

Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken aus Stahlbeton

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität Kaiserslautern-Landau
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Timo Hondl

aus Erlenbach a. M.

Dekan

1. Berichterstatter

2. Berichterstatter

Prof. Dr.-Ing. Karsten Körkemeyer

Prof. Dr.-Ing. Christian Glock

Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Tag der mündlichen Prüfung:

28.10.2024

Kaiserslautern 2024

(D 386)

Timo Hondl

Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken aus Stahlbeton

Vorwort

Die folgende Arbeit konnte ich während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität Kaiserslautern-Landau (ehemals Technische Universität Kaiserslautern) verfassen. Im Rahmen dieses Vorworts möchte ich allen Personen danken, die das Entstehen dieser Arbeit möglich gemacht haben.

Im besonderen danke ich Professor Christian Glock für die Anstellung am Fachgebiet, die Möglichkeit zur Promotion sowie das entgegengebrachte Vertrauen, meine persönlichen wissenschaftlichen Interessen und Vorlieben mit großer Freiheit verfolgen zu können. Die sehr gute und angenehme Zusammenarbeit sowie der enge fachliche und persönliche Austausch wird mir immer in bester Erinnerung bleiben.

Professor Oliver Fischer danke ich herzlich für die Begutachtung der Arbeit sowie Professor Wolfgang Kurz für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Mein Dank gilt auch allen Kolleginnen und Kollegen am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion sowie am Fachgebiet Stahlbau für die kollegiale und immer angenehme Zusammenarbeit und allen Studentinnen und Studenten, die mit ihren Abschlussarbeiten zum Gelingen meiner Arbeit beigetragen haben. Meinen Bürokollegen Felix Breit, Sebastian Penkert, Aaron Dernbach und Saad Almahmoud danke ich besonders für die schöne gemeinsame Zeit und die zahlreichen fachlichen Diskussionen.

Besonders dankbar bin ich meiner Familie. Meinen Eltern Sybille und Norbert für ihre Förderung, meiner Freundin Esther für ihre Geduld und vielfältige Unterstützung und unserer Tochter Anni für die schöne Zeit abseits der Arbeit.

Kaiserslautern, November 2024

Kurzfassung

Ein Ausfall von Ingenieurbauwerken wie Straßenbrücken hat erheblichen Einfluss auf die Kapazität der Infrastruktur. So wird bei beschädigten Strukturen oftmals die Lebensdauer durch Notfallmaßnahmen wie der Reduktion von Verkehrslasten erhöht. Im Zentrum dieser Arbeit steht die Frage, ob eine Verbesserung der Fahrbahnqualität im Bereich von Brücken stoßartige Einwirkungen infolge Fahrzeugbeanspruchung reduziert und somit über einen längeren Betrachtungszeitraum einer Entlastung gleichkommt. Hierzu soll eine Methode zur quantifizierbaren Darstellung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Brücken aus Stahlbeton entwickelt werden.

Dies erfordert die Durchführung von Simulationen zur Darstellung von Brückenüberfahrten untersuchter Fahrzeuge, um eine ausreichende Datengrundlage sicherzustellen. Mit dem Ziel, den Einfluss der Fahrbahnqualität auf ein solches Ereignis unverfälscht aus der Bauwerksantwort zu isolieren, ist ein angepasstes gekoppeltes Modell zu entwickeln. Dieses muss die wesentlichen Wechselwirkungen zwischen Fahrzeug und Bauwerk darstellen, nicht repräsentative Charakteristika von Einzelbauwerken bzw. Fahrzeugen jedoch ausklammern. Daher erfolgt eingangs eine getrennte Analyse und Modellbildung der drei Teilaspekte Fahrbahn, Fahrzeug und Brücke. Der Ist-Zustand bestehender Fahrbahnoberflächen wird auf Grundlage der spektralen Leistungsdichte bewertet, der Zielzustand einer geplanten Fahrbahnsanierung bei gegebener Oberflächenqualität prognostiziert. Unter Berücksichtigung von Achs- und Aufbauschwingungen werden vereinfachte Fahrzeugmodelle definiert, welche durch Fußpunktanregung in Schwingung versetzt werden können. Brückenbauwerke werden auf die Freiheitsgrade reduziert, die zur Darstellung des speziellen untersuchten Szenarios wesentlich sind. Die Überführung in ein gekoppeltes Fahrzeug-Bauwerk-Modell erlaubt die Simulation einer einzelnen Überfahrt mit klaren Eingangsgrößen. Zu deren Bewertung wird die relative Schädigung D_R eingeführt. Diese stellt dem ermüdungsbedingten Schaden, welcher durch eine beliebige Überfahrt verursacht wird, dem einer Überfahrt bei ideal glatter Fahrbahn gegenüber. Durch diese Normierung werden Auswirkungen unterschiedlicher Oberflächengeometrien auf die Lebensdauer von Straßenbrücken vergleichbar.

Mit der entwickelten Methode werden anschließend drei Beispielbauwerke auf das Potenzial einer Fahrbahnsanierung und deren Auswirkung auf die verbleibende Lebensdauer hin untersucht. Da der Zielzustand nach einer Sanierung vorab unbekannt ist, werden mehrere verschiedene Oberflächen einer vergleichbaren Oberflächenqualität gegenübergestellt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen streuen stark. Es ist daher anzunehmen, dass D_R in keiner proportionalen Abhängigkeit zur Fahrbahnqualität steht. Vielmehr ist D_R als Stichprobe eines Zufallsexperiments zu werten. In der Folge werden die Eigenschaften dieser Zufallsgröße, die sich näherungsweise als logarithmisch normalverteilt einschätzen lässt, ermittelt und für die drei Beispiele dargestellt.

Mit dem Ziel, den Einfluss anderer Eingangsgrößen auf D_R qualitativ abzubilden, wird anschließend von einer festen Fahrzeug-Bauwerk-Kombination abgerückt. Unter Berücksichtigung mehrerer idealisierter Bauwerkstypen und zufälliger Verkehrszusammensetzungen folgt die genauere Untersuchung mehrerer Teilaspekte. Es konnte unter anderem gezeigt werden, dass bei identischer Oberflächenqualität und konstanten Rahmenbedingungen günstige und ungünstige Fahrbahnprofile existieren. Daneben nehmen auch Brückenquerschnitt und Spannweite Einfluss auf D_R . Grundsätzlich ist zu erkennen, dass die Fahrbahnqualität einen wesentlichen, jedoch stark bauwerksabhängigen Einfluss auf die Lebensdauer einer Brücke ausübt. Es ist daher die Untersuchung des konkreten Einzelbauwerks zu empfehlen.

Abstract

The failure of engineering structures such as road bridges has a significant impact on the capacity of the infrastructure. The service life of damaged structures is often increased by emergency procedures such as reducing traffic loads. The scope of this work is the question if an improvement of the road surface quality in the area of bridges consistently reduces impact-like forces resulting from vehicle load and thus equals a load reduction over a long observation period. Therefore, a method for the quantifiable presentation of the influence of road surface quality on the service life of reinforced concrete bridges is to be developed.

This requires the implementation of simulations to visualise bridge crossings of investigated vehicles to expand the data basis. To isolate the influence of the road surface quality of such an event from the structural response without distortion, an adjusted coupled model must be selected. This model needs to describe the essential interactions between vehicle and structure, but must exclude non-representative characteristics of individual structures or vehicles. A separate analysis and modelling of the three aspects of the road surface, vehicle and bridge is therefore conducted at the beginning. The current condition of existing road surface is assessed on the basis of the spectral power density, while the target surface of a planned road rehabilitation is predicted for a given surface quality. Taking axle and structure vibrations into account, simplified vehicle models are defined which can be set in vibration by foot point excitation. Bridge structures are reduced to the degrees of freedom that are essential to represent the specific analysed scenario. The transfer to a coupled vehicle-bridge-model allows the simulation of a single crossing with clear input variables. The relative damage D_R is introduced for the evaluation of these parameters. This compares the fatigue-related damage caused by an individual crossing with that of a crossing on an ideally smooth surface. This standardisation allows the effects of different surface geometries on the service life of road bridges to be compared.

The developed method is utilised to examine the potential of surface rehabilitation and its impact on the remaining service life of three sample structures. As the target condition after refurbishment is unknown in advance, several different surfaces of comparable quality are analysed. It can therefore be assumed that D_R is not proportionally dependent on the surface quality. Rather, D_R is to be considered a sample of a random experiment. In the following, the properties of this random variable, which can be approximated as logarithmically normally distributed, are determined and presented for the three examples.

With the objective of mapping the influence of different input variables on D_R qualitatively, a fixed vehicle-structure combination is then abandoned. Considering several idealised structure types and random traffic combinations, different sub-aspects are examined further. E.g. could be shown, that favourable and unfavourable surface profiles exist with identical quality and constant framework conditions. Additionally, bridge cross-section and span width also have an influence on D_R . It can be concluded that the quality of the road surface has a significant but highly structure-dependent influence on the service life of a bridge. It is therefore advisable to analyse the specific structure.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Einordnung, Annahmen und Vereinfachungen	5
2.1	Allgemeines	5
2.2	Bauwerkseitige Rahmenbedingungen	6
2.2.1	Brückenbaustoffe	6
2.2.2	Tragsystem und Spannweite	7
2.2.3	Bemessungsgrundlagen und Lastmodelle	9
2.2.4	Bauteile und Komponenten	12
2.3	Fahrzeugseitige Rahmenbedingungen	13
2.3.1	Fahrzeugtyp	13
2.3.2	Verkehrszusammensetzung	14
2.3.3	Geschwindigkeit und Fahrmanöver	15
2.4	Rahmenbedingungen zum methodischen Vorgehen	17
2.4.1	Ausgewählte vorangegangene Untersuchungen	17
2.4.2	Datengrundlage	21
2.5	Fahrzeug-Brücke-Interaktion	22
3	Bewertung und Prognose von Fahrbahnoberflächen	25
3.1	Allgemeines	25
3.2	Unebenheiten in der Fahrbahnoberfläche	25
3.2.1	Aufbau von Fahrbahnen	25
3.2.2	Arten von Fahrbahnunebenheiten	27
3.2.3	Messmethoden des Fahrbahnprofils	30
3.3	Längsunebenheiten	32
3.3.1	Modellbildung	32
3.3.2	Die Fahrbahn als Signal	33
3.3.3	Quantifizierung der Fahrbahnqualität	35
3.3.4	Baupraktischer Exkurs	37
3.4	Modelle zur Prognose der Fahrbahnoberfläche	39
3.4.1	Allgemeines	39
3.4.2	Das Einspurmodell zur Simulation einer Fahrzeughälfte	39
3.4.3	Das Zweispurmodell zur Simulation des Gesamtfahrzeugs	41
3.4.4	Beispiel	44
4	Darstellung des dynamischen Fahrzeugverhaltens	47
4.1	Allgemeines	47

4.2	Fahrzeug- und Achseigenschaften	47
4.3	Freiheitsgrade eines Fahrzeugmodells	50
4.3.1	Mögliche Bewegungsabläufe: Translation und Rotation	50
4.3.2	Simulation unabhängiger Fahrzeugachsen im Hubmodell	52
4.3.3	Simulation hintereinander angeordneter Fahrzeugachsen im Nickmodell	54
4.3.4	Simulation einer Fahrzeugachse in Querrichtung im Wankmodell	57
4.3.5	Detailbetrachtung von Mehrfachachsen	60
4.4	Unabhängige Achsmodelle	61
4.4.1	Beschreibung der Bewegungsabläufe	61
4.4.2	Beispielhafte Gegenüberstellung von Messung und Simulation zur Fahrbahn-Fahrzeug-Interaktion	63
4.5	Definition verwendeter Fahrzeugmodelle	66
5	Dynamische Simulation von Straßenbrücken aus Stahlbeton	69
5.1	Allgemeines	69
5.2	Eigenschaften von Straßenbrücken	70
5.2.1	Materialeigenschaften	70
5.2.2	Schwingungsverhalten von Brückenbauwerken	75
5.3	Einfeldrige Straßenbrücken	81
5.3.1	Modellbildung zur effizienten Verformungsberechnung	81
5.3.2	Rückrechnung bauwerksbezogener Kenngrößen	84
5.3.3	Gegenüberstellung Modellbildung - FEM	87
5.4	Zweifeldrige Straßenbrücken	88
5.4.1	Modellbildung zur effizienten Verformungsberechnung	88
5.4.2	Rückrechnung bauwerksbezogener Kenngrößen	91
5.4.3	Gegenüberstellung Modellbildung - FEM	92
5.5	Exkurs: Vorgespannter Einfeldträger	94
5.5.1	Modellbildung: Vom Stahlbeton zum Spannbeton	94
5.5.2	Lösungsansätze und Diskussion	95
6	Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer ausgewählter Brücken	97
6.1	Allgemeines	97
6.2	Simulation und Bewertung von Einzelüberfahrten	97
6.2.1	Zur Simulation einer Einzelüberfahrt	97
6.2.2	Zur Lösung von DGL-Systemen: Beschreibung von Schwingungsvorgängen	100
6.2.3	Maß zur Bewertung der Fahrbahnqualität: Die relative Schädigung	102
6.3	Sanierungspotenzial ausgewählter Beispielbauwerke	103
6.3.1	Untersuchung einer einfeldrigen Straßenbrücke aus Stahlbeton	103
6.3.2	Untersuchung einer zweifeldrigen Straßenbrücke aus Stahlbeton	109
6.3.3	Untersuchung der Brücke 3B des AASHO Road Test	113
7	Auswirkung ausgewählter Eingangsgrößen auf den Einfluss der Fahrbahnqualität	121
7.1	Allgemeines	121
7.2	Einfeldrige Straßenbrücke unter zufälliger Fahrzeugfolge	121
7.2.1	Simulation eines Verkehrsbands	121
7.2.2	Auswertung mehrerer Verkehrsbänder	123
7.2.3	Diskussion und Folgerungen	125
7.3	Bewertung ausgewählter Eingangsparameter	126

7.3.1	Untersuchte Querschnitte	126
7.3.2	Planmäßige Modifikation der Oberfläche bei gleichbleibender Qualität	127
7.3.3	Wechselwirkung von Fahrzeuggeschwindigkeit, Fahrbahnqualität und Bauwerksschädigung	131
7.3.4	Untersuchung überhöhter Einzelwerte von D_R in einem Verkehrsband . . .	132
7.3.5	Einfluss des Fahrzeugtyps bei rauer Fahrbahn	134
7.3.6	Zusammenwirken von Bauwerkseigenschaften und Fahrbahnqualität	135
7.4	Diskussion	137
7.4.1	Übersicht zu ausgewählten Eingangsparametern	137
7.4.2	Einfluss der Fahrbahnqualität auf starren Brücken	138
7.4.3	Empfehlungen für die Baupraxis	140
8	Fazit	143
9	Anhang	161

Abkürzungsverzeichnis

Große lateinische Buchstaben

A_s	Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
B	Bauteilbreite
B_s	Spurweite
B_w	Stegbreite
D	Schädigung
D_0	Schädigung, ideal glatte Fahrbahn
D_{ist}	Schädigung, Ist-Zustand
D_R	Relative Schädigung
D_{stat}	Schädigung, ohne dynamische Effekte
D_c	Nutzhöhe, Betonquerschnitt
E_{cm}	Sekantenmodul, Beton
E_s	E-Modul, Stahl
F	Kraft
F_c	Resultierende Betondruckkraft
F_s	Resultierende Stahlzugkraft
H	Bauteilhöhe
H_w	Plattenhöhe
I	Flächenträgheitsmoment

J	Massenträgheitsmoment
L	Spannweite
L_s	Länge, Messstrecke
M	Biegemoment
M_{dyn}	Biegemoment, dynamischer Anteil
M_{stat}	Biegemoment, statischer Anteil
N	Anzahl der Messpunkte
P	Kontaktkraft
P_B	Kontaktkraft, Brückenmodell
R	Korrelationsfunktion
X_c	Druckzonenhöhe, Betonquerschnitt

Kleine lateinische Buchstaben

d_A	Dämpfungskonstante, Fahrzeugaufbau
d_B	Dämpfungskonstante, Brückenmodell
d_R	Dämpfungskonstante, Fahrzeugachse
f	Eigenfrequenz
f_s	Abtastrate, Messung
f_{cd}	Designwert, Betondruckfestigkeit
f_{ck}	Charakteristischer Wert, Betondruckfestigkeit
f_{cm}	Mittelwert, Betondruckfestigkeit
f_{yd}	Designwert, Stahlzugfestigkeit (Fließgrenze)
f_{yk}	Charakteristischer Wert, Stahlzugfestigkeit (Fließgrenze)
h	Höhenlage, Fahrbahn

\hat{h}	Amplitude
k	Federkonstante
k_A	Federkonstante, Fahrzeugaufbau
k_B	Federkonstante, Brückenmodell
k_R	Federkonstante, Fahrzeugachse
l_a	Achsabstand
m	Masse
m_A	Masse, Fahrzeugaufbau
m_B	Masse, Brückenmodell
m_R	Masse, Fahrzeugachse
t	Zeit
u	Brückenverformung
u_0	Brückenverformung, ideal glatte Fahrbahn
u_{dyn}	Brückenverformung, dynamischer Anteil
u_{ist}	Brückenverformung, Ist-Zustand
u_{stat}	Brückenverformung, statischer Anteil
v	Geschwindigkeit, Fahrzeug
w	Welligkeit, Fahrbahn
x	Koordinate, Längsrichtung
z_0	Höhenlage, Fußpunkt
z_A	Höhenlage, Fahrzeugaufbau
z_R	Höhenlage, Fahrzeugachse

Große griechische Buchstaben

$\Delta\sigma_s$	Stahl Spannung, Schwingspielbreite
ΔM	Differenz aus maximalem und minimalem Biegemoment
Δt	Zeitschritt
Δu	Differenz aus maximaler und minimaler Verformung
Φ	Spektrale Leistungsdichte
Ω	Wegkreisfrequenz
Ω_0	Referenz Wegkreisfrequenz (= 1 rad/m)

Kleine griechische Buchstaben

ϵ	Phasenverschiebung
ϵ_c	Dehnung, Beton
ζ	Lehrsches Dämpfungsmaß, Brücke
ϵ_s	Dehnung, Stahl
η	Kohärenzfunktion
λ	Wellenlänge
φ	Neigungswinkel
σ_c	Spannung, Beton
σ_s	Spannung, Stahl
ω	Winkelkreisfrequenz

Abkürzungen

AASHO	American Association of State Highway and Transportation Officials
-------	--

DGL	Differentialgleichung(en)
FEM	Finite-Elemente-Methode
FT	Fouriertransformation
Lkw	Lastkraftwagen
Pkw	Personenkraftwagen

Symbole

\dot{F}	$\frac{dF}{dt}$ (Ableitung einer beliebigen Funktion F über die Zeit)
F'	$\frac{dF}{dx}$ (Ableitung einer beliebigen Funktion F über den Ort)

1 Einleitung

Motivation und Problemstellung

Eine funktionstüchtige Infrastruktur ist ein wesentlicher Standortvorteil für Unternehmen und Voraussetzung für eine wettbewerbsfähige Volkswirtschaft mit hohem Lebensstandard. Engstellen dieser Infrastruktur sind sowohl im Straßenbau als auch auf der Schiene oft Ingenieurbauwerke wie Tunnel oder Brücken, die im Falle einer unplanmäßigen Störung nicht ohne Weiteres umfahren werden können. Entsprechend kommt es in solchen Fällen aufgrund der hohen gesellschaftlichen Relevanz vermehrt zu medialer Berichterstattung und Diskussionen über den Zustand der deutschen Brücken im Allgemeinen. Beispiele hierfür sind die Sperrungen und der Neubau der Schiersteiner Brücke an der A 643 bis ins Jahr 2023 (Hetrodt u. a. 2015, Bock 2023) oder auch die Sperrung der Salzachtalbrücke 2021 in Wiesbaden (Bock 2021), die beide zu erheblichen Einschränkungen der Mobilität führten.

Um derartigen Ausfällen der Infrastruktur vorzubeugen, gilt es für betroffene Bauwerke frühzeitig Maßnahmen zu deren Erhalt zu planen. Durch umfassende Bauwerksüberwachung und Monitoringmaßnahmen wie nach DIN 1076 1999 ist der individuelle Bauwerkszustand korrekt zu erfassen und zu bewerten. Lässt sich ein sanierungsbedürftiges Bauwerk nicht umgehend ersetzen und muss es zum Aufrechterhalten der Infrastruktur weiter betrieben werden, ist die Reduzierung der Verkehrslast ein gängiges Mittel zur Erhöhung der Lebensdauer. An der Rheinbrücke Leverkusen wurde beispielsweise eine Gewichtsbeschränkung für Fahrzeuge eingeführt (Paschen u. a. 2017). Dies stellt jedoch keine gleichwertige Lösung dar und beeinflusst somit die Kapazität des Bauwerks.

Aktuell ist die Fahrbahnoberfläche nur teilweise in derartige Monitoringmaßnahmen eingebunden. Im Rahmen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 1999 ist deren Zustand zu erfassen. Gemäß RI-EBW-PRÜF 2017 ist bei der Bewertung eines Schadens zwischen den Kategorien Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit zu unterscheiden. In den entsprechenden Bewertungskriterien sind die Fahrbahnbeläge meist der Verkehrssicherheit zugeordnet, deutlich seltener auch der Dauerhaftigkeit und niemals der Tragfähigkeit. Die zugehörige Schadensbewertung ist mit einem Tabellenwert von höchstens zwei von maximal vier als eher niedrig einzustufen. Der Wert zwei ist als Mangel mit je nach Kategorie entsprechend geringem Einfluss zu interpretieren, während z. B. ein Wert von vier sofortige Maßnahmen erfordert (siehe RI-EBW-PRÜF 2017 Schadensbeispiele 2021).

Dieser Arbeit liegt die Hypothese zugrunde, dass die Qualität der Fahrbahnoberfläche einen wesentlichen Einfluss auf die Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Fahrbahn ausübt. Eine ideal glatte Fahrbahn führt abseits eines Bauwerks bei der Überfahrt eines Streckenabschnitts durch ein Fahrzeug zu keinen dynamischen Schwingungen. Die Kraft zwischen dem Fahrzeug und dem Untergrund entspricht konstant der Gewichtskraft. Im Gegensatz dazu hat eine raue Fahrbahn einen

über den Betrachtungszeitraum veränderlichen Verlauf dieser Kontaktkräfte zur Folge. Bedingt durch die Schwingungen des Fahrzeugs ist im Vergleich zur ideal glatten Fahrbahn mit zeitweise höheren und niedrigeren Kräften zu rechnen. Je höher die Rauigkeit der Oberfläche, umso ausgeprägtere Schwingungen sind zu erwarten. Eine Erweiterung dieser Betrachtung auf die Fahrbahn im Bereich einer Straßenbrücke legt nahe, dass eine glattere Fahrbahnoberfläche bei gleichem Fahrzeug zu kleineren Kontaktkräften führen kann. Die Lebensdauer einer Straßenbrücke, deren Fahrbahnbelag über die gesamte Lebensdauer eine hohe Qualität aufweist, wird in diesem Szenario erhöht. Eine häufige Sanierung des Fahrbahnbelags wäre somit für das Tragwerk vorteilhaft.

Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist die Untersuchung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer der Tragstruktur einer Straßenbrücke. Eine geeignete Methode zur Bewertung des Ist-Zustandes und zur Quantifizierung der Auswirkung einer veränderten Oberflächenstruktur der Fahrbahn soll erarbeitet und somit der potenzielle Mehrwert einer vorzeitigen Sanierung der Fahrbahnoberfläche auf die Tragstruktur quantifizierbar gemacht werden.

Vorgehensweise

Zur Ermittlung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer einer Straßenbrücke sind detaillierte Kenntnisse zum zeitlichen Verlauf der Fahrzeugachslasten, im Speziellen zu den Kontaktkräften zwischen Fahrbahnoberfläche und Fahrzeugreifen, erforderlich. Derart präzise Daten zu tatsächlichen Einwirkungen liegen für übliche Brückenbauten nicht vor. Im Bauwesen stellt ein großer Anteil der Auflast auf Brücken das hohe Eigengewicht der Konstruktion selbst dar. Dies gilt im Besonderen für den Stahl- und Spannbetonbau. Der genaue Betrag einzelner Achslasten ist oft von untergeordneter Bedeutung. Zu Bemessungszwecken werden Verkehrslasten vereinfacht durch mit Sicherheiten beaufschlagte Pauschalwerte abgedeckt.

Im Gegensatz zum Bauwesen ist das exakte Fahrzeugverhalten für die Fahrzeugentwicklung wesentlich. Detaillierte dynamische Simulationen von Achsen werden z. B. zur Darstellung des Fahrkomforts oder des Ermüdungsverhaltens einzelner Bauteile durchgeführt (z. B. Appel u. a. 2013). Kontaktkräfte, die zu Untersuchungen am Fahrzeug ermittelt werden, sind zum einen deutlich realitätsnäher als im Bauwesen zu Bemessungszwecken genutzte Ansätze, zum anderen beinhalten sie eine starke Abhängigkeit zur Variable der Fahrbahnqualität. Das bedeutet, eine niedrigere Fahrbahnqualität hat höhere Maximalwerte der zeitlich veränderlichen Kontaktkräfte zur Folge. Nach dem Prinzip „Actio gleich Reactio“ entsprechen diese realitätsnahen Einwirkungen auf die Fahrzeugachse auch der Bauwerksbelastung eines Brückentragwerks. Sie legen somit eine Abhängigkeit zwischen Fahrbahnqualität und der Lebensdauer des Tragwerks nahe. Abbildung 1.1 veranschaulicht das zugrunde liegende Prinzip der Wechselwirkungen zwischen Fahrzeug, Fahrbahn und Bauwerk.

Ein wesentliches Ziel dieser Arbeit ist es, aus einer gemessenen oder simulierten Bauwerksreaktion den Einfluss der Fahrbahnqualität zu isolieren. Dies wird durch die Vielzahl der enthaltenen Variablen erschwert: Bei einer Brücke sowie bei einem die Brücke querenden Fahrzeug handelt es

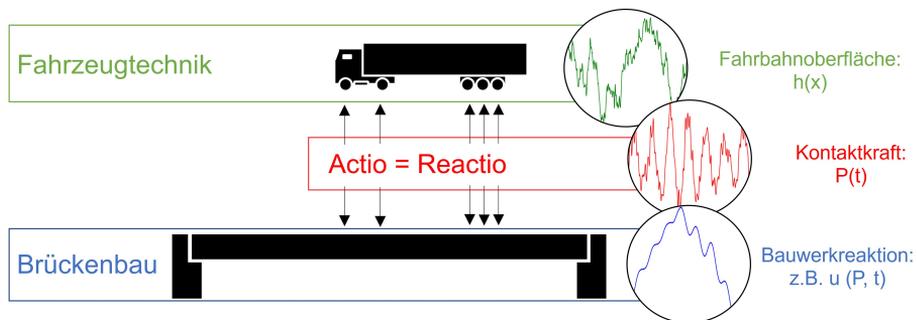


Abb. 1.1: Fahrzeug-Fahrbahn-Bauwerk-Interaktion nach dem Prinzip „Actio gleich Reactio“

sich um ein komplexes System mit vielen individuellen Charakteristika. Bezogen auf ein spezielles Bauwerk wird dieses von einer hohen Anzahl unterschiedlicher, nicht voraussehbarer konfigurierter Einzelfahrzeuge befahren. Aus einer Erweiterung der Betrachtung auf ein beliebiges Bauwerk resultiert durch dessen einzigartige Spezifikationen eine nicht vorhersehbare Zahl an Fahrzeug-Bauwerk-Kombinationen. Aus diesem Grund werden in Kapitel 2 die notwendigen Rahmenbedingungen und Vereinfachungen für diese Arbeit eingeführt. Dies betrifft allgemeine Vorüberlegungen zu Brücken, Fahrzeugen und zum methodischen Vorgehen.

Um die Antwort einer Brücke auf die durch unterschiedliche Fahrbahnoberflächen beeinflusste Einwirkung zu erhalten, ist die Überfahrt eines Fahrzeugs als dynamischer Prozess darzustellen. Aus diesem Grund wird das Ereignis in drei Teilaspekte unterteilt, welche eingangs separat diskutiert werden. Als Ausgangspunkt für zeitlich veränderliche Kontaktkräfte stellt Kapitel 3 die Fahrbahn ins Zentrum der Untersuchung. Zur Beschreibung der Fahrbahn-Fahrzeug-Interaktion werden in Kapitel 4 die wesentlichen Fahrzeuge und Fahrzeugkomponenten diskutiert. Abschließend folgt die Betrachtung von Brückenbauwerken und der Bauwerksantwort in Kapitel 5. Das Vorgehen in diesen drei Kapiteln ist jeweils ähnlich: Auf die Einführung von Konstruktionselementen und gängiger Methoden folgt in Anlehnung an Kapitel 2 die Reduktion des jeweiligen Systems auf die Freiheitsgrade, welche für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wesentlich sind. Abschließend wird jeweils ein geeignetes Analysemodell hergeleitet. Anhand von Beispielen wird die Funktionsfähigkeit dieser Modelle dargelegt.

Kapitel 6 führt die drei Teilaspekte in einem gekoppelten Fahrbahn-Fahrzeug-Bauwerk-Modell zusammen. Die Programmstruktur, welche für Simulationen im Rahmen der weiteren Arbeit Verwendung findet, wird dargestellt. Im Sinne der Quantifizierung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken folgt mit der eigens eingeführten Größe der relativen Schädigung D_R ein Vorschlag für einen geeigneten Maßstab. Anhand mehrerer Beispielbauwerke sollen Fahrzeug-Bauwerk-Systeme bewertet und das Sanierungspotenzial der zugrunde liegenden Fahrbahn ermittelt werden.

Abschließend wird die dargestellte Methode zur Ermittlung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Brückenbauwerken genutzt, um Wechselwirkungen zu anderen Eingangsgrößen darzustellen. Kapitel 7 beinhaltet die Auswertung und Gegenüberstellung mehrerer Fahrzeug-Bauwerk-Kombinationen. Zur genaueren Untersuchung folgt die Formulierung von

1 Einleitung

hypothetischen Experimenten, welche im Rahmen von Simulationen durchgeführt werden. Dies bezieht Eingangsgrößen in Zusammenhang mit Fahrbahn, Fahrzeug und Bauwerk ein. Die Vorgaben aus Kapitel 2 werden eingehalten.

Abbildung 1.2 fasst diese Vorgehensweise und den Aufbau der Arbeit anschaulich zusammen.

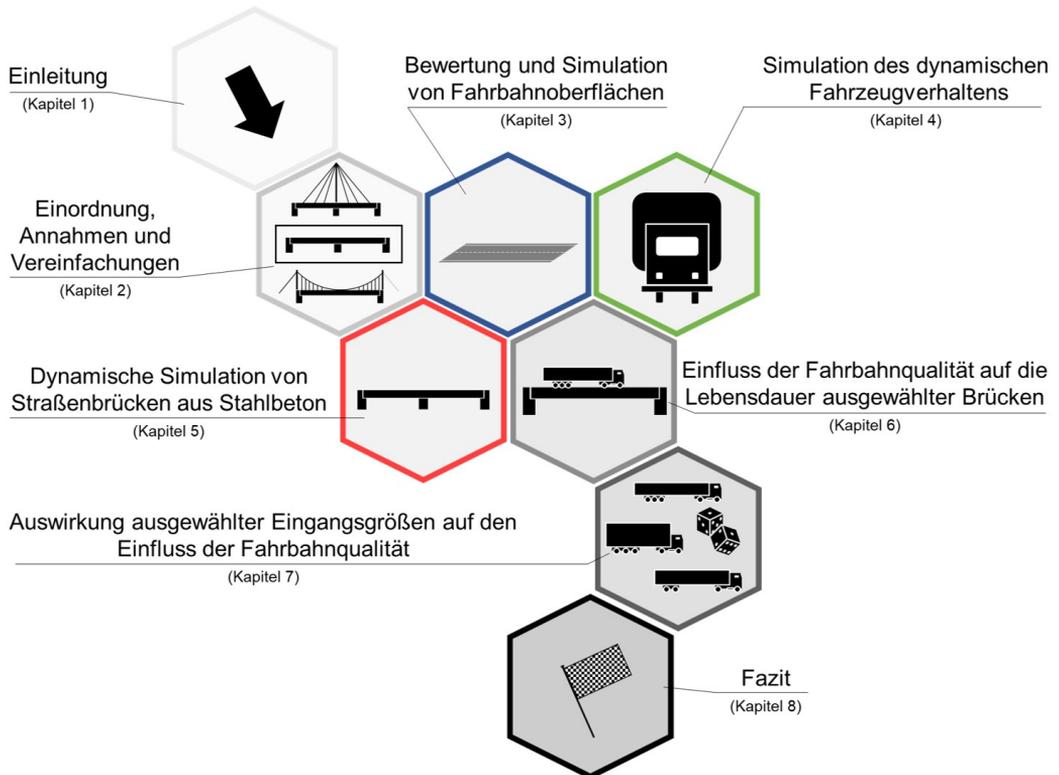


Abb. 1.2: Prinzipielle Darstellung zum Aufbau der Arbeit

2 Einordnung, Annahmen und Vereinfachungen

2.1 Allgemeines

In dieser Arbeit werden umfassende numerische Simulationen zur Ermittlung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Brückentragwerken durchgeführt. Diese bilden die Überfahrt eines Fahrzeugs über ein Brückentragwerk ab und beinhalten dynamische Bauwerks- und Fahrzeugreaktionen wie Verformungen und Kontaktkräfte. Ein derartiges Szenario ist ein sehr komplexes mechanisches System. Dies gilt bereits für spezifische Situationen mit bekannten Randbedingungen. Die Überführung dieses dynamischen Systems in ein vereinfachtes analytisches Rechenmodell führt zu einer hohen Anzahl an Freiheitsgraden. Sollen darüber hinaus allgemeingültige Methoden entwickelt und darauf aufbauende Aussagen getroffen werden, erhöht sich die Anzahl der Variablen. Neben einer Zunahme des Rechenaufwands sind die Eingangsgrößen teilweise stark voneinander abhängig und beeinflussen auf diese Weise das Ergebnis. Dies erschwert das Identifizieren des Einflusses der gesuchten Größe aus der überlagerten Bauwerksreaktion erheblich.

Um den Einfluss der Fahrbahnqualität unverfälscht zu ermitteln, ist das zu entwickelnde Fahrzeug-Brücke-System auf möglichst wenige bekannte Freiheitsgrade zu reduzieren. Entsprechende Annahmen sind eindeutig der Modellbildung zuzuordnen und den Kapiteln 3 bis 5 zu entnehmen. Das Vorgehen zur Durchführung der numerischen Simulationen selbst wird in Kapitel 6 dargestellt.

Bezogen auf die Umgebung, Konstruktion und Nutzung einer Brücke sind ebenfalls Annahmen und Vereinfachungen festzulegen, die von der oben genannten Modellbildung weitestgehend unabhängig sind oder keinem konkreten Kapitel zugeordnet werden können. Entscheidungsgrundlage für das Treffen von Annahmen sind stets die Erhöhung der Allgemeingültigkeit, das Ausschließen von Sonderfällen sowie das Ziel, den Einfluss der Fahrbahnqualität auf Brücken möglichst wenig zu beeinträchtigen. Konkret wird in diesem Kapitel folgendes Vorgehen gewählt: Zunächst wird die „**Ausgangslage**“ dargestellt und diskutiert. Hierauf folgt mindestens eine der beiden nun beschriebenen Vorgehensweisen: Eine „**Annahme**“ lenkt den Schwerpunkt dieser Arbeit auf eine Teilmenge der Realität. Sonderfälle werden begründet ausgeschlossen. Eine „**Vereinfachung**“ stellt bezogen auf die reale Situation eine Reduktion an Komplexität dar. Das Resultat einer Vereinfachung ist demnach keine Teilmenge der Realität. Diese Annahmen und Vereinfachungen sind nicht für alle realen Anwendungsfälle der in dieser Arbeit entwickelten Methode gleich zutreffend. In konkreten Einzelfällen kann es zielführend sein, bewusst davon abzuweichen, wenn z. B. ein Sonderfall nicht begründet ausgeschlossen werden kann.

In Anlehnung an die Gliederung der gesamten Arbeit folgt der Aufbau dieses Kapitels einem vergleichbaren Schema. Es wird zwischen bauwerk- und fahrzeugseitigen Annahmen und Vereinfachungen unterschieden. Abschließend werden Anforderungen an die entwickelte Methodik sowie

die Interaktion zwischen Fahrzeug und Brücke diskutiert. Die entsprechenden Themenfelder sind in Abbildung 2.1 zusammengefasst.

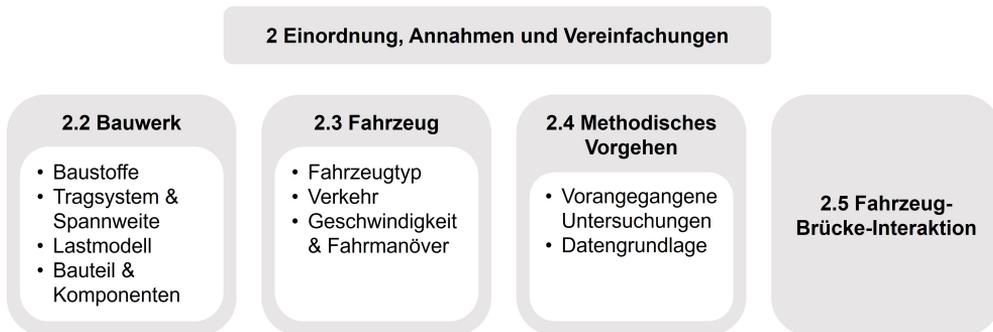


Abb. 2.1: Darstellung der in Kapitel 2 untersuchten Themenfelder

2.2 Bauwerkseitige Rahmenbedingungen

2.2.1 Brückenbaustoffe

Ausgangslage

Je nach Anforderung können Brücken aus einer Vielzahl unterschiedlicher Baustoffe errichtet werden. Diese beeinflussen sowohl die Bemessung, die Dauerhaftigkeit als auch die Beschaffenheit von Entwurf und Konstruktion. Der Einsatz der verschiedenen Baustoffe erfolgt jedoch nicht zu gleichen Teilen. Eine gewichtete Betrachtung der Brücken der Bundesfernstraßen nach ihrer Fläche in BASt 2023 verdeutlicht, dass mit einem Anteil von etwa 70 % Straßenbrücken aus Spannbeton den Großteil des Bestands darstellen, gefolgt von Tragwerken in Stahlbetonbauweise (etwa 17 %). Brücken in Stahl- und Stahlbetonverbundbauweise sind mit jeweils einem Anteil von etwa 6 bis 7 % vertreten. Baustoffe wie Holz und Stein werden hingegen vernachlässigbar selten eingesetzt, die genaue Verteilung ist in Abbildung 2.2 dargestellt.

Annahme

Brücken in Betonbauweise (Spannbeton und Stahlbeton) stellen mit einem Anteil von etwa 86 % zusammengefasst den Großteil der Bauwerke dar. Ihr nichtlineares Materialverhalten und die lokal veränderliche Steifigkeit bei Rissbildung sind zudem eine Herausforderung für gängige Bemessungsmethoden.

Eine Gegenüberstellung beider Konstruktionsarten verdeutlicht, dass bezogen auf Bemessung und Bauausführung die Spannbetonbauweise im Allgemeinen als anspruchsvoller anzusehen ist,

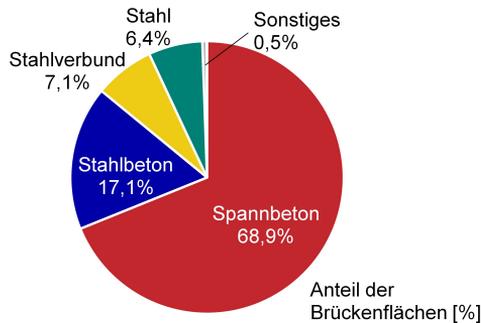


Abb. 2.2: Baustoffe der Brücken der Bundesfernstraßen. Anteil der Fläche nach BAST 2023

da z. B. zusätzliche Schnittgrößen entstehen und mit Spannkraftverlusten zu rechnen ist. Der Fokus dieser Arbeit liegt auf der dynamischen Fahrzeug-Bauwerk-Interaktion und der Analyse der Bauwerksreaktion. Hierbei ist zunehmend der gerissene Zustand, der planmäßig in der Stahlbetonbauweise eintritt, aufgrund der Steifigkeitsermittlung herausfordernd. Aus diesem Grund wird der Schwerpunkt des weiteren Vorgehens auf die Stahlbetonbauweise gelegt. Das Vorgehen zur Untersuchung von Tragwerken in der Spannbetonbauweise wird in Abschnitt 5.5 (Seite 94) exemplarisch für Einfeldträger erläutert. Andere Konstruktionen können durch Modifikation der Modellbildung des Brückenbauwerkes analog untersucht werden.

2.2.2 Tragsystem und Spannweite

Ausgangslage

Brücken werden in einer Vielzahl unterschiedlicher Konstruktionsarten entworfen und gebaut. Diese sind stark vom gewählten Material und der Spannweite abhängig. Bekannte Brücken wie die Schrägseilbrücke „Viaduc de Millau“ in Frankreich weisen zwar teils sehr große Spannweiten auf, stellen in dieser Hinsicht jedoch eine Ausnahme dar. BAST 2023 ist zu entnehmen, dass bezogen auf ihren Anteil an der Gesamtlänge etwa 65 % aller Brücken der Bundesfernstraßen Abmessungen von unter 30 m aufweisen. Da diese Größe in Relation zur aufsummierten Länge aller Brücken angegeben wird, ist davon auszugehen, dass der Anteil der Brücken mit einer Gesamtlänge unter 30 m ohne eine dimensionsabhängige Gewichtung deutlich größer wäre.

Annahme

Mit zunehmender Bauwerkslänge ist mit einer höheren Anzahl an Fahrzeugen zu rechnen, die sich gleichzeitig auf einer Brücke befinden. Es wird unterstellt, dass eine höhere Anzahl an unabhängigen dynamischen Kontaktkräften sich im Mittelwert tendenziell ausgleicht, während eine geringere Anzahl an Fahrzeugen zu einer stärkeren dynamischen Vergrößerung der Schnittgrößen führt. In

der Folge und aufgrund der geringen Anzahl an Brücken mit einer hohen Gesamtlänge wird in dieser Arbeit der Schwerpunkt auf kurze Bauwerke mit einer Gesamtlänge von bis zu 30 m gelegt.

Auch für die Querschnittsgeometrie sind verschiedene Varianten möglich. Im Weiteren werden über die Bauteillänge konstante Abmessungen unterstellt. Für die im Fokus stehenden, auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteile eignen sich Platten- und Plattenbalkenquerschnitte sowie Hohlkästen, wobei Hohlkastenquerschnitte erst bei einer Spannweite von über 30 m wirtschaftlich werden (Haveresch u. a. 2015) und daher im Folgenden unberücksichtigt bleiben.

Aus dieser Schwerpunktsetzung ergeben sich in Verbindung mit Abschnitt 2.2.1 Randbedingungen bezogen auf das Tragsystem. Aufwändige Konstruktionen wie Schrägkabel- oder Hängebrücken eignen sich besonders für große Spannweiten, stellen somit jedoch Sonderfälle dar und sind nicht Teil dieser Betrachtung. Der Schwerpunkt dieser Arbeit wird auf Biegetragwerke gelegt und umfasst aufgrund der begrenzten Bauwerkslänge und der damit verbundenen Spannweiten Ein- und Zweifeldsysteme mit Platten- und Plattenbalkenquerschnitten.

Vereinfachung

In diesem Abschnitt ist zunächst die folgende Fallunterscheidung zu treffen. Wird eine Untersuchung an einem realen Bauwerk mit bekannten Abmessungen durchgeführt, entfällt diese Vereinfachung. Alle erforderlichen Daten liegen in einem solchen Fall vor und sind aus den Bestandsunterlagen zu übernehmen. Im Rahmen dieser Arbeit ist es jedoch zur Erweiterung der Datengrundlage erforderlich, mit künstlichen Bauwerken und repräsentativen Abmessungen zu arbeiten. In solchen Fällen können keine Unterlagen zu Bauwerksabmessungen vorliegen. Aus diesem Grund folgt eine Zusammenfassung üblicher Abmessungen für verschiedene Konstruktionsarten. Bauteilgeometrien lassen sich nach dieser Herangehensweise in festgelegten Grenzen beliebig anpassen, um übliche Systemeigenschaften abzubilden.

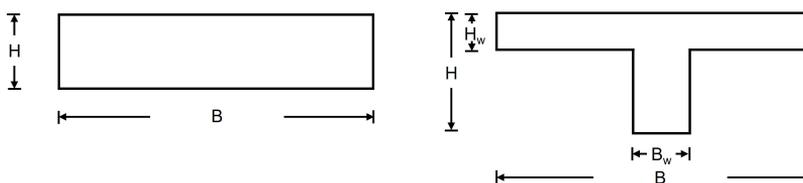


Abb. 2.3: Abmessungen von Vollplatten- und Plattenbalkenquerschnitten

Die in Abbildung 2.3 prinzipiell dargestellten Querschnitte (Vollplatten- und Plattenbalkenquerschnitt) können auf Grundlage der in Tabelle 2.1 zusammengefassten Abhängigkeiten dimensioniert werden. Bei vorgegebener Spannweite lässt sich so die Schlankheit L/H abschätzen. Für Vollplatten- und Plattenbalkenquerschnitte werden übliche Spannweiten und Bauteilhöhen für Ein- und Mehrfeldträger aus Stahl- und Spannbeton angegeben (Haveresch u. a. 2015). Darüber hinaus werden in dieser Arbeit folgende Zusammenhänge und Abmessungen für Plattenbalken verwendet:

- $H_w = 0,4 \text{ m}$
- $B_w = H/2$

Tabelle 2.1: Abmessungen und Spannweiten von Vollplatten- und Plattenbalkenquerschnitten nach Haveresch u. a. 2015

Vollplatte	Maximale Schlankheit (L/H)	Stützweite (L)
Stahlbeton Einfeldträger	10-16	<15 m
Stahlbeton Mehrfeldträger	15-20	<20 m
Spannbeton Einfeldträger	15-25	15 m-25 m
Spannbeton Mehrfeldträger	20-30	15 m-35 m
Plattenbalken	Maximale Schlankheit (L/H)	Stützweite (L)
Stahlbeton Einfeldträger	10-15	<20 m
Stahlbeton Mehrfeldträger	15-20	<25 m
Spannbeton Einfeldträger	15-25	20 m-40 m
Spannbeton Mehrfeldträger	20-25	20 m-45 m

2.2.3 Bemessungsgrundlagen und Lastmodelle

Ausgangslage

Brückenbauwerke sind für eine funktionierende Infrastruktur von großer Bedeutung, ihre Konstruktion ist mit großem Aufwand verbunden. Aus diesem Grund sind sie für einen längeren Nutzungszeitraum vorgesehen als beispielsweise Gebäude des üblichen Hochbaus. In DIN EN 1990:2021 wird für Brücken eine Nutzungsdauer von 100 Jahren angegeben. Da diese Zeitspanne den Geltungszeitraum einer Bemessungsnorm deutlich übersteigt, lohnt eine Analyse des Brückenbestands hinsichtlich der verwendeten Normen und Lastmodelle. In Abbildung 2.4 ist die Verteilung der Lastmodelle und der zugrunde liegenden Bemessungsnormen für Bundesautobahnen gemäß dem Anteil der Fläche nach BASt 2023 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass nur ein kleiner Teil der Brücken unter Verwendung einer aktuell gültigen Norm konstruiert wurde.

Hier eine Zusammenfassung und Erklärung der aufgeführten Lastmodelle und Bemessungsnormen:

- DIN 1072:1967 sowie das Vorgängerdokument DIN 1072:1952 unterscheidet im Wesentlichen zwischen den Brückenklassen BK 60 (Autobahnen), BK 45 und BK 30 (Landstraßen) und definiert zugehörige Lastansätze. Nach Aufteilung der Fahrbahn in Haupt- und Nebenspur wird die Brücke neben einer konstanten Flächenlast zusätzlich mit einem auf die Brückenklasse abgestimmten Modell eines sogenannten Schwerlastwagens auf der Hauptspur belastet.
- DIN 1072:1985 erweitert die bestehenden Lastmodelle zu den Brückenklassen BK 60/30 und BK 30/30, indem auch auf der Nebenspur jeweils ein Schwerlastwagen (SLW 30) zu berücksichtigen ist.

2 Einordnung, Annahmen und Vereinfachungen

- Im Zuge der Harmonisierung der europäischen Normen folgte zunächst die Einführung des DIN-Fachbericht 101 2003. Im Lastmodell 1 (LM1) wird das Brückenbauwerk in Fahrstreifen eingeteilt und mit einer Flächenlast sowie ungünstig angeordneten Doppelachsen mit vorgegebenen Achslasten beaufschlagt. Für den Ermüdungsnachweis dient das Lastmodell 3.
- Die aktuell gültige Norm DIN EN 1991-2 2010 unter Berücksichtigung des deutschen nationalen Anhangs modifiziert einige Werte des Lastmodells 1 (LMM).

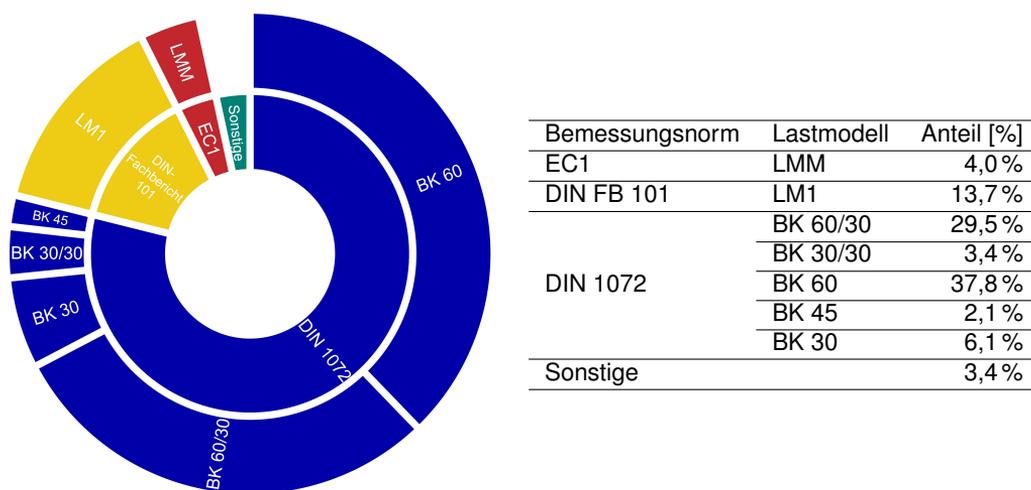


Abb. 2.4: Brückenbestand der Bundesautobahnen (gewichtet nach Fläche) mit zugehöriger Bemessungsnorm und Lastmodell nach BASt 2023

Im folgenden einfachen Beispiel wird ein Vergleich ausgewählter Lastmodelle angestellt (siehe Abbildung 2.5). Hierfür wird eine einfeldrige Brücke, die als Teilbauwerk ausgeführt ist und nur eine Fahrspur umfasst, herangezogen. Für unterschiedliche Spannweiten werden die charakteristischen Schnittgrößen (hier Biegemoment in Feldmitte in Brückenlängsrichtung) aus der Verkehrslast dargestellt. Da gemäß Definition jeweils nur eine Fahrspur vorhanden ist, muss nicht zwischen BK 60 bzw. BK 30 und BK 60/30 bzw. BK 30/30 unterschieden werden. Um trotz des unterschiedlichen Sicherheitskonzepts eine Vergleichbarkeit zwischen LMM und LM1 zu ermöglichen, werden die Schnittgrößen des LMM um den Faktor $\frac{1,35}{1,5}$ reduziert. Dies entspricht dem Verhältnis der jeweiligen Sicherheitsbeiwerte für Verkehrslasten.

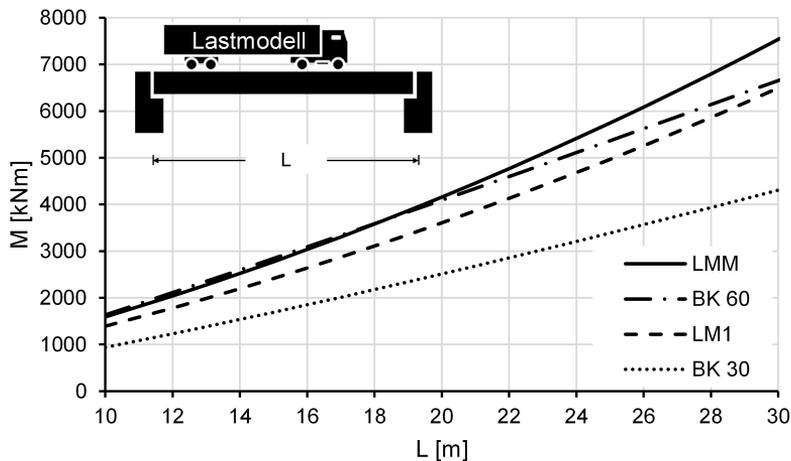


Abb. 2.5: Vergleich der Lastmodelle für einspurigen Einfeldträger: Biegemoment in Feldmitte bei variierender Brückenspannweite

Annahme

Ist für das untersuchte Bauwerk die Bemessungsnorm oder das Ergebnis der realen Bemessung bekannt, ist mit diesem zu rechnen und keine Annahme erforderlich. Liegen für das untersuchte Bauwerk keine Angaben vor oder es soll für allgemeingültige Untersuchungen ein aussagekräftiges, nicht real existierendes Bauwerk erstellt werden, muss in Bezug auf die Bemessungsvorschriften eine Wahl getroffen werden. Diese Wahl beeinflusst durch das Ergebnis der Bemessung z. B. die Menge der Bewehrung und somit die Steifigkeit und die Schwingungseigenschaften des Bauwerks.

Die in Abbildung 2.5 dargestellten resultierenden Schnittgrößen der verschiedenen Verkehrslastansätze sind nur bedingt vergleichbar, da die Wahl von nur einer Fahrspur einen Sonderfall darstellt. Es wird jedoch deutlich, dass LMM und BK 60 unabhängig von der Spannweite einem hohen Lastniveau entsprechen, BK 30 einem niedrigen. Abbildung 2.4 verdeutlicht, dass bei Betrachtung des aktuellen Brückenbestands die einzelnen Lastmodelle in der Häufigkeit ihrer Anwendung nicht gleichmäßig verteilt sind. Über 75 % der Brücken wurden auf Grundlage von DIN 1072 dimensioniert. Speziell die Brückenklassen BK 60 und BK 60/30 sind stark repräsentiert. Es ist jedoch anzumerken, dass bei der Betrachtung von Autobahnbrücken die Brückenklassen BK 30 und BK 30/30 bezogen auf den gesamten Brückenbestand unterrepräsentiert sind.

Für das weitere Vorgehen wird unterstellt, dass Bestandsbauwerke, die mit älteren Lastmodellen bemessen wurden, mit einer höheren Wahrscheinlichkeit für den aktuellen Verkehr unterdimensioniert sind. In der Folge wäre eine verbesserte Fahrbahnqualität für betreffende Brücken lohnender als z. B. für einen Neubau. Im Sinne möglichst allgemeiner Untersuchungsergebnisse bietet sich zudem die Wahl von häufig genutzten Lastmodellen an. Daher werden im Rahmen dieser Arbeit

die Brückenklassen BK 60 und BK 30 unterstellt, wenn keine anderen Angaben vorliegen. Da von nur einer Fahrspur ausgegangen werden kann (vgl. Kapitel 5), ist keine weitere Differenzierung zu BK 60/30 und BK 30/30 erforderlich.

2.2.4 Bauteile und Komponenten

Ausgangslage

Die zu entwickelnde Methodik soll unabhängig vom betrachteten Bauteil oder der untersuchten Komponente am Bauwerk anwendbar sein. Zur Veranschaulichung und einheitlichen Darstellung muss für diese Arbeit ab einem bestimmten Detaillierungsgrad dennoch der Schwerpunkt auf eine zu untersuchende Stelle am Bauwerk gelegt werden. Es erscheint sinnvoll, hierfür entweder besonders hoch belastete Bereiche oder schädigungsanfällige Komponenten der Tragstruktur zu wählen. Schäden, die auf Mängel in der Planung oder Bauausführung zurückzuführen sind, werden dabei ausgenommen, da die Fahrbahnqualität und die damit verbundenen dynamischen Kontaktkräfte nutzungsbedingte Schäden hervorrufen.

Annahme

Bezogen auf Stahl- und Spannbetonbrücken treten Schäden häufig im Bereich von Auflagern, Fugen und Übergangskonstruktionen auf. Speziell im Bezug auf ältere Spannbetonbrücken sind die unterdimensionierten Koppelfugen hervorzuheben (siehe z. B. K. Zilch u. a. 2007). Häufige Schadensbilder wie Rissbildung im Beton und Korrosion der schlaffen und vorgespannten Bewehrung (Mehlhorn 2014) sind von kleineren Überhöhungen der Verkehrslast, wie sie durch schlechtere Fahrbahnqualitäten zu erwarten sind, weitestgehend unabhängig. In den Nachweis gegen Ermüdung fließen derartige Spannungen jedoch exponentiell ein (DIN EN 1992-1 2010).

Tragwerksschäden in Folge der Nutzung in Kombination mit steigenden dynamischen Achslasten von Lastkraftwagen (Lkw) lassen sich demnach als ermüdungsbedingte Schäden interpretieren. Speziell für Stahlbrücken wäre eine Untersuchung der lokalen Tragwirkung in Querrichtung, der Auflagerpunkte oder an bekannten unterdimensionierten Bauteilen möglich.

Da jedes Bauwerk in Bemessung und Konstruktion einzigartig ist, kann daher nicht für jede Situation direkt das maßgebende Bauteil identifiziert werden. Aufgrund möglicher Varianten in der Ausführung wie eine gestaffelt angeordnete Biegebewehrung kann auch auf Spannungsebene nicht ohne detaillierte Untersuchung des Einzelbauwerks die maßgebende Stelle definiert werden. Daher wird die folgende Annahme unter Betrachtung der zu erwartenden Schnittgrößen getroffen. Für einen Einfeldträger ist in Feldmitte das größte Biegemoment aus Verkehrslast zu erwarten. Auch für einen Zweifeldträger ist mit Verweis auf ermüdungsbedingte Schäden aus Spannungsschwingspielen im Rahmen der Überfahrt einer Einzellast an den beiden Stellen der Feldmitte eine große Differenz zwischen minimalen und maximalen Biegemoment zu erwarten.

Für die hier durchgeführte Analyse von Brücken aus Beton wird aus diesem Grund die Stahl- bzw. Spannstahlbewehrung der Biegezugzone am hoch belasteten Bereich in Feldmitte gewählt. Es wird unterstellt, dass eine entsprechende Untersuchung dieser bemessungsrelevanten Stelle aufgrund der hohen zu erwartenden Spannungsschwingspiele relevante Erkenntnisse liefert.

2.3 Fahrzeugseitige Rahmenbedingungen

2.3.1 Fahrzeugtyp

Ausgangslage

Die große Anzahl unterschiedlicher Fahrzeugtypen lässt sich grob in Personenkraftwagen (Pkw) (Fahrzeugmasse $\leq 3,5$ t) und Schwerlastverkehr (Fahrzeugmasse $> 3,5$ t) einteilen. Pkw stellen zwar den größten Anteil des Verkehrs dar, weisen jedoch eine wesentlich geringere Achslast auf.

Bezogen auf den Schwerlastverkehr gilt es verschiedene Fahrzeugtypen zu unterscheiden. Das Spektrum des zulässigen Gesamtgewichts reicht dabei von 3,5 t über eine Fahrzeugmasse von 40 t bis hin zu genehmigungspflichtigem Schwerlastverkehr. Zusätzlich sind Unterschiede in Anzahl der Achsen, Radabstand und Radlast zu beachten. Mögliche Fahrzeugvarianten sind z. B. Lkw mit und ohne Anhänger, Sattelzüge mit unterschiedlichen Aufliegern oder genehmigungspflichtiger Schwerverkehr wie schwere Mobilkräne. (Freundt u. a. 2011)

Vereinfachung

Die durch einen Pkw hervorgerufene Bauwerkseinwirkung ist im Vergleich zu einem Lkw klein, bezogen auf die Gesamtmasse unterscheiden sie sich etwa um den Faktor 10. Die Überfahrt eines oder mehrerer Pkw zwischen zwei Lkw kann daher auch als Entlastung interpretiert werden. Die Einwirkungen aus dem Pkw-Verkehr wird aus diesem Grund vernachlässigt.

Annahme

Die genaue Zusammensetzung des Schwerlastverkehrs ist durch Verkehrszählungen oder automatisiert über „Weigh in Motion Messungen“ ermittelbar. Ausgewählte Messdaten aus dem Achslastmessstellennetz der Bundesanstalt für Straßenwesen sind bis zum Jahr 2017 in BAST 2017 zusammengefasst. Gezählte Fahrzeuge werden in etwa 20 verschiedene Fahrzeugtypen wie Lkw, Lkw mit Anhänger, Sattelzüge oder Busse eingeteilt.

In Abbildung 2.6 sind für vier ausgewählte Messstellen exemplarisch die jeweils vier am häufigsten gezählten Fahrzeugtypen entsprechend ihres Anteils am gesamten Schwerverkehr dargestellt. Zusätzlich wird ihr durchschnittlicher Anteil über alle 17 ausgewerteten Messstellen abgebildet. Dem-

nach sind die häufigsten Fahrzeuge innerhalb des Schwerverkehrs Sattelzüge. Der sogenannte Typ 98 ist ein Sattelzug mit zweiachsiger Zugmaschine und einem Auflieger mit Dreifachachse. Typ 97 stellt ebenfalls einen Sattelzug mit zweiachsiger Zugmaschine dar, der Auflieger hat jedoch eine Doppelachse. Über alle Messstellen hinweg ist Typ 97 mit einem Anteil von über 40% eindeutig der häufigste Fahrzeugtyp, gefolgt vom Sattelzug Typ 98 und dem zweiachsigen Lkw Typ 8.

Da die für die Lebensdauer einer Straßenbrücke maßgebenden Fahrzeuge betrachtet werden sollen, ist neben der Häufigkeit ihres Auftretens auch die mit ihnen verbundene Einwirkung von Bedeutung. Gemäß StVZO 2023 ist das maximal zulässige Gesamtgewicht für Sattelzüge über 4 Achsen auf 40 bzw. 44 t begrenzt. Ihr mögliches Gesamtgewicht übersteigt somit Typ 8. Typ 41 wurde im Vergleich deutlich seltener gezählt. Liegen für eine spezifische Betrachtung keine Daten zum genauen Fahrzeugtyp vor, werden hier aus diesem Grund Sattelzüge der Typen 97 und 98 unterstellt. Werden für die Untersuchung spezieller Einzelbauwerke schwerere Fahrzeugtypen wie Mobilkräne oder gestützt durch Verkehrszählung auch leichtere Lkw als Untersuchungsgegenstand identifiziert, ist das Vorgehen übertragbar.

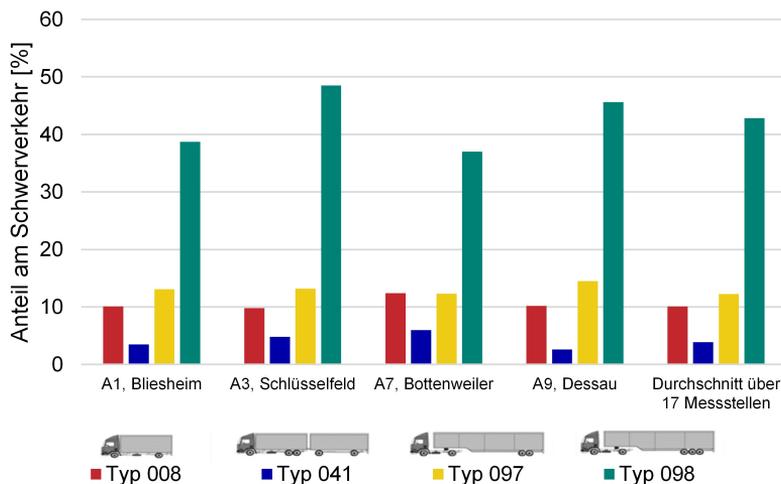


Abb. 2.6: Achslasterfassung im Jahr 2017 an ausgewählten Messstellen (BASt 2017)

2.3.2 Verkehrszusammensetzung

Ausgangslage

Der eine Brücke querende Verkehr ist nur schwer vorherzusagen. Zufällige Fahrzeugtypen reihen sich mit unterschiedlicher Geschwindigkeit und Abständen aneinander. Um den Straßenverkehr als vereinfachtes Modell darzustellen, kann er, wie in Freundt u. a. 2011 beschrieben, als lineares Verkehrsband simuliert werden. Fahrzeuge werden in zufälliger Reihenfolge mit zufälligem

Abstand angeordnet und wie an einer Schnur über den betrachteten Fahrbahnabschnitt gezogen. Fahrzeugabstand und Geschwindigkeit werden auf einer Fahrspur als konstant angenommen, Wechsel der Fahrspur und Überholmanöver nicht abgebildet. Grundsätzlich lassen sich in dieser Modellvorstellung zwei Zustände unterscheiden:

- Fließender Verkehr: Die Geschwindigkeit der Fahrzeuge ist hoch, aus diesem Grund halten sie einen größeren Abstand zueinander ein.
- Stau: Die Fahrzeuge stehen oder fahren mit langsamer Geschwindigkeit, ihr Abstand zueinander ist klein.

Annahme

Die größte Verkehrslast tritt genau dann auf, wenn der Abstand zwischen den Einzelfahrzeugen minimal ist. Dies ist der Fall, wenn der Verkehrsfluss auf der Brücke zum Stillstand kommt und sich ein Stau bildet. Dieses Szenario wäre daher für eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend. Der Einfluss der Fahrbahnqualität besteht jedoch in einer dynamischen Vergrößerung von Achslasten. Diese dynamische Vergrößerung setzt fließenden Verkehr mit einer gewissen Geschwindigkeit voraus. Um den Einfluss der Fahrbahnqualität zu isolieren, liegt der Schwerpunkt dieser Arbeit folglich auf fließendem Verkehr und nicht auf der maximal möglichen statischen Verkehrslast.

Vereinfachung

Gemäß den unter Abschnitt 2.2.2 definierten Rahmenbedingungen werden kurze Brücken mit einer Spannweite unter 30 m betrachtet. Abbildung 2.7 verdeutlicht, dass bezogen auf eine Fahrspur sich nur bei Stau mehrere Fahrzeuge zur selben Zeit auf der Brücke befinden können. Bei fließendem Verkehr wird unterstellt, dass Lkw den durch die StVO 2021 vorgegebenen Mindestabstand von 50 m bei Geschwindigkeiten höher als 50 km/h einhalten. Es kann demnach von stets höchstens einem Fahrzeug pro Fahrspur auf der Brücke ausgegangen werden. Bezogen auf eine Fahrspur sind also Überfahrten von Einzelfahrzeugen zu betrachten. Annahmen zum Fahrzeugabstand und zur Zusammensetzung des Verkehrsbandes werden daher nicht getroffen.

2.3.3 Geschwindigkeit und Fahrmanöver

Ausgangslage

Nicht nur der Fahrzeugtyp hat Einfluss auf die dynamische Kontaktkraft zwischen Fahrzeug und Brücke, sondern auch die durchgeführten Fahrmanöver und die Fahrzeuggeschwindigkeit. Der Einfluss der Geschwindigkeit kann näherungsweise unter Annahme einer konstanten Achslast ermittelt werden. Durch den Vergleich der Überfahrt eines Brückenbauwerks mit einer erzwungenen

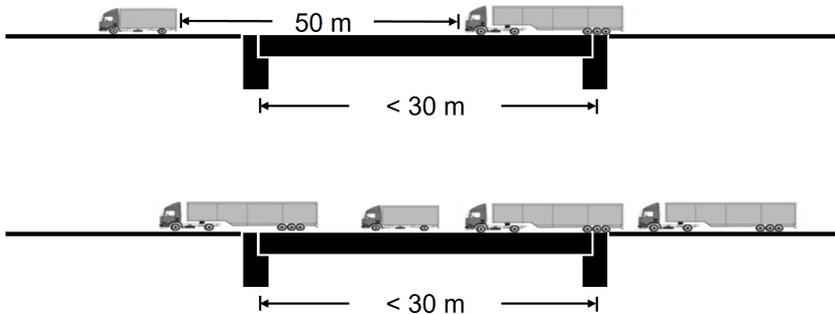


Abb. 2.7: Annahmen zur Verkehrssituation auf der betrachteten Brücke: Fließender Verkehr (oben) und Stau (unten)

Schwingung lässt sich die Geschwindigkeit des Fahrzeugs in Kombination mit der Spannweite der Brücke als Erregerfrequenz dieser Schwingung interpretieren. Die dynamische Reaktion des Bauwerks wiederum ist abhängig von dessen Eigenfrequenz und deren Verhältnis zur Erregerfrequenz. Somit hat das Verhältnis von Eigen- und Erregerfrequenz und damit auch die Fahrzeuggeschwindigkeit einen großen Einfluss auf die Antwort des kombinierten Systems.

Zusätzlich ist ein Einfluss durch verschiedene Fahrmanöver wie Kurvenfahrten aufgrund eines Spurwechsels oder bedingt durch die Streckenführung möglich. Aus einer Kurve folgt durch Massenträgheit eine horizontale Einwirkung F_H auf Höhe des Fahrzeugschwerpunkts, welche die Verlagerung des Eigengewichts auf die eine Fahrzeugseite und die Entlastung der anderen Fahrzeugseite verursacht. Einen vergleichbaren Einfluss hat eine Änderung der Fahrzeuggeschwindigkeit. Neben einer horizontalen Auflast kommt es zu einer Verlagerung von Eigengewicht entlang der Fahrzeuglängsrichtung. Abbildung 2.8 stellt die entsprechenden Effekte dar.

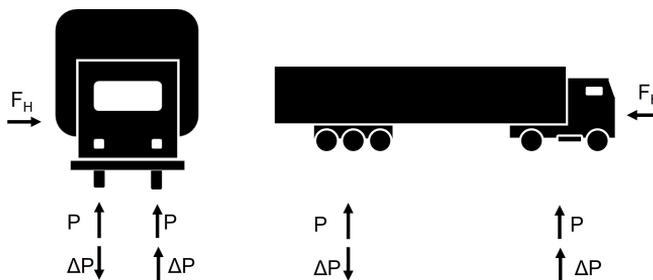


Abb. 2.8: Lastenänderung durch Kurvenfahrt (links) und Bremsvorgang (rechts)

Vereinfachung

Im Allgemeinen gibt es auf Autobahnen in Deutschland keine Geschwindigkeitsbegrenzung, auf Landstraßen gilt außerorts eine Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h, falls nicht lokal anders ge-

regelt. Für Lkw existieren mit einem Limit von jeweils 80 km/h strengere Vorgaben. Da im Rahmen dieser Arbeit ausschließlich Lkw untersucht werden (siehe Abschnitt 2.3.1), kann für alle betrachteten Situationen ohne genauere Angaben eine unveränderliche Geschwindigkeit von 80 km/h oder 22,2 m/s unterstellt werden.

Starke Bremsvorgänge führen zu einer Verlagerung der Auflast auf die vorderen Fahrzeugachsen, kommen aber im fließenden Verkehr selten vor. Im Vergleich zur kurzen Dauer einer Brückenüberquerung (etwa 1,5 s bei einer Länge von 30 m mit einer Geschwindigkeit von 80 km/h) ist nur in Ausnahmefällen von einem starken Bremsvorgang auszugehen. Die Auswirkung auf die Lebensdauer in Zusammenhang mit der Fahrbahnqualität wird daher vernachlässigt, Bremsvorgänge im Weiteren nicht berücksichtigt.

Analoges gilt für Kurvenfahrten. Überholmanöver von Lkw werden als selten angesehen und nicht betrachtet. Die Streckenführung selbst ist durch die untersuchte Brücke vorgegeben. Hier wird von einem geraden Bauwerksverlauf ausgegangen.

2.4 Rahmenbedingungen zum methodischen Vorgehen

2.4.1 Ausgewählte vorangegangene Untersuchungen

Neben Annahmen zu Bauwerk und Fahrzeug ist auch die entwickelte Methode zum Bestimmen des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken abhängig von äußeren Einflüssen und Rahmenbedingungen, die eine Einordnung erforderlich machen. So können beispielsweise die verfügbare Datengrundlage oder der Umfang vorhandener Messwerte vorangegangener Untersuchungen Einflüsse auf das weitere Vorgehen ausüben.

Daher werden zur Einordnung dieser Arbeit ausgesuchte Untersuchungen und Projekte vorgestellt und zusammengefasst. Ihre Ergebnisse sowie deren Einfluss auf das folgende Vorgehen wird beschrieben.

AASHO Road Test

Der American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHO) Road Test war ein groß angelegtes Experiment zum Erhalt von Forschungsdaten mit dem Ziel der Kostenreduktion und Effizienzsteigerung beim Bau von Autobahnen. Im Zentrum der Untersuchungen standen verschiedene Fahrbahnaufbauten und Beläge sowie die zeitabhängige Entwicklung der zugehörigen Fahrbahnoberfläche.

Diese Untersuchungen umfassten die Durchführung aufwändiger Langzeittests verschiedener Fahrbahnaufbauten unter realistischen Bedingungen. Verschiedene Fahrbahnaufbauten wurden in der Nähe von Ottawa (USA) auf mehreren abgeschlossenen Teststrecken umgesetzt. Es folgte die Befahrung dieser Teststrecken durch eine Vielzahl unterschiedlicher Fahrzeuge mit verschiedenen

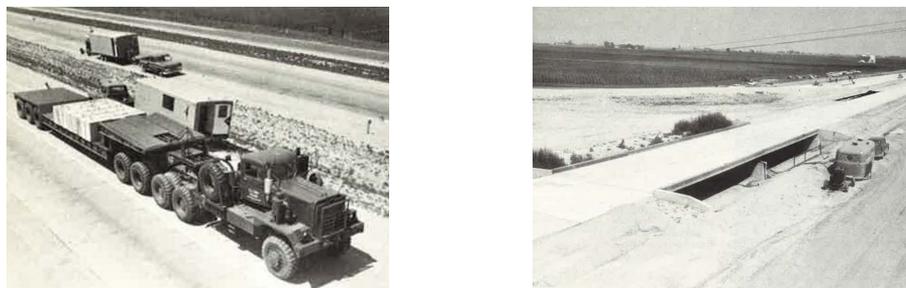


Abb. 2.9: Beispielfahrzeug K-1 (links) und untersuchte Brückenbauwerke (rechts) (Abbildungen aus Highway Research Board 1962b)

Achslasten und -typen, wobei die Variationen gering gehalten wurden, um die Anzahl der relevanten Parameter zu reduzieren. Es sollte sich auf einige wenige, aber wesentliche Erkenntnisse wie z. B. den Unterschied zwischen einer Einzel- und einer Doppelachse fokussiert werden. Zwischen 1958 und 1960 betrug der Umfang der Untersuchung insgesamt über 1 000 000 Achslastspiele. (Highway Research Board 1962b)

Die untersuchten Teststrecken beinhalteten mit Verbundbrücken, Stahlbrücken, Spann- und Stahlbetonbrücken auch verschiedene Typen von Brückenbauwerken. Die Bemessung erfolgte derart, dass im Rahmen des Testprogramms ein Ermüdungsversagen eintreten sollte. Zusätzlich wurde die Interaktion zwischen Fahrzeug und Brücke untersucht. Aus diesem Grund stehen für ausgewählte Brückenüberfahrten umfangreiche Messungen zur Verfügung. Im Vergleich zu anderen Studien, die den Schwerpunkt entweder auf die Fahrzeug- oder Bauwerksreaktion legen, wurden im Rahmen des AASHO Road Tests für ausgesuchte Szenarien simultane Messungen durchgeführt. Darüber hinaus wurde die Topografie der Fahrbahnoberfläche messtechnisch erfasst. (Highway Research Board 1962a)

Der AASHO Road Test führte zu umfangreichen Erkenntnissen zu Achslasten sowie Gebrauchstauglichkeit und hatte in der Folge Einfluss auf Fahrbahndicke und -stärke. Er ist noch heute die Grundlage für moderne Fahrbahntwürfe (Transportation Research Board 2007). Für die folgende Untersuchung sind die simultanen Messungen an Brücken und Fahrzeugen von besonderer Bedeutung. Sie finden zur messtechnischen Verifikation des Vorgehens Verwendung.

Messung von Achslasten durch Hahn

Zur messtechnischen Erfassung von Einflussfaktoren der Fahrbahnqualität auf dynamische Kontaktkräfte wurden an der Universität Hannover im Jahr 1986 Untersuchungen durchgeführt. Die Interpretation eines Fahrzeugs als beweglicher Mehrmassenschwinger verdeutlicht die Komplexität derartiger Messungen der dynamischen Kraft zwischen Reifen und Fahrbahn. In Abhängigkeit von der Messstelle und der tatsächlich gemessenen Größe (z. B. Auslenkung der Fahrzeugfederung) ergeben sich mögliche Fehler in der Auswertung. Um diese zu minimieren, kam eine speziell entwickelte Radmessnabe zum Einsatz.

Untersuchungsgegenstand waren Lkw-Achsen mit typischen Lasten in unterschiedlichen Konfigurationen wie Einzelachsen zwischen 8 t und 10 t sowie Doppelachsen mit 16 t und Dreifachachsen mit 22 t. Die Messungen wurden am Auflieger eines speziellen Sattelzugs auf folgenden Streckenabschnitten durchgeführt:

- Fahrbahnoberfläche guter Qualität mit $\Phi(\Omega_0) = 2,2 \times 10^{-6} \text{m}^3$ (zur Definition von $\Phi(\Omega_0)$ siehe Abschnitt 3.3.3, Seite 35)
- Fahrbahnoberfläche mittlerer Qualität mit $\Phi(\Omega_0) = 10 \times 10^{-6} \text{m}^3$
- Fahrbahnoberfläche schlechter Qualität mit $\Phi(\Omega_0) = 23 \times 10^{-6} \text{m}^3$

Die Untersuchung umfasst Messungen bei verschiedenen Geschwindigkeiten. Für die relevante Geschwindigkeit von 80 km/h (siehe Abschnitt 2.3.3) konnten folgende Beobachtungen gemacht werden: Bei guter Fahrbahnqualität lagen die größten Stoßfaktoren (bei Hahn die Überhöhung der statischen Achslast) bei etwa 1,3 - 1,4 (Einzelachse), 1,45 (Doppelachse) und 1,2 - 1,5 (Dreifachachse). Bei mittlerer Qualität bei 1,3 - 1,6 (Einzelachse), 1,25 - 1,8 (Doppelachse) und 1,3 - 1,5 (Dreifachachse) sowie bei schlechter Qualität 1,8 (Einzelachse), 1,9 - 2,1 (Doppelachse) und 2,0 (Dreifachachse). (Hahn 1986)

Aus diesen Messungen ist ein deutlicher Zusammenhang zwischen Fahrbahnqualität und einer dynamischen Kontaktkraft zu erkennen. Ein Zusammenhang zu Brückenbauwerken wurde in dieser Untersuchung nicht hergestellt.

Dynamische Belastungsversuche an der EMPA

Durch die Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) wurden in der Schweiz eine Vielzahl von dynamischen und statischen Belastungsversuchen an Stahl- und Spannbetonbrücken durchgeführt. Cantieni 1983 fasst die langjährigen Erkenntnisse aus 356 Belastungsversuchen zwischen 1958 und 1981 zusammen. Die Fahrbahnoberfläche wird in diesem Zusammenhang jedoch nicht detailliert angegeben und bewertet. Da aufgrund unterschiedlicher Schwerpunktsetzung keine einheitlichen Rahmenbedingungen in Bezug auf Versuchsprogramme und Belastungsszenarien vorlagen, waren nur allgemeine Aussagen möglich.

Abschließend werden die Messergebnisse von vier Bauwerksuntersuchungen beispielhaft vorgestellt. Für diese Bauwerke wurde neben dem zeitlichen Verlauf der dynamischen Bauwerksverformung ein dynamisches Inkrement ermittelt. Dieses stellt das Verhältnis der maximalen Bauwerksverformung zwischen einer statischen und einer dynamischen Belastung mit gleichem Fahrzeug dar. Um die Qualität der Fahrbahn künstlich zu beeinflussen und dynamische Effekte zu erzeugen, überfuhr der Lkw für ausgewählte Messungen ein Brett, das als Einzelhindernis interpretiert werden kann.

Eine ausführliche Analyse eines Einzelbauwerks ist Cantieni 1992 zu entnehmen. Durch Versuche an der Bergspurbrücke Deibüel wurde im Besonderen der Einfluss der frequenzmäßigen Beziehung zwischen Brücken und Fahrzeugschwingungen untersucht. Diese Untersuchung beinhaltet auch die Analyse und Bewertung der Fahrbahnoberfläche. Zwei verschiedene Fahrbahnqualitäten

wurden realisiert, die jeweilige Längsunebenheit der Fahrbahn vor und auf der Brücke dargestellt.

Speziell Cantieni 1992 stellt damit in umfangreichen Messungen und analysierten Parametern detaillierte Daten zu Fahrbahn, Fahrzeug und Brücke bereit. Auch wenn die Abmessungen nicht den Rahmenbedingungen dieser Arbeit entsprechen, kann vor allem die Bewertung der dynamischen Einflüsse als dynamisches Inkrement, also die dynamische Verformung in Relation zur statischen Verformung, hier als Vorbild dienen. Die Bewertung des Einflusses der Fahrbahnqualität ist auf ähnliche Weise möglich.

Simulierte Fahrbahnoberflächen des Fraunhofer ITWM

Für die Automobilbranche sind Achslasten bei der Entwicklung neuer Fahrzeuge für Ermüdungsberechnungen und zur Sicherstellung des Fahrkomforts von höchster Wichtigkeit. Direkte Messungen in ausreichendem Umfang sind jedoch meist zu aufwändig. Aus diesem Grund werden Simulationen zur Ermittlung der Beanspruchung von Fahrzeugachsen durchgeführt. Neben einem Modell zur Simulation des Fahrzeugverhaltens wird als Eingangsgröße auch die Geometrie der Fahrbahnoberfläche benötigt.

Hierbei ist zu beachten, dass Fahrzeuge in ihrer Nutzungszeit je nach Anwendungsfeld und -ort ein sehr spezifisches Belastungsregime durchlaufen. Zur Abbildung des kompletten Lebenszyklus sind daher Daten über ein großes Streckennetz erforderlich. Dabei kommt es nicht auf die präzise Vorhersage der tatsächlichen Oberflächen an. Es sollen stattdessen statistische Informationen über die Verteilung von Fahrbahnrauigkeiten in verschiedenen Regionen und Märkten gewonnen werden. Für solche Anwendungen entwickelte das Fraunhofer ITWM eine Methodik, realitätsnahe Fahrbahnoberflächen für vereinfachte Fahrzeugmodelle zu simulieren (Burger u. a. 2018). Wie in Volmer u. a. 2021 durchgeführt, kann die Qualität dieser Vorhersagen durch Messungen weiter erhöht werden.

Die Erzeugung synthetischer Fahrbahnoberflächen nimmt für diese Arbeit eine zentrale Rolle ein. Die Prognose des Zielzustandes nach einer Sanierung wäre ohne eine vergleichbare Vorgehensweise nur anhand von ausgewählten Beispielen möglich. Das hier verwendete vereinfachte Vorgehen ist zentraler Bestandteil von Kapitel 3.

Intelligente Brücke Nürnberg

Eine exakte Ermittlung von Bauwerksreaktionen ist nur durch ein entsprechendes Monitoring möglich. Dabei lassen sich Verformungen und Dehnungen direkt erfassen, Schnittgrößen und Spannungen können daraus ermittelt werden. Neben Verkehrslasten können z. B. Einflüsse aus Wind und Temperaturunterschieden untersucht werden.

Ein Beispiel für ein umfangreiches Monitoringprojekt stellt die „intelligente Brücke“ im Autobahnkreuz Nürnberg dar. Das 2016 in Betrieb genommene Bauwerk verfügt über eine Vielzahl an Sensoren, die eine ganzheitliche Zustandsbewertung ermöglichen. Mit dem Ziel, das zeitabhängige

Tragverhalten zu untersuchen, stellt sie in Deutschland den ersten Neubau dar, der umfangreich mit Sensorik ausgestattet wurde. Ziel der Überwachung sind Aussagen zu Zustand, Tragfähigkeit, Zuverlässigkeit und Restnutzungsdauer. (Haardt u. a. 2017)

Aufgrund dieser umfassenden Monitoringmaßnahmen bietet die „intelligente Brücke“ auch gute Voraussetzungen zur messtechnischen Untersuchung des Einflusses der Fahrbahnqualität. Anhand der gemessenen Daten kann das entwickelte Vorgehen und im Speziellen die Bauwerksantwort weiter verifiziert werden. Hierfür wären Untersuchungen mit klar definierten Fahrzeugen und einer aufgemessenen Oberflächengeometrie erforderlich. Da es sich bei dieser Brücke um eine Spannbetonkonstruktion handelt und die Gesamtlänge außerhalb der hier definierten Rahmenbedingungen liegt, wird sie in dieser Arbeit dennoch nicht als Beispiel (siehe Kapitel 6) herangezogen. Die „intelligente Brücke“ bietet für Folgebetrachtungen jedoch eine gute Möglichkeit, ein auf erweiterte Rahmenbedingungen modifiziertes Vorgehen zu verifizieren.

2.4.2 Datengrundlage

Ausgangslage

Der Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken lässt sich realitätsnah auf Grundlage von Messergebnissen ermitteln. Hierfür ist ein sehr umfangreiches und aufwändiges Monitoringprogramm erforderlich, das unter Berücksichtigung verschiedener Fahrzeugtypen (siehe Abschnitt 2.3.1) mit mehreren repräsentativen Brückenbauwerken variierende Baustoffe (siehe Abschnitt 2.2.1) und Tragsysteme (siehe Abschnitt 2.2.2) abbildet. Dies ist vom Umfang vergleichbar mit dem AASHO Road Test (siehe Abschnitt 2.4.1).

Vereinfachungen

Obwohl im Rahmen dieser Arbeit keine eigenen Messungen geplant sind, sollen soweit möglich verfügbare Messergebnisse eingebunden werden. Eine direkt übertragbare, umfassende Versuchskampagne wurde in der Vergangenheit nicht durchgeführt. Daher folgt die Diskussion der Möglichkeit, Teilaspekte unter Einbeziehung vorliegender Messungen zu analysieren. Diese Teilaspekte Fahrzeug, Fahrbahn und Bauwerk sind anschaulich in Abbildung 1.1 (Seite 3) dargestellt.

Zur Qualität der Fahrbahnoberflächen liegen durch verschiedene Messprogramme wie die „Zustandserfassung auf Bundesfernstraßen“ (BASt 2018) umfangreiche allgemeine Daten vor. Im Bedarfsfall können für das zu untersuchende Bauwerk Bestandsdaten durch Messungen erhoben werden. Diese lassen sich für eine Bewertung des Ist-Zustands vor der Sanierung einer Brücke heranziehen. Für die Prognose des unbekanntem Zustands nach der Sanierung können keine exakten Daten erhoben oder aus Datenbanken bereitgestellt werden.

Messungen der dynamischen Kontaktkräfte über einen längeren Zeitraum sind durch am Fahrzeug angebrachte Technik möglich. Derartige Messungen finden in der Fahrzeugentwicklung statt. Diese betreffen jedoch Einzelfahrzeuge spezieller Hersteller und sind daher schwer zugänglich.

Das Heranziehen dieser Daten würde ältere, aber gängige Fahrzeugmodelle ausschließen und nur aufwändig untersuchte Neuwagen berücksichtigen. Allgemeinere Untersuchungen im Zusammenhang mit der Fahrbahnqualität für ausgewählte übliche Achsgruppen sind z. B. in Hahn 1986 vorgestellt (siehe Abschnitt 2.4.1). Diese und vergleichbare Untersuchungen sind von begrenztem Umfang.

Durch kontinuierliches Monitoring von Einzelbauwerken ist deren dynamisches Verformungsverhalten gut dokumentiert (siehe z. B. Abschnitt 2.4.1). Mithilfe geeigneter Messtechnik in der Fahrbahn sind auch Achslasten und als Momentaufnahme auch dynamische Kontaktkräfte messbar. Somit können Fahrzeugtypen und Anzahl genau ermittelt werden. Die spezifischen Eigenschaften der Fahrzeuge und Daten zur Qualität der überfahrenen Fahrbahn liegen jedoch selten vor.

Für alle Schwerpunkte dieser Arbeit, also Fahrbahn, Fahrzeug und Brückenbauwerk, liegen reale Messergebnisse vor. Diese sind jedoch im Umfang begrenzt und umfassen meist nur einen der genannten Teilaspekte. Um die Gesamtmethodik auf Grundlage vorhandener Messergebnisse zu entwickeln, ist diese Datengrundlage nicht ausreichend. Es wird aus diesem Grund die Entscheidung getroffen, für alle drei Teilaspekte mit simulierten Größen zu arbeiten. Die aufgeführten Messergebnisse dienen in diesem Sinne der Validierung des Vorgehens.

2.5 Fahrzeug-Brücke-Interaktion

Im Rahmen einer Simulation ist sowohl das Brückenbauwerk als auch das Fahrzeug als dynamisch schwingendes System zu interpretieren. In der Realität handelt es sich bei einer Überfahrt demnach um ein gekoppeltes Fahrzeug-Brücke-System. Um Interaktionen wie Resonanzeffekte abbilden zu können, ist diese Kopplung auch in der Modellbildung zu berücksichtigen.

Die Brücke wird bei einer Überfahrt durch das Fahrzeug zu einer erzwungenen Schwingung angeregt. Aus diesem Grund werden im Folgenden zunächst maßgebende Frequenzbereiche zusammengefasst. Die Betrachtung eines beweglichen Fahrzeugs erlaubt die Unterteilung in die Überfahrt bei konstanter Kontaktkraft und davon losgelöst in die Schwingungen der Fahrzeugachsen und die damit verbundene dynamische Kontaktkraft.

Die Überfahrt als solche verursacht eine Einwirkung, die bezogen auf die Verformung in Feldmitte (siehe Abschnitt 2.2.4) in ihrem zeitlichen Verlauf als eine halbe Sinuswelle abgeschätzt werden kann. Sie ist daher abhängig von Geschwindigkeit v und Spannweite L . Die entsprechende Erregerfrequenz f der Überfahrt lässt sich wie folgt ausdrücken:

$$f = \frac{v}{2L} \quad (2.1)$$

Somit kann sie bezogen auf auf eine Spannweite zwischen 10 m und 30 m und einer angenommenen Geschwindigkeit von 80 km/h einen Bereich von 0,37 Hz - 1,1 Hz abdecken. Die dynamischen Schwingungen der Kontaktkraft erfolgen in den Eigenfrequenzen der Fahrzeuge. Diese setzen sich im Wesentlichen aus Aufbauschwingungen zwischen 1 Hz und 2 Hz und Achsschwingungen zwischen 10 Hz und 15 Hz zusammen (Schramm u. a. 2018).

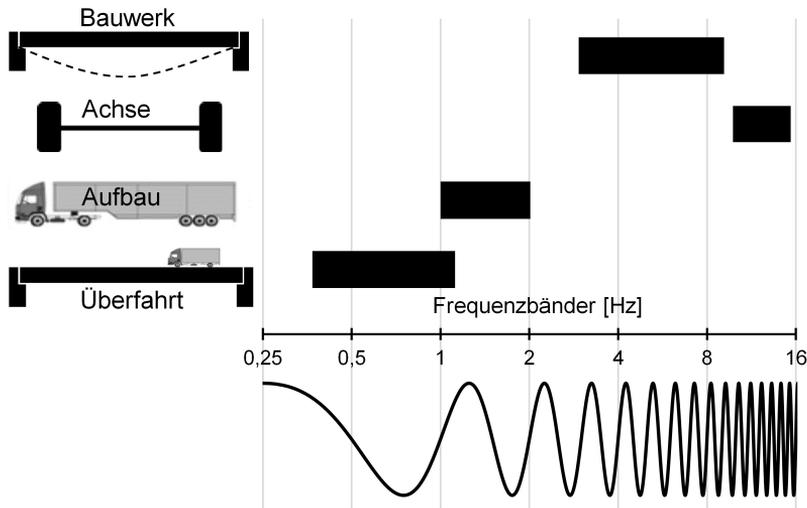


Abb. 2.10: Zusammenstellung der Eigenfrequenzbereiche von Bauwerk, Fahrzeugachse, Fahrzeugaufbau und Überfahrt

Während der Überfahrt schwingt das Bauwerk in seinen Eigenfrequenzen. Die erste Eigenform eines Einfeldträgers lässt sich auf Grundlage von Steifigkeit und Masse ermitteln. Für den Querschnitt einer Vollplatte mit üblichen Abmessungen (siehe Tabelle 2.1) und unter Annahme einer um den Faktor 2 reduzierten Steifigkeit (Berücksichtigung des gerissenen Zustands; konstant über die gesamte Länge) bei einem E-Modul von $30\,000\text{ MN/m}^2$ liegt die Eigenfrequenz zwischen 9 Hz (kurze Spannweite) und 3 Hz (große Spannweite). Die Frequenzbereiche der aufgeführten Schwingungen sind in Abbildung 2.10 zusammengestellt. Es ist anzumerken, dass es sich bei dieser Zusammenstellung um einen groben Überblick zur Abschätzung möglicher Interaktionen handelt. Eine möglichst genaue Darstellung der Realität ist nicht das Ziel dieser Abbildung.

Die Modellierung einer Brückenüberfahrt ist sowohl als gekoppeltes als auch als entkoppeltes Fahrzeug-Bauwerk-Modell möglich. Abbildung 2.11 stellt beide Varianten vereinfacht gegenüber. Das entkoppelte Modell ist im Rahmen von Simulationen mit weniger Rechenaufwand umzusetzen, das gekoppelte Modell berücksichtigt bei der Ermittlung der Kontaktkräfte am Fahrzeug die Antwort des Bauwerks und liefert bei ausgeprägten Interaktionen genauere Ergebnisse. Sind keine Resonanzeffekte zu erwarten, weichen diese Modelle nur unwesentlich voneinander ab. Im Allgemeinen ermöglicht das gekoppelte Modell realitätsnähere Betrachtungen.

Abbildung 2.10 verdeutlicht anschaulich, dass Überschneidungen der Eigenfrequenzbereiche in gängigen Konstellationen möglich sind. Sowohl die Aufbauschiwingung und die Überfahrt als auch die Achsschiwingung und die Bauwerksschiwingungen liegen in einem ähnlichen Frequenzbereich. Es ist demnach mit Interaktionen bis hin zu Resonanzfällen zwischen Fahrzeug und Bauwerk zu rechnen. Aus diesem Grund muss mit einem gekoppelten System gemäß Abbildung 2.11 gearbeitet werden. Eine getrennte, aber weniger rechenintensive Betrachtung als entkoppeltes Fahrzeug-

Fahrbahn- und Last-Brücke-Modell kann zu abweichenden Ergebnissen führen.

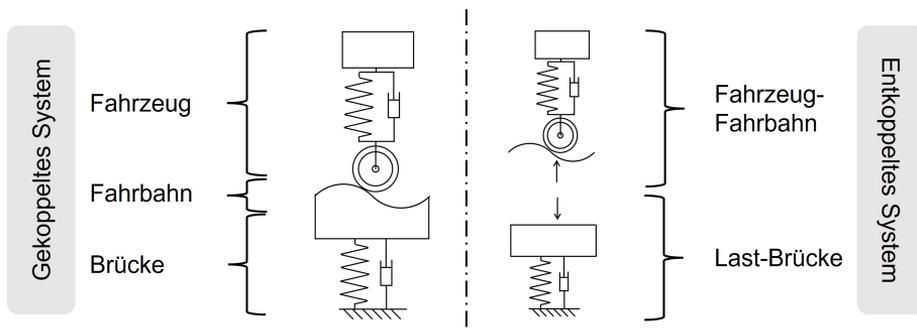


Abb. 2.11: Gekoppeltes Fahrzeug-Brücke-Modell (links) und Fahrzeug-Fahrbahn und Last-Bauwerk Teilsysteme (rechts)

3 Bewertung und Prognose von Fahrbahnoberflächen

3.1 Allgemeines

Die Fahrzeug-Bauwerk-Interaktion wird im Rahmen dieser Arbeit als gekoppeltes System dargestellt. Dieses System wird durch Fußpunktanregung des sich vorwärts bewegenden Fahrzeugmodells in Schwingen versetzt. Ausschlaggebend ist neben der zeitlich und örtlich variierenden Bauwerksverformung die genaue Topografie der Fahrbahnoberfläche. Da die Fahrbahn demnach einerseits durch ihre Höhenlage Voraussetzung zur korrekten Anregung des Fahrzeugs ist, andererseits durch ihre Oberflächenqualität den Bewertungsmaßstab des Ergebnisses dieser Arbeit darstellt, ist sie eine wesentliche Grundlage für das weitere Vorgehen. Sie wird als erste der beschriebenen Teilaspekte im Folgenden diskutiert.

Zunächst gibt dieses Kapitel einen Überblick über den Fahrbahnaufbau, Arten von Fahrbahnebenheiten und gängige Messmethoden. Da nicht alle Unebenheiten mit einem gleichen Maß an Allgemeingültigkeit berücksichtigt werden können, folgt die Diskussion auf die Fahrbahn bezogene Annahmen.

Anschließend wird eine Methode zur Beschreibung und Bewertung von Unebenheiten vorgestellt. Darauf aufbauend können realitätsnahe zufällige Fahrbahnprofile in beliebiger Qualität simuliert werden. Zusammengefasst lassen sich somit sowohl bestehende Fahrbahnen bewerten als auch synthetische Fahrbahnen einer definierten Zielqualität mit dem Ziel einer Prognose erzeugen. Dies ermöglicht den Vergleich zwischen Ist- und dem noch nicht existierendem Zielzustand und macht das Potenzial einer Fahrbahnsanierung darstellbar.

3.2 Unebenheiten in der Fahrbahnoberfläche

3.2.1 Aufbau von Fahrbahnen

Fahrbahnaufbau allgemein

Vor der Beschreibung von Unebenheiten wird zunächst ein Überblick über den grundsätzlichen Aufbau eines Straßenquerschnittes gegeben. Er besteht im Wesentlichen aus Oberbau und Unterbau bzw. Untergrund. Der Untergrund stellt den unmittelbar unter der Fahrbahn angrenzenden Boden dar. Der Unterbau entspricht einem künstlich hergestellten Untergrund. Zusammen bilden sie eine gerade Oberfläche und den Abschluss des Erdreichs, dem sogenannten Planum. Die

darüber gelegenen Schichten bezeichnet man als Oberbau. Die Aufgabe des Oberbaus ist es, die aus Last eingeleiteten Spannungen soweit zu verteilen, dass sie vom Erdreich aufgenommen werden können. Er besteht aus einer Deckschicht und einer oder mehrerer Tragschichten. Diese können neben der Tragwirkung einem speziellen Nutzen wie dem Frostschutz zugeordnet sein. Die eigentliche Oberfläche der Fahrhahnoberflähe wird als Deckschicht bezeichnet. Sie kann in folgenden Varianten ausgeführt werden:

- Asphaltdeckschichten kommen wegen ihrer guten Eigenschaften am häufigsten zum Einsatz. Sie eignen sich für kleinere Wege bis hin zu Autobahnen. Sie kombinieren eine lange Haltbarkeit mit hohem Fahrkomfort.
- Betondeckschichten eignen sich aufgrund der Plattenwirkung für Strecken mit sehr hohen Verkehrslasten. Ihr Einsatz ist jedoch mit einem hohen Herstell- und Erhaltungsaufwand verbunden.
- Pflastersteine, deren Vorteil in den gestalterischen Möglichkeiten liegen. Sie kommen vor allem in Städten auf Plätzen und in Bereichen mit wenig Verkehr zum Einsatz und werden daher nicht weiter berücksichtigt.

In Abbildung 3.1 ist der beschriebene Aufbau eines Straßenquerschnitts mit drei möglichen Deckschichten exemplarisch dargestellt. (RStO 12 2012 und Mentlein u. a. 2021)

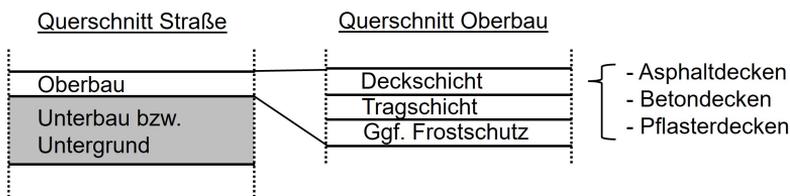


Abb. 3.1: Schematische Darstellung eines Straßenquerschnitts

Fahrhahnoberbau im Bereich von Brücken

Speziell im Bereich von Brückenbauwerken werden erhöhte Ansprüche an den Fahrhahnoberbelag gestellt. Die tragende Konstruktion der Brücke muss vor eindringendem Oberflächenwasser und damit verbunden vor Tausalzangriff geschützt werden. Auch im Spannbetonbau können trotz Vorspannung teils unplanmäßige Risse auftreten und somit Angriffspunkte für Korrosion entstehen (Specht 2001). Aus diesem Grund unterscheidet sich der Fahrhahnoberbau im Bereich von Straßenbrücken von herkömmlichen Konstruktionen und wird hier separat vorgestellt. Ein Unterbau ist aufgrund der vorhandenen Fahrhahnoberplatte der Brücke (z. B. aus Stahlbeton), die bereits eine plane Ebene darstellt, nicht erforderlich. Zum Schutz der tragenden Konstruktion besteht der Oberbau von unten nach oben im Wesentlichen aus einer Dichtungsschicht (z. B. Bitumen-Schweißbahn), einer Schutzschicht (z. B. Gußasphalt) und einer abschließenden Deckschicht (z. B. Asphalt). (RStO 12 2012, DIN EN 1991-2 2010 und Mentlein u. a. 2021)

In Abbildung 3.2 ist der Aufbau eines Straßenquerschnitts im Bereich einer Brücke exemplarisch dargestellt.

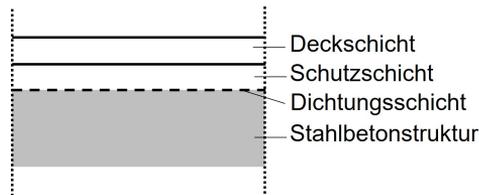


Abb. 3.2: Exemplarischer Querschnitt des Fahrbahnaufbaus einer Stahlbetonbrücke

Diskussion

Bezogen auf Aufbau und Funktion einzelner Schichten sind zwischen üblichen Straßenquerschnitten und solchen im Bereich von Brücken erhebliche Unterschiede auszumachen. Schließt man jedoch einen Zusammenhang zwischen dem Verkehr und einer Schädigung der Dichtung aus und betrachtet nur die lastinduzierte Ermüdung der tragenden Bauteile, ist ausschließlich die Höhenlage der obersten Schicht, der Deckschicht relevant. Unter der Annahme eines im Rahmen der Überfahrt im Vergleich zur Bauwerksverformung starren Fahrbahnaufbaus können dessen genaue Bestandteile aus dieser Betrachtung ausgeklammert werden. Im Folgenden bezieht sich die Untersuchung sowie der Begriff Fahrbahnqualität ausschließlich auf die starre Höhenlage der Deckschicht einer Fahrbahn.

3.2.2 Arten von Fahrbahnunebenheiten

Nach der Einführung des Fahrbahnaufbaus setzt dieser Abschnitt den Schwerpunkt auf die Fahrbahnoberfläche. Abweichend von der Modellvorstellung einer ideal glatten Fläche bilden sich teilweise schon in der Bauphase, spätestens im Laufe der Nutzung eine Vielzahl an Unebenheiten und Schäden aus. Deren Ursachen und Eigenarten sind umfangreich. Aus diesem Grund folgt die Vorstellung ausgewählter Unebenheiten sowie eine Bewertung deren Relevanz auf die Interaktion zwischen Fahrzeugen und Brückenbauwerken.

Spurrinnen

Häufig treten Unebenheiten in Form von Spurrinnen auf. Beispiele für ein derartiges Schadensbild sind in Abbildung 3.3 abgebildet. Ursache dieser Verformungen kann z. B. Fließen des Materials in der Deckschicht sein. Bei hoher und lange andauernder Belastung durch Schwerverkehr in Kombination mit hohen Temperaturen kann es zu bleibenden Verformungen kommen. Eine weitere Ursache für Spurrillenbildung kann die lastinduzierte Nachverdichtung und die damit verbundene Setzung der ungebundenen Tragschichten und des Untergrundes darstellen. Im Bereich von Brücken

ist dies auszuschließen. Die Spurrillenbildung durch Abrieb in Verbindung mit Fahrzeugreifen ist im Vergleich nur gering. (Mentlein u. a. 2021)

Spurrillen entstehen in Längsrichtung und sind daher vor allem im Querprofil zu erkennen. Fahrzeuge bewegen sich längs zur Spurrinne. Unter der Annahme, dass diese über die Länge des betrachteten Fahrbahnabschnitts in einer konstanten Höhenlage verläuft und die Fahrtrichtung der betrachteten Lkw ideal gerade ist, käme es zu keiner dynamischen Anregung des Fahrzeugs. Aus den genannten Gründen werden Spurrinnen nicht weiter berücksichtigt.

Spezielle Unebenheiten

Spezielle Unebenheiten sind als eine Art Einzelhindernis zu verstehen. Diese können z. B. als lokal ausgeprägter Riss auftreten (siehe Abbildung 3.3). Risse entstehen vor allem durch Zwangsspannungen infolge thermischer Einwirkungen. So ist die Temperaturentwicklung beim Abkühlen und der damit verbundenen Stauchung der Deckschicht in der darunter liegenden Tragschicht Träger. Die Folge sind Zwangsspannungen aufgrund von Haftung und Reibung an dem Übergang der Schichten. Ist diese Einwirkung größer als die Rissspannung der Deckschicht, kommt es zum Schaden. Zu einem vergleichbaren Schadensbild kommt es bei fehlendem Frostschutz. Zusätzlich können Risse bei einer unsachgemäßen Herstellung entstehen. (Straube u. a. 2009)

Eine weitere spezielle Unebenheit tritt in Form von Schlaglöchern auf (siehe Abbildung 3.3, rechts). Diese entstehen durch Ablösen der Deckschicht von der Tragschicht durch unzureichenden Schubverbund. (Straube u. a. 2009)

Die beschriebenen speziellen Unebenheiten werden vom Verfasser dieser Arbeit als lokal begrenzte Anomalien verstanden, die der Qualität der Fahrbahn im untersuchten Abschnitt nicht entsprechen. Treten sie in einem Fahrbahnabschnitt mit geringer Oberflächenqualität auf, sind sie als Bestandteil der Längsunebenheit zu verstehen. Demnach wären Schlaglöcher nicht grundsätzlich als spezielle Unebenheiten zu klassifizieren.

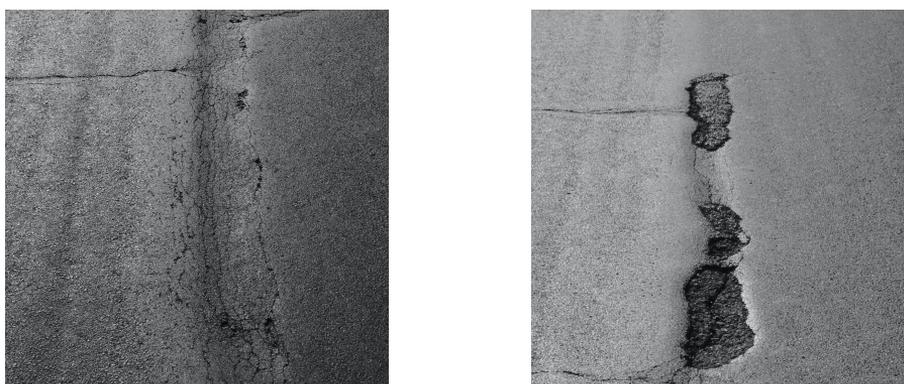


Abb. 3.3: Spurrinne mit Riss in Längsrichtung (links) und Schlaglöcher und Risse im Bereich von Spurrinnen (rechts)

Bauwerkspezifische Unebenheiten

Als besondere Form der Unebenheiten werden an dieser Stelle die bauwerkspezifischen Unebenheiten definiert. Diese können planmäßig und örtlich begrenzt auftreten, beispielsweise im Bereich von Übergangskonstruktionen und Bauwerksfugen und wären somit eine Sonderform der speziellen Unebenheiten. Auch bezogen auf die gesamte Bauwerkslänge sind Unebenheiten vorhanden. Die Höhenlage der Fahrbahn ist direkt abhängig von der Bauwerksverformung durch Eigen- und Verkehrslast, ggf. auch durch eine planmäßige Bauteilüberhöhung oder Verformung. Unplanmäßige bauwerkspezifische Unebenheiten sind vor allem durch Schädigungen wie eine Stützensenkung oder zu geringe Vorspannkraft möglich.

Längsunebenheiten

Die Unebenheit in Längsrichtung lässt sich allgemein definieren als die Abweichung von der planmäßigen Ebenheit der Fahrbahn. Diese ist in ihrem Verlauf unregelmäßig und daher durch ihren zufälligen Charakter nicht vorhersehbar. Unebenheiten können bereits bei der Herstellung der Fahrbahn entstehen. Durch dynamische, zeitlich veränderliche Radlasten werden weitere Unebenheiten verursacht und bestehende Unebenheiten weiter verstärkt. (Vogt 2012)

Für die weitere Untersuchung wird unterstellt, dass die Längsunebenheit auch Risse und Schlaglöcher enthält, wenn diese der üblichen Fahrbahnqualität entsprechen und somit nicht als spezielle Unebenheit bezeichnet werden.

Diskussion

Zur Ermittlung dynamischer Kontaktkräfte sind diejenigen Unebenheiten relevant, die im Längsprofil der Fahrbahn erkennbar sind und somit die Fahrzeugachsen bei einer Vorwärtsbewegung in Schwingung versetzen. Hierfür kommen neben den allgemeinen Längsunebenheiten spezielle Fahrbahnunebenheiten, die durch lokale Fahrbahnschäden vorgegeben sind oder bauwerksspezifischen Charakteristika entsprechen, in Frage.

Gemäß Vogt 2012 sind für die Fußpunktanregung von Fahrzeugen vor allem Längsunebenheiten relevant. Spezielle Unebenheiten treten lokal auf und können für den Ist-Zustand zusammen mit der Fahrbahnoberfläche vermessen und somit berücksichtigt werden. Dies gilt ebenfalls für Fugen und Übergangskonstruktionen. In die folgenden Untersuchungen werden sie nicht explizit aufgenommen. Ausdrücklich zu beachten sind die für Vogt 2012 nicht relevanten Bauwerksverformungen. Diese sind in Abhängigkeit von Zeit und Ort zu ermitteln und im Längsprofil der Fahrbahn zwingend zu berücksichtigen. Entsprechende Bauwerksverformungen werden in Kapitel 5 diskutiert.

3.2.3 Messmethoden des Fahrbahnprofils

Zur Kontrolle der vereinbarten Fahrbahnqualität, aber auch für die Zustandsbewertung und Dokumentation der Entwicklung sind standardisierte Messmethoden erforderlich. Geeignete Verfahren werden durch die Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen beschrieben. Es wird grundsätzlich zwischen berührenden Messungen (geregelt in TP Eben - berührende Messungen 2017) und berührungslosen Messungen (geregelt in TP Eben - Berührungslose Messungen 2009) differenziert. Während berührende Messungen im Allgemeinen nur über kürzere Messabschnitte mit vertretbarem Aufwand durchführbar sind, können berührungslose Messungen längere Abschnitte erfassen. Sie eignen sich daher auch für Untersuchungen, die Unebenheiten mit größeren Wellenlängen voraussetzen. Im folgenden Abschnitt werden die enthaltenen Messmethoden kurz vorgestellt.

Richtlatte

Die Messung per Richtlatte stellt die einfachste berührende Messung dar. Hierfür wird eine 4 m lange Richtlatte auf die zu prüfende Schicht gelegt. Die Unebenheit wird als größter Abstand zwischen der Unterkante der Richtlatte und dem zu messenden Abschnitt definiert (siehe Abbildung 3.4, links). Sie kann für jede Stelle ermittelt werden, indem ein dreieckförmiger Messkeil unter die Latte geschoben wird. Die Tiefe der Unebenheit ist daran an einer Skala abzulesen. Diese einfache Methode eignet sich aufgrund des hohen Arbeitsaufwands speziell für kleinere Bereiche. Obwohl sie auch in Längsrichtung angewendet werden kann, wird ihr Einsatz daher für die Querrichtung empfohlen. (TP Eben - berührende Messungen 2017)

Planograf

Analog zur Richtlatte erfasst der Planograf Abweichungen der Fahrbahn mittig unter einer 4 m langen Bezugslinie. Er besteht aus einem Rahmen, der in konstanter Höhe über den Messbereich von 4 m gleichmäßig verteilt auf Laufrädern gelagert wird. Mittig ist ein höhenverstellbares Messrad angebracht. Die Laufräder liegen analog zur Richtlatte an zwei Punkten auf der rauen Fahrbahn auf. Die Messung wird anhand der Auslenkung des Messrads durchgeführt (siehe Abbildung 3.4, mittig). Da der Planograf durch die Laufräder beweglich ist, lässt sich eine Messung über eine längere Strecke durchführen und aufzeichnen. (TP Eben - berührende Messungen 2017)

Profilograf

Der Profilograf entspricht einem auf Füßen gelagerten waagrechten Balken, der von einem Messwagen befahren wird. Die Messung erfolgt anhand eines durch eine Stange am Wagen befestigten Messrads (Abbildung 3.4, rechts). Der Profilograf ist während der Messung nicht mobil. Analog zur Richtlatte eignet er sich für kleinere Bereiche und wird daher zum Messen in Querrichtung empfohlen. (TP Eben - berührende Messungen 2017)

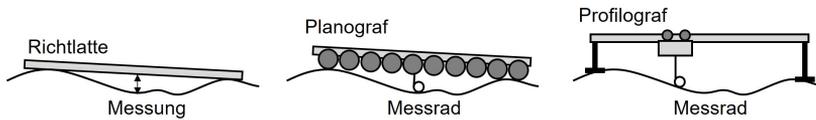


Abb. 3.4: Messmethoden Richtlatte (links), Planograf (mittig) und Profilograf (rechts) exemplarisch mit überhöhter Unebenheit

Berührungslose Messungen

Mit berührungslosen Methoden können Messungen schneller und unter Berücksichtigung größerer Wellenlängen durchgeführt werden. Für die Messung der Längsunebenheit können Sensoren in vordefinierten Abständen an einem Balken montiert werden, der z. B. an einem Messfahrzeug angebracht ist (siehe Abbildung 3.5). Diese Sensoren überfahren aufgrund ihrer Anordnung nacheinander die festen Punkte der Fahrbahnoberfläche. Durch Verknüpfung der Messergebnisse lässt sich das Fahrprofil zurückrechnen. Der horizontale Abstand der Messpunkte wird mit 10 cm vorgegeben, es sind Wellenlängen im Bereich von 20 cm bis 50 m zu erfassen. (TP Eben - Berührungslose Messungen 2009)

Bezogen auf das technisch Mögliche beinhaltet das Ergebnis von berührungslosen Messungen ein Vielfaches der durch die Länge des Messbalkens oder des Planografs vorgegebenen maximalen Wellenlänge. Für die weitere Arbeit wird von einem durch berührungslose Messung ermittelten Profil ausgegangen.

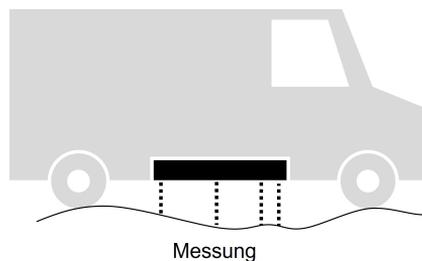


Abb. 3.5: Prinzipdarstellung berührungslose Messungen mit Messfahrzeug

Begrenzung von Längsunebenheiten

Bei der Fertigstellung von Straßen sind bezogen auf die Längsunebenheit vertraglich festgelegte Toleranzen einzuhalten. Die Unebenheiten sind wie in Abschnitt 3.2.3 beschrieben mit einer 4 m Richtlatte zu messen. Die jeweiligen Messungen sind in einem Abstand von jeweils 2 m durchzuführen. Alternativ kann ein Planograf verwendet werden. Die derart gemessenen Unebenheiten dürfen in der Regel einen Wert von 4 mm nicht überschreiten. Zusätzlich ist, bezogen auf die Höhenlage, eine Einbautoleranz von 20 mm einzuhalten. (RStO 12 2012, Mentlein u. a. 2021)

3.3 Längsunebenheiten

3.3.1 Modellbildung

Ziel der vorab beschriebenen Messungen ist eine Bewertung von Fahrbahnoberflächen. Für einen solchen quantifizierbaren Vergleich ist zwingend ein Maßstab erforderlich. Es ist jedoch jeder Streckenabschnitt in seiner Topografie einzigartig (Bogsjö 2007), ein direkter Vergleich der Oberflächen ist daher nicht zielführend. Im Folgenden wird eine Methode zur mathematischen Beschreibung und zur Bewertung von Fahrbahnen vorgestellt.

Für eine Bewertung der Fahrbahnqualität ist es hilfreich, das Modell der Fahrbahnoberfläche auf die wesentlichen Freiheitsgrade zu reduzieren. Bei einer Bewegung in ausschließlich eine Richtung kann die Fahrbahn anstatt einer dreidimensionalen Oberfläche als ein zweidimensionales Signal interpretiert werden. Das Fahrzeug würde in dieser Betrachtung bildlich wie auf Schienen eine vorgegebene Strecke abfahren. Die Höhenlage der Fahrbahnoberfläche ist bezogen auf das Bezugssystem eines Fahrzeugs mit $h(t)$ in Abhängigkeit der Zeit definiert. Im Weiteren wird mit Verweis auf die Längsrichtung der Brücke das ortsabhängige Bezugssystem $h(x)$ verwendet. Dies hat den Vorteil, dass die Geschwindigkeit des Fahrzeugs bei der Bewertung der Oberfläche keine Rolle spielt.

In einer ersten Näherung sei eine Fahrbahn in Form einer ortsabhängigen Sinusfunktion gegeben. Für diese sinusförmig verlaufende periodische Fahrbahnoberfläche der Wellenlänge λ und der Wegkreisfrequenz Ω lässt sich demnach folgender Zusammenhang feststellen (Mitschke u. a. 2014):

$$\Omega = \frac{2\pi}{\lambda} \tag{3.1}$$

Die Bewertung einer derartigen Fahrbahn wäre durch die Angabe von Wellenlänge und Amplitude möglich. Eine periodisch sinusförmig verlaufende Fahrbahnoberfläche entspricht jedoch einem theoretischen, nicht näher zu betrachtenden Sonderfall.

Eine Erweiterung dieser Betrachtung stellt eine periodische, also sich wiederholende, aber nicht sinusförmige Funktion dar. Diese lässt sich als Produkt mehrerer Sinusschwingungen annähern (Mitschke u. a. 2014). Dabei ist \hat{h}_i als Amplitude und ϵ_i als Phasenverschiebung der i -ten Sinusschwingung zu interpretieren:

$$h(x) = \sum_{i=1}^N \hat{h}_i \sin(i\Omega x + \epsilon_i) \tag{3.2}$$

In Abbildung 3.6 ist ein Beispiel für ein derartiges Signal als möglicher Ausschnitt einer Fahrbahnoberfläche dargestellt. Im Amplitudenspektrum sind die zugrunde liegenden Wegkreisfrequenzen den zugehörigen Schwingungsamplituden zugeordnet. Eine Möglichkeit zur Bewertung einer solchen Fahrbahnoberfläche ist demnach durch Überführung eines Signals in den Frequenzbereich wie hier in das Amplitudenspektrum möglich.

Die beiden gezeigten Beispieloberflächen stellen jedoch nicht realitätsnahe Sonderfälle dar. Eine Fahrbahnoberfläche lässt sich nicht durch eine periodische Funktion beschreiben, da sich Ab-

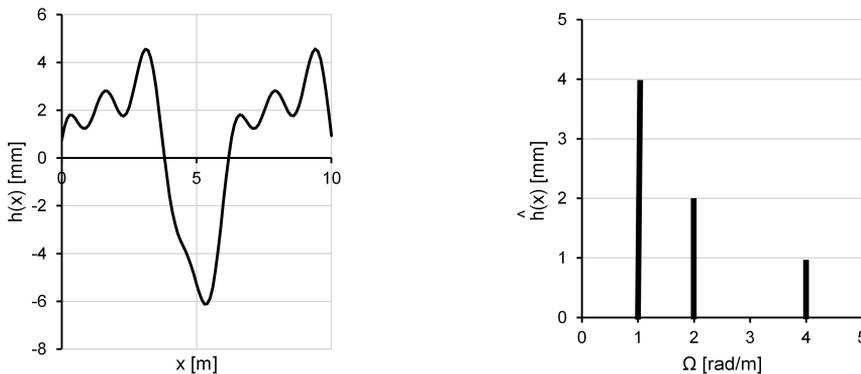


Abb. 3.6: Periodisch wiederholende Fahrbahnoberfläche $h(x)$ (links) mit zugehörigem, diskretem Amplitudenspektrum (rechts)

schnitte nie wiederholen. Unter der Annahme, dass die Fahrbahn eine unendliche Anzahl an Wellen enthält, geht das diskrete Spektrum in ein kontinuierliches Spektrum über. Wenn die enthaltenen Frequenzbereiche nicht begrenzt werden, beinhaltet das Signal Wellen einer unendlichen Wellenlänge. Dies erlaubt die Modellvorstellung eines sich niemals wiederholenden Signals.

3.3.2 Die Fahrbahn als Signal

Der folgende Abschnitt beschreibt das Vorgehen zur Analyse einer beliebigen Fahrbahnoberfläche. Diese wird als lineares Signal interpretiert, dessen Eigenschaften es zu ermitteln gilt. Das Vorgehen wird vereinfacht anhand des in Abbildung 3.6 dargestellten Signals veranschaulicht. Es ist jedoch anzumerken, dass es sich bei diesem periodischen Signal um keinen realitätsnahen Fahrbahnverlauf handelt. Die Darstellung hat nur beispielhaften Charakter.

Fouriertransformation

Eine gängige Methode zur Analyse von Wellen und Signalen ist die Fouriertransformation (FT). Durch sie werden ort- oder zeitabhängige Signale in die Frequenzdomäne transferiert. Sie kommt unter anderem in der Akustik, Optik oder der digitalen Bildverarbeitung zur praktischen Anwendung (siehe z. B. Butz 2011). Wie in Abbildung 3.6 dargestellt, kann auf diese Weise ein Signal in sich überlagernde Sinusschwingungen überführt werden, Amplituden können entsprechenden Schwingungsfrequenzen zugeordnet werden. Gemäß Arens u. a. 2018 lässt sich die kontinuierliche FT nach Gleichung 3.3 definieren. Hierbei wird durch Anpassung der Variablen der Bezug zu einer gegebenen Fahrspur hergestellt:

$$FT(h(x)) = \hat{h}(\Omega) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\Omega x} h(x) dx \quad (3.3)$$

Für diskrete Funktionen, wie sie nach Messungen z. B. einer Fahrhahnoberfläohe anhand einzelner Messpunkte vorliegen, ergibt sich:

$$\hat{h}_k = \sum_{n=0}^{N-1} h(x_n) e^{-i2\pi k \frac{n}{N}} \quad \text{mit } k = 0, \dots, N - 1 \quad (3.4)$$

N entspricht dabei der Anzahl der in gleichmäÙigem Abstand vorliegenden Messpunkte. Die Anzahl der Messpunkte pro Meter nennt sich Abtastrate f_s , die Länge der jeweiligen Messstrecke L_s . Da durch die diskrete Messung die Oberfläohe nur in einer begrenzten Auflösung abgebildet werden kann, ist auf dieser Grundlage auch für eine diskrete FT nur eine maximale Auflösung in den Frequenzbändern Δf bzw. $\Delta\Omega$ möglich. Es gilt der folgende Zusammenhang: (Goebbels u. a. 2018)

$$\Delta f = \frac{f_s}{N} = \frac{1}{L_s} = \frac{\Delta\Omega}{2\pi} \quad (3.5)$$

Das in Abbildung 3.6 dargestellte Signal besteht aus überlagerten Schwingungen in drei Frequenzen. Ein reales Signal hingegen beinhaltet häufig eine Vielzahl unterschiedlicher Schwingungen. Aus diesem Grund wird das vorhandene Signal für die folgende Untersuchung mit einem zufälligen weißen Rauschen überlagert.

Aus Gleichung 3.5 kann abgeleitet werden, dass die Größe der diskreten Frequenzbänder von der Länge der Messstrecke L_s abhängt. Um die Auswirkung dieses Zusammenhangs zu veranschaulichen, wird in Abbildung 3.7 (links) das beschriebene, sich wiederholende Signal über eine Länge von 100 m und über 1000 m mittels einer FT analysiert. f_s betrug 10 Messpunkte /m, die Darstellung erfolgt in doppelt logarithmischer Form. Aus Abbildung 3.7 können zwei Schlüsse gezogen werden: Es ist deutlich zu erkennen, dass die Frequenzen und entsprechenden Amplituden von 1 rad/m, 2 rad/m und 4 rad/m für beide Signale übereinstimmen. Die Darstellung entspricht betragsmäÙig Abbildung 3.6 und erzielt somit gute Ergebnisse. Bezogen auf das weiÙe Rauschen gibt es jedoch zwischen beiden untersuchten Signalen erhebliche Unterschiede. Hier hat die Länge des Messbereichs einen entscheidenden Einfluss. Entsprechende Messergebnisse sind demnach nicht ohne Weiteres vergleichbar.

Spektrale Leistungsdichte

In Abbildung 3.7 (links) ist zu erkennen, dass im Bereich des weißen Rauschens mit einer diskreten FT bei kürzer Messstrecke und damit bei größerer Breite der diskreten Frequenzbänder auch größere Amplituden ermittelt werden. Hintergrund ist, dass die Amplituden nicht durch die Breite der Frequenzbänder normiert sind. Enthält ein einzelnes Frequenzband neben dem betragsmäÙig vernachlässigbaren Rauschen nur Schwingungen einer hervorstechenden Frequenz, wird diese durch die FT sauber abgebildet. Sind jedoch wie im Bereich des weißen Rauschens Schwingungen in mehreren Frequenzen enthalten, können diese nicht getrennt dargestellt werden. Daher eignet sich die FT nicht für die Analyse kontinuierlicher Frequenzbänder (Qiu u. a. 2018). Für derartige Anwendungen eignet sich die spektrale Leistungsdichte Φ (Qiu u. a. 2018), die daher auch häufig bei der Beschreibung von Fahrhahnoberfläohe Anwendung findet (z. B. in Becker 1995, Braun 1969 oder Mitschke u. a. 2014). Bezogen auf das ortsabhängige Signal der Fahrhahnoberfläohequalität kann Φ für diesen Anwendungsfall wie folgt definiert werden:

$$\Phi(\Omega) = \frac{1}{\Delta\Omega} \left| \hat{h}(\Omega) \right|^2 \quad (3.6)$$

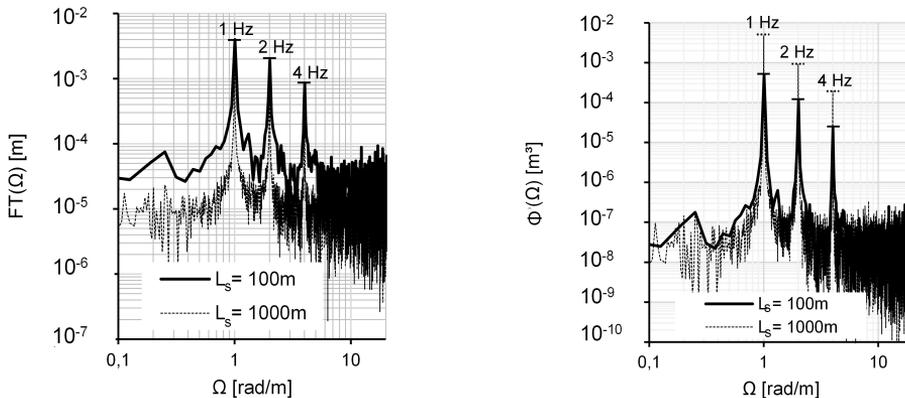


Abb. 3.7: Fouriertransformation (links) und spektrale Leistungsdichte (rechts) zu Abbildung 3.6 (links)

Φ kann demnach als Amplitudenquadrat geteilt durch die Frequenzauflösung interpretiert werden (Becker 1995). Damit ergibt sich die Einheit $[\text{m}]^2/[\text{1/m}]=[\text{m}^3]$. In Abbildung 3.7 (rechts) werden die identischen Streckenabschnitte unterschiedlicher Messlänge entsprechend analysiert und gegenübergestellt. Es wird unabhängig von L_s eine größere Übereinstimmung im Bereich des weißen Rauschens erreicht, die diskreten Amplituden stimmen nicht länger überein.

Aus dieser vereinfachten Betrachtung wird ersichtlich, dass die spektrale Leistungsdichte zur Analyse von kontinuierlichen Spektren besser geeignet ist als die FT. Daher kommt sie auch bei der Untersuchung von Fahrbohnoberflächen zum Einsatz. Zur Berechnung von Φ wird im Weiteren das Verfahren gemäß Welch 1967 angewandt.

3.3.3 Quantifizierung der Fahrbohnqualität

Ein entsprechendes standardisiertes Vorgehen zur Beurteilung gemessener vertikaler Fahrbohnprofile wird in ISO 8608 2016 definiert. Grundlage dafür sind die in Abschnitt 3.3.2 beschriebenen Annahmen sowie eine Bewertung mithilfe der spektralen Leistungsdichte. Die Messungen lassen sich auf verschiedene Bezugsgrößen beziehen. Die im Rahmen dieser Arbeit verwendete Methode ist das Rückrechnen von Φ bezogen auf die vertikale Höhenlage h . Eine hier nicht näher beschriebene Alternative stellt die Angabe von Φ in Bezug zur Änderungsrate der Neigung der Straßenoberfläche pro zurückgelegter Strecke als Beschleunigung dar. Beide Auswertungen sind nach ISO 8608 2016 in doppelt logarithmischer Darstellung über die Wegkreisfrequenz darstellbar. In dieser Betrachtungsweise kann der Verlauf von $\Phi(\Omega)$ als Gerade angenähert werden und ist im Frequenzbereich zwischen $\Omega = 0,063 \text{ rad/m}$ und $\Omega = 17,77 \text{ rad/m}$ definiert. Somit sind in dieser Darstellung Unebenheiten der folgenden Wellenlängen enthalten:

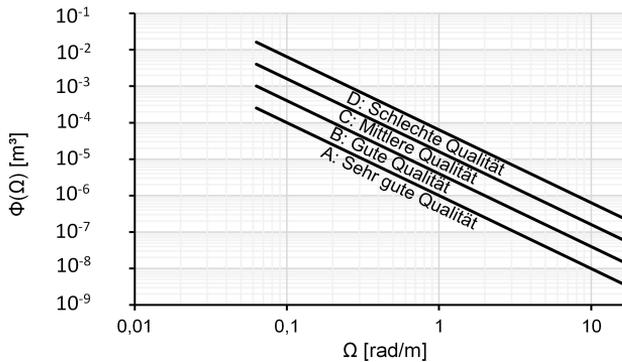
$$\lambda_{max} = \frac{2\pi}{0,063 \text{ rad/m}} \approx 100 \text{ m} \quad (3.7)$$

$$\lambda_{min} = \frac{2\pi}{17,77 \text{ rad/m}} \approx 0,35 \text{ m} \quad (3.8)$$

Durch die Interpretation als Gerade kann Φ im definierten Frequenzbereich wie folgt definiert werden:

$$\Phi(\Omega) = \Phi(\Omega_0) \left(\frac{\Omega}{\Omega_0} \right)^{-w} \quad (3.9)$$

In Gleichung 3.9 wird w als Welligkeit bezeichnet. Durch die doppelt logarithmische Darstellung entspricht w der Steigung der Geraden und kann gemäß ISO 8608 2016 als Konstante mit dem Wert 2 angenommen werden. Ω_0 ist als Referenzwert der Wegkreisfrequenz mit dem Wert 1 rad/m zu verstehen. Die Unebenheit ist somit als Gerade, die sich ausschließlich über den Wert $\Phi(\Omega_0)$ definiert, darstellbar. Dieser variable Wert $\Phi(\Omega_0)$ entspricht einer vertikalen Verschiebung der Referenzgeraden entlang der vertikalen Achse.



Straßen- klasse	Qualität der Fahrbahn	Grad der Rauigkeit		
		$\Phi(\Omega_0)^{a)} [10^{-6} \text{ m}^3]$		
		Untere Grenze	Geometrischer Mittelwert	Obere Grenze
A	sehr gut	-	1	2
B	gut	2	4	8
C	mittel	8	16	32
D	schlecht	32	64	128
E	sehr schlecht	128	256	512

^{a)} $\Omega_0 = 1 \text{ rad/m}$

Abb. 3.8: Darstellung der spektralen Leistungsdichte verschiedener Fahrbahnqualitäten (oben) und zugehörige Bewertungsskala (unten) nach ISO 8608 2016 und DIN EN 1991-2 2010

Da diese Werte aufgrund ihrer betragsmäßigen Größe und Einheit nicht intuitiv zu deuten sind, ist z. B. in ISO 8608 2016 und DIN EN 1991-2 2010 eine Skala angegeben. Diese gibt neben der Definition von Klassen entsprechende Grenzwerte zur Einordnung von Spektren an. Idealisierte

Verläufe von Φ sind mit einer entsprechenden Bewertung beispielhaft in Abbildung 3.8 (oben) abgebildet. Abbildung 3.8 (unten) beinhaltet die Grenzwerte in tabellarischer Form. In DIN EN 1991-2 2010 werden diesen Bewertungsklassen wie folgt realitätsnahe Fahrbahnbeläge zugeordnet:

- Eine gute oder sehr gute Rauigkeitsgüte darf für neue Fahrbahnbeläge wie z. B. Asphalt oder Betonbeläge angenommen werden.
- Eine mittlere Rauigkeit darf für alte Fahrbahnbeläge, die nicht gewartet werden, angenommen werden.
- Als mittel oder schlecht dürfen Straßenbeläge, die aus Kopfsteinpflaster oder ähnlichem Material bestehen, klassifiziert werden.

3.3.4 Baupraktischer Exkurs

In den vorangegangenen Abschnitten wurden zunächst mehrere Messmethoden vorgestellt. Grundsätzlich ist zwischen berührender und berührungsloser Messung zu unterscheiden. Die vorgestellte Bewertungsmethode nach ISO 8608 2016 eignet sich für Daten, die auf Grundlage einer berührungslosen Messung ermittelt wurden.

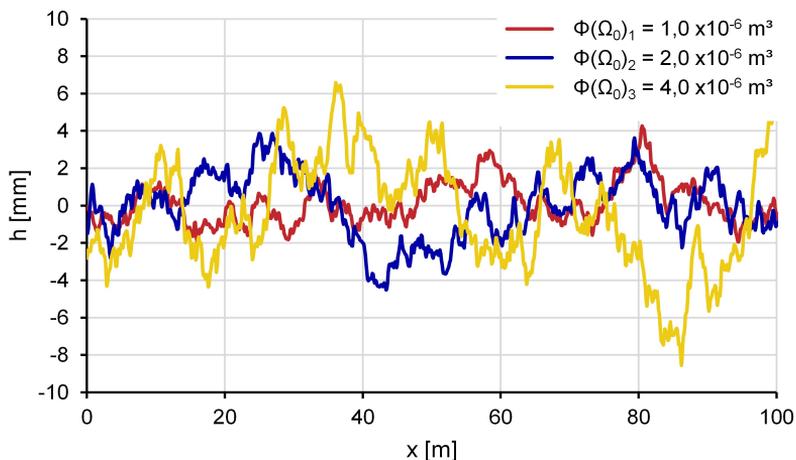


Abb. 3.9: Beispielhafte Gegenüberstellung der Höhenlage dreier synthetischer Fahrbahnprofile auf einem Streckenabschnitt der Länge 100 m

Dieser baupraktische Exkurs soll zunächst Beispiele für derartige Datensätze liefern und exemplarisch Fahrbahnen unterschiedlicher Qualität gegenüberstellen. In Abbildung 3.9 werden Abschnitte dreier synthetisch erzeugter Fahrbahnspuren (Vorgehen siehe Abschnitt 3.4.2) mit $\Phi(\Omega_0)_1 = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^3$, $\Phi(\Omega_0)_2 = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ und $\Phi(\Omega_0)_3 = 4 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ dargestellt. Diese können nach Abbildung 3.8 als gut bis sehr gut eingestuft werden und entsprechen somit gewarteten Asphalt-

oder Betonbelägen. Qualitative Unterschiede in der Größe der Unebenheiten sind dabei deutlich erkennbar.

Anschließend wird ein Vergleich zwischen der dargestellten berührungslosen und einer berührenden Messung durchgeführt. Die Messung mittels Messlatte (nach TP Eben - berührende Messungen 2017) lässt sich hierfür virtuell auf Grundlage der vorhandenen Datenpunkte simulieren. Eine hypothetische Messlatte wird entlang der Fahrhahnen jeweils in 2 m Schritten verschoben, ein gedachter Messkeil an der maßgebenden Stelle eingeschoben. Die Messlatte liegt dabei jeweils an zwei Stelle auf der Fahrhahn auf. Zwischen den Auflagepunkten wird sowohl vor als auch hinter dem Mittelpunkt der Messlatte der größte Abstand zur Fahrhahnoberfläche gemessen.

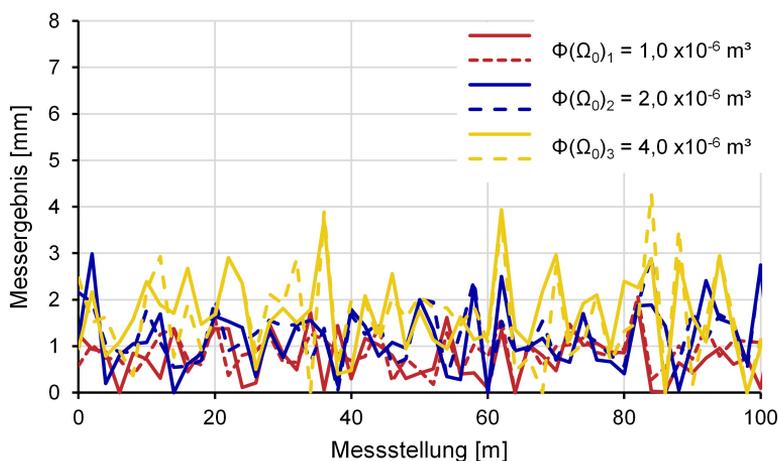


Abb. 3.10: Ergebnisse der Messung mittels Messlatte. Hinterer Abschnitt jeweils gestrichelt, vorderer Abschnitt jeweils durchgezogen dargestellt

Die Messergebnisse sind in Abbildung 3.10 zusammengefasst. Es ist zu berücksichtigen, dass sich für jede Position der Messlatte (Messpunkt) durch Messungen im vorderen und hinteren Teil der Messlatte zwei Messwerte ergeben. Für die Fahrhahn der sehr guten Qualität $\Phi(\Omega_0)_1$ werden durchgehend Werte unter 2 mm gemessen, für $\Phi(\Omega_0)_2$ Werte unter 3 mm und für die Fahrhahn der guten Qualität $\Phi(\Omega_0)_3$ wurden drei Mal etwa 4 mm gemessen. Alle drei Fahrhahnen erfüllen demnach die Vorgaben nach Abschnitt 3.2. Die Fahrhahn der guten Qualität erreicht jedoch mehrmals den Grenzwert von 4 mm. Demnach kommt eine Auswertung nach RStO 12 2012 bzw. nach Mentlein u. a. 2021 zu einer vergleichbaren Bewertung der Oberflächenqualität der drei Fahrspuren (siehe Abbildung 3.9) wie eine Auswertung der spektralen Dichte nach ISO 8608 2016. Jeweils entspricht die Oberfläche einem neuen bzw. gewarteten Fahrhahnbelag aus Asphalt oder Beton.

3.4 Modelle zur Prognose der Fahrbahnoberfläche

3.4.1 Allgemeines

Neben der Bewertung der Qualität bestehender Fahrbahnoberflächen müssen für realistische Prognosen möglicher Zielzustände nach einer Sanierung auch Fahrspuren künstlich erzeugt werden. Dies ist in Anlehnung an Darstellung und Auswertung gemäß ISO 8608 2016 möglich. Wie in Abschnitt 3.2.2 beschrieben, ist eine Betrachtung der vollständigen Fahrbahnoberfläche nicht notwendig, da sich Fahrzeuge nur entlang ihrer jeweiligen Fahrspur bewegen. Die Fahrbahnoberfläche wird daher von einer dreidimensionalen Fläche hin zu einem zweidimensionalen Signal reduziert. Es wird angenommen, dass sich ein Fahrzeug anschließend wie auf Schienen entlang dieser vorgegebenen Strecke bewegt. Diese Strecke wird im Folgenden Fahrspur genannt.

Die Vereinfachung der Fahrbahn von einer Fläche hin zur Fahrspur ist in Abbildung 3.11 schematisch dargestellt. Da Fahrzeuge mit linker und rechter Fahrzeughälfte insgesamt zwei parallele Fahrbahnabschnitte befahren, sind zwei Fahrspuren zu unterscheiden. Da Kurvenfahrten vorab aus dieser Betrachtung ausgeschlossen wurden, können auf diese Weise auch Fahrzeuge mit mehreren Achsen dargestellt werden. Diese befahren mit einem örtlichen Versatz die identischen beiden Fahrspuren.

In diesem Kapitel wird zunächst das Vorgehen zur Ermittlung einer unabhängigen einzelnen Fahrspur beschrieben, das sogenannte Einspurmodell. Beim Hinzuziehen einer zweiten parallelen Fahrspur ist zu beachten, dass diese in ihrer Höhenlage nicht identisch zur ersten ist, sich jedoch auf der gleichen Fläche befindet. Zwischen den beiden Fahrspuren ist eine Abhängigkeit zu erwarten. Um diese abzubilden wird das Zweispurmodell zur getrennten Betrachtung der linken und rechten Fahrzeughälfte eingeführt.

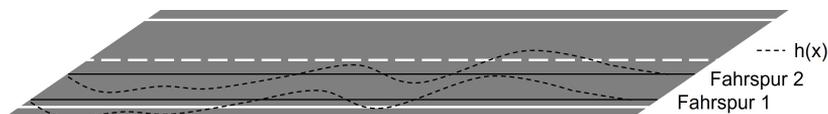


Abb. 3.11: Schematische Darstellung der Vereinfachung einer Fahrbahnoberfläche auf zwei parallele Fahrspuren

3.4.2 Das Einspurmodell zur Simulation einer Fahrzeughälfte

Das Einspurmodell bildet die Eingangsgröße zur Simulation des dynamischen Verhaltens einer Fahrzeughälfte. Bezogen auf ein Gesamtfahrzeug liegt ihm die Annahme zweier identischer Fahrspuren zugrunde (siehe Abbildung 3.11). Es kann z. B. zur Betrachtung lokaler Effekte herangezogen werden, welche nicht durch die zweite Fahrzeughälfte beeinflusst werden, wie etwa Bauteile unterhalb eines Fahrzeuggrads. Dabei ist in vorgegebenen Abständen jedem diskreten Punkt x entlang der Fahrbahn eine Höhe $h(x)$ zugeordnet.

Wie in Abschnitt 3.2.3 beschreiben, kann die Fahrhahnoberfläche als Überlagerung verschiedener Schwingungen interpretiert werden. Ein darauf aufbauendes Vorgehen zur Erzeugung künstlicher Fahrspuren kann z. B. Tyane u. a. 2009 entnommen werden:

Ausgangspunkt ist die Definition der gewünschten Fahrhahnoberflachungsqualitat. Es ist ein entsprechender Wert $\Phi(\Omega_0)$ in Anlehnung an Abbildung 3.8 zu wählen. Für die Welligkeit wird in dieser Arbeit von $w = 2$ ausgegangen (siehe Gleichung 3.9). Diese beiden Größen bilden die spektrale Leistungsdichte der zu simulierenden Fahrspur. Zum Übergang von diesem kontinuierlichen Spektrum hin zu einem für Computeroperationen besser geeignetem diskreten Spektrum sind zusätzlich die Parameter gemäß Gleichung 3.5 zu definieren. Für diese Arbeit werden die folgenden Werte angenommen: Die Abtastrate f_s beträgt 10 /m, λ_{max} werden mit 100 m definiert (siehe Abschnitt 3.3.3). Demnach beträgt die Anzahl der Messpunkte auf dieser Länge $N = 1000$. Der Grenzfall $N \rightarrow \infty$ stellt den Übergang in ein kontinuierliches Spektrum dar.

Insgesamt werden N unterschiedliche Schwingungen Überlagert. Zur Überlagerung mehrere Sinuswellen ist jeweils für die i -te Schwingung die Amplitude \hat{h} und die Phasenverschiebung ϵ zu definieren. Gemäß Tyane u. a. 2009 kann \hat{h}_i unter Einhaltung der in Abschnitt 3.3.3 aufgeführten Grenzwerte direkt aus der spektralen Leistungsdichte bestimmt werden:

$$\hat{h}_i = \sqrt{\Phi(\Omega_i) \frac{(\Omega_N - \Omega_1)}{N-1}} \pi \tag{3.10}$$

Bei der Bewertung einer bestehenden Fahrhahnoberfläche und der damit verbundenen Transformation von einer Darstellung in der Wegdomane hin zur Frequenzdomäne gehen die Informationen über die jeweilige Phasenverschiebung der enthaltenen Anteile verloren. Somit kann einer bekannten Fahrhahnoberfläche eindeutig ein Spektrum zugeordnet werden. Die Zuordnung eines Spektrums zu einer bestimmten Fahrhahnoberfläche ist jedoch nicht eindeutig möglich. Da die entsprechende Information in $\Phi(\Omega_0)$ nicht vorhanden ist, muss die Phasenverschiebung als Zufallsgröße interpretiert werden. Bezogen auf eine i -te Schwingung kann die Phasenverschiebung $\epsilon_i^{(1)}$ als im Bereich zwischen 0 und 2π gleichmäßig verteilte Zufallsgröße angesehen werden. Auf Grundlage von N Amplituden $\hat{h}_i^{(1)}$ und N Phasenwinkeln $\epsilon_i^{(1)}$ kann der ortsabhängige Verlauf der ersten Fahrspur $h^{(1)}(x)$ wie folgt berechnet werden:

$$h^{(1)}(x) = \sum_{i=1}^N \hat{h}_i \sin(\Omega_i x + \epsilon_i^{(1)}) \tag{3.11}$$

Das Ergebnis entspricht einer Fahrspur, die aufgrund der zufälligen Phasenverschiebung für jeden Frequenzbereich auch bei gleicher Qualität einzigartig ist. Dies soll anhand von Beispielen veranschaulicht werden. Abbildung 3.12 stellt drei auf Grundlage von Gleichung 3.11 entstandene unterschiedliche Fahrspuren der gleichen Qualität dar. Sie beruhen folglich auf dem gleichen Spektrum, weisen jedoch unterschiedliche Phasenwinkel auf. Es ist zu erkennen, dass die Fahrspuren quantitativ ähnliche lokale Extremwerte aufweisen, sich in ihrem Verlauf jedoch grundlegend unterscheiden.

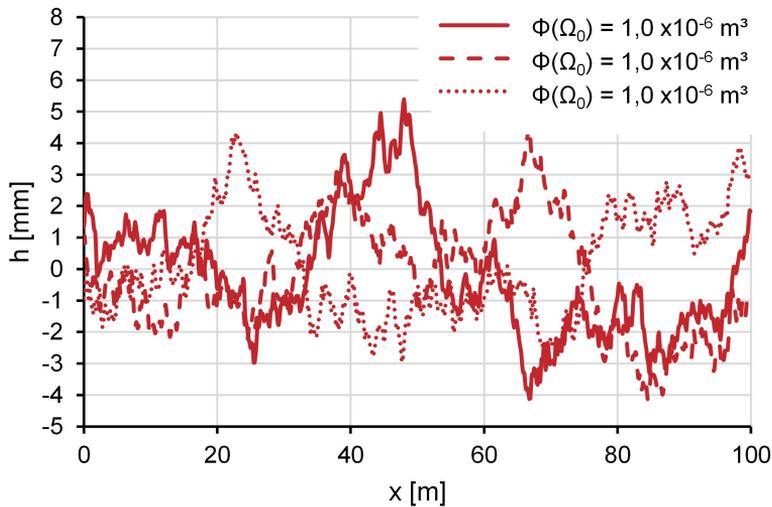


Abb. 3.12: Unterschiedliche Fahrbahnprofile mit identischer Qualität

3.4.3 Das Zweispurmodell zur Simulation des Gesamtfahrzeugs

Zur akkuraten Simulation einer linken und einer rechten Fahrzeughälfte sind Daten zur zweiten Fahrspur erforderlich. Diese verläuft in einem vorgegebenen Abstand, der Spurbreite B_s , parallel zur ersten Fahrspur (siehe Abbildung 3.13). Da beide Spuren entlang derselben Fahrbahn verlaufen, ist von einer identischen Oberflächenqualität auszugehen. Ihr Verhältnis zueinander bewegt sich zwischen den folgenden Grenzfällen:

- Beide Fahrspuren sind von der gleichen Qualität, haben aber keine weitere Abhängigkeit. Die Fahrbahn könnte durch zwei Einspurmodelle dargestellt werden. In der Theorie entspricht dieser Fall einer unendlich großen Spurbreite.
- Beide Fahrspuren sind identisch und können durch ein gemeinsames Einspurmodell abgebildet werden. In der Theorie wäre $B_s = 0$ m.

In der Realität liegt die Spurbreite zwischen diesen beiden Extremwerten. Das Zweispurmodell muss demnach einen Übergang zwischen den beiden Fällen abbilden. Dem weiteren Vorgehen liegt folgende Modellvorstellung zugrunde: In der Fahrbahnoberfläche sind kurze Wellen mit kleineren Amplituden (z. B. lokale Herstellungsungenauigkeiten) und lange Wellen mit großen Amplituden (z. B. durch das Gelände) enthalten. Während lokale Ungenauigkeiten nur eine Fahrspur betreffen, hat das Gelände Auswirkungen auf beide Fahrspuren. Demnach würden ausgeprägte Wellen in beiden Fahrspuren einen parallelen Verlauf aufweisen, die Phasenverschiebung wäre identisch. Kurze Wellen hingegen würden sich für beide Spuren in ihren Phasenwinkeln unterscheiden.

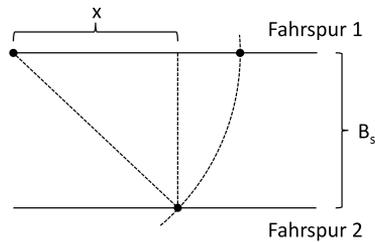


Abb. 3.13: Zusammenhang Kreuz- und Autokorrelation zweier paralleler Fahrspuren

Zur Ermittlung der zweiten Fahrspur $h^{(2)}(x)$ wird von einer homogenen, isotropen Fahrhahnoberflähe ausgegangen (siehe z. B. Dodds u. a. 1973 und Heath 1987). Zur genaueren Beschreibung der Abhängigkeiten der beiden Signale werden zunächst die folgenden Begriffe mit Bezug auf die parallelen Fahrspuren $h^{(1)}(x)$ und $h^{(2)}(x)$ beschrieben:

Kreuzkorrelation

Die Kreuzkorrelation dient zur Analyse zweier Signale in der Zeit- bzw. mit Bezug auf die Analyse von Fahrspuren in der Ortsdomäne. Dabei wird die Abhängigkeit zur Phasenverschiebung analysiert, indem um den Wert x verschobene Signalwerte multipliziert und über die Signallänge aufaddiert werden. Die Kreuzkorrelation $R^{(12)}$ zweier Funktionen wie der Fahrspuren $h^{(1)}(x)$ und $h^{(2)}(x)$ ist für diskrete Werte demnach wie folgt definiert (siehe z. B. Bracewell 1978):

$$R^{(12)}(x) = \sum_{x'=0}^{N-1} h^{(1)}(x') h^{(2)}(x' + x) \quad (3.12)$$

Autokorrelation

Die Autokorrelation $R^{(11)}$ dient zur Analyse eines einzelnen Signals in der Zeit- bzw. hier der Ortsdomäne. Dabei wird die Kreuzkorrelation einer Funktion wie der Fahrspur $h^{(1)}(x)$ mit sich selbst durchgeführt. Die Autokorrelation stellt demnach den Abgleich eines Signals mit seiner zeitlich oder hier örtlich verschobenen Kopie dar. Dies kann verwendet werden, um periodische Wiederholungen in einem Signal zu identifizieren. Sie ist für diskrete Werte wie folgt definiert (siehe z. B. Bracewell 1978):

$$R^{(11)}(x) = \sum_{x'=0}^{N-1} h^{(1)}(x') h^{(1)}(x' + x) \quad (3.13)$$

Kreuzspektrum

Das Kreuzspektrum $\Phi(\Omega)^{(12)}$ stellt den Übergang von der Zeit- bzw. hier Ortsdomäne in den entsprechenden Frequenzbereich dar. Dieser Übergang ist mittels FT möglich. Das Kreuzspektrum ist demnach als FT der Kreuzkorrelationsfunktion wie folgt definiert (siehe z. B. Cebon 1999):

$$\Phi(\Omega)^{(12)} = FT(R^{(12)}(x)) \quad (3.14)$$

Kohärenzfunktion

Die Kohärenzfunktion $\eta(\Omega)^{(12)}$ stellt die lineare Abhängigkeit zweier zeit- oder hier ortsabhängiger Signale im Frequenzbereich dar. Sie gibt somit Auskunft über den Grad der Phasenverschiebung zweier Signale bezogen auf die Frequenz. Für zwei ortsabhängige Signale $h^{(1)}(x)$ und $h^{(2)}(x)$ lässt sie sich aus den zwei zugehörigen spektralen Leistungsdichten $\Phi^{(1)}$ und $\Phi^{(2)}$ sowie dem Kreuzspektrum $\Phi^{(12)}$ wie folgt ermitteln (siehe z. B. Stoica u. a. 2005, Dodds u. a. 1973):

$$(\eta(\Omega)^{(12)})^2 = \frac{|\Phi(\Omega)^{(12)}|^2}{\Phi(\Omega)^{(1)}\Phi(\Omega)^{(2)}} \quad (3.15)$$

Es gilt:

$$0 \leq (\eta(\Omega)^{(12)})^2 \leq 1 \quad (3.16)$$

Im Grenzfall $(\eta(\Omega)^{(12)})^2 = 1$ besteht eine vollständige lineare Abhängigkeit, für $(\eta(\Omega)^{(12)})^2 = 0$ ist keine Abhängigkeit vorhanden.

Ermittlung der zweiten Fahrspur

Vor Ermittlung der zweiten Fahrspur wird vorausgesetzt, dass die erste Fahrspur davon unabhängig wie in Abschnitt 3.4.2 beschrieben erzeugt wurde. Demnach sind sowohl $h^{(1)}(x)$ als auch die zur Ermittlung notwendigen Amplituden \hat{h} und die Winkel der Phasenverschiebung $\epsilon^{(1)}$ bekannt. Bezogen auf die beiden dargestellten Grenzfälle wird angenommen, dass sich die zweite Fahrspur aus zwei Anteilen zusammensetzt. Dem ersten Anteil $h^{(12)}(x)$, der zur ersten Fahrspur korreliert, sowie einem zweiten, nicht korrelierenden Anteil $h^{(22)}(x)$ (Liu u. a. 2015, Cebon 1999). Es gilt:

$$h^{(2)}(x) = h^{(12)}(x) + h^{(22)}(x) \quad (3.17)$$

Die frequenzabhängigen Amplituden \hat{h}_i werden auch für beide Anteile der zweiten Fahrspur durch die spektrale Leistungsdichte vorgegeben und stehen bereits durch die erste Fahrspur zur Verfügung. Zur Bestimmung von $h^{(12)}(x)$ wird zusätzlich $\epsilon^{(1)}$ als notwendige Eingangsgröße übernommen. Für $h^{(22)}(x)$ müssen zu jeder Amplitude \hat{h}_i neue Phasenwinkel $\epsilon_i^{(2)}$ gleichmäßig zufällig verteilt im Bereich zwischen 0 und 2π ermittelt werden. Abschließend gilt es beide Anteile in Abhängigkeit vom Abstand beider Fahrspuren zu gewichten. Hierfür wird die Kohärenzfunktion η_{12}

bezogen auf die betrachteten Frequenzbereiche herangezogen. Aus Gleichung 3.11 leitet sich demnach für beide Anteile folgender Ansatz her:

$$h^{(12)}(x) = \sum_{i=1}^N \eta_i^{(12)} \hat{h}_i \sin(\Omega_i x + \epsilon_i^{(1)}) \quad (3.18)$$

$$h^{(22)}(x) = \sum_{i=1}^N \sqrt{1 - (\eta_i^{(12)})^2} \hat{h}_i \sin(\Omega_i x + \epsilon_i^{(2)}) \quad (3.19)$$

Beiden Fahrspuren wird die gleiche Fahrhahnoberflachungsqualitat unterstellt. Diese Annahme ist gleichbedeutend mit $\Phi(\Omega_i)^{(11)} = \Phi(\Omega_i)^{(22)}$. Gleichung 3.15 vereinfacht sich demnach für diskrete Werte zu:

$$(\eta_i^{(12)})^2 = \frac{|\Phi(\Omega_i)^{(12)}|^2}{(\Phi(\Omega_i)^{(11)})^2} \quad (3.20)$$

Alle Werte $\Phi(\Omega_i)^{(11)}$ bilden gemeinsam die spektrale Leistungsdichte der ersten Fahrspur und sind somit bekannt. Es verbleibt nur $\Phi(\Omega_i)^{(12)}$ als Unbekannte. Diese lässt sich nach Gleichung 3.14 durch die FT der Kreuzkorrelation ermitteln (Heath 1987). Die Kreuzkorrelation benötigt als Eingangsgrößen zwei Signale, hier die beiden Fahrspuren. Die zweite Fahrspur $h^{(2)}(x)$ ist jedoch an diesem Punkt noch unbekannt und soll im Rahmen dieses Abschnitts bestimmt werden. Daher lässt sich die Kreuzkorrelation nicht direkt berechnen.

Um dennoch eine zweite Fahrspur zu erzeugen, wird die zuvor getroffene Annahme einer homogenen, isotropen Fläche benötigt. Wie in Abbildung 3.13 dargestellt, entspricht der Abstand eines beliebigen Punkts der ersten Fahrspur zu einem entlang der Fahrtrichtung um die Strecke x versetzten Punkt auf der zweiten Fahrspur in Abhängigkeit der Spurweite der Länge $\sqrt{x^2 + B_s^2}$. Es existiert ein Punkt auf der ersten Fahrspur mit dem identischen Abstand zum Ausgangspunkt. Aus diesem Grund kann die Kreuzkorrelation beider Fahrspuren auch als Autokorrelation der ersten Fahrspur mit entsprechend dem tatsächlichen Abstand angepasster Koordinate ermittelt werden (Cebon 1999):

$$R^{(12)}(x) = R^{(11)}\left(\sqrt{x^2 + B_s^2}\right) \quad (3.21)$$

Dies verdeutlicht, dass $R^{(12)}$ bei bekannter Spurweite und einer vorhandenen ersten Fahrspur abgeschätzt werden kann. Durch FT lässt sich das Kreuzspektrum und anschließend die Kohärenzfunktion ermitteln. Mit bekannter Kohärenzfunktion können die beiden Anteile der zweiten Fahrspur durch Gleichung 3.18 und Gleichung 3.19 bestimmt werden. Das auf diese Weise ermittelte Fahrspurpaar wird im Folgenden Zweispurmodell genannt.

3.4.4 Beispiel

Abschließend wird das in diesem Kapitel vorgestellte Vorgehen zum Erzeugen einer künstlichen Fahrhahnoberfläche bestehend aus zwei Fahrspuren anhand eines Beispiels dargestellt. Dies bezieht sich nur auf Längsunebenheiten. Sollen zusätzlich spezielle Unebenheiten wie Übergangskonstruktionen berücksichtigt werden, sind diese in die fertiggestellten Fahrspuren zu integrieren.

Zuerst wird das Belagsmaterial und der Straßentyp vorgegeben. Es soll ein gewarteter, aber nicht neuer Asphaltbelag, wie z. B. auf einem Autobahnabschnitt möglich, angenommen werden. Es ist von einer guten Qualität auszugehen. $\Phi(\Omega_0)$ wird gemäß Abbildung 3.8 mit $4,0 \times 10^{-6} \text{m}^3$ angesetzt. Unter Einhaltung der Grenzen der betrachteten Wellenlängen ist durch diese Annahme die spektrale Leistungsdichte vorgegeben.

Anschließend wird gemäß Abschnitt 3.4.2 ein Einspurmodell der entsprechenden Qualität erzeugt. Grundlage ist die spektrale Leistungsdichte und eine zufällige Phasenverschiebung. Eine entsprechende Darstellung der ersten Fahrspur $h^{(1)}$ ist Abbildung 3.14 zu entnehmen.

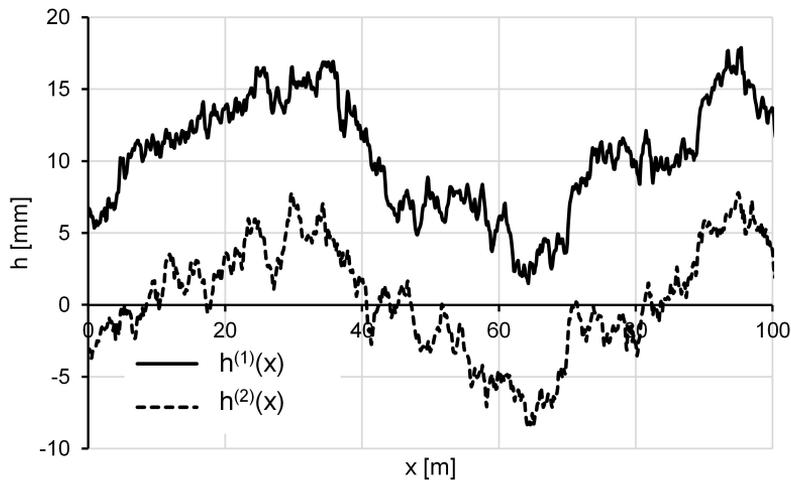


Abb. 3.14: Darstellung Einspurmodell (oben) und Zweispurmodell (oben und unten) mit $\Phi(\Omega_0) = 4 \times 10^{-6} \text{m}^3$ (zur besseren Darstellung um 10 mm entlang der vertikalen Achse verschoben)

Zur Anwendung im Rahmen von Simulationen soll eine weitere, im Abstand B_s von 2 m parallel verlaufende Fahrspur identischer Qualität erzeugt werden. Das Modell wird somit auf ein Zweispurmodell erweitert (siehe Abbildung 3.14). Dafür kommt das Verfahren nach Abschnitt 3.4.3 zur Anwendung. Die erste Fahrspur ($h^{(1)}$) ist zur besseren Darstellung um 10 mm entlang der vertikalen Achse verschoben. Optisch besteht zwischen beiden Fahrspuren eine große Ähnlichkeit, im Detail sind jedoch Unterschiede zu erkennen. Diese Beobachtung legt nahe, dass bezogen auf große Wellenlängen, denen gemäß der definierten spektralen Leistungsdichte auch große Amplituden zuzuordnen sind, eine hohe Übereinstimmung beider Fahrspuren vorliegt. Für kleine Wellenlängen bestehen jedoch Unterschiede. Bezogen auf realitätsnahe Anwendungen scheint dies, wie eingangs aufgeführt, schlüssig. Kleinere Schwankungen mit kürzeren Wellenlängen, wie z. B. im Querprofil enthalten, können bei der Herstellung der Fahrbahnoberfläche durch lokale Schäden nicht gänzlich ausgeschlossen werden. Größere Wellenlängen und Amplituden, wie sie z. B. durch Ungenauigkeiten in der Ausführung oder auch durch die Topografie der Umgebung verursacht werden können, treten nur in beiden Fahrspuren gemeinsam auf.

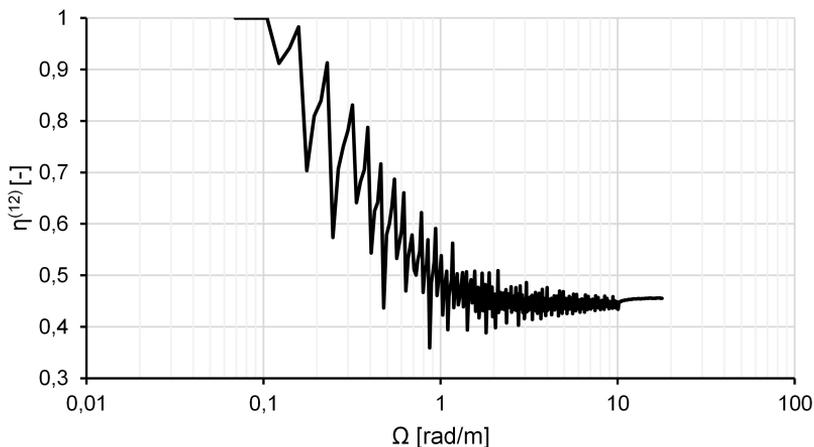


Abb. 3.15: Kohärenzfunktion des Zweispurmodells gemäß Abbildung 3.14

Um diese Beobachtung zu belegen, werden zur Bewertung der beiden erzeugten Fahrspuren gemäß Abbildung 3.15 die Kohärenzfunktion beider Fahrspuren in logarithmischer Darstellung abgebildet. Es ist für große Wellenlängen eine hohe Abhängigkeit zu erkennen. Diese stimmen demnach fast vollständig überein. Diese Abhängigkeit nimmt bei wachsender Wegkreisfrequenz ab und nimmt für kurze Wellenlängen einen Wert zwischen 0,4 und 0,5 an. Dieser Wert variiert aufgrund der zufälligen Phasenwinkel für abweichende Fahrspurpaare.

4 Darstellung des dynamischen Fahrzeugverhaltens

4.1 Allgemeines

Liegen keine Messwerte zur Fahrbahn-Fahrzeug-Interaktion vor, müssen Kontaktkräfte zwischen Fahrbahn und Reifen rechnerisch ermittelt werden. Mit einer bekannten Fahrbahnoberfläche bzw. nach Kapitel 3 generierten Fahrspuren folgt die Simulation des dynamischen Fahrzeugverhaltens. Aus diesem Grund ist es das Ziel dieses Kapitels, geeignete Modelle zu entwickeln und zu beschreiben. Um den Rechenaufwand zu reduzieren und den Grad an Allgemeingültigkeit zu erhöhen, sind möglichst einfache Modelle zu bevorzugen.

In diesem Sinne wird zunächst der Aufbau eines Fahrzeugs beschrieben und die zur Ermittlung der Kontaktkräfte wesentlichen Bestandteile und Eigenschaften diskutiert. Es folgt die Reduktion des Fahrzeugsystems. Nach der Einführung vorhandener Freiheitsgrade wird zunächst argumentativ eine Vorauswahl möglicher Bewegungsabläufe getroffen. Anschließend werden die verbleibenden Freiheitsgrade anhand einfacher Simulationen untersucht und auf ihre Relevanz in Bezug auf den Untersuchungsschwerpunkt dieser Arbeit bewertet. Zur Simulation von Achs- und Fahrzeugbewegungen auf Straßenbrücken folgt abschließend die Definition geeigneter Modelle sowie deren Achseigenschaften und Fahrzeugparameter.

Vorab sei erwähnt, dass nur durch Rollbewegungen und die damit einhergehende Fußpunktanregung des Fahrzeugs entstandene Kräfte in die Untersuchung eingeschlossen werden. Fahrzeugschwingung, etwa durch die Vibration eines Motors, stehen nicht in Zusammenhang mit der Fahrbahnqualität und werden vernachlässigt. Das folgende Kapitel enthält Simulationen unterschiedlicher vereinfachter Fahrzeugmodelle. Auf das genaue Vorgehen zur Simulation der Fahrzeugbewegungen wird nicht weiter eingegangen. Dies erfolgt mit Bezug auf das gekoppelte Gesamtsystem aus Brücke und Fahrzeug nachträglich in Abschnitt 6.2.2 (Seite 100).

4.2 Fahrzeug- und Achseigenschaften

Masse

Bei Betrachtung des Fahrzeugaufbaus eines Lkws und dessen Antwort auf eine erzwungene Schwingung ergeben sich mehrere relevante Bauteile und Merkmale. Eine in dieser Hinsicht wesentliche Fahrzeugeigenschaft stellt dessen Masse dar. Diese kann im Rahmen der Modellbildung von einer kontinuierlichen Verteilung auf eine beliebige Anzahl an massebehafteten Punkten reduziert werden. Gemäß Appel u. a. 2013 ist grundsätzlich zwischen einem gefederten und einem

ungefederten Anteil der Fahrzeugmasse zu unterscheiden. Im Hinblick auf die Modellbildung bedeutet dies, dass sich einige Massepunkte oberhalb der Fahrzeugfederung befinden und andere unterhalb.

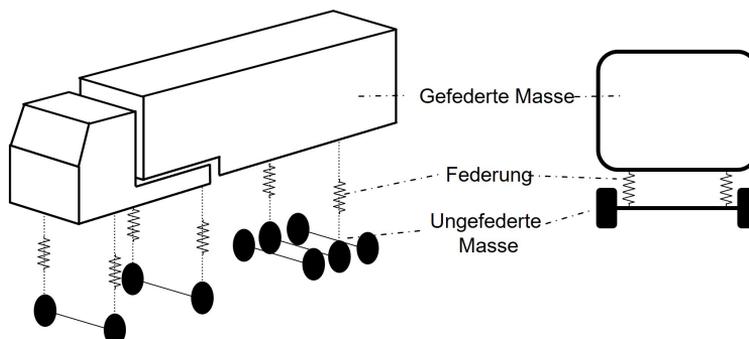


Abb. 4.1: Prinzipielle Darstellung: Gefederte und ungefederte Masse an Lkw

Speziell für einen Lkw setzt sich die gefederte Masse beispielsweise aus Ladung und Fahrzeugaufbau zusammen. Die ungefederte Masse entspricht der Radaufhängung und den Achsen. Eine prinzipielle Darstellung ist Abbildung 4.1 zu entnehmen. Im Gegensatz zu Pkw, deren Räder meist über Einzelradaufhängungen mit dem Fahrzeug verbunden sind, verfügen Lkw oftmals über robustere Starrachsen (Mitschke u. a. 2014). Diese Bauteile vergrößern den Anteil der ungefederten Last, die daher in dem gewählten Fahrzeugmodell berücksichtigt wird.

Federung

Die Federung dient dazu, Fahrzeug und Ladung vor den Erschütterungen, welche durch die Unebenheit der Fahrbahn verursacht werden, zu schützen. Sie stellt darüber hinaus sicher, dass der Reifen durchgehend der Fahrbahn folgen kann (Heisler 2002). Aus diesem Grund trägt sie wesentlich zu den dynamischen Eigenschaften eines Fahrzeugs bei.

In der Nutzfahrzeugtechnik kommen mehrere Arten der Federung zum Einsatz. Die häufigste Variante ist die Blattfederung, die mehrere Federblätter miteinander verspannt. Die Federsteifigkeit ergibt sich durch die kombinierte Biegesteifigkeit der einzelnen Federblätter. (Appel u. a. 2013)

Ein Nachteil der Blattfeder ist die konstante Steifigkeit und damit die Abhängigkeit der Eigenfrequenz des Schwingungssystems von der gefederten Masse. Der Beladungszustand des Fahrzeugs ist somit wesentlich. Luftfedern können durch variablen Gasdruck die Federkennlinie der Belastung anpassen. Somit können lastunabhängige Schwingungseigenschaften umgesetzt werden. Die Luftfederung kommt in neuen Fahrzeugen immer häufiger zum Einsatz. (Appel u. a. 2013)

Die mögliche Anordnung von Blatt- und Luftfeder an der Fahrzeugachse ist schematisch in Abbildung 4.2 dargestellt.

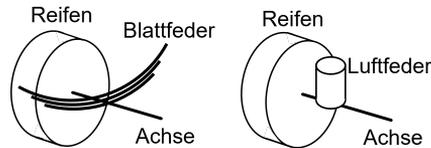


Abb. 4.2: Schematische Darstellung von Blattfeder (links) und Luftfeder (rechts)

Die Beziehung zwischen Federkraft und Federweg wird als Federkennlinie bezeichnet. Dabei sind für Be- und Entlastung unterschiedliche Verläufe möglich, sogenannte Hysteresen. Ist diese Kraft-Weg-Beziehung bei Be- und Entlastung identisch und in ihrer Steigung konstant, wird von einer Federkonstanten gesprochen. Im Rahmen dieser Arbeit wird zur Simulation der Fahrzeugreaktion für die Fahrzeugfederung eine Konstante angesetzt.

Dämpfung

Zusätzlich zur Fahrzeugfederung ist auch ein Schwingungsdämpfer notwendig. Er reduziert die Schwingungsamplituden von gefederter und ungefederter Masse und damit die Auswirkungen von Resonanzeffekten. Im Gegensatz zur Fahrzeugfederung beschreibt die Dämpfung das Verhältnis zwischen Schwingungsgeschwindigkeit und Kraft. Im Rahmen dieser Arbeit wird dieses Verhältnis als konstant angesetzt.

Rad

Das Rad ist der Teil des Fahrzeugs, der mit der Fahrbahn in direktem Kontakt steht. Zwischen Rad und Fahrbahnoberfläche treten die gesuchten dynamischen Kräfte über eine Fläche als Kontaktspannungen auf. Das Rad kann daher nicht als komplett starr angenommen werden. Bezogen auf das Modell dient das Rad demnach zur zusätzlichen Federung des Fahrzeugs und im Speziellen der ungefederten Masse.

Die Modellierung erfolgt auf dem gleichen Detaillierungsgrad wie die der Fahrspuren. Anstatt einer hochauflösenden Kontaktspannung wird ein punktförmiger Aufstand unterstellt. In der Konsequenz wird die zwischen der Aufstandsfläche des Reifens und der Fahrbahn vorherrschende flächenmäßige Spannung als Punktlast zusammengefasst. Bezogen auf eine Straßenbrücke ist anzunehmen, dass die Lastausbreitung und -verteilung innerhalb der Fahrbahnplatte diese Vereinfachung rechtfertigt. Die zweite Konsequenz dieser Annahme betrifft die Geometrie des Reifens. Durch seine runde Form ist es in der Realität z. B. bei der Überfahrt eines stufenförmigen Hindernisses möglich, dass der Kontaktpunkt mit dem Untergrund nicht in der Schwerlinie des Rads direkt unter der Achse liegt. Eine derartige Kollision mit einem benachbarten, deutlich höher liegenden Punkt, der aufgrund der Reifengeometrie in der Modellvorstellung innerhalb des Rads liegen würde und daher den tatsächlichen Aufstandspunkt darstellt, wird im Folgenden nicht berücksichtigt.

4.3 Freiheitsgrade eines Fahrzeugmodells

4.3.1 Mögliche Bewegungsabläufe: Translation und Rotation

Zur Beschreibung möglicher Fahrzeugbewegungen wird das Fahrzeugverhalten in Einzelprobleme bzw. Bewegungsabläufe unterteilt (siehe Abbildung 4.3). Untersuchungsgegenstand sind zum einen Bewegungen in die drei Hauptrichtungen, die sogenannte Translation: Längs-, Schiebe- und Hubbewegungen. Zum anderen ist jeweils eine Drehung um die drei Bewegungsrichtungen denkbar, eine sogenannte Rotation: Gieren, Nicken und Wanken (Mitschke u. a. 2014).

Nach der Einführung einer Bewegung wird ihre Relevanz für die Fahrzeug-Brücke-Interaktion bewertet. Dies geschieht entweder direkt in der Diskussion oder im Nachgang anhand spezialisierter Modelle. Diese erheben dabei keinen Anspruch auf realitätsnahes Fahrzeugverhalten, sondern dienen nur zu dessen Bewertung.

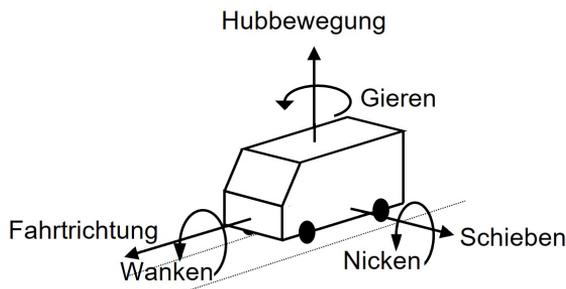


Abb. 4.3: Darstellung von Fahrzeugbewegungen als Einzelprobleme (Translation und Rotation) nach Mitschke u. a. 2014

Längsbewegung

Die Längsbewegung ist die Bewegung des Fahrzeugs in Fahrtrichtung entlang der Fahrspuren. Sie ist durch Geschwindigkeit und Richtung definiert. Durch die Längsbewegung und dem damit verbundenem Abfahren der Fahrspuren führt die veränderliche Höhenlage der Fahrspuren $h(x)$ zu einer zeitlich veränderlichen Höhenlage des Aufstandspunktes des Fahrzeugs $z_0(t)$. Dies entspricht aus dem Bezugssystem des Fahrzeugs einer Fußpunktanregung einer stationären Achse. Die Längsbewegung ist somit wesentlich für die Kontaktkräfte. Ohne diese Bewegung gibt es keinen Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Kontaktkräfte. Sie ist daher in die folgende Untersuchung aufzunehmen. Es wird im Rahmen dieser Arbeit eine konstante Geschwindigkeit in Längsrichtung unterstellt, eine Beschleunigung und die damit verbundenen Kräfte werden nicht berücksichtigt (siehe Abschnitt 2.3.3, Seite 15).

Schieben

Das Schieben stellt eine Bewegung des Fahrzeugs quer zur Fahrtrichtung dar. Eine derartige Bewegung senkrecht zur Rollrichtung der Reifen entspricht keiner konventionellen Kurvenfahrt und kann in planmäßigen Fahrsituationen nicht vorkommen. Ein mögliches Szenario wäre eine Kollision mit einem anderen Fahrzeug. Ein Unfall wird zwar grundsätzlich durch schlechte Fahrbahnbedingungen begünstigt, es besteht jedoch kein Zusammenhang mit der Fußpunktanregung des Fahrzeugs und Kontaktkräften zur Fahrbahn. Da Unfallsituationen darüber hinaus eine Ausnahmesituation darstellen, wird Schieben im Folgenden nicht berücksichtigt.

Hubbewegung

Eine Bewegung des Fahrzeugs in vertikaler Richtung wird als Hubbewegung bezeichnet. Eine Rotation des Systems ist hierbei ausgeschlossen. Durch die Fahrbahnunebenheit in Längsrichtung und damit verbunden die Fußpunktanregung einzelner Aufstandspunkte des Fahrzeugs ist mit einer vertikalen Bewegung einzelner Massepunkte, aber auch des Schwerpunkts zu rechnen. Demnach resultieren aus Fahrbahnunebenheiten sicher Hubbewegungen. Dieser Freiheitsgrad ist daher zwingend zu berücksichtigen.

Gieren

Gieren entspricht einer Rotation des Fahrzeugs um die vertikale Achse und zieht somit eine Änderung der Fahrtrichtung mit sich. Gieren kann in normalen Fahrsituationen durch Lenkung erzeugt werden. Dies wurde in Abschnitt 2.3.3 beschrieben und für diese Arbeit als Sonderfall ausgeschlossen. Darüber hinaus steht Gieren in keinem direkten Zusammenhang mit der Einflussgröße Fahrbahnqualität und wird daher im Weiteren nicht berücksichtigt.

Nicken

Als Nicken wird das Kippen entlang der Längsachse bezeichnet. Dies entspricht einer Rotation um die Achse der Bewegungsrichtung Schieben. Eine derartige Rotation wird unter anderem durch eine Beschleunigung des Fahrzeugs verursacht. Dies wurde in Abschnitt 2.3.3 als Untersuchungsgegenstand ausgeschlossen. Bei der Betrachtung eines Gesamtfahrzeugs kann Nicken auch durch unterschiedliche Hubbewegungen von Vorder- und Hinterachse entstehen. Dies kann eindeutig durch Fahrbahnunebenheiten in unterschiedlichem Maße hervorgerufen werden. Der Einfluss des Nickens auf die Kontaktkräfte kann jedoch nicht analog zu vorangegangenen Bewegungen als sicher relevant eingestuft werden. Aus diesem Grund folgen weitere Untersuchungen.

Wanken

Wanken entspricht einer Rotation um die Längsachse und damit um die Fahrtrichtung des Fahrzeugs. Durch Wanken kann eine Gewichtsverlagerung innerhalb des Fahrzeugs von der einen auf die andere Fahrzeugseite auftreten. Die Kontaktkräfte einer Fahrspur bzw. Fahrzeughälfte werden erhöht, die der anderen Fahrspur reduziert. Diese Bewegung kann aufgrund der Massenträgheit im Rahmen von Kurvenfahrten auftreten, die nach Abschnitt 2.3.3 nicht näher betrachtet werden. Aufgrund von Fahrbahnebenenheiten ist jedoch auch eine betragsmäßig unterschiedliche Anregung der Fußpunkte und damit verbunden unterschiedliche Hubbewegungen auf beiden Fahrzeugseiten möglich. Hierdurch entstehen ebenfalls Wankbewegungen. Analog zum Nicken muss aus diesem Grund auch der Einfluss des Wankens näher untersucht werden, um über seine Relevanz zu entscheiden.

4.3.2 Simulation unabhängiger Fahrzeugachsen im Hubmodell

Auf Grundlage von Abschnitt 4.3.1 soll nun anhand vereinfachter Modelle der Einfluss des Nickens und Wankens für die folgende Arbeit abgeschätzt werden. Um quantifizierbare Ergebnisse zu erhalten, ist zunächst ein Referenzmodell zu definieren, welches beide zu untersuchende Bewegungen nicht abbildet, Längs- und Hubbewegungen jedoch berücksichtigt. Dieses grundlegende Modell wird im Folgenden Hubmodell genannt. Ein Fahrzeug wird darin über mehrere voneinander unabhängige Achsen definiert. Um keine sich überlagernden Schwingungen zu erhalten, wird nur für diese Vorbetrachtung auf die Abbildung der ungefederten Masse sowie der Federsteifigkeit der Räder verzichtet. Ausgangslage und Modellbildung sind in Abbildung 4.4 veranschaulicht.

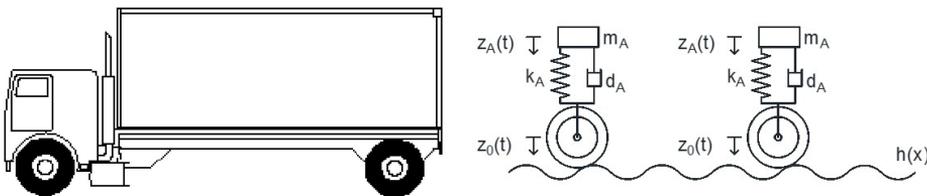


Abb. 4.4: Zweiachsiger Lkw (links) vereinfacht zu zwei Hubmodellen (rechts)

Unter Betrachtung einer einzelnen Achse stellt das Hubmodell einen Einmassenschwinger unter Fußpunktanregung dar. Die für die Abbildung der Schwingung erforderliche Höhenlage des Fußpunktes $z_0(t)$ ergibt sich für die spätere Arbeit aus der Höhenlage der Fahrspur $h(x)$ in Kombination mit der Geschwindigkeit v . Durch die Höhenlage des Fußpunktes wird in diesem Modell über die Federung k_A und die Dämpfung d_A die Aufbaumasse m_A in Schwingung versetzt. Die zeitlich veränderliche Höhenlage der Masse wird im Weiteren mit $z_A(t)$ bezeichnet. Es folgt die Herleitung der Bewegungsgleichung. Die Beschleunigung von m_A ergibt sich in Abhängigkeit einer angreifenden Kraft F zu:

$$\ddot{z}_A = \frac{F}{m_A} \quad (4.1)$$

Die Kraft F setzt sich in diesem Fall aus Einwirkungen aus Federung und Dämpfung zusammen. Sie ist daher abhängig von der Federkonstante und dem Federweg sowie der Dämpfung und der Änderung des Federwegs (und damit der vertikalen Geschwindigkeit der Hubbewegung). Durch Einsetzen dieser beiden Anteile ergibt sich folgende Bewegungsgleichung:

$$\ddot{z}_A = \frac{k_A (z_0 - z_A) + d_A (\dot{z}_0 - \dot{z}_A)}{m_A} \quad (4.2)$$

Als Fußpunktanregung wird ein vereinfachtes Szenario gewählt, welches unabhängig von der Fahrzeuggeschwindigkeit und speziellen Erregerfrequenzen ist. Eine Fahrzeugachse wird schlagartig um 1 cm ausgelenkt, wie z. B. bei der Überfahrt eines stufenförmigen Einzelhindernisses denkbar. Da nur ein Kontaktpunkt berücksichtigt wird, ist die genaue Geschwindigkeit nicht relevant. Die Überfahrt der zweiten Achse wird nicht betrachtet. Die Berechnung wird gemäß Abschnitt 6.2.2 (Seite 100) durchgeführt. Die für diese Voruntersuchung gewählten Fahrzeugparameter des Hubmodells sind in Abbildung 4.5 zusammengefasst.

Der zeitliche Verlauf des Schwingungsvorgangs sowie die Höhenlage des Fußpunkts sind in Abbildung 4.5 abgebildet. Es ist zu erkennen, dass die Kontaktkraft P nach Erreichen des von der Federsteifigkeit abhängigen Maximalwerts nach etwa 2 s keinen wesentlichen Schwingen mehr unterliegt. Die Kontaktkraft wird zum Zeitpunkt der Belastung um etwa 20% vergrößert. Da die Achsen des Hubmodells unabhängig voneinander schwingen, ist in Abbildung 4.5 nur eine Achse dargestellt. Die Achslast einer zweiten Achse ist im Betrachtungszeitraum als konstant anzusehen.

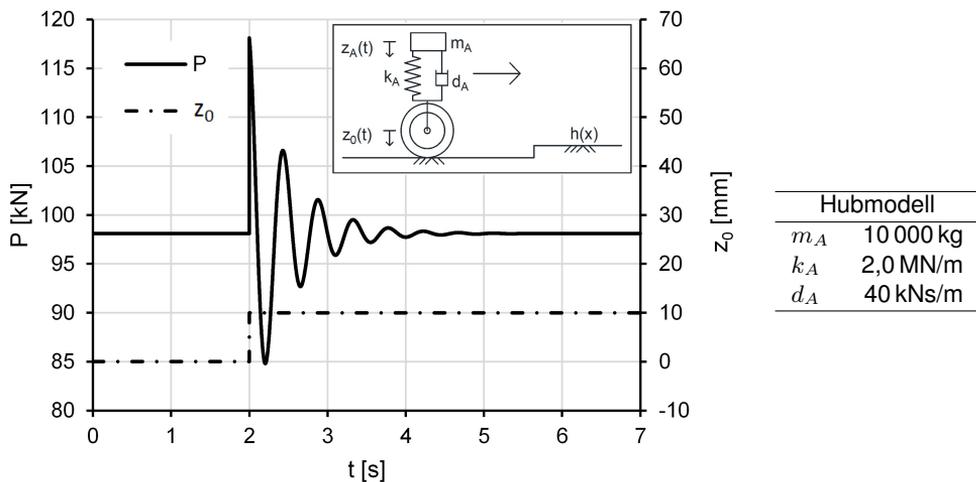


Abb. 4.5: Achslast eines Hubmodells bei der Überfahrt eines stufenförmigen Einzelhindernisses

4.3.3 Simulation hintereinander angeordneter Fahrzeugachsen im Nickmodell

Darauf aufbauend ist in Abbildung 4.6 am Beispiel eines zweiachsigen Lkws die Modellbildung des Nickmodells veranschaulicht. Ein unabhängiges Schwingen der beiden Achsen ist im Nickmodell nicht möglich. Diese sind nun durch einen biegesteifen, massebehafteten Balken verbunden. Diesem Balken lässt sich neben der Masse m_A auch ein Massenträgheitsmoment J_A zuordnen. Seine Position und Ausrichtung ist eindeutig durch die Höhenlage des Schwerpunkts $z_A(t)$ und den Neigungswinkel $\varphi(t)$ beschrieben. Die unbekanntenen Größen $z_{A(1)}(t)$ und $z_{A(2)}(t)$ sind durch Verträglichkeitsbedingungen davon abhängig. Im direkten Vergleich zum Hubmodell sind somit anstatt einem nun zwei Freiheitsgrade vorhanden. Der Abstand beider Achsen wird mit l_a bezeichnet. Die Bewegung des Nickmodells wird durch folgendes Gleichungssystem beschrieben:

$$\ddot{z}_A = \frac{F}{m_A} \quad (4.3)$$

$$\ddot{\varphi} = \frac{M}{J_A} \quad (4.4)$$

Durch zwei Federn und zwei Dämpfer wirken an unterschiedlichen Punkten Kräfte auf die balkenförmige Masse m_A ein. F und M setzen sich demnach aus jeweils vier Anteilen zusammen. Mit Einsetzen der entsprechenden Werte (siehe Gleichung 4.2) ergibt sich:

$$\ddot{z}_A = \frac{-k_A \left(z_A + \frac{l_a}{2} \varphi - z_{0(1)} \right) - k_A \left(z_A - \frac{l_a}{2} \varphi - z_{0(2)} \right) - d_A \left(\dot{z}_A + \frac{l_a}{2} \dot{\varphi} - \dot{z}_{0(1)} \right) - d_A \left(\dot{z}_A - \frac{l_a}{2} \dot{\varphi} - \dot{z}_{0(2)} \right)}{m_A} \quad (4.5)$$

$$\ddot{\varphi} = \frac{\left(-k_A \left(z_A + \frac{l_a}{2} \varphi - z_{0(1)} \right) + k_A \left(z_A - \frac{l_a}{2} \varphi - z_{0(2)} \right) - d_A \left(\dot{z}_A + \frac{l_a}{2} \dot{\varphi} - \dot{z}_{0(1)} \right) + d_A \left(\dot{z}_A - \frac{l_a}{2} \dot{\varphi} - \dot{z}_{0(2)} \right) \right) \frac{l_a}{2}}{J_A} \quad (4.6)$$

Die Fahrzeugparameter sind in Anlehnung an das Hubmodell gewählt und in Abbildung 4.7 zusammengefasst. Der Massenträgheit liegt die Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Masse entlang des Fahrzeugs zugrunde:

$$J_A = \frac{m_A \times l_a^2}{12} \quad (4.7)$$

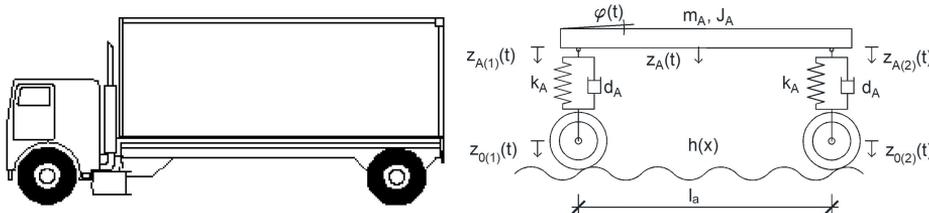


Abb. 4.6: Zweiachsiger LKW (links), vereinfacht dargestellt als Nickmodell (rechts)

Die folgende Untersuchung umfasst mehrere Einwirkungsszenarien. Das erste Szenario entspricht in Anlehnung an das Hubmodell (siehe Abbildung 4.5) einem stufenförmigen Einzelhindernis. Dieses wird ausschließlich von der Vorderachse des Nickmodells überfahren.

Die simulierten Kontaktkräfte der Vorderachse $P_{(1)}$ und der Hinterachse $P_{(2)}$ sowie die Höhenlage des Fußpunktes der Vorderachse $z_{0(1)}$ sind in Abbildung 4.7 dargestellt. Aufgrund der identischen Anfangsauslenkung bei gleicher Federsteifigkeit sind die maximalen Kontaktkräfte der vorderen Achsen des Nick- und des Hubmodells ebenfalls identisch. Am Nickmodell ist jedoch eine relevante Anregung der Hinterachse zu beobachten. Bereits nach etwa 0,5 s schwingen beide Achsen annähernd synchron. Im Vergleich zum Hubmodell hat dies bezogen auf die Einzelachsen deutlich kleinere Kontaktkräfte im zeitlichen Verlauf der Schwingung zur Folge.

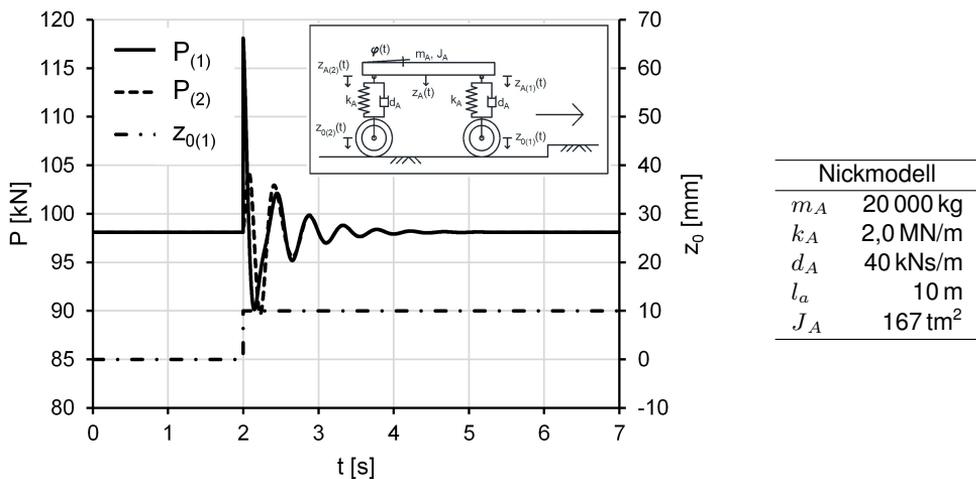


Abb. 4.7: Kontaktkraft der beiden Achsen eines Nickmodells bei der Überfahrt der Vorderachse über ein stufenförmiges Einzelhindernis

Im Ausschwingvorgang nimmt die Hinterachse am Schwingungsvorgang der Vorderachse teil und entlastet diese in der Konsequenz. Eine Vernachlässigung der Nickschwingungen könnte daher größere rechnerische Kontaktkräfte der Vorderachse zur Folge haben und somit zu einer ungünstigen Modellvorstellung führen. Die parallele Schwingung beider Achsen nach Auslenkung der vorderen Achse gibt Anlass zu weiteren Untersuchungen. Da ein stufenförmiges Einzelhindernis auf einer Brücke bei ansonsten ideal glatter Fahrbahn kein reales Szenario darstellt, werden im nächsten Schritt beide Achsen an der Anregung beteiligt. Eine gleichmäßige Auslenkung beider Achsen um denselben Betrag führt zu keiner Rotation des Balkens. Eine parallel verlaufende Schwingung beider Achsen wäre die Folge. Es muss eine ungleichmäßige, aber dennoch gleichwertige Anregung herangezogen werden. Um mögliche Resonanzeffekte auszuschließen, soll diese Untersuchung daher an einem realistischen, gemäß Abschnitt 3.4.2 (Seite 39) erzeugten Fahrbahnabschnitt in Form eines Einspurmodells erfolgen.

Hierfür wird von einer sehr guten Fahrbahnqualität ausgegangen, für $\Phi(\Omega_0)$ wird $1,0 \times 10^{-6} \text{m}^3$ gewählt. Neben einer Gegenüberstellung der Kontaktkräfte von Vorder- und Hinterachse $P_{(1)}$ und

$P_{(2)}$ (Modellparameter Nickmodell siehe Abbildung 4.7) wird die Kontaktkraft P eines Hubmodells gemäß Abbildung 4.5 einbezogen. Der Übergang hin zu einer realen Fahrbahn entspricht anstelle einer schlagartigen einer kontinuierlichen Anregung der Fahrzeugachsen. Aus diesem Grund ist die Geschwindigkeit relevant für die Größe der Kontaktkräfte. Sie wird hier mit 20 m/s (72 km/h) angesetzt. Die Ergebnisse dieser Gegenüberstellung sind in Abbildung 4.8 veranschaulicht. Die simulierte Situation bildet etwa 10 s ab. Die ersten beiden Sekunden werden als Einschwingvorgang gewertet und weder dargestellt noch in die Betrachtung aufgenommen.

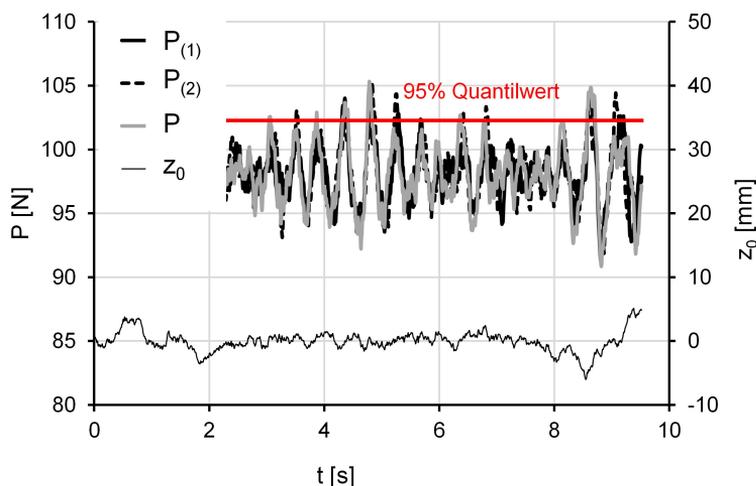


Abb. 4.8: Gegenüberstellung Nickschwinger mit $P_{(1)}$ und $P_{(2)}$ - Hubmodell mit P auf Einspurmodell $\Phi(\Omega_0) = 1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3$

Die in Abbildung 4.8 angestellte Gegenüberstellung von Nick- und Hubmodell verdeutlicht eine augenscheinlich große Ähnlichkeit im zeitlichen Verlauf der Kontaktkräfte. Die Schwingungen sind in der Phase näherungsweise parallel und weisen betragsmäßig vergleichbare Amplituden auf. Dies trifft im Besonderen zwischen den beiden Vorderachsen $P_{(1)}$ und P zu, da diese im Verlauf von z_0 keinem zeitlichen Versatz unterworfen sind. Zur Auswertung dieser Abbildung werden die Kontaktkräfte zu jedem Zeitschritt der Simulation jeweils als Stichprobe normalverteilter Zufallszahlen interpretiert. Die auf Grundlage des Betrachtungszeitraums abgeschätzten Eigenschaften dieser Zufallszahlen sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Zur Veranschaulichung werden die nahe zusammen liegenden 95 %-Quantilwerte in Abbildung 4.8 als gemeinsame Linie ergänzt.

Tabelle 4.1: Interpretation der dynamischen Kontaktkräfte als Zufallszahl

		Mittelwert	Standardabweichung	95 %-Quantilwerte
Nickmodell	$P_{(1)}$	98,082 kN	2,222 kN	102,525 kN
	$P_{(2)}$	98,078 kN	2,287 kN	102,657 kN
Hubmodell	P	98,057 kN	2,502 kN	103,059 kN

Zur grafischen Interpretation der Kontaktkräfte sind diese in Abbildung 4.9 als Häufigkeitsverteilung bezogen auf die einzelnen Zeitschritte der Simulation in Form eines Histogramms dargestellt. Als Klassenbreite werden 2,0 kN gewählt. Die ebenfalls ergänzten Zufallsgrößen nach Tabelle 4.1 bestätigen die unterstellte Normalverteilung der Kontaktkräfte zu den untersuchten diskreten Zeitschritten. Die unterschiedlichen 95 %-Quantilwerte werden in Abbildung 4.9 getrennt für Nick- und Hubmodell dargestellt.

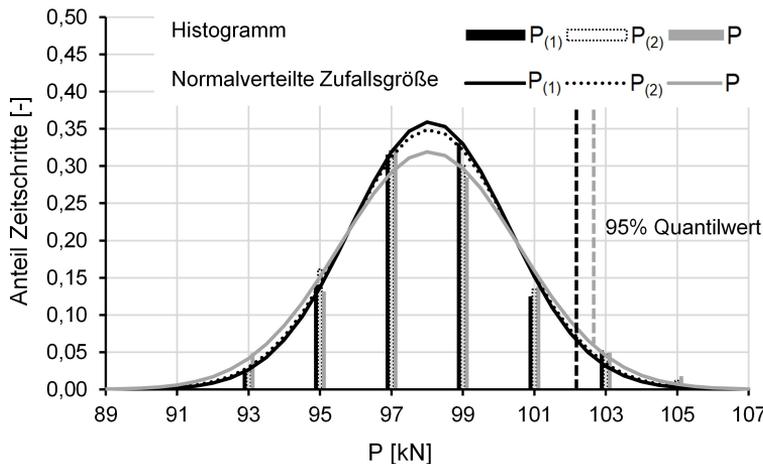


Abb. 4.9: Interpretation der dynamischen Kontaktkräfte als normalverteilte Zufallszahl

Zusammenfassend wird deutlich, dass die Streuung der Kontaktkräfte für ein Hubmodell im Vergleich zu einem Nickmodell geringfügig höher ist. Bei gleichbleibendem Mittelwert ist der jeweilige 95 %-Quantilwert im untersuchten Beispiel um etwa 0,5 kN größer. Bezogen auf den jeweiligen Abstand zum Mittelwert nach Tabelle 4.1 beträgt dieser Unterschied etwa 10 %. Für die angestrebte Untersuchung einer Brücke ist jedoch das Lastregime einer Überfahrt eine geeignetere Referenz. Im Rahmen einer Überfahrt schwankt die Last überschlägig zwischen Entlastung und dem Maximalwert. Daher muss anstatt der Differenz zum Mittelwert (etwa 4,5 kN) der eigentliche Mittelwert selbst (etwa 98 kN) als Bezugsgröße herangezogen werden. In dieser Betrachtung beträgt die Abweichung der 95 %-Quantilwerte etwa 0,5 %. Diese Differenz wird als gering betrachtet, das Nicken am Gesamtfahrzeug aus diesem Grund in der weiteren Untersuchung nicht berücksichtigt.

4.3.4 Simulation einer Fahrzeugachse in Querrichtung im Wankmodell

Während das in Abschnitt 4.3.3 diskutierte Nickmodell die zeitabhängige gegenseitige Beeinflussung der Achslasten entlang der Fahrzeuglängsrichtung berücksichtigt, stellt das Wankmodell die Lastverteilung zwischen linker und rechter Fahrzeughälfte dar. Das gewählte Vorgehen zur Untersuchung dieses Freiheitsgrades ist dabei analog. Die Berechnung der Kontaktkräfte lassen sich unter Anwendung von Gleichung 4.3 bis Gleichung 4.6 durchführen, diese werden hier nicht erneut hergeleitet. Die Eigenschaften des Modells beziehen sich in diesem Abschnitt jedoch nicht

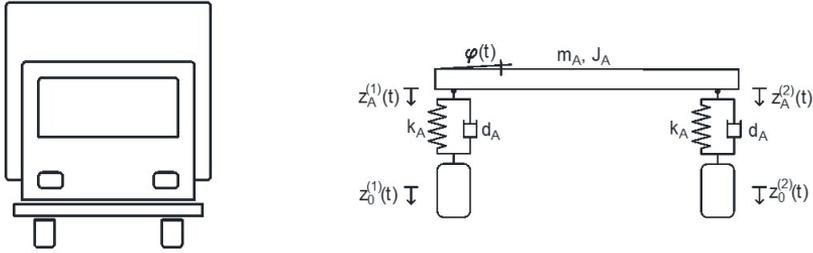


Abb. 4.10: Frontansicht Lkw (links), vereinfacht dargestellt als Wankmodell (rechts)

auf das Gesamtfahrzeug, sondern auf eine einzelne Fahrzeugachse. In den bisherigen Modellen wurde im Gegensatz dazu eine Achse anhand eines Kontaktpunkts abgebildet, hier wird diese mit zwei Aufstandspunkten detailliert betrachtet. Die Zahlenwerte der bisherigen Modelle werden entsprechend angepasst. Die Parameter des Wankmodells sind Abbildung 4.11 zu entnehmen, die des Referenzmodells (Hubmodell) sind in Abbildung 4.12 zusammengefasst.

Zur Untersuchung des Wankmodells wird zunächst das bereits bekannte Szenario der Überfahrt eines Einzelhindernisses der Höhe 1 cm herangezogen. Angepasst auf das Wankmodell entspricht dies der Anregung einer Fahrzeugseite. Die zweite Fahrzeugseite überfährt hingegen eine glatte Oberfläche. Die Kontaktkräfte beider Aufstandspunkte $P^{(1)}$ und $P^{(2)}$ sind in Abbildung 4.11 gegenübergestellt.

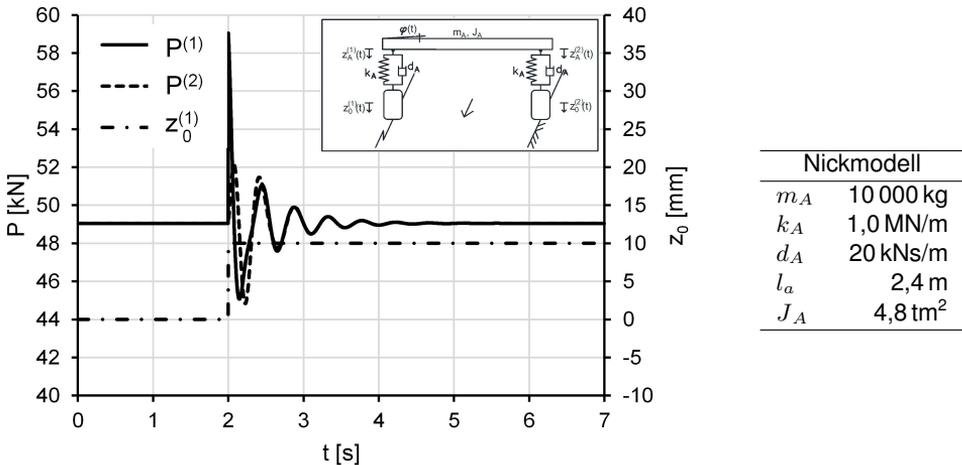


Abb. 4.11: Kontaktkräfte eines Wankmodells bei einseitiger Überfahrt eines stufenförmigen Einzelhindernisses

Das Ergebnis weist starke Ähnlichkeiten zum zeitlichen Verlauf der Kontaktkräfte des Nickmodells auf (siehe Abbildung 4.7). $P_{(1)}$ nimmt durch die schlagartige Auslenkung der Federung den Maxi-

malwert an. $P_{(2)}$ beteiligt sich während des Ausschwingvorgangs an der Schwingung. Nach etwa 0,5s verhalten sich die zeitlichen Verläufe der Kontaktkräfte näherungsweise parallel, die Amplituden sind näherungsweise identisch. Dies verdeutlicht, dass auch für das Wankmodell weitere Untersuchungen notwendig sind.

Eine Option, die an dieser Stelle bewusst nicht verfolgt wird, ist unter Anwendung eines Zweispurmodells das Szenario zweier paralleler Fahrspuren der gleichen Qualität. Es ist ein Ergebnis analog zu Abbildung 4.9 zu erwarten. Stattdessen wird mit Verweis auf Abschnitt 2.2.4 (Seite 12) das Ziel dieser Arbeit aufgegriffen, eine Untersuchung von Brückenbauwerken mit Fokus auf der Tragwirkung in Längsrichtung. Die Tragwirkung in Querrichtung, die auch als Torsion interpretiert werden kann, soll nicht abgebildet werden. Die Position von Einwirkungen ist daher nur in Längsrichtung relevant. Aus diesem Grund werden nicht die einzelnen Kontaktkräfte des linken und rechten Aufstandpunkts betrachtet. Diese werden stattdessen aufsummiert und bilden somit eine Achse ab. Auch bezogen auf das als Referenz herangezogene Hubmodell beteiligt sich nur ein Aufstandspunkt an der Schwingung, die Kontaktkraft der anderen Fahrzeugseite bleibt konstant und entspricht zu jedem Zeitpunkt $P(t = 0s)$. Die aufsummierte Achslast am Hubmodell entspricht daher $P(t) + P(t = 0s)$.

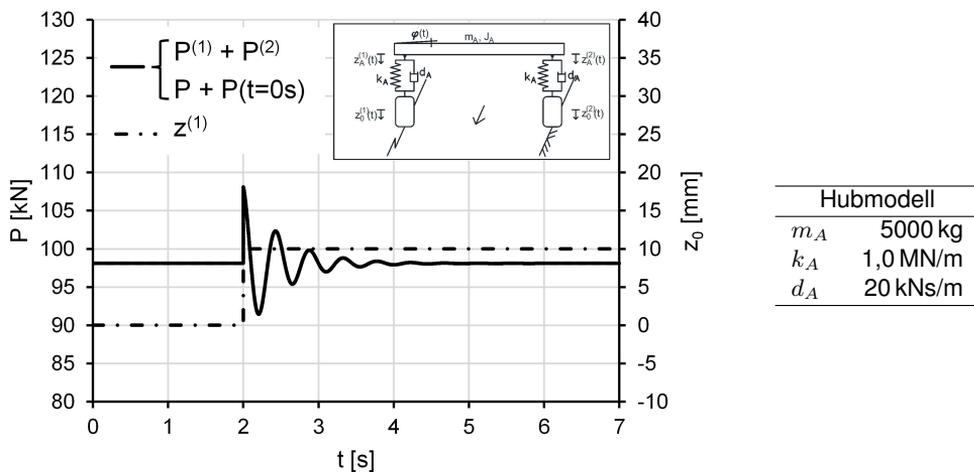


Abb. 4.12: Kontaktkraft Wankmodell (vgl. Abbildung 4.11) und Hubmodell bei einseitiger Überfahrt eines stufenförmigen Einzelhindernisses

In Abbildung 4.12 sind die aufsummierten Kontaktkräfte der beiden Fahrzeugseiten für Wank- und Hubmodell dargestellt. Die zeitlichen Verläufe sind deckungsgleich. Aus diesem Grund werden Wankbewegungen ebenfalls vernachlässigt. Um zwei parallele Fahrspuren in die Untersuchung einzubinden, werden die linke und rechte Fahrzeugseite demnach als unabhängiges Hubmodell separat simuliert.

4.3.5 Detailbetrachtung von Mehrfachachsen

Um die Fahrbahnen zu schonen, dürfen Achslasten nicht beliebig gesteigert werden. In Deutschland sind sie nach StVZO 2023 auf 10 t bzw. 11,5 t für angetriebene Achsen begrenzt. Da dies speziell für Fahrzeuge mit zugelassenem Gesamtgewicht von 40 t nicht ausreicht, können Doppel- und Dreifachachsen verwendet werden. Diese teilen die hohen Lasten auf bis zu sechs Kontaktpunkte auf. Somit dürfen bei korrekter Anordnung die Lasten der Achsgruppe auf bis zu 24 t erhöht werden. Da Achsgruppen eingesetzt werden, um hohe Einzellasten zu verhindern, muss sichergestellt werden, dass selbst bei Überfahren eines Hindernisses die Lastverteilung der Achsen untereinander ausgeglichen ist.

Zum Ausgleich der Lasten innerhalb einer Achsgruppe gibt es unterschiedliche Konzepte. Häufig kommt dazu ein Hubbalken zum Einsatz. Dieser Hubbalken verdreht sich unabhängig vom Fahrzeug selbst und gleicht somit Untergrundunebenheiten aus. Der konzeptionelle Aufbau einer Doppelachse, ausgeführt als Hubbalken sowie deren Verdrehung bei Überfahrt eines Einzelhindernisses sind in Abbildung 4.13 veranschaulicht. Eine weitere Ausführungsvariante für eine Doppelachse stellt die Verbindung der einzelnen Achsfedern über einen Ausgleichsbalken dar, der die jeweilige Höhenlage der Achse anpasst und somit zu ausgeglichenen Achslasten führt. (Heisler 2002)

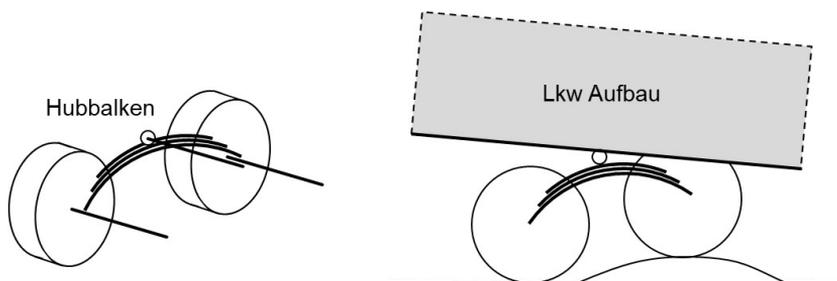


Abb. 4.13: Doppelachse als Hubbalken in Form einer Blattfeder (links), Aufbau und Überfahrt eines Einzelhindernisses (rechts)

Eine Mehrfachachse gleicht somit auf den ersten Blick dem in Abschnitt 4.3.3 (Seite 54) beschriebenen Nickmodell und könnte daher mit ausreichender Genauigkeit durch mehrere unabhängige Hubmodelle abgebildet werden. Dem entgegen spricht jedoch die Intention einer Mehrfachachse, die Reduktion erhöhter Einzelkräfte. Neben der von der Mehrfachachse unabhängigen Rotation des Aufbaus, die lediglich anhand eines aufwändigen Fahrzeugmodells abgebildet werden könnte, geschieht dies durch die gemeinsame Federung aller enthaltenen Einzelachsen. In Abbildung 4.13 wird diese Funktionsweise durch die Anordnung der dargestellten Blattfeder verdeutlicht.

Zudem ist aufzuführen, dass die Lasten einer Achsgruppe gemäß StVZO 2023 bei Mehrfachachsen besonders hoch und damit auch von besonderer Relevanz sind. Um ihre Wirkungsweise akkurat abzubilden, wird das Nicken innerhalb einer Mehrfachachse im Weiteren berücksichtigt. Die folgenden Achsmodelle gehen dabei vereinfacht immer von einem Hubbalken aus.

4.4 Unabhängige Achsmodelle

4.4.1 Beschreibung der Bewegungsabläufe

Der vorangegangene Abschnitt 4.3 beinhaltet ausführliche Diskussionen der abzubildenden Fahrzeugbewegungen. Es wurde festgelegt, dass Fahrzeuge, bezogen auf ihre Längsrichtung, als unabhängig schwingende Achsen dargestellt werden können. Lediglich Mehrfachachsen sind gemeinsam zu betrachten. In Querrichtung wird ein unabhängiges Schwingungsverhalten der linken und rechten Fahrzeughälfte unterstellt.

Gemäß Abschnitt 2.3.1 (Seite 13) sind die Fahrzeuge Typ 97 und Typ 98 (z. B. nach BASt 2017) untersuchungsrelevant. Typ 97 ist ein Sattelzug bestehend aus zwei Einzelachsen und einem Auflieger mit Doppelachse. Typ 98 stellt einen nahezu identischen Sattelzug dar, der Auflieger hat abweichend eine Dreifachachse. Daher werden in diesem Abschnitt mit Einzelachse, Doppelachse und Dreifachachse drei Achstypen dargestellt und in ihrem Bewegungsablauf mathematisch definiert.

In diesen Achsmodellen ist, wie in Abbildung 4.1 zu erkennen, zwischen gefederter Masse, dem sogenannten Fahrzeugaufbau, und der ungefederten Masse wie z. B. dem Gewicht der Achse zu unterscheiden. Aus diesem Grund sind die bisherigen Modelle um entsprechende Freiheitsgrade zu erweitern. Die gewählten Achsmodelle sind in Abbildung 4.14 abgebildet. Parameter, welche dem ungefederten Anteil zuzuordnen sind, sind mit den Indizes R benannt, solche, die dem gefederten Anteil zugeordnet werden, mit A . Innerhalb einer Mehrfachachse werden die einzelnen Kontaktkräfte mit (a) bis (c) unterschieden.

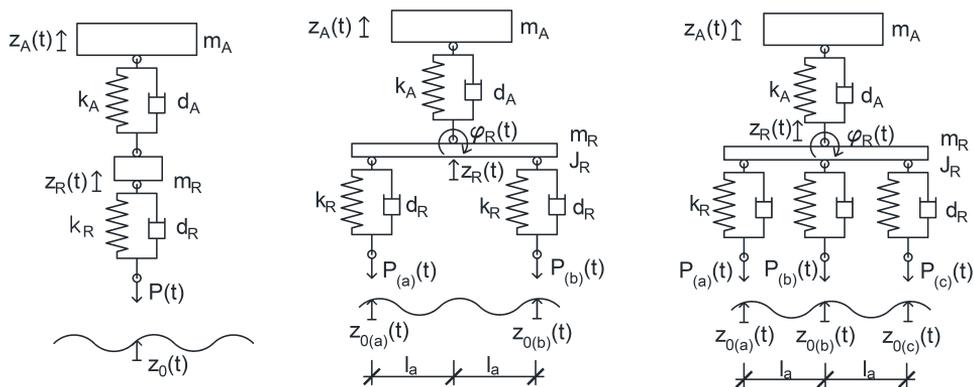


Abb. 4.14: Modelle zur Berechnung von Kontaktkräften an Lkw-Achsen: Einzelachse, Doppelachse, Dreifachachse (von links nach rechts)

Einzelachsen

Einzelachsen sind sowohl in Typ 97 als auch Typ 98 enthalten und somit in dieser Arbeit die am häufigsten auftretende Achsvariante. Bei Bedarf ließen sich mit einer Einzelachse auch zahlreiche weitere Fahrzeugtypen modellieren. Sie kann zum einen die Steuerachse unter der Fahrerkabine abbilden, zum anderen die Einzelachse unterhalb des Lagerpunkts des Aufliegers. Beide Achsen unterscheiden sich zwar in der Größe der jeweils möglichen Last und damit auch in den Eigenschaften der Federung, jedoch nicht im prinzipiellen Aufbau (siehe Abbildung 4.14, links). Es handelt sich dabei um ein Hubmodell mit zwei Freiheitsgraden zur Abbildung von Achs- und Aufbauschwingungen. Entsprechend werden zwei Massen mit jeweils einer zugehörigen Federung und Dämpfung definiert. Das Schwingungsverhalten der Einzelachse lässt sich durch das folgende Gleichungssystem beschreiben (siehe Cebon 1999):

$$\begin{bmatrix} m_A & 0 \\ 0 & m_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{z}_A \\ \ddot{z}_R \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} d_A & -d_A \\ -d_A & d_A + d_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{z}_A \\ \dot{z}_R \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_A & -k_A \\ -k_A & k_A + k_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} z_A \\ z_R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ d_R \dot{z}_0 + k_R z_0 \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

Doppelachsen

Doppelachsen kommen zur Verteilung größerer Achslasten in mehreren gängigen Fahrzeugtypen vor. Im Rahmen dieser Arbeit sind sie Teil des Sattelzugs Typ 97 und im Bereich des Aufliegers anzusetzen. In Bezug auf das Gesamtfahrzeug werden Nickschwingungen nicht betrachtet, in Abschnitt 4.3.5 wurden Mehrfachachsen von dieser Einschränkung ausgenommen. Obwohl sich die Aufbaulast nicht an Nickschwingungen beteiligt, kann die Radaufhängung durch die Ausführung als Hubbalken (siehe Abbildung 4.13) um diesen zusätzlichen Freiheitsgrad rotieren. Somit bildet das Modell der Doppelachse (siehe Abbildung 4.14, mittig) drei Freiheitsgrade ab: Die Hubbewegung von gefederter und ungefederter Masse und zusätzlich die Rotation des Hubbalkens φ_R . Folgendes Gleichungssystem beschreibt die Bewegungen einer Doppelachse (Cebon 1999):

$$\begin{bmatrix} m_A & 0 & 0 \\ 0 & m_R & 0 \\ 0 & 0 & J_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{z}_A \\ \ddot{z}_R \\ \ddot{\varphi}_R \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} d_A & -d_A & 0 \\ -d_A & d_A + 2d_R & 0 \\ 0 & 0 & 2l_a^2 d_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{z}_A \\ \dot{z}_R \\ \dot{\varphi}_R \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_A & -k_A & 0 \\ -k_A & k_A + 2k_R & 0 \\ 0 & 0 & 2l_a^2 k_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} z_A \\ z_R \\ \varphi_R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ d_R(\dot{z}_{0(a)} + \dot{z}_{0(b)}) + k_R(z_{0(a)} + z_{0(b)}) \\ l_a d_R(\dot{z}_{0(b)} - \dot{z}_{0(a)}) + l_a k_R(z_{0(b)} - z_{0(a)}) \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Dreifachachsen

Um im Vergleich zur Doppelachse höhere Lasten zu ermöglichen, wird die Dreifachachse verwendet. Sie kommt am Auflieger des Sattelzugs 98 zum Einsatz. Ihre Eigenschaften sind analog zu denen der Doppelachse. Mit Höhenlage der Aufbaulast, der ungefederten Masse und der Drehung

des Hubbalkens verfügt das Modell (siehe Abbildung 4.14, rechts) über drei Freiheitsgrade. Aus Gründen der Verträglichkeit kommt trotz des weiteren Kontaktpunkts zur Fahrbahn, bedingt durch den starren Hubbalken kein weiterer Freiheitsgrad hinzu. Die Höhenlage aller drei Kontaktpunkte ist abhängig von der Verdrehung sowie der Höhenlage des Hubbalkens. Die Bewegung der Dreifachachse lässt sich durch folgendes Gleichungssystem beschreiben (Schorstädt 2021):

$$\begin{bmatrix} m_A & 0 & 0 \\ 0 & m_R & 0 \\ 0 & 0 & J_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{z}_A \\ \ddot{z}_R \\ \ddot{\varphi}_R \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} d_A & -d_A & 0 \\ -d_A & d_A + 3d_R & 0 \\ 0 & 0 & 2l_a^2 d_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{z}_A \\ \dot{z}_R \\ \dot{\varphi}_R \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_A & -k_A & 0 \\ -k_A & k_A + 3k_R & 0 \\ 0 & 0 & 2l_a^2 k_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} z_A \\ z_R \\ \varphi_R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ d_R(\dot{z}_{0(a)} + \dot{z}_{0(b)} + \dot{z}_{0(c)}) + k_R(z_{0(a)} + z_{0(b)} + z_{0(c)}) \\ l_a d_R(\dot{z}_{0(c)} - \dot{z}_{0(a)}) + l_a k_R(z_{0(c)} - z_{0(a)}) \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

4.4.2 Beispielhafte Gegenüberstellung von Messung und Simulation zur Fahrbahn-Fahrzeug-Interaktion

In Kapitel 3 wird eine Methode zur Modellierung synthetischer Fahrbahnoberflächen bzw. Fahrspuren beschrieben. Diese synthetisch errechneten Fahrspuren sollen angewendet werden, um Achsmodelle mittels Fußpunktanregung in Schwingung zu versetzen. Resultierende Kräfte am Fußpunkt stellen realitätsnahe Kontaktkräfte zwischen Reifen und Fahrbahn dar. Dieses Vorgehen bildet in den folgenden Kapiteln die Grundlage zur Berechnung der Verformung von Brückenbauwerken.

Auch abseits von Brückenbauwerken eignen sich die definierten Achs- und Fahrbahnmodelle zur Ermittlung von Kontaktkräften auf einem starren Untergrund. Da mit der Untersuchung durch Hahn 1986 entsprechende Messwerte vorliegen, soll das Fahrzeug-Fahrbahn-Modell beispielhaft angewendet und in der Auswertung realen Kontaktkräften gegenübergestellt werden.

Dabei wird folgendes Vorgehen angewandt: In Hahn 1986 ist kein konkretes Höhenprofil der Fahrspuren angegeben. Es sind jedoch Angaben zur spektralen Leistungsdichte der Fahrbahn zu entnehmen. Neben Angaben zur Fahrzeuggeschwindigkeit wurden Ausschnitte der zeitlich veränderlichen Kontaktkräfte dargestellt. Von drei aufgeführten Oberflächen konnten hier zu zweien verwertbare Datensätze übernommen werden. Die Oberflächen können als gute bzw. als mittlere Qualität bewertet werden. Für die folgende Untersuchung wird die Fahrbahn mittlerer Qualität ausführlich dargestellt, da eine vergleichsweise größere Streuung der Achslasten und damit belastbarere Ergebnisse zu erwarten sind.

Hahn 1986 beinhaltet die Untersuchung des identischen Fahrbahnabschnitts mit unterschiedlichen Achskonfigurationen bei einer konstanten Geschwindigkeit von 19,4 m/s (70 km/h). Da keine genauen Angaben zu den Schwingungsdämpfungen d_A und d_R vorliegen, Kenntnisse zu diesen jedoch wesentlich für die Simulation der Achsen sind, wird für diese Untersuchung eine von Hahn 1986 im Rahmen der Versuchsbezeichnung als nicht gedämpft benannte Konfiguration gewählt.

4 Darstellung des dynamischen Fahrzeugverhaltens

Hierbei handelt es sich um eine Einzelachse. Alle entnommenen Angaben zur Achse und zur Fahrbahn sind Tabelle 4.2 zu entnehmen.

Tabelle 4.2: Fahrzeug und Fahrbahnparameter gemäß Hahn 1986

Fahrbahn guter Qualität	$\Phi (\Omega_0)$	$2,2 \times 10^{-6} \text{m}^3$
	w	2,7
Fahrbahn mittlerer Qualität	$\Phi (\Omega_0)$	$10 \times 10^{-6} \text{m}^3$
	w	2,5
Fahrzeug	m_A	4,50 t
	m_R	0,50 t
	k_A	400 kN/m
	k_R	1000 kN/m
	d_A	0,00 kNs/m
	d_R	2000 kNs/m

Es folgt eine Gegenüberstellung der gemessenen und der simulierten Kontaktkräfte. Da kein exaktes Höhenprofil vorliegt, wird für die künstliche Fahrbahn ein zufälliges Höhenprofil mit identischer Qualität erzeugt. Auf Grundlage der gegebenen Fahrzeuggeschwindigkeit und der Dauer der vorliegenden Messung von 9 s wird die Länge des Streckenabschnitts auf etwa 180 m abgeschätzt. Da die Kräfte nur aufsummiert bezogen auf eine Achse und nicht getrennt nach Fahrspur vorliegen, werden Fahrbahn und Fahrzeug als Einspurmodell simuliert.

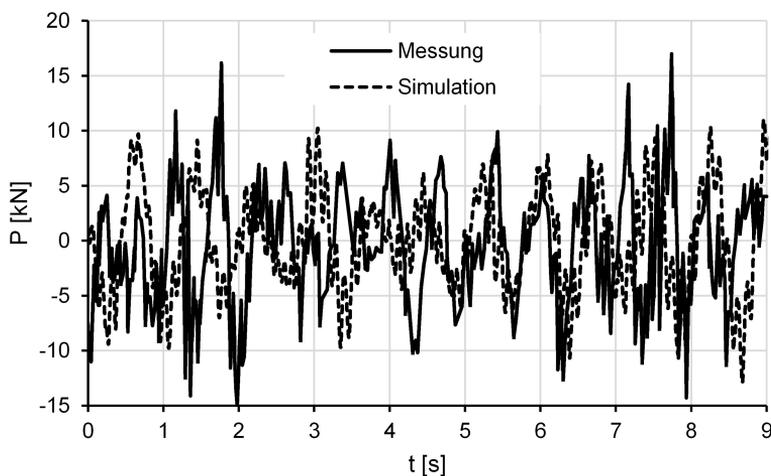


Abb. 4.15: Zeitlicher Verlauf der Kontaktkraft einer Einzelachse bei mittlerer Fahrbahnqualität, Gegenüberstellung: Messung - Simulation

In Abbildung 4.15 ist die Gegenüberstellung der Kontaktkräfte aus der beschriebenen Simulation und der von Hahn durchgeführten Messung dargestellt. Da die synthetische Fahrspur zufällig erzeugt ist und daher sicher von der Fahrspur der Messungen abweicht, kann kein deckungsglei-

cher Verlauf der beiden Kontaktkräfte erwartet werden. Dennoch sollten sich die beiden Verläufe in ihren Eigenschaften ähneln. Aus diesem Grund folgt ein Vergleich sowohl in der Zeit- als auch in der Frequenzdomäne.

Hierfür werden die zeitabhängigen Verläufe der Kontaktkräfte zunächst mittels FT in den Frequenzbereich transformiert und in Form eines Amplitudenspektrums (siehe Abbildung 4.16) dargestellt. Gemäß Abschnitt 2.5 (Seite 22) sind im Frequenzbereich zwischen 1 Hz und 2 Hz ausgeprägte Aufbauschwingungen zu erwarten. Die Achsen selbst schwingen mit einer Frequenz von 10 Hz bis 15 Hz. Sowohl in den Daten der Messung als auch in den Ergebnissen der Simulation sind im Frequenzbereich der Aufbauschwingung entsprechende Amplituden enthalten. Auch die Achsschwingungen sind deutlich zu erkennen, jedoch jeweils in unterschiedlichen Frequenzbändern. Die Hintergründe sind aufgrund der Datengrundlage nicht sicher festzustellen. Möglich wären leichte Abweichungen der angegebenen Fahrzeugparameter wie Federung oder Masse. Unabhängig davon kann aufgrund der im Spektrum eindeutig identifizierbaren Achs- und Aufbauschwingungen geschlossen werden, dass ein Hubmodell mit zwei Freiheitsgraden gut zur Abbildung des realen Fahrzeugverhaltens geeignet ist.

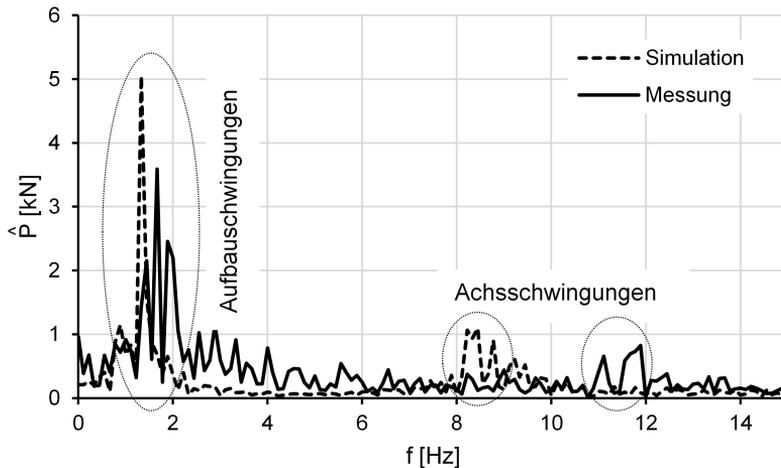


Abb. 4.16: Amplitudenspektrum der Kontaktkraft einer Einzelachse bei mittlerer Fahrbahnqualität, Gegenüberstellung: Messung - Simulation

Tabelle 4.3: Standardabweichung der Kontaktkraft einer Einzelachse bei guter und mittlerer Fahrbahnqualität, Gegenüberstellung Messung - Simulation

	Messwerte	Simulation	Messwert / Simulation
Gute Qualität	3,90 kN	3,81 kN	1,02
Mittlere Qualität	5,17 kN	4,95 kN	1,04

Aufgrund der teils kontinuierlichen Verteilung der Amplituden im Frequenzbereich können auf Grundlage des Amplitudenspektrums keine Angaben zur Streuung der Kontaktkräfte gemacht

werden. Aus diesem Grund folgt eine Analyse der Kontaktkräfte als zeitlich veränderliche Zufallszahl. Die Kontaktkraft zu jedem diskreten Zeitpunkt der Messung wird als Stichprobe gewertet. Der Erwartungswert eines solchen Zufallsexperiments hat keine Aussagekraft, da er für Messung und Simulation gleich der statischen Last ist. Entsprechend werden in Tabelle 4.3 die zugehörigen Standardabweichungen gegenübergestellt. In diesem Fall werden neben der Fahrbahn der mittleren Qualität auch eine Fahrbahn guter Qualität (siehe Tabelle 4.2) berücksichtigt. Es ist für beide Betrachtungen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen simulierten Kontaktkräften und Messwerten zu erkennen, ihr Verhältnis beträgt 1,02 bzw. 1,04.

4.5 Definition verwendeter Fahrzeugmodelle

Abschließend folgt mit Bezug auf die beschriebenen Achsmodelle die Definition der für diese Arbeit angesetzten Zahlenwerte der entsprechenden Parameter. Darauf aufbauend werden ergänzende Angaben zur Abbildung ganzer Fahrzeuge als Aneinanderreihung unabhängiger Achsmodelle aufgeführt.

Da speziell zum Trägheitsmoment des Hubbalkens J_R keine oder ungenügende Angaben vorlagen, werden die folgenden eigenen Überlegungen angestellt. In Cebon 1999 ist für die dort beschriebene Doppelachse J_R mit 930 kgm^2 angegeben. Eine Herleitung oder Quelle ist nicht enthalten. Der selbe Wert ergibt sich jedoch unter Berücksichtigung der ebenfalls angegebenen Parameter $m_R = 2200 \text{ kg}$ und $2 l_a = 1,3 \text{ m}$ für das Trägheitsmoment eines gewichtslosen Stabes mit zwei punktförmigen Einzelmassen an beiden Enden wie in Abbildung 4.17 dargestellt. Die beiden punktförmigen Einzelmassen werden als Eigengewicht der Räder oder Radaufhängungen interpretiert.

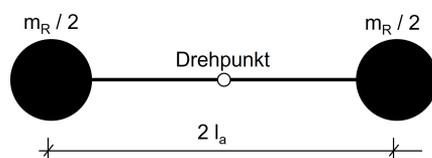


Abb. 4.17: Modell zur Ermittlung von J_R einer Doppelachse

Aus diesem Grund werden bei abweichenden Achsabmessungen im Weiteren für Doppelachsen folgende Werte angesetzt:

$$J_{R,Doppelachse} = m_R \times l_a^2 \quad (4.11)$$

Für Dreifachachsen waren der Literatur keine Zahlenwerte für J_R zu entnehmen. Im Weiteren gilt folgende Annahme: In Anlehnung an die Doppelachse werden zur Berücksichtigung dreier Räder und Radaufhängungen entlang eines masselosen Stabs drei Punktemassen positioniert, jeweils an den Stabenden und in der Mitte. Die mittig angenommene Masse verfügt über keinen Hebelarm, J_R wird wie folgt abgeschätzt:

$$J_{R,Dreifachachse} = \frac{2}{3} m_R \times l_a^2 \quad (4.12)$$

In Tabelle 4.4 sind die für diese Arbeit gewählten Achsparameter bezogen auf eine Fahrzeugseite bzw. Fahrbahnspur zusammengefasst. Grundlagen hierfür sind Angaben aus Cebon 1999 und Buhari u. a. 2013. Grundsätzlich besteht eine große Ähnlichkeit zwischen den Zahlenwerten beider Quellen. Nur im Parameter d_A gibt es deutliche Unterschiede. Diese werden auf die abweichenden Annahmen zur Radaufhängung zurückgeführt. Da diese Arbeit Mehrfachachsen mit Hubbalken unterstellt, werden Angaben aus Cebon 1999 bevorzugt. Zu jedem Parameter kann Tabelle 4.4 die zugehörige Quelle entnommen werden.

Tabelle 4.4: Parameter zu Einzelachse, Doppelachse und Dreifachachse nach Cebon 1999⁽¹⁾ und Buhari u. a. 2013⁽²⁾ bezogen auf jeweils eine Fahrzeugseite/Fahrspur. Felder ohne Quellenangabe entstammen eigenen Überlegungen

Parameter	Lenkachse	Einzelachse	Doppelachse	Dreifachachse
m_A	3,10 t ⁽²⁾	4,45 t ⁽¹⁾	8,90 t ⁽¹⁾	10,05 t ⁽²⁾
m_R	0,40 t ⁽²⁾	0,55 t ⁽¹⁾	1,10 t ⁽¹⁾	1,2 t ⁽²⁾
I_R	–	–	465 kgm ⁽¹⁾	1352 kgm
k_A	0,23 MN/m ⁽²⁾	1,00 MN/m ⁽¹⁾	2,00 MN/m ⁽¹⁾	2,00 MN/m
k_R	1,00 MN/m ⁽²⁾	2,00 MN/m ^{(1),(2)}	2,00 MN/m ^{(1),(2)}	1,30 MN/m ⁽²⁾
d_A	20 kNs/m	20 kNs/m ⁽¹⁾	40 kNs/m ⁽¹⁾	40 kNs/m
d_R	1,00 kNs/m ⁽²⁾	2,00 kNs/m ^{(1),(2)}	2,00 kNs/m ^{(1),(2)}	1,30 kNs/m ⁽²⁾

Gemäß Kapitel 4 lassen sich ganze Fahrzeuge durch das Anordnen unabhängiger Achsmodelle sowohl in Fahrzeuginnenrichtung (siehe Abschnitt 4.3.3) als auch in Fahrzeugquerrichtung (siehe Abschnitt 4.3.4) simulieren. Die Position der Achsen ist vom jeweils betrachteten Einzelfahrzeug abhängig und demnach variabel. Die in dieser Untersuchung verwendeten Fahrzeugmodelle sind in Abbildung 4.18 und Abbildung 4.19 anschaulich dargestellt. Die Positionierung der jeweiligen Achsen in Längsrichtung ist in Tabelle 4.5 zusammengestellt. Die Spurbreite der Fahrzeuge wird mit 2 m angenommen, der Abstand zwischen Lenkachse und Einzelachse jeweils mit 3,2 m abgeschätzt (siehe z. B. DIN EN 1991-2 2010). Es wird von einer einheitlichen Fahrzeuglänge ausgegangen und der Abstand zwischen erster und letzter Achse mit 11,0 m angenommen. Eine enge Anordnung der Lasten ist im Hinblick auf die Brückenbemessung als ungünstig einzuschätzen. Gemäß StVZO 2023 liegt die höchstzulässige Länge von Sattelzügen in Deutschland im Allgemeinen bei 15,5 m. Die gewählten Abmessungen sind demnach als klein einzuschätzen.

Tabelle 4.5: Angenommene Position der Achsen

Fahrzeugtyp	$x_{(1)}$	$x_{(2)}$	$x_{(3a)}$	$x_{(3b)}$	$x_{(3c)}$
Typ 97	0,00 m	3,20 m	9,70 m	11,00 m	-
Typ 98	0,00 m	3,20 m	8,40 m	9,70 m	11,00 m

In der folgenden Arbeit ist es erforderlich, innerhalb eines simulierten Fahrzeugs zwischen Höhenlagen und Kontaktkräften verschiedener Achsmodelle zu unterscheiden. Hierfür ist eine einheitliche Bezeichnung notwendig. Die jeweilige Fahrspur wird hier über einen tiefer gestellten Index markiert und die Position der Achse bzw. Achsgruppe innerhalb eines Fahrzeugs über einen höher gestellten Index. Abbildung 4.18 und Abbildung 4.19 stellen die verwendeten Fahrzeugmodelle

4 Darstellung des dynamischen Fahrzeugverhaltens

dar. Zusätzlich können die Bezeichnungen der jeweiligen Variablen exemplarisch entnommen werden.

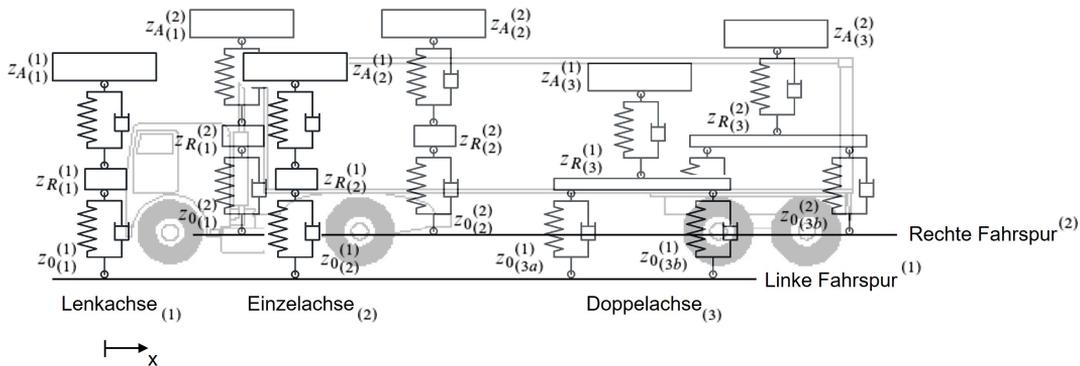


Abb. 4.18: Aufbau Fahrzeugmodell Typ 97

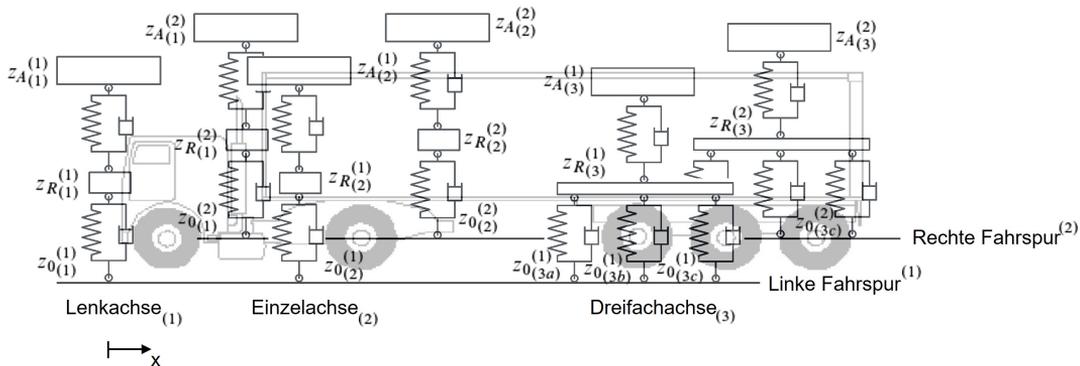


Abb. 4.19: Aufbau Fahrzeugmodell Typ 98

5 Dynamische Simulation von Straßenbrücken aus Stahlbeton

5.1 Allgemeines

Nachdem anhand eines geschlossenen Fahrbahn-Fahrzeug-Modells Kontaktkräfte auf starrem Untergrund abgebildet werden können, beschreibt dieses Kapitel dynamische Simulationsmethoden von Brücken aus Stahlbeton. Ziel ist die Entwicklung eines gekoppelten Fahrzeug-Brücke-Systems, welches durch gegenseitige Wechselwirkung aus der Positionsänderung des Fahrzeugs auf der Brücke sowie durch die Fahrbahn-Fahrzeug-Interaktion zu einer dynamischen Antwort angeregt wird. Nach dem abgeschlossenen Ereignis einer Überfahrt soll diese Antwort analysiert und ihr Einfluss auf die zu erwartende Lebensdauer des zu untersuchenden Bauteils quantifiziert werden.

Analog zu den zuvor beschriebenen Ansätzen steht auch eine Vereinfachung des Systems im Zentrum dieses Kapitels. Die dynamische Simulation von Brücken ist allgemein mit einem sehr hohen Detaillierungsgrad in der Finite-Element-Methode (FEM) möglich. Dies ist zum einen mit erheblichem Rechenaufwand verbunden, speziell die Simulation mehrerer Szenarien wird dadurch sehr aufwändig. Zum anderen wird dem gekoppelten System eine Vielzahl an Freiheitsgraden hinzugefügt, welche das Isolieren des Einflusses der Fahrbahnqualität erschweren. Daher soll in diesem Kapitel ein vereinfachter Ansatz zur Anwendung kommen.

Der Aufbau von Kapitel 5 entspricht dem folgenden Vorgehen: Zunächst werden detailliert grundlegende Bauwerkseigenschaften wie Materialkennwerte definiert. Anschließend erfolgt für ausgewählte Systeme (siehe Abschnitt 2.2.2, Seite 7) die Analyse des Schwingungsverhaltens bei relevanten Belastungssituationen. Auf diesen Grundlagen ist die Modellbildung zu einem vereinfachten System sowie die notwendige Überführung der Bauwerkseigenschaften möglich. Nach abgeschlossener Simulation einer Überfahrt kann die Verformung einer Brücke dargestellt werden. Dies ermöglicht die Rückrechnung von Schnittgrößen, die Ermittlung von ermüdungsbedingten Bauwerksschädigungen und somit Aussagen zur Lebensdauer des Bauwerks.

5.2 Eigenschaften von Straßenbrücken

5.2.1 Materialeigenschaften

Bei der baupraktischen Umsetzung von Brücken kommen unterschiedliche Beton- und Stahlgüten zum Einsatz. Speziell für Bestandsbauwerke sind auch heute nicht mehr produzierte Materialien (siehe z. B. Weber u. a. 2016) üblich. Um in Hinblick auf diese Untersuchung die Anzahl an bauwerksabhängigen Parametern gering zu halten, ist eine Fokussierung notwendig. Die hier gewählten Beton- und Stahlgüten lassen sich bei Bedarf auf konkrete Anwendungsfälle anpassen. Im Folgenden werden zunächst die Bestandteile des untersuchten Verbundmaterials eines Stahlbetonquerschnitts (Beton und Betonstahl) sowie zugehörige Materialeigenschaften definiert. Mit dem Ziel, ein dynamisches Verformungsverhalten zu simulieren, ist im Besonderen die Spannungs-Dehnungs-Beziehung relevant. Das Verhältnis von Spannung und Dehnung ändert sich in Abhängigkeit vom Material sowohl bei steigender Last als auch speziell für den Beton bei voranschreitendem Alter der Konstruktion (z. B. Einflüsse aus Kriechen und Schwinden).

Ziel der dynamischen Simulationen ist die Prognose der Lebensdauer von Stahlbetonbauwerken. Im Kontext der DIN EN 1992-1 2010 wird eine ausreichende Lebensdauer unter anderem mit dem Nachweis gegen Ermüdung sichergestellt. In diesem Sinne folgt eine Analyse der beteiligten Materialien auf ihren Anteil an einem möglichen Ermüdungsversagen, maßgebende Materialeigenschaften werden aufgeführt. Hierbei steht gemäß Abschnitt 2.2.4 (Seite 12) die stählerne Zugbewehrung im Fokus.

Beton

Betoneigenschaften sind sowohl in der Planung, besonders jedoch in der Ausführung selbst am gleichen Bauwerk starken Streuungen unterworfen. Zur Untersuchung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Brücken gilt es den Einfluss dieser Schwankungen auszuklammern. Entlang des Brückenoberbaus ist daher von im Mittel konstanten Materialeigenschaften auszugehen. Diese können am Beispiel der Druckfestigkeit durch die Entnahme von Bohrkernen bestimmt werden (Sefrin u. a. 2021). Liegen keine Daten vor, wird in dieser Arbeit die Betongüte C35/45 unterstellt. Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist anhand von Fraktilwerten, sogenannten charakteristischen Materialeigenschaften durchzuführen. Nach Abschluss der Bemessung oder unter Verwendung realer Bemessungsergebnisse folgt die Simulation des dynamischen Bauwerkverhaltens. Fraktilwerte sind für Verformungsberechnungen ungeeignet. Aus diesem Grund kommen hierfür Mittelwerte zum Einsatz. Gewählte Materialeigenschaften sind Tabelle 5.1 zu entnehmen.

Tabelle 5.1: Materialeigenschaften Betongüte C35/45 nach DIN EN 1992-1 2010

E_{cm}	34 000 N/mm ²	Simulation
f_{cm}	43,0 N/mm ²	
f_{ck}	35,0 N/mm ²	Bemessung
f_{cd}	19,8 N/mm ²	

Für dynamische Untersuchungen ist der Zusammenhang zwischen Materialspannungen und -dehnungen wesentlich. Basierend auf Mittelwerten ist in Abbildung 5.1 die nichtlineare Arbeitslinie des Betons gemäß DIN EN 1992-1 2010 abgebildet. Druckdehnungen und -spannungen sind mit negativem Vorzeichen dargestellt. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons kann bis zu einem Wert von $\sigma_c < 0,4 f_{cm}$ als linear angesehen werden. Der E-Modul E_{cm} des Betons ist somit näherungsweise konstant. Da die Untersuchungen dieser Arbeit mit der Überfahrt eines Einzelfahrzeugs eine Gebrauchslast abbilden, wird dieses konstante Materialverhalten für die Durchführung dynamischer Simulationen zunächst unterstellt. Das Zutreffen dieser Annahme ist nach jeder abgeschlossenen Simulation zu überprüfen.

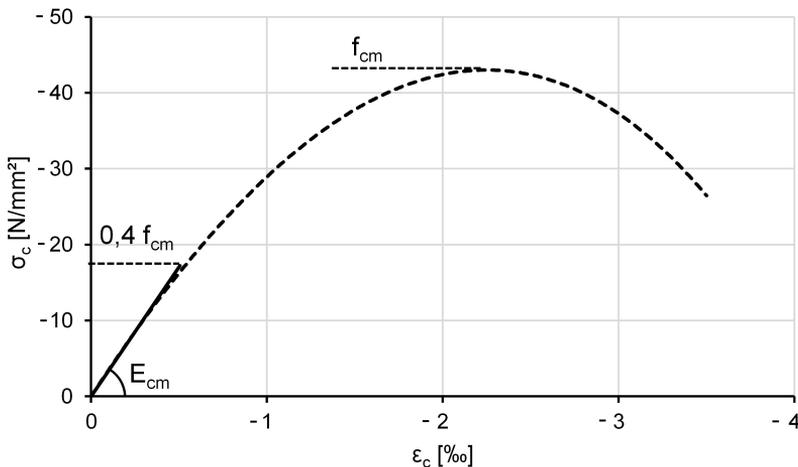


Abb. 5.1: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton (C35/45) nach DIN EN 1992-1 2010

Das Verformungsverhalten von Beton ist zudem zeitabhängig. Über die Lebensdauer ist mit relevanten Kriech- und Schwindeinflüssen zu rechnen. Beides hat auf diese Untersuchung jedoch keinen Einfluss. Schwinden ist gleichbedeutend mit der Austrocknung des Betons und einer damit einhergehenden Verkürzung. Diese Kürzung kann sich bei einer statisch bestimmten Lagerung zwangungsfrei einstellen und hat keinen Einfluss auf das vertikale Tragverhalten. Kriechen berücksichtigt Langzeiteinwirkungen und betrifft somit bezogen auf Brückenbauwerke die Verformung aus Eigengewicht (Konrad Zilch u. a. 1999).

Bei einer Überfahrt durch ein Fahrzeug handelt es sich im Gegensatz dazu um eine sofort eintretende elastische Verformung. Verformungsanteile aus Kriechen und Schwinden sind zum Zeitpunkt des untersuchten Ereignisses zwar vorhanden, bilden aber lediglich eine eingeprägte Vorverformung ab. Aus diesem Grund wird hier für den Zeitrahmen der Überfahrt eines Lkws der Einfluss aus Langzeiteffekten auf die verkehrsinduzierte Verformung vernachlässigt.

Bezogen auf das Ermüdungsverhalten des Verbundquerschnitts wurde in Abschnitt 2.2.4 (Seite 12) der Betonstahl als Untersuchungsschwerpunkt festgelegt. Auch da die Ermüdungsfestigkeit des Betons unter Druckbeanspruchung im Vergleich zu Betonstahl unter Zug als hoch anzusehen ist (siehe z. B. Müller u. a. 1983), wird Betonermüdung im Weiteren nicht berücksichtigt.

Betonstahl

Für den Betonstahl wird gemäß DIN EN 1992-1 2010 eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung unterstellt. Der E-Modul E_s ist zunächst konstant, erreicht unter hoher Spannung jedoch ein ausgeprägtes Fließplateau, das für diese Arbeit nicht von Bedeutung ist. Im Allgemeinen werden für Bemessung und Simulation die Eigenschaften des Betonstahls B500B unterstellt, entsprechende Kennwerte sind Tabelle 5.2 zu entnehmen. Für die Simulation des dynamischen Verhaltens wird angenommen, dass der Bewehrungsstahl unter Gebrauchslast nicht die Fließgrenze erreicht. Dies ist nach Abschluss jeder Simulation zu überprüfen.

Tabelle 5.2: Verwendete Materialeigenschaften Betonstahl B500B nach DIN EN 1992-1 2010

E_s	200 000 N/mm	Simulation
f_{yk}	500 N/mm	Bemessung
f_{yd}	435 N/mm	

Die Lebensdauer von Betonstahl und damit dessen Widerstand gegen ein Ermüdungsversagen ist ein zentraler Aspekt dieser Arbeit. Die entsprechende Bewertung einer Überfahrt demnach notwendig. Der Fokus liegt dabei nicht auf einer exakten Prognose der Restlebensdauer, hierfür stellt DIN EN 1991-2 2010 geeignete Lastmodelle bereit. Stattdessen soll ein quantitativer Vergleich eines Szenarios (z. B. bestehende Fahrbahnoberfläche) mit einem Referenzszenario (z. B. sanierte Fahrbahnoberfläche) durchgeführt werden.

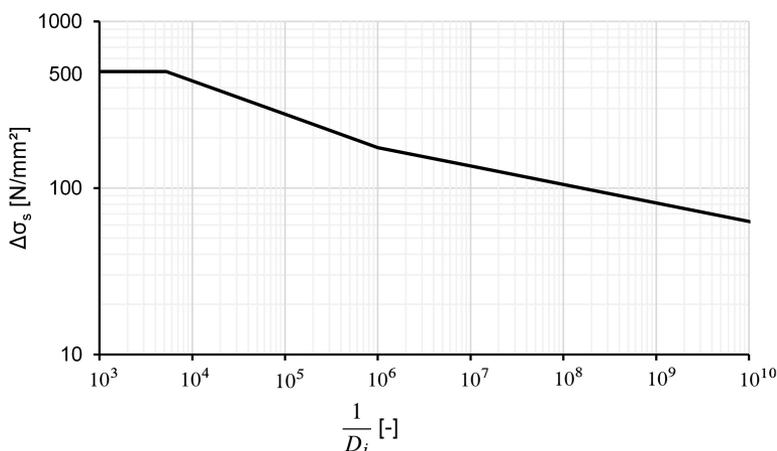


Abb. 5.2: Wöhlerlinie für Betonstahl B500B DIN EN 1992-1-1/NA 2011

Grundlage des verwendeten Vorgehens stellt das in DIN EN 1991-2 2010 beschriebene Verfahren zum Nachweis der Betriebsfestigkeit dar. Maximale und minimale Beanspruchungen während einzelner Belastungen werden zur Ermittlung von Schwingspielen verwendet. Bezogen auf Brückenbauwerke werden konstante Achslasten und ein statisches Brückensystem unterstellt, dynamische Effekte werden pauschal über Sicherheiten berücksichtigt. Die kumulative Schädigung

D_i einzelner Schwingspiele, bzw. aufgrund der statischen Schnittgrößenermittlung auch der einzelnen Belastungssituationen, $\Delta\sigma_{si}$ wird aufaddiert. Erreicht diese summierte Schädigung den Zahlenwert 1, tritt rechnerisch Ermüdungsversagen ein (Miner 1945). Für die Schädigung D gilt demnach:

$$D = \sum D_i(\Delta\sigma_{si}) \quad (5.1)$$

Der Zusammenhang einzelner Schwingspiele und der Schädigung ist durch die materialabhängigen Wöhlerlinien darstellbar. Für den Betonstahl ist an dieser Stelle auf DIN EN 1992-1-1/NA 2011 zu verweisen. Die folgende Arbeit geht von ungeschweißter Stabstahlbewehrung aus. Die angewandte Wöhlerlinie ist in Abbildung 5.2 dargestellt. In doppelt logarithmischer Darstellung lässt sich diese als bilineare Funktion verstehen. Begrenzt wird sie durch die Fließgrenze des Bewehrungsstahls f_{yk} von 500 N/mm². Für andere Materialien wie stählerne Konstruktionen mit teilweise variablen Kerbfällen ist die Wöhlerlinie entsprechend anzupassen.

Verbundverhalten auf Querschnittsebene

Aufbauend auf den zuvor definierten Materialeigenschaften folgt die Diskussion der kombinierten Eigenschaften des Verbundwerkstoffs Stahlbeton. Ziel ist, ein Rechenmodell auf Querschnittsebene zu formulieren. Um die Untersuchungsergebnisse allgemeingültig zu halten, ist die Anzahl der enthaltenen Parameter zu begrenzen. Aus diesem Grund werden zunächst folgende Annahmen getroffen:

- Der Betonquerschnitt ist über die gesamte Bauteillänge in der Zugzone vollständig gerissen. Diese Annahme scheint generell vor allem für ältere Bauwerke mit Vorschädigung gerechtfertigt. Für ungerissene Betonquerschnitte ist von keiner wesentlichen Ermüdung des Betonstahls in der Zugzone auszugehen. Derartige Bauwerke können daher von einer Untersuchung ausgeschlossen werden.
- Der Betonquerschnitt ist im Bereich der Zugzone nicht am Tragmechanismus beteiligt. Es wird demnach keine Tragwirkung zwischen den Rissen (Tension Stiffening) berücksichtigt. Diese Annahme hat bezogen auf Brückenbauwerke folgenden Hintergrund: Im Rahmen einer Fahrzeugüberquerung kommt es im Tragwerk der Brücke lediglich zu einer Änderung des Spannungszustands. Zum bereits einwirkenden Eigengewicht kommt die Last aus dem Fahrzeug. Der gerissene Querschnitt erfährt daher keine Steifigkeitsänderung während des betrachteten Ereignisses. Zusätzliche Lasten würden demnach ohne Mitwirken der Risse abgetragen.
- Es wird der Gebrauchszustand betrachtet, die definierten Spannungsgrenzen sind eingehalten. Sowohl für den Beton als auch für den Betonstahl ist von einem konstanten E-Modul auszugehen.

Diese realitätsnahen Annahmen ermöglichen die Anwendung eines linearen Materialmodells auf Querschnittsebene. Da jeweils eine konstante Steifigkeit der beiden Verbundmaterialien vorliegt und von einem gerissenen Stahlbetonquerschnitt ausgegangen wird, kann unabhängig von der Belastung auch von einer konstanten Steifigkeit über die gesamte Bauteillänge der Stahlbetonbrücke und über den Zeitraum der dynamischen Simulation ausgegangen werden.

Abbildung 5.3 stellt auf dieser Grundlage qualitativ die Spannungs- und Dehnungsverteilung über die Bauteilhöhe eines Rechteckquerschnitts dar. Sowohl Spannung als auch Dehnung verfügen über einen über die Bauteilhöhe linearen Verlauf.

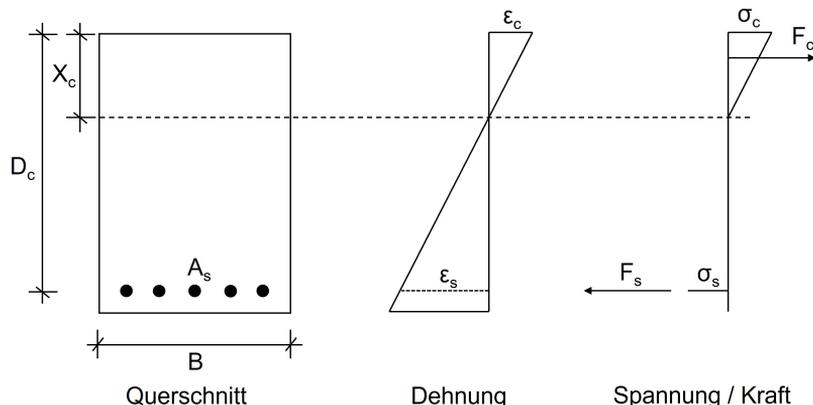


Abb. 5.3: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Verbundmaterials auf Querschnittsebene

Aus der Dehnungsbeziehung (dargestellt in Abbildung 5.3, mittig) ergibt sich der folgende Zusammenhang:

$$\frac{\epsilon_c}{X_c} = \frac{\epsilon_s}{D_c - X_c} \quad (5.2)$$

Aufgrund konstanter E-Module ergibt sich durch Einsetzen der jeweiligen Spannungs-Dehnungs-Beziehung:

$$\frac{\sigma_c}{X_c E_{cm}} = \frac{\sigma_s}{(D_c - X_c) E_s} \quad (5.3)$$

Das horizontale Kräftegleichgewicht besagt, dass die Resultierende der Betondruckkraft F_c und die Resultierende der Stahlzugkraft F_s betragsmäßig gleich groß sind. Unter Berücksichtigung des jeweiligen Spannungsverlaufs (siehe Abbildung 5.3) lässt sich dieses Kräftegleichgewicht wie folgt ausdrücken.

$$\sigma_s A_s = \frac{1}{2} \sigma_c X_c B \quad (5.4)$$

Durch Umformen der Gleichung 5.4 nach σ_s und Einfügen in Gleichung 5.3 entfällt neben σ_s der Wert σ_c . Die Höhe der Betondruckzone ist demnach unabhängig von der Größe der Belastung. Es ergibt sich:

$$0 = \frac{1}{2} X_c^2 B E_{cm} + X_c A_s E_s - D_c A_s E_s \quad (5.5)$$

Für die folgenden Abschnitte ist es notwendig, den Verbundquerschnitten eine Steifigkeit bestehend aus Flächenträgheitsmoment und E-Modul zuzuordnen. Hierauf aufbauend wird eine Ersatzsteifigkeit I bezogen auf den E-Modul des Betons E_{cm} ermittelt, welche die Verformung des

Verbundquerschnitts korrekt abbildet. Die Fläche des Betonstahls wird in Abhängigkeit vom Verhältnis $\frac{E_s}{E_{cm}}$ angepasst. Für einen rechteckigen Querschnitt oder für einen Plattenbalken mit der Druckzone in der Platte gilt:

$$I = \frac{BX_c^3}{12} + \left(\frac{X_c}{2}\right)^2 BX_c + (D_c - X_c)^2 A_s \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (5.6)$$

5.2.2 Schwingungsverhalten von Brückenbauwerken

Modalanalyse

Vor der Modellbildung und der damit verbundenen Reduktion an Freiheitsgraden gilt es, das Schwingungsverhalten von Brücken allgemein zu untersuchen. Eine geeignete Methode zur Ermittlung der Eigenfrequenzen und -formen eines Systems stellt die Modalanalyse dar, die in diesem Abschnitt vorgestellt wird.

Im Rahmen dieser Arbeit wird das dynamische Verhalten von Ein- und Mehrfeldsystemen in Längsrichtung bezogen auf vertikale Verformungen untersucht. Ein entsprechendes Beispielsystem ist in Abbildung 5.4 dargestellt. Im Vergleich zur Fahrzeugsimulation ist das Brückensystem stark abhängig von der Masseverteilung entlang des Querschnitts. Diese kontinuierliche, aber nicht notwendig gleichmäßige Masseverteilung ist in Abbildung 5.4 durch eine gewählte Anzahl an diskreten Punktmassen angenähert. Grundsätzlich ist die Methode daher auf beliebige Systeme anwendbar. Auch die Masse des Fahrzeugs zum Betrachtungszeitpunkt kann über einen diskreten Massepunkt berücksichtigt werden. Dies ist jedoch nur für nicht gekoppelte Systeme sinnvoll und wird im Folgenden nicht umgesetzt.

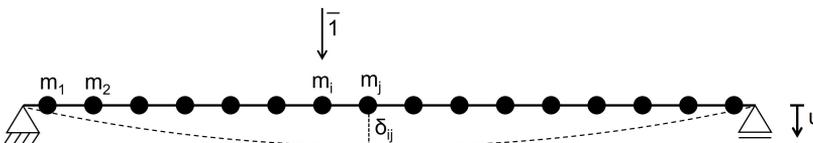


Abb. 5.4: Einfeldträger mit diskreten Massepunkten

Für die Modalanalyse wird eine ungedämpfte freie Schwingung unterstellt. Die Differentialgleichung (DGL) zur Beschreibung der Bewegung eines solchen Systems ist in Gleichung 5.7 dargestellt. Bezogen auf einen Mehrmassenschwinger mit einer entsprechenden Anzahl an Freiheitsgraden ist Gleichung 5.7 als Gleichungssystem zu verstehen. m stellt die Massematrix und k die Steifigkeitsmatrix des Gleichungssystems dar, u entspricht in dieser Form dem Verformungsvektor in vertikaler Richtung. (Möser 2020)

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (5.7)$$

Zur Ermittlung von m ist die Hauptdiagonale der Matrix mit dem Gewicht der jeweiligen Massepunkte zu belegen. k lässt sich z. B. als Inverse zur Nachgiebigkeitsmatrix interpretieren. Eine

Analogie bezogen auf ein System mit einem Freiheitsgrad stellt die Federsteifigkeit eines Einmassenschwingers dar, die sich als Kehrwert der Auslenkung unter einer dimensionslosen Last veranschaulichen lässt. Diese stellt für jeden Punkt j die Verformung δ_{ij} beim Aufbringen einer dimensionslosen Einzellast $\bar{1}$ an dem Punkt i dar. Durch Einsetzen der entsprechenden Variablen ergibt sich das folgende Gleichungssystem:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & & 0 & 0 & & \\ 0 & m_2 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & \\ & \vdots & \ddots & & & & \\ 0 & 0 & & m_i & 0 & & \\ 0 & 0 & & 0 & m_j & & \\ & \vdots & & & & \ddots & \end{bmatrix} \ddot{u} + \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & & \delta_{1i} & \delta_{1j} & & \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots & \delta_{2i} & \delta_{2j} & \cdots & \\ & \vdots & \ddots & & & & \\ \delta_{i1} & \delta_{i2} & & \delta_{ii} & \delta_{ij} & & \\ \delta_{j1} & \delta_{j2} & & \delta_{ji} & \delta_{jj} & & \\ & \vdots & & & & \ddots & \end{bmatrix}^{-1} u = 0 \quad (5.8)$$

Der Verformungsvektor u entspricht in Abhängigkeit der Zeit einer Überlagerung verschiedener harmonischer Schwingungen der Amplitude \hat{u} , der Frequenz ω und der Phasenverschiebung ϵ . Für u gilt daher:

$$u(t) = \hat{u} \sin(\omega t + \epsilon) \quad (5.9)$$

Durch doppelte Ableitung ergibt sich:

$$\ddot{u}(t) = -\hat{u} \omega^2 \sin(\omega t + \epsilon) = -\omega^2 u(t) \quad (5.10)$$

Eingesetzt in Gleichung 5.7 ergibt sich (entspricht einer FT von Gleichung 5.7):

$$(-\omega^2 m + k) u(t) = 0 \quad (5.11)$$

Die Eigenfrequenzen des betrachteten Systems lassen sich demnach durch Lösen des Eigenwertproblems $k - \omega^2 m = 0$ ermitteln. Die zugehörigen Eigenformen ergeben sich durch Einsetzen des jeweiligen Eigenwerts ω_i in die DGL. (Herleitung siehe z. B. Möser 2020)

Schwingungsverhalten eines Einfeldträgers

Die Anregung durch eine bewegliche Einzellast wie bei der Überfahrt einer konstanten Achslast stellt eine nicht periodische Anregung dar. Bei der zeitabhängigen Betrachtung des Mittelpunkts eines Trägers folgt auf eine näherungsweise halbsinusförmige Belastung keine weitere Last. Die Antwort des Systems auf diese nicht periodische Einwirkung muss daher genauer untersucht werden. Die Verformung der Brücke setzt sich für dynamische Berechnungen aus zwei Anteilen zusammen. Neben einem statischen Anteil, der durch die Steifigkeit des Systems sowie der Art der Belastung gegeben ist, ist auch ein dynamischer Anteil zu erwarten. Dieser entspricht den überlagerten Schwingungen mehrerer Eigenformen. Nachdem ein System mittels Modalanalyse untersucht wurde, ist abzuschätzen, welche Eigenformen in einem vereinfachten Modell zu berücksichtigen sind, um eine genaue Prognose des dynamischen Bauwerkverhaltens zu erreichen.

Um dies festzulegen, wird das Längssystem einer Betonbrücke in der FEM Software SOFiStiK 2020 modelliert. Dieses Längssystem soll die wesentliche Tragstruktur abbilden, auf die Darstellung von Details jedoch weitgehend verzichten. Das Modell besteht aus annähernd quadratischen

Quadelementen. Die Abmessungen sind in Anlehnung an Abschnitt 2.2.2 (Seite 7) gewählt, die Lagerung erfolgt statisch bestimmt. Dieser Balken wird anschließend von einer konstanten, aber beweglichen Einzellast von 100 kN (geschätzte Auflast durch eine Einzelachse eines Lkw) überquert, um die durch die Überfahrt eines Fahrzeugs angeregten Eigenfrequenzen der Brücke sichtbar zu machen. Die Systemeigenschaften sind gemäß Tabelle 5.3 gewählt, die Wichte des Verbundwerkstoffs mit 25 kN/m^3 berechnet. Weitere Einwirkungen wie Ausbaulasten sind nicht berücksichtigt. Um Einflüsse des in der Software hinterlegten Materialmodells auszuschließen, wird auf die Modellierung des gerissenen Zustands verzichtet. Die reduzierte Steifigkeit des Querschnitts wird pauschal durch eine Anpassung des E-Moduls auf E_{cmII} überschlägig eingebunden. Mit Verweis auf Tabelle 5.5 wird das Lehrsche Dämpfungsmaß mit 1,85% angesetzt.

Tabelle 5.3: Systemwerte FEM Simulation Einfeldträger

E_{cmII}	15 000 N/mm
B	3,00 m
H	1,00 m
L	15,00 m
v	20,0 m/s
60 Quadelemente	

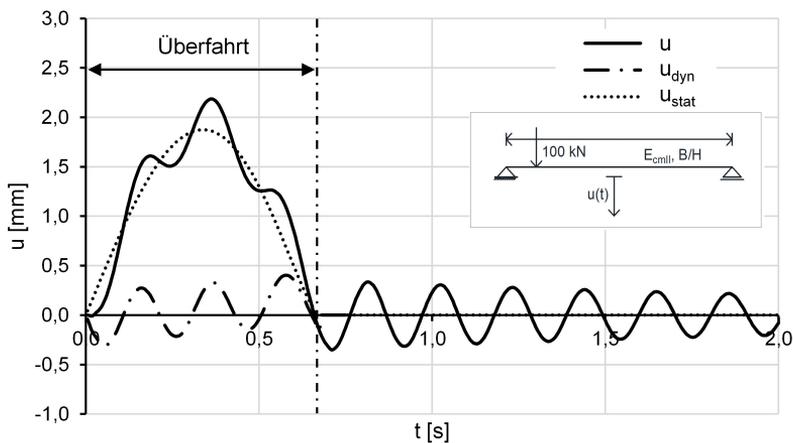
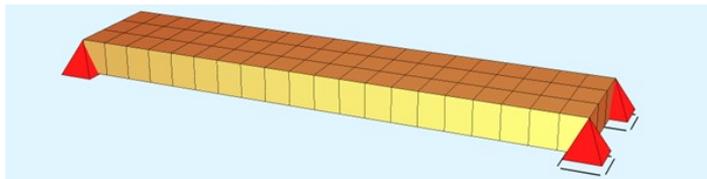


Abb. 5.5: Verformung eines Einfeldträgers bei Überfahrt einer beweglichen Einzellast

Mithilfe der Software SOFiStiK 2020 wird sowohl eine dynamische als auch eine statische Berechnung des Tragwerks durchgeführt. Die vertikale Verformung der Brücke in Feldmitte u während und nach der Überfahrt ist in Abbildung 5.5 in Abhängigkeit zur Zeit dargestellt. Ebenfalls abgebildet ist der statische Anteil u_{stat} , der anhand der zweiten Simulation ermittelt wird, sowie der dynamische Anteil u_{dyn} , welcher sich aus der Differenz von u und u_{stat} herleitet. Es ist zu erkennen, dass u_{stat} bezogen auf die Verformung in Feldmitte qualitativ der Einflusslinie entspricht. u_{dyn} schwingt näherungsweise um den Wert Null. Nach Ende der Überfahrt (0,75 s) nimmt u_{stat} den Wert Null an, u_{dyn} entspricht einer freien gedämpften Schwingung. Die Modalanalyse des betrachteten Zweifeldträgers ergibt bezogen auf die Längsrichtung eine 1. Eigenfrequenz von 4,8 Hz und eine 2.

Eigenfrequenz von 17,4 Hz. Auf die Darstellung höhere Eigenfrequenzen wird an dieser Stelle verzichtet.

Zur Auswertung der Verformungsberechnung (siehe Abbildung 5.5) wird diese auf die enthaltenen Schwingungsanteile hin analysiert. Da kein kontinuierliches Spektrum, sondern diskrete Eigenfrequenzen der Brücke zu erwarten sind, wird als Methode die FT gewählt. Vorab erfolgt die Unterteilung des Signals in zwei Abschnitte: Den Zeitabschnitt während der Überfahrt und die Phase danach. Das Ergebnis der FT ist für beide Abschnitte in Abbildung 5.6 getrennt dargestellt. Die zuvor errechnete 1. und 2. Eigenfrequenz sind durch gestrichelte Linien markiert, die zugehörigen Eigenformen qualitativ dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Anteil der 1. Eigenfrequenz in beiden untersuchten Signalen groß ist, die 2. Eigenform ist nicht erkennbar. Darüber hinaus wird während der Überfahrt unterhalb der ersten Eigenfrequenz eine große Amplitude abgebildet. Diese ist nicht Bestandteil des dynamischen Vorgangs, sondern stellt den statischen Anteil der Bauwerksverformung unter der gegebenen Einwirkung dar. Da es sich hierbei um eine nicht abgeschlossene „halbe Sinuswelle“ handelt, ist dies für die Auswertung ohne Bedeutung.

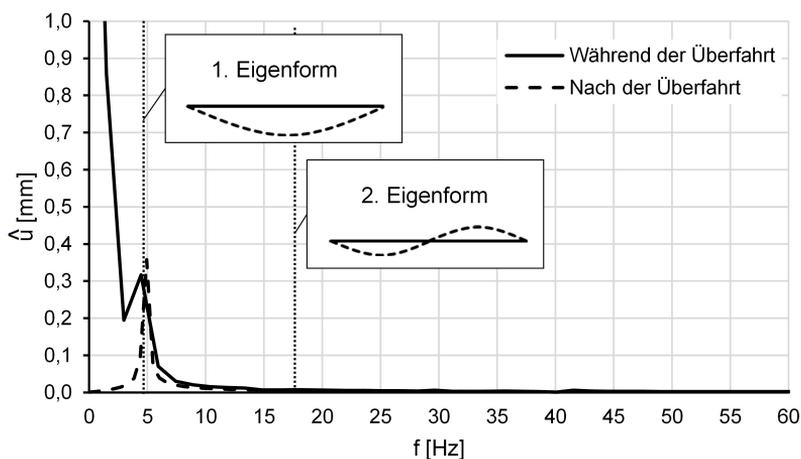


Abb. 5.6: FT der Verformung eines Einfeldträgers (siehe Abbildung 5.5)

Die 1. Eigenfrequenz des Brückensystems (4,8 Hz) sowie die Erregerfrequenz der Überfahrt durch die Einzellast (0,67 Hz, entspricht dem Kehrwert der doppelten Überfahrtsdauer) unterscheiden sich stark. Es ist nicht mit einer Beeinflussung des Ergebnisses durch Resonanzeffekte und damit zu einer gezielten Anregung der 1. Eigenfrequenz zu rechnen. Daher ist diese Untersuchung mit folgender Schlussfolgerung abgeschlossen: Zur reduzierten Darstellung des dynamischen Verformungsverhaltens eines Einfeldträgers durch die Überfahrt einer Einzellast ist die Berücksichtigung der 1. Eigenform eine für den Untersuchungsgegenstand ausreichend genaue Approximation. Da sich enge Radstände grundsätzlich zu einer Last zusammenfassen ließen und große Radstände als unabhängige Belastungssituationen verstanden werden können, wird diese Folgerung von einer Einzellast auf beliebige Fahrzeugmodelle erweitert.

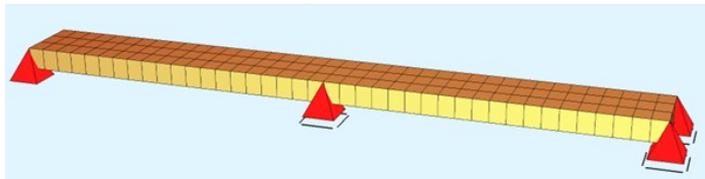
Schwingungsverhalten eines Zweifeldträgers

Vom Schwingungsverhalten eines Einfeldträgers lässt sich nicht pauschal auf die Eigenschaften anderer statischer Systeme schließen. Daher wird für den Zweifeldträger eine separate Untersuchung durchgeführt. Durch die zeitlich getrennte Belastung beider massebehafteter Felder könnten auch höhere Eigenformen angeregt werden. Die Gesamtverformung setzt sich für diesen Fall aus einem statischen und mehreren dynamischen Anteilen zusammen. Im Folgenden wird daher das analoge Vorgehen auf einen Zweifeldträger abstrahiert.

Die Systemabmessungen so wie die Dämpfung sind in Anlehnung an Tabelle 5.3 gewählt, Feld zwei ist mit einer Länge von 15 m ergänzt. Die Dimensionen des Bauwerks entsprechen damit den in Abschnitt 2.2.2 (Seite 7) definierten Randbedingungen. Das verwendete FEM-Modell (SOFiSTiK 2020) wird von einer konstanten, beweglichen Einzellast von 100 kN überquert. Die Dauer der Überfahrt ist aufgrund der gestiegenen Bauteillänge verdoppelt. Die gewählten Parameter sind in Tabelle 5.4 zusammengefasst.

Tabelle 5.4: Systemwerte FEM Simulation Zweifeldträger

E_{cII}	15 000 N/mm
B	3,00 m
H	1,00 m
L	30,00 m
v	20,0 m/s
120 <i>Quadelemente</i>	



Als Betrachtungspunkt wird die Mitte des ersten Feldes gewählt. Es wird getrennt sowohl eine dynamische als auch eine statische FEM-Berechnung durchgeführt. Die vertikale Verformung des Tragwerks in Feldmitte während und nach der Überfahrt ist in Abbildung 5.7 dargestellt. Auch hier ist u_{stat} als Einflusslinie zu interpretieren. u_{dyn} schwingt erneut um die Nulllage, jedoch augenscheinlich unregelmäßig. Es ist zu vermuten, dass mehrere Eigenformen an der Schwingung beteiligt sind. Die Dauer der Überfahrt ist in der Abbildung gekennzeichnet. Die Überfahrt des ersten Feldes endet bei 0,75 s, nach 1,5 s wurde das gesamte Bauwerk überfahren. Die Modalanalyse des betrachteten Systems ergibt bezogen auf die Längsrichtung eine 1. Eigenfrequenz von 4,8 Hz (analog zum Einfeldträger) und eine 2. Eigenfrequenz von 7,3 Hz. Höhere Eigenfrequenzen werden in dieser Betrachtung nicht dargestellt.

Zur Untersuchung der enthaltenen Schwingungsanteile wird die Antwort des Zweifeldträgers, dargestellt in Abbildung 5.7, mit einer diskreten FT analysiert. Das Signal wird in die beiden Abschnitte während und nach der Überfahrt unterteilt. Beide Ergebnisse sind in Abbildung 5.8 dargestellt, die vorab ermittelten Eigenformen des Tragwerks wurden ergänzt.

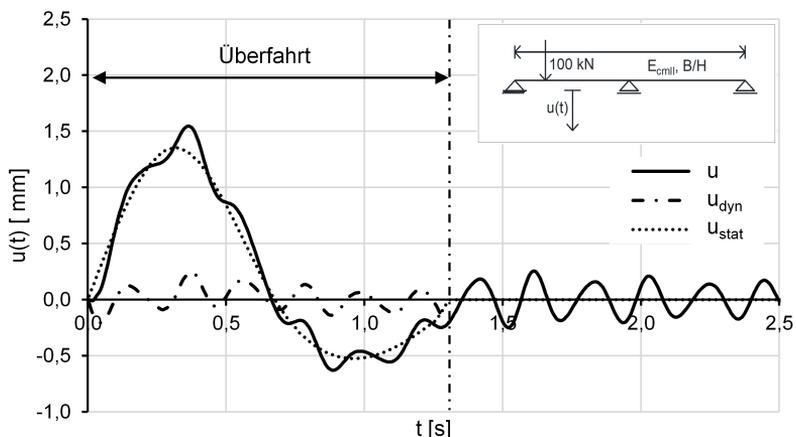


Abb. 5.7: Verformung eines Zweifeldträgers bei Überfahrt einer beweglichen Einzellast

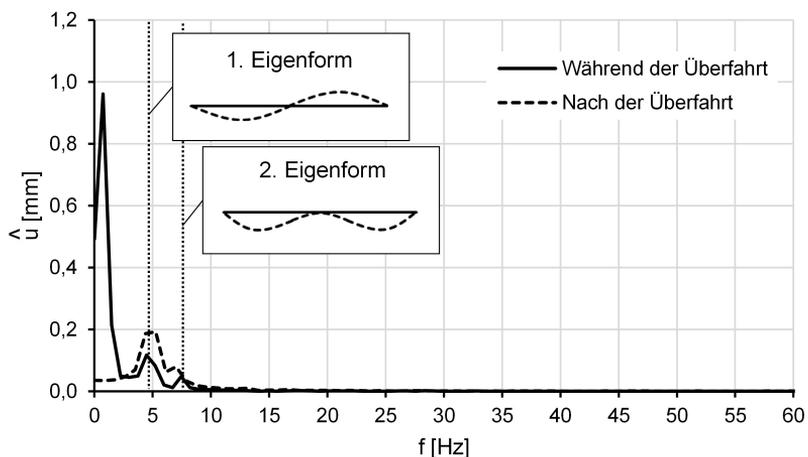


Abb. 5.8: FT der Verformung eines Zweifeldträgers (siehe Abbildung 5.7)

Die enthaltenen Schwingungsanteile der untersuchten Signale ähneln sich stark. Sowohl während der Überfahrt als auch danach sind deutlich Anteile der 1. und 2. Eigenfrequenz zu erkennen. Während der Überfahrt sind zudem niedrige Frequenzanteile bedingt aus u_{stat} enthalten.

Auch für den Zweifeldträger sind Resonanzeffekte zwischen Erregerfrequenz und Eigenfrequenz auszuschließen. Mit Blick auf die vereinfachte Modellfindung kann aus dieser Betrachtung gefolgert werden, dass für Zweifeldträger die ersten beiden Eigenfrequenzen zu berücksichtigen sind.

5.3 Einfeldrige Straßenbrücken

5.3.1 Modellbildung zur effizienten Verformungsberechnung

Aufbauend auf den vorangegangenen Untersuchungen wird in diesem Abschnitt die Modellbildung bezogen auf das System eines Einfeldträgers aus Stahlbeton beschrieben. Gemäß Abschnitt 5.2.2 ist neben dem statischen Anteil die erste Eigenform zu berücksichtigen. Das System hat demnach einen Freiheitsgrad und lässt sich somit als Einmassenschwinger darstellen. Folgende Gleichung beschreibt allgemein die Bewegung dieses Einmassenschwingers:

$$\ddot{u}(t)m_B + \dot{u}(t)d_B + u(t)k_B = P_B(t) \quad (5.12)$$

m_B stellt die Masse des Brückenbauwerks am vereinfachten System dar, d_B dessen Dämpfung, k_B die Federkonstante und P_B die angreifende Last. Im Gegensatz zu den Achsmodellen des Fahrzeugs lassen sich diese Parameter des eindimensionalen Einmassenschwingers nicht direkt vom zweidimensionalen Brückensystem in Längsrichtung übernehmen. Sie müssen zunächst auf das auf einen Freiheitsgrad reduzierte System einer Brücke angepasst werden. So ist z. B. die Last P_B nicht nur von der tatsächlichen Kontaktkraft P abhängig, sondern auch von der Position der Achse.

Abbildung 5.9 stellt anschaulich den Prozess der Modellbildung dar. In den folgenden Abschnitten wird die Modellbildung mit Bezug auf die einzelnen Parameter detailliert beschrieben.

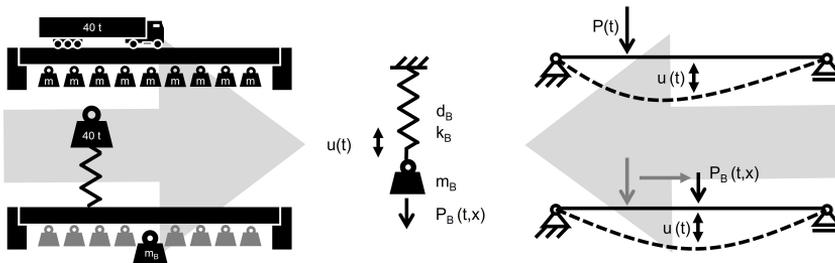


Abb. 5.9: Prinzipielle Darstellung: Vom Einfeldträger zum Einmassenschwinger

Auslenkung

Die DGL 5.12 beschreibt die zeitabhängige Verformung $u(t)$ des Einmassenschwingers. Aufgrund der Vereinfachung des Brückensystems auf einen verbleibenden Freiheitsgrad kann die Auslenkung $u(t)$ nicht die Verformung der gesamten Brücke darstellen. Daher wird an dieser Stelle festgelegt, dass $u(t)$ sowohl der Auslenkung des Einmassenschwingers als auch der Verformung des Brückentragwerks in Feldmitte entspricht. Die Wahl dieses Bezugspunkts ist beliebig und wird aus folgenden Gründen getroffen: In Feldmitte sind zum einen die größten statischen Verformungen

zu erwarten. Zum anderen ist dieser Punkt auch in Bezug auf die erste Eigenform eines Einfeldträgers der Extremwert und somit zur Abbildung des dynamischen Anteils vorteilhaft. Diese Wahl erhöht daher die Anschaulichkeit des Ergebnisses. Es ist keine Anpassung zwischen der Verformung der Brücke in Feldmitte und der Auslenkung des Einmassenschwingers notwendig. Die Werte entsprechen einander.

Federsteifigkeit

Bei der Betrachtung eines Einmassenschwingers ist die Federsteifigkeit k_B die maßgebende Größe zur Ermittlung des statischen Anteils der Verformung. Aufgrund der in Abschnitt 5.2.1 bezogen auf das lineare Materialverhalten getroffenen Annahmen kann von einer konstanten Federsteifigkeit ausgegangen werden. Unter der Annahme einer am Bezugspunkt in Feldmitte angreifenden Einzellast lässt sich diese an realen Bauwerken messtechnisch ermitteln. Die Verformung eines Einfeldträgers mit über die Länge konstanter Steifigkeit lässt sich auch über die DGL der Biegelinie herleiten (siehe z. B. Spura 2019):

$$EIu'' = -M \quad (5.13)$$

Somit ergibt sich bei einer Einzellast F in Feldmitte als Verformung in Feldmitte:

$$u = \frac{FL^3}{48EI} \quad (5.14)$$

Gleichgesetzt mit der Auslenkung einer Feder ergibt sich für ein Brückenbauwerk aus Beton k_B :

$$k_B = \frac{F}{u} = \frac{48E_{cm}I}{L^3} \quad (5.15)$$

Dämpfung

Eine für die Berechnung des dynamischen Anteils wichtige, jedoch nur sehr komplex zu ermittelnde Variable ist die Dämpfung des Bauwerks. Grund sind unter anderem von der Planung abweichende Bauwerkssteifigkeiten oder Lagerbedingungen (Vospernig u. a. 2020). Für eine möglichst realitätsnahe Simulation des Bauwerkverhaltens sind Messungen an der realen zu untersuchenden Brücke vorzunehmen.

Sind keine Messwerte vorhanden oder soll ein exemplarisches Bauwerk betrachtet werden, können der Literatur Anhaltspunkte entnommen werden. Im Folgenden werden bezogen auf den unteren Grenzwert der kritischen Dämpfung nach DIN EN 1991-2 2010 für das Lehrsche Dämpfungsmaß ζ für Brücken aus Stahlbeton die Werte gemäß Tabelle 5.5 gewählt.

Tabelle 5.5: Lehrsches Dämpfungsmaß ζ von Stahlbetonbrücken nach DIN EN 1991-2 2010

$L < 20 \text{ m}$	$\zeta = 1,5 + 0,07(20 - L)$
$L \geq 20 \text{ m}$	$\zeta = 1,5 \%$

Die Dämpfungskonstante d_B lässt sich aus ζ herleiten. Für m_B und k_B sind die Eigenschaften des Einmassenschwingers einzusetzen:

$$d_B = 2\zeta\sqrt{m_B k_B} \quad (5.16)$$

Einwirkung

Die Position einer Last kann in einem Einmassenschwinger nicht direkt dargestellt werden, da dieser nur einen einzigen Punkt der Brücke (hier die Feldmitte) abbildet. Da die Last beweglich ist, muss ihre Position somit in der Modellbildung durch Einflussnahme auf andere Parameter Berücksichtigung finden. Dies ist z. B. durch eine positionsabhängige Reduktion der Einwirkung oder Erhöhung der Federkonstante möglich. Im Folgenden wird die erste Option angewandt, die Position der Achsen geht durch Anpassung der Einwirkung in die Modellbildung ein. Dies bedeutet, dass eine tatsächliche Kontaktkraft $P(t)$ in eine effektive Kraft $P_B(t, x)$, welche sich auf den Standort im Brückenmodell bezieht, überführt werden muss.

Eine Einwirkung P , die in Feldmitte auf einen Einfeldträger einwirkt, erzeugt die identische Verformung u wie am vereinfachten System des Einmassenschwingers. Entsprechend muss, wenn sich eine beliebige Einwirkung P an einer Position x auf der Brücke befindet, eine Ersatzeinwirkung P_B gefunden werden, welche auf die Feldmitte einwirkt. Beide Kräfte bewirken bezogen auf die Feldmitte eine identische Verformung u .

Aus Gleichung 5.13 ergeben sich für die Verformung in Feldmitte aus einer Last P an der Position x die in Tabelle 5.6 zusammengestellten Gleichungen:

Tabelle 5.6: Verformung in Feldmitte eines Einfeldträgers

für $\frac{x}{L} < 0,5$	$u = \frac{3-4\left(\frac{x}{L}\right)^2}{48E_{cm}I} \frac{x}{L} PL^3$
für $\frac{x}{L} \geq 0,5$	$u = \frac{3-4\left(\frac{L-x}{L}\right)^2}{48E_{cm}I} \frac{L-x}{L} PL^3$

Durch Gleichsetzen mit Gleichung 5.14 ergibt sich für P_B in Abhängigkeit von t und x jeweils:

Tabelle 5.7: Ermittlung von P_B für das System eines Einfeldträgers

für $\frac{x}{L} < 0,5$	$P_B(t, x) = \left(3 - 4\left(\frac{x}{L}\right)^2\right) \left(\frac{x}{L}\right) P(t)$
für $\frac{x}{L} \geq 0,5$	$P_B(t, x) = \left(3 - 4\left(\frac{L-x}{L}\right)^2\right) \left(\frac{L-x}{L}\right) P(t)$

Um ein Fahrzeug bestehend aus mehreren Aufstandspunkten abzubilden, sind alle Kontaktkräfte der Form $P(t)_{\substack{\text{Fahrspur} \\ \text{Achse}}}$ notwendig. Die in solchen Laststellungen enthaltenen Einzellasten werden getrennt auf die Feldmitte umgerechnet und anschließend zu P_B aufsummiert. Die folgende

Gleichung veranschaulicht das Prinzip:

$$P_B(t) = \sum P_{B(Achse)}^{(Fahrspur)}(t, x_{(Achse)}) \quad (5.17)$$

Masse

Bezogen auf das vereinfachte System eines Einmassenschwingers hat die Masse m_B keinen Einfluss auf den statischen Anteil der lastabhängigen Verformung. Sie gibt zwar die Anfangsauslenkung vor, diese wird jedoch zu Beginn einer Simulation als null angesetzt. Somit besteht kein Zusammenhang zur Vorverformung des realen Brückenbauwerks. Diese geht im Rahmen der Modellbildung über die aufgemessene Topografie der Fahrbahn in die Simulation ein. m_B hat jedoch Einfluss auf die dynamische Antwort des Systems. Würde wie im vorliegenden Fall die Federsteifigkeit bereits auf Grundlage der statischen Auslenkung festgelegt und die Eigenfrequenz auf Grundlage der Modalanalyse definiert, ergibt sich m_B aus Gleichung 5.18. Die im System des Einmassenschwingers anzusetzende Masse m_B ist daher nicht identisch zu der Masse der Brücke. Für Einfeldträger mit gleichmäßig verteilter Masse und konstanter Biegesteifigkeit entspricht m_B etwa dem halben Eigengewicht des Bauwerks (Proske 2021).

$$m_B = \frac{k_B}{\omega^2} \quad (5.18)$$

Im weiteren Verlauf wird ein gekoppeltes Fahrzeug-Brücke-System verwendet. Die Fahrzeugmasse geht über die von der Schwingung der Brücke abhängige Antwort der Fahrzeugachsen in die Betrachtung ein. Daher ist die Masse des Lkws nicht in m_B zu berücksichtigen. Für ein nicht gekoppeltes System muss der Lkw über die Modalanalyse gemäß Abschnitt 5.2.2 als Massepunkt berücksichtigt werden. m_B und damit auch die Eigenfrequenz der Brücke wären somit abhängig von der Position x der Last.

5.3.2 Rückrechnung bauwerksbezogener Kenngrößen

Schnittgrößen

Nach abgeschlossener Ermittlung der dynamischen Bauwerksverformung einer kompletten Überfahrt des Lkw liegt zunächst nur die zeitabhängige Verformung der Brücke in Feldmitte vor. Zur Ermittlung der Bauteilermüdung sind für den kompletten Betrachtungszeitraum zeitlich veränderliche Schnittgrößen erforderlich. Die direkte Rückrechnung von Schnittgrößen auf Grundlage der Verformung des Einmassenschwingers und damit eines Punkts auf dem Bauwerk ist nicht möglich. Es liegt kein proportionaler Zusammenhang vor. Für den Schnittgrößenverlauf sind Kenntnisse zum Verformungsverhalten entlang des gesamten Bauwerks notwendig.

Gleichung 5.13 zeigt den Zusammenhang zwischen der über die gesamte Bauteillänge aufzuintegrierenden Verformung und dem Biegemoment auf. Demnach ist zur Bestimmung des Biegemoments in Feldmitte nicht nur die Verformung am betrachteten Punkt relevant, die der Auslenkung des Einmassenschwingers entspricht. Vielmehr ist die Verformung über die gesamte Bauteillänge

abzubilden. Aus diesem Grund wird in Gleichung 5.19 zwischen einem statischen Anteil u_{stat} und einem dynamischen Anteil u_{dyn} unterschieden.

$$u(t) = u_{stat}(t) + u_{dyn}(t) \tag{5.19}$$

Abbildung 5.10 stellt das Vorgehen zur Rückrechnung der Schnittgrößen dar. Zunächst kann u_{stat} direkt aus dem Quotienten zwischen P_B und k_B ermittelt werden. Auf Grundlage der bekannten Gesamtverformung u lässt sich ebenfalls u_{dyn} ermitteln.

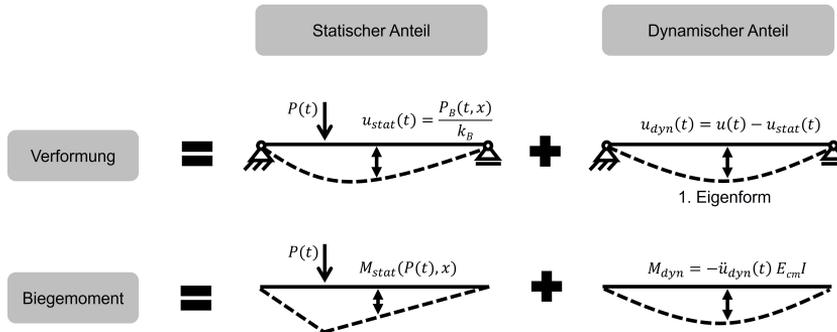


Abb. 5.10: Prinzipielle Darstellung: Einzelne Verformungsanteile

Für die Rückrechnung der Momentenlinie wird ebenfalls zwischen einem statischen Anteil M_{stat} und einem dynamischen Anteil M_{dyn} unterschieden. Der statische Anteil entspricht bezogen auf das System der Brücke einer oder mehrerer Einzellasten P an der Stelle x . Zwischen den Aufstandspunkten und den Auflagern ist daher von einem linearen Momentenverlauf auszugehen. Entsprechend kann getrennt für jede Kontaktkraft P nach Tabelle 5.8 die Momentenlinie und im Speziellen das Moment in Feldmitte ermittelt werden. M_{stat} ergibt sich aus Superposition aller statischen Anteile.

Tabelle 5.8: Biegemoment eines Einfeldträgers in Feldmitte

$$\begin{aligned} \text{für } \frac{x}{L} < 0,5 \quad M_{stat}(t, x) &= \frac{x(L-x)}{L} \frac{L}{2(L-x)} P(t) \\ \text{für } \frac{x}{L} \geq 0,5 \quad M_{stat}(t, x) &= \frac{x(L-x)}{L} \frac{L}{2x} P(t) \end{aligned}$$

Die Rückrechnung des dynamischen Anteils erfordert detaillierte Kenntnisse über die dynamische Biegelinie, welche qualitativ der ersten Eigenform entspricht. Hierfür werden im Folgenden zwei Optionen vorgestellt. Es ist möglich, die erste Eigenform als halbe Sinuswelle abzuschätzen (siehe z. B. Ziegler u. a. 2022). Über die Länge des Bauwerks ergibt sich:

$$u(x) = u \left(\frac{L}{2} \right) \sin \left(\pi \frac{x}{L} \right) \tag{5.20}$$

Die Funktion der Momentenlinie ergibt sich nach Gleichung 5.13 durch doppelte Integration über Gleichung 5.20. Die Integrationskonstanten entfallen aufgrund der Randbedingungen. M_{dyn} wird

über folgende Gleichung angenähert.

$$M_{dyn}(x) = E_{cm} I \frac{\pi^2}{L^2} \sin\left(\pi \frac{x}{L}\right) u\left(\frac{L}{2}\right) \quad (5.21)$$

Eine alternative Herangehensweise ist unter Verwendung der tatsächlichen, ggf. von der idealen Sinusfunktion abweichenden Eigenform möglich. Dies bietet sich vor allem bei über die Länge des Bauwerks variablen Steifigkeiten an. Für ein nicht gekoppeltes System beinhaltet diese neben den Schwingungseigenschaften der Brücke auch den tatsächlichen Standort der Achsen. In Abschnitt 5.2.2 wurde ein Vorgehen beschrieben, die genaue Eigenform für diskrete Punkte mithilfe der Modalanalyse zu ermitteln. Diese Eigenform ist zunächst dimensionslos, stellt jedoch qualitativ den Verformungsverlauf dar. Mit u_{dyn} ist der Wert an der Stelle $L/2$ bekannt, somit lässt sich der Verlauf der gesamten Biegelinie errechnen.

Zur Bestimmung des Momentenverlaufs ist auch hier eine doppelte Integration über den Verlauf der Biegelinie notwendig. Da die Verformung nicht in Form einer Gleichung, sondern durch diskrete Punkte gegeben ist, ist eine geschlossene Lösung nicht möglich. Zur Annäherung der Ableitung wird jeweils mittig zwischen zwei Massepunkten ein masseloser Punkt definiert. Für diesen Punkt ergibt sich die Ableitung als Differenz der Verformung der beiden Ausgangspunkte geteilt durch ihren Abstand. Durch eine zweite Integration ergibt sich als Bezugssystem wieder der jeweilige Massepunkt. Als Randbedingung kann ein punktsymmetrischer Verlauf der Biegelinie unterstellt werden.

$$u_{1-2}(x)' = \frac{u_2(x_2) - u_1(x_1)}{x_2 - x_1} \quad (5.22)$$

Das prinzipielle Vorgehen wird in Abbildung 5.10 dargestellt. Für diese Arbeit wird für Einfeldträger das Vorgehen gemäß Gleichung 5.20 gewählt.

Schädigung

Ziel der Simulation ist die Ermittlung der Bauteilschädigung. Hierfür ist es zunächst erforderlich, auf Grundlage des zusammengesetzten Momentenverlaufs am Betrachtungspunkt in Feldmitte den zeitlich veränderlichen Verlauf der Spannung der Biegezugbewehrung zu ermitteln. Diese ergibt sich direkt aus dem Modell der Querschnittsebene gemäß Abschnitt 5.2.1. Die Stahlspannung σ_s lässt sich z. B. wie folgt ermitteln:

$$\sigma_s(t) = \frac{M(t) \times (D_c - x)}{I} \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (5.23)$$

Mittels Rainflow Analyse lässt sich dieser zeitliche Verlauf in abgeschlossene Schwingspiele überführen. Anhand dieser Schwingspiele kann die Spannung durch die in Abschnitt 5.2.1 beschriebene Wöhlerlinie direkt in die Schädigung einer Überfahrt überführt werden. Hervorzuheben ist dabei, dass das größte Schwingspiel, welches sowohl das globale Maximum als auch das Minimum beinhaltet, den maßgebenden Teil der Schädigung verursacht. Kleinere Schwingspiele, wie z. B. im Ausschwingvorgang der Brücke, haben keinen wesentlichen Anteil. Es ist daher nicht notwendig, den Ausschwingvorgang im Rahmen einer Simulation komplett abzubilden. Dies bedeutet auch, dass bezogen auf eine reale Situation das Ergebnis auch auf solche Fälle anwendbar ist, in denen das nächste Fahrzeug folgt, bevor das Bauwerk ausschwingen konnte.

5.3.3 Gegenüberstellung Modellbildung - FEM

Abschließend soll die Modellbildung der Brücke verifiziert und die erzielte Genauigkeit bewertet werden. Dabei wird das System des Einfeldträgers selbst im Fokus stehen. Materialbezogene Modelle werden nicht bewertet. Grundlage dieses Vergleichs stellt die in Abbildung 5.5 dargestellte Überfahrt einer konstanten Einzellast dar. Nach einer Überführung der Bauwerksparameter auf das Modell eines Einmassenschwingers wird dieser ebenfalls mit einer aus der konstanten Kraft P hergeleiteten Ersatzkraft $P_B(t, x)$ belastet. Ein Vergleich der Verformung in Feldmitte und der Auslenkung des Einmassenschwingers über die Zeit ist in Abbildung 5.11 dargestellt. Bezogen auf den Maximalwert konnte eine sehr gute Übereinstimmung erreicht werden. Die Ergebnisse beider Modelle weichen um etwa 0,1% voneinander ab. Es ist jedoch eine leichte Phasenverschiebung zu erkennen. Diese beeinflusst die Amplituden des Ausschwingvorgangs sichtbar. Für die Schädigung des Bauteils ist vor allem die Differenz des Maximalwerts zum Minimalwert ausschlaggebend. Diese Differenz unterscheidet sich bei Gegenüberstellung der beiden Systeme um etwa 4%.

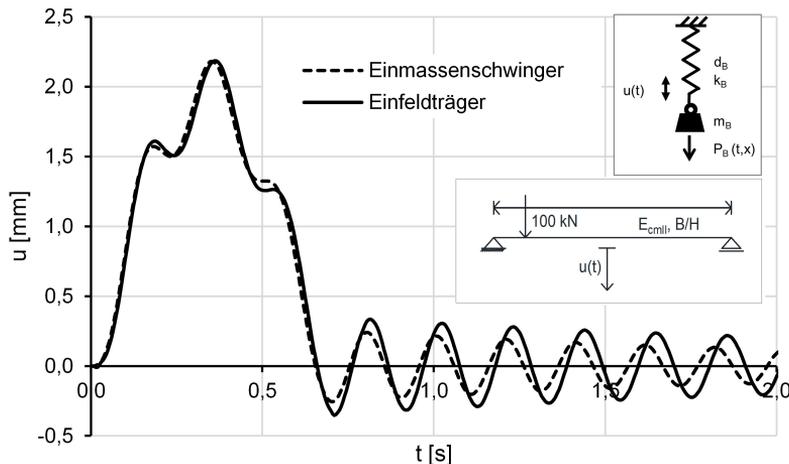


Abb. 5.11: Verformung u : Gegenüberstellung Einfeldträger - Einmassenschwinger

Anschließend wird aus der Verformungslinie unter Berücksichtigung der ersten Eigenform das Biegemoment in Feldmitte zurückgerechnet. Abbildung 5.12 stellt das derart bestimmte Biegemoment dem Ergebnis der FEM-Berechnung gegenüber. Der Abgleich der Maximalwerte ergibt eine Abweichung von etwa 3%. Hintergrund ist die Anordnung der finiten Elemente, welche die Verformung an ihren Randpunkten (siehe Abbildung 5.11), die Schnittgrößen aber an ihren Schwerpunkten darstellen. Der Vergleich der beiden Modelle, bezogen auf die Differenz zwischen Maximum und Minimum ergibt für das Biegemoment eine Abweichung von 2%.

Die Gegenüberstellung beider Modelle wird an dieser Stelle als eine gute Näherung, jedoch nicht als exakte Übereinstimmung gewertet. Da zur Analyse des Einflusses der Fahrbahnqualität sowohl der Ist-Zustand als auch der Endzustand mit dem gleichen Vorgehen simuliert werden, ist

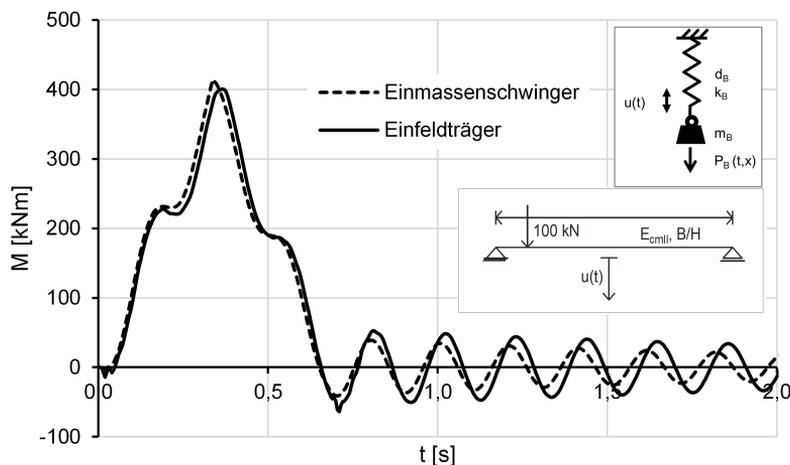


Abb. 5.12: Biegemoment M : Gegenüberstellung Einfeldträger - Einmassenschwinger

keine genaue Übereinstimmung nötig. Dem Modell geschuldete leichte Ungenauigkeiten gleichen sich aus. Da ein Einmassenschwinger mit der dominierenden ersten Eigenform das qualitative Schwingungsverhalten eines Einfeldträgers akkurat abbildet, werden die kleineren Abweichungen in der folgenden Arbeit akzeptiert. Sollte für konkrete Anwendungsfälle eine höhere Genauigkeit gefordert sein, kann auf die Vereinfachung als Einmassenschwinger verzichtet werden und mit größerem Rechenaufwand unter Anwendung der FEM fortgefahren werden.

5.4 Zweifeldrige Straßenbrücken

5.4.1 Modellbildung zur effizienten Verformungsberechnung

Als Erweiterung des beschriebenen Vorgehens wird das Prinzip nun auf einen Zweifeldträger mit identischer Spannweite in beiden Feldern übertragen. Gemäß der in Abschnitt 5.2.2 durchgeführten Untersuchung sind für Zweifeldträger die ersten beiden Eigenfrequenzen zu berücksichtigen. Zur Abbildung zweier Eigenformen ist das Modell auf einen zweiten Freiheitsgrad zu erweitern. Dies geschieht durch die Überlagerung zweier unabhängiger Einmassenschwinger. Die Berechnungsgrundlage stellt jeweils Gleichung 5.12 dar.

Die durchgeführte Modellbildung ist in Abbildung 5.13 schematisch dargestellt. Neben den in Abbildung 5.9 visualisierten Schritten ist zu erkennen, dass im Speziellen die Laststellungen bezogen auf die jeweilige Eigenform anzupassen sind. Im Folgenden werden ausführlich die Parameter der einzelnen Teilsysteme definiert.

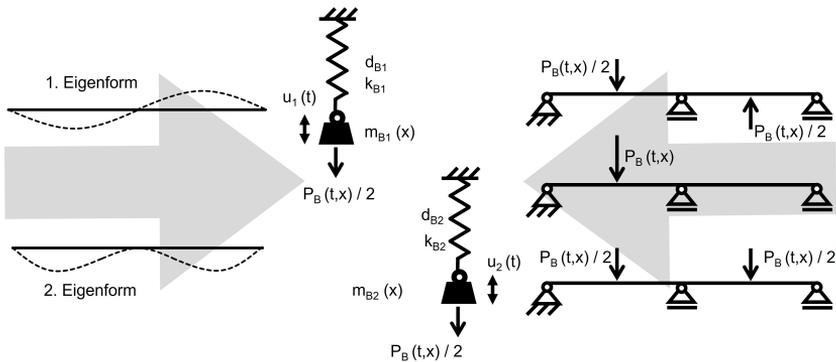


Abb. 5.13: Prinzipielle Darstellung: Vom Zweifeldträger zum Einmassenschwinger

Auslenkung

Die Verformung des Bauwerks soll auch für den Zweifeldträger auf einen Punkt reduziert werden. Dieser Punkt kann grundsätzlich beliebig gewählt werden. An dieser Stelle soll jedoch wieder mit dem Ziel einer anschaulichen Darstellung eine begründete Wahl getroffen werden. Da die statische Verformung sowie statische Schnittgrößen auch ohne Reduktion des Systems eindeutig zu ermitteln sind (z. B. mit dem Kraftgrößenverfahren), liegt der Schwerpunkt dieses Vorgehens auf der Abbildung der dynamischen Effekte. Diese setzen sich für den Zweifeldträger aus den ersten beiden Eigenformen zusammen. Da der ersten Eigenform aufgrund der kleineren Steifigkeit der größere Anteil an der dynamischen Verformung zuzuordnen ist, wird als Bezugspunkt für die Auslenkung die Feldmitte als deren Maximalpunkt gewählt. Da dieses Maximum in beiden Feldern auftritt, wird an dieser Stelle das erste Feld als Untersuchungsschwerpunkt gewählt.

Demnach stellen beide Schwingungssysteme gemeinsam die Verformung eines Zweifeldträgers in der Mitte des ersten Feldes dar. Die Gesamtverformung ergibt sich aus:

$$u(t) = u_1(t) + u_2(t) \quad (5.24)$$

Federsteifigkeit

Die Federsteifigkeiten k_{B1} und k_{B2} der beiden vereinfachten Systeme sind getrennt zu ermitteln. Wie in Abbildung 5.13 dargestellt ist die Grundlage hierfür eine Belastung am Betrachtungspunkt in der Mitte des ersten Feldes.

Zur Darstellung der beiden Eigenformen wird der Zweifeldträger derart auf zwei einfeldrige Systeme reduziert, dass die jeweils ersten Eigenformen der reduzierten Systeme den beiden Eigenformen des Zweifeldträgers entsprechen. Die qualitative Verformung der beiden Eigenformen, inklusive derer des zweiten Feldes, wird über die Randbedingungen am früheren Mittelauger berücksichtigt (siehe Abbildung 5.14).

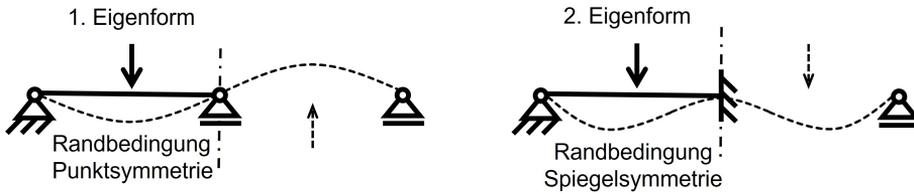


Abb. 5.14: Symmetriebedingungen der ersten beiden Eigenformen

Zur Bestimmung von k_{B1} ist demnach von einer punktsymmetrischen Verformungsfigur des Zweifeldträgers auszugehen. Diese Symmetriebedingung stellt die betragsmäßig gleiche Auslenkung beider Felder in die entgegengesetzte Richtung dar. Bei Reduktion des Systems zu einem Einfeldträger wird diese Verformung durch eine beidseitig gelenkige Lagerung erreicht. Gleichung 5.15 kann angewendet werden.

k_{B2} kann unter Nutzung der Spiegelsymmetrie der Verformung der zweiten Bauwerkseigenform bezogen auf das Mittellager bestimmt werden. In der zweiten Eigenform verformen sich beide Felder um den identischen Betrag in die gleiche Richtung. Das System kann somit auf einen einseitig eingespannten Biegeträger reduziert werden. Ausgehend von Gleichung 5.13 ergibt sich für die Verformung u_2 bei einer angreifenden Einzellast F in Feldmitte:

$$u_2 = \frac{7FL^3}{768E_{cm}I} \quad (5.25)$$

Die Federsteifigkeit k_{B2} ergibt sich durch Umformen und entspricht somit:

$$k_{B2} = \frac{F}{u_2} = \frac{768E_{cm}I}{7L^3} \quad (5.26)$$

Dämpfung

Sind keine Messwerte vorhanden, müssen auch für den Zweifeldträger Annahmen getroffen werden. In dieser Arbeit wird das Lehrsche Dämpfungsmaß gemäß Tabelle 5.5 übernommen. Bei bekanntem ζ sind die Dämpfungskonstanten d_{B1} und d_{B2} nach Gleichung 5.16 abhängig von k_B und m_B . Sie können daher getrennt nach betrachteter Eigenform ermittelt werden.

Einwirkung

Die Einwirkung dient zur Beanspruchung der beiden Einmassenschwinger. Sie bildet darüber hinaus die Grundlage zur Darstellung der Position der Fahrzeugachsen im vereinfachten System der Brücke. Diese geht analog zur Darstellung in Abbildung 5.9 über die Ersatzkraft $P_B(t, x)$ in die Simulation ein. $P_B(t, x)$ wird derart gewählt, dass in der Mitte des ersten Feldes die gleiche Verformung am Zweifeldträger entsteht wie durch die Ausgangskraft $P(t)$ an der Stelle x (siehe

Abbildung 5.15). Befindet sich die Last im zweiten Feld, ist ein betragsmäßig negativer Wert einzusetzen. Die erforderlichen Verformungsberechnungen können mit einem geeigneten Verfahren wie dem Kraftgrößenverfahren durchgeführt werden. Bezogen auf die Mitte des ersten Feldes gilt:

$$u(P(t), x) = u(P_B(t, x)) \quad (5.27)$$

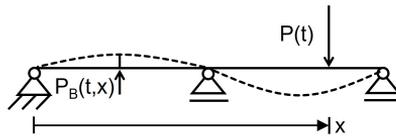


Abb. 5.15: Prinzipielle Darstellung: Von $P(t)$ zu $P_B(x, t)$

Im nächsten Schritt wird die Einwirkung im Zuge der Modellbildung auf die beiden Einmassenschwinger aufgeteilt. Die Ersatzkraft P_B wirkt zu jedem Zeitpunkt auf die Mitte des ersten Feldes ein. Diese Einwirkung lässt sich durch Superposition als Summe zweier anderer Laststellungen interpretieren: In Laststellung 1 wirkt in der Mitte des ersten Feldes $P_B/2$, in der Mitte des zweiten Feldes wirkt ebenfalls $P_B/2$, jedoch in die entgegengesetzte Richtung. Diese Laststellung entspricht den in Abbildung 5.14 links beschriebenen Symmetriebedingungen und bildet somit den Verformungsanteil der ersten Eigenform u_1 ab. Zur Abbildung der Verformung entsprechend Laststellung 2 (siehe Abbildung 5.14, rechts) wirken in beiden Feldern mittig jeweils $P_B/2$ in die identische Richtung. Überträgt man diese beiden Laststellungen auf das Modell der beiden Einmassenschwinger, ist die Einwirkung $P_B(t, x)$ gleichmäßig auf beide Systeme aufzuteilen. Das Vorgehen ist anschaulich in Abbildung 5.13 dargestellt.

Masse

Die an den beiden Einmassenschwingern anzusetzenden Punktmassen m_{B1} und m_{B2} bestimmen maßgeblich das dynamische Verhalten des Systems. Sie stellen jedoch nicht die wahre Masse des Brückenfeldes dar und müssen vorab ermittelt werden. In Anlehnung an Gleichung 5.18 ergeben sie sich durch Einsetzen der jeweiligen Eigenfrequenz ω_1 und ω_2 sowie der Federsteifigkeiten k_{B1} und k_{B2} , welche den ersten beiden Eigenformen zuzuordnen sind.

5.4.2 Rückrechnung bauwerksbezogener Kenngrößen

Schnittgrößen

Nachdem die zeitlich veränderliche Verformung über den gesamten Betrachtungszeitraum ermittelt wurde, lassen sich die Schnittgrößen, hier die Biegemomente, daraus zurückrechnen. Zunächst liegen, bedingt durch die beiden Einmassenschwinger, zwei unabhängige Verläufe $u_1(t)$

und $u_2(t)$ vor, die sich jeweils aus einem statischen und einem dynamischen Anteil zusammensetzen. Für die Gesamtverformung gilt:

$$u(t) = u_1(t) + u_2(t) = u_{1,stat}(t) + u_{1,dyn}(t) + u_{2,stat}(t) + u_{2,dyn}(t) \quad (5.28)$$

Die beiden statischen Verformungsanteile lassen sich über die jeweiligen Federsteifigkeiten k_{B1} und k_{B2} sowie die Last am Einmassenschwinger $P_B(x, t)/2$ ermitteln. Die dynamischen Anteile am jeweiligen Einmassenschwinger ergeben sich aus der Differenz zwischen der Gesamtauslenkung und dem entsprechenden statischen Anteil.

Der dynamische Schnittgrößenverlauf lässt sich anschließend aus den beiden betrachteten Eigenformen des Bauwerks und den dynamischen Verformungsanteilen ermitteln, im Falle des Biegemoments aus der zweiten Ableitung. Das Vorgehen nach Abschnitt 5.3.2 kann getrennt für $u_{1,dyn}$ und $u_{2,dyn}$ umgesetzt werden. Da die zweite Eigenform nicht über eine einfache Sinuswelle angenähert werden kann, ist eine entsprechende Vereinfachung nicht möglich. Es muss für diesen Fall über die diskreten Punkte der zweiten Eigenform doppelt integriert werden (siehe Gleichung 5.22).

Der statische Anteil der Schnittgrößen lässt sich direkt mit geeigneten Methoden wie dem Kraftgrößenverfahren am Gesamtsystem ermitteln. Es ist die Last $P(t)$ an der Stelle x anzusetzen. Die Gesamtschnittgrößen ergeben sich durch Addition der einzelnen Anteile:

$$M(t) = M_{stat}(t) + M_{dyn,1}(t) + M_{dyn,2}(t) \quad (5.29)$$

Schädigung

Die Ermittlung der Schädigung einer Überfahrt kann anhand des zeitlichen Verlaufes der Schnittgrößen (hier $M(t)$) durchgeführt werden. Hierfür ist der Schnittgrößenverlauf in einen zeitabhängigen Spannungsverlauf $\sigma_s(t)$ zu überführen und darauf aufbauend die Schädigung zu ermitteln. Das Vorgehen zur Berechnung der Schädigung am betrachteten Bauteil bei gegebenem Biegemoment ist identisch zu einem Einfeldträger. An dieser Stelle sei auf Abschnitt 5.3.2 verwiesen.

5.4.3 Gegenüberstellung Modellbildung - FEM

Abschließend folgt die Gegenüberstellung des vereinfachten Modells und eines mittels FEM simulierten Zweifeldträgers. Das Vorgehen entspricht Abschnitt 5.3.3. Die jeweiligen Verformungen in der Mitte des ersten Felds u werden in Abbildung 5.16 gegenübergestellt. Speziell im Vergleich zum Einfeldträger (siehe Abbildung 5.11) ist für beide Extremwerte eine gute Übereinstimmung zu erkennen. Der Ausschwingvorgang ist auch hier durch eine leichte Phasenverschiebung und eine damit verbundene Abweichung in den Amplituden gekennzeichnet. Da für den Zweifeldträger diese Stelle kein Extrempunkt darstellt, ist dieser Effekt von geringer Relevanz. Die Differenz zwischen Maximalwert und Minimum variiert um etwa 0,8%.

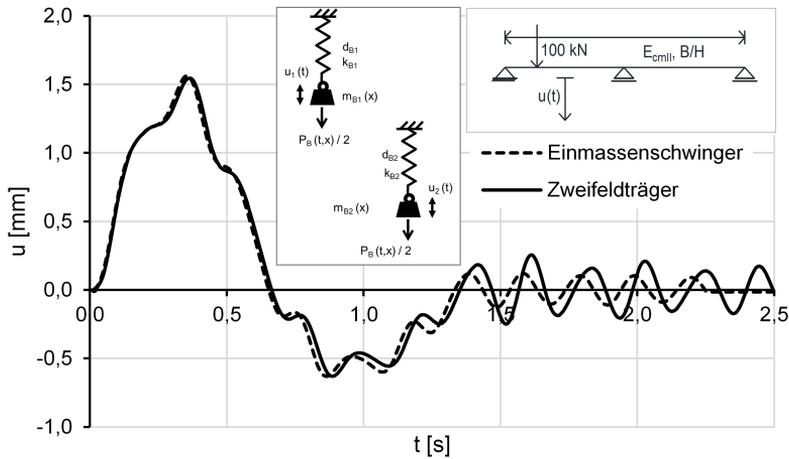


Abb. 5.16: Verformung u : Gegenüberstellung Zweifeldträger - Einmassenschwinger

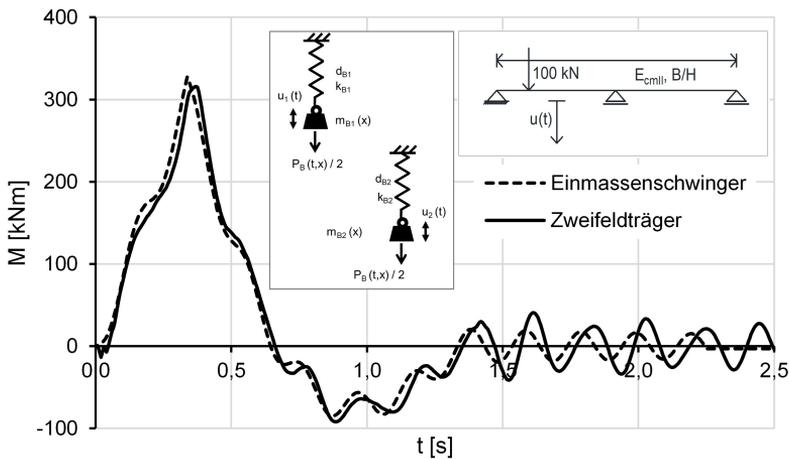


Abb. 5.17: Biegemoment M : Gegenüberstellung Zweifeldträger - Einmassenschwinger

Abbildung 5.17 veranschaulicht die Gegenüberstellung der aus Abbildung 5.16 zurückgerechneten Momentenverläufe beider Systeme bezogen auf die Mitte des ersten Felds. Die Abweichung beträgt etwa 1%. Zusammenfassend kann für den Zweifeldträger eine sehr gute Übereinstimmung zwischen FEM und Einmassenschwinger erreicht werden. Da der Ausschwingvorgang keinen Extremwert beinhaltet, ist die Phasenverschiebung zu diesem Zeitpunkt von geringer Bedeutung. Im direkten Vergleich zum Einfeldträger wird daher eine höhere Übereinstimmung erzielt.

5.5 Exkurs: Vorgespannter Einfeldträger

5.5.1 Modellbildung: Vom Stahlbeton zum Spannbeton

Diese Arbeit stellt Untersuchungen von Brücken in Stahlbetonbauweise in den Fokus. Das schließt die speziell im Brückenbau häufiger eingesetzte Spannbetonbauweise (siehe Abbildung 2.2, Seite 7) aus. Das Vorgehen zur vereinfachten Simulation eines Bauwerks lässt sich dennoch mit einigen Anpassungen und Eingrenzungen übertragen. In diesem Exkurs wird speziell auf das Vorgehen zur Simulation eines vorgespannten Einfeldträgers eingegangen. Entsprechende Untersuchungen zu einer geeigneten vereinfachten Modellbildung wurden im Rahmen der Studienarbeit Ruppert 2021 unter Anleitung durchgeführt, aufbereitet und ausgewertet. Eine umfassende Abhandlung der Thematik ist dieser Arbeit zu entnehmen. Die Ergebnisse sind teilweise in den nachfolgenden Abschnitt mit eingeflossen.

Im Gegensatz zur Stahlbetonbauweise, welche den gerissenen Beton für das zugrunde liegende Tragmodell voraussetzt, verbleibt der Beton in der Spannbetonbauweise unter Gebrauchslast planmäßig meist ungerissen. Auf unterdimensionierte, sanierungsbedürftige Tragwerke, welche potenziell stark von der Instandsetzung der Fahrbahnoberfläche profitieren, trifft dieser planmäßige Zustand der Dekompression nicht zwingend zu. Durch unzureichende Vorspannkraft oder die vorhandene Schädigung von Tragwerkskomponenten ist zeitweise oder permanent der Übergang in den gerissenen Zustand möglich.

Zu Beginn der Modellbildung ist daher die folgende wesentliche Fallunterscheidung zu treffen, welche das weitere Vorgehen elementar beeinflusst: Verbleibt der Querschnitt ungerissen, können mehrere vereinfachende Annahmen getroffen werden. Je nach Situation ist die Ermittlung der Steifigkeit unter Vernachlässigung des Spannglieds möglich. Analog zum Stahlbetonquerschnitt ist zu prüfen, ob die Materialeigenschaften des Betons durch linear elastisches Verhalten abgebildet werden können. Trifft dies ebenfalls zu, kann unter Annahme konstanter Steifigkeiten das Vorgehen gemäß Abschnitt 5.3 angewandt werden.

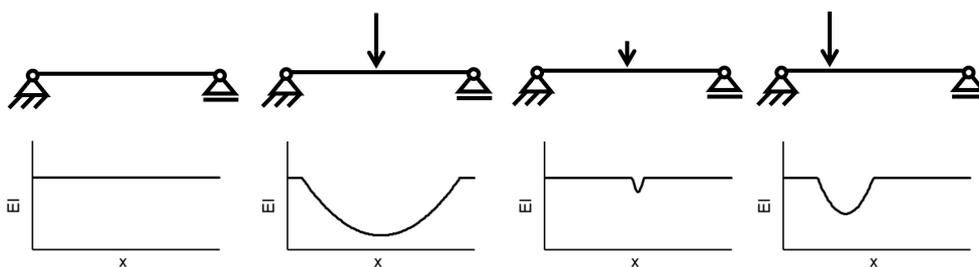


Abb. 5.18: Vorgespannter Einfeldträger: Prinzipielle Querschnittssteifigkeit über die Spannweite in Abhängigkeit zur Einwirkung bei Übergang in den gerissenen Zustand

Liegt hingegen ein zeitweise lokal gerissenes Material vor, kann das Spannglied nicht vernachlässigt werden. Es muss bei der Ermittlung der Spannungen und Dehnungen auf Querschnittsebene in Form von Spannkraft und Spanngliedführung berücksichtigt werden. Bereits durch die unterschiedliche Höhenlage des Spannglieds entlang des Bauwerks ergeben sich an jedem Punkt ab-

weichende Querschnitteigenschaften. Aber auch bei gerade verlaufenden Spanngliedern kann von keiner konstanten Steifigkeit ausgegangen werden. Selbst bei linearem Materialverhalten ist demnach die Höhenlage der Spannungsnulllinie abhängig vom Ausnutzungsgrad. Hieraus ist zu folgern, dass die Steifigkeit auf Querschnittsebene in Abhängigkeit von der Spanngliedführung am Gesamtbauwerk und von Größe und Art der Beanspruchung variiert (siehe Abbildung 5.18). Ein Vorgehen zur Ermittlung der Spannungen in teilweise gerissenen, vorgespannten Betonquerschnitten kann z. B. Hochreiter 1982 entnommen werden.

Die in der Folge zeitlich und örtlich variablen Querschnitteigenschaften haben Auswirkungen sowohl auf die Modellbildung zur Verformungsermittlung als auch auf die Rückrechnung der Schnittgrößen. Die Federsteifigkeit k_B eines entsprechenden Einmassenschwingers wäre demnach abhängig sowohl von der Größe der Einwirkung, deren Position als auch deren Form. Die Superposition der Einwirkungen ist daher nicht mehr möglich. Abbildung 5.18 stellt den Steifigkeitsverlauf über die Bauteillänge für unterschiedliche Laststellungen qualitativ gegenüber.

5.5.2 Lösungsansätze und Diskussion

Um dennoch den Einfluss der Fahrbahnqualität auf teilweise vorgespannte Konstruktionen zu untersuchen, werden hier zwei Vorgehensweisen vorgestellt. Sowohl für die Modellbildung als auch für die Rückrechnung ist eine Ermittlung und Berechnung des Integrals der Steifigkeit über die gesamte Bauteillänge erforderlich. Dies lässt sich durch die Überführung des Tragwerks in finite Elemente für jeden Zeitpunkt der Simulation individuell abschätzen. Ein entsprechend angepasstes Vorgehen kann in der Modellbildung ergänzt werden. Alternativ ist das gekoppelte Brücke-Fahrzeug-Modell mit einer geeigneten FEM-Software zu simulieren. Eine Konsequenz ist der deutlich erhöhte Rechenaufwand. Einem System mit einem Freiheitsgrad (Stahlbetonquerschnitt als Einmassenschwinger) wird eines mit je nach geforderter Genauigkeit beliebig skalierbaren Freiheitsgraden gegenübergestellt (Spannbetonbrücke in FEM).

In Ruppert 2021 konnte gezeigt werden, dass eine gute Annäherung des dynamischen Verhaltens der Beispielbauwerke unter Verwendung einer trilinearen Last-Verformung-Beziehung erzielt werden kann. Zur sicheren Anwendung dieser Methode sind jedoch weitere Untersuchungen oder bauwerksabhängige Kalibrierungen erforderlich.

Die in diesem Exkurs vorgestellten Methoden wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit teilweise angewandt. Es zeigte sich, dass durch den spezifischen Charakter teilvorgespannter Bauwerke und die damit in Verbindung stehenden zusätzlichen Parameter der Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer einer Straßenbrücke deutlich aufwändiger zu erfassen und zu verallgemeinern ist. Dies steht im Widerspruch zu dem Ziel dieser Arbeit, die Anzahl der beeinflussenden Parameter auf ein Minimum zu reduzieren. Aus diesem Grund wird auf eine ausführlichere Darstellung und weitere Anwendung verzichtet.

6 Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer ausgewählter Brücken

6.1 Allgemeines

Bisher wurden die Einzelthematiken Fahrbahn, Fahrzeug und Bauwerk diskutiert, geeignete Modelle zur Beschreibung von Wechselwirkungen definiert. In diesem Kapitel folgt die Zusammenführung in ein gekoppeltes Modell. Dafür wird zunächst die entwickelte Programmstruktur zur Ermittlung der ermüdungsbedingten Schädigung in Bezug auf eine spezielle Überfahrt dargestellt. Von besonderer Bedeutung ist die damit verbundene Lösung der DGL zur Beschreibung des Schwingungsverhaltens von Bauwerk und Fahrzeugachsen.

Es folgt der Vorschlag zur Quantifizierung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken. Da die Fahrbahnqualität selbst (durch eine Bewertung mittels spektraler Leistungsdichte) keine anschauliche Größe darstellt, ist zur Abschätzung ihres Einflusses auf Brückentragwerke eine praxistaugliche Bewertungsgröße zu definieren.

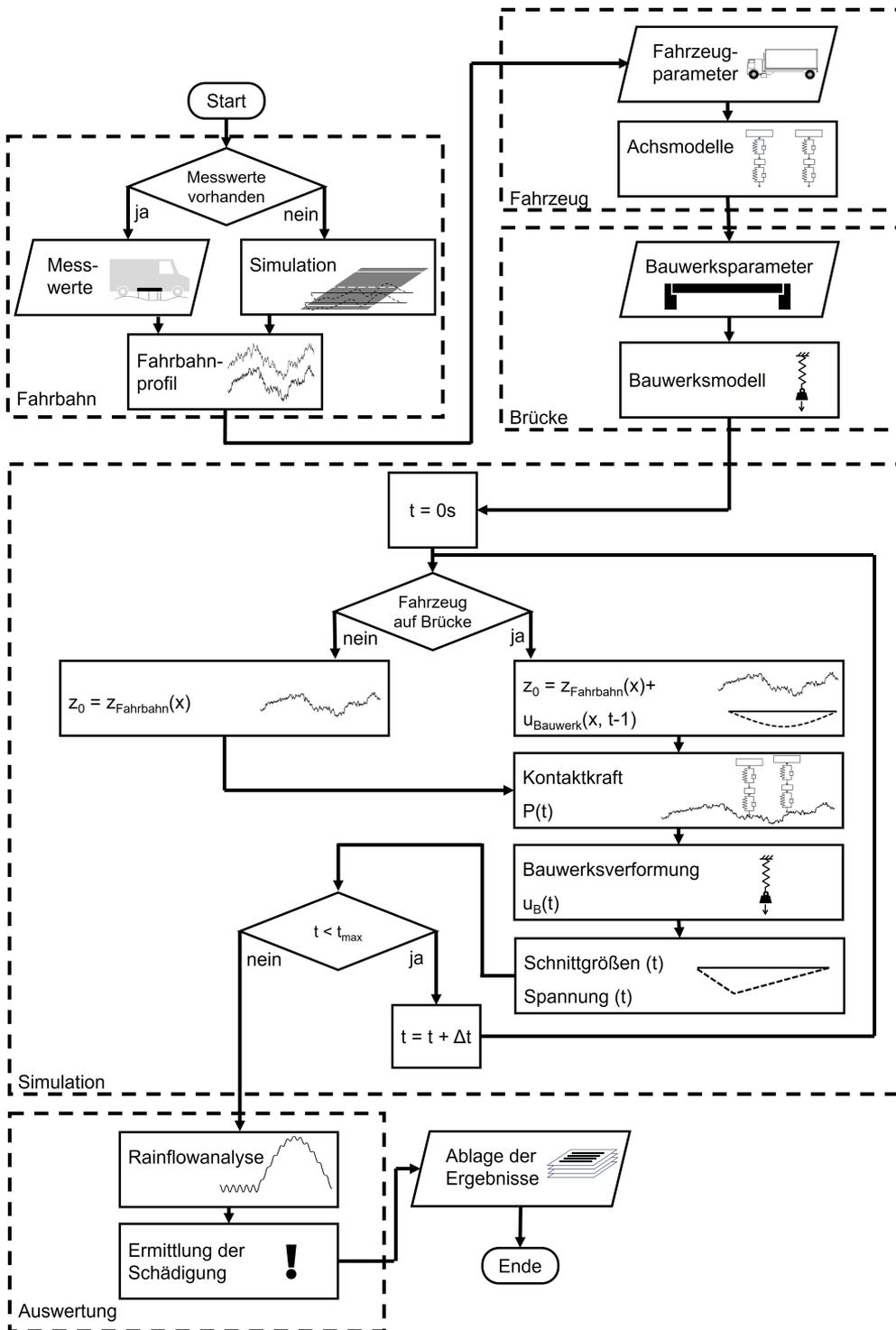
Anhand zweier Straßenbrücken wird der Einfluss der Fahrbahnqualität beispielhaft bestimmt. Durch eine Simulation des Ausgangszustands ist eine Darstellung der Fahrzeug-Bauwerk-Interaktion sowie zugehöriger Messgrößen möglich. Umfangreiche Untersuchungen geben anschließend Aufschluss über die Auswirkungen möglicher Sanierungsergebnisse.

Abschließend erfolgt die Gegenüberstellung zwischen Simulations- und Monitoringergebnissen von Verformungen an einem realen Bauwerk. Zu diesem liegen umfangreiche Auswertungen einer einzelnen Überfahrt vor. Der Fokus liegt auf der Bauwerksantwort, aus der sich dynamische Schnittgrößen ableiten lassen. Es folgt eine Prognose zur Auswirkung einer Fahrbahnsanierung.

6.2 Simulation und Bewertung von Einzelüberfahrten

6.2.1 Zur Simulation einer Einzelüberfahrt

Die Simulationen am verwendeten gekoppelten System wurden mit Softwareunterstützung durchgeführt. Es folgen Erläuterungen zu einer geeigneten Programmstruktur, welche im Rahmen dieser Arbeit für eine automatisierte Berechnung entwickelt und umgesetzt wurde. Dafür wurde die Programmiersprache Python 3 (Version 2022.10.1, van Rossum 2010) angewandt. Es kamen die



Bibliotheken fatpack (Version 0.7.3, Gunnstein 2022), matplotlib (Version 3.5.1, Hunter 2007), numpy (Version 1.22.3, Harris u. a. 2020) und scipy (Version 1.8.0, Virtanen u. a. 2020) zum Einsatz. Das Programm setzt die in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen Rechenoperationen um. Auf eine erneute Beschreibung wird an dieser Stelle verzichtet. Im Folgenden wird lediglich der Ablauf zur Simulation einer einzelnen Überfahrt detailliert beschrieben. Die Methode ist in Abbildung 6.1 in Form eines Ablaufdiagramms anschaulich dargestellt.

Das Skript besteht insgesamt aus fünf Abschnitten. Am Anfang steht die Modellierung der drei Teilaspekte Fahrbahn, Fahrzeug und Brücke. Es folgt die Simulation der Überfahrt unter den definierten Bedingungen. Abschließend ist eine Auswertung des Ergebnisses erforderlich.

Im Rahmen dieses Skripts ist zunächst zu prüfen, ob zur Beschreibung der Fahrbahn Messwerte eines genauen Profils vorhanden sind. Liegt kein geeignetes Längsprofil vor (soll z. B. der Zielzustand nach einer Sanierung abgebildet werden), können nach der Festlegung der spektralen Leistungsdichte zufällige Fahrspuren generiert werden. Da ein beliebiges Fahrzeug in der Regel nicht aus dem Stand direkt am Brückenanfang startet, ist in beiden Fällen ein ausreichend langer Streckenabschnitt vor dem eigentlichen Brückenbauwerk für den Einschwingvorgang der Achsmodelle vorgesehen. Im nächsten Schritt ist der für die Betrachtung angesetzte Fahrzeugtyp zu definieren. Hier ist auch die Aufnahme mehrerer Fahrzeugtypen unter Berücksichtigung ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit möglich, sofern entsprechende Daten vorliegen. Die Fahrzeuge sind in unabhängige Achsmodelle zu überführen. Dabei ist die Anzahl der vorliegenden Fahrspuren zu berücksichtigen. Anschließend sind die Eigenschaften des zu untersuchenden Brückenbauwerks zu bestimmen. Je nach Untersuchungsschwerpunkt kann ein reduziertes Modell zur Abbildung der Bauwerksverformungen herangezogen werden. Im Rahmen dieser Arbeit entspricht dieses Modell einem bzw. zweier Einmassenschwinger. Ist ein hochauflösender Detaillierungsgrad erforderlich, kann abweichend ein entsprechend komplexeres Modell, z. B. in der FEM, Verwendung finden.

Nach Abschluss der Definition aller Eingangsparameter wird die Simulation der Brückenüberfahrt durchgeführt. Im Rahmen dieser Arbeit kam dafür ein Zeitschrittverfahren zur Anwendung. Eine detaillierte Begründung und Beschreibung sind Abschnitt 6.2.2 zu entnehmen. Für jeden diskreten Zeitpunkt t ist zunächst die Position des Fahrzeugs bzw. der Achse entlang der Fahrbahn zu bestimmen. Es folgt eine Fallunterscheidung: Ist diese Position vor oder nach der Brücke, wird die Kontaktkraft $P(t)$ unter Vernachlässigung des Bauwerks nur auf Grundlage der Höhenlage des Fahrbahnprofils ermittelt. Befindet sich das Fahrzeug zu diesem Zeitpunkt auf der Brücke, ist die Verformung des Bauwerks zum Betrachtungszeitpunkt zu berücksichtigen. Dafür wird am Aufstandspunkt der jeweiligen Achsen die Verformung des Bauwerks für den vorangegangenen Zeitschritt $(t - 1)$ ermittelt. Das Ergebnis ist zur Höhenlage beider Fahrspuren zu addieren. Anschließend kann die Kontaktkraft für den aktuellen Zeitschritt t errechnet werden. Hieraus ergeben sich durch Simulationen am vereinfachten Modell Bauwerksverformungen sowie Schnittgrößen und Materialspannungen. Dieses Vorgehen wird als Schleife bis zum Zeitpunkt t_{max} wiederholt, an dem die Simulation endet. t_{max} ist vorab derart zu definieren, dass alle für die Materialermüdung wesentlichen Schwingungsvorgänge abgeschlossen sind. Dies beinhaltet die Überfahrt selbst sowie relevante Anteile des Ausschwingvorgangs der Brücke.

Mittels Rainflowanalyse ist der zeitlich veränderliche Spannungsverlauf an der Betrachtungsstelle in die enthaltenen Schwingspiele zu überführen. Die Schädigung der untersuchten Einzelüberfahrt wird ermittelt und gespeichert. Zur Beschleunigung des Prozesses wurde speziell bei vielfacher Wiederholung auf die Ausgabe der detaillierten Ergebnisse und Zwischenergebnisse verzichtet.

6.2.2 Zur Lösung von DGL-Systemen: Beschreibung von Schwingungsvorgängen

Die Modellbildung sowie die Ermittlung realitätsnaher Parameter wurde in den vorangegangenen Kapiteln behandelt. Sowohl in Bezug auf die definierten Fahrzeug- bzw. Achsmodelle als auch auf die Bauwerksmodelle stehen zur Beschreibung der Bewegungs- bzw. Schwingungsabläufe gewöhnliche Differenzialgleichungen bzw. Differenzialgleichungssysteme zur Verfügung. Da diese Gleichungen in den vorangegangenen Kapiteln definiert und verwendet, jedoch noch nicht auf deren Lösungen eingegangen wurde, soll dies an dieser Stelle nachgeholt werden.

Zusammengefasst betrifft dies folgende Gleichungen bzw. Gleichungssysteme: Gleichung 4.8 bis Gleichung 4.10 (Seite 62) beschreiben die Bewegungsabläufe der unterschiedlichen Achsmodelle. Zur Darstellung der Bauwerksverformung ist Gleichung 5.12 (Seite 81) zu lösen.

Die Eingangsgröße zur Ermittlung der Achsbewegungen stellt die Fahrbahnoberfläche dar, welche die Fahrzeugmodelle durch Fußpunktanregung in Schwingung versetzt. Geeignete Fahrspuren werden durch Messung oder durch Simulation bereitgestellt. Für beide Herangehensweisen wurden in Kapitel 3 Methoden vorgestellt. Im Speziellen nach der Durchführung von Messungen liegen keine geschlossenen Gleichungen zur Beschreibung der Fahrbahnoberfläche vor. Diese definieren statt dessen Höhenlagen für diskrete Punkte entlang der Fahrbahn. Auch die zeitlich variable Bauwerksverformung, welche im Bereich von Brücken zu berücksichtigen ist, lässt sich vor Start der Simulation nicht in ausreichender Genauigkeit prognostizieren. Die Gleichungssysteme 4.8, 4.9 und 4.10 können aufgrund der diskreten Datenpunkte der Fahrbahnoberfläche nicht geschlossen gelöst werden. Da in der Folge auch die Kontaktkräfte nicht in Form einer Gleichung darstellbar sind, hat dies ebenfalls Auswirkungen auf die durch Kontaktkräfte zur Schwingung angeregte Brücke. Aus diesem Grund ist auch Gleichung 5.12 für den Anwendungsfall nicht geschlossen lösbar.

Da geschlossene Lösungen der DGL nicht zielführend sind, kommen numerische Näherungsverfahren zum Einsatz. Die Gleichungen werden darin für diskrete Zeitschritte gelöst. Hierfür eignet sich aufgrund der einfachen Anwendung vor allem das Eulerverfahren. Beim Eulerverfahren wird auf Grundlage einer bekannten Ableitung der Verlauf einer Funktion abgeschätzt. Für eine unbekannte Funktion $y(t)$ mit dem Anfangswert $y(t_0) = y_0$ und deren bekannter Ableitung $\dot{y}(t)$ lässt sich somit der nächste Zeitschritt Δt abschätzen (Arens u. a. 2018):

$$y(t_1) = y(t_0) + \dot{y}(t_0)\Delta t \quad (6.1)$$

Da das Eulerverfahren eine Näherung darstellt, kommt es im Vergleich zu einer geschlossenen Lösung zu einer Abweichung. Dieser Fehler ist abhängig von der Breite der gewählten Zeitschritte Δt . Gemäß Arens u. a. 2018 ist der Zusammenhang zwischen dem relativen Fehler und der Anzahl der Zeitschritte in etwa umgekehrt proportional. Das bedeutet, eine Verdopplung der Zeitschritte halbiert diesen Fehler. Durch den Abstand der Messpunkte wird in Kombination mit der Fahrzeuggeschwindigkeit ein unterer Grenzwert für die Breite der Zeitschritte vorgegeben. Um unbeeinflusst von dieser festen Auflösung der Fahrspuren fortfahren zu können, kann die Fahrbahnoberfläche zwischen den Messpunkten linear interpoliert werden.

Für diese Arbeit wird zur Festlegung dieser ausreichend kleinen Zeitschritte Δt die folgende Untersuchung durchgeführt: Zunächst ist anzunehmen, dass Δt für Schwingen mit höheren Frequenzen kleiner werden muss, um die gleiche Anzahl an Punktwerten pro Schwingung abzubilden und

damit auch die gleiche Genauigkeit zu erhalten. Da es vorteilhaft ist, für alle untersuchten Schwingungen in einem gekoppelten System einheitliche Zeitschritte festzulegen, wird im Anschluss der ungünstigste Wert berücksichtigt. In Abbildung 2.10 (Seite 23) werden die relevanten Frequenzen dargestellt. Zur Untersuchung werden Einmassenschwinger der Eigenfrequenzen 1,1 Hz (Überfahrt, hier unterer Grenzwert), 2,0 Hz (Aufbauschwingung, hier nicht dargestellt) und 15 Hz (Achsschwingung, hier oberer Grenzwert) betrachtet und um durch die jeweils identische Anfangsauslenkung zu einer freien gedämpften ($\zeta = 1\%$) Schwingung angeregt. Der Fehler wird anhand der Differenz aus der Anfangsauslenkung und der Auslenkung nach einer halben Schwingungsdauer an den jeweiligen Extrempunkten ermittelt. Es erfolgt jeweils ein Vergleich mit einem realitätsnahen Referenzwert. Dieser wird mit einer um den Faktor zehn erhöhten Anzahl an Rechenschritten berechnet.

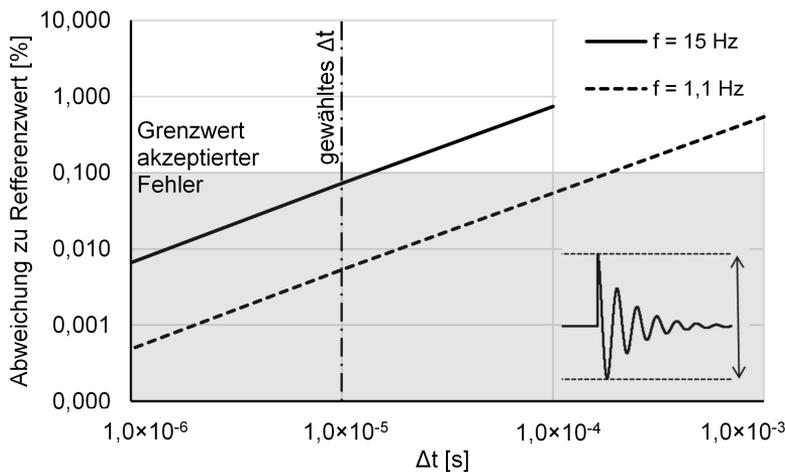


Abb. 6.2: Fehler in Eulerverfahren bei variiertem Δt

In Abbildung 6.2 ist zu erkennen, dass der Fehler mit zunehmender Frequenz und mit abnehmendem Δt steigt. Unabhängig von der doppelt logarithmischen Darstellung ist der Zusammenhang etwa linear. Das umgekehrt proportionale Verhältnis zwischen Fehler und Zeitschrittbreite wird näherungsweise bestätigt. Als Zielwert wird an dieser Stelle ein Fehler kleiner 0,1 % akzeptiert. Daher wird für alle Simulationen im Folgenden einheitlich festgelegt: $\Delta t = 1,0 \times 10^{-5} \text{ s}$. Der Fehler liegt somit für Schwingungen im Bereich von $f = 15 \text{ Hz}$ bei 0,073 %.

Die Eigenfrequenz einer Brücke hängt maßgeblich von deren Spannweite und Steifigkeit ab. Es ist damit zu rechnen, dass deren Eigenfrequenz trotz der in Abbildung 2.10 dargestellten Annahmen z. B. in der zweiten Eigenform bei Zweifeldträgern deutlich höher liegt. Um dennoch ein einheitlich geringes Fehlerniveau zu gewährleisten, wird zur Steigerung der Genauigkeit bei gleichbleibenden Zeitschritten die Brückenverformung unter Anwendung des Ruge-Kutta-Verfahrens durchgeführt (Arens u. a. 2018).

6.2.3 Maß zur Bewertung der Fahrbahnqualität: Die relative Schädigung

Zur Untersuchung eines Bauwerks bzw. einer Fahrbahn ist es notwendig, den Ist-Zustand zu bewerten, um das Sanierungspotenzial zu quantifizieren. Ziel ist die Darstellung durch eine zugängliche sowie praktikable Bezugsgröße. Um diese zu veranschaulichen, folgt vorab die Definition dreier Szenarien, welche die Bauwerksantwort auf unterschiedliche Weise darstellen. Diesen Szenarien lassen sich Schnittgrößen und Verformungen am Bauwerk zuordnen. Die folgende Darstellung bezieht sich beispielhaft auf die Verformung in Feldmitte eines Einfeldträgers (siehe Abbildung 6.3).

- Statische Verformung (u_{stat}): Alle dynamischen Effekte bleiben unberücksichtigt. Dies bezieht sich sowohl auf das Fahrzeug als auch auf das Bauwerk. Die Kontaktkräfte werden als konstant angenommen. Es findet keine Wechselwirkung am gekoppelten System statt. Der zeitliche Verlauf der Bauwerksverformung bei einer Überfahrt entspricht etwa einem Fahrzeug mit sehr geringer Geschwindigkeit. In Highway Research Board 1962a oder Cantieni 1992 diente die statische Verformung als Referenzszenario zur Bewertung dynamischer Effekte.
- (Dynamische) Verformung bei ideal glatter Fahrbahn (u_0): Die Fahrbahn wird als ideal glatt angesehen. Das bedeutet $\Phi(\Omega_0) = 0 \times 10^{-6} \text{m}^3$. Dies entspricht nicht der statischen Verformung, da durch dynamische Fahrzeug-Bauwerk-Interaktion am gekoppelten System Schwingungen entstehen. Somit bildet dieses Szenario alle dynamischen und statischen Bauwerksverformungen einer Überfahrt ab, abzüglich derer, welche durch die Topografie der Oberfläche bedingt sind. Aus diesem Grund eignet es sich für diese Arbeit gut als Referenzszenario. In der Realität stellt sich auf diese Weise in Bezug zur statischen Verformung der Einfluss der Geschwindigkeit des Fahrzeugs dar.
- (Dynamische) Verformung bei rauer Fahrbahn (u_{ist}): Zur Abbildung des Ist-Zustands werden dynamische Achsmodelle vor und auf dem Bauwerk durch die raue Fahrbahn zur Schwingung angeregt. Auf der Brücke kommt es zur dynamischen Fahrzeug-Bauwerk-Interaktion. Da die Kontaktkräfte zusätzlich zur dynamischen Antwort des Bauwerks durch die Topografie der Oberfläche entstehen, kann es im Vergleich mit einer ideal glatten Fahrbahn zu einer erhöhten Verformung am Bauwerk kommen.

Abbildung 6.3 enthält eine prinzipielle Gegenüberstellung aller drei Szenarien. In diesem Vergleich ist zu erkennen, dass zur Bewertung eines beliebigen Ist-Zustands das Szenario einer (dynamischen) Überfahrt bei ideal glatter Fahrbahn eine geeignete Referenz darstellt. Es entspricht einer theoretisch perfekten Sanierung und bildet in dieser Hinsicht den optimalen Zustand ab. Die Verformung selbst ist jedoch als Bezugsgröße ungeeignet. Im Rahmen dieser Arbeit soll der Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken untersucht werden. So wird ausgehend von u_0 die durch die Überfahrt entstandene Bauteilschädigung D_0 ermittelt. Analog wird auch bei Betrachtung des Ist-Zustands u_{ist} in die Schädigung D_{ist} überführt. Das Verhältnis beider Größen wird im Folgenden als relative Schädigung (D_R) bezeichnet und gibt das Sanierungspotenzial des Ist-Zustands an. Es gilt:

$$D_R = \frac{D_{ist}}{D_0} \tag{6.2}$$

D_R kann direkt als Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Brücken interpretiert werden. Ein Wert von $D_R = 2$ ist gleichbedeutend mit einer im Vergleich zur ideal glatten Fahrbahn doppelt so großen Schädigung. Durch eine Sanierung könnte die restliche Lebensdauer des Bauwerks (bei gleicher Einwirkung) demnach verdoppelt werden.

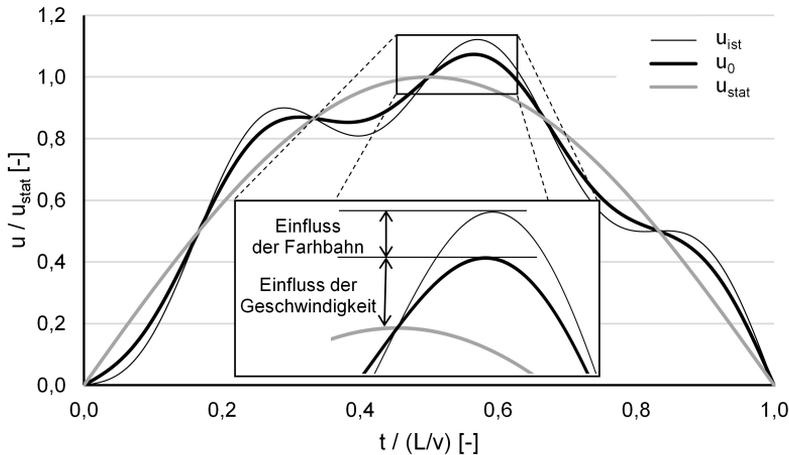


Abb. 6.3: Prinzipielle Gegenüberstellung u_{stat} , u_0 , u_{ist} für beliebigen Einfeldträger

6.3 Sanierungspotenzial ausgewählter Beispielbauwerke

6.3.1 Untersuchung einer einfeldrigen Straßenbrücke aus Stahlbeton

Untersuchungsgegenstand

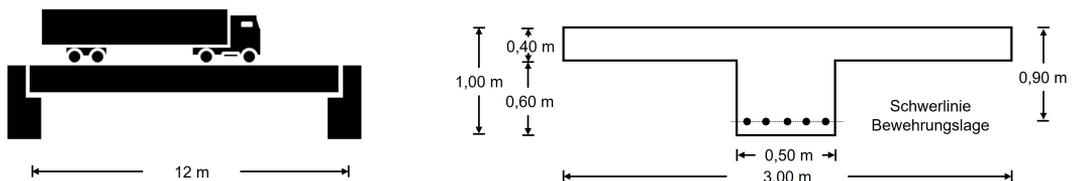


Abb. 6.4: Einfeldrige Straßenbrücke: Längsansicht (links) und Querschnitt (rechts)

In den folgenden Abschnitten soll das Sanierungspotenzial anhand ausgewählter Beispiele ermittelt und somit das Vorgehen anhand möglicher Anwendungsfälle dargestellt werden. Untersuchungsgegenstand sind dabei keine realen Brücken, sondern als typische Konstruktionen zu verstehende Beispielbauwerke.

Zuerst wird eine einfeldrige Straßenbrücke aus Stahlbeton untersucht. Die Spannweite des Bauwerks beträgt 12 m, der Querschnitt entspricht einem Plattenbalken. Der Einfeldträger wurde nach DIN 1072 1985 als BK30/30 bemessen. Alle in Kapitel 2 getroffenen Annahmen werden eingehalten. Die Abmessungen in Längs- und Querrichtung sind in Abbildung 6.4 dargestellt, das Bemessungsergebnis in Anhang A zusammengefasst. Anhang A kann mit Bezug auf die Untersuchung eines realen Gebäudes als Bestandsunterlagen verstanden werden. Für das weitere Vorgehen ist ausschließlich das Bemessungsergebnis relevant. Auf eine detaillierte Darstellung und Erläuterung der eigentlichen Bemessung wird verzichtet.

Da es sich um kein reales Bauwerk handelt, liegen kein konkretes Monitoringergebnis oder Verkehrszählungen vor. Als maßgebender Fahrzeugtyp wird ein Sattelzug Typ 97 (Doppelachse mit Auflieger) gewählt. Da sich die Brücke auf einer Bundesstraße befindet, ist als Geschwindigkeit 80 km/h anzunehmen.

Ausgangslage und Sanierungspotenzial

Nach der Analyse der Bestandsunterlagen ist das vorhandene Fahrbahnprofil aufzumessen. Ziel ist die Darstellung zweier getrennter Fahrspuren entlang der Brückenlängsrichtung. Geeignete Verfahren wurden in Abschnitt 3.2.3 (Seite 30) vorgestellt. Da die betrachtete Brücke kein reales Bauwerk darstellt, wird an dieser Stelle auf eine zufällig ermittelte Oberfläche zurückgegriffen. Zur Darstellung einer sanierungsbedürftigen Fahrbahn wird von einer guten bis mittleren Qualität nach Abbildung 3.8 (Seite 36) ausgegangen, $\Phi(\Omega_0)$ soll dem Wert $9 \times 10^{-6} \text{m}^3$ entsprechen.

Die verwendeten Fahrspuren sind in Abbildung 6.5 zur besseren Darstellung mit einem Höhenversatz von 10 mm abgebildet. Insgesamt beträgt die Länge der Fahrspuren 120 m. Die Position der Brücke auf diesem Streckenabschnitt ist gekennzeichnet. Für den Einschwingvorgang der Achsen ist vor dem Bauwerk ein 50 m langer Abschnitt vorgesehen. Es wird davon ausgegangen, dass die Bauwerksverformung der Brücke unter ständiger Last bei realen Bauwerken im Aufmaß des Fahrbahnprofils enthalten ist. Für dieses Beispiel bleibt sie daher unberücksichtigt.

Anschließend erfolgt eine Modellbildung nach Kapitel 4 und Kapitel 5. Die verwendeten Kenngrößen sind Anlage A zu entnehmen. Es werden die drei Szenarien statische Belastung, ideal glatte Fahrbahn und Ist-Zustand modelliert und jeweils eine Überfahrt gemäß Abbildung 6.1 simuliert. Als Ergebnis dieser Untersuchungen wird zunächst in Abbildung 6.6 die zeitlich veränderliche Verformung der Bauwerksmitte abgebildet. Es ist zu erkennen, dass beide dynamische Verformungsverläufe periodisch um die statische Auslenkung schwingen. Die statische Auslenkung weist aufgrund der Stellung der Aufstandspunkte des Sattelzugs (vier je Fahrspur) mehrere Extrempunkte auf. Zum Zeitpunkt $t = 1,75 \text{ s}$ fährt die erste Achse auf die Brücke, kurze Zeit später die zweite. Da der Abstand bis zur Doppelachse größer ist als die halbe Länge des Bauwerks, geht die Verformung zunächst zurück. Bei der Überfahrt der Doppelachse wird anschließend die höchste statische Verformung erreicht. Es ist daher anzunehmen, dass die Doppelachse auch für den Einfluss der Fahrbahnqualität ausschlaggebend ist.

Die Referenzgröße u_0 stellt mit der ideal glatten Fahrbahn das optimale Ergebnis der Fahrbahnsanierung dar. Die dynamischen Verformungsverläufe u_0 und u_{ist} schwingen beide in etwa mit der Eigenfrequenz des Bauwerks um den Verlauf von u_{stat} . Bedingt durch den zeitlichen Verlauf der

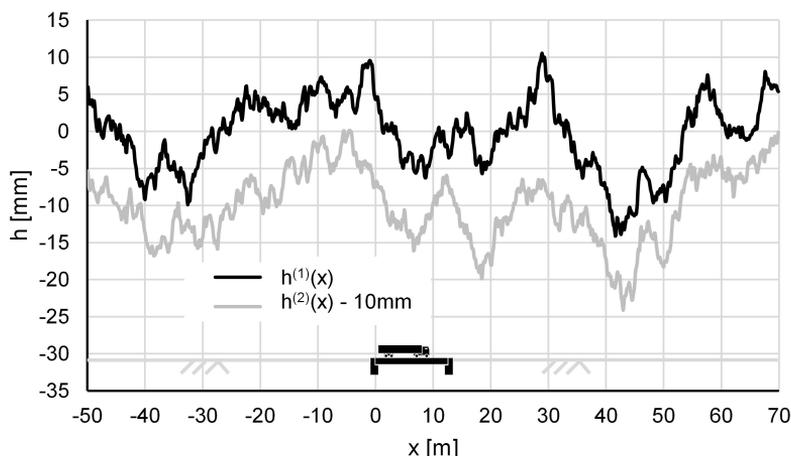


Abb. 6.5: Einfeldrige Straßenbrücke: Fahrbahnoberfläche im Bereich der Straßenbrücke

jeweiligen Achslasten unterscheiden sich die Verformungen in ihren Amplituden. Die Differenz zwischen dem jeweiligen Maximum und Minimum Δu_{ist} und Δu_0 sind markiert. Diese stellt in Bezug auf die Verformung den Einfluss der Fahrbahnqualität dar. Sie weichen um etwa 6,9 % voneinander ab.

Darüber hinaus sind in Anhang A die detaillierten zeitlichen Verläufe der Kontaktkräfte abgebildet. Zur beispielhaften Darstellung der Fahrzeug-Bauwerk-Interaktion werden diese sowohl unter Berücksichtigung der Brücke als auch unter Annahme eines starren Untergrunds angegeben.

Die zeitlich veränderlichen Biegemomente in Feldmitte, welche aus den Verformungsverläufen ermittelt wurden, sind in Abbildung 6.7 dargestellt. Trotz einem ähnlichen Verlauf (bedingt durch die zeitliche Abfolge der Einzellasten) ist aufgrund der unterschiedlichen Anteile von statischer Auslenkung und Eigenform keine genaue Übereinstimmung zwischen Biegemomenten und Durchbiegung zu erwarten. ΔM_{ist} und ΔM_0 unterschieden sich betragsmäßig um 6,1 %. Unter Vernachlässigung der anderen enthaltenen Schwingspiele lässt sich aus diesem Wert direkt die relative Schädigung D_R abschätzen. Da das Bauwerk unter Gebrauchslast beansprucht ist, wird unterstellt, dass die Schwingspiele im Bereich der Dauerfestigkeit liegen. Demnach wäre D_R gemäß Abbildung 5.2 etwa $1,061^9 = 1,70$. Dies entspricht der neunten Potenz der Spannungszunahme bzw. der des Biegemoments. Eine genaue Auswertung unter Berücksichtigung aller abgebildeter Schwingspiele ergibt:

$$D_R = \frac{D_{ist}}{D_0} = \frac{1,36 \times 10^{-8}}{7,74 \times 10^{-9}} = 1,71 \quad (6.3)$$

Unter der Voraussetzung, dass bei jeder Überfahrt gleichwertige Bauwerksreaktionen entstehen, liegt in einer Sanierung der Fahrbahnoberfläche ein erhebliches Potenzial. Bezogen auf die untere Biegezugbewehrung kann die Lebensdauer der Brücke um über 70 % erhöhen werden. Dieser veranschaulichende Verweis auf die Lebensdauer unterstellt, dass die Fahrbahnoberfläche in der

Restlebensdauer der Brücke unveränderlich bleibt. An dieser Stelle sei erwähnt, dass die Zahlenwerte der in Gleichung 6.3 dargestellten Schädigungen recht niedrig sind. Sie liegen im Bereich der Dauerfestigkeit. Hintergrund sind die verwendeten Fahrzeugmodelle, deren Einwirkung im Vergleich zu der Bemessungslast für Traglast und Ermüdung klein ist.

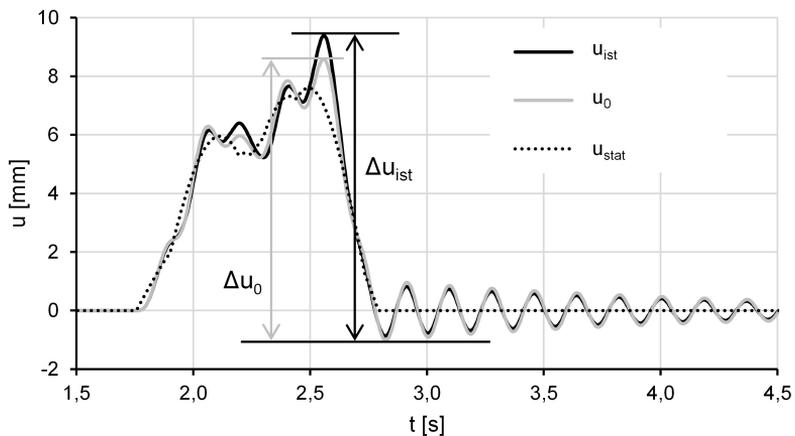


Abb. 6.6: Einfeldrige Straßenbrücke: Verformung bei Überfahrt Lkw Typ 97

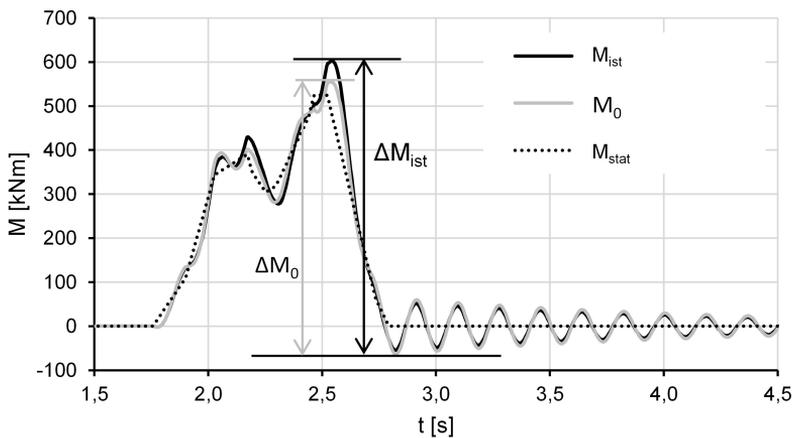


Abb. 6.7: Einfeldrige Straßenbrücke: Biegemoment bei Überfahrt Lkw Typ 97

Diskussion und Einordnung

Die zuvor dargestellten Bewegungsabläufe, Schnittgrößen und das Sanierungspotenzial beziehen sich auf eine spezielle Fahrbahn der Qualität $\Phi(\Omega_0) = 9 \times 10^{-6} \text{m}^3$. Da die zugehörigen beiden Fahrspuren zufällig erzeugt wurden, lassen sich auch andere gleichwertige Fahrspuren dieser Oberflächenqualität zuordnen. Ein Austausch der Fahrspuren bewirkt auch bei gleichbleibendem $\Phi(\Omega_0)$ eine Variation im zeitlichen Verlauf der Kontaktkräfte. Es ist anzunehmen, dass die lokalen Extremwerte der Bauwerkseinwirkung und damit auch dessen Antwort und die relative Schädigung im Vergleich zur ursprünglichen Fahrbahn abweichen. D_R kann daher in diesem Zusammenhang als Zufallszahl interpretiert werden.

Um die Eigenschaften dieser Zufallszahl zu untersuchen, wird das Zufallsexperiment „Überfahrt des gleichen Lkws über die beschriebene Brücke“ zunächst 400 Mal wiederholt. Jeder Überfahrt liegt ein eigenes zufälliges Fahrspurpaar der identischen spektralen Leistungsdichte zugrunde. Somit können ebenfalls 400 Werte für D_R bestimmt werden, welche bei identischem Bauwerk und Fahrzeug eine Fahrbahn der gleichen Qualität bewerten.

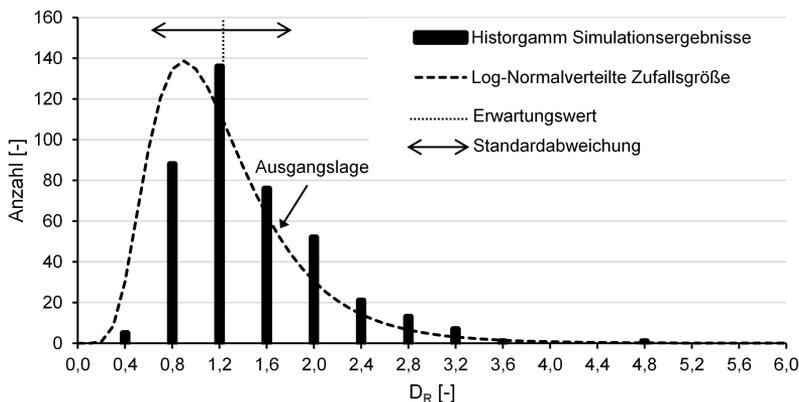


Abb. 6.8: Einfeldrige Straßenbrücke: D_R von 400 Überfahrten eines Lkw Typ 97 bei $\Phi(\Omega_0) = 9 \times 10^{-6} \text{m}^3$ als Histogramm

Die Ergebnisse der 400 Simulationen sind in Abbildung 6.8 in Form eines Histogramms zusammengefasst. Die definierte Klassenbreite beträgt 0,4. An der horizontalen Achse wurde jeweils der obere Grenzwert der Klasse dargestellt. Es wird deutlich, dass sich die Verteilung der Größe D_R ähnlich einer logarithmisch normalverteilten Zufallsgröße verhält. Der Erwartungswert der Zufallsgröße kann auf Grundlage der dargestellten Stichprobe auf 1,23, die Standardabweichung auf 0,57 abgeschätzt werden. Eine entsprechende logarithmische Normalverteilung ist zur Veranschaulichung in Abbildung 6.8 ergänzt. Diese Art der Darstellung verdeutlicht, dass der untersuchte Ist-Zustand einem vergleichsweise hohem D_R zuzuordnen ist und etwa um die Standardabweichung vom Erwartungswert abweicht. Es erscheint widersprüchlich, dass auch Ergebnisse kleiner 1 im Stichprobenumfang enthalten sind. Die zugehörige Schädigung ist somit kleiner als bei einer ideal glatten Fahrbahn. Mit Bezug auf die zeitlich veränderlichen Kontaktkräfte hat dies den Hintergrund, dass in Feldmitte auch deutlich kleinere Werte als die statischen Lasten auftreten

können.

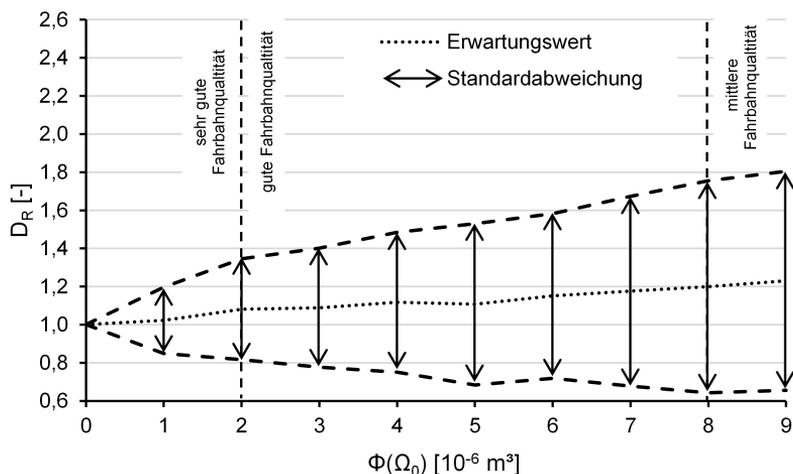


Abb. 6.9: Einfeldrige Straßenbrücke: Entwicklung der Zufallsgröße D_R bei Überfahrten eines Lkw Typ 97 in Abhängigkeit von $\Phi(\Omega_0)$

Als Sanierungsziel wurde eine ideal glatte Fahrbahn ausgegeben. Für diesen Sonderfall sind die zugehörigen Fahrspuren ohne zufälligen Charakter eindeutig als Geraden zu bestimmen und daher keine genauere Untersuchung erforderlich. Realistischer scheint jedoch, dass die Fahrbahn nach der Sanierung lediglich einer kleineren spektralen Leistungsdichte zuzuordnen ist und somit weiterhin eine gewisse Rauigkeit aufweist. Es ist anzunehmen, dass für diesen Fall D_R zwar im Mittel kleiner wird, jedoch auch einer Zufallsgröße entspricht.

Um dies näher zu untersuchen, wird für schrittweise kleinere spektrale Leistungsdichten das beschriebene Vorgehen wiederholt. Es werden jeweils 400 Simulationen durchgeführt und ausgewertet. Erwartungswert und Standardabweichung der Stichproben sind in Abbildung 6.9 zusammengefasst. Die Bewertung der Fahrbahnqualität nach Abbildung 3.8 (Seite 36) ist zudem ergänzt. Sowohl für die Standardabweichung als auch für den Erwartungswert von D_R ist zu erkennen, dass diese bei verbesserter Oberflächenqualität abnehmen. Im dargestellten Bereich kann ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen D_R und $\Phi(\Omega_0)$ beobachtet werden.

Bezogen auf das untersuchte Beispiel bleibt das Sanierungspotenzial sehr hoch. Für den Zielzustand nach der Sanierung wird von einer sehr guten Oberflächenqualität mit $\Phi(\Omega_0) = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ ausgegangen. D_R nimmt im Mittel den Wert 1,02 an. Daher verbleibt das Sanierungspotenzial als Differenz zwischen Ist-Zustand ($D_R = 1,71$) und Zielzustand ($D_R = 1,02$) näherungsweise bei 70%.

6.3.2 Untersuchung einer zweifeldrigen Straßenbrücke aus Stahlbeton

Untersuchungsgegenstand



Abb. 6.10: Zweifeldrige Straßenbrücke: Längsansicht (links) und Querschnitt (rechts)

Für die folgende Untersuchung wird das System einer zweifeldrigen Straßenbrücke gewählt. Diese stellt exemplarisch die Überführung einer Straße über eine mehrspurige Autobahn dar. Die Stütze befindet sich bezogen auf diesen Anwendungsfall auf dem Mittelstreifen, die beiden Felder weisen die gleiche Spannweite auf und sind identisch ausgeführt. In Anlehnung an Abschnitt 2.2.2 (Seite 7) wird die Spannweite eines Feldes mit 15 m angenommen. Die Länge des Gesamtbauwerks beträgt somit 30 m. Um für dieses Beispiel den Anteil des Eigengewichts bei etwa gleichbleibender Steifigkeit zu erhöhen, wird auf Querschnittsebene von einem massiven Rechteckquerschnitt in Stahlbetonbauweise ausgegangen. Hohlkörper oder andere Maßnahmen zur Reduktion des Eigengewichtes sind nicht verbaut.

Die Bemessung des Zweifeldträgers erfolgte als BK30/30 nach DIN 1072 1985. Das Brückenbauwerk ist exemplarisch in Abbildung 6.10 in Längs- und Querschnitt dargestellt. Die genauen Querschnittswerte und das Bemessungsergebnis sind in Anhang B zusammengefasst und werden im Weiteren nicht näher hergeleitet. Darüber hinaus wird in Feld- und Stützbereich die identische Bewehrungsmenge angenommen. Die Biegezugbewehrung wird stets nur auf der Zugseite berücksichtigt, konstruktive Druckbewehrung wird vernachlässigt. Diese Annahmen dienen ausschließlich einer vereinfachten Bemessung und stellen keine Einschränkung oder Bedingung dar. Es soll mit der Überfahrt eines Sattelzugs Typ 98 (Auflieger mit Dreifachachse) der zweite in dieser Arbeit untersuchte Fahrzeugtyp angenommen werden. Die Geschwindigkeit beträgt 80 km/h.

Ausgangslage und Sanierungspotenzial

Es folgt die Überführung des Sattelzugs und der zweifeldrigen Straßenbrücke in die entsprechenden Modelle gemäß dem Vorgehen nach Kapitel 4 und 5. Die Modellparameter sind in Anhang B zusammengefasst. Für die Fahrbahn wird eine noch gute Qualität angenommen, $\Phi(\Omega_0)$ beträgt in diesem Beispiel $8 \times 10^{-6} \text{m}^3$. Da auch hier keine Messergebnisse vorliegen, werden zwei im Abstand von 2 m parallel verlaufende Fahrspuren zufällig generiert. Der Streckenabschnitt hat eine Gesamtlänge von 120 m und ist zusammen mit der Position der Brücke in Abbildung 6.11 dargestellt.

Anschließend ist die Simulation der drei Szenarien „statische Last“, „Überfahrt bei ideal glatter Fahrbahn“ und die „Untersuchung des Ist-Zustands“ möglich. Die zeitlichen Verformungsverläufe

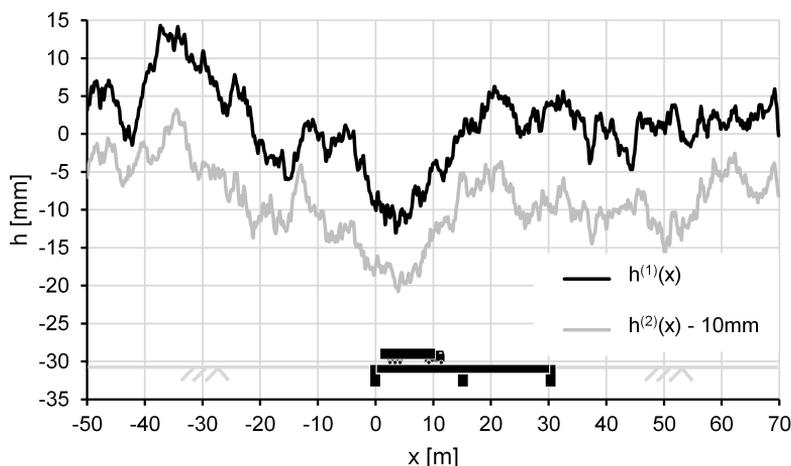


Abb. 6.11: Zweifeldrige Straßenbrücke: Fahrhahnoberfläche im Bereich der Straßenbrücke

werden in Abbildung 6.12 gegenübergestellt. Aufgrund der größeren Spannweite im Vergleich zu den Fahrzeugabmessungen bildet sich für u_{stat} bei Überfahrt des ersten Feldes nur ein Extremwert aus. Die Verformungen der dynamischen Simulationen schwingen auch hier um die Auslenkung unter statischer Last, ähneln sich jedoch stark. Auffällig ist eine leichte Phasenverschiebung im ersten Feld, welche unterschiedliche Amplituden im zweiten Feld bewirkt. Δu_{ist} und Δu_0 sind annähernd identisch. Zusätzlich können Anhang B Angaben zum zeitlichen Verlauf der Kontaktkräfte entnommen werden.

Die anschließende Überführung der Biegelinien in zeitlich veränderliche Biegemomente ergibt ein leicht abweichendes Ergebnis. Grund sind die jeweils unterschiedlichen Anteile aus statischer Last und den beiden Eigenformen, welche bei gleicher Auslenkung in abweichenden Schnittgrößen resultieren können. Während das maximale Moment bei Überfahrt des ersten Feldes für beide dynamischen Berechnungen nahezu identisch ist, zeigen sich im zweiten Feld deutliche Unterschiede. Die Differenz zwischen ΔM_{ist} und ΔM_0 beträgt etwa 3,2%. Für D_R ergibt sich ein Wert von 1,33.

Eine Gegenüberstellung zur einfeldrigen Brücke (siehe Abschnitt 6.3.1) verdeutlicht, dass bei der jeweiligen Ermittlung von Δu der Ausschwingvorgang nicht von Bedeutung ist und daher auch für den Einfluss auf die Lebensdauer von geringer Relevanz ist. Dies bedeutet, dass das System weniger anfällig für den Einfluss einer leichten Phasenverschiebung ist, welche im Prozess der Modellbildung entstehen kann.

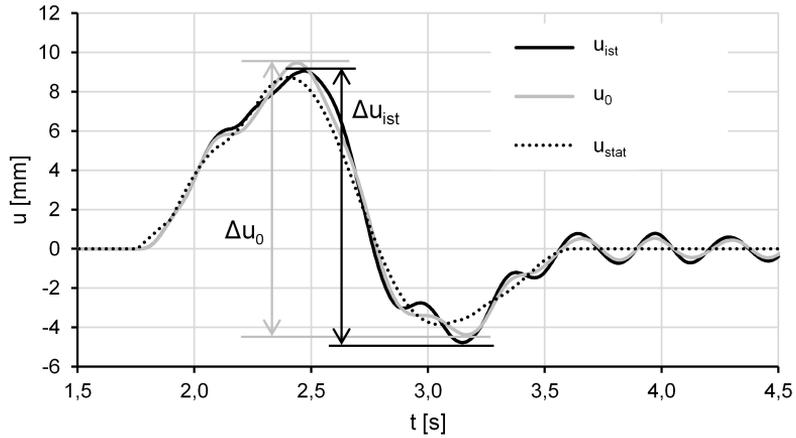


Abb. 6.12: Zweifeldrige Straßenbrücke: Verformung bei Überfahrt Lkw Typ 98

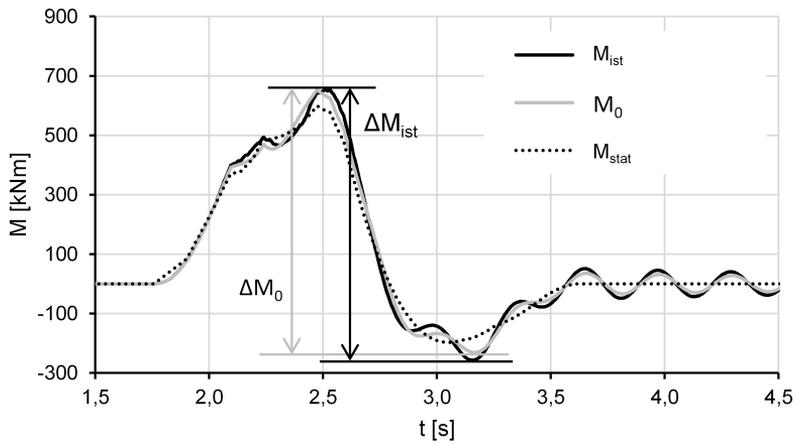


Abb. 6.13: Zweifeldrige Straßenbrücke: Biegemoment bei Überfahrt Lkw Typ 98

Diskussion und Einordnung

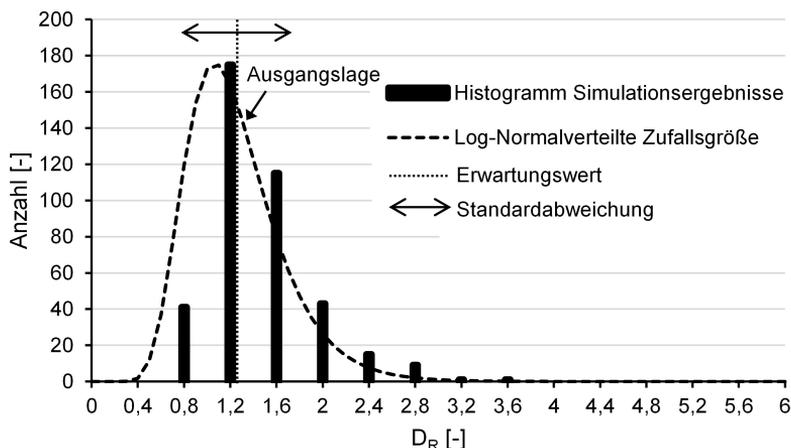


Abb. 6.14: Zweifeldrige Straßenbrücke: D_R von 400 Überfahrten eines Lkw Typ 97 bei $\Phi(\Omega_0) = 8 \times 10^{-6} \text{m}^3$ als Histogramm

Um das als Stichprobe eines Zufallsexperiments zu bewertende Ergebnis einzuordnen, werden nun die Eigenschaften der zugrunde liegenden Zufallszahl abgeschätzt. Es werden 400 verschiedene Fahrspurpaare der Qualität $\Phi(\Omega_0) = 8 \times 10^{-6} \text{m}^3$ generiert. In Kombination mit dem Sattelzug Typ 98 sind diese zur Belastung des identischen zweifeldrigen Brückenbauwerks heranzuziehen. Die zugehörigen Werte D_R wurden anhand der vereinfachten Simulationen ermittelt.

Abbildung 6.14 wertet die Ergebnisse dieser Simulationen in Form eines Histogramms aus. Die Klassenbreite wird als 0,4 definiert, an der horizontalen Achse ist der obere Grenzwert der Klasse angetragen. Der auf Grundlage der Stichprobe abgeschätzte Erwartungswert D_R liegt bei 1,25, die Standardabweichung bei 0,44. Die Verteilung der Ergebnisse erinnert auch für den Zweifeldträger an eine logarithmisch normalverteilte Zufallsgröße. Es wird deutlich, dass der Ist-Zustand eine hohe Ähnlichkeit zum Erwartungswert aufweist. Aufgrund der Einordnung von D_R als Zufallszahl sind für ähnliche Situationen auch deutlich ungünstigere Ergebnisse möglich.

Zur Abschätzung des Sanierungspotenzials und somit zur Ermittlung der Bauwerksschädigung in Abhängigkeit der Fahrbahnqualität wird dieses Vorgehen schrittweise für geringere Rauigkeiten der Fahrbahn wiederholt. Das Resultat ist in Abbildung 6.15 zusammengefasst. Für jede Fahrbahnqualität wurden 400 Fahrspurenpaare untersucht. Es ist sowohl für den Erwartungswert als auch für die Standardabweichung im untersuchten Bereich der guten bis sehr guten Fahrbahnqualität ein näherungsweise linearer Zusammenhang zu erkennen. Somit beträgt D_R für den Ist-Zustand 1,33, der Erwartungswert für den Zielzustand ist analog zum Einfeldträger $D_R = 1,02$. Das Sanierungspotenzial wird daher mit etwa 30 % abgeschätzt.

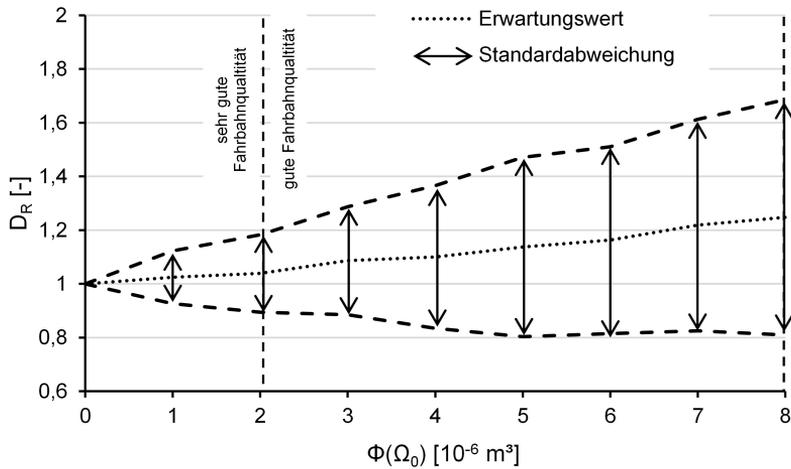


Abb. 6.15: Zweifeldrige Straßenbrücke: Entwicklung der Zufallsgröße D_R bei Überfahrten eines Lkw Typ 97 in Abhängigkeit von $\Phi(\Omega_0)$

6.3.3 Untersuchung der Brücke 3B des AASHO Road Test

Untersuchungsgegenstand

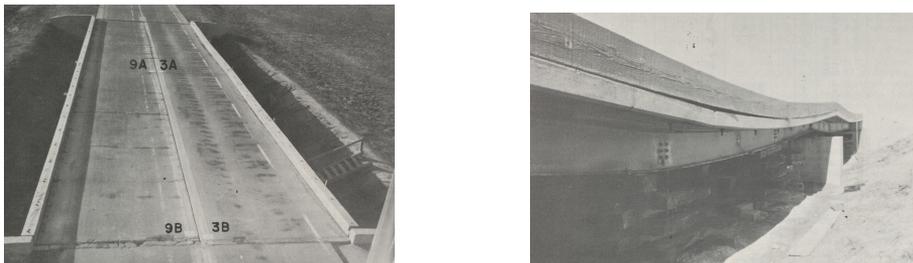


Abb. 6.16: AASHO Road Test: Draufsicht Gesamtbauwerk inkl. 3B (links) und Ansicht Teilbauwerke 9B nach Versagen (rechts) (Abbildungen aus Highway Research Board 1962b)

Um Simulationsergebnissen Messungen gegenüberzustellen, soll abschließend das identische Vorgehen auf ein reales Bauwerk übertragen werden. Bei der Auswahl einer geeigneten Brücke ist das Vorliegen umfangreicher Monitoringdaten Grundvoraussetzung. Die notwendigen Messungen beschränken sich dabei nicht auf die Verformungen am Brückenbauwerk. Bezogen auf die Fahrbahn werden im idealen Fall die Längsprofile beider Fahrspuren, mindestens jedoch Messungen der spektralen Leistungsdichte benötigt. Es sind detaillierte Angaben zum Fahrzeug wie Achsstand, Federung und Masse erforderlich. Bezogen auf das Brückenbauwerk sind neben Abmessungen auch Materialkenngrößen notwendig. Die untersuchte Überfahrt muss im ausreichen-

den Umfang mit Sensorik überwacht und dokumentiert worden sein. Von besonderer Bedeutung sind Angaben zur zeitabhängigen vertikalen Verformung in Feldmitte.

Derart detaillierte und vielseitige Angaben und Messungen zu einer einzelnen Überfahrt liegen in der notwendigen Kombination selten vor. Eine geeignete Untersuchung wurde in Abschnitt 2.4.1 (Seite 17) vorgestellt. Für den AASHO Road Test wurden 18 Brückenbauwerke unterschiedlicher Bauweisen konstruiert und analysiert, darunter auch Brücken aus Stahlbeton. Highway Research Board 1962a, Fischer u. a. 1962 und Fenves u. a. 1962b beinhalten Berichte über dynamische Messungen und Untersuchungen an diesen Bauwerken. Die Dokumentation umfasst jedoch nicht Auswertungen zu allen Brücken im gleichen Umfang. Eine besonders geeignete Messung einer Einzelüberfahrt liegt für das sogenannte Bauwerk 3B vor.

Da die Brücke 3B nicht alle in Kapitel 2 beschriebenen Bedingungen erfüllt, werden diese zunächst aufgeführt: Zuerst ist anzumerken, dass es sich um eine Brücke in Stahl-Beton-Verbundbauweise handelt. Stählerne I-Profile werden über Verbundmittel mit einer darüber angeordneten bewehrten Stahlbetonplatte verbunden. Zum Bemessungskonzept liegen keine Angaben vor. Die Brücke wurde jedoch derart dimensioniert, dass im Rahmen der geplanten Dauer des AASHO Road Tests mit einem Ermüdungsversagen zu rechnen war. Es wird daher von einer unterdimensionierten Brücke ausgegangen. Da in Form von Ausführungsplänen das Ergebnis der Bemessung vorliegt (siehe Abbildung 6.17), sind keine weiteren Angaben erforderlich. Auch das untersuchte Fahrzeug entspricht nicht den Annahmen vorangegangener Kapitel. Es handelt sich um keinen Sattelzug, sondern einen Lkw mit zwei Achsen.

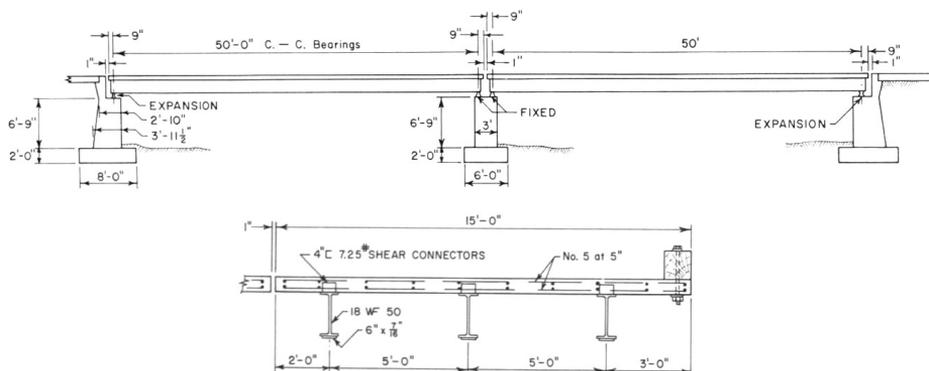


Abb. 6.17: AASHO Road Test: Prinzipieller Längsschnitt (oben) sowie Querschnitt (unten) Brücke 3B (Abbildungen aus Highway Research Board 1962b)

Für die Wahl dieser Brücke spricht neben der Datengrundlage das statische System. Es handelt sich um einen Einfeldträger mit einer Spannweite von etwa 15 m (50 ft). Die Brücke entspricht einem Teilbauwerk, welches lediglich über eine Fahrspur verfügt. Es ist daher mit vernachlässigbaren Torsionsmomenten zu rechnen. Trotz geringfügiger Abweichungen zu in Kapitel 2 definierten Anforderungen ist die Brücke 3B daher gut für die folgende Untersuchung geeignet. Notwendige Anpassungen werden im Rahmen der Modellbildung diskutiert.

Das untersuchte Bauwerk ist in Abbildung 6.16 zu sehen. Auf dem linken Foto ist die Position von 3B als eines von vier Teilbauwerken einer zweifeldrigen Straßenbrücke mit zwei Spuren zu erkennen. Das rechte Bild zeigt exemplarisch die ähnlich konstruierte Brücke 9B unter großer Verformung nach Versagen des Bauwerks. Abbildung 6.17 stellt Auszüge der Ausführungsplanung dar. Der Längsschnitt zeigt zwei unabhängige Einfeldträger, die gemeinsam auf einer Mittelstütze lagern. Die Darstellung ist exemplarisch für mehrere Ausführungsvarianten und stellt nicht die Details des Verbundträgers dar. Der Querschnitt zeigt explizit das Teilbauwerk 3B. Es sind drei Stahlträger mit angeschweißten Stahlblechen am Untergurt abgebildet, Verbundmittel sowie eine bewehrte Stahlbetonplatte. Am äußeren Bauteilrand wurde ein Holzbalken angebracht. Abbildung 6.18 stellt mit dem Vehicle 91 das zu betrachtende Fahrzeug dar. Vehicle 91 entspricht einem Lkw mit zwei Achsen und kann nach Abschnitt 2.3.1 (Seite 13) in etwa als Typ 8 eingeordnet werden. Die Geschwindigkeit des Fahrzeugs betrug etwa 20 m/s (entspricht 72 km/h).



Abb. 6.18: AASHO Road Test: Vehicle 91 (Abbildung aus Fenves u. a. 1962a)

Messungen

Die entsprechende Einzelüberfahrt an der Brücke 3B ist Teil eines umfangreichen Versuchsprogramms (Highway Research Board 1962a). Für die weitere Untersuchung werden die Ergebnisse der Messung 12028 der Subserie 5453-1 herangezogen.

Fenves u. a. 1962a sind mehrere Aufmaße des Fahrbahnprofils zu entnehmen. Dies wurde einmal zu Belastungsbeginn angefertigt und während der mehrjährigen Untersuchungsdauer wiederholt. Der Messung 12028 zur eigentlichen Überfahrt ist kein Datum zu entnehmen, sie kann somit keiner konkreten Vermessung der Fahrbahn zugeordnet werden. Die dynamischen Versuche wurden jedoch zum Ende des AASHO Road Test durchgeführt. Aus diesem Grund wird das entsprechende Fahrbahnprofil (1960) zugrunde gelegt. Die Messung der Höhenlage der Fahrbahn erfolgte entlang zweier paralleler Fahrspuren. Der Abstand der Messpunkte entspricht etwa 0,3 m (1 ft). Die Länge des gemessenen Abschnitts beträgt etwa 40 m und umfasst den gesamten Einfeldträger sowie etwa 25 m vor der Brücke. Das über zwei Fahrspuren gemittelte Profil (Fenves u. a. 1962a) ist in Abbildung 6.19 dargestellt.

Die Bauwerksverformung in Feldmitte der Messung 12028 ist Abbildung 6.20 zu entnehmen. Auf die Darstellung weiterer Messergebnisse wird an dieser Stelle verzichtet. Wesentliche Bauwerk- und Fahrzeugparameter sind überführt in das metrische System in Anhang C zusammengefasst.

Modellbildung

Die Modellbildung umfasst Fahrbahn, Fahrzeug und Brücke. Alle drei Teilmodelle beinhalten für die Brücke 3B Abweichungen zu den in den Kapiteln 3 bis 5 beschriebenen Randbedingungen und Vorgehensweisen. Aus diesem Grund erforderliche Anpassungen werden in diesem eingeschobenen Abschnitt zur Modellbildung dargestellt.

Testweise vorab durchgeführte Simulationen beruhen auf dem aufgemessenen Fahrbahnprofil gemäß Abbildung 6.19. Es wurde deutlich, dass diese zur Bewertung des Einflusses der Fahrbahnqualität ungeeignet sind. Durch den großen Abstand der Messpunkte und augenscheinlich gerundeter Höhenangaben entstehen Plateaus entlang der Fahrspuren. Die Funktion $h(x)$, wie sie aus den Messpunkten angenähert werden kann, ist in der Folge nicht differenzierbar. Aus dieser Höhenlage ermittelte Kontaktkräfte beinhalten daher stoßartige Anregungen und damit verbundene hohe lokale Extremwerte. Es ist anzunehmen, dass diese stoßartigen Anregungen der Messgenauigkeit geschuldet sind und nicht der realen Antwort des Fahrzeugs auf die Fahrbahn entsprechen.

Trotz vorliegender Messwerte fehlt zur Durchführung der Simulation ein geeignetes Fahrbahnprofil. Eine Untersuchung des Längsprofils und der darin enthaltenen Wellenlängen auf Grundlage der begrenzten Messdaten mittels spektraler Leistungsdichte und unter der Annahme von $w = 2$ (siehe Abschnitt 3.3.3, Seite 35) ergibt $\Phi(\Omega_0) = 8 \times 10^{-6} \text{m}^3$. Dies entspricht einer mittleren bis guten Oberflächenqualität und ermöglicht die Simulation einer gleichwertigen zufälligen Fahrbahn. Da Fenves u. a. 1962a lediglich eine gemittelte Fahrspur zu entnehmen ist, soll im weiteren Verlauf der Untersuchung an Brücke 3B ebenfalls ein Einspurmodell als Simulationsgrundlage verwendet werden.

Abbildung 6.19 zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen und simulierten Fahrspuren. Es ist eine große Ähnlichkeit in den enthaltenen lokalen und globalen Maximalwerten zu erkennen, welche auf die zugrundeliegenden, für die definierten Wellenlängen identischen spektralen Leistungsdichten zurückzuführen ist. Jedoch ist anzumerken, dass in der gemessenen Fahrspur die Vorverformung der Brücke mit einer maximalen Auslenkung in Feldmitte enthalten ist. Die generierte Fahrspur weist keinen äquivalenten Anteil zur Berücksichtigung der eingepprägten Bauwerksverformung auf. Da die durch diese Vorverformung dargestellte Welle eine Wellenlänge der doppelten Spannweite des Bauwerks aufweist, entspricht sie bei einer Geschwindigkeit von 20 m/s einer Erregerfrequenz von 0,67 Hz. In Anlehnung an Abbildung 2.10 (Seite 23) liegt dies außerhalb der Eigenfrequenz von Aufbau und Achse und ist in der genauen Lage daher von untergeordneter Bedeutung für die Fahrzeug-Fahrbahn-Interaktion.

Die Modellbildung des Fahrzeugs erfolgt in Anlehnung an Kapitel 4. Da die Fahrbahn einem Einspurmodell entspricht, sind die Modellparameter nicht auf jeweils einen Aufstandspunkt der beiden Fahrzeugseiten, sondern gemittelt auf eine Achse zu beziehen. Die Vorder- und Hinterachse wird jeweils als Einzelachse modelliert. Die Parameter des Fahrzeugs sind in Anhang C zusammengestellt.

Bei der Brücke handelt sich um eine Stahl-Beton-Verbundbrücke. Vor der Modellbildung werden zunächst folgende Annahmen getroffen (siehe hierfür Abbildung 6.17): Der randnahe Holzbalken ist nicht Teil des Tragmechanismus und bleibt unberücksichtigt. Zwischen den Stahlträgern und der

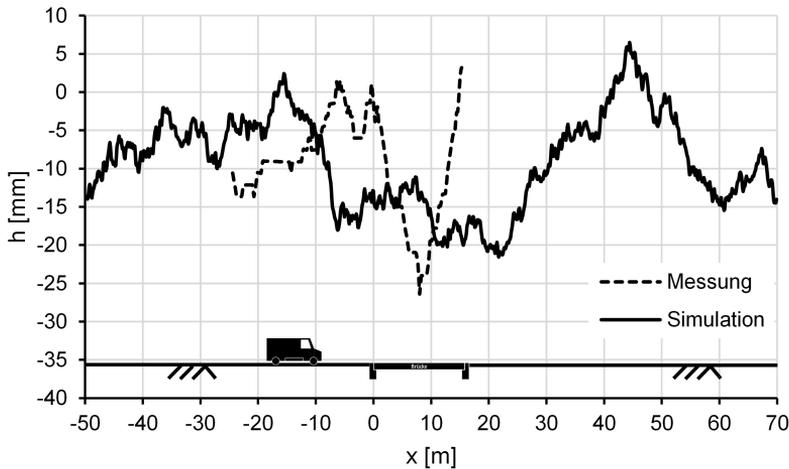


Abb. 6.19: AASHO Road Test: Gemessene und simulierte Fahrbahn im Bereich der Straßenbrücke

Betonplatte herrscht starrer Verbund. Die Steifigkeit der Betonstahlbewehrung wird vernachlässigt. Der Betonquerschnitt verbleibt ungerissen.

Die Brücke stellt als System einen Einfeldträger dar, daher kann ihr dynamisches und statisches Verformungsverhalten durch einen Einmassenschwinger angenähert werden. Das Vorgehen gemäß Abschnitt 5.3 (Seite 81) kann angewandt werden. Zur Ermittlung von k_B ist analog zu einem Stahlbetonquerschnitt die Steifigkeit des Gesamtquerschnitts notwendig.

Zur Ermittlung der Steifigkeit des Verbundquerschnitts ist es zweckdienlich, von einem einheitlichen E-Modul aller Komponenten auszugehen. Hierfür wird der E-Modul des Betons gewählt. Fläche und Trägheitsmoment der Stahlelemente sind entsprechend dem Verhältnis der E-Moduli zu erhöhen. Die Steifigkeitsermittlung sowie die nach Abschnitt 5.3 ermittelten Parameter des Einmassenschwingers sind Anhang C zu entnehmen.

Im Sinne der Bewertung von D_R muss auch das zugrunde liegende Bauteil der Brücke angepasst werden. Da ein Verbundbauteil mit ungerissener Betonplatte untersucht wird, ist es nicht zweckmäßig, die Ermüdung der unten liegenden Bewehrung zu untersuchen. Daher wird der Untersuchungsschwerpunkt auf den Untergurt der Stahlträger gelegt. Dieser ist durch eine angeschweißte Stahlplatte verstärkt. Zur Rückrechnung der Schädigung wurde die Wöhlerlinie gemäß DIN EN 1993-1-9 2010 unter Verwendung von Kerbfall 125 unterstellt.

Ausgangslage und Sanierungspotenzial

Es folgt die Simulation des Ist-Zustands. Dies dient dazu, den Messgrößen Rechenwerte gegenüberzustellen. Vorab einige Anmerkungen zum Vorgehen: Bezogen auf das Brückenbauwerk wird

der Fokus dieser Gegenüberstellung auf die Bauwerksverformung gelegt. In den vorangegangenen Beispielen wurde zusätzlich der zeitliche Verlauf des Biegemoments dargestellt. Da dies nicht direkt gemessen werden kann und auch keine Dehnungsmessungen an der Bauteilunterseite vorliegen, wird in diesem Abschnitt auf eine entsprechend unvollständige Darstellung verzichtet. Bezogen auf das Fahrzeugverhalten wurden in Subserie 5453-1 Federkräfte angegeben. Diese unterscheiden sich für beide Fahrzeugseiten deutlich. Das lässt entweder auf eine ungleichmäßige Verteilung der Aufbaumasse oder auf unterschiedliche Fahrspuren schließen. Da zu keinem dieser Annahmen Angaben gefunden werden können, ist eine entsprechende Simulation und Darstellung nicht aussagekräftig. Die beschriebenen Effekte lassen sich mit Blick auf das Fahrzeug als Wanken zusammenfassen. In Abschnitt 4.3.4 (Seite 57) wurde gezeigt, dass bezogen auf das Bauteil in Längsrichtung Wanken von geringer Relevanz ist. Es kann unter Vernachlässigung dieser Effekte auf die identische Bauteilverformung geschlossen werden.

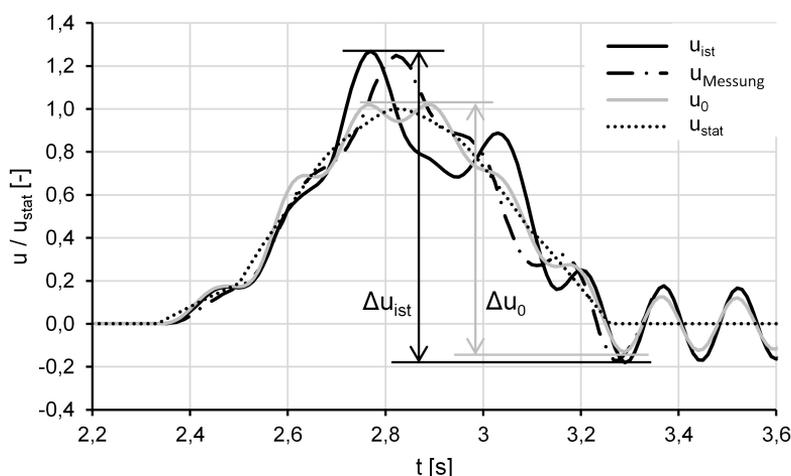


Abb. 6.20: AASHO Road Test: Verformung bei Überfahrt Vehicle 91

Abbildung 6.20 stellt die zeitlich veränderlichen Verformungsverläufe an der Brücke 3B dar. Da die gemessene Verformung $u_{Messung}$ z. B. in Highway Research Board 1962a ohne Maßeinheit, sondern stattdessen in Relation zum Maximalwert von u_{stat} angegeben wurde, sind auch u_{ist} und u_0 normiert dargestellt. u_{stat} ist für Messung und Simulation deckungsgleich.

Die Vorderachse befährt die Brücke ab etwa 2,4 s. Der starke Anstieg von u_{stat} bei etwa 2,5 s verdeutlicht, dass vor allem die hintere Achse für die Belastung maßgebend ist. u_0 schwingt mit der Eigenfrequenz des Bauwerks um u_{stat} . Die Maximalwerte beider Größen sind in etwa gleich, da der dynamische Anteil der Verformung zum maßgebenden Zeitpunkt 2,8 s einen negativen Wert annimmt. u_{ist} verzeichnet hingegen eine starke Überhöhung. Der Vergleich zur gemessenen Verformung $u_{Messung}$ bestätigt dieses Ergebnis. Abzüglich einer leichten Phasenverschiebung während der Belastung ähneln sich beide Verläufe stark. Sie weisen auch ähnliche Extremwerte und fast identische Δu_{ist} auf. Als möglicher Grund für die Phasenverschiebung sind die unterschiedlichen Fahrspuren aufzuführen, die bereits vor dem Bauwerk zu in der Phase verschobenen Kontaktkräften führen können.

Das Verhältnis von $\Delta u_{i, st}$ zu Δu_0 beträgt 1,25. Es besteht demnach ein wesentlicher Zusammenhang zwischen Verformung und Fahrbahnqualität. Eine Rückrechnung der Spannungsschwingspiele ergibt in Bezug auf die Schweißnaht an der Unterseite des unteren Flansches der Verbundträger einen Wert von $D_R = 1,83$. Dies stellt ein erhebliches Sanierungspotenzial in Aussicht.

Diskussion und Einordnung

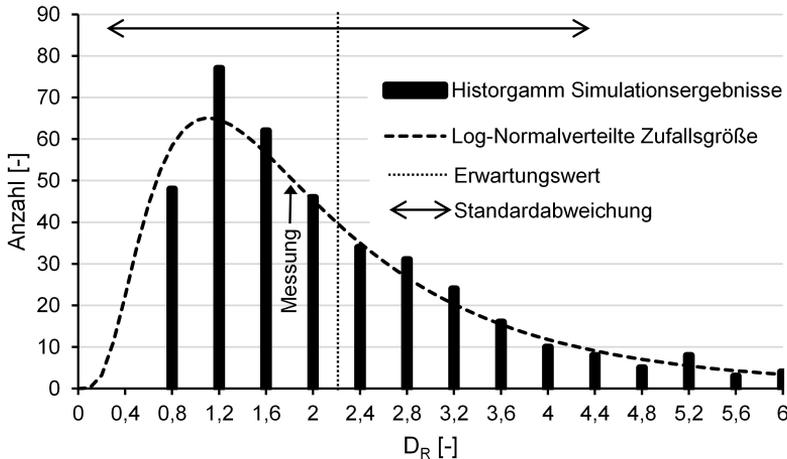


Abb. 6.21: AASHO Road Test, Brücke 3B: D_R von 400 Überfahrten eines Lkw Vehicle 91 bei $\Phi(\Omega_0) = 9 \times 10^{-6} \text{m}^3$ als Histogramm

Zur Einordnung der Simulationsergebnisse wurde das Zufallsexperiment 400 Mal wiederholt und entsprechend der vorangegangenen Beispiele in einem Histogramm aufgetragen (siehe Abbildung 6.21). Auch hier ähnelt die Verteilung der diskreten Werte einer logarithmisch normalverteilten Zufallsgröße. Der Erwartungswert von D_R kann mit 2,3 abgeschätzt werden, die Standardabweichung mit 2,1. Die Simulation des Ist-Zustands stellt mit $D_R = 1,83$ somit ein im Vergleich zum Erwartungswert günstiges Resultat dar. Unter der gegebenen Oberflächenqualität ist im Durchschnitt mit einem um etwa 50% höheren Sanierungspotenzial zu rechnen. Im Vergleich zu den vorangegangenen Beispielbauwerken liegt im Mittel ein deutlich höherer Einfluss der Fahrbahnqualität vor. Dies wird vor allem bei Betrachtung der Bauwerksverformung deutlich (siehe Abbildung 6.20).

Abbildung 6.22 bezieht Fahrspuren weiterer Qualitätsstufen in die Untersuchung mit ein. Demnach ergeben sich auch für geringere Rauigkeiten im Vergleich zu vorangegangenen Bauwerksuntersuchungen hohe D_R . Als möglicher Hintergrund ist die unterdimensionierte Tragstruktur der Brücke aufzuführen, welche ein frühes Ermüdungsversagen herbeiführen soll. Auf den Einfluss verschiedener Eingangsparameter wird in Kapitel 7 genauer eingegangen. Der Zusammenhang für Erwartungswert und Standardabweichung bleibt linear. Zur Verdeutlichung der Auswirkung einer entsprechenden Sanierung stellt Abbildung 6.23 die Dichtefunktionen der entsprechenden

6 Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer ausgewählter Brücken

Zufallszahlen für den Ist-Zustand und den Zielzustand qualitativ gegenüber. Es wird deutlich, dass eine Sanierung keiner Verschiebung der Dichtefunktion entlang der horizontalen Achse darstellt. Sie ist in diesem Sinne vielmehr als Stauchung der Wahrscheinlichkeitsverteilung zu verstehen.

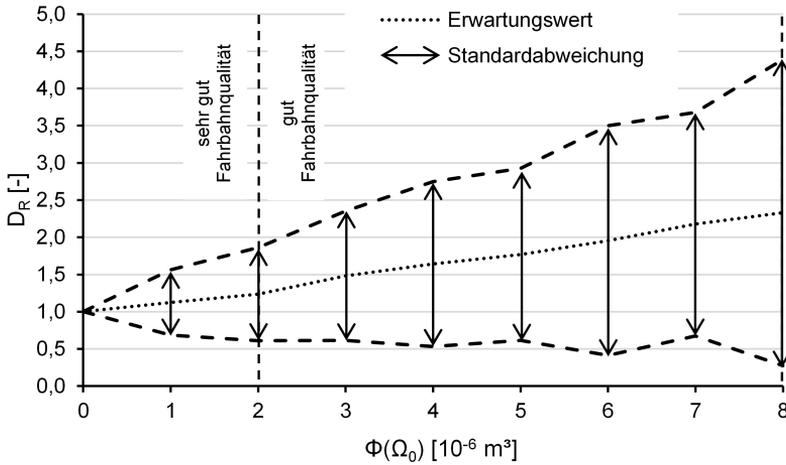


Abb. 6.22: AASHO Road Test, Brücke 3B: Entwicklung der Zufallsgröße D_R bei Überfahrten eines Lkw Vehicle 91 in Abhängigkeit von $\Phi(\Omega_0)$

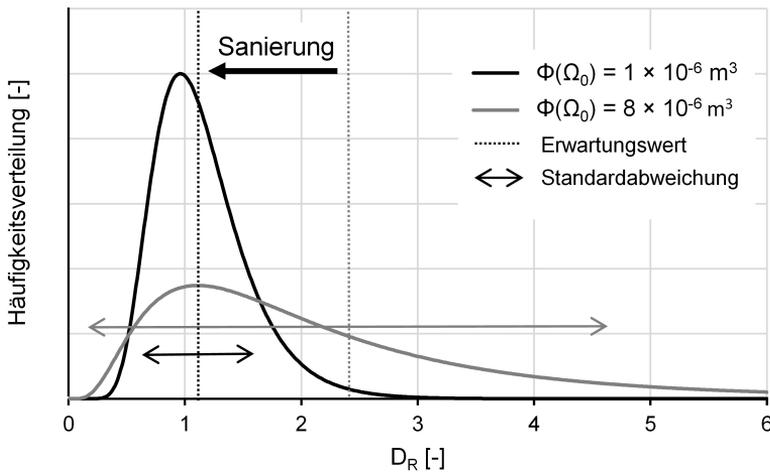


Abb. 6.23: AASHO Road Test, Brücke 3B: Gegenüberstellung der Wahrscheinlichkeitsdichten von D_R vor und nach einer möglichen Sanierung

7 Auswirkung ausgewählter Eingangsgrößen auf den Einfluss der Fahrbahnqualität

7.1 Allgemeines

Die Untersuchungen des vorangegangenen Kapitels konzentrierten sich auf ein jeweils sehr spezielles Szenario. Mit der betrachteten Brücke und im Speziellen mit der Vorgabe eines fest definierten Fahrzeugs waren klare Rahmenbedingungen vorgegeben. Im Fokus stand die Fahrbahnoberfläche, deren Einfluss für eine Vielzahl unterschiedlicher Fahrspuren zunächst bei gleichbleibender, anschließend bei veränderlicher Oberflächenqualität ermittelt wurde. Als Ergebnisgröße wurde die relative Schädigung D_R einer Einzelüberfahrt herausgearbeitet, welche bei Wiederholung des Zufallsexperiments unter gleichen Voraussetzungen einer großen Streuung unterliegt, sowohl im Vergleich der drei Bauwerke als auch auf ein Bauwerk bezogen.

Diesen Beispielen ist die Annahme gemein, dass Brücken bis zum Versagen hin durch das immer gleiche Fahrzeug befahren werden. Die beobachtete große Streuung im Faktor D_R legt nahe, dass mit diesem ein auf Variation der Eingangsgrößen anfälliger Parameter vorliegt. Neben der Fahrbahnqualität sind auch Einflüsse anderer Parameter wie die Eigenschaften des betrachteten Fahrzeugs auf das Ergebnis möglich.

Ziel des folgenden Kapitels ist es, ausgewählte Eingangsgrößen näher zu betrachten und zu bewerten. Um den möglichen Einfluss eines Einzelfahrzeugs zu verringern, wird der Begriff relative Schädigung auf zufällige Fahrzeugfolgen erweitert. Dies stellt sicher, dass D_R gleichmäßig verteilt ist und mit einem konkreten Einzelfahrzeug nicht ungewollt ein Sonderfall in den Fokus rückt. Anhand dieser Fahrzeugfolgen werden relevante Einflussparameter identifiziert und in einer nachfolgenden Analyse bewertet. Ziel dieses Kapitels ist keine abgeschlossene Untersuchung und quantifizierbare Gewichtung aller Einflüsse. Vielmehr soll die entwickelte Methode als Anwendungsbeispiel genutzt werden, um den Zusammenhang ausgewählter Parameter und dem Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Brücken darzustellen.

7.2 Einfeldrige Straßenbrücke unter zufälliger Fahrzeugfolge

7.2.1 Simulation eines Verkehrsbands

Um die Abhängigkeit des Wertes D_R einer Einzelüberfahrt von einem gewählten Fahrzeug darzustellen, wird in diesem Abschnitt die Überfahrt mehrerer unterschiedlicher Fahrzeuge in Form

einer Fahrzeugfolge, einem sogenannten Verkehrsband, über eine identische Brücke abgebildet. Für diese Betrachtung ist zunächst ein vorgegebenes Bauwerk und eine Ist-Oberfläche zu wählen, welche für ein Verkehrsband nicht variiert wird. Da in Kapitel 6 bereits Bauwerke definiert sind, für welche in Kombination mit einem spezifischen Einzelfahrzeug Ergebnisse vorliegen, werden Bauwerkseigenschaften und Fahrspuren aus Abschnitt 6.3.1 (Seite 103) übernommen. Die Fahrspuren der Ist-Oberfläche sowie die Position der Brücke ist Abbildung 6.5 zu entnehmen. Das im Folgenden erläuterte Vorgehen ist anschaulich in Abbildung 7.1 dargestellt.

Mögliche Zusammensetzungen des Schwerververkehrs auf Grundlage von Zählungen sind in Abschnitt 2.3.1 (Seite 13) dargestellt. Für diese Arbeit gilt die Annahme, dass nur Fahrzeuge der Typen 97 und 98 zu berücksichtigen sind. Näherungsweise gleich schwere Fahrzeuge wurden deutlich seltener gezählt, leichtere Fahrzeuge wie zweiachsige Lkw verursachen keine gleichwertigen Einwirkungen und Schnittgrößen und sind somit für eine Ermüdungsbetrachtung von geringfügiger Bedeutung. Zu schwereren Fahrzeugtypen wie Mobilkränen sind keine Angaben enthalten.

Abschnitt 2.3.2 (Seite 14) verdeutlicht, dass von einem Abstand von mindestens 50 m zwischen den Einzelfahrzeugen auszugehen ist. Bei einer Geschwindigkeit von überschlägig 20 m/s und näherungsweise gleicher Bauwerks- und Fahrzeuglänge verbleibt das Bauwerk nach abgeschlossener Überfahrt etwa 2,5 s unbelastet. Diese Zeitspanne wächst durch Lücken im Verkehr oder unberücksichtigte Pkw. Der Abstand zweier relevanter Einzelfahrzeuge ist demnach im Mittel größer als 50 m. Für die folgende Untersuchung bedeutet dies, dass der Zustand der Brücke zu Beginn jeder weiteren Überfahrt innerhalb des Verkehrsbands näherungsweise der Ruhelage entspricht. Die Überfahrten der Einzelfahrzeuge sind auch in einem Verkehrsband unabhängig voneinander zu betrachten und entsprechend in abgeschlossenen Szenarien zu simulieren.

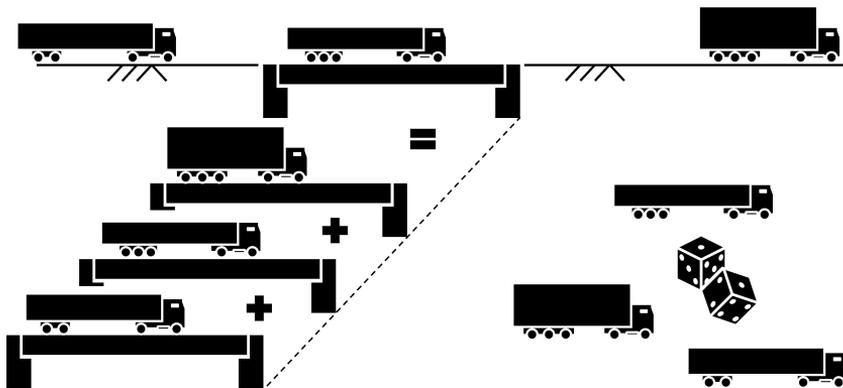


Abb. 7.1: Prinzipdarstellung: Überfahrt einer einfeldrigen Straßenbrücke durch ein Verkehrsband

Da kein reales Bauwerk mit vorhandener Verkehrszählung vorliegt, folgt eine Abschätzung der Verkehrszusammensetzung. In Anlehnung an Abbildung 2.6 (Seite 14) und unter Vernachlässigung anderer Fahrzeugtypen wird die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Einzelfahrzeugs Typ 97 mit 20 %, die eines Typ 98 mit 80 % definiert. Mit Bezug auf die Positionen der Achsen entlang der Längsrichtung eines Einzelfahrzeugs wird unterstellt, dass es sich beim Abstand zur vorangegangenen Achse um eine normalverteilte Zufallsgröße handelt. Aus den Angaben gemäß Tabelle 4.5 (Seite 67) kann der jeweilige Erwartungswert hergeleitet werden. Die Standardabweichung für

Einzelachsen wird pauschal mit 1,00 m abgeschätzt, für Doppel- und Dreifachachsen wird diese innerhalb einer Achsgruppe auf 0,40 m reduziert. Speziell innerhalb von Dreifachachsen ist von gleichmäßigen Abmessungen auszugehen. Für den Abstand der einzelnen Räder ist aufgrund deren Abmessung eine untere Grenze erforderlich, damit sich diese in der Simulation nicht überschneiden. Sollte deren Abstand unter 0,70 m sinken, wird das Modell verworfen. Geschwindigkeit und Achseigenschaften sollen ebenfalls variiert werden. Auch hier wurden bisherige Annahmen zu den Achsparametern als Erwartungswert angesetzt (vgl. Tabelle 4.4, Seite 67). Die Standardabweichung wird mit 10 % des jeweiligen Erwartungswerts abgeschätzt.

Vorab durchgeführte Simulationen zeigen, dass die Achseigenschaften wie die jeweiligen Massen und Federkonstanten mit Grenzwerten zu belegen sind, da ansonsten bei häufiger Wiederholung ungünstige und unrealistische Kombinationen entstehen. Ein Beispiel stellt eine sehr harte Federung bei sehr hoher Fahrzeugmasse dar, welche in ihrem Zusammenwirken in Form der Kontaktkraft die Antwort des Fahrzeugs beeinflussen. Obere und untere Grenzwerte werden als die dreifache Standardabweichung festgesetzt und beinhalten somit etwa 99 % aller möglichen Werte. Damit ergeben sich gemäß Gleichung 7.1 und Gleichung 7.2 auch für die davon abhängige Größe der Eigenfrequenz entsprechend gleichwertige Grenzen.

$$\omega_{min} = \sqrt{\frac{0,7 \text{ k}}{1,3 \text{ m}}} = 0,73 \omega \quad (7.1)$$

$$\omega_{max} = \sqrt{\frac{1,3 \text{ k}}{0,7 \text{ m}}} = 1,36 \omega \quad (7.2)$$

7.2.2 Auswertung mehrerer Verkehrsbänder

Um die Vergleichbarkeit zu Abschnitt 6.3.1 zu gewährleisten, wird ein ähnliches Vorgehen gewählt. Anstatt 400 zufälligen Fahrspurpaaren und einem konstanten Fahrzeug liegen den Simulationen jetzt als Eingangsparameter ein gleichbleibendes Fahrspurpaar und ein Verkehrsband aus 400 zufälligen Fahrzeugen zugrunde. Daher ist zwischen den aufsummierten D_R der einzelnen Überfahrten und D_R durch die Überfahrten des kompletten Verkehrsbands zu unterscheiden. Die einzelne Überfahrt ist bei Betrachtung eines Verkehrsbands als Zufallsexperiment zu verstehen. Die Gesamtheit der Überfahrten ist demnach in Form eines Erwartungswerts und einer Standardabweichung darstellbar. Der Erwartungswert aller Einzelüberfahrten ist ungleich der relativen Schädigung durch das gesamte Verkehrsband, da die Einzelüberfahrten bedingt durch die Fahrzeugeigenschaften, auch bei glatter Fahrbahn unterschiedliche Bauteilschädigungen nach sich ziehen. Aus diesem Grund ist der Einfluss, den jeweils unterschiedliche Einzelüberfahrten auf das D_R des gesamten Verkehrsbands ausüben, nicht als gleichwertig zu betrachten. D_R des Verkehrsbandes ergibt sich gemäß Gleichung 7.3:

$$D_R = \frac{\sum_{i=1}^{400} D_{ist,i}}{\sum_{i=1}^{400} D_{0,i}} \neq \sum_{i=1}^{400} \frac{D_{ist,i}}{D_{0,i}} \quad (7.3)$$

Das untersuchte Verkehrsband ist in Abbildung 7.2 mit (1) markiert. Aufgrund der Gleichung 7.3 ist es in Form zweier Größen dargestellt: Eine Zufallszahl mit Erwartungswert und Standardabweichung beinhaltet jede der 400 Einzelüberfahrten (vgl. Gleichung 7.3, rechts), ein Einzelwert

die aufsummierte Fahrzeugfolge (vgl. Gleichung 7.3, links). Auffällig ist zunächst, dass der Erwartungswert durch alle Einzelüberfahrten mit 1,43 ein höheres D_R annimmt als das Verkehrsband in Summe mit einem Wert von 1,30. Eine mögliche Erklärung wäre, dass leichteren Fahrzeugen mit geringerem Einfluss größere Einzelwerte für D_R zuzuordnen sind. Ein Vergleich zu Abbildung 6.8 (Seite 107, 400 Fahrbahnen der gleichen Qualität, ein unveränderliches Fahrzeug, dargestellt als (x)) zeigt, dass die Variation der Fahrzeuge eine ähnliche Wirkung auf D_R ausübt wie die der Fahrspur. Demnach ist die Wahl der genauen Eigenschaften des Einzelfahrzeugs von erheblicher Bedeutung. Daher folgen weitere Untersuchungen.

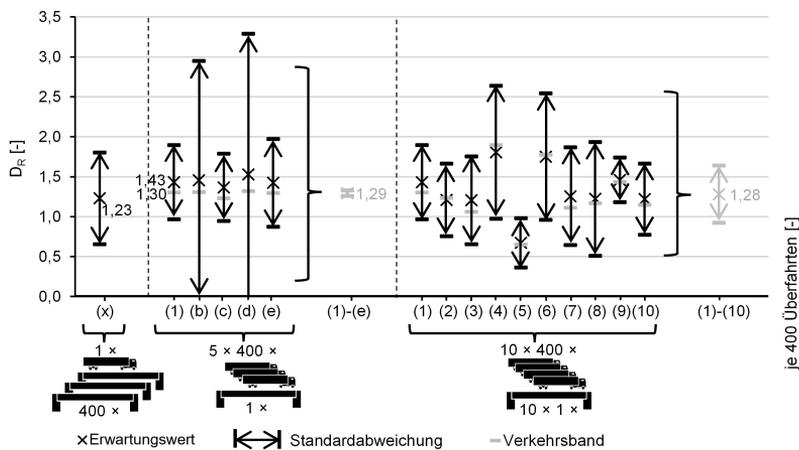


Abb. 7.2: Überfahrt einer einfeldrigen Straßenbrücke durch ein Verkehrsband: Prinzipdarstellung

Zuerst soll der Stichprobenumfang von 400 Einzelfahrzeugen je Verkehrsband bewertet werden. Hierfür werden vier weitere Fahrzeugfolgen herangezogen und unter Annahme der gleichen Oberfläche und Brücke untersucht. Insgesamt umfasst diese Untersuchung 5×400 Fahrzeuge. Erwartungswerte, Standardabweichungen und D_R der Verkehrsbänder sind in Abbildung 7.2 als (b) bis (e) angetragen. Bezogen auf die Einzelfahrzeuge ergibt sich kein einheitliches Bild. Standardabweichungen und Erwartungswerte stimmen nicht überein und streuen teils stark. Bei Betrachtung der Fahrzeugfolgen aus je 400 Fahrzeugen verbleibt D_R hingegen relativ konstant. Unter (1)-(e) ist der entsprechende Erwartungswert von 1,29 ergänzt, die Standardabweichung ist im Vergleich zu den Einzelüberfahrten zu vernachlässigen. Ein Verkehrsband von 400 Fahrzeugen ist demnach zielführend, die Streuung der Einzelüberfahrten gleicht sich weitestgehend aus.

Um neben dem Einfluss des Fahrzeugs auch den der Fahrbahn wieder in die Untersuchung aufzunehmen, folgt eine Erweiterung auf insgesamt zehn unterschiedliche Fahrspurpaare identischer Oberflächenqualität. Die Auswertungen zur Überfahrt jeweils eines Verkehrsbands ist in Abbildung 7.2 als (1) bis (10) bezeichnet, (1)-(10) interpretiert D_R des jeweiligen Verkehrsbands inkl. Oberfläche als Stichprobe einer Zufallszahl und gibt deren abgeschätzte Eigenschaften an. Auch (x) kann als eine Zufallszahl zur Abbildung mehrerer (in diesem Fall 400) Fahrzeugfolgen interpretiert werden. Da diese Fahrzeugfolgen aus dem immer gleichen Einzelfahrzeug bestünden, ändert diese Betrachtung den Zahlenwert D_R nicht. (x) stellt somit die Verteilung von D_R bei Fahrzeug-

folgen des gleichen Fahrzeugs dar, (1)-(10) bei unterschiedlichen Fahrzeugen. Eine Übereinstimmung beider Zufallsgrößen ist gleichbedeutend mit einem zu vernachlässigenden Einfluss des Einzelfahrzeugs. Abbildung 7.2 ist zu entnehmen, dass beide Zufallsgrößen sich ähneln, jedoch nicht als gleich zu werten sind. Demnach sind weitere Einflussparameter zu diskutieren.

7.2.3 Diskussion und Folgerungen

Jedes individuelle Fahrzeug-Brücke-System reagiert bereits bei glatter Fahrbahn mit einer einzigartigen Bauwerksantwort. Bei konstanten Bauwerkeigenschaften ist diese z. B. von Fahrzeugeigenschaften und Fahrzeuggeschwindigkeit abhängig. Bei rauer Fahrbahn wird die Komplexität dieser Zusammenhänge erhöht. Es ist schwerer, zwischen Einflüssen aus dem gekoppelten System und Einflüssen der Fahrbahnqualität zu unterscheiden. Im folgenden Abschnitt werden mit Bezug auf die vorangegangene Auswertung der untersuchten Verkehrsbänder (siehe Abbildung 7.2) Thesen formuliert, welche grundlegende Zusammenhänge bezüglich des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Bauwerkslebensdauer beinhalten. Anschließend sollen durch gezielte Anwendung der in dieser Arbeit entwickelten Methoden Experimente definiert und in Form von Simulationen durchgeführt werden. Diese Experimente sind als Anwendungsbeispiele der entwickelten Methode zu verstehen, sie sollen einen Ausblick auf mögliche Forschungsfelder gewähren und die aufgestellten Thesen widerlegen oder bekräftigen. Eine exakte Quantifizierung von Einflüssen ist nicht Ziel dieses Kapitels.

These 1: Unabhängig von der Bewertung der Fahrbahnqualität gibt es für die Bauwerkschädigung vorteilhafte und nachteilige Oberflächengeometrien.

Die Datensätze (1) bis (10) wurden unter Anwendung von zehn unterschiedlichen Oberflächenprofilen identischer Qualität ermittelt. Auffällig ist die starke Streuung der Ergebnisse. Während D_R für (4) und (6) überdurchschnittlich hohe Werte annimmt, wirkt sich das Fahrspurpaar (5) scheinbar günstig auf die Lebensdauer der Brücke aus. Ließe sich These 1 bestätigen, könnten für einzelne Bauwerke optimale Oberflächenprofile gezielt hergestellt werden.

These 2: Die starke Streuung der Einzelwerte lässt sich auf die Fahrzeuggeschwindigkeit zurückführen.

Die Fahrbahn (1) wurde insgesamt an fünf Verkehrsbändern angewandt. Die entsprechenden Datensätze (1) sowie (b) bis (e) weisen eine teils sehr große Streuung hinsichtlich der Einzelüberfahrten auf. Neben dem Einfluss des Fahrzeugs selbst ist ein möglicher Grund, dass das Fahrzeug-Bauwerk-System empfindlich auf eine variierte Erregerfrequenz reagiert, welche bei gegebener Spannweite nur durch die Geschwindigkeit definiert wird.

These 3: Einzelwerte mit außergewöhnlich hohen D_R Werten haben nur einen geringen Anteil an der Gesamtschädigung.

Die Standardabweichung der Datensätze (1) und (b) bis (e) ist stark schwankend. Da die entsprechenden Zufallsgrößen näherungsweise logarithmisch normalverteilt sind und somit keine Werte kleiner null angenommen werden können, ist anzunehmen, dass die Ursache der großen Standardabweichungen vor allem in hohen Einzelwerten liegt. Ein Hinweis darauf ist der jeweilige

Erwartungswert der Einzelüberfahrten, der bei größer werdender Standardabweichung ebenfalls zunimmt, wie an den Beispielen (b) und (d) zu erkennen ist. Dennoch variiert der Wert D_R bezogen auf das Verkehrsband nur wenig. Aus diesem Grund wird unterstellt, dass diese Einzelwerte in Bezug auf die Gesamtschädigung weniger stark zu gewichten sind als die durchschnittliche Überfahrt.

These 4: Der Fahrzeugtyp bzw. konkrete Fahrzeugeigenschaften wie der Achsstand stehen in Zusammenhang zu den stark schwankenden Einzelwerten.

Neben der Geschwindigkeit können auch die Fahrzeugeigenschaften wie Achstyp oder Radstand ursächlich für die hohe Streuung der Einzelwerte sein. Zwei Achsen in einem vorgegebenen Abstand entsprechen beispielsweise ebenfalls der periodischen Anregung in Form einer Erregerfrequenz.

These 5: Die Bauwerkseigenschaften wie Querschnitt, Spannweite oder Anzahl der Felder haben einen Einfluss auf D_R .

Die Bauwerkseigenschaften waren keine Variable der vorangegangenen Untersuchung. Da diese Eigenschaften die Schwingungsparameter des Bauwerks definieren, scheint ein grundsätzlicher Einfluss wahrscheinlich. Die Bauwerkseigenschaften beeinflussen durch die Spannweite die Erregerfrequenz, durch Querschnittsgeometrie und Anzahl der Felder die Eigenfrequenzen. Aus diesem Grund scheint eine entsprechende Untersuchung sinnvoll.

7.3 Bewertung ausgewählter Eingangsparameter

7.3.1 Untersuchte Querschnitte

In den vorangegangenen Kapiteln wurden verschiedene Bauwerke mit variierenden Abmessungen und unterschiedlichem Ist-Zustand der Fahrbahn betrachtet. Dies soll für die folgende Untersuchung vereinheitlicht werden. Sind keine abweichenden Angaben genannt, wird von einer Spannweite von 15 m ausgegangen, die Oberflächenqualität des Ist-Zustands beträgt $\Phi(\Omega_0) 8 \times 10^{-6} \text{m}^3$ (mittlere bis gute Fahrbahnqualität).

Die Untersuchung der fünf aufgestellten Thesen soll einen hohen Grad an Allgemeingültigkeit aufweisen. Um gleichzeitig die Anzahl der auswertbaren Ergebnisse zu erhöhen, werden die notwendigen Simulationen unter Berücksichtigung mehrerer Brückenquerschnitte wiederholt. Die Auswertung soll entsprechende Abhängigkeiten vom Bauwerk darstellen (siehe These 5). Zum einen sind sowohl massive Vollplatten- als auch Plattenbalkenquerschnitte in die Untersuchung aufzunehmen. Um hoch und normal beanspruchte Tragwerke gleichermaßen zu erfassen, erfolgt zum anderen die Bemessung unter Anwendung der Lastmodelle BK30 sowie BK60. Die Steifigkeit und das Eigengewicht des Bauwerks werden neben der Bemessung selbst über die Höhe des Querschnitts beeinflusst. Diese wird in Abhängigkeit zur Spannweite als L/H Verhältnis variiert.

Tabelle 7.1 enthält detaillierte Angaben zur getroffene Auswahl entsprechender Querschnitte. Neben den Parametern L/H , Querschnitt und Bemessung sind die Erreger- und Eigenfrequenz des

Systems sowie deren Verhältnis dargestellt. Die Erregerfrequenz ergibt sich aus der Spannweite von 15 m sowie der Geschwindigkeit des Fahrzeugs von 22,2 m/s (80 km/h). Die Eigenfrequenz ist das Ergebnis einer Modalanalyse des zugrunde liegenden Systems.

L/H [-]	Querschnitt	Bemessung	$\left(\frac{22,2m/s}{2L}\right)$ [Hz]	f_B [Hz]	$\left(\frac{22,2m/s}{2L}\right) / f_B$ [-]
10	Plattenquerschnitt	BK30	0,74	4,03	0,184
12,5				3,62	0,204
15				3,31	0,224
10	Plattenbalken			4,89	0,151
12,5				4,46	0,166
15				4,07	0,182
10	Plattenquerschnitt	BK60	4,47	0,166	
12,5			4,07	0,182	
15			3,75	0,197	
10	Plattenbalken		5,73	0,129	
12,5			5,27	0,140	
15			4,81	0,154	

Tabelle 7.1: Parameter verschiedener Brücken mit Spannweite 15,00 m, grau hinterlegte Kombinationen gehen nicht in die folgende Untersuchung ein

Bei konstanter Spannweite beeinflusst die Variation der Bauwerksparameter im Wesentlichen die Eigenfrequenz der Brücke. Um in dieser Hinsicht ein möglichst breites Spektrum abzubilden und zugleich die erforderliche Rechenleistung zu senken, wird der dargestellte Umfang an Bauwerken reduziert. In diesem Kapitel werden lediglich die in Tabelle 7.1 weiß hinterlegten Querschnitte untersucht. Diese beinhalten das Bauwerk mit der höchsten und niedrigsten Eigenfrequenz sowie beide Querschnitts- und Bemessungstypen. Zusammen mit ihrer jeweiligen farblichen Zuordnung sind sie zur Veranschaulichung maßstäblich in Abbildung 7.3 zusammengefasst.

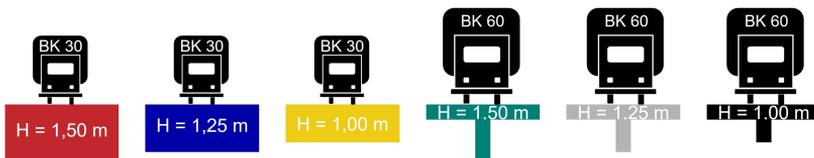


Abb. 7.3: Untersuchte Querschnitte mit farblicher Zuordnung

7.3.2 Planmäßige Modifikation der Oberfläche bei gleichbleibender Qualität

Es ist Abbildung 7.2 zu entnehmen, dass Fahrbahn (5) bei gleicher Oberflächenqualität für das untersuchte Verkehrsband im Vergleich zu allen untersuchten Fahrspurpaaren den niedrigsten D_R Wert nach sich zieht. Diese 1 beinhaltet daher die Annahme, dass unabhängig von der Fahrbahnqualität selbst Oberflächegeometrien existieren, welche die Bauteilschädigung minimieren. Da solche Oberflächen zur Schonung des Tragwerks vorteilhaft wären, liegt ein hoher Mehrwert in entsprechenden Erkenntnissen. An dieser Stelle folgt zunächst ein qualitativer Vergleich zwischen

den Oberflächen (5) und der hierfür beliebig gewählten Oberfläche (1). Die jeweils rechten Fahrspuren $h^{(2)}$ sind in Abbildung 7.4 gegenübergestellt. Die in Abschnitt 7.2 untersuchte Brücke B1 ist bezogen auf die x-Koordinaten zwischen den Werten 0 m und 12 m zu verorten.

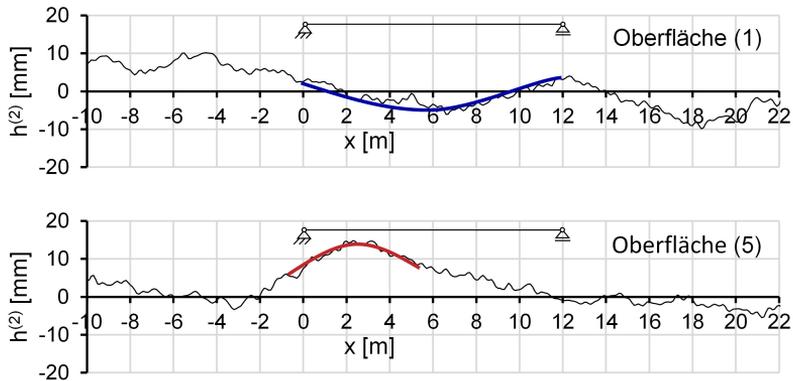


Abb. 7.4: Gegenüberstellung von $h^{(2)}$ der jeweils rechten Fahrspuren der Oberflächen (1) und (5)

Es ist zu erkennen, dass Oberfläche (1) im Bereich der Brücke einen regelmäßigen Verlauf aufweist. Ausgenommen eines über die gesamte Bauteillänge verlaufenden Tals, welches sich als halbe Schwingung einer Sinusfunktion annähern ließe. Dieser Abschnitt wurde in Abbildung 7.4 blau markiert. Qualitativ entspricht dieses Tal der zu erwartenden Bauwerksverformung. Es wird in seiner Ausprägung im Rahmen der Simulation der Überfahrt demnach betragsmäßig vergrößert. Demgegenüber ist in Oberfläche (5) kurz vor der Brücke bis etwa ins erste Drittel des Bauwerks eine deutliche Anhebung von etwa 1,0 cm zu erkennen (rot markiert).

Diese rot markierte, ebenfalls als halbe Sinusschwingung anzunähernde Anhebung ist etwa 5 - 6 m lang. Bezogen auf das System des Fahrzeugs entspricht sie demnach einer Anregung im Frequenzbereich von etwa 2 Hz. Da die Einzelfahrzeuge zufällig generiert wurden, sind genaue Eigenfrequenzen variabel. Ein Abgleich mit Abbildung 2.10 (Seite 23) verdeutlicht, dass die Aufbauschwingung von Lkw ebenfalls in diesem Bereich liegen. Folglich ist anzunehmen, dass die markierte Anhebung die Achsen der Fahrzeuge gezielt in ihrer Eigenfrequenz in Schwingung versetzt, sodass diese zum maßgebenden Zeitpunkt in Brückenmitte in ihrem zeitlichen Verlauf minimal waren. Somit sind auch die entsprechenden Schnittgrößen minimal. Durch die impulsartige Anregung geschieht dies unabhängig vom vorangegangenen zeitlichen Verlauf der Kontaktkräfte.

Um diesen Zusammenhang zu untersuchen, soll im Folgenden die Oberfläche (1) derart angepasst werden, dass D_R ebenfalls reduziert wird. Gemäß Tabelle 7.1 kommt in dieser Untersuchung nicht die einfeldrige Brücke gemäß Abschnitt 6.3.1 (Seite 103) zur Anwendung, Brückenparameter wie Spannweite (15,0 m) und Querschnittstypen werden entsprechend angepasst.

Bei der Modifikation der Oberfläche zur Reduktion der Kontaktkräfte in Feldmitte gilt es, die Fahrzeugmassen durch ein entsprechendes Einzelhindernis gezielt in Schwingung zu versetzen. Zunächst wird für das Fahrzeug eine Aufbauschwingung von 2 Hz unterstellt. Abbildung 7.5 (oben)

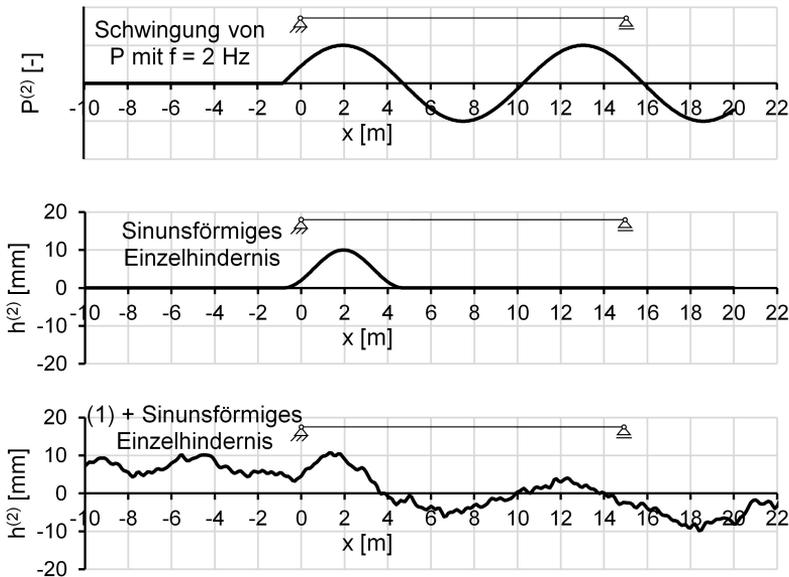


Abb. 7.5: Ideale Schwingung der Kontaktkraft P mit 2,0 Hz (oben), sinusförmiges Einzelhindernis (mittig) und Fahrspur (1) mit sinusförmigem Einzelhindernis

stellt einen idealisierten ortsabhängigen Verlauf der Aufbauschwingung einer Achse dar, der genau in Feldmitte bei 7,5 m minimal wird. Unter der Annahme, dass die Kontaktkraft vor Beginn der Anregung konstant verläuft und anschließend exakt mit 2 Hz schwingt, startet der Schwingvorgang 0,83 m vor der Brücke. Um einer Anregung von 2 Hz zu entsprechen, weist das Einzelhindernis eine Länge von 5,55 m auf. Zur Vermeidung einer stoßartigen Anregung wird das Hindernis abgerundet. Es entspricht in seinem Verlauf einer ganzen Sinuswelle der doppelten Frequenz. Das somit entstandene Einzelhindernis ist in Abbildung 7.5 (mittig) abgebildet. Zur anschaulichen Verbesserung der Fahrspur (1) wird das Hindernis zu deren Höhenprofil addiert und in Abbildung 7.5 (unten) dargestellt.

An allen sechs Brücken (siehe Tabelle 7.1) werden jeweils drei Untersuchungen mit einem zufälligen Verkehrsband bestehend aus 400 Einzelfahrzeugen durchgeführt. Jeweils eine Untersuchung dient der Bewertung des Ist-Zustands (a). Hierfür kommt Fahrspur (1) zum Einsatz. Anschließend soll die Wirkung des Einzelhindernisses bewertet werden (b). Aus diesem Grund wird die Fahrspur Abbildung 7.5 (mittig), bestehend aus einem Einzelhindernis und ansonsten ideal glatter Fahrbahn, angesetzt. Das Resultat der Fahrbahnoptimierung (c) der Oberfläche (1) stellt abschließend Abbildung 7.5 (unten) dar.

In Abbildung 7.6 wird D_R von 400 Einzelüberfahrten jeweils als Zufallszahl in Form von Erwartungswert und Standardabweichung dargestellt. D_R des Verkehrsbands entspricht einem Zahlenwert. Es zeigt sich kein einheitliches Ergebnis. Das Resultat der Untersuchung der Plattenbalkenquerschnitte lässt sich als positiv bewerten, für (b) und (c) konnte sowohl für Einzelfahrzeuge als auch für das Verkehrsband als Ganzes D_R deutlich reduziert werden. Bezogen auf die Platten-

querschnitte wurde dieses Ergebnis nicht bestätigt. Es kam zu einer Erhöhung der Streuung sowie einer erhöhten Bauteilschädigung bezogen auf Einzelüberfahrten und das Verkehrsband.

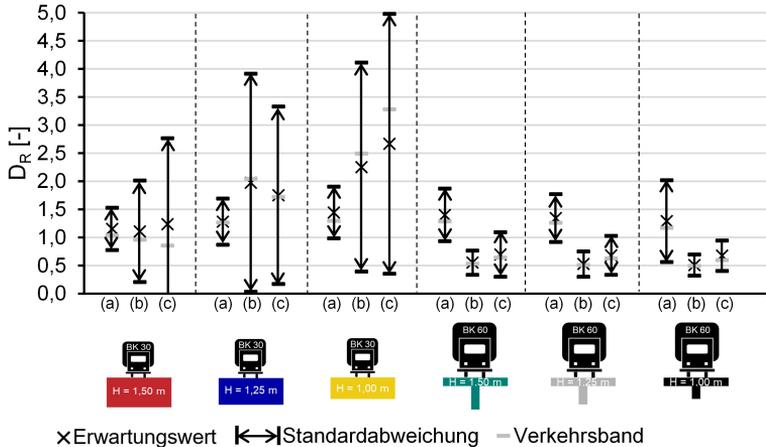


Abb. 7.6: Gegenüberstellung des Ist-Zustands (a), eines sinusförmigen Einzelhindernisses (b) und eines optimierten Ist-Zustands (c)

Eine detaillierte Betrachtung mehrerer Einzelüberfahrten ergibt, dass die Reduktion der Kontaktkräfte in Feldmitte und eine damit verbundene Verkleinerung des statischen Anteils des Biegemoments für alle Bauwerke, auch für solche mit Plattenquerschnitt, zutrifft. Die dynamische Antwort der Plattenquerschnitte auf die reduzierte Einwirkung ist jedoch ungleich höher, der dynamische Anteil der Schnittgrößen entsprechend groß. Aus diesem Grund wird der positive Effekt der reduzierten Kontaktkräfte überlagert.

Eine Analyse der zufällig verteilten Aufbauschwingungen der Fahrzeuge bestätigt, dass diese im Mittel im Bereich zwischen 1,7 Hz und 1,8 Hz anzuordnen sind. Sie entsprechen näherungsweise der halben Eigenfrequenz der Brückenbauwerke. Im Zusammenwirken der beiden gekoppelten Systeme ist aufgrund von Resonanzeffekten von einer erhöhten Bauwerksantwort auszugehen.

Unter klaren Randbedingungen aufseiten von Brücke und Fahrzeug können demnach speziell entwickelte Oberflächengeometrien eingesetzt werden, welche die Schädigung eines Bauteils stark reduzieren. Auch Bauwerksschäden, welche noch unterhalb des Maßes einer ideal glatten Fahrbahn liegen, sind möglich ($D_R < 1$). Klare Randbedingungen, wie z. B. durch konstante Fahrzeugeigenschaften sind in der Praxis nicht realistisch. Die Auswertung der Plattenquerschnitte verdeutlicht darüber hinaus, dass die gezielte Anregung eines Fahrzeugs in seiner Eigenfrequenz unerwünschte Folgen haben kann und daher nach Meinung des Verfassers dieser Arbeit nicht zu empfehlen ist. Es folgt eine Zusammenstellung möglicher Konsequenzen der Anwendung einer derartigen Fahrbahngeometrie auf realen Straßen:

- Senkung des Fahrkomforts sowie Beschädigung von Fahrzeug und Ladung bei Überfahrt des planmäßigen Einzelhindernisses.

- Unvorhersehbare Effekte bei abweichenden dynamischen Eigenschaften eines Einzelfahrzeugs.
- Dynamische Überhöhung der Bauwerksantwort durch Resonanzeffekte im gekoppelten System.
- Ungünstige Auswirkung auf Schnittgrößen an anderen Bauteilen, z. B. höhere Querkraft im Bereich der Auflager (siehe hierzu Abbildung 7.5, oben).

7.3.3 Wechselwirkung von Fahrzeuggeschwindigkeit, Fahrbahnqualität und Bauwerksschädigung

Zur Überprüfung von These 2 ist ein möglicher Zusammenhang zwischen der Geschwindigkeit des Fahrzeugs und D_R nachzuweisen. Zur Isolation der Wechselwirkung von Fahrzeuggeschwindigkeit, Fahrbahnqualität und Bauwerksschädigung müssen andere Einflüsse reduziert werden. In diesem Sinne wird anstelle eines zufälligen Verkehrsbands ein möglichst einfaches Fahrzeug in Form einer einzelnen, klar definierten Einzelachse herangezogen. Diese Achse (Eigenschaften siehe Tabelle 4.4, Seite 67) befährt in mehreren Untersuchungen bei variabler Geschwindigkeit die definierten sechs Brücken. Die Geschwindigkeit wird in Schritten von 2,0 m/s auf 60 m/s erhöht. Um den Einfluss einzelner Oberflächengeometrien auszuklammern, umfasst jede Geschwindigkeitsstufe 400 Fahrspurpaare konstanter Fahrbahnqualität.

Da die sechs Bauwerke (siehe Tabelle 7.1) ein unterschiedliches Schwingungsverhalten aufweisen, ist ein direkter Zusammenhang in Abhängigkeit der Geschwindigkeit, welcher die jeweilige Bauwerkseigenfrequenz unberücksichtigt lässt, nicht zu erwarten. Es ist eine Normierung der Geschwindigkeit erforderlich. Deshalb wird das Verhältnis zwischen Eigenfrequenz des Bauwerks und der Erregerfrequenz der Überfahrt als Bezugswert herangezogen. Die Erregerfrequenz lässt sich in Abhängigkeit von der Fahrzeuggeschwindigkeit als $\frac{v}{2L_B}$ darstellen.

Abbildung 7.7 legt einen Zusammenhang zwischen der Fahrzeuggeschwindigkeit und D_R nahe. Durch die Normierung der Geschwindigkeit ergibt sich bauwerksübergreifend ein einheitliches Bild: Zunächst nimmt D_R bei steigender Geschwindigkeit augenscheinlich wellenförmig zu und erreicht dabei einen Wert von etwa 1,5. Anschließend folgt ein globales Maximum bei einem Verhältnis von 0,2 sowie ein ausgeprägtes lokales Minimum bei etwa 0,3. Für alle Bauwerke endet die Darstellung der Ergebnisse bei 60 m/s. Realistisch ist für die betrachteten Beispiele lediglich eine Geschwindigkeit von bis zu 22,2 m/s. Dies entspricht in etwa dem ersten Drittel der dargestellten Verläufe. Aufgrund der Normierung variiert dieser relevante Bereich in Abhängigkeit zum betrachteten Bauwerk. Exemplarisch wurden realistische Geschwindigkeiten von Lkw überschlägig markiert. Da für andere Bauwerke, welche nicht Bestandteil dieser Untersuchung sind (z. B. Brücken mit kürzeren Spannweiten), aufgrund der Normierung der Geschwindigkeit abweichende Verhältnisse relevant werden können, wurde exemplarisch für ein Bauwerk die Geschwindigkeit weiter auf bis zu 120 m/s erhöht, um eine entsprechende Prognose zu ermöglichen. Es ist anzumerken, dass derartig hohe Geschwindigkeiten für Lkw nicht realistisch sind. D_R verbleibt für höhere Geschwindigkeiten auf nahezu konstantem Niveau.

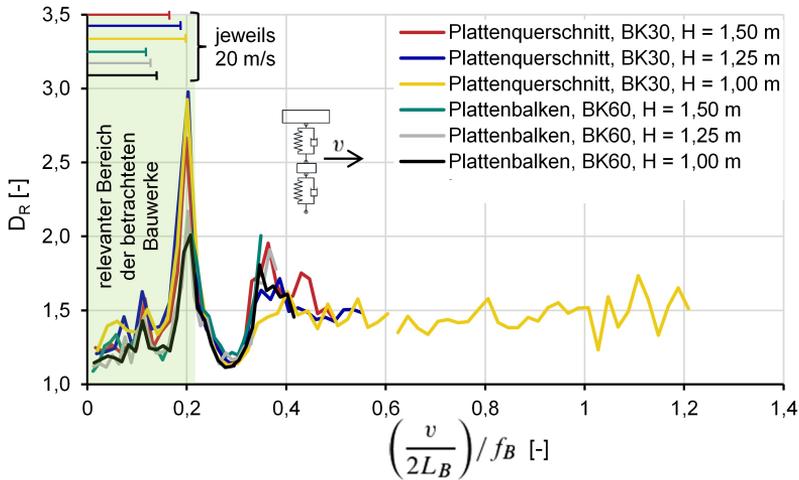


Abb. 7.7: Einfluss der Fahrbahnqualität $\Phi(\Omega_0) = 8 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ in Abhängigkeit der Geschwindigkeit als Mittelwert

Für den relevanten Bereich (siehe Abbildung 7.7) lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen: Die Fahrzeuggeschwindigkeit übt einen starken Einfluss auf D_R aus. In dieser vereinfachten Betrachtung ist eine wellenförmige Abhängigkeit zu erkennen. Im Mittel nimmt D_R bei steigender Geschwindigkeit zu und erreicht bei $\frac{v}{2L_B} = 0,2$ sein globales Maximum. Bereits kleine Änderungen der Geschwindigkeit können speziell im Bereich dieses Maximums einen großen Einfluss haben. Diese 2 wird durch die Ergebnisse dieser Untersuchung bestätigt.

7.3.4 Untersuchung überhöhter Einzelwerte von D_R in einem Verkehrsband

In den vorangegangenen Untersuchungen dieses Kapitels konnten sowohl bei der Auswertung zufälliger Verkehrsbänder (siehe Abbildung 7.2) als auch für Einzelachsen bei variabler Geschwindigkeit (siehe Abbildung 7.7) stark erhöhte Einzelwerte festgestellt werden. Während diese in Abbildung 7.2 einem zufälligen Charakter unterlagen, sind sie in Abbildung 7.7 einer bestimmten Geschwindigkeit bzw. einem bestimmten Verhältnis von Erreger- zu Eigenfrequenz zuzuordnen. These 3 besagt pauschal, dass Einzelüberfahrten, welche einen betragsmäßig auffällig hohen D_R -Wert zur Folge haben, einen niedrigen Anteil an der Gesamtschädigung aufweisen. Das bedeutet, obwohl die Schädigung im Ist-Zustand im Vergleich zur ideal glatten Fahrbahn hoch ist, handelt es sich bei der Fahrzeug-Brücke-Kombination selbst (z. B. im Vergleich zu anderen in einem Verkehrsband enthaltenen Überfahrten) um eine für die Lebensdauer des Bauwerks günstige Konstellation.

Um die beiden genannten Zusammenhänge gemeinsam darzustellen, ist es zweckdienlich, auch die folgende Untersuchung in Abhängigkeit zum Verhältnis von Erreger- zu Eigenfrequenz durchzuführen. Hierbei werden zunächst die sechs Brücken in Kombination mit einer ideal glatten Fahrbahn (D_0) bei der Überfahrt einer Einzelachse simuliert. Es folgt eine Gegenüberstellung dieser

Ergebnisse mit einer rein statischen Betrachtung (D_{stat}). Es ist jeweils nur eine einzelne Simulation notwendig, da keine Variation der glatten Fahrspuren möglich ist. Die weitere Darstellung der Ergebnisse erfolgt in Abbildung 7.8 (in einfach logarithmischer Form und in Anlehnung an Abbildung 7.7).

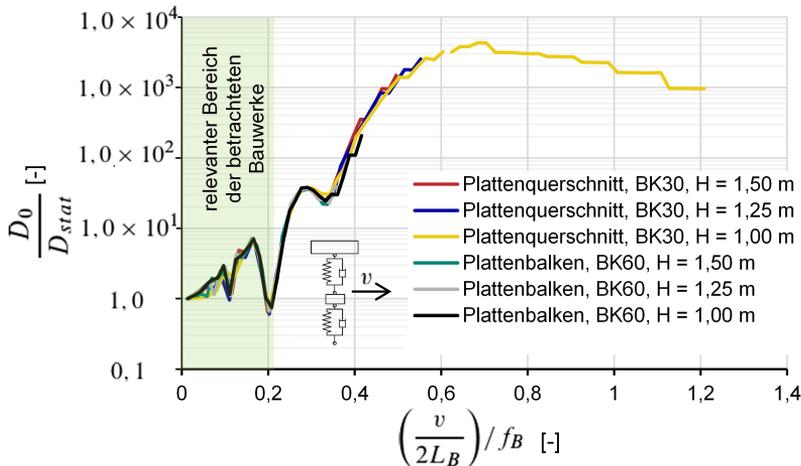


Abb. 7.8: Einfluss der Geschwindigkeit bei ideal glatter Fahrbahn

$\frac{D_0}{D_{stat}}$ ist als Einfluss der Geschwindigkeit bei ideal glatter Fahrbahn zu interpretieren. Auch in Abbildung 7.8 ist durch die Normierung der Geschwindigkeit bauwerksübergreifend eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse zu verzeichnen. Tendenziell nimmt die Bauwerksschädigung bei steigender Geschwindigkeit stark zu. Der Maximalwert wird bei einem Verhältnis von Erregerfrequenz zu Eigenfrequenz von etwa $2/3$ erreicht. Qualitativ entspricht diese Darstellung dem geschwindigkeitsabhängigen Verlauf des in Cantieni 1992 auf Grundlagen von Messungen beschriebenen dynamischen Inkrements ($\frac{u_0}{u_{stat}}$). Wie in Cantieni 1992 beschrieben, ist mit ausgeprägten Tälern und Bergen bei steigender Geschwindigkeit zwar eine starke Abhängigkeit erkennbar, es sei jedoch „nicht möglich, allgemeingültige Aussagen über den Einfluss eines bestimmten Versuchsparameters [...] zu machen“. Eine Gegenüberstellung zu Abbildung 7.7 verdeutlicht, dass deren Verlauf näherungsweise gegenläufig ist. Am Beispiel des Extrempunkts 0,2 bedeutet dies, dass der Einfluss der rauen Fahrbahn im Vergleich zur ideal glatten Fahrbahn hier zwar sehr hoch ist, bei ideal glatter Fahrbahn jedoch im Vergleich zu anderen Geschwindigkeiten sehr geringe Bauwerksschädigungen D_0 auftreten.

Es wird deutlich, dass hohen Einzelwerten von D_R unwesentliche dynamische Bauwerksreaktionen gegenüberstehen. In solchen Fällen kommt es im Vergleich zur statischen Last zu geringfügigeren Bauwerksschädigungen. Diese gegenläufigen Einflüsse legen eine geringe Bedeutung von hohen Einzelwerten des Faktors D_R nahe. Sie erklären somit den unwesentlichen Effekt, den eine hohe Standardabweichung in Bezug auf die Einzelfahrzeuge auf das Ergebnis des aufsummierten Verkehrsbands hat (siehe Abbildung 7.2). Diese 3 wird durch die Ergebnisse dieser Untersuchung bestätigt.

7.3.5 Einfluss des Fahrzeugtyps bei rauer Fahrbahn

In Abschnitt 7.2 wurden Verkehrsbänder bestehend aus den Fahrzeugtypen 97 und 98 erzeugt, der Achsstand der Fahrzeuge sowie die Achseigenschaften für jedes Einzelfahrzeug variiert. These 4 besagt, dass aus dem verwendeten Fahrzeugtyp bzw. Einzelfahrzeug ein Einfluss auf das zu erwartende D_R resultiert. In Anlehnung an vorangegangene Thesen folgt eine Untersuchung verschiedener Fahrzeugtypen an sechs Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von 400 Fahrspurpaaren. Neben den Lkw Typen 97 und 98 kommt zur Referenzierung eine Einzelachse zum Einsatz. Dies erlaubt Einflüsse aus der Fahrzeuggeometrie (z. B. dem Achsstand) zu identifizieren. Die Fahrzeugeigenschaften bleiben für jede Simulation konstant und sind Tabelle 4.4 sowie Tabelle 4.5 zu entnehmen.

Abbildung 7.9 stellt das Ergebnis dieser Simulationen dar. Zu jeder Fahrzeug-Bauwerk-Konstellation ist jeweils D_R als Mittelwert der 400 Einzelergebnisse zu verstehen. Da die Resultate der einzelnen Brückenbauwerke teils stark von einander abweichen, ist zur Einordnung das Verhältnis von Erreger- zu Eigenfrequenz als schwarzer Querbalken ergänzt.

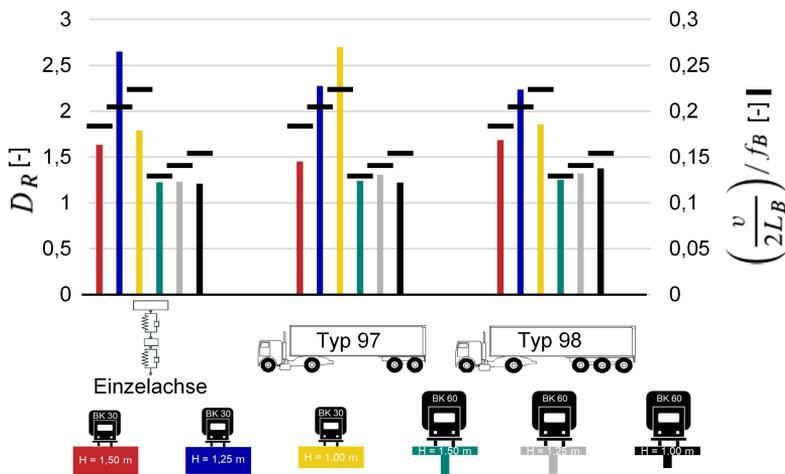


Abb. 7.9: D_R verschiedener Fahrzeugtypen und Brückenquerschnitte der Länge 15 m

Fahrzeugtypübergreifend ist in Abbildung 7.9 ein ähnliches Muster zu erkennen, welches zunächst anhand des idealisierten Modells der Einzelachse beschrieben wird. Die Plattenquerschnitte weisen deutlich höhere D_R -Werte auf als Brücken mit einem Plattenbalkenquerschnitt. Durch Interpretation der ergänzten Verhältnisse von Erreger- zu Eigenfrequenz wird dieser Zusammenhang plausibel. Dieses Verhältnis nimmt für die Plattenquerschnitte deutlich höhere Werte an. Demnach ist gemäß Abschnitt 7.3.3 auch mit einem größeren D_R zu rechnen. Für ein Verhältnis von 0,2 wird D_R maximal. Die Werte entsprechen Abbildung 7.7. Für beide Sattelzugtypen ergeben sich ähnliche Resultate. Da die maßgebende hintere Doppel- bzw. Dreifachachse in ihrer Länge vom ideellen Wert 0 m abweicht, ist von einer Verschiebung des Maximalwerts auszugehen, sodass dieser, wie für Typ 97 sichtbar, in einem leicht abweichenden Verhältnis auftritt. Dies lässt sich als Einfluss des Achsstands interpretieren.

Um auch den Achsstand gezielt als Variable in die Untersuchung einzubeziehen, ist eine weitere Betrachtung erforderlich. Die Überfahrt eines hypothetischen Fahrzeugs, bestehend aus zwei unabhängigen Einzelachsen, wird über die Brücken simuliert. Diese Untersuchung erfasst bei schrittweise um 0,5 m erhöhtem Achsstand sowohl jeweils 400 raue Fahrspurpaare als auch zur Referenzierung der Ergebnisse die ideal glatte Fahrbahn. Bei großem Achsstand sind bezogen auf D_0 , bedingt durch die periodische Anregung der Brücke, Resonanzeffekte zu beobachten. Bezogen auf den Einfluss der Fahrbahnqualität konnte trotz einer Abhängigkeit zum Achsstand variablem D_R keine bauwerksübergreifenden Zusammenhänge festgestellt werden. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in Anhang D dargestellt.

Zusammenfassend konnten aus den simulierten Experimenten keine Folgerungen für These 4 abgeleitet werden. Die erste Untersuchung, dargestellt in Abbildung 7.9, ergab für D_R lediglich leichte Abweichungen in Abhängigkeit des Fahrzeugtyps. Diese konnten bedingt durch den Übergang einer Einzelachse hin zu einer Mehrfachachse schlüssig dem Einfluss der Geschwindigkeit zugeordnet werden. Die auf dieser Folgerung aufbauende Untersuchung zum Einfluss des Achsstands lässt keine bauwerksübergreifende Schlussfolgerung auf Abhängigkeiten zu D_R zu.

7.3.6 Zusammenwirken von Bauwerkseigenschaften und Fahrbahnqualität

In den vorangegangenen Abschnitten wurden Bauwerkseigenschaften in Form von sechs Querschnitten vergleichend gegenübergestellt. Ziel dieses Vorgehens war, andere Einflussgrößen wie die Fahrzeuggeschwindigkeit bei variabler Bauwerkssteifigkeit und Eigenfrequenz darzustellen. Hierfür wurde eine bauwerksabhängige Normierung der Geschwindigkeit unumgänglich. Dies verdeutlicht, dass die Wahl des Bauwerks, z. B. in Form seiner Eigenfrequenzen, erheblichen Einfluss auf D_R ausübt. Die Richtigkeit von These 5 ist somit bereits bestätigt. In diesem Abschnitt wird die Betrachtung des Bauwerks um weitere Aspekte wie das statische System oder die Spannweite ergänzt.

Zuerst werden die beiden in Kapitel 5 definierten Systeme gegenübergestellt: Einfeldrige und zweifeldrige Straßenbrücken. Die Spann- bzw. Feldweite soll jeweils 15 m betragen. Diese Wahl ermöglicht für beide Systeme vergleichbare Rahmenbedingungen wie eine identische Fahrzeuggeschwindigkeit und damit verbunden identische Erregerfrequenzen, ähnliche erste Eigenfrequenzen (aufgrund der Betrachtung im gerissenen Zustand) sowie ähnliche Bauwerkssteifigkeiten. Der verwendete Fahrzeugtyp entspricht vereinfacht einer Einzelachse (siehe Tabelle 4.4). Für sechs unterschiedliche Querschnitte werden je 400 Simulationen durchgeführt und in Form der Mittelwerte von D_R in Abbildung 7.10 gegenübergestellt. Die Zahlenwerte des Einfeldträgers entsprechen mit hoher Genauigkeit Abbildung 7.7.

Für die untersuchten Plattenbalkenquerschnitte ergibt ein Vergleich der beiden Systeme trotz verschobener Bauwerkseigenfrequenzen gleichwertige Ergebnisse. Eine Gegenüberstellung der Plattenquerschnitte zeigt hingegen deutliche Abweichungen zwischen Einfeld- und Zweifeldsystemen. Zur Interpretation dieses unterschiedlichen Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer der Brücken wird das Verhältnis von Erregerfrequenz zu Eigenfrequenz in die Betrachtung aufgenommen. Wie in vorangegangenen Untersuchungen ist das jeweilige Maximum von D_R bei 0,2 zu verorten. Während D_R jedoch für den Einfeldträger maximale Werte von über 2,5 annimmt, steigt D_R am Zweifeldträger nicht über 1,4. Diese Unterschiede zwischen den beiden Systemen

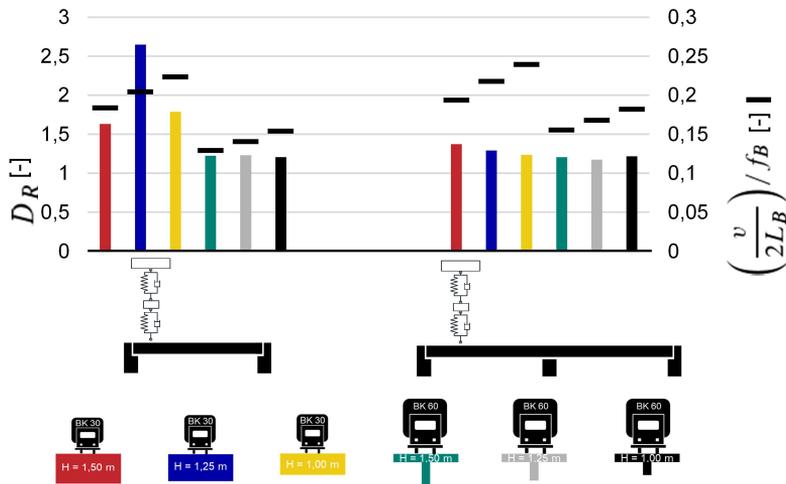


Abb. 7.10: Gegenüberstellung Einfeldträger - Zweifeldträger der Spann- bzw. Feldweite von 15 m

lassen sich anhand der größeren Biegesteifigkeit eines Zweifeldträgers erklären. In Abbildung 7.7 ist zu erkennen, dass Systeme mit höherer Biegesteifigkeit (dort Plattenbalkenquerschnitte) kleinere Maximalwerte aufweisen.

Eine anschließende Untersuchung der Spannweite wird durch deren großen Einfluss auf andere Bauwerks- und Fahrzeugeigenschaften erschwert. Neben der Bauwerkssteifigkeit beeinflusst sie sowohl die Eigen- als auch in Form der Überfahrtdauer die Erregerfrequenz eines Systems. Um über variable Spannweiten hinweg ähnliche Voraussetzungen zu schaffen, werden zunächst die Querschnittsabmessungen definiert. Die sechs Querschnittstypen (siehe Abbildung 7.3) werden in ihrer Bauteilhöhe linear in Abhängigkeit zur Spannweite angepasst, die Bewehrung durch die zugrunde gelegte Bemessungsvorschrift gewählt. Für jedes System mit zugehöriger Spannweite kann anschließend die Eigenfrequenz im gerissenen Zustand ermittelt werden. Um den Einfluss der Geschwindigkeit teilweise auszuklammern, ist anschließend ein einheitliches Verhältnis von Erreger- und Eigenfrequenz zu wählen. Zur Vermeidung von Resonanzeffekten soll dies im Folgenden $\frac{v}{2L_B} / f_B = 0,12$ betragen. Die in einer derart normierten Darstellung für jeden Einzelfall variable Geschwindigkeit ergibt sich somit in Abhängigkeit von Spannweite und Querschnitt und kann Anlage D entnommen werden. Durch diese Normierung wird, bezogen auf das Einzelfahrzeug, eine variable Geschwindigkeit in Kauf genommen. Dies bedeutet bereits bei starrem Untergrund für die Simulation der Achsen bei identischen Fahrspuren abweichende Kontaktkräfte (siehe z. B. Hahn 1986). Dieses Vorgehen scheint daher zunächst ungeeignet.

In dieser Hinsicht ergibt sich bei Betrachtung der Plattenbalkenquerschnitte eine Besonderheit: Es ist zu erkennen, dass Erreger- und Eigenfrequenz im Gegensatz zu den Plattenquerschnitten bei zunehmender Spannweite im Bereich zwischen 15 m und 30 m in einem ähnlichen Maße abnehmen. Geschwindigkeit und normierte Geschwindigkeit verbleiben daher näherungsweise konstant. Aus diesem Grund sind die Ergebnisse der Plattenbalken für die folgende Auswertung von besonderer Relevanz.

Für die anschließende Untersuchung wird die Spannweite der sechs Brückentypen beginnend bei 10 m schrittweise um jeweils 1 m auf 30 m erhöht. Bei jedem Schritt sind 400 Simulationen an zufälligen Fahrspurpaaren durchzuführen und der Mittelwert von D_R zu ermitteln. Die Ergebnisse sind Anlage D zu entnehmen. Für alle sechs Brücken nimmt D_R bei wachsender Spannweite deutlich höhere Werte an. Während die Plattenbalken näherungsweise deckungsgleiche Verläufe aufweisen, weichen die Ergebnisse der Plattenquerschnitte voneinander ab. Dies kann mit der Normierung der Geschwindigkeiten, also mit der zunehmenden Fahrzeuggeschwindigkeit bei steigender Spannweite erklärt werden und ist somit nur bedingt der Spannweite zuzuordnen. Auf Grundlage der drei Plattenbalken kann geschlossen werden, dass eine deutliche Abhängigkeit zwischen der Bauwerkslänge und dem Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken besteht. Bei zunehmender Spannweite nimmt D_R deutlich zu.

Diese Zunahme des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer der Brücke bei wachsender Spannweite ist zu erwarten. Im Bezugssystem des Fahrzeugs ähnelt es einer Vergrößerung des Beobachtungszeitraums. Je länger das Bauwerk, desto wahrscheinlicher nimmt die Zufallsgröße Kontaktkraft im relevanten Zeitraum, in dem sich das Fahrzeug in Feldmitte befindet, einen hohen Wert an. Bezogen auf reale Bauwerke ist anzumerken, dass zwar der Einfluss der Fahrbahn bezogen auf die Kontaktkräfte eines Einzelfahrzeugs steigt, jedoch der Einfluss des Einzelfahrzeugs aufgrund der bei wachsender Spannweite größer werdenden Bemessungskräfte abnimmt, da auf solchen Brücken mehrere Fahrzeuge gleichzeitig zu erwarten sind.

Zusammengefasst lässt sich sagen, dass These 5 bestätigt werden konnte. Sowohl die genauen Querschnitteigenschaften als auch die Spannweite haben einen erheblichen Einfluss auf D_R und sind bei dessen Ermittlung explizit zu berücksichtigen. Der Einfluss des statischen Systems konnte nur bedingt dargestellt werden.

7.4 Diskussion

7.4.1 Übersicht zu ausgewählten Eingangsparametern

Der vorangegangene Abschnitt verdeutlicht, dass zur Ermittlung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken eine Vielzahl an Rahmenbedingungen zu beachten sind. Diese haben erhebliche Auswirkungen auf die Wechselwirkungen zwischen Fahrzeug und Bauwerk. Hierbei handelt es sich meist um dynamische Effekte. Die Angabe allgemeingültiger Näherungswerte zu D_R , welche bauwerk- und fahrzeugübergreifend gelten, wird in der Folge komplexer.

Die Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchung von fünf Thesen sind in Tabelle 7.2 zusammengefasst. Besonders auffällig ist hierbei der Einfluss der Fahrzeuggeschwindigkeit und jener der Bauwerkseigenschaften. Beide nehmen erheblichen Anteil an dem Verhältnis zwischen Erreger- und Eigenfrequenz und können daher nicht vorhersehbare dynamische Interaktionen wie Resonanzeffekte verursachen. Eine pauschale Prognose von D_R ist daher nicht möglich. Es konnte jedoch auch gezeigt werden, dass im Rahmen der untersuchten Verkehrsbänder derartige Interaktionen, denen durch dynamische Effekte ein hohes D_R zuzuordnen ist, ein geringer Anteil an

Untersuchungsgegenstand	Einfluss auf D_R	Folgerung
Oberflächenmodifikationen	bestätigt	Anwendung nicht zu empfehlen
Fahrzeuggeschwindigkeit	bestätigt	Unvorhersehbare dynamische Interaktion Tendenziell nimmt D_R mit Geschwindigkeit zu
Überfahrten mit hohem D_R	bestätigt	Überfahrten mit hohem D_R haben tendenziell geringen Einfluss auf die Gesamtschädigung
Fahrzeugtyp	-	Keine Folgerungen abgeleitet
Bauwerkseigenschaften	bestätigt	Unvorhersehbare dynamische Interaktion Tendenziell nimmt D_R mit der Spannweite zu

Tabelle 7.2: Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der fünf aufgestellten Thesen (siehe Abschnitt 7.3)

der Gesamtschädigung zugrunde liegt. Es wäre demnach ein möglicher Ansatz, in Folgeuntersuchungen zunächst ohne die Berücksichtigung derartiger dynamischer Wechselwirkungen fortzuführen.

7.4.2 Einfluss der Fahrbahnqualität auf starren Brücken

Um auch für diese Arbeit eine grobe Näherung zu ermöglichen, werden in diesem Abschnitt die Wechselwirkungen zwischen Fahrzeug und Bauwerk aus der Betrachtung ausgeschlossen. Es wird von einem starren Brückenbauwerk ausgegangen. Bauwerkseitige Rahmenbedingungen wie die Biegesteifigkeit, das Schwingungsverhalten oder auch die Bemessung spielen im Folgenden daher keine Rolle. Das Bauwerk selbst geht ausschließlich über seine Spannweite in die Betrachtung ein, welche zur Schnittgrößenermittlung erforderlich wird. D_R kann in Anlehnung an Abschnitt 6.3.1 direkt aus dem Momentenverlauf abgeschätzt werden. Um auch die Auswirkungen durch unterschiedliche Fahrzeuge zu minimieren, wird vereinfacht eine Einzelachse (siehe Tabelle 4.5) als Zweispurmodell angesetzt. Die Geschwindigkeit soll 80 km/h betragen.

Mit der Annahme eines starren Bauwerks lässt sich auf Grundlage der Einflusslinie direkt aus den zeitabhängigen Kontaktkräften $P(t)$ sowie den Koordinaten in Längsrichtung x die auf die Bauwerksmitte bezogene Einwirkung P_B ermitteln. Daraus ergibt sich der zeitabhängige statische Momentenverlauf. Abbildung 7.11 veranschaulicht dieses Vorgehen. Dort ist die normierte Kontaktkraft $P(t)$ sowie die auf die Bauwerksmitte bezogene Einwirkung $P_B(t, x)$ dargestellt. Es wird deutlich, dass die Maximalwerte beider Verläufe nicht an derselben Koordinate liegen. Während P in diesem Beispiel bei etwa 5 m den maximalen Wert annimmt, liegt unter Berücksichtigung der Einflusslinie des Biegemoments in Feldmitte das Maximum von P_B mit einem deutlich kleinerem Wert bei etwa 6,5 m. Eine wachsende Spannweite wäre mit einer Streckung der Einflusslinie gleichzusetzen. Der grün markierte näherungsweise konstante Bereich der Einflusslinie würde dabei vergrößert. In der Folge würde der maximale Wert von P_B sich entsprechend zu 5 m verschieben und betragsmäßig einen höheren Zahlenwert annehmen.

Die folgende Untersuchung beinhaltet als Variable daher neben der Fahrbahnqualität auch die Spannweite der Brücke. Diese wurde in Schritten von 5 m beginnend bei 10 m auf 30 m erhöht.

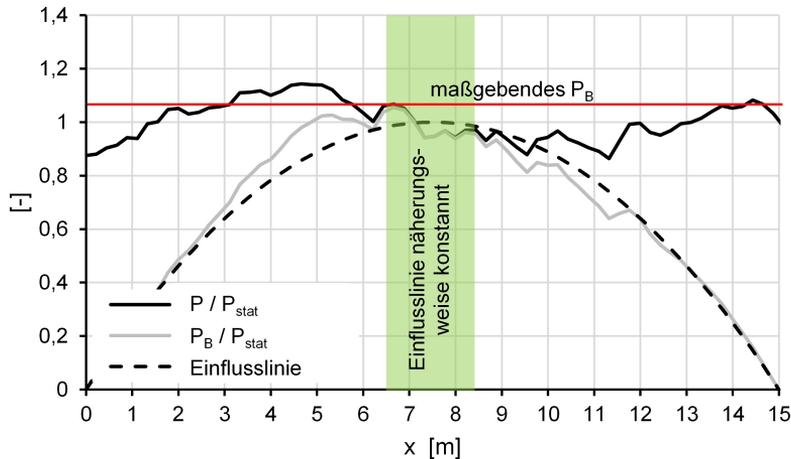


Abb. 7.11: Prinzipielle Darstellung: Veränderliche Einwirkung und Einflusslinie einer beweglichen Einzellast auf einem Einfeldträger der Spannweite 15 m

Die Untersuchung enthält Fahrbahnen im Bereich von $\Phi(\Omega_0)$ gleich $4 \times 10^{-6} \text{m}^3$ und $8 \times 10^{-6} \text{m}^3$. Zu jeder Spannweiten-Oberflächen-Kombination wurden 400 Fahrspurpaare zufällig erzeugt. Mithilfe der Einflusslinie lässt sich das maximale statische Biegemoment in Feldmitte sowie D_R errechnen.

In Abbildung 7.12 sind die Untersuchungsergebnisse getrennt nach Fahrbahnqualität und Spannweite in Form einer Zufallsgröße mit Mittelwert und Standardabweichung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass D_R sowohl bei steigender Spannweite als auch bei abnehmender Oberflächenqualität zunimmt. Um die Fahrbahnqualität ins Zentrum der Betrachtung zu rücken, wird D_R über die untersuchten Spannweiten hinweg gemittelt. Für ein Wert von $\Phi(\Omega_0)$ gleich $4 \times 10^{-6} \text{m}^3$ ergibt sich für D_R 1,16, bei $\Phi(\Omega_0)$ gleich $8 \times 10^{-6} \text{m}^3$ nimmt D_R im Mittel den Wert 1,32 an. Dies legt wie in Kapitel 6 unterstellt, einen linearen Zusammenhang zwischen Fahrbahnqualität und Lebensdauer der Brücke nahe.

Die Untersuchungsergebnisse nach Abbildung 7.12 berücksichtigen keine dynamischen Wechselwirkungen und sind somit auch nicht als allgemeingültige Richtwerte zu verstehen. Unter der Annahme, dass die Fahrzeug-Bauwerk-Interaktion den Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken entweder nicht beeinflusst oder verstärkt, lässt sich Abbildung 7.12 jedoch als unterer Grenzwert interpretieren. Um dies zu veranschaulichen, folgt eine Gegenüberstellung zu vorangegangenen Kapiteln: In Kapitel 6 wurden beispielhaft drei Bauwerke untersucht. Die Feldweite betrug zwischen 12 und 15 m. Weitere Unterschiede der statischen Systeme werden hier vernachlässigt. Darüber hinaus folgen in Kapitel 7 Untersuchungen mit einer Spannweite von 12 m und einem zufälligen Verkehrsband. Die Gegenüberstellung mit den in Abbildung 7.12 dargestellten Mittelwerten ist in Tabelle 7.3 zusammengefasst. Es ist zu erkennen, dass eine starre Brücke als untere Grenze immer eingehalten ist. Für die Brücke 3B des AASHO Road Tests (siehe Abbildung 6.22) wird dieser weit übertroffen. Es ist von einer beträchtlichen Fahrzeug-Bauwerk-

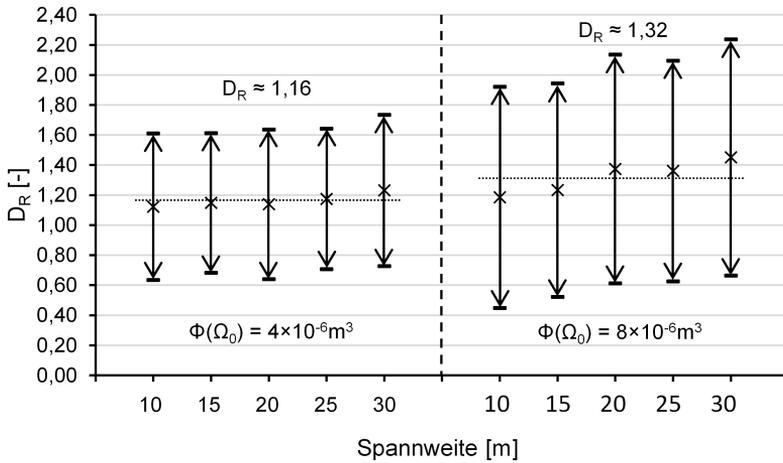


Abb. 7.12: Zusammenstellung von D_R bei Einfeldträgern variabler Spannweite und starre Brücke

Interaktion auszugehen. Die Betrachtung eines zufälligen Verkehrsbandes (siehe Abbildung 7.2) ergibt eine leichte Überschreitung des Grenzwertes. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass es mit Blick auf spezifische Einzelfahrzeuge zu einer erhöhten Interaktion kam. Zusammenfassend bestätigt Tabelle 7.3 die Annahme eines unteren Grenzwertes. Kommt es zu einer ausgeprägten Interaktion zwischen Brücke und Fahrzeug, wird deutlich, dass dieser beträchtlich überschritten werden kann.

L [m]	Dynamische Brücke		Starre Brücke		Untersuchung
	Untersuchung	D_R [-]	D_R [-]	Untersuchung	
12	Abbildung 6.9	1,20	1,21		Abbildung 7.12
15	Abbildung 6.15	1,25	1,23		
15,2	Abbildung 6.22	2,38	1,21		
12	Abbildung 7.2	1,29	1,21		

Tabelle 7.3: Gegenüberstellung: Dynamische Brücke - Starre Brücke

7.4.3 Empfehlungen für die Baupraxis

In dieser Arbeit wurde eine Methode zur Darstellung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer einer Brücke entwickelt. Das Ergebnis ist daher kein gängiges Nachweisformat, das in der Praxis mit Bezug auf eine Bemessungsrichtlinie direkt Anwendung finden kann. Es ist vielmehr als Grundlage bzw. Rechenmodell für Folgeuntersuchungen zu verstehen. Dennoch ist anhand der dargestellten Beispiele zu erkennen, dass der Einfluss der Fahrbahnqualität gemeinsam mit der Geschwindigkeit beträchtlich ist.

Abseits gängiger Nachweisformate lässt sich auf Grundlage dieser Arbeit die entwickelte Methode bereits anwenden. Für Einzelbauwerke wäre somit eine quantifizierbare Antwort auf die Fragestellung möglich, ob die Fahrbahn im Bereich einer Brücke häufiger zu sanieren ist als der restliche Streckenabschnitt. Abbildung 7.13 stellt konzeptionell die Zusammenhänge zwischen Fahrbahnqualität und der Restlebensdauer des Tragwerks in Abhängigkeit zur Zeit dar. Es werden zwei Szenarien gegenübergestellt, eines mit und eines ohne Sanierung. Beiden Szenarien liegt die Annahme zugrunde, dass sich der Zustand der Fahrbahnoberfläche im Laufe der Zeit verschlechtert. Ein schlechterer Zustand der Fahrbahn führt zu einer höheren Schädigung am Tragwerk und daher zu einem schneller abfallenden Zustand der Brücke. Es ist zu erkennen, dass die Schädigung am Tragwerk zum Ende des Betrachtungszeitraums aufgrund der Sanierung der Fahrbahn kleiner ist. Für reale Bauwerke sind die Punkte und Kurvenverläufe der Abbildung 7.13 mit Zahlenwerten zu versehen, die mit Messungen und in dieser Arbeit entwickelten Methoden ermittelt werden können.

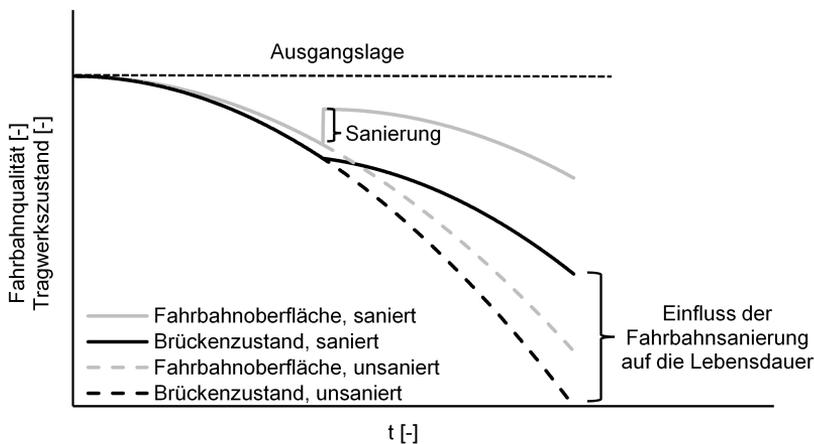


Abb. 7.13: Konzeptionelle Darstellung: Einfluss einer Fahrbahnsanierung auf die Lebensdauer von Brücken

Bei der Durchführung einer Sanierung ist zu empfehlen, eine möglichst glatte Oberfläche als Ziel der Maßnahme festzulegen. Es ist dringend davon abzuraten, Fahrzeuge durch gezielte Anregung bestimmter Frequenzen oder Phasenwinkel planmäßig in Schwingung zu versetzen und somit die dynamische Einwirkung an relevanten Tragwerksteilen zu senken. Die Folgen einer derartigen Maßnahme wären aufgrund individueller Systemeigenschaften bei jeder einzelnen Überfahrt für Tragwerk und Fahrzeuge nicht absehbar.

8 Fazit

Zusammenfassung

Hat die Fahrbahnqualität Einfluss auf die Lebensdauer von Brückentragwerken?

Mit dem Ziel, den Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer der Tragstruktur von Straßenbrücken zu untersuchen, wurde ein geeignetes Konzept zur Simulation und Interpretation des gekoppelten Fahrzeug-Brücke-Verhaltens hergeleitet. Konkret ist unter Anwendung der entwickelten Methode quantifizierbar, inwieweit eine glatte Fahrbahnoberfläche im Bereich einer Brücke die Extremwerte von zeitlich veränderlichen Kontaktkräften zwischen Fahrzeug und Brückenbauwerk reduziert und somit einen positiven Einfluss auf die Lebensdauer des Tragwerks ausübt. Auf diese Weise soll der Mehrwert einer Fahrbahnsanierung für das Tragwerk einer Brücke darstellbar werden. Anhand der untersuchten Beispiele ist zu erkennen, dass die Lebensdauer bei einer glatten Fahrbahn je nach Spannweite um etwa 30 % höher liegt als bei einer Fahrbahn mit guter Oberflächenqualität. Dies geschieht in den drei zunächst separat zusammengefassten folgenden Teilaspekten:

Den ersten Schwerpunkt stellt die Fahrbahnoberfläche dar. Diese wird mit Blick auf die betrachtete Überfahrt eines Fahrzeugs als starrer Untergrund angenähert. Auf eine Einführung gängiger Messmethoden folgt die Vorstellung unterschiedlicher Schadensbilder. Neben speziellen Unebenheiten sind vor allem die sogenannten Längsunebenheiten für diese Arbeit relevant. Zur Bewertung einer Fahrbahn in Längsrichtung erfolgt eine Messung und Bewertung entlang der Fahrtrichtung. Die Fahrbahn kann von einer Fläche auf eine bzw. zwei parallele Fahrspuren reduziert werden. Eine Bewertung unterschiedlicher, aber potenziell dennoch gleichwertiger Oberflächengeometrien ist über die spektrale Leistungsdichte dieser Fahrspuren möglich. Dies kommt einer Überführung der Darstellung von der Weg- in die Frequenzdomäne gleich. Darüber hinaus ist auf Grundlage eines solchen Spektrums auch die Ermittlung zufälliger Fahrspuren mit einer vorgegebenen Oberflächenqualität möglich. Diese kann einem Ein- oder Zweispurmodell entsprechen. Zufällige Oberflächen dienen z. B. zur Darstellung eines noch nicht existierenden Zielzustands nach einer geplanten Sanierung und sind daher für die Prognose der Auswirkung einer Sanierung auf das Tragwerk hilfreich.

Aufgrund ihrer rauen Oberfläche versetzt die Fahrbahn das Fahrzeug in Abhängigkeit von dessen Geschwindigkeit durch Fußpunktanregung in Schwingung. Hieraus resultieren die zeitlich variablen Kontaktkräfte zwischen Fahrbahn und Fahrzeug. Um auf umfangreiche Messungen verzichten zu können, gilt es, die resultierende Antwort eines Lkw präzise vorherzusagen. Nach einer Beschreibung wesentlicher Fahrzeugparameter folgte eine Zusammenfassung und Bewertung von Bewegungsrichtungen und Freiheitsgraden, welche in einer Simulation des Fahrzeugs zu berücksichtigen sind. Es wurde gezeigt, dass die einzelnen Fahrzeugachsen weitestgehend als unabhängige Systeme, sogenannte Hubmodelle, dargestellt werden können. Zur Berücksichtigung von

gefederter und ungefederter Masse verfügt beispielsweise das Hubmodell einer Einzelachse über zwei Freiheitsgrade. Auf das Gesamtfahrzeug bezogene Bewegungen wie Wanken oder Nicken können im betrachteten Fall unberücksichtigt bleiben. Nur für in Mehrfachachsen zusammengefasste Räder sind Nickbewegungen mit abzubilden. Es folgte eine Zusammenstellung der verwendeten Achsmodelle sowie der Fahrzeugeigenschaften. Es wurden die beiden Sattelzüge Typ 97 (Auflieger mit Doppelachse) und Typ 98 (Auflieger mit Dreifachachse) als relevant klassifiziert.

Das dynamische Bauwerksverhalten einer Stahlbetonbrücke lässt sich detailliert unter Verwendung der FEM simulieren. Das Ergebnis ist von einer Vielzahl bauwerkspezifischer Eigenschaften abhängig. Der Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer der Brücke lässt sich aufgrund unbekannter Abhängigkeiten zu den detaillierten Eingangsparametern nur schwer aus der Antwort des Bauwerks isolieren. Um darüber hinaus die Rechengeschwindigkeit zu erhöhen und somit speziell für den zu prognostizierenden Zielzustand eine Vielzahl an möglichen Resultaten zu berücksichtigen, ist ein reduziertes Modell der Brücke zu wählen. Vorangegangene Auswertungen von FEM-Simulationen mittels FT legen nahe, dass für das Szenario Überfahrt einer Einzellast fast ausschließlich Schwingungen der ersten Eigenform (Einfeldsystem) bzw. der ersten beiden Eigenformen (Zweinfeldsystem) relevant werden. In diesem Sinne kann ein Einfeldträger als Einmasseschwinger, ein Zweinfeldträger als eine Überlagerung zweier Einmasseschwinger dargestellt werden. Auf Grundlage der Verformung und einer Unterteilung in die entsprechenden Eigenformen können Schnittgrößen und ermüdungsbedingte Materialschädigung zurückgerechnet werden.

Es folgt die Zusammenführung von Fahrbahn, Fahrzeug und Bauwerk in einem gekoppelten System. Eine geschlossene Lösung dieses Modells ist nicht möglich, für die Simulationen wird ein eigen entwickeltes iteratives Näherungsverfahren genutzt. Mit dem Ziel einer anschaulichen Bewertung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer eines Tragwerks wird anschließend der Begriff der relativen Schädigung D_R eingeführt. D_R stellt den ermüdungsbedingten Schaden, welcher durch den gegebenen Ist-Zustand entsteht, in Relation zu einem Referenzszenario dar. Um den Einfluss der Fahrbahn zu isolieren, entspricht dieses Referenzszenario einer ideal glatten Oberfläche. D_R ergibt sich aus:

$$D_R = \frac{D_{ist}}{D_0} \quad (8.1)$$

Anschließend wird die relative Schädigung anhand von Beispielbauwerken ermittelt und dargestellt. Hierbei steht jeweils ein fest definiertes Fahrzeug im Zentrum der Betrachtung. Da die Fahrbahn eines nicht existenten Zielzustands in ihrem Verlauf zufällig ist, kann auch D_R als Zufallszahl interpretiert werden. Zusammenfassend wurde jeweils als Ausgangszustand eine gute bis mittlere Oberflächenqualität unterstellt. Die Minderung der Bauwerksschädigung durch eine Sanierung der Fahrbahn war stark variabel. Die jeweils mittlere Erhöhung der Lebensdauer lag im Bereich von 20 bis 140 %.

Nach der Veranschaulichung der relativen Schädigung anhand von Beispielbauwerken wird die Betrachtung von einem klar definierten Einzelfahrzeug auf ein zufälliges Verkehrsband erweitert. Ziel ist die Relativierung von zufälligen Kombinationen mit nicht repräsentativem Ergebnis. Es konnten sowohl für Fahrzeugfolgen mit identischer als auch mit gleichbleibender Fahrbahnqualität streuende Ergebnisse dargestellt werden. Dass diese im direkten Vergleich nicht übereinstimmen, verdeutlicht die Abhängigkeit des Einflusses der Fahrbahnqualität von weiteren Rahmenbedingungen. In der Folge wurden beispielhaft mehrere Faktoren auf ihren Einfluss auf D_R hin untersucht. Wie bereits die Darstellung von D_R als Zufallszahl nahelegt, existieren unabhängig vom Fahrzeug für die Lebensdauer einzelner Bauteile günstige und ungünstige Oberflächen der gleichen

Qualität. Darüber hinaus nehmen durch das gekoppelte Fahrbahn-Fahrzeug-Bauwerk-Modell unabhängige Größen wie die Fahrzeuggeschwindigkeit sowie Bauwerkseigenschaften wie Material, Querschnitt und Spannweite Einfluss auf D_R . Dieser konnte im Rahmen von Simulationen dargestellt werden.

Ausblick

Das Ergebnis dieser Arbeit ist eine Methode zur Darstellung und Bewertung des Einflusses der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Straßenbrücken aus Beton. Hierfür wird mit D_R eine Messgröße bereitgestellt. Liegt eine aufgemessene Oberflächengeometrie vor, lässt sich auf diese Weise beurteilen, ob eine Sanierung der Fahrbahn nicht nur für das Fahrzeug und den Fahrkomfort, sondern auch für das Tragwerk vorteilhaft ist. Derartige Erkenntnisse sind im Besonderen im Erhaltungsmanagement von Straßenbrücken von Bedeutung.

Aufgrund vorab getroffener Einschränkungen und im Rahmen der Modellbildung notwendiger Vereinfachungen ist zur Anwendung an konkreten Bauwerken eine objektbezogene Anpassung der Methode erforderlich. Dies bezieht sich beispielsweise auf das Material des Bauwerks oder das konkrete statische System. Häufig sind auch abweichende Bauteildetails oder, wie die Rheinbrücke Leverkusen verdeutlicht (siehe Paschen u. a. 2017), die Tragwirkung in Querrichtung relevant. In solchen Fällen bietet die hier durchgeführte Simulation der Längsrichtung die Grundlage zur Darstellung der Fahrzeug-Bauwerk-Interaktion. Die Querrichtung des Überbaus ist für die Ermittlung der Schnittgrößen und ggf. vorab bei der Darstellung der Schwingungseigenschaften zu ergänzen. Aber auch an anderen Details des gekoppelten Modells sind Präzisierungen und objektbezogene Anpassungen möglich und ggf. notwendig. Wie eingangs aufgeführt, wurde mit dem Ziel der Weiterentwicklung des gekoppelten Modells hier der Grundstein für eine Zusammenarbeit dreier Disziplinen gelegt. Da diese Arbeit aus dem Blickwinkel des konstruktiven Ingenieurbaus verfasst wurde, gilt dies im Speziellen für die Teilaspekte Fahrzeugtechnik und Straßenbau.

Losgelöst von einer speziellen Brücke lässt sich anhand der Kenngröße D_R auch der Einfluss der Oberflächenqualität auf Bauwerke im Allgemeinen untersuchen. In Anlehnung an Kapitel 7 kann eine Weiterentwicklung dieser Methode zu neuen Erkenntnissen führen. Denkbar wäre die Entwicklung von bauwerkschonenden Fahrbahnbelägen oder Fahrzeugfederungen. Ziel kommender Betrachtungen könnte auch das Formulieren einer Überschlagsformel sein, welche nach der Identifikation aller Einflussgrößen bauwerksübergreifende Prognosen ermöglicht.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Fahrzeug-Fahrbahn-Bauwerk-Interaktion nach dem Prinzip „Actio gleich Reactio“	3
Abb. 1.2:	Prinzipielle Darstellung zum Aufbau der Arbeit	4
Abb. 2.1:	Darstellung der in Kapitel 2 untersuchten Themenfelder	6
Abb. 2.2:	Baustoffe der Brücken der Bundesfernstraßen. Anteil der Fläche nach BAST 2023	7
Abb. 2.3:	Abmessungen von Vollplatten- und Plattenbalkenquerschnitten	8
Abb. 2.4:	Brückenbestand der Bundesautobahnen (gewichtet nach Fläche) mit zugehöriger Bemessungsnorm und Lastmodell nach BAST 2023	10
Abb. 2.5:	Vergleich der Lastmodelle für einspurigen Einfeldträger: Biegemoment in Feldmitte bei variierender Brückenspannweite	11
Abb. 2.6:	Achslasterfassung im Jahr 2017 an ausgewählten Messstellen (BAST 2017)	14
Abb. 2.7:	Annahmen zur Verkehrssituation auf der betrachteten Brücke: Fließender Verkehr (oben) und Stau (unten)	16
Abb. 2.8:	Lastenänderung durch Kurvenfahrt (links) und Bremsvorgang (rechts)	16
Abb. 2.9:	Beispielfahrzeug K-1 (links) und untersuchte Brückenbauwerke (rechts) (Abbildungen aus Highway Research Board 1962b)	18
Abb. 2.10:	Zusammenstellung der Eigenfrequenzbereiche von Bauwerk, Fahrzeugachse, Fahrzeugaufbau und Überfahrt	23
Abb. 2.11:	Gekoppeltes Fahrzeug-Brücke-Modell (links) und Fahrzeug-Fahrbahn und Last-Bauwerk Teilsysteme (rechts)	24
Abb. 3.1:	Schematische Darstellung eines Straßenquerschnitts	26
Abb. 3.2:	Exemplarischer Querschnitt des Fahrbahnaufbaus einer Stahlbetonbrücke	27
Abb. 3.3:	Spurrinne mit Riss in Längsrichtung (links) und Schlaglöcher und Risse im Bereich von Spurrinnen (rechts)	28
Abb. 3.4:	Messmethoden Richtlatte (links), Planograf (mittig) und Profilograf (rechts) exemplarisch mit überhöhter Unebenheit	31
Abb. 3.5:	Prinzipdarstellung berührungslose Messungen mit Messfahrzeug	31
Abb. 3.6:	Periodisch wiederholende Fahrbahnoberfläche $h(x)$ (links) mit zugehörigem, diskretem Amplitudenspektrum (rechts)	33
Abb. 3.7:	Fouriertransformation (links) und spektrale Leistungsdichte (rechts) zu Abbildung 3.6 (links)	35
Abb. 3.8:	Darstellung der spektralen Leistungsdichte verschiedener Fahrbahnqualitäten (oben) und zugehörige Bewertungsskala (unten) nach ISO 8608 2016 und DIN EN 1991-2 2010	36

Abb. 3.9:	Beispielhafte Gegenüberstellung der Höhenlage dreier synthetischer Fahr- bahnprofile auf einem Streckenabschnitt der Länge 100 m	37
Abb. 3.10:	Ergebnisse der Messung mittels Messlatte. Hinterer Abschnitt jeweils gestri- chelt, vorderer Abschnitt jeweils durchgezogen dargestellt	38
Abb. 3.11:	Schematische Darstellung der Vereinfachung einer Fahrbahnoberfläche auf zwei parallele Fahrspuren	39
Abb. 3.12:	Unterschiedliche Fahrbahnprofile mit identischer Qualität	41
Abb. 3.13:	Zusammenhang Kreuz- und Autokorrelation zweier paralleler Fahrspuren . .	42
Abb. 3.14:	Darstellung Einspurmodell (oben) und Zweispurmodell (oben und unten) mit $\Phi(\Omega_0) = 4 \times 10^{-6} \text{m}^3$ (zur besseren Darstellung um 10 mm entlang der verti- kalen Achse verschoben)	45
Abb. 3.15:	Kohärenzfunktion des Zweispurmodells gemäß Abbildung 3.14	46
Abb. 4.1:	Prinzipielle Darstellung: Gefederte und ungefederte Masse an Lkw	48
Abb. 4.2:	Schematische Darstellung von Blattfeder (links) und Luftfeder (rechts)	49
Abb. 4.3:	Darstellung von Fahrzeugbewegungen als Einzelprobleme (Translation und Rotation) nach Mitschke u. a. 2014	50
Abb. 4.4:	Zweiachsiger Lkw (links) vereinfacht zu zwei Hubmodellen (rechts)	52
Abb. 4.5:	Achslast eines Hubmodells bei der Überfahrt eines stufenförmigen Einzel- hindernisses	53
Abb. 4.6:	Zweiachsiger LKW (links), vereinfacht dargestellt als Nickmodell (rechts) . .	54
Abb. 4.7:	Kontaktkraft der beiden Achsen eines Nickmodells bei der Überfahrt der Vor- derachse über ein stufenförmiges Einzelhindernis	55
Abb. 4.8:	Gegenüberstellung Nickschwinger mit $P_{(1)}$ und $P_{(2)}$ - Hubmodell mit P auf Einspurmodell $\Phi(\Omega_0) = 1,0 \times 10^{-6} \text{m}^3$	56
Abb. 4.9:	Interpretation der dynamischen Kontaktkräfte als normalverteilte Zufallszahl	57
Abb. 4.10:	Frontalansicht Lkw (links), vereinfacht dargestellt als Wankmodell (rechts) . .	58
Abb. 4.11:	Kontaktkräfte eines Wankmodells bei einseitiger Überfahrt eines stufenfö- rmigen Einzelhindernisses	58
Abb. 4.12:	Kontaktkraft Wankmodell (vgl. Abbildung 4.11) und Hubmodell bei einseitiger Überfahrt eines stufenförmigen Einzelhindernisses	59
Abb. 4.13:	Doppelachse als Hubbalken in Form einer Blattfeder (links), Aufbau und Überfahrt eines Einzelhindernisses (rechts)	60
Abb. 4.14:	Modelle zur Berechnung von Kontaktkräften an Lkw-Achsen: Einzelachse, Doppelachse, Dreifachachse (von links nach rechts)	61
Abb. 4.15:	Zeitlicher Verlauf der Kontaktkraft einer Einzelachse bei mittlerer Fahrbahn- qualität, Gegenüberstellung: Messung - Simulation	64
Abb. 4.16:	Amplitudenspektrum der Kontaktkraft einer Einzelachse bei mittlerer Fahr- bahnqualität, Gegenüberstellung: Messung - Simulation	65
Abb. 4.17:	Modell zur Ermittlung von J_R einer Doppelachse	66
Abb. 4.18:	Aufbau Fahrzeugmodell Typ 97	68
Abb. 4.19:	Aufbau Fahrzeugmodell Typ 98	68
Abb. 5.1:	Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton (C35/45) nach DIN EN 1992-1 2010	71
Abb. 5.2:	Wöhlerlinie für Betonstahl B500B DIN EN 1992-1-1/NA 2011	72
Abb. 5.3:	Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Verbundmaterials auf Querschnittsebe- ne	74

Abb. 5.4:	Einfeldträger mit diskreten Massepunkten	75
Abb. 5.5:	Verformung eines Einfeldträgers bei Überfahrt einer beweglichen Einzellast	77
Abb. 5.6:	FT der Verformung eines Einfeldträgers (siehe Abbildung 5.5)	78
Abb. 5.7:	Verformung eines Zweifeldträgers bei Überfahrt einer beweglichen Einzellast	80
Abb. 5.8:	FT der Verformung eines Zweifeldträgers (siehe Abbildung 5.7)	80
Abb. 5.9:	Prinzipielle Darstellung: Vom Einfeldträger zum Einmassenschwinger	81
Abb. 5.10:	Prinzipielle Darstellung: Einzelne Verformungsanteile	85
Abb. 5.11:	Verformung u : Gegenüberstellung Einfeldträger - Einmassenschwinger	87
Abb. 5.12:	Biegemoment M : Gegenüberstellung Einfeldträger - Einmassenschwinger	88
Abb. 5.13:	Prinzipielle Darstellung: Vom Zweifeldträger zum Einmassenschwinger	89
Abb. 5.14:	Symmetriebedingungen der ersten beiden Eigenformen	90
Abb. 5.15:	Prinzipielle Darstellung: Von $P(t)$ zu $P_B(x, t)$	91
Abb. 5.16:	Verformung u : Gegenüberstellung Zweifeldträger - Einmassenschwinger	93
Abb. 5.17:	Biegemoment M : Gegenüberstellung Zweifeldträger - Einmassenschwinger	93
Abb. 5.18:	Vorgespannter Einfeldträger: Prinzipielle Querschnittssteifigkeit über die Spannweite in Abhängigkeit zur Einwirkung bei Übergang in den gerissenen Zustand	94
Abb. 6.1:	Prinzipielle Darstellung zur Simulation einer Brückenüberfahrt	98
Abb. 6.2:	Fehler in Eulerverfahren bei variiertem Δt	101
Abb. 6.3:	Prinzipielle Gegenüberstellung u_{stat} , u_0 , u_{ist} für beliebigen Einfeldträger	103
Abb. 6.4:	Einfeldrige Straßenbrücke: Längsansicht (links) und Querschnitt (rechts)	103
Abb. 6.5:	Einfeldrige Straßenbrücke: Fahrbahnoberfläche im Bereich der Straßenbrücke	105
Abb. 6.6:	Einfeldrige Straßenbrücke: Verformung bei Überfahrt Lkw Typ 97	106
Abb. 6.7:	Einfeldrige Straßenbrücke: Biegemoment bei Überfahrt Lkw Typ 97	106
Abb. 6.8:	Einfeldrige Straßenbrücke: D_R von 400 Überfahrten eines Lkw Typ 97 bei $\Phi(\Omega_0) = 9 \times 10^{-6} \text{m}^3$ als Histogramm	107
Abb. 6.9:	Einfeldrige Straßenbrücke: Entwicklung der Zufallsgröße D_R bei Überfahrten eines Lkw Typ 97 in Abhängigkeit von $\Phi(\Omega_0)$	108
Abb. 6.10:	Zweifeldrige Straßenbrücke: Längsansicht (links) und Querschnitt (rechts)	109
Abb. 6.11:	Zweifeldrige Straßenbrücke: Fahrbahnoberfläche im Bereich der Straßenbrücke	110
Abb. 6.12:	Zweifeldrige Straßenbrücke: Verformung bei Überfahrt Lkw Typ 98	111
Abb. 6.13:	Zweifeldrige Straßenbrücke: Biegemoment bei Überfahrt Lkw Typ 98	111
Abb. 6.14:	Zweifeldrige Straßenbrücke: D_R von 400 Überfahrten eines Lkw Typ 97 bei $\Phi(\Omega_0) = 8 \times 10^{-6} \text{m}^3$ als Histogramm	112
Abb. 6.15:	Zweifeldrige Straßenbrücke: Entwicklung der Zufallsgröße D_R bei Überfahrten eines Lkw Typ 97 in Abhängigkeit von $\Phi(\Omega_0)$	113
Abb. 6.16:	AASHO Road Test: Draufsicht Gesamtbauwerk inkl. 3B (links) und Ansicht Teilbauwerke 9B nach Versagen (rechts) (Abbildungen aus Highway Research Board 1962b)	113
Abb. 6.17:	AASHO Road Test: Prinzipieller Längsschnitt (oben) sowie Querschnitt (unten) Brücke 3B (Abbildungen aus Highway Research Board 1962b)	114
Abb. 6.18:	AASHO Road Test: Vehicle 91 (Abbildung aus Fenves u. a. 1962a)	115
Abb. 6.19:	AASHO Road Test: Gemessene und simulierte Fahrbahn im Bereich der Straßenbrücke	117
Abb. 6.20:	AASHO Road Test: Verformung bei Überfahrt Vehicle 91	118
Abb. 6.21:	AASHO Road Test, Brücke 3B: D_R von 400 Überfahrten eines Lkw Vehicle 91 bei $\Phi(\Omega_0) = 9 \times 10^{-6} \text{m}^3$ als Histogramm	119

Abb. 6.22:	AASHO Road Test, Brücke 3B: Entwicklung der Zufallsgröße D_R bei Überfahrten eines Lkw Vehicle 91 in Abhängigkeit von $\Phi(\Omega_0)$	120
Abb. 6.23:	AASHO Road Test, Brücke 3B: Gegenüberstellung der Wahrscheinlichkeitsdichten von D_R vor und nach einer möglichen Sanierung	120
Abb. 7.1:	Prinzipdarstellung: Überfahrt einer einfeldrigen Straßenbrücke durch ein Verkehrsband	122
Abb. 7.2:	Überfahrt einer einfeldrigen Straßenbrücke durch ein Verkehrsband: Prinzipdarstellung	124
Abb. 7.3:	Untersuchte Querschnitte mit farblicher Zuordnung	127
Abb. 7.4:	Gegenüberstellung von $h^{(2)}$ der jeweils rechten Fahrspuren der Oberflächen (1) und (5)	128
Abb. 7.5:	Ideale Schwingung der Kontaktkraft P mit 2,0 Hz (oben), sinusförmiges Einzelhindernis (mittig) und Fahrbahn (1) mit sinusförmigem Einzelhindernis	129
Abb. 7.6:	Gegenüberstellung des Ist-Zustands (a), eines sinusförmigen Einzelhindernisses (b) und eines optimierten Ist-Zustands (c)	130
Abb. 7.7:	Einfluss der Fahrbahnqualität $\Phi(\Omega_0) = 8 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ in Abhängigkeit der Geschwindigkeit als Mittelwert	132
Abb. 7.8:	Einfluss der Geschwindigkeit bei ideal glatter Fahrbahn	133
Abb. 7.9:	D_R verschiedener Fahrzeugtypen und Brückenquerschnitte der Länge 15 m	134
Abb. 7.10:	Gegenüberstellung Einfeldträger - Zweifeldträger der Spann- bzw. Feldweite von 15 m	136
Abb. 7.11:	Prinzipielle Darstellung: Veränderliche Einwirkung und Einflusslinie einer beweglichen Einzellast auf einem Einfeldträger der Spannweite 15 m	139
Abb. 7.12:	Zusammenstellung von D_R bei Einfeldträgern variabler Spannweite und starrer Brücke	140
Abb. 7.13:	Konzeptionelle Darstellung: Einfluss einer Fahrbahnsanierung auf die Lebensdauer von Brücken	141

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Abmessungen und Spannweiten von Vollplatten- und Plattenbalkenquerschnitten nach Haveresch u. a. 2015	9
Tabelle 4.1:	Interpretation der dynamischen Kontaktkräfte als Zufallszahl	56
Tabelle 4.2:	Fahrzeug und Fahrbahnparameter gemäß Hahn 1986	64
Tabelle 4.3:	Standardabweichung der Kontaktkraft einer Einzelachse bei guter und mittlerer Fahrbahnqualität, Gegenüberstellung Messung - Simulation	65
Tabelle 4.4:	Parameter zu Einzelachse, Doppelachse und Dreifachachse nach Cebon 1999 ⁽¹⁾ und Buhari u. a. 2013 ⁽²⁾ bezogen auf jeweils eine Fahrzeugseite/Fahrspur. Felder ohne Quellenangabe entstammen eigenen Überlegungen	67
Tabelle 4.5:	Angenommene Position der Achsen	67
Tabelle 5.1:	Materialeigenschaften Betongüte C35/45 nach DIN EN 1992-1 2010	70
Tabelle 5.2:	Verwendete Materialeigenschaften Betonstahl B500B nach DIN EN 1992-1 2010	72
Tabelle 5.3:	Systemwerte FEM Simulation Einfeldträger	77
Tabelle 5.4:	Systemwerte FEM Simulation Zweifeldträger	79
Tabelle 5.5:	Lehrsches Dämpfungsmaß ζ von Stahlbetonbrücken nach DIN EN 1991-2 2010	82
Tabelle 5.6:	Verformung in Feldmitte eines Einfeldträgers	83
Tabelle 5.7:	Ermittlung von P_B für das System eines Einfeldträgers	83
Tabelle 5.8:	Biegemoment eines Einfeldträgers in Feldmitte	85
Tabelle 7.1:	Parameter verschiedener Brücken mit Spannweite 15,00 m, grau hinterlegte Kombinationen gehen nicht in die folgende Untersuchung ein	127
Tabelle 7.2:	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der fünf aufgestellten Thesen (siehe Abschnitt 7.3)	138
Tabelle 7.3:	Gegenüberstellung: Dynamische Brücke - Starre Brücke	140

Literatur

- Appel, Wolfgang, Hermann Brähler, Stefan Breuer, Ulrich Dahlhaus, Thomas Esch, Erich Hoepke, Stephan Kopp und Bernd Rhein (2013). *Nutzfahrzeugtechnik*. 7. Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag. ISBN: 978-3-8348-1795-2. DOI: 10.1007/978-3-8348-2224-6.
- Arens, Tilo, Frank Hettlich, Christian Karpfinger, Ulrich Kockelkorn, Klaus Lichtenegger und Hellmuth Stachel (2018). *Mathematik*. 4. Auflage. Lehrbuch. Berlin und Heidelberg: Springer Spektrum. ISBN: 978 3 66256741 8. DOI: 10.1007/978-3-662-56741-8.
- BASSt (2017). *Achslasterfassung 2017*. Hrsg. von Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch Gladbach. Letzter Zugriff am 13.06.2023. URL: https://www.bast.de/DE/Statistik/Achslast/Achslast_node.html.
- BASSt (2018). *ZEB - Zustandserfassung und -bewertung von Straßen*. Hrsg. von Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch Gladbach. Letzter Zugriff am 15.06.2023. URL: <https://www.bast.de/DE/Strassenbau/Fachthemen/ZEB.html?nn=1819110>.
- BASSt (2023). *Brückenstatistik*. Hrsg. von Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch Gladbach. Letzter Zugriff am 26.06.2023. URL: https://www.bast.de/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf?__blob=publicationFile&v=17.
- Becker, W. (1995). "Die Spektrale Dichte - ein Maß für die Fahrbahnunebenheit im Längsprofil". In: *Straße und Autobahn*. 10, S. 583–592.
- Bock, Oliver (2021). *Wie der Verkehr um die Salzachtalbrücke besser fließen soll*. Hrsg. von Frankfurter Allgemeine Zeitung. Frankfurt am Main. Letzter Zugriff 12.09.2023. URL: <https://www.faz.net/aktuell/rhein-main/wiesbaden-salzachtalbruecke-verkehr-soll-besser-fliessen-17455743.html>.
- Bock, Oliver (2023). *Sechsspurig nach zehn Jahren Bauzeit: Schiersteiner Brücke*. Hrsg. von Frankfurter Allgemeine Zeitung. Frankfurt am Main. Letzter Zugriff 12.09.2023. URL: <https://www.faz.net/aktuell/rhein-main/schiersteiner-bruecke-sechsspurig-nach-zehn-jahren-bauzeit-19091911.html>.
- Bogsjö, K. (2007). "Evaluation of stochastic models of parallel road tracks". In: *Probabilistic Engineering Mechanics* 22.4, S. 362–370. ISSN: 02668920. DOI: 10.1016/j.probenmech.2007.08.002.
- Bracewell, Ronald N. (1978). *The Fourier transform and its applications*. 2. Auflage. McGraw-Hill electrical and electronic engineering series. New York: McGraw-Hill. ISBN: 0-07-007013-X.

- Braun, Horst (1969). *Untersuchung von Fahrbahnebenenheiten und Anwendung der Ergebnisse (Dissertation)*. Technische Universität Braunschweig.
- Buhari, Rosnawati, Munzilah Md Rohani und Mohd Ezree Abdullah (2013). "Dynamic Load Coefficient of Tyre Forces from Truck Axles". In: *Applied Mechanics and Materials* 405-408, S. 1900–1911. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.405-408.1900.
- Burger, Michael, Michael Speckert, Roland Müller und Daniel Weiberle (2018). "Model-Based Identification Of Road Profiles and Road Roughness Indicators Using Vehicle Measurements". In: *Comercial Vehicle Technology* 2018, S. 276–287. DOI: 10.1007/978-3-658-21300-8-22.
- Butz, Tilman (2011). *Fouriertransformation für Fußgänger*. 7., aktualisierte Auflage. Studium. Wiesbaden: Vieweg+Teubner. ISBN: 978-3-8348-0946-9.
- Cantieni, Reto (1983). *Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz, 60 Jahre Erfahrung: Bericht Nr. 116/1*. Hrsg. von Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt. Dübendorf.
- Cantieni, Reto (1992). *Beitrag zur Dynamik von Strassenbrücken unter der Überfahrt schwerer Fahrzeuge: Bericht Nr. 220*. Hrsg. von Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt. Dübendorf.
- Cebon, David (1999). *Handbook of vehicle-road interaction: Vehicle dynamics, suspension design, and road damage*. Bd. 2. Advances in engineering. Lisse: Swets & Zeitlinger. ISBN: 90 265 1554 5.
- DIN 1072 (1952). *Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen*. Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß. Köln.
- DIN 1072 (1967). *Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen*. Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß. Köln.
- DIN 1072 (1985). *Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen*. Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.
- DIN 1076 (1999). *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wege: Überwachung und Prüfung*. Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.
- DIN EN 1990 (2021). *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*. Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.
- DIN EN 1991-2 (2010). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010*. Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.

- DIN EN 1992-1 (2010). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.
- DIN EN 1992-1-1/NA (2011). *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.
- DIN EN 1993-1-9 (2010). *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009*. Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.
- DIN-Fachbericht 101 (2003). *DIN-Fachbericht 101:2009-02-Einwirkungen auf Brücken*. Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.
- Dodds, C. J. und J. D. Robson (1973). "The description of road surface roughness". In: *Journal of Sound and Vibration* 31, S. 175–183. DOI: 10.1016/S0022-460X(73)80373-6.
- RI-EBW-PRÜF (2017). *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076*. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur.
- RI-EBW-PRÜF 2017 Schadensbeispiele (2021). *Stand SIB-Bauwerke 1.94*.
- Fennes, S. J., A. S. Veletsos und C. P. Siess (1962a). *Dynamic Studies of Bridges on the AASHO Test Road: Final Report to AASHO Road Test Highway Research Board National Academy of Sciences - National Research Council*. Hrsg. von University of Illinois. Urbana.
- Fennes, S. J., A. S. Veletsos und C. P. Siess (1962b). "Dynamic Studies of the AASHO Road Test Bridges". In: *Conference on the AASHO Road Test, Bridge Research*, S. 83–96.
- Fischer, J. W. und I. M. Viest (1962). "Behavior of AASHO Road Test Bridge Structures Under Repeated Overstress". In: *Conference on the AASHO Road Test, Bridge Research*, S. 19–51.
- Freundt, Ursula und Sebastian Böning (2011). *Anpassung des DIN-Fachberichts 101 „Einwirkungen auf Brücken“ an Eurocodes: Zukunftsfähiges Lastmodell für Straßenverkehrslasten: Bericht zum Forschungsprojekt 15.451/2007/ERB*. Hrsg. von Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch Gladbach.
- Goebbels, Steffen und Stefan Ritter (2018). *Mathematik verstehen und anwenden – von den Grundlagen bis zu Fourier-Reihen und Laplace-Transformation*. 3. Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. ISBN: 978-3-662-57393-8. DOI: 10.1007/978-3-662-57394-5.
- Gunnstein, T. Frøseth (2022). *fatpack 0.7.3*. URL: <https://pypi.org/project/fatpack/0.7.3/>.

- Haardt, Peter, Sarah Dabringhaus, Wolf Dieter Friebe, Robert Bayerstorfer, Tobias Bäumler und Ursula Freundt (2017). "Die intelligente Brücke im digitalen Testfeld Autobahn". In: *Bautechnik* 94.7, S. 438–444. ISSN: 09328351. DOI: 10.1002/bate.201700035.
- Hahn, W.-D. (1986). "Auswirkungen der Nutzfahrzeugkonstruktion auf die Straßenbeanspruchung: Stufe 3: Quantifizierung der Radlastdynamik in Abhängigkeit vom Federungs- und Dämpfungssystem des Fahrzeugs, Stufe 4/5: Quantifizierung der Radlastdynamik bei Doppel- und Dreifachachsen". In: *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik* 483.
- Harris, Charles R. u. a. (2020). "Array programming with NumPy". In: *Nature* 585.7825, S. 357–362. DOI: 10.1038/s41586-020-2649-2.
- Haveresch, Karlheinz und Reinhard Maurer (2015). "Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken". In: *Beton-Kalender* 2015 Teil 2, S. 415–550.
- Heath (1987). "Application of the isotropic road roughness assumption". In: *Journal of Sound and Vibration* 115, S. 131–144. DOI: 10.1016/0022-460X(87)90495-0.
- Heisler, Heinz (2002). *Advanced vehicle technology*. 2. Auflage. Warrendale, PA: SAE International. ISBN: 0768010713.
- Hetrodt, Ewald und Markus Schug (2015). *Dauer der Sperrung ist noch unklar*. Hrsg. von Frankfurter Allgemeine Zeitung. Frankfurt am Main. Letzter Zugriff 12.09.2023. URL: <https://www.faz.net/aktuell/rhein-main/hessen/dauer-der-sperrung-der-schiersteiner-bruecke-noch-unklar-13422432.html>.
- Highway Research Board (1962a). *The AASHO Road Test: Report 4 Bridge Research: Special Report 61D*. Hrsg. von National Academy of Sciences-National Research Council. Washington, D.C.
- Highway Research Board (1962b). *The AASHO Road Test: Report 7 Summary Report: Special Report 61G*. Hrsg. von National Academy of Sciences-National Research Council. Washington, D.C.
- Hochreiter, Heinrich (1982). *Bemessungsregeln für teilweise vorgespannte, biegebeanspruchte Betonkonstruktionen – Begründung und Auswirkung (Dissertation)*. Technische Universität München.
- Hunter, John D. (2007). "Matplotlib: A 2D Graphics Environment". In: *Computing in Science & Engineering* 9.3, S. 90–95. ISSN: 1521-9615. DOI: 10.1109/MCSE.2007.55.
- ISO 8608 (2016). *Mechanical vibration — Road surface profiles — Reporting of measured data*. International Organization for Standardization. Vernier.
- Liu, Xiandong, Haixia Wang, Yingchun Shan und Tian He (2015). "Construction of road roughness in left and right wheel paths based on PSD and coherence function". In: *Mechanical Systems*

-
- and *Signal Processing* 60-61, S. 668–677. ISSN: 08883270. DOI: 10.1016/j.ymsp.2015.01.034.
- Mehlhorn, Gerhard, Hrsg. (2014). *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. 3. Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg. ISBN: 978-3-658-03339-2. DOI: 10.1007/978-3-658-03342-2.
- Mentlein, Horst und Holger Lorenzl (2021). *Strassenbau, Strassenbautechnik*. 8. aktualisierte Auflage. Werner-Ingenieur-Texte WIT. Köln: Reguvis. ISBN: 978-3-8462-1051-2.
- Miner, Milton A. (1945). "Cumulative Damage in Fatigue". In: *Journal of Applied Mechanics* 12.3, A159–A164. ISSN: 0021-8936. DOI: 10.1115/1.4009458.
- Mitschke, Manfred und Henning Wallentowitz (2014). *Dynamik der Kraftfahrzeuge*. 5. Auflage. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden. ISBN: 978-3-658-05067-2. DOI: 10.1007/978-3-658-05068-9.
- Möser, Michael, Hrsg. (2020). *Modalanalyse*. 1. Auflage. Fachwissen Technische Akustik. Berlin und Heidelberg: Springer Vieweg. ISBN: 978-3-662-60928-6.
- Müller, F.P., E. Keintzel und H. Charlier (1983). *Dynamische Probleme im Stahlbetonbau: Teil I, Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 342.
- Paschen, Michael, Wolfgang Hensen und Markus Hamme (2017). "Instandsetzungs- und Sicherungsmaßnahmen bei den Rheinbrücken Leverkusen und DuisburgNeuenkamp - ein Zwischenbericht (Teil 1)". In: *Stahlbau* 86.7, S. 603–618. ISSN: 00389145. DOI: 10.1002/stab.201710513.
- Proske, Dirk (2021). *Baudynamik for Beginners*. Lehrbuch. Wiesbaden und Heidelberg: Springer Vieweg. ISBN: 978-3-658-33583-0.
- Qiu, Tianshuang und Ying Guo (2018). *Signal processing and data analysis*. De Gruyter STEM. Berlin, Boston und Tsinghua: De Gruyter und Tsinghua University Press. ISBN: 978-3-11-046158-9.
- RStO 12 (2012). *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Köln.
- Ruppert, Felix (2021). *Simulation des lastinduzierten, dynamischen Verhaltens von Spannbetonbrücken, anhand stark vereinfachter Modelle (Studienarbeit): Betreuer: Glock, Christian; Hondl, Timo*. Technische Universität Kaiserslautern.
- Schorstädt, Tobias (2021). *Dynamische Simulation der Radlasten von Lastkraftwagen (Bachelorarbeit): Betreuer: Glock, Christian; Hondl, Timo*. Technische Universität Kaiserslautern.

- Schramm, Dieter, Manfred Hiller und Roberto Bardini (2018). *Modellbildung und Simulation der Dynamik von Kraftfahrzeugen*. 3. Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. ISBN: 978-3-662-54480-8. DOI: 10.1007/978-3-662-54481-5.
- Sefrin, Rabea, Christian Glock und Enrico Schwabach (2021). "Ermittlung der charakteristischen Betondruckfestigkeit von Bestandstragwerken nach DIN EN 13791:2020 für geringe Stichprobenumfänge". In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116.1, S. 35–44. ISSN: 0005-9900. DOI: 10.1002/best.202000041.
- SOFiSTiK (2020). *SOFiSTiK Basisfunktionalitäten: SOFiSTiK Manual, Service Pack 2020-14 Build 417*.
- Specht, Manfred (2001). "Abdichtung von Fahrbahnen und Gehwegen auf Brücken, Trog- und Tunnelsohlen". In: *Lufsky Bauwerksabdichtung*, S. 329–375. DOI: 10.1007/978-3-322-92695-1{\textunderscore}12.
- Spura, Christian (2019). *Einführung in die Balkentheorie nach Timoshenko und Euler-Bernoulli*. 1. Auflage. essentials. Wiesbaden und Heidelberg: Springer Vieweg. ISBN: 978-3-658-25216-8.
- Stoica, Petre G. und Randolph Moses (2005). *Spectral analysis of signals*. Upper Saddle River, NJ: Pearson Prentice Hall. ISBN: 0-13-113956-8.
- Straube, Edeltraud und Klaus Krass (2009). *Straßenbau und Straßenerhaltung: Ein Handbuch für Studium und Praxis*. 9., völlig neu bearb. Aufl. Berlin: Schmidt. ISBN: 9783503112548.
- StVO (2021). *Straßenverkehrs-Ordnung vom 6. März 2013 (BGBl. I S. 367), die zuletzt durch Artikel 13 des Gesetzes vom 12. Juli 2021 (BGBl. I S. 3091) geändert worden ist*.
- StVZO (2023). *Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung vom 26. April 2012 (BGBl. I S. 679), die zuletzt durch Artikel 22 des Gesetzes vom 2. März 2023 (BGBl. 2023 I Nr. 56) geändert worden ist*.
- TP Eben - berührende Messungen (2017). *Technische Prüfvorschriften für Ebenheitsmessungen auf Fahrbahnoberflächen in Längs- und Querrichtung - Teil: Berührende Messungen*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Köln.
- TP Eben - Berührungslose Messungen (2009). *Technische Prüfvorschriften für Ebenheitsmessungen auf Fahrbahnoberflächen in Längs- und Querrichtung - Teil: Berührungslose Messungen*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Köln.
- Transportation Research Board (2007). *Pavement Lessons Learned from the AASHO Road Test and Performance of the Interstate Highway System*. Hrsg. von Transportation Research Board Pavement Management Section. Washington, D.C.
- Tyane, Feng, Yu-Fen Hong, Shun-Hsu Tu und Wes Jeng (2009). "Generation of Random Road Profiles". In: *Journal of Advanced Engineering* 4(2), S. 1373–1378.

- van Rossum, Guido (2010). *The Python language reference*. Release 3.0.1 [Repr.] Bd. Pt. 2. Documentation for Python. Hampton, NH and Redwood City, Calif.: Python Software Foundation und SoHo Books. ISBN: 1441412697.
- Virtanen, Pauli u. a. (2020). "SciPy 1.0: fundamental algorithms for scientific computing in Python". In: *Nature methods* 17.3, S. 261–272. DOI: 10.1038/s41592-019-0686-2.
- Vogt, Heike (2012). *Zum Einfluss von Fahrzeug- und Straßenparametern auf die Ausbildung von Straßenunebenheiten (Dissertation)*. Karlsruher Institut für Technologie.
- Volmer, Markus, Liu Jicheng, Chen Shidong, He Siquan, Wang Lianlei, Michael Speckert, Christine Biedinger und Thorsten Weyh (2021). "Planning and conducting a measurement campaign and derivation of customer-specific load distributions for light duty trucks in China". In: *Commercial vehicle technology* 2020, S. 355–374. DOI: 10.1007/978-3-658-29717-6-24.
- Vospertig, Michael und Michael Reiterer (2020). "Evaluierung der dynamischen Systemeigenschaften von einfeldrigen Stahlbeton–Eisenbahnbrücken". In: *Beton- und Stahlbetonbau* 115.6, S. 424–437. ISSN: 0005-9900. DOI: 10.1002/best.201900093.
- Weber, Michael, Jürgen Schnell, Frank Fingerloos und Konrad Zilch (2016). *Mechanische Kennwerte für die Nachrechnung bestehender Massivbauwerke – Vorbereitung neuer Arbeitshilfen*.
- Welch, Peter (1967). "The use of fast Fourier transform for the estimation of power spectra: a method based on time averaging over short, modified periodograms". In: *IEEE Transactions on audio and electroacoustics* 15, S. 70–73.
- Ziegler, Armin, Daniel Gsell und Marcel Birchmeier (2022). *Bauwerksdynamik und Erschütterungsmessungen*. 2. Auflage. Wiesbaden und Heidelberg: Springer Vieweg. ISBN: 978-3-658-38021-2.
- Zilch, K. und H. Weiher (2007). "Sicherheit von Spannbetonbrücken-Zustand von Großbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen". In: *Bauingenieur* 82.1, S. 14–24. ISSN: 0005-6650.
- Zilch, Konrad und Thomas Fritsche (1999). *Einfluß des Kriechens auf Beton- und Stahlspannungsumlagerungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für vorwiegend auf Biegung beanspruchte Stahlbetonbauteile: Abschlußbericht zum DIBt-Forschungsvorhaben*. Stuttgart: Fraunhofer-IRB-Verl. ISBN: 3-8167-5450-3.

9 Anhang

A Einfeldrige Straßenbrücke

Bauwerkseigenschaften

Tabelle 9.1: Bauwerkseigenschaften einfeldrige Straßenbrücke (Annahmen).

System	
L	12,00 m
B	3,00 m
H	1,00 m
B_w	0,50 m
H_w	0,40 m
D_c	0,90 m
A_s	71,1 cm ²

Modellbildung

Tabelle 9.2: Modell einfeldrige Straßenbrücke: Einmassenschwinger

Einmassenschwinger	
1. Eigenform	
k_B	25 388 719 N/m
d_B	27 762 Ns/m
m_B	22 175 kg
f_B	5,39 Hz

Kontaktkräfte

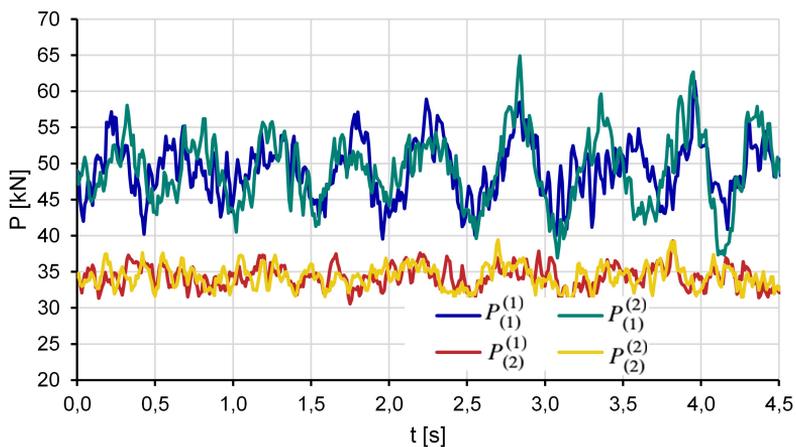


Abb. 9.1: Einfeldrige Straßenbrücke: Achslasten ohne Berücksichtigung der Bauwerksverformung

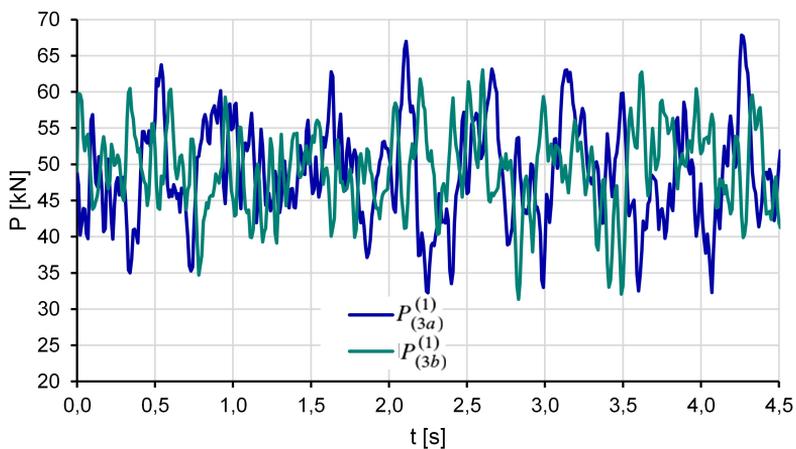


Abb. 9.1: Einfeldrige Straßenbrücke: Achslasten ohne Berücksichtigung der Bauwerksverformung

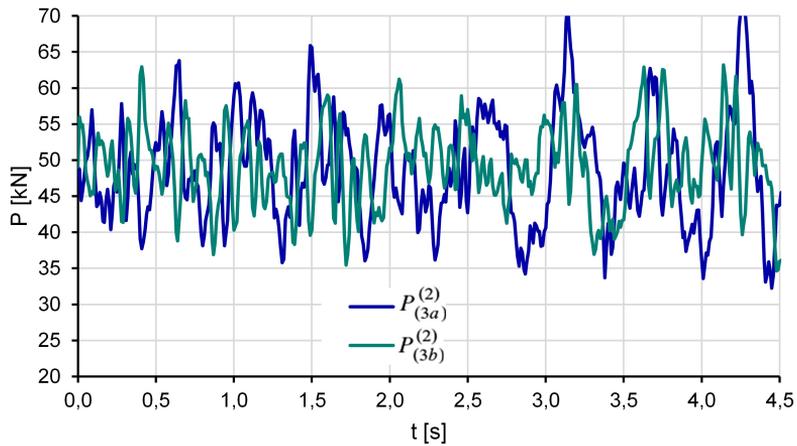


Abb. 9.2: Einfeldrige Straßenbrücke: Achslasten ohne Berücksichtigung der Bauwerksverformung

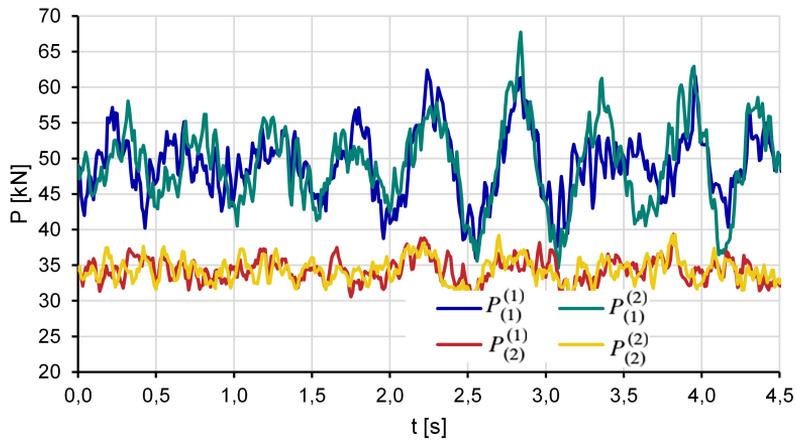


Abb. 9.3: Einfeldrige Straßenbrücke: Achslasten unter Berücksichtigung der Bauwerksverformung

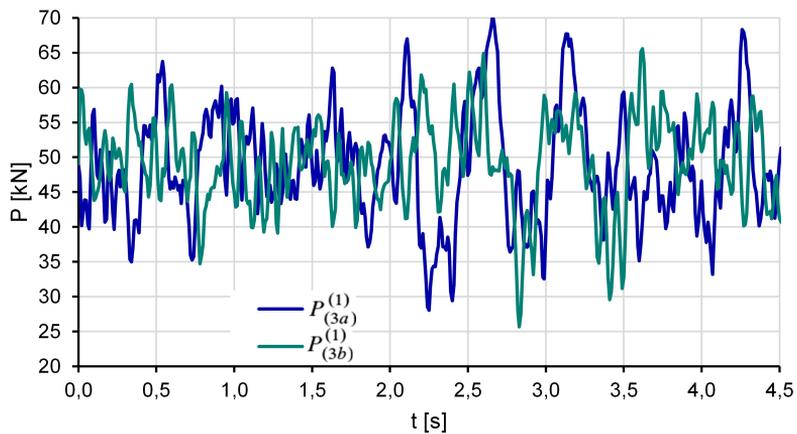


Abb. 9.4: Einfeldrige Straßenbrücke: Achslasten unter Berücksichtigung der Bauwerksverformung

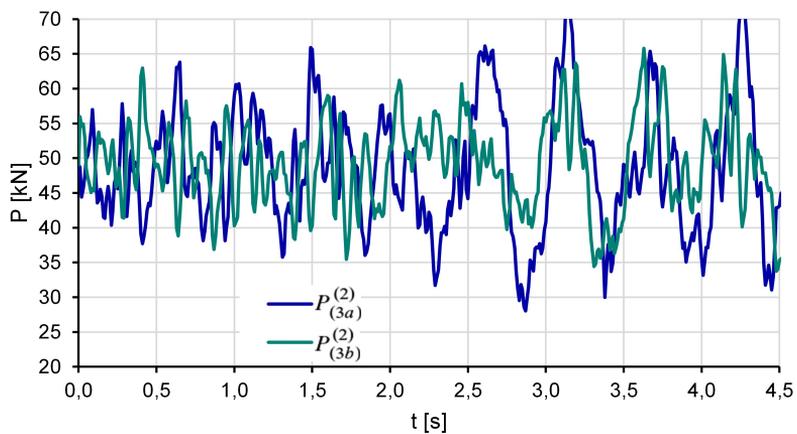


Abb. 9.5: Einfeldrige Straßenbrücke: Achslasten unter Berücksichtigung der Bauwerksverformung

B Zweifeldrige Straßenbrücke

Bauwerkseigenschaften

Tabelle 9.3: Bauwerkseigenschaften zweifeldrige Straßenbrücke (Annahmen).

System	
L	15,00 m
B	3,00 m
H	1,00 m
D_c	0,90 m
A_s	122,2 cm ²

Modellbildung

Tabelle 9.4: Modell zweifeldrige Straßenbrücke: Einmassenschwinger

	Einmassenschwinger	
	1. Eigenform	2. Eigenform
k_B	20 440 573 N/m	46 721 311 N/m
d_B	39 386 Ns/m	57 627 Ns/m
m_B	55 435 kg	51 920 kg
f_B	3,06 Hz	4,77 Hz

Kontaktkräfte

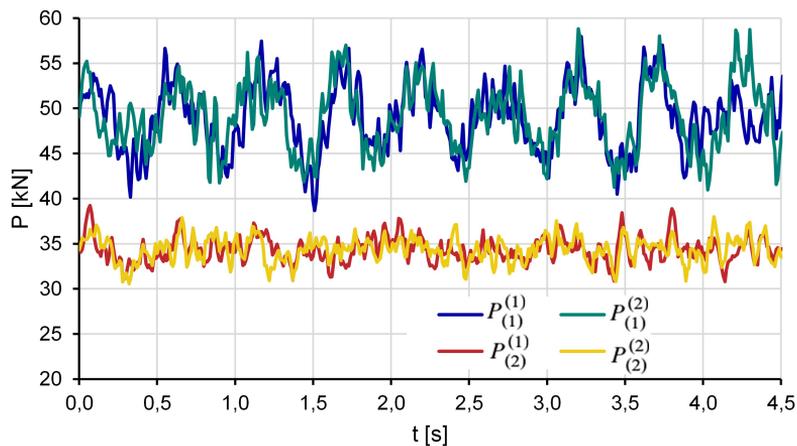


Abb. 9.6: Zweifeldrige Straßenbrücke: Achslasten ohne Berücksichtigung der Bauwerksverformung

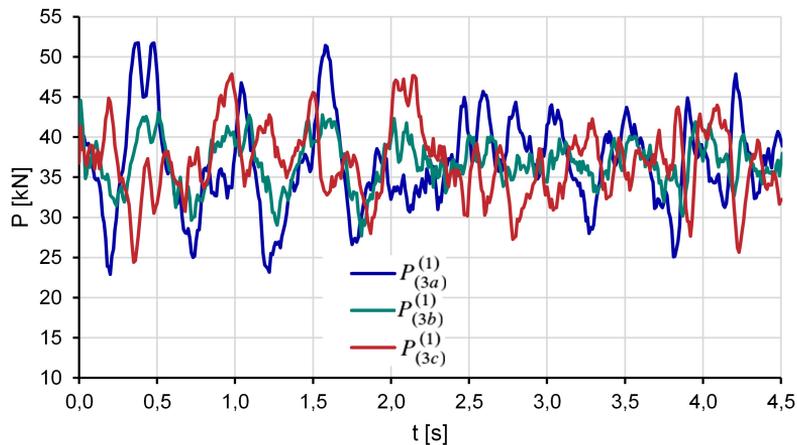


Abb. 9.7: Zweifeldrige Straßenbrücke: Achslasten ohne Berücksichtigung der Bauwerksverformung

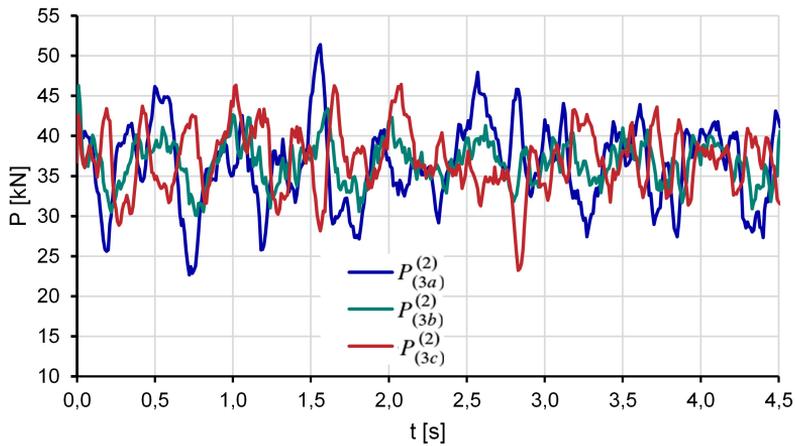


Abb. 9.8: Zweifeldrige Straßenbrücke: Achslasten ohne Berücksichtigung der Bauwerksverformung

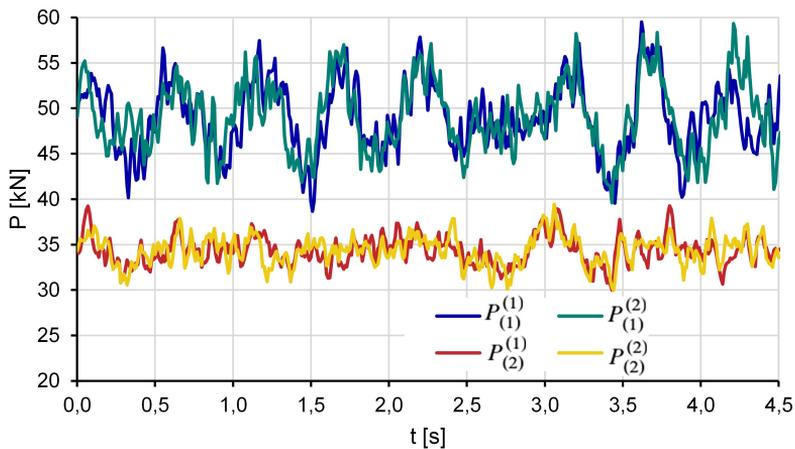


Abb. 9.9: Zweifeldrige Straßenbrücke: Achslasten unter Berücksichtigung der Bauwerksverformung

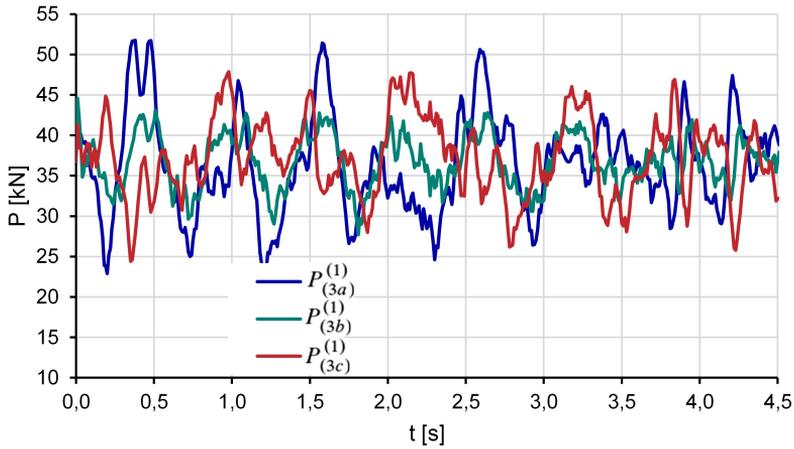


Abb. 9.10: Zweifeldrige Straßenbrücke: Achslasten unter Berücksichtigung der Bauwerksverformung

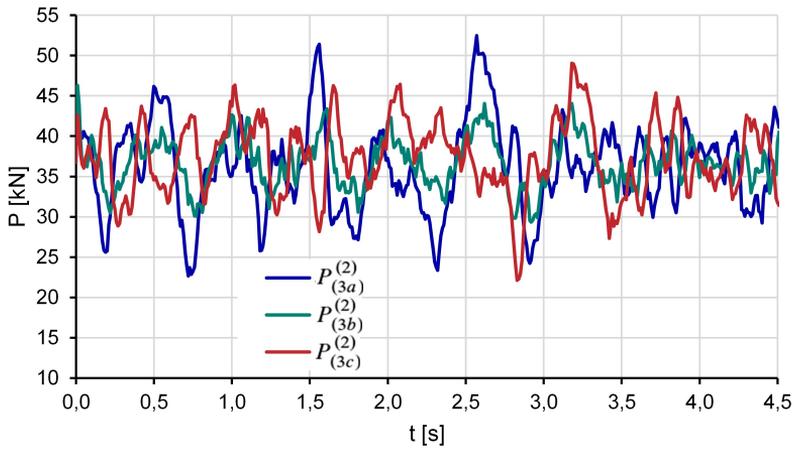


Abb. 9.11: Zweifeldrige Straßenbrücke: Achslasten unter Berücksichtigung der Bauwerksverformung

C Brücke 3B

Bauwerkseigenschaften

Tabelle 9.5: Bauwerkseigenschaften Brücke 3B gemäß (Highway Research Board 1962a)⁽ⁱ⁾. Fehlende Angaben wurden ergänzt.

System		
L	50 ft ⁽ⁱ⁾	15,24 m
B	15 ft ⁽ⁱ⁾	4,57 m
Betonplatte		
H_c	6,5 in ⁽ⁱ⁾	16,5 cm
$E_{cm, \text{Belastungsstart}}$	5200 ksi ⁽ⁱ⁾	
$E_{cm, \text{Belastungsende}}$	5600 ksi ⁽ⁱ⁾	
E_{cm}	5240 ksi	37 232 MN/m ²
$f_{cm, \text{Belastungsstart}}$	5740 psi ⁽ⁱ⁾	
$f_{cm, \text{Belastungsende}}$	6020 psi ⁽ⁱ⁾	
f_{cm}	5880 psi	40,5 MN/m ²
$I_{y,c}$		0,001 71 m ⁴
A_c		0,754 m ²
$S_{z,c}$		8,25 cm
Stahlträger mit angeschweißter Stahlplatte		
H_s	18,76 in ⁽ⁱ⁾	47,7 cm
E_s	30 000 ksi ⁽ⁱ⁾	207 000 MN/m ²
f_y	35,1 ksi ⁽ⁱ⁾	242 MN/m ²
$I_{y,s}$	1 176 m ^{4 (i)}	0,000 489 m ⁴
A_s	20,07 in ^{2 (i)}	129,5 cm ²
$S_{z,s}$	8,37 in ⁽ⁱ⁾	21,3 cm

Fahrzeugeigenschaften

Tabelle 9.6: Eigenschaften Fahrzeug 91 gemäß (Highway Research Board 1962a)⁽ⁱ⁾ umgerechnet auf eine Fahrspur⁽ⁱⁱ⁾. Fehlende Angaben wurden in Anlehnung an Tabelle 4.4⁽ⁱⁱⁱ⁾ ergänzt.

	Fahrzeug	
<i>Achsabstand</i>	132 in ⁽ⁱ⁾	3,35 m
<i>v</i>	44,5 mph ⁽ⁱ⁾	19,9 m/s
<i>m</i> ₍₁₎	6,3 kips ⁽ⁱ⁾ / 2 ⁽ⁱⁱ⁾	1429 kg
<i>m</i> _{A(1)}		1029 kg
<i>m</i> _{R(1)}		400 kg ⁽ⁱⁱⁱ⁾
<i>m</i> ₍₂₎	15,0 kips ⁽ⁱ⁾ / 2 ⁽ⁱⁱ⁾	3402 kg
<i>m</i> _{A(2)}		2852 kg
<i>m</i> _{R(2)}		550 kg ⁽ⁱⁱⁱ⁾
<i>k</i> _{A(1)}	4,0 kips/in ⁽ⁱ⁾ / 2 ⁽ⁱⁱ⁾	0,70 MN/m
<i>k</i> _{R(1)}	10,3 kips/in ⁽ⁱ⁾ / 2 ⁽ⁱⁱ⁾	0,90 MN/m
<i>k</i> _{A(2)}	15,8 kips/in ⁽ⁱ⁾ / 2 ⁽ⁱⁱ⁾	2,77 MN/m
<i>k</i> _{R(2)}	21,0 kips/in ⁽ⁱ⁾ / 2 ⁽ⁱⁱ⁾	1,84 MN/m
<i>d</i> _{A(1)}		20 kNs/m ⁽ⁱⁱⁱ⁾
<i>d</i> _{R(1)}		1,0 kNs/m ⁽ⁱⁱⁱ⁾
<i>d</i> _{A(2)}		20 kNs/m ⁽ⁱⁱⁱ⁾
<i>d</i> _{R(2)}		2,0 kNs/m ⁽ⁱⁱⁱ⁾

Modellbildung

Tabelle 9.7: Eigenschaften Verbundquerschnitt Brücke 3B

	Betonplatte	18WF60	Stahlplatte	Verbundquerschnitt
E_i [MN/m ²]	37 232	207 000	207 000	37 232
I_i [m ⁴]	0,001 711	0,000 410	-	0,054 060
H_i [m]	0,1650	0,4623	0,0111	-
B_i [m]	4,57	-	0,1524	-
A_i [m ²]	0,7541	0,0114	0,0017	0,9717
z_i [m]	0,0825	0,3961	0,6328	0,1596
$(z_s - z_i)^2$	0,0059	0,1569	0,4005	-
E_i/E	1,00	5,56	5,56	-
A [m ²]	0,7541	0,1894	0,0282	-
I [m ⁴]	0,001711	0,006831	-	-
m [kg/m]	1885,1	89,7	13,4	2194,4
Anzahl [-]	1	3	3	-

Tabelle 9.8: Modell Verbundquerschnitt Brücke 3B: Einmassenschwinger

Einmassenschwinger	
1. Eigenform	
k_B	27 511 045 N/m
d_B	10 773 Ns/m
m_B	16 479 kg
f_B	6,50 Hz

D Einflussparameter

Achsstand

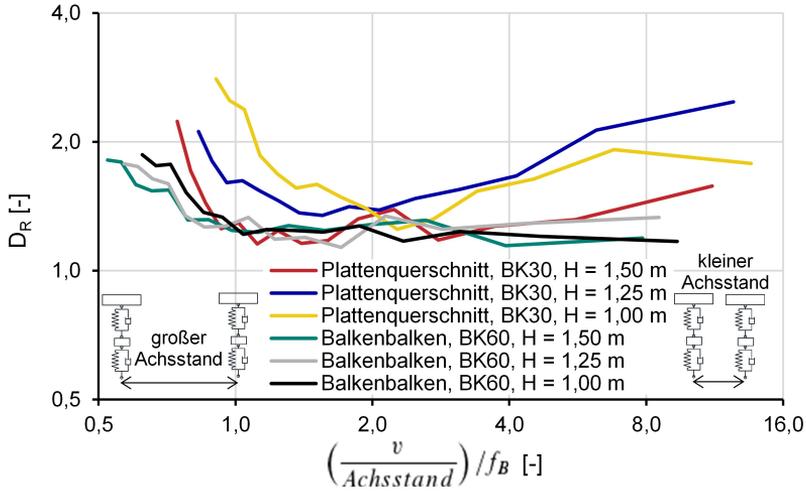


Abb. 9.12: Einfluss der Fahrbahnqualität bei variablem Achsstand

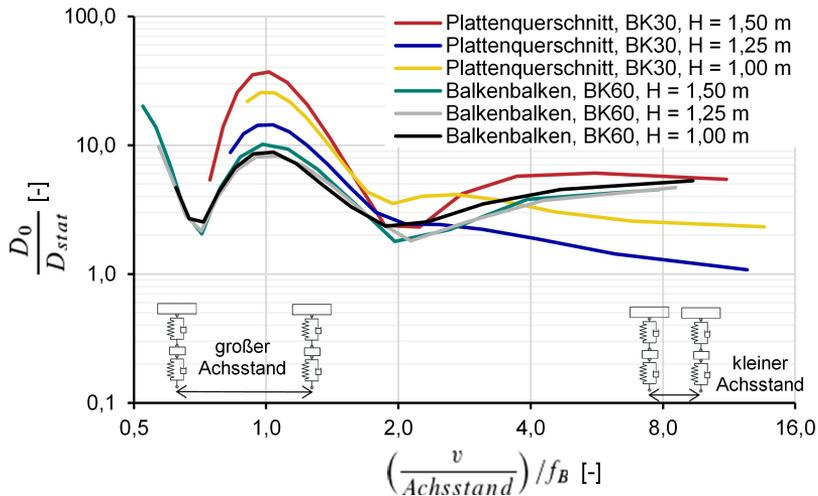


Abb. 9.13: Einfluss des Achsstands auf dynamische Bauwerksantwort bei ideal glatter Fahrbahn

Bauwerkslänge

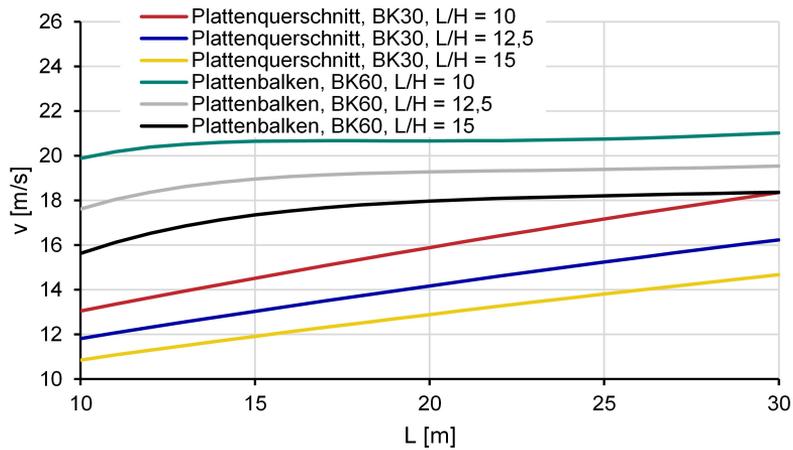


Abb. 9.14: Verhältnis zwischen Spannweite und Geschwindigkeit zur Gewährleistung von $\frac{v}{2L_B}/f_B = 1,2$

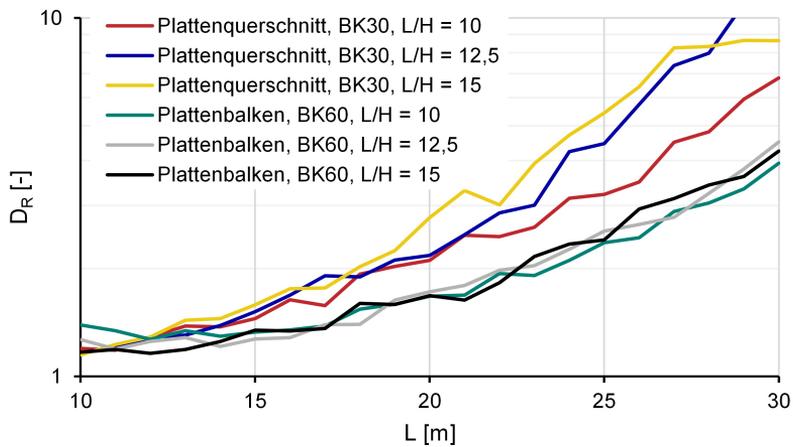


Abb. 9.15: Einfluss der Spannweite auf D_R bei $\frac{v}{2L_B}/f_B = 1,2$

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name Timo Hondl

Staatsangehörigkeit deutsch

Beruflicher Werdegang

seit 01/2019 RPTU Kaiserslautern-Landau, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion:
Anstellung als Wissenschaftlicher Mitarbeiter

09/2016 - 12/2018 König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH & Co. KG, Frankfurt a.M.:
Anstellung als Tragwerksplaner in den Bereichen Massivbau und Stahlbau

Hochschulausbildung

seit 2019 RPTU Kaiserslautern-Landau, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion:
Doktorand bei Prof. Dr.-Ing Christian Glock

2013 - 2016 TU Darmstadt, Bauingenieurwesen, Abschluss: Master of Science

2010 - 2013 TU Darmstadt, Bauingenieurwesen, Abschluss: Bachelor of Science

Wehr-/ Ersatzdienst

9/2009 - 5/2010 Zivildienst: Lebenshilfe Werkstätten e.V. Schmerlenbach, Werkstatt Aschaffenburg

Schulausbildung

2000 - 2009 Friedrich Dessauer Gymnasium, Aschaffenburg, Abschluss: Allgemeine Hochschulreife