

Diplomarbeit

Modellbildung von Eisenbahnbrücken – Vergleichsanalysen zu dynamischen Messungen an bestehenden Brückentragwerken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads
Diplom-Ingenieur
eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

Diploma Thesis

Modeling of railway bridges – comparative analyses of dynamic measurements on existing bridge structures

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

von

Stefan Langeder

Matr.Nr.: 11707269

Betreuung:

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Josef Fink**
Dipl.-Ing. Dr.techn. **Andreas Stollwitzer**
Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich für Stahlbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/212, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Juni 2024

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen Freunden und Wegbegleitern bedanken, die mich während meines Studiums im Privatleben und auch in Zeiten des Lernens, Arbeiten und Studierens unterstützt haben. Mein spezieller Dank ergeht an:

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink, der mit seinen spannenden Stahl- und Brückenbauvorlesungen mein Interesse für diese Themengebiete geweckt hat und mir im Rahmen des Instituts für Tragkonstruktionen die Möglichkeit gab, meine Diplomarbeit zu verfassen.

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Stollwitzer, der sich mit viel Geduld und großem Fachwissen um meine Fragen und Anlagen gekümmert hat.

Meine Eltern *Christine* und *Heinrich*, die mir mein Studium und eine sorglose Kindheit ermöglicht haben.

Meine Geschwister *Katrin*, *Julia* und *Lukas*, die mir immer mit offenen Ohren zur Seite standen.

Kurzfassung

In der vorliegenden Diplomarbeit wird das dynamische Verhalten von vier bestehenden Eisenbahnbrücken hinsichtlich Eigenfrequenz und Beschleunigung infolge dynamischer Anregung anhand von softwareunterstützten Modellen untersucht, wobei ein besonderer Fokus auf die realen dynamischen Brückenparameter wie Steifigkeits-, Massen-, und Dämpfungseigenschaften gelegt wird. Verglichen werden die Modelle dann mit realen Daten einer Messkampagne. Die Arbeit zielt darauf ab, die Diskrepanzen zwischen rechnerisch ermittelten und in-situ gemessenen dynamischen Parametern zu identifizieren und zu verringern und eine höhere Genauigkeit in der Modellierung von Eisenbahnbrücken zu erreichen. Bei den vier Brückenmodellen wird eine detaillierte Abbildung der Steifigkeiten und Massen der realen Brückenverhältnissen angestrebt. Dies wird auch mit der Konstruktion des Schotteroberbaus als Feder-Dämpfer-Modell untersucht, sowie mit der Modellierung des Vorlands.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau wurde eine umfangreiche Messkampagne in Zusammenarbeit mit der Firma REVOTEC ZT GmbH an verschiedenen bestehenden Stahleisenbahnbrücken durchgeführt. Bei den gemessenen Brücken handelt es sich um Einfeldträgerbrücken, welche mit einem Long Stroke Shaker dynamisch angeregt und ein Amplitudenfrequenzgang erstellt wurde, der zur Ermittlung der Parameter Eigenfrequenz, Beschleunigung und Dämpfungsmaß ausgewertet wurde. Basierend auf diesen Messdaten werden in dieser Arbeit Brückenmodelle mit unterschiedlichen Komplexitätsgraden erstellt. Die Modelle werden mit SOFiSTiK für eine rechnerische Bestimmung dieser dynamischen Parameter erstellt.

Eine Sensitivitätsstudie identifiziert jene Parameter, die einen signifikanten Einfluss auf die dynamischen Eigenschaften der Brücken haben. Diese Studie trägt dazu bei, das Verständnis über die Einflussfaktoren zu vertiefen und die Wahl einer geeigneten Modellierungsstrategie zu verbessern. Durch Vergleichsanalysen mit den Messergebnissen wurden die Modelle kalibriert und optimiert, was zu einer besseren Übereinstimmung von berechneten und gemessenen Parametern führt. Die Ergebnisse dieser Diplomarbeit eröffnen neue Einblicke in die softwareunterstützte Modellierung von Stahleisenbahnbrücken und des Schotteroberbaus und verbessert das Verständnis für die dynamischen Eigenschaften von Eisenbahnbrücken. Die Zusammenfassung und Diskussion der Ergebnisse liefern Informationen für zukünftige Forschungstätigkeiten und helfen dabei, die Art und Weise, wie bestehende Eisenbahnbrücken bewertet werden, weiterzuentwickeln.

Abstract

In this diploma thesis, the dynamic behavior of four existing railway bridges is investigated with regard to natural frequency and acceleration due to dynamic excitation using software-supported models. Special focus is placed on the real dynamic bridge parameters such as stiffness, mass, and damping properties. The models are compared with real data from a measurement campaign. The aim of the work is to identify and reduce the discrepancies between computationally determined and in-situ measured dynamic parameters and to achieve higher accuracy in the modeling of railway bridges. For the four bridge models, a detailed representation of the stiffness and mass of the real bridge conditions is pursued. This is also investigated through the construction of the ballast track as a spring-damper model and through the modeling of the foreland.

As part of a research project at the Institute for Structural Engineering – Research Area Steel Construction, an extensive measurement campaign was conducted in collaboration with REVOTEC ZT GmbH on various existing steel railway bridges. The measured bridges are single-span bridges, dynamically excited with a Long Stroke Shaker, and an amplitude frequency response was created to determine the parameters of natural frequency, acceleration, and damping ratio. Based on these measurement data, bridge models with different levels of complexity are created in this thesis. The models are created with SOFiSTiK for the computational determination of these dynamic parameters.

A sensitivity study identifies the parameters that have a significant influence on the dynamic properties of the bridges. This study helps to deepen the understanding of the influencing factors and improve the choice of an appropriate modeling strategy. Through comparative analyses with the measurement results, the models were calibrated and optimized, leading to better agreement between calculated and measured parameters. The results of this diploma thesis provide new insights into the software-supported modeling of steel railway bridges and the ballast track and improve the understanding of the dynamic properties of railway bridges. The summary and discussion of the results provide information for future research activities and help to further develop the way existing railway bridges are evaluated.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Hintergrund und Motivation.....	1
1.2	Ziel der Arbeit	2
1.3	Forschungsfragen	2
1.4	Methodik	3
1.5	Aufbau der Arbeit.....	3
2	Theoretische Grundlagen.....	4
2.1	Euler-Bernoulli-Balkentheorie	4
2.2	Plattentheorie nach Kirchhoff-Love	6
2.3	Eigenwertproblem	7
2.4	Bewegungsgleichung für Euler-Bernoulli Balken	9
3	Modellierte und gemessene Brücken.....	13
3.1	Mödlingbachbrücke Gleis 3	13
3.2	Mödlingbachbrücke Gleis 6	19
3.3	Gnasbachbrücke	24
3.4	Massenbelegung	26
3.5	Eisenbahnbrücke Rosenau.....	29
3.6	Zusammenfassung	33
4	Messungsmethode.....	35
5	Sofistik Modellbildung	39
5.1	Modellbildung	41
5.2	Massenbelegung	42

5.3	Zeitlicher Verlauf der Anregung	43
5.4	Modellierung Schotteroberbau	44
5.5	Auflagerexzentrizität und Vorland	47
5.6	Berechnungsverfahren Eigenwerte.....	48
5.7	Berechnungsverfahren Beschleunigung	49
5.8	Eingabe der Dämpfung im Sofistik.....	50
6	Ergebnisse der Berechnungen.....	52
6.1	Mödlingbachbrücke Gleis 3	52
6.2	Mödlingbachbrücke Gleis 6	74
6.3	Gnasbachbrücke	84
6.4	Eisenbahnbrücke Rosenau.....	97
7	Erkenntnisse und Ausblick	111
7.1	Berechnung erste Biegeeigenfrequenz	111
7.2	Berechnung erste Torsionseigenfrequenz	112
7.3	Berechnung Beschleunigung.....	114
7.4	Ausblick.....	115
	Literaturverzeichnis	117

1 Einleitung

1.1 Hintergrund und Motivation

Die Analyse und Bewertung des dynamischen Verhaltens von Eisenbahnbrücken ist ein entscheidendes Element im Brückenbau, insbesondere im Kontext des zunehmenden Hochgeschwindigkeitsverkehrs. Das dynamische Verhalten von Brücken, insbesondere die genaue Kenntnis der real vorhandenen Parameter wie Eigenfrequenzen, Massencharakteristik und -belegung, sowie Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften, ist wesentlich für die Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit solcher Strukturen. Trotz computerunterstützter Brückenmodelle zeigen sich häufig Diskrepanzen zwischen den rechnerisch ermittelten und den an in-situ Versuchen identifizierten dynamischen Parametern, welche sich anhand von konservativen Normenparametern, Vereinfachungen in der Berechnung und der Modellierung begründen lässt. Beispielsweise wird der Lehr'sche Dämpfungsparameter seitens der EN 1991-2 [2] deutlich unterschätzt, wie spätere Untersuchungen zeigen werden. Die Berechnung mithilfe von Stab- und Plattentheorien bringt einige Vereinfachungen mit sich, die sich an der Wirklichkeit annähern, aber nicht dieser entspricht. Außerdem wird zu Vereinfachungszwecken häufig der Schotter, Schienen und Schwellen, als Gewichtslast modelliert und nicht mit deren realen Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften. Diese Vereinfachungen und die Diskrepanz von Messung und Modellierung unterstreichen die Notwendigkeit einer genaueren Analyse des dynamischen Verhaltens von Eisenbahnbrücken.

Gemäß Eurocode EN 1990/A1 [1] und EN 1991-2 [2], sowie ÖNORM B 4008-2 [3] sind dynamische Analysen ein integraler Bestandteil der Bewertung von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Eisenbahnbrücken sowie für die Festlegung von Lastannahmen und Massenbelegungen. Drei zentrale Nachweise sind dabei von Bedeutung [1-3]:

- Maximale Tragwerksbeschleunigung ($< 6,0 \text{ m/s}^2$, gemäß ÖNORM B 4008-2 [3])
- Verformungen und Verwindungen des Überbaues
- Traglast aus Zugüberfahrt ($LM_{stat} \Phi_2 > LM_{dyn} (1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2})$)

Die erste Biegeeigenfrequenz eines Tragwerks ist ein entscheidender Faktor, um zu bestimmen, ob eine dynamische Analyse nach EN 1991-2 [2] erforderlich ist. Die korrekte Berechnung der

Eigenfrequenz steht in Verbindung mit der korrekten Abbildung der Gesamtsteifigkeit und Massenbelegung des Tragwerks und ist wesentlich, um Resonanzereignisse zu prognostizieren und zu vermeiden. Die maximale Tragwerksbeschleunigung infolge dynamischer Anregung hängt sowohl vom Dämpfungswert ζ als auch von der Steifigkeit und Masse des Tragwerks ab, während Verformungen und Verwindungen ebenfalls von der Steifigkeit und Masse beeinflusst werden.

1.2 Ziel der Arbeit

Das Hauptziel dieser Diplomarbeit ist es, ein gründliches Verständnis für die dynamischen Eigenschaften und das Schwingungsverhalten von Eisenbahnbrücken zu entwickeln. Dabei liegt der Fokus insbesondere auf der präzisen Modellierung verschiedener Aspekte wie des Schotteroberbaus, der Auflagerbedingungen, der Massenbelegung und des Vorlands mithilfe des Finite-Elemente-Programms SOFiSTiK. Durch eine genaue Kalibrierung der Parameter des Schotteroberbaus, insbesondere mit einem Feder-Dämpfermodell, strebt die Arbeit an, die Steifigkeit und Dämpfung korrekt abzubilden. Das Ziel ist eine hohe Übereinstimmung zwischen den berechneten Eigenfrequenzen und Beschleunigungswerten des Modells und den real gemessenen Daten zu erreichen. Dadurch soll nicht nur eine zuverlässigere Vorhersage des dynamischen Verhaltens ermöglicht werden, sondern auch die Variabilität und Unsicherheit in der Modellierung reduziert werden, die häufig zwischen theoretischen Berechnungen und in-situ-Messungen besteht. Die Verwendung von Messdaten als Referenz zur Modellkalibrierung und für die dynamische Beurteilung ist ein zentraler Aspekt der Arbeit. Zusätzlich zielt die Arbeit darauf ab, die Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaus genauer zu beschreiben und zu quantifizieren, sowie eine solide Grundlage für zukünftige Konstruktions- und Bewertungsmodelle von Eisenbahnbrücken zu schaffen.

1.3 Forschungsfragen

Basierend auf dem Ziel dieser Arbeit lassen sich folgende Forschungsfragen formulieren:

- Welche Faktoren beeinflussen die rechnerische Eigenfrequenz und Beschleunigung von Stahl-Eisenbahnbrücken am stärksten?

- Wie können bestehende Modellierungsansätze von Eisenbahnbrücken, insbesondere ein Feder-Dämpfer-Modell des Schotteroberbaus, verbessert werden, um die Genauigkeit der Modellierung im Vergleich zur Messung zu erhöhen?
- Inwieweit stimmen die rechnerischen Ergebnisse der ersten Biegeeigenfrequenz mit zugehöriger Beschleunigung und Dämpfung und der ersten Torsionseigenfrequenz mit den in-situ gemessenen Daten überein und wie kann eine größtmögliche Übereinstimmung erzielt werden?

1.4 Methodik

Die Methodik umfasst die Anwendung von Brückenmodellen verschiedener Komplexität unter Verwendung von SOFiSTiK, die Durchführung von Sensitivitätsanalysen zur Identifizierung kritischer Parameter und Vergleichsanalysen mit realen Messdaten und anschließender Kalibrierung der Modelle, sodass Messung und Berechnung größtmöglich übereinstimmen. Ein zentraler Untersuchungspunkt der Modelle ist auch das Modellieren des Schotteroberbaus als Feder-Dämpfermodell, um den Einfluss dieser Modellierung auf die Gesamtstruktur zu untersuchen und zu bewerten.

1.5 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit ist wie folgt strukturiert: Nach dieser Einleitung folgt in Kapitel 2 eine Übersicht zu den theoretischen Grundlagen. Kapitel 3 beschreibt die modellierten Brücken mit Auszügen aus den zugehörigen Planunterlagen der ÖBB. Anschließend in Kapitel 4 werden die Messungsmethoden (Schwingungsanregungs- und Auswertemethoden) präsentiert, gefolgt von der in Kapitel 5 diskutierten Modellbildung. Anschließend werden in Kapitel 6 die Berechnungsergebnisse der vier untersuchten Brücken dargestellt und abschließend in Kapitel 7 die Ergebnisse diskutiert.

2 Theoretische Grundlagen

In diesem Abschnitt erfolgt eine kurze Einführung in die theoretischen Grundlagen der verwendeten Berechnungsverfahren und -modelle sowie ihrer wesentlichen Einflussfaktoren. Kapitel 2 fasst relevante Erkenntnisse aus der Fachliteratur (siehe [4-9]) zusammen, die die Basis für die Modelle dieser Arbeit bilden. Die Sofistikmodellbildung erfolgt mit Euler-Bernoulli-Balken, die die Hauptträger und Querträger darstellen in Verbindung mit FE-Scheiben als Deckbleche, welche mit der Plattentheorie nach Kirchhoff-Love in der FE-Software modelliert und berechnet wird. Das resultierende Finite-Elemente-Modell für Flächen und Träger bildet die Grundlage für die Lösung des Eigenwertproblems und Berechnung der Beschleunigung der Brückenträger. Diese Berechnungen basieren auf der Bewegungsgleichung, deren theoretische Grundlagen ebenfalls erörtert werden.

2.1 Euler-Bernoulli-Balkentheorie

Die Euler-Bernoulli Balkentheorie, grundlegend in der Strukturmechanik, beschäftigt sich mit der Verformung von Balken unter Last. Im Kern dieser Theorie steht die Annahme, dass Querschnitte, die vor der Verformung senkrecht zur Balkenachse standen, auch nach der Verformung eben und senkrecht zur verformten Achse bleiben. Diese Bernoulli Hypothese führt zu einer vereinfachten Beschreibung der Balkenbiegung, indem Schubverzerrungen vernachlässigt werden, was insbesondere bei langen, schlanken Balken eine angemessene Näherung darstellt. Eine alternative Theorie, die Faktoren wie Schubverzerrungen einbezieht, ist die Timoshenko-Balkentheorie, die oft bei gedrungenen Stäben angewendet wird. (Siehe [4])

In dieser Arbeit werden Brückentypen mit Hauptträger und Querträgern als Einfeldträger auf zwei Lagern idealisiert. Sie zeichnen sich durch konstante Querschnitts- und Materialeigenschaften aus, definiert durch die Spannweite L , Biegesteifigkeit EI und Massenbelegung μ . Die Lagerung wird als gelenkig angenommen, und mögliche Dämpfungseffekte an den Lagerpunkten werden vernachlässigt bzw. dem Tragwerk zugeschrieben. Die angewandten Berechnungsmodelle basieren auf der linearen Stabtheorie, die sich auf die linearisierte Elastizitätstheorie und den Bernoulli-Euler-Balken stützt. In Abbildung 1 ist eine schematische Darstellung eines Euler-Bernoulli-Balkens dargestellt. Wichtige Annahmen dieser Modelle beinhalten (siehe [4] und [5]):

- Belastung in der Systemebene von ebenen Stabtragwerken
- Kleine Querschnittsverdrehungen und konstante Querschnittsabmessungen, wodurch Verschiebungen in y - und z -Richtung durch Verschiebungen der Stabachse darstellbar sind
- Kleine Stabachsenverschiebungen im Vergleich zu den Querschnittsabmessungen, wodurch Gleichgewichtsbedingungen am unverformten System anwendbar sind und Quer- sowie Axialbeanspruchungen entkoppelt sind
- Kleine Verschiebungsableitungen und ein linearisierter Verzerrungstensor für eine vereinfachte geometrische Beschreibung
- Linearität der physikalischen Gleichungen, angenommen durch linear-elastisches und isotropes Materialverhalten nach dem Hooke'schen Gesetz
- Vernachlässigung der Schubverzerrungen unter der Annahme Schubsteifigkeit $GA = \infty$, was bei Balken mit einer Länge L , die wesentlich größer als die Querschnittsabmessungen b und h ist, eine gute Näherung ist

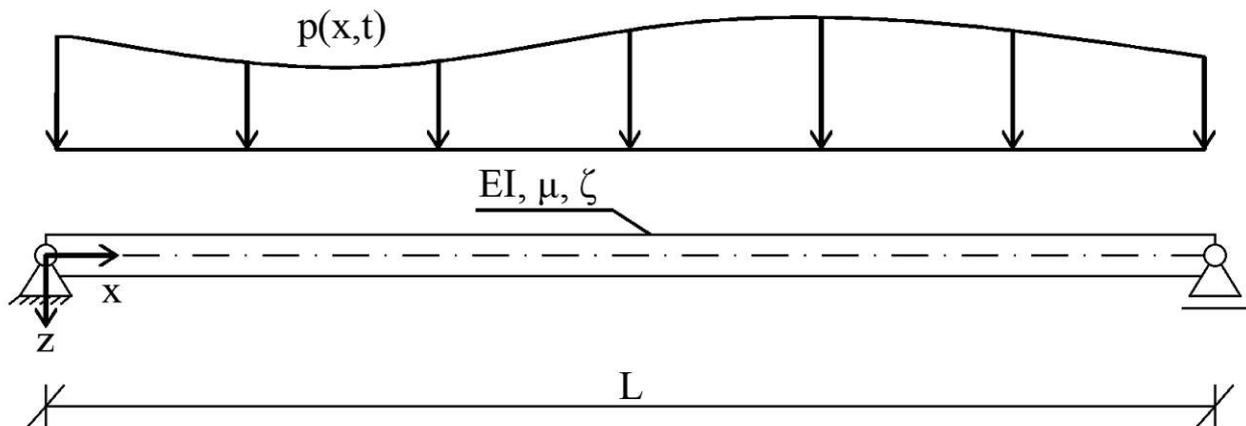


Abb. 1 Beidseitig gelenkig gelagerter Bernoulli-Euler-Balken

Diese Theorie ermöglicht die Berechnung der Biegelinien, Spannungen und Deformationen in Balkenstrukturen und ist ein wesentlicher Bestandteil der Steifigkeitsmatrix für Eigenwertprobleme.

2.2 Plattentheorie nach Kirchhoff-Love

Die Plattentheorie nach Kirchhoff-Love, ein ähnlich fundamentales Konzept in der Strukturmechanik wie der Euler-Bernoulli-Balken, dient zur Analyse der Verformung von dünnen Platten unter Belastung. Diese Theorie, auch als klassische Plattentheorie bezeichnet, basiert auf der Annahme, dass Plattenquerschnitte, die vor der Verformung senkrecht zur Plattenebene stehen, auch nach der Verformung eben und normal zur verformten Mittelfläche bleiben. Diese Hypothese führt zu einer vereinfachten Behandlung der Plattenbiegung, indem Schubverzerrungen und Rotationsträgheiten vernachlässigt werden. Dies ist besonders für dünne, flächige Strukturen eine valide Näherung.

In der Kirchhoffschen' Plattentheorie, in Abbildung 2 schematisch dargestellt, werden Platten als Strukturelemente betrachtet, die durch konstante Dicke und homogene Materialeigenschaften charakterisiert sind. Die Theorie eignet sich zur Beschreibung vom Biegeverhalten und von Spannungszuständen in dünnen Platten. Zu den zentralen Annahmen der Theorie gehören (siehe [5] und [6]):

- Plattenbelastung erfolgt senkrecht zur Mittelfläche.
- Die Plattendicke ist klein im Vergleich zu den anderen Abmessungen, wodurch die Vernachlässigung von Schubdeformationen gerechtfertigt ist.
- Lineare Materialgesetze, typischerweise basierend auf dem Hooke'schen Gesetz, beschreiben das elastische Verhalten der Platte.
- Vernachlässigung der Rotationsträgheit der Plattenquerschnitte, was eine gute Annäherung für dünnwandige Plattenstrukturen ist

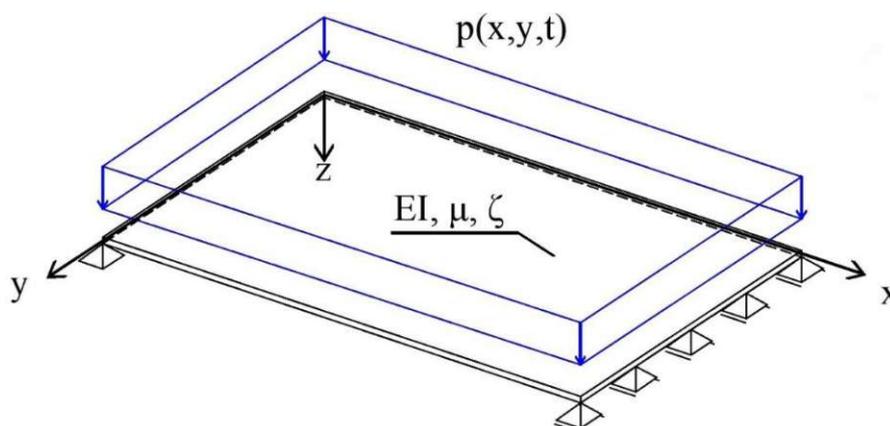


Abb. 2 zweiseitig gelenkig gelagerter Kirchhoffsche' Platte

Die Kirchhoffsche‘ Plattentheorie ermöglicht die Berechnung von Durchbiegungen, Biegemomenten und Scherkräften in Plattenstrukturen und ist ein entscheidender Bestandteil bei der Lösung von Eigenwertproblemen in der Plattenanalyse.

2.3 Eigenwertproblem

2.3.1 Bewegungsgleichung

Die Analyse der dynamischen Eigenschaften von Strukturen beginnt mit der Formulierung der Bewegungsgleichung (siehe [7]). Diese Gleichung beschreibt, wie sich eine Struktur unter Einwirkung von Kräften, über die Zeit hinweg, bewegt. In der Strukturdynamik wird die Bewegungsgleichung oft in Matrixform für Systeme mit mehreren Freiheitsgraden dargestellt.

Nachstehend in Abbildung 3 ein Zweimassenschwinger als mechanisches System mit zwei Massen, zwei Federn und zwei Dämpfern beschrieben, die jeweils zwei Anregungen und Freiheitsgrade haben und an einer unendliche Biegesteifen Wand mit Feder-Dämpferelement verbunden sind. Die Herleitung der Bewegungsgleichungen für dieses System führt auf ein Eigenwertproblem, bei dem die natürlichen Frequenzen und Eigenformen durch Lösen der charakteristischen Gleichung bestimmt werden. In mechanischen Systemen entspricht die Dimension N einer $N \times N$ Matrix, die in den Bewegungsgleichungen verwendet wird, typischerweise der Anzahl der Freiheitsgrade des Systems. Jeder Freiheitsgrad repräsentiert eine unabhängige Bewegungsmöglichkeit. Eine $N \times N$ Matrix kann beispielsweise eine Massen- oder Steifigkeitsmatrix sein, die die Beziehungen zwischen Kräften, Massen und Beschleunigungen darstellt. Jede Dimension der Matrix korrespondiert mit einem Freiheitsgrad, der die Fähigkeit einer Komponente des Systems beschreibt, unabhängig zu agieren (siehe [8]).

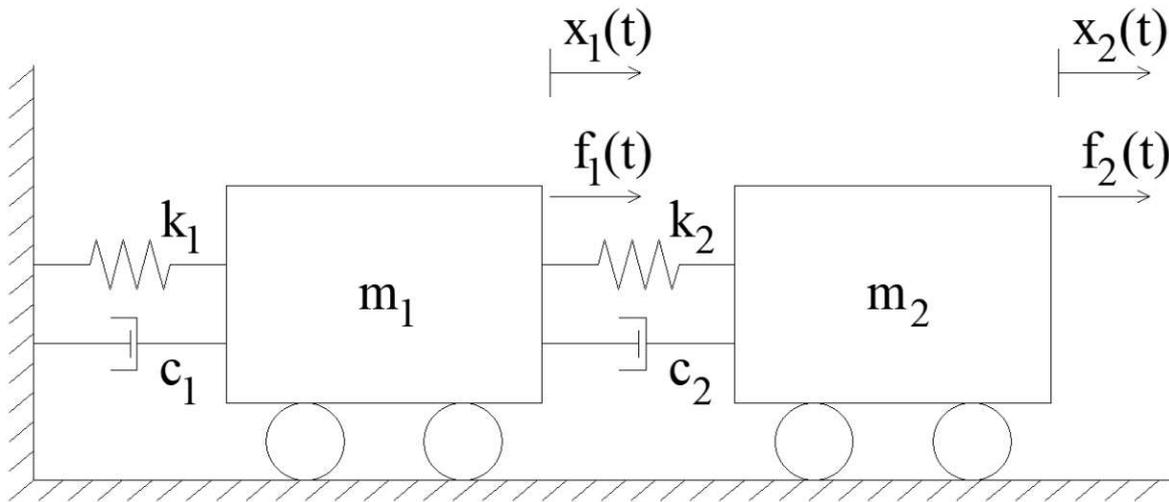


Abb. 3 Mehrmassenschwinger mit mehreren Freiheitsgraden [7]

Für das System eines gedämpften Mehrmassenschwingers mit mehreren Freiheitsgraden lautet die Bewegungsgleichung wie folgt:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{F(t)\} \quad (1)$$

Hierbei ist:

- $[M]$ die Massenmatrix,
- $[C]$ die Dämpfungsmatrix,
- $[K]$ die Steifigkeitsmatrix,
- $\{x(t)\}$, $\{\dot{x}(t)\}$, $\{\ddot{x}(t)\}$, der Verschiebungs-, Geschwindigkeits- und Beschleunigungsvektor
- $\{F(t)\}$ der Vektor der äußeren Kräfte.

2.3.2 Lösung der Bewegungsgleichung:

Ausgehend von der Annahme, dass die Lösung der Bewegungsgleichung als Produkt einer zeitunabhängigen Form (Eigenform) und einer zeitabhängigen Sinusfunktion ausgedrückt werden kann, wird diese Lösung auch als partikuläre Lösung bezeichnet und lautet wie folgt.

$$x(t) = \phi \sin(\Omega t) \quad (2)$$

Hierbei ist ϕ die Eigenform (ein Vektor, der die räumliche Verteilung der Schwingung beschreibt) und Ω die Kreisfrequenz der harmonischen Schwingung. Unter Berücksichtigung dieser Annahme

und durch Einsetzen in die vereinfachte Bewegungsgleichung (ohne Dämpfung und externe Kräfte) erhält man:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = 0 \quad (3)$$

Unter Berücksichtigung der zweiten Ableitung von Gleichung (2) nach der Zeit

$$\ddot{x}(t) = -\Omega^2 \phi \sin(\Omega t) \quad (4)$$

kann die Bewegungsgleichung umgeformt werden zu:

$$\{-\Omega^2 [M]\phi + [K]\phi\} \sin(\Omega t) = 0 \quad (5)$$

Da die Sinusfunktion nicht gleich Null sein kann, ohne dass die gesamte Bewegung verschwindet und nur nicht-triviale Lösungen relevant sind, führt dies auf das standardmäßige Eigenwertproblem:

$$\{[K] - \Omega^2 [M]\}\phi = 0 \quad (6)$$

Die Auswertung dieser Gleichung (6) liefert die Eigenwerte Ω^2 und die zugehörigen Eigenformen ϕ . Diese Herangehensweise zeigt, wie die harmonische Anregung einer Struktur im Rahmen eines Eigenwertproblems formuliert werden kann, wobei die Eigenwerte und Eigenformen die Form der Antwort der Struktur auf harmonische Anregungen unterschiedlicher Frequenzen darstellen.

2.4 Bewegungsgleichung für Euler-Bernoulli Balken

Der erste Analyseschritt der vier im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Brücken erfolgt mit Idealisierung als Euler-Bernoulli-Balken und Berechnung der ersten Biegeeigenfrequenz ohne Softwareeinsatz mithilfe von Formeln, die für die Berechnung der Eigenfrequenz von Euler-Bernoulli-Balken, als Einfeldträger gelagert, geeignet sind. Das Ergebnis dieser Auswertung soll als einfacher Richtwert dienen, wobei auch die Abweichung zur Messung und zu den Sofistik-Modellen von Bedeutung ist. Die Ermittlung der Biegeeigenfrequenzen für einen Einfeldträger, vergleichbar mit einem Masse-Feder-System, basiert auf der Lösung entsprechender Differentialgleichungen. Bezüglich einer Berechnung eines Torsionsmodus, als Euler-Bernoulli-Balken stellt die dreidimensionale Natur der Torsionseigenfrequenzen eine Herausforderung dar, für

die in der aktuellen Fachliteratur keine Daten vorhanden sind. Für die Berechnung der Eigenfrequenz des Euler-Bernoulli-Balkens werden die Stabtragwerke in einen Einmassenschwinger übergeführt. Die Bewegungsgleichung eines Euler-Bernoulli-Balkens lautet wie folgt:

$$\mu \ddot{w}(x, t) + \frac{\partial^2}{\partial x^2} * \left(EI \frac{\partial^2 w(x, t)}{\partial x^2} \right) = p(x, t) \quad (7)$$

Hierbei ist:

- μ die Massenbelegung,
- $w(x, t)$ die Verschiebung in z-Richtung
- $\dot{w}(x, t)$ die Vertikalbeschleunigung
- $p(x, t)$ die auf den Balken wirkende Streckenlast
- EI die Biegesteifigkeit um die y-Achse

Eine Eigenschwingung verläuft harmonisch und somit lautet der Lösungsansatz der Differenzialgleichung:

$$w(t) = \dot{w} \sin(\omega t) \quad (8)$$

Der Zusammenhang zwischen Frequenz f , Zeit T und Kreisfrequenz Ω lautet wie folgt:

$$f = \frac{\Omega}{2\pi} = \frac{1}{T} \quad (9)$$

In der verformten Lage $x(t)'=0$ ist die Geschwindigkeit Null und die potenzielle Energie am größten. In der unverformten Lage $x(t)=0$ ist die Geschwindigkeit am größten und die kinetische Energie am höchsten. Mit diesen Informationen und unter Einhaltung des Energiesatzes, gilt für die quadrierte Kreisfrequenz ω^2 :

$$\omega^2 = \frac{C}{m} \quad (10)$$

Sind Masse m und Federkonstante C eines Einmassenschwingers bekannt, berechnet sich die Grundfrequenz aus (8) und unter Beachtung von (9) zu:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C}{m}} = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (11)$$

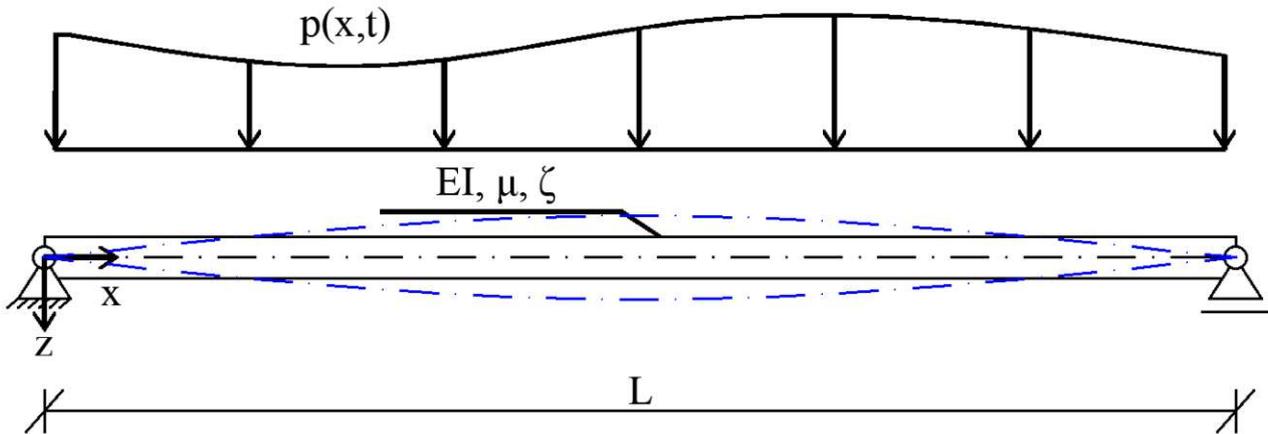


Abb. 4 Erste Biegeeigenform eines Euler-Bernoullibalkens

Um die Verteilung der Massen von einer Punktmasse in eine kontinuierliche Massenbelegung überzuführen, wird die Überlagerungsformel nach Dunkerley eingesetzt und für verschiedene Belastungs- und Lagerungsarten ausgewertet. Für den Fall eines Einfeldträgers mit Gleichlast sind diese in der nachstehenden Tabelle 1 dargestellt.

Die Dunkerley-Überlagerungsformeln ermöglichen die Berechnung der Grundfrequenz eines Systems mit verschiedenen Massenbelegungen. Die Formeln basieren auf einer linearen Interaktion der Schwingungsformen, sind jedoch nur exakt, wenn die Schwingungsformen für beide Massenbelegungen identisch sind [9]:

$$\left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 + \left(\frac{\omega}{\omega_2}\right)^2 = 1 \rightarrow \omega^2 = \frac{1}{\frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\omega_2^2}} \quad (12)$$

Grundlage für die Formel in Tab. 1 bzw. (11) ist die Berechnung der Frequenz mit Hilfe von Eigenlastdurchbiegungen. Die nachstehende Tabelle dient als Formelwerk für die Berechnung der ersten drei Biegeeigenfrequenzen von Euler-Bernoulli-Balken. Links in der Tabelle steht n für den Freiheitsgrad der Eigenform. Der Parameter C_n charakterisiert die Lagerungsbedingung sowie den Freiheitsgrad. Die drei bekannten Variablen des Balkens, wie in Abbildung 4 ersichtlich, Biegesteifigkeit EI , Massenbelegung μ und der Stützweite L fließen mit dem Term unter der Wurzel ein.

Tab. 1 Berechnungsübersicht der ersten drei Eigenfrequenzen eines Bernoulli-Balkens [10]

Eigenfrequenzen		Eigenschwingungsformen
$\omega_n = C_n \sqrt{\frac{EI}{\bar{m} * L^4}}$		$\phi_n = \sin \frac{n\pi x}{L}$
n	C_n	Verformungsfigur
1	π^2	
2	$4\pi^2$	
3	$9\pi^2$	

3 Modellerte und gemessene Brücken

Im nachfolgenden Kapitel werden die vier modellierten Brücken kurz vorgestellt. Die Planausschnitte sind aus der Ausführungsplanung der Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) und in Grundriss, Aufriss und Schnitt eingeteilt und werden als Grundlage für die Sofistikmodelle herangezogen. Diese vier Brücken waren Teil einer Messkampagne und eignen sich dadurch für eine Sensitivitätsanalyse. Außerdem ähneln sie einander durch ähnliche Stützweiten, Typus der Brücke, als Trogrücke, den symmetrischen Querschnitten und dem verwendeten Material. Alle Brücken sind eingleisige Stahl-Eisenbahnbrücken, ausgeführt als Einfeldträger mit Stützweiten zwischen 16,50 m und 11,75 m. Für jede dieser Brücken wird ein eigenes Berechnungsmodell erstellt, mit den Messdaten verglichen und anschließend kalibriert.

3.1 Mödlingbachbrücke Gleis 3

Die Mödlingbachbrücke Gleis 3, eine einfeldrige Trogrücke, weist eine Spannweite von 16,5 m und eine Gesamtlänge von 17,0 m auf. Die gesamte Brückenbreite misst 5,05 m. Strukturell kennzeichnend ist das Deckblech mit einer Dicke von 25 mm, biegesteif verbunden mit dem Steg der Querträger, welche in regelmäßigen Abständen von 0,667 m angeordnet sind. Diese Querträger sind ihrerseits mit Kehlnähten an den Hauptträgern angeschweißt. Ein signifikantes Merkmal dieser Brücke sind die zwei aufgeschweißten Lamellen am Ober- und Untergurt des Hauptträgers, was zur Folge hat, dass der Querschnitt über die Länge der Brücke nicht konstant verläuft. Zusätzlich ist an den Hauptträgern seitlich ein Randträger mit einem Laschenstoss verbunden. Grundsätzlich handelt es sich um eine geschweißte Konstruktion, allerdings sind Randträger und die beiden Brückenhälften mit Laschenstoss verbunden. Montiert wurde die Brücke mit Laschenstößen an den Querträgern außenmittig um 55 cm, um die Lagerung des Endquerträgers zu ermöglichen.

Die Lagerung der Brücke erfolgt vertikal an vier Eckpunkten mittels Elastomerlagern. An den Endquerträgern in Tragwerksmitte sind Horizontalkraftlager installiert, die an einem Ende in Brückenquerrichtung und am anderen Ende sowohl in Brückenlängs- als auch in Querrichtung festgehalten werden. Speziell im Falle der Mödlingbachbrücke an den Gleisen 3 und 6 ist die Biegesteifigkeit EI nicht über die gesamte Balkenlänge konstant.

Die nachstehende Abbildung 5 zeigt den Grundriss der Brücke. Hierbei sind die Horizontalkraftlager in Quertragrichtungsmittle zu erkennen. Außerdem sieht man die Schweißnahtführung des Deckblechs und den Laschenstoss zur Montage auf der Baustelle. Stützweite, Länge und Querträger können ebenfalls dem Grundriss entnommen werden.

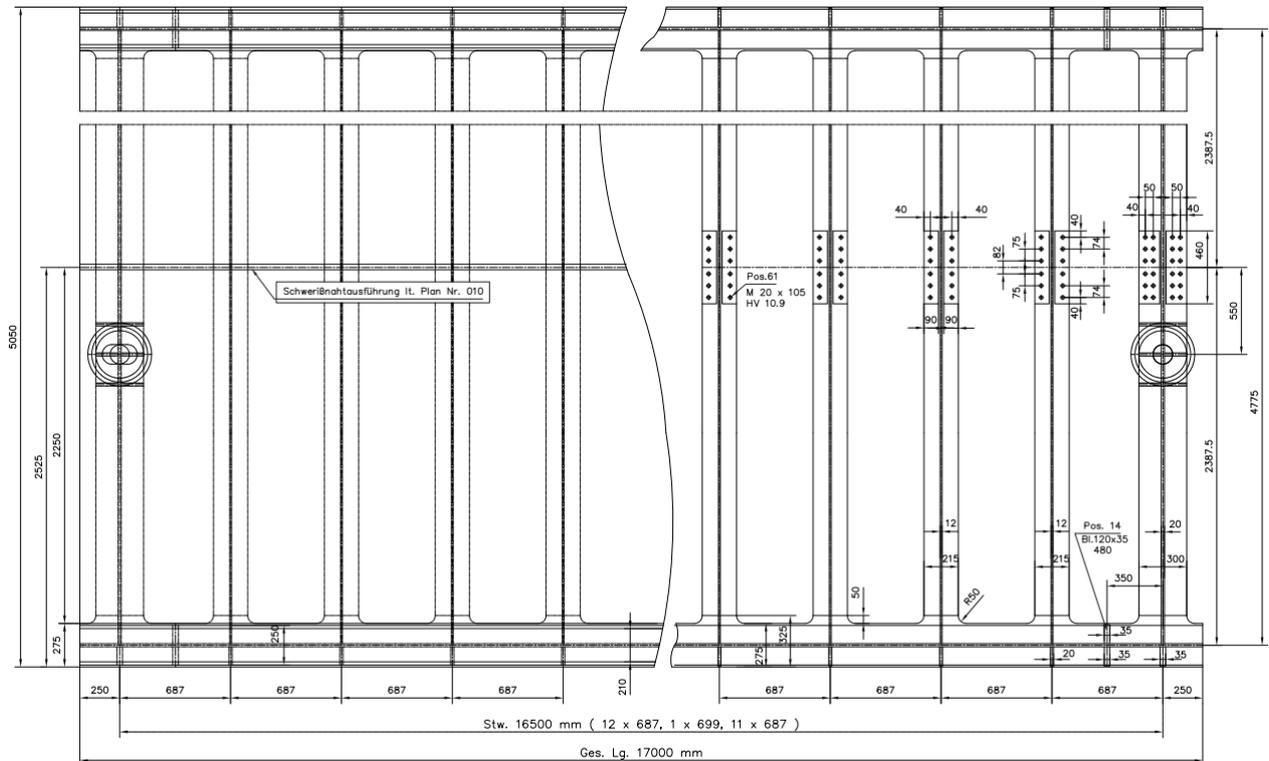


Abb. 5 Ausführungsplanung ÖBB Mödlingbachbrücke Gleis 3 Grundriss, Planausschnitt (aus [11] entnommen)

Unten angeführt befindet sich in Abbildung 6 die Seitenansicht der Mödlingbachbrücke. Hier sind die Vertikalkraftelastomerlager an den beiden Enden ersichtlich. Zusätzlich erkennt man hier die Lamellenausteilung und wiederum die Querträgerausteilung und Stützweite, sowie die Brückenlänge. Außerdem ist auch die Austeilung der Konsolen dargestellt.

der im SOFiSTiK-Modell berechneten Eigenfrequenz festgelegt und kontinuierlich angepasst und verläuft immer harmonisch.

3.1.2 Massenbelegung

Das Eigengewicht der Konstruktion wird aus Sofistik entnommen. Die Gesamtauflagerkraft der vier Auflagerpunkte wird addiert und durch die Brückengesamtlänge dividiert.

$$g_{StaKo} = 2745,3 \text{ [kg/lfm]} \quad (13)$$

Für die Lasten zufolge des Schotterbettes wird gemäß Planunterlagen von einem Schotterbett mit konstanter Dicke von 55 cm ausgegangen. Die obere Schranke der Schotterdichte wird mit 17 kN/m^3 und die untere mit 14 kN/m^3 festgelegt (siehe [28]). Die ständige Last des Schotterbetts ergibt somit einen Wertebereich von:

$$g_{Schotter} = 7,70 - 9,35 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \quad (14)$$

Somit errechnet sich ein Gewicht pro Laufmeter von

$$g_{Schotter} = 0,55 \text{ m} * 4,775 \text{ m} * 1.400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 3676,8 \text{ [kg/lfm]} \quad (15)$$

beziehungsweise für den Schotter bei einer Wichte von 17 kN/m^3

$$g_{Schotter} = 0,55 \text{ m} * 4,775 \text{ m} * 1.700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 4.464,6 \text{ [kg/lfm]} \quad (16)$$

Die UIC-60-Schienen des Streckgleises mit jeweils 60 kg werden auf 328 kg schweren Betonschwellen, mit einem Gewicht von 547 kg pro Laufmeter, befestigt. Diese Betonschwelle lagen im Schotterbett auf und somit wird folgende Linienlast in Feldmitte angesetzt:

$$g_{Gleis} = \frac{3,28}{0,6} + 2 * 0,6 = 6,67 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \quad (17)$$

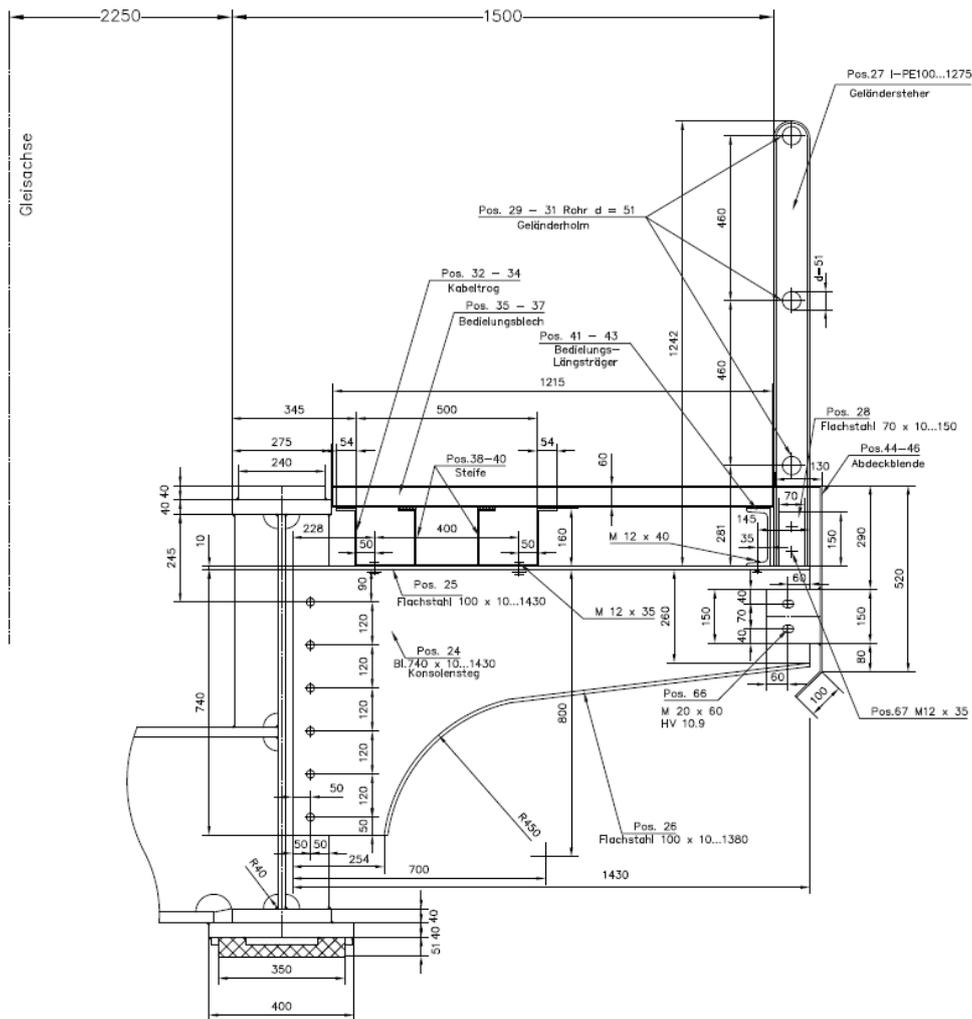


Abb. 8 Randträger Mödlingbachbrücke Gleis 3 und Gleis 6, Plananschnitt (aus [11] entnommen)

Das Gewicht des Randträgers stellt einen Unsicherheitsfaktor dar. Ein genauer Fußbodenaufbau, Kabelgewichte oder genaues Gewicht des Geländers sind unklar. Nachstehend befindet sich eine erste Abschätzung für das Konsolengewicht, die im Laufe der Modellierung noch einmal zur Kalibrierung verändert wird. Da der Träger zwischen Bedielungsblech und der Obergurt des Randträgers nicht beschriftet sind, werden sie mit Z-160-Profilen und UPE-160-Profilen angenommen. Folgende Lastannahmen werden gewählt:

Tab. 2 Massenbelegung Randträger

Lastaufstellung Randträger	
- Stahlträger	$g_s = 0,700 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- 1xU160	$g_s = 0,188 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- 4xZ160	$g_s = 0,420 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- Geländer	$g_s = 0,183 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- Fußbodenaufbau	$g_B = 0,500 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- Kabeltrog	$g_{Cu} = 0,200 \left[\frac{kN}{m} \right]$

Daraus ergibt sich dann folgendes Gesamtgewicht pro Laufmeter, dieses wird als Linienlast auf beide Hauptträger wie folgt aufgebracht:

$$g_{Randträger} = 2,20 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (18)$$

Somit errechnet sich das Gesamtgewicht pro Laufmeter der Brücke bei einer Schotterwichte von 17 kN/m^2 zu

$$g_{Gesamt} = 2745,3 + 4464,6 + 667 + 2 * 220 = 8316,9 \left[\frac{kg}{lfm} \right] \quad (19)$$

Beziehungsweise für 14 kN/m^3

$$g_{Gesamt} = 2745,3 + 3676,8 + 667 + 2 * 220 = 7529,1 \left[\frac{kg}{lfm} \right] \quad (20)$$

3.1.3 Querschnittswerte

Die nachfolgende Berechnungstabelle dient der Ermittlung des Flächenträgheitsmoments, das für die Biegesteifigkeit der Brücke entscheidend ist.

Tab. 3 Berechnungstabelle für die Querschnittswerte

Bauteil	b [cm]	h [cm]	z [cm]	A [cm ²]	A x z [cm ³]	A x z ² [cm ⁴]	I _{y,eig} [cm ⁴]
Lamelle O1	21,0	3,0	1,5	63	95	142	47
Lamelle O2	24,0	4,0	5,0	96	480	2400	128
Obergurt	27,5	4,0	9,0	110	990	8910	147
Steg	2,0	110,0	66,0	220	14520	958320	221833
Deckblech	237,8	2,5	71,8	594	42646	3059880	310
UG	32,5	4,0	123,0	130	15990	1966770	173
Lamelle U2	25,0	4,0	127,0	100	12700	1612900	133
Lamelle U1	21,0	3,0	130,5	63	8222	1072906	47
Summe		132,0		1376	95642	8682227	222819

Lage des Schwerpunktes berechnet sich zu:

$$z_s = \frac{\sum(Az)}{\sum A} = \frac{95642}{1376} = 69,51 \text{ cm} \quad (21)$$

Daraus folgt das Flächenträgheitsmoment mit

$$I_y = 2 \left[\sum I_{y,eig} + \sum (Az^2) - z_s * \sum (Az) \right] \quad (22)$$

$$= 2 * [222819 + 8682227 + 69,51 * 95642] = 4517973 \text{ cm}^4$$

und die Biegesteifigkeit mit

$$EI = 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 0,04518 \text{ m}^4 = 9,49 * 10^9 \text{ Nm}^2 = 9487 \text{ MNm}^2 \quad (23)$$

3.2 Mödlingbachbrücke Gleis 6

Die Mödlingbachbrücken Gleis 3 und Gleis 6 sind außer einigen kleinen geometrischen Längenunterschieden baugleich. Es handelt sich ebenfalls um eine einfeldrige Trogbrücke, welche eine Spannweite von 16,0 m, bei einer Gesamtlänge von 16,5 m aufweist und ist grundsätzlich auch eine verschweißte Konstruktion. Der Querträgerabstand liegt bei etwa 0,695 m. Montiert wurde die Brücke ebenfalls mit Laschenstößen an den Querträgern außenmittig um 55 cm, um die Lagerung des Endquerträgers zu ermöglichen.

Die Lagerung der Brücke erfolgt ebenfalls vertikal an vier Eckpunkten mittels Elastomerlagern. An den Endquerträgern sind Horizontalkraftlager installiert, die an einem Ende in Brückenquerrichtung und am anderen Ende sowohl in Brückenlängs- als auch in Querrichtung festgehalten werden.

Die Abbildung 9 bietet einen Überblick über den Grundriss der Brücke. Hier sind insbesondere die Horizontalkraftlager in der Mitte der Quertragrichtung ersichtlich. Zudem ist die Führung der Schweißnähte auf dem Deckblech sowie der Laschenstoss für die Montage vor Ort dargestellt. Informationen zur Stützweite, zur Länge und zu den Querträgern lassen sich ebenfalls aus dem Grundriss ableiten.

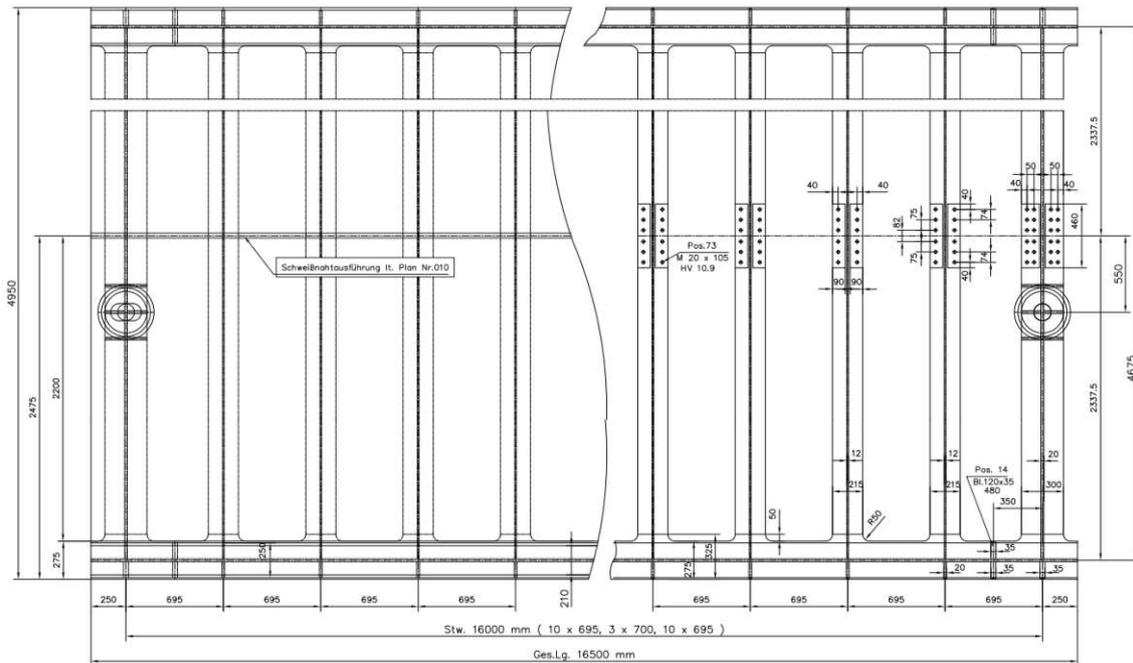


Abb. 9 Ausführungsplanung ÖBB Mödlingbachbrücke Gleis 6 Grundriss, Planausschnitt (aus [13] entnommen)

Die Abbildung 10 zeigt die Seitenansicht der Mödlingbachbrücke Gleis 6. An beiden Enden der Brücke sind die Vertikalkraftelastomerlager sichtbar. Des Weiteren ist die Verteilung der Lamellen sowie die Anordnung der Querträger, die Stützweite und die Länge der Brücke zu erkennen. Für eine präzise Beurteilung des Gewichts ist auch die Anordnung der Konsolen dargestellt.

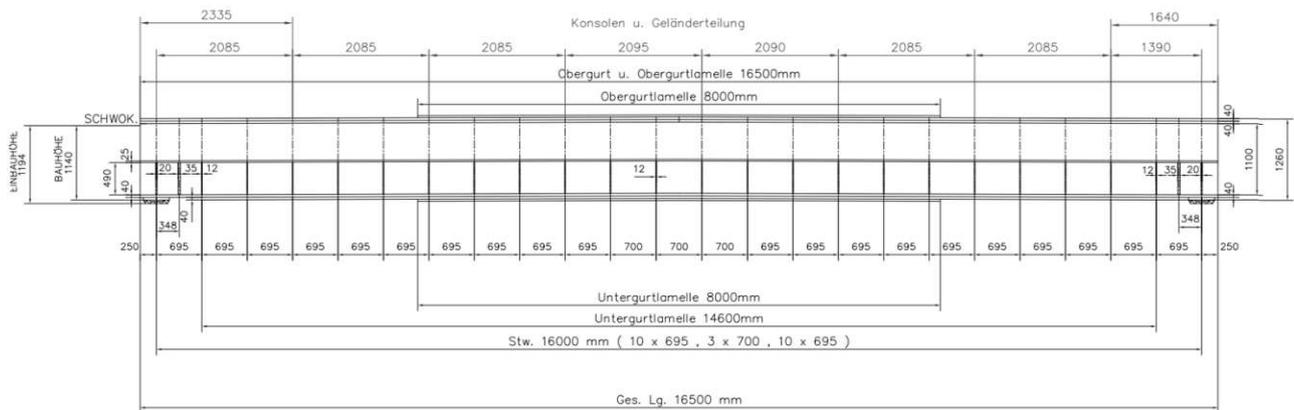


Abb. 10 Ausführungsplanung ÖBB Mödlingbachbrücke Gleis 6 Aufriß, Planausschnitt (aus [13] entnommen)

Der Querschnitt in Abbildung 11 liefert wesentliche Informationen über die Geometrie der Hauptträger, der Querträger selbst und des Deckblechs, einschließlich der Blechdicken und -breiten. Außerdem sind erneut Details zum Bauablauf ersichtlich, wie der Laschenstoss und die Führung der Schweißnähte.

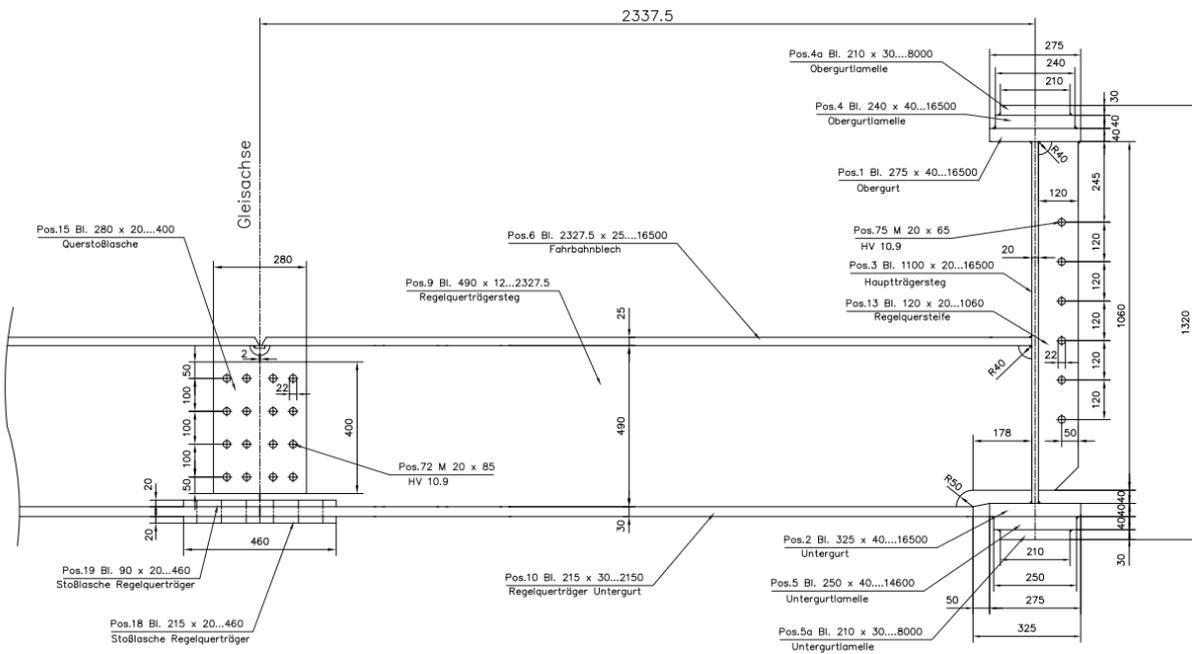


Abb. 11 Ausführungsplanung ÖBB Mödlingbachbrücke Gleis 6 Querschnitt, Planausschnitt (aus [13] entnommen)

3.2.1 Shaker-Belastung

Für die dynamischen Belastungstests wird ein Shaker eingesetzt, der gemäß dem technischen Messbericht (siehe [14]) eine dynamische Lastamplitude von 440 N auf die beiden

Brückenhauptträger in Feldmitte aufbringt. Der Frequenz dieser Amplitude wird in Abhängigkeit von der im SOFiSTiK-Modell berechneten Eigenfrequenz festgelegt und kontinuierlich angepasst und verläuft immer harmonisch.

3.2.2 Massenbelegung

Das Eigengewicht der Stahlkonstruktion wird aus Sofistik entnommen. Die Gesamtauflagerkraft der vier Auflagerpunkte wird addiert und durch die Brückengesamtlänge dividiert.

$$g_{Stako} = 2705,45 \text{ [kg/lfm]} \quad (24)$$

Für die Lasten des Schotterbettes wird gemäß Planunterlagen von einem Schotterbett mit konstanter Dicke von 55 cm ausgegangen. Die obere Schranke der Schotterwichte wird mit 17 kN/m³ und die untere mit 14 kN/m³ festgelegt (siehe [28]). Die ständige Last des Schotterbettes ergibt somit einen Wertebereich von:

$$g_{Schotter} = 7,70 - 9,35 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (25)$$

Somit errechnet sich ein Gewicht pro Laufmeter von

$$g_{Schotter} = 0,55 \text{ m} * 4,675 \text{ m} * 1.400 \frac{kg}{m^3} = 3599,8 \text{ [kg/lfm]} \quad (26)$$

beziehungsweise dem Schotter bei einer Wichte von 17 kN/m³

$$g_{Schotter} = 0,55 \text{ m} * 4,675 \text{ m} * 1.700 \frac{kg}{m^3} = 4371,3 \text{ [kg/lfm]} \quad (27)$$

Die UIC-60-Schienen des Streckengleises mit jeweils 60 kg werden auf 328 kg schweren Betonschwellen, mit einem Gewicht von 547 kg pro Laufmeter, befestigt. Diese Betonschwelle lagen im Schotterbett auf und somit wird folgende Linienlast in Feldmitte angesetzt:

$$g_{Gleis} = \frac{3,28}{0,6} + 2 * 0,6 = 6,67 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (28)$$

Das Gewicht des Randträgers stellt einen Unsicherheitsfaktor dar. Ein genauer Fußbodenaufbau, Kabelgewichte oder genaues Gewicht des Geländers sind unklar. Da der Träger zwischen

Bedielungsblech und Obergurt des Randträgers nicht beschriftet sind, werden sie mit Z-160-Profilen und UPE-160-Profilen angenommen. Folgende Lastannahmen werden gewählt:

Tab. 4 Massenbelegung Randträger
Lastaufstellung Randträger

- Stahlträger	$g_s = 0,700 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- 1xU160	$g_s = 0,188 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- 4xZ160	$g_s = 0,420 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- Geländer	$g_s = 0,183 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- Fußbodenaufbau	$g_B = 0,500 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- Kabeltrog	$g_{Cu} = 0,200 \left[\frac{kN}{m} \right]$

Daraus ergibt sich dann folgendes Gesamtgewicht pro Laufmeter, dieses wird als Linienlast auf beide Hauptträger wie folgt aufgebracht:

$$g_{\text{Randträger}} = 2,20 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (29)$$

Somit errechnet sich das Gesamtgewicht pro Laufmeter der Brücke bei einer Schotterwichte von 17 kN/m^2 zu

$$g_{\text{Gesamt}} = 2705,5 + 4371,1 + 667 + 2 * 220 = 8183,6 \left[\frac{kg}{lfm} \right] \quad (30)$$

Beziehungsweise für 14 kN/m^3

$$g_{\text{Gesamt}} = 2705,5 + 3599,8 + 667 + 2 * 220 = 7412,3 \left[\frac{kg}{lfm} \right] \quad (31)$$

3.2.3 Querschnittswerte

Die nachfolgende Berechnungstabelle dient der Ermittlung des Flächenträgheitsmoments, das für die Biegesteifigkeit der Brücke entscheidend ist.

Tab. 5 Berechnungstabelle für die Querschnittswerte

Bauteil	b [cm]	h [cm]	z [cm]	A [cm ²]	A x z [cm ³]	A x z ² [cm ⁴]	I _{y,eig} [cm ⁴]
Lamelle O1	21,0	3,0	1,5	63	95	142	47
Lamelle O2	24,0	4,0	5,0	96	480	2400	128
Obergurt	27,5	4,0	9,0	110	990	8910	147
Steg	2,0	110,0	66,0	220	14520	958320	221833
Deckblech	232,8	2,5	71,8	582	41759	2996172	303
UG	32,5	4,0	123,0	130	15990	1966770	173
Lamelle U2	25,0	4,0	127,0	100	12700	1612900	133
Lamelle U1	21,0	3,0	130,5	63	8222	1072906	47
Summe		132,0		1364	94755	8618520	222812

Lage des Schwerpunktes berechnet sich zu:

$$z_s = \frac{\sum(Az)}{\sum A} = \frac{94755}{1364} = 69,47 \text{ cm} \quad (32)$$

Daraus folgt das Flächenträgheitsmoment mit

$$I_y = 2 \left[\sum I_{y,eig} + \sum (Az^2) - z_s * \sum (Az) \right] \quad (33)$$

$$= 2 * [222812 + 8618520 + 69,47 * 94755] = 4517831 \text{ cm}^4$$

und die Biegesteifigkeit mit

$$EI = 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 0,04518 \text{ m}^4 = 9,49 * 10^9 \text{ Nm}^2 = 9487 \text{ MNm}^2 \quad (34)$$

3.3 Gnasbachbrücke

Die Gnasbachbrücke, eine einfeldrige Trogbücke, weist eine Spannweite von 15,5 m und eine Gesamtlänge von 17,0 m auf. Die gesamte Brückenbreite misst 6,755 m. Strukturell kennzeichnend ist das Deckblech mit einer Dicke von 25 mm, das mit dem Steg der Querträger biegesteif verbunden ist, welche in regelmäßigen Abständen von 0,614 m angeordnet sind. Diese Querträger sind ihrerseits an den Hauptträgern biegesteif angeschweißt. Ein signifikantes Merkmal dieser Brücke sind die hohen Hauptträger mit einer Gesamthöhe von 2,0 m, jedoch dadurch ohne Lamellen. Im Unterschied zu den beiden Mödlingbachbrücken deren Konstruktion auf Schweiß- und Schraubverbindungen basierte, zeichnet sich die Brücke dadurch aus, dass alle Verbindungselemente direkt auf der Baustelle und im Werk geschweißt werden.

Die Lagerung der Brücke erfolgt vertikal an vier Eckpunkten mittels Elastomerlagern, wobei die zwei unteren Lager im Grundriss als querfeste Lager dargestellt werden. Eine Festhaltung in Brückenlängsrichtung gibt es nicht, somit handelt es sich um eine schwimmend gelagerte Brücke.

Die nachstehende Abbildung 12 zeigt den Grundriss der Gnasbachbrücke. Hierbei sind die vier Lagerpunkte jeweils nur als Achsenschnittpunkte dargestellt. Stützweite, Länge und Querträger können ebenfalls dem Grundriss entnommen werden.

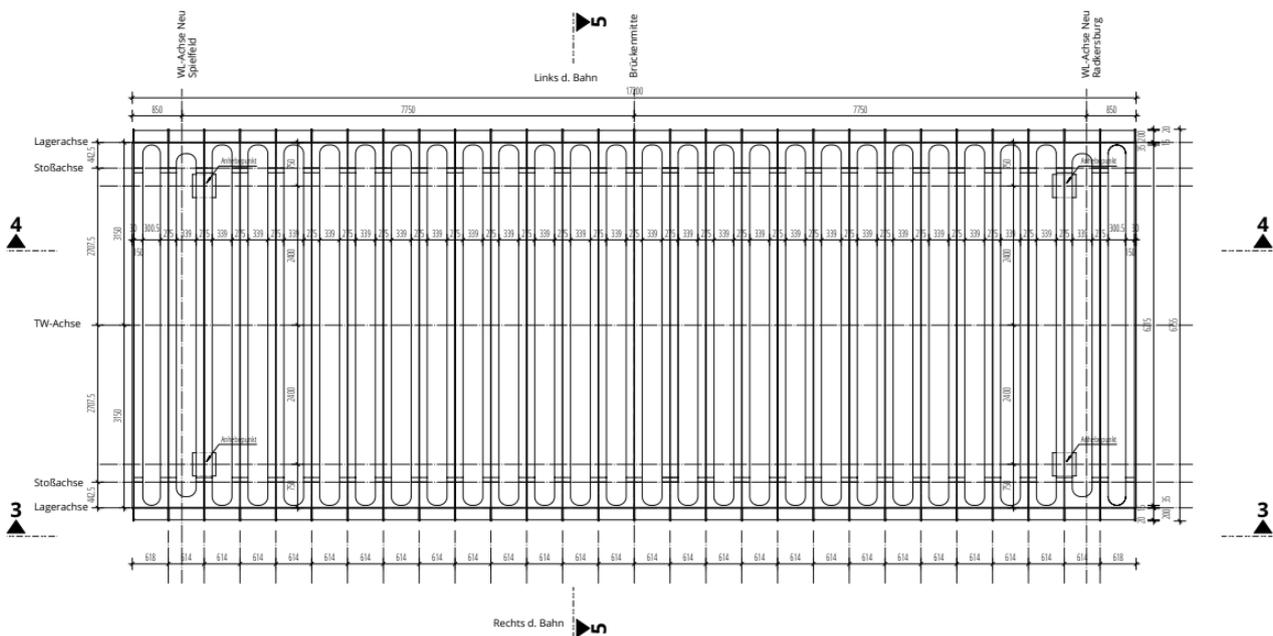


Abb. 12 Ausführungsplanung ÖBB Gnasbachbrücke Grundriss, Planausschnitt (aus [15] entnommen)

Unten angeführt die Abbildung 13 der Seitenansicht der Gnasbachbrücke. Hier erkennt man lediglich die Querträgerausteilung und Stützweite, sowie die Brückenlänge. Auf eine schematische Lagerdarstellung gibt es im Aufriss keinen Einblick.

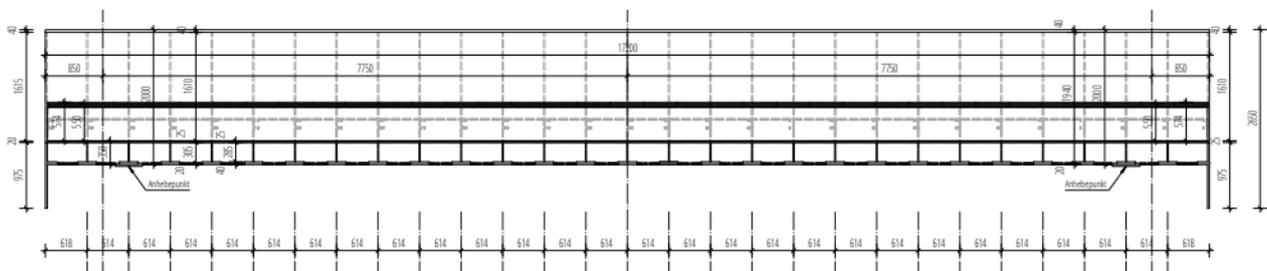


Abb. 13 Ausführungsplanung ÖBB Gnasbachbrücke Aufriss, Planausschnitt (aus [15] entnommen)

Der Querschnitt in Abbildung 14 gibt wichtige Auskunft zur Geometrie der Hauptträger, Querträger und des Deckblechs mit den Blechdicken und Breiten. Zusätzlich erkennt man hier auch den Aufbau des Randbereichs.

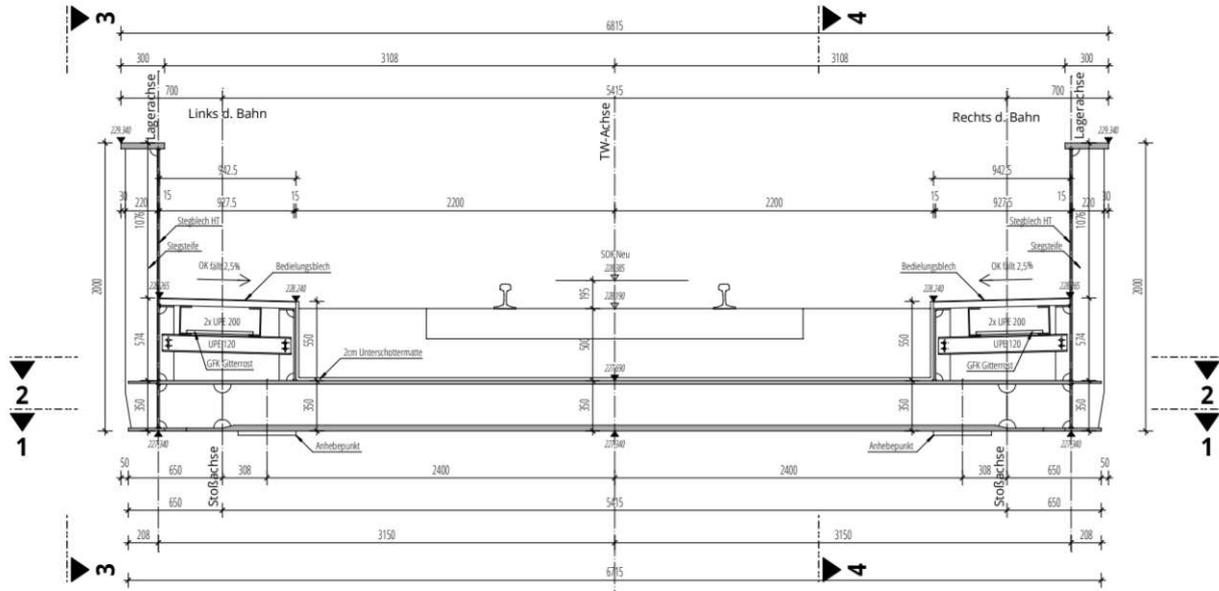


Abb. 14 Ausführungsplanung ÖBB Gnasbachbrücke Querschnitt, Planausschnitt (aus [15] entnommen)

3.3.1 Shaker-Belastung

Für die dynamischen Belastungstests wird ein Shaker eingesetzt, der gemäß dem technischen Messbericht (siehe [16]) eine dynamische Lastamplitude von 244 N auf die beiden Brückenhauptträger in Feldmitte aufbringt. Der Frequenz dieser Amplitude wird in Abhängigkeit von der im SOFiSTiK-Modell berechneten Eigenfrequenz festgelegt und kontinuierlich angepasst und verläuft immer harmonisch.

3.4 Massenbelegung

Das Eigengewicht der Stahlkonstruktion wird aus Sofistik entnommen. Die Gesamtauflagerkraft der vier Auflagerpunkte wird addiert und durch die Brückengesamtlänge dividiert.

$$g_{Stako} = 3699,4 \text{ [kg/lfm]} \quad (35)$$

Für die Lasten des Schotterbettes wird gemäß Planunterlagen von einem Schotterbett mit konstanter Dicke von 55 cm ausgegangen. Die obere Schranke der Schotterdicke wird mit 17 kN/m^3 und die untere mit 14 kN/m^3 festgelegt (siehe [28]). Die ständige Last des Schotterbetts ergibt somit einen Wertebereich von:

$$g_{\text{Schotter}} = 7,70 - 9,35 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \quad (36)$$

Somit errechnet sich ein Gewicht pro Laufmeter von

$$g_{\text{Schotter}} = 0,55 \text{ m} * 4,40 \text{ m} * 1.400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 3388 \text{ [kg/lfm]} \quad (37)$$

beziehungsweise für den Schotter bei einer Wichte von 17 kN/m^3

$$g_{\text{Schotter}} = 0,55 \text{ m} * 4,40 \text{ m} * 1.700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 4114 \text{ [kg/lfm]} \quad (38)$$

Die UIC-60-Schienen des Streckengleises mit jeweils 60 kg werden auf 328 kg schweren Betonschwellen, mit einem Gewicht von 547 kg pro Laufmeter, befestigt. Diese Betonschwelle lagern im Schotterbett auf und somit wird folgende Linienlast in Feldmitte angesetzt:

$$g_{\text{Gleis}} = \frac{3,28}{0,6} + 2 * 0,6 = 6,67 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \quad (39)$$

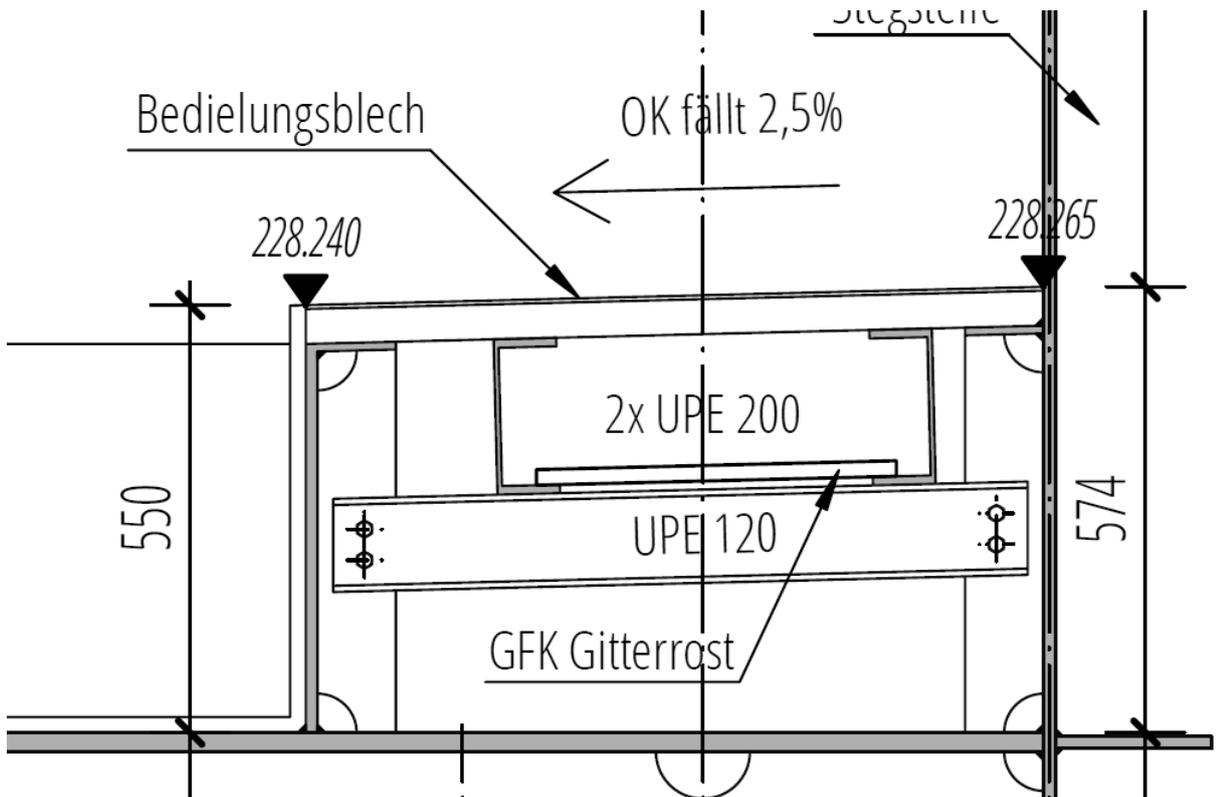


Abb. 15 Kabeltrög Gnasbachbrücke, Planausschnitt (aus [15] entnommen)

Das Gewicht des Randträgers stellt einen Unsicherheitsfaktor dar. Ein genauer Fußbodenaufbau und Kabelgewichte sind unklar. Nachfolgende eine Abschätzung:

Tab. 6 Lastaufstellung Randträger

Lastaufstellung Randträger	
- Bedielungsblech	$g_s = 0,880 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- UPE 200 + UPE 120	$g_s = 0,528 \left[\frac{kN}{m} \right]$
- Kabel	$g_{cu} = 0,200 \left[\frac{kN}{m} \right]$

Daraus ergibt sich dann folgendes Gesamtgewicht pro Laufmeter, dieses wird als Flächenlast auf das Deckblech wie folgt aufgebracht:

$$g_{\text{Randträger}} = 1,61 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (40)$$

Somit errechnet sich das Gesamtgewicht pro Laufmeter der Brücke bei einer Schotterwichte von 17 kN/m^2 zu

$$g_{Gesamt} = 3699,4 + 4114 + 667 + 2 * 161 * 0,9275 = 8799,0 \text{ [kg/lfm]} \quad (41)$$

Beziehungsweise für 14 kN/m³

$$g_{Gesamt} = 3699,4 + 3388 + 667 + 2 * 161 * 0,9275 = 8053,0 \text{ [kg/lfm]} \quad (42)$$

3.4.1 Querschnittswerte

Die nachfolgende Berechnungstabelle dient der Ermittlung des Flächenträgheitsmoments, das für die Biegesteifigkeit der Brücke entscheidend ist.

Tab. 7 Berechnungstabelle für die Querschnittswerte

Bauteil	b [cm]	h [cm]	z [cm]	A [cm ²]	A x z [cm ³]	A x z ² [cm ⁴]	I _{y,eig} [cm ⁴]
Obergurt	30,0	4,0	2,0	120	240	480	160
Steg	1,5	194,0	101,0	291	29391	2968491	912673
Deckblech	314,3	2,5	166,3	786	130670	21730458	409
UG	25,0	2,0	199,0	50	9950	1980050	17
Summe		200,0		1247	170251	26679479	913259

Lage des Schwerpunktes berechnet sich zu:

$$z_s = \frac{\sum(Az)}{\sum A} = \frac{170251}{1247} = 136,53 \text{ cm} \quad (43)$$

Daraus folgt das Flächenträgheitsmoment mit

$$I_y = 2 \left[\sum I_{y,eig} + \sum (Az^2) - z_s * \sum (Az) \right] \quad (44)$$

$$= 2 * [913259 + 26679479 + 136,53 * 170251] = 8682921 \text{ cm}^4$$

und die Biegesteifigkeit mit

$$EI = 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 0,08682921 \text{ m}^4 = 18,234 * 10^9 \text{ Nm}^2 = 18234 \text{ MNm}^2 \quad (45)$$

3.5 Eisenbahnbrücke Rosenau

Die Eisenbahnbrücke Rosenau, eine einfeldrige Trogbücke als Grobblechbrücke, weist eine Spannweite von 11,75 m und eine Gesamtlänge von 13,0 m auf. Die gesamte Brückenbreite misst 5,16 m. Strukturell kennzeichnend ist das Deckblech mit einer Dicke von 120 mm, welche auch als

Untergurt für den seitlich biegesteif verbundenen Hauptträger fungiert. Der Obergurt verfügt wiederum um eine oben angeschweißte Lamelle. Signifikant für Grobblechbrücken ist die deutlich höhere Deckblechdicke und der Wegfall der Querträger. An beiden Enden befindet sich jedoch ein Endquerträger.

Die Lagerung der Brücke, in Bezug auf Lagertyp und Material, wird in den vorhandenen Plänen nicht ausreichend beschrieben. Ein Lagerschema ist vorhanden, welches ein allseitsbewegliches, ein querfestes, ein längsfestes und ein festes Lager beschreibt.

Die nachstehende Abbildung 16 bietet einen Überblick über den Grundriss der Brücke. Hier sind nur die Lagersockel dargestellt und keine Lager explizit. Informationen zur Stützweite, zur Länge und zu den beiden Querträgern lassen sich ebenfalls aus dem Grundriss ableiten.

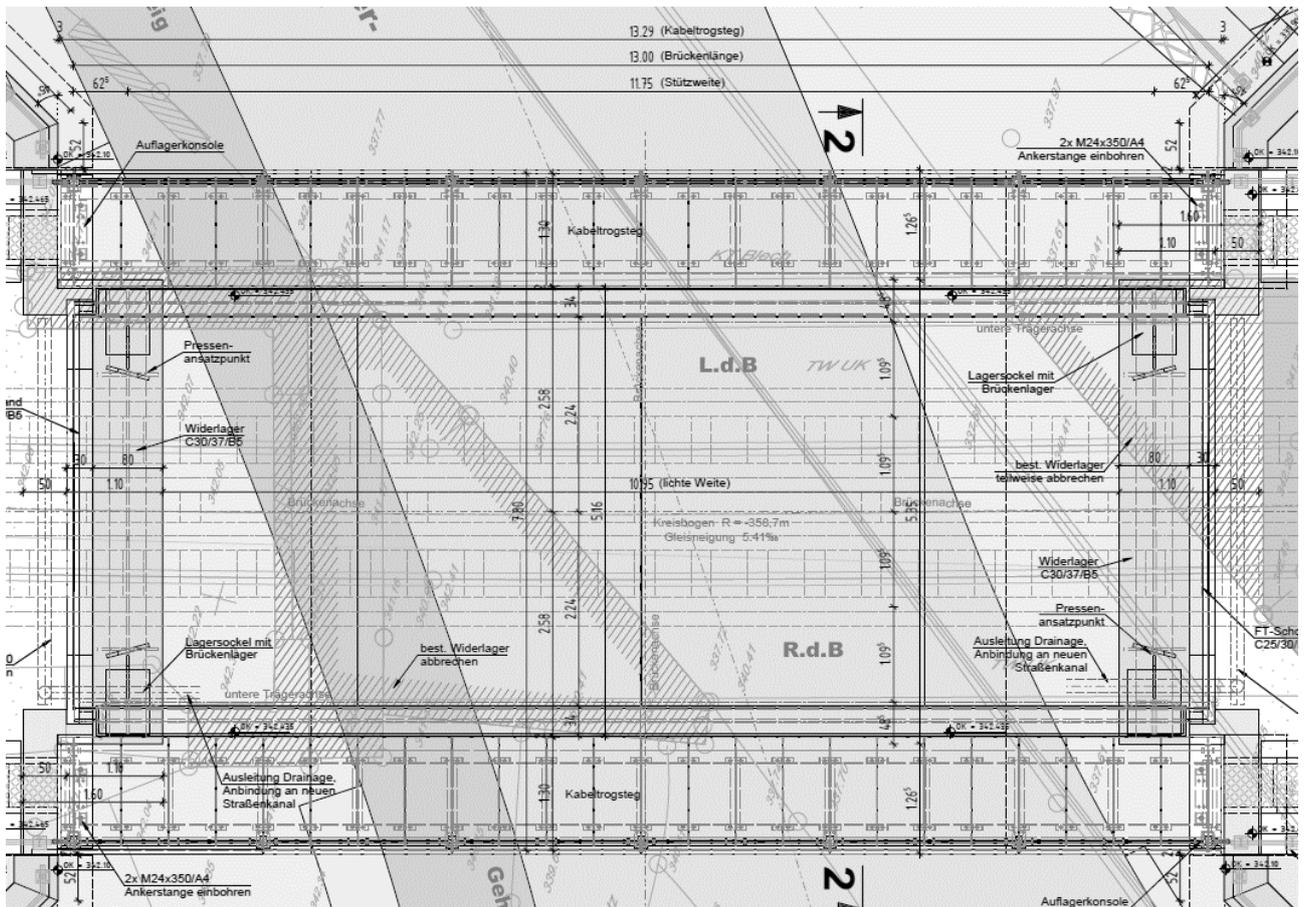


Abb. 16 Ausführungsplanung ÖBB Eisenbahnbrücke Rosenau Grundriss, Planausschnitt (aus [17] entnommen)

Die Abbildung 17 unten zeigt die Seitenansicht der Rosenaubrücke. An beiden Enden der Brücke sind die Vertikalkraftlager und die beiden Querträger sichtbar. Des Weiteren ist die die Stützweite und die Länge der Brücke zu erkennen.

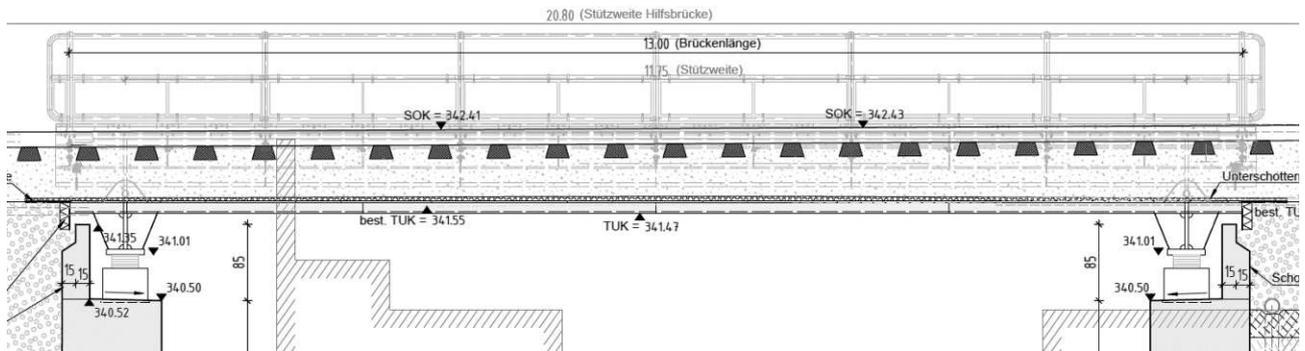


Abb. 17 Ausführungssplan ÖBB Eisenbahnbrücke Rosenau Aufriss, Planausschnitt (aus [17] entnommen)

Der Querschnitt in Abbildung 18 liefert wesentliche Informationen über die Geometrie der Hauptträger und des Deckblechs, einschließlich der Blechdicken und -breiten. Wichtig für die späteren Lastannahmen ist hier eine Überhöhung im Gleis und somit über den Querschnitt eine nicht konstante Schotterhöhe.

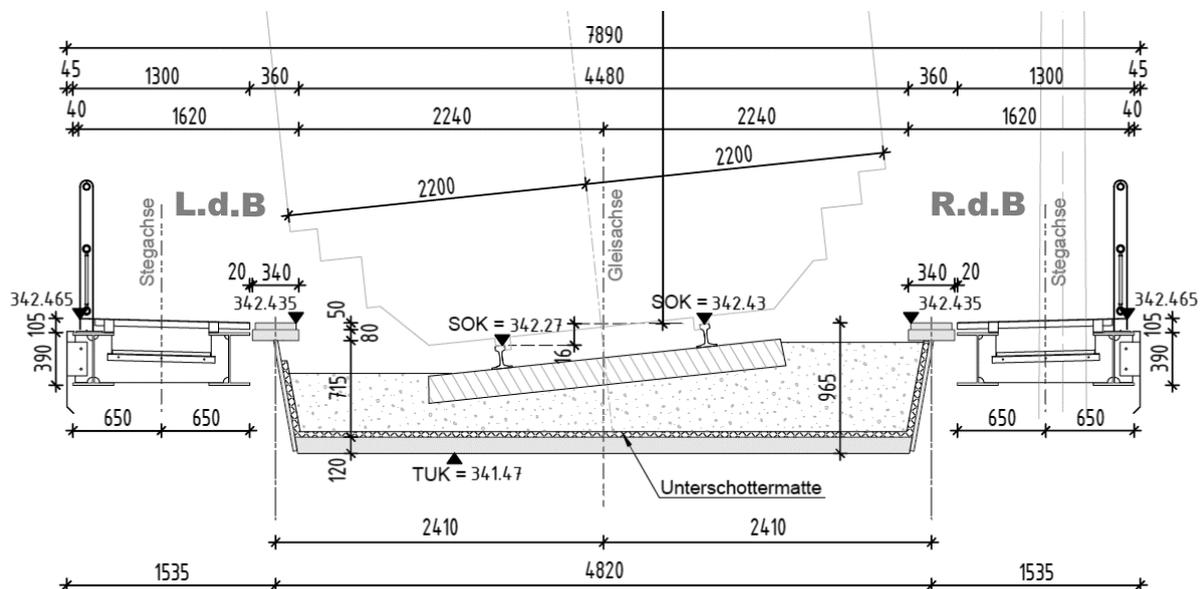


Abb. 18 Ausführungssplan ÖBB Eisenbahnbrücke Rosenau Querschnitt, Planausschnitt (aus [17] entnommen)

3.5.1 Shaker-Belastung

Für die dynamischen Belastungstests wird ein Shaker eingesetzt, der gemäß dem technischen Messbericht (siehe [16][18]) eine dynamische Lastamplitude von 244 N auf die beiden

Brückenhauptträger in Feldmitte aufbringt. Der Frequenz dieser Amplitude wird in Abhängigkeit von der im SOFiSTiK-Modell berechneten Eigenfrequenz festgelegt und kontinuierlich angepasst und verläuft immer harmonisch.

3.5.2 Massenbelegung

Das Eigengewicht der Stahlkonstruktion wird aus Sofistik entnommen. Die Gesamtauflagerkraft der vier Auflagerpunkte wird addiert und durch die Brückengesamtlänge dividiert.

$$g_{StaKo} = 5370,8 \text{ [kg/lfm]} \quad (46)$$

Für die Lasten des Schotterbettes wird gemäß Planunterlagen von einem Schotterbett mit einer Dicke von 48 bis 80 cm, in Folge der Überhöhung, ausgegangen. Die obere Schranke der Schotterwichte wird mit 17 kN/m³ und die untere mit 14 kN/m³ festgelegt (siehe [28]). Die ständige Last des Schotterbetts ergibt somit einen Wertebereich von:

$$g_{Schotter} = 7,70 - 9,35 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (47)$$

Somit errechnet sich ein Gewicht pro Laufmeter von

$$g_{Schotter} = \frac{0,48 \text{ m} + 0,80 \text{ m}}{2} * 4,65 \text{ m} * 1.400 \frac{kg}{m^3} = 4116,4 \text{ [kg/lfm]} \quad (48)$$

beziehungsweise dem Schotter bei einer Wichte von 17 kN/m³

$$g_{Schotter} = 0,55 \text{ m} * 4,775 \text{ m} * 1.700 \frac{kg}{m^3} = 5059,2 \text{ [kg/lfm]} \quad (49)$$

Die UIC-60-Schienen des Streckgleises mit jeweils 60 kg werden auf 328 kg schweren Betonschwellen, mit einem Gewicht von 547 kg pro Laufmeter, befestigt. Diese Betonschwelle lagen im Schotterbett auf und somit wird folgende Linienlast in Feldmitte angesetzt:

$$g_{Gleis} = \frac{3,28}{0,6} + 2 * 0,6 = 6,67 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (50)$$

Somit errechnet sich das Gesamtgewicht pro Laufmeter der Brücke bei einer Schotterwichte von 17 kN/m² zu

$$g_{Gesamt} = 5370,8 + 5059,2 + 667 = 11097,0 \text{ [kg/lfm]} \quad (51)$$

beziehungsweise für 14 kN/m³

$$g_{Gesamt} = 5370,8 + 4116,4 + 667 = 10204,2 \text{ [kg/lfm]} \quad (52)$$

3.5.3 Querschnittswerte

Die nachfolgende Berechnungstabelle dient der Ermittlung des Flächenträgheitsmoments, das für die Biegesteifigkeit der Brücke entscheidend ist.

Tab. 8 Berechnungstabelle für die Querschnittswerte

Bauteil	b [cm]	h [cm]	z [cm]	A [cm ²]	A x z [cm ³]	A x z ² [cm ⁴]	I _{y,eig} [cm ⁴]
Obergurt 1	30,0	5,0	2,5	150	375	938	313
Obergurt 2	34,0	8,0	9,0	272	2448	22032	1451
Steg	1,5	81,5	53,8	122	6577	353845	67668
Grobblech	225,8	12,0	90,5	2710	245219	22192301	32515
Summe		94,5		3254	254619	22569116	101946

Lage des Schwerpunktes berechnet sich zu:

$$z_s = \frac{\sum(Az)}{\sum A} = \frac{254619}{3254} = 78,25 \text{ cm} \quad (53)$$

Daraus folgt das Flächenträgheitsmoment mit

$$I_y = 2 \left[\sum I_{y,eig} + \sum (Az^2) - z_s * \sum (Az) \right] \quad (54)$$

$$= 2 * [101946 + 22569116 - 69,51 * 254619] = 5493882 \text{ cm}^4$$

Und die Biegesteifigkeit mit

$$EI = 2,1 * 10^{11} \frac{N}{m^2} * 0,54939 \text{ m}^4 = 11,537 * 10^9 \text{ Nm}^2 = 11537 \text{ MNm}^2 \quad (55)$$

3.6 Zusammenfassung

Von den vier Brücken werden in weiterer Folge jeweils sechs Modelle erstellt, diese bestehen aus einem Euler-Bernoulli-Balken und Berechnung mit dem Formelwerk aus Tabelle 1, und fünf Sofistikmodellen, dem Grundmodell, einem Modell mit Feder-Dämpfer in vertikaler Richtung und einem mit Kopplungen in horizontaler Richtung, einem Modell mit zusätzlicher Modellierung der

Auflagerexzentrizität und abschließend einem Modell mit Vorland. Bei jedem Sofistikmodell wird die erste Biegeeigenfrequenz und die erste Torsionseigenfrequenz mit einer oberen und unteren Schranke der Schottorwichte berechnet. Außerdem wird die Beschleunigung auch innerhalb von definierten Grenzen der Dämpfung und Schottorwichte berechnet. Hierbei ist das Ziel, dass die Modellierung ein Ergebnis innerhalb der festgelegten Grenzen liefert. Anschließend wird das Modell der horizontalen Feder-Dämpfer-Elemente noch so zu kalibrieren versucht, dass Messungen und Berechnungen übereinstimmen. Nachstehend ist in Tabelle 9 noch eine Übersicht zu den wichtigsten Daten der jeweiligen Brücken gegeben.

Tab. 9 Datenübersicht der vier modellierten Brücken (siehe [12], [14], [16] und [18])

	Typus	Material	Gleise	Stützweite	Gesamtbreite der StaKo	Baujahr
Mödlingbachbrücke Gleis 3	Einfeldrige Trogbrücke	Stahl S235	1	16,50 m	5,00 m	1996
Mödlingbachbrücke Gleis 6	Einfeldrige Trogbrücke	Stahl S235	1	16,00 m	4,95 m	1996
Gnasbachbrücke	Einfeldrige Trogbrücke	Stahl S355	1	15,50 m	6,76 m	2021
Eisenbahnbrücke Rosenau	Einfeldrige Trogbrücke	Stahlbrücke ohne Angabe der Güte	1	11,75 m	4,82 m	2017

4 Messungsmethode

In dieser Diplomarbeit liegt der Schwerpunkt auf der korrekten Bestimmung der Eigenfrequenzen, Beschleunigungen und zugehörigen Dämpfungswerte von vier bestehenden Brücken unter Verwendung der kraftherregten Schwingungsanregungsmethode während der Messungen. Basierend auf einer umfassenden Messkampagne der Firma REVOTEC ZT GmbH wird eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt, um die Ergebnisse mit den Modellierungen im Sofistik zu vergleichen. Die Messung der dynamischen Eigenschaften von Eisenbahnbrücken ist ein wichtiger Aspekt für die realitätsnahe dynamische Beurteilung der Brücke, insbesondere unter dem Aspekt des Hochgeschwindigkeitsverkehrs.

Der Long-Stroke-Shaker, ein tragbarer elektromagnetischer Schwingerreger, stellt ein zentrales Instrument in dieser Messkampagne dar und wird für Schwingungsanalysen von Brücken eingesetzt. Mit einem Gewicht von nur 70 kg ist er charakterisiert durch seine Kompaktheit und die Fähigkeit, konstante Kraftamplituden zu erzeugen. Im Frequenzbereich von 0,1 bis 200 Hz kann der Long Stroke Shaker Kräfte bis zu 445 N aufbringen. Die Steuerung des Geräts erfolgt über einen Leistungsverstärker, der durch einen geschlossenen Regelkreis von einer Messkarte kontrolliert wird, was eine präzise Anpassung der Kraftamplitude und Frequenz ermöglicht, um die gewünschten dynamischen Antworten der Brücke zu induzieren. Die Fähigkeit des Long Stroke Shakers, mit zwei Geräten asynchron zu arbeiten, erlaubt es, nicht nur Biegeeigenfrequenzen, sondern auch Torsionseigenformen zu erzeugen. Während der Messung wird ein Beschleunigungssensor verwendet, um die maximal erreichte Beschleunigung zu erfassen, aus der dann die Eigenfrequenz der Brücke in den Messberichten rückgerechnet wird. Diese Daten sind entscheidend für die Erstellung eines Amplitudenfrequenzgangs, welcher die Beziehung zwischen der Anregungsfrequenz des Shakers und der daraus resultierenden Beschleunigung der Brücke darstellt. Diese Technik ermöglicht eine Ermittlung der Eigenfrequenz, Beschleunigung und Dämpfung der Brücken. (siehe [19]).

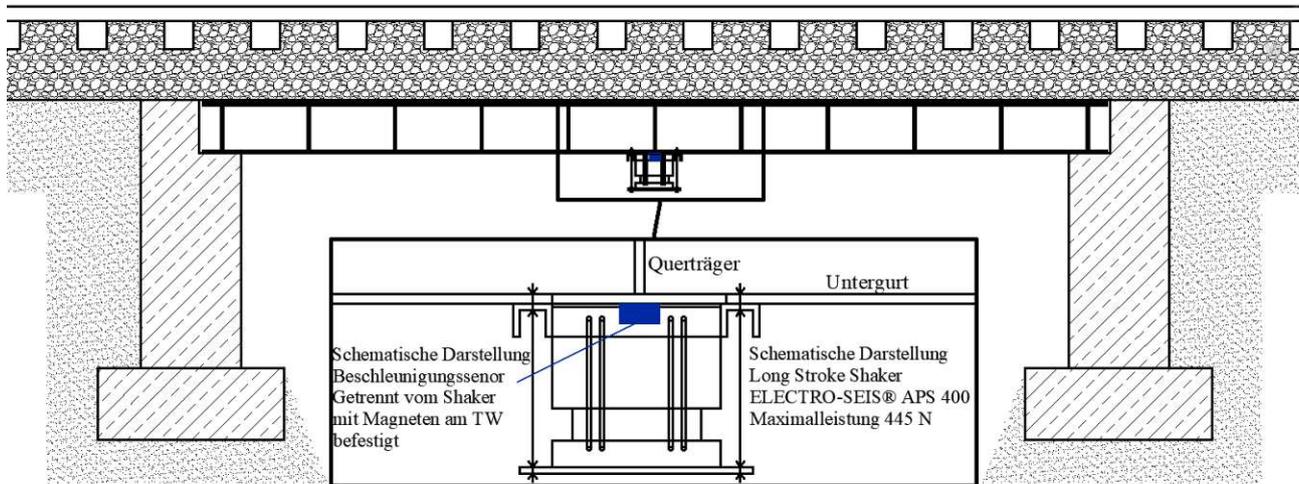


Abb. 19 Schematische Darstellung eines APS 400 Long Stroke Shakers bei der Messung [20]

Die Beschleunigungssensoren werden getrennt Shaker vom direkt am Tragwerksuntergurt mit Magneten angebracht. In Long Stroke Shakern werden piezoelektrische Sensoren verwendet, diese nutzen das piezoelektrische Prinzip, bei dem bestimmte Materialien unter mechanischer Belastung eine elektrische Ladung erzeugen. Wenn der Long Stroke Shaker schwingt, übt die Beschleunigung eine Kraft auf das piezoelektrische Material im Sensor aus, was zu einer proportionalen elektrischen Ladung führt. Diese Ladung wird dann verstärkt und in ein elektrisches Signal umgewandelt, das die Beschleunigung quantifiziert (siehe [20])

Im Zuge der Messungen an den Bestandsbrücken wurden zwei dieser Long Stroke Shaker an den beiden Untergründen in Feldmitte der Brücken angebracht. Bei diesen Messungen werden die Beschleunigungen und Verschiebungen erfasst, welche dann zur Rückrechnung der ersten Biege- und Torsionseigenfrequenzen mit zugehörigen Dämpfungen verwendet werden. Die Auswertung der dynamischen Messungen erfolgt durch die Analyse des Amplitudenfrequenzganges und wurde bei diesen vier Brücken mit der Bandbreitenmethode ausgewertet. Die Bandbreitenmethode, auch bekannt als Halbwertsbreitenmethode, ist ein Verfahren zur Bestimmung der Dämpfung eines schwingungsfähigen Systems anhand des Amplitudenfrequenzganges. Diese Methode wird verwendet, um das Lehr'sche Dämpfungsmaß ζ zu ermitteln, welches ein Maß für die Energiedissipation in einem schwingenden System darstellt. Bei der Bandbreitenmethode wird die Breite des Frequenzbereichs um die Resonanzfrequenz herum gemessen, bei der die Amplitude auf

das $1/\sqrt{2}$ -fache (etwa 70,7 %) ihres Maximalwertes abfällt. Diese Frequenzen werden als untere und obere Grenzfrequenzen (f_1 und f_2) bezeichnet. Die Dämpfung wird dann mit der Formel

$$\zeta = \frac{f_2 - f_1}{2 * f_0} \approx \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \quad (56)$$

berechnet, wobei f_0 die Resonanzfrequenz ist. Die Methode ist besonders nützlich, da sie eine direkte Möglichkeit bietet, die Dämpfung aus dem Frequenzgang zu bestimmen. Sie ist ein Standardverfahren in der Baudynamik und wird häufig zur Beurteilung der Dämpfungseigenschaften von Brücken verwendet (siehe [21]).

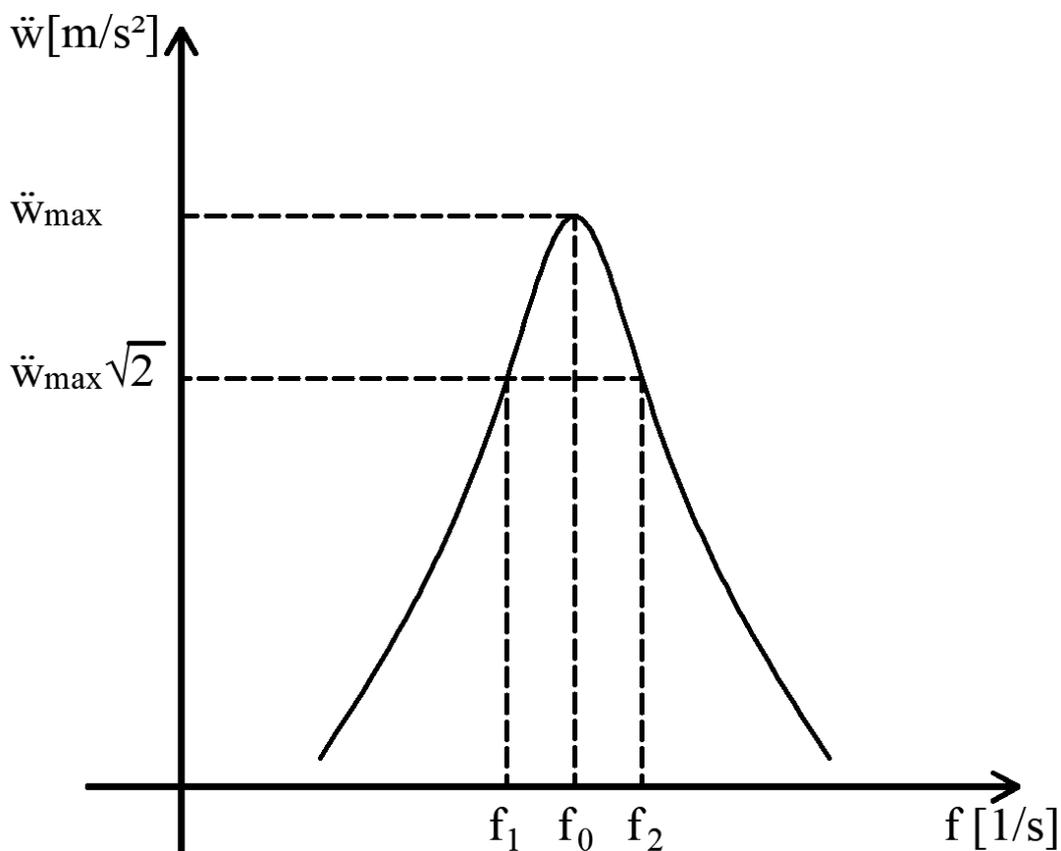


Abb. 20 Auswertung eines Amplitudenfrequenzgangs mit der Bandbreitenmethode [21]

Die ermittelten dynamischen Parameter Eigenfrequenz und Dämpfungsmaß, sowie zugehörige Beschleunigung, werden in der Folge für den Vergleich zwischen Sofistikmodell und den Messungen im Bestand, sowie zur Modellkalibrierung verwendet. Dabei wird das numerische Modell der Brücke so angepasst, dass seine Reaktionen unter dynamischen Lasten mit den gemessenen Daten

übereinstimmen. Dies kann die Anpassung von Massenverteilung, Dämpfungseigenschaften und Steifigkeiten umfassen.

Nachstehend in Tabelle 10 sind die Messergebnisse der vier untersuchten Brücken dargestellt, die vom Büro Revotec ZT GmbH zur Verfügung gestellt wurden. Dabei wurden die ersten Biegeeigenfrequenz und die erste Torsionseigenfrequenz gemessen. Hier wurden auch jeweils schon die zugehörigen Dämpfungen eingetragen und bei der Biegeeigenfrequenz mit der gemessenen maximalen Beschleunigung verknüpft. Diese wurden jeweils am Amplitudenfrequenzgang mit der Bandbreitenmethode ausgewertet.

Tab. 10 Messergebnisse der untersuchten Brücken

	Biegeeigenform			Torsionseigenform	
	1. Biegeeigenfrequenz	Dämpfungsmaß	Beschleunigung	1. Torsionseigenfrequenz	Dämpfungsmaß
Brücke	f_1 [Hz]	ζ [%]	\ddot{w}_{\max} [m/s ²]	$f_{T,1}$ [Hz]	ζ [%]
Mödlingbachbrücke Gleis 3	5,76	1,83	0,28	8,71	5,15
Mödlingbachbrücke Gleis 6	6,24	1,78	0,35	8,87	1,45
Gnasbachbrücke	8,31	3,87	0,11	17,16	3,56
Eisenbahnbrücke Rosenau	8,68	1,58	0,11	14,29	2,81

5 Sofistik Modellbildung

Für die umfassende Modellierung von Brückentragwerken in dieser Diplomarbeit wird das Softwarepaket SOFiSTiK verwendet. Die Arbeitsschritte mit den verschiedenen SOFiSTiK-Modulen gestalten sich wie folgt:

1. Zunächst werden die geometrischen Eigenschaften der Brückenkonstruktion, einschließlich der Längs- und Querdimensionen, aus den Planunterlagen ermittelt. Anschließend erfolgt die Lastaufstellung sowie die Definition der Lastannahmen, um die Massenbelegung möglichst realitätsnah zu bestimmen. Weiterhin wird eine Prüfung der Materialeigenschaften vorgenommen. Abschließend wird ein Lagerschema für das Modell entwickelt, um die Interaktion zwischen der Brückenstruktur und ihren Auflagerpunkten zu charakterisieren.
2. Systemeingabe mit SOFiPLUS: Die initiale Modellerstellung und Definition der Struktur erfolgen in SOFiPLUS. Dieses graphische Interface ermöglicht eine präzise Modellierung des Tragwerks unter Verwendung von CAD-Software.
3. Systemanpassung mit TEDDY: TEDDY dient zur Anpassung und Feinabstimmung des Modells und ist ebenfalls ein Modul zur Systemeingabe, jedoch textbasiert auf Basis der Programmiersprache CAD-INP. Es ermöglicht die Eingabe von komplizierteren Aufgaben wie Eingabe von Dämpfern, welche mit SOFiPLUS nicht möglich sind.
4. Aufbringen der Lasten mit SOFiLOAD: Mit SOFiLOAD werden die relevanten Lasten auf das Strukturmodell aufgebracht. Dies umfasst sowohl statische als auch dynamische Lasten, die für die Untersuchung der dynamischen Eigenschaften wesentlich sind.
5. Statische Berechnung der Lastfälle mit ASE: Für die Ermittlung der Massenbelegung der Struktur erfolgt zuerst eine statische Berechnung mit dem Modul ASE, welche dann in eine Massenbelegung übergeführt wird.
6. Eigenwertberechnung mit dem Lanczos-Verfahren: Für die Bestimmung der Eigenfrequenzen und Eigenformen des Tragwerks wird das Lanczos-Verfahren eingesetzt.
7. Zeitschrittintegration mit DYNA: DYNA ermöglicht die Durchführung von Zeitschrittintegrationen, um das Verhalten der Struktur unter dynamischen Lasten zu simulieren.
8. Ausgabe der Beschleunigung mit DYNAR: Das Modul DYNAR wird genutzt, um die Ergebnisse der dynamischen Analyse, insbesondere die Beschleunigungswerte darzustellen.

9. Schlussendlich erfolgt die Analyse der Ergebnisse, die Abweichung der Modellierung zur Messung in Bezug auf Eigenfrequenz, Beschleunigung und Dämpfungsparameter werden dokumentiert. Falls die Werte übereinstimmen, ist die Kalibrierung abgeschlossen.
10. Ansonsten erfolgt die Anpassung der Parameter wie Eigengewicht Schotter und Randträger, oder Veränderung des Dämpfungswertes.

Nachfolgend sind in Abbildung 21 die Arbeitsschritte als Flussdiagramm nochmals dargestellt.

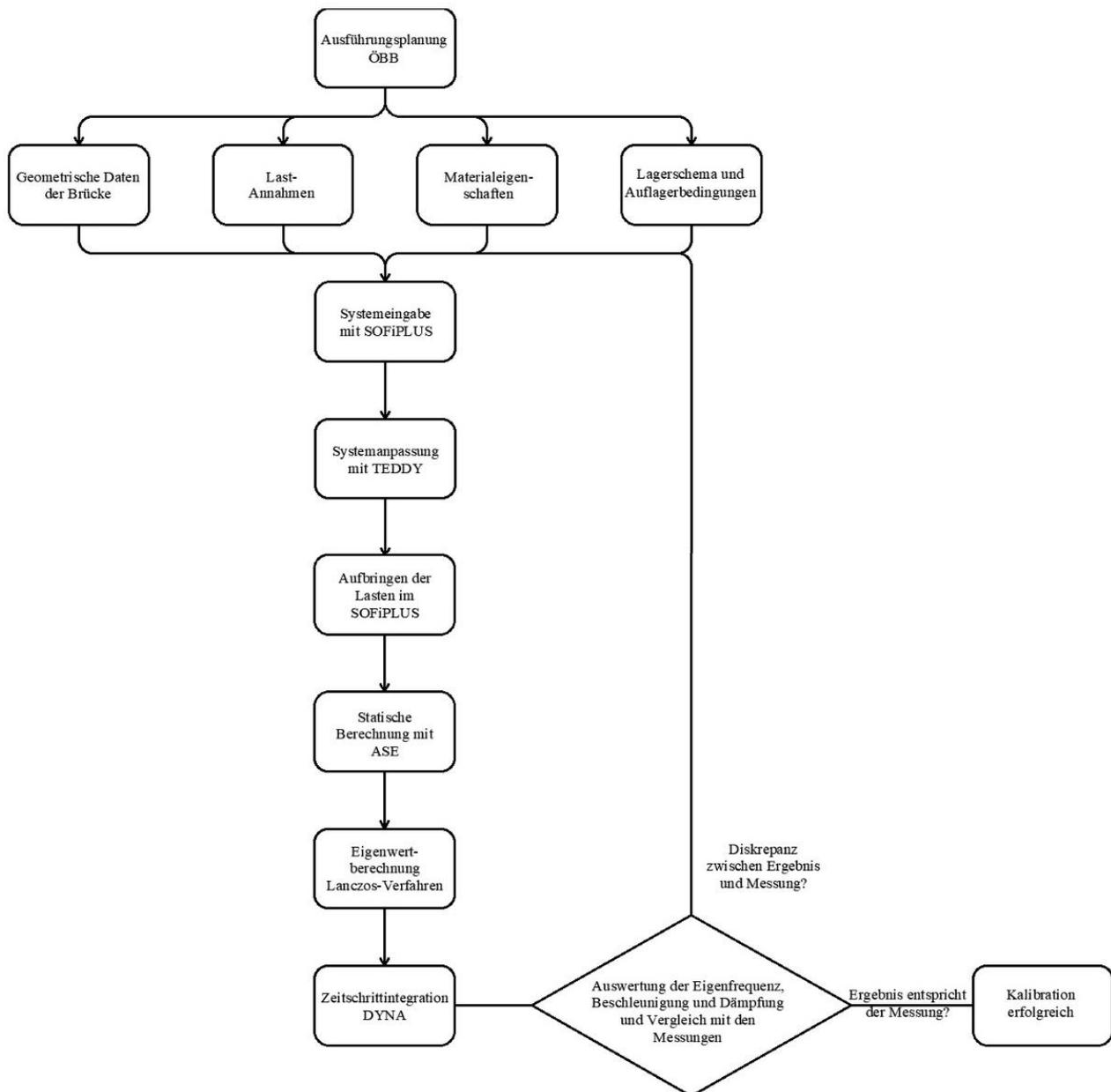


Abb. 21 Flussdiagramm Ablauf der Modellierung und Kalibrierung pro Modell

5.1 Modellbildung

Das Koordinatensystem der Modelle ist so gewählt, dass die X-Koordinate in Brückenlängsrichtung und die die Y-Koordinate in Brückenquerrichtung weist. Berechnet wird mithilfe des FEM-Programms Sofistik. In Abbildung 22 ist das statische „Modell“ als Skizze in der Draufsicht dargestellt. Bei den modellierten vier Brücken handelt es sich um Einfeldträgerbrücken. Die beiden außenliegenden Hauptträger werden immer als Euler-Bernoulli-Balken modelliert. Dazwischen sind die Querträger ebenfalls als Balken biegesteif an den Hauptträger angeschlossen. Das Deckblech, eine Platte nach der Theorie Kirchhoff-Love, liegt auf den Querträgern biegesteif auf und ist seitlich ebenso mit dem Hauptträger biegesteif verbunden. Die Hauptträger sind dann so aufgelagert, dass keine Zwängungen entstehen und bestehen so aus einem festen, einem längsfesten, einem querfesten und einem allseitsbeweglichen Lager.

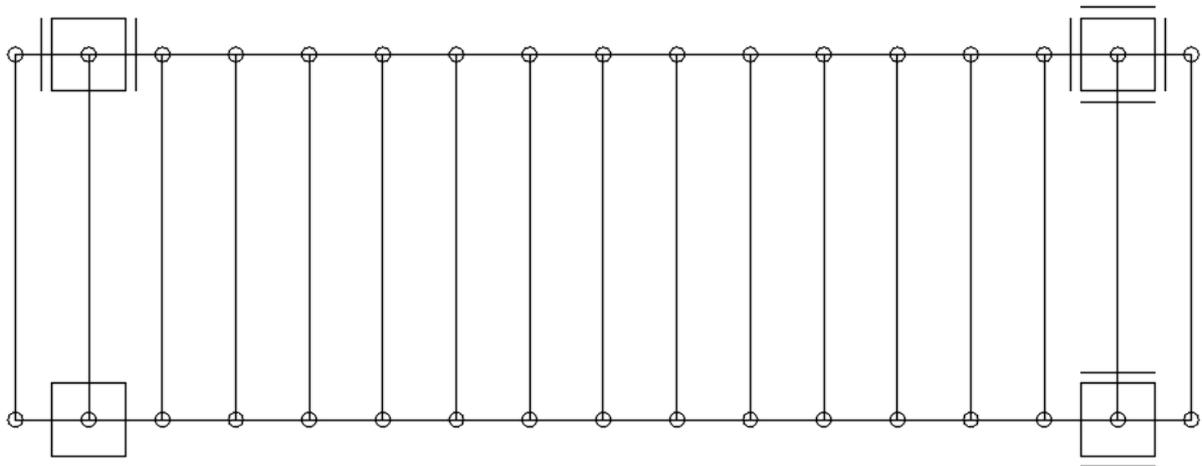


Abb. 22 Statisches Modell in der Draufsicht

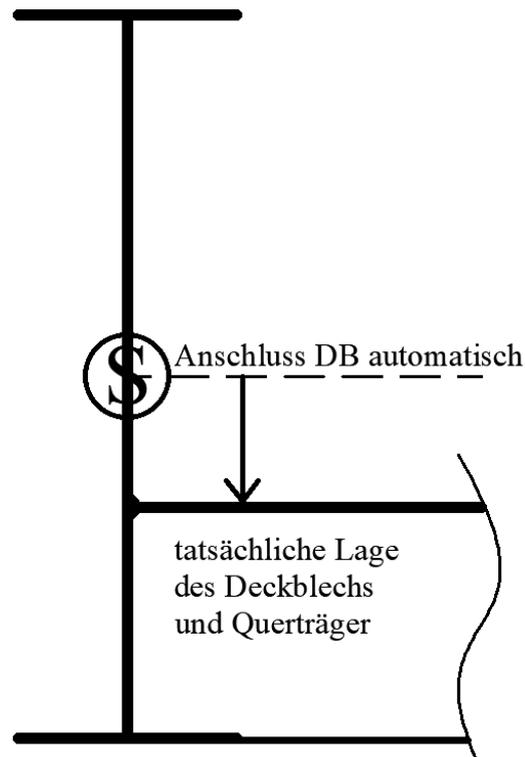


Abb. 23 Exzentrischer Anschluss des Deckblech

Damit die Lasteinleitungen der biegesteifen Verbindungen korrekt abgebildet werden, sind die Querträger und das Deckblech exzentrisch an den Hauptträger angeschlossen, da sie von Sofistik automatisch am Schwerpunkt verbunden werden und somit die realen Bedingungen nicht korrekt abgebildet werden. (Siehe Abbildung 23)

5.2 Massenbelegung

Belastet ist das System mit drei Lastfällen, welche in eine einzige Massenbelegung umgewandelt werden. Lastfall 1 wird für die dynamische Anregung des Shakers herangezogen und ist kein statischer, sondern ein dynamischer Lastfall und abhängig von dem zeitlichen Verlauf der Anregung. Der Kehrwert der berechneten Eigenfrequenz definiert das Belastungsintervall, welches für den Shaker gewählt wird, da die Eigenfrequenz die Einheit $[1/s]$ hat. Lastfall 2 beschreibt die Massenbelegung alle Ausbaulasten, wobei Lasten wie Eigengewicht des Schotters inklusive Abdichtung als Flächenlast (in Gelb unter der Flächenbeschriftung in Abb. 24) eingegeben wird. Die Schwellen und die Schienen werden als Linienlast in Brückenmitte aufgebracht. Der Randträger inklusive Kabeltrog wird ebenfalls als Linienlast auf die Hauptträger aufgebracht. Lastfall 3 ist das

Eigengewicht der Stahlprimärkonstruktion, dies wird von Sofistik automatisch erzeugt und dann in eine Massenbelegung übergeführt, bei einer Wichte des Stahls von $78,5 \text{ kN/m}^3$. Wobei sich die Annahme der Schotterwichte als wichtig für die Ergebnisse darstellt. In der Norm Eurocode EN 1991-1 (siehe [29]) wird eine Wichte des Schotters von 20 kN/m^2 vorgeschlagen. Die tatsächliche Wichte variiert laut [28] zwischen 14 kN/m^3 und 17 kN/m^3 . Diese Werte werden dann auch für die spätere Berechnung als obere und untere Schranke für die Ermittlung der Eigenfrequenz und der Beschleunigungsberechnung festgelegt.

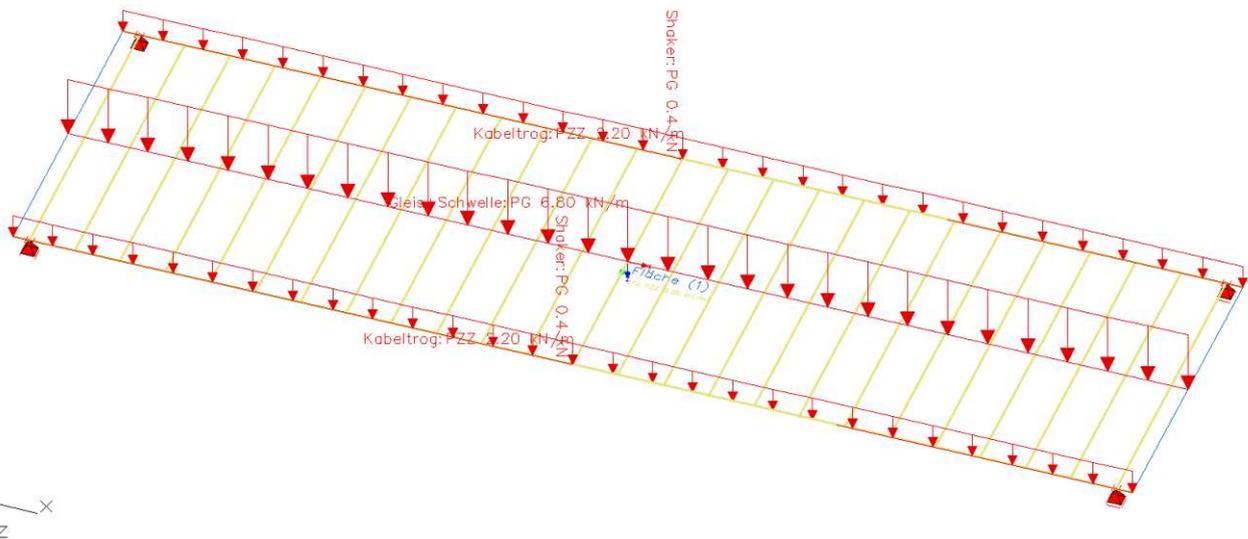


Abb. 24 CAD basierte Belastungseingabe im SOFiPLUS am Beispiel Mödlingbachbrücke Gleis 3

5.3 Zeitlicher Verlauf der Anregung

Für die rechnerische Ermittlung der Beschleunigung wird ein Shaker modelliert, dieser wird als dynamische Einzellast in Feldmitte aufgebracht und ist abhängig von der Zeit. Dieser belastet die Hauptträger in Feldmitte mit der berechneten Eigenfrequenz der Brücke als Anregungsfrequenz. Die Belastung beträgt jeweils 440 N bei den zwei Mödlingbachbrücken und bei den anderen beiden Brücken 245 N pro Seite. Hier wird die gemessene Eigenfrequenz des jeweiligen Sofistikmodells genommen und dann rückgerechnet. Dieser iterative Prozess wird bei jedem einzelnen Modell durchgeführt. Nachstehend ist beispielhaft der zeitliche Verlauf der Belastung für Mödlingbachbrücke Gleis 3 mit einer Eigenfrequenz von $5,77 \text{ Hz}$ aus dem Ausdrucksprotokoll des Modells in Abbildung 25 dargestellt.

Zeitlicher Verlauf der Belastung LF1-Shaker

Amplitude	Frequenz	Phase	Beginn	Ende	Stoßfaktor
[-]	[1/sec]	[sec]	[sec]	[sec]	[-]
1.0000	5.7703	0.0100	0.0000	30.0000	

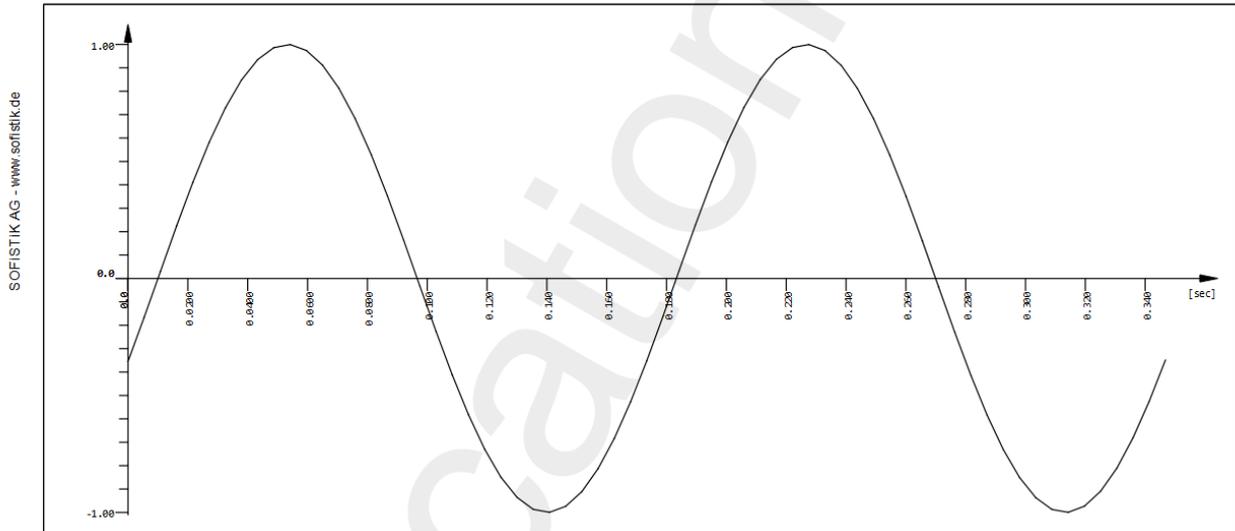


Abb. 25 Zeitlicher Verlauf der Anregung als Auszug aus dem Sofistik Ausdrucksprotokoll

5.4 Modellierung Schotteroberbau

5.4.1 Modellbildung Feder-Dämpfermodell horizontal

In Abbildung 26 ist die schematische Darstellung des Feder-Dämpfermodells für die Modellierung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaus dargestellt. Die Untersuchung konzentriert sich auf die Hypothese, dass eine Modifikation der horizontalen Kopplungssteifigkeit und der Dämpfung zwischen den Schienen und dem Deckblech merkbare Auswirkungen auf die dynamischen Eigenschaften des Gesamtsystems hat. Um die Steifigkeit und Dissipation des Schotters besser abzubilden, werden zuerst die zwei Schienen als Balken modelliert und dann die Schienen mit dem Deckblech gelenkig verbunden, sodass die Verschiebung in vertikaler Richtung der Schienen, dem des Deckblechs entspricht, jedoch keine Biegemomente durch den Schotter übertragen werden. Um das System nicht kinematisch werden zu lassen, sind Starrstäbe als Verbindung zwischen und Deckblech modelliert.

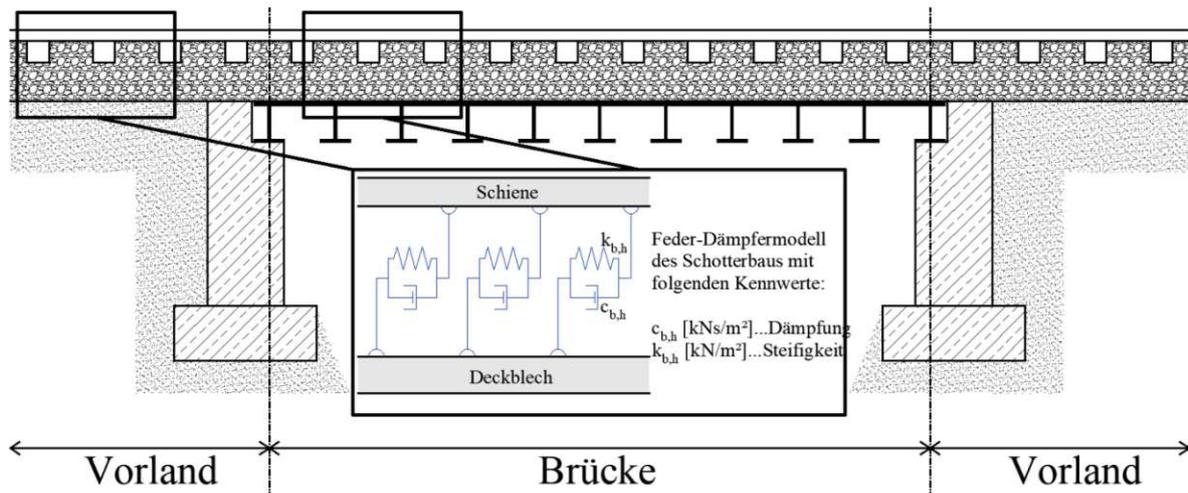


Abb. 26 Modellbildung Feder-Dämpfer horizontal [22]

5.4.2 Variation des Feder-Dämpfer-Modells als vertikale Kopplung

Des Weiteren wird untersucht, siehe Abbildung 27, ob eine Änderung der Kopplung in vertikaler Richtung eine signifikante Änderung der Eigenfrequenz und Beschleunigung mit sich bringt. Die vertikale Kopplung wird ebenfalls durch Feder-Dämpfer-Elemente realisiert, deren Steifigkeits- ($k_{b,v}$) und Dämpfungswerte ($c_{b,v}$) laut nachfolgendem Kapitel ausgewählt werden, um das Verhalten des Schotterbetts realistisch zu simulieren. Die Bereiche zwischen der Schiene und Feder-Dämpfer-Element und Deckblech werden als Starrstäbe idealisiert. Horizontale Kräfte werden durch Lager der Schiene am Brückenende oder am Vorlandende übernommen. Die genauen Kennwerte für die vertikale Kopplung sind für die dynamische Analyse von entscheidender Bedeutung und werden im Rahmen dieser Arbeit detailliert untersucht. Die horizontale Kopplung, die bereits beschrieben wurde, ist durch die gleichen Feder-Dämpfer-Elemente charakterisiert, wobei die Steifigkeit $k_{b,v}$ und die Dämpfung $c_{b,v}$ so gewählt werden, dass sie die dynamischen Eigenschaften des Schotterbetts in horizontaler Richtung adäquat abbilden. Die Kennwerte für die Federn und Dämpfer werden im folgenden Absatz spezifiziert. Zusätzlich wird auch bei der Mödlingbachbrücke Gleis 3 analysiert, wie sich die Struktur durch eine Modellierung der Feder-Dämpfer in vertikaler und horizontaler Richtung kombiniert verhält.

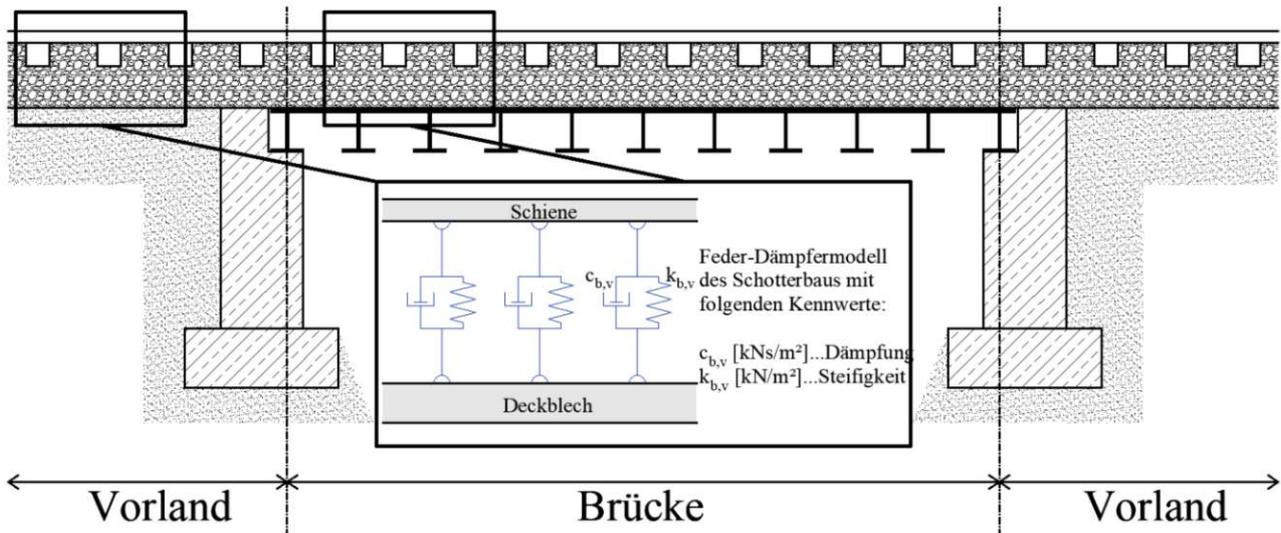


Abb. 27 Modellbildung Feder-Dämpfer horizontal [22]

5.4.3 Federkennlinie und Dämpfungsparameter

Untersuchungen in [22] zeigen die Federsteifigkeiten des Schotters und werden in Abbildung 28 dargestellt. Die Federkennlinie in grün wird als Arbeitslinie in der Feder des Feder-Dämpfermodells modelliert. Die Arbeitslinie der Feder wird vereinfachend mittels einiger Punkte gebildet und die Zwischenbereiche verlaufen linear. Im Modell treten danach in der Feder ausschließlich Normalkräfte auf. Der Dämpfungsparameter wird mit $c_{b,i} = 50 - 60 \text{ kNs/m}^3$ angenommen. Diese Werte stammen aus der nachstehenden Abbildung 28 und wurden der Publikation aus [22] entnommen.

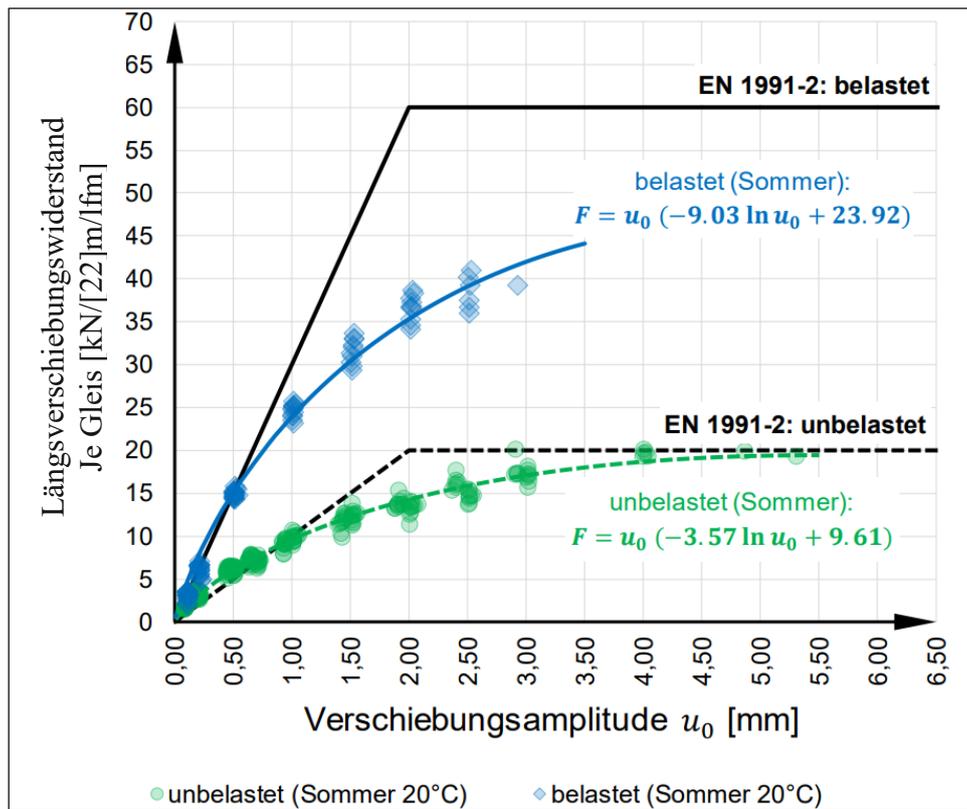


Abb. 28 Federkennlinie (Quelle Abb. 5, S.264 in [22])

Die Parameter aus dem obenstehenden Diagramm werden auf beide Schienenseiten aufgeteilt und auf den Schwellenabstand ($e=0,60\text{ m}$) angepasst, da diese Parameter pro Quadratmeter angegeben werden. Außerdem wird der Schotteranteil zwischen den Schwellen als Last auf die Schienen aufgebracht. Somit verändern die Feder-Dämpfer Modelle ebenfalls die Massenverteilung und -belegung, sowie die Steifigkeitsmatrix. Besonders Augenmerk wird somit auf die Veränderung der dynamischen Parameter des Grundmodells zu den Feder-Dämpfermodellen gelegt.

5.5 Auflagerexzentrizität und Vorland

Die letzten beide Modelle bestehen aus der Modellierung der Auflagerexzentrizität und des Vorlandes. Aufgrund der Lagerbedingungen im Bestand verursacht eine Lagerung in der Stabachse ein Verformungsverhalten, das der Wirklichkeit nicht entspricht. Daher wird die Stabachse zum unteren Ende des Stabes mit einem Starrstab gekoppelt und somit exzentrisch gelagert.

Außerdem wird eine Interaktion mit dem Vorland der Brücke berücksichtigt. Das Gleis wird an beiden Enden um jeweils die Stützweite L verlängert. Der Untergrund wird als Einspannung

modelliert und das Feder Dämpfer Modell dient wiederum als horizontale Kopplung zwischen Gleis und Untergrund.

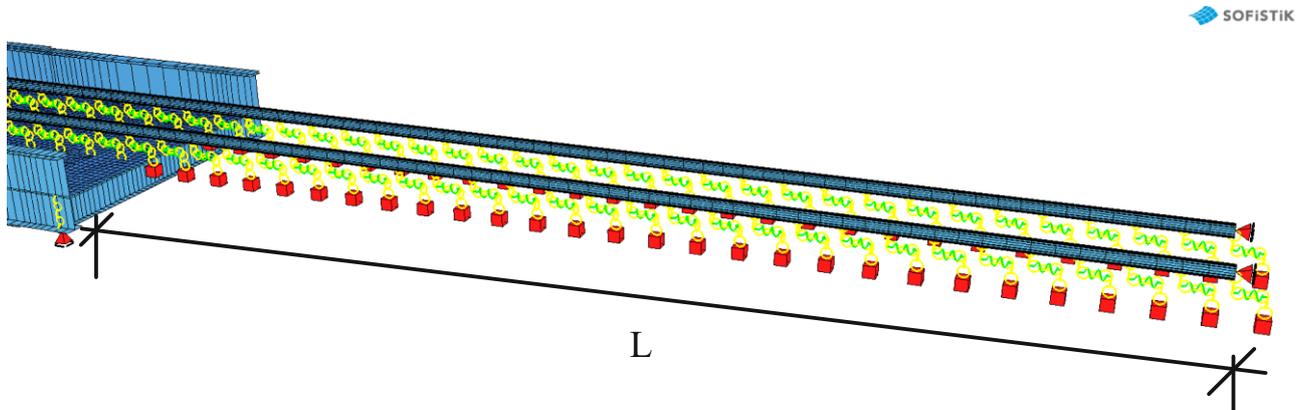


Abb. 29 Modell der Auflagerexzentrizität und des Vorlandes

5.6 Berechnungsverfahren Eigenwerte

Das Lanczos-Verfahren ist eine numerische Methode zur Lösung von Eigenwertproblemen in Finite-Elemente-Modellen. Es basiert auf der Idee, die Matrix des physikalischen Systems iterativ zu reduzieren, um die relevanten Eigenwerte und Eigenvektoren zu extrahieren. Das Lanczos-Verfahren ist jedoch nicht direkt eine Methode zur Lösung von Differentialgleichungen im herkömmlichen Sinne, wie sie in Kapitel 2.3 beschrieben wird. Vielmehr wird es verwendet, um Eigenwertprobleme zu lösen, die oft aus der Diskretisierung von Differentialgleichungen resultieren. Das Grundkonzept des Lanczos-Verfahrens basiert auf der Transformation einer großen Matrix in eine viel kleinere tridiagonale Matrix, die dieselben Eigenwerte besitzt. Diese reduzierte Matrix ist deutlich weniger rechenintensiv und ihre Eigenwerte und Eigenvektoren können einfacher und schneller berechnet werden. Das Verfahren verwendet iterative Techniken und fängt mit einer anfänglichen Schätzung für den Eigenvektor an. Dann wird dieser Vektor wiederholt mit der großen Matrix multipliziert und orthogonalisiert gegenüber den vorherigen Vektoren. Dieser Prozess geht weiter, bis die kleinere Matrix konstruiert ist. Diese Matrix hat spezielle Eigenschaften: Nur ein kleiner Teil der gesamten Matrix wird betrachtet, was die Berechnungszeit deutlich verkürzt. Das Lanczos-Verfahren ist besonders nützlich, weil nur wenige Eigenwerte in praktischen Anwendungen von Bedeutung sind (siehe [23]).

In einfachen Worten ermöglicht das Lanczos-Verfahren eine effiziente und genauere Berechnung der Eigenwerte und Eigenvektoren von komplexen Finite-Elemente-Modellen, was in der strukturellen Analyse und anderen ingenieurwissenschaftlichen Anwendungen von großer Bedeutung ist.

5.7 Berechnungsverfahren Beschleunigung

Die Beschleunigung der Brückenmodellen wird mit dem Modul DYNA von SOFiSTiK berechnet, der das Zeitintegrationsverfahren mit Hilfe des Newmark-Verfahrens anwendet. Dieses Verfahren ist ein allgemeines Instrument zur Lösung von Bewegungsgleichungen und wird als inkrementelles numerisches Lösungsverfahren klassifiziert. Es ist besonders geeignet für Computerberechnungen und anwendbar auf nichtlineare Probleme.

Das Newmark-Verfahren, das in DYNA für die Zeitintegration verwendet wird, basiert auf der Annahme, dass die Verschiebung und Geschwindigkeit zu Beginn jedes Zeitschritts bekannt sind. Es berechnet die Verschiebung und Geschwindigkeit für den nächsten Zeitschritt basierend auf den vorherigen Werten sowie den aktuellen Beschleunigungen. Die Gleichung, die dem Newmark-Verfahren zugrunde liegt lautet:

$$x_{n+1} = x_n + \Delta t * \dot{x}_n + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta) * \ddot{x}_n + 2\beta * \ddot{x}_{n+1}] \quad (57)$$

$$\dot{x}_{n+1} = \dot{x}_n + \Delta t * [(1 - \gamma) * \ddot{x}_n + \gamma * \ddot{x}_{n+1}] \quad (58)$$

Hierbei ist x die Verschiebung, \dot{x} die Geschwindigkeit, \ddot{x} die Beschleunigung, Δt der Zeitschritt, und β sowie γ sind die Newmark-Parameter. Die Parameter β und γ steuern die Genauigkeit und Stabilität des Verfahrens, diese werden jedoch vom Berechnungsprogramm automatisch gewählt. Typische Werte bei sinusförmiger Beschleunigung sind $\beta=1/6$ (lineare Beschleunigung) und $\gamma=1/2$. Die nachstehende Abbildung 30 zeigt die Linearisierung der Beschleunigung zwischen den Zeitschritten.

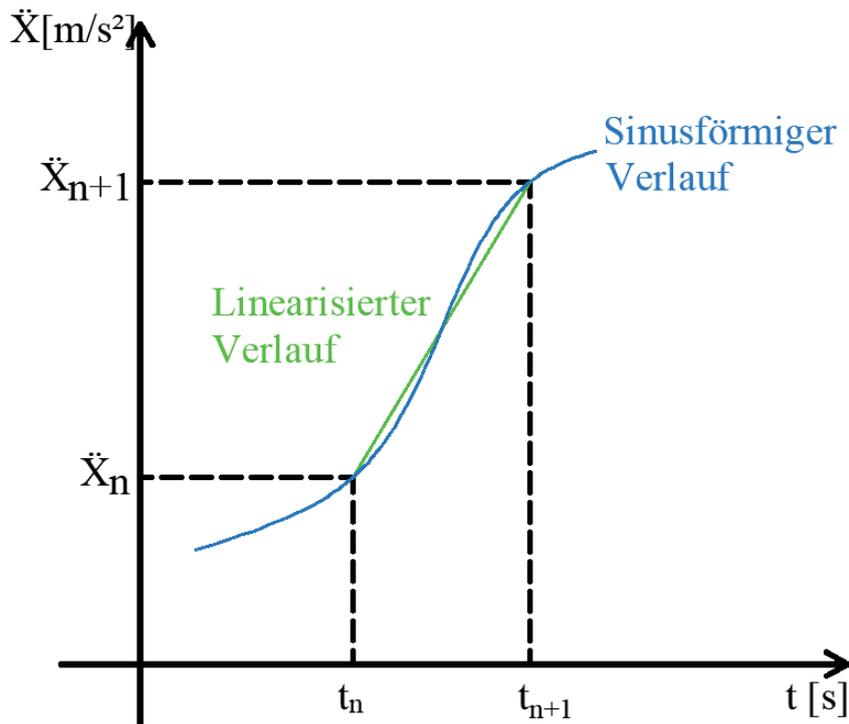


Abb. 30 Annahme linearer Beschleunigung zwischen den Zeitschritten [26]

Bei der Anwendung des Newmark-Verfahrens im Sofistik ist die Wahl des Zeitschritts (Δt) entscheidend. Eine sorgfältige Auswahl des Zeitschritts ist notwendig, da die Methode sehr empfindlich auf Änderungen in der Größe oder Anzahl der Zeitschritte reagiert. Kleine Anpassungen können zu signifikanten Änderungen in den Ergebnissen führen. Diese hohe Sensibilität erfordert eine ständige Überprüfung der Plausibilität der Ergebnisse. Jede Beschleunigungsberechnung wird auf Plausibilität kontrolliert und gegebenenfalls müssen die Zeitschritte entsprechend angepasst werden, um sicherzustellen, dass die Ergebnisse die tatsächlichen dynamischen Eigenschaften der Brücke wiedergeben. Die direkte Zeitschrittintegration mit dem Newmark-Verfahren in DYNA bietet eine leistungsstarke Methode zur Analyse des dynamischen Verhaltens von Brückenstrukturen unter realistischen Belastungsbedingungen (siehe [24-26]).

5.8 Eingabe der Dämpfung im Sofistik

In der direkten Zeitschrittintegration ist eine Eingabe des Lehr'schen Dämpfungsparameters ζ aus mathematischen Gründen nicht möglich. Deshalb wird über die Rayleigh-Parameter α und β die Dämpfung des Stahls berücksichtigt, wobei α den masseproportionalen Koeffizienten und β den

steifigkeitsproportionalen Koeffizienten definiert. Dabei wird die Dämpfungsmatrix durch Linearkombination von Massen und Steifigkeitsmatrix formuliert:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (59)$$

Der steifigkeitsproportionale Faktor sowie der massenproportionale Faktor werden mit der Formel (60) mit dem Lehr'schen Dämpfungsmaß verknüpft.

$$\zeta_j = \zeta_i = \frac{\alpha + \beta\omega_i^2}{2\omega_i} = \frac{\alpha + \beta\omega_j^2}{2\omega_j} \quad (60)$$

Nimmt man zwei Dämpfungswerte ζ_i und ζ_j an, erhält man zwei Gleichungen. Setzt man nun $\zeta_i = \zeta_j$, dann lässt sich das Gleichungssystem nach α und β abhängig von den Frequenzen ω_i und ω_j auflösen und man erhält für α :

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (61)$$

Und β wird berechnet zu:

$$\beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (62)$$

Wobei in diesem Fall die gemessene Biegeeigenfrequenz für beide Amplituden zur Berechnung herangezogen wird (siehe [27]). Daraus ergeben sich für die kalibrierten Modelle der Brücken die in Tabelle 11 angeführte Werte für α und β .

Tab. 11 Rayleigh-Dämpfungen der Brücken

	Dämpfungs- maß gemessen	1. Biegeeigen- frequenz	Masse- proportionaler Koeffizient	Steifigkeits- proportionaler Koeffizient
Brücke	ζ [%]	f_1 [Hz]	α [-]	β [-]
Mödlingbachbrücke Gleis 3	1,83	5,76	0,105408	0,003177083
Mödlingbachbrücke Gleis 6	1,78	6,24	0,111072	0,002852564
Gnasbachbrücke	3,87	8,31	0,321597	0,00465704
Eisenbahnbrücke Rosenau	1,58	8,68	0,137144	0,001820276

6 Ergebnisse der Berechnungen

6.1 Mödlingbachbrücke Gleis 3

Die Dokumentation der Berechnungsergebnisse erfolgt für die Mödlingbachbrücke Gleis 3 sehr ausführlich und mit den grafischen Darstellungen der Ergebnisse von Eigenfrequenzfiguren und Beschleunigungsverlauf. Analoges gilt für die Ergebnisse der Brücke Mödlingbachbrücke Gleis 6, bei dieser werden allerdings zur besseren Übersicht nur die Ergebnisse dargestellt und auf eine ausführliche Dokumentation verzichtet. Nachfolgend sind die Messergebnisse in Tabelle 12 dargestellt.

Tab. 12 Messergebnisse der Mödlingbachbrücke Gleis 3

	Biegeeigenform			Torsionseigenform	
	1. Biegeeigenfrequenz	Dämpfungsmaß	Beschleunigung	1. Torsionseigenfrequenz	Dämpfungsmaß
Brücke	f_1 [Hz]	ζ [%]	\ddot{w}_{\max} [m/s ²]	$f_{T,1}$ [Hz]	ζ [%]
Mödlingbachbrücke Gleis 3	5,76	1,83	0,28	8,71	5,15

6.1.1 Modellbildung

Bei der Modellbildung der finiten Elemente und Balken der Mödlingbachbrücke Gleis 3 wird besondere Aufmerksamkeit auf die aufgeschweißten Lamellen gelegt, da sie eine entscheidende Rolle für die Biegesteifigkeit und damit für das dynamische Verhalten der Brücke spielen. Im Modell wird die Brücke in drei Bereiche unterteilt: Ein Bereich in Feldmitte mit zwei Lamellen pro Gurt, ein angrenzender Bereich mit einer Lamelle und ein Bereich an den Auflagern ohne Lamellen. Zunächst wird der Randträger in der Modellierung nur als Masse berücksichtigt und ohne Steifigkeit, jedoch wird er in einer späteren Phase der Modellierung einbezogen, um dessen Einfluss auf den Torsionseigenformen genauer zu untersuchen.

6.1.2 Ergebnisse Euler-Bernoulli-Balkenmodell

Unter Berücksichtigung einer Stützweite von 16,5 m, einer Biegesteifigkeit von 9487 MNm² und einer Masse pro Laufmeter von 8317 kg bzw. 7529 kg für die geringere Schotterwichte errechnet sich

die Eigenfrequenzen bei einer Wichte von 14 kN/m^2 mit der Formel der Eigenfrequenz eines Bernoulli-Balkens laut Tabelle 1 Tab. 1 zu:

$$f_{0,\gamma=17} = \frac{\pi}{2L^2} * \sqrt{\frac{EI}{\mu}} = \frac{\pi}{2 * 16,5^2} \sqrt{\frac{9,49 * 10^9}{8317}} = 6,14 \text{ Hz} \quad (63)$$

$$f_{0,\gamma=14} = \frac{\pi}{2L^2} * \sqrt{\frac{EI}{\mu * L^4}} = \frac{\pi}{2 * 16,5^2} \sqrt{\frac{9,49 * 10^9}{7529}} = 6,46 \text{ Hz} \quad (64)$$

6.1.3 Ergebnisse Grundmodell Sofistik

Abbildung 31 zeigt den ersten Modellierungsschritt. Dieser setzt sich aus einem Flächenmodell des Deckblechs und den Balkenmodellen der Haupt- und Querträger zusammen. Die Auflager werden noch in der Schwerachse angenommen und Schotteroberbau, Randträger und Gleis wird als Last modelliert. Außerdem werden keine Einwirkungen des Vorlandes mitberücksichtigt.

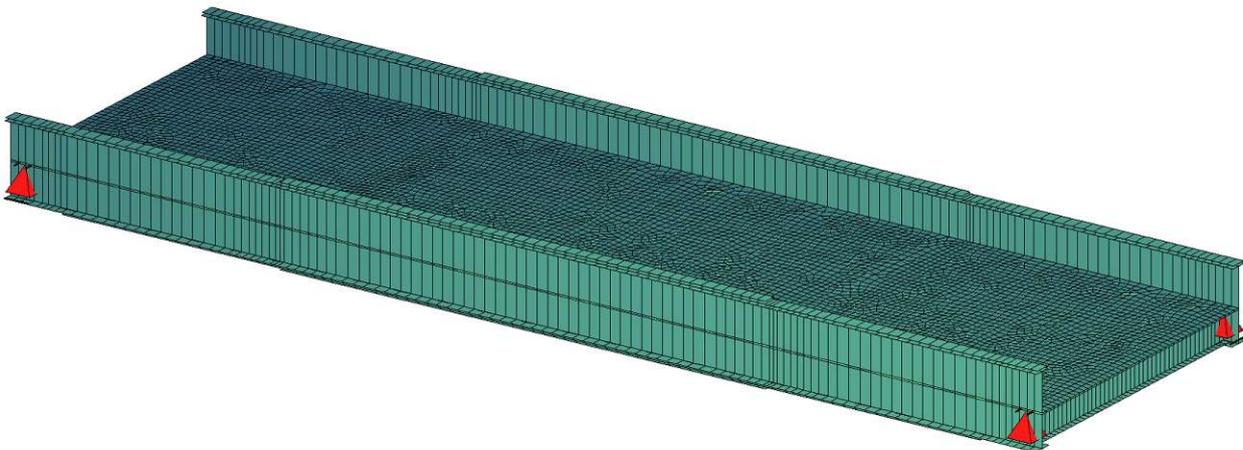


Abb. 31 Sofistikmodell Mödlingbachbrücke 3

In der Abbildung 32 werden die Ergebnisse der Berechnung der ersten Biegeeigenfrequenzen sowie der ersten Torsionseigenfrequenz des ersten Modellierungsschrittes unter Verwendung von Sofistik dargestellt, wobei eine modellierte Schotterdichte von 1400 kg/m^3 als untere Schranke angenommen wird. In diesem Modell wird der Schotteroberbau, die Schwellen sowie die Gleise lediglich als zusätzliche Ausbaulasten integriert. Die Berechnung dieser Eigenwerte erfolgte mittels des Lanczos-Verfahrens, implementiert in Sofistik. Die erste Biegeeigenfrequenz wird dabei mit einem Wert von

5,998 Hz ermittelt, während die Torsionseigenfrequenz einen berechneten Wert von 9,296 Hz aufweist.

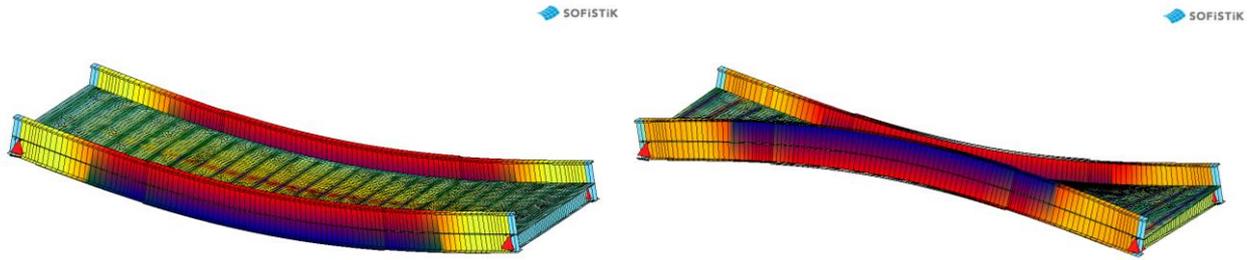


Abb. 32 Erste Biegeeigenfrequenz 6,00 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 9,30 Hz

Nachstehend findet sich die berechnete Beschleunigung aufgrund der Anregung des Shakers in Abbildung 33 und 34. Hierbei wird die Dämpfung mit $\zeta = 0,25\%$ als untere Schranke und $\zeta = 2,5\%$ als obere Schranke gewählt. Die Schranken werden so gewählt, dass die gemessene Dämpfung von $\zeta = 1,83\%$ deutlich innerhalb dieser liegt. Diese Beschleunigungen werden mit schrittweiser Integration berechnet. Die Zeitschritte haben eine Größe von 0,01 Sekunden und es werden 1000 Schritte modelliert. Für eine Dämpfung von $\zeta = 0,25\%$ liegt die Beschleunigung bei $0,85 \text{ m/s}^2$ und bei einer Dämpfung von $\zeta = 2,5\%$ bei $0,24 \text{ m/s}^2$. Die Zeitschritte werden so kalibriert, dass sich ein sinusförmiger Verlauf der Beschleunigung einstellt und nach einigen Sekunden ein stationärer Schwingungszustand erreicht wird. Es zeigt sich auch, dass bei geringer Dämpfung deutlich mehr Zeit verstreicht, mit etwa 40 Sekunden im Vergleich zur hohen Dämpfung mit etwa vier Sekunden, bis sich ein stationärer Schwingungszustand einstellt.

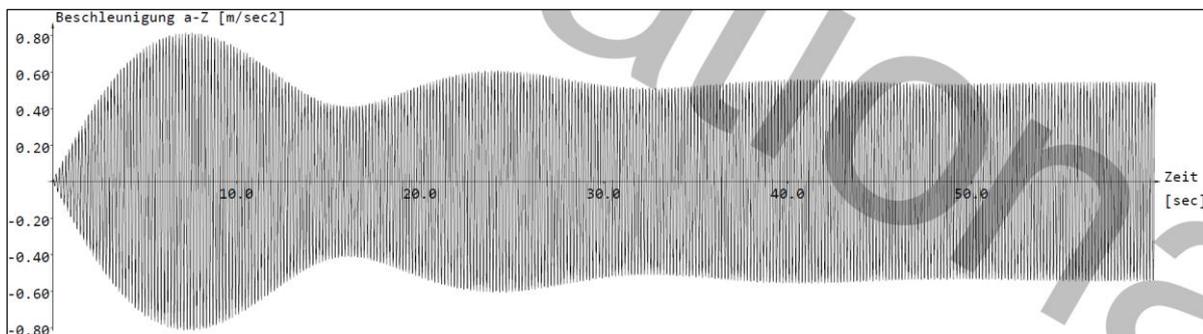


Abb. 33 Zeitlicher Verlauf der Beschleunigung der Hauptträger in Feldmitte bei einer Dämpfung von $\zeta=0,25$

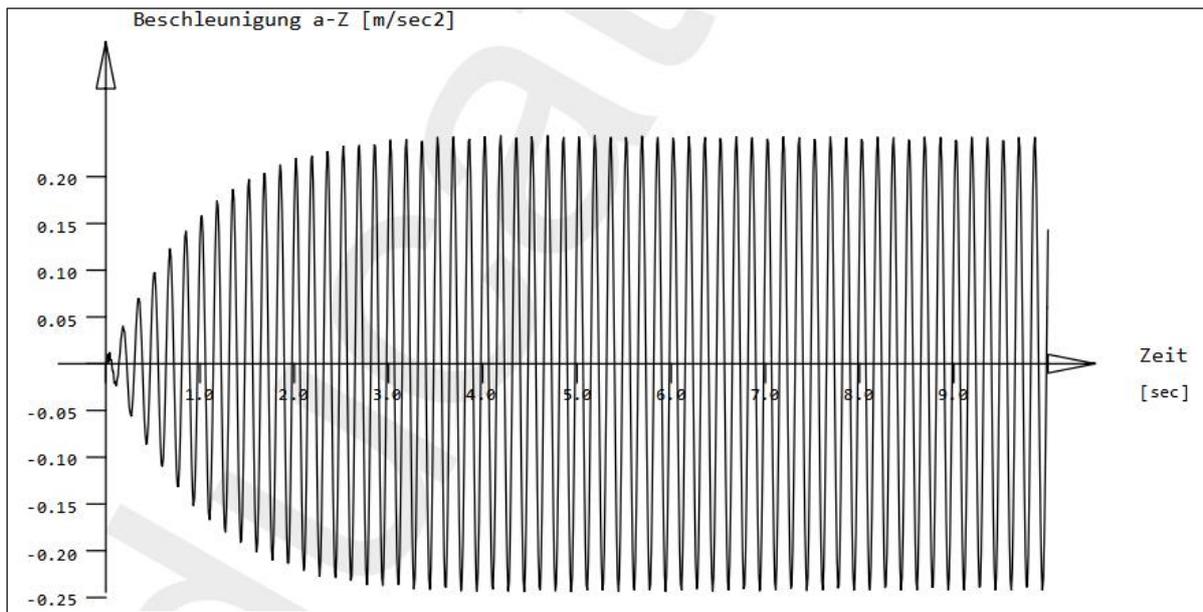


Abb. 34 Zeitlicher Verlauf der Beschleunigung der Hauptträger in Feldmitte bei einer Dämpfung von $\zeta=2,5$

Vergleich der Ergebnisse Eigenfrequenzen

Tab. 13 Vergleich der Eigenfrequenzen Handrechnung, Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 3					
Grundmodell	Euler-Bernoulli- Balken $\gamma=14$ kN/m ³	Euler-Bernoulli- Balken $\gamma=17$ kN/m ³	Sofistik Berechnung $\gamma=14$ kN/m ³	Sofistik Berechnung $\gamma=17$ kN/m ³	Messung
Biegemode 1	6,46 Hz	6,14 Hz	6,00 Hz	5,71 Hz	5,76 Hz
Torsionsmode 1	-	-	9,30 Hz	8,96 Hz	8,71 Hz

Bei einer eingehenden Analyse der initialen Ergebnisse zeichnet sich unmittelbar die signifikante Bedeutung des Eigengewichts für die präzise Ermittlung der Eigenfrequenzen ab. Insbesondere die Dichte des Schotters erweist sich als ein zentraler Einflussfaktor. Die Modellierung der entsprechenden Schwankung der Schotterwichten offenbart, dass der gemessene Wert der ersten Biegeeigenfrequenz innerhalb des erwarteten Schwankungsbereiches liegt, während der Wert für den ersten Torsionsmodus marginal außerhalb dieses Bereiches angesiedelt ist. Die beobachtete Diskrepanz zwischen dem höchsten und dem niedrigsten Wert der Schotterdichte in Bezug auf die erste Biegeeigenfrequenz beträgt circa 5,1 %, während die Abweichung bei der ersten Torsionseigenfrequenz bei etwa 3,8 % liegt.

Vergleich der Ergebnisse Beschleunigung

Tab. 14 Vergleich der Beschleunigung im Sofistik und Messung mit Variation der Dämpfung und Wichte

Grundmodell	Maximale Vertikalbeschleunigung Gleis 3		
	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,85 m/s^2	0,82 m/s^2	0,28 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,24 m/s^2	0,22 m/s^2	0,28 m/s^2

In Tabelle 14 erkennt man, dass bei der Beschleunigungsberechnung, der Dämpfungswert ζ , einer der wichtigsten Parameter zur genauen Bestimmung spielt. Die Messung liegt wiederum innerhalb des erwarteten Schwankungsbereichs der Dämpfung, wobei die Variation der Wichte eine sehr untergeordnete Rolle spielt. Eine Erhöhung der Wichte des Schotters ergibt eine leichte Verringerung der Beschleunigung.

6.1.4 Ergebnisse Modell-Feder-Dämpfer horizontal

Modell

In Abbildung 35 wird erstmals der Schotteroberbau mitmodelliert und die Schienen als Balken dargestellt. Die Feder- und Dämpferelemente sind in horizontale Richtung angeordnet.

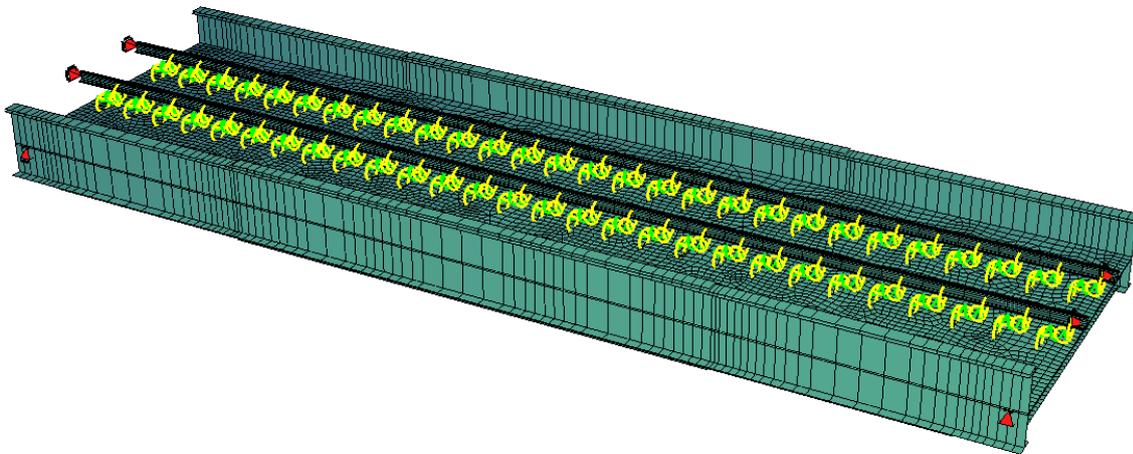


Abb. 35 Sofistikmodell Mödlingbachbrücke 3 mit Feder-Dämpfermodell horizontal

Vergleich der Ergebnisse Eigenfrequenzen

Tab. 15 Vergleich der Eigenfrequenzen Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 3			
Feder-Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Biegemode 1	6,05 Hz	5,76 Hz	5,76 Hz
Torsionsmode 1	9,26 Hz	8,95 Hz	8,71 Hz

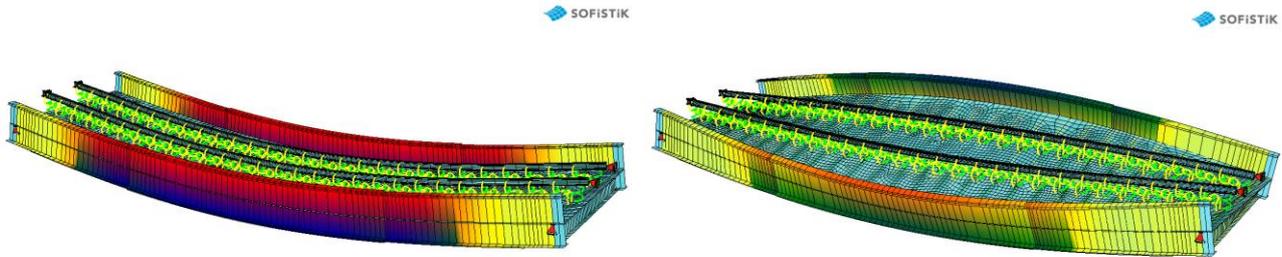


Abb. 36 Erste Biegeeigenfrequenz 6,05 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 9,26 Hz

Bei einer Modellierung des Schotteroberbaus als dynamisches Feder-Dämpfermodell in vertikaler Richtung, welche dieselben Parameter wie das Modell mit Kopplungen in horizontaler Richtung aufweist, und der möglichen Schwankungen der Schotterwichte sieht man, dass die Messung mit 5,76 Hz der ersten Biegeeigenfrequenz wieder knapp innerhalb des erwarteten Spektrums der Wichte liegt, während sich der Wert des ersten Torsionsmodus marginal außerhalb dieses Spektrums positioniert. Im Vergleich zum Grundmodell, das dynamische Einflüsse des Schotters ausschließt, befindet sich die Abweichung der berechneten Eigenfrequenz zur Messung in einem vergleichbaren Rahmen. Generell sind die Diskrepanzen zwischen den beiden ersten Modellierungsvarianten als eher geringfügig einzustufen.

Vergleich der Ergebnisse Beschleunigung

Tab. 16 Vergleich der Beschleunigung im Sofistik und Messung mit Variation der Dämpfung und Wichte

Maximale Vertikalbeschleunigung ohne Schotterdämpfung Gleis 3 $c_b=0 \text{ kN/m}^3$			
Feder-Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,92 m/s^2	0,74 m/s^2	0,28 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,25 m/s^2	0,22 m/s^2	0,28 m/s^2

Zuerst wird die Beschleunigung ohne zusätzliche Dämpfung, $c_b=0$ kNs/m³, des Schotters berechnet, um den Einfluss der Dämpfung des Schotters ermitteln zu können. In der Modellierung zeigt sich, dass eine niedrigere Schotterdichte, analog zu den vorherigen Ergebnissen, zu einer erhöhten Beschleunigung führt, was auf konsistente und logische Resultate hindeutet. Die ermittelten Werte beider Modelle befinden sich insgesamt in einer ähnlichen Größenordnung. Die Dämpfung des Oberbaus wird anschließend mit einem Wert von $c_b=15$ kNs/m³ pro Dämpferelement modelliert.

Tab. 17 Vergleich der Beschleunigung im Sofistik und Messung mit Variation der Dämpfung und Wichte

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gleis 3 $c_b=15$ kNs/m³			
Feder-Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14$ kN/m ³	Sofistik $\gamma=17$ kN/m ³	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,87 m/s ²	0,70 m/s ²	0,28 m/s ²
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,24 m/s ²	0,22 m/s ²	0,28 m/s ²

Aus Tabelle 17 geht hervor, dass in allen Ergebnissen eine Reduktion der Beschleunigung im Bereich von 0,05 m/s² bis 0,004 m/s² zu verzeichnen ist. Die maximale Veränderung der Beschleunigung durch die zusätzliche Modellierung des Schotters als Dämpfer beträgt 5,7 %. Somit hat die Dämpfung des Schotters im Vergleich zum Dämpfungswert ζ des Gesamttragwerks einen deutlich geringeren Einfluss.

Vergleich Ergebnisse Federelemente Steifigkeit verändern

Um zu überprüfen, wie groß der Einfluss der horizontalen Federsteifigkeit ist, wird die Steifigkeit als Extremwertbetrachtung einmal verdoppelt und einmal halbiert. Hier zeigt sich wie erwartet eine Erhöhung der ersten Eigenfrequenz durch Erhöhung der Steifigkeit und eine Verringerung der ersten Eigenfrequenz durch Verringerung der Steifigkeit. Die Verdoppelung der Federsteifigkeit hat nur sehr kleine Auswirkungen im Promillebereich, die Halbierung der Federsteifigkeit hingegen führt zu Veränderungen von etwa 1 %. Die Federsteifigkeit des Schotters hat somit nur eine untergeordnete Rolle bei der Berechnung der Eigenfrequenz im Sofistik.

Tab. 18 Vergleich Ergebnisse Eigenfrequenz Modellierung der doppelten und halben Federsteifigkeit des Schotters

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 3			
Feder Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	6,05 Hz	5,76 Hz	5,76 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	9,26 Hz	8,95 Hz	8,71 Hz
Feder-Dämpfer horizontal Federsteifigkeit verdoppelt Gleis 3			
Feder Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	6,08 Hz	5,78 Hz	5,76 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	9,27 Hz	8,95 Hz	8,71 Hz
Feder-Dämpfer horizontal, Federsteifigkeit halbiert Gleis 3			
Feder Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	6,03 Hz	5,73 Hz	5,76 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	9,26 Hz	8,95 Hz	8,71 Hz

Die Variation der Federsteifigkeit liefert nur kleine Veränderungen in der Eigenfrequenz. Bei der Beschleunigung liefert die Variation der Federsteifigkeit keine messbaren Unterschiede. Somit hat die Modellierung des Schotteroberbaus nur als Dämpfer einen messbaren Einfluss auf die rechnerisch ermittelte Beschleunigung.

Kombination der Feder-Dämpferelemente in vertikale und horizontale Richtung ***Modell***

In Abbildung 37 ein Feder-Dämpfer-Modell des Schotteroberbaus als kombinierte Kopplung der vertikalen und horizontalen Elemente. Auch hier wiederum die Modellierung der Schienen als Balken und mit Endauflagern in horizontale Richtung.

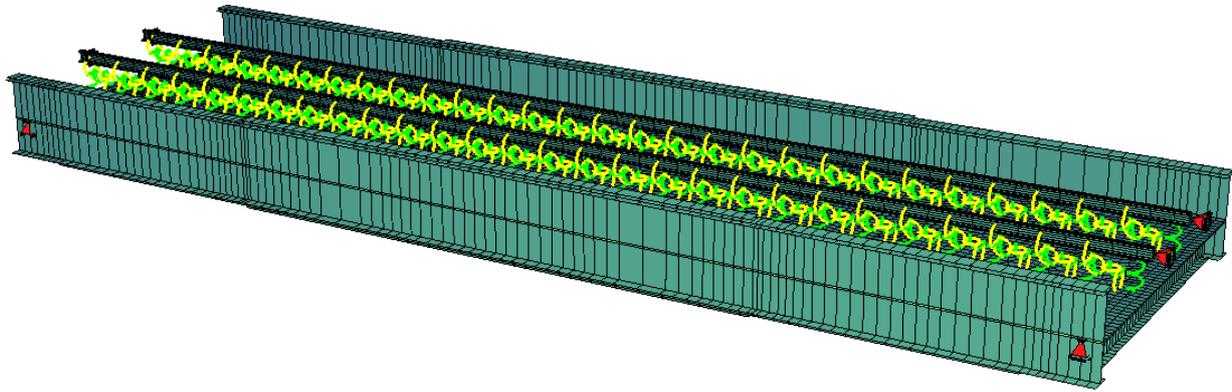


Abb. 37 Sofistikmodell Mödlingbachbrücke 3 mit Feder-Dämpfermodell horizontal und vertikal kombiniert

Tab. 19 Vergleich der Eigenfrequenzen Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 3			
Feder-Dämpfer ko.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Biegemode 1	6,05 Hz	5,76 Hz	5,76 Hz
Torsionsmode 1	9,26 Hz	8,95 Hz	8,71 Hz

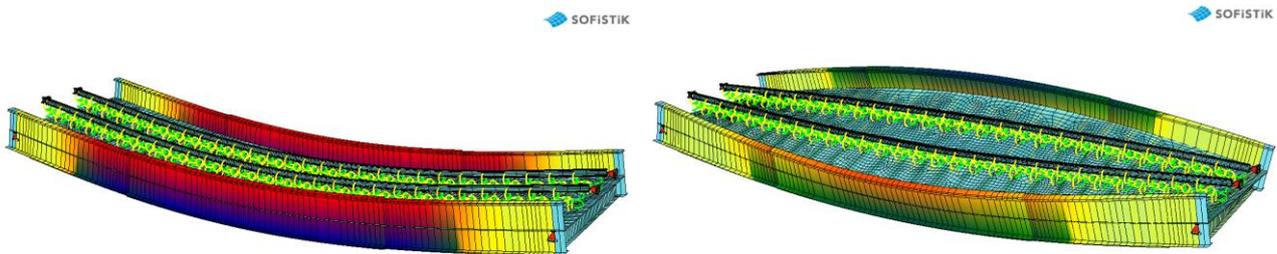


Abb. 38 Erste Biegeeigenfrequenz 6,05 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 9,26 Hz

Bei einer Modellierung des Schotteroberbaus als dynamisches Feder-Dämpfermodell in vertikaler und horizontaler Richtung kombiniert werden die exakt selben Ergebnissen, siehe Abbildung 38 und Tabelle 19, erzielt wie bei der Modellierung ausschließlich in horizontaler Richtung. Somit hat diese Modellierung keinen Einfluss auf die erste Biegeeigenfrequenz und auch keinen Einfluss auf die erste Torsionseigenfrequenz.

6.1.5 Ergebnisse Feder-Dämpfer vertikal

Modell

Nachstehend in Abbildung 39 das Feder-Dämpfer-Modell in vertikaler Richtung, als Modellierungsversuch. Die Lager an beiden Balkenenden verhindern horizontale Verschiebungen. Das Gleis wird auch hier, ähnlich zum vorhergehenden Modell, als Balken modelliert.

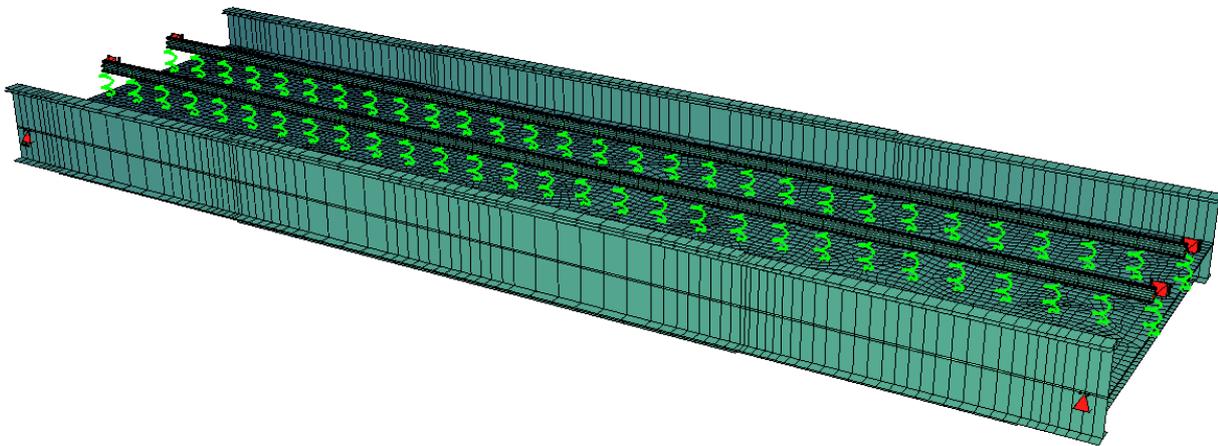


Abb. 39 Sofistikmodell Mödlingbachbrücke 3 mit Feder-Dämpfermodell horizontal

Vergleich der Ergebnisse Eigenfrequenzen

Tab. 20 Vergleich der Eigenfrequenzen Handrechnung, Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 3			
Feder-Dämpfer vert.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Biegemode 1	5,95 Hz	5,66 Hz	5,76 Hz
Torsionsmode 1	9,31 Hz	8,99 Hz	8,71 Hz

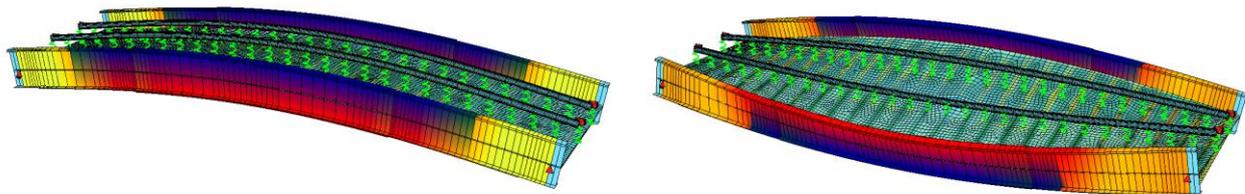


Abb. 40 Erste Biegeeigenfrequenz 5,95 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 9,31 Hz

Bei einer Modellierung der Schwankungen der Schotterwichte sieht man ähnlich zu den vorherigen beiden Modellen, dass der Messwert der ersten Biegeeigenfrequenz in der Schwankungsbreite und der Wert des ersten Torsionsmode knapp außerhalb des Wertebereichs liegt. Die Abweichung im Vergleich zum Grundmodell und zum Modell mit horizontalen Feder-Dämpfer-Elementen lagen in einem ähnlichen Bereich. Grundsätzlich sind die Abweichungen in den oben genannten drei Modellierungsschritten eher gering.

Vergleich der Ergebnisse Beschleunigung

Hier liegt, in Tabelle 21 ersichtlich, der berechnete Wert innerhalb der Bandbreite der globalen Dämpfung des Systems. Insgesamt lagen die Werte der drei Modelle im Vergleich in einem ähnlichen Bereich. Anschließend wird dem Schotteroberbau noch eine Dämpfung pro Federelement von 15 kNs/m³ gegeben.

Tab. 21 Vergleich der Beschleunigung im Sofistik und Messung mit Variation der Dämpfung und Wichte

Maximale Vertikalbeschleunigung ohne Schotterdämpfung Gleis 3			
Feder-Dämpfer vert.	Sofistik $\gamma=14$ kN/m ³	Sofistik $\gamma=17$ kN/m ³	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,81 m/s ²	0,79 m/s ²	0,28 m/s ²
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,24 m/s ²	0,22 m/s ²	0,28 m/s ²

In Tabelle 22 sieht man bei allen Ergebnissen eine Verringerung der Beschleunigung um 0,09 m/s² bis 0,01 m/s². Der maximale Unterschied der Beschleunigung durch Modellierung des Schotters im Vergleich zum Modell mit einer Dämpfung von $c_b=0$ kNs/m³ zum Modell mit $c_b=15$ kNs/m³ beträgt 12,5 %. Die Dämpfung des Schotters hat hier erstmals einen größeren Einfluss, jedoch ist das Dämpfungsmaß des Systems trotzdem der einflussreichste Faktor auf die Beschleunigung.

Tab. 22 Vergleich der Beschleunigung im Sofistik und Messung mit Variation der Dämpfung und Wichte

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gleis 3			
Feder-Dämpfer vert.	Sofistik $\gamma=14$ kN/m ³	Sofistik $\gamma=17$ kN/m ³	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,72 m/s ²	0,71 m/s ²	0,28 m/s ²
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,23 m/s ²	0,22 m/s ²	0,28 m/s ²

6.1.6 Ergebnisse Modell Auflagerexzentrizität

Modell

In Abbildung 41 das Modell mit Modellierung der Auflagerexzentrizität. Die Lager wurde mit starren Kopplungen exzentrisch am Hauptträger unten angeschlossen. Der Schotteroberbau wieder mit Kopplungen in horizontale Richtung modelliert.

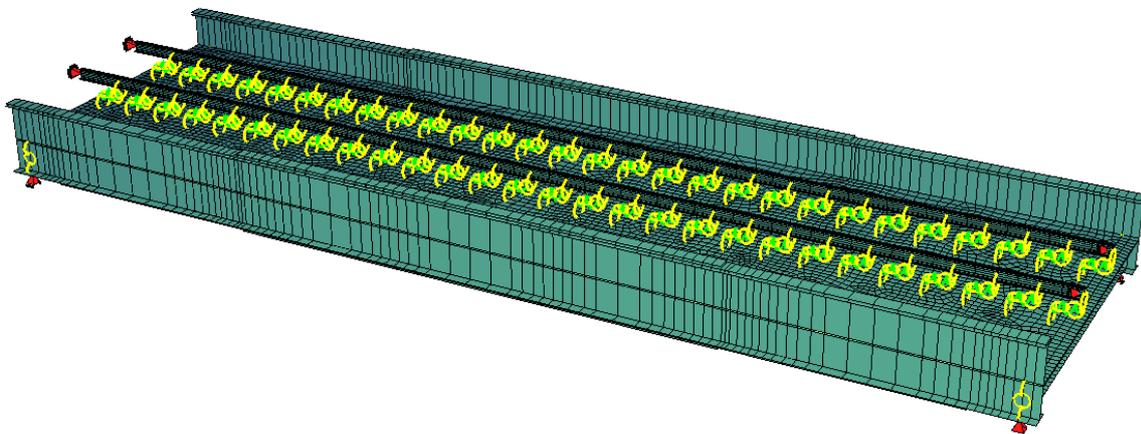


Abb. 41 Sofistikmodell Mödlingbachbrücke 3 mit Feder-Dämpfermodell horizontal und Auflagerexzentrizität

Tab. 23 Vergleich der Eigenfrequenzen Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleise 3			
FD-hor+Auflagerexz.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Biegemode 1	5,97 Hz	5,69 Hz	5,76 Hz
Torsionsmode 1	10,58 Hz	10,24 Hz	8,71 Hz

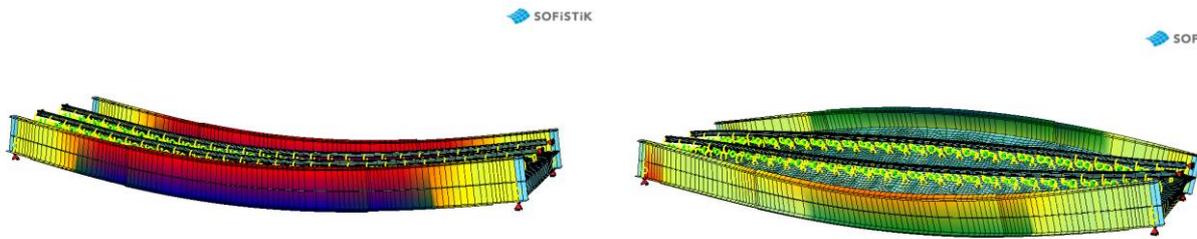


Abb. 42 Erste Biegeeigenfrequenz 5,97 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 10,58 Hz

Die Berechnungsergebnisse der Eigenfrequenz in Tabelle 24 wird, begründet durch die Veränderung des Verformungsverhaltens, niedriger. Jedoch ist die Veränderung deutlich geringer als beim Torsionsmode. Die erste Torsionseigenfrequenz unterliegt einer deutlichen Steigerung, jedoch bewegt sich dadurch die berechnete Torsionsfrequenz noch weiter von den Messungen weg.

Tab. 24 Vergleich der Beschleunigung im Sofistik und Messung mit Variation der Dämpfung und Wichte

Maximale Vertikalbeschleunigung ohne Schotterdämpfung Gleis 3			
FD-hor+Auflagerexz.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,83 m/s^2	0,81 m/s^2	0,28 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,5$ [%]	0,24 m/s^2	0,22 m/s^2	0,28 m/s^2

Grundsätzlich zeigt sich in Tabelle 25 eine Verringerung der Beschleunigung im Vergleich zum Modell ohne Auflagerexzentrizität. Wie bei den anderen beiden Modellen hat die Schotterdämpfung einen kleinen Einfluss auf die Beschleunigung. Die maximale Verringerung der Beschleunigung liegt bei 6,6 %.

Tab. 25 Vergleich der Beschleunigung im Sofistik und Messung mit Variation der Dämpfung und Wichte

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gleis 3			
FD-hor+Auflagerexz.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,78 m/s^2	0,76 m/s^2	0,28 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,23 m/s^2	0,21 m/s^2	0,28 m/s^2

6.1.7 Ergebnisse Feder-Dämpfer + Vorland + Auflagerexzentrizität

Modell

Nachstehend in Abbildung 43 das Modell mit Modellierung der Auflagerexzentrizität, Feder-Dämpfermodell und mit Berücksichtigung des Vorlands. Die Schienen wurden um die Brückenlänge verlängert und mit Kopplungen biegesteif mit dem Untergrund verbunden.

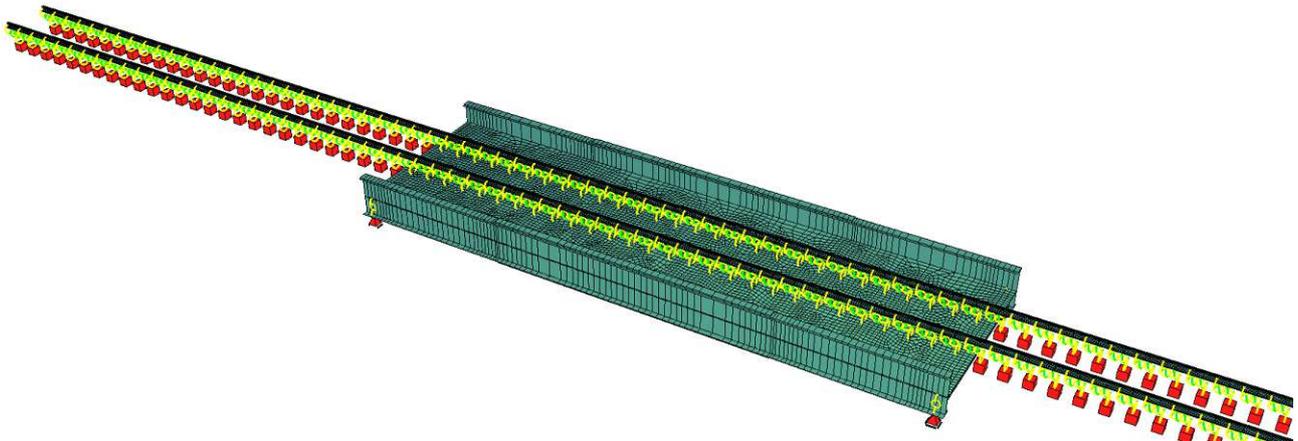



Abb. 43 Sofistikmodell Mödlingbachbrücke 3 mit Feder-Dämpfermodell horizontal, Auflagerexzentrizität und Vorland

Vergleich der Ergebnisse Eigenfrequenzen

Tab. 26 Vergleich der Eigenfrequenzen Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 3			
FD-hor+Vorland	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Biegemode 1	6,08 Hz	5,79 Hz	5,76 Hz
Torsionsmode 1	10,62 Hz	10,27 Hz	8,71 Hz



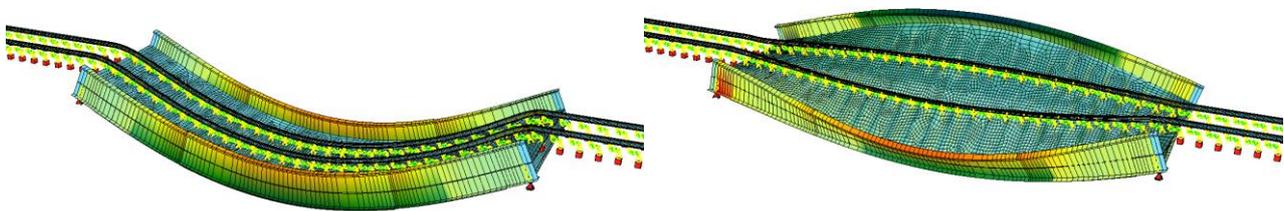


Abb. 44 Erste Biegeeigenfrequenz 6,07 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 10,62 Hz

Hier wird erstmal die Schwankungsbreite des Schotters bei der ersten Biegeeigenfrequenz und des ersten Torsionsmodes knapp nicht eingehalten. Die Abweichungen sind in diesem Modell so groß,

dass bei der Modellierung erstmals beide Frequenzen deutlich von den Messungen abweichen. Vor allem der Torsionsmode liegt deutlich außerhalb der erwarteten Schwankungsbreite, dies liegt jedoch an der Auflagerexzentrizität, wie die vorherige Modellierung zeigt.

Vergleich der Ergebnisse Beschleunigung

Tab. 27 Vergleich der Beschleunigung im Sofistik und Messung mit Variation der Dämpfung und Wichte

Maximale Vertikalbeschleunigung ohne Schotterdämpfung Gleis 3			
FD-hor+Vorland.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,80 m/s^2	0,78 m/s^2	0,28 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,23 m/s^2	0,22 m/s^2	0,28 m/s^2

In Tabelle 27 liegt der Messwert wieder innerhalb der Bandbreite der globalen Dämpfung des Gesamtsystems. Im Vergleich zum Grundmodell hat auch hier, wie beim Modell Feder-Dämpfer horizontal, die niedrigere Dichte des Schotters eine höhere Beschleunigung ergeben. Insgesamt lagen aber die Werte der vier Modelle im Vergleich in einem ähnlichen Bereich. Anschließend wird wiederum dem Schotteroberbau eine Dämpfung pro Federelement von 15 kNs/m^3 zugewiesen.

Tab. 28 Vergleich der Beschleunigung im Sofistik und Messung mit Variation der Dämpfung und Wichte

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gleis 3			
FD-hor+Vorland.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,69 m/s^2	0,68 m/s^2	0,28 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,22 m/s^2	0,21 m/s^2	0,28 m/s^2

In Tabelle 28 sieht man bei allen Ergebnissen eine Verringerung der Beschleunigung um $0,11-0,01 \text{ m/s}^2$. Die Maximale Dämpfung der Beschleunigung durch Modellierung des Schotters als Dämpfer beträgt $15,6 \%$. Die Dämpfung des Schotters hat also einen deutlich geringeren Einfluss im Vergleich zum Dämpfungsmaß des Gesamttragwerks.

6.1.8 Kalibrierung und Modellerweiterung

Der letzte Modellierungsschritt ist eine Kalibrierung des Systems Feder-Dämpfer horizontal, um die Messwerte bestmöglich modelltechnisch abzubilden. Zuerst wird versucht den Randträger in das

Sofistikmodell zu implementieren und durch veränderte Massenbelegung und Steifigkeitsmatrix den gemessenen Wert der Torsionseigenfrequenz zu erreichen. Im Anschluss wird noch untersucht, ob das Eigengewicht des Randträgers eine signifikante Rolle bei der Berechnung der Torsionsfrequenz spielt. Dafür wird die Lastaufstellung genauer betrachtet und überarbeitet. Hier ist die ungenaue Kenntnis des Kabelgewichts einer der größten Unsicherheitsfaktoren. Schlussendlich wird auch das Schottergewicht so kalibriert, dass die berechnete Biegeeigenfrequenz mit der gemessenen übereinstimmt.

Kalibrierung Torsionsmode mit Modellierung des Randträgers

Bei einer Modellierung der Randträger mit Balken und Flächen anstatt dem Zusatzgewicht, siehe Abbildung 45, erkennt man in Tabelle 29 eine deutliche Auswirkung auf den Torsionsmode, jedoch weicht er dadurch noch stärker von den Messungen ab. Auf den Biegemode wirkt sich die Modellierung nur geringfügig aus. Um die Diskrepanz zwischen Messung und Modellierung zu schließen, müsste eine genaue Untersuchung des Randträgergewichts erfolgen.

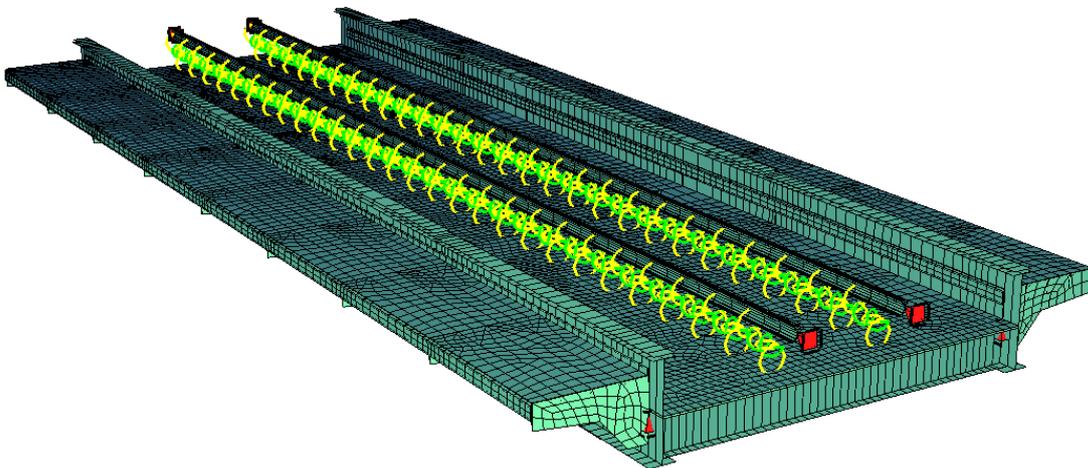


Abb. 45 Sofistikmodell mit Randträger

Tab. 29 Vergleich der Eigenfrequenzen Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 3			
Grundmodell+Randträger	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	5,95 Hz	5,67 Hz	5,76 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	9,46 Hz	9,67 Hz	8,71 Hz

Kalibrierung des Randträgergewichts und Schotterwichte

Es wird davon ausgegangen, dass das Gewicht in der ersten Berechnung deutlich unterschätzt wird. Im Hinblick auf das unbekannte Kabelgewicht wird dieses nochmal deutlich um 180 kg pro Laufmeter pro Seite erhöht. Daraus ergibt sich dann folgendes Gesamtgewicht pro Laufmeter und Seite:

$$g_{\text{Randträger}} = 4,00 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \quad (65)$$

Die Wichte des Schotters wird so kalibriert, dass die Frequenz des Modells nun mit der Messung der ersten Biegeeigenfrequenz übereinstimmt. Hier ergibt sich eine Wichte von $15,6 \text{ kN/m}^3$. Der Randträger wiegt nun 400 kg/lfm .

Tab. 30 Mödlingbachbrücke Gleis 3 Ergebnisse Eigenfrequenz kalibriert

Ergebnisse Eigenfrequenz kalibriert Gleis 3		
	Eigenfrequenz $\gamma=15,60 \text{ kN/m}^3$	Eigenfrequenz Messung
<i>Biegemode 1</i>	5,76 Hz	5,76 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	8,71 Hz	8,71 Hz

6.1.9 Amplitudenfrequenzgang

Zuletzt wird noch ein Amplitudenfrequenzgang des Modells Feder-Dämpfer horizontal ohne Schotterdämpfung ($c_b=0 \text{ kNs/m}^3$) bei einer kalibrierten Schotterwichte von $15,60 \text{ kN/m}^3$ erstellt, um die Lehr'schen-Dämpfungsparameter ζ zu kalibrieren. Die Frequenz der Anregung wird, ähnlich wie bei der Beschleunigungsmessung mit den Long-Stroke-Shakern an der Brücke, im Intervall 4,00 bis 8,00 Hz gesteigert. Die Größe der Frequenzintervalle wird im Randbereich mit 0,33 Hz gewählt und dann im Bereich der ersten Biegeeigenfrequenz auf bis zu 0,01 Hz verringert.

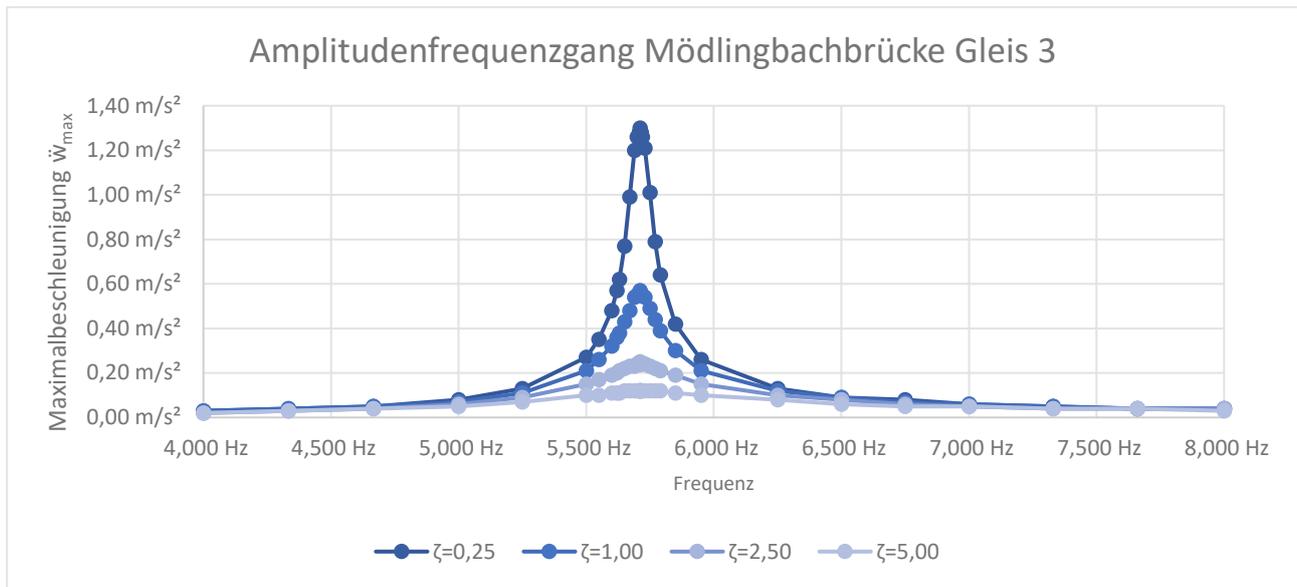


Abb. 46 Amplitudenfrequenzgang Modell Feder-Dämpfer horizontal bei einer Schotterwichte von 15,60 kN/m³

In Abbildung 46 erkennt man eine deutlich höhere Beschleunigung bei einer Dämpfung von 0,25 % von 1,30 m/s² im Vergleich zu den Berechnungen mit den gemessenen Eigenfrequenzen mit 0,84 m/s². Die Maximalbeschleunigung tritt bei einer Eigenfrequenz von 5,711 Hz auf. Hingegen tritt sie bei der Eigenfrequenzberechnung mit dem Lanczosverfahren bei 5,75 Hz auf. Diese Diskrepanz liegt am Berechnungsverfahren, aber deutet auch darauf hin, dass die Beschleunigungswerte in der vorherigen Berechnung unterschätzt werden, da sie nicht bei der zugehörigen Eigenfrequenz des Rechenverfahrens berechnet werden. Jene Dämpfung, bei der die berechnete Beschleunigung dem gemessenen Wert entspricht, liegt bei 1,90 % im Gegensatz zur Berechnung bei der berechneten Eigenfrequenz nach Lanczos mit einer Dämpfung von 1,80 %. Die Messung liegt bei 1,83%, um dieses Ergebnis zu erreichen müsste die Schotterwichte auf 17,4 kN/m² erhöht werden. Dieses Ergebnis unterstreicht deutlich die Wichtigkeit der Wahl des Rechenverfahrens der Eigenfrequenz, um dann eine korrekte Beschleunigung zu erhalten. Der wichtigste Faktor zur genauen Beschleunigungsberechnung liegt im angesetzten Dämpfungswert, während die Massenbelegung einen deutlich kleineren Einfluss auf diese hat. Der Dämpfungswert laut EN 1991-2 [2] liegt bei 0,94 % lagen und somit deutlich unter dem gemessenen und berechneten Wert.

Tab. 31 Mödlingbachbrücke Gleis 3 Ergebnisse Eigenfrequenz und Beschleunigung kalibriert

Ergebnisse Vertikale Maximalbeschleunigung Kalibrierung Gleis 3		
Dämpfung $\zeta=1,83$ [%]	Beschleunigung $\gamma=17,40$ kN/m ³	Beschleunigung Messung
	0,28 m/s ²	0,28 m/s ²

In Tabelle 31 noch die kalibrierte Wichte und Dämpfung dargestellt, bei der die Berechnung dem Messergebnis entspricht.

6.1.10 Vergleich aller Modellierungsschritte

1. Biegeigenfrequenz

Die Ergebnisse in Abbildung 47 zeigen, dass die Berechnung der Eigenfrequenz als Euler-Bernoulli Balken stellt bei der ersten Biegeigenfrequenz einen guten Richtwert dar, allerdings sind die Abweichungen zu den viel aufwändigeren Sofistikmodellen nicht zu vernachlässigen. Bei den Euler-Bernoulli Balkenmodellen wird die Eigenfrequenz deutlich überschätzt. Beim Grundmodell konnte man schon sehr gute Ergebnisse erzielen. Im dritten Schritt, bei Feder-Dämpfer-Modell in horizontaler Richtung, wird die Eigenfrequenz etwas höher, wobei die Steifigkeit durch die Modellierung des Schotteroberbaus mit Feder-Dämpfer-Modell und der Schienen als Balken größer wird, oder die Unterschiede lassen sich durch eine veränderte und exzentrische Massenverteilung erklären, da der Schotter zum Teil auf die Schienen angesetzt wird. Die Veränderung der ersten Biegeigenfrequenz vom horizontalen Feder-Dämpfer Modell zum System der vertikalen Dämpfer sind ebenfalls sehr gering, da die Biegesteifigkeit durch die Feder in vertikaler Richtung im Vergleich zur horizontalen Modellierung abnimmt, sinkt auch die Eigenfrequenz leicht. Die Modellierung der Auflagerexzentrizität bringt hingegen kaum Veränderung, da die Eigenfrequenz zum Modell Feder-Dämpfer-horizontal gleichbleibt. Eine zusätzliche Modellierung eines Vorlandes bringt wiederum leichten Steifigkeitserfolg, der sich in einer leichten Erhöhung der Eigenfrequenz widerspiegelt. Insgesamt lagen, wie man in der Abbildung 47 erkennen kann, alle Sofistikmodelle in einem ähnlichen Bereich und es zeigt sich wieder die große Rolle der Massenbelegung als Einflussfaktor für die erste Biegeigenfrequenz. Insgesamt zeigen die Kurven durch einen steilen Anstieg, dass die Ergebnisse sehr stark von der Wahl der Schotterwichte abhängen.

Tab. 32 Mödlingbachbrücke Gleis 3 Ergebnisse der ersten Biegeeigenfrequenz im Vergleich

Modellierungsschritt	Schotterwichte			
	17 kN/m ³	16 kN/m ³	15 kN/m ³	14 kN/m ³
Euler-Bernoulli-Balken	6,16 [Hz]	6,26 [Hz]	6,37 [Hz]	6,48 [Hz]
Grundmodell	5,71 [Hz]	5,80 [Hz]	5,90 [Hz]	6,00 [Hz]
Feder-Dämpfer-horizontal	5,76 [Hz]	5,85 [Hz]	5,95 [Hz]	6,05 [Hz]
Feder-Dämpfer-vertikal	5,66 [Hz]	5,75 [Hz]	5,85 [Hz]	5,95 [Hz]
Auflager	5,77 [Hz]	5,85 [Hz]	5,95 [Hz]	6,05 [Hz]
Vorland	5,79 [Hz]	5,87 [Hz]	5,97 [Hz]	6,08 [Hz]

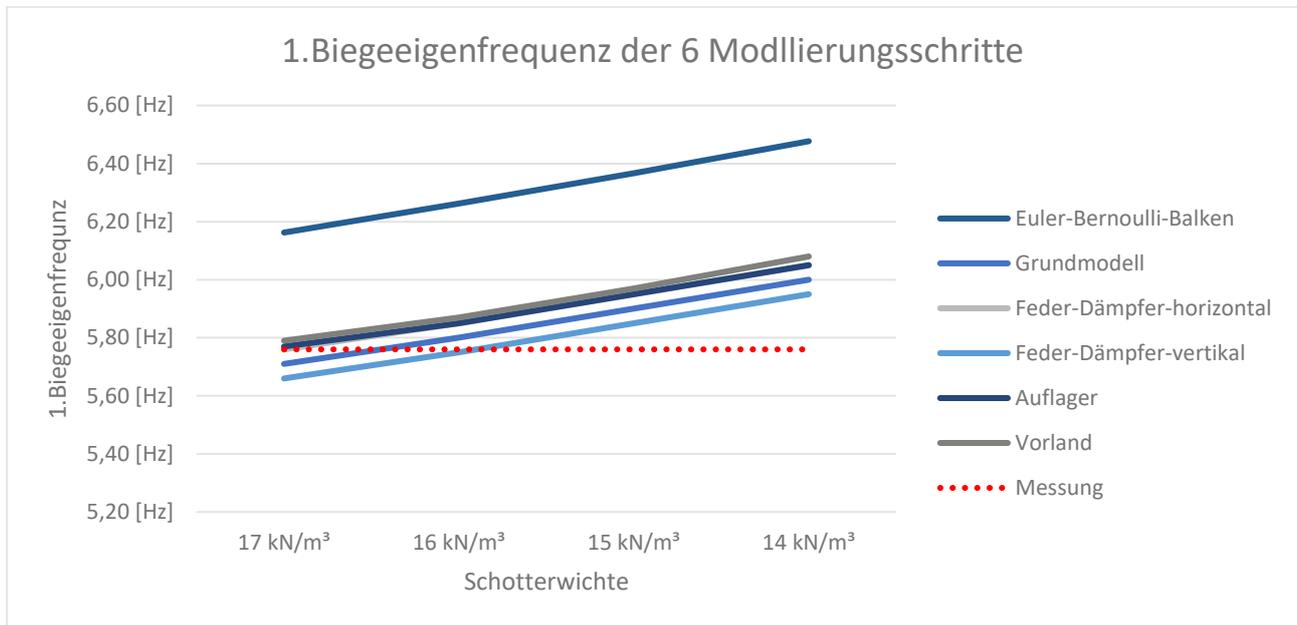


Abb. 47 1. Biegeeigenfrequenz der sechs Modelle im Vergleich

1. Torsionseigenfrequenz

Beim 1. Torsionsmode konnten kaum Veränderungen in den ersten beiden Sofistik Modellen festgestellt werden, siehe Abbildung 48. Eine Modellierung des Schotters als Feder-Dämpfer Modell verändert die Eigenfrequenz hier kaum. Außerdem ist das System auch sehr unabhängig von einer Variation der Kopplung in horizontaler oder vertikaler Richtung. Eine große grundlegende Veränderung bringt die Modellierung der Auflagerexzentrizität, dadurch wird die Torsionseigenfrequenz deutlich erhöht. Dies ist auf das veränderte Verformungsverhalten zurückzuführen. Die Modellierung des Vorlandes bringt wiederum einen Steifigkeitsgewinn, der sich in einer Erhöhung der Eigenfrequenz zeigte. Die Modelle zeigen trotzdem alle starken Abweichungen zur Messung. Hierfür ist wahrscheinlich die ungenaue Kenntnis des Randträgergewichts

verantwortlich. Im Gegensatz zur Biegeeigenfrequenz sind die Kurven jeweils deutlich flacher und zeigen somit einen weniger starken Zusammenhang mit der Schotterwichte.

Tab. 33 Mödlingbachbrücke Gleis 3 Ergebnisse der ersten Torsionseigenfrequenz im Vergleich

Modellierungsschritt	Schotterwichte			
	17 kN/m ³	16 kN/m ³	15 kN/m ³	14 kN/m ³
Grundmodell	8,96 [Hz]	9,07 [Hz]	9,18 [Hz]	9,30 [Hz]
Feder-Dämpfer-horizontal	8,95 [Hz]	9,05 [Hz]	9,16 [Hz]	9,26 [Hz]
Feder-Dämpfer-vertikal	8,99 [Hz]	9,10 [Hz]	9,20 [Hz]	9,31 [Hz]
Auflager	10,24 [Hz]	10,34 [Hz]	10,46 [Hz]	10,58 [Hz]
Vorland	10,27 [Hz]	10,38 [Hz]	10,49 [Hz]	10,62 [Hz]

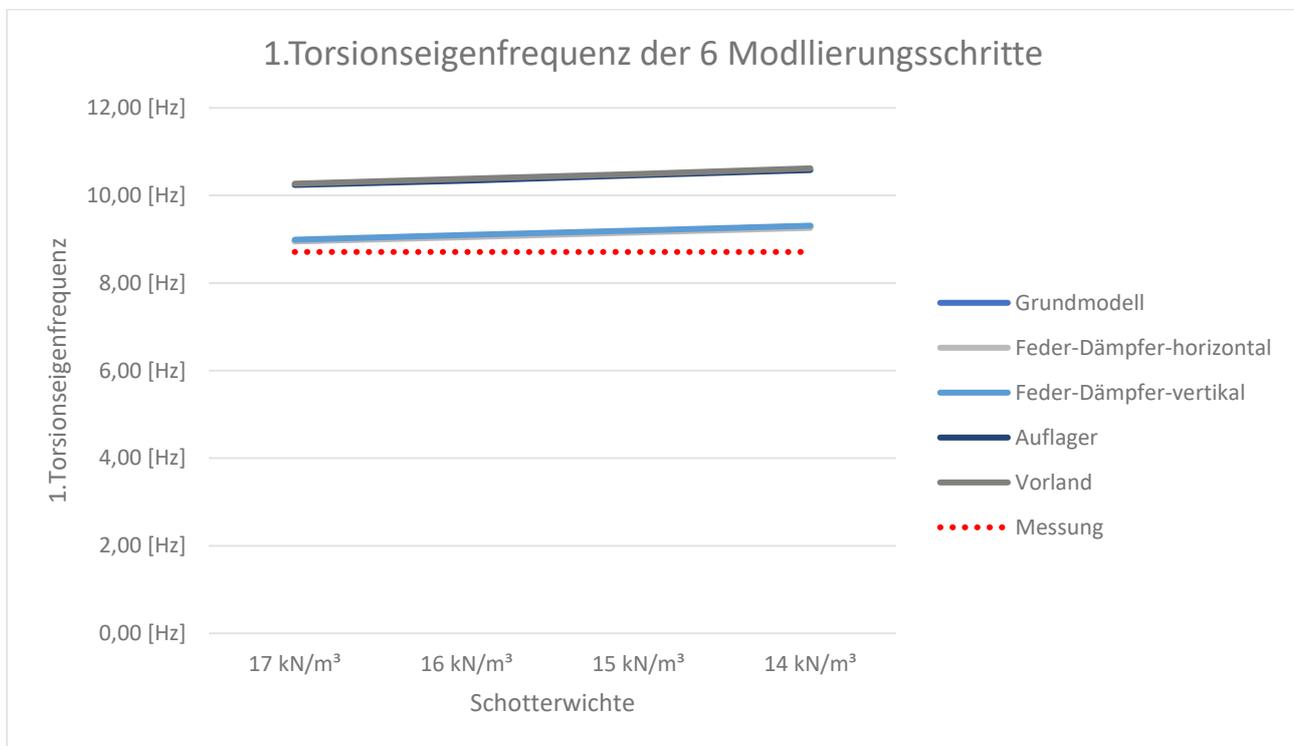


Abb. 48 1. Torsionseigenfrequenz der sechs Modelle im Vergleich

Beschleunigung

Auch der Vergleich der Beschleunigungsberechnungen der unterschiedlichen Modelle bringt sehr konsistente Ergebnisse zwischen den einzelnen Modellen. Zur besseren Vergleichbarkeit mit dem Grundmodell werden hier die Dämpfer der vier Modelle nicht berücksichtigt ($c_b=0 \text{ kNs/m}^3$). Hier wird deutlich, dass das Lehr'sche Dämpfungsmaß der entscheidende Faktor für eine exakte Beschleunigungsberechnung ist und die Modellierung an sich eine untergeordnete Rolle spielt.

Die Modellierung eines Feder-Dämpfer-Modells in horizontaler Richtung bringt im Vergleich zum Grundmodell eine Verringerung der Beschleunigung, was auf die zunehmende Steifigkeit zurückgeführt werden kann. Die Modellierung der Kopplungen in vertikaler Richtung bringt ähnlich zur Biegeeigenfrequenz auch eine Verringerung der Steifigkeit vertikal und somit eine Erhöhung der Beschleunigung. Durch die Modellierung der Auflagerexzentrizität wird aufgrund einer Änderung des Verformungsverhaltens die Beschleunigung wieder höher. Aufgrund zusätzlicher Steifigkeit wird auch durch eine Modellierung des Vorlands die Beschleunigung wieder leicht gesenkt.

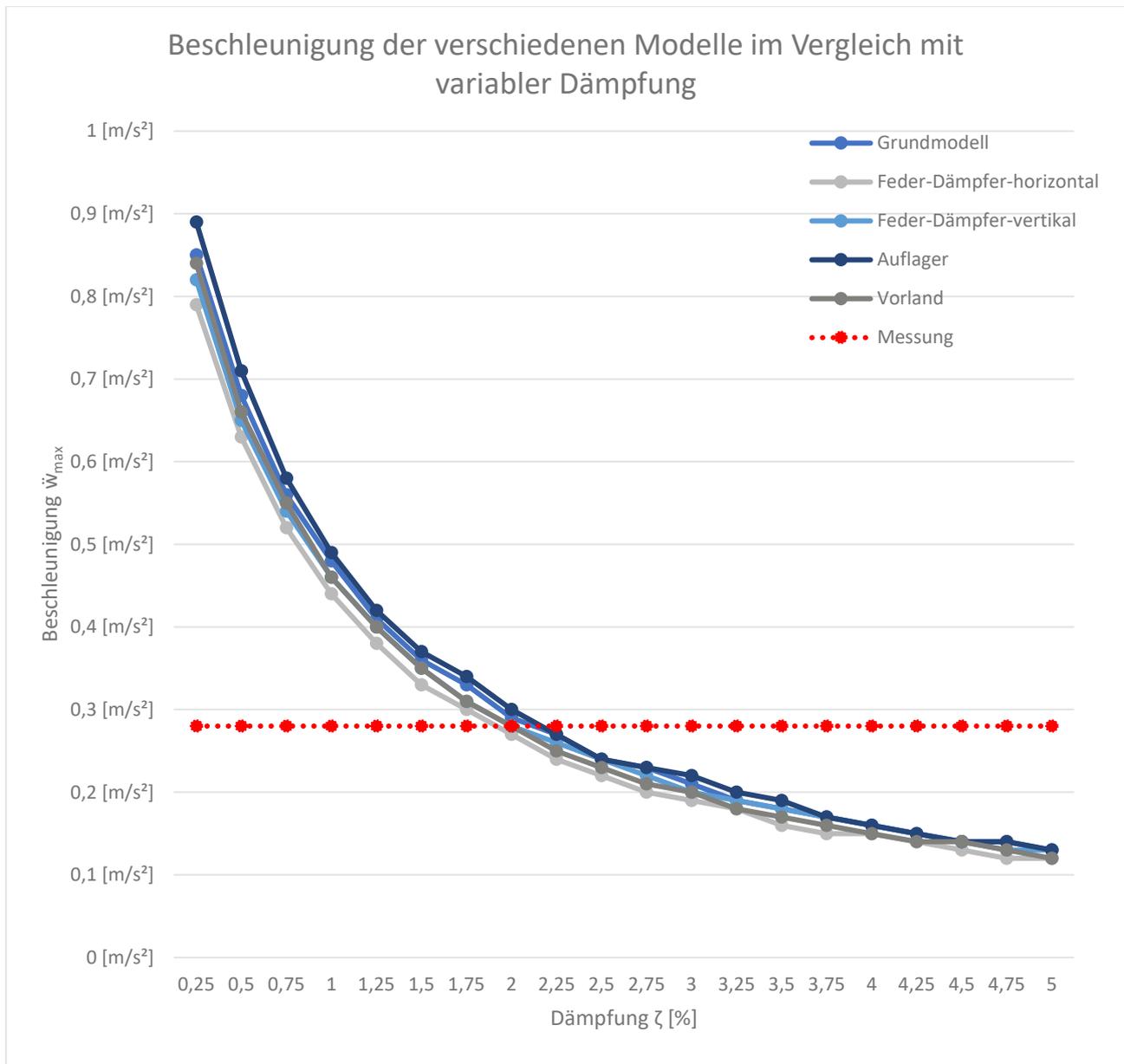


Abb. 49 Beschleunigung der verschiedenen Modelle im Vergleich mit variabler Dämpfung (Schotterwichte 14 kN/m³)

6.2 Mödlingbachbrücke Gleis 6

Da die vorherige Brücke sehr ausführlich dokumentiert wurde und die beiden Brücken baugleich bis auf Stützweite und Deckblechbreite sind, wird die Dokumentation der Ergebnisse abgekürzt und nur tabellarisch dargestellt. Nachfolgend sind in Tabelle 3 die Messergebnisse angeführt.

Tab. 34 Messergebnisse Mödlingbachbrücke Gleis 6

	Biegeeigenform			Torsionseigenform	
	1. Biegeeigenfrequenz	Dämpfungsmaß	Beschleunigung	1. Torsionseigenfrequenz	Dämpfungsmaß
Brücke	f_1 [Hz]	ζ [%]	\ddot{w}_{\max} [m/s ²]	$f_{t,1}$ [Hz]	ζ [%]
Mödlingbachbrücke Gleis 6	6,24	1,78	0,35	8,87	1,45

In Abbildung 50 ist das Grundmodell der Mödlingbachbrücke Gleis 6 zu sehen. Dieses ähnelt bis auf die, Stützweite, Brückenbreite und Querträgerabstand dem des Gleis 3 sehr.



Abb. 50 Grundmodell Mödlingbachbrücke Gleis 6

6.2.1 Ergebnisse Euler-Bernoulli-Balkenmodell

Unter Berücksichtigung einer Stützweite von 16,0 m, einer Biegesteifigkeit von 9487 MNm² und einer Masse pro Laufmeter von 8184 kg bzw. 7412 kg für die geringere Schotterwichte errechnet sich

die Eigenfrequenzen bei einer Wichte des Schotters von 17 kN/m³ bzw. 14 kN/m³ mit der Formel der Eigenfrequenz eines Euler-Bernoulli-Balkens laut Tab. 1 zu:

$$f_{0,\gamma=17} = \frac{\pi}{2L^2} * \sqrt{\frac{EI}{\mu}} = \frac{\pi}{2 * 16^2} \sqrt{\frac{9,49 * 10^9}{8184}} = 6,61 \text{ Hz} \quad (66)$$

$$f_{0,\gamma=14} = \frac{\pi}{2L^2} * \sqrt{\frac{EI}{\mu}} = \frac{\pi}{2 * 16^2} \sqrt{\frac{9,49 * 10^9}{7412}} = 6,94 \text{ Hz} \quad (67)$$

6.2.2 Ergebnisse Grundmodell Sofistik

Bei der Untersuchung der Mödlingbachbrücke Gleis 6 zeigen die Ergebnisse der SOFiSTiK-Modelle Konsistenz zu den Ergebnissen der Brücke Gleis 3. Mit einer Berechnung der Biegeeigenfrequenz über Formeln des Euler-Bernoulli Balkens, die ohne den Einsatz von Software durchgeführt wird, können erste Richtwerte ermittelt werden, die knapp außerhalb des antizipierten Bereichs lagen, hierbei wird die Eigenfrequenz überschätzt. Bei der Anwendung von SOFiSTiK zur Modellierung werden, wie in Tabelle 35 dargestellt, die Messwerte der ersten Biegeeigenfrequenz, innerhalb der Schwankungsbreite der Schotterwichte, korrekt abgebildet. Es ist zu beobachten, dass die Torsionsfrequenzen in den SOFiSTiK-Modellen der Mödlingbachbrücke Gleis 3 und Gleis 6 über den gemessenen Werten lagen. Dies unterstreicht die Bedeutung einer präzisen Modellierung der Biegesteifigkeit, sowie des Gewichts des Schotters bzw. des Gesamtgewichts der Brücke, um eine möglichst genaue Berechnung der Eigenfrequenz zu gewährleisten.

Tab. 35 Vergleich der Eigenfrequenzen Gleis 6 Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 6					
Grundmodell	Euler-Bernoulli $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Euler-Bernoulli $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Sofistik Berechnung $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik Berechnung $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	6,94 Hz	6,61 Hz	6,28 Hz	5,99 Hz	6,24 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	-	-	9,44 Hz	9,14 Hz	8,66 Hz

Tab. 36 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gleis 6, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung Gleis 6			
Grundmodell	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	1,08 m/s ²	1,04 m/s ²	0,35 m/s ²
Dämpfung $\zeta=2,5$ [%]	0,26 m/s ²	0,24 m/s ²	0,35 m/s ²

Die Beschleunigungswerte in Tabelle 36 der Berechnung und Messung, verglichen mit denen der Mödlingbachbrücke Gleis 3, weisen eine ähnliche Tendenz auf, aber liegen etwa 20 % höher. Diese Ergebnisse befinden sich innerhalb der prognostizierten Schwankungsbreite, was auf eine konsistente Modellierung hindeutet. Weiterhin deutet die Analyse darauf hin, dass der reale Dämpfungswert der Brücke in der Nähe von 2 % und somit im Bereich der Messung liegt. Dies impliziert, dass die nach EN 1991-2 [2] vorgenommenen Berechnungen die Dämpfungseigenschaften der Brücke unterschätzen, da die vom Eurocode vorgeschriebene Dämpfung für diese Brücke bei 1,00 % liegt. Diese Beobachtung ist von besonderer Bedeutung für die realitätsnahe Simulation des dynamischen Verhaltens der Brücke und betont die Notwendigkeit einer sorgfältigen Anpassung der Dämpfungsparameter in der Modellierung.

6.2.3 Ergebnisse Modell Feder-Dämpfer horizontal

Bei der Implementierung eines horizontalen Feder-Dämpfer-Systems wird eine geringfügige Veränderung in den Eigenfrequenzen beobachtet. Die Biegeeigenfrequenz zeigt eine leichte Erhöhung, was auf eine durch das System hinzugefügte Steifigkeit durch das Gleis als Balken und der Modellierung des Schotters als Feder schließen lässt. Die Beschleunigung im Vergleich zum Grundmodell wird auch durch die erhöhte Steifigkeit etwa 20 % kleiner.

Tab. 37 Vergleich der Eigenfrequenzen Gleis 6 Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 6			
Feder-Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Biegemode 1	6,47 Hz	6,16 Hz	6,24 Hz
Torsionsmode 1	9,93 Hz	9,59 Hz	8,66 Hz

Tab. 38 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gleis 6, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gleis 6			
Feder-Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,74 m/s ²	0,73 m/s ²	0,35 m/s ²
Dämpfung $\zeta=2,5$ [%]	0,24 m/s ²	0,23 m/s ²	0,35 m/s ²

6.2.4 Ergebnisse Modell Feder-Dämpfer vertikal

Die Einführung eines vertikalen Feder-Dämpfer-Systems führt zu ähnlichen Beobachtungen in Tabelle 39 wie beim Modell mit Kopplungen in horizontaler Richtung. Hierbei wird deutlich, dass die Richtung der Dämpfungselemente einen Einfluss auf die dynamischen Eigenschaften der Brücke hat, wobei die Biegeeigenfrequenz in ähnlicher Weise beeinflusst wird. Eine steifere Modellbildung im Vergleich zum Grundmodell führt zu einer Erhöhung der Eigenfrequenzen und einer Verringerung der berechneten Beschleunigungswerte. Im Vergleich zum Modell mit horizontalen Kopplungen wird die Steifigkeit geringer und dadurch auch die Eigenfrequenz geringer. Auch im Vergleich zur Mödlingbachbrücke Gleis 3 zeigen sich ähnliche Beobachtungen in Bezug auf den Zusammenhang zwischen Steifigkeit und den Berechnungsergebnissen. Die Steifigkeit wird dabei so gering, dass die Messungen auch trotz Schwankungsbreite der Wichte nicht erreicht werden konnte.

Tab. 39 Vergleich der Eigenfrequenzen Gleis 6 Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 6			
Feder-Dämpfer vert.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	6,22 Hz	5,93 Hz	6,24 Hz
Torsionsmode 1	9,44 Hz	9,15 Hz	8,66 Hz

Tab. 40 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gleis 6, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gleis 6			
Feder-Dämpfer vert.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]</i>	0,74 m/s^2	0,72 m/s^2	0,35 m/s^2
<i>Dämpfung $\zeta=2,5$ [%]</i>	0,24 m/s^2	0,22 m/s^2	0,35 m/s^2

6.2.5 Ergebnisse Modell Auflagerexzentrizität

Die Modellierung der Auflagerexzentrizität zeigte wie bei der Mödlingbachbrücke Gleis 6 einen deutlichen Einfluss auf den Torsionsmode. Während die Biegeeigenfrequenz nur marginal beeinflusst wird, zeigt der Torsionsmode eine signifikante Steigerung. Dies unterstreicht die Sensitivität der Torsionseigenschaften gegenüber strukturellen Veränderungen und betont die Bedeutung der genauen Modellierung der Auflagerbedingungen, jedoch führen diese Änderungen wieder weiter vom Messergebnis weg als die weniger detaillierten Modellierungsschritte. Der Biegemode verhält sich zum vorherigen Modell wie zu erwarten und lässt die Eigenfrequenz, aufgrund der Auflagerexzentrizität, durch die geringe Steifigkeit sinken.

Tab. 41 Vergleich der Eigenfrequenzen Gleis 6 Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 6			
FD-hor+Auflagerexz.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	6,23 Hz	5,94 Hz	6,24 Hz
Torsionsmode 1	10,78 Hz	10,43 Hz	8,66 Hz

Tab. 42 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gleis 6, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gleis 6			
FD-hor+Auflagerexz.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]</i>	0,73 m/s^2	0,71 m/s^2	0,35 m/s^2
<i>Dämpfung $\zeta=2,5$ [%]</i>	0,23 m/s^2	0,21 m/s^2	0,35 m/s^2

6.2.6 Ergebnisse Modell Vorland

Bei der Einbeziehung des Vorlands wird eine leichte Erhöhung der Eigenfrequenzen beim Biege- und Torsionsmode festgestellt, was auf eine Zunahme der Steifigkeit des Gesamtsystems im Vergleich zum Modell ohne Vorlandmodellierung hinweist, während die Beschleunigung, ebenfalls begründet durch die Steifigkeit leicht sinkt.

Tab. 43 Vergleich der Eigenfrequenzen Gleis 6 Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gleis 6			
FD-hor+Vorland	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	6,34 Hz	6,02 Hz	6,24 Hz
Torsionsmode 1	10,95 Hz	10,79 Hz	8,66 Hz

Tab. 44 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gleis 6, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gleis 6			
FD-hor+Vorland	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]</i>	0,69 m/s^2	0,68 m/s^2	0,35 m/s^2
<i>Dämpfung $\zeta=2,5$ [%]</i>	0,22 m/s^2	0,21 m/s^2	0,35 m/s^2

6.2.7 Kalibrierung

Die Kalibrierung des Modells zielt wieder darauf ab, eine Übereinstimmung mit den gemessenen Werten zu erreichen. Hierbei wird das Eigengewicht des Randträgers und die Schotterdichte angepasst. Besonders hervorzuheben ist die Feinabstimmung des Dämpfungsparameters ζ , der einen entscheidenden Einfluss auf die Übereinstimmung der simulierten Beschleunigungswerte mit den Messdaten hat. Hier ergibt sich eine Wichte von $15,95 \text{ kN/m}^3$ und liegt in einem sehr ähnlichen Bereich wie bei Gleis 3. Der Dämpfungsparameter wird mit $\zeta = 1,78 \%$ kalibriert, wobei dem

Schotteroberbau keine Dämpfung gegeben wird. Beim Torsionsmode müsste man das Gewicht des Randträgers auf 500 kg pro Laufmeter erhöhen, was auf ein unplausibles Ergebnis schließen lässt und man die Kalibrierung mit einer Nachgiebigkeit des Randträgers erreichen könnte.

Tab. 45 Ergebnisse Eigenfrequenz Modell kalibriert

Ergebnisse Eigenfrequenz Kalibrierung Gleis 6		
Eigenfrequenz	Eigenfrequenz $\gamma=15,95 \text{ kN/m}^3$	Eigenfrequenz Messung
Biegemode 1	6,24 Hz	6,24 Hz
Torsionsmode 1	8,66 Hz	8,66 Hz

6.2.8 Amplitudenfrequenzgang

Zuletzt wird noch ein Amplitudenfrequenzgang, in Abbildung 51 dargestellt, des Modells Feder-Dämpfer horizontal mit Schotterdämpfung erstellt. Die Wichte des Schotters wird mit $15,95 \text{ kN/m}^3$ angenommen. Die Belastung der Hauptträger wird, ähnlich wie bei der Beschleunigungsmessung mit den Longstrokeshakern an der Brücke die Frequenz im Intervall 4,00 bis 8,00 Hz gesteigert. Die Größe der Frequenzintervalle wird im Randbereich mit 0,33 Hz gewählt und dann im Bereich der ersten Biegeeigenfrequenz auf bis zu 0,01 Hz verringert.

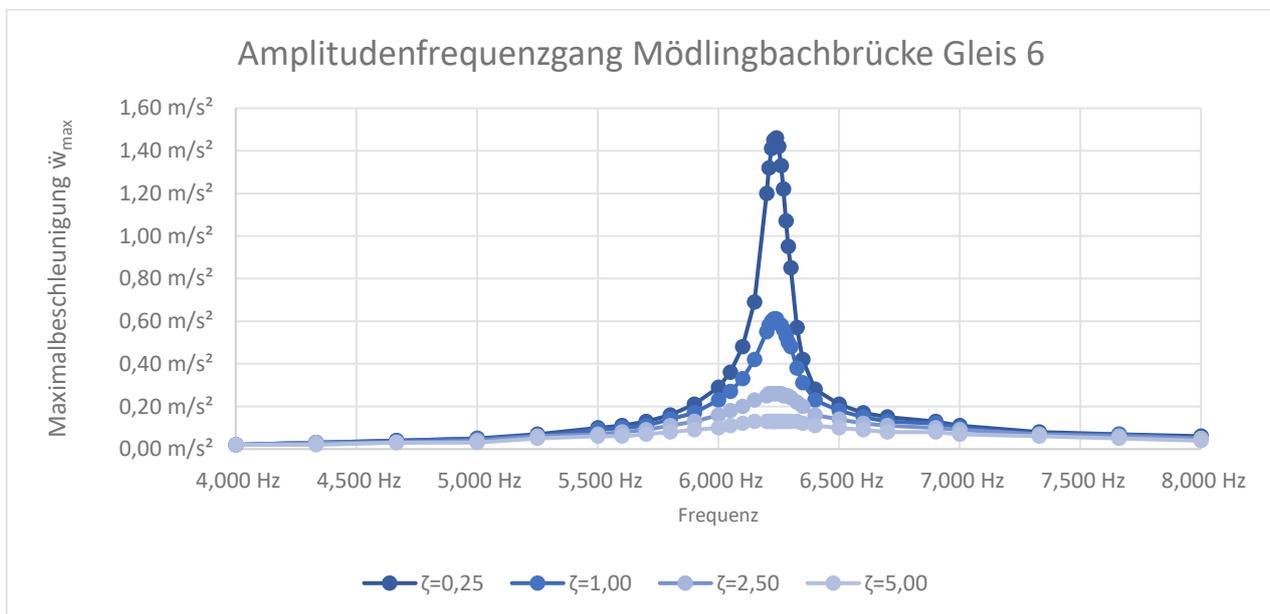


Abb. 51 Amplitudenfrequenzgang Modell Feder-Dämpfer horizontal bei einer Schotterwichte von $15,95 \text{ kN/m}^3$

In Abbildung 51 sieht man eine deutlich höhere Beschleunigung bei einer Dämpfung von 0,25 % mit $1,46 \text{ m/s}^2$ im Vergleich zu den Berechnungen mit den gemessenen Eigenfrequenzen mit $0,84 \text{ m/s}^2$.

Die Maximalbeschleunigung tritt bei einer Eigenfrequenz von 6,235 Hz auf. Hingegen tritt sie bei der Eigenfrequenzberechnung mit dem Lanczosverfahren bei 6,28 Hz auf. Diese Diskrepanz liegt am Berechnungsverfahren, aber deutet auch darauf hin, dass die Beschleunigungswerte in der vorherigen Berechnung eher unterschätzt werden, da sie nicht bei der richtigen Eigenfrequenz gemessen werden. In Abbildung 46 sind nochmals die kalibrierten Ergebnisse zusammengefasst.

Tab. 46 Ergebnisse Beschleunigung Gleis 6 Modell kalibriert

Ergebnisse Beschleunigung Kalibrierung Gleis 6		
	Beschleunigung Wichte 16,95 kN/m ³	Beschleunigung Messung
Dämpfung $\zeta=1,78$ [%]	0,35 m/s ²	0,35 m/s ²

6.2.9 Vergleich aller Modellierungsschritte

1. Biegeigenfrequenz

Die Berechnung der Eigenfrequenz als Euler-Bernoulli Balken stellt bei der ersten Biegeigenfrequenz einen guten Richtwert dar, er liegt aber trotzdem deutlich außerhalb des erwarteten Schwankungsbereichs des Schotters. Beim Grundmodell werden schon sehr gute Ergebnisse erzielt. Im dritten Schritt, bei Feder-Dämpfer-Modell in horizontaler Richtung, wird die Eigenfrequenz etwas höher, wobei die Steifigkeit durch die Modellierung des Schotteroberbaus mit Feder-Dämpfer-Modell und der Schienen als Balken größer wird, oder die Unterschiede lassen sich durch eine veränderte und exzentrische Massenverteilung erklären, da der Massenanteil des Schotters zum Teil auf die Schienen angesetzt wird. Die Veränderung der ersten Biegeigenfrequenz vom horizontalen Feder-Dämpfer Modell zum System der vertikalen Dämpfer ist doch deutlich. Die Steifigkeit nimmt bei Dämpfern in horizontaler Richtung so stark ab, dass die Berechnung außerhalb der erwarteten Schwankungsbreite liegt. Die Modellierung der Auflagerexzentrizität bringt auch hier eine Verringerung der Eigenfrequenz durch Änderung des Verformungsverhalten. Eine zusätzliche Modellierung eines Vorlandes bringt wiederum leichten Steifigkeitsgewinn, der sich in einer leichten Erhöhung der Eigenfrequenz widerspiegelt. Insgesamt lagen, wie man in der Abbildung 52 und Tabelle 47 erkennen kann, alle Sofistikmodelle in einem ähnlichen Bereich und es zeigt sich wieder die große Rolle der Massenbelegung als Einflussfaktor für die erste Biegeigenfrequenz. Wobei die Schwankungen zwischen den Modellierungsschritten deutlich größer sind zwischen der Mödlingbachbrücke Gleis 3 und Gleis 6, wenn man beide Abbildungen 52 und 47 vergleicht.

Insgesamt zeigen die Kurven durch einen steilen Anstieg, dass die Ergebnisse sehr stark von der Schotterwichte abhängen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 47 und Abbildung 52 dargestellt.

Tab. 47 Mödlingbachbrücke Gleis 3 Ergebnisse der ersten Biegeeigenfrequenz im Vergleich

Modellierungsschritt	Schotterwichte			
	17 kN/m ³	16 kN/m ³	15 kN/m ³	14 kN/m ³
Euler-Bernoulli-Balken	6,61 [Hz]	6,71 [Hz]	6,82 [Hz]	6,94 [Hz]
Grundmodell	5,99 [Hz]	6,09 [Hz]	6,18 [Hz]	6,28 [Hz]
Feder-Dämpfer-horizontal	6,16 [Hz]	6,26 [Hz]	6,37 [Hz]	6,47 [Hz]
Feder-Dämpfer-vertikal	5,93 [Hz]	6,03 [Hz]	6,12 [Hz]	6,22 [Hz]
Auflager	5,94 [Hz]	6,04 [Hz]	6,13 [Hz]	6,23 [Hz]
Vorland	6,02 [Hz]	6,13 [Hz]	6,23 [Hz]	6,34 [Hz]

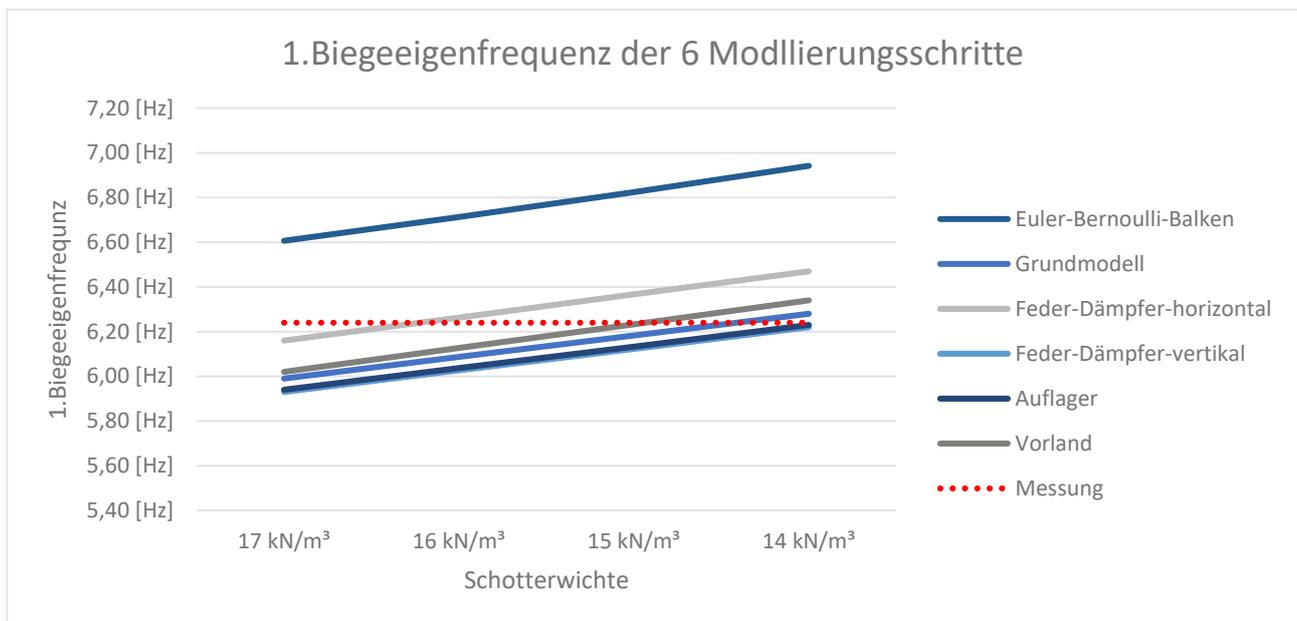


Abb. 52 1. Biegeeigenfrequenz der sechs Modelle im Vergleich

1. Torsionseigenfrequenz

Der 1. Torsionsmode zeigt wieder sehr ähnliche Ergebnisse zur Mödlingbachbrücke Gleis 3, wie in Abbildung 53 und Tabelle 48 zu sehen ist. Beim 1. Torsionsmode können kaum Veränderungen in den ersten beiden Sofistik Modellen festgestellt werden. Eine Modellierung von Feder-Dämpfer System verändert die Eigenfrequenz hier kaum. Außerdem ist das System auch sehr unabhängig von einer Variation der Kopplung in horizontaler oder vertikaler Richtung. Eine große grundlegende Veränderung bringt die Modellierung der Auflagerexzentrizität, dadurch wird die

Torsionseigenfrequenz deutlich erhöht. Dies ist auf das veränderte Verformungsverhalten zurückzuführen. Die Modellierung des Vorlandes bringt wiederum einen Steifigkeitsgewinn, der sich in einer Erhöhung der Eigenfrequenz zeigt. Die Modelle zeigen trotzdem alle deutliche Abweichungen zur Messung. Hierfür ist wahrscheinlich die ungenaue Kenntnis des Randträgergewichts verantwortlich. Im Gegensatz zur Biegeeigenfrequenz sind die Kurven in Abbildung 53 jeweils deutlich flacher und zeigen somit einen weniger starken Zusammenhang mit der Schotterwichte.

Tab. 48 Mödlingbachbrücke Gleis 6 Ergebnisse der ersten Torsionseigenfrequenz im Vergleich

Modellierungsschritt	Schotterwichte			
	17 kN/m ³	16 kN/m ³	15 kN/m ³	14 kN/m ³
Grundmodell	8,96 [Hz]	9,07 [Hz]	9,18 [Hz]	9,30 [Hz]
Feder-Dämpfer-horizontal	8,95 [Hz]	9,05 [Hz]	9,16 [Hz]	9,26 [Hz]
Feder-Dämpfer-vertikal	8,99 [Hz]	9,10 [Hz]	9,20 [Hz]	9,31 [Hz]
Auflager	10,24 [Hz]	10,34 [Hz]	10,46 [Hz]	10,58 [Hz]
Vorland	10,27 [Hz]	10,38 [Hz]	10,49 [Hz]	10,62 [Hz]

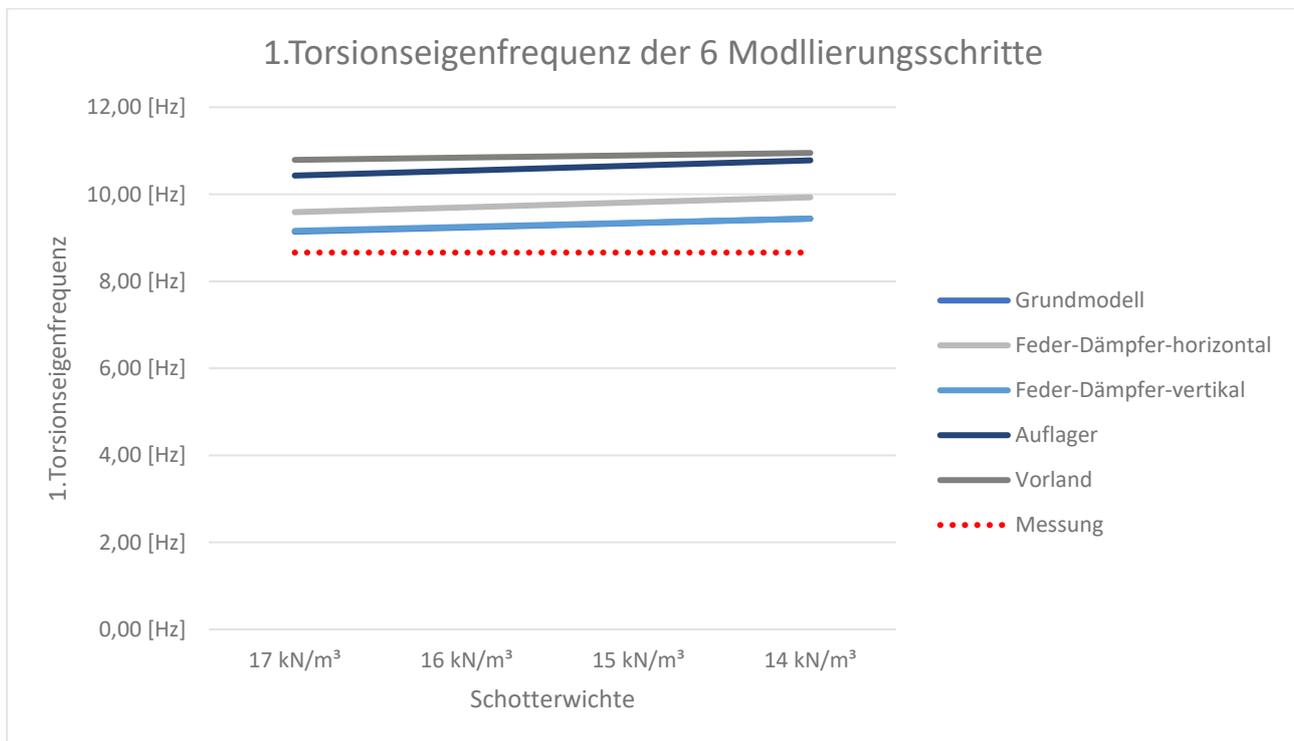


Abb. 53 1. Torsionseigenfrequenz der sechs Modelle im Vergleich

Beschleunigung

Auch der Vergleich der Beschleunigungsberechnungen der unterschiedlichen Modelle bringt wieder sehr konsistente Ergebnisse, wie Abbildung 54 zeigt. Im Gegensatz zur Mödlingbachbrücke Gleis 3 wird hier der Dämpfer der vier Modelle mit 15 kN/m^3 gewählt. Hier zeigt somit das Grundmodell eine deutlich höhere Beschleunigung. Auch hier wird deutlich, dass das Lehr'sche Dämpfungsmaß der entscheidende Faktor für eine exakte Beschleunigungsberechnung ist und die Modellierung eine untergeordnete Rolle spielt.

Die Modellierung eines Feder-Dämpfer-Modells in horizontaler Richtung bringt zum Grundmodell eine Verringerung der Beschleunigung, was auf die zunehmende Steifigkeit zurückgeführt werden kann. Die Modellierung der Kopplungen in vertikale Richtung bringt ähnlich zur Biegeeigenfrequenz auch eine Verringerung der Steifigkeit vertikal und somit eine Erhöhung der Beschleunigung. Durch die Modellierung der Auflagerexzentrizität wird aufgrund einer Änderung des Verformungsverhaltens die Beschleunigung wieder höher. Aufgrund zusätzlicher Steifigkeit wird auch durch eine Modellierung des Vorlands die Beschleunigung wieder leicht gesenkt.

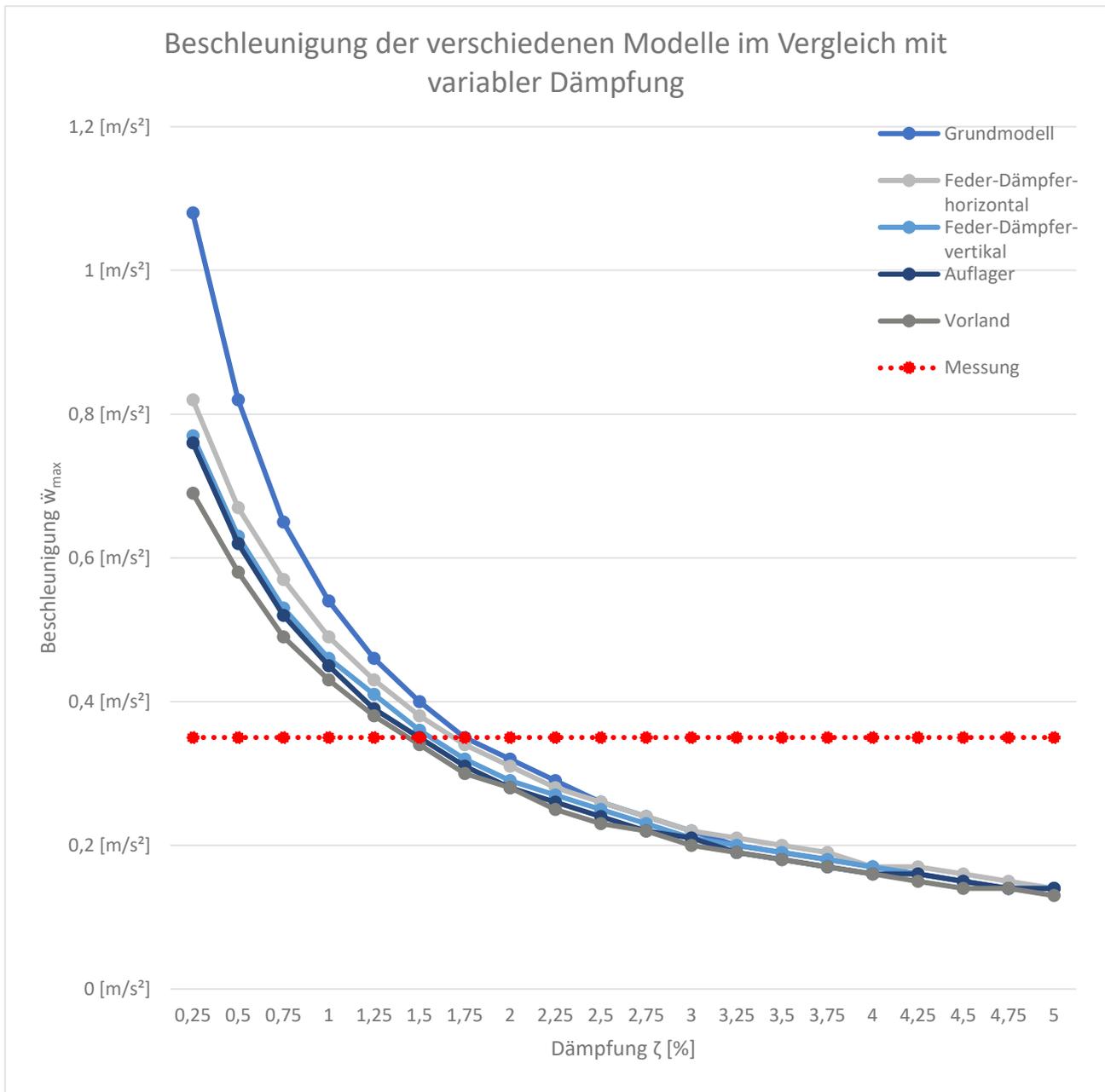


Abb. 54 Beschleunigung der verschiedenen Modelle im Vergleich mit variabler Dämpfung (Schotterwichte 14 kN/m³)

6.3 Gnasbachbrücke

Die Modellierung im Sofistik verläuft ähnlich zu den beiden Mödlingbachbrücken, das Deckblech liegt auf den beiden Hauptträgern biegesteif auf, welche an den beiden Enden mit den Hauptträgern verbunden sind. Am Ende der Querträger werden jeweils auch die Längssteifen modelliert. Veränderungen zu den vorherigen beiden Brücken hinsichtlich der Berechnung der Beschleunigung

liegen in der veränderten Kalibrierung der Zeitschritte der Zeitschrittintegration. Die Zeitschritte werden mit einer Größe von 0,0001 Sekunden gewählt und es werden 30.000 Zeitschritte berechnet, bis sich ein konstanter sinusförmiger Verlauf eingestellt hat. Der erwartete Schwankungsbereich der Dämpfung wird aufgrund der Messung nach oben gestellt, wobei die untere Schranke eine Dämpfung von $\zeta = 2,00\%$ und die obere Schranke eine Dämpfung von $\zeta = 6,00\%$ aufweist. Die obere und untere Schranke der Schotterwichten wird bei 14 bis 17 kN/m³ belassen. Nachfolgend sind in Tabelle 49 noch die Messergebnisse dargestellt.

Tab. 49 Messergebnisse der Gnasbachbrücke

	Biegeeigenform			Torsionseigenform	
	1. Biegeeigenfrequenz	Dämpfungsmaß	Beschleunigung	1. Torsionseigenfrequenz	Dämpfungsmaß
Brücke	f_1 [Hz]	ζ [%]	\ddot{w}_{\max} [m/s ²]	$f_{T,1}$ [Hz]	ζ [%]
Gnasbachbrücke	8,31	3,87	0,109	13,55	9,01

In Abbildung 55 das Grundmodell der Gnasbachbrücke. Besonderer Werte wurde auf die Quersteifen gelegt, welche auch mitmodelliert wurden.

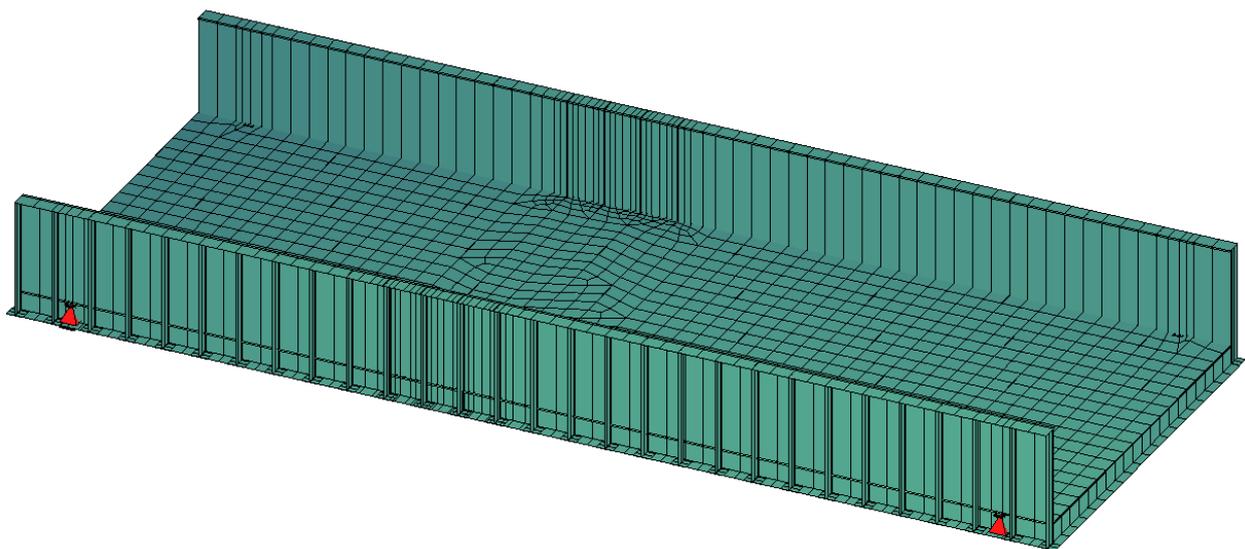


Abb. 55 Grundmodell Gnasbachbrücke

6.3.1 Belastungsannahmen

Hier wird der Randträger ebenfalls nur als Zusatzlast modelliert und besitzt somit ebenfalls keine Biegesteifigkeit. Laut Messbericht wird der Shaker mit 244 N pro Seite als dynamische Last auf die beiden Hauptträger aufgebracht.

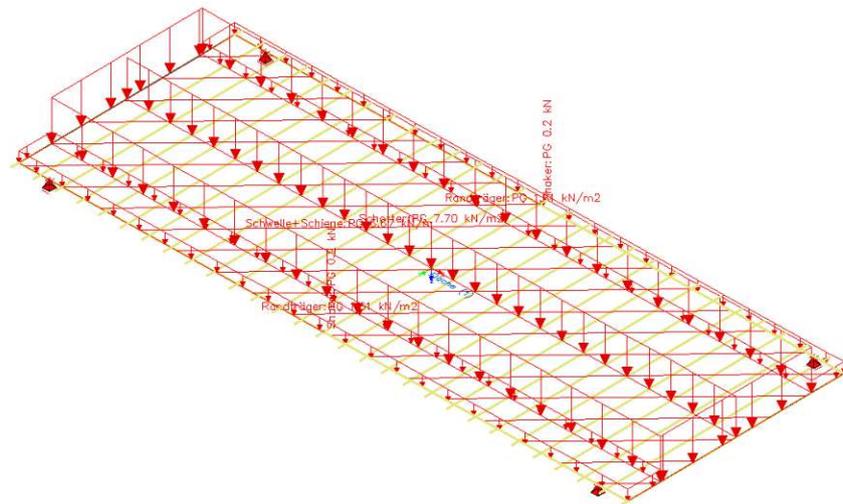


Abb. 56 Massenbelegung Gnasbachbrücke

6.3.2 Ergebnisse Euler-Bernoulli-Balkenmodell

Unter Berücksichtigung einer Stützweite von 15,5 m, einer Biegesteifigkeit von 18234 MNm² und einer Masse pro Laufmeter von 8799 kg bzw. 8053 kg für die geringere Schotterwichte errechnet sich die Eigenfrequenzen bei einer Wichte des Schotters von 17 kN/m³ bzw. 14 kN/m³ mit der Formel der Eigenfrequenz eines Euler-Bernoulli-Balkens laut Tab. 1 zu:

$$f_{0,\gamma=17} = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m'}} = \frac{\pi}{2 * 15,5^2} \sqrt{\frac{18,23 * 10^9}{8799}} = 9,84 \text{ Hz} \quad (68)$$

$$f_{0,\gamma=14} = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m'}} = \frac{\pi}{2 * 15,5^2} \sqrt{\frac{18,23 * 10^9}{8053}} = 9,42 \text{ Hz} \quad (69)$$

6.3.3 Ergebnisse Grundmodell Sofistik

Tab. 50 Vergleich der Eigenfrequenzen Gnasbachbrücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Grundmodell	Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gnasbachbrücke				
	Euler-Bernoulli $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Euler-Bernoulli $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Sofistik Berechnung $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik Berechnung $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	9,42 Hz	9,84 Hz	8,32 Hz	7,91 Hz	8,31 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	-	-	16,64 Hz	15,78 Hz	13,55 Hz

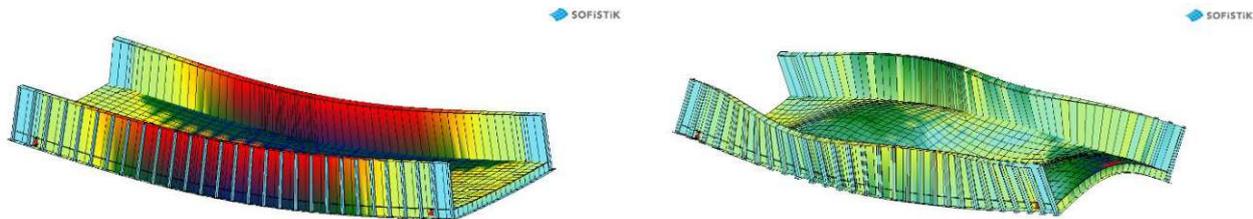


Abb. 57 Erste Biegeeigenfrequenz 8,32 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 16,64 Hz

Die ersten Ergebnisse der Berechnung mit den Euler-Bernoulli-Balkenformeln sowie des Grundmodells aus der SOFiSTiK-Analyse für die Gnasbachbrücke liefern ähnliche Resultate der berechneten Eigenfrequenz wie bei den vorangegangenen Untersuchungen zu den Brücken über den Mödlingbach. Obwohl die erste Berechnung ohne Softwareeinsatz leicht von den Messergebnissen abweicht, stellt sie dennoch einen zuverlässigen Richtwert dar, wie bei den anderen Modellen wird die Eigenfrequenz hier überschätzt. Der Biegemode des Sofistik Grundmodells befindet sich innerhalb der erwarteten Variabilität, die durch die Schotterdichte vorgegeben wird, während die Torsionsmoden tendenziell höher als die gemessenen Werte berechnet werden, ein Phänomen, das auch bei den zuvor modellierten Brücken beobachtet werden kann.

Tab. 51 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gnasbachbrücke, Sofistik und Messungen

Grundmodell	Maximale Vertikalbeschleunigung Gnasbachbrücke		
	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Dämpfung $\zeta=2,00$ [%]</i>	0,156 m/s ²	0,139 m/s ²	0,109 m/s ²
<i>Dämpfung $\zeta=6,00$ [%]</i>	0,054 m/s ²	0,049 m/s ²	0,109 m/s ²

Bei der Analyse der Gnasbachbrücke werden die Dämpfungsgrenzwerte angepasst, um den im Messbericht verzeichneten höheren Dämpfungswerten Rechnung zu tragen. Ferner ist die Anregungskraft mit 244 N pro Seite erheblich geringer, was eine direkte Vergleichbarkeit der berechneten Werte mit jenen der früheren Brückenuntersuchungen einschränkt.

6.3.4 Ergebnisse Modell Feder-Dämpfer horizontal

Generell zeigen sich bei den Torsionseigenfrequenzen deutliche Verformungsanteile des Deckblechs auch in Längsrichtung. Die Hauptträger zeigen auch Verformungen um ihre Z-Koordinate. Auch die Schienen zeigen deutliche Verformungen im Gegensatz zu den Ergebnissen der Mödlingbachbrücken. Bei der Integration eines horizontalen Feder-Dämpfer-Systems werden geringfügige Veränderungen in den Eigenfrequenzen beobachtet. Die Biegeeigenfrequenz zeigt eine marginale Erhöhung, was auf eine durch das System hinzugefügte Steifigkeit durch das Gleis als Balken schließen lässt. Die Beschleunigung im Vergleich zum Grundmodell wird auch durch die erhöhte Steifigkeit und hinzugefügte Dämpfung des Schotters etwas geringer. Auch hier zeigt die Schotterwichte einen ähnlichen Einfluss als bei den beiden Mödlingbachbrücken.

Tab. 52 Vergleich der Eigenfrequenzen Gnasbachbrücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gnasbachbrücke			
Feder-Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	8,40 Hz	7,98 Hz	8,31 Hz
Torsionsmode 1	14,99 Hz	14,38 Hz	13,55 Hz

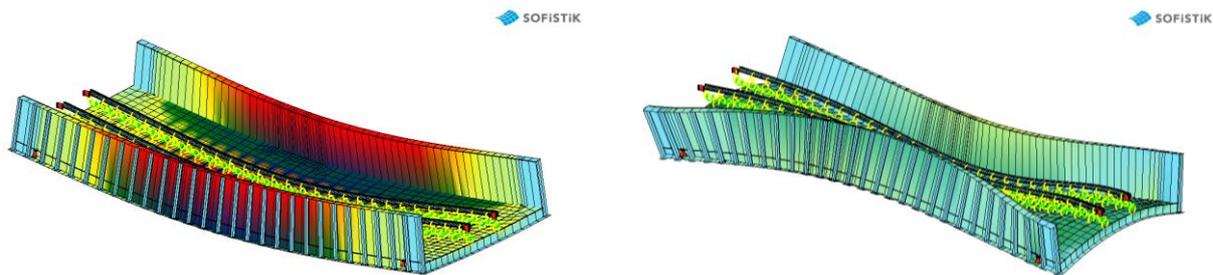


Abb. 58 Erste Biegeeigenfrequenz 8,40 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 14,99 Hz

Tab. 53 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gnasbachbrücke, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gnasbachbrücke			
Feder-Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Dämpfung $\zeta=2,0$ [%]</i>	0,160 m/s^2	0,144 m/s^2	0,109 m/s^2
<i>Dämpfung $\zeta=6,0$ [%]</i>	0,055 m/s^2	0,049 m/s^2	0,109 m/s^2

Trotz einer zusätzlichen Dämpfung des Schotters werden die Beschleunigungswerte höher. Dies könnte begründet durch die Steifigkeitsveränderung der Schiene als Balken oder eine Veränderung der Massenbelegung passieren, jedoch kann dieser Effekt bei den beiden Brücken zuvor nicht beobachtet werden.

6.3.5 Ergebnisse Modell Feder-Dämpfer vertikal

Wie bei dem vorherigen Modell zeigt das Deckblech auch Verformungsanteile in Längsrichtung. Die Hauptträger zeigen auch Verformungen um ihre Z-Koordinate und die Schienen zeigen deutliche Verformungen. Die Einführung eines vertikalen Feder-Dämpfer-Systems führt zu ähnlichen Beobachtungen wie beim horizontalen Modell. Hierbei wird deutlich, dass die Richtung der Dämpfungselemente einen eher geringen Einfluss auf die dynamischen Eigenschaften der Brücke hat, wobei die Biegeeigenfrequenz in ähnlicher Weise beeinflusst wird. Die Modelle mit Feder-Dämpfer weisen tendenziell eine geringere Steifigkeit auf und somit führt dies zu einer Verringerung der Eigenfrequenzen. Auch im Vergleich zu den vorherigen beiden Brücken zeigen sich ähnliche Beobachtungen in Bezug auf den Zusammenhang zwischen Steifigkeit und den Berechnungsergebnissen.

Tab. 54 Vergleich der Eigenfrequenzen Gnasbachbrücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gnasbachbrücke			
Feder-Dämpfer vert.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	8,18 Hz	7,78 Hz	8,31 Hz
Torsionsmode 1	15,43 Hz	14,91 Hz	13,55 Hz

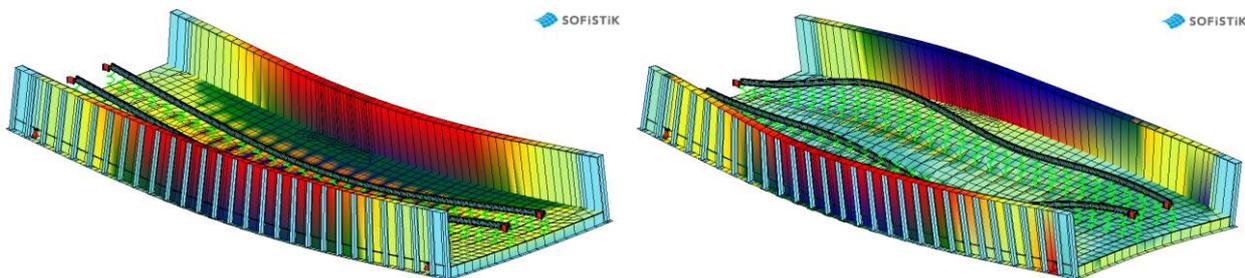


Abb. 59 Erste Biegeeigenfrequenz 8,18 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 15,43 Hz

Tab. 55 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gnasbachbrücke Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gnasbachbrücke			
Feder-Dämpfer vert.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Dämpfung $\zeta=2,0$ [%]</i>	0,160 m/s^2	0,155 m/s^2	0,109 m/s^2
<i>Dämpfung $\zeta=6,0$ [%]</i>	0,052 m/s^2	0,048 m/s^2	0,109 m/s^2

6.3.6 Ergebnisse Modell Auflagerexzentrizität

Die Modellierung der Auflagerexzentrizität zeigt wie bei den beiden Brücken davor einen deutlichen Einfluss auf den Torsionsmode. Während die Biegeeigenfrequenz nur marginal beeinflusst wird, zeigt der Torsionsmode eine signifikante Verringerung, im Gegensatz zu den beiden Brücken davor,

wo die Torsionseigenfrequenz deutlich höher wird. Dies unterstreicht die Sensitivität der Torsionseigenschaften gegenüber strukturellen Veränderungen und betont die Bedeutung der genauen Modellierung der Auflagerbedingungen. Der Biegemode verhält sich zum vorherigen Modell wie zu erwarten und lässt die Eigenfrequenz, aufgrund der Auflagerexzentrizität durch die Veränderung des Verformungsverhalten leicht sinken.

Tab. 56 Vergleich der Eigenfrequenzen Gnasbachbrücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gnasbachbrücke			
FD-hor+Auflagerexz.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	8,38 Hz	7,96 Hz	8,31 Hz
Torsionsmode 1	14,29 Hz	13,63 Hz	13,55 Hz

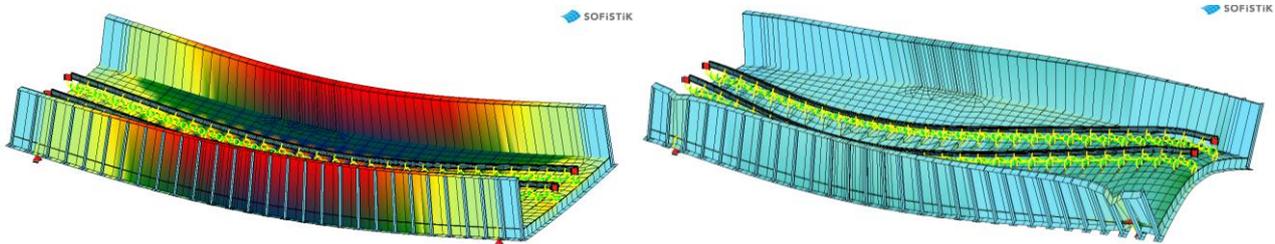


Abb. 60 Erste Biegeeigenfrequenz 8,38 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 14,29 Hz

Tab. 57 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gnasbachbrücke, Sofistik und Messungen

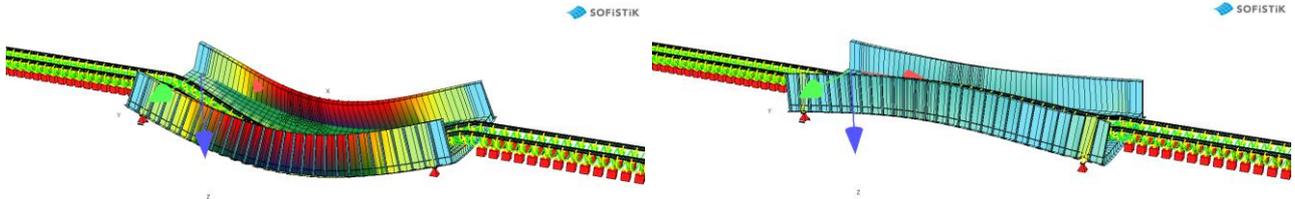
Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gnasbachbrücke			
FD-hor+Auflagerexz.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Dämpfung $\zeta=2,0$ [%]</i>	0,160 m/s^2	0,144 m/s^2	0,109 m/s^2
<i>Dämpfung $\zeta=6,0$ [%]</i>	0,055 m/s^2	0,049 m/s^2	0,109 m/s^2

6.3.7 Ergebnisse Modell Vorland

Bei der Integration des Vorlandes in die Modellierung wird eine geringfügige Zunahme der Eigenfrequenzen in den Biege- und Torsionsmodi beobachtet. Dies deutet auf eine erhöhte Steifigkeit des Gesamtsystems im Vergleich zu einem Modell ohne Vorlandmodellierung hin. Parallel dazu zeigt sich eine leichte Reduktion der Beschleunigungswerte, die ebenfalls auf die gestiegene Steifigkeit zurückzuführen ist. Wiederum zeigt sich somit, dass eine Modellierung des Vorlands bei allen Rechenergebnissen nur geringe Veränderungen erzeugt.

Tab. 58 Vergleich der Eigenfrequenzen Gnasbachbrücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Gnasbachbrücke			
FD-hor+Vorland	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	8,37 Hz	7,95 Hz	8,31 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	14,47 Hz	13,90 Hz	13,55 Hz

**Abb. 61** Erste Biegeeigenfrequenz 8,37 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 14,49 Hz**Tab. 59** Vergleich der Vertikalbeschleunigung Gnasbachbrücke, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Gnasbachbrücke			
FD-hor+Vorland	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Dämpfung $\zeta=2,0$ [%]</i>	0,159 m/s^2	0,143 m/s^2	0,109 m/s^2
<i>Dämpfung $\zeta=6,0$ [%]</i>	0,054 m/s^2	0,048 m/s^2	0,109 m/s^2

6.3.8 Kalibrierung

In diesem Kalibrierungsprozess werden spezifische Anpassungen vorgenommen, unter anderem beim Eigengewicht des Randträgers und der Dichte des Schotters. Von besonderer Bedeutung ist die präzise Justierung des Dämpfungsparameters ζ , welcher einen signifikanten Einfluss auf die Übereinstimmung der simulierten Beschleunigungswerte mit den gemessenen Daten ausübt. Es resultiert eine spezifische Wichte von $14,50 \text{ kN/m}^3$, die eine hohe Ähnlichkeit mit den Werten der vorherigen beiden Modelle aufweist. Im Falle des Torsionsmodus wäre eine Anhebung des Gewichts des Randträgers auf 620 kg pro Laufmeter erforderlich, was jedoch als unplausibles Ergebnis eingestuft wird. Eine adäquate Kalibrierung könnte stattdessen mit den diskutierten Maßnahmen im Kapitel 7 erreicht werden.

Tab. 60 Ergebnisse Eigenfrequenz Modell kalibriert

Ergebnisse Eigenfrequenz Kalibrierung Gnasbachbrücke		
Eigenfrequenz	Eigenfrequenz $\gamma=14,50 \text{ kN/m}^3$	Eigenfrequenz Messung
<i>Biegemode 1</i>	8,31 Hz	8,31 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	13,55 Hz	13,55 Hz

6.3.9 Amplitudenfrequenzgang

Zuletzt wird noch ein Amplitudenfrequenzgang des Modells Feder-Dämpfer horizontal mit Schotterdämpfung erstellt. Die Wichte des Schotters wird mit $14,50 \text{ kN/m}^3$ angenommen. Die Belastung der Hauptträger wird, ähnlich wie bei der Beschleunigungsmessung mit den Longstrokeshakern an der Brücke die Frequenz im Intervall 6,00 bis 11,00 Hz gesteigert. Die Größe der Frequenzintervalle wird im Randbereich mit 0,50 Hz gewählt und dann im Bereich der ersten Biegeeigenfrequenz auf bis zu 0,01 Hz verringert.

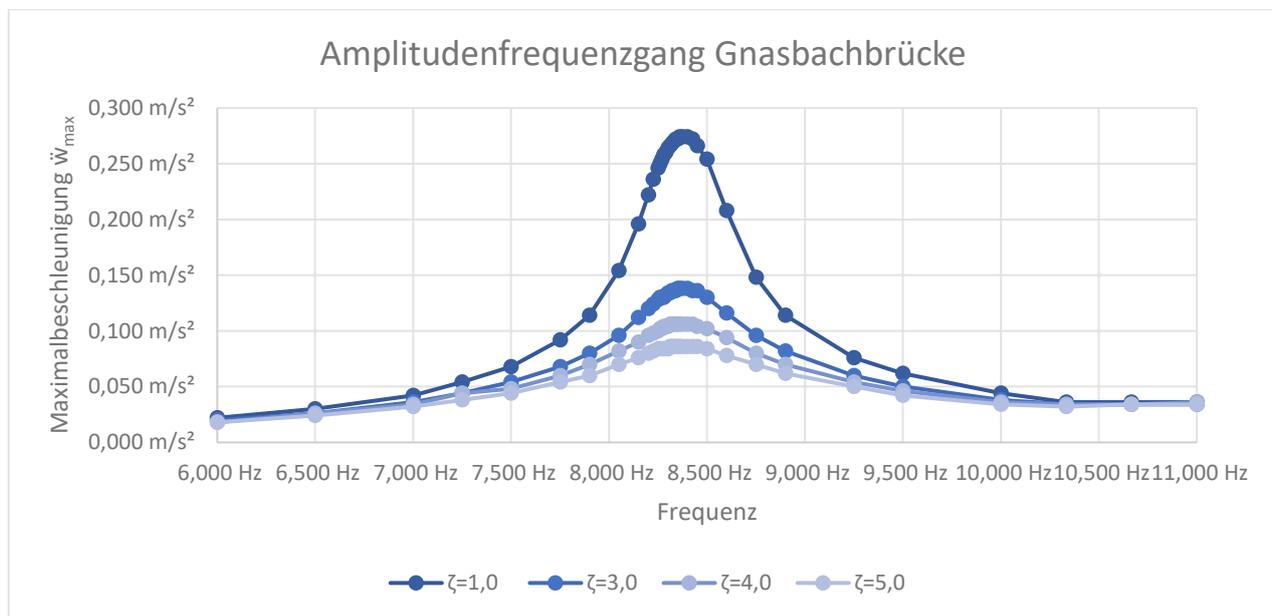


Abb. 62 Amplitudenfrequenzgang Modell Feder-Dämpfer horizontal bei einer Schotterwichte von $14,50 \text{ kN/m}^3$

Hier sieht man eine leicht höhere Beschleunigung bei einer Dämpfung von 1,00 % mit $0,274 \text{ m/s}^2$ im Vergleich zu den Berechnungen mit den gemessenen Eigenfrequenzen mit $0,266 \text{ m/s}^2$. Die Maximalbeschleunigung tritt bei einer Eigenfrequenz von 8,37 Hz auf. Hingegen tritt sie bei der Eigenfrequenzberechnung mit dem Lanczosverfahren bei 8,31 Hz auf. Diese Diskrepanz liegt am Berechnungsverfahren, aber deutet auch darauf hin, dass die Beschleunigungswerte in der vorherigen Berechnung eher unterschätzt werden, da sie nicht bei der zugehörigen Eigenfrequenz gemessen werden. Der Dämpfungsparameter wird auf $\zeta=3,87 \%$ kalibriert, was ein deutlich höheres Ergebnis als die Modelle zuvor darstellt. Die Wichte müsste mit $10,31 \text{ kN/m}^3$ jedoch sehr weit nach unten kalibriert werden, was wiederum kein plausibles Ergebnis darstellt. Nachstehend in Tabelle 61 noch die kalibrierten Ergebnisse.

Tab. 61 Ergebnisse Beschleunigung Gnasbachbrücke kalibriert

Ergebnisse Beschleunigung Kalibrierung Gnasbachbrücke		
	Beschleunigung Wichte 10,31 kN/m ³	Beschleunigung Messung
Dämpfung $\zeta=3,87$ [%]	0,109 m/s ²	0,109 m/s ²

6.3.10 Vergleich aller Modellierungsschritte

1. Biegeigenfrequenz

Die Berechnung der Eigenfrequenz als Euler-Bernoulli Balken stellt bei der ersten Biegeigenfrequenz einen guten Richtwert dar, allerdings sind die Abweichungen zu den viel aufwändigeren Sofistikmodellen doch nicht zu vernachlässigen. Bei den Euler-Bernoulli Balkenmodellen wird die Eigenfrequenz deutlich überschätzt. Beim Grundmodell werden schon sehr gute Ergebnisse erzielt. Im dritten Schritt, bei Feder-Dämpfer-Modell in horizontale Richtung, wird die Eigenfrequenz etwas höher, wobei die Steifigkeit durch die Modellierung des Schotteroberbaus mit Feder-Dämpfer-Modell und der Schienen als Balken größer wird, oder die Unterschiede lassen sich durch eine veränderte und exzentrische Massenverteilung erklären, da der Schotter zum Teil auf die Schienen angesetzt wird. Die Veränderung der ersten Biegeigenfrequenz vom horizontalen Feder-Dämpfer Modell zum System der vertikalen Dämpfer sind bei dieser Brücke sehr groß, da die Biegesteifigkeit durch die Feder in vertikaler Richtung abnimmt, sinkt auch die Eigenfrequenz, sodass das Messergebnis der ersten Biegeigenfrequenz unter Berücksichtigung der Schwankungsbreite des Schotters nicht eingehalten wird. Die Modellierung der Auflagerexzentrizität bringt hingegen kaum Veränderung, da die Eigenfrequenz zum Modell Feder-Dämpfer-horizontal gleichbleibt. Eine zusätzliche Modellierung eines Vorlandes bringt wiederum leichten Steifigkeitsgewinn, der sich in einer leichten Erhöhung der Eigenfrequenz widerspiegelt. Insgesamt lagen, wie man in der Abbildung 63 und Tabelle 62 erkennen kann, alle Sofistikmodelle in einem ähnlichen Bereich und es zeigt sich wieder die große Rolle der Massenbelegung als Einflussfaktor für die erste Biegeigenfrequenz. Insgesamt zeigen die Kurven durch einen steilen Anstieg, dass die Ergebnisse sehr stark von der Wahl der Schotterwichte abhängen.

Tab. 62 Gnasbachbrücke Ergebnisse der ersten Biegeeigenfrequenz im Vergleich

Modellierungsschritt	Schotterwichte			
	17 kN/m ³	16 kN/m ³	15 kN/m ³	14 kN/m ³
Euler-Bernoulli-Balken	9,42 [Hz]	9,56 [Hz]	9,69 [Hz]	9,84 [Hz]
Grundmodell	7,91 [Hz]	8,05 [Hz]	8,18 [Hz]	8,32 [Hz]
Feder-Dämpfer-horizontal	7,98 [Hz]	8,12 [Hz]	8,26 [Hz]	8,40 [Hz]
Feder-Dämpfer-vertikal	7,78 [Hz]	7,91 [Hz]	8,05 [Hz]	8,18 [Hz]
Auflager	7,96 [Hz]	8,10 [Hz]	8,24 [Hz]	8,38 [Hz]
Vorland	7,95 [Hz]	8,09 [Hz]	8,23 [Hz]	8,37 [Hz]

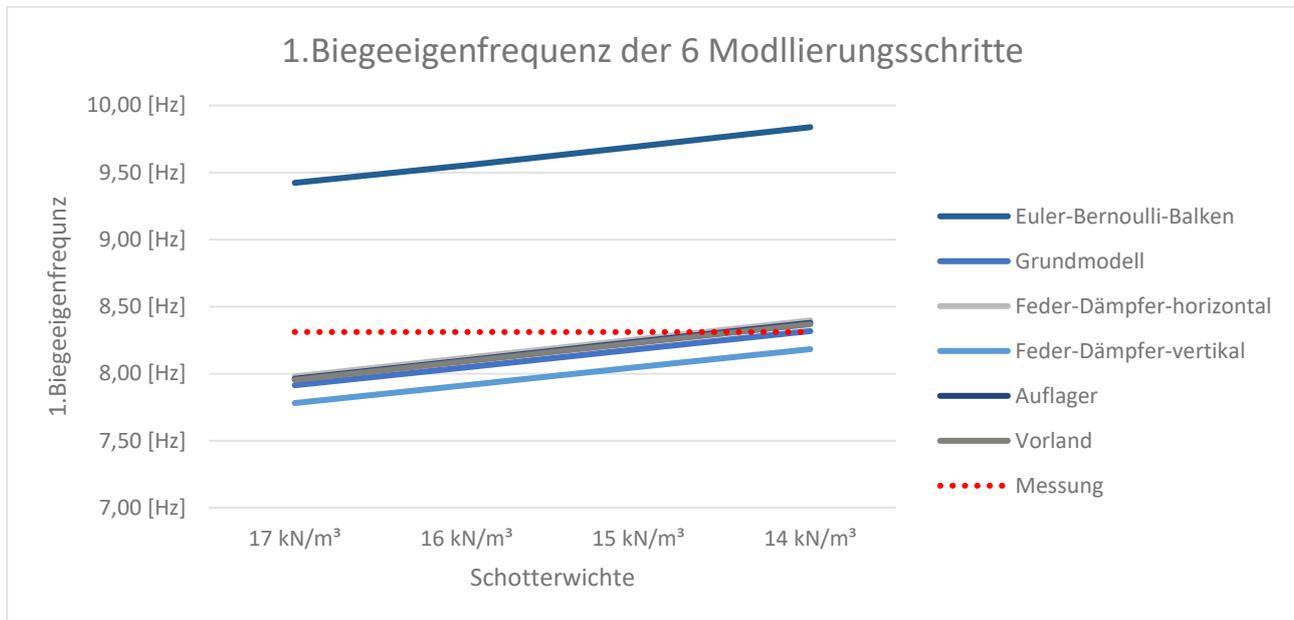


Abb. 63 1. Biegeeigenfrequenz der sechs Modelle im Vergleich

1. Torsionseigenfrequenz

Beim 1. Torsionsmode können hier erstmal Veränderungen in den ersten beiden Sofistik Modellen festgestellt werden. Eine Modellierung von Feder-Dämpfer System verändert die Eigenfrequenz hier doch deutlich. Wie die Abbildung 58 und 59 der Eigenfrequenzen zeigt, liegt das am Anteil der Schienen an der Verformung. Das System bleibt aber weiterhin sehr unabhängig von einer Variation der Kopplung in horizontaler oder vertikaler Richtung. Eine große grundlegende Veränderung bringt die Modellierung der Auflagerexzentrizität, dadurch wird die Torsionseigenfrequenz deutlich niedriger im Gegensatz zu den Modellen der Mödlingbachbrücken, wo sie deutlich erhöht wird. Dies ist wieder auf das veränderte Verformungsverhalten zurückzuführen. Die Modellierung des Vorlandes bringt wiederum einen Steifigkeitsgewinn, der sich in einer Erhöhung der Eigenfrequenz

zeigt. Die Modelle zeigen trotzdem alle Abweichung zur Messung, nur das Modell der Auflagerexzentrizität kommt der Messung am nächsten. Hierfür ist wahrscheinlich die ungenaue Kenntnis des Randträgergewichts verantwortlich. Im Gegensatz zur Biegeeigenfrequenz sind die Kurven jeweils deutlich flacher und zeigen somit einen weniger starken Zusammenhang mit der Schotterwichte.

Tab. 63 Gnasbachbrücke Ergebnisse der ersten Torsionseigenfrequenz im Vergleich

Modellierungsschritt	Schotterwichte			
	17 kN/m ³	16 kN/m ³	15 kN/m ³	14 kN/m ³
Grundmodell	15,78 [Hz]	16,07 [Hz]	16,36 [Hz]	16,64 [Hz]
Feder-Dämpfer-horizontal	14,38 [Hz]	14,58 [Hz]	14,78 [Hz]	14,99 [Hz]
Feder-Dämpfer-vertikal	14,91 [Hz]	15,08 [Hz]	15,25 [Hz]	15,43 [Hz]
Auflager	13,63 [Hz]	13,85 [Hz]	14,07 [Hz]	14,29 [Hz]
Vorland	13,90 [Hz]	14,09 [Hz]	14,28 [Hz]	14,47 [Hz]

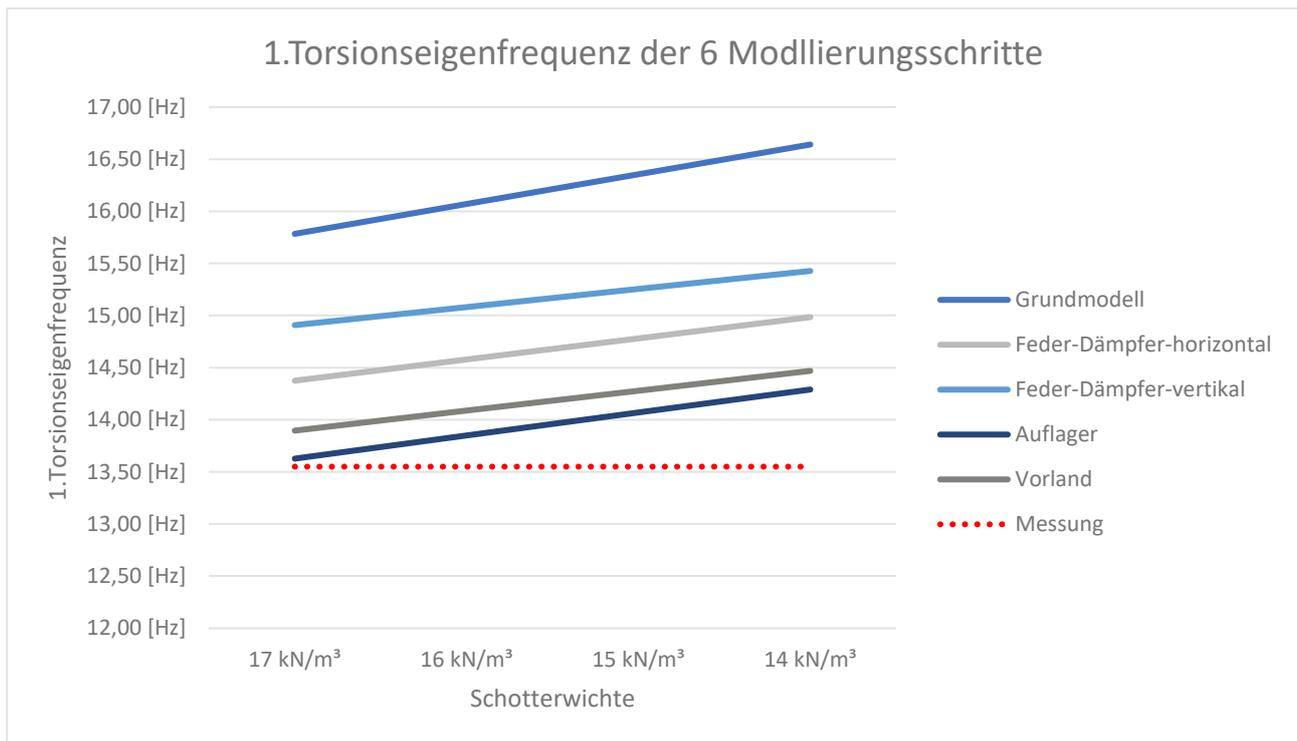


Abb. 64 1. Torsionseigenfrequenz der sechs Modelle im Vergleich

Beschleunigung

Auch der Vergleich der Beschleunigungsberechnungen der unterschiedlichen Modelle bringt wieder sehr konsistente Ergebnisse. Hier wird deutlich, dass das Lehr'sche Dämpfungsmaß der

entscheidende Faktor für eine exakte Beschleunigungsberechnung ist und die Modellierung eine untergeordnete Rolle spielt. Das Grundmodell kommt wieder ohne Dämpferelemente aus, die anderen vier Modelle werden ebenfalls wieder mit Dämpfung des Schotteroberbaus berechnet, wodurch sich ein Abfall der Beschleunigung der anderen Modelle zum Grundmodell erklären lässt.

Die Modellierung eines Feder-Dämpfer-Modells in horizontaler Richtung bringt zum Grundmodell eine Verringerung der Beschleunigung, was auf die zunehmende Steifigkeit zurückgeführt werden kann. Die Modellierung der Kopplungen in vertikaler Richtung bringt ähnlich zur Biegeeigenfrequenz auch eine Verringerung der Steifigkeit vertikal und somit eine Erhöhung der Beschleunigung. Durch die Modellierung der Auflagerexzentrizität wird aufgrund einer Änderung des Verformungsverhaltens die Beschleunigung wieder höher. Aufgrund zusätzlicher Steifigkeit wird auch durch eine Modellierung des Vorlands die Beschleunigung wieder leicht gesenkt.

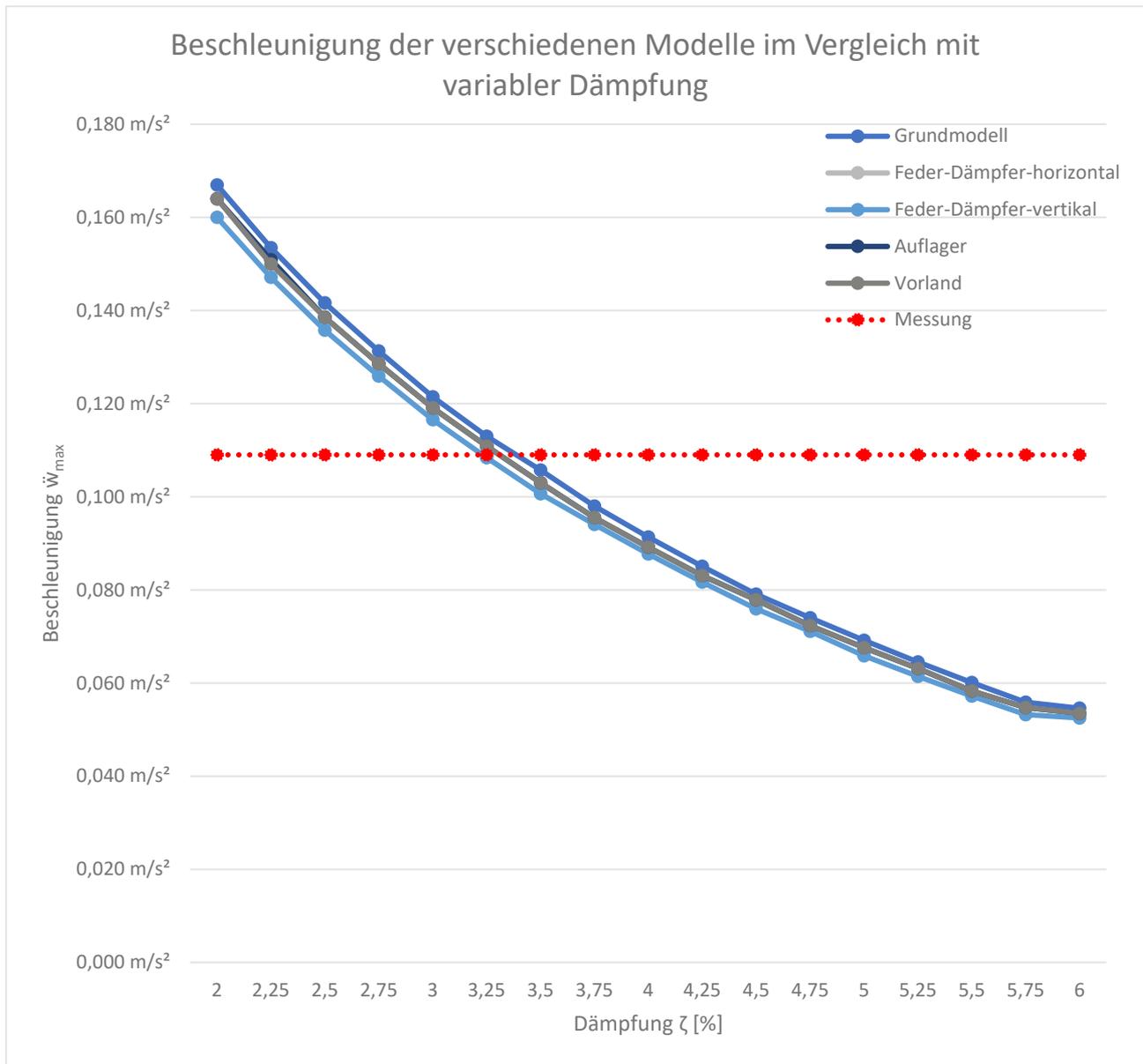


Abb. 65 Beschleunigung der verschiedenen Modelle im Vergleich mit variabler Dämpfung (Schotterwichte 14 kN/m³)

6.4 Eisenbahnbrücke Rosenau

Das Modell unterscheidet sich zu den ersten drei Modellen stärker, da es sich um eine Grobblechbrücke handelt. Die Hauptträger verfügen somit nur über einen Obergurt mit Lamelle und einem Steg. Den Teil des Untergurts übernimmt das Grobblech. An beiden Enden des Brückentragwerks wird außerdem noch der Endquerträger modelliert, ansonsten gibt es bei dieser Brücke keine Querträger im Feldbereich. Veränderungen zu den vorherigen beiden Brücken liegen hinsichtlich der Berechnung in der veränderten Größe und Anzahl der Zeitschritte der

Zeitschrittintegration. Die Zeitschritte werden mit einer Größe von 0,001 Sekunden gewählt und es werden 30.000 Zeitschritte berechnet. Der erwartete Schwankungsbereich der Beschleunigung wird aufgrund des technischen Messberichts und einer zu erwartenden Dämpfung ähnlich zu den anderen Modellen eingestellt, wobei die untere Schranke eine Dämpfung von $\zeta=0,25\%$ und die obere Schranke eine Dämpfung von $\zeta=2,50\%$ aufweist. Die Schranken der Schotterwichten werden bei 14 bis 17 kN/m³ belassen. Nachfolgend sind die Messergebnisse in Tabelle 64 dargestellt.

Tab. 64 Messergebnisse der Eisenbahnbrücke Rosenau

	Biegeeigenform			Torsionseigenform	
	1. Biegeeigenfrequenz	Dämpfungsmaß	Beschleunigung	1. Torsionseigenfrequenz	Dämpfungsmaß
Brücke	f_1 [Hz]	ζ [%]	\ddot{w}_{\max} [m/s ²]	$f_{T,1}$ [Hz]	ζ [%]
Eisenbahnbrücke Rosenau	8,68	1,58	0,11	14,29	2,81

Das Grundmodell in Abbildung zeigt die Grobblechbrücke. Charakteristisch sind auch die fehlenden Querträger im Feldbereich, welche sich nur jeweils einmal am Tragwerksende befinden.

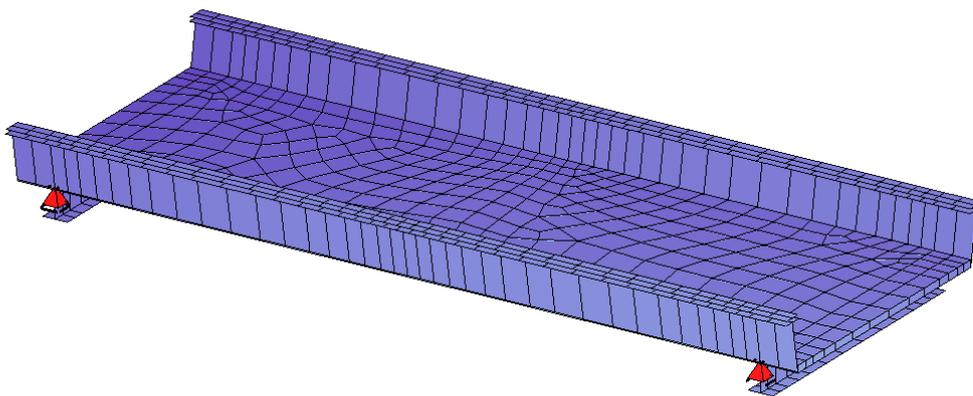


Abb. 66 Grundmodell Rosenaubrücke

6.4.1 Belastungsannahmen

Das Schotterbett wird erstmals durch die Überhöhung des Gleises nicht als konstante Last aufgebracht. Aufgrund der Darstellung in den Plänen wird die Schotterhöhe rechts der Bahn mit 80 cm und links der Bahn mit 48 cm gewählt. Laut Messbericht wird der Shaker mit 245 N pro Seite als dynamische Last auf die beiden Hauptträger aufgebracht. Der Kabeltrog liegt bei dieser Brücke außerhalb des Tragwerks.

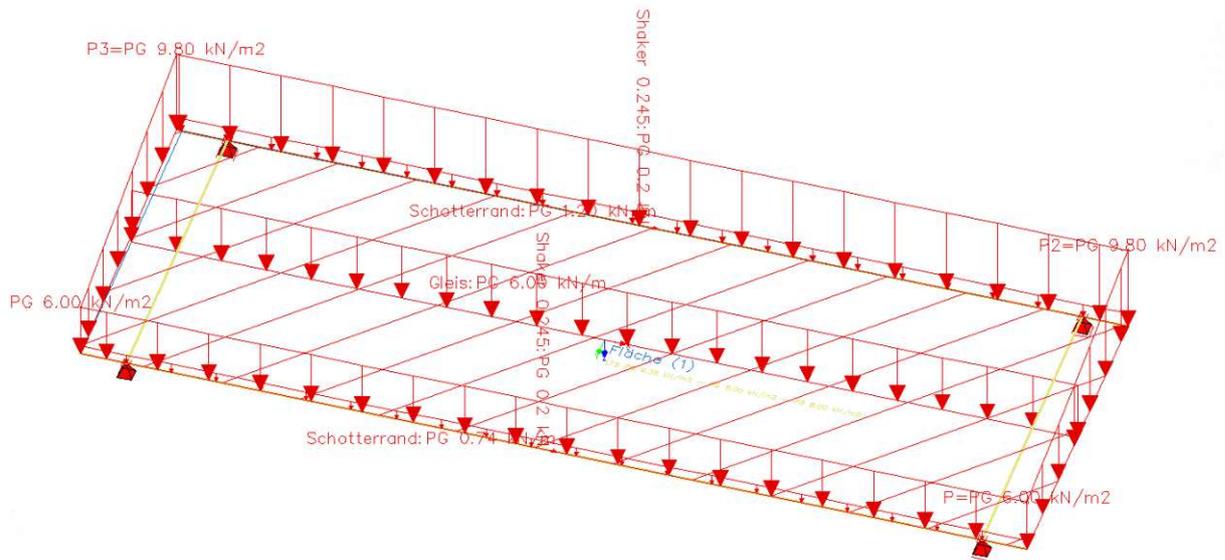


Abb. 67 Belastungsannahmen Rosenaubrücke

6.4.2 Ergebnisse Euler-Bernoulli-Balkenmodell

Unter Berücksichtigung einer Stützweite von 11,75 m, einer Biegesteifigkeit von 11,537 MNm² und einer Masse pro Laufmeter von 10024 kg bzw. 11097 kg für die geringere Schotterwichte errechnet sich die Eigenfrequenzen bei einer Wichte des Schotters von 17 kN/m³ bzw. 14 kN/m³ mit der Formel der Eigenfrequenz eines Euler-Bernoulli-Balkens laut Tab. 1 zu:

$$f_{0,\gamma=17} = \frac{\pi}{2L^2} * \sqrt{\frac{EI}{m' * L^4}} = \frac{\pi}{2 * 11,75^2} \sqrt{\frac{11,54 * 10^9}{10204 * 11,75^4}} = 12,10 \text{ Hz} \quad (70)$$

$$f_{0,\gamma=14} = \frac{\pi}{2L^2} * \sqrt{\frac{EI}{m' * L^4}} = \frac{\pi}{2 * 11,75^2} \sqrt{\frac{11,54 * 10^9}{11097 * 11,75^4}} = 11,60 \text{ Hz} \quad (71)$$

6.4.3 Ergebnisse Grundmodell Sofistik

Tab. 65 Vergleich der Eigenfrequenzen Rosenaubücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Rosenaubücke					
Grundmodell	Euler-Bernoulli $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Euler-Bernoulli $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Sofistik Berechnung $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik Berechnung $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Biegemode 1	12,10 Hz	11,60 Hz	8,82 Hz	8,44 Hz	8,61 Hz
Torsionsmode 1	-	-	16,50 Hz	15,78 Hz	16,49 Hz

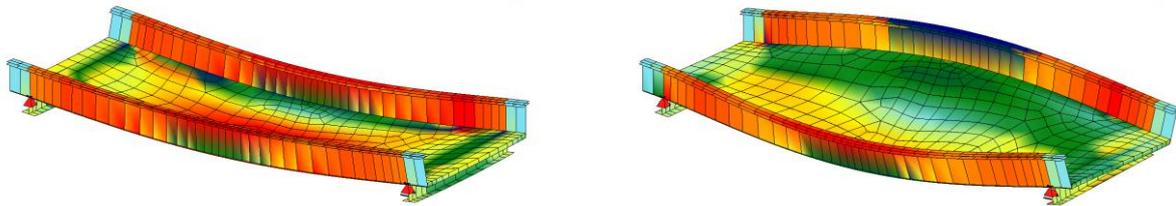


Abb. 68 Erste Biegeeigenfrequenz 8,82 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 16,50 Hz

Die Berechnung als Euler-Bernoulli-Balken weicht hier erstmal stärker von den Messergebnissen ab und stellt hier keinen einen zuverlässigen Richtwert mehr dar. Möglicherweise ist hierfür der Grund das Grobblech und die damit verbundene Modellbildung. Beim Sofistik Grundmodell befinden sich die Biegemodi innerhalb der erwarteten Variabilität, die durch die Schotterdichte vorgegeben wird, während der gemessene Torsionsmode erstmals innerhalb der erwarteten Toleranz ist. Dies lässt darauf schließen, dass die ungenaue Kenntnis der Kabelgewichte eine wichtige Rolle spielen könnte oder der Anschluss eines Grobblechs sich deutlich steifer verhält als die normalen Trogbauwerke.

Tab. 66 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Rosenaubücke, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung Rosenaubücke			
Grundmodell	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,445 m/s^2	0,407 m/s^2	0,112 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,089 m/s^2	0,082 m/s^2	0,112 m/s^2

Die Anregungskraft ist mit 245 N pro Seite erheblich geringer als bei den Mödlingbachbrücken, was eine direkte Vergleichbarkeit der berechneten Werte mit jenen der früheren Brückenuntersuchungen einschränkt, jedoch zur Gnasbachbrücke ähnlich ist. Auch hier liegt die Messung innerhalb der zu erwartenden Schwankungsbreite der Dämpfung.

6.4.4 Ergebnisse Modell Feder-Dämpfer horizontal

Bei der Untersuchung eines Feder-Dämpfer-Systems in horizontaler Richtung werden geringfügige Abweichungen in den Eigenfrequenzen festgestellt. Insbesondere wird eine Reduktion der Biegeeigenfrequenz beobachtet, was im Gegensatz zu den Ergebnissen der anderen drei Modelle steht. Bei diesen Modellen führt eine Zunahme der Steifigkeit zu einer Erhöhung der Eigenfrequenzen. Eine mögliche Erklärung für dieses abweichende Verhalten könnte die variierende Belastung quer zur Tragrichtung und die Höhe der Gleislage sein. Durch diese Verringerung der Frequenz auch im Torsionsmode liegt dieser auch wieder außerhalb der zu erwarteten Schwankungsbreite. Des Weiteren wird eine Verringerung der Beschleunigung im Vergleich zum Grundmodell festgestellt, die vor allem auf die gesteigerte Steifigkeit und die hinzugefügte Dämpfung durch den Schotter zurückzuführen ist. Ähnlich wie bei den vorherigen drei Modellen zeigt sich auch hier der Einfluss der Schotterwichte. Somit spielt auch hier wieder die Dämpfung des Gesamtsystems die größte Rolle, allerdings zeigen sich auch relevante Veränderungen der Dämpfung durch das Feder-Dämpfer-Modell des Schotters und aufgrund der Wichte des Schotters.

Tab. 67 Vergleich der Eigenfrequenzen Rosenaubücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Rosenaubücke			
Feder-Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	8,74 Hz	8,35 Hz	8,61 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	15,88 Hz	15,22 Hz	16,49 Hz

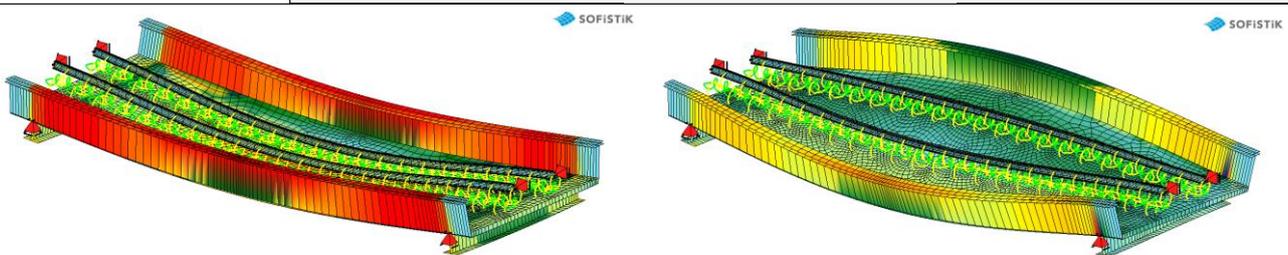


Abb. 69 Erste Biegeeigenfrequenz 8,74 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 15,88 Hz

Die Berechnungen in Tabelle 68 zeigen wieder ähnliche Ergebnisse zu den Modellen und Brücken zuvor. Die Beschleunigung liegt innerhalb der erwarteten Schwankungsbreite und die Schotterwichte hat zum Dämpfungsmaß einen untergeordneten Einfluss.

Tab. 68 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Rosenaubücke, Sofistik und Messungen

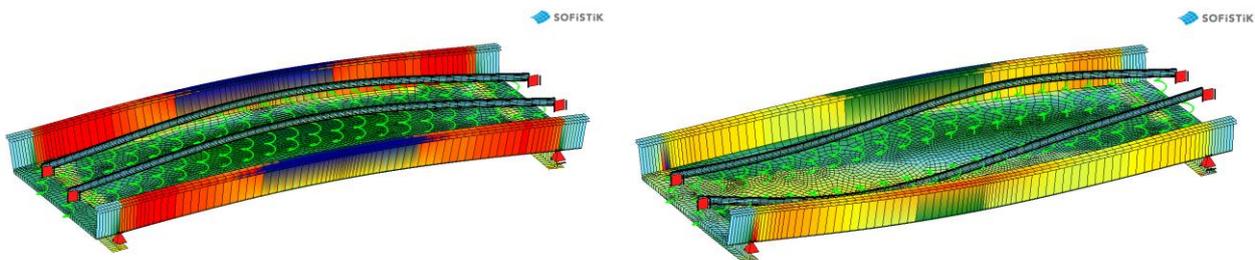
Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Rosenaubücke			
Feder-Dämpfer hor.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,328 m/s^2	0,301 m/s^2	0,112 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,5$ [%]	0,078 m/s^2	0,072 m/s^2	0,112 m/s^2

6.4.5 Ergebnisse Modell Feder-Dämpfer vertikal

Die Einführung eines vertikalen Feder-Dämpfer-Systems führt im Gegensatz zum horizontalen System zu einer deutlichen Verringerung der Eigenfrequenzen und erstmals lagen beide Modi außerhalb des erwarteten Schwankungsbereichs. Hierbei wird deutlich, dass die Richtung der Dämpfungselemente erstmals einen größeren Einfluss auf die dynamischen Eigenschaften der Brücke hat, wobei die Biegeeigenfrequenz in ähnlicher Weise beeinflusst wird. Eine weniger steife Modellbildung im Vergleich zum Grundmodell führt zu einer Verringerung der Eigenfrequenzen und einer Erhöhung der berechneten Beschleunigungswerte. Die Grobblechbrücke mit Überhöhung scheint aufgrund der Steifigkeitsmatrix und der veränderten Gleislage und Schotterhöhe insgesamt sensibler auf Veränderungen zu reagieren.

Tab. 69 Vergleich der Eigenfrequenzen Rosenaubücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Rosenaubücke			
Feder-Dämpfer vert.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Biegemode 1	8,51 Hz	8,13 Hz	8,61 Hz
Torsionsmode 1	15,17 Hz	14,54 Hz	16,49 Hz

**Abb. 70** Erste Biegeeigenfrequenz 8,51 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 15,17 Hz

Tab. 70 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Rosenaubücke Sofistik und Messungen

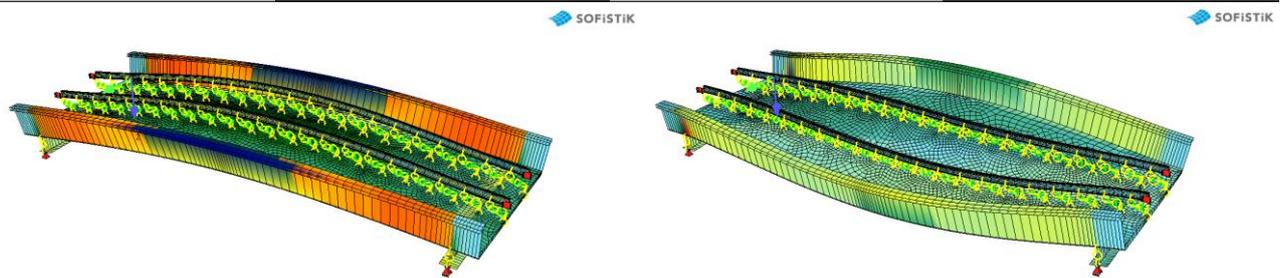
Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Rosenaubücke			
Feder-Dämpfer vert.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,417 m/s^2	0,381 m/s^2	0,112 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,085 m/s^2	0,077 m/s^2	0,112 m/s^2

6.4.6 Ergebnisse Modell Auflagerexzentrizität

Die Modellierung der Auflagerexzentrizität zeigt wie bei den drei Brücken davor einen deutlichen Einfluss auf den Torsionsmode und zeigt eine deutliche Verringerung der Frequenz. Der Biegemode verhält sich zu den vorherigen Modellen wie zu erwarten und lässt die Eigenfrequenz, aufgrund der Auflagerexzentrizität, durch das geänderte Verformungsverhalten leicht sinken.

Tab. 71 Vergleich der Eigenfrequenzen Rosenaubücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Rosenaubücke			
FD-hor+Auflagerexz.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Biegemode 1	8,69 Hz	8,31 Hz	8,61 Hz
Torsionsmode 1	14,47 Hz	13,90 Hz	16,49 Hz

**Abb. 71** Erste Biegeeigenfrequenz 8,69 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 14,47 Hz

Die Beschleunigungswerte sinken hingegen auch leicht durch die Modellierung der Auflagerexzentrizität, wodurch sich dieses Modell auch in diesem Punkt unterscheidet zu den Brücken davor. Wiederum zeigt sich eine sehr hohe Sensitivität durch Veränderung der Gleislage, Massenbelegung und auch durch das Grobblech.

Tab. 72 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Rosenaubücke, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Rosenaubücke			
FD-hor+Auflagerexz.	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]	0,319 m/s^2	0,293 m/s^2	0,112 m/s^2
Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]	0,077 m/s^2	0,070 m/s^2	0,112 m/s^2

6.4.7 Ergebnisse Modell Vorland

Bei der Integration des Vorlandes in die Modellierung wird eine geringfügige Zunahme des Biegemodes in Abbildung 73 beobachtet, wohingegen der Torsionsmode einer starken Steigerung unterliegt. Dies deutet auf eine erhöhte Steifigkeit des Gesamtsystems im Vergleich zu einem Modell ohne Vorlandmodellierung hin. Parallel dazu zeigt sich eine leichte Reduktion der Beschleunigungswerte, die ebenfalls auf die gestiegene Steifigkeit zurückzuführen ist. Wiederum zeigt sich somit, dass eine Modellierung des Vorlands bei allen Rechenergebnissen nur geringe Veränderungen erzeugt, aber immer die Eigenfrequenz erhöht und die Beschleunigung senkt.

Tab. 73 Vergleich der Eigenfrequenzen Rosenaubrücke Sofistik und Messung mit Variation der Parameter

Berechnete Eigenfrequenzen im Vergleich zu Messung Rosenaubrücke			
FD-hor+Vorland	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Biegemode 1</i>	8,76 Hz	8,37 Hz	8,61 Hz
<i>Torsionsmode 1</i>	17,42 Hz	16,69 Hz	16,49 Hz

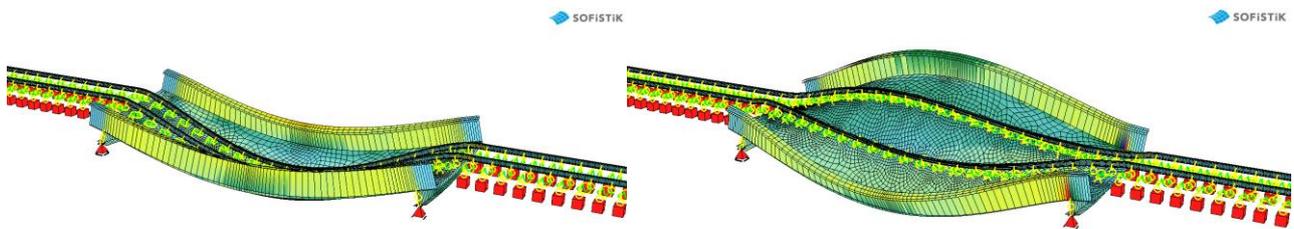


Abb. 72 Erste Biegeeigenfrequenz 8,76 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 17,42 Hz

Tab. 74 Vergleich der Vertikalbeschleunigung Rosenaubrücke, Sofistik und Messungen

Maximale Vertikalbeschleunigung mit Schotterdämpfung Rosenaubrücke			
FD-hor+Vorland	Sofistik $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$	Sofistik $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$	Messung
<i>Dämpfung $\zeta=0,25$ [%]</i>	0,299 m/s^2	0,275 m/s^2	0,112 m/s^2
<i>Dämpfung $\zeta=2,50$ [%]</i>	0,075 m/s^2	0,069 m/s^2	0,112 m/s^2

6.4.8 Höhere Eigenformen

Des Weiteren zeigt der Messbericht eine zweite Biegeeigenform in Feldmitte bei 19,31 Hz. Diese konnte am Sofistik-Grundmodell nicht gefunden werden. Allerdings zeigte sich in Abbildung 73 bei 28,44 Hz ebenfalls eine Biegeeigenform in Feldmitte. Diese Ergebnisse unterstreichen die veränderten Charakteristiken bei Grobblechbrücken.

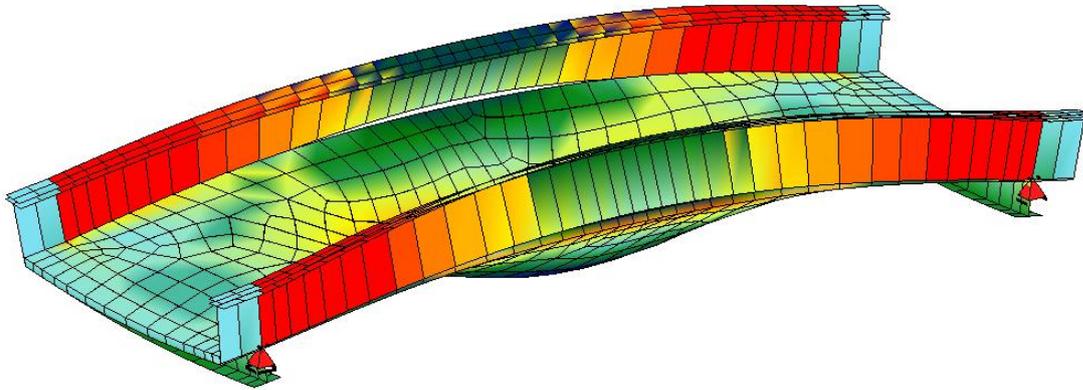


Abb. 73 Erste Biegeeigenfrequenz 8,76 Hz und erste Torsionseigenfrequenz 17,42 Hz

6.4.9 Kalibrierung

In diesem Kalibrierungsprozess werden spezifische Anpassungen vorgenommen, insbesondere die Dichte des Schotters. Von besonderer Bedeutung ist die präzise Justierung des Dämpfungsparameters ζ , welcher einen signifikanten Einfluss auf die Übereinstimmung der simulierten Beschleunigungswerte mit den gemessenen Daten ausübt. Es resultiert eine spezifische Wichte von 15,00 kN/m³ für die korrekte Berechnung der Biegeeigenfrequenz, die eine hohe Ähnlichkeit mit den Werten der vorherigen beiden Modelle aufweist. Aufgrund des fehlenden Randträgers ist eine Justierung des Torsionsmodes nicht möglich, jedoch könnte sie am Grundmodell vorgenommen werden, hier wird eine Wichte von 14,13 kN/m³ kalibriert. Für die Beschleunigungswerte wird der Dämpfungsparameter auf $\zeta = 1,53 \%$ kalibriert. Nachstehend in Tabelle 75 noch die Ergebnisse der Kalibrierung.

Tab. 75 Ergebnisse Eigenfrequenz Modell kalibriert

Ergebnisse Eigenfrequenz Kalibrierung Rosenaubücke		
Eigenfrequenz	Eigenfrequenz $\gamma=15,00$ bzw. 14,13 kN/m ³	Eigenfrequenz Messung
Biegemode 1	8,61 Hz	8,61 Hz
Torsionsmode 1	16,49 Hz	16,49 Hz

6.4.10 Amplitudenfrequenzgang

Zuletzt wird noch ein Amplitudenfrequenzgang, siehe Abbildung 74, des Modells Feder-Dämpfer horizontal mit Schotterdämpfung erstellt. Die Wichte des Schotters wird mit $15,00 \text{ kN/m}^3$ angenommen. Die Belastung der Hauptträger wird, ähnlich wie bei der Beschleunigungsmessung mit den Longstrokeshakern an der Brücke die Frequenz im Intervall $6,00$ bis $11,00 \text{ Hz}$ gesteigert. Die Größe der Frequenzintervalle wird im Randbereich mit $0,33 \text{ Hz}$ gewählt und dann im Bereich der ersten Biegeeigenfrequenz auf bis zu $0,01 \text{ Hz}$ verringert.

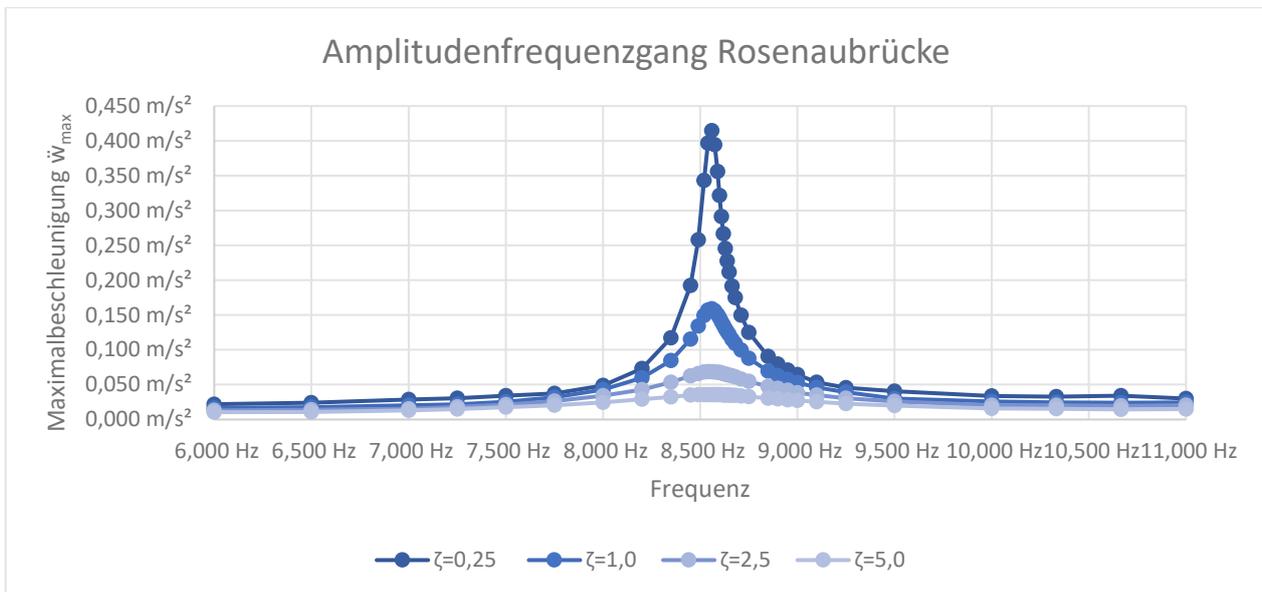


Abb. 74 Amplitudenfrequenzgang Modell Feder-Dämpfer horizontal bei einer Schotterwichte von $15,00 \text{ kN/m}^3$

In Abbildung 74 sieht man eine deutlich höhere Beschleunigung bei einer Dämpfung von $0,25 \%$ mit $0,415 \text{ m/s}^2$ im Vergleich zu den Berechnungen mit den gemessenen Eigenfrequenzen mit $0,328 \text{ m/s}^2$ und unterstreicht damit die Wichtigkeit einer Beschleunigungsmessung bei der Eigenfrequenz des Zeitschrittverfahrens. Die Maximalbeschleunigung tritt bei einer Eigenfrequenz von $8,56 \text{ Hz}$ auf. Hingegen tritt sie bei der Eigenfrequenzberechnung mit dem Lanczosverfahren bei $8,61 \text{ Hz}$ auf. Diese Diskrepanz liegt am Berechnungsverfahren, aber deutet auch darauf hin, dass die Beschleunigungswerte in der vorherigen Berechnung eher unterschätzt werden, da sie nicht bei der richtigen Eigenfrequenz gemessen werden.

Tab. 76 Ergebnisse Beschleunigung Rosenaubrücke Modell kalibriert

Ergebnisse Beschleunigung Kalibrierung Rosenaubrücke		
	Beschleunigung Wichte 15,95 kN/m ³	Beschleunigung Messung
Dämpfung $\zeta=1,53$ [%]	0,112 m/s ²	0,112 m/s ²

6.4.11 Vergleich aller Modellierungsschritte

1. Biegeeigenfrequenz

Tabelle 77 und Abbildung 75 zeigen, dass Berechnung der Eigenfrequenz als Euler-Bernoulli Balken stellt bei der ersten Biegeeigenfrequenz wieder einen ersten Richtwert dar, allerdings sind die Abweichungen doch sehr hoch bei der Grobblechbrücke und nicht zu vernachlässigen zu den viel aufwändigeren Sofistikmodellen, bei den Euler-Bernoulli Balkenmodellen wird die Eigenfrequenz deutlich überschätzt. Beim Grundmodell werden schon sehr gute Ergebnisse erzielt. Im dritten Schritt, bei Feder-Dämpfer-Modell in horizontale Richtung, wird die Eigenfrequenz etwas höher, wobei die Steifigkeit durch die Modellierung des Schotteroberbaus mit Feder-Dämpfer-Modells und der Schienen als Balken größer wird, oder die Unterschiede lassen sich durch eine veränderte und exzentrische Massenverteilung erklären, da der Schotter zum Teil auf die Schienen angesetzt wird. Die Veränderung der ersten Biegeeigenfrequenz vom horizontalen Feder-Dämpfer Modell zum System der vertikalen Dämpfer sind ebenfalls sehr gering, da die Biegesteifigkeit durch die Feder in vertikaler Richtung abnimmt, sinkt auch die Eigenfrequenz leicht. Die Modellierung der Auflagerexzentrizität bringt hingegen kaum Veränderung, da die Eigenfrequenz zum Modell Feder-Dämpfer-horizontal gleichbleibt. Eine zusätzliche Modellierung eines Vorlandes bringt wiederum leichten Steifigkeitsgewinn, der sich in einer leichten Erhöhung der Eigenfrequenz widerspiegelt. Insgesamt lagen, wie man in der Abbildung 75 erkennen kann, alle Sofistikmodelle in einem ähnlichen Bereich und es zeigt sich wieder die große Rolle der Massenbelegung als Einflussfaktor für die erste Biegeeigenfrequenz.

Tab. 77 Rosenaubrücke Ergebnisse der ersten Biegeeigenfrequenz im Vergleich

Modellierungsschritt	Schotterwichte			
	17 kN/m ³	16 kN/m ³	15 kN/m ³	14 kN/m ³
Euler-Bernoulli-Balken	11,60 [Hz]	11,76 [Hz]	11,93 [Hz]	12,10 [Hz]
Grundmodell	8,44 [Hz]	8,57 [Hz]	8,70 [Hz]	8,82 [Hz]
Feder-Dämpfer-horizontal	8,35 [Hz]	8,48 [Hz]	8,61 [Hz]	8,74 [Hz]
Feder-Dämpfer-vertikal	8,13 [Hz]	8,26 [Hz]	8,38 [Hz]	8,51 [Hz]
Auflager	8,31 [Hz]	8,44 [Hz]	8,56 [Hz]	8,69 [Hz]
Vorland	8,37 [Hz]	8,50 [Hz]	8,63 [Hz]	8,76 [Hz]

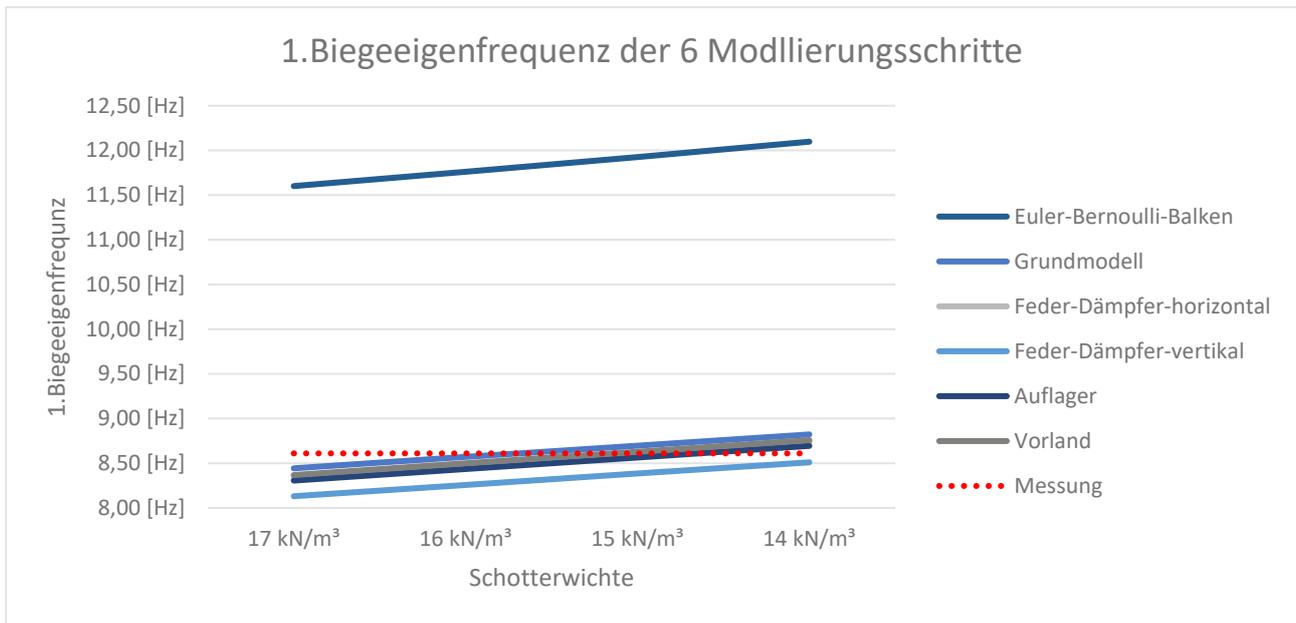


Abb. 75 1. Biegeeigenfrequenz der sechs Modelle im Vergleich

1. Torsionseigenfrequenz

Tabelle 78 und Abbildung 76 zeigen, dass beim 1. Torsionsmode erstmal deutliche Veränderungen in den ersten beiden Sofistik Modellen festgestellt werden können. Eine Modellierung mit Feder-Dämpfer System verändert die Eigenfrequenz hier stark nach unten. Außerdem ist das System auch sehr abhängig von einer Variation der Kopplung in horizontaler oder vertikaler Richtung. Eine große grundlegende Veränderung bringt wiederum die Modellierung der Auflagerexzentrizität, dadurch wird die Torsionseigenfrequenz deutlich erhöht. Dies ist auf das veränderte Verformungsverhalten zurückzuführen. Die Modellierung des Vorlandes bringt wiederum einen Steifigkeitsgewinn, der sich in einer Erhöhung der Eigenfrequenz zeigte. Die Modelle zeigten trotzdem alle bis auf das Grundmodell deutliche die starke Abweichung zur Messung. Der Einfluss der Schienen als Balken ist in Abbildung 76 deutlich zu sehen bei den Eigenfrequenzen. Im Gegensatz zu den anderen drei Brücken sind die Kurven jeweils deutlich steiler und zeigen somit einen stärkeren Zusammenhang mit der Schotterwichte.

Tab. 78 Rosenaubücke Ergebnisse der ersten Torsionseigenfrequenz im Vergleich

Modellierungsschritt	Schotterwichte			
	17 kN/m ³	16 kN/m ³	15 kN/m ³	14 kN/m ³
Grundmodell	11,60 [Hz]	11,76 [Hz]	11,93 [Hz]	12,10 [Hz]
Feder-Dämpfer-horizontal	8,44 [Hz]	8,57 [Hz]	8,70 [Hz]	8,82 [Hz]
Feder-Dämpfer-vertikal	8,35 [Hz]	8,48 [Hz]	8,61 [Hz]	8,74 [Hz]
Auflager	8,13 [Hz]	8,26 [Hz]	8,38 [Hz]	8,51 [Hz]
Vorland	8,31 [Hz]	8,44 [Hz]	8,56 [Hz]	8,69 [Hz]

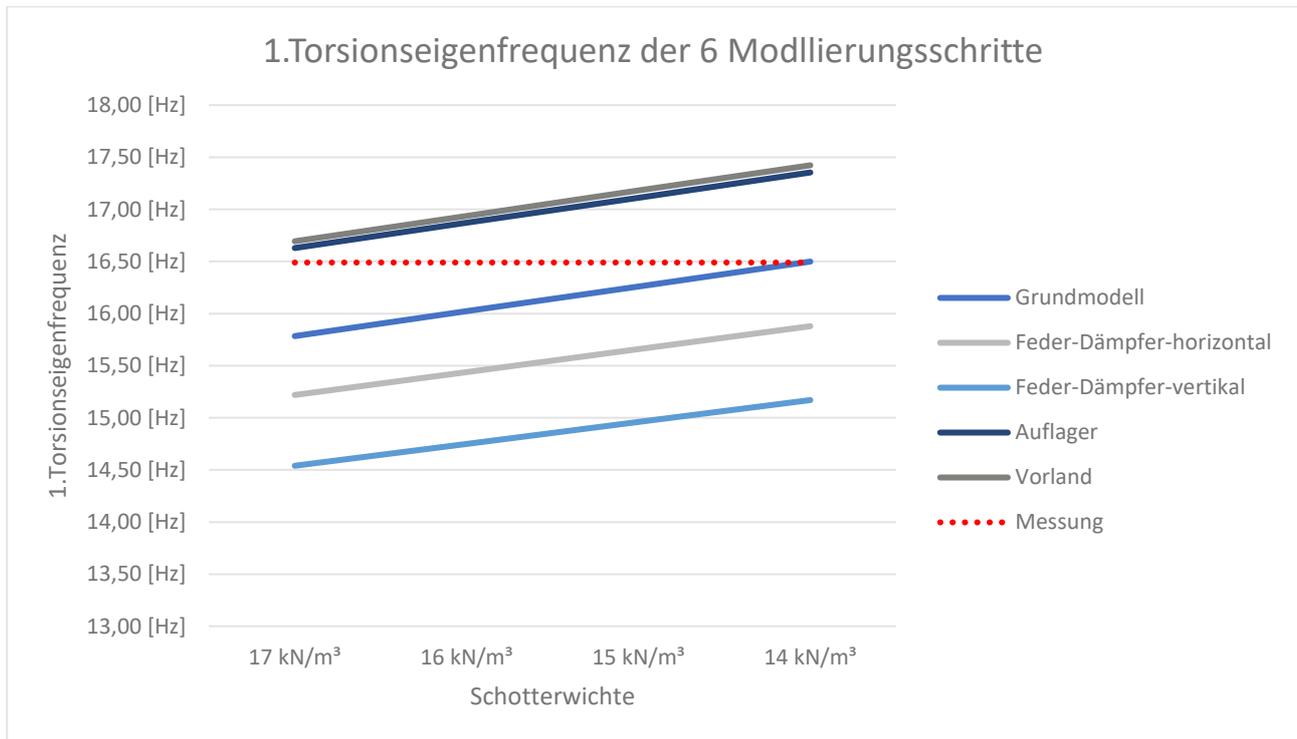


Abb. 76 1. Torsionseigenfrequenz der sechs Modelle im Vergleich

Beschleunigung

Auch der Vergleich in Abbildung 77 der Beschleunigungsberechnungen der unterschiedlichen Modelle bringt wieder sehr konsistente Ergebnisse zu den drei modellierten Brücken zuvor. Hier wird deutlich, dass das Lehr'sche Dämpfungsmaß der entscheidende Faktor für eine exakte Beschleunigungsberechnung ist und die Modellierung eine untergeordnete Rolle spielt. Grundsätzlich wird hier das Grundmodell ohne Schotterdämpfung herangezogen. Die anderen Modelle besitzen alle zum Dämpfungsmaß noch eine zusätzliche Dämpfung des Schotters als Feder-Dämpfer-Modell.

Die Modellierung eines Feder-Dämpfer-Modells in horizontaler Richtung bringt zum Grundmodell eine Verringerung der Beschleunigung, was auf die zunehmende Steifigkeit zurückgeführt werden kann. Die Modellierung der Kopplungen in vertikaler Richtung bringt ähnlich zur Biegeeigenfrequenz auch eine Verringerung der Steifigkeit vertikal und somit eine Erhöhung der Beschleunigung. Durch die Modellierung der Auflagerexzentrizität wird aufgrund einer Änderung des Verformungsverhaltens die Beschleunigung wieder höher. Aufgrund zusätzlicher Steifigkeit wird auch durch eine Modellierung des Vorlands die Beschleunigung wieder leicht gesenkt.

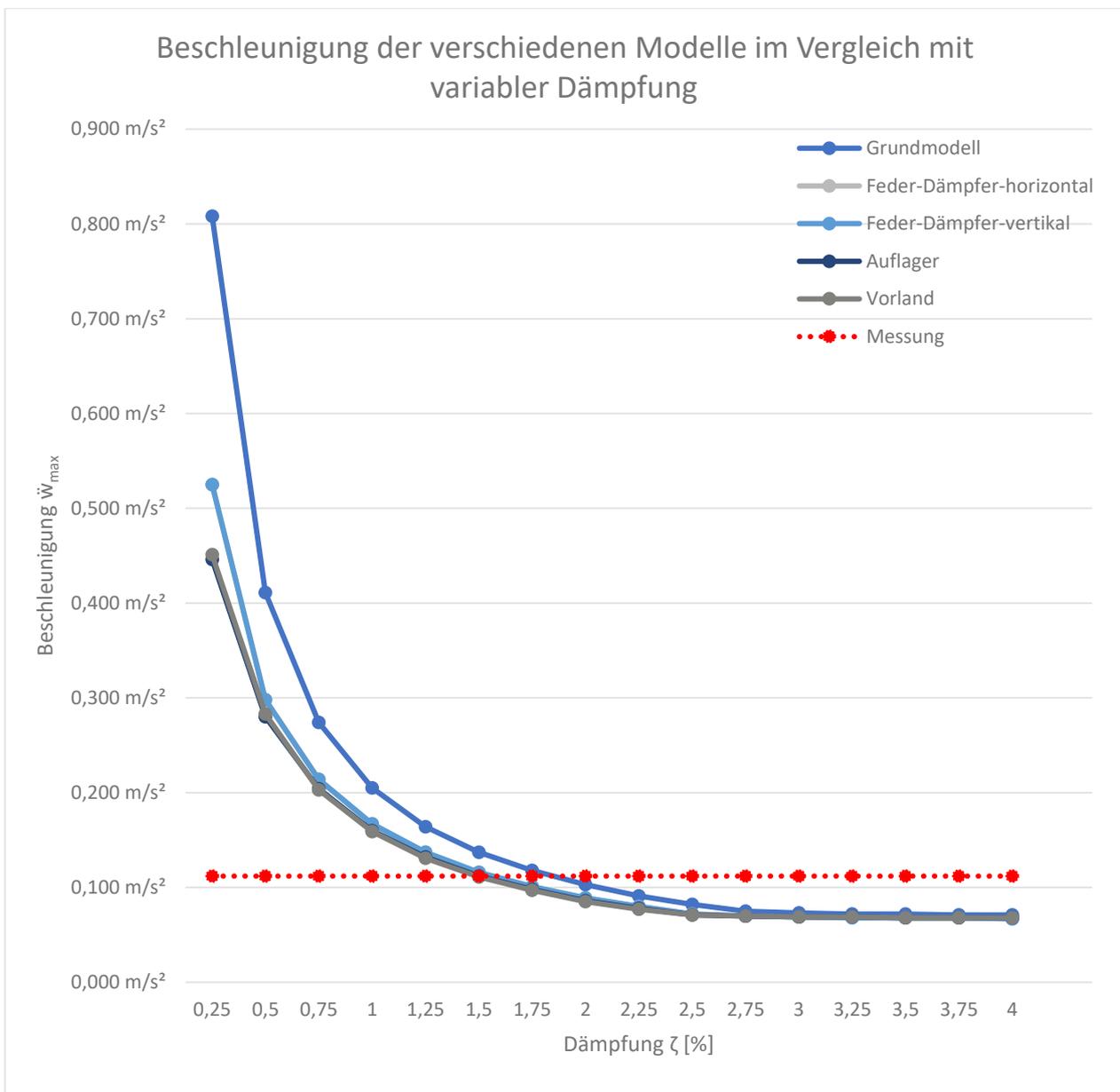


Abb. 77 Beschleunigung der verschiedenen Modelle im Vergleich mit variabler Dämpfung (Schotterwichte 14 kN/m³)

7 Erkenntnisse und Ausblick

7.1 Berechnung erste Biegeeigenfrequenz

In der vorliegenden Diplomarbeit wird der Einfluss verschiedener Faktoren auf die rechnerische erste Biegeeigenfrequenz von 3D-modellierten Brückenstrukturen analysiert, wobei das Eigengewicht der Stahlkonstruktion, die reale Abbildung der Biegesteifigkeit und die Lastannahmen als entscheidende Einflussfaktoren für die genaue Berechnung der Biegeeigenfrequenz identifiziert werden. Insbesondere das Gewicht des Schotters, mit einer erwarteten Schwankungsbreite der Dichte zwischen 14-17 kN/m³, erweist sich als valide Annahme zur Berechnung, da alle Modelle vier Brücken beim Grundmodell Eigenfrequenzen innerhalb dieser Schwankungsbreite liefern. Diese Annahme stützt sich an die Arbeit zum zyklisch viskoelastisch-viskoplastischen Stoffansatz nichtbindiger Böden und Schotter (siehe [28]). Der Eurocode EN 1991-2 [2] hingegen schreibt eine Modellierung des Schotters mit einer Wichte von 20 kN/m³ vor bei statischer und 17 kN/m³ bei dynamischer Berechnung von Brücken und stellt dadurch eine Diskrepanz zu den realen Bedingungen dar. [28] [29]

Die Präzision in der Abbildung der Steifigkeit der Haupttragstruktur, einschließlich der Berücksichtigung von Lamellen bei den Mödlingbachbrücken, sowie die angemessene Modellierung des Randträgers als Zusatzgewicht sind für die Genauigkeit der Ergebnisse von Bedeutung. Die Steifigkeit von Randträgern in Längsrichtung spielt jedoch eine untergeordnete Rolle. Alle Modelle werden so detailliert wie möglich, inklusive Steifen, Lamellen konstruiert und liefern unter anderem dadurch zufriedenstellende Ergebnisse innerhalb der erwarteten Schwankungsbreite der Schotterwichte.

Die Anwendung eines Feder-Dämpfer-Modells für den Schotteroberbau führt nur zu leichten Veränderungen der Eigenfrequenz, da der Dämpfer keinen Einfluss auf die Grundfrequenzen hat und nur die Federsteifigkeit zu Veränderungen führt. Dies steht im Einklang mit der Annahme, dass Massen- und Steifigkeitsverteilung die wichtigsten Einflussfaktoren sind. Die Auflagerexzentrizität senkt die Eigenfrequenz durch Veränderung des Verschiebungsverhaltens, während das Vorland durch Steifigkeitsgewinn die Eigenfrequenz erhöht. Interessanterweise liefert die Berechnung der Eigenfrequenz von Einfeldträgerbrücken ohne Softwareeinsatz mit dem Euler-Bernoulli-Modell

schon gute Richtwerte bei den ersten drei Brücken, diese wird jedoch tendenziell immer überschätzt, bei der Grobblechbrücke sind die Ergebnisse dann schon weit von den Messungen entfernt. Das Grundmodell liefert bereits ausreichend genaue Richtwerte, sodass die komplexeren Modellierungsschritte nur marginale Änderungen bringen. Die einzigen leichte Abweichungen, mit einer niedrigeren Frequenz durch Einführung eines Feder-Dämpfer-Modells liefert die Rosenaubücke, durch ihre veränderte Massenbelegung aufgrund der Überhöhung und durch ihre Eigenschaften als Grobblechbrücke, allerdings liegen auch bei dieser die Modelle innerhalb der erwarteten Schwankungsbreite.

Auch eine Modellierung des Gesamtmodells als Fläche statt einer hybriden Modellierung aus Balken und Flächenmodellen, mit Haupt und Querträger als Balken und Deckblech als Fläche bringt keine Änderungen. Somit ist die Modellierung als Mischung aus Balken und Flächenmodellen ausreichend genau.

Diese Ergebnisse betonen die Bedeutung einer angepassten Modellierung, die den realen Bedingungen entspricht, um die Genauigkeit der dynamischen Analyse zu verbessern. Die verbesserte Schottermodellierung und eine optimierte Abstimmung der Feder-Dämpfer-Elemente könnten in zukünftigen Studien zur Verfeinerung der Modellergebnisse beitragen, wobei die Berücksichtigung von Auflagerexzentrizität und Vorland interessante Ansätze für weiterführende Untersuchungen darstellen. Der wichtigste Faktor für eine genaue Berechnung stellt trotzdem das Gewicht und Steifigkeit der Gesamtkonstruktion dar.

7.2 Berechnung erste Torsionseigenfrequenz

Die ersten drei Brückenmodelle weisen eine deutlich niedrigere gemessene Torsionseigenfrequenz auf, als den von Sofistik berechneten. Auch die Modellierung des Randträgers wie bei der Kalibrierung der Mödlingbachbrücke Gleis 3 beschrieben, liefert keine zufriedenstellenden Ergebnisse und erhöht die Torsionsfrequenz sogar noch, aufgrund der höheren Steifigkeit. Die verfeinerten Modellierungen liefern auch deutliche Schwankungen, wie zum Beispiel die Auflagerexzentrizität, jedoch war eine Kalibrierung nicht möglich oder durch unrealistisch hohe Lastannahmen nicht möglich und somit die Analyse erschwert. Die Rosenaubücke war die einzige Brücke ohne Randträger und hier wurden die besten Ergebnisse beim Torsionsmode erzielt. Das

Grundmodell lieferte Werte innerhalb der Schwankungsbreite des Schotters. Dies unterstreicht die Wichtigkeit der Kenntnis des genauen Gewichts und Steifigkeit des Randträgers. Für diese Diskrepanzen der vier modellierten Brücken könnten verschiedene technische und modellierungsspezifische Faktoren berücksichtigt werden, um diese zu erklären, diese werden nachstehend diskutiert.

In der realen Struktur könnte der biegesteife Anschluss des Deckblechs an den Hauptträger durch Kehlnähte eine gewisse Nachgiebigkeit aufweisen. Wenn das Modell diesen Anschluss zu steif annimmt, könnte dies zu einer Überschätzung der Torsionssteifigkeit führen. Eine realistischere Modellierung der Anschlusssteifigkeit könnte die Torsionseigenschaften des Modells verbessern und eine bessere Übereinstimmung mit den gemessenen Daten ermöglichen. Eine Modellierung eines Gelenks zwischen Deckblech und Hauptträger bringt eine Verringerung der Torsionsfrequenz bei der Mödlingbachbrücke Gleis 3 um etwa 1 %. Somit kann eine Modellierung dieser Nachgiebigkeit nur kleine Veränderungen in der Modellierung bewerkstelligen.

Die Verwendung von Euler-Bernoulli Balken für die Längs- und Querträger und Kirchhoff-Platten für das Deckblech könnte bei der Modellierung von Torsionsbiegemodes Limitationen aufweisen. Diese Theorien sind idealisiert und könnten die tatsächliche Komplexität und das Verhalten des Systems bei Torsionsbelastungen möglicherweise nicht vollständig erfassen. Eine detailliertere Modellierung, die nichtlineare oder höhere Ordnungseffekte berücksichtigt, könnte erforderlich sein. Eine Umwandlung der gesamten Struktur in ein Flächenelement bringt ebenfalls keine messbaren Änderungen bei den berechneten Werten der Torsionseigenfrequenz.

Eine exzentrische Lage der Schiene kann signifikante Auswirkungen auf die Torsionseigenschaften der Brücke haben. Eine solche Exzentrizität führt zu asymmetrischen Lastverteilungen, die das Torsionsverhalten beeinflussen können. Die genaue Modellierung der Position und Ausrichtung der Schiene ist daher entscheidend, um eine realistische Simulation der Torsionsantwort der Brücke zu gewährleisten. Insbesondere bei der Rosenaubrücke ergibt eine modellierte Überhöhung und ein Gefälle im Schotter sehr sensitive Ergebnisse im Laufe der Modellierung, wodurch diese zwei Punkte in detaillierte Untersuchungen, als mögliche Optimierungen, eingehen könnten.

Zusätzliche Komponenten wie Geländer, Kabelgewichte und Anschlüsse können die Masse und Steifigkeit der Brücke verändern. Ihre genaue Berücksichtigung im Modell ist entscheidend, um das reale dynamische Verhalten der Brücke abzubilden. Diese Elemente können vor allem bei Torsionsbelastungen einen signifikanten Einfluss haben. Eine Theorie, die auch die vier Brücken unterstreichen, da die Ergebnisse der ersten drei Modelle mit Randträger sich deutlich von den Messungen unterscheiden und die Rosenaubrücke ohne Randträger Ergebnisse innerhalb der Schwankungsbreite des Schotters liefert.

Zusammenfassend zeigen diese Punkte, dass für eine präzise Modellierung der Torsionseigenschaften von Brücken eine sorgfältige Betrachtung der Konstruktionsdetails, Materialien und Lastannahmen erforderlich ist. Die Anpassung des Modells unter Berücksichtigung dieser Aspekte könnte zu einer Verbesserung der Übereinstimmung zwischen den simulierten und gemessenen Torsionsmoden führen.

7.3 Berechnung Beschleunigung

Die Ergebnisse der vier Modelle verdeutlichen den signifikanten Einfluss der Dämpfungswerte des Gesamttragwerks auf die Beschleunigung der Brückenstrukturen, während die Massenbelegung nur einen untergeordneten Effekt hatte. Eine Erhöhung der Schotterdichte resultierte lediglich in einer leichten Reduktion der Beschleunigungswerte. Die Modellierung des Schotterbetts mit Feder-Dämpfer-Elementen unterstreicht, dass eine Anpassung der Federsteifigkeit keine messbare Veränderung der Beschleunigung bewirkt, wohingegen eine Dämpfung des Schotters durchaus messbare Effekte zeigt. Die Berücksichtigung von Auflagerexzentrizität und Vorland führte zu einer geringfügigen Absenkung der Beschleunigung, wobei die Veränderungen insgesamt innerhalb eines kleinen Bereichs liegen.

Die Genauigkeit des Zeitintegrationsverfahrens hängt maßgeblich von der präzisen Festlegung des Zeitschritts ab. Hier ist es entscheidend, die Zeitschritte ausreichend klein zu wählen, um stabile und konvergierende Ergebnisse zu erhalten. Bereits minimale Anpassungen an der Größe oder Anzahl der Zeitschritte können erhebliche Auswirkungen auf die Simulationsergebnisse haben. Diese ausgeprägte Sensitivität erfordert eine fortlaufende Validierung der Resultate, um die dynamische

Verhaltensweise der Brücke zuverlässig abzubilden. Daher ist es essenziell, jede Analyse auf Plausibilität zu überprüfen und die Zeitschritte in Anzahl und Größe bei Bedarf anzupassen.

Besonders interessant ist die Diskrepanz zwischen den normativen Dämpfungswerten des Eurocodes EN 1991-2 [2] für die vier modellierten Brücken und den kalibrierten Messwerten.

Tab. 79 Dämpfungswerte lt. Eurocode

Dämpfungswerte ζ laut ÖNORM EN 1991-2		
<i>Brückentyp</i>	Spannweite $L < 20$ m	Spannweite $L > 20$ m
<i>Stahl und Verbund</i>	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
<i>Spannbeton</i>	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
<i>Walzträger in Beton und Stahlbeton</i>	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

Der Unterschied zwischen den Dämpfungswerten laut Eurocode und den gemessenen und auch kalibrierten Werten lagen durchschnittlich bei allen vier Brücken bei etwa 100 %, somit müsste man die Werte verdoppeln, um die Wirklichkeit abzubilden. Diese Abweichung zwischen den theoretischen Vorgaben und den praktischen Berechnungen unterstreicht die Notwendigkeit einer kritischen Überprüfung und möglicher Anpassung der normativen Richtlinien, um die Präzision und Zuverlässigkeit der dynamischen Analyse von Brückenstrukturen zu verbessern. Die rechnerische Ermittlung mit Sofistik und Messung zeigt hingegen wieder eine gute Übereinstimmung und deutet auf eine erfolgreiche Kalibrierung der Modelle hin.

Tab. 80 Dämpfungswerte im Vergleich Eurocode, Berechnung und Messung

Dämpfungswerte ζ Vergleich			
	Eurocode	Kalibrierung	Messung
<i>Mödlingbachbrücke Gleis 3</i>	$\zeta=0,94$	$\zeta=1,83$	$\zeta=1,83$
<i>Mödlingbachbrücke Gleis 6</i>	$\zeta=1,00$	$\zeta=1,78$	$\zeta=1,78$
<i>Gnasbachbrücke</i>	$\zeta=1,06$	$\zeta=3,87$	$\zeta=3,87$
<i>Eisenbahnbrücke Rosenau</i>	$\zeta=1,53$	$\zeta=1,58$	$\zeta=1,58$

7.4 Ausblick

Eine genauere Abschätzung der Dämpfungswerte ermöglicht eine optimierte Auslegung von Brückenkonstruktionen. Dies kann zu einer effizienteren Materialnutzung führen, wodurch Kosten gespart und Ressourcen in Zeiten des Klimawandels geschont werden.

Die Abweichung des berechneten Wertes vom EN 1991-2 [2] deutet darauf hin, dass bestehende Bewertungsmodelle für Brücken möglicherweise überarbeitet werden müssen. Dies könnte zu einer Neubewertung der Sicherheit und Leistungsfähigkeit bestehender Brückenkonstruktionen führen.

Die Identifizierung von Ungenauigkeiten in standardisierten Modellen trägt zur Entwicklung präziserer und realitätsnäherer Konstruktionsmodelle bei. Dies verbessert das Verständnis der dynamischen Eigenschaften von Brücken und erhöht die Vorhersagegenauigkeit ihrer Leistung unter verschiedenen Belastungsbedingungen.

Eine genaue Kenntnis der Dämpfungswerte, Massenverteilung und Steifigkeitseigenschaften ist entscheidend für die Beurteilung der strukturellen Integrität und Sicherheit von Brücken, insbesondere unter dynamischen Belastungen.

Literaturverzeichnis

- [1] Austrian Standards International (2013), *Eurocode 0 1990/A1 - Grundlagen der Tragwerksplanung: Anwendung bei Brücken (konsolidierte Fassung)*
- [2] Austrian Standards International (2012), *Eurocode 1 1991-2 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*
- [3] Austrian Standards International (2019), *ÖNORM B 4008-2 -Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke - Teil 2: Brückenbau*
- [4] B. Pichler, J. Eberhardsteiner (2020), *Vorlesungsskriptum Baustatik*, TU Wien, Wien, S.10-28
- [5] H. A. Mang, G. Hofstetter (2013), *Festigkeitslehre 4. Auflage*, Springer Vieweg, Berlin Heidelberg, S. 153-157
- [6] C. Mittelstedt (2022), *Flächentragwerke*, Springer Vieweg, S. 269-331
- [7] C. Bucher (2019), *Mechanik für Ingenieurinnen und Ingenieure: Einführung in die Technische Mechanik*, unabhängig veröffentlicht, S.120-134
- [8] C. Petersen, H. Werkle (2017), *Dynamik der Baukonstruktionen*, Springer Vieweg, S. 1507-1527
- [9] C. Petersen, H. Werkle (2017), *Dynamik der Baukonstruktionen*, Springer Vieweg, S. 246-256
- [10] H. Kramer (2013), *Angewandte Baudynamik*, Ernst & Sohn, S.124
- [11] W. Fiegerl (1996), *Blechträgerbrücke mit durchgehendem Schotterbett*, ÖBB Brückenbauhof
- [12] M. Vospernig, J. Schellander (2023), *Shakermessung & Zugüberfahrt Mödlingbachbrücke Gleis 3*, Revotec ZT GmbH

- [13] W. Fiegerl (1996), *Blechträgerbrücke mit durchgehendem Schotterbett*, ÖBB Brückenbauhof
- [14] M. Vospernig, J. Schellander (2023), *Shakermessung & Zugüberfahrt Mödlingbachbrücke Gleis 6*, Revotec ZT GmbH
- [15] W. Pölzl (2021), *Neubau der Gnasbachbrücke*, ÖBB INFRA
- [16] M. Vospernig, J. Schellander (2023), *Shakermessung & Zugüberfahrt Gnasbachbrücke*, Revotec ZT GmbH
- [17] R. Schneider (2017), *Neubau Eisenbahnbrücke Rosenau*, ÖBB INFRA
- [18] M. Vospernig, J. Schellander (2023), *Shakermessung & Zugüberfahrt Eisenbahnbrücke Rosenau*, Revotec ZT GmbH
- [19] M. Reiterer, S. Lachinger, J. Fink, S.-Z. Bruschetini-Ambro (2017), *Ermittlung der dynamischen Kennwerte von Eisenbahnbrücken unter Anwendung von unterschiedlichen Schwingungsanregungsmethoden*, in *Bauingenieur*, S. 1-5
- [20] <https://www.apsdynamics.com/en/products/vibration-exciter.html>, Zugriff am 25.04.2024
- [21] A. Stollwitzer, J. Fink, E. Mohamed, (2022), *Verfahren zur Reduktion der Ergebnisstreuung zur Ermittlung realistischer Lehr'scher Dämpfungsmaße von Eisenbahnbrücken – Teil 1: Methoden im Frequenzbereich* in *Bauingenieur* BD 97, S. 153-164
- [22] A. Stollwitzer, ; L. Bettinelli, J. Fink, (2023) *Untersuchung der horizontalen und lateralen Gleis-Tragwerk Interaktion auf Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau* in: 18. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik, Kiel, 14.09.2023–15.09.2023; in „Tagungsband der 18. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik“, F. Wuttke, D.B.A. Hendrawan & A.Ö. Özarmut (Hrg.), S. 259-267

- [23] S. Grell (2005), *Lanczos–Methoden, im Rahmen eines Proseminar zur Numerischen Mathematik unter der Leitung von Prof. Wolf Hofmann*
- [24] SOFiSTiK AG (2024), *DYNA Dynamische Berechnungen Handbuch*, S.3-24
- [25] D. Münzner (2006), *Schwingungen*, Boll und Partner, S.45
- [26] C. Petersen, H. Werkle (2017), *Dynamik der Baukonstruktionen*, Springer Vieweg, S. 1566-1577
- [27] https://help.solidworks.com/2021/German/SolidWorks/cworks/c_Rayleigh_Damping.html, Zugriff am 21.11.23
- [28] A. Gotschol, H.-G. Kempfert (2004), Zyklisch viskoelastisch-viskoplastischer Stoffansatz nichtbindiger Böden und Schotter, *Bautechnik* 81 (4)
- [29] Austrian Standards International (2011), *Eurocode 1 1991-1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1: Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*