

Schwingungsanregung durch Verkehr bei Hängern von Schrägseilbrücken am Beispiel der Donaubrücke Hainburg

D-5-47/2014



Berlinger Martin

Institut für Stahlbau
Technische Universität Graz



Martin Berlinger, BSc

**Schwingungsanregung durch Verkehr
bei Hängern von Schrägseilbrücken
am Beispiel der Donaubrücke Hainburg**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn Harald Unterweger
Institut für Stahlbau der technischen Universität Graz

Zweitbetreuer

Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Taras, Institut für Stahlbau, TU Graz
Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Geier, Schimetta Consult Ziviltechniker GesmbH

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

Keine Masterarbeit entsteht ohne die Mithilfe einer Vielzahl von beteiligten Personen. Deshalb gilt größter Dank Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Harald Unterweger sowie DI Dr.techn. Andreas Taras vom Institut für Stahlbau an der TU Graz, die mir durch ihre Betreuung die Verfassung dieser Arbeit erst ermöglichen haben.

Des Weiteren bedanke ich mich bei DI Dr.techn. Roman Geier, für seine Betreuung und Korrekturarbeiten sowie dafür, dass er durch die Vielzahl an Gesprächen, die wir im Rahmen meiner Arbeit bei Schimetta Consult führen konnten, in mir das Interesse an der Seildynamik erst so richtig geweckt hat.

OBR DI Josef Klampfer, wHR DI Peter Fath und Bmstr. DI Karl Schlöglmann der Abteilung ST5 – Brückenbau der Niederösterreichischen Landesregierung, danke ich für die gute Zusammenarbeit und die Zurverfügungstellung der notwendigen Planunterlagen, ohne die die Modellierung der Brücke sowie die Durchführung der Messarbeiten nicht möglich gewesen wäre.

Meiner Familie und besonders meiner Freundin Timna gilt wohl der größte Dank, da sie mich das gesamte Studium über unterstützt haben und ohne die die letzten fünf Jahre mit Sicherheit nicht so reibungslos verlaufen wären, wie sie es glücklicherweise sind.

Nicht zuletzt bedanke ich mich noch bei meinen Studienkollegen, allen voran der „Gruppe 1“, Christian, Gregor, Irene, Manuel, Matthias, Michael und Stefan für die zahlreichen interessanten Gespräche die wir im Laufe der Jahre führen durften und die sicherlich auch einen entscheidenden Beitrag zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.



Abbildung 0.1: Die Donaubrücke Hainburg in Anlehnung an [1]

Zusammenfassung

Bei Schrägseilbrücken ist es seit einigen Jahren Stand der Technik, über Messungen am fertigen Bauwerk die tatsächlichen Seilkräfte und die zugehörigen Eigenfrequenzen der Seile zu bestimmen. Durch Fortschritte in der EDV, die durch die möglichen Rechenkapazitäten auch äußerst umfangreiche Berechnungen und Simulationen ermöglichen, werden immer höhere Ansprüche an die Modellierungs- und Planungsgenauigkeit gestellt.

Durch äußerliche Einwirkungen, allen voran Einwirkungen durch aerodynamische Kräfte auf die Seile sowie Anregung durch Schwerverkehr, können äußerst große Schwingungsamplituden an den Seilen auftreten. Um dem entgegenzuwirken ist es mitunter üblich, auch auf Basis von Windkanalversuchen, Dämpfer anzuordnen, welche jedoch mit einem immensen Kostenaufwand durch Anschaffung und ständige Wartung verbunden sind. Durch bessere Modellierungstechniken könnten bereits im Vorfeld die dynamischen Reaktionen der Brücke äußerst detailliert wiedergegeben werden, sodass die Notwendigkeit von kostenintensiven Dämpfern im Einzelfall entfallen könnte.

In der vorliegenden Arbeit wird die Modellierung eines bestehenden Tragwerks einer zweifeldrigen Schrägseilbrücke behandelt. Am Modell werden dynamische Simulationen mit Verkehrslasten in Hinblick auf die Schwingungsanregung der Hänger durch Schwerverkehr durchgeführt, welche durch Messungen an der Brücke auf ihre Realitätsnähe kontrolliert werden. Dadurch ist auch eine Abschätzung der möglichen Genauigkeit der dynamischen Simulationen möglich, die einen Schritt in die Richtung machen sollen, zukünftig durch realitätsnahe Modellierung den Einbau von Dämpfern vermeiden zu können.

Abstract

Determining the actual cable forces and their natural frequencies in cable-stayed bridges by measuring the finished constructions is considered to be state of the art. However, the progress of information technology and consequently higher computing efficiency make extensive calculations and complex simulations possible. This results in higher demands on modelling and planning accuracy.

External influences, particularly the influences of aerodynamic forces on the cables and of heavy goods traffic, can cause very large vibration amplitudes of the cables. In order to oppose this process, it is common to place dampers according to previous wind tunnel tests. These dampers cause extremely high costs through acquisition and constant maintenance. Better modelling techniques can therefore provide an extremely detailed description of the dynamic reactions of the bridge in advance and can thus avoid the need of cost-intensive dampers in individual cases.

The present paper deals with the modelling of an existing supporting structure of a tow span, cable-stayed bridge. Dynamic simulations with traffic loads regarding the vibrational response of hangers to heavy goods traffic have been made and have been checked for closeness to reality through measurements directly at the bridge. Thus, an estimation of the achievable accuracy of dynamic simulations has been made possible and this process, consequently, ought to be the right step toward future improvements by omitting the installation of dampers through realistic modelling.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung und Aufgabenstellung	7
2	Schwingungsanfälligkeit von Hängern bei Schrägseilbrücken – Literaturstudie und Grundlagen	9
2.1	Dynamische Beanspruchung von Schrägseilen in der EN 1993-1-11	9
2.2	Grundlagen der Seildynamik.....	10
2.2.1	Beschreibung des massebehafteten Seiles.....	11
2.2.2	Lineare Auslenkung infolge Schwingungen am horizontal gespannten Seil	15
2.2.3	Eigenfrequenzen und Eigenformen	16
2.2.4	Schwingungen an schräg gespannten Seilen	22
2.3	Seilanregung.....	24
2.3.1	Direkte Anregung durch Wind und Regen.....	24
2.3.2	Indirekte Anregung.....	25
2.4	Vereinfachte Berechnung der Seileigenfrequenz am vorgespannten Seil	26
3	Die Donaubrücke Hainburg	28
3.1	Allgemeines.....	28
3.2	Schrägseile der Brücke.....	29
4	Modellierung der Donaubrücke	31
4.1	Allgemeines.....	31
4.2	Querschnittswerte.....	31
4.2.1	Hauptträger und Zentralstab	32
4.2.2	Querverbände	34
4.2.3	Lastverteilende Platte	35
4.2.4	Pylon.....	35
4.2.5	Seile	36
4.2.6	Lagerung des Tragwerkes	36
4.2.7	Zusatzgewicht.....	36
4.3	Darstellung des Stabmodells	37
5	Eigenfrequenzberechnung	38
5.1	Allgemeines.....	38
5.2	Ermittlung der Eigenfrequenzen	38

6	In situ Messungen am Tragwerk	41
6.1	Messsystem und Anordnung	41
6.2	Messergebnisse	42
7	Dynamische Berechnungen	47
7.1	Anregung eines Seiles mit der Eigenfrequenz	47
7.2	Überfahrt eines Einzelfahrzeuges	49
7.2.1	Ergebnisse der Berechnung in Fahrtrichtung Hainburg	50
7.2.2	Ergebnisse der Berechnung in Fahrtrichtung Marchegg	53
7.3	Überfahrt einer Fahrzeugkolonne	57
7.3.1	Kolonnen in Fahrtrichtung Hainburg	57
7.3.2	Kolonnen in Fahrtrichtung Marchegg	64
7.4	Zufällige Überfahrt von Schwerfahrzeugen	70
7.5	Überfahrt eines Einzelfahrzeuges bei Resonanzanfälliger Frequenzverhältnis	73
8	Fazit	76
9	Literaturverzeichnis	80
Anhang A:	Beschleunigungs- und Frequenzdiagramme	82
Anhang B:	Kontrollrechnungen der Seilfrequenzen	101
Anhang C:	Abbildungen der ersten vier Eigenformen	102
Anhang D:	Fahrzeugabstände für die Simulation „Verkehrsvollast“	107

1 Einleitung und Aufgabenstellung

Aufgrund der laufenden Materialforschung, die immer leichtere und widerstandsfähigere Baustoffe entwickelt sowie ästhetischer Gesichtspunkte werden Schrägseilbrücken zu immer beliebteren Entwurfselementen für Straßen- und Fußgängerbrücken. Durch neue Materialien sind größere Spannweiten und schlankere Ausführungen möglich, die jedoch durch weniger Masse auch anfälliger für Resonanzerscheinungen – insbesondere an den Hängerseilen – werden. Es liegt auf der Hand, dass diese Entwicklung auch immer realitätsnähere Systemmodellierungen voraussetzt, um den steigenden Anforderungen, seien sie architektonischer oder wirtschaftlicher Natur, gerecht zu werden.

Eine 3D-Modellierung der Brücke ist nicht immer die wirtschaftlichste und sinnvollste Option. Vollständig als Schalen modellierte Brücken erfordern einen immensen Programmierungsaufwand und sind nur bei äußerst komplexen Bauwerken zweckmäßig, da durch ingenieurmäßige Vereinfachungen Stabmodelle ebenfalls äußerst gute Berechnungsergebnisse liefern.

Die normativen Regelungen zum Entwurf von Schrägseilbrücken – insbesondere hinsichtlich der Schwingungsgefährdung – sind in ihrem Umfang und ihrem Detailierungsgrad noch äußerst dürftig. Aus diesem Grund sollten die derzeit bestehenden Regulierungen auf ihre Ausführungsnotwendigkeit überprüft werden. So wird in der vorliegenden Masterarbeit eine bestehende Schrägseilbrücke, die Donaubrücke in Hainburg, nach ihren originalen Planunterlagen modelliert und auf ihre dynamischen Eigenschaften überprüft. Dynamische Beanspruchungen der Konstruktion durch Windkräfte werden in dieser Arbeit nicht behandelt, da der Schwerpunkt auf der Überfahrtssimulation verschiedener Schwerverkehrsszenarien und der daraus folgenden Schwingungsanregung an den Hängerstäben liegt. Da die Brücke durch ihr Alter den in der ÖNORM EN 1993-1-11 vorhandenen Maßnahmen zur Reduzierung von Seilschwingungen in einigen Punkten nicht entspricht, ist es naheliegend zu überprüfen, ob durch eine ungünstige Konstellation von überquerenden Schwerverkehrsmitteln Resonanzerscheinungen am Tragwerk hervorgerufen werden können.

Die vorliegende Masterarbeit gliedert sich wie folgt:

- In Kapitel 2 werden die derzeitig vorhandenen „Maßnahmen zur Reduzierung von Seilschwingungen“ aus der ÖNORM EN 1993-1-11:2010-06-01 sowie die wichtigsten notwendigen Grundlagen der Seildynamik behandelt.
- Kapitel 3 stellt die in dieser Arbeit modellierte Donaubrücke in Hainburg vor. Dazu wird genauer auf die eingebauten Schrägseile eingegangen, deren zutreffende Abbildung bei der Modellierung eine äußerst wichtige Rolle spielt.

- Die Modellierung des Stabmodells wird im 4. Kapitel behandelt. Dabei werden die einzelnen Bauteile, die in das Finite-Elemente-Programm SOFiSTIK einprogrammiert werden, beschrieben und die aus den Planunterlagen entnommenen Querschnittswerte tabellarisch aufgelistet.
- Im 5. Kapitel wird die Eigenfrequenz der Brückentragwerke behandelt, die einen der wichtigsten Kennwerte der Dynamik darstellt. Danach sind diesem Kapitel die Ergebnisse der Frequenzberechnungen für die Donaubrücke Hainburg angefügt, die mit der Finite-Elemente-Software SOFiSTIK berechnet wurden.
- Kapitel 6 behandelt die In situ Messungen am Tragwerk (Beschleunigungen, Eigenfrequenzmessungen und Verformungen aus Verkehr), die zur Kontrolle der Übereinstimmung des Modells mit den realen Tragwerkeigenschaften der Brücke notwendig sind.
- Den Kern dieser Arbeit bildet Kapitel 7, in dem die verschiedenen durchgeführten dynamischen Simulationen behandelt werden. Dabei werden eine Vielzahl an Simulationen mit Schwerverkehrsüberfahrten mit Einzelfahrzeugen und Kolonnen durchgeführt, um ein breites Spektrum an möglichen Anregungen des Tragwerkes abzubilden und die Reaktionen des Tragwerkes bzw. mögliche Resonanzerscheinungen an den Hängern darzustellen.
- Kapitel 8 bildet den Abschluss dieser Arbeit und beinhaltet das Fazit, welches die Ergebnisse und Erkenntnisse aus den durchgeführten Simulationen und Modellierungen umfasst.

2 Schwingungsanfälligkeit von Hängern bei Schrägseilbrücken – Literaturstudie und Grundlagen

Die Tendenz, Spannweiten von Schrägseil- und Hängebrücken kontinuierlich weiter zu vergrößern, hat die Untersuchung von aerodynamischen Effekten zu einem wesentlichen Gesichtspunkt der Planung werden lassen. Kabel, als Einzelelemente eines Bauwerkes, zeigen die größte Anfälligkeit gegenüber Schwingungen [2]. In diesem Kapitel werden kurz die Regelungen im Eurocode bezüglich der Hängerstäbe von Schrägseilbrücken beschrieben und Grundlagen zur Seildynamik erläutert.

2.1 Dynamische Beanspruchung von Schrägseilen in der EN 1993-1-11

Schrägseile sind durch ihre geringe Biegesteifigkeit, die hohen Vorspannkkräfte sowie die relativ geringe Eigendämpfung besonders schwingungsempfindlich [2]. Diese Thematik wird bisher nur in der ÖNORM EN 1993-1-11: 2010-06-01 wie folgt behandelt [3]:

8.2 Maßnahmen zur Reduzierung von Seilschwingungen

- (1) *Das Schwingungsverhalten von Seiltragwerken ist in der Regel im Hinblick auf exzessive windinduzierte und Regen-Wind-induzierte Schwingungen zu überwachen. Dies kann entweder durch Beobachtung oder durch Messverfahren, die eine genauere Bestimmung der Amplituden, Schwingungsformen und Frequenzen ermöglichen, geschehen.*
- (2) *Beim Entwurf von Seiltragwerken sind in der Regel von vornherein schwingungsreduzierende Maßnahmen einzuplanen, die während der Montage oder nach der Fertigstellung durchgeführt werden können.*
- (3) *Solche Maßnahmen dürfen sein:*
 - a) *Veränderung der Seiloberfläche (aerodynamische Kontur);*
 - b) *Anbringung von Dämpfern;*
 - c) *Stabilisierungsseile (z. B. Abspannseile mit geeigneten Anschlüssen).*

8.3 Abschätzung der Gefährdung

- (1) *Regen-Wind-induzierte Schwingungen sind in der Regel durch einen geeigneten*

Entwurf zu vermeiden; dies kann durch die Wahl einer geeigneten Seiloberfläche geschehen.

- (2) *Die Gefährdung infolge Schwingungen steigt mit der Spannweite des Seiles. Kurze Spannweiten (< 70 m bis 80 m) stellen generell (mit Ausnahme parametrischer Resonanzeffekte bei besonders instabilen Tragwerken, z. B. bei weichen Brückenhauptträgern mit ungünstiger Querschnittsausbildung) keine Gefährdung dar. Daher brauchen bei kurzen Spannweiten keine Dämpfer vorgesehen zu werden.*
- (3) *Bei langen Spannweiten des Seiles ($L > 80$ m) wird empfohlen, den Einbau von Dämpfern vorzusehen, um ein Lehr'sches Dämpfungsmaß $> 0,5$ % zu erreichen. Möglicherweise kann auf Dämpfer im Bereich der Rückspannseile verzichtet werden, wenn die Spannweiten so klein sind, dass wahrscheinlich keine nennenswerten Verschiebungen der Verankerungen zu erwarten sind.*
- (4) *Die Gefährdung infolge parametrischer Resonanzeffekte aus dem Verkehr ist in der Regel im Entwurfsstadium durch die Bestimmung der Eigenformen des Tragwerkes und der Seile unter Berücksichtigung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen und der Verschiebungen der Verankerungen für jede Eigenform abzuschätzen.*
- (5) *Eine Überlappung von Eigenfrequenzen sollte vermieden werden (d. h., die Seilerregerfrequenz Ω sollte weit entfernt (> 20 %) von der Eigenfrequenz des Tragwerkes ω_n oder $2\omega_n$ sein). Gegebenenfalls können Stabilisierungsseile vorgesehen werden, um die Eigenfrequenz der Seile zu verschieben.
(Anm.: Hier ist die Schwingungsanregung durch Verkehr gemeint.)*
- (6) *Zur Einhaltung der Komfort- und Sicherheitsanforderungen ist die Seilschwingung in der Regel durch ein entsprechendes Kriterium der Bauwerksantwort zu begrenzen; so kann für eine mittlere Windgeschwindigkeit von 15 m/s die Amplitude der Seilschwingung auf $L/500$ begrenzt werden, wobei L die Seillänge ist.*

Unter Berücksichtigung des sehr hohen Aufwandes für den nachträglichen Einbau von Dämpfern sind die Regelungen, wie sie in der ÖNORM 1993-1-11 bisher zu finden sind, bei weitem nicht zufriedenstellend. Angesichts der komplexen Zusammenhänge ist jedoch nachvollziehbar, dass nur pauschale Hinweise erfolgen, ohne genauere Berechnungsanweisungen. Wie in der Einleitung in Kapitel 1 erwähnt, erscheint es nicht zeitgemäß, bei langen Spannweiten von Seilen ($L > 80$ m) immer den Einsatz von Dämpfern zu empfehlen. Der Erforderlichkeit von Dämpfern könnte durch bessere Modellierungstechnik bereits in der Planung vorgebeugt, oder allenfalls durch Messungen am fertig gestellten Bauwerk ein Nachweis für ausreichend hohe Dämpfung erbracht werden. Wie einleitend erwähnt, wird in dieser Arbeit nur die Schwingungsanregung durch Schwerverkehr untersucht.

2.2 Grundlagen der Seildynamik

Schrägeile sind, äußerst biegeeweiche Elemente mit geringer Dämpfung. Ihre Schwingungsanfälligkeit ist daher ein maßgebendes Element in der Planung von seilgestützten Tragwerken. Die typische Eigenfrequenz von Schrägseilen liegt im Bereich von 0,3 Hz bis

3 Hz und ist von der Länge, dem Eigengewicht des Seils und der wirksamen Normalkraft – inklusive Vorspannung – im Seil abhängig. Wenn die Schwingungsamplituden durch Resonanzerscheinungen hohe Werte erreichen, nimmt die erreichbare Lebensdauer der Schrägseile (maßgebend Ermüdungsnachweis) merklich ab [4].

2.2.1 Beschreibung des massebehafteten Seiles

Die Definition der Verformung eines massebehafteten Seiles (i. A. Kabeldurchhang d und Verdrehung ω in den Auflagerpunkten, siehe Abbildung 2.1), die Abschätzung der verformten Kabellänge sowie die dadurch auftretenden Spannungen werden im Folgenden behandelt. Die Berechnungen gelten in erster Linie für Seile wie sie in Schrägseilbrücken ihre Anwendung finden, besitzen jedoch auch für andere Konstruktionen mit ähnlichen Seilelementen (zum Beispiel bei Hängebrücken) ihre Gültigkeit [4]. Eine sinngemäße Anwendung ist auch bei Kabeln sowie Vollstäben (Rundstäben) gegeben.

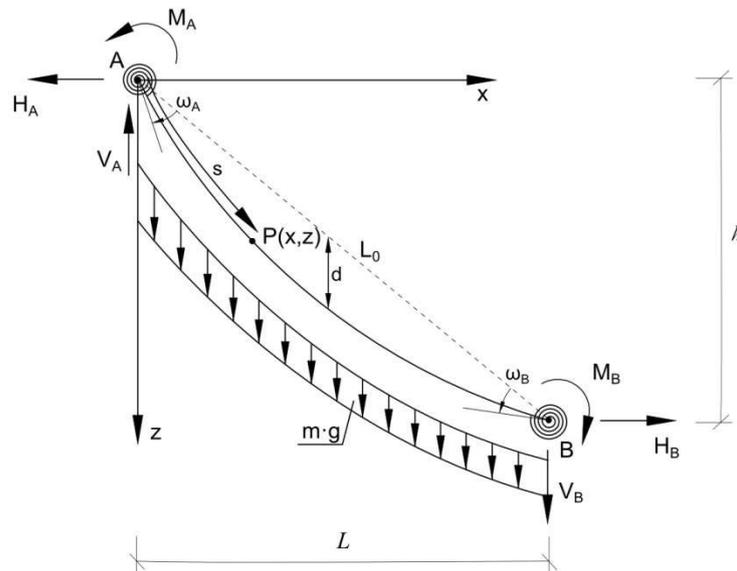


Abbildung 2.1: Befestigtes Seil unter Eigengewicht und unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit nach [5]

Vorgespannte Schrägseile sind Strukturelemente mit ausgeprägtem nichtlinearem Verhalten. Durch die relativ niedrige Belastung der Seile (bedingt durch die Ermüdungsanfälligkeit) ist die Nichtlinearität eine überwiegend geometrisch bedingte Eigenschaft, was eine Zunahme des Durchhanges bei Abnahme der Seilbelastung bedeutet [5].

Eine genaue Beschreibung eines Kabels bzw. Seils, aufgehängt zwischen zwei starren Punkten, muss die Dehnung bzw. axiale Verformungen, abhängig von den mechanischen Steifigkeiten EI_0 bzw. EA_0 , berücksichtigen. Die Strukturbeschreibung wird weiter durch eine, nicht immer frei mögliche, Verdrehung des Seiles bei den Auflagerpunkten erschwert, wie in Abbildung 2.1 dargestellt [5].

Eine wichtige Annahme in der Betrachtung eines hängenden Seiles ist die, dass das Seil ein ideal elastisches Materialverhalten aufweist. Die Außerachtlassung der Biegesteifigkeit wird in Anbetracht der geringen Querschnittsabmessungen und Trägheitsmomente im Vergleich zur Dehnsteifigkeit EA_0 als möglich angesehen, ist aber – wie Messungen belegen – nicht korrekt [5].

Abbildung 2.2 zeigt das elastische Seilmodell, unter der Annahme einer vernachlässigbaren Biegesteifigkeit ($EI_0 \sim 0$). Das Gleichgewicht an einem Punkt $P(x, z)$ im Abstand s vom Punkt A aus gemessen, erlaubt die Bestimmung der Gleichungen für den Seilverlauf $x(s)$ und $z(s)$ sowie die Gleichung für die Zugnormalkraft $T(s)$, wie in Gl. (2.1) bis (2.3) gezeigt [5].

In den nachfolgenden Formeln sind die x und z Koordinaten (in einem kartesischen System) eines beliebigen Seilpunktes P im Abstand s von Auflager A weg beschrieben. Dabei werden die Auflagerkräfte in A (Komponenten V_A und H_A), das Seilgewicht $W = m \cdot g \cdot L_0$, und die Dehnsteifigkeit EA_0 berücksichtigt. Dabei ist m die Masse des Seiles je Laufmeter, g die Erdbeschleunigung, L_0 die Länge des nichtausgelenkten Seiles, A_0 die Querschnittsfläche des unverformt Seiles und E der Elastizitätsmodul des Seiles [5].

$$x(s) = \frac{H_A \cdot s}{EA_0} + \frac{H_A \cdot L_0}{W} \cdot \left[\sinh^{-1} \left(\frac{V_A}{H_A} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{V_A - W \cdot s / L_0}{H_A} \right) \right] \quad (2.1)$$

$$z(s) = \frac{W \cdot s}{EA_0} \cdot \left(\frac{V_A}{W} - \frac{s}{2 \cdot L_0} \right) + \frac{H_A \cdot L_0}{W} \left\{ \left[1 + \left(\frac{V_A}{H_A} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left[1 + \left(\frac{V_A - W \cdot s / L_0}{H_A} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (2.2)$$

$$T(s) = \left[H_A^2 + \left(V_A - \frac{W \cdot s}{L_0} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.3)$$

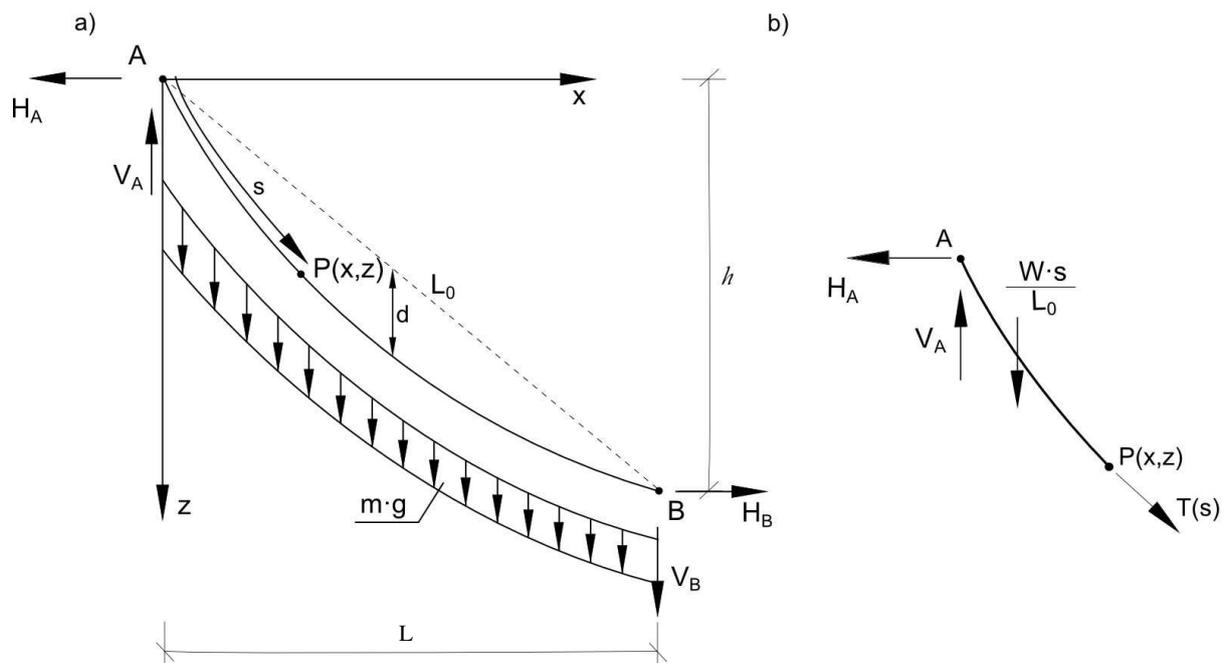


Abbildung 2.2: Befestigtes Seil unter Eigengewicht: (a) Allgemeines Modell; (b) Gleichgewicht des Teilstückes AP nach [5]

Die Gleichungen (2.1) und (2.2) des Seilverlaufes beschreiben die sogenannte elastische Seilkurve und stellen die bisher präzisesten Beschreibungen des Seilverlaufes unter Eigenlast dar. Die Lösung dieser Gleichungen benötigt allerdings die Auflagerkräfte H_A und V_A , die durch die Randbedingungen zu L und h wie folgt beschrieben werden können [5]. Die nachstehenden Gleichungen (2.4) und (2.5) müssen folglich nach H_A bzw. V_A aufgelöst werden.

$$L = \frac{H_A \cdot L_0}{EA_0} + \frac{H_A \cdot L_0}{W} \cdot \left[\sinh^{-1} \left(\frac{V_A}{H_A} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{V_A - W}{H_A} \right) \right] \quad (2.4)$$

$$h = \frac{WL_0}{EA_0} \left(\frac{V_A}{W} - \frac{1}{2} \right) + \frac{H_A L_0}{W} \cdot \left\{ \left[1 + \left(\frac{V_A}{H_A} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left[1 + \left(\frac{V_A - W}{H_A} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (2.5)$$

Durch die Bestimmung von V_A und H_A wird auch die Bestimmung der maximalen Seilkraft T_A ermöglicht [5]:

$$T_A = \left[H_A^2 + V_A^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.6)$$

Weiters können durch die Auflagerkräfte sehr einfach die Verdrehungen ω_A und ω_B in den Auflagerpunkten bestimmt werden (Anmerkung: Eingabe in rad) [5], (vgl. Abbildung 2.3):

$$\omega_A = \alpha \tan \left(\frac{V_A}{H_A} \right) - \alpha \quad (2.7)$$

$$\omega_B = \alpha - \alpha \tan \left(\frac{V_B}{H_B} \right) = \alpha - \alpha \tan \left(\frac{V_A - W}{H_A} \right) \quad (2.8)$$

Der Kabeldurchhang d wird am Punkt S (siehe Abbildung 2.3) angenommen und wird durch die Lagrange-Koordinate (entlang des Seiles) S_S wie folgt beschrieben [5]:

$$S_S = \frac{L_0}{W} \cdot \left(V_A - h \frac{H_A}{L} \right) \quad (2.9)$$

woraus sich für den Durchhang d folgende Gleichung ergibt [5]:

$$d = z_S - \frac{h}{L} x_S \quad (2.10)$$

mit: $x_S = x(s_S)$ nach Gl. (2.1)

$z_S = z(s_S)$ nach Gl. (2.2)

Ein wichtiger Parameterwert, der als λ^2 definiert ist, vereinigt die entsprechenden geometrischen Verhältnisse und die Verformung der Schrägseilbrücke [4].

$$\lambda^2 = \left(\frac{m \cdot g \cdot L_0}{T} \right)^2 \cdot \frac{L_0}{\frac{T \cdot L_e}{EA_0}} \quad (2.12)$$

wobei L_0 und T die Seillänge beziehungsweise die Seilkraft entlang des Seiles darstellen. L_e beschreibt eine virtuelle Seillänge [4]:

$$L_e = \int_0^{L_0} \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 dx \approx L_0 \cdot \left\{ 1 + 8 \left(\frac{d}{L_0} \right)^2 \right\} \quad (2.13)$$

Typischerweise bewegen sich Schrägseile im Wertebereich von $\lambda^2 = 0 - 1$, wobei die Hauptkabel von Hängebrücken λ^2 -Werte von über 100 besitzen. Geringe λ^2 -Werte sind charakteristisch für relativ hoch beanspruchte Seile mit wenig Seildurchhang, deren Verformungen hauptsächlich durch Dehnungen entstehen, während hohe λ^2 -Werte beschreibend für schwach beanspruchte, stark durchhängende Seile sind, wo Verformungen hauptsächlich geometriebedingt auftreten und wenig Dehnungen stattfinden, wie beispielsweise bei den Hauptkabeln von Hängebrücken [4].

2.2.2 Lineare Auslenkung infolge Schwingungen am horizontal gespannten Seil

Die folgenden Berechnungen gelten für einen für Schrägseile üblichen geringen Seildurchhang d/L_0 ($0 \leq d/L_0 \leq 1/8$) und die Annahme einer quasi-statischen, elastischen Verformung durch eine konstant auftretende dynamische Kabelzusatzkraft T_d , welche über die gesamte Kabellänge wirkt [5]. Dabei wird eine beidseits gelenkige Lagerung vorausgesetzt.

Vorerst wird von einem horizontal gespannten Seil ausgegangen – durch geringe Adaptierungen (siehe Abschnitt 2.2.4) ist dann der allgemeine Fall des geneigten Seiles berechenbar.

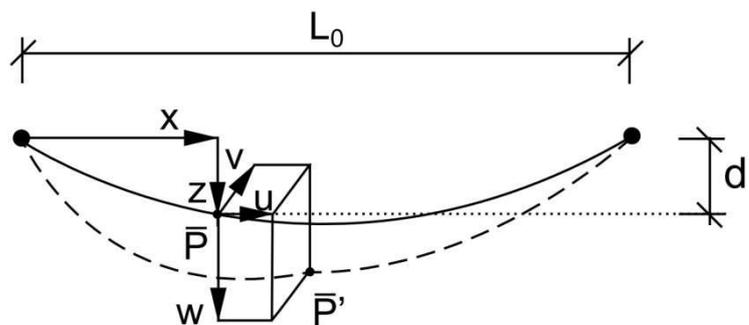


Abbildung 2.4: Verformungskomponenten von Punkt P des ausgelenkten Seiles nach [4]

Das zwischen zwei Punkten im Abstand von L_0 aufgehängte Seil (siehe Abbildung 2.4) hat ein einwirkendes Eigengewicht von m (Masse je lfm) und zeigt durch die dynamische Beanspruchung eine geringe Auslenkung des beliebigen Punktes P am Seil, von $\bar{P}(x, 0, z)$ auf $\bar{P}'(x+u, v, z+w)$, wobei u , v und w die Verschiebungskomponenten in vertikaler und horizontaler Richtung darstellen, wie in Abbildung 2.4 zu sehen [5].

Die Analyse der Gleichgewichtsbedingungen eines infinitesimalen Teilstückes mit der Länge ds , ausgeschnitten am Punkt P (siehe Abbildung 2.5) ergibt folgende Gleichungen:

- Schwingung aus der Ebene

$$H \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = m \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (2.14)$$

- Schwingung in der Ebene

$$H \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + h_d \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = m \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (2.15)$$

$$\frac{h_d \cdot L_e}{EA_b} = \frac{m \cdot g}{H} \int_0^{L_0} w \cdot \partial x \quad (2.16)$$

Wobei H die horizontale Komponente der Zugspannung durch das Eigengewicht darstellt und h_d durch $h_d = T_d \cdot dx/ds$ definiert wird. Diese Größe kommt aus dem dynamischen Anteil h der horizontalen Kraft am Seil aus

$$h = h_d - H \frac{\delta z}{\delta x} \frac{\delta w}{\delta x} \quad (2.17)$$

Die virtuelle Länge L_e wurde bereits in Formel (2.13) im vorherigen Kapitel definiert und wird aus der Annahme einer parabelförmigen Auslenkung des Seiles abgeleitet.

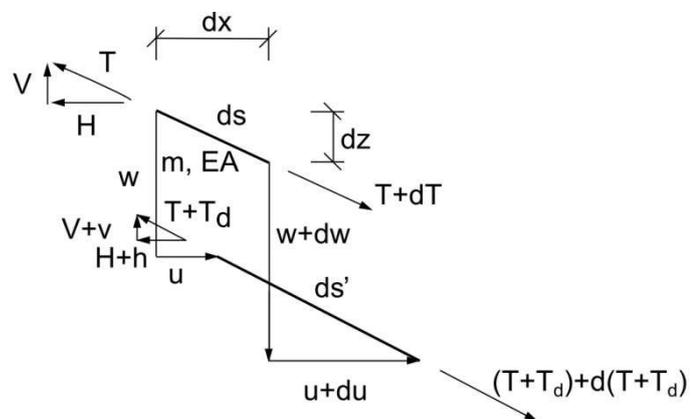


Abbildung 2.5: Dynamisches Gleichgewicht eines Seilsegmentes nach [4]

2.2.3 Eigenfrequenzen und Eigenformen

Die wichtigste Konsequenz aus der Linearisierung der Gleichung (2.16) ist die getrennte Betrachtung der Bewegungen in der Ebene und aus der Ebene. Dies bedeutet, dass eine Krafteinwirkung in der Seilebene keine Verschiebungen aus der Ebene bewirkt und umgekehrt. Im Gegensatz zu Bewegungen in der Seilebene bewirken Schwingungen aus der Ebene, wie sie in Gleichung (2.14) beschrieben wurden, keine Änderungen der Seilspannungen [5].

Diese Entkopplung, welche nur für kleine Seilschwingungen möglich ist, hat den Vorteil, die Bewegungsgleichungen in isolierte Schwingungen aus der Ebene und Schwingungen in der Seilebene aufteilen zu können.

2.2.3.1 Auslenkung aus der Seilebene

Die Lösung der homogenen Differentialgleichung (2.14) wird durch Trennung der Variablen wie folgt erreicht [5]:

$$v(x,t) = \tilde{v}(x) \cdot e^{i\omega t} \tag{2.18}$$

mit $i^2 = -1$

$$\omega_n = \frac{n \cdot \pi}{L_0} \cdot \sqrt{\frac{H}{m}} \quad n = 1, 2, 3, \dots \tag{2.19}$$

$$\tilde{v}_n(x) = A_n \cdot \sin\left(\frac{n \cdot \pi \cdot x}{L_0}\right) \quad n = 1, 2, 3, \dots$$

wobei ω_n die n-te Kreisfrequenz der Schwingung und $\tilde{v}_n(x)$ die entsprechende Eigenform, definiert durch die Konstante A_n , welche einen beliebigen Wert haben kann, ist [5].

2.2.3.2 Auslenkung in der Seilebene

Unter Berücksichtigung der Annahme, dass das Seil eine geringe Auslenkung von $d/L_0 \leq 1/8$ hat, ist es erwiesen, dass die Amplitude der Longitudinalschwingung in der Ebene immer erheblich geringer ist als die Amplitude der vertikalen Bewegungen (Auslenkung w in Abbildung 2.4). Daraus ergibt sich, dass die Eigenformen immer eine symmetrische oder asymmetrische Form besitzen, die von den vertikalen Auslenkungen abhängen [5].

Bei der Untersuchung der Auslenkungen in der Seilebene ist die Unterscheidung zwischen symmetrischen und asymmetrischen Eigenformen wichtig, da sie deutlich unterschiedliche Eigenschaften besitzen. In Gleichung (2.16) ist gut erkennbar, dass symmetrische Formen eine zusätzliche Krafteinwirkung auf das Seil ergeben, während bei asymmetrischer Bewegung des Seiles die Kraftänderung vernachlässigbar gering ausfällt [5].

(i) Asymmetrische Eigenformen

Mit Bewegungen in der Seilebene, beschrieben durch $u(x, t)$ und $w(x, t)$ und der Trennung der Variablen nach [5]

$$u(x,t) = \tilde{u}(x) \cdot e^{i\omega t} \tag{2.20}$$

$$w(x,t) = \tilde{w}(x) \cdot e^{i\omega t}$$

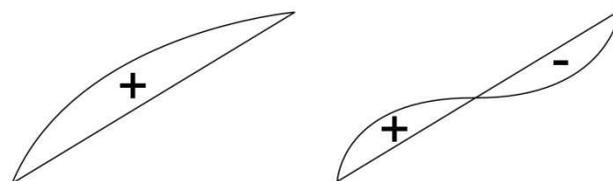


Abbildung 2.6: Symmetrische (links) und asymmetrische Eigenform (rechts) eines Seiles

mit Substitution in den Gleichungen (2.15) und (2.16) kommt man zu folgenden Lösungen [5]:

$$\omega_n = \frac{2 \cdot n \cdot \pi}{L_0} \cdot \sqrt{\frac{H}{m}} \quad n = 1, 2, 3, \dots \tag{2.21}$$

$$\tilde{u}_n(x) = -\frac{1}{2} \left(\frac{m \cdot g \cdot L_0}{H} \right) A_n \left\{ \left(1 - \frac{2 \cdot x}{L_0} \right) \sin \left(\frac{2 \cdot n \cdot \pi \cdot x}{L_0} \right) + \frac{1 - \cos(2n \cdot \pi \cdot x / (-L_0))}{n \cdot \pi} \right\}$$

$$\tilde{w}_n(x) = A_n \cdot \sin \left(\frac{2 \cdot n \cdot \pi \cdot x}{L_0} \right) \quad n = 1, 2, 3, \dots$$

wobei ω_n , $\tilde{u}_n(x)$ und $\tilde{w}_n(x)$ die Eigenkreisfrequenz der n-ten asymmetrischen Eigenform in der Seilebene sowie die dazugehörigen Longitudinal- und Vertikalanteile darstellen und A_n eine beliebige Konstante zur Beschreibung der Eigenform darstellt [5].

Aus dieser Betrachtung geht hervor, dass die Amplitude der Longitudinalauslenkung $B_n = 1/2 \cdot (m \cdot g \cdot L_0 / H) \cdot A_n$ äußerst gering ist, da schon das Verhältnis $m \cdot g \cdot L_0 / H$ klein ist. Die maximale Auslenkung wird an den Viertelpunkten der ersten Eigenform erreicht, wie in Abbildung 2.7, der Darstellung der Longitudinal- und Vertikalverformungen der ersten drei asymmetrischen Eigenformen eines Seiles mit einer geringen Durchbiegung von $d/L_0 \leq 1/8$, zu sehen. Dabei tritt eine maximale Amplitude der Longitudinalauslenkung von $0,41 m \cdot g \cdot L_0 / H$ der vertikalen Amplitude $A_n (= 1)$ auf [5].

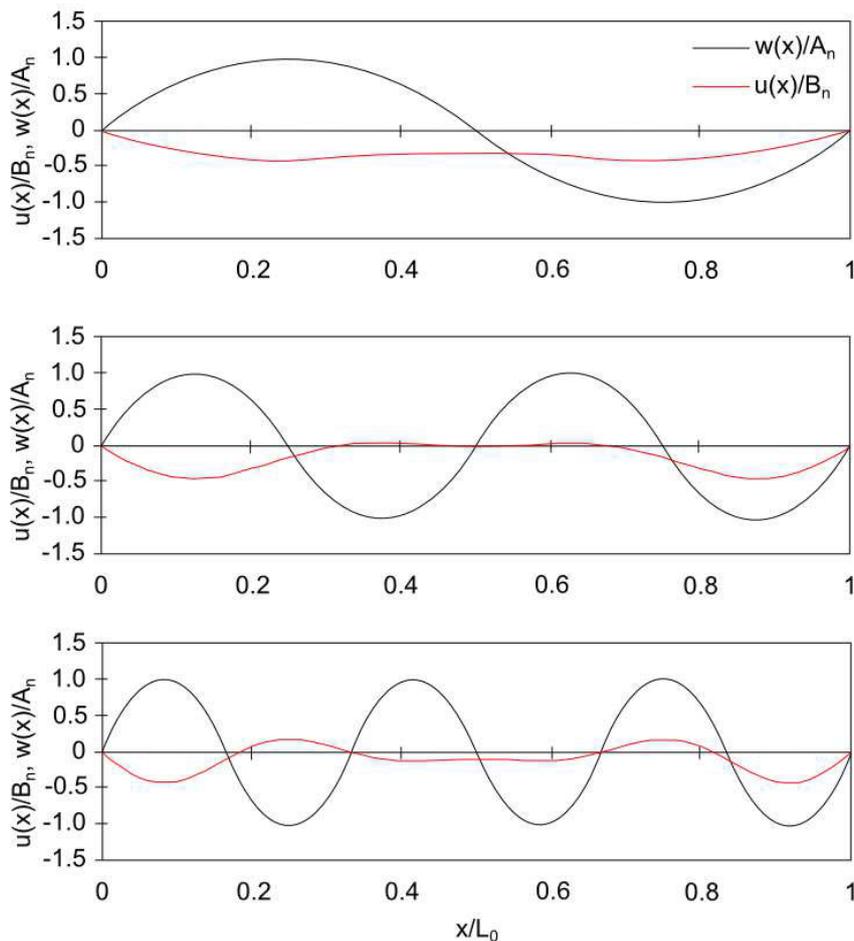


Abbildung 2.7: Vertikal- und Longitudinalkomponenten der ersten drei asymmetrischen Eigenformen in der Seilebene nach [4]

(ii) Symmetrische Eigenformen

Im Falle von symmetrischen Eigenformen wird durch die Auslenkung eine zusätzliche Krafteinleitung im Seil festgestellt, die als quasi-statisch angenommen wird und mit

$$h_d(t) = \tilde{h}_d \cdot e^{i\omega t} \quad (2.22)$$

definiert wird. [4]

Durch Substitution der Ausdrücke (2.20) und (2.21) in den Gleichungen (2.15) und (2.16) und durch Berücksichtigung der Randbedingungen, ergibt sich eine Eigenfrequenz ω_n – in Gl. (2.23) als bezogene Größe $\bar{\omega}$ dargestellt – für symmetrische Eigenformen von [4]:

$$\tan \frac{\bar{\omega}}{2} = \frac{\bar{\omega}}{2} - \frac{4}{\lambda^2} \left(\frac{\bar{\omega}}{2} \right)^3 \quad (2.23)$$

wobei $\bar{\omega}$ die dimensionslose Eigenkreisfrequenz darstellt, die durch $\bar{\omega} = \omega_n L_0 / (H/m)^{1/2}$ definiert ist. λ^2 ist die fundamentale Kennzahl des Brückensystems, welcher in der Gleichung (2.12) im Kapitel 2.2.1 definiert wurde. Die Eigenformen besitzen folgende Longitudinal- $\tilde{u}(x)$ und Vertikalkomponenten $\tilde{w}(x)$ [4], [5]:

$$\begin{aligned} \tilde{u}(x) = & \frac{mgL_0}{H} \cdot C_n \cdot \left[\frac{\bar{\omega}^2}{\lambda^2} \cdot \frac{L_x}{L_e} - \frac{1}{2} \left(1 - 2 \frac{x}{L_0} \right) \cdot \left\{ 1 - \tan \left(\frac{\bar{\omega}}{2} \right) \cdot \sin \left(\frac{\bar{\omega} \cdot x}{L_0} \right) - \cos \left(\frac{\bar{\omega} \cdot x}{L_0} \right) \right\} \right. \\ & \left. - \frac{1}{\bar{\omega}} \cdot \left\{ \bar{\omega} \frac{x}{L_0} - \tan \left(\frac{\bar{\omega}}{2} \right) \cdot \left(1 - \cos \left(\frac{\bar{\omega} \cdot x}{L_0} \right) \right) - \sin \left(\frac{\bar{\omega} \cdot x}{L_0} \right) \right\} \right] \\ \tilde{w}(x) = & C_n \cdot \left(1 - \tan \left(\frac{\bar{\omega}}{2} \right) \cdot \sin \left(\frac{\bar{\omega} \cdot x}{L_0} \right) - \cos \left(\frac{\bar{\omega} \cdot x}{L_0} \right) \right) \end{aligned} \quad (2.24)$$

$$\text{mit: } C_n = \frac{m \cdot g \cdot L_0^2}{\bar{\omega}^2 \cdot H^2} \cdot \tilde{h}_d$$

$$\text{und } L_x = L_0 \cdot \left[\frac{x}{L_0} + \frac{3}{8} \cdot \left(\frac{m \cdot g \cdot L_0}{H} \right)^2 \cdot \left\{ \frac{x}{L_0} - 2 \left(\frac{x}{L_0} \right)^2 + \frac{4}{3} \left(\frac{x}{L_0} \right)^3 \right\} \right]$$

L_e vgl. Gl. (2.13)

Gleichung (2.23) ist äußerst wichtig bei der Betrachtung von Seilschwingungen. Die Abhängigkeit der Eigenfrequenzen der symmetrischen Eigenformen in der Seilebene von der Kennzahl λ^2 unterstreicht weiters die Wichtigkeit von λ^2 als einen wesentlichen Teil des Tragwerkssystems. Für das vorliegende Gleichungssystem können partikuläre Lösungen für die Grenzfälle, einerseits als Seil ohne Dehnung und andererseits eine Betrachtung als Spannseil, aufgestellt werden [4].

Bei der Betrachtung als dehnstarres Seil wird λ^2 als sehr groß angenommen und die Verformungen sind hauptsächlich geometrischer Natur. Für diesen Fall reduziert sich die Gleichung (2.23) auf [4]:

$$\tan \frac{\bar{\omega}}{2} = \frac{\bar{\omega}}{2} \quad (2.25)$$

Der Lösungsansatz ergibt sich mit:

$$\bar{\omega}_n = (2n+1)\pi - \frac{4}{(2n+1)\pi} \quad n=1,2,3,\dots \quad (2.26)$$

Dies bedeutet, dass bei großen λ^2 -Werten die numerische Lösung von (2.23) mit (2.26) ersetzt werden kann [4].

Falls λ^2 als sehr klein angenommen wird, nähert sich die Lösung von (2.23) an einen Lösungsansatz symmetrischer Eigenformen eines gespannten Seiles an [4]:

$$\bar{\omega}_n = (2n-1)\pi \quad n=1,2,3,\dots \quad (2.27)$$

Vergleicht man die beiden Lösungen (2.26) und (2.27) miteinander, wird ersichtlich dass der Übergang des Schwingungsverhaltens eines gespannten Seiles ($\lambda^2 = 0$) zu dem eines dehnsteifen Seiles ($\lambda^2 = \infty$) nur durch eine Verschiebung von knapp 2π in der dimensionslosen Eigenkreisfrequenz symmetrischer Formen gekennzeichnet ist. Diese Tatsache ist in Abbildung 2.8 sehr gut ersichtlich, in der die Veränderungen von $\bar{\omega}_n / \pi$ zu λ^2 dargestellt wird. Ein wichtiger Aspekt dieser Abbildung ist das Auftreten von sogenannten „crossovers“, also Schnittpunkten. Ab diesen Bereichen von λ^2 ist die Eigenfrequenz von symmetrischen Eigenformen größer als die von antisymmetrischen der gleichen Stufe (n) [4].

Ergebnisse

$$n = 1:$$

$$\lambda^2 = 4\pi^2 = 39,48$$

$$n = 2:$$

$$\lambda^2 = 16\pi^2 = 157,91$$

$$n = 3:$$

$$\lambda^2 = 36\pi^2 = 355,31$$

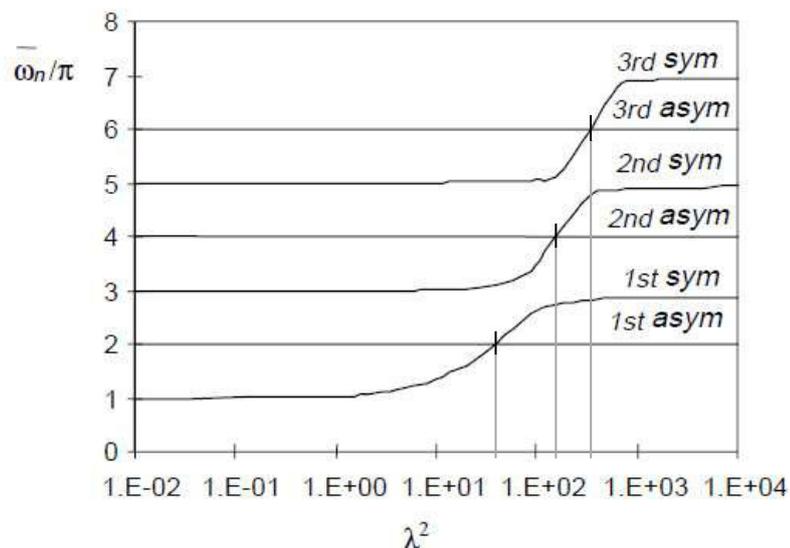


Abbildung 2.8: Veränderung der Eigenfrequenz der ersten drei symmetrischen und antisymmetrischen Eigenformen zu λ^2 nach [4]

Im Allgemeinen kann der „crossover“ für die n-te Stufe mit einem λ^2 -Wert von

$$\lambda^2 = 4(4n\pi)^2 \quad (2.28)$$

angenähert werden. Dies geht aus der Substitution in (2.23) mit den Werten $\bar{\omega}_n = 2n\pi$ für unsymmetrische Eigenformen hervor. Es ist auch ersichtlich, dass die vertikale Komponente von symmetrischen Auslenkungen sich mit dem Wert λ^2 verändert. Bei Berechnung der 1. Eigenfrequenz und dem dazugehörigen „crossover“ bei $\lambda^2 = 4\pi^2$ ist in Abbildung 2.9 ersichtlich, dass bei λ^2 -Werten kleiner $4\pi^2$ die vertikale Auslenkung (w) keine Kreuzungspunkte aufweist. Bei $\lambda^2 = 4\pi^2$ findet in den Auflagerpunkten eine tangentielle Annäherung statt. Bei $\lambda^2 > 4\pi^2$, wenn die symmetrische Eigenfrequenz größer als die unsymmetrische Eigenfrequenz derselben Stufe ist, treten zwei Kreuzungspunkte auf [4].

Abbildung 2.9 zeigt die Auslenkungen in vertikaler und longitudinaler Richtung dabei in normierter Form. Dies gilt wiederum nur, für Tragwerke mit geringem Seildurchhang von $d/L \leq 1/8$ [4].

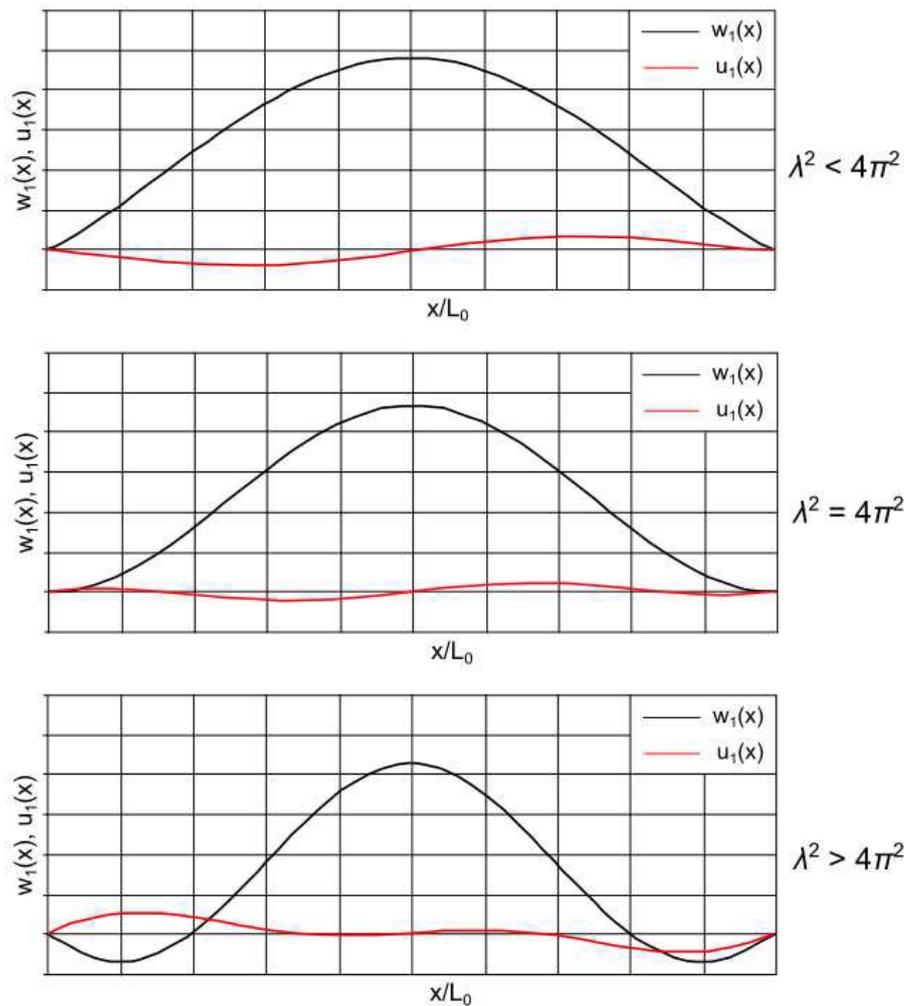


Abbildung 2.9: Darstellung der Vertikal- und Longitudinalkomponenten mit verschiedenen Werten für λ^2 nach [4]

Letztlich sollte noch erwähnt werden, dass Seile von Schrägseilbrücken, wie sie im nachfolgenden Kapitel 2.2.4 weiter behandelt werden, meist sehr straff gespannt sind, wodurch sie in den meisten Fällen äußerst geringe Werte von λ^2 aufzeigen (meistens < 1). Demzufolge, wie in Abbildung 2.8 ersichtlich, liegen die Eigenfrequenzen außerhalb des Übergangsbereiches (Bereiche der „crossovers“), weswegen die Ausformulierungen für gespannte Seile herangezogen werden können. Durch ihre hohen λ^2 -Werte liegen die Hänger von Hängebrücken jedoch meist über den „crossover“-Punkten. Schlussfolgerlich müssen bei diesen Konstruktionen nicht nur die geometrischen Verformungen sondern ebenfalls die Seilelastizität berücksichtigt werden.

2.2.4 Schwingungen an schräg gespannten Seilen

Die Theorie der Schwingungen horizontal gespannter Seile kann auf geneigte Seile umgelegt werden. Dabei wird eine Verdrehung der horizontalen und vertikalen Achse in ein geneigtes System mit einer parallelen bzw. einer rechtwinkligen Achse zum geneigten Seil durchgeführt. Die Komponente des Eigengewichts parallel zum Seil wird als vernachlässigbar klein erachtet.

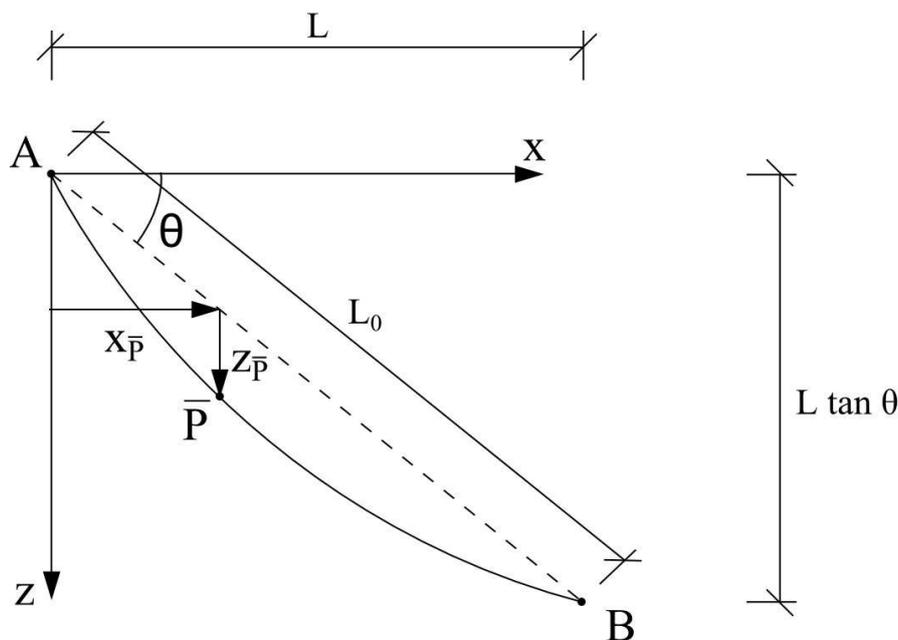


Abbildung 2.10: System eines geneigten Seiles nach [4]

Unter Berücksichtigung des geneigten Seiles, wie in Abbildung 2.10 ersichtlich, sowie der Achsentransformation, gezeigt in Abbildung 2.11, werden die entsprechenden Koordinaten wie folgt ermittelt [4]:

$$x_{\bar{P}}^* = \frac{x_{\bar{P}}}{\cos \theta} + z_{\bar{P}} \cdot \sin \theta \quad (2.29)$$

$$z_{\bar{P}}^* = z_{\bar{P}} \cdot \cos \theta$$

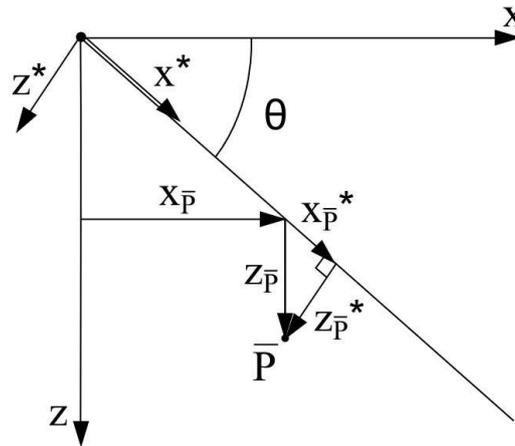


Abbildung 2.11: Achsentransformation für die Beschreibung des Seilverlaufes nach [3]

Wie bei horizontal gespannten Seilen sind die Bewegungen der Seile in Seilebene und Bewegungen aus der Seilebene getrennt zu betrachten. Ebenfalls gilt, dass die Longitudinalkomponente der Auslenkung in der Seilebene viel kleiner als die Transversalauslenkung ist und angenommen werden kann, dass die Berechnung der Eigenfrequenzen dadurch nicht beeinflusst wird. Daher können für die n-te Eigenfrequenz, definiert als ω_n^* , zusammen mit der zugehörigen dimensionslosen Eigenfrequenz definiert als $\bar{\omega}_n^* = \omega_n^* \cdot L_0 \cdot \sqrt{m/H^*}$, mit $L_0 = \frac{L}{\cos \theta}$ und $H^* = \frac{H}{\cos \theta}$, die Eigenformen aus der Seilebene eines geneigten Seiles wie folgt definiert werden [4]:

$$\bar{\omega}_n^* = n \cdot \pi \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (2.30)$$

Für asymmetrische Eigenformen in der Seilebene ergeben sich folgende Werte [4]:

$$\bar{\omega}_n^* = 2 \cdot n \cdot \pi \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (2.31)$$

während sich für symmetrische Eigenformen in der Seilebene, wie beim horizontal gespannten Seil, die Lösungen der folgenden transzendenten Gleichung ergeben [4]:

$$\tan\left(\frac{\bar{\omega}_n^*}{2}\right) = \frac{\bar{\omega}_n^*}{2} - \frac{4}{\lambda_*^2} \left(\frac{\bar{\omega}_n^*}{2}\right)^3 \quad (2.32)$$

wobei λ_*^2 sinngemäß nach Kapitel 2.2.1, Gleichung (2.12) im verdrehten System berechnet werden muss.

Diese Berechnungen verlieren jedoch an Genauigkeit bei größerem Winkel von θ . Es kann jedoch für den allgemeinen Fall angenommen werden, dass für Winkel $\theta < 60^\circ$ die Berechnung ausreichend genau durchgeführt werden kann [4].

2.3 Seilanregung

Schrägseile von Brückentragwerken sind, wie aus dem vorherigen Kapitel ersichtlich, durch ihre geringe Biegesteifigkeit, der geringen Masse, der oft hohen Vorspannung und den großen Kabel- bzw. Seillängen sehr schwingungsempfindlich. Durch Resonanzerscheinungen können äußerst hohe Schwingungsamplituden auftreten, die die Seile und die ganze Konstruktion schädigen können. Dafür verantwortlich ist in erster Linie die geringe Dämpfung der Seile [2].



Abbildung 2.12: Stabilisierungsseile an der Pont-de-Normandie [6]



Abbildung 2.13: Schrägseildämpfer [7]

Folgende Parameter bzw. Maßnahmen beeinflussen die Eigendämpfung eines Seiles dabei maßgebend [2]:

- Injizieren der Hüllrohre mit Zementmörtel (größere Masse, mehr innere Reibung)
- Anbringen von Neoprenringen (Dämpfern) am Ende der Stahlankerrohre. Dies verhindert, dass Biegespannungen im Bereich des Ankerkopfes auftreten und erhöht zudem die Dämpfung.
- Einbau von externen „Stoßdämpfern“ zwischen Kabel und Versteifungsträger. (Aufwändige und teure Maßnahme, siehe Abbildung 2.13)
- Anbringen von Stabilisierungsseilen (Kabelverbindungsdrähte) zwischen schwingungsanfälligen Seilen. (siehe Abbildung 2.12)

Im Folgenden werden die maßgebenden Ursachen für die Seilanregung, nämlich die direkte und die indirekte Anregung, erläutert.

2.3.1 Direkte Anregung durch Wind und Regen

Windeinwirkung ist neben dem Schwerverkehr die wohl ausschlaggebendste zu berücksichtigende Komponente bei der Konstruktion einer Schrägseilbrücke sowie bei der Festlegung der Seilquerschnitte, da beide von direkt angreifendem Wind an der Oberfläche des Seils sowie durch indirekte Beanspruchung am Tragwerk (Windangriff am Pylon oder am Brückendeck) beeinflusst werden. Bei näherer Betrachtung der Windeinwirkung wird üblicherweise eine Unterscheidung in eine äquivalente statische Komponente (ermittelt durch

eine mittlere auftretende Windgeschwindigkeit) und eine dynamische Komponente vorgenommen [4].

Es wird noch darauf hingewiesen, dass die Form des Seilquerschnittes die statische Beanspruchung, die das Seil in eine Richtung zieht/drückt, stark beeinflusst. Bei Berücksichtigung der Tatsache, dass die Windlast an den Seilen nach [5] im Extremfall bis zu 50% der gesamten Querkraftbeanspruchung des Brückentragwerkes ausmachen kann, ist klar, dass die Wahl des Seilquerschnittes von höchster Wichtigkeit ist. Versuche im Windkanal haben ergeben, dass der Widerstandsbeiwert (engl. „drag coefficient“) C_D bei Bündeln von hexagonalangeordneten Einzelseilen in etwa bei 1,2 liegt (= 20% größere Krafteinwirkung bedingt durch die Querschnittsform), während für rundumschlossene Seile C_D nicht größer als 0,7 ist. Daher ist für Schrägseilbrücken eine runde Querschnittsform der Seile (Seilquerschnitt bzw. Ummantelung) von Vorteil [4].

Die dynamischen Anregungen werden in Folgende unterschieden:

- Wirbelablösungen (Vortex Shedding)
- Flatterschwingungen auf Grund von Windböen (Buffeting) (Anm.: dies betrifft das gesamte Brückentragwerk)
- Formanregungen (Gallopung)
- Windschatteninstabilitäten (Vortex resonance, Resonant buffeting)
- Regen-Wind-induzierte Schwingungen (Rain-Wind-Induced Vibration)

Für weitere Informationen zu den einzelnen dynamischen Anregungsvarianten wird auf [4] und [5] verwiesen.

2.3.2 Indirekte Anregung

Die Anregung von Schrägseilen bei Schrägseilbrücken wurde lange als ein vom Tragwerk isoliertes Problem betrachtet. Tatsächlich ist jedoch das Tragwerk als Ganzes zu betrachten, da durch Anregungen am Brückendeck oder am Pylon, sei es durch Wind, Verkehr oder auftretende Erdbeben, starke Schwingungen über die Verankerungspunkte in die Seile übertragen werden können. Bereits durch geringe Oszillationen der Auflagerpunkte können bis zu 30-fach größere Amplituden im Seil auftreten [2]. Eine harmonische Anregung an einem oder an beiden Auflagerpunkten des Seiles bewirkt hierbei einerseits eine Anregung in Seilrichtung (bezeichnet als parametrische Anregung) und eine Anregung rechtwinkelig dazu (bezeichnet als externe Anregung), wie in Abbildung 2.14 dargestellt [5]. Beide Anregungsmechanismen führen zu Seilschwingungen in der Seilebene, mit maximalen Amplituden von d_{\max} (vgl. Abbildung 2.14).

In der Literatur wird beim Thema der indirekten Anregung hauptsächlich die parametrische Anregung behandelt, da dieser mehr Bedeutung zugeachtet wird. Die übliche Herangehensweise führt hierbei über die Gleichgewichtsbedingungen eines einzelnen Seiles unter harmonischer Anregung durch eine Auflagerbewegung und die daraus erfolgenden Resonanzerscheinungen. Weitere Forschungen in diesem Gebiet ergaben, dass hierbei nicht nur übliche Resonanzbereiche (Anregungsfrequenz nähert sich Eigenfrequenz) eine Rolle spielen, sondern auch bei anderen Frequenzverhältnissen große Amplituden auftreten können. Diese sogenannten „Sekundärresonanzen“ treten bei Frequenzverhältnissen von 1/2, 1/3, 2 und 3 auf. Dadurch können Instabilitätsbereiche bestimmt

werden, die beispielsweise Schwellenwerte für die erlaubten Amplituden zur Vermeidung von Instabilität festlegen [4], [5].

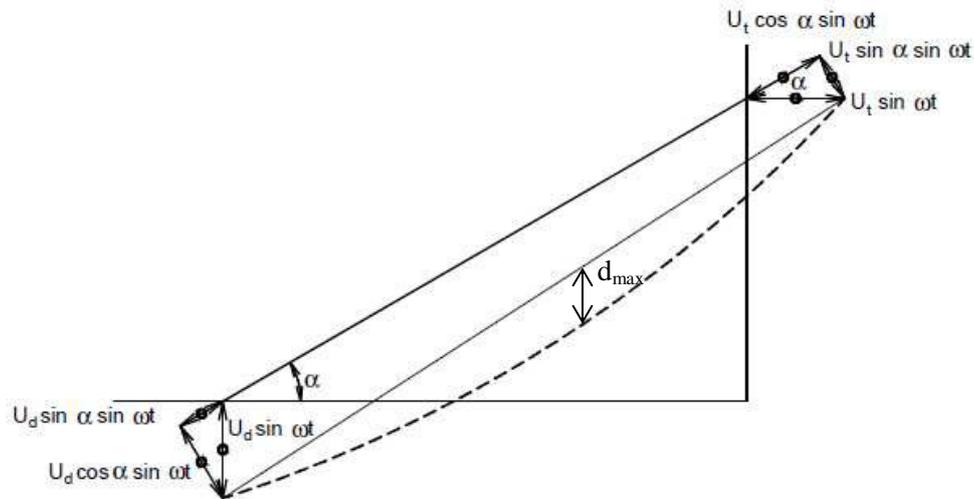


Abbildung 2.14: Schrägseil mit harmonischer Anregung an den Auflagerpunkten nach [3]

Die Bewegungen im Tragwerksbereich bzw. in den Pylonen können auf diese Art quantifiziert werden, wodurch eine Definition der erforderlichen Dämpfungswerte möglich ist, um die Seile nicht zu großen Auslenkungen auszusetzen.

Für weitere Erläuterungen zur parametrischen sowie zu externen Anregungen sei hier auf [4] sowie [5] verwiesen.

2.4 Vereinfachte Berechnung der Seileigenfrequenz am vorgespannten Seil

Betrachtet man das Schrägseil als schwingende vorgespannte Saite, stehen die Vorspannkraft S , die Seillänge L und die Seilmasse m zusammen mit der 1. Eigenfrequenz f_1 in einem linearen Zusammenhang. Dies gilt jedoch nur unter der Voraussetzung, dass keine Änderungen der Seilkraft durch die Schwingungen hervorgerufen werden und der Eigengewichtsdurchhang am Seil so gering ist, dass dieser als vernachlässigbar angesehen werden kann, was bei vorgespannten Schrägseilen die übliche Betrachtungsweise darstellt [8]. In Abbildung 2.15 ist die Modellbetrachtung skizzenhaft dargestellt. Hierbei sei noch angemerkt, dass es sich bei dieser Betrachtung um eine Idealvorstellung handelt, welche aufgrund der vorhandenen Biegesteifigkeit im Seil nicht exakt der Realität entspricht. Trotzdem – wie später an den Messungen der Seileigenfrequenzen zu sehen – können mit der nachfolgenden Berechnung äußerst gute Ergebnisse erzielt werden.

An dem aus der Saite ausgeschnittenen infinitesimalen Element dx können drei Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt werden, die beschreiben, dass die Summen der vertikalen und horizontalen Kräfte sowie auch die Summe der Momente jeweils den Wert Null ergeben müssen.

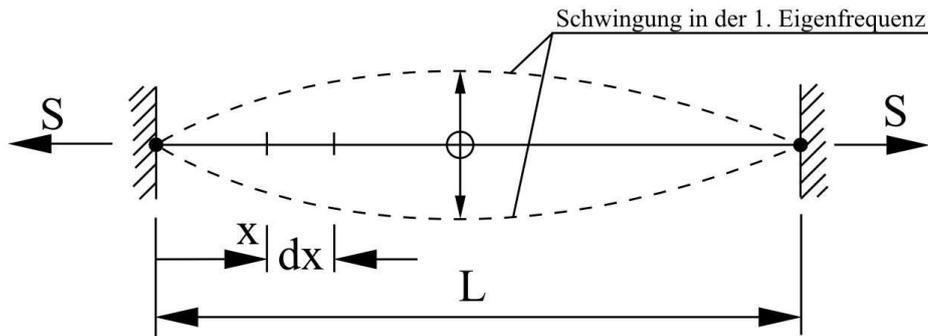


Abbildung 2.15: Modellbetrachtung der vorgespannten Saite nach [8]

Auf die durch die Ausformulierung dieser Gleichgewichtsbedingungen entstehende Differentialgleichung sowie die beiden möglichen Lösungswege nach D'Alembert und Bernoulli wird hier nicht näher eingegangen. Für weitere Erläuterungen sei hier auf [8] verwiesen.

Die Eigenkreisfrequenz ω_n in diesem linearen Modell errechnet sich aus den Lösungswegen wie folgt zu [8]:

$$\omega_n = \frac{n \cdot \pi \cdot c}{L} = n \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{S}{m \cdot L^2}} \quad \text{mit } c = \sqrt{\frac{S}{m}} \quad (2.33)$$

Wobei n die n -te Eigenkreisfrequenz darstellt, L der Saiten- bzw. Seillänge entspricht und der Parameter c die Kenndaten der Saite (Seilvorspannung S in [N] und Massebelegung m je Längeneinheit in [kg/m]) vereinigt.

Die Saitenfrequenzen der n -ten Eigenschwingung berechnen sich damit zu ($f = \omega/2\pi$) [8]:

$$f_n = \frac{n}{2} \cdot \sqrt{\frac{S}{m \cdot L^2}} \quad \text{mit } n = (1, 2, \dots, \infty) \quad (2.34)$$

Durch Umformung der Gleichung (2.34) kann auch bei bekannter Seilfrequenz, Seillänge und Massenbelegung einfach auf die Seilkraft rückgerechnet werden [8]:

$$S = 4 \cdot m \cdot L^2 \cdot f_1^2 \quad (2.35)$$

Zur Veranschaulichung der Berechnung wird diese an einem einfachen Zahlenbeispiel, wie es an der nachfolgend behandelten Brücke auftritt, durchgerechnet:

Seil Nr. 1 besitzt eine Seillänge L von 154,63 Metern. Die geplante Seilkraft S ergibt sich mit 6.475kN. Die Massenbelegung m des Schrägseiles ist ebenfalls bekannt und beträgt 196 kg/m. Die 1. Eigenfrequenz des Seiles ergibt sich durch Einsetzen in die Gleichung (2.34) wie folgt:

$$f_1 = \frac{n}{2} \sqrt{\frac{S}{m \cdot L^2}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{6475 \cdot 10^3}{196 \cdot 154,63^2}} = 0,59 \text{ Hz}$$

3 Die Donaubrücke Hainburg

3.1 Allgemeines

Die Donaubrücke Hainburg, welche bei Stromkilometer 1886,25 über die Donau führt, ist eine zweispurige Straßenbrücke und wurde in den Jahren 1969 bis 1972 errichtet (siehe Abbildung 3.1). Heute führt die Bundesstraße 49 über diese Brücke. Ihre Gesamtlänge beträgt 1872 m wobei sie sich in drei Abschnitte gliedert: Die nördliche Vorlandbrücke mit ca. 1096 m, die Strombrücke mit rund 426 m (siehe Abbildung 3.4) und die südliche Vorlandbrücke mit 348,5 m.

Die beiden Vorlandbrücken sind aus Stahlbeton errichtete Plattenbalkenbrücken. Die Strombrücke ist eine asymmetrische Schrägseilbrücke in Stahlbauweise mit orthotroper Fahrbahnplatte und daher als Thema dieser Arbeit interessant. Der Streckträger bzw. Fahrbahnquerschnitt wird durch einen geschlossenen Hohlkasten mit schrägen Stegen gebildet (siehe Abbildung 3.2) [9].

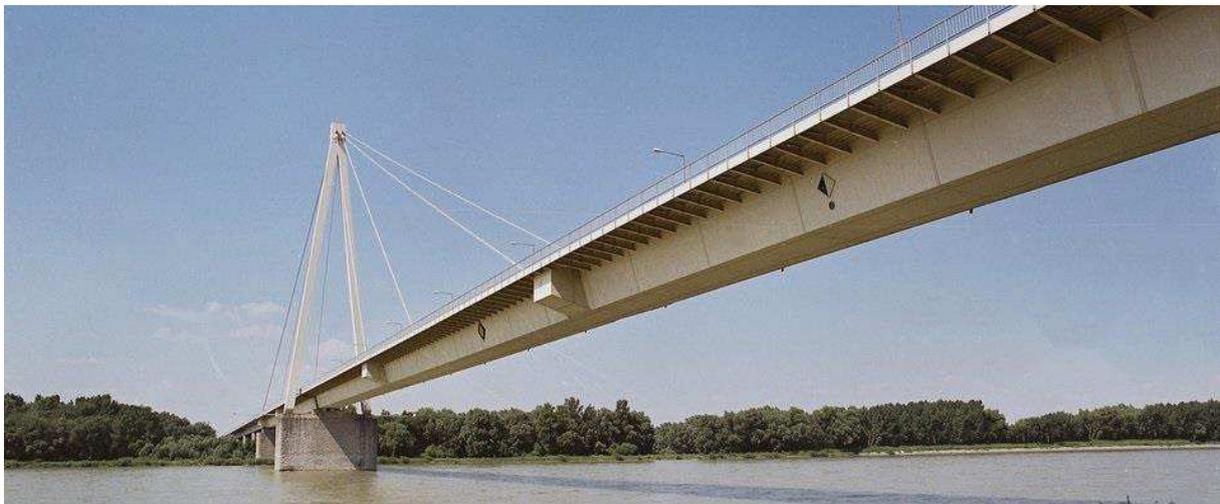


Abbildung 3.1: Ansicht der Strombrücke Blickrichtung Norden [1]

Die Höhe des Streckträgers beträgt über die gesamte Länge 3,50 m. Die Stützweiten der Schrägseilbrücke betragen 138 m, 228 m und 60 m. Auf dem über dem Strompfeiler 77 m hoch aufragenden Pylon ist der Streckträger beiderseits (2 geneigte Seilebenen) an drei Punkten mittels Seilen aufgehängt (2 Abhängungen im Hauptfeld, 1 Abhängung im Seitenfeld). Zum Widerlager hin liegt eine zusätzliche Abspannung (S1) vor, wie in Abbildung 3.4 zu sehen. Die Pylonstützen sind Stahlhohlprofile mit Außenabmessungen von 2 m x 2 m und sind am Fußpunkt 19 m voneinander entfernt. Die Brücke hat eine Gesamtbreite von 13,40 m, wobei die Fahrbahn zwischen den Randsteinen eine Breite von 9,50 m aufweist. Auf beiden Seiten befindet sich ein 1,50 m breiter Verkehrsweg, der von Radfahrern und Fußgängern benutzt werden darf [9].

Durch die vorgenommene genaue Durchsicht der Planungsunterlagen der Brücke wurden die verschiedenen Blechstärken der Hauptträger, des Bodenbleches sowie des Fahrbahnbleches tabellarisch aufgenommen. Die Brücke kann mit 24 verschiedenen Querschnitten sehr realitätsnah beschrieben werden. Dabei wurden zur Vereinfachung sehr ähnliche Bereiche zusammengefasst, da ansonsten über 50 verschiedene Querschnitte zur Modellierung des Streckträgers notwendig gewesen wären und dies den notwendigen Detaillierungsgrad für die geplanten Untersuchungen bei Weitem überschritten hätte.

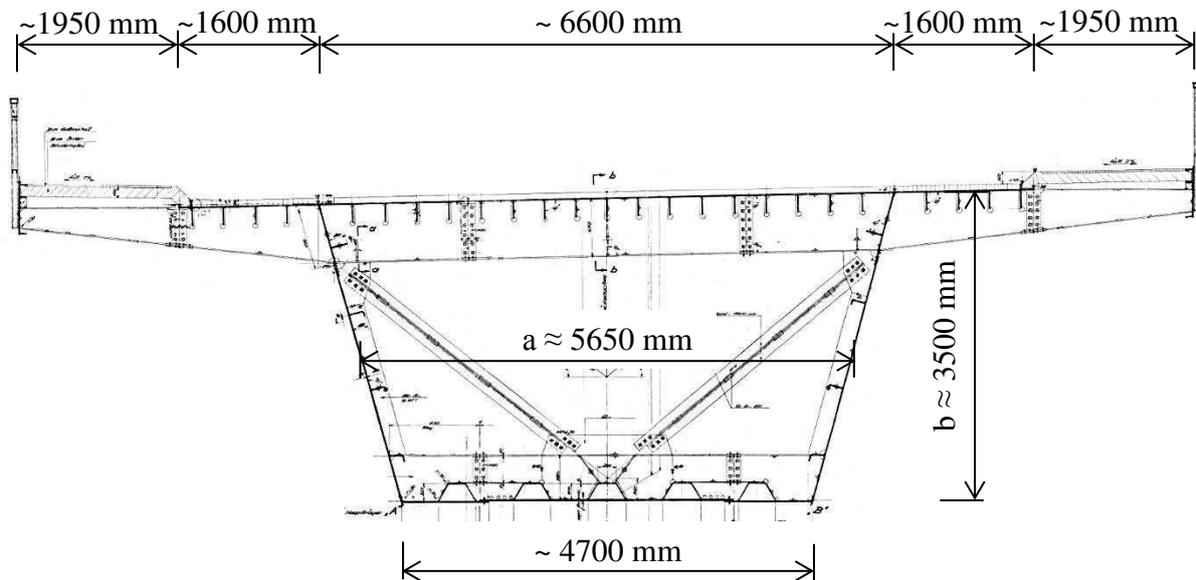


Abbildung 3.2: Regelquerschnitt des Streckträgers (unmaßstäblich) [9]

In Abbildung 3.2 ist der Regelquerschnitt des Streckträgers ersichtlich. Sämtliche Blechstärken der einzelnen Teile variieren dabei im Verlauf der Brücke, weshalb eine Unterteilung in einzelne Querschnitte notwendig ist. Die äußeren Teile der Querträger, welche die seitliche Konstruktion für den Geh- und Radweg bilden, wurden aufgrund der nichttragenden Funktion im Querschnitt vernachlässigt und, wie später in Kapitel 4 näher erläutert, mit einer Ersatzlast für deren Eigengewicht berücksichtigt.

3.2 Schrägseile der Brücke

Die Längen der Schrägseile liegen zwischen knapp 99 m und 168 m. Sie bestehen aus Bündeln vollverschlossener Stahldrahtseile und weisen zwischen 4 und 7 Einzelseile auf. (siehe Abbildung 3.3). Eine wirtschaftliche Seil- und Streckträgerbemessung machte bei der Planung der Brücke verschiedene Seilquerschnitte erforderlich. Eine Besonderheit ist die Lagerung der Seile am Pylon – hier liegt keine vollständige Endverankerung der Einzelseile vor. Die Seile verlaufen teilweise durch den Pylonkopf hindurch und auf der anderen Seite weiter, falls sie nicht in Seilschuhen mit Reibungsklemmen verankert werden. Die Reibungsklemmen in den Schuhen nehmen dabei die Differenzen der Seilkräfte von S1 und S4, sowie von S2 und S3 auf und übertragen die Kraft in den Pylon [9].

Die Seilbündel sind dabei in beiden Seilebenen (Oberstrom und Unterstrom) gleich ausgeführt und haben folgende Querschnittsanordnung:

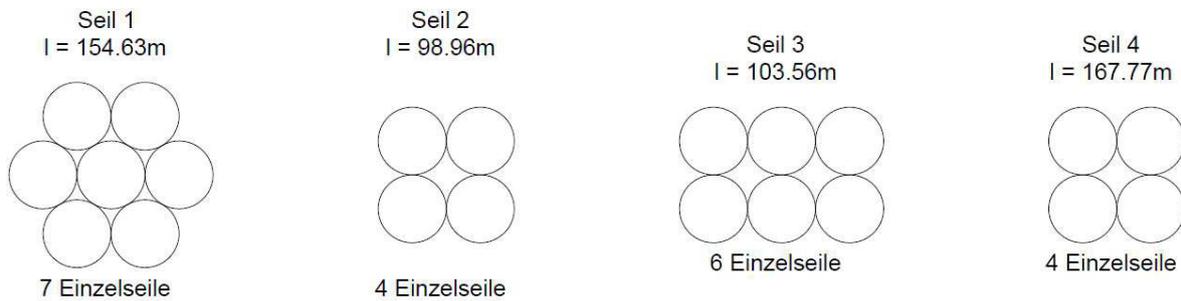


Abbildung 3.3: Seilanordnung in Bündeln

Die Nummerierung und Lage der Seile kann Abbildung 3.4 entnommen werden. Alle Seile der Strombrücke sind ohne Schwingungstilger ausgeführt. Die Verankerung der Seilenden erfolgt seitlich der Hauptträger in eigenen Lagerkästen, welche in Abbildung 3.1 sehr gut ersichtlich sind.

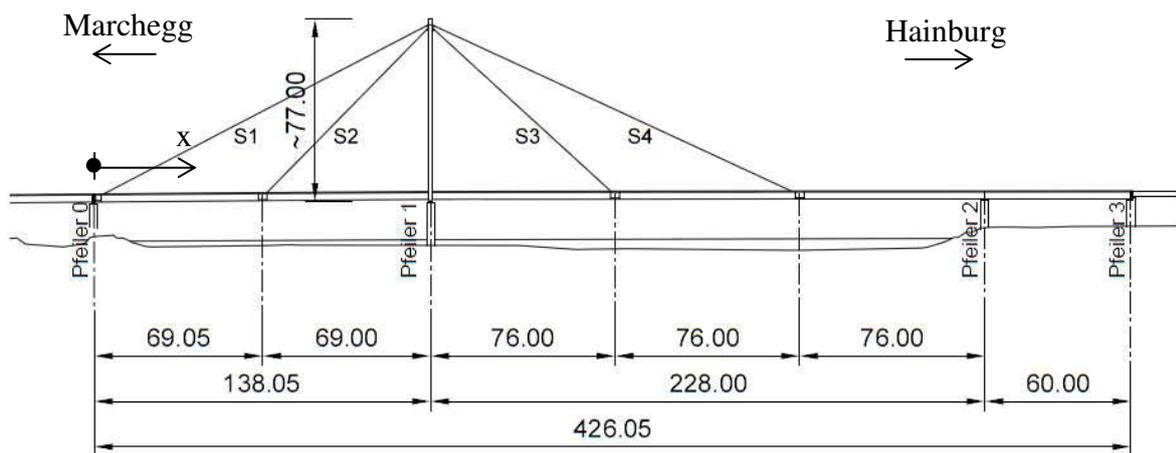


Abbildung 3.4: Ansicht der Strombrücke Unterstrom (Richtung Osten, Einheiten in [m])

In Kapitel 4 wird die Brücke anhand der beschriebenen Planunterlagen mittels eines Finite-Elemente-Programmes nachmodelliert. Damit können die Eigenfrequenzen des Tragwerkes und der Seile sehr genau bestimmt werden und mögliche Resonanzerscheinungen aus der Tragwerks-Seilinteraktion aufgezeigt werden.

4 Modellierung der Donaubrücke

4.1 Allgemeines

Die Modellierung der Strombrücke erfolgt mit dem Finite-Elemente-Programm „SOFiSTIK Structural Desktop 2012“. Das Modell ist als reines Stabwerksmodell konzipiert und wird in Anlehnung an das „Basismodell“ für Stabmodelle nach [10] erstellt.

Die Brücke wird als Stabmodell mit zwei Hauptträgern (HT), einem Zentralstab (ZS) und Querverbandsstäben (QV), welche die Hauptträger mit dem Zentralstab verbinden, modelliert. Zusätzlich werden die entlang der Brücke am Fahrblech verlaufenden aussteifenden Längssteifen vereinfacht durch ein bezüglich der Steifigkeit gleichwertiges Stahlblech berücksichtigt.

Die beiden Hauptträger A und B bekommen dabei eine vertikale Biegesteifigkeit I_y und eine Querschnittsfläche A für die Dehnsteifigkeit und die Schubfläche A_{sz} in z-Richtung (Hauptträgerstegfläche) zugewiesen. Die Biegesteifigkeit I_z , um die vertikale Achse, wird auf Null gesetzt.

Der Zentralstab erhält die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit I_T sowie die gesamte Horizontalbiegesteifigkeit I_z des Fahrblechquerschnitts. Den Querverbandsstäben werden ihre Querschnittsfläche, die Schubfläche A_z , welche die Wirkung der Diagonalstäbe des Verbandes beschreibt sowie eine vertikale Biegesteifigkeit I_y zugeordnet.

Die Querverbände bei den Lagerachsen sowie die Querverbände bei den Seilaufliegungen werden als starre Querstäbe abgebildet, die den Zentralstab mit den Hauptträgerstäben verbinden. Dies ist durch die im Brückenquerschnitt eingebauten aussteifenden Querschotte begründet.

Hierbei sei angemerkt, dass dieses Modell nur für vertikale Belastungen angewandt werden kann. Durch die Einstellung einer Querschnittsfläche an den Hauptträgern wird das Trägheitsmoment I_z am Zentralstab durch Mitwirkung der Steineranteile der Hauptträger fälschlicherweise erhöht – dies kann jedoch durch Korrektur der Steifigkeit des Zentralstabes (I_z) leicht behoben werden. Da in der vorliegenden Arbeit jedoch nur vertikale Belastungen angenommen werden, wird hier auf die Korrektur verzichtet.

4.2 Querschnittswerte

Zur Bestimmung der Querschnittswerte werden die originalen Planunterlagen von 1972 der Waagner-Biro AG herangezogen, welche von der NÖ-Landesregierung, Abteilung ST5 – Brückenbau freundlicherweise zur Verfügung gestellt wurden.

4.2.1 Hauptträger und Zentralstab

Der Streckträger wird, wie bereits weiter oben beschrieben, in 24 verschiedene Querschnitte (QS) unterteilt, welche mit ihren Abmessungen in das CAD Programm AutoCAD importiert werden. Mittels AutoCAD können die Querschnittswerte I_y und I_z sowie die Querschnittsflächen für die beiden Hauptträger und den Zentralstab sehr einfach ermittelt werden. Die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit des Zentralstabes wird näherungsweise mit der Formel für geschlossene Rechteckquerschnitte, zu sehen in Gleichung (4.2), errechnet. Das Maß a entspricht dabei dem mittleren Stegabstand der Hauptträger und b der Höhe des Querschnitts (vgl. Abbildung 3.2). Die Dicken t_o , t_u und t_s entsprechen den Blechdicken von Deckblech, Untergurtblech und Stegblech.

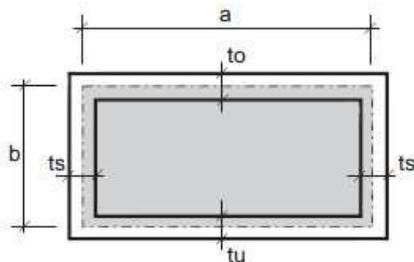


Abbildung 4.1: Berechnung der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit bei geschlossenen Querschnitten [11]

$$A_m = a \cdot b \quad (4.1)$$

$$I_T = \frac{4 \cdot a^2 \cdot b^2}{a \cdot \left(\frac{1}{t_o} + \frac{1}{t_u} \right) + 2 \cdot \frac{b}{t_s}} \quad (4.2)$$

Tabelle 4.1: Querschnittswerte des Streckträgers

QS	HT A (QS NR. 1##)		ZS (QS NR. 2##)		HT B (QS NR. 3##)	
	A_{ges} [m ²]	I_y [m ⁴]	I_T [m ⁴]	I_z [m ⁴]	A_{ges} [m ²]	I_y [m ⁴]
01	0,4355	0,4949	1,0515	2,3261	0,4394	0,5246
02	0,421	0,4331	0,9167	2,3058	0,4249	0,4582
03	0,421	0,431	0,9167	2,3058	0,4249	0,4582
04	0,4258	0,4554	0,9737	2,3238	0,4298	0,4821
05	0,4332	0,4865	1,0383	2,3508	0,4371	0,5155
06	0,4454	0,5331	1,1121	2,3958	0,4493	0,5658
07	0,4576	0,5742	1,1616	2,4407	0,4615	0,6102
08	0,4664	0,6018	1,1971	2,4147	0,4699	0,6397
09	0,4591	0,5823	1,178	2,4048	0,4626	0,6186
10	0,4684	0,6062	1,1971	2,4168	0,4719	0,6444
11	0,5195	0,7462	1,2962	2,9824	0,5234	0,7935
12	0,5675	0,8811	1,3719	3,4377	0,5713	0,9373
13	0,6089	0,9897	1,5037	3,7925	0,6136	1,0552
14	0,6292	1,0445	1,5441	3,9497	0,6341	1,2014
15	0,5505	0,8374	1,3719	3,3367	0,5544	0,89
16	0,5777	0,877	1,3719	3,2687	0,5821	0,9366
17	0,5261	0,7628	1,2962	3,1222	0,5308	0,8127
18	0,5029	0,6968	1,1971	2,7476	0,5068	0,7423
19	0,4565	0,5613	1,1353	2,5083	0,4555	0,5753
20	0,4919	0,6507	1,2739	2,9279	0,4917	0,6702
21	0,5512	0,8175	1,3719	3,5322	0,5573	0,8721
22	0,5848	0,9244	1,3719	3,755	0,5905	0,9864
23	0,5404	0,7998	1,3719	3,3547	0,5456	0,8522
24	0,4923	0,6642	1,2962	2,8153	0,4967	0,7063

In Tabelle 4.1 sind die Werte der 24 verschiedenen Querschnitte des Streckträgers aufgelistet. Die Lage der Querschnitte in Brückenlängsrichtung kann Tabelle 4.2 entnommen werden. Bedingt durch die einseitige Querneigung sind die QS-Werte von HT A geringfügig größer als jene von HT B.

Die Brücke kann in Längsrichtung in 42 Teilabschnitte unterteilt werden, denen jeweils einer der 24 Querschnitte zuordenbar ist, wie Tabelle 4.2 zeigt. Hier ist bereits ersichtlich, dass in Auflagerbereichen stets die ähnlichen, sehr steifen Querschnitte liegen, während in den Feldbereichen die weniger steifen einzuordnen sind (vgl. Abbildung 3.4 mit Lage x).

Da die Längssteifen am Deckblech sowie der Träger am Bodenblech in einem 3,80 m – Raster liegen und die Querträger unter dem Fahrbahnblech alle 1,90 m angeordnet sind, wurde im FE-Programm eine Knotenweite von 0,475 m angenommen. Die Längen der Teilabschnitte wurden diesem Maß geringfügig angepasst. Angemerkt sei hierbei noch, dass die Länge der Brücke in der Modellierung einen Meter weniger beträgt, da nur tragende Bauteile bis zu den Lagern bei Pfeiler 0 und 3 berücksichtigt wurden und auf beiden Seiten der Übergang zu den Vorlandbrücken mit etwa 50 cm langen Fahrbahnübergangskonstruktionen ausgeführt wird.

Tabelle 4.2: Zuordnung der Querschnitte zu Teilabschnitten des Streckträgers

Absch.Nr.	QS - Nr.	Lage x		Absch.Nr.	QS - Nr.	Lage x	
		von [m]	bis [m]			von [m]	bis [m]
01	#01	0,00	2,38	22	#18	227,53	239,40
02	#02	2,38	37,53	23	#10	239,40	293,08
03	#03	37,53	44,18	24	#07	293,08	298,78
04	#04	44,18	47,03	25	#06	298,78	305,90
05	#05	47,03	51,3	26	#05	305,90	310,65
06	#06	51,30	58,43	27	#04	310,65	313,98
07	#07	58,43	63,65	28	#03	313,98	334,88
08	#08	63,65	73,15	29	#04	334,88	339,63
09	#09	73,15	93,10	30	#05	339,63	343,43
10	#10	93,10	102,13	31	#06	343,43	347,23
11	#11	102,13	116,38	32	#07	347,23	347,70
12	#12	116,38	127,78	33	#19	347,70	351,50
13	#13	127,78	133,95	34	#20	351,50	359,10
14	#14	133,95	143,45	35	#21	359,10	367,18
15	#13	143,45	151,53	36	#22	367,18	373,83
16	#12	151,53	161,98	37	#23	373,83	378,10
17	#15	161,98	188,58	38	#24	378,10	382,85
18	#12	188,58	201,40	39	#07	382,85	378,13
19	#16	201,40	217,08	40	#06	378,13	391,40
20	#12	217,08	223,25	41	#05	391,40	404,23
21	#17	223,25	227,53	42	#03	404,23	426,08

Durch die geringe Längsneigung der Brücke liegen im Modell die Achsen der drei Stabzüge (HT A, ZS, HT B) auf einer Höhe. Die vertikale Hauptachse der Brücke liegt dabei genau in Fahrbahnmitte, wo auch die Achse des Zentralstabes liegt. Die Achse des Hauptträgers A liegt im Modell horizontal 2,18 m davon entfernt, die Achse von HT B 2,13 m. In Abbildung 4.2 ist der Regelquerschnitt des Streckträgers mit den drei Achsen dargestellt. Jede Achse hat auf

ihrer Länge von 426,08 m insgesamt 898 Knotenpunkte. Dabei sind an jedem vierten Knotenpunkt die Hauptträger durch einen Querträger, der einem Querverband am Tragwerk entspricht, mit dem Zentralstab verbunden.

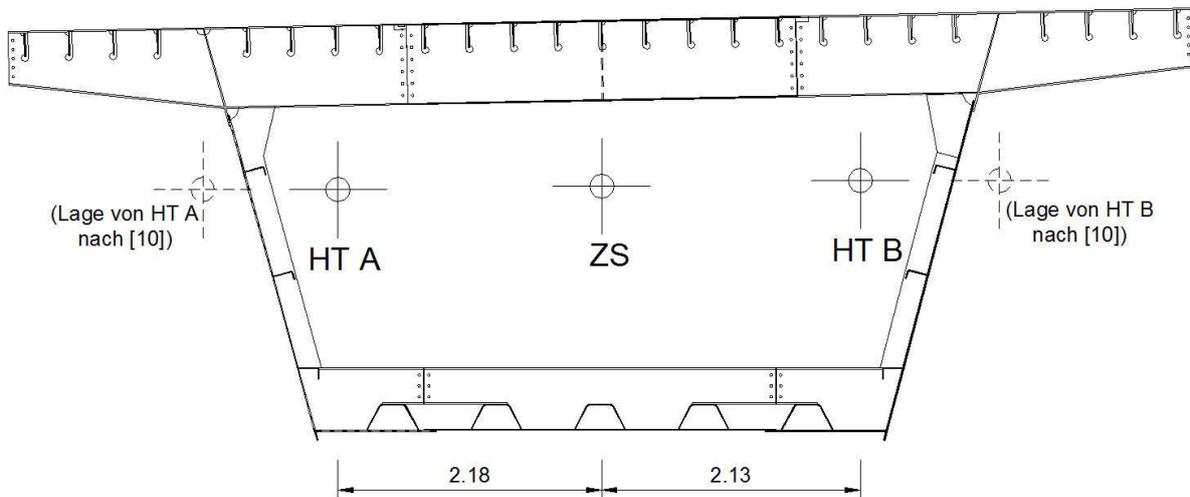


Abbildung 4.2: Regelquerschnitt des Streckträgers mit Abständen der Hauptträger zum Zentralstab

Anzumerken ist, dass die Lage der HT-Stäbe im Modell nicht ganz den Vorgaben nach [10] entspricht. Nach [10] sollte deren Lage im Grundriss der Oberkante des zugehörigen Hauptträgersteiges entsprechen (vgl. Abbildung 4.2). Damit liegt im Vergleich eine etwas geringere Wölbsteifigkeit des Streckträgers vor, welche die Ergebnisse der vorgenommenen Untersuchungen jedoch kaum beeinflusst.

4.2.2 Querverbände

Die 224 Querverbände erstrecken sich in einem Rasterabstand von 1,90 m (in jedem vierten Knoten der Längsstäbe) von Hauptträger A über den Zentralstab zu Hauptträger B. Die Querschnittswerte werden wie auch für die Hauptträger und den Zentralstab mittels AutoCAD bestimmt. Die verwendeten Werte sind Tabelle 4.3 zu entnehmen. Bei der Durchsicht der Planunterlagen werden zwei verschiedene Querschnitte identifiziert, die aber beinahe idente Querschnittswerte besitzen.

Tabelle 4.3: Querschnittswerte der Querverbände

QS-Nr.	A_{ges} [m ²]	A_{vz} [m ²]	I_y [m ⁴]
401	0,0072	0,0052	0,0013
402	0,0072	0,0052	0,0014

4.2.3 Lastverteilende Platte

Die aussteifenden Längsrippen, die sich unter dem Fahrbahnblech befinden (zu sehen in Abbildung 4.2), haben eine lastverteilende Wirkung und leiten auftretende Einzellasten aus Verkehr zu den Querträgern um, welche die Kräfte wiederum auf die Hauptträger weiterleiten. Da die Längsrippen auch zur Biegesteifigkeit der HT-Stäbe beitragen, darf ihre Dehnsteifigkeit nicht nochmals im Modell angesetzt werden. Daher werden sie als lastverteilende Platte mit einer fiktiven orthotropen Dicke von 170 mm nachmodelliert. Die Steifigkeit des Gesamtmodells wird dadurch nicht beeinflusst, da orthotrope Elemente bei der Steifigkeitsberechnung in SOFiSTIK nicht berücksichtigt werden.

4.2.4 Pylon

Die Querschnitte der Pylonstäbe (rechteckige Kastenquerschnitte, siehe Abbildungen 4.3 und 4.4) können mit den Planunterlagen sehr genau nachmodelliert werden. Die 19 m voneinander entfernten Fußpunkte des Pylons liegen 3,53 m unter den Achsen der Hauptträger bzw. der Zentralstabachse. Die zwei Stäbe des Pylons verlaufen mit einem Winkel von ca. 83° zur Horizontalen und werden bei einer Höhe von ca. 70,5 m als einzelner zweizelliger Querschnitt weitergeführt. Die Seilanschlusspunkte (gelenkiger Anschluss) befinden sich dabei in einer Höhe von 73,03 m (Seil S2 & S3) bzw. auf 74,53 m (Seil S1 & S2). Die Gesamthöhe des Pylons beträgt 77 m. Die Querschnittswerte des einzelligen Querschnittes (QS Nr. 501) und des zweizelligen Querschnittes (QS. Nr. 502) können Tabelle 4.4 entnommen werden.

Tabelle 4.4: Querschnittswerte des Pylons

QS-Nr.	A_{ges} [m ²]	I_T [m ⁴]	I_Y [m ⁴]	I_Z [m ⁴]
501	0,1483	0,1205	0,1145	0,0945
502	0,3676	0,4520	0,341	0,4326

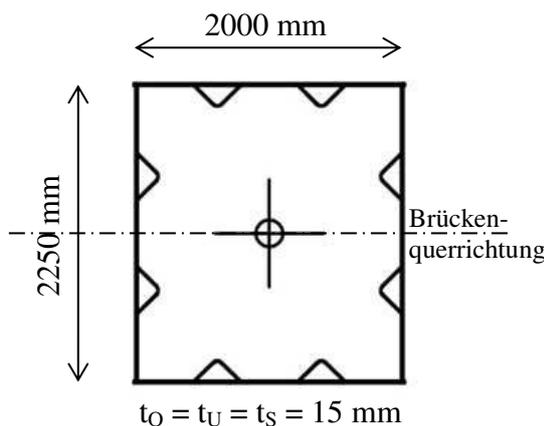


Abbildung 4.3: QS-Nr. 501, Regelquerschnitt Pylonfuß

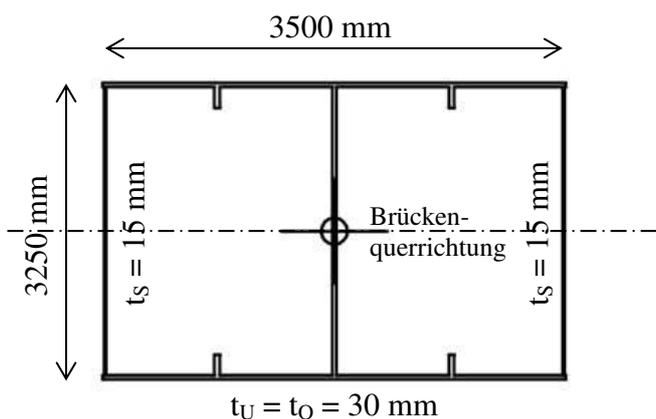


Abbildung 4.4: QS-Nr. 502, Regelquerschnitt Pylonkopf

4.2.5 Seile

Die acht Schrägseile der Brücke sind, wie in Abbildung 3.4 zu sehen, vom Pylon zu vier Punkten an den Hauptträgern A und B gespannt, wobei die korrekte Exzentrizität zum Fahrbahnquerschnitt zu beachten ist (vgl. Abbildung 3.2). Die Querschnittswerte eines einzelnen Seiles werden den Statikunterlagen entnommen und auf die eingebauten Seilbündel umgerechnet. Die Anzahl der Seile in den Bündeln ist in Abbildung 3.3 dargestellt. Die Seillängen sowie die umgerechneten Querschnittswerte sind Tabelle 4.5 zu entnehmen.

Programmiertechnisch müssen in SOFiSTIK Seile immer zwischen zwei Knotenpunkten gespannt werden. Da die Schrittweite der Knoten in Brückenlängsrichtung mit 0,475 m angenommen werden kann, können die Seillängen im Modell geringfügige Unterschiede zu den tatsächlichen Seillängen aufweisen. Diese Unterschiede sind jedoch vernachlässigbar gering.

Die Vorspannung der Seile wird direkt bei der Modellierung eingestellt. Ihre Größe richtet sich nach den geplanten Seilkräften, welche sich im Endzustand in den Seilen einstellen.

Tabelle 4.5: Querschnittswerte und Längen der Schrägseile für die Modellierung

QS-Nr.	Seil	Seillänge [m]	Seil-DN D [mm]	QS-Fläche F [mm ²]	Bruchkr. K [kN]	Gewicht W [kg/m]	E-Mod [N/mm ²]	Seilkraft S [kN]	Vorspannung S _v [kN]
601	S1	154,40	167,00	21.903	31.500	184,8	160.000	6.475	5.560
602	S2	98,80	126,24	12.516	18.000	105,6		3.027	960
603	S3	103,60	189,36	18.774	27.000	158,4		5.155	870
604	S4	167,60	126,24	12.516	18.000	105,6		4.523	2.900

4.2.6 Lagerung des Tragwerkes

Nach Durchsicht der Planunterlagen können die Lagerungsbedingungen im Modell bestimmt werden. Die Einstellungen für die Hauptträger HT A und HT B sowie für den Zentralstab ZS und die beiden Pylonfußpunkte können nachfolgender Tabelle 4.6 entnommen werden.

Tabelle 4.6: Lagerbedingungen im Modell

Lagerort	Gehalten in		
	Längsrichtung V _x	Querrichtung V _y	Vertikalrichtung V _z
Pfeiler 0	-	ZS	HT A & B
Pfeiler 1	HT A & B	ZS	HT A & B
Pfeiler 2	-	ZS	HT A & B
Pfeiler 3	-	ZS	HT A & B
Pylonfußpunkte	JA	JA	JA

4.2.7 Zusatzgewicht

Wie in Abbildung 4.2 zu sehen, wird der Querschnitt ohne die seitlichen Randbalkenbereiche modelliert, da diese keine statisch relevante Rolle innehaben. Zur Kompensation des fehlenden Eigengewichtes wird entlang der beiden Hauptträger ein Zusatzgewicht von jeweils 2 kN/m angebracht.

4.3 Darstellung des Stabmodells

Nachfolgend sind einige Darstellungen des Modelles zu sehen, welche dem bei SOFiSTIK enthaltene Untermodul „WinGraf“ entnommen wurden.

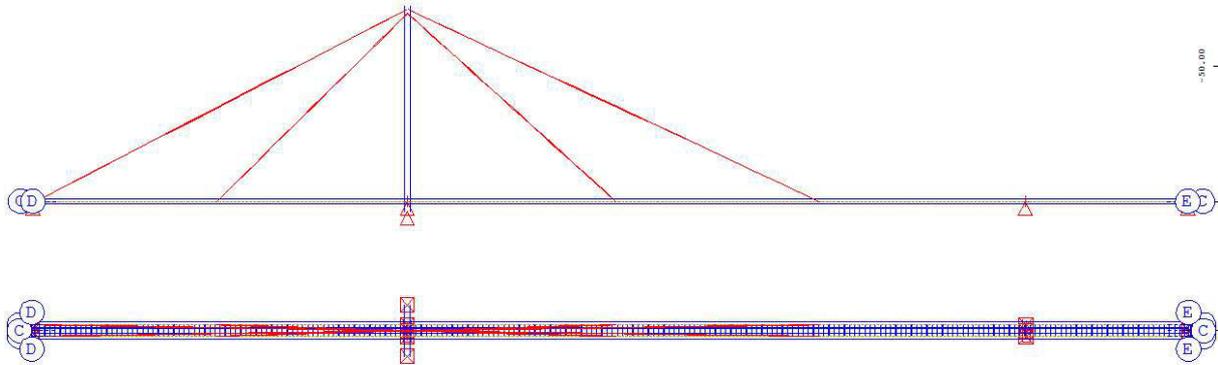


Abbildung 4.5: Ansicht und Draufsicht des Modells aus WinGraf

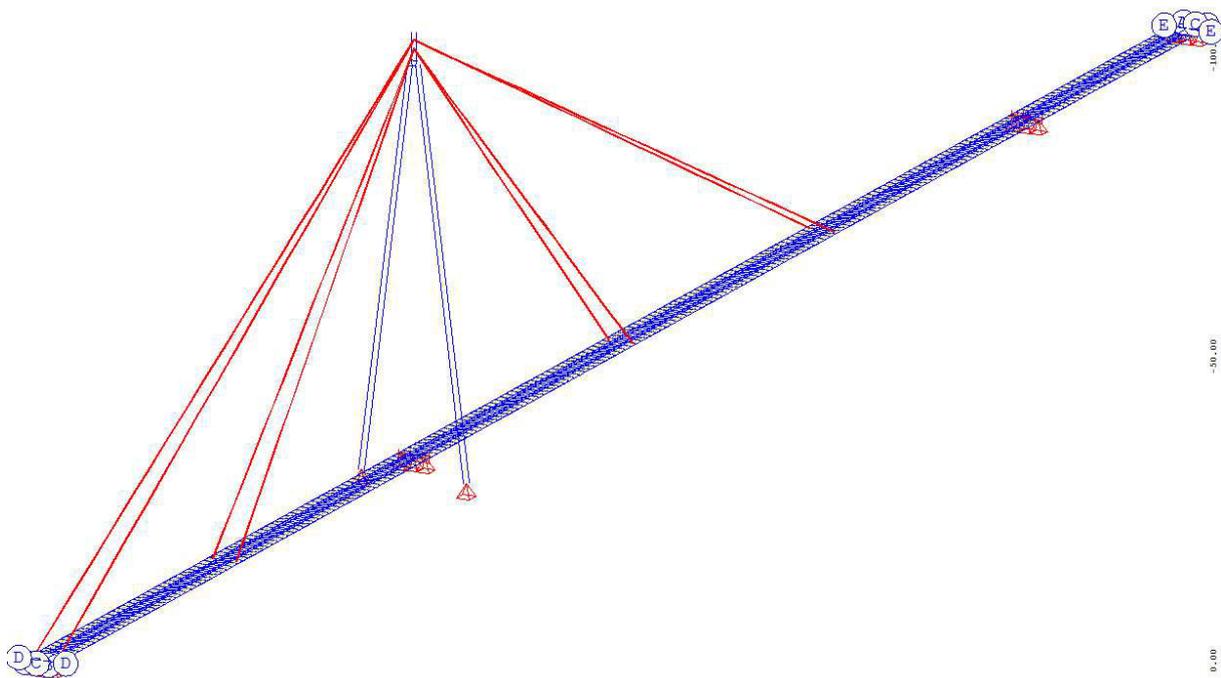


Abbildung 4.6: Schrägansicht des Brückenmodells aus WinGraf

Nach der Modelleingabe mit SOFiSTIK wurden die Eigenfrequenzen der Seile und des Streckträgers bestimmt, da diese wichtige Eckdaten zur Kontrolle der richtigen Eingabe darstellen. Die Eigenfrequenz des Streckträgers wurde in den statischen Unterlagen der Waagner-Biro AG mit 0,52 Hz ermittelt. Dies wird als Referenzgröße für den modellierten Streckträgers herangezogen. Die Sollwerte der Seileigenfrequenzen können über einfache Formeln (vgl. Kapitel 2.4) aus den geplanten Seilkräften ausgerechnet werden.

5 Eigenfrequenzberechnung

5.1 Allgemeines

Eigenfrequenzen sind jene Frequenzen eines schwingfähigen Systems, die die größten Amplituden als Tragwerksantwort hervorrufen. Es sind dies auch jene Tragwerksantworten, mit der das System bei einem impulsartigen Kraftangriff, zum Beispiel einem einzelnen Hammerschlag, reagieren und ausschlagen würde.

Bei einer ständigen Anregung mit einer sinusförmigen Frequenz, die genau der Eigenfrequenz des Tragwerkes entspricht, findet ein Aufschaukeln (Resonanz) statt, bei dem jede Amplitude der Tragwerksbewegung größer ist als die vorhergehende, bis die vorhandene Dämpfung das System auf einem gewissen Schwingungszustand einstellt. Bei nicht vorhandener Dämpfung – was einem rein theoretischen Szenario entspricht, da beispielsweise durch Reibung jedes reale System eine gewisse Dämpfung besitzt – würden die Amplituden immer weiter bis in die Unendlichkeit steigen.

Da ein gedämpft schwingendes System bei Dämpfungszahlen von kleiner 20% nach [11] kaum merkbare Frequenzunterschiede aufweist, und in der folgenden Simulation eine Dämpfungszahl ξ von 1% angenommen wird, wird der theoretische Hintergrund zur Frequenzberechnungen am gedämpften System hier nicht weiter behandelt. Für weitere Informationen sei an dieser Stelle auf [11] verwiesen.

Selbst komplizierte dynamische Systeme können oftmals gut als Systeme mit nur einem Freiheitsgrad dargestellt werden. Des Weiteren können lineare Systeme mit n Freiheitsgraden durch eine modale Analyse auf n generalisierte Einmassenschwinger zurückgeführt werden [2]. Diese Berechnungen sind jedoch schon bei kleineren Systemen äußerst komplex und erfordern jedenfalls eine computerunterstützte Berechnung, wie sie beispielsweise mit dem Programm SOFiSTIK durchgeführt werden kann.

5.2 Ermittlung der Eigenfrequenzen

Mittels SOFiSTIK werden die Eigenfrequenzen (nachfolgend auch als EF bezeichnet) des Gesamttragwerkes der Donaubrücke sowie der einzelnen Seile bestimmt. In der nachfolgenden Tabelle 5.1 sind diese aufgelistet. Zudem wird, wie in der ÖNORM EN 1993-1-1 gefordert (siehe Kapitel 2.1), festgehalten, wo die Frequenzbereiche zwischen Seil und Tragwerk weniger als 20% voneinander entfernt liegen (gelbe Bereiche). Äußerst kritisch zu betrachtende Frequenzbeziehungen sind mit rot markiert, da diese Frequenzen weniger als 10% Unterschied aufweisen. Anzumerken ist hierbei, dass sich alle 4 Eigenfrequenzen des Tragwerkes auf die vertikalen Biegeschwingungen beziehen.

Grafische Darstellungen der Tragwerksverformungen zufolge ihrer ersten vier Eigenfrequenzen (Eigenformen) sowie Kontrollrechnungen zu den Seilfrequenzen können Anhang B bzw. Anhang C entnommen werden.

Tabelle 5.1: Eigenfrequenzen des Modells bis zur 4. Eigenfrequenz und Frequenzverhältnisse

Modell							
Betrachtung der Frequenzdifferenz Tragwerk / Seile				Tragwerkseigenfrequenzen [Hz]			
				1. EF	2. EF	3. EF	4. EF
				0,52	0,98	1,3	1,76
Seileigenfrequenzen [Hz]	1. EF	S1	0,61	-15%	+61%	+113%	+189%
		S2	0,87	-40%	+13%	+49%	+102%
		S3	0,89	-42%	+10%	+46%	+98%
		S4	0,57	-9%	+72%	+128%	+209%
	2. EF	S1	1,16	-55%	-16%	+12%	+52%
		S2	1,73	-70%	-43%	-25%	+2%
		S3	1,75	-70%	-44%	-26%	+1%
		S4	1,10	-53%	-11%	+18%	+60%
	3. EF	S1	1,74	-70%	-44%	-25%	+1%
		S2	2,58	-80%	-62%	-50%	-32%
		S3	2,61	-80%	-62%	-50%	-33%
		S4	1,64	-68%	-40%	-21%	+7%
	4. EF	S1	2,30	-77%	-57%	-43%	-23%
		S2	3,41	-85%	-71%	-62%	-48%
		S3	3,46	-85%	-72%	-62%	-49%
		S4	2,17	-76%	-55%	-40%	-19%

In Tabelle 5.1 ist erkennbar, dass die geplanten Seileigenfrequenzen nicht durchgehend den neuen Empfehlungen der Norm entsprechen würden. So ist vor allem Seil S4 kritisch zu betrachten, da dessen 1.EF (0,57 Hz) nur 9% – dies entspricht 0,05 Hz – von der 1.EF des Tragwerkes (0,52 Hz) abweicht. Weitere rot markierte Bereiche sind erst im Bereich der 4.EF des Tragwerkes und der 2.EF der Seile S2 und S3 zu finden. Aufgrund des niedrigen Energiegehaltes der 4.EF sind diese aber als vernachlässigbar einzustufen.

Zur Veranschaulichung der verschiedenen Eigenformen der Seile und des Gesamttragwerkes sind nachfolgend in den Abbildungen 5.1 bis 5.7 einige dargestellt. Darstellungen der ersten vier Eigenformen des Gesamttragwerkes sowie aller Seile sind, wie bereits weiter oben erwähnt, Anhang C zu entnehmen.

In Kapitel 7 werden mögliche Resonanzerscheinungen durch unterschiedliche Verkehrsbelastungen näher betrachtet, doch vorher wird das erstellte Modell in Kapitel 6 mit den tatsächlichen Tragwerkseigenfrequenzen verglichen, um wirklichkeitsnahe Ergebnisse zu garantieren.

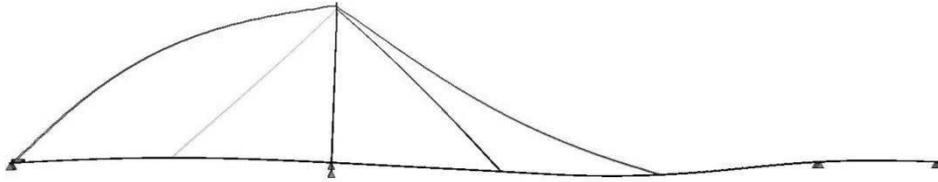


Abbildung 5.1: Frequenz 0,52 Hz, 1. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes

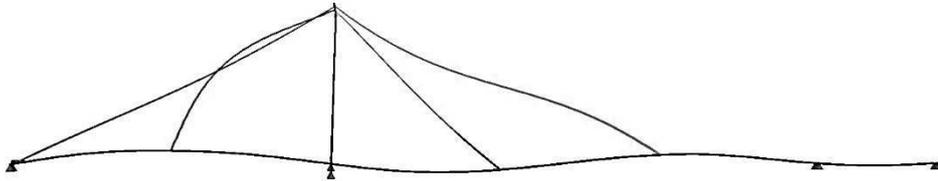


Abbildung 5.2: Frequenz 0,98 Hz, 2. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes

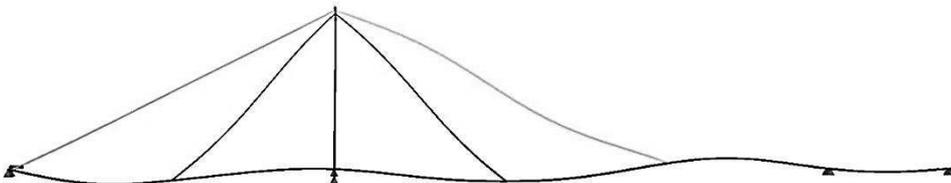


Abbildung 5.3: Frequenz 1,30 Hz, 3. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes

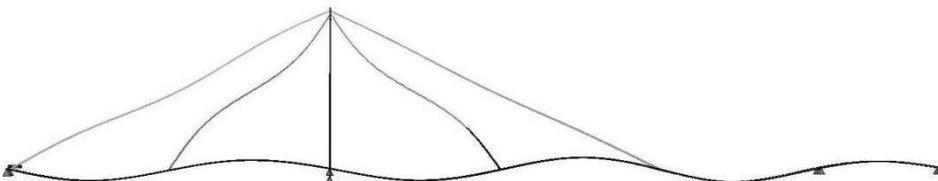


Abbildung 5.4: Frequenz 1,76 Hz, 4. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes

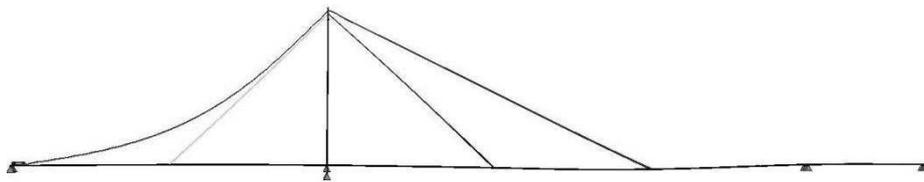


Abbildung 5.5: Frequenz 0,61 Hz, 1. Eigenfrequenz von Seil S1

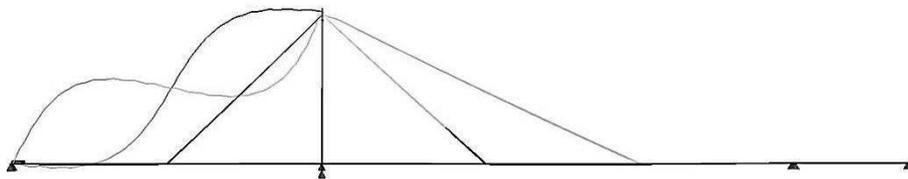


Abbildung 5.6: Frequenz 1,16 Hz, 2. Eigenfrequenz von Seil S1

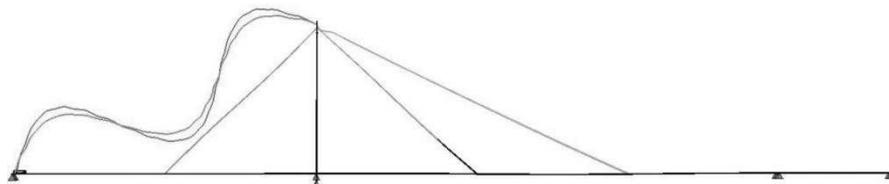


Abbildung 5.7: Frequenz 1,74Hz, 3. Eigenfrequenz von Seil S1

6 In situ Messungen am Tragwerk

6.1 Messsystem und Anordnung

Zur Kontrolle des aufgestellten Modells und der errechneten Eigenfrequenzen wurden Messungen am Tragwerk vor Ort durchgeführt. Dabei kamen Beschleunigungsmesser zum Einsatz, welche am Streckträger sowie an den Seilen angebracht wurden. Durch die Auswertung der Beschleunigungsverläufe können die Steifigkeitseigenschaften des Modells nachgeprüft, aber auch der Zustand der Brücke beurteilt werden.

Die Messungen wurden mit zwei Arten von Beschleunigungsmessern durchgeführt: einerseits mit einem eindimensionalen Beschleunigungsmesser (Abbildung 6.2), welcher an den Seilen, etwa 2 m über dem Brückendeck, angeordnet wurde und andererseits mit einem dreidimensionalen Beschleunigungsmessgerät (Abbildung 6.3), welches für die Messungen am Streckträger verwendet wurde. Dieses hat neben den vertikalen auch horizontale Beschleunigungen in zwei Achsen aufgezeichnet. Die Messwerte der Beschleunigungssensoren wurden dabei mit einem Datenlogger erfasst und direkt vor Ort auf einem Notebook gespeichert (Abbildung 6.1). Zur Datenaufzeichnung und Verwaltung am Computer wurde die Software „GreenRec – GreenNode Recorder 5.50“ der Firma Schimetta genutzt.

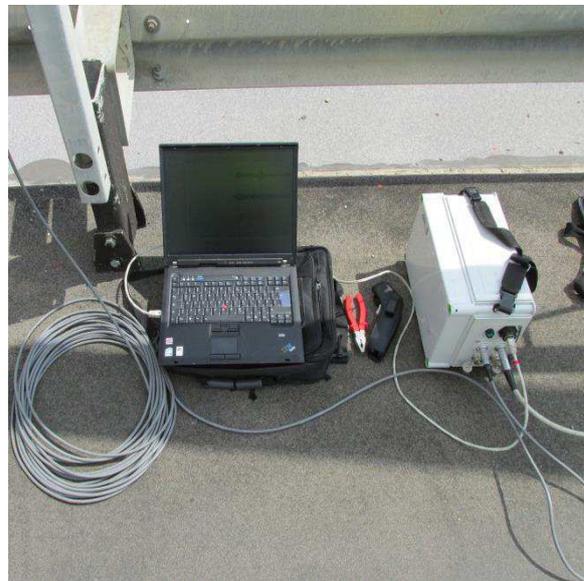


Abbildung 6.1: Notebook und Datenlogger zur Datenverwaltung

Je Seil wurden zwei Messungen unter laufendem Verkehr zu jeweils fünf Minuten durchgeführt. Das Seil und der Streckträger wurden dabei stets gleichzeitig gemessen. Die Abtastrate der Beschleunigungen wurde dabei mit 200 Hz festgelegt. Dies bedeutet bei einer Messzeit von 300 Sekunden (5 Minuten), dass pro Messung 60.000 einzelne Messwerte aufgezeichnet wurden.

Die Anregung des Tragwerkes durch überfahrende Fahrzeuge und die aktuelle Windwirkung reichte dabei vollkommen aus, um aussagekräftige Messwerte zu erhalten.

Aufgrund der Tatsache, dass die Seile unterstrom- und oberstromseitig beinahe ident ausgeführt sind, konnte die Annahme getroffen werden, pro Seil vier Messungen (zwei Messungen je Seil) zur Bestimmung der Eigenfrequenz heranzuziehen. Bei großen Differenzen zwischen den Messwerten Oberstrom (OS) und Unterstrom (US) wäre dies nicht

möglich gewesen, jedoch ergaben sich bei allen Seilen sehr ähnliche Messergebnisse wie bei ihrem gegenüberliegenden Seil, was diese Annahme bestätigte.



Abbildung 6.2: Eindimensionaler Beschleunigungsmesser



Abbildung 6.3: Dreidimensionaler Beschleunigungsmesser

Die Lage aller Messpunkte am Tragwerk ist in Abbildung 6.7 gezeigt. Dabei wurden bei den Messpunkten MS1 und MS2 am Seil S1 und S2 jeweils auch die Beschleunigungen des Streckträgers in Feldmitte (Messpunkt MT1) des betroffenen Brückenfeldes mit gemessen und somit in der gleichen Datei abgespeichert. Die Messpunkte MS3 und MS4 am Seil S3 und S4 wurden dementsprechend gleichzeitig mit der Messung von MT2 in der Feldmitte des Hauptfeldes aufgezeichnet.

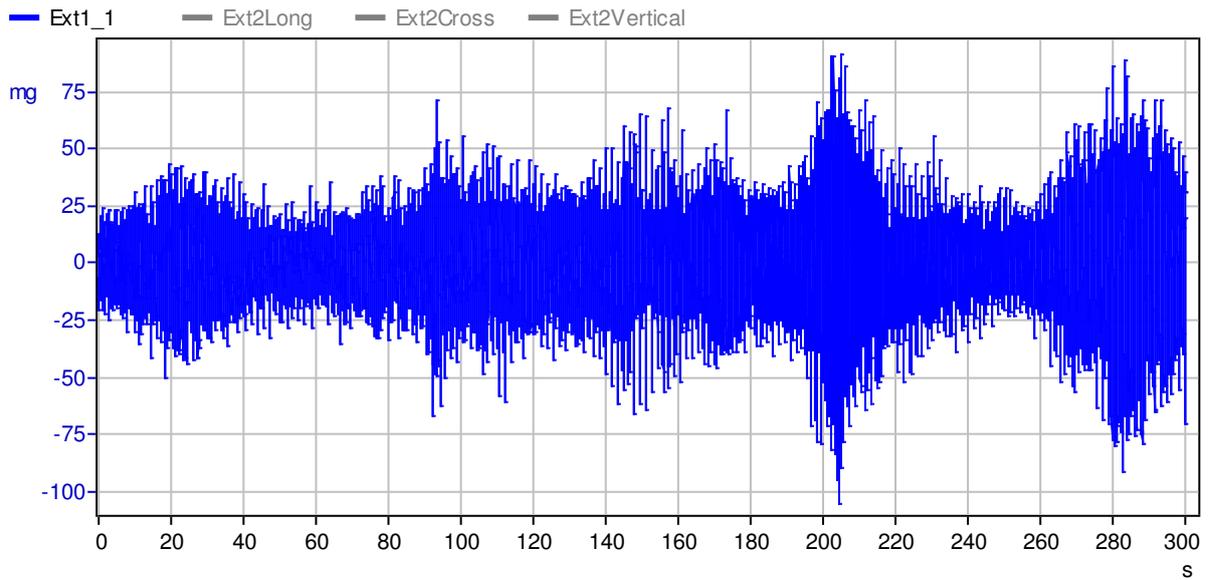
6.2 Messergebnisse

Die 16 Dateien wurden nach den Messungen direkt mit dem Aufzeichnungsprogramm ausgewertet. Dabei steht im Programm „GreenRec“ direkt eine Funktion zur Ausgabe der gemessenen Eigenfrequenzen zur Verfügung.

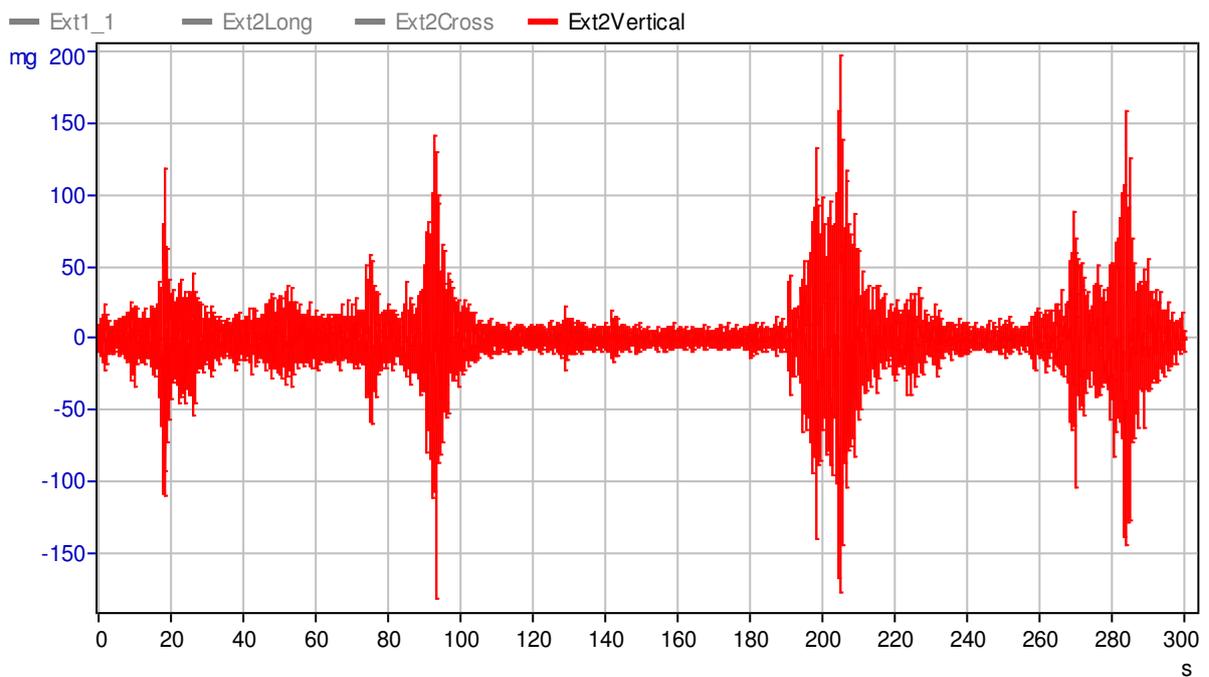
Beispielhaft sind nachfolgend in den Abbildungen 6.4 und 6.5 die ersten Aufzeichnungen der Messpunkte MS4 und MT2 (Messpunktlage vgl. Abbildung 6.7) sowie das zugehörige Diagramm der daraus abgeleiteten Eigenfrequenzen in Abbildung 6.6 angefügt. Die Beschleunigungswerte sind dabei in mg (milli-g) angegeben und können mit der nachfolgenden Formel (6.1) einfach in m/s^2 umgerechnet werden.

$$1 \text{ mg} \hat{=} \frac{1}{1000} \cdot g \quad \text{mit } g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad (6.1)$$

Die maximalen Beschleunigungswerte liegen am Streckträger bei etwa 2 m/s^2 ($200 \text{ mg} \rightarrow 200 * 9,81 / 1000 \approx 2,0 \text{ m/s}^2$) und bei MS4 (Fußpunkt) bei etwa $0,93 \text{ m/s}^2$ ($93 \text{ mg} \rightarrow 93 * 9,81 / 1000 \approx 0,93 \text{ m/s}^2$).



**Abbildung 6.4: Beschleunigungsdiagramm am Fußpunkt von MS4
(Messpunkt MS4 – Oberstrom, vgl. Abbildung 6.7)**



**Abbildung 6.5: Beschleunigungsdiagramm am Streckträger
(Messpunkt MT2 – Oberstrom, vgl. Abbildung 6.7)**

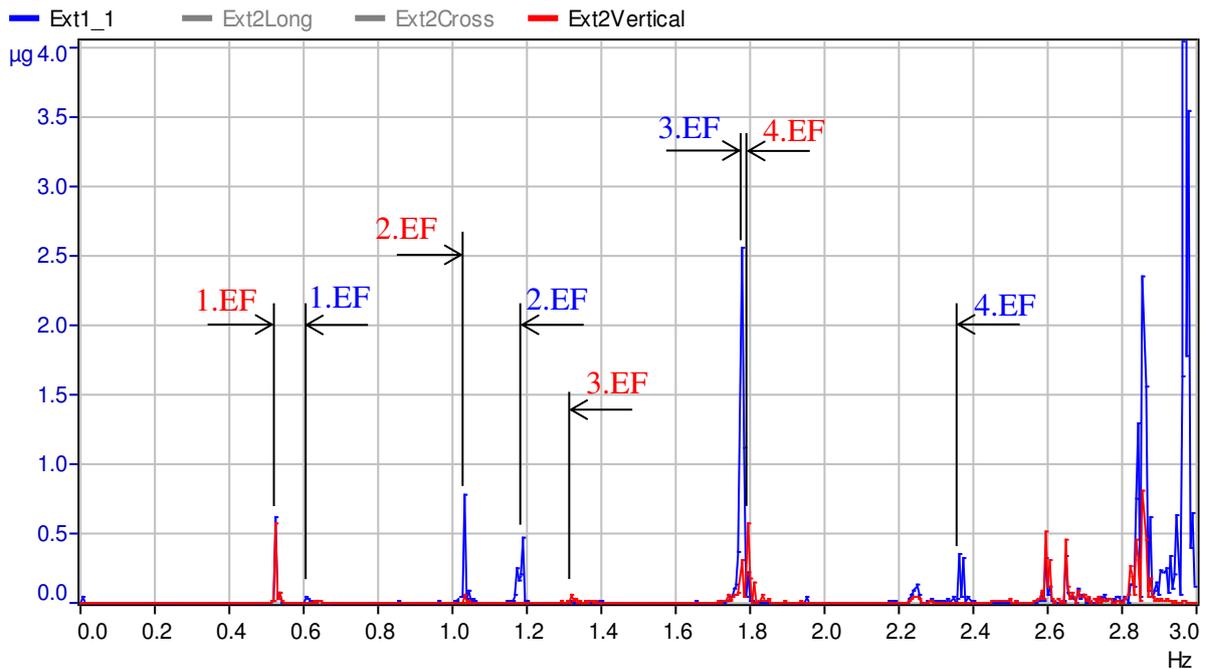


Abbildung 6.6: Ausgabe der gemessenen Eigenfrequenzen des Seiles S4 (Blau) und des Gesamttragwerkes (Rot)

Aus Abbildung 6.6 können nun die auftretenden Eigenfrequenzen abgelesen werden, jedoch bedeutet nicht jeder Spitze automatisch eine Eigenfrequenz auf der jeweiligen Messstelle. Vor allem die Interpretation der 1. und 2. Eigenfrequenz der Seile aus den Messergebnissen ist ohne parallele Berechnung der Eigenfrequenzen praktisch nicht möglich. Da der Fußpunkt des Seiles starr mit dem Streckträger verbunden ist und der Messpunkt nur etwa 2 m darüber am Seil angebracht wurde, hat der Sensor des Seiles ebenfalls die vertikalen Bewegungen des Streckträgers aufgenommen. Aus diesem Grund ist bei der Bestimmung der Eigenfrequenz des Seiles besondere Sorgfalt geboten. Die Erwartungswerte der Eigenfrequenzen aus der Berechnung sollten dabei unbedingt berücksichtigt werden. Messwertgeber in Seilmitte könnten die Interpretation der Ergebnisse dabei deutlich erleichtern.

In Tabelle 6.1 sind die ausgewerteten Frequenzen für das Seil S4 und den gemessenen Streckträger aufgelistet. Eine Tabelle mit den restlichen Auswertungen ist ebenfalls Anhang A zu entnehmen.

Tabelle 6.1: Auswertung der Eigenfrequenzausgabe für S2

Dateiname: M000059 2014-07-08_12-59-25_S4_OS1				
Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
Seileigenfrequenz (Blau)	0,60	1,19	1,78	2,36
Tragwerkseigenfrequenz (Rot)	0,53	1,03	1,32	1,79

In Tabelle 6.2 sind die auftretenden Frequenzverhältnisse im selben Schema, wie sie für die Modellierung bereits dargestellt wurden (vgl. Tabelle 5.1), festgehalten. Im Vergleich der beiden Tabellen kann man erkennen, dass die gemessenen Eigenfrequenzen des Tragwerkes, wie auch jene aller Seile, ausgesprochen gut mit den Modellfrequenzen korrelieren. Dadurch kann die Aussage getroffen werden, dass die Seile immer noch die geplanten Seilkräfte besitzen und keine Beschädigungen oder Umlagerungen im System vorliegen, die das Tragverhalten der Brücke verändern oder beeinträchtigen könnten.

Tabelle 6.2: Gemessene Eigenfrequenzen der Brücke und Frequenzverhältnisse

Messung							
Betrachtung der Frequenzdifferenz Tragwerk / Seile				Tragwerkeigenfrequenzen [Hz]			
				1. EF	2. EF	3. EF	4. EF
 ■ Differenz > 20% ■ Differenz ≤ 20% ■ Differenz < 10%				0,53	1,03	1,33	1,79
Seileigenfrequenzen [Hz]	1. EF	S1	0,63	-16%	+64%	+113%	+186%
		S2	0,86	-38%	+21%	+56%	+110%
		S3	0,86	-39%	+20%	+55%	+108%
		S4	0,61	-14%	+68%	+118%	+193%
	2. EF	S1	1,17	-55%	-12%	+14%	+53%
		S2	1,71	-69%	-40%	-22%	+5%
		S3	1,71	-69%	-40%	-22%	+5%
		S4	1,20	-56%	-14%	+11%	+50%
	3. EF	S1	1,76	-70%	-42%	-24%	+2%
		S2	2,57	-80%	-60%	-48%	-30%
		S3	2,56	-79%	-60%	-48%	-30%
		S4	1,79	-71%	-42%	-25%	+0%
	4. EF	S1	2,36	-78%	-56%	-43%	-24%
		S2	3,44	-85%	-70%	-61%	-48%
		S3	3,44	-85%	-70%	-61%	-48%
		S4	2,38	-78%	-57%	-44%	-25%

Nachdem in diesem Kapitel die Übereinstimmung des Modells mit den realen Gegebenheiten bestätigt wurde, können im nächsten Kapitel dynamische Simulationen vorgenommen werden, um die Tragwerksantworten bei verschiedenen Verkehrslastmodellen zu betrachten. Dabei werden Simulationen zur Fahrzeugüberfahrt in beide Fahrtrichtungen mit Einzelfahrzeugen und auch mit Fahrzeugkolonnen durchgeführt, um mögliche Resonanzerscheinungen aufzeigen zu können.

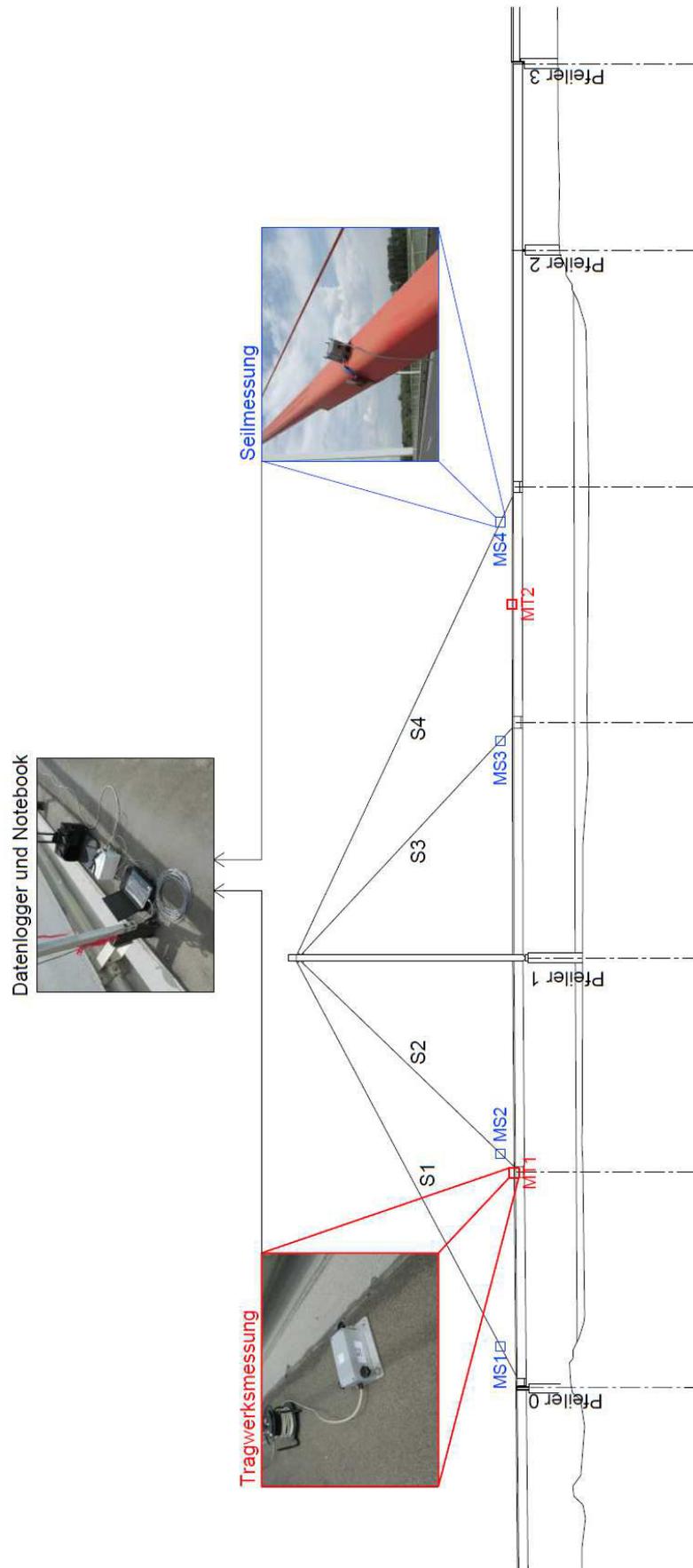


Abbildung 6.7: Anordnung der Messpunkte auf der Brücke

7 Dynamische Berechnungen

Zur Feststellung möglicher Resonanzerscheinungen durch Verkehrsbelastungen auf der Brücke werden in diesem Kapitel eine Vielzahl von Simulationen zur Brückenüberfahrt mit verschiedenen Lastanordnungen durchgeführt, wobei die Verschiebungsverläufe der Seilmitte sowie die Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 und dessen Beschleunigung am Streckträger genauer betrachtet und ausgewertet werden.

7.1 Anregung eines Seiles mit der Eigenfrequenz

Zur Beurteilung, wie sich eine Anregung eines Seiles mit dessen Eigenfrequenz auswirkt, wurde am Fußpunkt des Seiles S4 (vgl. Abbildung 3.4) eine Anregung mit dem Gewicht eines LKW von 40 t simuliert (idealisiert als Einzellast). Seil S4 eignet sich aufgrund der großen Seillänge von 167,60 m und der Lage des Verankerungspunktes, welcher sich nahe der Mitte der Hauptspannweite befindet, besonders gut für diese Art von Untersuchung.

Am Fußpunkt des Seiles S4 (vgl. Abbildung 3.4)) wird eine Auflast von 392,4 kN angebracht. Dieser Auflast wird eine zeitliche Lastfunktion zugeordnet, welche genau die Periode ($1/f_1$) des Seiles besitzt. Die 1. Eigenfrequenz von Seil 4 liegt bei $f_1 = 0,57$ Hz. Daraus ergibt sich eine erforderliche Periode von $1 / 0,57 = 1,754$ Sekunden. Da sich eine einfache Sinusfunktion in den Bereichen von -1 bis +1 befindet und -1 eine abhebende Last entgegen der Erdbeschleunigung bedeuten würde, wurde der Verlauf um „+1“ angehoben. Dadurch treten nur positive Belastungen auf dem Knotenpunkt auf, wie die Abbildung 7.1 zeigt.

Nachfolgend ein Auszug aus SOFiSTIK zur Lastdefinition:

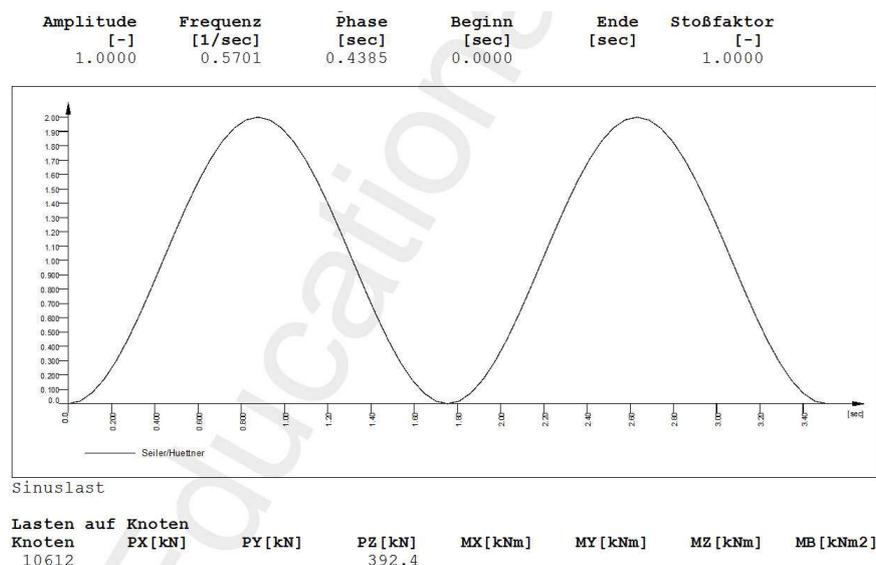


Abbildung 7.1: Auszug aus SOFiSTIK zur Eingabe des zeitlichen Verlaufes der Knotenanregung

Hier sei angemerkt, dass die Art der Belastung einen unrealistischen Extremfall darstellt. Die gesamte Kraft tritt ständig am Seilfußpunkt auf und weist eine perfekt-sinusförmige Belastungsfunktion auf. Durch diese Betrachtung kann aber die schlimmste zu erwartende Reaktion des Seiles abgeschätzt werden. Nachfolgend kann in Abbildung 7.2 und Abbildung 7.3 die Verformung des Tragwerkes bzw. des Seiles entnommen werden. Der Dämpfungskoeffizient der Seilelemente wurde auf ein Maß von 1% eingestellt.

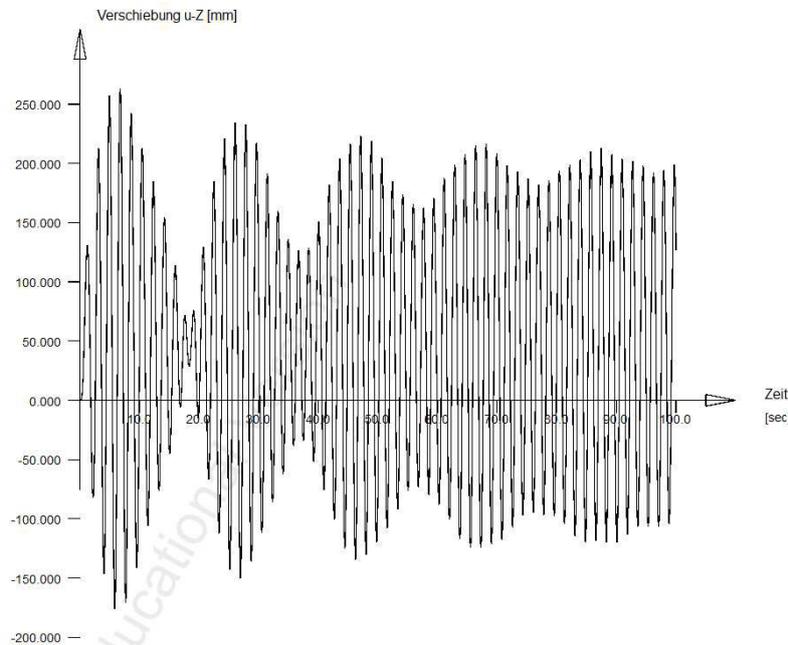


Abbildung 7.2: Verschiebung des Knotenpunktes 10612 (Fußpunkt S4 – Unterstrom) in vertikaler Richtung bei sinusförmiger Belastung mit 40to am Fußpunkt

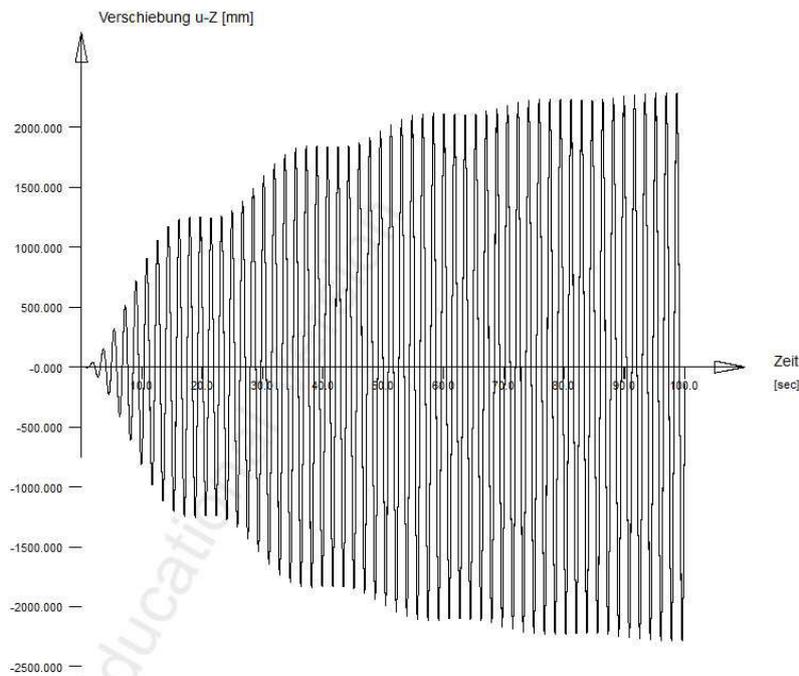


Abbildung 7.3: Verschiebung des Knotenpunktes 56413 (Seilmitte S4 – Unterstrom) in vertikaler Richtung bei sinusförmiger Belastung mit 40to am Fußpunkt

Abbildung 7.2 ist zu entnehmen, dass das Tragwerk durch die Belastung anfangs mit einer Amplitude von etwa 260 mm reagiert und sich danach bei einer Amplitude von knapp über 200 mm einstellt. Das Seil hingegen (siehe Abbildung 7.3), welches mit seiner Eigenfrequenz angeregt wird, schwingt – bedingt durch die auftretende Resonanz – mit einer Amplitude von über 2000 mm. Unter Berücksichtigung des erheblichen Seilgewichtes ist die auftretende Ermüdungsbeanspruchung des Seiles bzw. der Seilverankerung beträchtlich. Jedoch ist, wie bereits weiter oben erwähnt, das Auftreten dieser unrealistisch hohen Belastungsform unmöglich und dient nur zur Auslotung der maximalen Tragwerksantwort.

Als nächster Untersuchungsschritt wird eine Überfahrt eines Einzelfahrzeuges über die Brücke simuliert, was eine realistischere Tragwerksbeanspruchung darstellt.

7.2 Überfahrt eines Einzelfahrzeuges

Als Lastmodell wird ein dreiachsiges Schwerfahrzeug aus der ÖNORM EN 1991-2: 2012-03-01 (siehe Abbildung 7.4) verwendet, welches ein Gesamtgewicht von 360 kN aufweist. Dabei wird von statischen Achslasten ausgegangen. Die Fahrgeschwindigkeit wird mit 20 m/s oder umgerechnet 72 km/h angenommen. Die Überfahrten werden in beide Fahrtrichtungen, einerseits Richtung Hainburg, andererseits Richtung Marchegg simuliert.

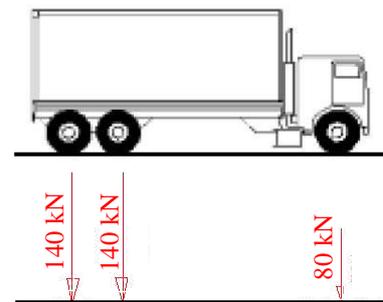


Abbildung 7.4: Lastmodell des Schwerfahrzeugs mit Achslasten von 80 bzw. 140 kN nach [11]

Die Fahrtdauer bis zur vollständigen Überquerung der Brücke beträgt in dieser Simulation 21,03 Sekunden. Nach der Überquerung wird das Tragwerksverhalten noch bis zur vollständigen Rückstellung der Auslenkungen zum Ausgangszustand betrachtet.

In beiden Überfahrtssimulationen wird jeweils das an der Fahrbahn näher gelegene Seil S4 bzw. dessen Fußpunkt betrachtet und die Beschleunigungen und Knotenverschiebungen in vertikaler Richtung aufgezeichnet. Die Berechnungsgenauigkeit in SOFiSTIK wurde mit einer Teilung von 0,01 eingestellt. Das bedeutet beim verwendeten Zeitschrittverfahren 100 Lastfallberechnungen pro Sekunde.

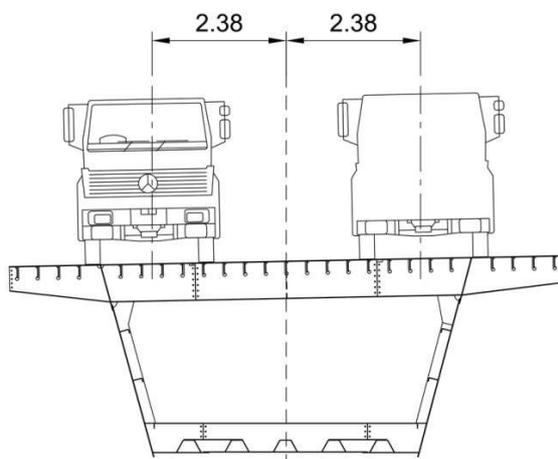


Abbildung 7.5: Schematische Lage der Fahrzeugachsen bei der Überfahrt

Eine Erhöhung der Berechnungsgenauigkeit, etwa auf 0,001 (entspricht 1.000 Lastfälle pro Sekunde) hätte eine extreme Erhöhung der Rechenzeiten von etwa 14 Stunden auf über 150 Stunden pro Überfahrt nach sich gezogen, was aufgrund der durchaus guten Berechnungsergebnisse als eine nicht notwendige Maßnahme angesehen wurde.

Die Achsen der Fahrzeuge wurden bei den Simulationen jeweils in der Mitte des Fahrstreifens angeordnet. Dies entspricht einem Abstand von 2,38 m von der Mittelachse der Brücke (siehe Abbildung 7.5).

7.2.1 Ergebnisse der Berechnung in Fahrtrichtung Hainburg

Bei der Überfahrt in Richtung Hainburg (Oberstrom) startet das Schwerfahrzeug bei Pfeiler 0 (vgl. Abbildung 3.4) und bewegt sich, wie oben beschrieben, mit $v = 20 \text{ m/s}$ über die Brücke. Nach 14,5 Sekunden passiert das Fahrzeug dabei den Fußpunkt von S4 (Knoten Nr. 30612).

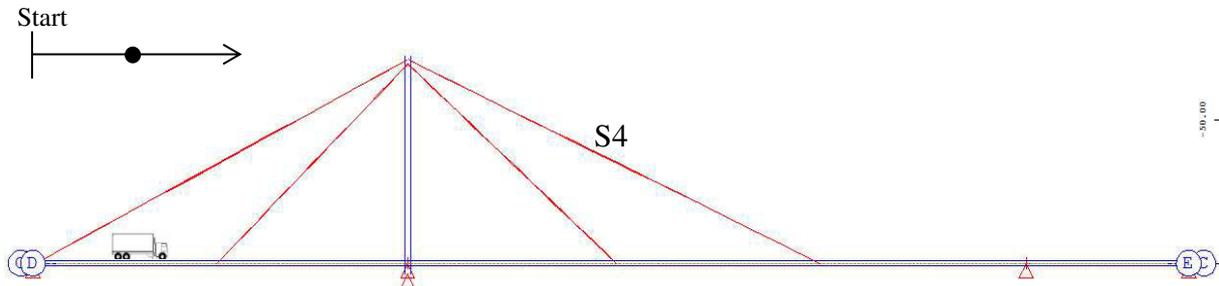


Abbildung 7.6: Schematische Darstellung der LKW-Überfahrt Richtung Hainburg

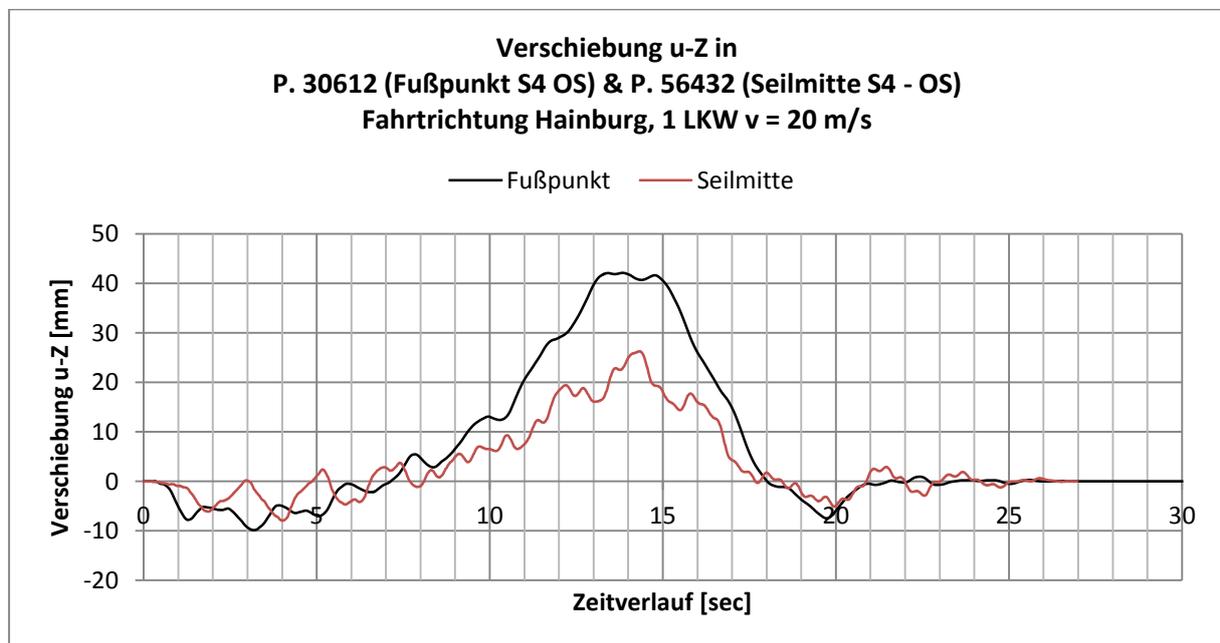


Abbildung 7.7: Vertikale Verschiebung im Fußpunkt und Seilmitte von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von links

Hinweis: Aufgrund der Lage des Koordinatensystems in SOFiSTIK bedeutet eine positive Verschiebung eine Auslenkung in Richtung der Erdbeschleunigung.

In Abbildung 7.7 ist die vertikale Auslenkung der Punkte, einerseits im Fußpunkt (Punkt 30612), andererseits in Seilmitte (P 56432) dargestellt. Daraus ist gut ersichtlich, dass sich die Seilmitte etwa eine Sekunde zeitversetzt zum Tragwerk bewegt, aber sich stets in dieselbe Richtung wie der Fußpunkt bewegt. Die Amplitude im Fußpunkt liegt maximal bei 42 mm und tritt nach ca. 14 Sekunden nach Fahrtbeginn auf. Dies ist, wie weiter oben beschrieben, genau zu dem Zeitpunkt, bei dem das Fahrzeug den Fußpunkt passiert.

Da der Pylonkopf während der gesamten Überfahrt als starr angenommen werden kann, ist es möglich, die rein dynamischen Bewegungen des Seilmittelpunktes, bezogen auf die Seilachse, auszurechnen. Angenommen, der Pylonkopf und der Fußpunkt seien durch eine starre Stange verbunden, wäre aus der „Starrkörperbewegung“ des Seiles die Bewegung der Seilmitte exakt 50% der Bewegung des Fußpunktes (siehe Abbildung 7.8).

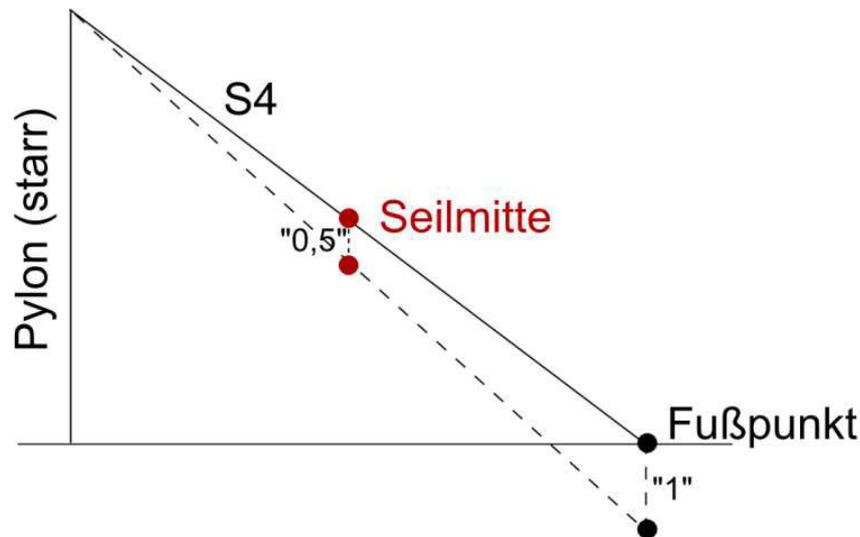


Abbildung 7.8: Skizzenhafte Beschreibung des Zusammenhangs von Fußpunkts- und Seilverschiebung

Da es sich in dem betrachteten System jedoch um ein schwingfähiges Seil handelt, entstehen durch die geringe Biegesteifigkeit und die Massenträgheit zusätzliche Bewegungskomponenten. Durch Subtraktion von 50% der Fußpunktbewegung von der Gesamtbewegung des Seilmittelpunktes kann die reine dynamische Bewegung des Seiles einfach errechnet und dargestellt werden. Abbildung 7.9 kann entnommen werden, dass der Seilmittelpunkt hauptsächlich den Verformungen des Fußpunktes nachfolgt, da die rein dynamischen Amplituden nur sehr geringe Größen von weniger als 6 mm aufweisen (gegenüber 42 mm des Fußpunktes). Sie sind demzufolge für 23% der Gesamtauslenkung der Seilmitte verantwortlich. Der Rest wird durch die statische Auslenkung des Fußpunktes verursacht.

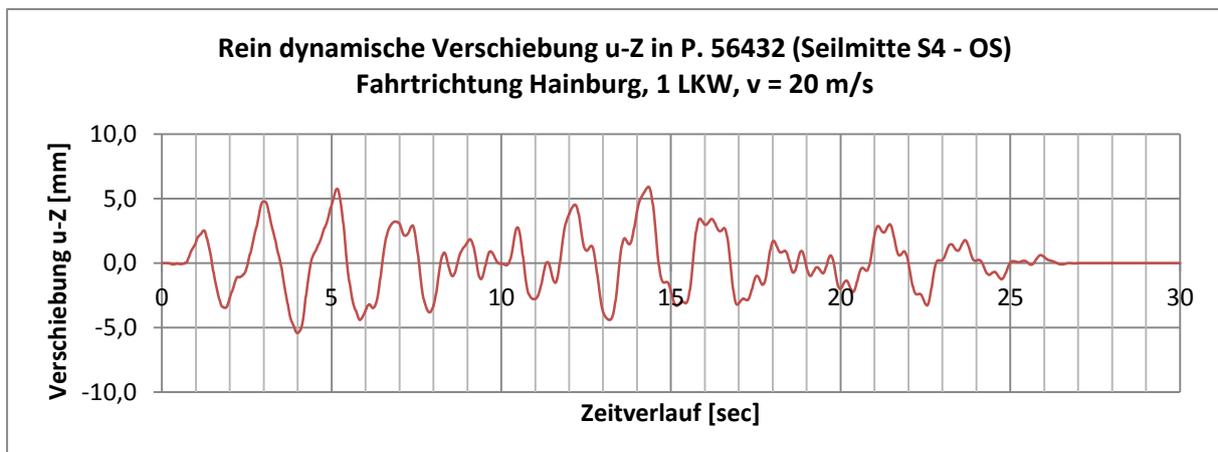


Abbildung 7.9: Rein dynamische vertikale Bewegung in Seilmitte von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von links

Wie auch in Abbildung 7.10 ersichtlich, ist das gesamte Tragwerk nach insgesamt 27 Sekunden, also etwa 6 Sekunden nach der beendeten Überfahrt, wieder im Ruhezustand. Die zugehörige maximale Beschleunigung im Fußpunkt tritt erwartungsgemäß ebenfalls nach etwa 14 Sekunden nach Fahrtbeginn – bei Passage des Fahrzeuges bei Seil S4 – auf und liegt bei ca. $0,95 \text{ m/s}^2$.

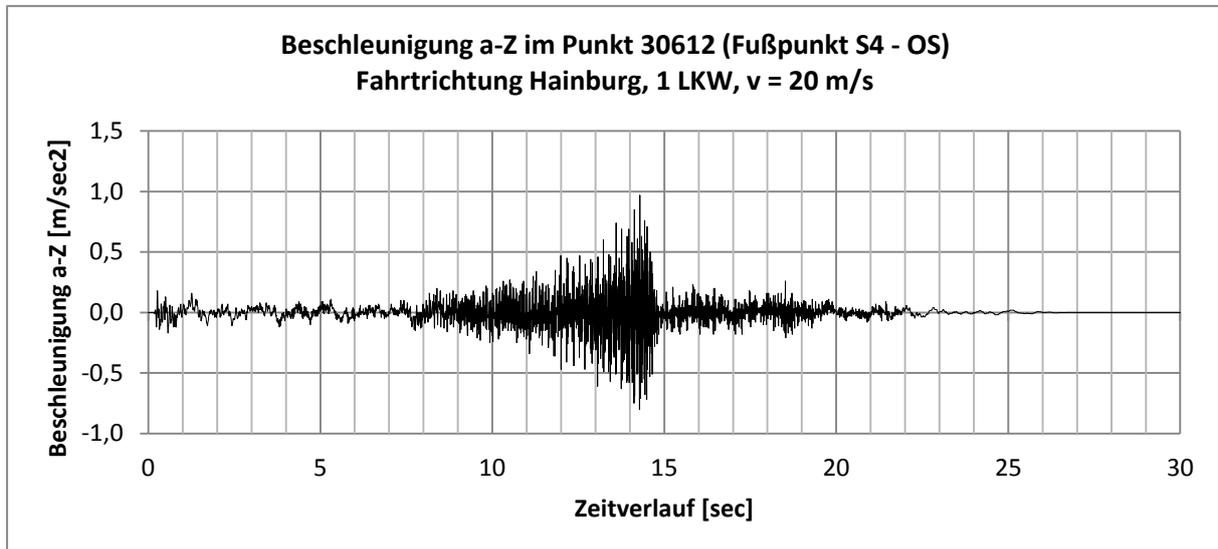


Abbildung 7.10: Beschleunigung im Fußpunkt von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von Links

Durch die Berechnung der Einflusslinie der Verformung im Seilfußpunkt S4 (P. 30612; Abbildung 7.11) infolge der Überfahrt des Einzelfahrzeuges sind die statischen Komponenten der Überfahrt bekannt.

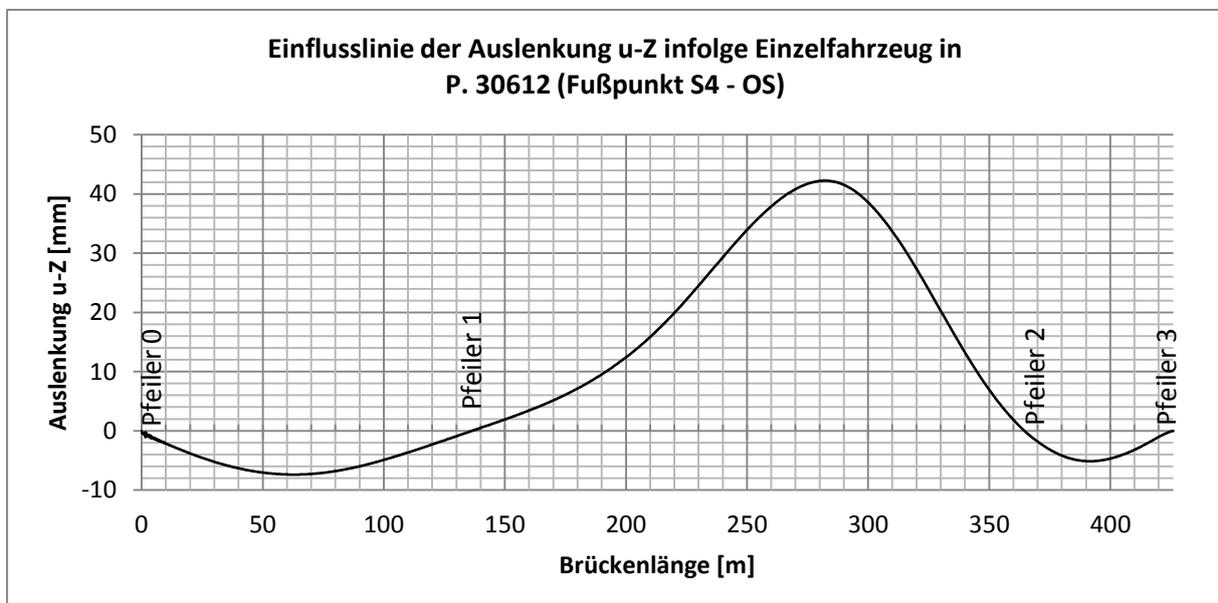


Abbildung 7.11: Einflusslinie der vertikalen Auslenkung im Fußpunkt von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von links (Ordinatens für P = 40 to)

Durch Subtraktion der Werte aus der Einflusslinie von den Ergebnissen der dynamischen Überfahrt des Einzelfahrzeuges, kann die rein dynamische Verformung des Tragwerks in Abbildung 7.12 dargestellt werden.

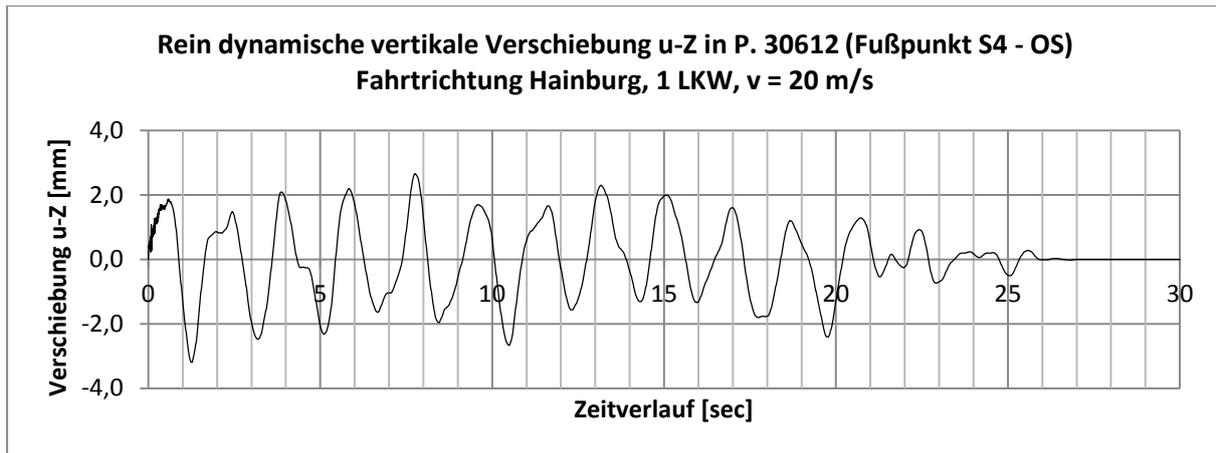


Abbildung 7.12: Rein dynamische vertikale Bewegung im Fußpunkt von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von links

Die Abbildung 7.12 stellt dabei den geringen dynamischen Einfluss der Fahrzeugüberfahrt am Fußpunkt dar. Während die maximale Verformung bei der Überfahrt, wie in Abbildung 7.7 zu sehen, eine Verschiebung von über 40 mm aufweist, werden weniger als 3 mm davon (7%) durch die dynamische Wirkung verursacht. Der Rest ist auf die statische Belastung zurückzuführen. In Abbildung 7.12 ist zudem ersichtlich, dass zwischen den Hochpunkten genau der Zeitraum von 1,92 Sekunden liegt, dies entspricht genau der Eigenfrequenz des Streckträgers von 0,52 Hz, ($1 / 0,52 = 1,92$ Sekunden).

7.2.2 Ergebnisse der Berechnung in Fahrtrichtung Marchegg

Bei der Überfahrt Richtung Marchegg (Unterstrom), schematisch dargestellt in Abbildung 7.13, startet der LKW bei Pfeiler 4 (vgl. Abbildung 3.4) mit einer Geschwindigkeit von $v = 20$ m/s (72 km/h) und passiert nach 6,8 Sekunden den Fußpunkt von Seil S4 (Knoten Nr. 10612 in SOFiSTIK).

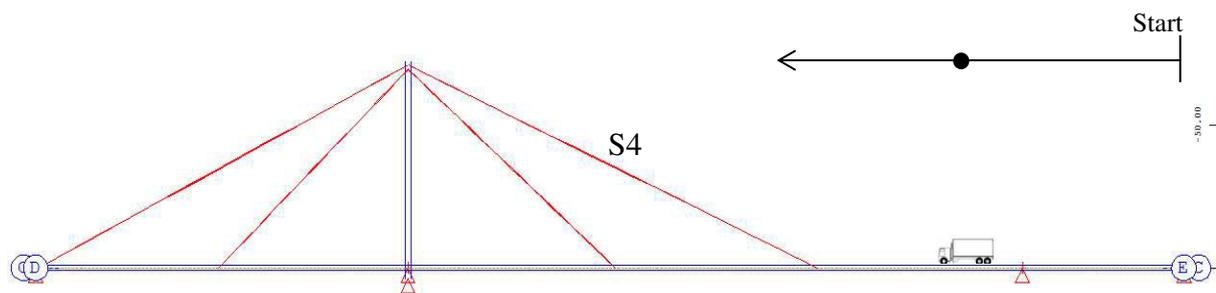


Abbildung 7.13: Schematische Darstellung der LKW-Überfahrt Richtung Marchegg

Die Überfahrtssimulation in Fahrtrichtung Marchegg liefert sehr ähnliche Ergebnisse wie die Simulation in die Gegenrichtung. In Abbildung 7.14 ist gut ersichtlich, dass sich das Seil in etwa mit demselben Zeitversatz gegenüber dem Tragwerk bewegt. Die Amplitude im Seilfußpunkt, welche wieder bei ca. 42 mm liegt, tritt wieder dann auf, wenn das Fahrzeug den Fußpunkt passiert. Die Seilauslenkung liegt, wie im Diagramm gut zu sehen, wieder im Bereich von der halben Auslenkung im Fußpunkt.

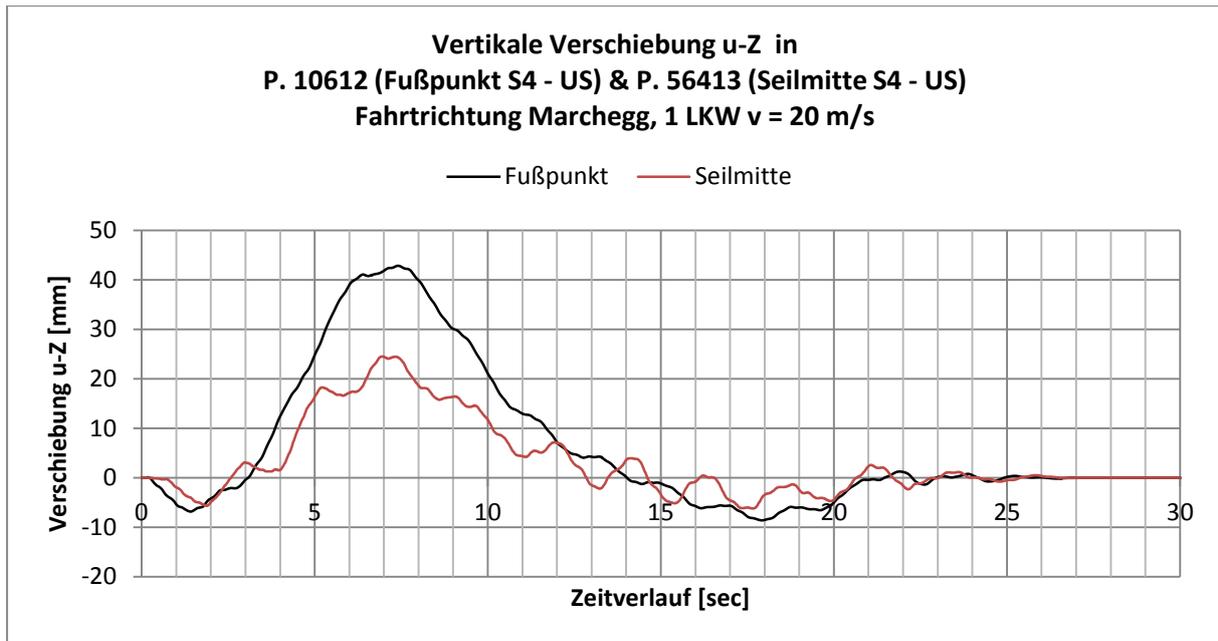


Abbildung 7.14: Vertikale Verschiebung im Fußpunkt und Seilmitte von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von rechts

Abbildung 7.15 zeigt die rein dynamischen Bewegungen in Seilmitte, die gleich wie bei der vorherigen Überfahrt (vgl. Abbildung 7.9) berechnet wurden. Diese und die Beschleunigungen im Fußpunkt – zu sehen in Abbildung 7.16 – bewegen sich im selben Größenbereich und liefern keine auffallenden Unterschiede zur vorherigen Überfahrt von links. Der rein dynamische Anteil der vertikalen Verschiebung in Seilmitte liegt bei 18%.

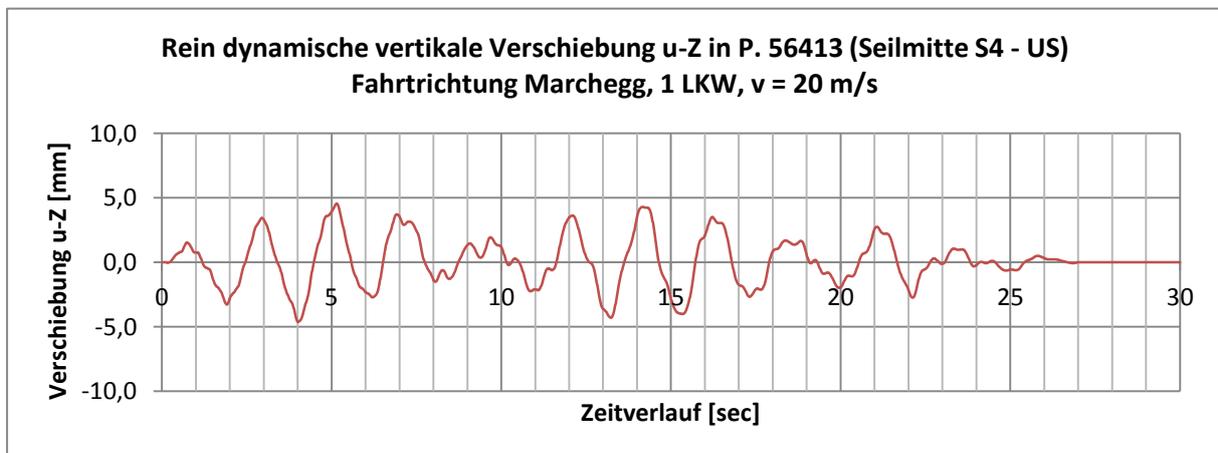


Abbildung 7.15: Rein dynamische vertikale Bewegung in Seilmitte von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von rechts

Der einzige Unterschied liegt in der Größe der Amplitude im Beschleunigungsdiagramm für den Fußpunkt von S4. Hier tritt im Unterschied zur vorherigen Überfahrt von links mit einer Amplitude von $0,95 \text{ m/s}^2$ nur eine Amplitude von $0,7 \text{ m/s}^2$ auf. Dies ist unter Umständen auf eine kürzere Fahrdauer (6,8 sec statt 14,5 sec) vor Passieren des betrachteten Fußpunktes von Seil S4 zurückzuführen: da weniger Zeit vorhanden ist, um das gesamte Tragwerk in Schwingung zu versetzen, ist die auftretende Amplitude geringfügig kleiner.

Wiederum ähnlich ist die Ausschwingdauer des Tragwerkes. Nach etwa 27 Sekunden, also 6 Sekunden nach Ende der Überfahrt des Fahrzeuges, hat sich das Tragwerk wieder beruhigt und auf den Ausgangszustand zurückgestellt.

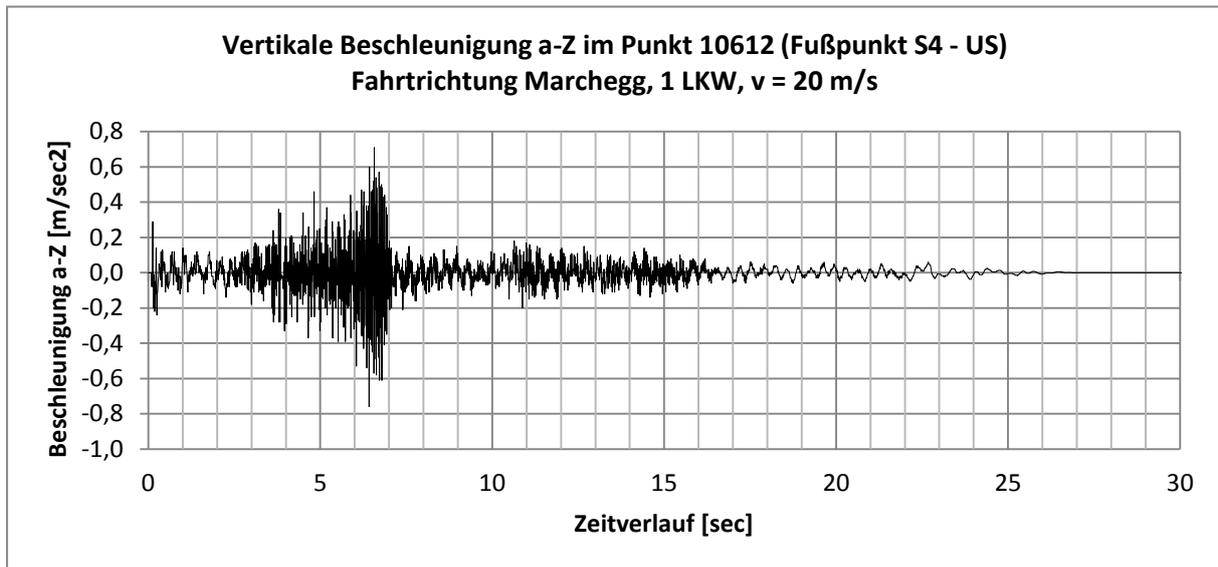


Abbildung 7.16: Vertikale Beschleunigung im Fußpunkt von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von rechts

Da auch für Fahrtrichtung Marchegg eine Einflusslinie der Verformungen in Punkt 10612, infolge der Überfahrt des Einzelfahrzeuges berechnet wurde, können die rein dynamischen Verformungen des Streckträgers dargestellt werden. Dazu wurden die Werte der Einflusslinie (Abbildung 7.17) von den Ergebnissen der dynamischen Überfahrt (Abbildung 7.14) abgezogen. Das Ergebnis ist in Abbildung 7.18 dargestellt.

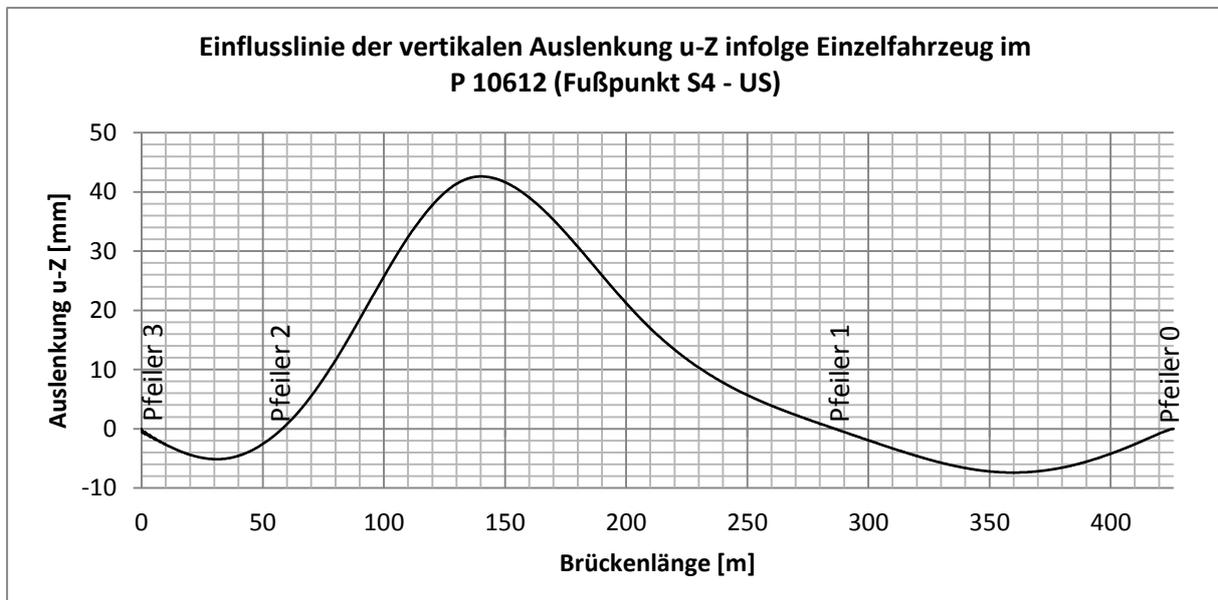


Abbildung 7.17: Einflusslinie der vertikalen Auslenkung u-Z im Fußpunkt von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von rechts (Ordinaten für $P = 40$ to)

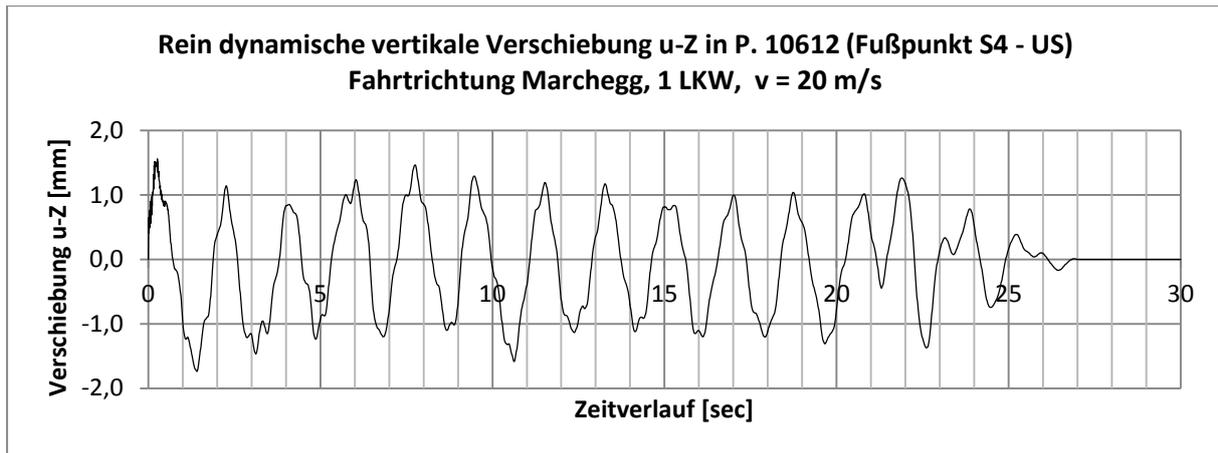


Abbildung 7.18: Rein dynamische vertikale Bewegung im Fußpunkt von Seil S4 infolge Überfahrt eines Einzelfahrzeuges von rechts

Abbildung 7.18 belegt, dass die rein dynamische Bewegung des Fußpunktes weniger als 4% der maximalen Gesamtauslenkung infolge der Überfahrt ausmacht. Die Maximalwerte der Auslenkungen liegen auch hier wieder im Abstand von unter knapp 2 Sekunden. Dies bestätigt die auftretende Eigenfrequenz des Tragwerkes von 0,52 Hz ($1 / 0,52 = 1,92$ Sekunden).

Durch die erfolgten Berechnungen der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges sind die Tragwerksantworten dazu nun bekannt. Da ein Fahrzeug bei der Überfahrt einen linearen Einfluss auf das Tragwerksverhalten hat, ist es folglich möglich, durch einfache Superposition der Ergebnisse den Einfluss mehrerer Fahrzeuge zu simulieren, ohne dazu aufwändige Berechnungen mittels SOFiSTIK durchführen zu müssen. In Kapitel 7.3 wird nachfolgend die Überfahrt von Fahrzeugkolonnen mit verschiedenen Fahrzeugabständen simuliert.

7.3 Überfahrt einer Fahrzeugkolonne

Mittels der Ergebnisse der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges kann die Überfahrt einer Fahrzeugkolonne einfach simuliert werden, da ein linear-elastisches Verhalten vorliegt und sich die Normalkräfte in den Seilen nur geringfügig ändern. Dazu werden die Tragwerksantworten zeitversetzt übereinandergelegt und so über Superposition addiert. In der nachfolgenden Simulation fährt eine Fahrzeugkolonne aus fünf LKWs in zwei verschiedenen Abständen über die Brücke.

7.3.1 Kolonne in Fahrtrichtung Hainburg

Durch die Simulation der Überfahrt mehrerer aufeinanderfolgender Fahrzeuge kann eine Beanspruchung erzeugt werden, die das Tragwerk mehrmals anregen kann. In den folgenden Simulationen werden pro Fahrtrichtung zwei Fälle betrachtet:

1. Die Fahrzeugabstände werden so gewählt, dass sie die 1. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes anregen und so an diesem Resonanzerscheinungen hervorrufen könnten. Dieser Abstand errechnet sich wie folgt:

1. Eigenfrequenz des Tragwerks = 0,52 Hz $\rightarrow 1 / 0,52 \text{ sec} = 1,92 \text{ sec}$ Fahrzeugabstand
 Fahrzeuggeschwindigkeit $v = 20 \text{ m/s} \rightarrow 20 \text{ m/s} * 1,92 \text{ sec} = 38,4 \text{ m}$ Fahrzeugabstand

2. Die Fahrzeugabstände werden so gewählt, dass sie die 1. Eigenfrequenz des Schrägseiles S4 anregen. Damit wären Resonanzerscheinungen am Seil möglich. Der Abstand errechnet sich dabei wie folgt:

1. Eigenfrequenz des Seiles = 0,57 Hz $\rightarrow 1 / 0,57 \text{ sec} = 1,75 \text{ sec}$ Fahrzeugabstand
 Fahrzeuggeschwindigkeit $v = 20 \text{ m/s} \rightarrow 20 \text{ m/s} * 1,75 \text{ sec} = 35,0 \text{ m}$ Fahrzeugabstand

7.3.1.1 Überfahrt zur Anregung der Eigenfrequenz des Tragwerks

In der ersten Simulation starten die Lastkraftwagen zeitversetzt, sodass sie mit ihrer zeitlichen Belastungsabfolge genau die 1. Eigenfrequenz des Tragwerks anregen. Die Kolonne startet mit dem ersten Fahrzeug bei Pfeiler 0 und überquert die Brücke mit einer Fahrgeschwindigkeit von $v = 20 \text{ m/s}$ (72 km/h). Um das Tragwerk genau im Einklang mit der Eigenfrequenz zu belasten, wird der Fahrzeugabstand wie oben errechnet eingestellt. In der nachfolgenden Abbildung 7.19 sind die Abstände schematisch dargestellt.

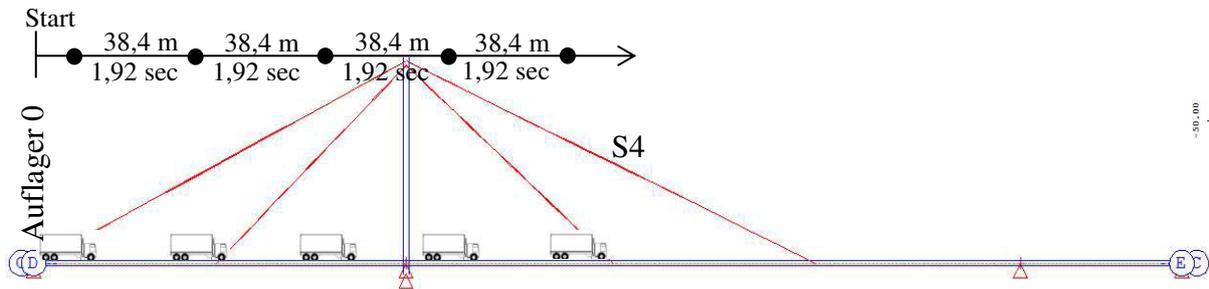


Abbildung 7.19: Schematische Darstellung der Überfahrt der Kolonne Richtung Hainburg – Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

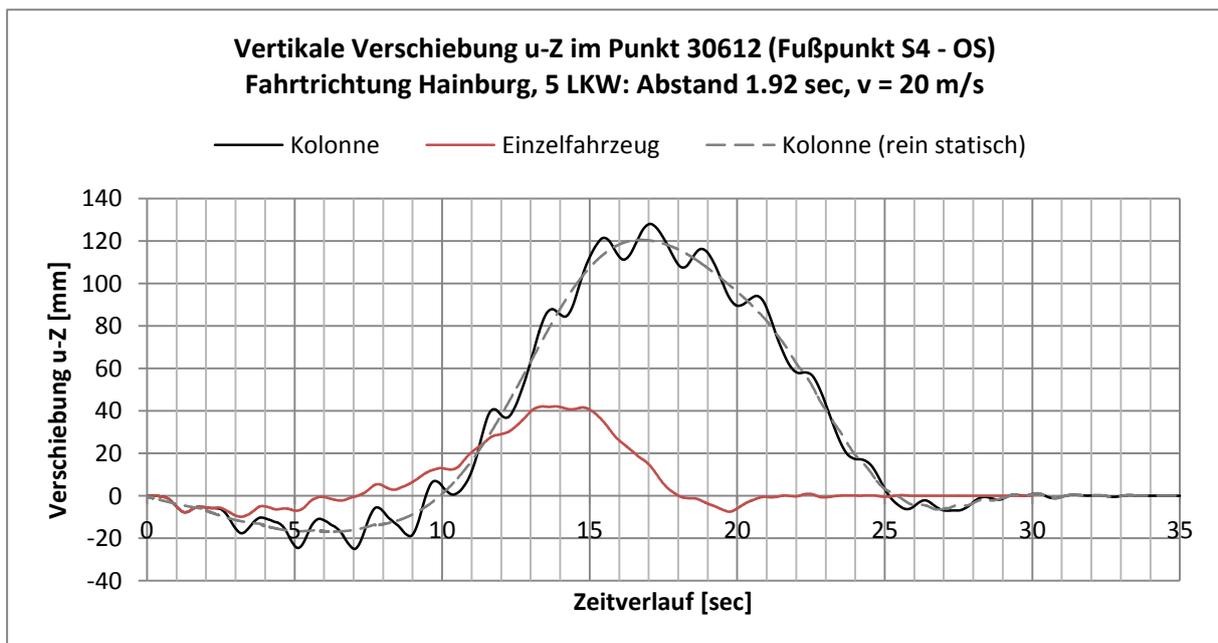


Abbildung 7.20: Vertikale Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 infolge der Überfahrt der Kolonne von links zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

In Abbildung 7.20 ist die vertikale Auslenkung des Fußpunktes dargestellt. Daraus geht hervor, dass die maximale Auslenkung durch fünf aufeinanderfolgende Schwerfahrzeuge etwa dem dreifachen Wert der Auslenkung durch ein Einzelfahrzeug entspricht. Die maximale Auslenkung liegt bei 129 mm. Vergleicht man dies mit der rein statischen Auslenkung, die durch Superposition der Einflusslinie aus Abbildung 7.11 errechnet wurde, ist zu erkennen, dass die rein statische Auslenkung nun 120 mm beträgt und der dynamische Anteil, wie weiter unten gezeigt, nur eine sehr geringe Rolle spielt.

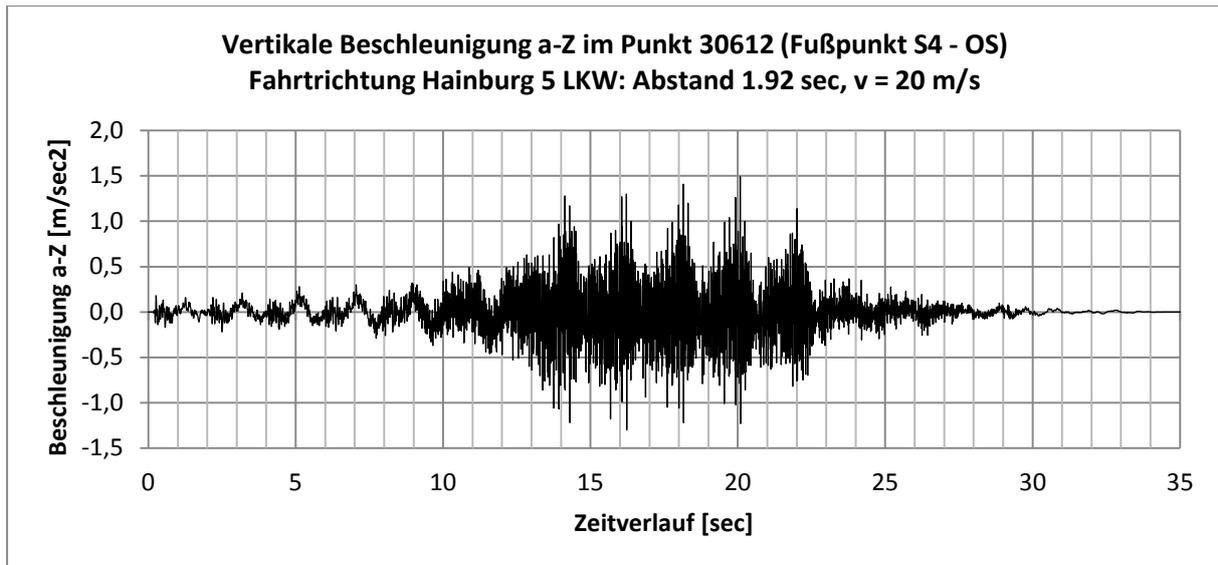


Abbildung 7.21: Beschleunigung im Fußpunkt von Seil S4 infolge der Überfahrt der Kolonne von links zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

Abbildung 7.21 zeigt, dass die Beschleunigungen, die durch ein vorbeifahrendes Schwerfahrzeug aufgebaut werden, wieder weitgehend abklingen, bevor das darauffolgende Fahrzeug dieselbe Stelle passiert. Dies beweist, dass durch die fünf aufeinander folgenden Schwerfahrzeuge keine Resonanzerscheinungen auftreten, da die Amplituden der Beschleunigungen immer etwa gleich groß bleiben.

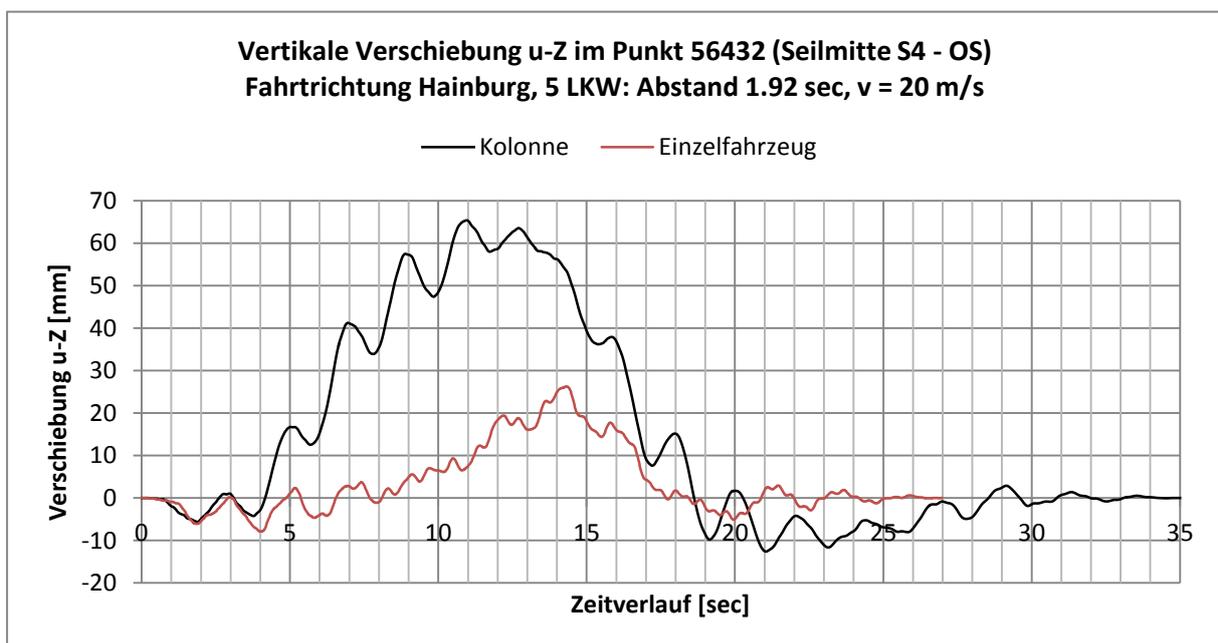


Abbildung 7.22: Vertikale Verschiebung der Seilmitte von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von links zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

Die vertikale Auslenkung der Seilmitte, infolge der Überfahrt der Kolonne, ist in Abbildung 7.22 dargestellt. Die maximale Auslenkung liegt bei 65 mm und liegt damit ca. 2,5-mal höher als der Maximalwert bei der Überfahrt eines einzelnen Fahrzeuges.

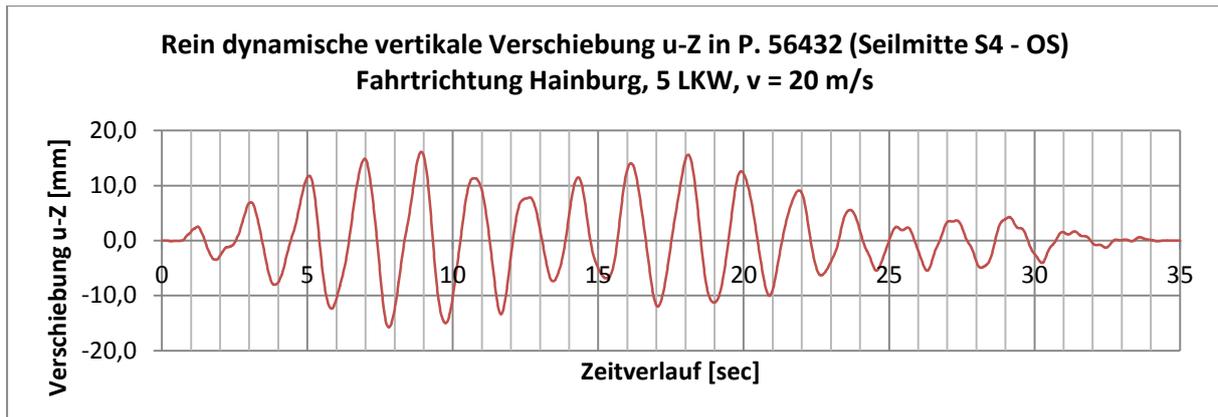


Abbildung 7.23: Rein dynamische vertikale Bewegung in Seilmitte von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von links zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

Betrachtet man dazu die rein dynamische Bewegung der Seilmitte (Abbildung 7.23), ist erkennbar, dass die Anregung nicht mit der Eigenfrequenz des Seiles erfolgt. Ein klares Indiz dafür ist, dass die Amplituden nicht kontinuierlich zu einem Hochpunkt ansteigen und sich danach wieder gleichmäßig verringern, sondern dass zwei Hochpunkte auftreten (bei Sekunde 9 und 18) und dazwischen eine Verringerung der Verschiebungsgröße stattfindet.

Der Anteil der dynamischen vertikalen Auslenkung an der maximalen Auslenkung in Seilmitte, infolge der Überfahrt der Fahrzeugkolonne, beträgt ca. 23%. Die restlichen 77% sind auf die statische Auslenkung durch die Fußpunktverschiebung zurückzuführen.

In Abbildung 7.24 ist sehr gut zu sehen, dass die Anregung des Fußpunktes genau mit der Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes erfolgt. Die Amplituden werden gleichmäßig höher und erreichen bei 11,5 Sekunden den Maximalwert von 10 mm. Vergleicht man diesen Wert jedoch mit der Gesamtauslenkung des Fußpunktes infolge der Überfahrt der Kolonne (Abbildung 7.20), verdeutlicht dies den geringen Anteil der dynamischen Komponente. Von den knapp 130 mm Maximalverschiebung entfallen weniger als 8% auf die rein dynamische Auslenkung.

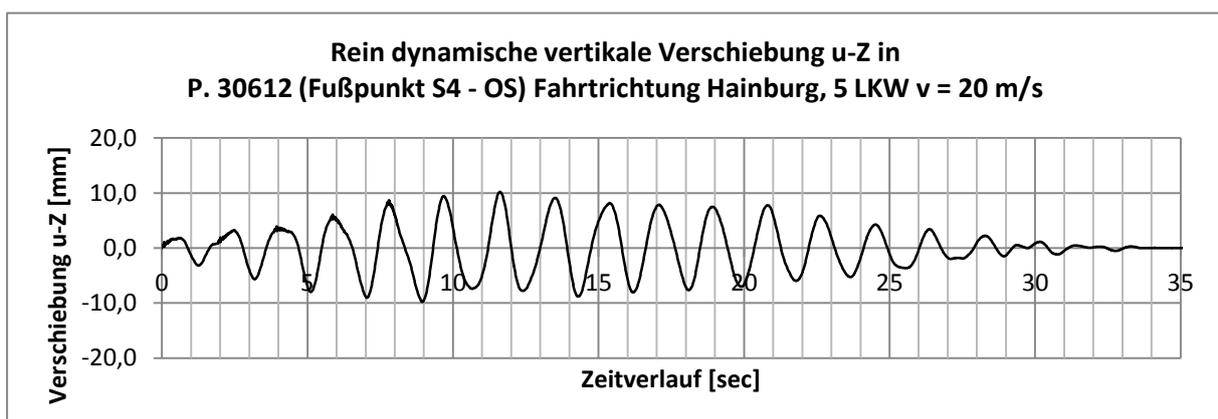


Abbildung 7.24: Rein dynamische Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von links zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

Als nächstes soll überprüft werden, ob es für eine Kolonne möglich ist, gezielte Resonanzerscheinungen am Schrägseil S4 hervorzurufen. Dafür wird der Abstand der Fahrzeuge untereinander verringert, um die Belastungsfrequenz an die Eigenfrequenz des Schrägseiles S4 anzugleichen.

7.3.1.2 Überfahrt zur Anregung der Eigenfrequenz des Seiles S4

In der zweiten Simulation starten die Lastkraftwagen so zeitversetzt, dass sie mit ihrer zeitlichen Belastungsabfolge genau die 1. Eigenfrequenz des Seiles S4 anregen. Die dazu notwendigen Abstände wurden in 7.3.1 bereits ermittelt und sind in der nachfolgenden Abbildung 7.25 schematisch dargestellt. Der Startpunkt des ersten Fahrzeuges liegt dabei bei Pfeiler 0. Die Fahrgeschwindigkeit der Kolonne wird wieder auf $v = 20 \text{ m/s}$ (72 km/h) festgelegt.

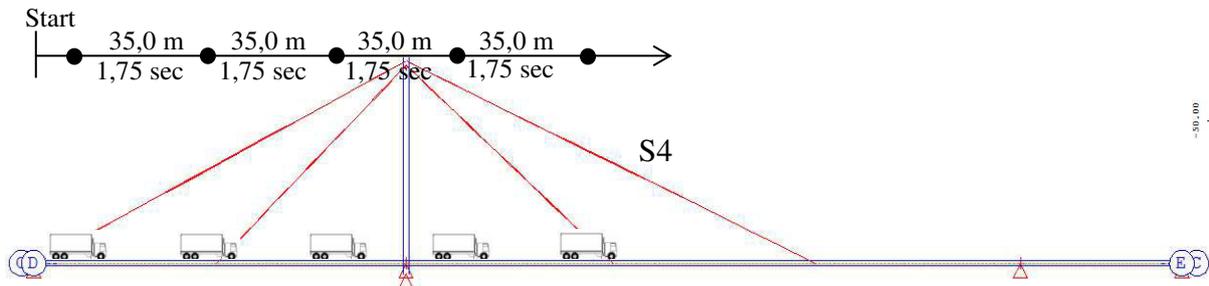


Abbildung 7.25: Schematische Darstellung der Überfahrt der Kolonne in Richtung Hainburg – Anregung der 1. Seileigenfrequenz

Bei der Verschiebung des Fußpunktes in vertikaler Richtung (Abbildung 7.26) zeichnet sich dasselbe Bild wie bei der Überfahrt zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz ab. Die maximale Auslenkung liegt bei knapp unter 140 mm und liegt damit ca. dreimal so hoch wie bei der Überfahrt des Einzelfahrzeuges. Der rein statische Anteil der Verschiebung, der durch Superposition der Einflusslinie aus Abbildung 7.11 errechnet wurde, verursacht auch hier wieder den Großteil der Gesamtverschiebung.

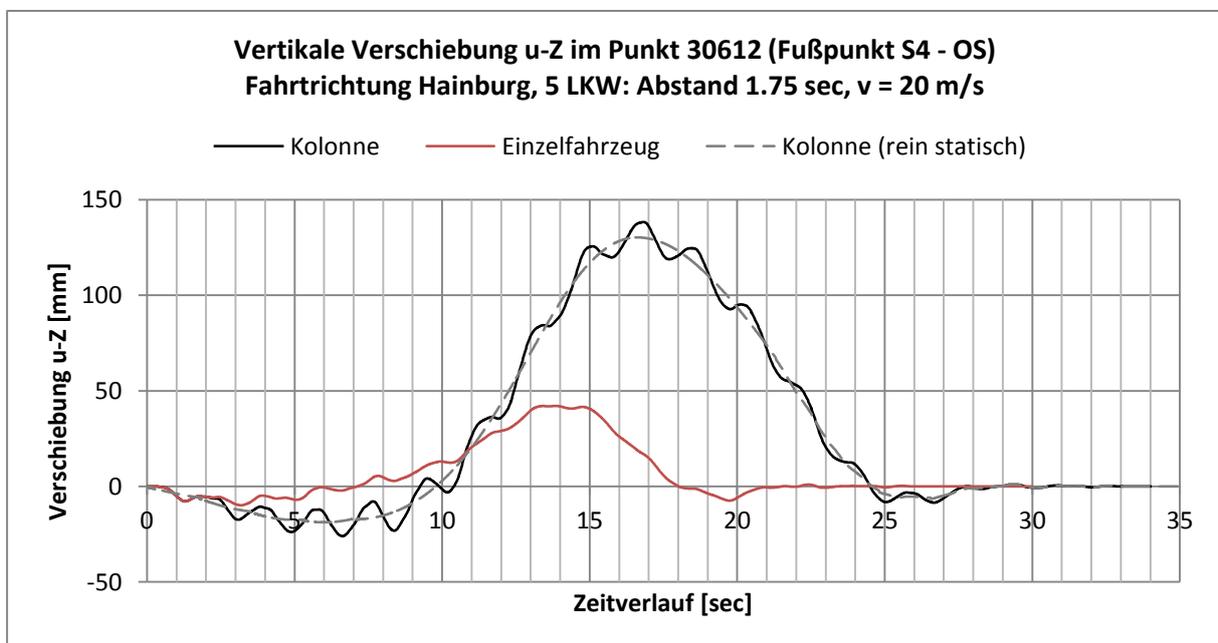


Abbildung 7.26: Vertikale Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von links zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

In Abbildung 7.27 ist ersichtlich, dass die verursachten Beschleunigungen wieder weitgehend abklingen, bevor das nachfolgende Fahrzeug den Fußpunkt passiert. Dies zeigt, dass auch mit

den geänderten Fahrzeugabständen keinerlei aufschaukelnde Resonanzerscheinungen durch die Kolonne auftreten.

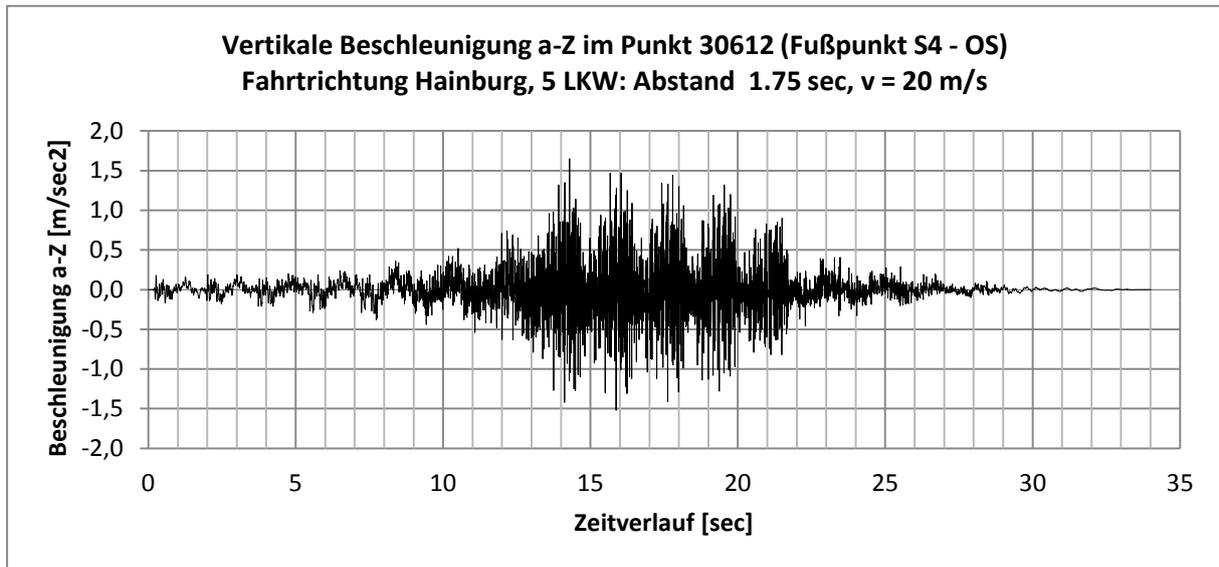


Abbildung 7.27: Vertikale Beschleunigung im Fußpunkt von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von links zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

Abbildung 7.28 zeigt die vertikalen Verschiebungen der Seilmitte von S4, infolge der Kolonnenüberfahrt und, zu Vergleichszwecken, durch die Überfahrt eines Einzelfahrzeuges. Diese liegen in derselben Größenordnung wie jene der Berechnungen mit Fahrzeugabständen zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz und weisen einen Maximalwert von 73 mm auf.

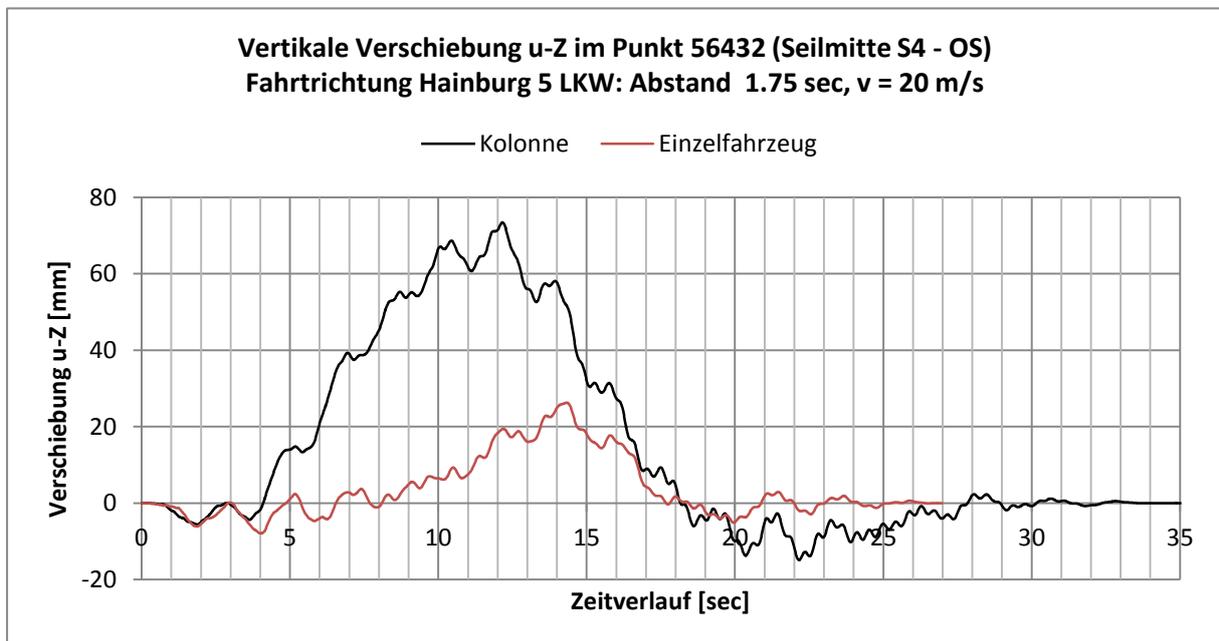


Abbildung 7.28: Vertikale Verschiebung der Seilmitte von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von links zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

In Abbildung 7.29 ist die rein dynamische Auslenkung der Seilmitte durch die Kolonnenüberfahrt gezeigt. Die maximale Auslenkung liegt bei etwa 16 mm und ist damit nahezu ident wie bei der Kolonnenüberfahrt zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz.

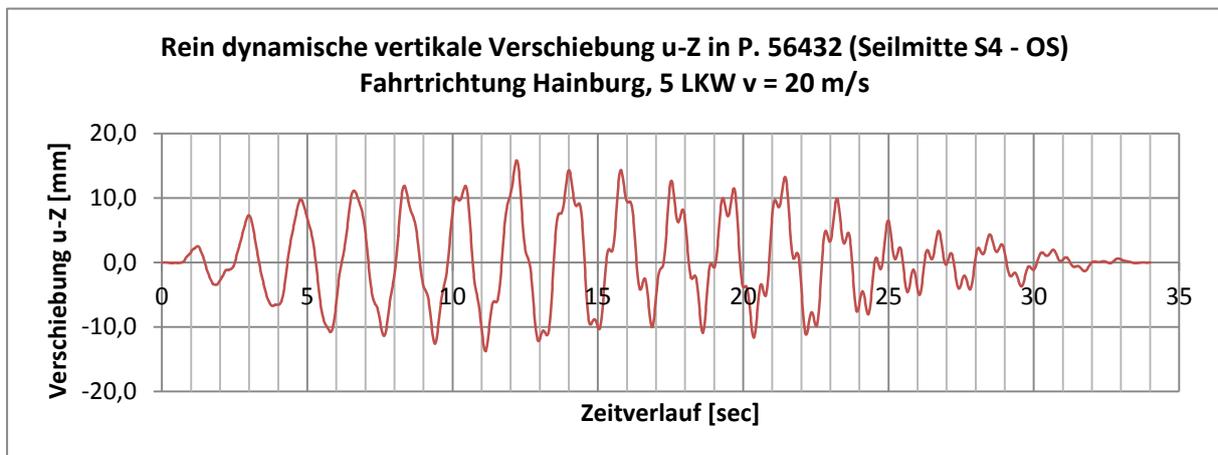


Abbildung 7.29: Rein dynamische vertikale Verformung der Seilmitte von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von links zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

Vergleicht man dies mit der rein dynamischen Verschiebung des Fußpunktes (Abbildung 7.30) ist zu erkennen, dass im Fußpunkt die dynamische Komponente der maximalen Auslenkung lediglich 7% beträgt. Jedoch ist der Energieeintrag durch die LKW-Kolonne wieder nicht ausreichend groß, um tatsächlich Resonanzerscheinungen hervorzurufen.

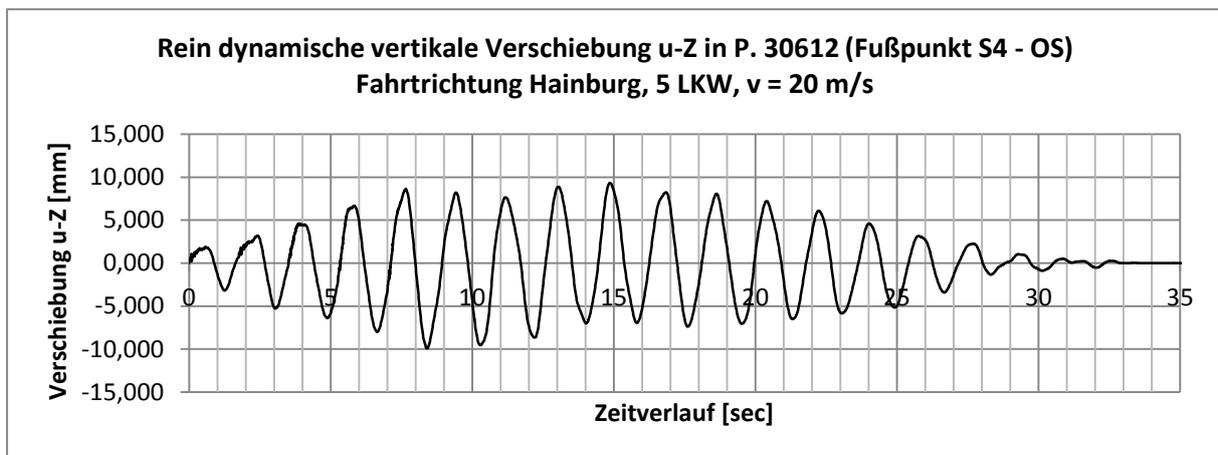


Abbildung 7.30: Rein dynamische vertikale Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von links zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

7.3.2 Kolonne in Fahrtrichtung Marchegg

7.3.2.1 Überfahrt zur Anregung der Eigenfrequenz des Tragwerks

Wie auch bei der Simulation in die entgegengesetzte Richtung werden für die erste Simulation in Richtung Marchegg die errechneten Fahrzeugabstände aus Abschnitt 7.3.1 übernommen. Die Kolonne startet bei Pfeiler 4 und bewegt sich mit $v = 20 \text{ m/s}$ (72 km/h) in Fahrtrichtung Marchegg.

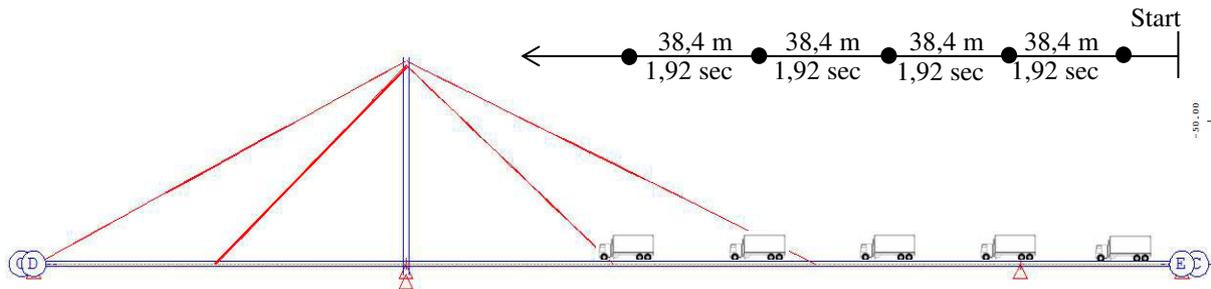


Abbildung 7.31: Schematische Darstellung der Überfahrt einer Kolonne in Fahrtrichtung Marchegg – Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

In Abbildung 7.32 ist die vertikale Verschiebung des Fußpunktes von S4 im Zeitraum der Kolonnenüberfahrt dargestellt. Zu besseren Vergleichszwecken ist die Tragwerksantwort der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges sowie die rein statische Verschiebung durch die Fahrzeugkolonne eingetragen. Die Lastkraftwagen regen das Tragwerk mit dessen Eigenfrequenz an, jedoch ist der Grafik zu entnehmen, dass die Amplitude maximal die dreifache Höhe des Einzelfahrzeuges erreicht. Auch hier ist der Großteil der Verschiebung wieder auf den rein statischen Anteil zurückzuführen.

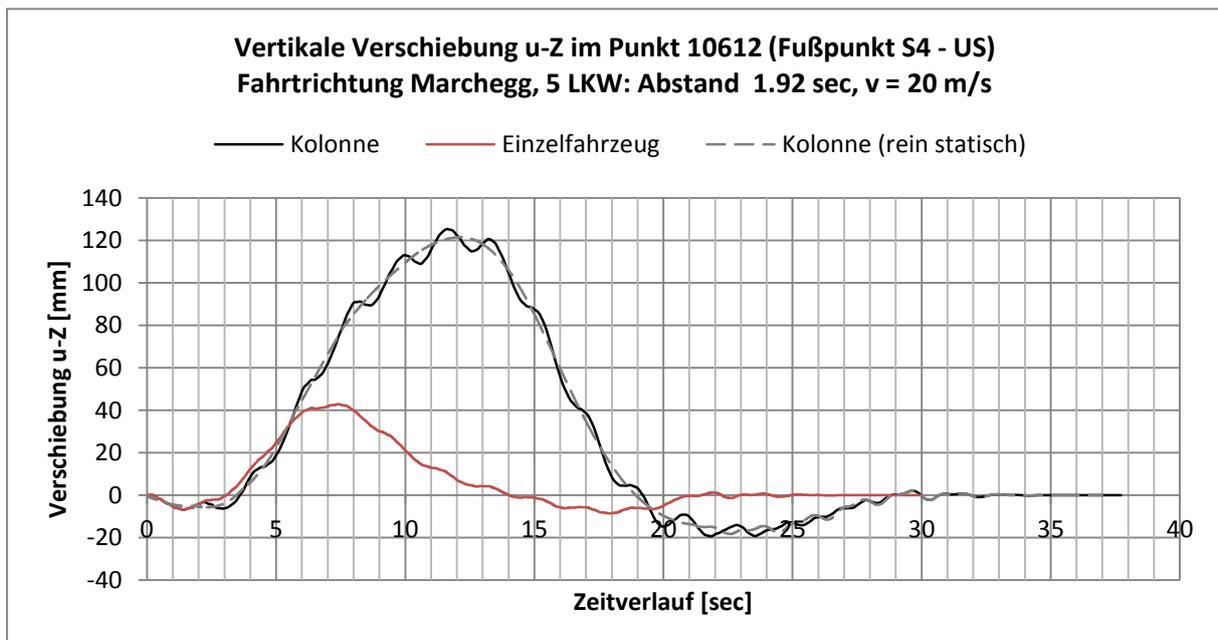


Abbildung 7.32: Vertikale Verschiebungen des Fußpunktes von Seil S4 infolge der Überfahrt der Kolonne von rechts zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

In Abbildung 7.33 ist gut ersichtlich, dass die auftretenden Beschleunigungen durch einen einzelnen LKW weitgehend abklingen, bis das nachfolgende Fahrzeug den Punkt passiert. Die Amplituden liegen dabei nur geringfügig höher wie bei jenen eines einzelnen Fahrzeuges. Da diese durchgehend gleichmäßig bei $1,0 \text{ m/s}^2$ liegen und nicht kontinuierlich bis zum letzten LKW ansteigen, ist darauf zu schließen, dass die Energiedissipation größer als der Energieeintrag ist und das Tragwerk keine Resonanzerscheinungen aufweist.

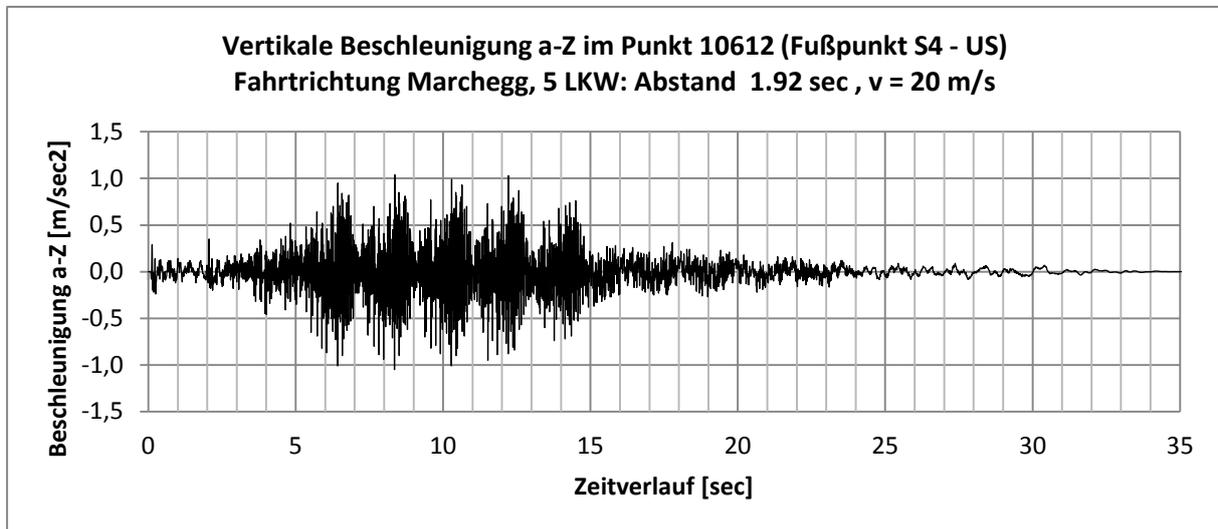


Abbildung 7.33: Beschleunigung im Fußpunkt von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von rechts zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

Ein ähnliches Bild wie bei der Verschiebung des Fußpunktes zeigt sich bei den vertikalen Bewegungen der Seilmitte, wie in Abbildung 7.34 zu sehen. Die maximal auftretende Amplitude liegt mit 65 mm etwa 2,5-mal höher als bei der Einzelüberfahrt. Auch hier sind keine auffälligen Resonanzerscheinungen erkennbar.

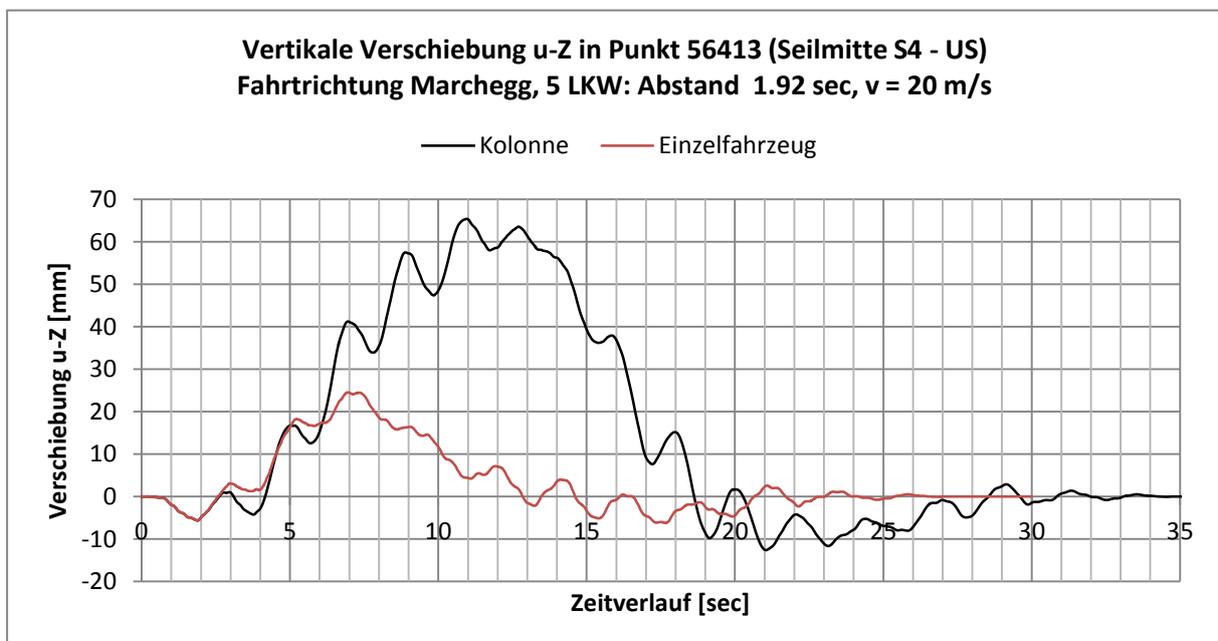


Abbildung 7.34: Vertikale Verschiebungen in Seilmitte von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von rechts zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

Die rein dynamische Auslenkung des Seiles (Abbildung 7.35) weist ähnliche Ergebnisse auf. Die Amplituden liegen mit 12 mm etwa dreimal so hoch wie jene bei der Einzelüberfahrt. Der Anteil der dynamischen Auslenkung an der maximalen Gesamtauslenkung der Seilmitte durch die Überfahrt der Kolonne beträgt ca. 17%.

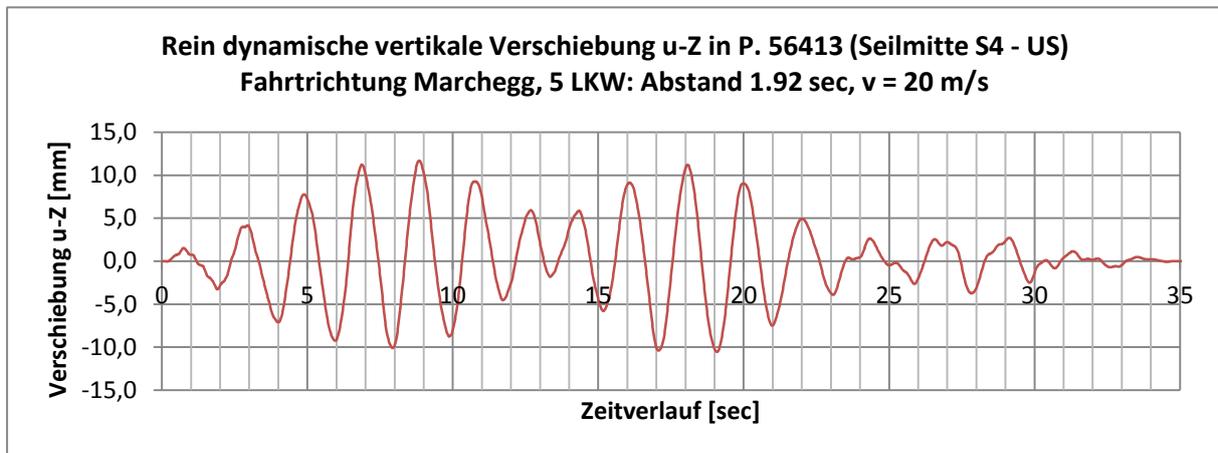


Abbildung 7.35: Rein dynamische vertikale Verschiebung in Seilmitte von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von rechts zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

In Abbildung 7.36 ist die rein dynamische Verschiebung des Fußpunktes infolge der Überfahrt dargestellt. Die Maximalwerte liegen bei etwa 5,3 mm. Dies entspricht einem Anteil an der maximalen Auslenkung von nur 5%.

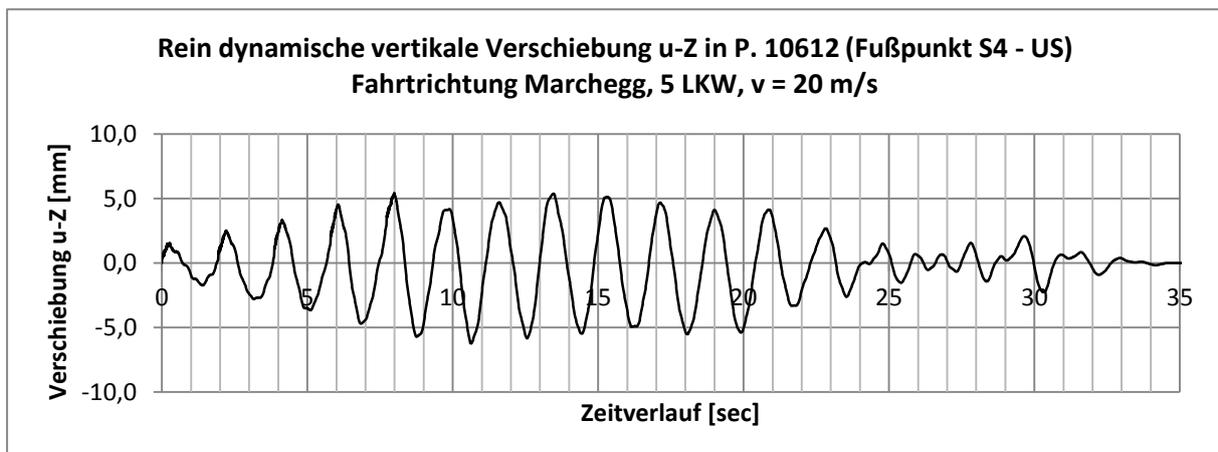


Abbildung 7.36: Rein dynamische vertikale Verschiebung im Fußpunkt von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von rechts zur Anregung der 1. Tragwerkseigenfrequenz

Diese Ergebnisse lassen darauf schließen, dass auch in Fahrtrichtung Marchegg eine Kolonne von fünf Schwerfahrzeugen nicht ausreicht, um außergewöhnliche oder gar schädigende Resonanzerscheinungen am Streckträger oder dem restlichen Bauwerk hervorzurufen, obwohl genau mit der 1. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes angeregt wird.

7.3.2.2 Überfahrt zur Anregung der Eigenfrequenz des Seiles S4

Der notwendige Fahrzeugabstand untereinander, um das Tragwerk mit der Eigenfrequenz des Seiles S4 anzuregen, wurde bereits in Kapitel 7.3.1 errechnet. Die fünf Fahrzeuge starten jeweils um 1,75 Sekunden Zeitversetzt (35,0 m) von Pfeiler 4 und bewegen sich mit $v = 20 \text{ m/s}$ (72 km/h) über die Brücke in Fahrtrichtung Marchegg. Abbildung 7.37 zeigt schematisch die Anordnung der LKW bei der Überfahrt.

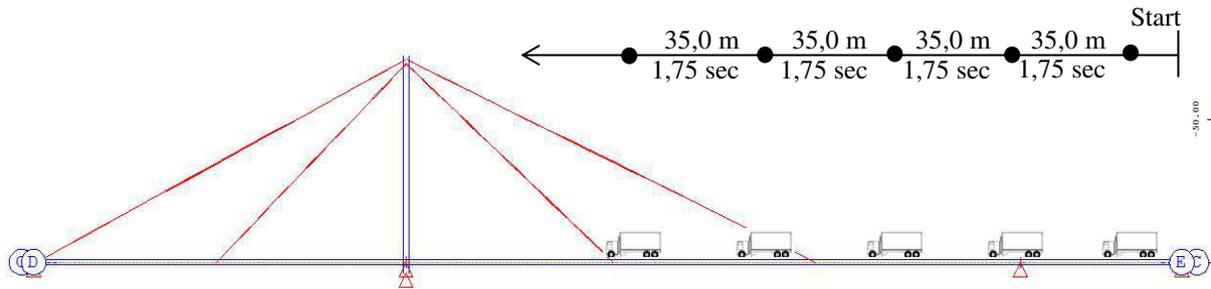


Abbildung 7.37: Schematische Darstellung der Überfahrt der Kolonne in Fahrtrichtung Marchegg – Anregung der 1. Seileigenfrequenz

Abbildung 7.38 zeigt die vertikalen Verformungen des Fußpunktes von S4. Der leicht höhere Maximalwert von 138 mm, im Vergleich zur vorherigen Kolonnenüberfahrt, lässt sich rein auf die höhere statische Verschiebung durch den geringeren Fahrzeugabstand zurückführen, da die Gesamtlast auf eine kürzere Strecke verteilt ist und so die Durchbiegungen punktuell geringfügig (ca. 12 mm) höher sind.

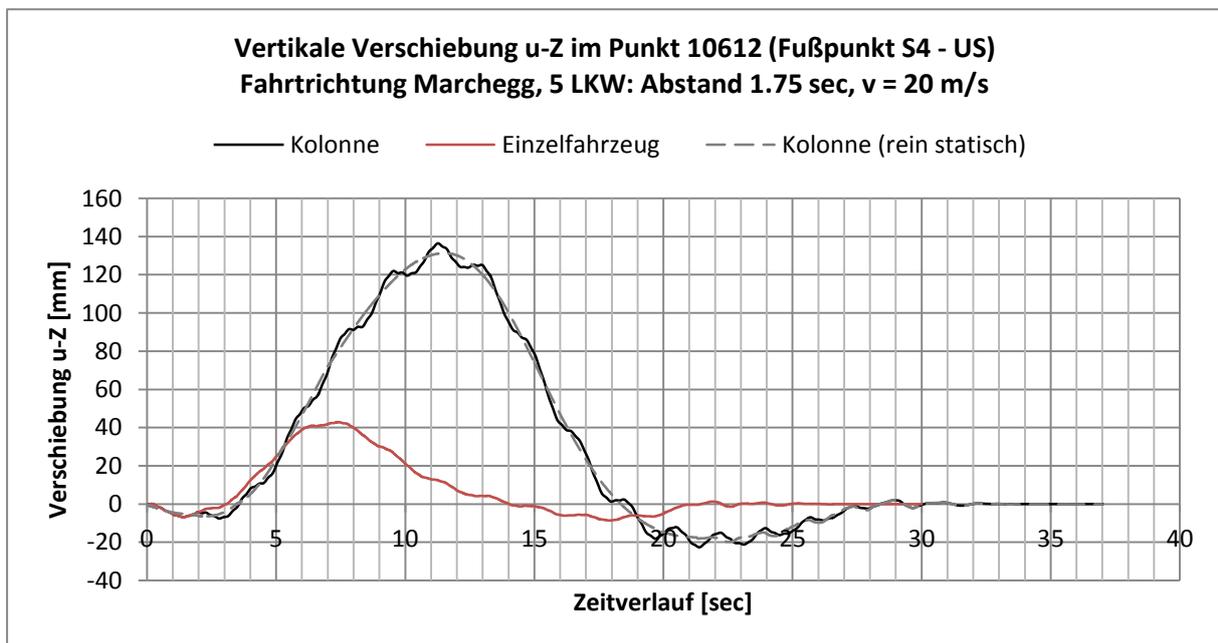


Abbildung 7.38: Vertikale Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von rechts zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

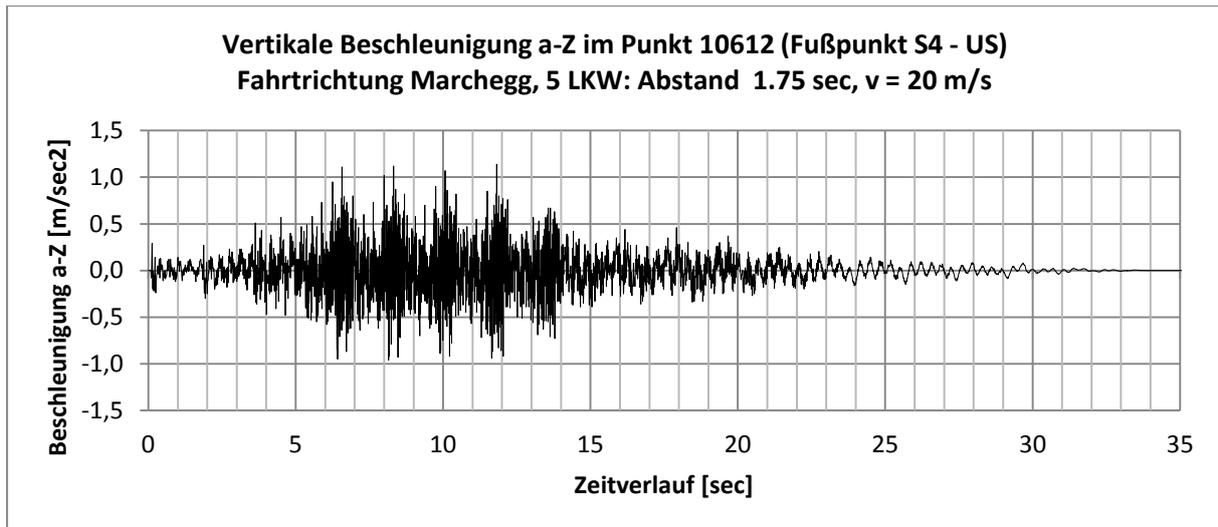


Abbildung 7.39: Beschleunigung im Fußpunkt von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von rechts zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

Das zugehörige Beschleunigungsdiagramm (Abbildung 7.39) sieht dem der vorherigen Kolonnenüberfahrt sehr ähnlich und zeigt, dass auch bei der zweiten Simulation die Beschleunigungen weitgehend abklingen, bevor das nachfolgende Fahrzeug den Punkt passiert. Die Vorbeifahrt jedes einzelnen LKW am Fußpunkt von Seil S4 ist dadurch sehr gut erkennbar. Die Amplituden sind dabei nur geringfügig höher wie bei der vorherigen Kolonnenüberfahrt und liegen bei $1,1 \text{ m/s}^2$.

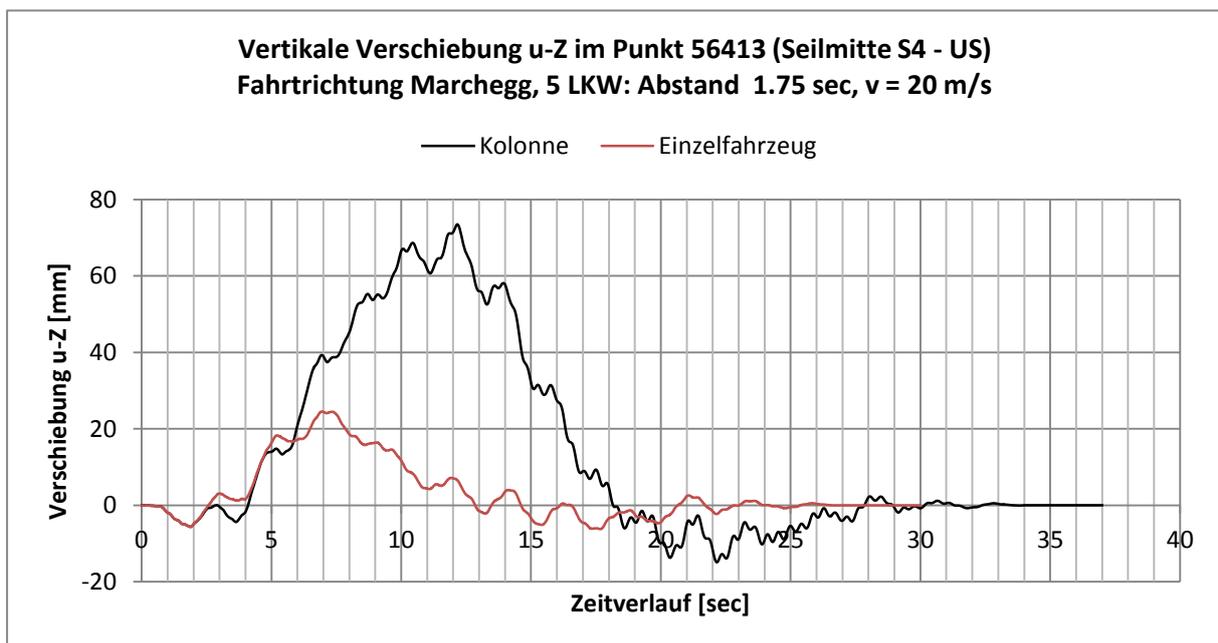


Abbildung 7.40: Vertikale Verschiebungen der Seilmitte von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von rechts zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

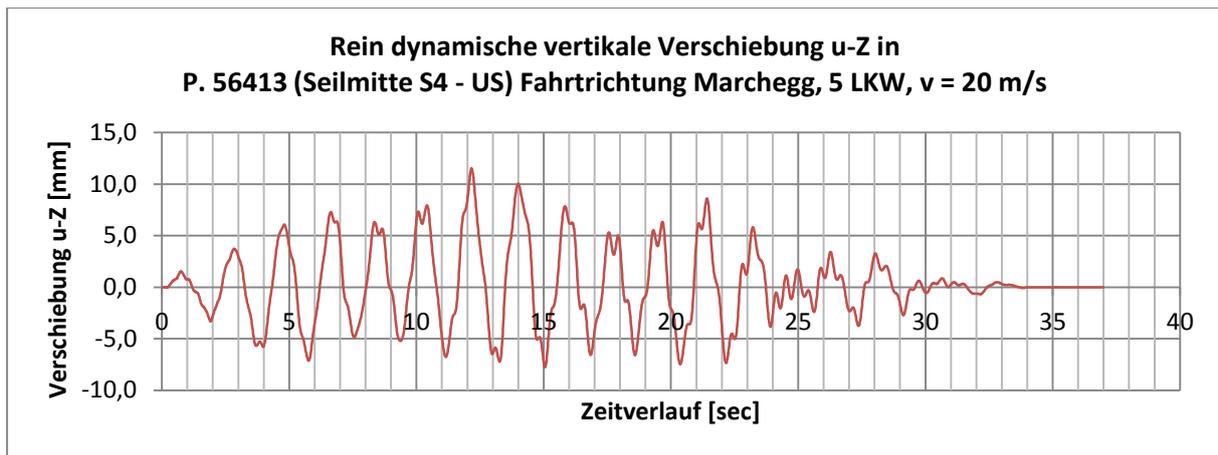


Abbildung 7.41: Rein dynamische Bewegung der Seilmitte von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von rechts zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

Aus Abbildung 7.40 und Abbildung 7.41 ist ersichtlich, dass auch bei einer Anregung durch eine Kolonne, die der Eigenfrequenz des Seiles S4 entspricht, keine Resonanzerscheinungen im Seil auftreten. Die vertikale Verschiebung der Seilmitte liegt, mit dem Faktor von etwa 2,5-mal der Verschiebung durch ein Einzelfahrzeug, genau im selben Rahmen wie die vorherige Berechnung. Der Anteil der dynamischen Auslenkung an der maximalen Gesamtauslenkung der Seilmitte infolge der Überfahrt beträgt ca. 17%. Die restlichen 83% sind auf die vertikale Verschiebung des Fußpunktes von S4 zurückzuführen. Die Amplituden der rein dynamischen Verschiebungen bewegen sich dabei auch im erwarteten Bereich von 2,5-mal der Verschiebungen ausgelöst durch ein Einzelfahrzeug.

Abbildung 7.42 zeigt die rein dynamische Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt. Die Maximalwerte liegen dabei erwartungsgemäß wieder äußerst niedrig, was den geringen dynamischen Einfluss auf die Tragwerksbewegung widerspiegelt. Der Anteil der dynamischen Verformungen am Fußpunkt macht auch in dieser Simulation nur etwa 4% der maximalen Auslenkung des Fußpunktes infolge der Überfahrt der Fahrzeugkolonne aus. Die restlichen 96% stammen aus der rein statischen Verformung des Tragwerkes infolge der Fahrzeugbelastung.

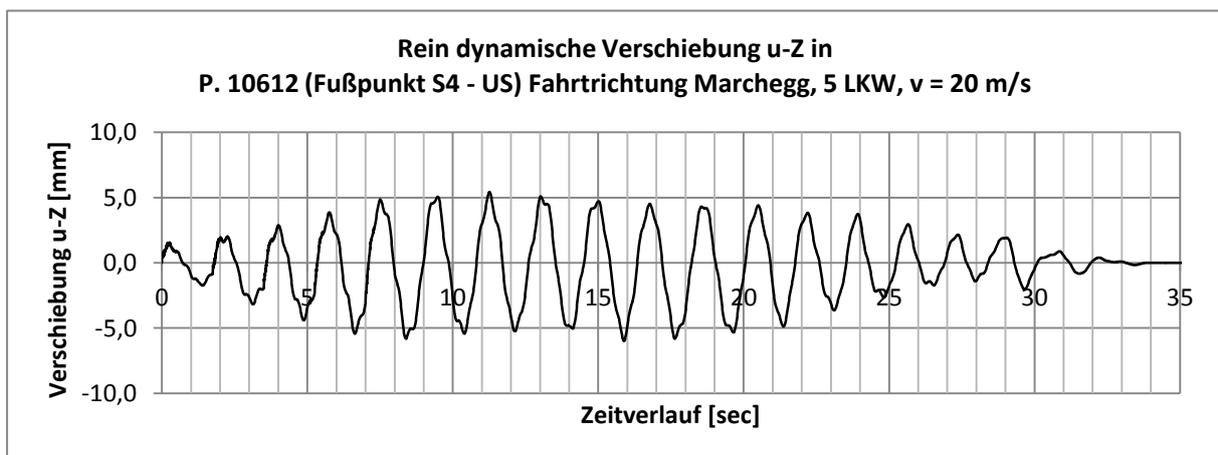


Abbildung 7.42: Rein dynamische Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 infolge der Kolonnenüberfahrt von rechts zur Anregung der 1. Seileigenfrequenz

Somit ist auch für die Fahrtrichtung Marchegg belegt, dass eine Fahrzeugkolonne von 5 Schwerfahrzeugen nicht genug Energieeintrag aufbringt, um auffällige oder gar schädigende

Resonanzerscheinungen an den Seilen hervorzurufen. In der nächsten Simulation wird eine Vielzahl von Schwerfahrzeugen, die sich gleichzeitig in beide Richtungen bewegen auf der Brücke simuliert. Dabei wird überprüft, ob eine Vollbelastung der Brücke etwaige mögliche Resonanzerscheinungen verursachen kann.

7.4 Zufällige Überfahrt von Schwerfahrzeugen

In dieser Simulation wird keine fixe Anzahl von Schwerfahrzeugen in einem genau definierten Abstand auf der Brücke aufgebracht, sondern es wird die gleichzeitige Überfahrt einer Vielzahl an Schwerfahrzeugen, mit unterschiedlichen, zufällig bestimmten Abständen untereinander, auf beiden Fahrstreifen der Brücke simuliert. Die Fahrtrichtung auf beiden Fahrstreifen ist unterschiedlich – die Fahrgeschwindigkeit aller Schwerfahrzeuge beträgt wiederum $v = 20$ m/s. In den nachfolgenden Abbildungen wird diese Simulation als „Verkehrsvollast“ bezeichnet. In Abbildung 7.43 ist eine schematische Darstellung der Simulation dargestellt.

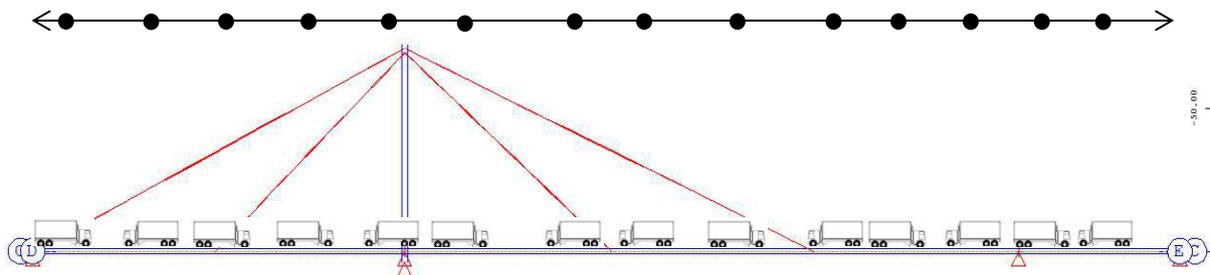


Abbildung 7.43: Schematische Darstellung der Brückenbelastung unter „Verkehrsvollast“

Dabei wird das Tragwerk über einen Zeitraum von einer Minute betrachtet, in der die Fahrzeuge in unterschiedlichsten Abständen auf die Brücke kommen oder diese wieder verlassen. Bei $t=0$ befinden sich bereits auf beiden Fahrstreifen und auf der vollen Länge der Brücke Fahrzeuge. Um realistische Rahmenbedingungen zu schaffen, bewegt sich der Fahrzeugabstand der Schwerfahrzeuge zwischen 30 und 75 Metern (Fahrzeugvorderkante bis Fahrzeugvorderkante). Um vollkommen zufällige Fahrzeugabstände zu erhalten, werden diese mittels „Microsoft Excel“ und dem Befehl „Zufallsbereich“ festgelegt. Eine Liste der auf diesem Weg zufällig festgelegten Fahrzeugabstände kann Anhang D entnommen werden

Durchschnittlich befinden sich während des betrachteten Zeitraumes 9 Schwerfahrzeuge pro Fahrstreifen auf der Brücke. Die Geschwindigkeit wird, wie auch in den vorhergehenden Berechnungen, einheitlich mit $v = 20$ m/s (72 km/h) festgelegt. Da sich die Berechnungen auf spezifische Punkte beziehen müssen, werden der Fußpunkt von Seil S4 – Unterstrom (P. 10612) und der zugehörige Punkt der Seilmitte von Seil S4 – Unterstrom (P. 56413) als Betrachtungspunkte festgelegt.

Abbildung 7.44 zeigt die vertikalen Verschiebungen im Fußpunkt von Seil S4 (schwarz) und der zugehörigen Seilmitte (rot). Es ist klar ersichtlich, dass die Seilmitte und der Fußpunkt von S4 sehr ähnliche Bewegungsverläufe aufweisen.

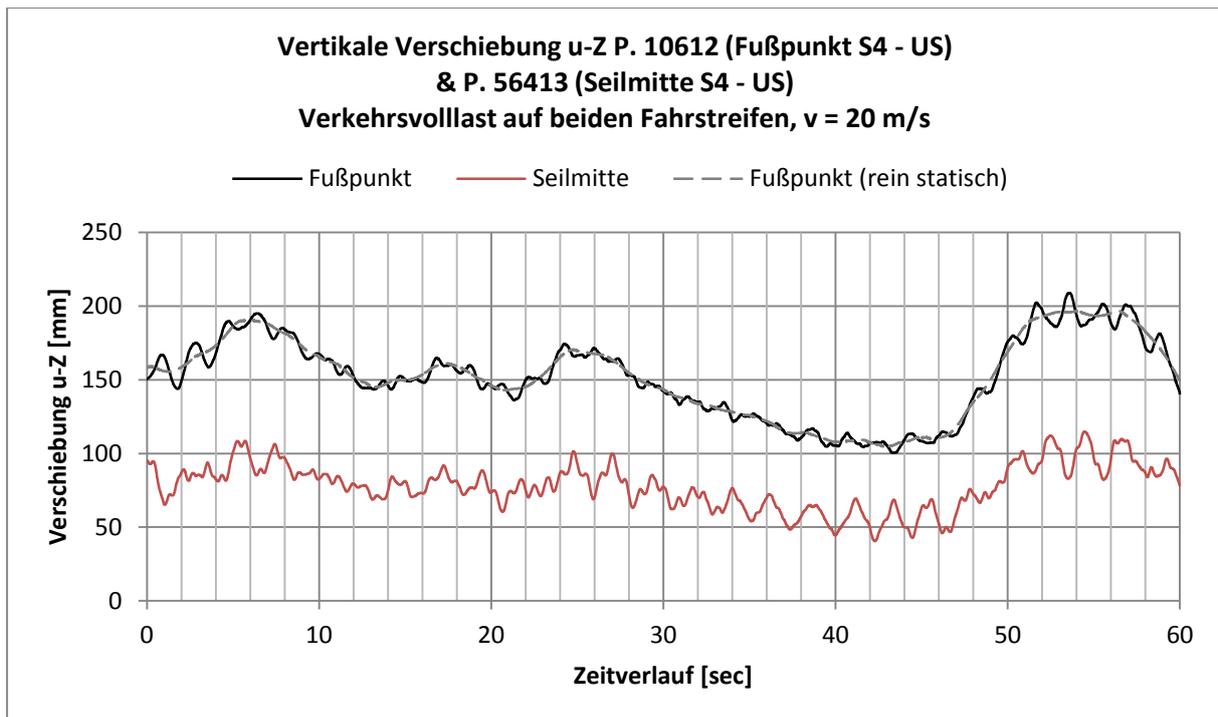


Abbildung 7.44: Vertikale Verschiebung des Fußpunktes und der Seilmitte von Seil S4 infolge der Verkehrsvolllast auf beiden Fahrstreifen

Wie auch in den vorhergehenden Simulationen, ist der Großteil der Verformungen auf den rein statischen Anteil, verursacht durch die Auflast der Schwerfahrzeuge, zurückzuführen.

Abbildung 7.45 zeigt die Beschleunigungen des Fußpunktes infolge der „Verkehrsvolllast“. Die Maximalwerte liegen dabei bei etwa $2,3 \text{ m/sec}^2$ und treten bei gleichzeitigen Passieren von zwei Schwerfahrzeugen am Fußpunkt auf.

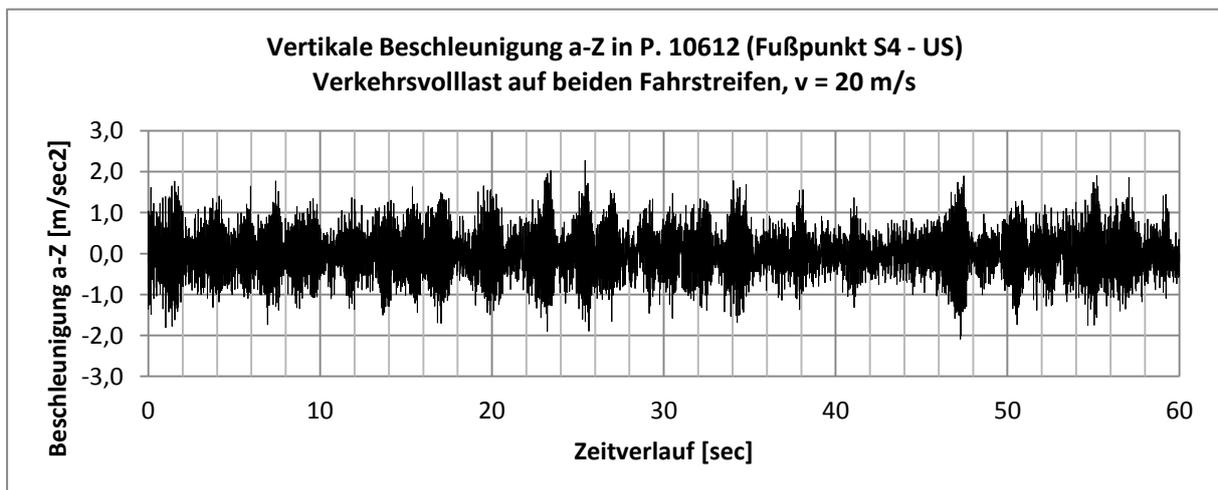


Abbildung 7.45: Vertikale Beschleunigung des Fußpunktes von Seil S4 infolge Verkehrsvolllast auf beiden Fahrstreifen

Im Verlauf des Betrachtungszeitraumes ist keine Erhöhung der Amplituden erkennbar, was auf eine ausreichende Dämpfung durch das Tragwerk, beziehungsweise auf einen zu geringen Energieeintrag durch die Schwerfahrzeuge schließen lässt, um Resonanzerscheinungen hervorzurufen. Zudem wirkt sich die Vielzahl an Fahrzeugen auf der Brücke nicht nur negativ aus, sondern kann durchaus auch positiven Einfluss auf die Gesamtverformung haben.

Abbildung 7.46 zeigt die rein dynamische Verformung in Seilmitte. Die Maximalwerte liegen dabei bei ± 20 mm und damit etwa doppelt so hoch wie jene bei der Überfahrt einer einzelnen Fahrzeugkolonne (vgl. Abbildung 7.35). Die rein dynamische Verschiebung der Seilmitte macht zum Zeitpunkt der maximalen Auslenkung (Sekunde 53) etwa 19% der Gesamtauslenkung aus. Damit liegt der Wert ebenfalls im Bereich der bisherigen Simulationen. Die Maximalwerte der Verschiebungen liegen im gesamten Betrachtungszeitraum etwa auf der gleichen Höhe und weisen keine kontinuierlichen Steigerung oder Verminderung über die Zeit auf.

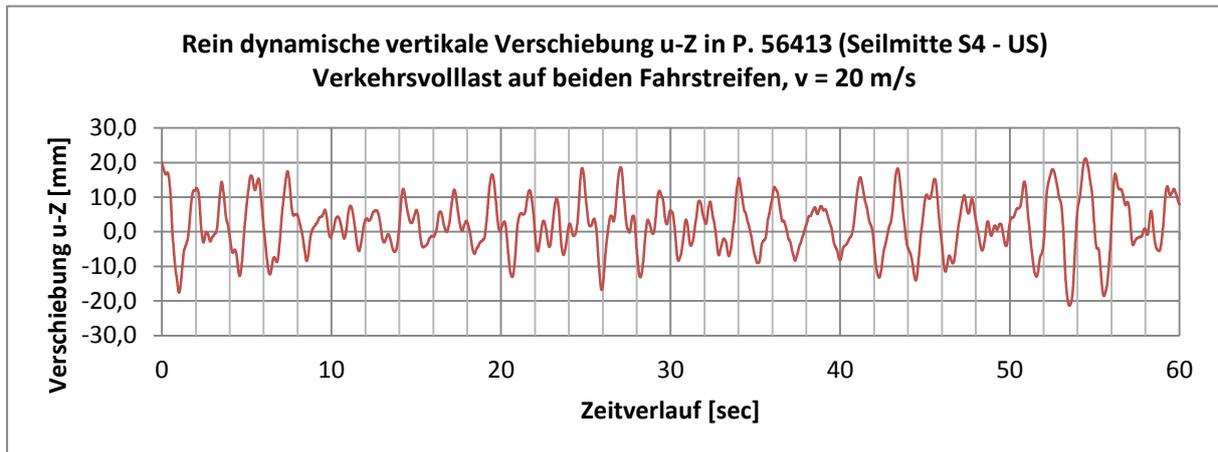


Abbildung 7.46: Rein dynamische vertikale Verschiebung in Seilmitte von Seil S4 infolge Verkehrsvolllast auf beiden Fahrstreifen

Auch die Ausgabe der rein dynamischen Verschiebungen des Fußpunktes, zu sehen in Abbildung 7.47, belegt, dass diese äußerst gering sind. Die Maximalwerte liegen bei 12,2 mm und liegen damit nur 3 mm höher als die rein dynamischen Verschiebungen bei der Kolonnenüberfahrt in Fahrtrichtung Hainburg (vgl. Abbildung 7.30). Von der maximalen Gesamtauslenkung, beträgt der rein dynamische Anteil nur 6% und liegt damit ebenfalls im Wertebereich der vorhergehenden Simulationen (vgl. Abbildung 7.44).

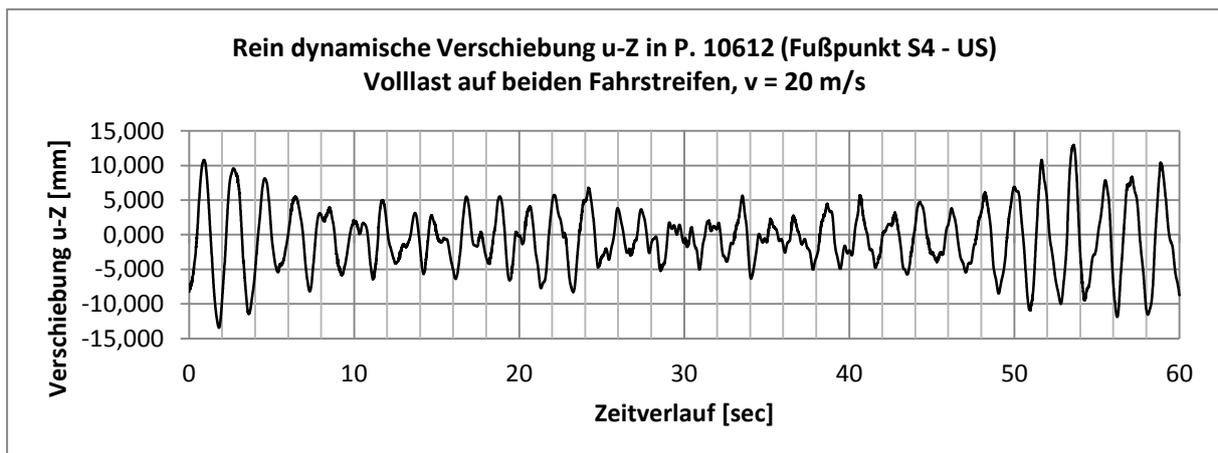


Abbildung 7.47: Rein dynamische vertikale Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 infolge Verkehrsvolllast auf beiden Fahrstreifen

In der folgenden letzten Simulation soll untersucht werden, ob durch Annäherung der Seileigenfrequenz an die Tragwerkseigenfrequenz, beispielsweise verursacht durch eine unplanmäßige Seilvorspannung bei der Montage, mögliche Resonanzerscheinungen hervorgerufen werden können.

7.5 Überfahrt eines Einzelfahrzeuges bei Resonanzanfälligem Frequenzverhältnis

Um die Eigenfrequenz des Seiles S4 auf jene des Gesamttragwerkes anzunähern, wird die Seilkraft von 4520 kN auf 3970 kN reduziert und der Seilquerschnitt geringfügig geändert. Dies entspricht einer Senkung der Eigenfrequenz von 0,57 Hz auf 0,53 Hz. Die Seilkräfte der anderen Schrägseile verändern sich durch diese Seilkraftänderung ebenfalls geringfügig. In der nachfolgenden Tabelle 7.1 sind die veränderten Seileigenfrequenzen und die Verhältnisse zu den Tragwerkseigenfrequenzen aufgelistet. Das nun hervorgerufene kritische Frequenzverhältnis von nur 2% Unterschied zwischen der 1. EF von Seil S4 und der 1.EF des Tragwerkes ist dabei rot hervorgehoben. Nachdem nach EN 1993-1-11: 2010-06-01 eine Überlappung von Seileigenfrequenzen und Tragwerkseigenfrequenzen mit einem Abstand < 20 % vermieden werden sollte, könnte eine Annäherung auf 2% also klar ersichtliche negative Auswirkungen nach sich ziehen.

Tabelle 7.1: Eigenfrequenzen nach der Seilkraftänderung und zugehörige Frequenzverhältnisse

Modell: Resonanzfall S4							
Betrachtung der Frequenzdifferenz Tragwerk / Seile				Tragwerkseigenfrequenzen [Hz]			
				1. EF	2. EF	3. EF	4. EF
				0,52	0,94	1,29	1,76
Seileigenfrequenzen [Hz]	1. EF	S1	0,60	-13%	+57%	+115%	+193%
		S2	0,86	-40%	+9%	+50%	+105%
		S3	0,61	-15%	+54%	+111%	+189%
		S4	0,53	-2%	+77%	+143%	+232%
	2. EF	S1	1,14	-54%	-18%	+13%	+54%
		S2	1,72	-70%	-45%	-25%	+2%
		S3	1,79	-71%	-47%	-28%	-2%
		S4	1,04	-50%	-10%	+24%	+69%
	3. EF	S1	1,70	-69%	-45%	-24%	+4%
		S2	2,57	-80%	-63%	-50%	-32%
		S3	2,67	-81%	-65%	-52%	-34%
		S4	1,55	-66%	-39%	-17%	+14%
	4. EF	S1	2,25	-77%	-58%	-43%	-22%
		S2	3,39	-85%	-72%	-62%	-48%
		S3	3,54	-85%	-73%	-64%	-50%
		S4	2,05	-75%	-54%	-37%	-14%

Als Lastmodell wird wie auch in den vorhergehenden Berechnungen ein dreiaxsiges Schwerfahrzeug, mit einer Gesamtlast von 40 Tonnen, verwendet (vgl. Abbildung 7.4). Das Fahrzeug startet bei Pfeiler 0 und bewegt sich mit $v = 20 \text{ m/s}$ (72 km/h) in Richtung Hainburg. Die schematische Darstellung der Simulation ist in Abbildung 7.48 zu sehen.

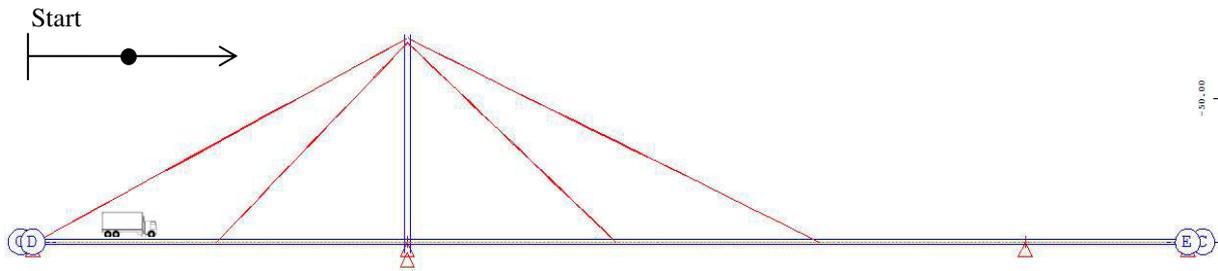


Abbildung 7.48: Schematische Darstellung der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges Richtung Hainburg bei modifizierten Seilkräften

Abbildung 7.49 zeigt die vertikalen Verschiebungen des Fußpunktes und der Seilmitte infolge der Überfahrt bei veränderten Frequenzverhältnissen (Resonanzfall) sowie, zum besseren Vergleich, für die Überfahrt mit den Modellwerten ohne der Querschnitts- bzw. Seilkraftänderung, wie sie in Kapitel 7.2.1 errechnet wurde. Es ist klar ersichtlich, dass die Verschiebungsverläufe äußerst ähnlich sind. Die maximale Auslenkung der Seilmitte ist mit 27,2 mm nur 5 % höher als bei der Simulation mit den Originaldaten der Brücke. Die Fußpunktverschiebung steigt vergleichsweise stark von 42 mm auf knapp 46 mm (+ 9,5%) an, was jedoch auch auf die geringere Seilkraft in S4 zurückgeführt werden kann.

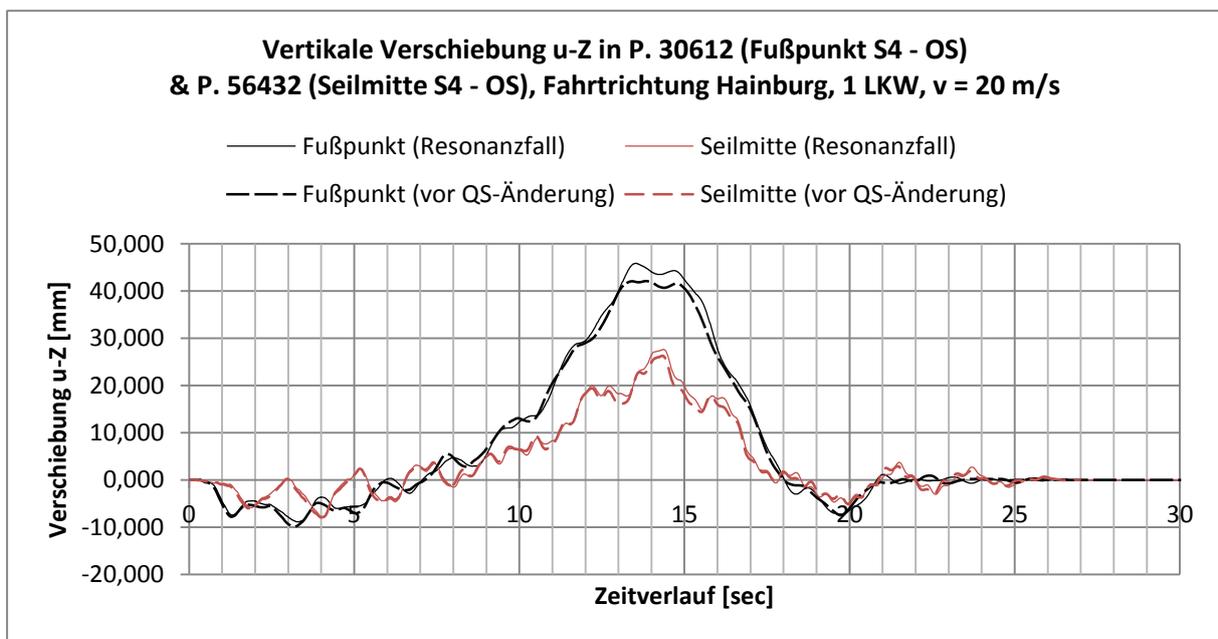


Abbildung 7.49: Vertikale Verschiebung in Seilmitte und Fußpunkt von Seil S4 infolge der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges bei modifizierten Seilkräften

Der Beschleunigungsverlauf ist in Abbildung 7.50 dargestellt. Dieser gleicht beinahe exakt dem Verlauf der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges vor der Modifikation in Seil S4, wie in Abbildung 7.10 dargestellt. Eine Änderung der Ergebnisse durch die Frequenzveränderung des Seiles S4 kann nicht festgestellt werden. Auch in Abbildungen 7.51 und 7.52 sind die Verläufe sowie die Maximalwerte äußerst ähnlich zu den Ergebnissen ohne Modifikation von Seil S4 und der damit zusammenhängenden Frequenzannäherung.

In Abbildung 7.52 ist lediglich bei der direkten Überfahrt des Schwerfahrzeuges am Messpunkt eine größere Verschiebung ersichtlich, welche jedoch auch auf die geringeren Seilkräfte und der damit zusammenhängenden Steifigkeitsverringerung des Tragwerkes zurückgeführt werden kann.

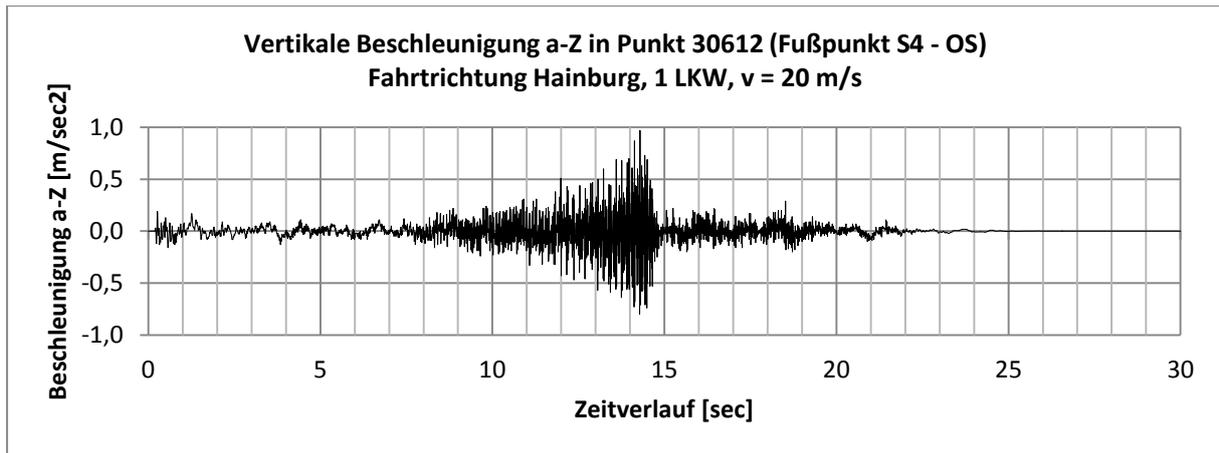


Abbildung 7.50: Vertikale Beschleunigung im Fußpunkt von Seil S4 infolge der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges bei modifizierten Seilkräften

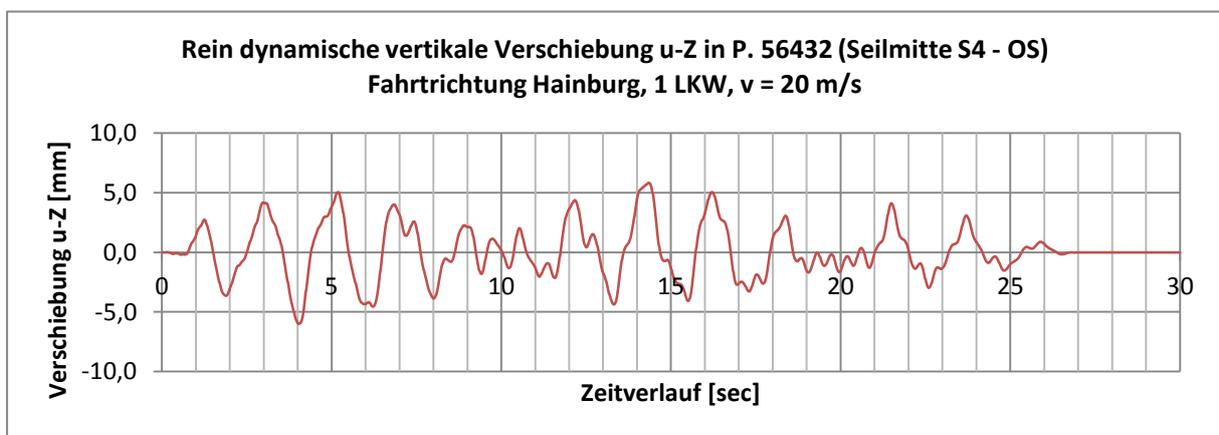


Abbildung 7.51: Rein dynamische vertikale Verschiebung in Seilmitte von Seil S4 infolge der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges bei modifizierten Seilkräften

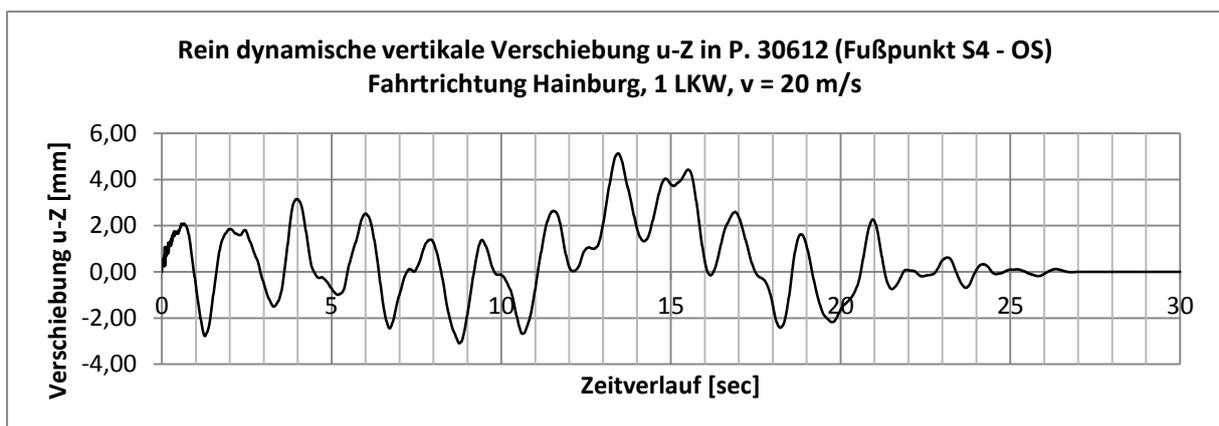


Abbildung 7.52: Rein dynamische vertikale Verschiebung des Fußpunktes von Seil S4 infolge der Überfahrt eines Einzelfahrzeuges bei modifizierten Seilkräften

Aufgrund der äußerst geringen Auswirkungen der Frequenzannäherung, zwischen Seil S4 und Gesamttragwerk welche sich nachweislich kaum auf die Verschiebungsverläufe und den Beschleunigungsverlauf ausgewirkt hat, werden keine weiteren Simulationen mit diesem Modell durchgeführt.

8 Fazit

Nachdem die ÖNORM EN 1993-1-11: 2010-06-01 noch sehr wenige und eher allgemein gehaltene Planungsgrundsätze bei der Erstellung einer Schrägseilbrücke hinsichtlich der Schwingungsgefährdung von Schrägseilen aufweist (vgl. Kapitel 2.1), wurde versucht, durch Modellierung einer bestehenden Brücke und Durchführung verschiedener dynamischer Simulationen zu Schwerverkehrsüberfahrten, die Auswirkungen der Nichteinhaltung der existierenden Regulierungen hinsichtlich des geforderten Frequenzverhältnisses in Hinblick auf die Seil-Tragwerksinteraktion zu überprüfen.

Um ein realitätsnahes Modell mittels des Programmes „SOFiSTIK“ erstellen zu können, wurden die vorhandenen originalen Planungsunterlagen von 1972 verwendet. Dabei wurden aus der Vielzahl an Plänen die wichtigsten Längen, Geometrien und Querschnittswerte übernommen und daraus ein vereinfachtes Stabmodell erstellt, welches vertikale Belastungen, wie sie die Überfahrt eines Schwerfahrzeuges darstellt, wirklichkeitsnah aufnehmen und ableiten kann. Um sicherzustellen, dass das Modell tatsächlich mit der bestehenden Brücke übereinstimmt, wurden vor Ort Messungen der Seilbeschleunigungen sowie der Streckträgerbeschleunigungen durchgeführt und daraus die Eigenfrequenzen messtechnisch ermittelt. Die Messwerte wurden mit den Simulationen verglichen und lieferten eine sehr gute Übereinstimmung (vgl. Kapitel 6). Dabei ist jedoch anzumerken, dass durch die Lage der Messwertgeber nahe am Seilende die ersten Seileigenfrequenzen sehr schwer quantifizierbar sind.

Nachdem das Modell realistische Tragwerkseigenschaften aufwies, wurden dynamische Simulationen mit verschiedenen Verkehrslastmodellen durchgeführt, um mögliche Resonanzerscheinungen an den Seilen der Brücke aufzuzeigen.

Beim ersten sehr groben Modell wurde eine Punktlast von 40 t mit einer sinusförmigen Lastfunktion am Fußpunkt von Seil S4 angebracht. Die Sinusfunktion wurde dabei genau auf die Eigenfrequenz des Seiles eingestellt, um die größtmöglichen dynamischen Seilantworten zu liefern. Die Tragwerksantwort lieferte bereits nach kurzer Zeit vertikale Verschiebungen in Seilmitte von über zwei Metern. Der Fußpunkt des Seiles am Streckträger zeigte vertikale Verschiebungen von etwa 20 cm.

Nachdem eine in der Eigenfrequenz des Seiles schwingende Punktlast von 40 Tonnen jedoch einen rein theoretischen Lastfall darstellt, wurden danach Lastmodelle mit einer sich bewegenden Lastengruppe – die einem einzelnen dreiachsigen LKW entspricht – durchgeführt. Die Auswirkungen der Überfahrt dieses Einzelfahrzeuges wurde in beiden Fahrtrichtungen, einerseits Richtung Hainburg, andererseits Richtung Marchegg, berechnet. Die daraus resultierenden Ergebnisse konnten durch Superposition der Ergebnisse auf mehrere Fahrzeuge aufgerechnet werden, was einer Überfahrt einer Fahrzeugkolonne entspricht. Dabei wurden die Fahrzeugabstände der Schwerfahrzeuge in der Kolonne einmal an die Anregung der Eigenfrequenz des Streckträgers („Streckträger-EF“) und einmal an jene des Schrägseiles („Seil-EF“) eingestellt, um möglichst hohe Resonanzerscheinungen bei Seil S4 hervorzurufen. Nach der Simulation der Kolonnenüberfahrten in beide Fahrtrichtungen wurde ein Lastfall

„Verkehrsvolllast“ angenommen, der auf beiden Fahrtrichtungen Schwerfahrzeuge über die ganze Brückenlänge simuliert, die in unterschiedlichen Abständen hintereinander die Brücke überqueren. Als letzte Berechnung wurde schließlich noch der Fall angenommen, dass sich die Seileigenfrequenz des betrachteten Seiles an die Eigenfrequenz des Tragwerkes annähert und diese voneinander nur 2% entfernt liegen. Eine derartige Änderung stellt das ungünstigste Frequenzverhältnis für eine Seil-Tragwerksinteraktion dar und wäre stark dazu prädestiniert, im Seil starke Resonanzerscheinungen und damit auch erhöhte Ermüdungsbeanspruchungen hervorzurufen.

Ausschlaggebend bei all den Simulationsergebnissen ist dabei der rein dynamische Anteil der vertikalen Bewegungen (maßgebend zur Beurteilung in Seilmitte), da Resonanzerscheinungen durch immer größer werdende dynamische Anteile erkennbar werden. In der nachfolgenden Tabelle 8.1 sind die rein dynamischen Anteile sowie deren Absolutwert der Bewegungen der betrachteten Punkte für die verschiedenen Simulationsanordnungen aufgelistet. Darüber hinaus ist auch die Verformungsamplitude in Seilmitte (vereinfacht senkrecht gemessen) aufgeführt.

Tabelle 8.1: Rein dynamische Anteile sowie deren Absolutwerte an der Maximalverschiebung der Betrachtungspunkte für alle durchgeführten Simulationen

Simulationsmodell	Rein dynamischer Anteil der vertikalen Tragwerksverschiebung am Streckträger		Rein dynamischer Anteil der vertikalen Verschiebung in Seilmitte von Seil S4	
	mm	%	mm	%
Einzelfahrzeug Richtung Hainburg	2,4 mm	7%	5,3 mm	23%
Einzelfahrzeug Richtung Marchegg	1,4 mm	4%	4,3 mm	18%
Kolonnenrichtung Hainburg (Streckträger-EF)	10,0 mm	8%	14,4 mm	23%
Kolonnenrichtung Hainburg (Seil-EF)	9,3 mm	7%	14,8 mm	20%
Kolonnenrichtung Marchegg (Streckträger-EF)	5,3 mm	5%	11,0 mm	17%
Kolonnenrichtung Marchegg (Seil-EF)	5,1 mm	4%	11,1 mm	17%
„Verkehrsvolllast“	12,2 mm	6%	19,5 mm	19%
Einzelfahrzeug Richtung Hainburg (Resonanzfall zwischen Seil S4 und Gesamttragwerk)	5,1 mm	11%	5,8 mm	22%

Aus Tabelle 8.1 geht klar hervor, dass die dynamischen Anteile an der Gesamtverformung in allen Simulationen im ähnlichen Bereich liegen. Dies belegt eindeutig, dass der Energieeintrag durch die Schwerfahrzeuge, sei es in Anordnung eines Einzelfahrzeuges, einer Kolonne oder in zufälliger Anordnung auf der gesamten Brücke, nicht ausreicht, um Resonanzerscheinungen hervorzurufen. Dabei spielt auch die Anordnung der Schwerfahrzeuge kaum eine Rolle, da diese bei den großen Feldweiten der Brücke und der extrem großen Masse (Gesamtmasse des Streckträgers ca. 3.650 Tonnen) verschwindend geringe Veränderungen der Schnittkräfte hervorrufen.

Vergleicht man die erhaltenen Beschleunigungswerte aus der Messung am Tragwerk mit den Werten aus der Simulation, sind auch hier sehr ähnliche Wertebereiche erkennbar. Bei den Simulationen der Kolonnenüberfahrten liegen die auftretenden maximalen Beschleunigungen

im Fußpunkt von Seil S4 zwischen $1,0 \text{ m/s}^2$ und $1,6 \text{ m/s}^2$. Im Simulationsmodell „Verkehrsvollast“ liegt die maximale Beschleunigung bei $2,0 \text{ m/s}^2$. Die Messungen weisen Wertebereiche zwischen $0,95 \text{ m/s}^2$ und $1,95 \text{ m/s}^2$ auf. Dies unterstreicht abermals die Modellierungsgenauigkeit und beweist, dass mit vereinfachten Stabmodellen äußerst realitätsnahe Modellierungen möglich sind.

Aus den durchgeführten Simulationen und Auswertungen können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Die Durchführung dynamischer Simulationen zur Schwerverkehrsüberfahrt konnten bereits mit einem vereinfachten Stabwerksmodell äußerst realitätsnah durchgeführt werden. Durch die erfolgten Messergebnisse konnten die Übereinstimmungen der Tragwerkseigenfrequenzen und der Beschleunigungsgrößen mit den Modellgrößen bestätigt werden. Dadurch können aufwändige dreidimensionale Modellierungen mit Schalenelementen vermieden werden, die weitaus komplexer und zeitaufwändiger sind als jene mit einfachen Stabwerken.
- Die bisher vorliegenden Planungshilfen aus der ÖNORM EN 1993-1-11: 2010-06-01 sind, hinsichtlich Hinweisen zur Schwingungsgefährdung von Seilen, zu wenig spezifisch, um diese tatsächlich wirtschaftlich bei Brückenplanungen anwenden zu können. Die Einhaltung der Planungsgrundsätze zur Vermeidung von Resonanzerscheinungen hätten bei der betrachteten Brücke keinerlei signifikante Änderungen betreffend der Ermüdungsbeanspruchung der Seile oder des Streckträgers infolge von Fahrzeugüberquerungen gebracht, denn obwohl die Frequenzverhältnisse einzelner Seile als kritisch einzustufen wären, treten keinerlei negative Resonanzerscheinungen am Tragwerk infolge Schwerverkehrsüberfahrt auf. Selbst bei einer vollkommenen Übereinstimmung der Eigenfrequenzen von Seil und Tragwerk ist keine Seil-Tragwerksinteraktion mit auffallend großen Schwingungsamplituden des betroffenen Seiles festzustellen.
- Es ist äußerst schwierig, an Brücken in der Größenordnung der betrachteten Donaubrücke in Hainburg, Resonanzerscheinungen durch straßenverkehrsübliche Verkehrslasten hervorzurufen. Die auftretenden zusätzlichen dynamischen Beanspruchungen sind im Vergleich zu der großen Masse, die sich zwingend durch die Dimensionierung des Tragwerkes ergibt, äußerst gering. Bei der betrachteten Brücke besitzt der Streckträger eine Gesamtmasse von ca. 9,5 Tonnen pro Meter. Die Tragwerksverformungen sind durch die notwendigen Steifigkeiten dementsprechend niedrig und bestehen hauptsächlich aus der statischen Komponente. Die kritische, dem überlagerte dynamische Beanspruchung, ist zu gering, um an den Seilen Resonanzerscheinungen und große Ermüdungsbeanspruchungen hervorzurufen. Folglich wäre eine genauere Einbeziehung der Bauart und der Brückenlänge bzw. der Feldweiten bei den normativen Planungsgrundsätzen von großer Wichtigkeit.
- Bei kleineren Tragwerken, wie etwa Fußgängerbrücken, können die durchgeführten Simulationen aufgrund der weitaus leichteren Ausführung, durchaus bemessungs-

relevant werden. Bei großen Tragwerken hingegen sind aerodynamische Anregungen eine der wesentlichen Ursachen für Schwingungsprobleme.

Hervorgehoben sei an dieser Stelle, dass sich die vorliegende Studie auf die Bauweise von Schrägseilbrücken mit sehr wenigen Abspannseilen beschränkt. Die Gegebenheiten von heute üblichen Vielseilssystemen können mit dieser Arbeit nicht abgedeckt werden und sollten noch separat untersucht werden.

9 Literaturverzeichnis

- [1] **Waagner-Biro AG.** Waagner Biro - Referenzprojekte. [Online] [Zitat vom: 2014. 07 2014.] <http://www.waagner-biro.com/de/sparten/brueckenbau/referenzen/referenz/donaubruecke-hainburg>.
- [2] **Dipl.-Ing. Dr. Geier, Roman.** Dissertation zum Thema: Systemidentifikation seilgestützter Tragwerke - Die dynamische Strukturantwort von Schrägseilen. Wien : Institut für allg. Mechanik, TU Wien; Institut für konstr. Ingenieurbau, BOKU Wien.
- [3] **Österreichisches Normungsinstitut.** ÖNORM EN 1993-1-11. [Hrsg.] Österreichisches Normungsinstitut. Wien : s.n., 01. 06 2010. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten; Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl.
- [4] **de Sá Caetano, Elsa.** Dynamics of Cable-stayed Bridges. Porto : Universidade do Porto, 2000.
- [5] —. Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges. Porto : IABSE-AIPC-IVBH, 2007. ISBN: 978-3-85748-115-4.
- [6] geo.de. [Online] [Zitat vom: 22. 02 2014.] <http://www.geo.de/reisen/community/bild/450937/Pont-de-Normandie>.
- [7] structurae.de. [Online] [Zitat vom: 22. 02 2014.] <http://structurae.de/products/data/index.cfm?id=6180>.
- [8] **Dr.-Ing. Petersen, Christian.** Dynamik der Baukonstruktionen. Braunschweig/Wiesbaden : Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft, 1996. ISBN 3-528-08123-6.
- [9] **Waagner Biro AG.** Dokumente und Pläne aus dem Planarchiv der Niederösterreichischen Landesregierung - Abteilung ST5 Brückenbau.
- [10] **DI Dr. Unterweger, Harald.** Globale Systemberechnung von Stahl- und Verbundbrücken - Leistungsfähigkeit einfacher Stabmodelle. Graz : Fakultät für Bauingenieurswesen der Technischen Universität Graz, 2001. 2.
- [11] **Univ. Prof. Unterweger, Harald.** Stahlbau GL Skriptum. Graz : Institut für Stahlbau, TU Graz, 2012.
- [12] **Flesch, Rainer.** Baudynamik: praxisgerecht. Wiesbaden und Berlin : Bauverlag GMBH, 1993. ISBN 3-7625-3010-6.

- [13] **Österreichisches Normungsinstitut.** ÖNORM EN 1991-2. [Hrsg.] Österreichisches Normungsinstitut. Wien : s.n., 01. 03 2012. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- [14] **ao. Univ.Prof. DI. Dr. Unterweger, Harald.** Manuskript Brückenbau - Grundlagen. Graz : Institut für Stahlbau, TU Graz, 2010. Version 3.

Anhang A:

Beschleunigungs- und Frequenzdiagramme

Auf den folgenden Seiten sind die Beschleunigungsmessungen und die zugehörigen Frequenzangaben aus den Seilmessungen dargestellt.

Dabei sind

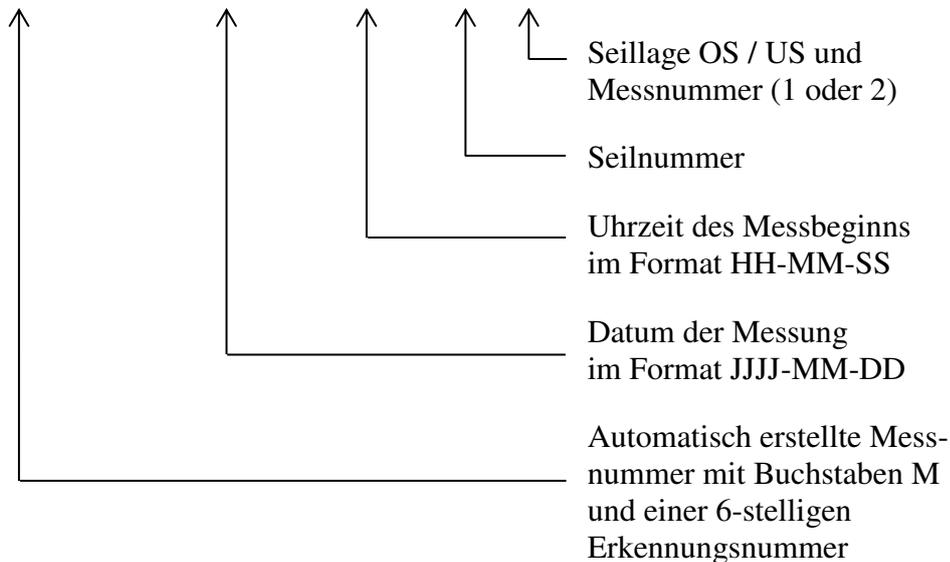
Blau die Beschleunigungen bzw. die Frequenzen des Seiles und

Rot die Beschleunigungen bzw. Frequenzen des Streckträgers.

Die angegebenen Dateinamen beinhalten Zeitangaben zur Messung und enthalten Seilnummer und Lage (Oberstrom OS bzw. Unterstrom US).

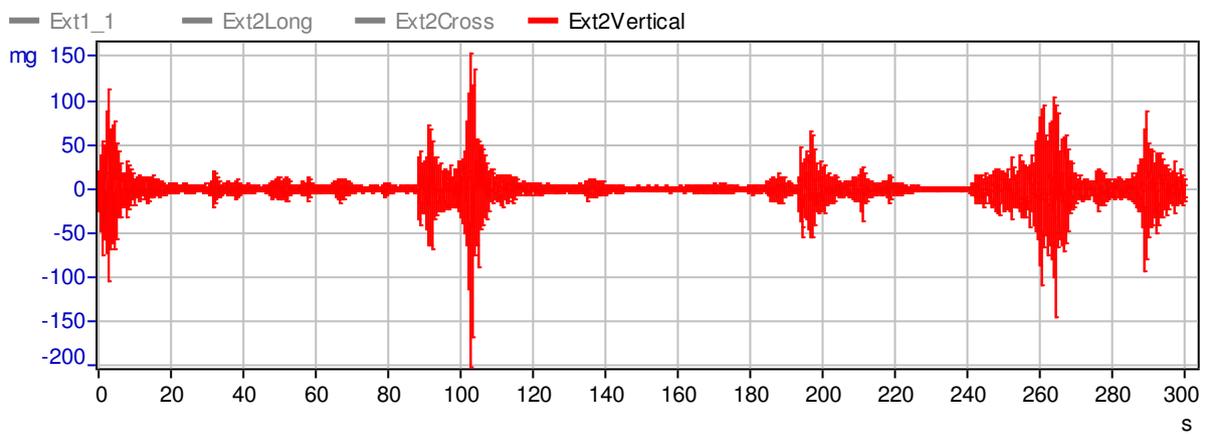
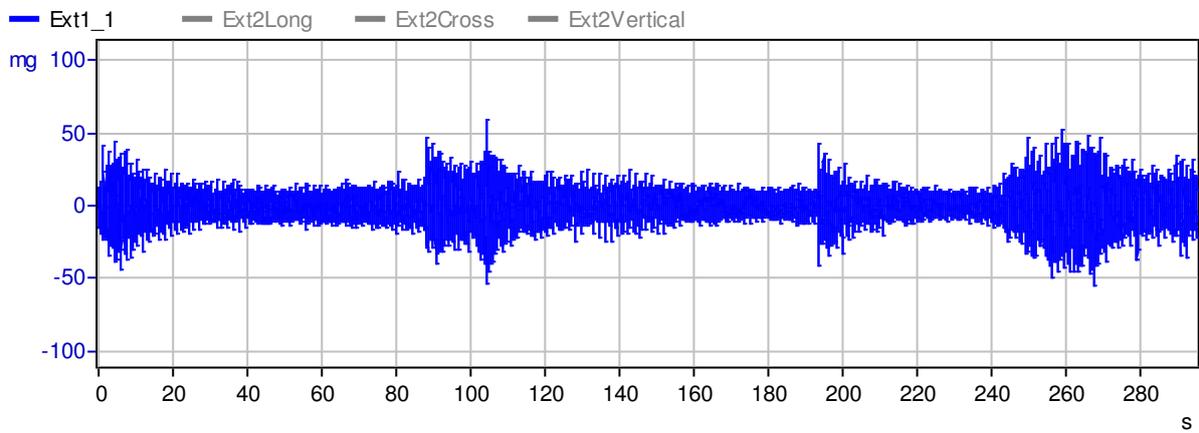
Der Aufbau wird am Beispiel der ersten Messdatei für Seil S1 OS erklärt:

Dateiname: M000052 2014-07-08_11-23-28_S1_OS1

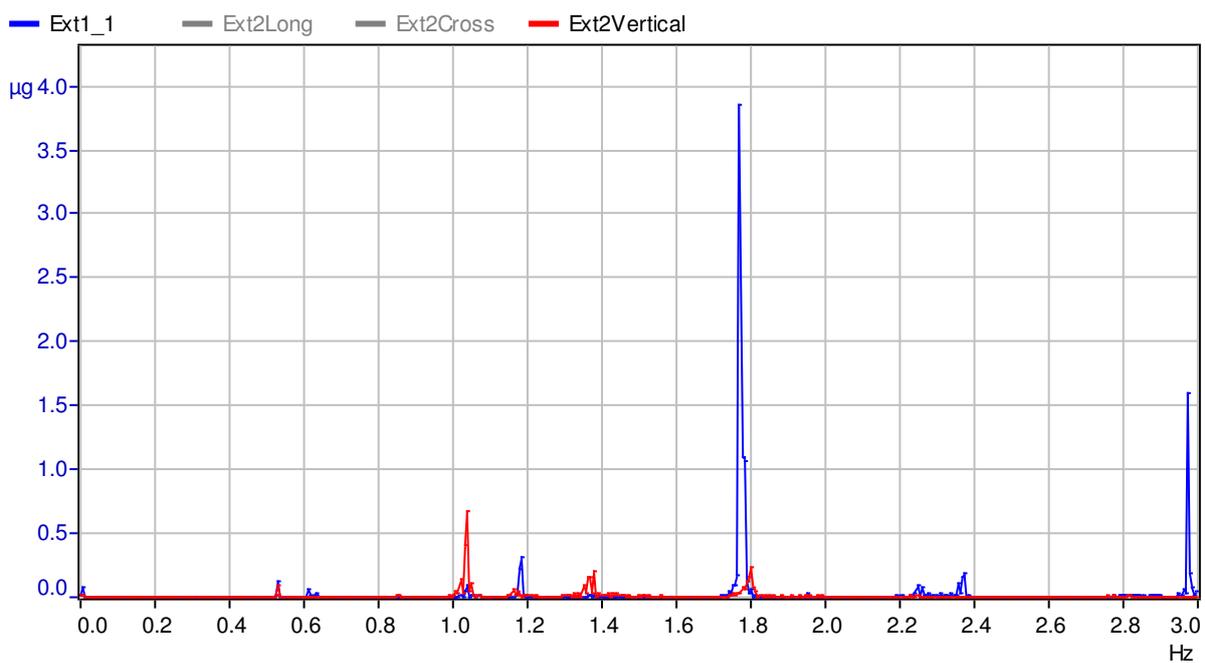


Dateiname: M000052 2014-07-08_11-23-28_S1_OS1

Beschleunigungsmessungen:

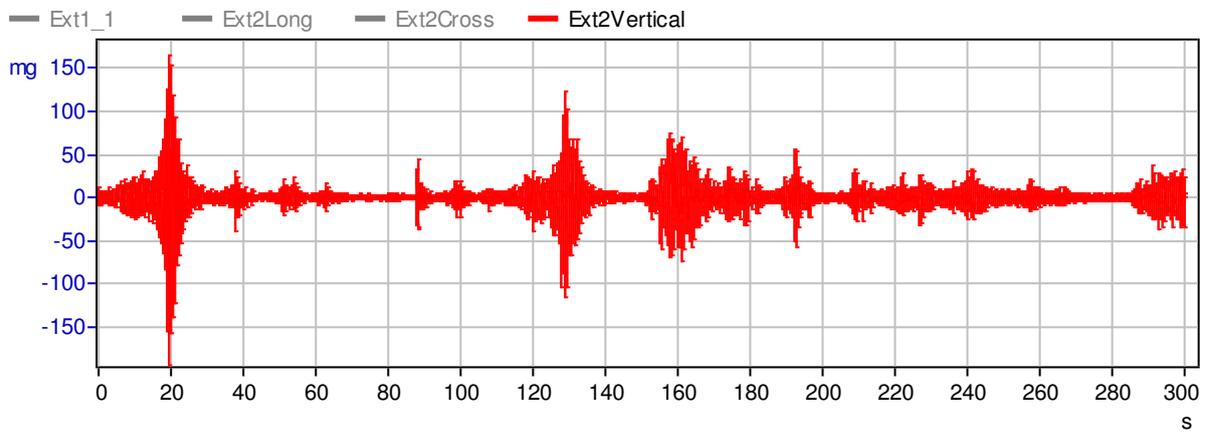
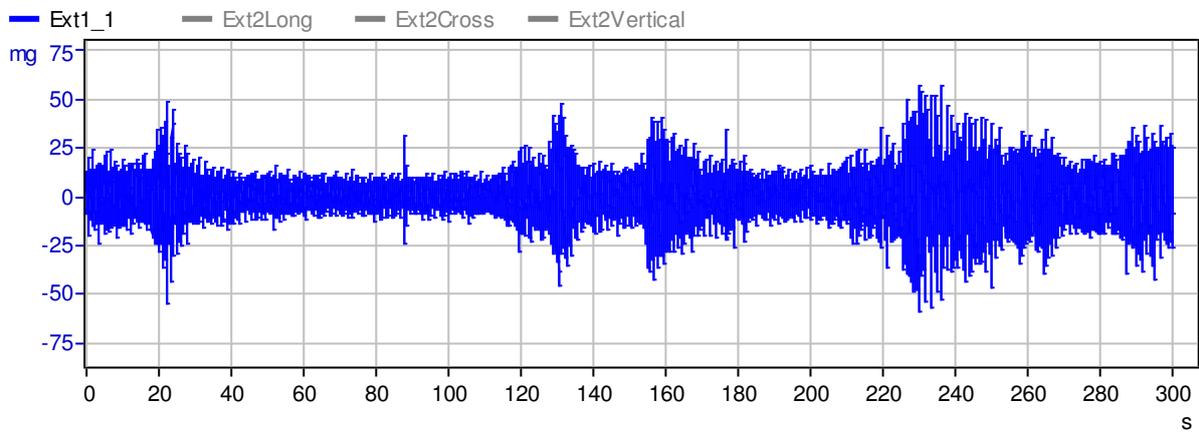


zugehörige Frequenzausgabe:

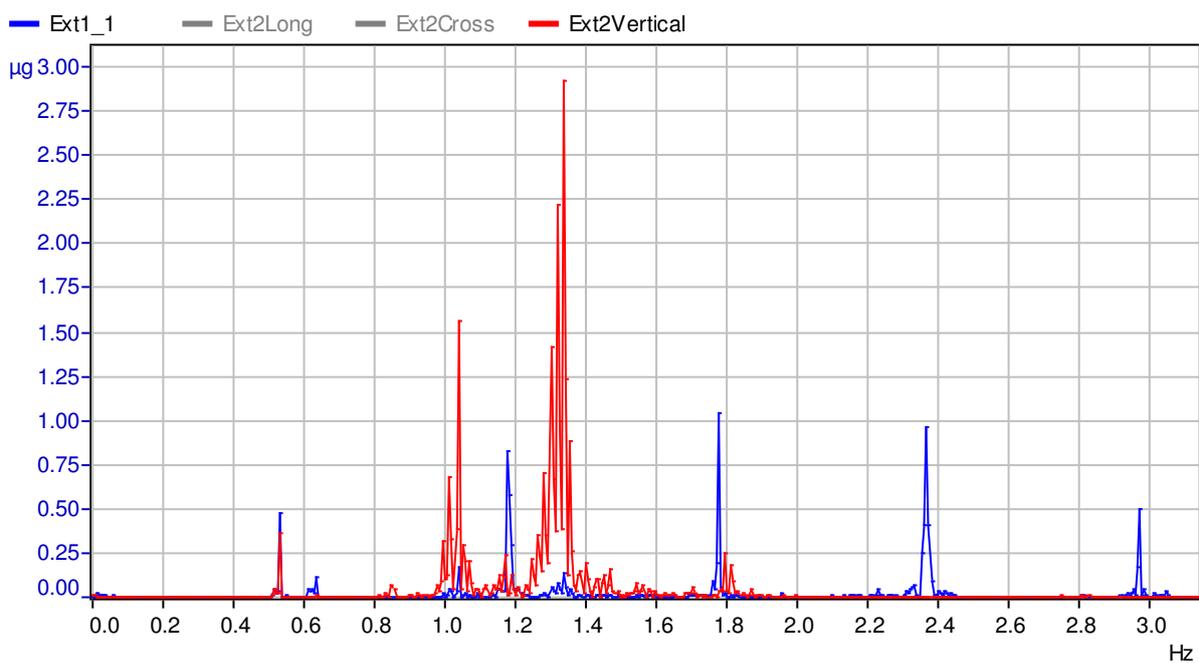


Dateiname: M000053 2014-07-08_11-31-17_S1_OS2

Beschleunigungsmessungen:

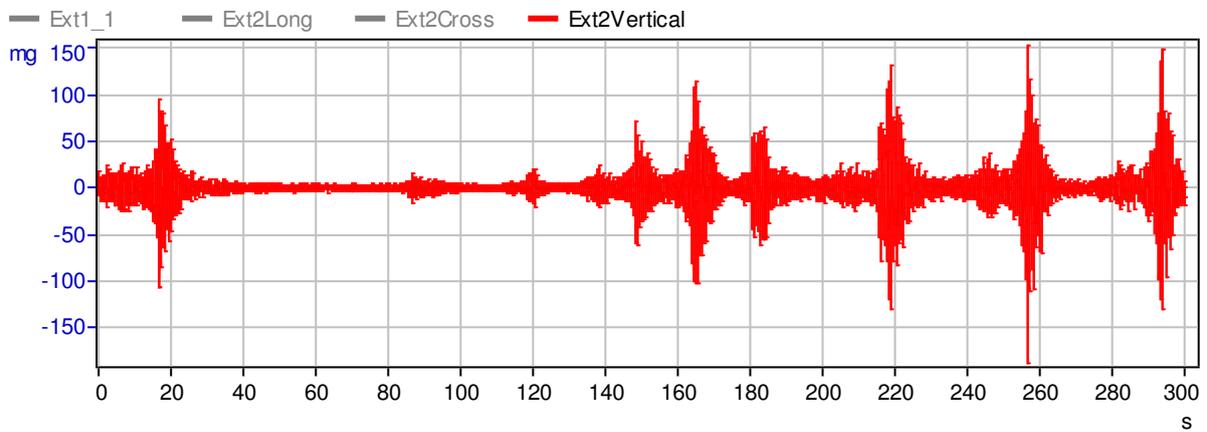
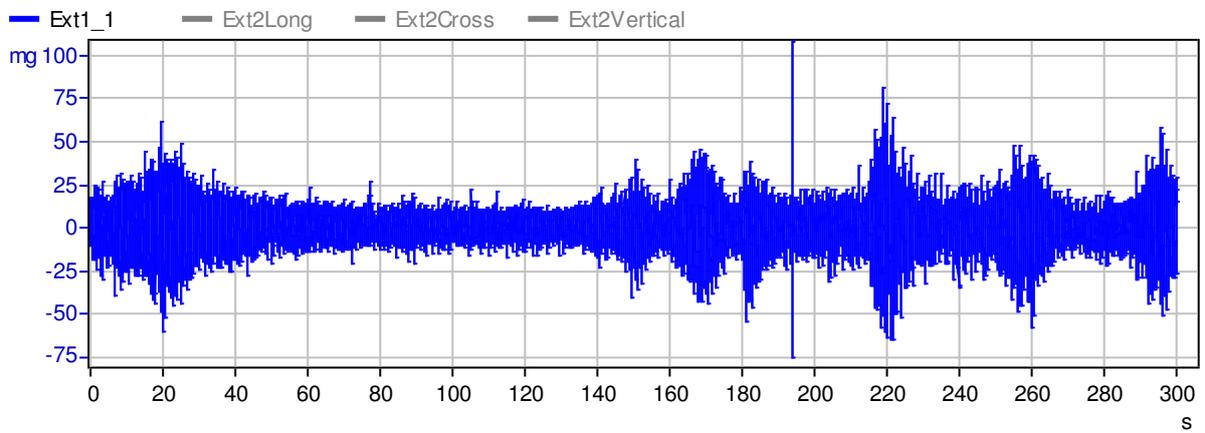


zugehörige Frequenzausgabe:

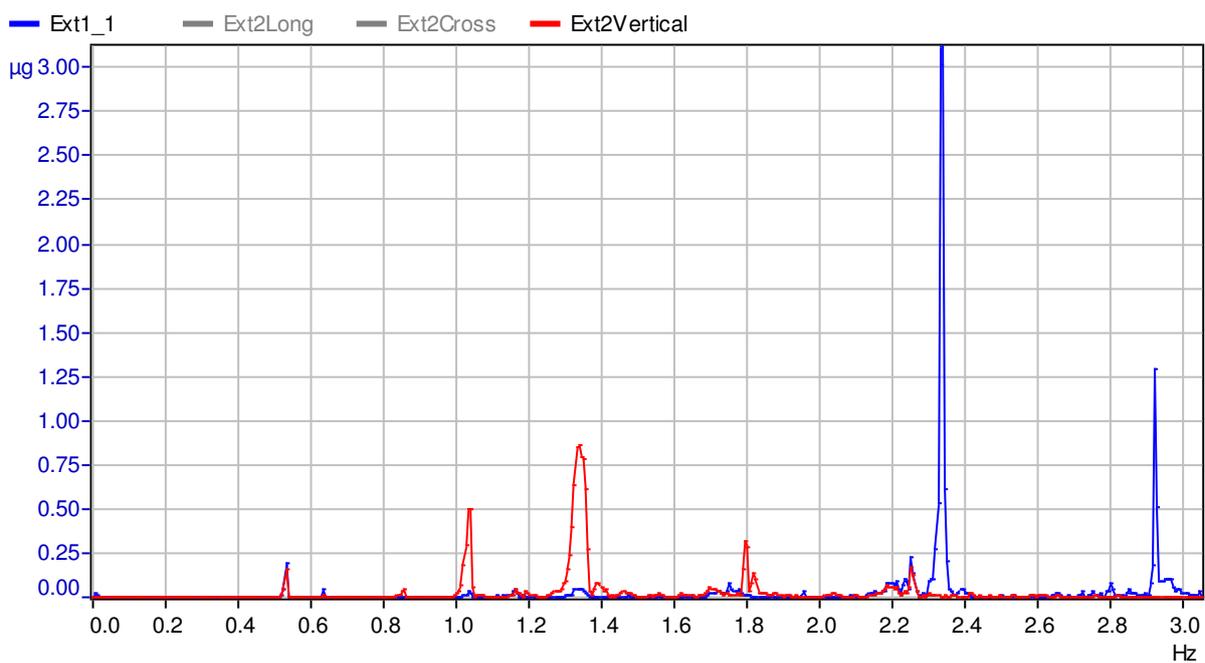


Dateiname: M000061 2014-07-08_13-44-09_S1_US1

Beschleunigungsmessungen:

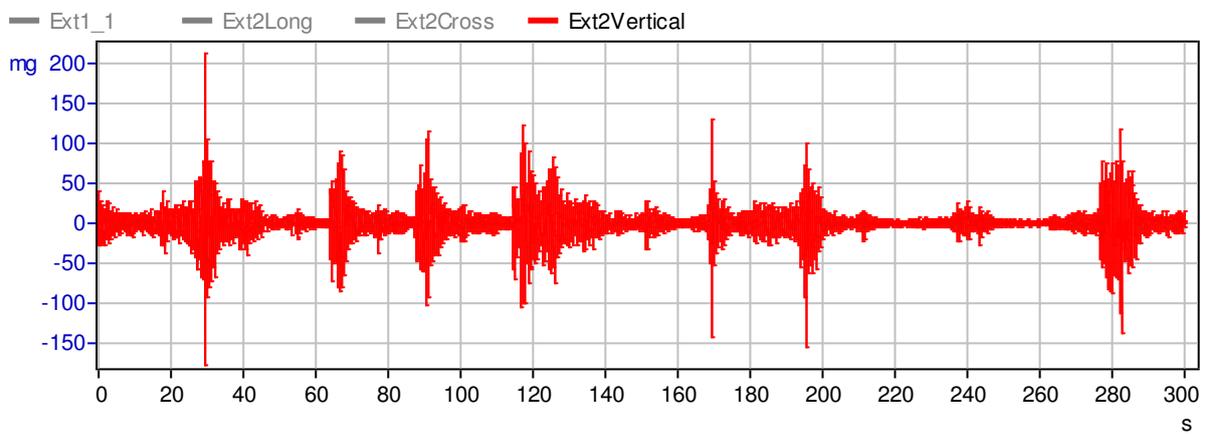
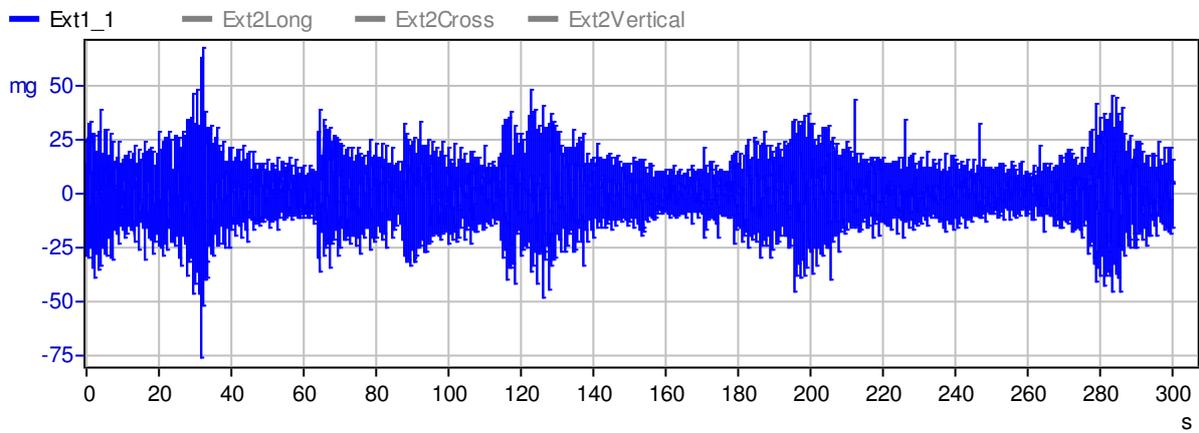


zugehörige Frequenzausgabe:

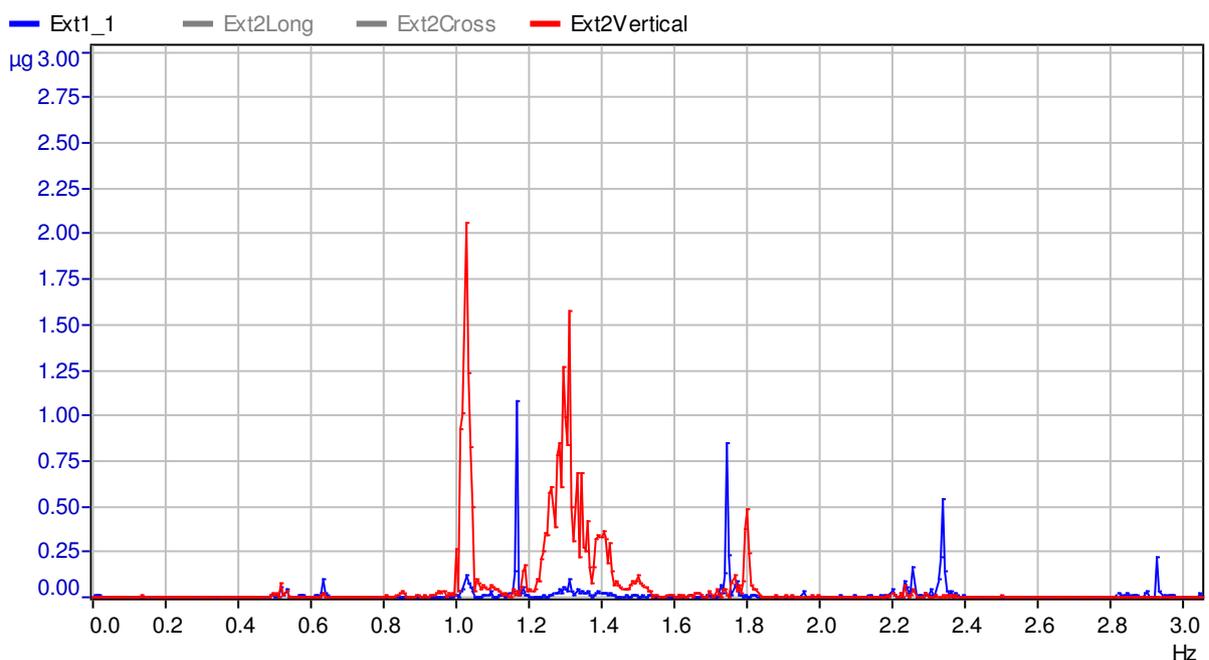


Dateiname: M000062 2014-07-08_13-49-31_S1_US2

Beschleunigungsmessungen:

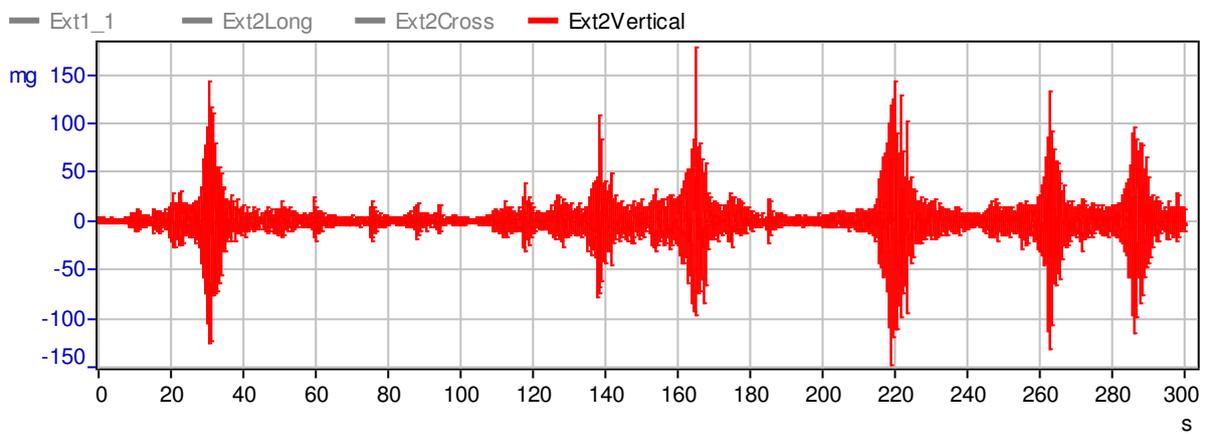
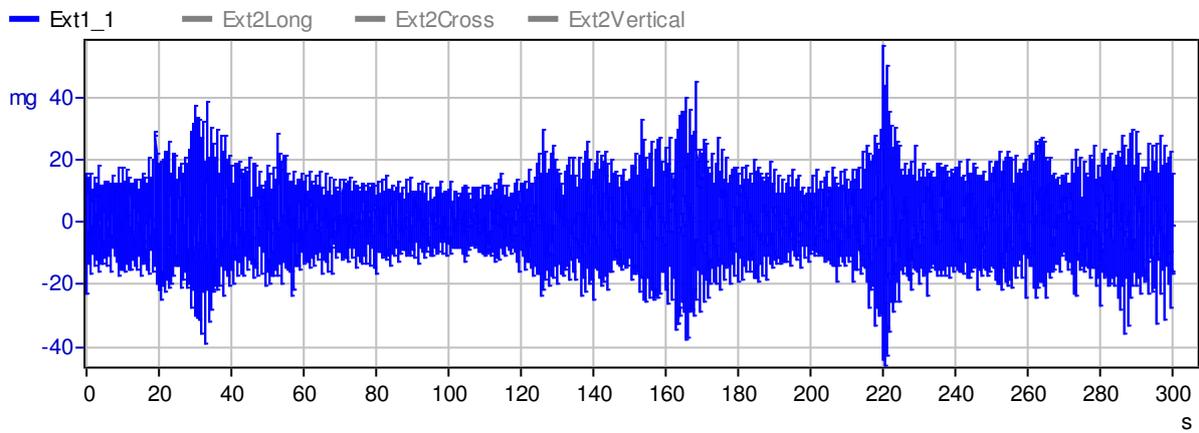


zugehörige Frequenzausgabe:

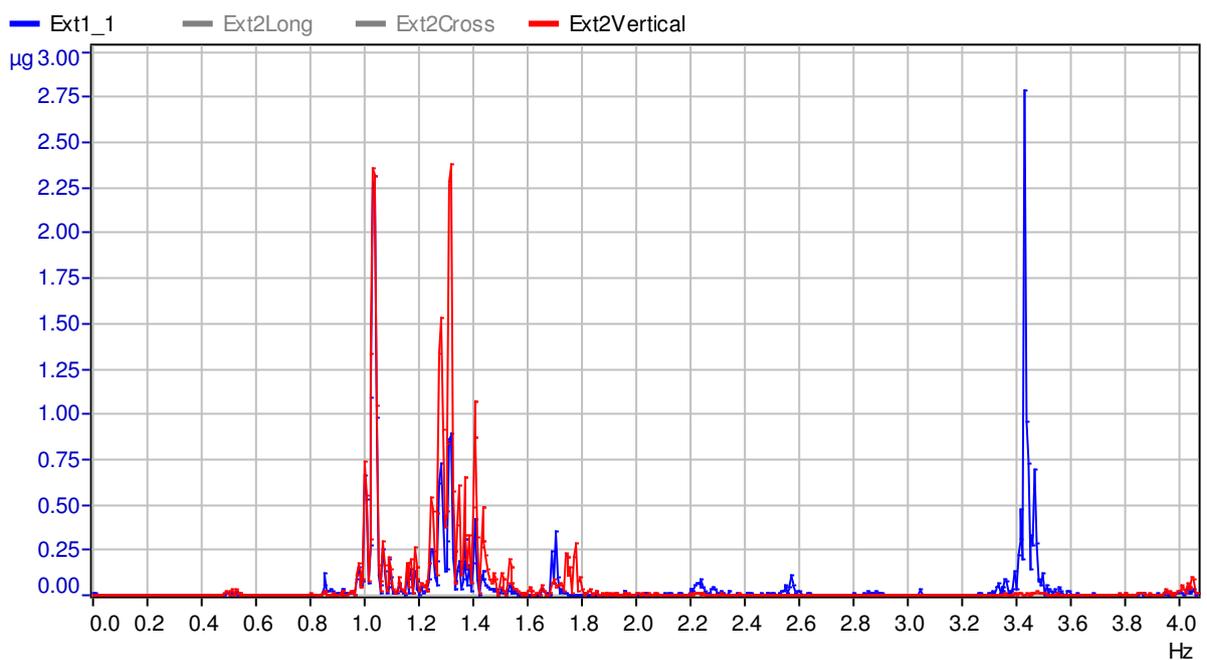


Dateiname: M000054 2014-07-08_11-44-54_S2_OS1

Beschleunigungsmessungen:

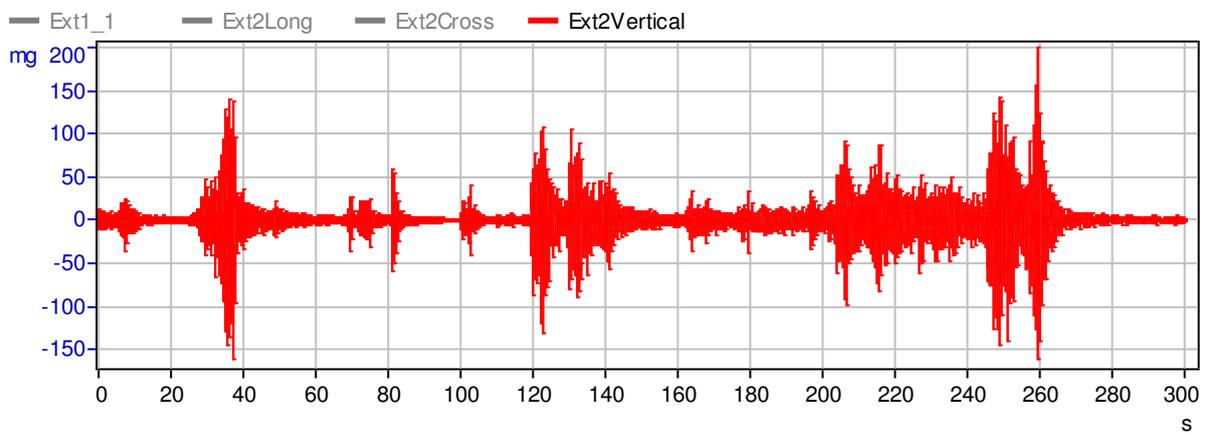
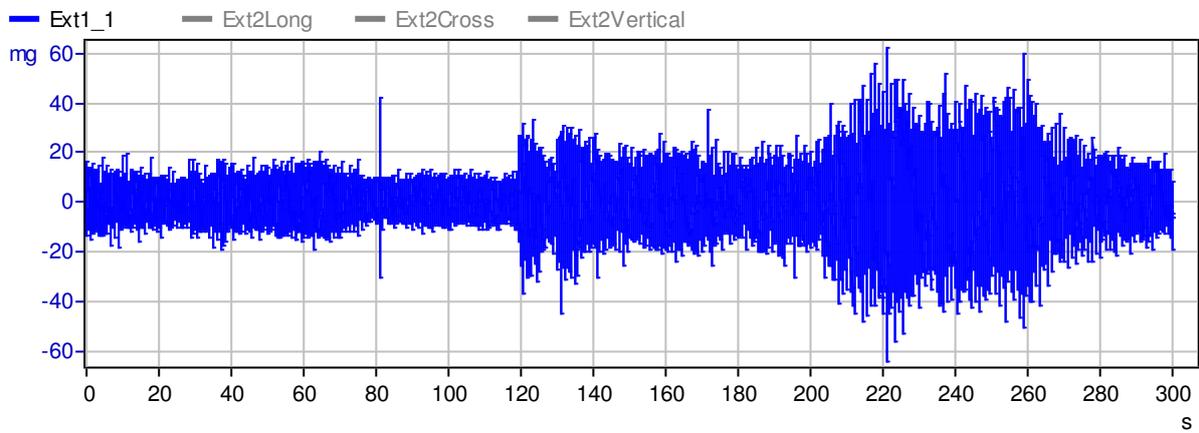


zugehörige Frequenzausgabe:

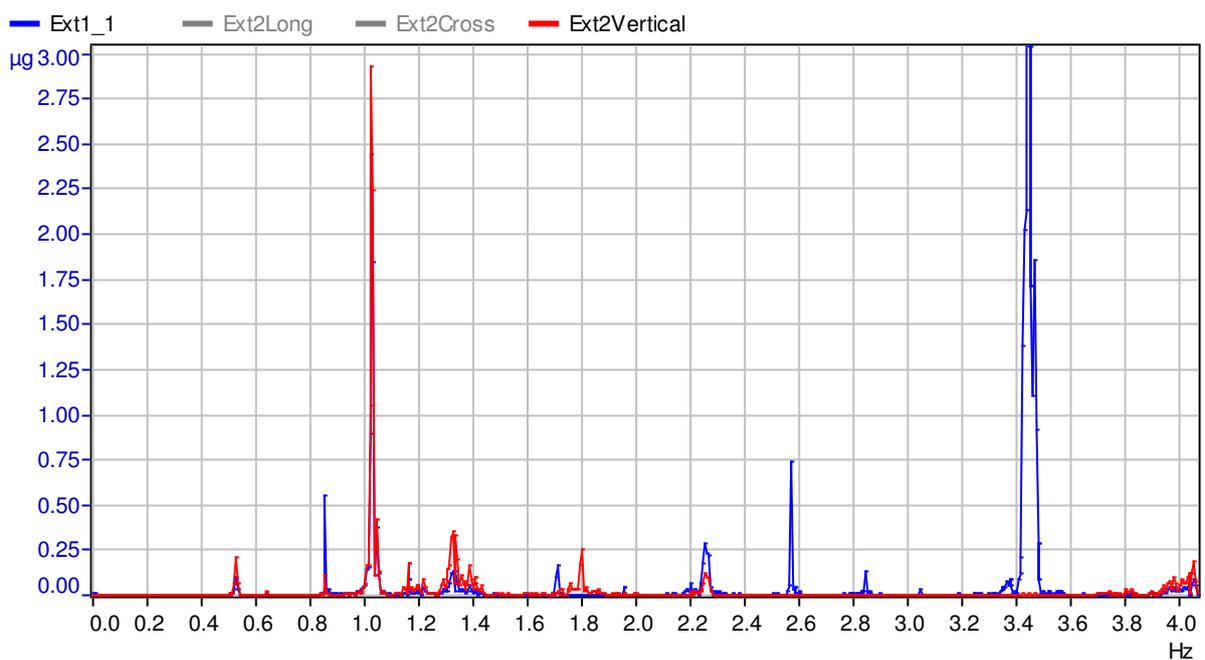


Dateiname: M000055 2014-07-08_11-50-39_S2_OS2

Beschleunigungsmessungen:

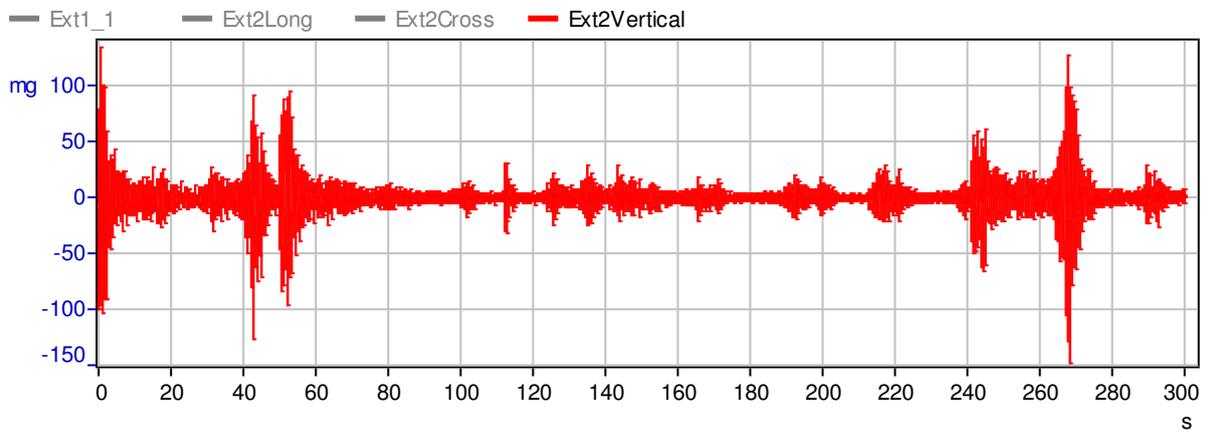
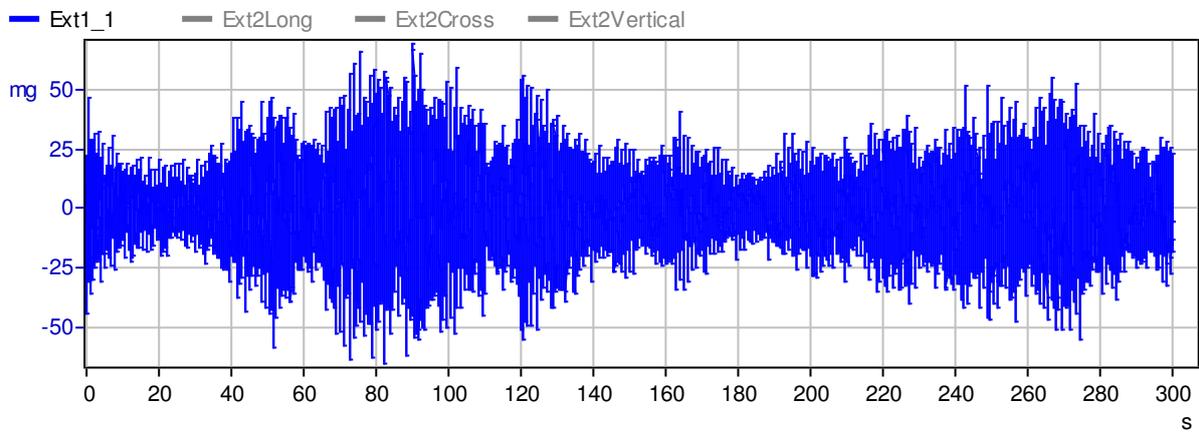


zugehörige Frequenzausgabe:

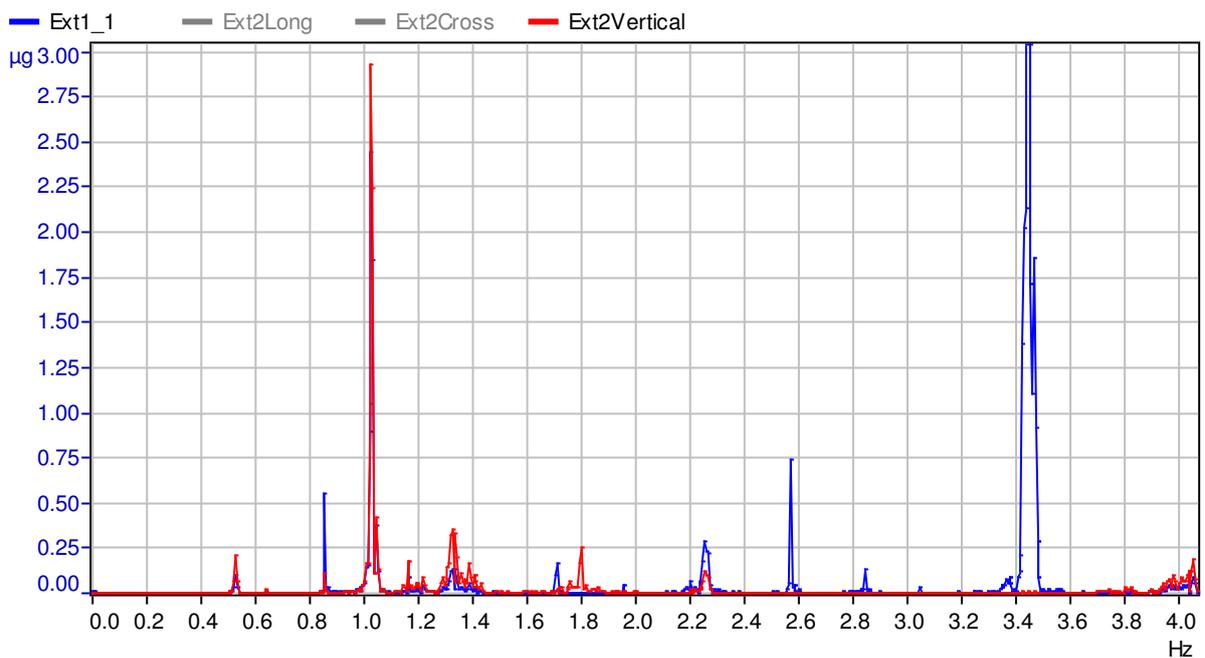


Dateiname: M000063 2014-07-08_14-02-01_S2_US1

Beschleunigungsmessungen:

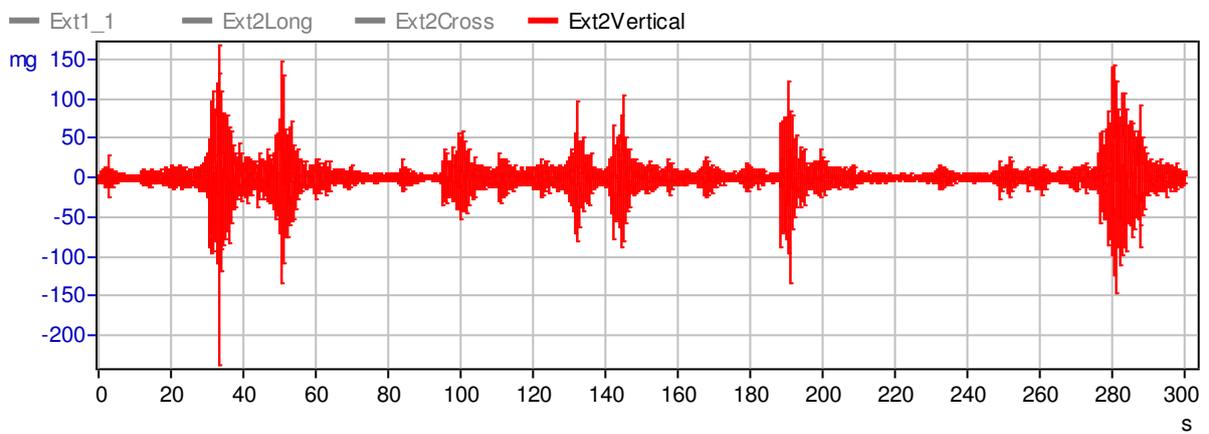
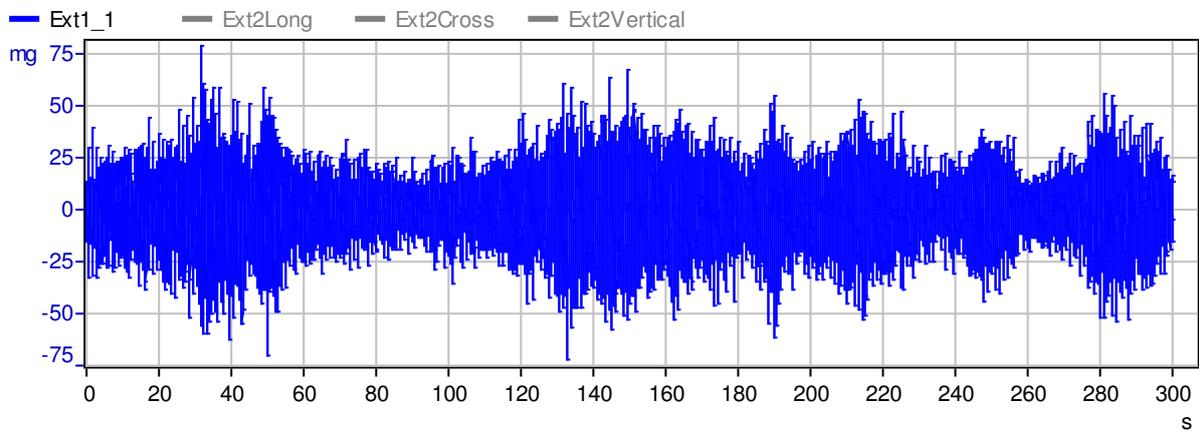


zugehörige Frequenzausgabe:

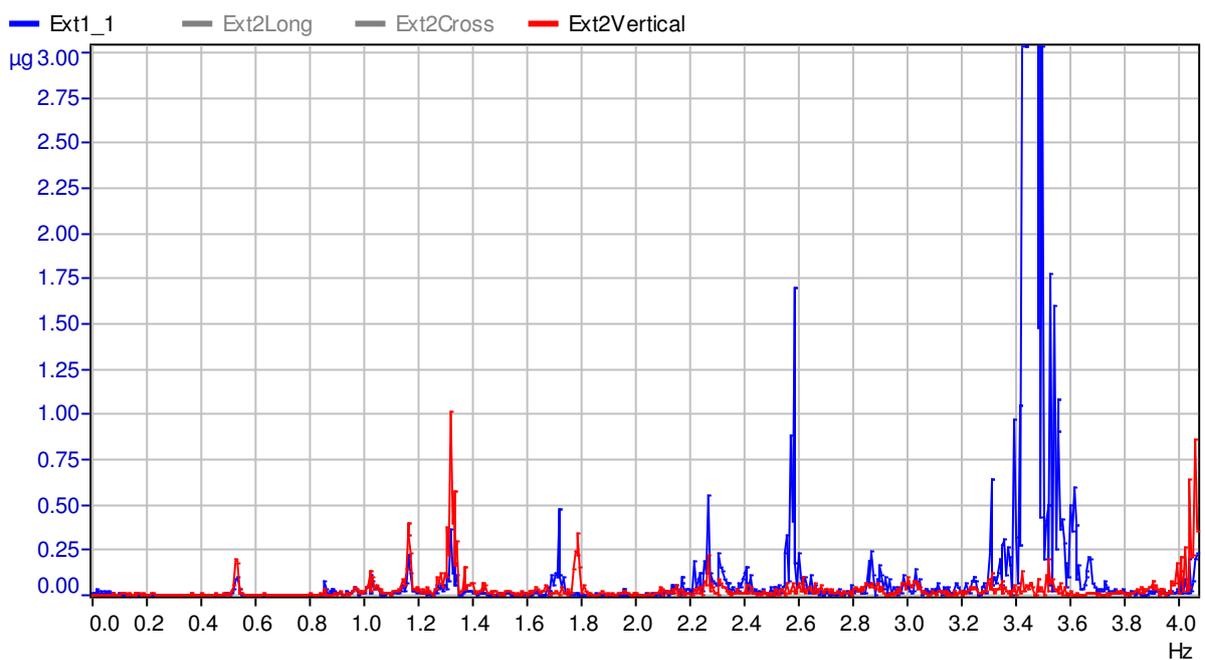


Dateiname: M000064 2014-07-08_14-07-07_S2_US2

Beschleunigungsmessungen:

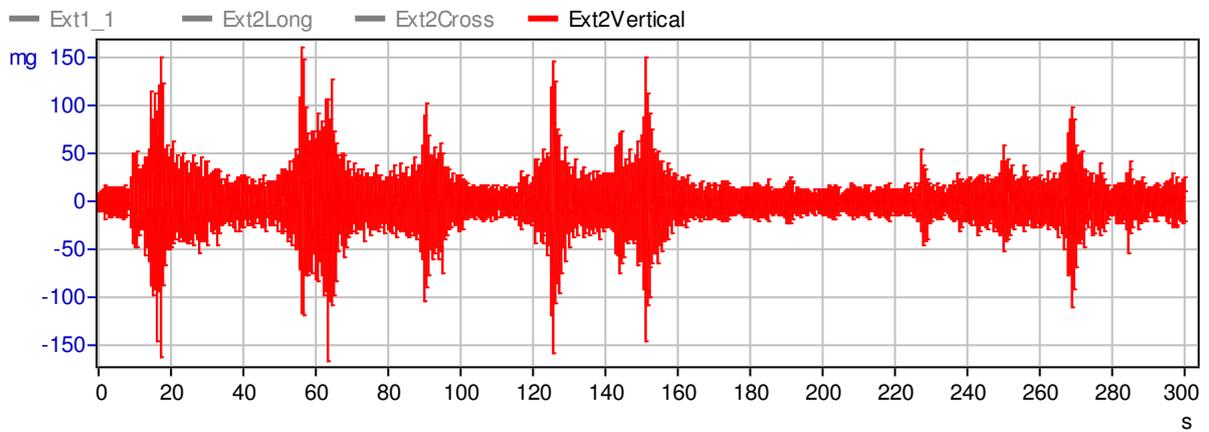
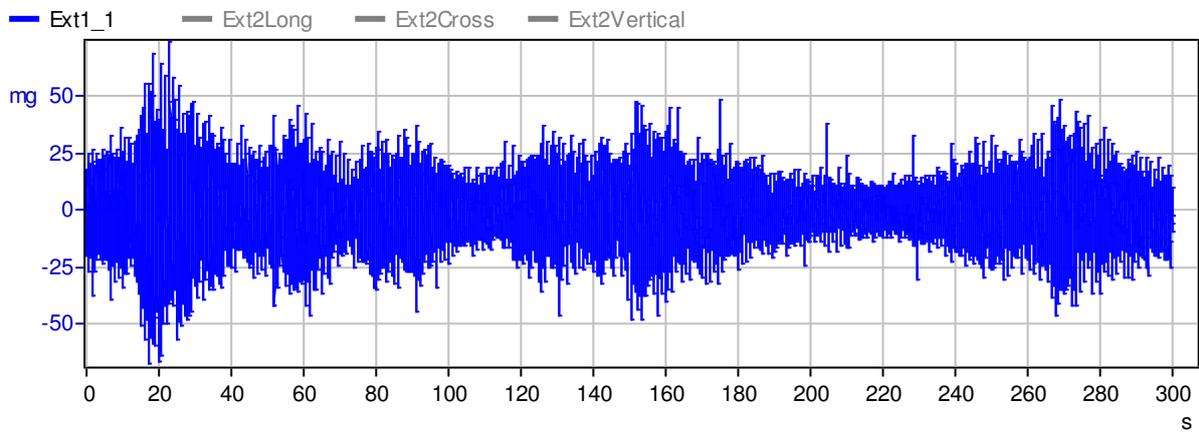


zugehörige Frequenzausgabe:

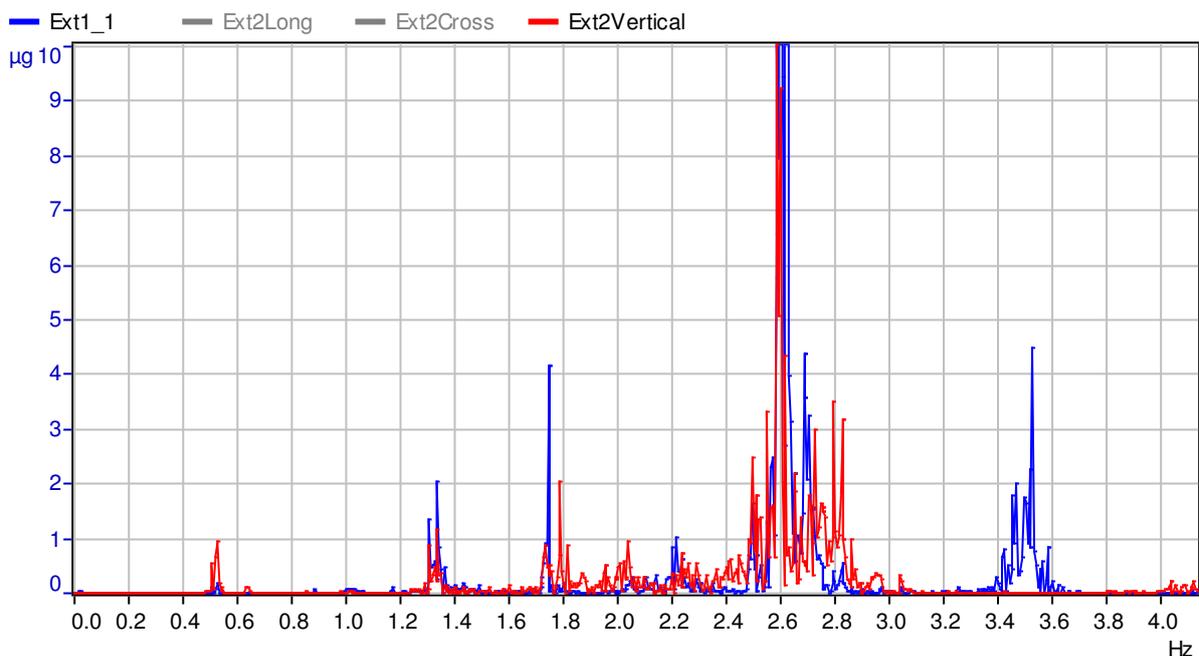


Dateiname: M000057 2014-07-08_12-38-21_S3_OS1

Beschleunigungsmessungen:

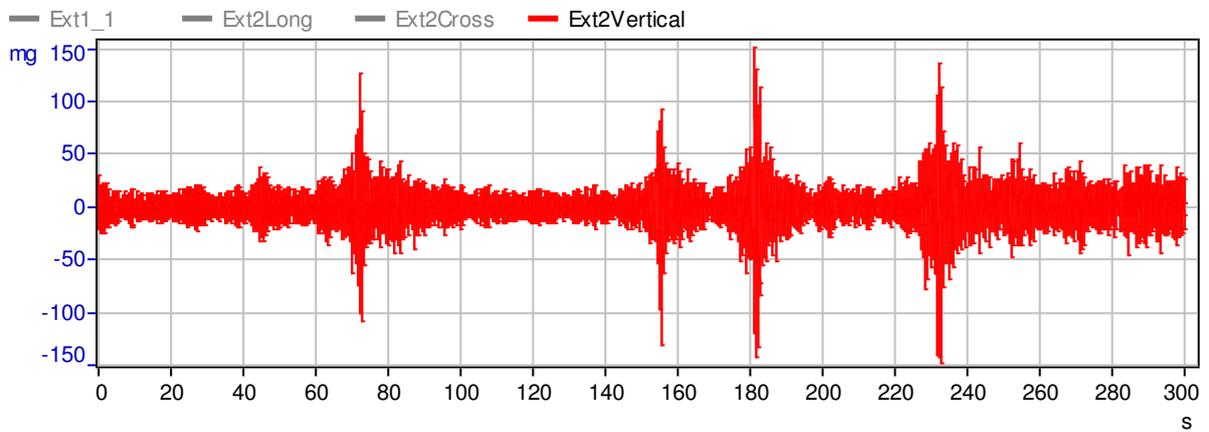
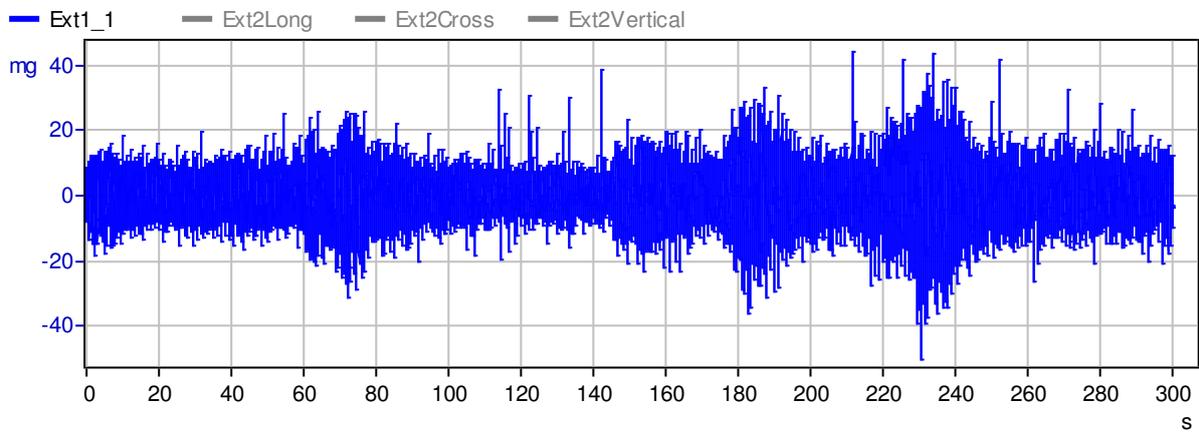


zugehörige Frequenzausgabe:

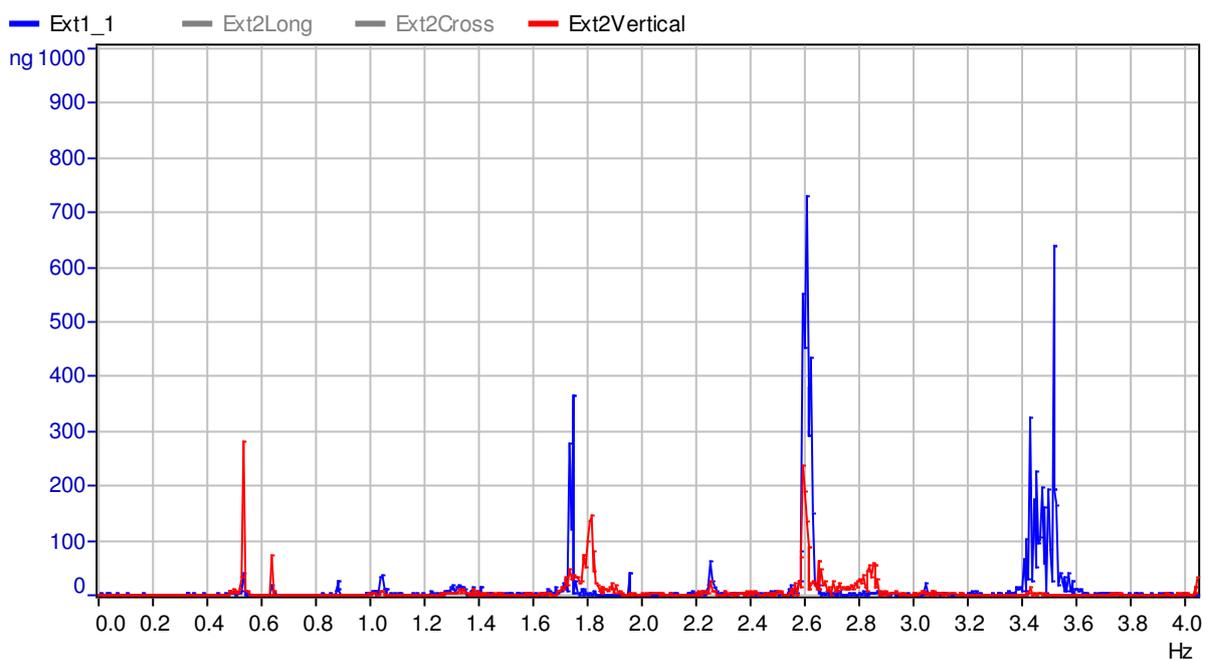


Dateiname: M000058 2014-07-08_12-43-32_S3_OS2

Beschleunigungsmessungen:

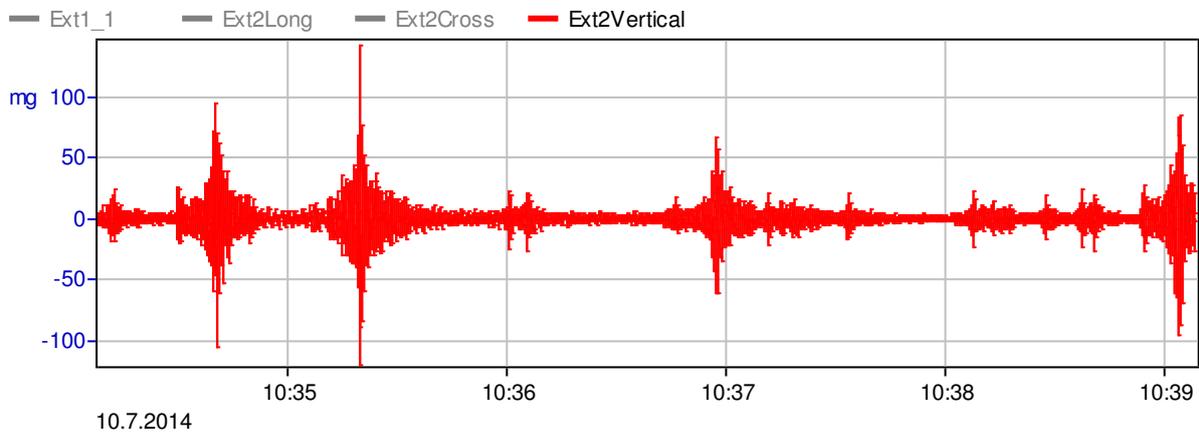
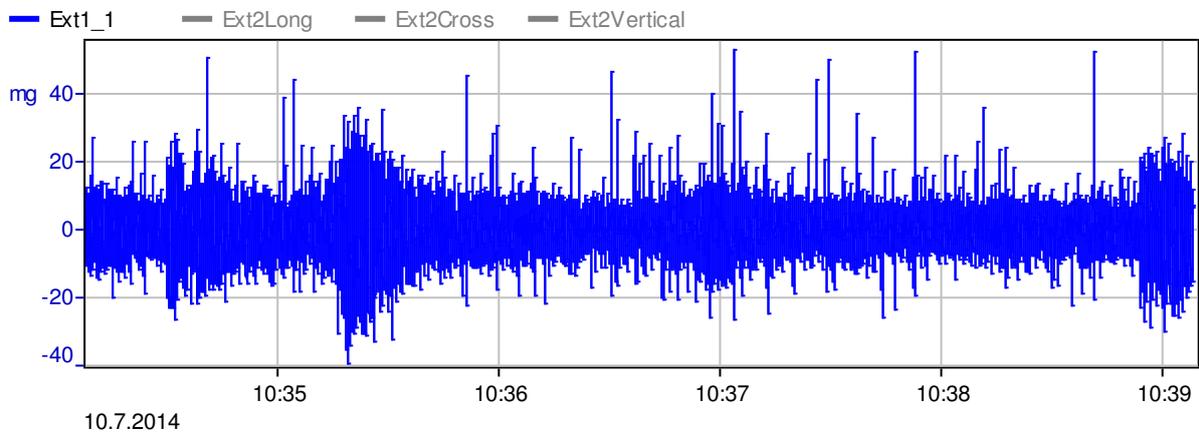


zugehörige Frequenzausgabe:

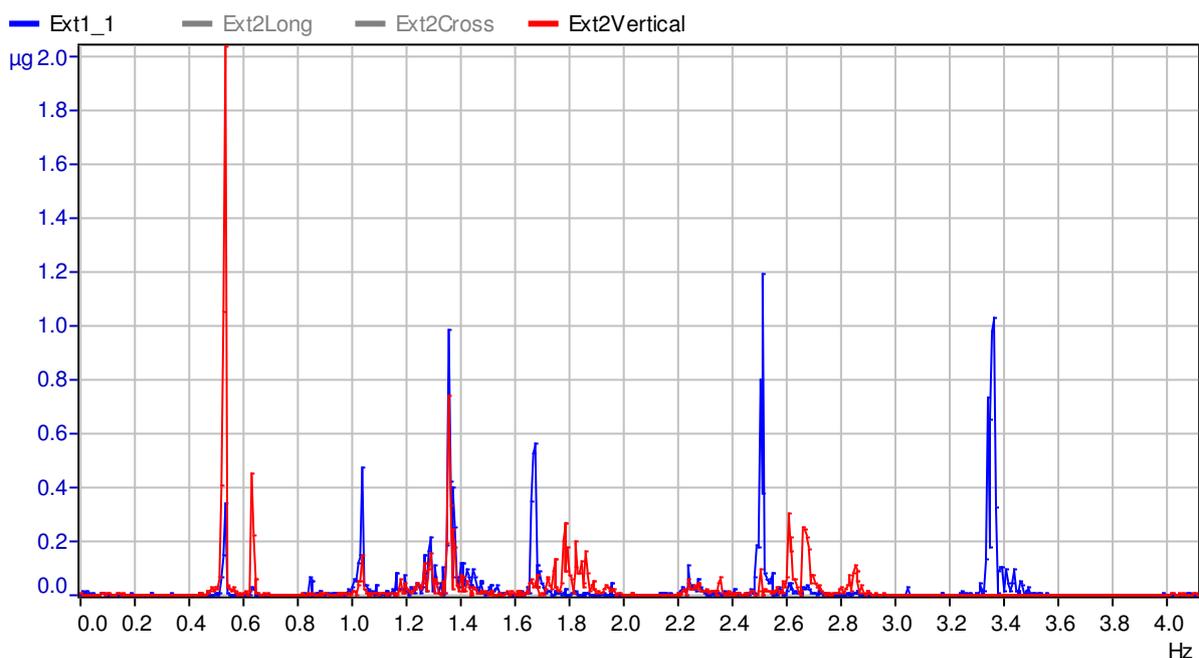


Dateiname: M000065 2014-07-10_10-34-08_S3_US1

Beschleunigungsmessungen:

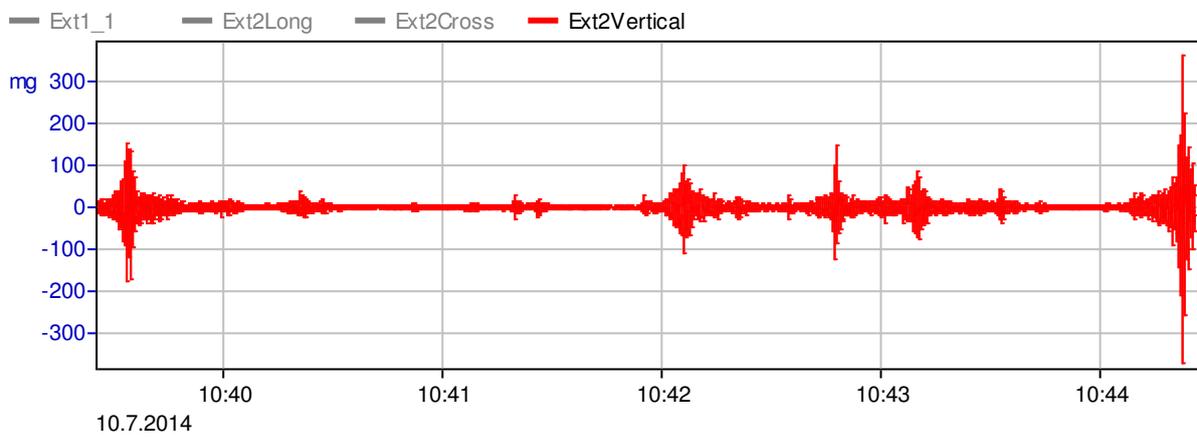
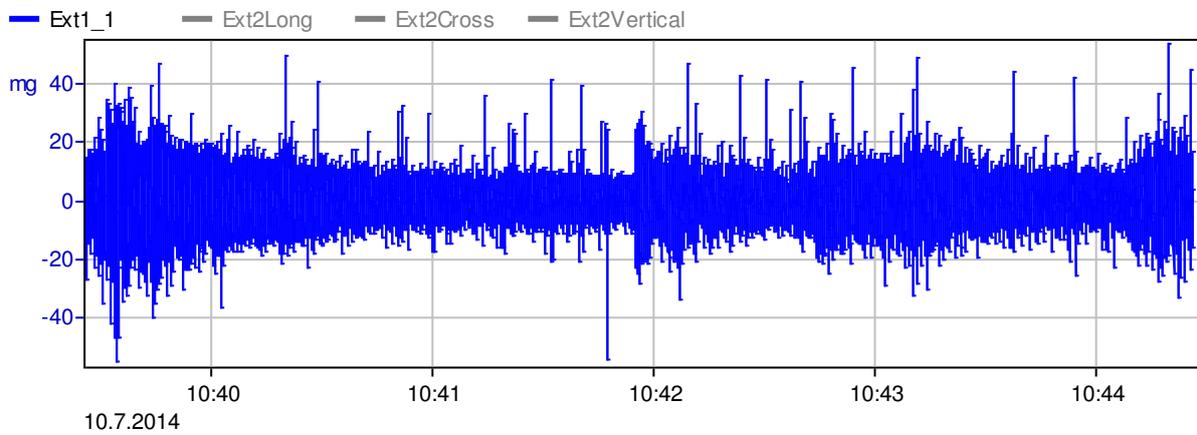


zugehörige Frequenzausgabe:

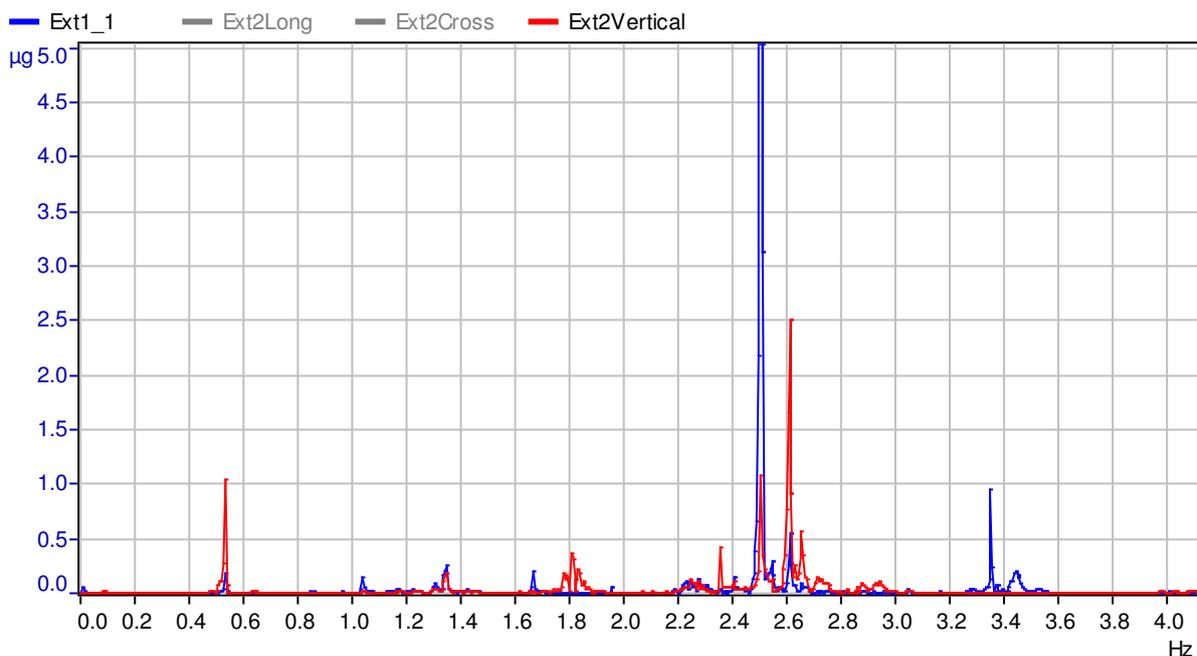


Dateiname: M000066 2014-07-10_10-39-26_S3_US2

Beschleunigungsmessungen:

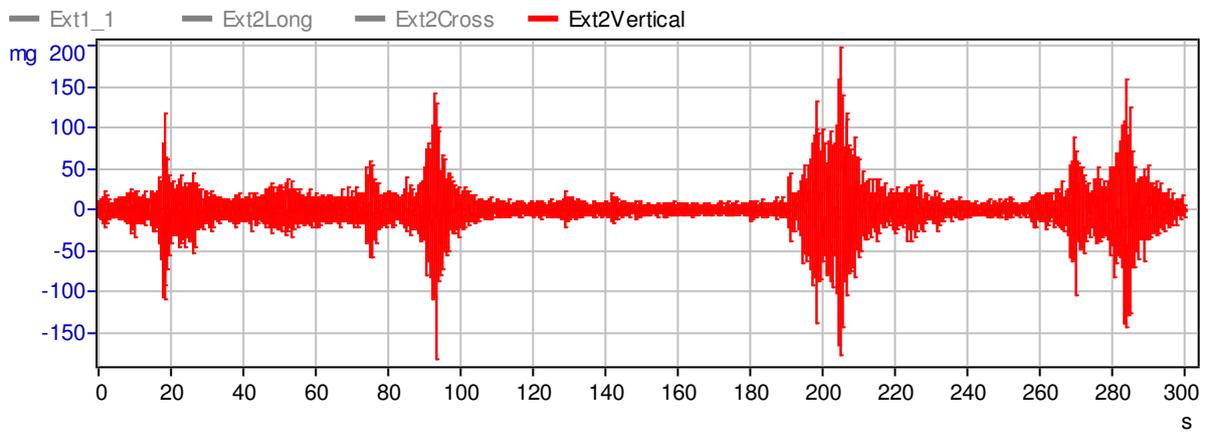
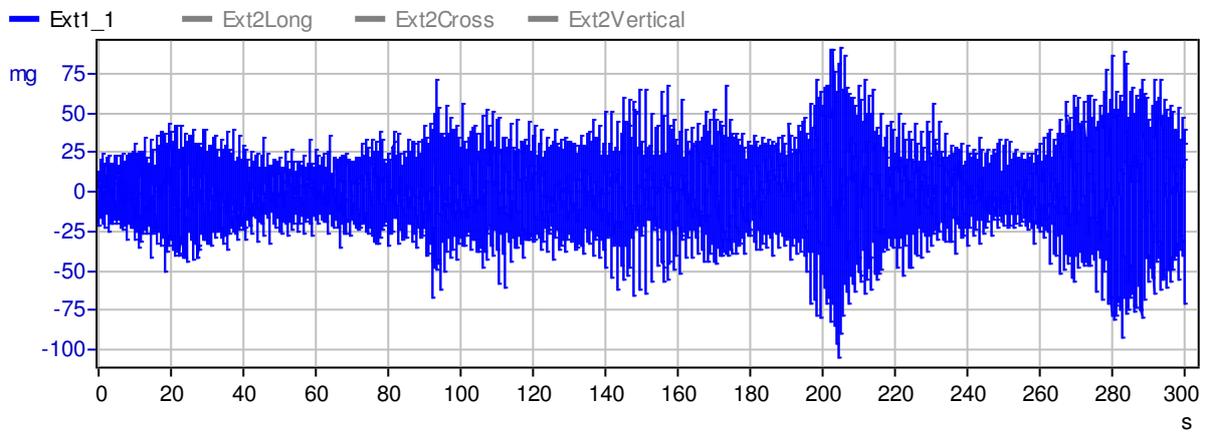


zugehörige Frequenzausgabe:

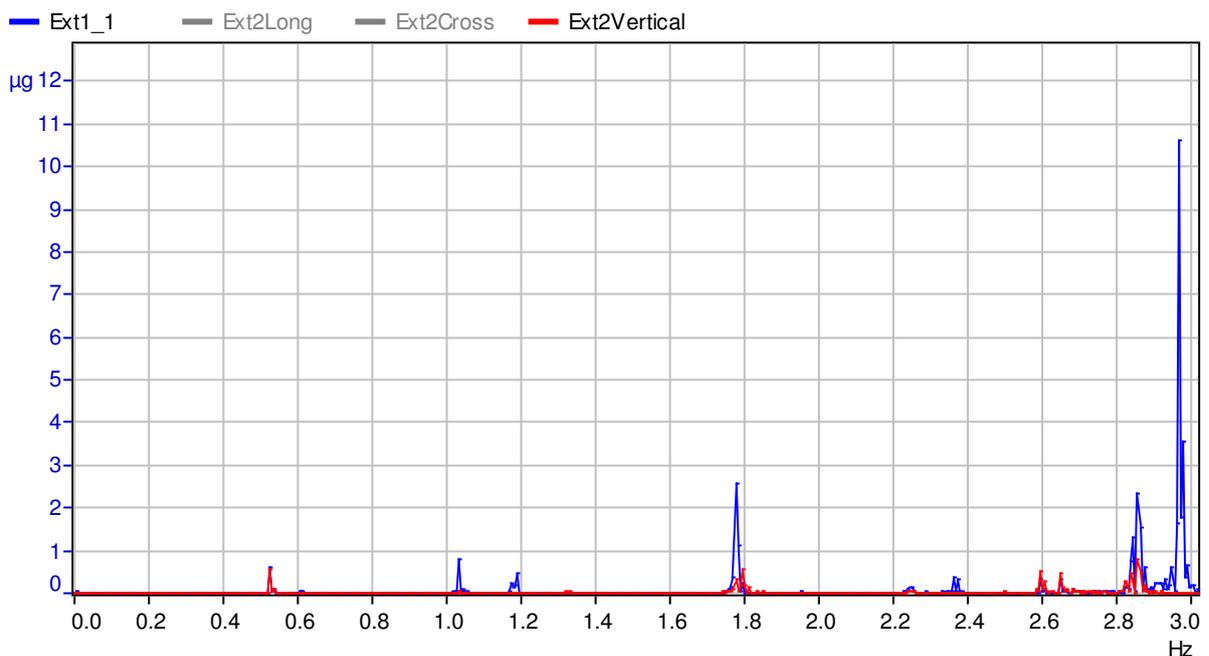


Dateiname: M000059 2014-07-08_12-59-25_S4_OS1

Beschleunigungsmessungen:

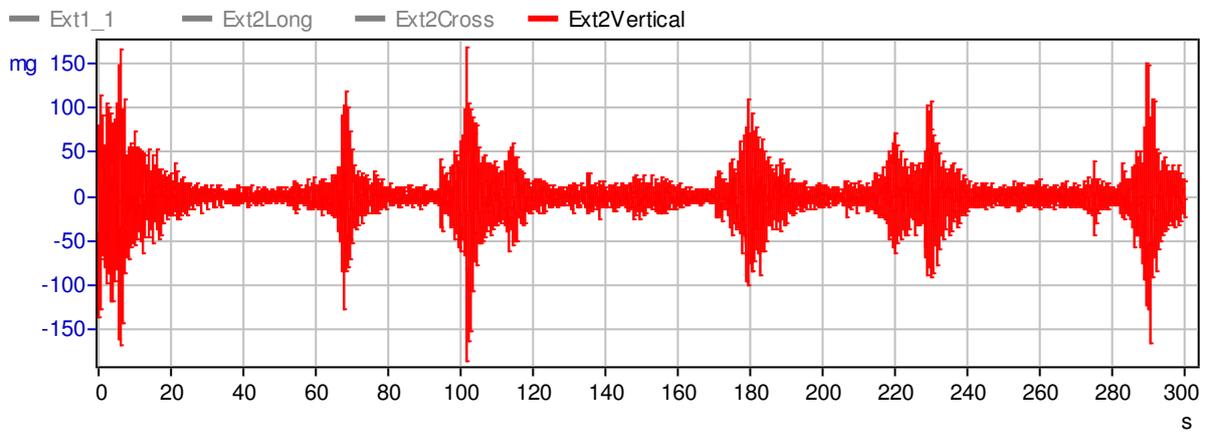
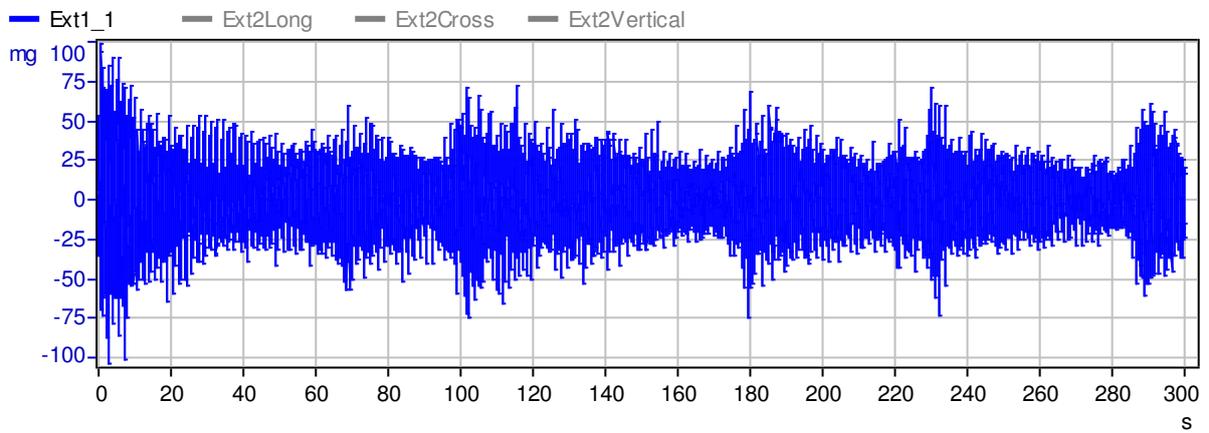


zugehörige Frequenzausgabe:

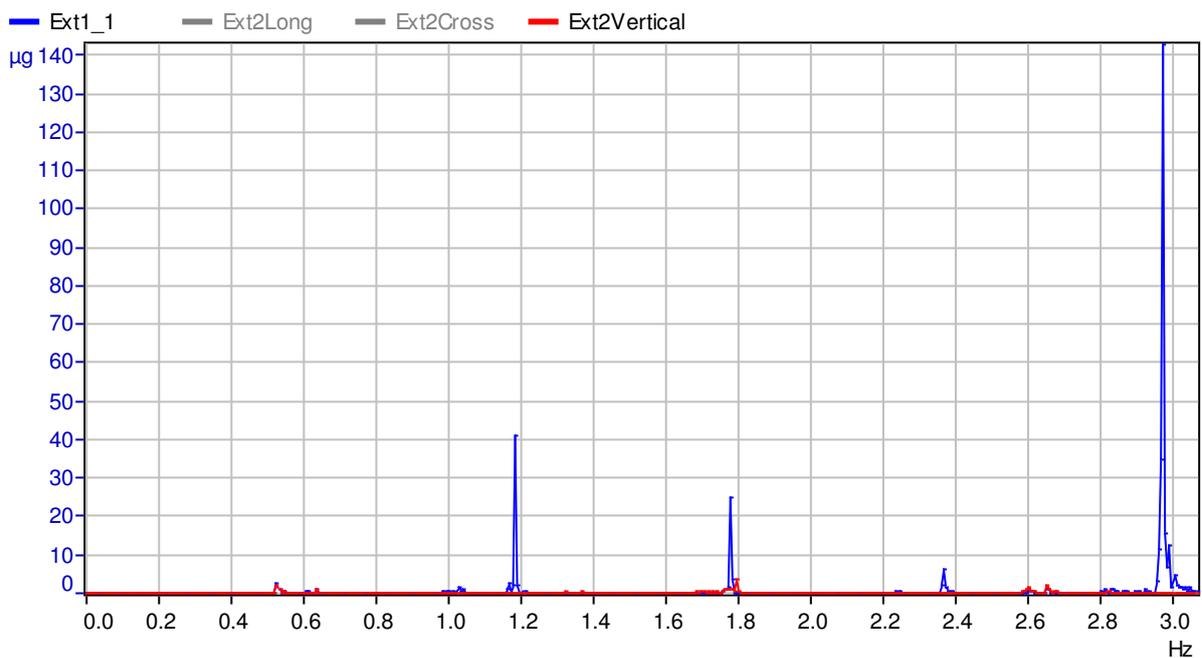


Dateiname: M000060 2014-07-08_13-04-44_S4_OS2

Beschleunigungsmessungen:

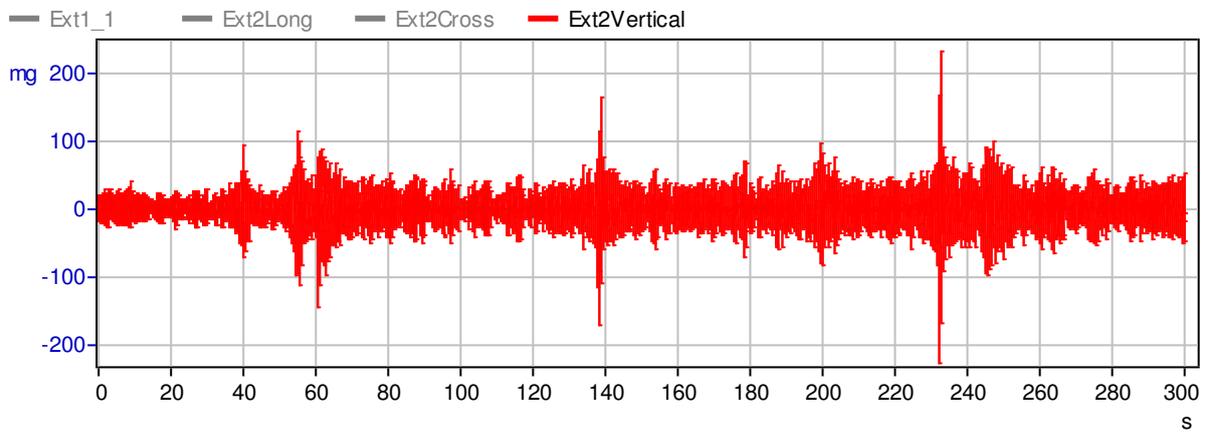
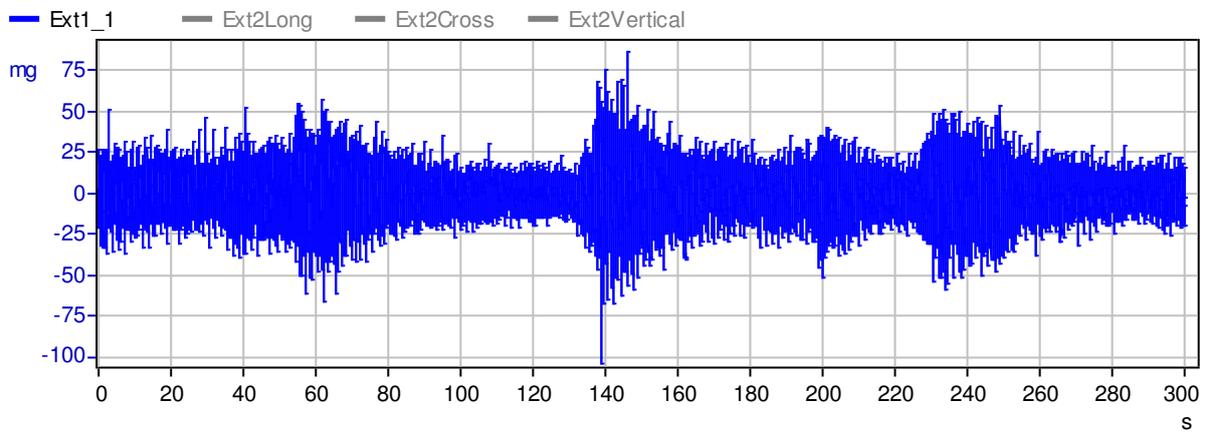


zugehörige Frequenzausgabe:

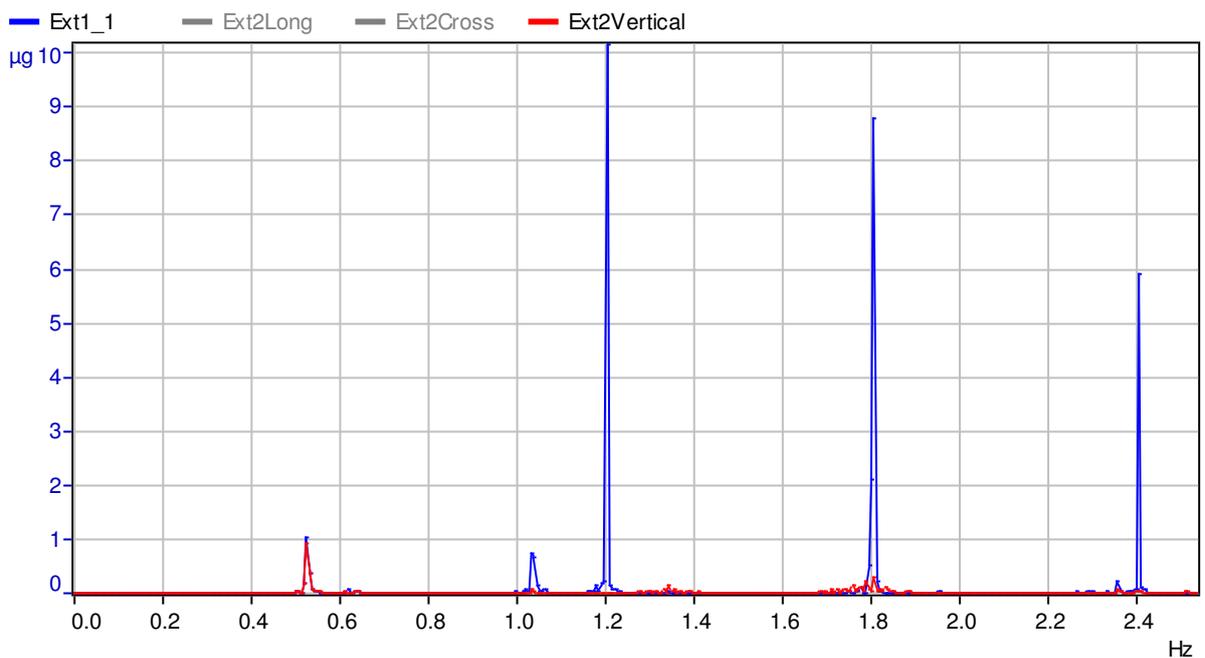


Dateiname: M000067 2014-07-10_10-56-26_S4_US1

Beschleunigungsmessungen:

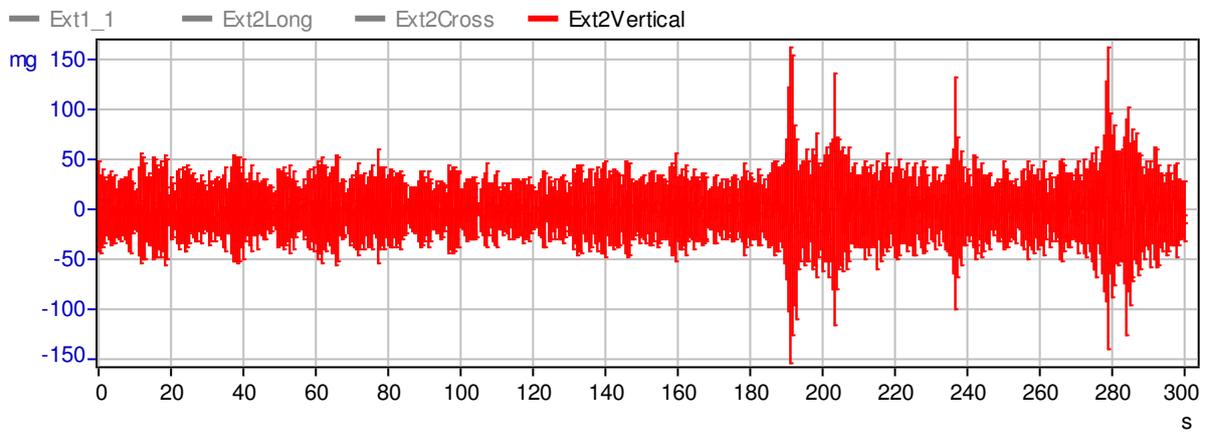
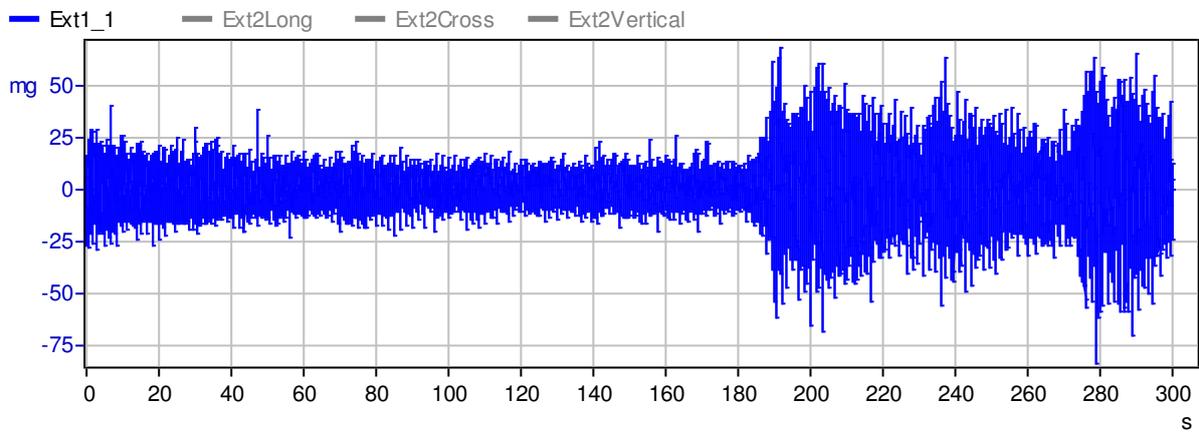


zugehörige Frequenzausgabe:

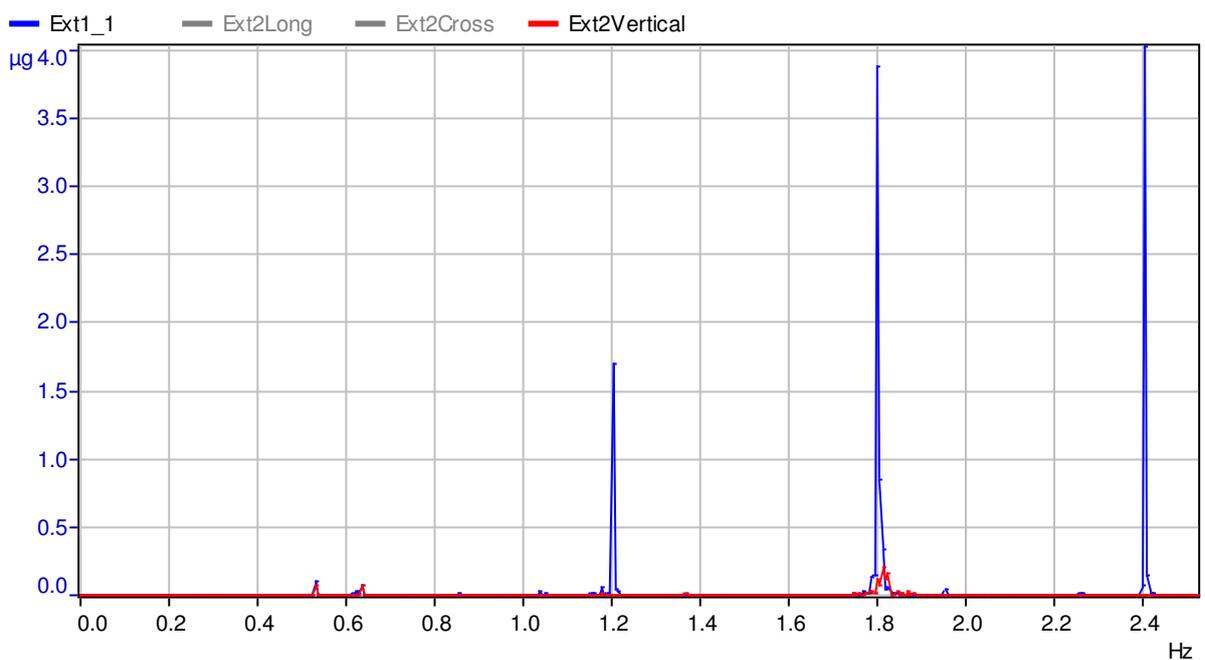


Dateiname: M000068 2014-07-10_11-01-41_S4_US2

Beschleunigungsmessungen:



zugehörige Frequenzausgabe:



Nachfolgend sind die beiden Ergebnistabellen der ausgelesenen Eigenfrequenzen beigelegt, die sich an den Berechnungsergebnissen orientieren:

Seil 1 OW	Dateiname: M000052 2014-07-08_11-23-28_S1_OS1				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,61	1,18	1,77	2,37
	Tragwerksfrequenz	0,53	1,04	1,38	1,80
	Dateiname: M000053 2014-07-08_11-31-17_S1_OS2				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,63	1,18	1,78	2,37
Tragwerksfrequenz	0,53	1,04	1,34	1,79	

Seil 2 OW	Dateiname: M000054 2014-07-08_11-44-54_S2_OS1				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,86	1,70	2,57	3,43
	Tragwerksfrequenz	0,53	1,03	1,32	1,78
	Dateiname: M000055 2014-07-08_11-50-39_S2_OS2				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,85	1,71	2,57	3,42
Tragwerksfrequenz	0,51	1,03	k.A.	1,75	

Seil 3 OW	Dateiname: M000057 2014-07-08_12-38-21_S3_OS1				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	k.A.	1,75	2,60	3,53
	Tragwerksfrequenz	0,52	k.A.	1,31	1,79
	Dateiname: M000058 2014-07-08_12-43-32_S3_OS2				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,88	1,75	2,61	3,52
Tragwerksfrequenz	0,53	k.A.	1,32	1,80	

Seil 4 OW	Dateiname: M000059 2014-07-08_12-59-25_S4_OS1				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,60	1,19	1,78	2,36
	Tragwerksfrequenz	0,53	1,03	1,32	1,79
	Dateiname: M000060 2014-07-08_13-04-44_S4_OS2				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,61	1,20	1,78	2,36
Tragwerksfrequenz	0,53	1,03	1,32	1,79	

Seil 1 UW	Dateiname: M000061 2014-07-08_13-44-09_S1_US1				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,63	1,16	1,75	2,34
	Tragwerksfrequenz	0,53	1,03	1,33	1,79
	Dateiname: M000062 2014-07-08_13-49-31_S1_US2				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,64	1,17	1,75	2,34
Tragwerksfrequenz	0,52	1,03	1,31	1,80	

Seil 2 UW	Dateiname: M000063 2014-07-08_14-02-01_S2_US1				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,85	1,71	2,57	3,44
	Tragwerksfrequenz	0,52	1,03	1,32	1,80
	Dateiname: M000064 2014-07-08_14-07-07_S2_US2				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,86	1,72	2,58	3,46
Tragwerksfrequenz	0,53	1,02	1,32	1,79	

Seil 3 UW	Dateiname: M000065 2014-07-10_10-34-08_S3_US1				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,84	1,67	2,51	3,36
	Tragwerksfrequenz	0,53	1,03	1,36	1,78
	Dateiname: M000066 2014-07-10_10-39-26_S3_US2				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	k.A.	1,67	2,50	3,35
Tragwerksfrequenz	0,53	k.A.	1,35	1,81	

Seil 4 UW	Dateiname: M000067 2014-07-10_10-56-26_S4_US1				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,62	1,20	1,80	2,40
	Tragwerksfrequenz	0,53	1,03	1,34	1,81
	Dateiname: M000068 2014-07-10_11-01-41_S4_US2				
	Eigenfrequenzen [Hz]	1.EF	2.EF	3.EF	4.EF
	Seilfrequenz	0,62	1,20	1,80	2,40
Tragwerksfrequenz	0,52	k.A.	1,37	1,81	

Anhang B: Kontrollrechnungen der Seilfrequenzen

Mit den in Kapitel 2 beschriebenen Grundlagen der Seildynamik, wurden Kontrollrechnungen zu den von SOFiSTIK ausgegebenen 1. Eigenfrequenzen der Schrägseile durchgeführt. Hier sei nochmals angemerkt, dass die Berechnungen auf einem idealisierten Modell beruhen und dabei die Biegesteifigkeit der Seile nicht berücksichtigt wird.

Die Ergebnisse sind nachfolgend dargestellt.

- Berechnungsformel (vgl. Kapitel 2.4):

$$f_n = \frac{n}{2} \sqrt{\frac{S}{m \cdot L^2}} \quad (2.34)$$

mit n n-te Eigenfrequenz (1, 2, ..., ∞)
 L Saitenlänge [m]
 S Seilvorspannung bzw. Seilkraft [N]
 m Massebelegung des Seiles pro Längeneinheit [kg/m]

Seil 1:

L = 154,2 m
 S = 6.475 kN
 m = 196 kg/m
f₁ = 0,589 Hz Ergebnis aus SOFiSTIK: f₁ = 0,61 Hz

Seil 2:

L = 98,8 m
 S = 3.027 kN
 m = 106 kg/m
f₁ = 0,855 Hz Ergebnis aus SOFiSTIK: f₁ = 0,87 Hz

Seil 3:

L = 103,6 m
 S = 5.155 kN
 m = 153 kg/m
f₁ = 0,886 Hz Ergebnis aus SOFiSTIK: f₁ = 0,89 Hz

Seil 4:

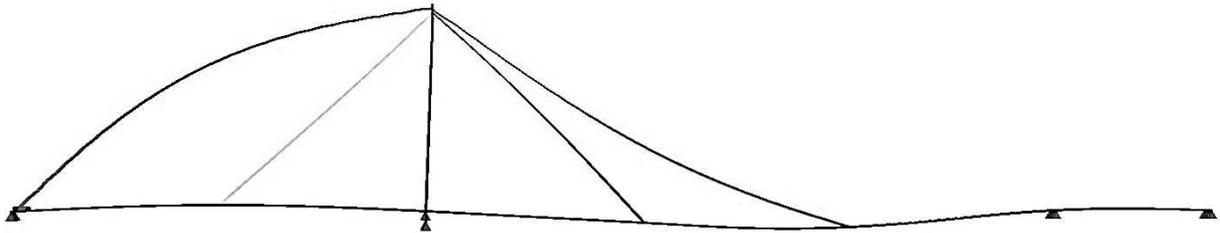
L = 167,4 m
 S = 4.523 kN
 m = 106 kg/m
f₁ = 0,617 Hz Ergebnis aus SOFiSTIK: f₁ = 0,57 Hz

Anhang C:

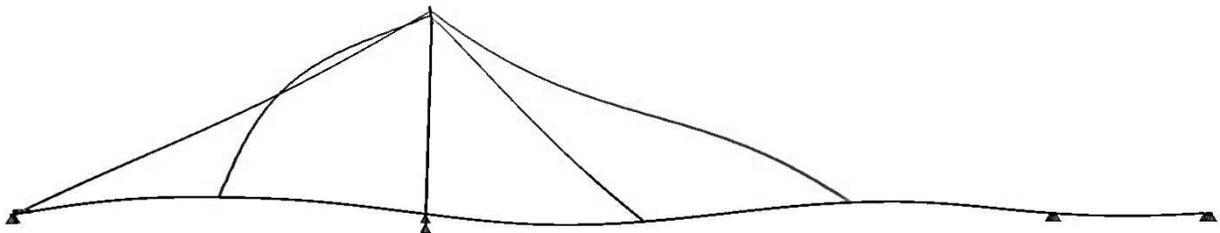
Abbildungen der ersten vier Eigenformen

Eigenformen des Gesamttragwerkes

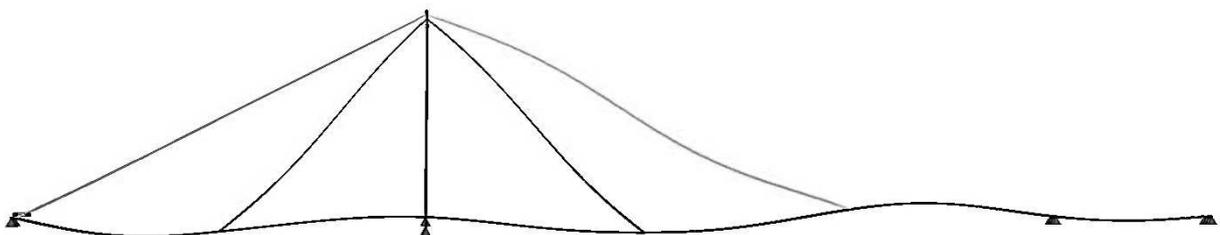
1. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes bei 0,52 Hz



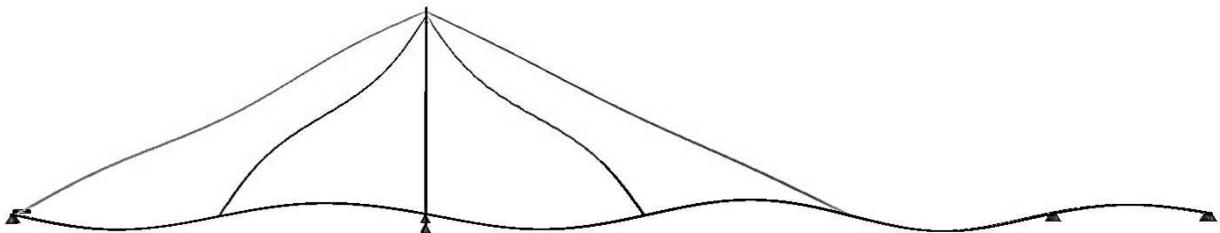
2. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes bei 0,98 Hz



3. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes bei 1,30 Hz

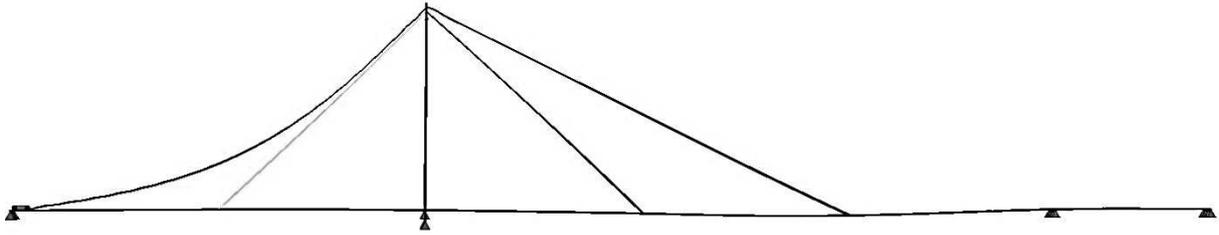


4. Eigenfrequenz des Gesamttragwerkes bei 1,76 Hz

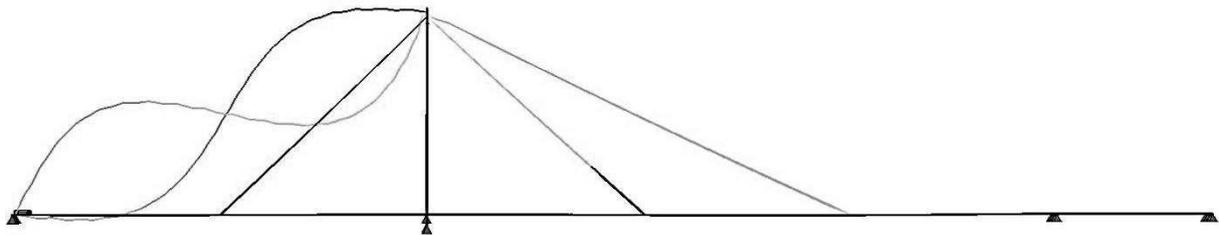


Eigenformen von Seil S1

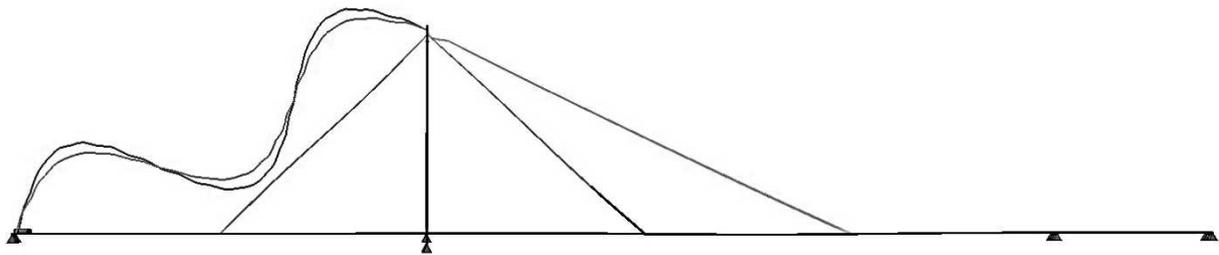
1. Eigenfrequenz von Seil S1 bei 0,61 Hz



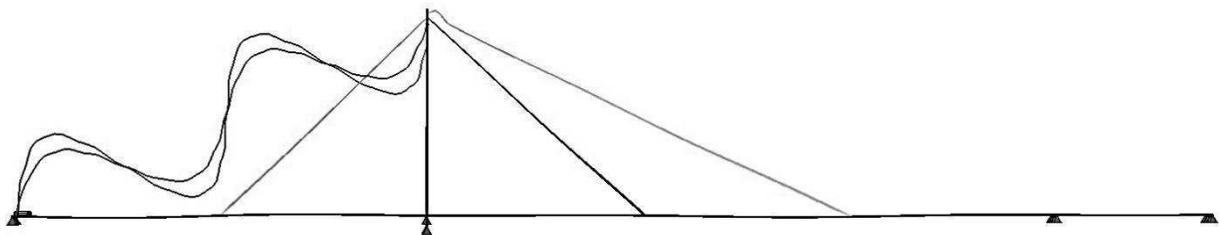
2. Eigenfrequenz von Seil S1 bei 1,16 Hz



3. Eigenfrequenz von Seil S1 bei 1,74 Hz

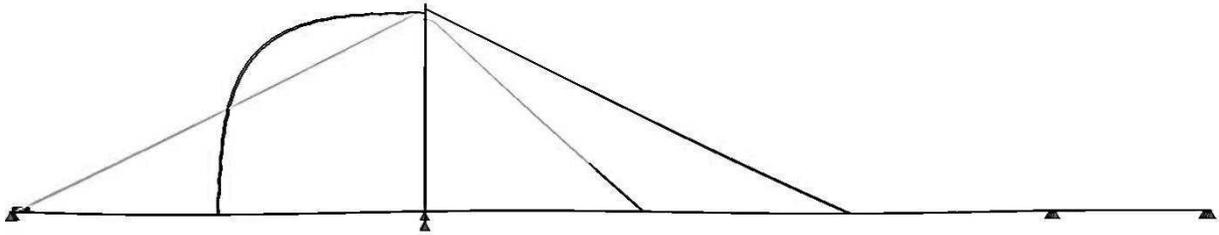


4. Eigenfrequenz von Seil S1 bei 2,30 Hz

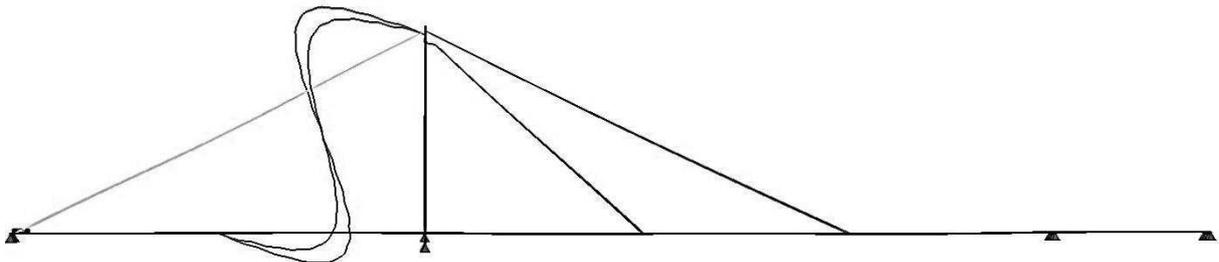


Eigenformen von Seil S2

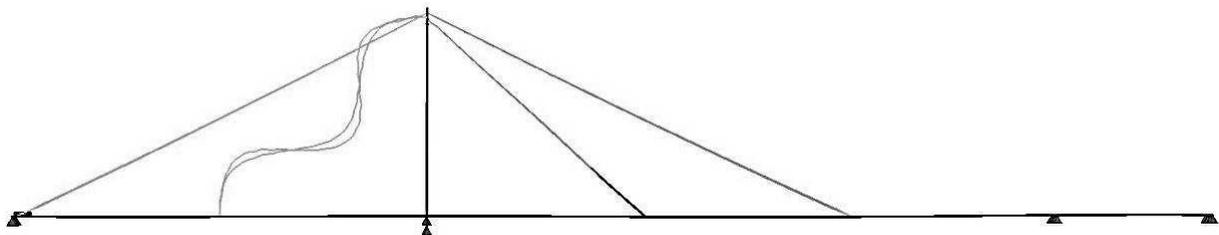
1. Eigenfrequenz von Seil S2 bei 0,87 Hz



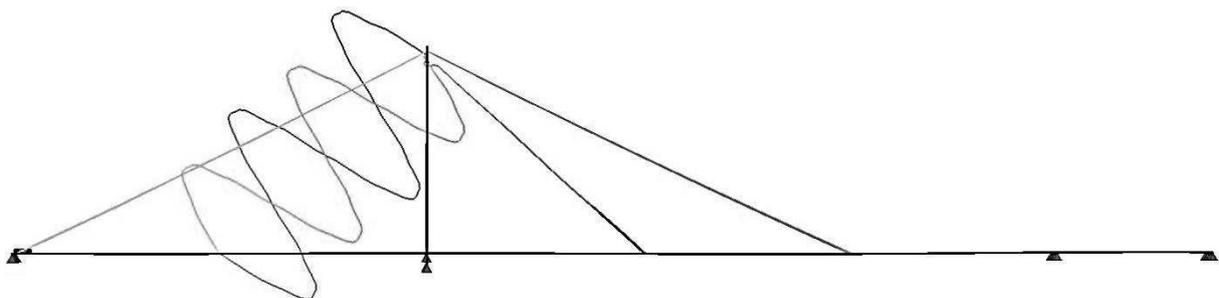
2. Eigenfrequenz von Seil S2 bei 1,73 Hz



3. Eigenfrequenz von Seil S2 bei 2,58 Hz

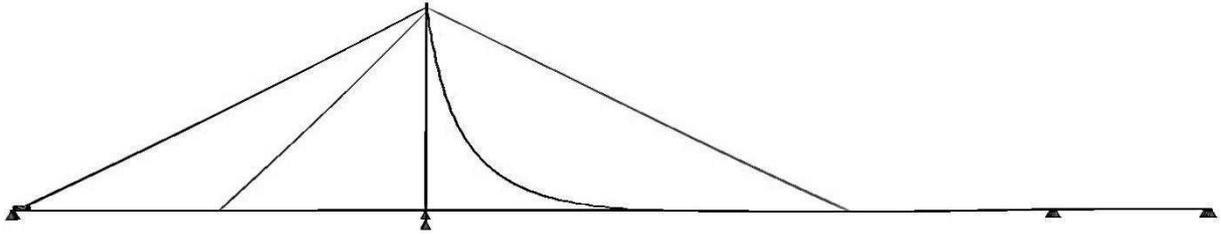


4. Eigenfrequenz von Seil S2 bei 3,41 Hz

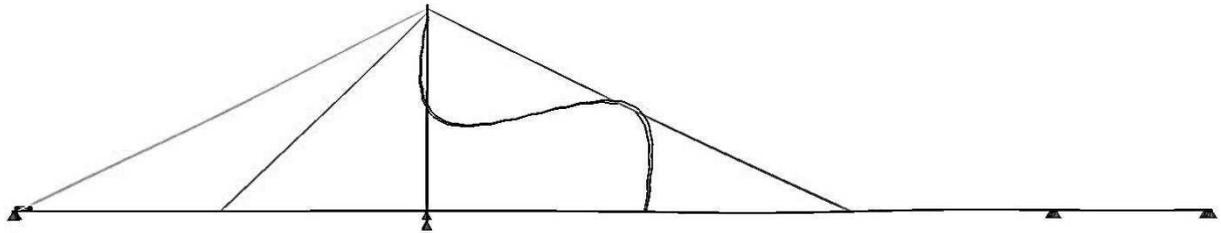


Eigenformen von Seil S3

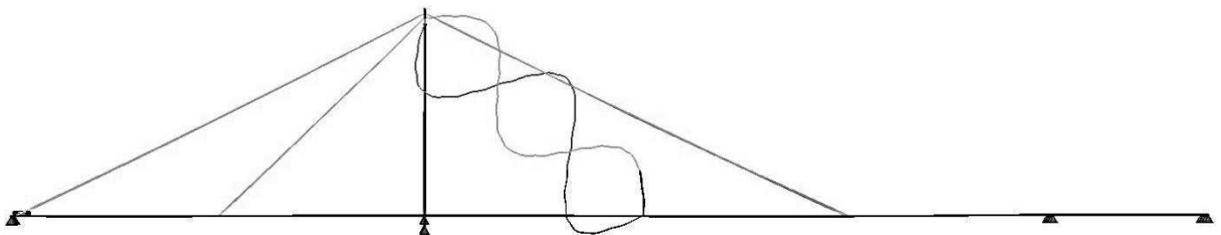
1. Eigenfrequenz von Seil S3 bei 0,89 Hz



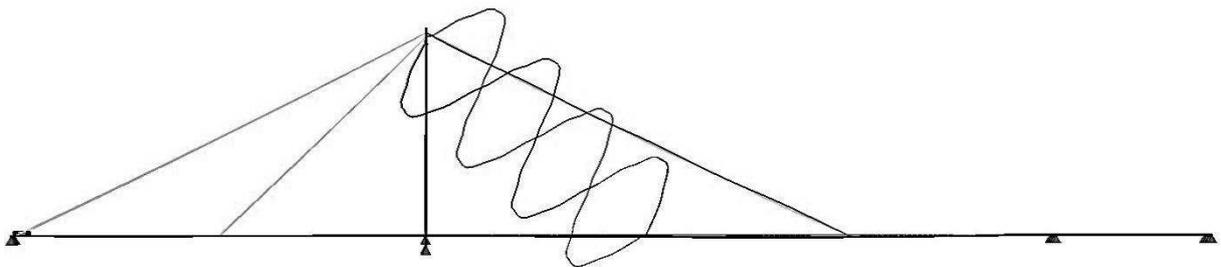
2. Eigenfrequenz von Seil S3 bei 1,75 Hz



3. Eigenfrequenz von Seil S3 bei 2,61 Hz

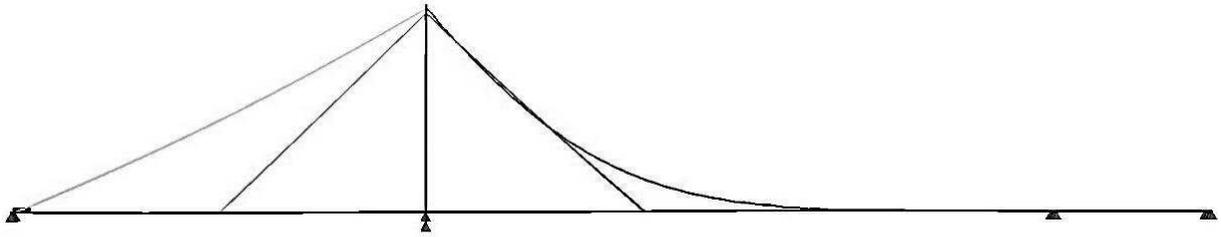


4. Eigenfrequenz von Seil S3 bei 3,46 Hz

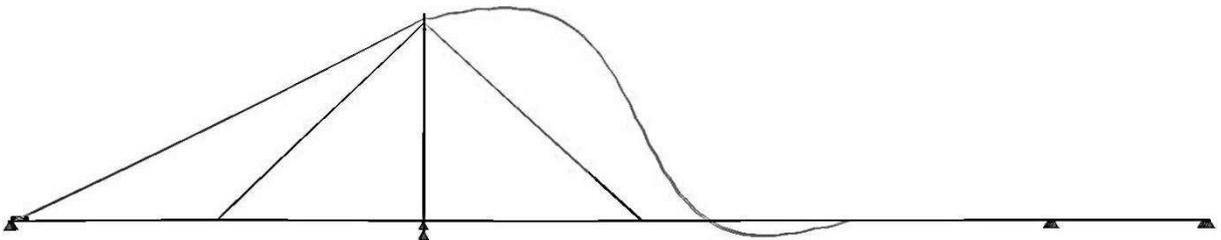


Eigenformen von Seil S4

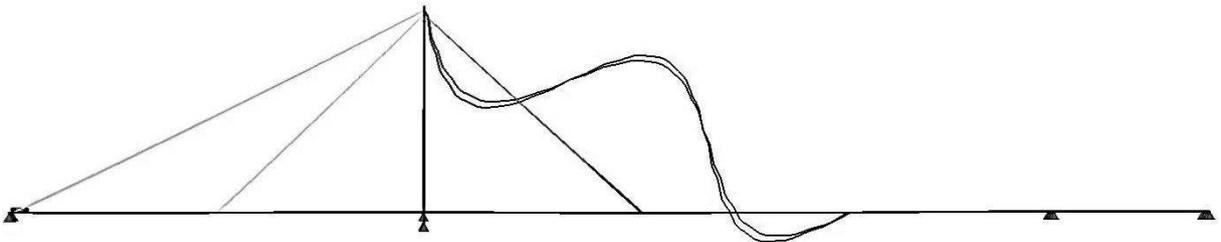
1. Eigenfrequenz von Seil S4 bei 0,57 Hz



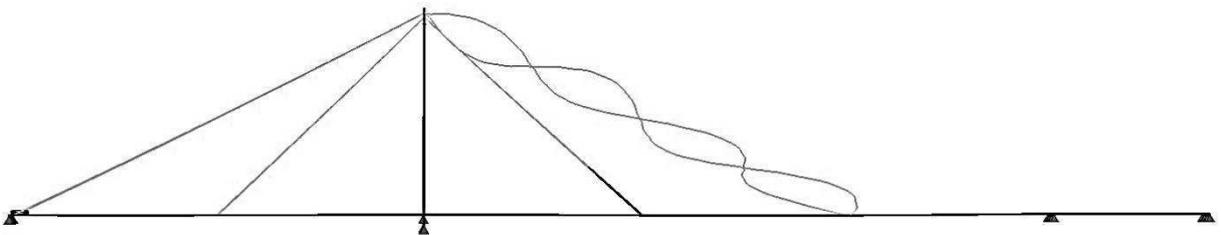
2. Eigenfrequenz von Seil S4 bei 1,10 Hz



3. Eigenfrequenz von Seil S4 bei 1,64 Hz



4. Eigenfrequenz von Seil S4 bei 2,17 Hz



Anhang D: Fahrzeugabstände für die Simulation „Verkehrsvollast“

In nachfolgender Tabelle sind die zufällig ermittelten Fahrzeugabstände eingetragen, die sich im Bereich zwischen 30 m und 75 m befinden. Anzumerken ist, dass bei Simulationsbeginn die Fahrzeuge Nr.1 auf beiden Seiten beim jeweiligen Brückenende losfahren. Der Betrachtungszeitraum beginnt erst bei Sekunde 24,81 nach Simulationsbeginn (= Start des ersten Fahrzeuges). Zu dieser Zeit ist die Volllast der Brücke gegeben, da sich die maximale Anzahl an Schwerfahrzeugen bereits auf der Brücke befindet.

Schwerfahrzeuge Richtung Hainburg			Schwerfahrzeuge Richtung Marchegg		
Nr.	Abstand [s]	Abstand [m]	Nr.	Abstand [s]	Abstand [m]
1	3,68	73,60	1	2,46	49,20
2	2,69	53,80	2	1,57	31,40
3	2,38	47,60	3	1,60	32,00
4	1,63	32,60	4	2,91	58,20
5	1,68	33,60	5	2,18	43,60
6	2,59	51,80	6	3,61	72,20
7	1,60	32,00	7	3,14	62,80
8	1,69	33,80	8	3,30	66,00
9	2,25	45,00	9	2,38	47,60
10	1,97	39,40	10	2,06	41,20
11	2,65	53,00	11	2,89	57,80
12	2,86	57,20	12	2,16	43,20
13	3,27	65,40	13	2,78	55,60
14	2,80	56,00	14	1,71	34,20
15	2,21	44,20	15	1,52	30,40
16	1,54	30,80	16	2,85	57,00
17	2,18	43,60	17	3,21	64,20
18	3,28	65,60	18	2,00	40,00
19	2,16	43,20	19	3,16	63,20
20	3,31	66,20	20	2,10	42,00
21	3,04	60,80	21	3,72	74,40
22	3,34	66,80	22	3,00	60,00
23	2,98	59,60	23	3,55	71,00
24	3,46	69,20	24	3,36	67,20
25	1,70	34,00	25	3,34	66,80
26	2,42	48,40	26	1,95	39,00
27	2,03	40,60	27	1,61	32,20
28	2,15	43,00	28	2,33	46,60
29	3,34	66,80	29	1,85	37,00
30	2,84	56,80	30	1,92	38,40
31	3,12	62,40	31	1,81	36,20
32	2,72	54,40	32	3,34	66,80
33			33	2,24	44,80

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe:

D – Diplom-, Masterarbeiten/Dissertationen | F – Forschungsberichte
S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | V – Vorträge, Tagungen

Institutskennzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik
10 – Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl