkraftamplitude BS*5	98,0 kN	98,8 kN	0,9 %
Pressenkraftamplitude BS*6	105,8 kN	108,7 kN	2,75 %
Pressenkraftamplitude BS*7	108,5 kN	15,52 kN	3,93 %
Pressenkraftamplitude BS*8	109,8 kN	117,8 kN	7,29 %

* BS=Bemessungssituation definiert in Abschnitt 3.3

3.5 Fazit

Nach einigen Adaptierungen des Stahltrogs treten neben den Torsionseigenformen, die aber versuchstechnisch im Griff gehalten werden können, keine Eigenformen unter 35 Hz auf. Zudem weichen die Ergebnisse des FE-Modells weniger als 10 % von den Lösungen des Stabwerksmodells ab (siehe Tabelle 3.4), wodurch der Stahltrog hinsichtlich seiner mechanischen Modellierung als starrer Balken idealisiert werden kann.

Damit ist die Grundvoraussetzung für die versuchstechnische Ermittlung dynamischer Kennwerte des Schotteroberbaus unter Zuhilfenahme eines einfachen mechanischen Modells gegeben.

Kapitel 4

Detailplanung

Nach der Modellierung der Anlage mithilfe des Finite-Elemente-Programms *Sofistik* wird in diesem Abschnitt der Fokus auf die Bemessung der Details und die planliche Darstellung gelegt, mit dem Ziel, Werkstattpläne für eine Fertigung zu erstellen. Der Übersichtsplan der Versuchsanlage ist in Abbildung 4.1 dargestellt, der gesamte Konstruktionsplan ist in Anhang A zu finden.

Während der Werkstattplanung kamen mit dem Dreh- und Pressenaufleger zwei Detailpunkte zum Vorschein, die einer genaueren und detaillierteren Bemessung und Dimensionierung unterzogen werden müssen. Zudem findet sich mit dem Anschluss des Aussteifungsrahmens an die Hauptträger noch ein Detail, das eine spezielle konstruktive Lösung verlangt. Alle drei Details sind in Abbildung 4.1 gekennzeichnet und werden nachfolgend beschrieben. Außerdem werden in diesem Kapitel alle bisher noch nicht beschriebenen Besonderheiten der Konstruktion (Vorspannanlage, Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands und die Messung der Kopplungskraft zwischen Gleis und Tragwerk) behandelt.

4.1 Detail A - Drehaufleger

Besonderes Augenmerk wird bei der Planung auf das Drehaufleger gerichtet. Im Gegensatz zur vorhergehenden Großversuchsanlage, bei der einfache Schneidenlager zur Anwendung gekommen sind [15], wird hier auf Wälzlager gesetzt, deren Datenblatt im Anhang B.1 zu finden ist. Durch die Drehlager wird eine gelenkige Lagerung gewährleistet (horizontal und vertikal gehalten, Drehbewegung möglich), bei der eine möglichst spielfreie Halterung sichergestellt ist.

Insgesamt werden acht Wälzlager verbaut – je zwei an die beiden Hauptträger sowie je zwei an zwei Auflagerstützen (HEA-300-Profil), welche die Auflagerkräfte in den Boden ableiten. Die Anschlüsse der Lager an die Konstruktion erfolgen mittels gleitfest vorgespannter Schrauben. Dies ist die Auflagerstützen betreffend direkt an den Flanschen möglich, für die beiden Hauptträger werden Kopfplatten benötigt.

In der Höhenlage wird der Drehpunkt genau in der Ebene der Unterkante des Hauptträgeruntergurts angeordnet, was dazu führt, dass eine für die Pressen ungünstige Horizontalbelastung (hervorgerufen durch vertikale Exzentrizitäten zwischen Drehebene und Pressenangriffspunkt) auf ein Minimum reduziert wird.

Darüber hinaus werden, wie in Abbildung 4.2 zu sehen ist, die beiden Auflagerstützen und die beiden Hauptträger zur lokalen Lasteinleitung im Bereich der Wälzlager zusätz-

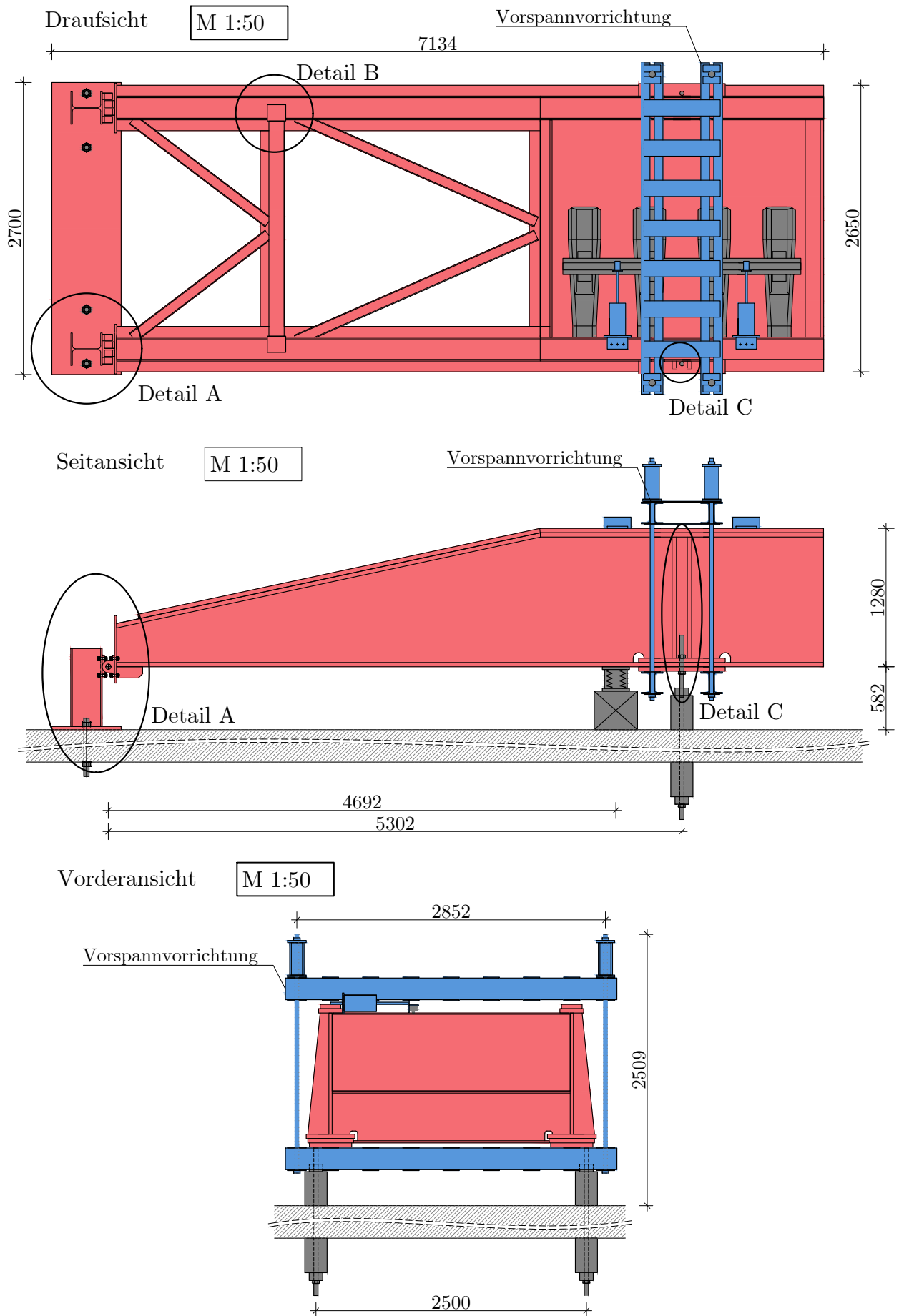


Abb. 4.1: Übersichtsplan der endgültigen Konstruktion

lich mit Blechen ausgesteift. Die Auflagerstützen sind an eine 30 mm dicke Grundplatte angeschweißt, die durch mehrere M48-Gewindestangen im Boden verankert ist.

Die Details am Drehaufleger werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) so bemessen, dass bei beiden Auflagerstützen Kraftamplituden bis zu $F_k = 50$ kN aufgenommen werden können. Mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,5$ für veränderliche Lasten ergibt sich so eine aufzunehmende Designlast von maximal $F_{Ed} = 50 \cdot 1,5 = 75$ kN.

4.1.1 Nachweis des Anschlusses der Wälzlager

Durch die Exzentrizität $h = 57,2$ mm muss neben der Vertikallast $F_{Ed} = 75$ kN vom Drehauflegeranschluss auch ein Moment in der Höhe von $M_{Ed} = F_{Ed} \cdot h = 4,275$ kN/m aufgenommen werden (siehe Abbildung 4.2). Je Drehauflegeranschluss werden zwei Wälzlager eingesetzt, die mit je zwei M18 10.9 Schrauben angeschlossen werden. Das Moment wird vereinfacht von einem Kräftepaar im Abstand der Schraubenreihen ($p_1 = 159$ mm) abgetragen.

Pro Schraube sind also folgende Kräfte anzusetzen:

$$F_{V,Ed} = \frac{F_{Ed}}{2 \cdot 2} = 18,75 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{p_1 \cdot 2} = 13,44 \text{ kN}$$

Nachweis der Schraubenabstände und Lochdurchmesser

Die Schraubenabstände und Lochdurchmesser entsprechen den Mindest- bzw. Maximalwerten nach *EN 1993-1-8* [26].

$$e_1 = 92 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 24 \text{ mm}$$

$$p_1 = 159 \text{ mm} \geq 2,2 \cdot d_0 = 44 \text{ mm}$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 24 \text{ mm}$$

$$p_2 = 230 \text{ mm} \geq 2,4 \cdot d_0 = 48 \text{ mm}$$

Nachweis der kombinierten Beanspruchung der Schrauben auf Gleiten mit Zug - ULS

Die Schrauben werden mit einer Kraft von

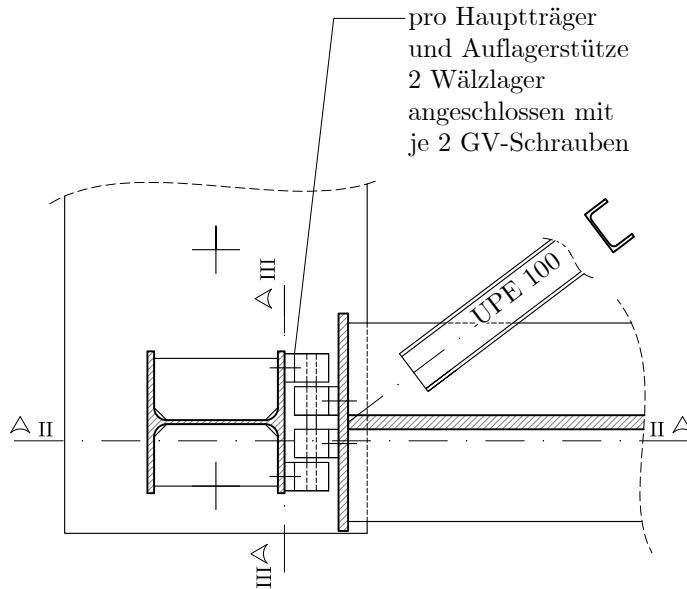
$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S / 1,25 = 142,5 \text{ kN}$$

mit:

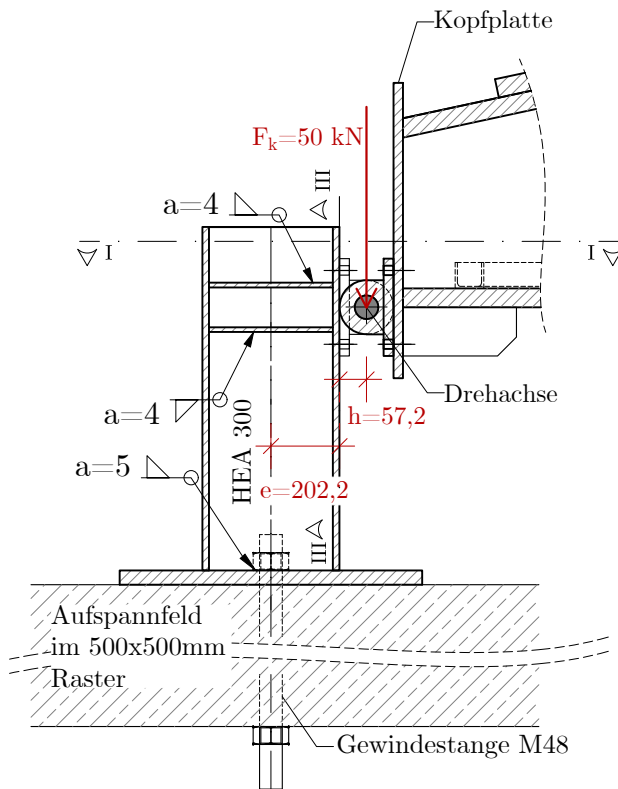
$$\begin{aligned} f_{ub} & \dots \text{ Zugfestigkeit der Schraube, } = 1000 \text{ N/mm}^2, \\ A_S & \dots \text{ Querschnittsfläche der Schraube, } = 2,55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

vorgespannt. Somit ergibt sich die Grenzgleitkraft einer Schraube ($F_{S,Rd}$) zu

Schnitt I-I



Schnitt II-II



Schnitt III-III

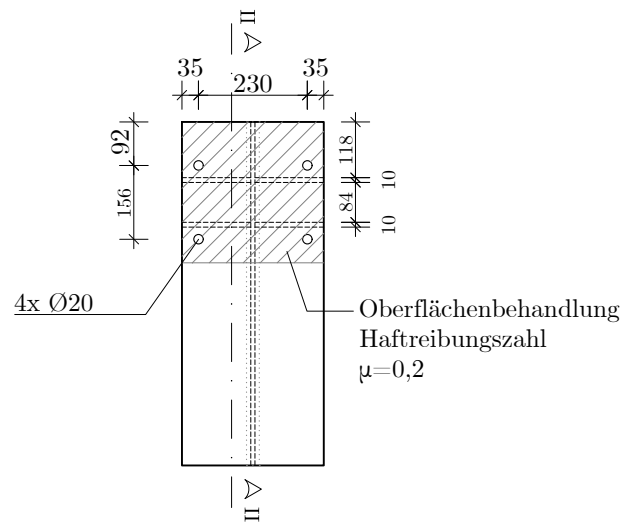


Abb. 4.2: Schnitte durch ein Drehauflager

$$F_{S,Rd} = \frac{k_S \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed})}{1,25} = 21,08 \text{ kN}$$

mit:

- k_S ... Faktor zur Berücksichtigung des Lochspiels,
 („normales Lochspiel“) = 1,0,
 μ ... Haftreibungszahl, = 0,2.

Der Nachweis einer Interaktion von Gleit- und Zugeinwirkungen wird in Formel (4.1) erfolgreich geführt.

$$F_{V,Ed}/F_{S,Rd} = 0,889 \leq 1,0 \quad (4.1)$$

Zugnachweis der Schrauben - ULS

Die Zugbeanspruchbarkeit einer M18 10.9 Schraube ergibt nach [27] $F_{t,Rd} = 138,2 \text{ kN}$. Der Zugnachweis der Schrauben kann damit in Formel (4.2) erfolgreich geführt werden.

$$F_{t,Ed}/F_{t,Rd} = 0,10 \leq 1,0 \quad (4.2)$$

Lochleibungsnachweis des Blechs

Der Widerstand des 14 mm starken HEA-300-Gurts gegen Lochleibung ergibt nach [27] mindestens $F_{b,Rd} = 68,32 \text{ kN}$. Der Lochleibungsnachweis wird in Formel (4.5) erfolgreich geführt.

$$F_{V,Ed}/F_{b,Rd} = 0,274 \leq 1,0 \quad (4.3)$$

Nettoquerschnittsnachweis des Blechs - ULS

Der nachzuweisende kritische Schnitt für den Nettoquerschnittsnachweis wird an der oberen Schraubenreihe der Auflagerstütze geführt. Der Widerstand des 14 mm starken HEA 300-Gurts gegen Zugbeanspruchungen ergibt sich zu

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{1,0} = 1292,2 \text{ kN} \quad (4.4)$$

mit:

- A_{net} ... Nettofläche des Blechs, = $(30 - 2 \cdot 2) \cdot 1,4 = 36,4 \text{ cm}^2$,
 f_y ... Fließgrenze des Blechs, = $35,5 \text{ kN/cm}^2$.

Weil in diesem Schnitt zweimal die Schraubenkraft $F_{V,Ed}$ eingeleitet wird, wird der Nettoquerschnittsnachweis wie in Formel (4.5) erfolgreich geführt.

$$2 \cdot F_{V,Ed} / N_{net,Rd} = 0,029 \leq 1,0 \quad (4.5)$$

Nachweis der Schrauben - FLS

Die Zugfeder (C_S) des für gleitfest-vorgespannte Verbindungen anzuwendenden Modells des Vorspanndreiecks nach [28] ergibt

$$C_S = E_S A_S / l_S = 1,303 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

E_S ... E-Modul der Schraube, = 210 000 N/mm²,

l_S ... Länge der Schraubenverbindung, = $t_{Lager} + t_{Blech} = 41$ mm.

Die Druckfeder (C_D) errechnet sich zu

$$C_D = E_S \cdot \pi \cdot \left((\varnothing_{US} + l_S / 10)^2 - d^2 \right) / (4 \cdot l_S) = 3,374 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

\varnothing_{US} ... Durchmesser der Unterlagsscheibe, = 30 mm,

d ... Durchmesser der Schraube, = 18 mm.

Die Amplitude der Zugkraft auf eine Schraube (ΔZ_S) ergibt sich damit zu

$$\Delta Z_S = \frac{C_S}{C_S + C_D} \cdot F_{t,Ed} = 3,746 \text{ kN.}$$

Nach *EN 1993-1-9* [25] gelten für die Schrauben Kerbfall 50 für Normalspannungsbeanspruchungen und Kerbfall 100 für Schubbeanspruchungen. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 50 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_R = 100 \text{ N/mm}^2.$$

Die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_{Wf}$, $\Delta\tau_{Wf}$) sind

$$\Delta\sigma_{Wf} = \frac{2 \cdot \Delta Z_S / A_s}{\gamma_Q} = 19,63 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf} = \frac{2 \cdot F_{V,Ed}}{A_s \cdot \gamma_Q} = 98,24 \text{ N/mm}^2.$$

Der entsprechende Nachweis wird in Formel (4.6) erfolgreich geführt.

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}}\right)^5 = 0,976 \leq 1,0 \quad (4.6)$$

T-Stummelnachweis an der Auflagerstütze

Der Nachweis der lokalen Lasteinleitung der Auflagerstütze erfolgt mit dem vereinfachten Modell des T-Stummels nach *EN 1993-1-8* [26]. Die dafür benötigten Maße werden in Abbildung 4.2 dargestellt und ergeben sich zu

$$m = 104 \text{ mm} \qquad e = 35 \text{ mm} \qquad m_2 = 21 \text{ mm.}$$

Nach [26, Tab. 6.5, S.88] ergibt die für den Nachweis benötigte Länge

$$l_{eff} = \alpha \cdot m = 624 \text{ mm}$$

mit:

α ... Beiwert für ausgesteifte Stützenflansche nach [26, Abb. 6.11, S.91], = 6.

Die plastische Momententragfähigkeit des Flansches ist

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{l_{eff} t_f^2 f_y}{1,0} = 1085,4 \text{ kNcm.}$$

Die Tragfähigkeit des T-Stummels bei Zugbeanspruchungen wird bestimmt als geringster Wert von

$$F_{t,1,Rd} = 4M_{pl,Rd}/m = 417,5 \text{ kN,}$$

$$F_{t,2,Rd} = 2M_{pl,Rd} + e \cdot \Sigma F_{t,Rd}/(m + e) = 225,8 \text{ kN,}$$

$$F_{t,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \cdot F_{t,Rd} = 276,4 \text{ kN.}$$

Der Nachweis des T-Stummels mit der einwirkenden Zugkraft $N_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{p_1} = 26,9 \text{ kN}$ wird in Formel (4.7) erfolgreich geführt.

$$N_{t,Ed}/F_{t,2,Rd} = 0,12 \leq 1,0 \quad (4.7)$$

4.1.2 Nachweis des Auflagerstützenfußpunkts

Durch die Exzentrizität $e = 202,2 \text{ mm}$ muss neben einer Normalkraft $N_{Ed} = F_{Ed} = 75 \text{ kN}$ am Auflagerfußpunkt auch ein Moment in der Höhe von $M_{Ed} = F_{Ed} \cdot e = 15,165 \text{ kNm}$ aufgenommen werden. In Abbildung 4.3 wird der verwendete HEA-300-Querschnitt mit Abmessungen und Querschnittswerten dargestellt.

Die im Querschnitt auftretenden Spannungen ergeben sich somit zu

$$\sigma_{N,Ed} = \frac{F_{Ed}}{A} = 0,444 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{M,Gurt,Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} = 1,378 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{M,Steg,Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f \right) = 1,245 \text{ kN/cm}^2$$

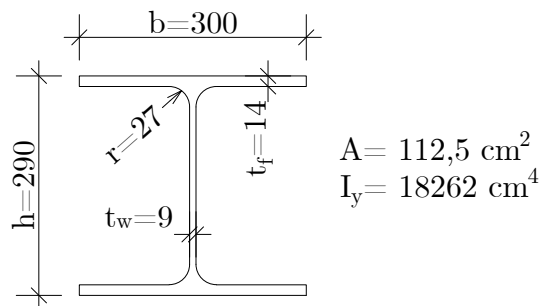


Abb. 4.3: Querschnitt und zugehörige Kennwerte des Profils HEA-300

Nachweis des Grundmaterials - ULS

Die maximal auftretende Spannung im Grundmaterial beträgt $\sigma_{Ed,max} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{M,Gurt,Ed} = 1,871 \text{ kN/cm}^2$. In Formel (4.8) wird der Tragfähigkeitsnachweis des Grundmaterials erfolgreich geführt.

$$\sigma_{Ed,max} / f_y = 0,053 \leq 1,0 \quad (4.8)$$

Nachweis des Grundmaterials - FLS

Nach *EN 1993-1-9* [25] gilt für das Grundmaterial bei Normalspannungsbeanspruchungen Kerbfall 80. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 80 \text{ N/mm}^2.$$

Die anzusetzende Spannungsschwingbreite errechnet sich zu

$$\Delta\sigma_{Wf} = \sigma_{Ed,max} \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 2,43 \text{ kN/cm}^2.$$

Der entsprechende Nachweis wird in Formel (4.9) erfolgreich geführt.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} = 0,304 \leq 1,0 \quad (4.9)$$

Nachweis der Schweißnähte - ULS

Der Nachweis der Tragfähigkeit wird für die Schweißnähte am Auflagerstützenfußpunkt nach dem richtungsbezogenen Verfahren erbracht. In den Schweißnähten am Steg und den Gurten ergeben sich die maximal auftretenden Spannungen zu

$$\sigma_{\perp,Gurt} = \tau_{\perp,Gurt} = \frac{\sigma_{N,Ed} + \sigma_{M,Gurt,Ed}}{\sqrt{2}} \cdot \frac{t_f \cdot b_{HEA}}{a \cdot (2b_{HEA} - 2r - t_w)} = 2,067 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\sigma_{\perp,Steg} = \tau_{\perp,Steg} = \frac{\sigma_{N,Ed} + \sigma_{M,Steg,Ed}}{\sqrt{2}} \cdot \frac{t_w}{2a} = 1,055 \text{ kN/cm}^2.$$

Der Tragfähigkeitsnachweis wird in den Formeln (4.10) bis (4.13) erfolgreich geführt.

$$\sigma_{w,Gurt,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp,Gurt}^2 + 3\tau_{\perp,Gurt}^2} = 4,135 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} \quad (4.10)$$

$$\sigma_{\perp,Gurt} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}} = 36,72 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.11)$$

$$\sigma_{w,Steg,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp,Steg}^2 + 3\tau_{\perp,Steg}^2} = 2,109 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} \quad (4.12)$$

$$\sigma_{\perp,Steg} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}} = 36,72 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.13)$$

bei

$$f_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 45,33 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

f_u ... Zugfestigkeit, = 510 N/mm²

β_w ... Korrelationsfaktor, = 0,9

γ_{M2} ... Teilsicherheitsbeiwert für Schweißverbindungen, = 1,25

Nachweis der Schweißnähte - FLS

Nach *EN 1993-1-9* [25] gilt für Schweißnähte bei Normalspannungsbeanspruchungen Kerbfall 36. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 36 \text{ N/mm}^2.$$

Die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_{Wf,Gurt}$, $\Delta\sigma_{Wf,Steg}$) berechnen sich wie folgt:

$$\Delta\sigma_{Wf,Gurt} = \sqrt{(\sigma_{\perp,Gurt}/\gamma_Q)^2 + \tau_{\perp,Gurt}/\gamma_Q)^2} = 1,907 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Wf,Steg} = \sqrt{(\sigma_{\perp,Steg}/\gamma_Q)^2 + \tau_{\perp,Steg}/\gamma_Q)^2} = 0,994 \text{ kN/cm}^2$$

Die entsprechenden Nachweise werden in den Formeln (4.14) und (4.15) erfolgreich geführt.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,Gurt}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} = 0,54 \leq 1,0 \quad (4.14)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,Steg}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} = 0,28 \leq 1,0 \quad (4.15)$$

4.2 Detail B - Anschluss des Aussteifungsrahmens an die Hauptträger

Eine weitere Schwierigkeit der Planung stellt der Anschluss des Aussteifungsrahmens dar, weil in diesem Bereich die Obergurte der Hauptträger geneigt sind, der Aussteifungsrahmen jedoch nicht. Gelöst wird dieses Detail, indem auf die Hauptträgerobergurte ungleichschenkelige L-Profile angeschweißt werden. Aufgrund der daraus resultierenden größeren Anschlussfläche kann das HEB-140-Profil leichter angeschweißt werden. In Abbildung 4.4 wird dieser Anschluss dargestellt.

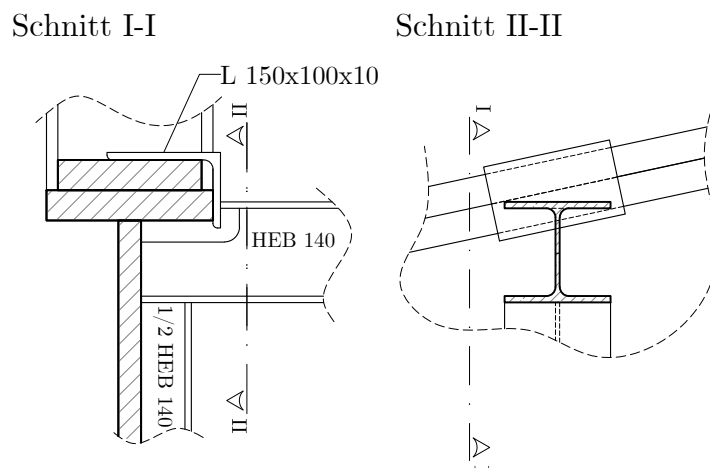


Abb. 4.4: Anschluss des Queraussteifungsrahmens an die Hauptträger

4.3 Detail C - Lasteinleitungsbereich der Pressen

In der Finite-Elemente-Modellierung (Kapitel 3) ist dem Lasteinleitungsbereich der Pressen bereits große Bedeutung zugekommen. Da hier die größten lokalen Lasten abzuleiten sind, werden hier die Lasteinleitungssteifen und deren Schweißnähte eigens dimensioniert und bemessen.

4.3.1 Nachweis der Lasteinleitungsbleche und deren Schweißnähte

Der Lasteinleitungsbereich wird so bemessen, dass die maximale Kraftamplitude einer Pressenachse von $F_k = 250 \text{ kN}$ in die Hauptträger eingeleitet werden kann (siehe Abbildung 4.5).

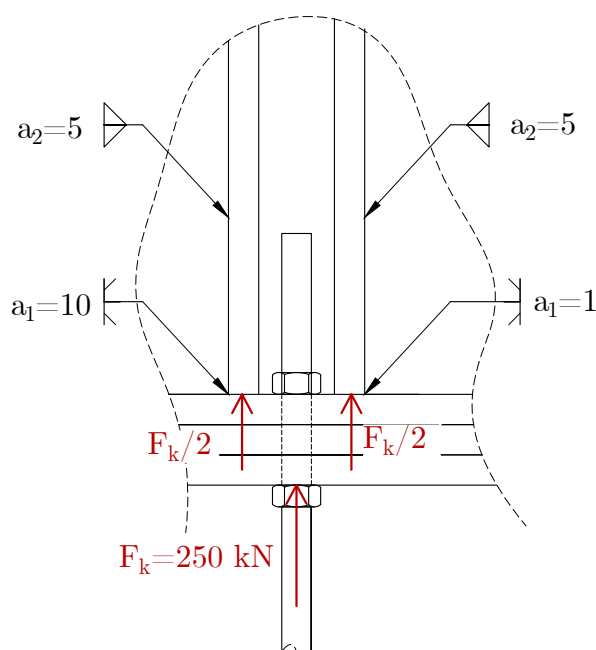


Abb. 4.5: Ansetzende Kräfte im Pressenlasteinleitungsbereich

Es wird zudem angenommen, dass die gesamte Pressenkraft über die beiden Steifen und deren gesamten Steifenbreite l_1 eingeleitet wird. In Abbildung 4.6 ist ein herausgelöstes Lasteinleitungsblech mit den daran angreifenden Spannungen dargestellt.

Die pro Steife einzuleitende Kraft N_{Ed} ergibt sich zu

$$N_{Ed} = \frac{250 \text{ kN}}{2} \cdot \gamma_Q = 187,5 \text{ kN}$$

mit:

γ_Q ... Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen, = 1,5.

Nachweis des Grundmaterials - ULS

Mit den in Abbildung 4.6 gekennzeichneten Geometrien ergeben sich die ebenso dort ersichtlichen Spannungen im Grundmaterial zu

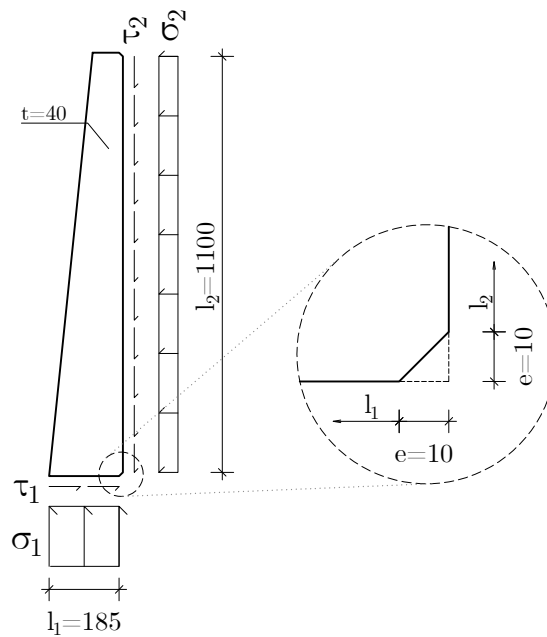


Abb. 4.6: Herausgelöste Pressensteife

$$\sigma_1 = \frac{N_{Ed}}{l_1 t} = 2,534 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{N_{Ed}}{l_2 t} = 0,422 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_1 = N_{Ed} \cdot \frac{e + \frac{l_1}{2}}{e + \frac{l_2}{2}} \cdot \frac{1}{l_1 t} = 0,46 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \tau_1 \cdot \frac{l_1}{l_2} = 0,077 \text{ kN/cm}^2.$$

Die Vergleichsspannungen der beiden Seiten ($\sigma_{v,1}, \sigma_{v,2}$) sind unterhalb ersichtlich und kleiner als die Fließspannung $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$, wodurch der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (ULS) für das Grundmaterial erfüllt ist.

$$\sigma_{v,1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = 2,656 \text{ kN/cm}^2 \leq f_y$$

$$\sigma_{v,2} = \sqrt{\sigma_2^2 + 3\tau_2^2} = 0,735 \text{ kN/cm}^2 \leq f_y$$

Nachweis des Grundmaterials - FLS

Nach *EN 1993-1-9* [25] gilt für das Grundmaterial Kerbfall 140 für Normalspannungsbeanspruchungen und Kerbfall 100 für Schubbeanspruchungen. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel

gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 140 \text{ kN/mm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_R = 100 \text{ kN/mm}^2.$$

Die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_{Wf}, \Delta\tau_{Wf}$) sind

$$\Delta\sigma_{Wf,1} = \sigma_1 \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 3,378 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf,1} = \tau_1 \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 0,613 \text{ kN/cm}^2$$

bzw.

$$\Delta\sigma_{Wf,2} = \sigma_2 \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 0,102 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf,2} = \tau_2 \cdot \frac{2}{\gamma_Q} = 0,563 \text{ kN/cm}^2.$$

Die entsprechenden Nachweise werden in den Formeln (4.16) und (4.17) erfolgreich geführt.

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,1}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf,1}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^5 = 0,014 \leq 1,0 \quad (4.16)$$

bzw.

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,2}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf,2}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^5 = 9,5 \cdot 10^{-7} \leq 1,0 \quad (4.17)$$

Nachweis der Schweißnähte - ULS

Folgende Spannungen treten in der Schweißnaht auf:

$$\sigma_1 = \frac{N_{Ed}}{l_1 \cdot a_1 \cdot 2} = 5,068 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{N_{Ed}}{l_2 \cdot a_2 \cdot 2} = 1,689 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_1 = N_{Ed} \cdot \frac{a + \frac{l_1}{2}}{a + \frac{l_2}{2}} \cdot \frac{1}{l_1 \cdot a_1 \cdot 2} = 0,919 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \tau_1 \frac{l_1}{l_2} \cdot \frac{a_1}{a_2} = 0,306 \text{ kN/cm}^2$$

Die Nachweise für die beiden Schweißnähte im ULS werden in den Formeln (4.18) und (4.19) nach dem vereinfachten Verfahren

$$\sigma_{w,1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = 5,27 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} \quad (4.18)$$

$$\sigma_{w,2} = \sqrt{\sigma_2^2 + 3\tau_2^2} = 2,94 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{w,Rd} \quad (4.19)$$

bei

$$f_{w,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

mit:

f_u ... Zugfestigkeit, = 510 N/mm²

β_w ... Korrelationsfaktor, = 0,9

γ_{M2} ... Teilsicherheitsbeiwert für Schweißverbindungen, = 1,25

erfolgreich geführt.

Nachweis der Schweißnähte - FLS

Nach *EN 1993-1-9* [25] gilt für Schweißnähte Kerbfall 36 bei Normalspannungsbeanspruchungen und Kerbfall 80 für Schubbeanspruchungen. Bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel gemeinsam mit der Annahme des Vorhandenseins einer Schadenstoleranz mit geringen Schadensfolgen ($\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$) ergibt sich

$$\Delta\sigma_R = 36 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_R = 80 \text{ N/mm}^2.$$

Die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_{Wf}, \Delta\tau_{Wf}$) sind:

$$\Delta\sigma_{Wf,1} = \frac{\sigma_1}{\gamma_Q} = 3,378 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf,1} = \frac{\tau_1}{\gamma_Q} = 0,613 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Wf,2} = \frac{\sigma_2}{\gamma_Q} = 0,102 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{und} \quad \Delta\tau_{Wf,2} = \frac{\tau_2}{\gamma_Q} = 0,563 \text{ kN/cm}^2$$

Die entsprechenden Nachweise werden in den Formeln (4.20) und (4.21) erfolgreich geführt.

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,1}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf,1}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^5 = 0,826 \leq 1,0 \quad (4.20)$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{Wf,2}}{\Delta\sigma_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Wf,2}}{\Delta\tau_R \cdot \gamma_{Mf}} \right)^5 = 2,457 \cdot 10^{-5} \leq 1,0 \quad (4.21)$$

4.4 Vorspannvorrichtung

Die dynamischen Schotterkennwerte sollen anhand der durchgeführten Versuche sowohl bei unbelastetem als auch bei belastetem Gleis ermittelt werden. Für letztere Situation ist eine Vorspannvorrichtung vonnöten, mit der die Achslast eines Zuges auf einer Schiene simuliert werden kann. Zur Einstellung einer gewünschten Achslast ist eine Vorrichtung entworfen worden, die eine Vorspannung des Schotterbetts möglich macht.

In der *EN 1991-2* [4] werden mit dem Lastmodell 71 Einwirkungen festgelegt, die für eine Bemessung von eingleisigen Eisenbahnbrücken auf Hochgeschwindigkeitsstrecken anzusetzen sind. Teil dieser Einwirkungen sind auch Einzellasten in der Höhe von 250 kN.

Weil die hier behandelte Versuchsanlage aber nur einen halben Schotteroberbau beinhaltet, wird dieser auch nur mit der halben Last von 125 kN belastet, um einen äquivalenten Spannungszustand nach Lastmodell 71 im Schotteroberbau abzubilden. Zur Einstellung der vertikalen Komponente der simulierten Achslast werden Träger ober- und unterhalb des Schotterbetts mittels Gewindestangen und Federn miteinander verspannt (siehe Abbildung 4.7). Der obere Träger liegt über zwischengelegte Kopfplatten an zwei Punkten (62,5 kN Lasteinleitung pro Auflagerpunkt) auf der Schiene auf, während der untere Träger direkt an den Untergurten der beiden Hauptträger aufliegt. Die Höhe der Vorspannung und somit auch die Größe der Gleisbelastung kann mit Zugmessgliedern auf den Gewindestangen kontrolliert werden.

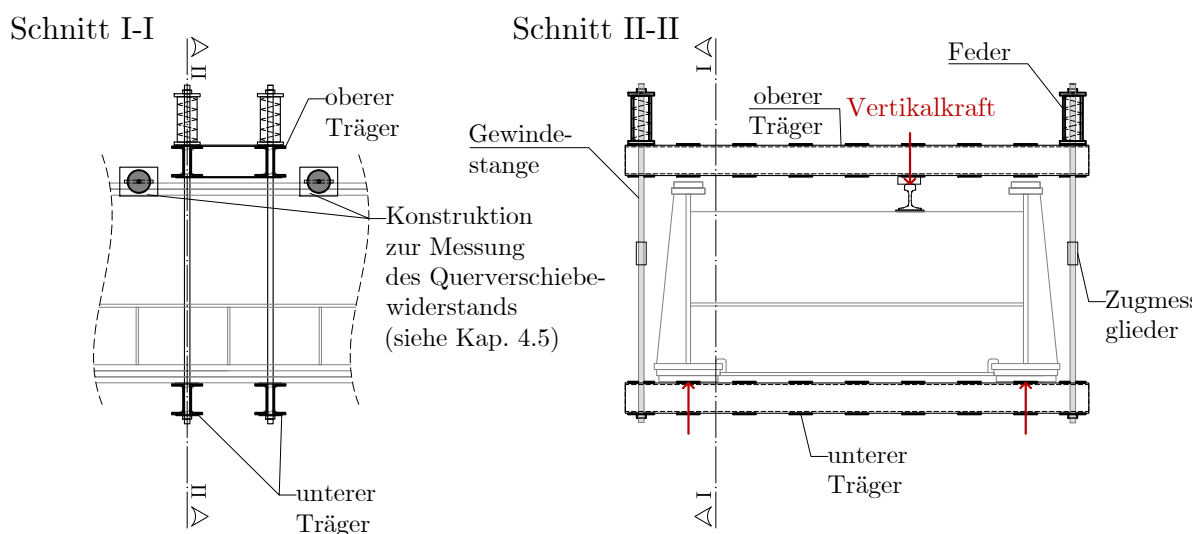


Abb. 4.7: Prinzip der Vorspannvorrichtung

4.5 Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands

Mittels pneumatischer Pressen, die zwischen einem Hauptträgerobergurt und der Schiene in geeigneter Art angeschlossen sind, kann eine Horizontalkraft auf das Gleis erzeugt werden. Dargestellt wird dies in Abbildung 4.8.

Auf dem Hauptträgerobergurt wird ein Anschlussblech angeschraubt, auf das wiederum eine Kopfplatte zur Befestigung der pneumatischen Presse angeschweißt wird. Mit einer weiteren Anschlusskonstruktion zur Schiene hin kann so eine Horizontalkraft auf den Gleisrost aufgebracht werden. Bei gleichzeitiger Messung der Horizontalverformungen kann auf diese Art der Querverschiebewiderstand ermittelt werden, wodurch schlussendlich Grenzzustände für Schotterbettdestabilisierungsvorgänge in Querrichtung quantifiziert werden können.

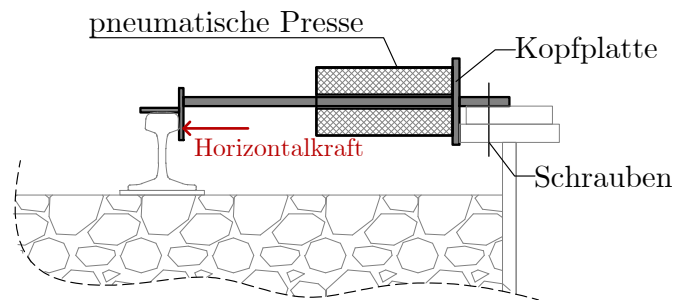


Abb. 4.8: Prinzip der Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands

4.6 Wasserkissen zur Messung der Kopplungskraft zwischen Gleis und Tragwerk

Um die vertikalen Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau zu erfassen, ist es notwendig, die zwischen Gleis und Tragwerk wirkenden Kopplungskräfte zu messen. Dafür werden unterhalb des Schotterbetts vier ca. 18 mm starke Wasserkissen eingebaut. In diesen Wasserkissen kann der darin herrschende Wasserdruck gemessen und auf die Kraft zwischen Gleis und Tragwerk umgerechnet werden. Durch diese Messung der Kopplungskräfte ist über Hystereseschleifen eine Erfassung der Energiedissipation durch vertikale Relativverschiebungen möglich.

Der Aufbau des Schotteroberbaus sieht damit folgendermaßen aus:

1. Deckblech 20 mm
2. Wasserkissen 18 mm
3. Schaltafel 21 mm (als lastverteilendes Element zwischen Schotter und Wasserkissen)
4. Unterschottermatte 10 bis 15 mm
5. Schotterbett 550 mm

Die Anordnung der Wasserkissen ist in Abbildung 4.9 dargestellt. Die vier Wasserkissen verfügen jeweils über eine Zuleitung, die durch einen Freischnitt in der vorderen Bordwand nach außen geführt wird.

4.7 Mögliche Unwuchterregerplattform

Möglicherweise ist nach Versuchsreihen, bei welchen der Schotteroberbau weggesteuert angeregt wird, eine Untersuchung mit kraftgesteuerter Anregung von Interesse. Dafür würde der institutseigene Unwuchterreger zum Einsatz kommen, der auf der Anlage montiert werden müsste. Aus diesem Grund sind auf den gevouteten Hauptträgern zwischen den Drehaufagern und den Federpaketen innenliegend jeweils zwei Steifen angeordnet. Wie Abbildung 4.10 zeigt, können mit Schrauben auf beiden Seiten einer Steife je zwei C-Profile als Querträger angeschlossen werden, auf denen der Unwuchterreger montiert werden kann.

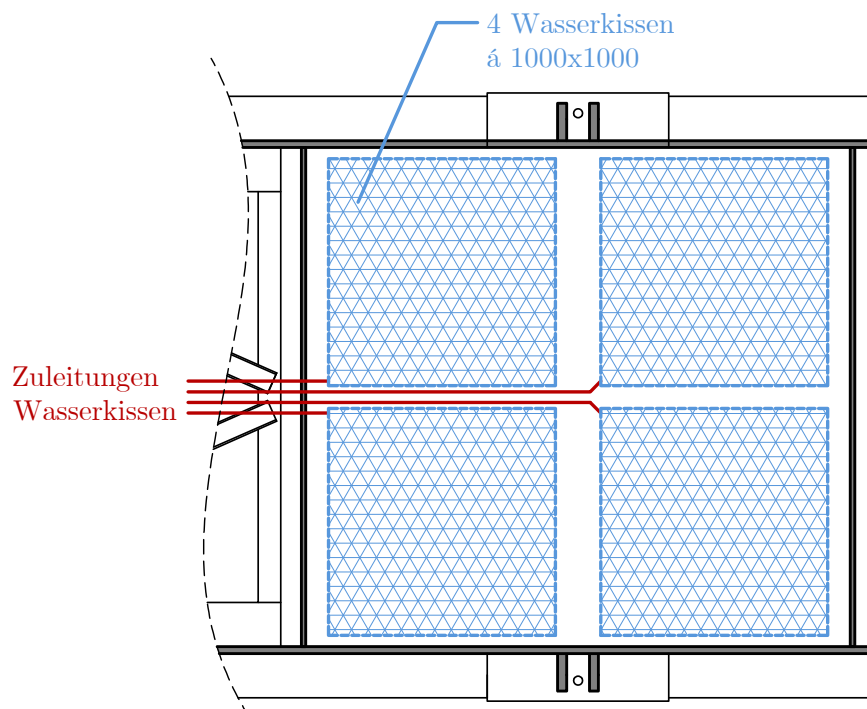


Abb. 4.9: Horizontalschnitt durch die Schottersohle zur Anschauung des Messprinzips

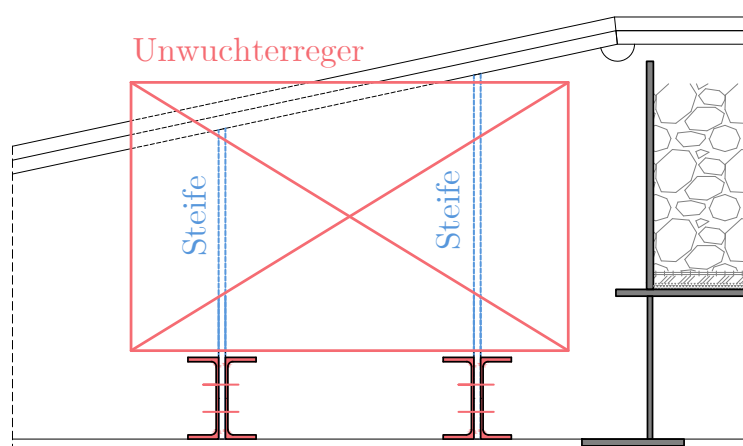
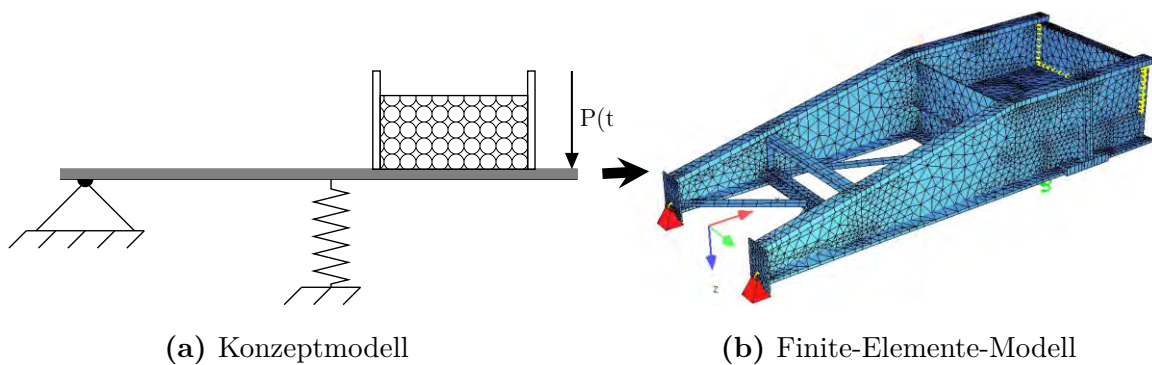


Abb. 4.10: Anschluss einer möglichen Plattform für einen Unwuchterreger

Kapitel 5

Zusammenfassung

In diesem abschließenden Kapitel werden die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zusammengefasst. Ausgehend von der anfangs gestellten Anforderung, eine Stahlkonstruktion, die mechanisch als starrer Balken idealisiert werden kann, auf einer Feder und einem Drehlager gelagert ist, und weg- und frequenzgesteuert dynamisch angeregt werden kann, ist im Laufe dieser Arbeit das Modell einer Versuchsanlage samt Werkstattplänen (siehe Anhang A) entstanden, die dieses Konzept bestmöglich in die Praxis umsetzen lässt.



(a) Konzeptmodell

(b) Finite-Elemente-Modell

Abb. 5.1: Vom Konzeptmodell zum auszuführenden Modell

Zunächst wurde die Bewegungsgleichung des Konzeptmodells formuliert und damit, nach einem ersten konkreten Entwurf, der Einfluss diverser Parameter auf die Pressenkraft im vorher definierten Anwendungsbereich (1 bis 25 Hz, Schotteroberbaubeschleunigungen bis 10 m/s^2) festgestellt.

Dieser Erstentwurf diente fortan als Grundlage der nachfolgenden Untersuchungen mit einem Finite-Elemente-Programm.

Die Konstruktion wurde so angepasst, dass bei der Versuchsdurchführung keine Resonanzerscheinungen einzelner Konstruktionsteile und nur geringe Durchbiegungen zu erwarten sind, sodass schlussendlich das Verhalten der Anlage dem eines starren Körpers gleichgesetzt werden kann. Dadurch ist eine Beschreibung des dynamischen Anlagenverhaltens über die Bewegungsgleichung eines Ein- bzw. Zweimassenschwingers möglich.

Um eine Belastung eines Zuges, genauer genommen dessen Achslast, zu simulieren, wurde zudem eine Vorspannvorrichtung entworfen. Damit ist es möglich, bei der Versuchsdurchführung den Einfluss von Gleisbelastungen auf die vertikalen Dissipationsmechanismen zu untersuchen. Mit den im Zuge dieser Arbeit erstellten Werkstattplänen kann eine

Versuchsanlage gefertigt werden, mittels derer vertikale Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau quantifiziert werden können. Darüber hinaus eignet sich das erstellte Finite-Elemente-Modell, um während der Versuchsdurchführung und der daran anschließenden Auswertung für Kontrollrechnungen verwendet zu werden.

Als Ergebnis dieser Arbeit steht am Ende eine Versuchsanlage, die den gestellten Anforderungen – die Untersuchung der Dissipationsmechanismen für einen vorab definierten Arbeitsbereich mit und ohne Belastung sowie die Ermittlung von Grenzzuständen von Schotterbettdestabilisierungsvorgängen in horizontaler und vertikaler Richtung – gerecht wird.

Literatur

- [1] J. Fink und A. Stollwitzer: *Inhalt des Angebots. Dynamisches Schotteroberbauverhalten und Schotterbettdestabilisierung zufolge vertikaler Brückenschwingungen. Forschungsantrag an die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft im Rahmen der VIF 2019 Ausschreibung*. Wien: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau, 2020.
- [2] J. Kirchhofer und J. Fink: „Experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau“. In: *Der Stahlbau* 80.5 (2011), S. 317–323. ISSN: 0038-9145.
- [3] T. Rauert: „Zum Einfluss baulicher Randbedingungen auf das dynamische Verhalten von WIB-Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2011.
- [4] *ÖNORM EN 1991-2:2012 03 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2012.
- [5] ÖBB: *Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken*. ÖBB, Feb. 2011.
- [6] ERRI: *D-214/RP9 Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten > 200 km/h. Schlussbericht*. European Rail Research Institute, Sachverständigenausschuss D214, Dez. 1999.
- [7] K. Knothe: *Gleisdynamik*. Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 2001.
- [8] T. Arvidsson: „Train-Track-Bridge Interaction for the Analysis of Railway Bridge and Train Running Safety“. Dissertation. KTH Royal Institute of Technology, 2018.
- [9] M. Vogel, N. Schramm, S. Plica und O. Fischer: „Entwicklung neuer Nachweiskonzepte für vertikale Schienenstützpunktkräfte an Bauwerksfugen bei Fester Fahrbahn mithilfe von Grenzwertbetrachtungen“. In: *Bauingenieur* 93 (März 2018), S. 124–130.
- [10] M. Spengler: „Dynamik von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr“. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, 2010.
- [11] K. Hackl: „Entwicklung und Anwendung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaus auf Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2017.
- [12] J. Kirchhofer: „Beitrag zur vertiefenden Beschreibung des dynamischen Verhaltens von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2012.
- [13] T. Mähr: „Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau unter Verkehrslast“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2008.

- [14] A. Stollwitzer und J. Fink: „Analyse des dynamischen Schotteroberbauverhaltens anhand einer Großversuchsanlage mit vertikaler Kraftanregung“. In: *Bauingenieur* 97 (2020), S. 12–21.
- [15] E. Binder: „Planung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaus von Eisenbahnbrücken“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2015.
- [16] *ÖNORM EN 1990-A1:2013 03 15: Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken (konsolidierte Fassung)*. Wien, März 2013.
- [17] *ÖNORM B 4008-2:2019 11 15: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke – Teil 2: Brückenbau*. Wien: Austrian Standards, Nov. 2019.
- [18] M. Baeßler: „Lageveränderungen des Schottergleises durch zyklische und dynamische Beanspruchungen“. Doctoral Thesis. Berlin: Technische Universität Berlin, Fakultät VI - Planen Bauen Umwelt, 2008. DOI: 10.14279/depositonce-1910. URL: <http://dx.doi.org/10.14279/depositonce-1910>.
- [19] ZOV 4: *Bettungsquerschnitte*. ÖBB, Dez. 2004.
- [20] C. Bucher: *Mechanik für IngenieurInnen: Einführung in die Technische Mechanik*. ger. [CreateSpace Independent Publ. Platform], 2015. ISBN: 1499345070.
- [21] C. Petersen und H. Werkle: *Dynamik der Baukonstruktionen*. ger. 2., überarbeitete und aktualisierte Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2018. ISBN: 3834814598.
- [22] A. Stollwitzer und J. Fink: „Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken - Teil 2: Energiedissipation im Schotteroberbau und zugehöriges Rechenmodell“. Dez. 2021.
- [23] *ÖNORM EN 1993-1-5:2019 08: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2019.
- [24] *ÖNORM EN 1993-2:2010 08 15: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2010.
- [25] *ÖNORM EN 1993-1-9:2005 11 01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung*. Wien: Austrian Standards, Nov. 2005.
- [26] *ÖNORM EN 1993-1-8:2012 03: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*. Wien: Austrian Standards, März 2019.
- [27] G. Luza und M. Palka: *Stahlbau : Formeln und Tabellen*. ger. 2. Aufl. Wissen ist Manz. Wien: Manz Verl. Schulbuch, 2011. ISBN: 3706841665.
- [28] J. Fink: *Studienblätter zur Vorlesung – Stahlbau 1*. Wien: Technische Universität Wien - Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau, 2016.
- [29] Sofistik AG: *Basisfunktionalitäten*. Version 2020. Oberschleissheim.
- [30] Westfalia Handels GmbH: *Westfalia 2-Loch Stehlager mit Gussgehäuse, für 50 mm Welle*. URL: https://www.westfalia-versand.at/shops/agrishop/landmaschinen_zubehoer/anbaugeraete/gelenkwellen/1452370-westfalia-2-loch-stehlager-mit-gussgehaeuse-fuer-50-mm-welle.htm (Zugriff am 24.02.2021).

- [31] Kirchdorfer Concrete Solutions: *Produktdatenblatt Betonschwelle L2*. 2015. URL: <https://www.concrete-solutions.eu/pog3/streckenschwellen/> (Zugriff am 24.02.2021).
- [32] *DIN EN 13674-1:2011: Bahnanwendungen - Oberbau - Schienen - Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2011.

Tabellenverzeichnis

1.1	Unterer Grenzwert ζ der kritischen Dämpfung in [%] lt. Eurocode [4, Tabelle 6.6, S. 88]	2
2.1	Massenaufstellung des Schotteroberbaus	12
2.2	Zweite Eigenfrequenzen des Zweimassenschwingers bei Variation von Schotterfeder k_{SV} und Massenanteil μ	23
2.3	Verwendete Parameter zur Gegenüberstellung von Ein- und Zweimassenschwinger	24
3.1	Konstruktive Vorgaben nach <i>EN 1991-2</i> [24, S.93, Tab. C.2] und entsprechende Maße der Versuchsanlage	33
3.2	Belastung eines Querträgers und daraus entstehende statische Durchbiegungen in Feldmitte	34
3.3	Vergleich der Wegamplituden der Bordwand am freien Ende bei einer maximalen Weganregung bei 25 Hz und $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$ zwischen FE-Modell und starrem Balken bei unterschiedlichen Hauptträgerquerschnitten	37
3.4	Vergleich der Ergebnisse des Stabwerksmodells mit den Ergebnissen des Finite-Elemente-Modells	50

Abbildungsverzeichnis

1.1	Auszug aus [4, Bild 6.19, S. 103] — Beispiel eines Modells eines Gleis-/Tragwerksystems	2
1.2	Auszug aus [5, Bild 39, S.39] — Schemaskizze Schotterbett-Modellierung	3
1.3	Dissipationsmechanismen im Schotteroberbau nach [14, Bild 1.1.1, S.6]	4
1.4	Übergang von kombinierten Energiedissipationsmechanismen zu rein vertikalen Mechanismen mit zunehmender Resonanzfrequenz [14]	5
1.5	Modell und zugehörige Kennwerte vertikaler Energiedissipationsmechanismen im Schotteroberbau	5
2.1	Konzept zur versuchstechnischen Nachbildung einer rein vertikalen Kinematik	7
2.2	Anordnung der hydraulischen Pressen im Querschnitt	9
2.3	Erster getätigter Entwurf	11
2.4	Mechanisches System der Versuchsanlage inkl. Energiedissipation zufolge vertikaler Absolutbewegungen – Einmassenschwinger	13
2.5	Maximale Wegamplitude der hydraulischen Presse für verschiedene Anregungsfrequenzen f_{err} und Schotterbettbeschleunigungen $a_{Schotter}$	17
2.6	Maximale Kraftamplitude der hydraulischen Pressen bei verschiedenen Anregungsfrequenzen f_{err} und Schotterbettbeschleunigungen $a_{Schotter}$	18
2.7	Auswirkung des Dämpfungsmechanismus zufolge vertikaler Absolutbeschleunigungen des Schotterbetts auf die Pressenkraftamplitude bei einem Beschleunigungsniveau von $a_{Schotter} = 10 \text{ m/s}^2$	19
2.8	Mechanisches System inkl. Abbildung aller vertikalen Dissipationsmechanismen des Schotteroberbaus – Zweimassenschwinger	20
2.9	Einfluss der Schotterfeder k_{SV} auf die Pressenkraftamplitude bei $\mu = \frac{1}{3}$	22
2.10	Einfluss der Schotterfeder k_{SV} auf die Pressenkraftamplitude bei $\mu = \frac{1}{2}$	23
2.11	Einfluss des Dämpfungskennwertes c_{SV} auf die Pressenkraftamplitude	24
2.12	Vergleich der Pressenkraftamplituden von Ein- und Zweimassenschwinger	25
3.1	1. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 1,5 Hz	27
3.2	2. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 10 Hz	27
3.3	3. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 10 Hz	28
3.4	4. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 32 Hz	28
3.5	5. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 32 Hz	28
3.6	Gegenüberstellung der unverformten FE-Modelle vor und nach den in diesem Abschnitt erfolgten Adaptierungen	29
a	FE-Modell des Erstentwurfs	29
b	FE-Modell nach 1. Adaptierung	29

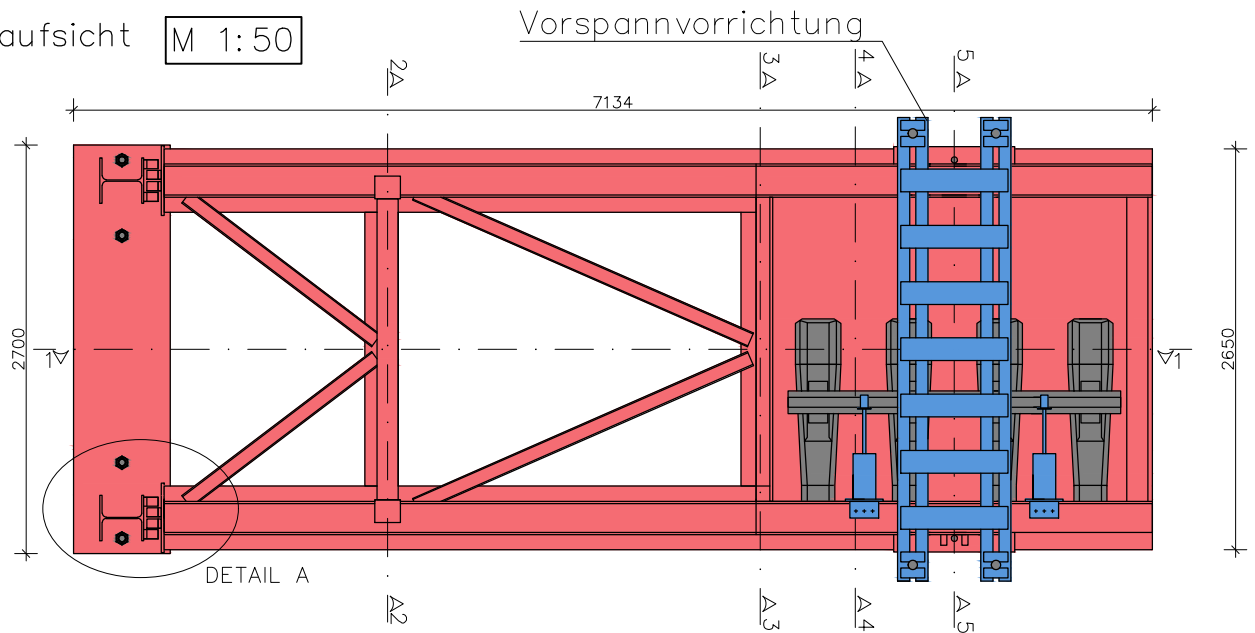
3.7	1. Eigenform zufolge Kippen der Hauptträger bei 42 Hz nach der ersten Überarbeitung	30
3.8	Eigenform zufolge Biegung der Bordwand am freien Ende bei 12 Hz	30
3.9	Eigenform zufolge Biegung der vorderen Bordwand bei 25 Hz	31
3.10	Querschnitt der Bordwand am freien Ende	31
3.11	1. Torsionseigenform bei 6 Hz	32
3.12	2. Torsionseigenform bei 9 Hz	32
3.13	Querschnitt eines Querträgers	33
3.14	Statisches System eines herausgelösten Querträgers	34
3.15	Pressenkraftamplitude der Konstruktion nach den Umplanungen aus der Eigenfrequenzanalyse	35
3.16	Adaptierung der Hauptträgerquerschnitte	36
	a Ausgangsquerschnitt	36
	b Erste Querschnittsänderung	36
	c Zweite Querschnittsänderung	36
3.17	Pressenkraftamplitude der Konstruktion mit dem Hauptträgerquerschnitt aus Abbildung 3.16c	38
3.18	Verstärkungsbleche im Bereich der Pressenkrafteinleitung	38
3.19	Pressenkraftamplitude nach Verstärkungen im Pressenbereich	39
3.20	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 1 ($f = 1$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	40
3.21	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	41
3.22	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	41
3.23	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)	41
3.24	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)	42
3.25	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)	42
3.26	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)	42
3.27	Vergleichsspannung $\sigma_{v,Ed}$ [N/mm ²] bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)	43
3.28	Definition der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$	43
3.29	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ in [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 1 ($f = 1$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	44
3.30	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 1 ($f = 1$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	44
3.31	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	45
3.32	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 2 ($f = 3$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	45

3.33	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	45
3.34	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 3 ($f = 5$ Hz; $w_0 = 10$ mm)	46
3.35	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)	46
3.36	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 4 ($f = 7$ Hz; $w_0 = 5,17$ mm)	46
3.37	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)	47
3.38	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 5 ($f = 10$ Hz; $w_0 = 2,53$ mm)	47
3.39	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)	47
3.40	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 6 ($f = 15$ Hz; $w_0 = 1,13$ mm)	48
3.41	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)	48
3.42	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 7 ($f = 20$ Hz; $w_0 = 0,63$ mm)	48
3.43	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der oberen Elementfaser bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)	49
3.44	Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²] der unteren Elementfaser bei Bemessungssituation 8 ($f = 25$ Hz; $w_0 = 0,405$ mm)	49
4.1	Übersichtsplan der endgültigen Konstruktion	52
4.2	Schnitte durch ein Drehaufleger	54
4.3	Querschnitt und zugehörige Kennwerte des Profils HEA-300	58
4.4	Anschluss des Queraussteifungsrahmens an die Hauptträger	60
4.5	Ansetzende Kräfte im Pressenlasteinleitungsbereich	61
4.6	Herausgelöste Pressensteife	62
4.7	Prinzip der Vorspannvorrichtung	65
4.8	Prinzip der Konstruktion zur Messung des Querverschiebewiderstands	66
4.9	Horizontalschnitt durch die Schottersohle zur Anschauung des Messprinzips	67
4.10	Anschluss einer möglichen Plattform für einen Unwuchterreger	67
5.1	Vom Konzeptmodell zum auszuführenden Modell	68
a	Konzeptmodell	68
b	Finite-Elemente-Modell	68
B.1	Datenblatt des verwendeten Wälzlagers	xi
B.2	Datenblatt der verwendeten Betonschwelle L2	xii
B.3	Datenblatt der verwendeten Schiene 60E1	xiii

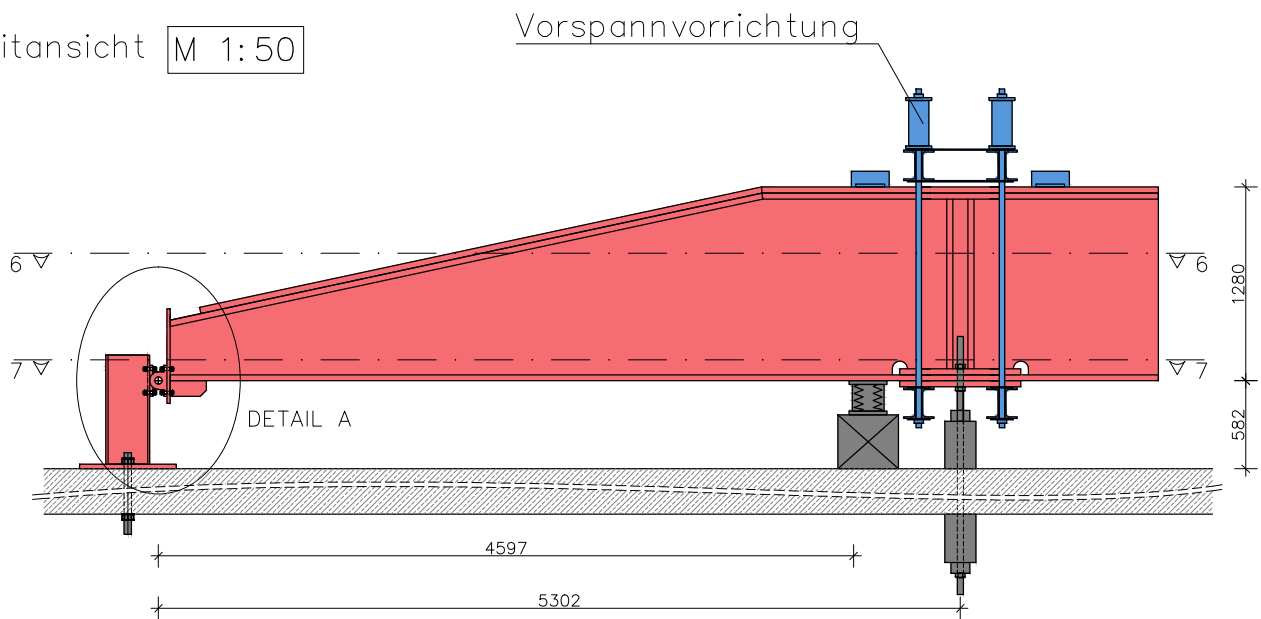
Anhang A

Konstruktionspläne

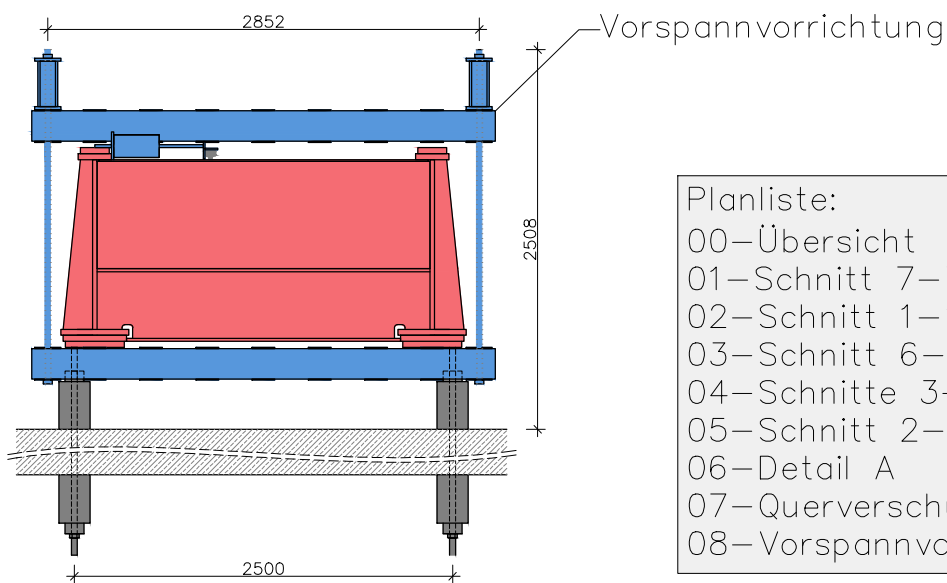
Draufsicht M 1:50



Seitansicht M 1:50



Vorderansicht M 1:50



- Planliste:
- 00–Übersicht
 - 01–Schnitt 7–7
 - 02–Schnitt 1–1
 - 03–Schnitt 6–6
 - 04–Schnitte 3–3, 4–4, 5–5
 - 05–Schnitt 2–2
 - 06–Detail A
 - 07–Querverschubanlage
 - 08–Vorspannvorrichtung

Versuchsanlage

Übersichtsplan

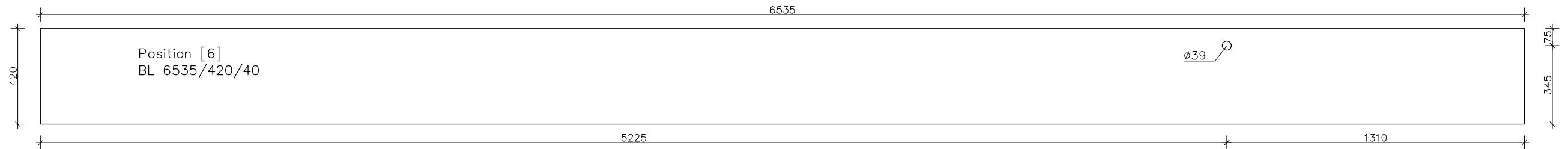
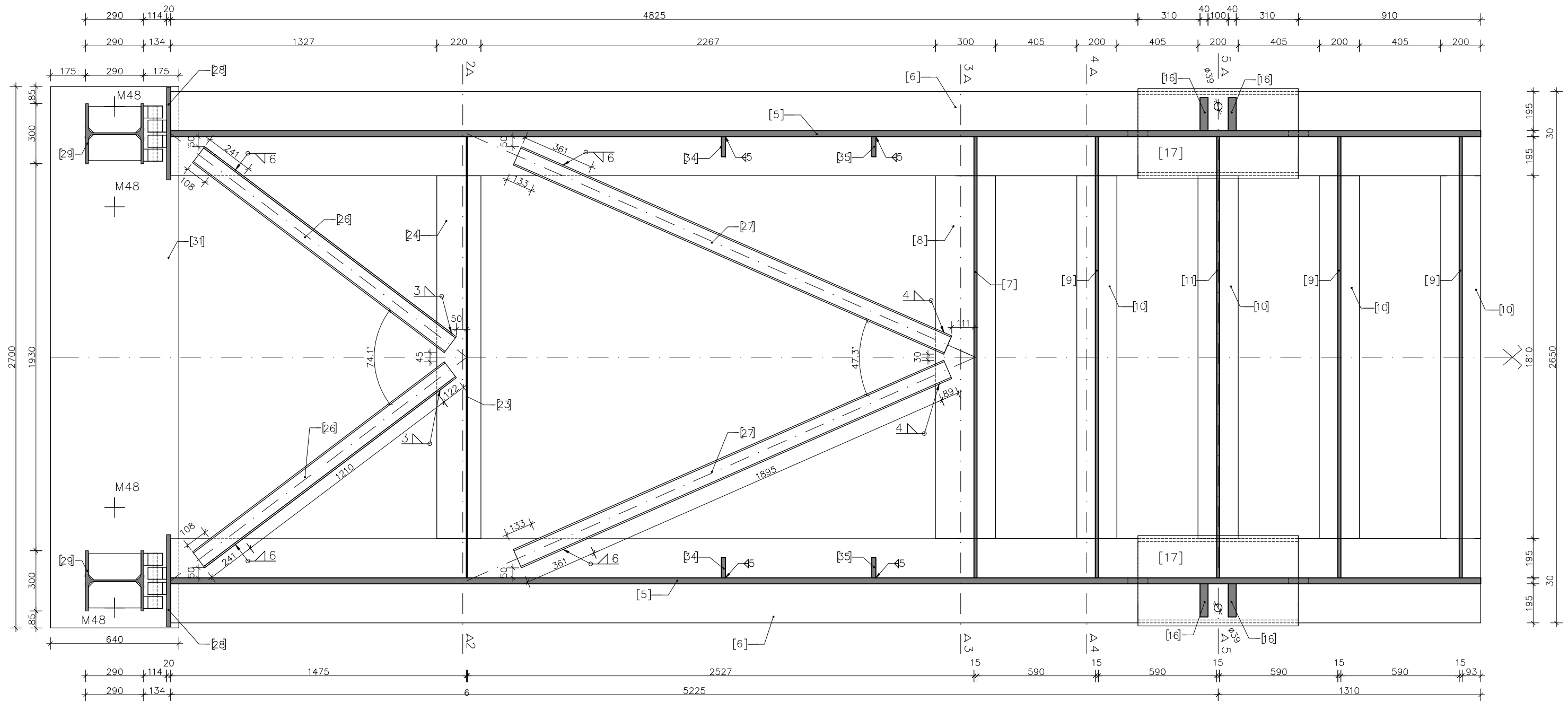
Plannummer: 00 (16.03.2021)

Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau

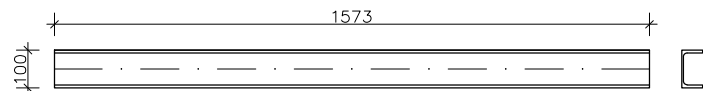
Stahlgüte S355 J0

Maßstab: 1:50

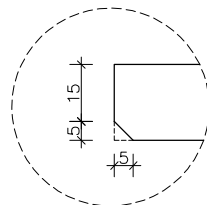
SCHNITT 7-7 M 1:20



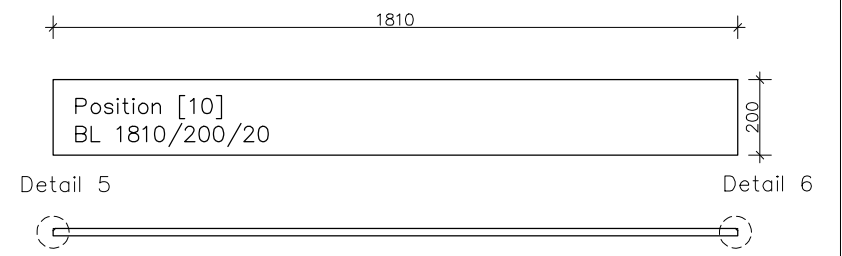
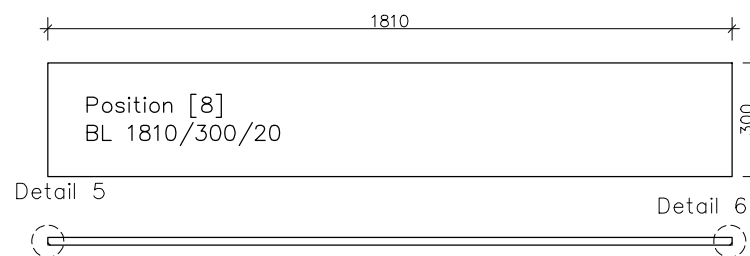
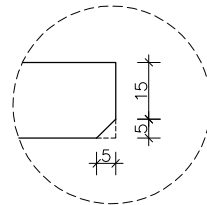
Position [26]
UPE 100, l=1573 mm



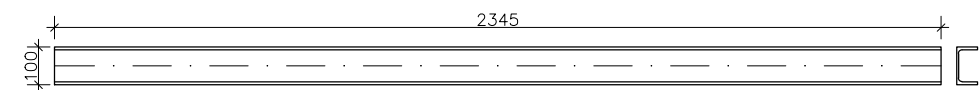
DETAIL 5
M 1:2



DETAIL 6
M 1:2

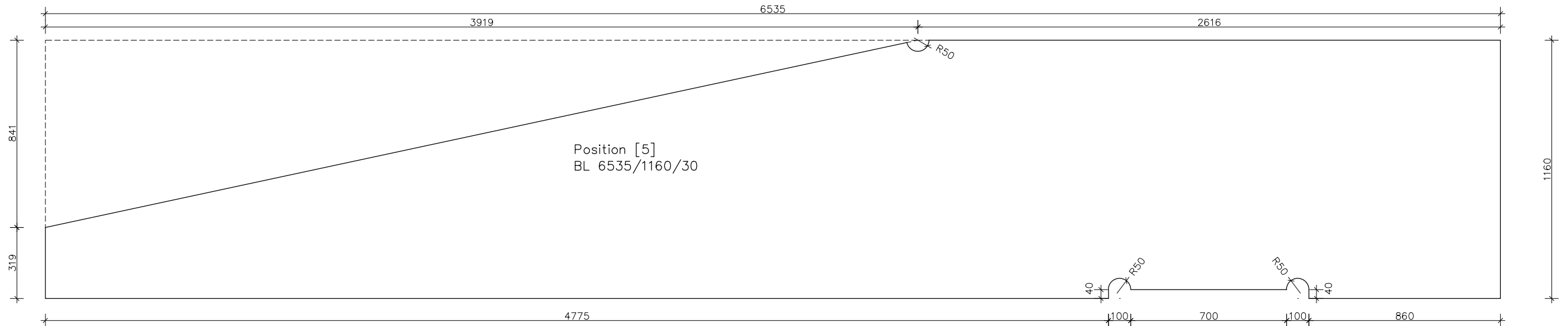
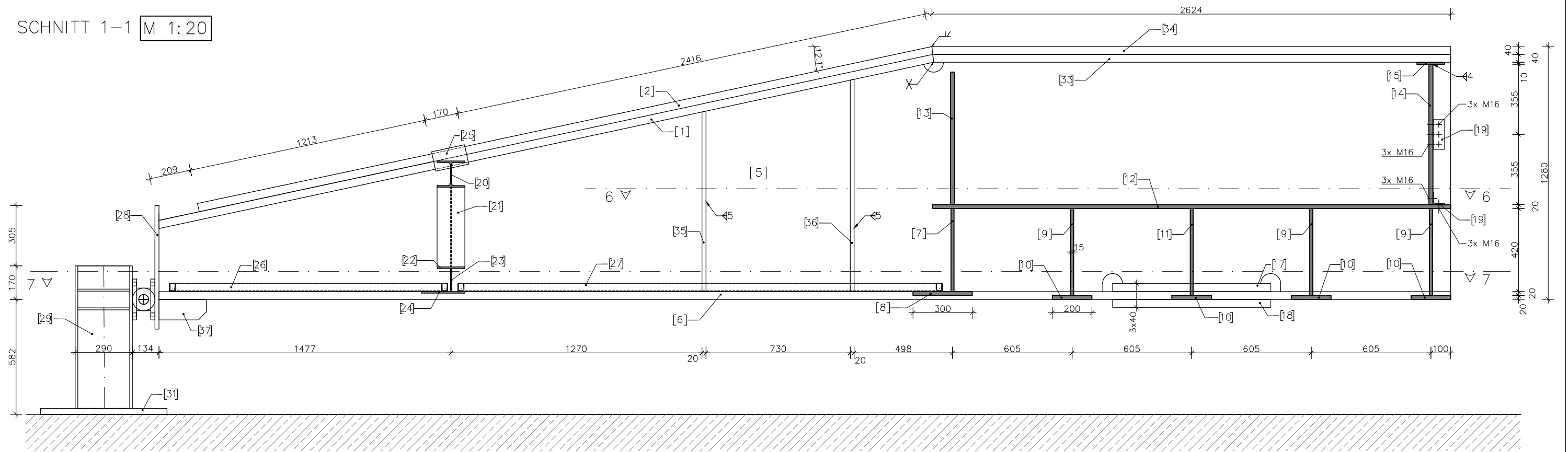


Position [27]
UPE 100, l=2345mm

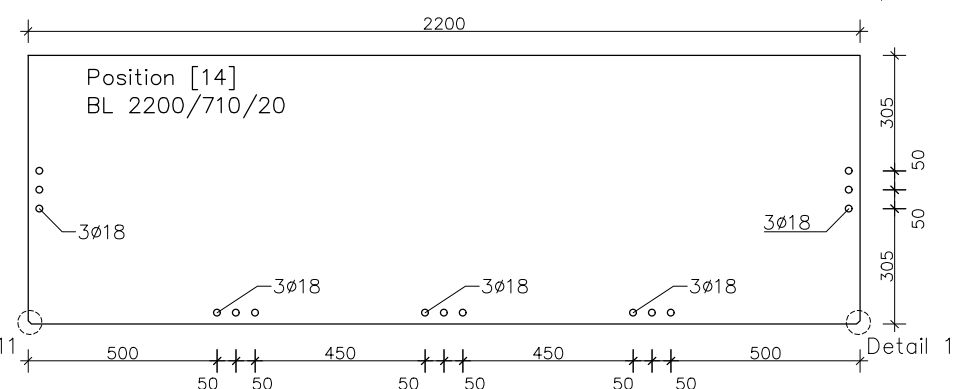
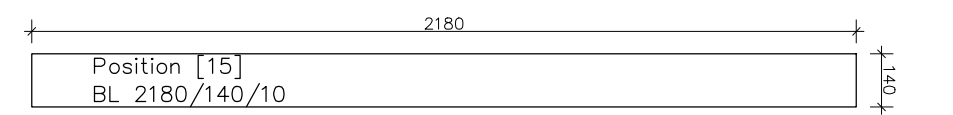
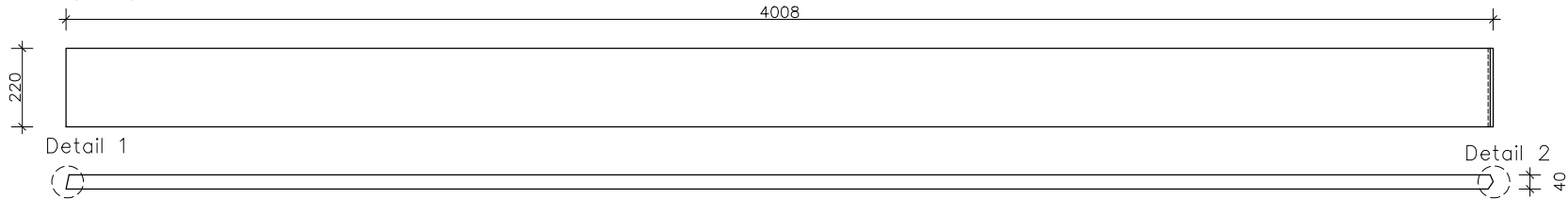


Versuchsanlage	Schnitt 7-7	Plannummer: 01 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20 / 1:2

SCHNITT 1-1 M 1:20

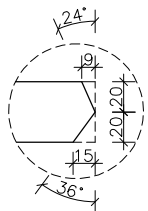
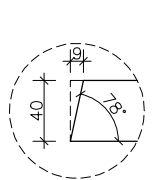


Position [1]
BL 4008/220/40

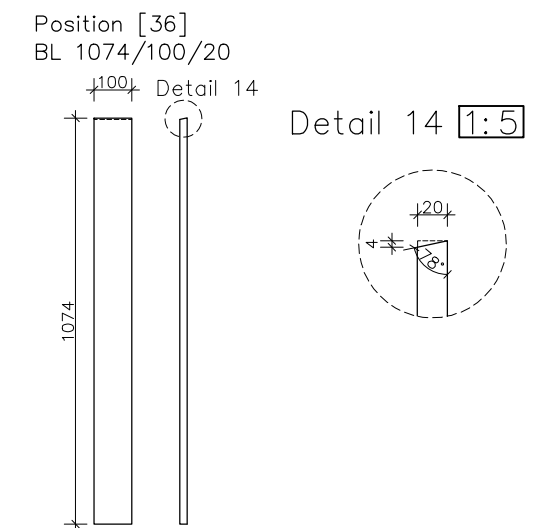
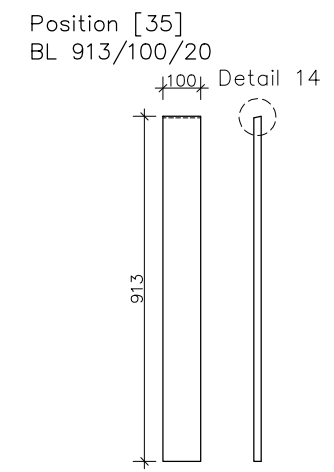
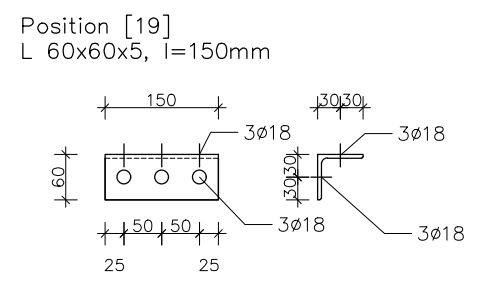
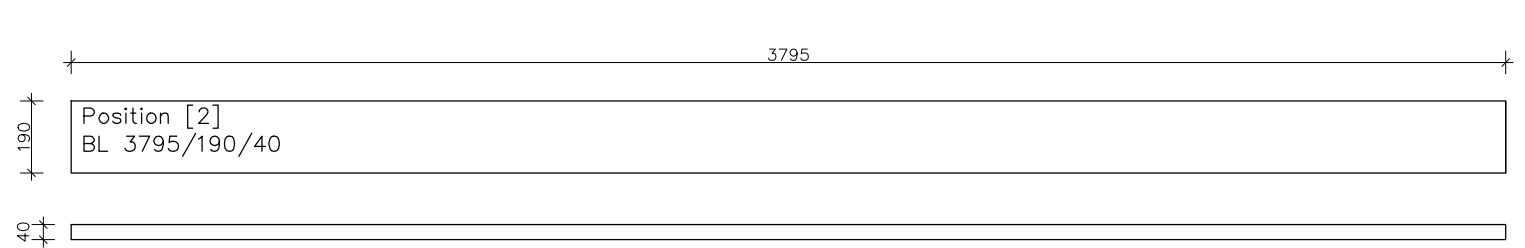


Detail 1 1:5

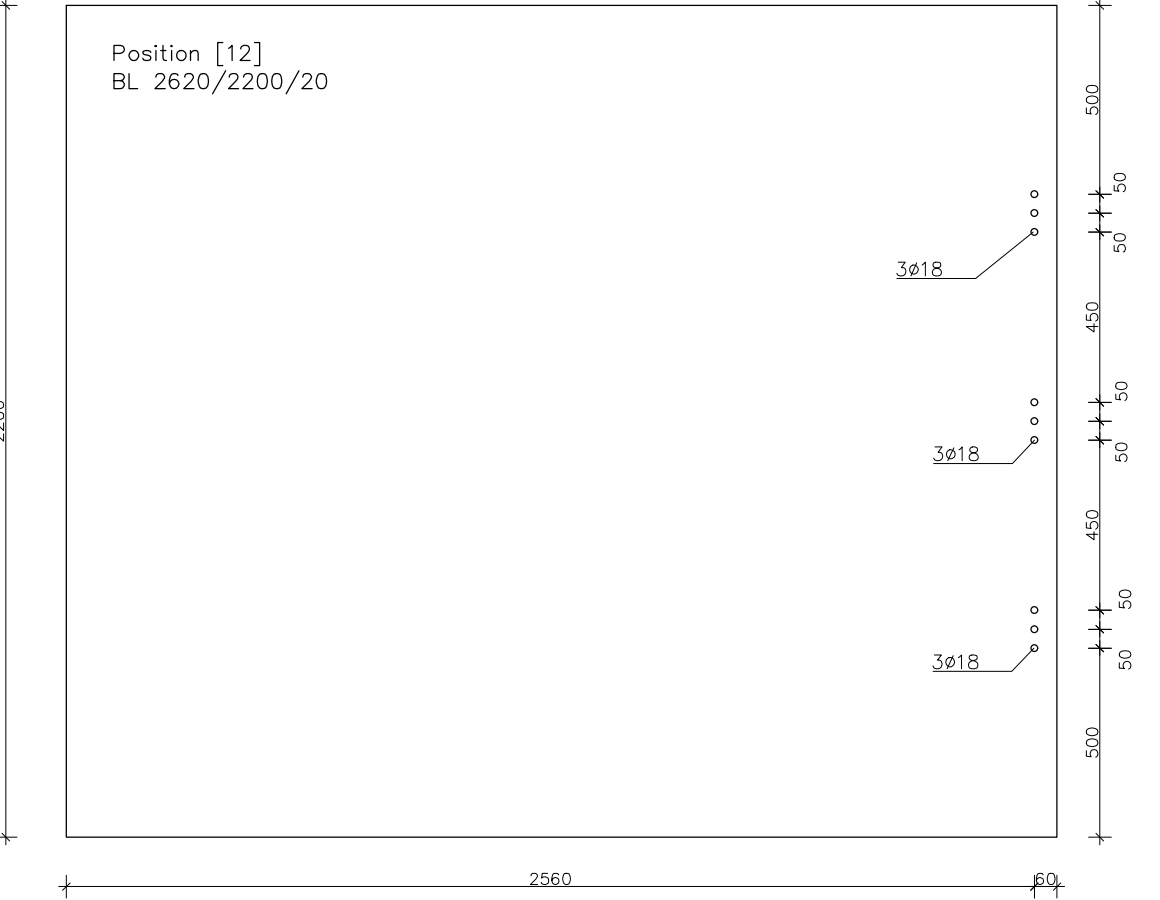
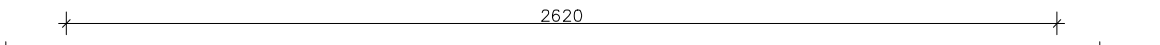
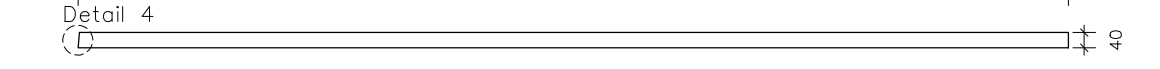
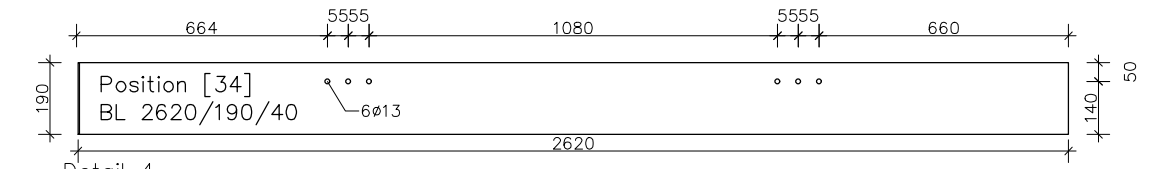
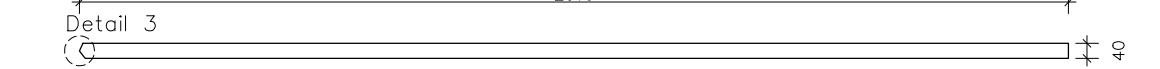
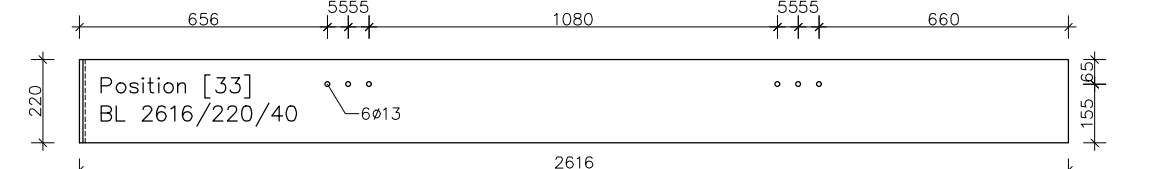
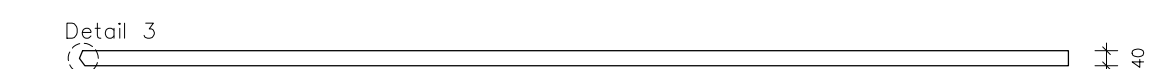
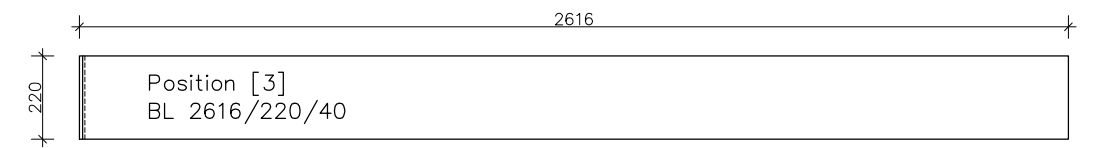
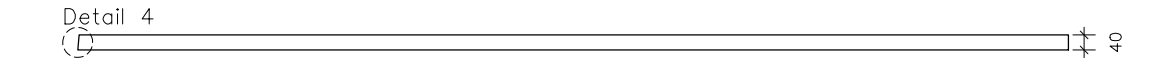
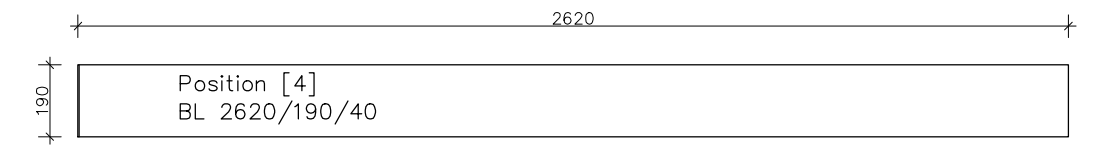
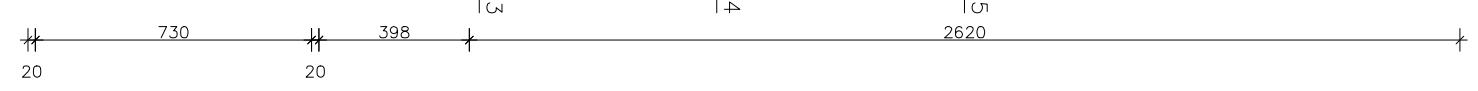
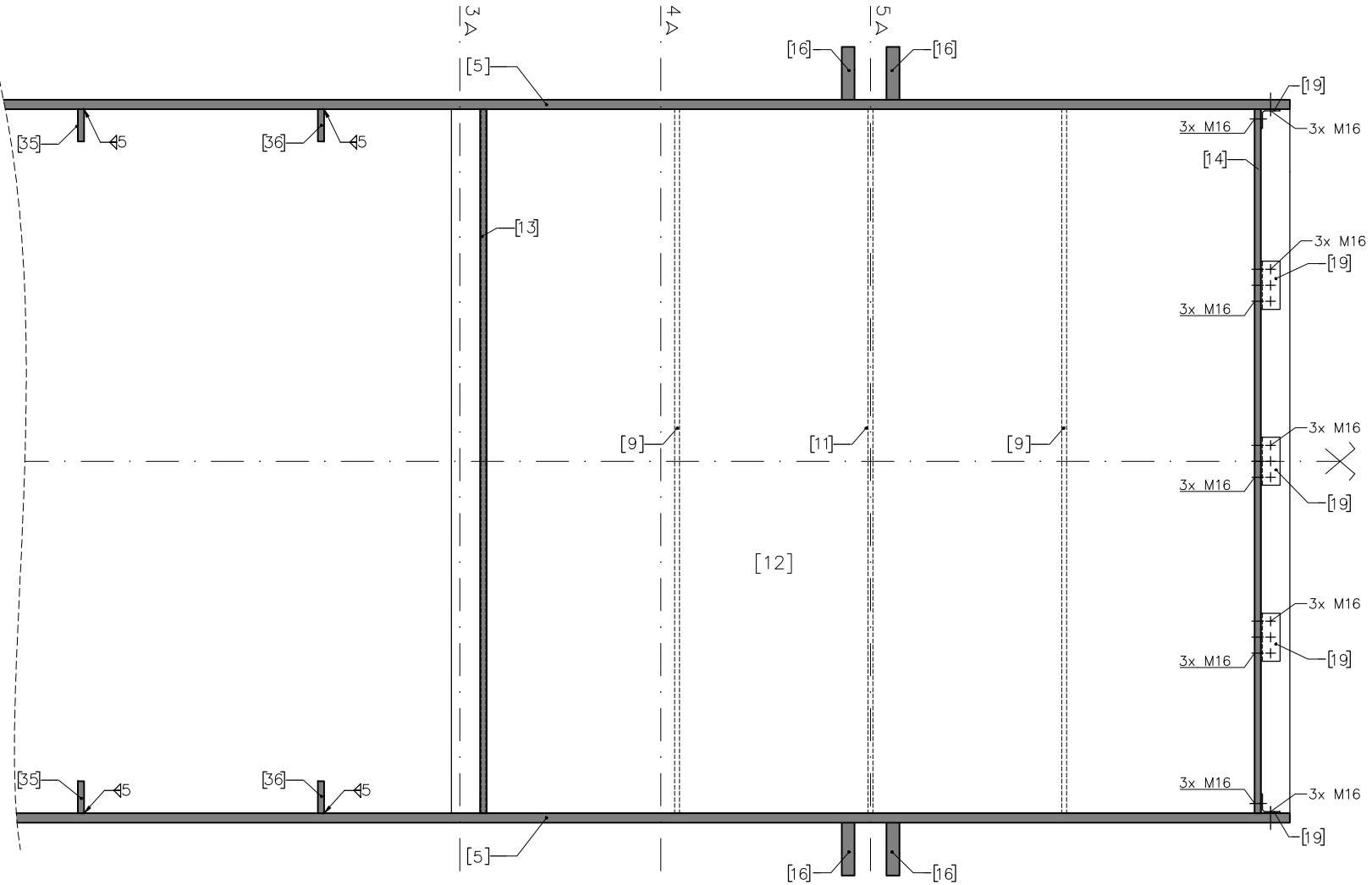
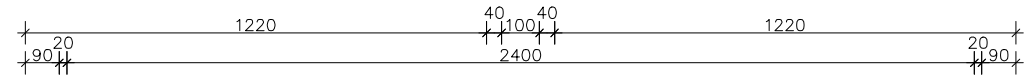
Detail 2 1:5



Versuchsanlage	Schnitt 1-1	Plannummer: 02 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20/1:5/1:2

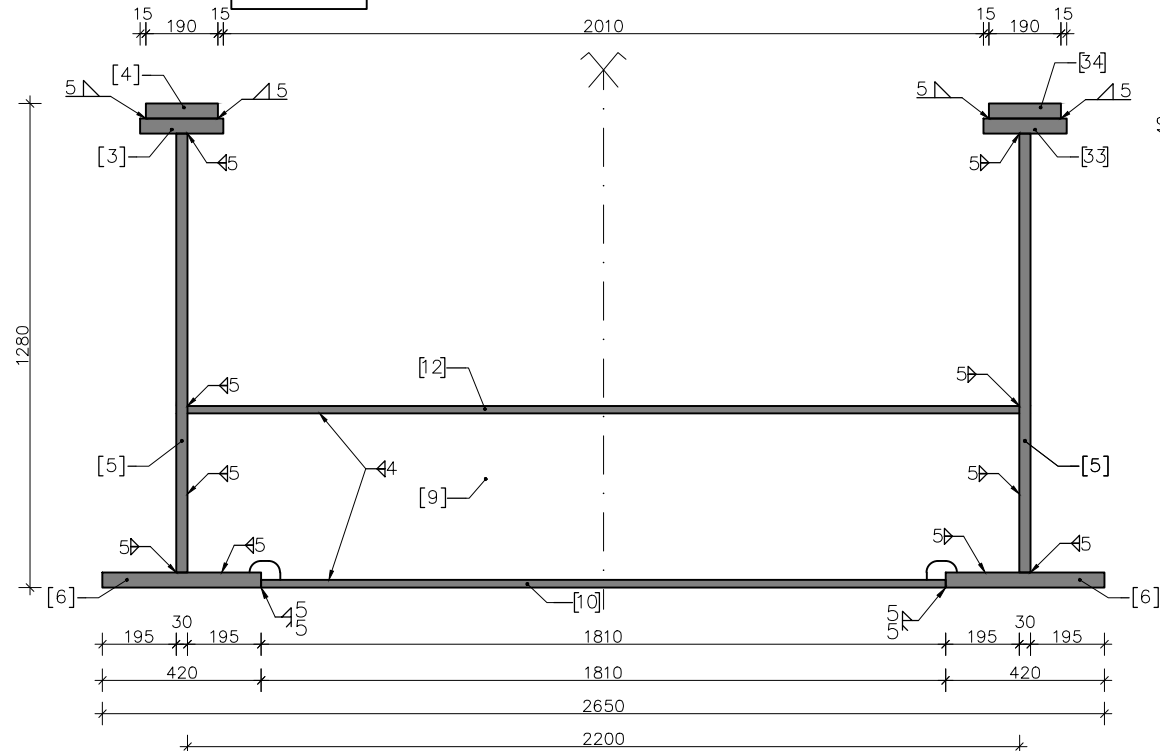


SCHNITT 6-6 M 1:20

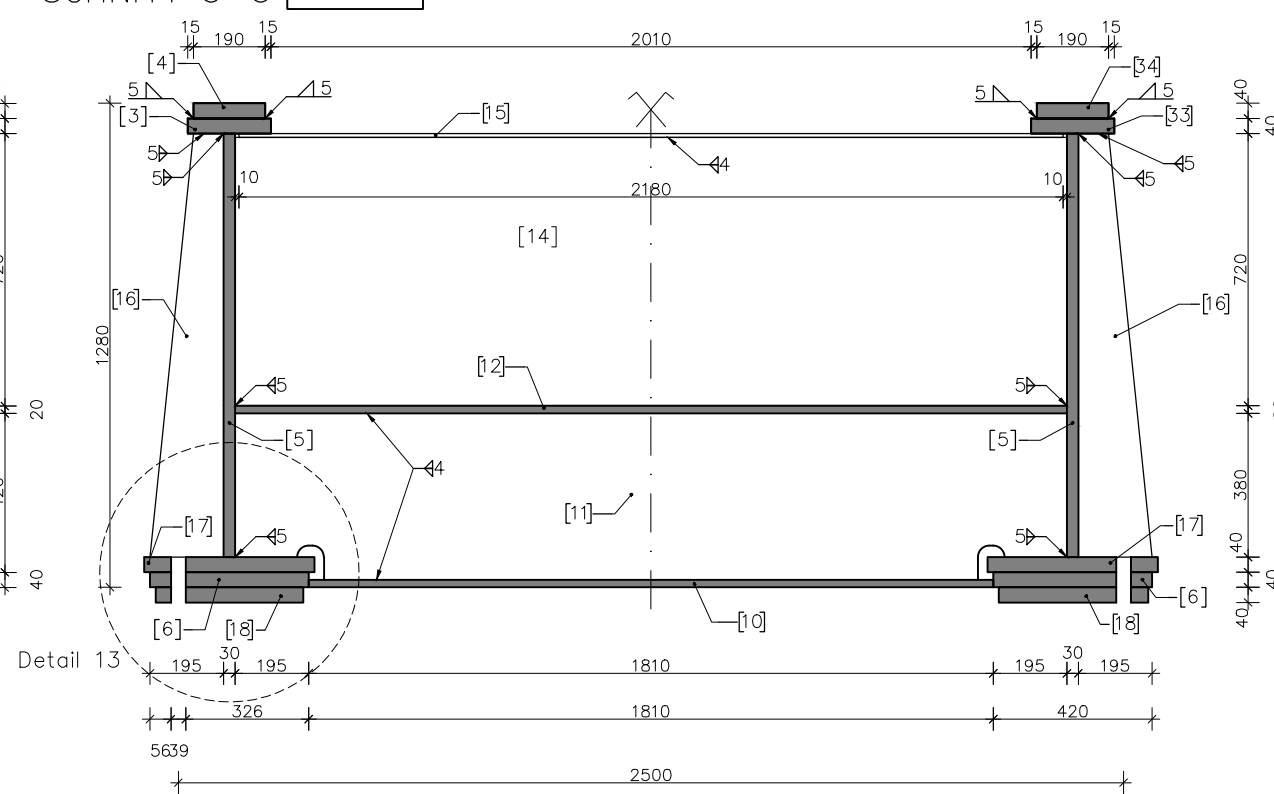


Versuchsanlage	Schnitt 6-6	Plannummer: 03 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20 / 1:5

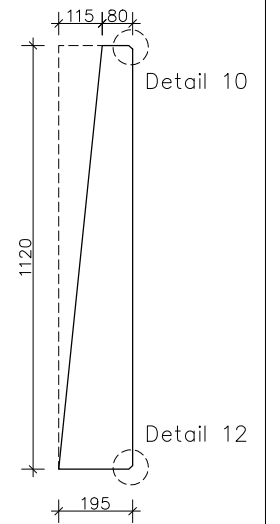
SCHNITT 4-4 M 1:20



SCHNITT 5-5 M 1:20

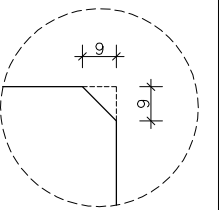
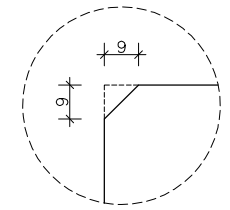


Position [16]
BL 1120/195/40



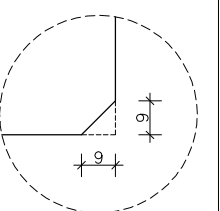
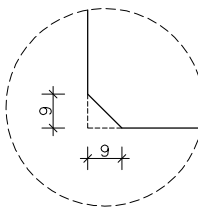
DETAIL 9
M 1:2

DETAIL 10
M 1:2

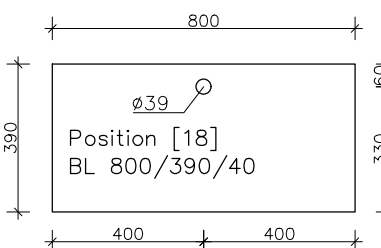
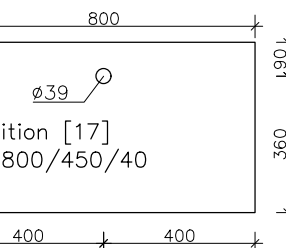
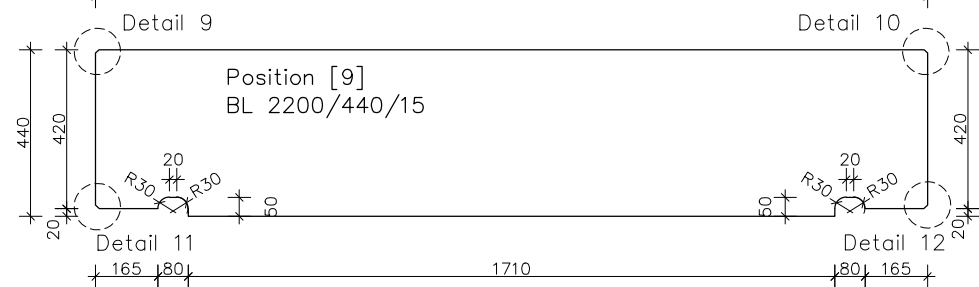
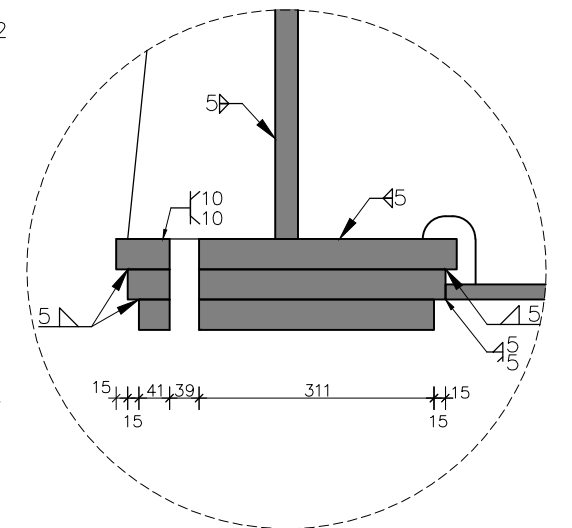


DETAIL 11
M 1:2

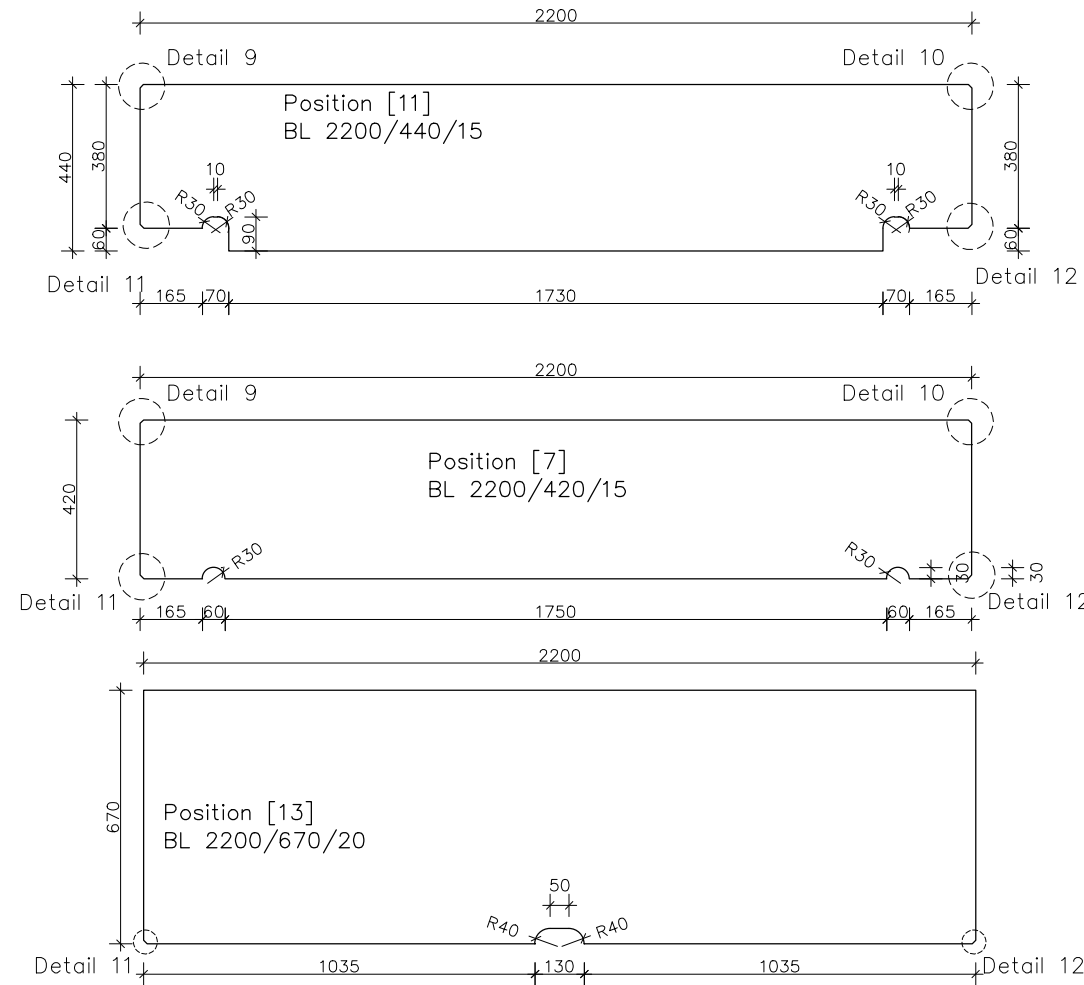
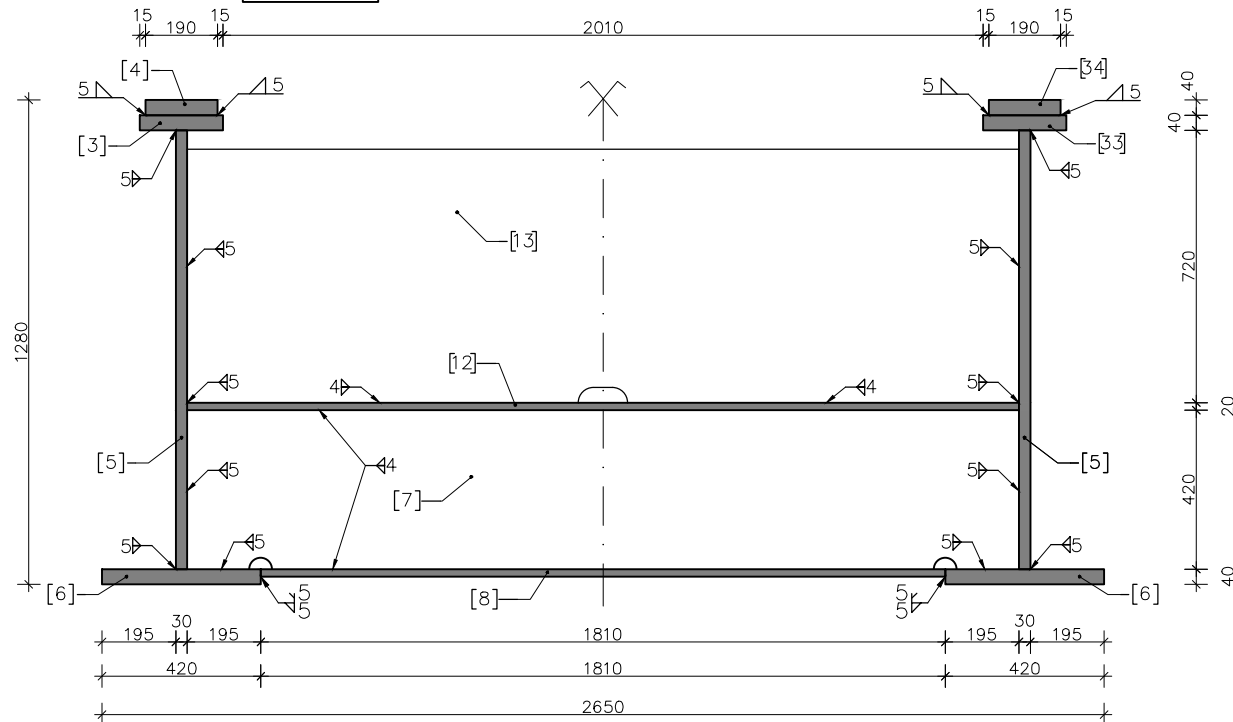
DETAIL 12
M 1:2



DETAIL 13 M 1:10

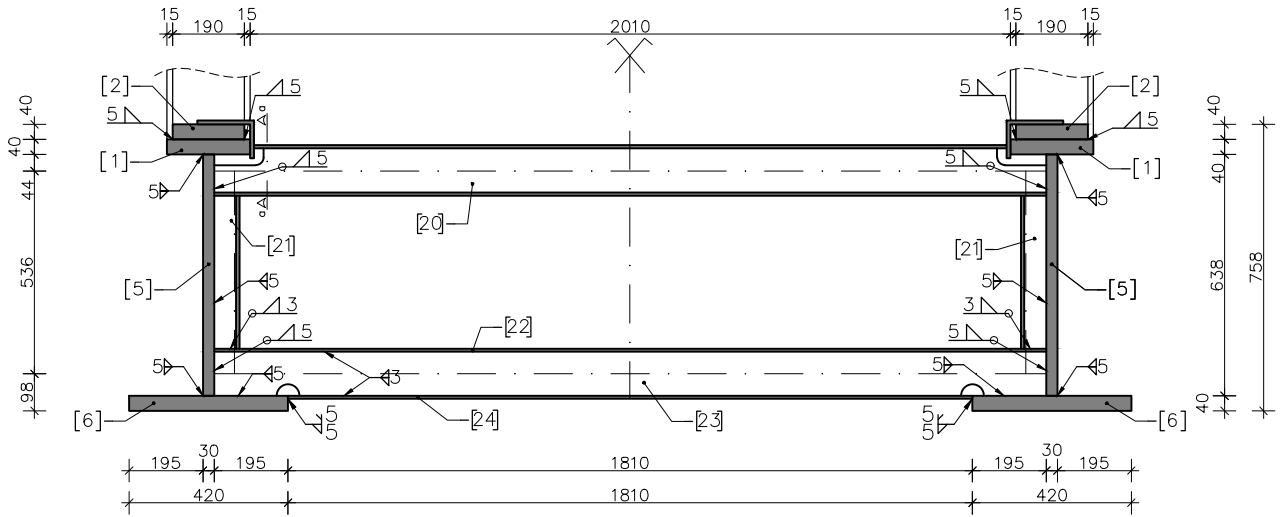


SCHNITT 3-3 M 1:20

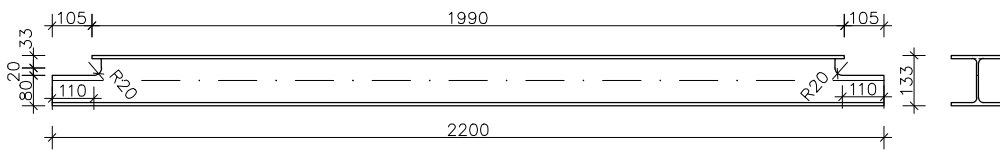


Versuchsanlage	Schnitte 3-3, 4-4, 5-5	Plannummer: 04 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20/1:10/1:2

SCHNITT 2-2 M 1:20



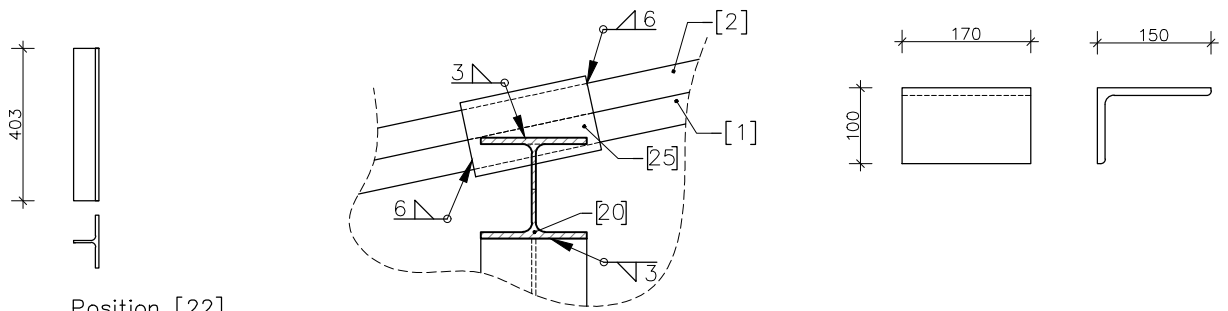
Position [20]
HEB 140, l=2200mm



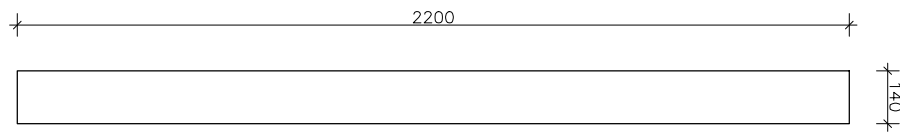
Position [21]
½ HEB 140, l=403mm

Schnitt a-a M 1:10

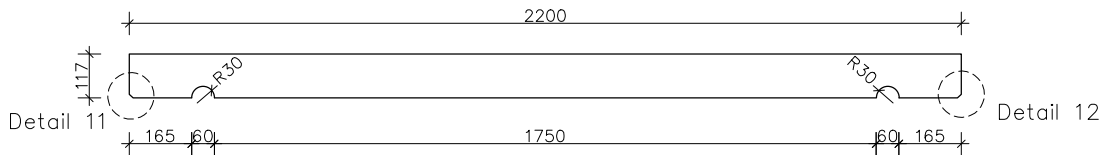
Position [25]
L 150x100x10, l=170mm



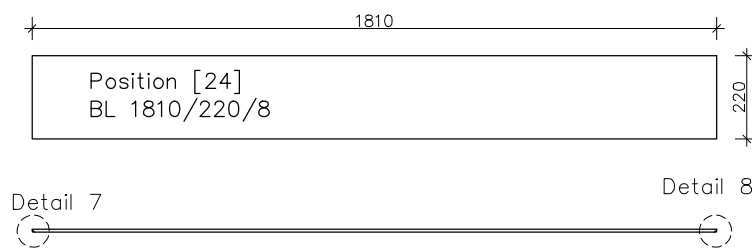
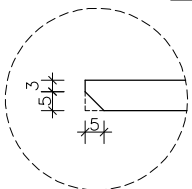
Position [22]
BL 2200/140/8



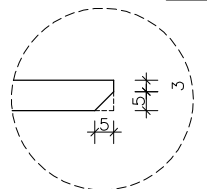
Position [23]
BL 2200/117/5



Detail 7 1:2



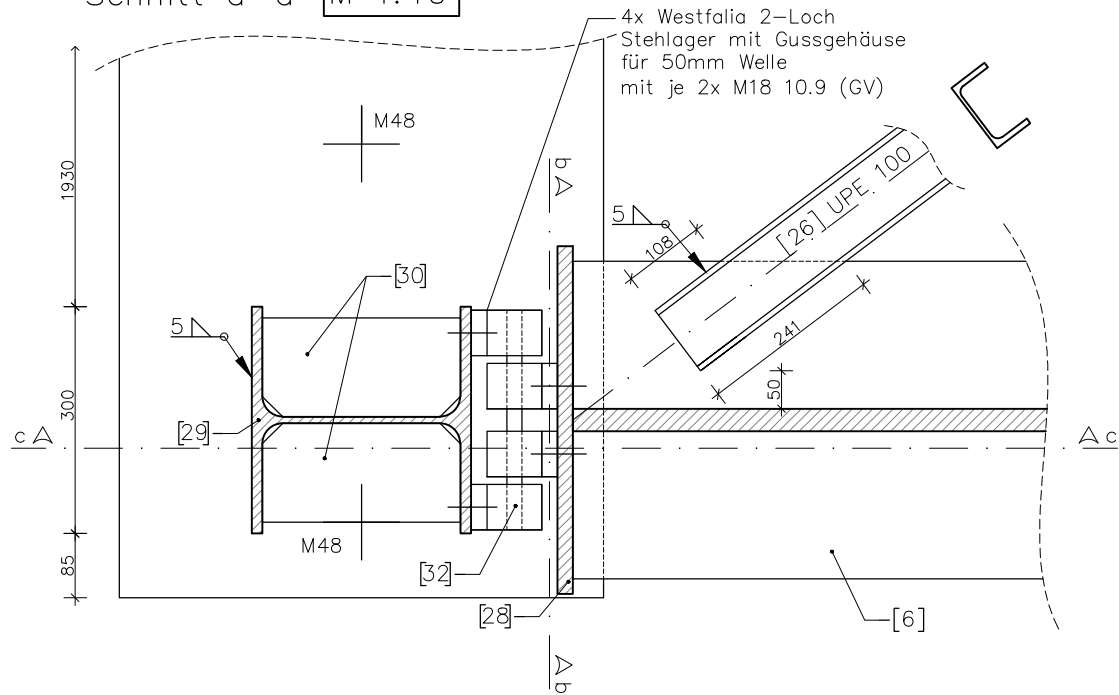
Detail 8 1:2



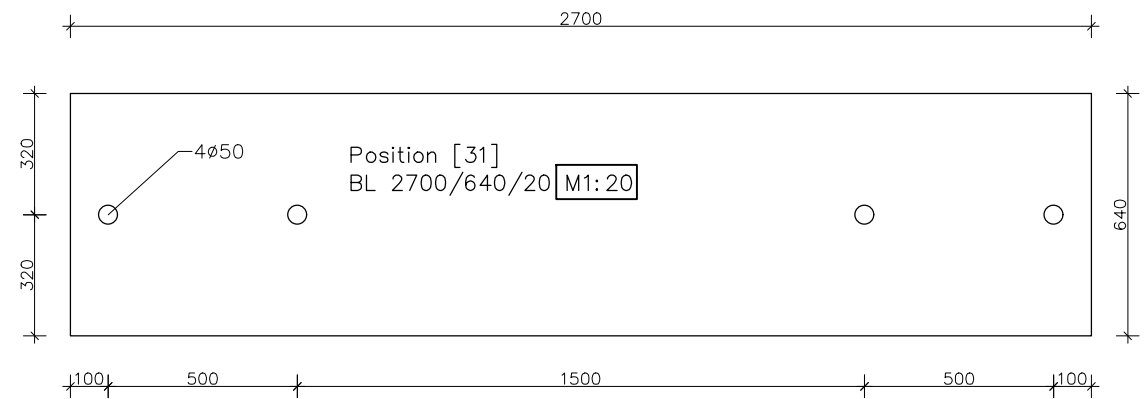
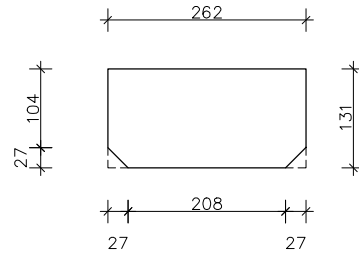
Versuchsanlage	Schnitt 2-2	Plannummer: 05 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20/ 1:10 / 1:2

DETAIL A
Anschluss Auflager

Schnitt a-a M 1:10



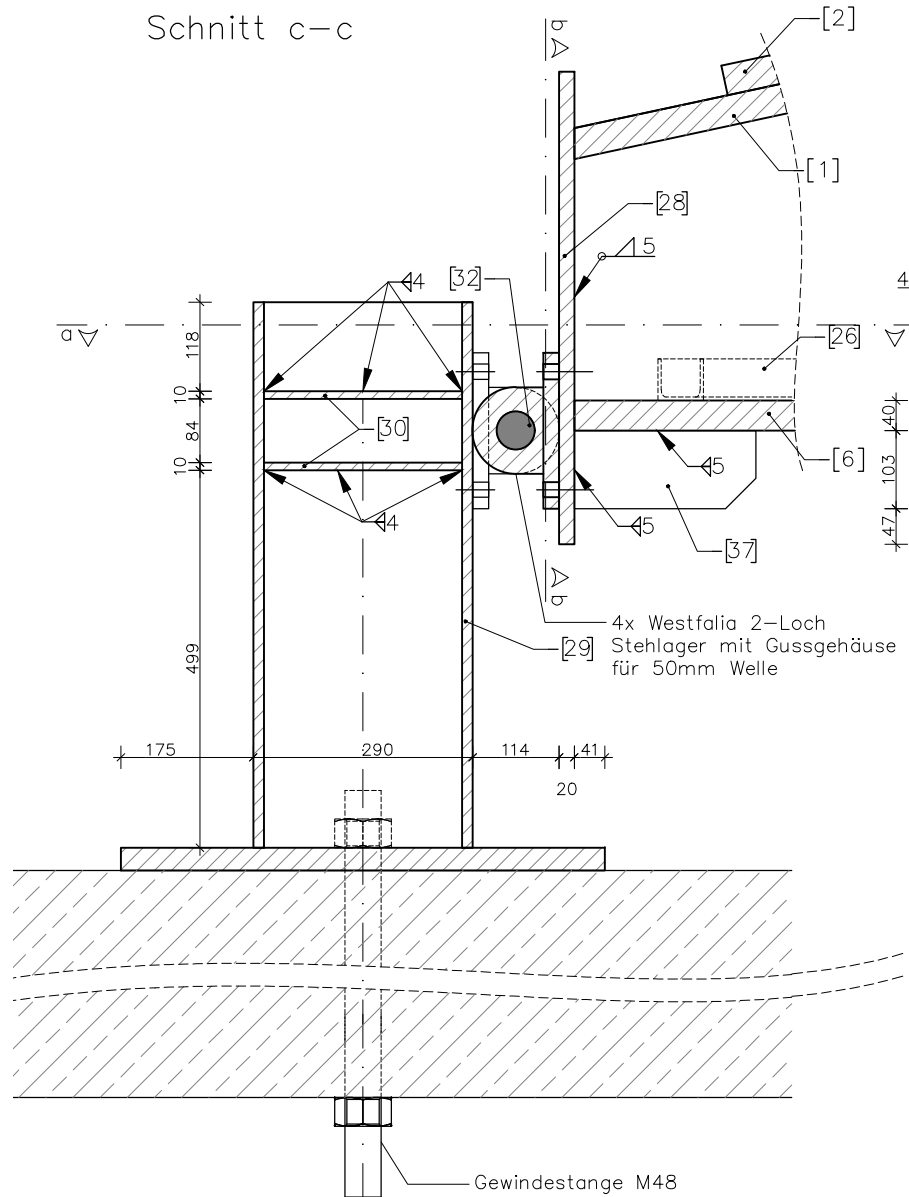
Position [30]
BL 262/131/10



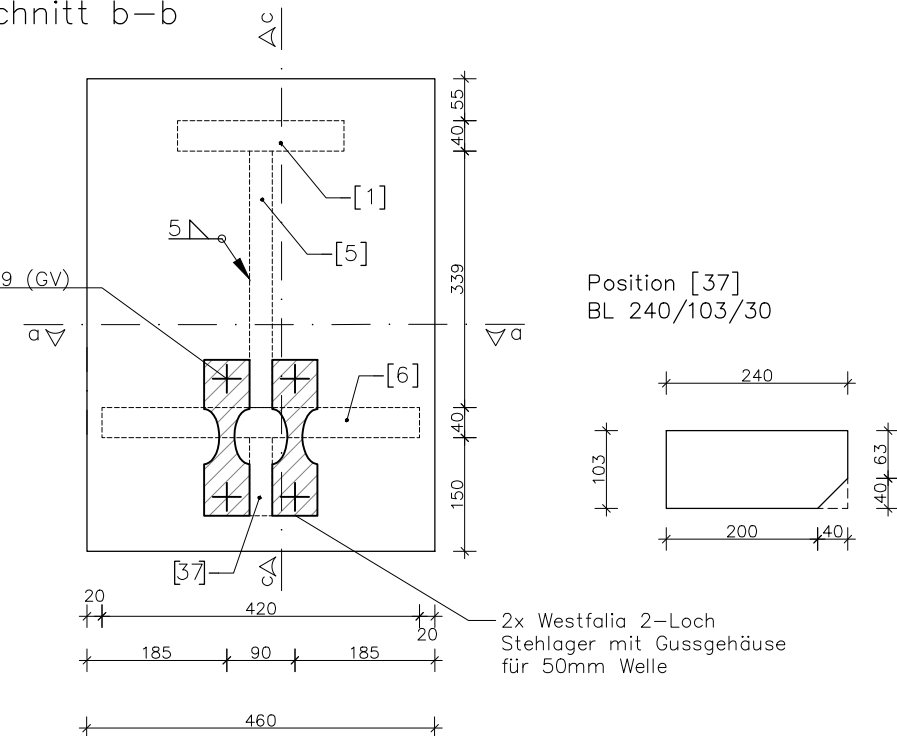
Position [32]
RD 20, l=290mm



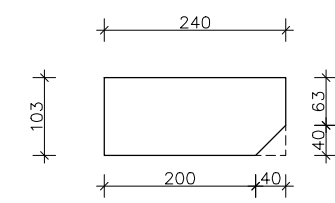
Schnitt c-c



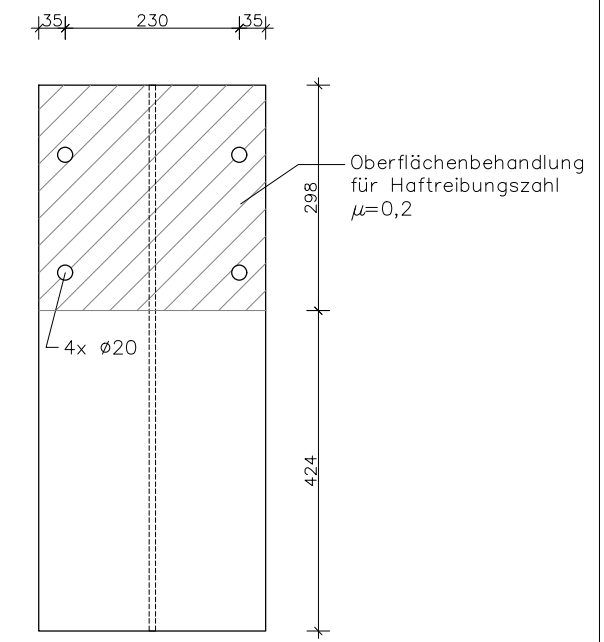
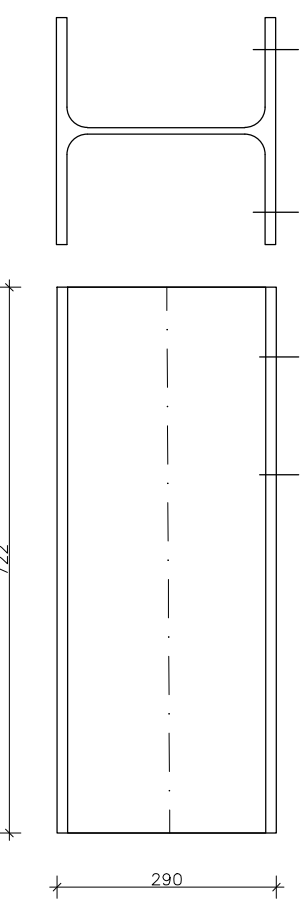
Schnitt b-b



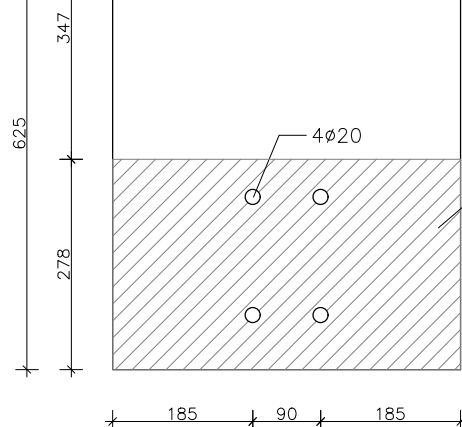
Position [37]
BL 240/103/30



Position [29]
HEA 300, l=722mm



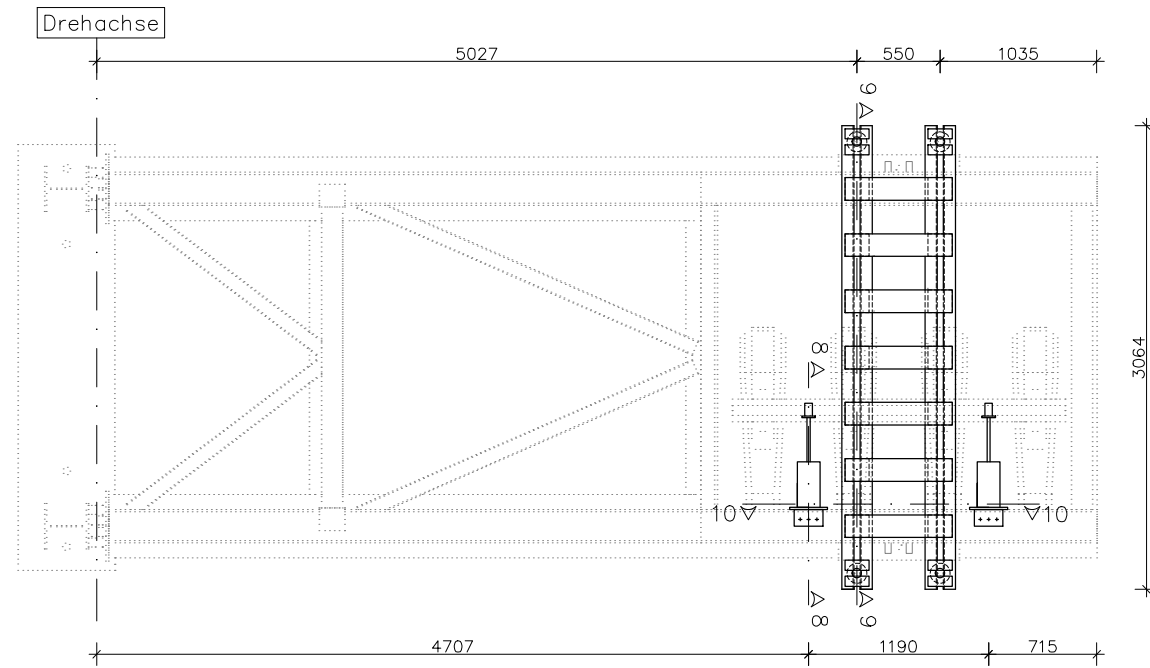
Position [28]
BL 625/460/20



Oberflächenbehandlung
für Haftreibungszahl
 $\mu=0,2$

Versuchsanlage	Detail A	Plannummer: 06 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:10 / 1:20

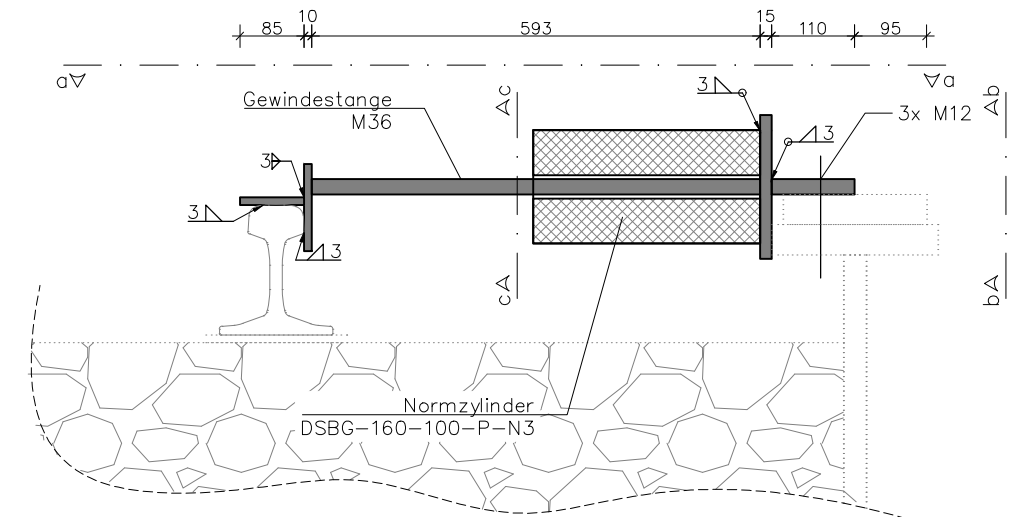
Grundriss M 1:50



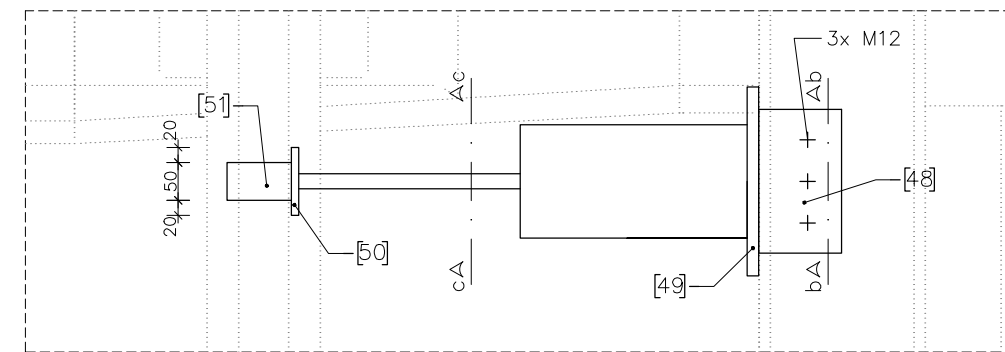
Ansicht M 1:50



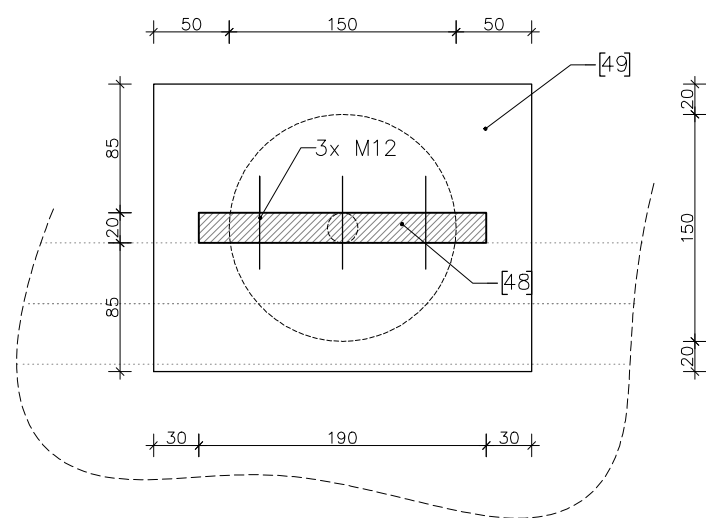
SCHNITT 8-8 M 1:10



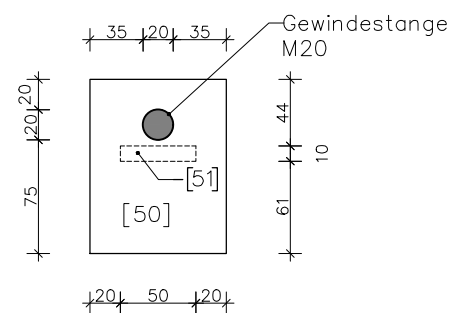
SCHNITT a-a M 1:10



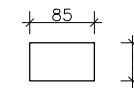
SCHNITT b-b M 1:5



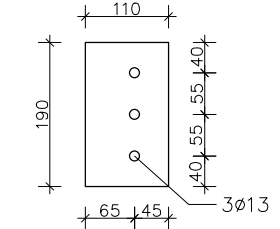
SCHNITT c-c M 1:5



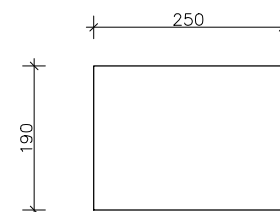
Position [51]
BL 85/50/10



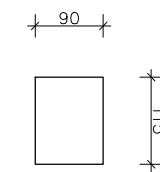
Position [48]
BL 190/110/20



Position [49]
BL 250/190/15



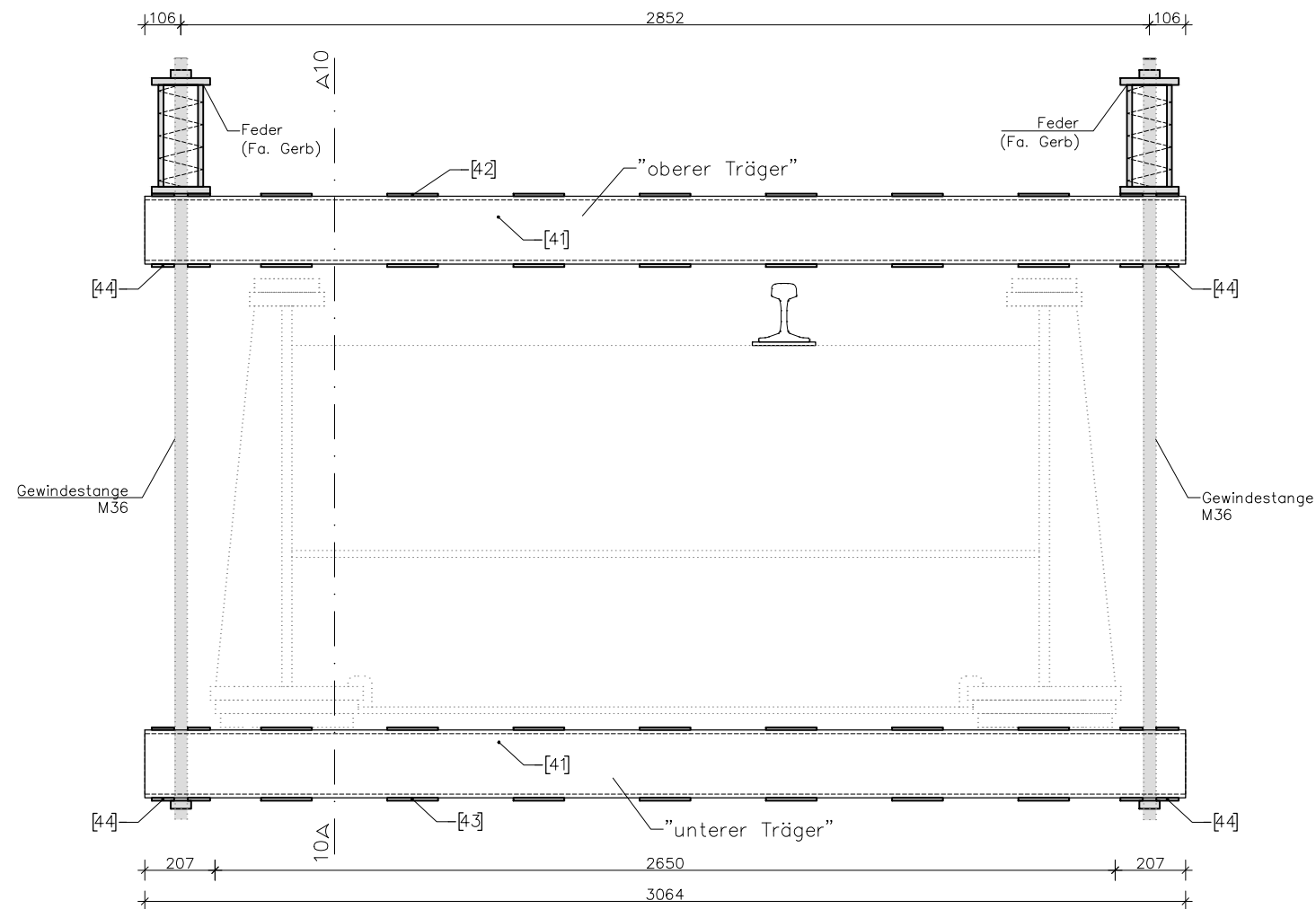
Position [50]
BL 115/90/10



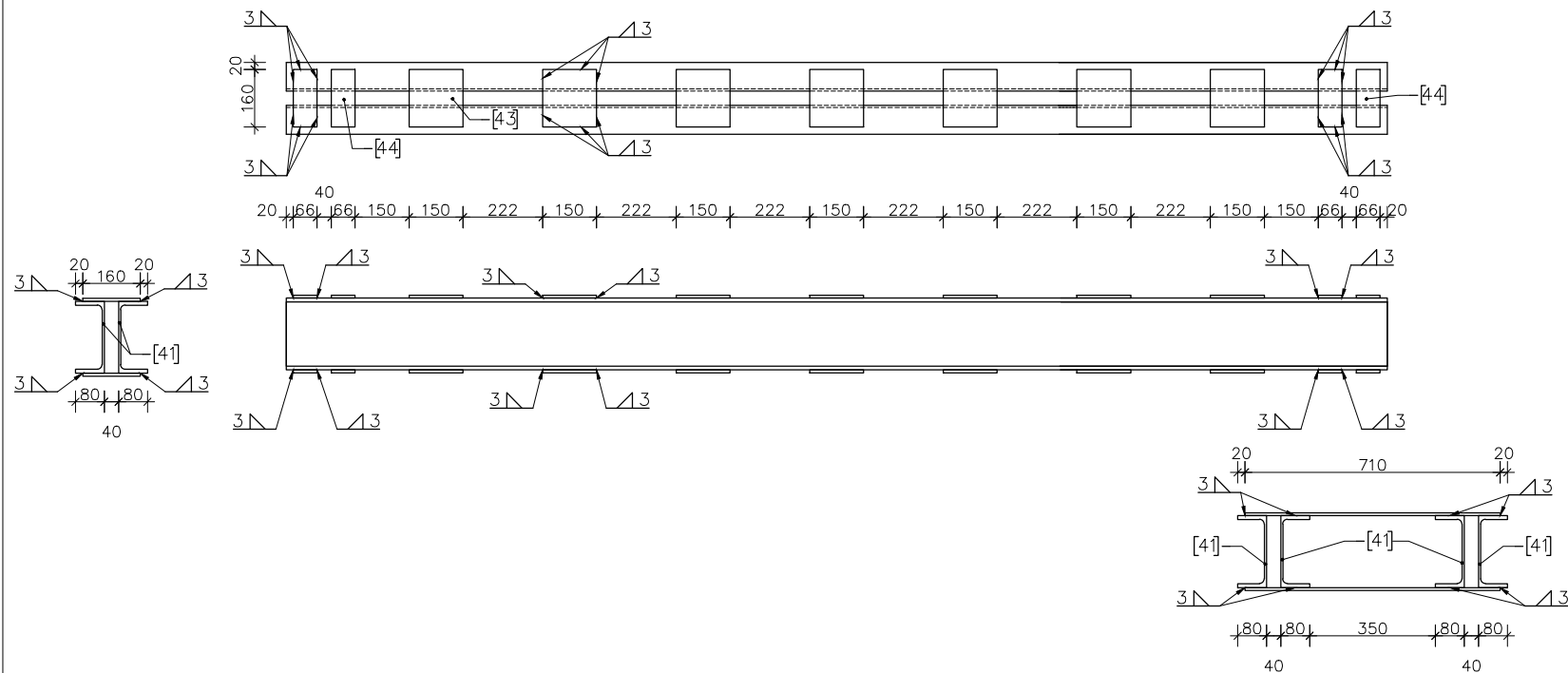
Versuchsanlage	Querverschubanlage	Plannummer: 07 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:50 / 1:10 / 1:5

SCHNITT 9-9

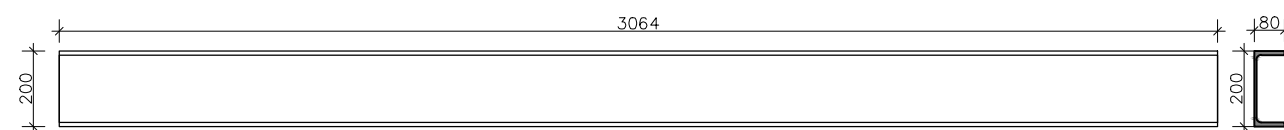
M 1:20



Unterer Träger:

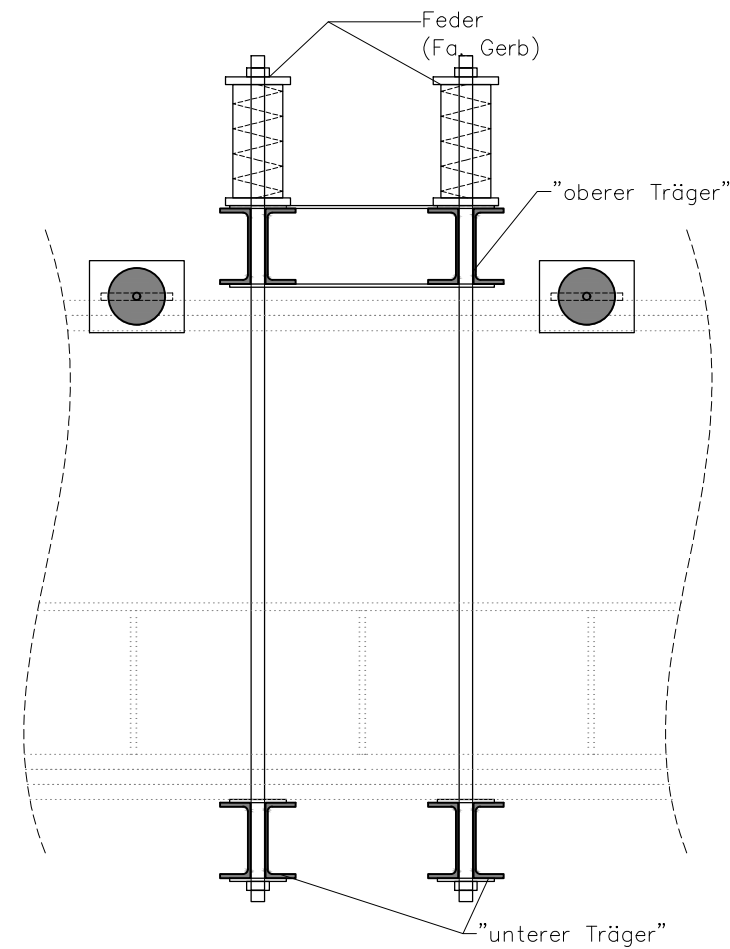


Position [41]
UPE 200, l=3064mm

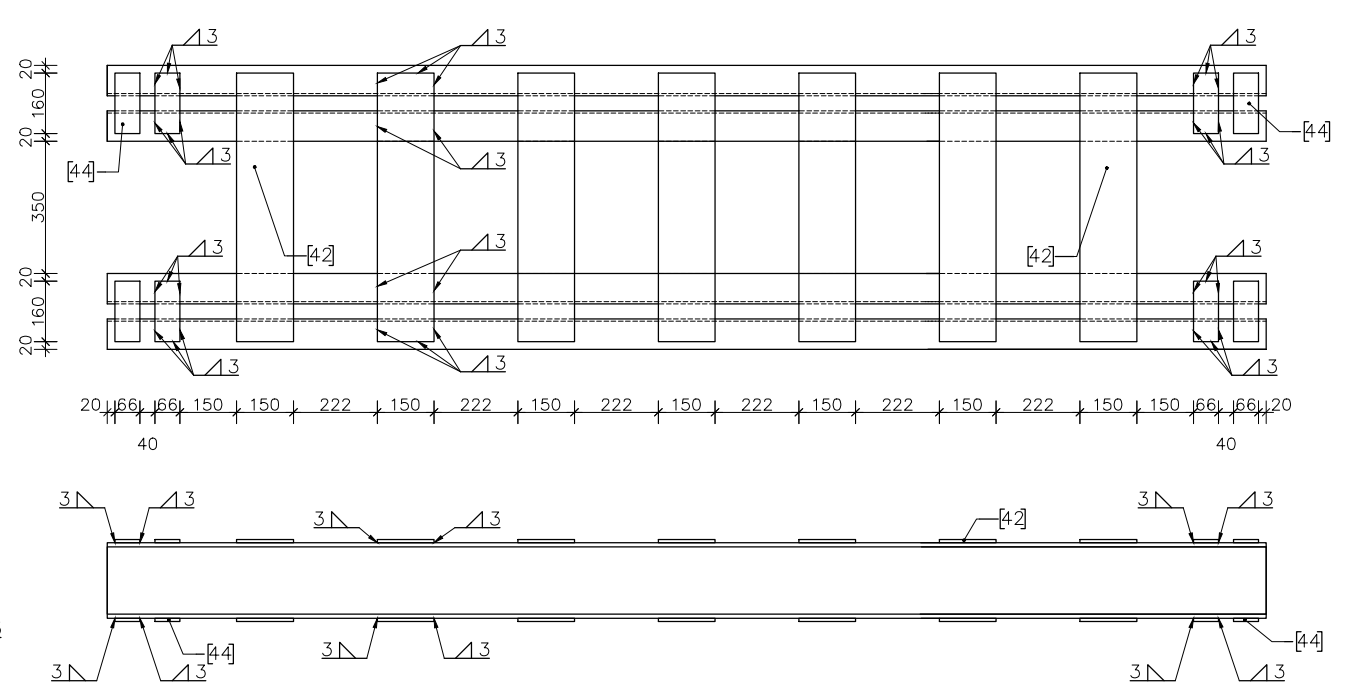


SCHNITT 10-10

M 1:20

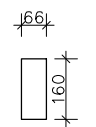
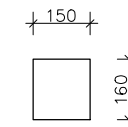


Oberer Träger:

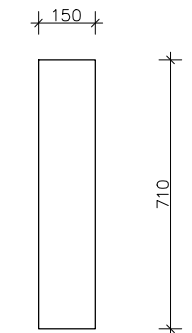


Position [43]
BL 160/150/8

Position [44]
BL 160/66/8



Position [42]
BL 710/150/8



Versuchsanlage	Vorspannvorrichtung	Plannummer: 08 (16.03.2021)
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau	Stahlgüte S355 J0	Maßstab: 1:20

Anhang B

Datenblätter

B.1 Wälzlager

von [30]

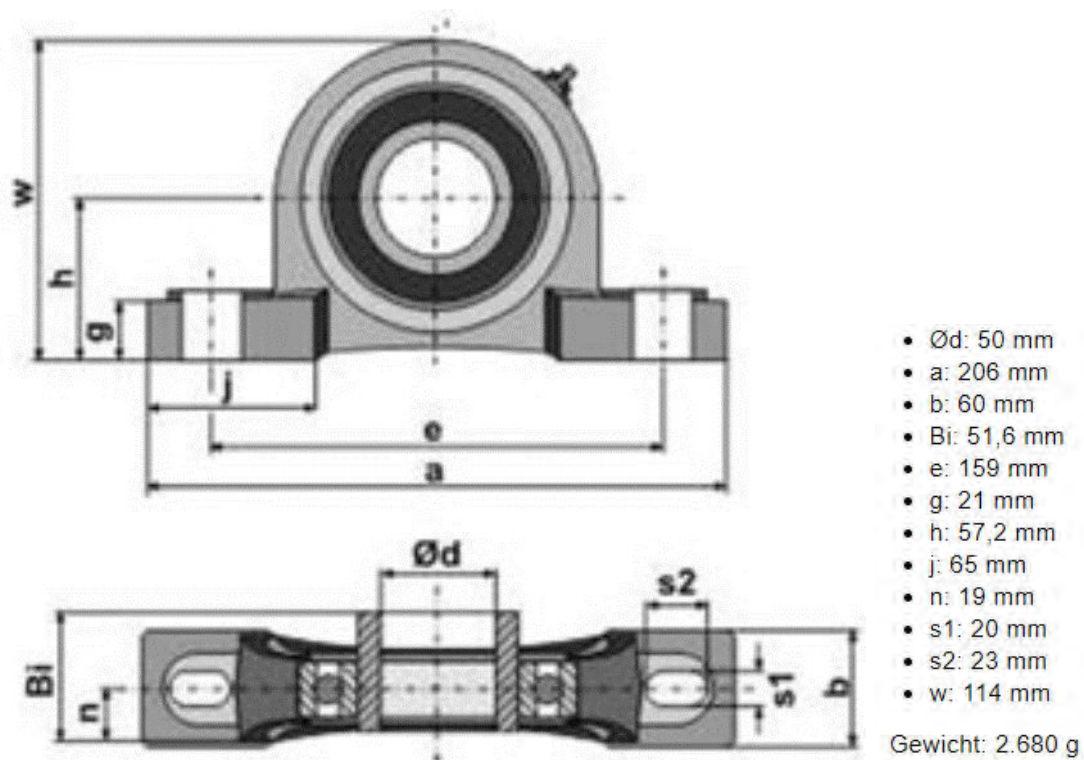


Abb. B.1: Datenblatt des verwendeten Wälzlagers

B.2 Betonschwelle

von [31]

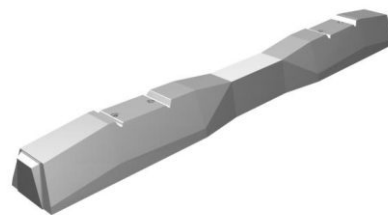


PRODUKTDATENBLATT BETONSCHWELLE L2

ÄndgsNr: 01
gültig ab: 30.09.2015

BETONSCHWELLE L2

Die Betonschwelle L2 wurde zusammen mit den ÖBB für Haupt- und Hochgeschwindigkeitsstrecken entwickelt. Es sind Maximalgeschwindigkeiten bis 250 km/h möglich. Die Schwelle ist für das Netz der ÖBB, der MÁV (HU) und der TCDD (TK) zugelassen.



WESENTLICHE MERKMALE

- ▶ Hohe Gleislagequalität
- ▶ Für Standardschienenbefestigungen
- ▶ Umweltfreundlich
- ▶ Frostbeständig
- ▶ 100% recyclingfähig
- ▶ Maximale Arbeitssicherheit durch Antirutschnoppen
- ▶ Hohe Lebensdauer
- ▶ Besohlung optional

Technische Daten	L2
Zulässige Achslast	25 t
Zulässige Geschwindigkeit	≤ 250 km/h
Spurweite	1437 mm
Schienenneigung	1:40
Schienenprofil	49E1, 54E2 und 60E1
Schienenbefestigung	Vossloh W14
Schwellenlänge	2600 mm
Schwellenbreite	300 mm
Schwellenhöhe unter der Schiene	215 mm
Gewicht ohne Schienenbefestigung	320 kg
Gewicht mit Schienenbefestigung	326 kg

Abb. B.2: Datenblatt der verwendeten Betonschwelle L2

B.3 Schiene

Daten aus [32]

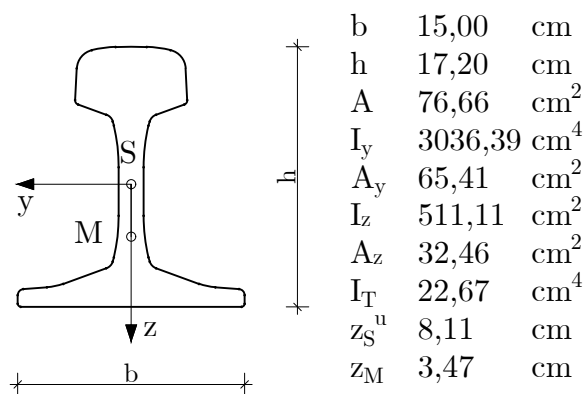


Abb. B.3: Datenblatt der verwendeten Schiene 60E1