

Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Straßenbau Heft S 193

bast

Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses

von

Paul G. Bolz
Frohmut Wellner

Technische Universität Dresden
Institut für Stadtbauwesen und Straßenbau

Paul G. Lindner
Christian Schulze

Gesellschaft für Akustikforschung
Dresden mbH

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 193

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

- A - Allgemeines
- B - Brücken- und Ingenieurbau
- F - Fahrzeugtechnik
- M - Mensch und Sicherheit
- S - Straßenbau
- V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** stehen zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 04.0306
Materialsteifigkeit des Straßenbetons
im Verlauf des Ermüdungsprozesses

Fachbetreuung

Simon Hampel
Alexandra Spilker

Referat

Betonbauweisen

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion

Stabsstelle Presse und Kommunikation

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323

ISBN 978-3-95606-753-2

Bergisch Gladbach, August 2023

Kurzfassung–Abstract

Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses

Gegenstand des Forschungsvorhabens ist die Etablierung des Elastizitätsmoduls als Parameter, der qualitative Aussagen über den Schädigungszustand des Baustoffes Straßenbeton ermöglicht. Zu diesem Zweck erfolgte eine systematische Ermüdung sowohl labor- als auch großmaßstäblicher Beton-Probekörper bei zeitgleicher Messung des Elastizitätsmoduls mithilfe von unterschiedlichen Verfahren.

Im ersten Schritt wurde ein Versuchsprogramm entwickelt, mit dem Straßenbeton-Probekörper mittels des Spaltzug-Schwellversuchs gezielt in einen definierten Ermüdungszustand versetzt werden können. Hierfür wurde der Parameter des Grenzelastizitätsmoduls definiert, welcher, wenn er unterschritten wird, zum Pausieren des Versuchs führt. In diesen systematisch eingehaltenen Lastpausen erfolgten begleitende Untersuchungen der Ultraschalllaufzeit und der Eigenfrequenz zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls der untersuchten Probekörper während des Ermüdungsvorganges.

Im zweiten Schritt wurden die Untersuchungen auf eine Betonplatte und einen Betonplattenstreifen ausgeweitet. Hierfür kam mit der Phase-Shift-Methode ein Verfahren zum Einsatz, das auf der Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) basiert und mithilfe dessen die Degradation großformatiger Straßenbetonelemente in Form der Verminderung des Elastizitätsmoduls messtechnisch nachgewiesen werden kann.

Anhand von FEM-Simulationen konnte gezeigt werden, dass eine Verminderung des Elastizitätsmoduls infolge der Ermüdung zu einer lokalen Konzentration der Beanspruchungen einer Betonplatte unter Last führt. Weiterhin ergab sich, dass die Verminderung der Beanspruchung der Betonplatte infolge eines ermüdungsbedingt verringerten Elastizitätsmoduls in einer Erhöhung der Beanspruchung der Beton-Unterlage resultiert. Dadurch bedingt kann es zu einer Verschlechterung der Auflagerungsbedingungen der Betonplatte kommen, was sich wiederum auf deren Beanspruchung und somit auf die Nutzungsdauer auswirken kann.

Es zeigt sich zwischen den Ergebnissen aller untersuchten Verfahren eine sehr gute Synchronität hinsichtlich des qualitativen ermüdungsbedingten Verlaufs des Elastizitätsmoduls. Die vier ange-

wandten Verfahren, die sich voneinander unabhängiger physikalischer Phänomene bedienen, ermöglichen neben einer qualitativen Aussage über die Schädigung des Materials die Bestimmung von Absolutwerten des Elastizitätsmoduls. Je nach verwendetem Verfahren weichen die absoluten Werte des Elastizitätsmoduls leicht voneinander ab. Der Elastizitätsmodul bestätigt sich als geeigneter Parameter zur Beschreibung der Degradation des Baustoffes Straßenbeton im Zuge des Ermüdungsprozesses.

Die eingesetzte Phase-Shift-Methode kann in Kombination mit der Bestimmung charakteristischer Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung potentiell die Basis für die zerstörungsfreie Bewertung der strukturellen Substanz von Betonfahrbahndecken in situ bilden. Perspektivisch kann dies die einfache und zielsichere Bewertung vorhandener Betonfahrbahndecken hinsichtlich ihrer Restnutzungsdauer und neuer Betonfahrbahndecken in Bezug auf ihre Dauerhaftigkeit ermöglichen.

Material Stiffness of Concrete for Road Construction in the Course of the Fatigue Process

The subject of the research project is the establishment of the modulus of elasticity as a parameter that enables qualitative statements about the state of damage of the concrete pavement building material. For this purpose, a systematic fatigue of both laboratory-scale and large-scale concrete specimens was carried out with simultaneous measurement of the elastic modulus by means of different methods.

In the first step, a test program was developed for the targeted and systematic fatigue of concrete specimens by means of the cyclic indirect tensile test. For this purpose, a limit value for the modulus of elasticity was defined. When the modulus of elasticity fell below the limit, the test was paused to perform accompanying investigations of the ultrasonic transit time and the natural frequency in order to determine the change of the modulus of elasticity of the specimens investigated during the fatigue process.

In the second step, the investigations were extended to a concrete slab and a concrete slab section. For this purpose, the phase shift method was used, a method enabling the detection of the degradation of large-format concrete pavement ele-

ments by measuring the reduction of the modulus of elasticity which is based on the multichannel analysis of surface waves (MASW).

FEM simulations showed that a reduction of the modulus of elasticity due to fatigue leads to a local concentration of the stress of a concrete slab under load. Furthermore, it was found that the fatigue-related reduction of the stress on the concrete slab results in an increase of the stress on the supporting structure. This can lead to a deterioration of the support conditions of the concrete slab, which in turn can affect its stress and thus its service life.

There is a very good synchronicity between the results of all investigated methods for the qualitative determination of the modulus of elasticity. The four methods applied, which make use of physical phenomena that are independent of each other, allow, in addition to a qualitative statement about the damage to the material, the determination of absolute values of the modulus of elasticity. Although there are slight differences between the methods for the determination of the modulus of elasticity, the modulus of elasticity is confirmed as a suitable parameter for describing the degradation of the concrete pavement building material in the course of the fatigue process.

The phase shift method applied, in combination with the determination of characteristic curves for the reduction of the modulus of elasticity in the course of fatigue, offers a high potential to form the basis for the non-destructive evaluation of the structural integrity of concrete pavements in situ. In perspective, this enables the straightforward and accurate assessment of existing concrete pavements with regard to their remaining service life and new concrete pavements with regard to their durability.

Summary

Material Stiffness of Concrete for Road Construction in the Course of the Fatigue Process

1 Introduction

Concrete as a building material is subject to not only static but also time-varying or repetitive loads in numerous areas of application. This leads to material fatigue. In consideration of the constantly increasing traffic numbers, especially the growing heavy goods traffic, as well as increasing climatic loads, the exact knowledge of the concrete fatigue behaviour is of utmost importance for the proper design and the forecast of the service life of concrete pavements, respectively.

In general, the reduction of the material stiffness is often associated with an occurrence and accumulation of damage to the concrete structure. Thus, it is consequently discussed in the literature as a suitable indicator of fatigue failure [Hohberg – 2004], [Oneschkow – 2014], [Thiele – 2016]. It can therefore be assumed that damage to the structure of the building material as a result of cyclic stresses can be detected on the basis of the change in deformation and stiffness behaviour. This can be characterised by the modulus of elasticity. The fatigue-related development of the modulus of elasticity in the course of a cyclic, stress-controlled load test basically follows the three-phase, s-shaped progression of the "cyclic creep curve" from Figure 1.

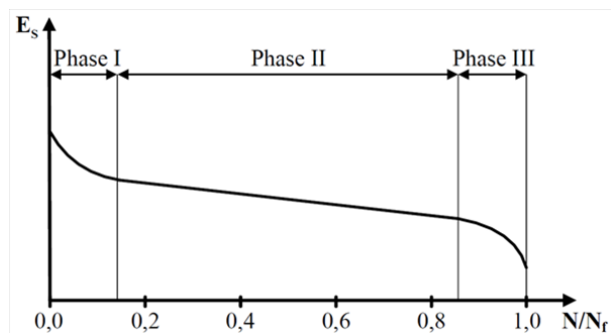


Figure 1: Stiffness development during fatigue loading [Oneschkow – 2014]

Thus, the effective monitoring of the modulus of elasticity over the total service life of a structural component represents a promising approach for the analysis of its service life.

Within the scope of this study, the suitability of the modulus of elasticity was confirmed to allow qualitative statements about the fatigue state of the concrete pavement building material. For this purpose, a systematic fatigue test was carried out on both laboratory and large-scale concrete

specimens with simultaneous measurement of the modulus of elasticity using different methods.

2 Laboratory Investigation

Cyclic indirect tensile test

The cyclic indirect tensile test (CITT) was used in accordance with [TP Asphalt-StB - 2018] for fatiguing cylindrical test specimens. In this test, the specimen is subjected to a cyclic compressive load by two opposing load edges. The radial deformations measured during the cyclic loading by means of inductive displacement transducers (IDT) are used to determine the strain and the tensile modulus of elasticity E of the concrete specimen.

By optimising the test program, the fatigue of the specimens could be interrupted in a targeted manner in order to carry out non-destructive measurements of the elastic modulus by means of an ultrasonic transit time method (USM) and a natural frequency method (NFM) within systematic loading pauses. The specimen was left installed in the test stand during these measurements. When a minimum elastic modulus was reached, the test specimen was removed from the test stand to determine its residual strength.

Ultrasonic transit time method

The measurement setup of the CITT as well as the USM are shown in Figure 2. The change of the dynamic modulus of elasticity E_{dyn} can be captured by the change of the ultrasonic velocity c :

$$E_{\text{dyn}} = c^2 \cdot \frac{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (1)$$

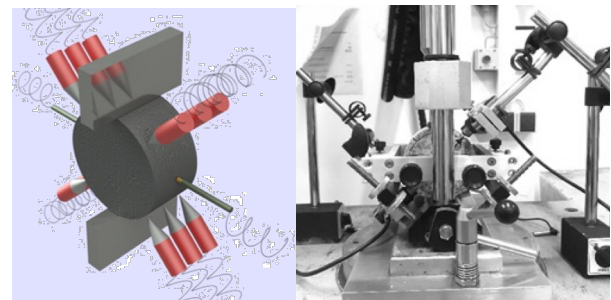


Figure 2: Load edges of the CITT, IDT and ultrasonic testing probes

Natural frequency method

In solids, eigenmodes are formed at certain geometry-dependent and material-dependent frequencies (natural frequencies). This circumstance is used in the NFM developed in the course of this study. Eigenmodes were selected for the laboratory investigations that are not or only slightly influenced by the installation of the test specimens in the CITT. The natural frequencies

were detected by measuring the surface vibration by means of a microphone or an accelerometer after impulse excitation (F) of the test specimen. The procedure was applied in form of three different methods (M1, M2 and M3) which are shown in Figure 3. The methods differ on the one hand in terms of the considered eigenmode and on the other hand in terms of the type of measurement (M1, M2: non-contact measurement of the pressure p by using a microphone; M3: contact measurement of the acceleration a by using an accelerometer).

Using a hybrid model consisting of a simulation of the natural frequencies of a reference specimen of any material properties by means of the finite element method (FEM) and an analytical calculation of the frequency parameter Ω according to [Senjanovic - 2014], the dynamic modulus of elasticity is determined from the measured natural frequencies of the cylindrical specimen. This procedure can be seen in Figure 5.

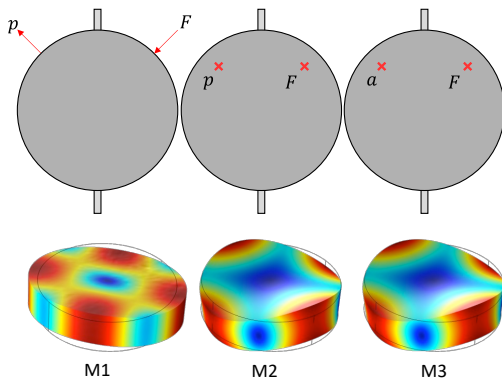


Figure 3: NFM with the three methods M1, M2 and M3

Results

The values of the elastic modulus determined as a function of the number of load cycles can be taken from Figure 4 exemplarily for a cylindrical concrete specimen. The green curve represents the elastic modulus determined by means of the IDT, whereas the blue, red and yellow curves represent the results of the NFM with the methods M1, M2 and M3. The light purple curves describe the results of the USM at six different excitation and measurement positions, while the dark purple curve shows the mean value of the individual USM results. The cross symbols in the respective colour indicate the minimum and maximum values of the measurement results obtained on the specimen after being removed from the test stand. Based on the

measurement results of the IDT in the CITT, the s-shaped progression from Figure 1 is clearly recognisable in the progression of the elastic modulus of the investigated specimen.

The sudden increase of the elastic modulus at approx. 8 000 load cycles combined with the equally abrupt decrease of E at approx. 25 000 load cycles is due to an error in the application of the IDT after the natural frequency and ultrasonic measurements were carried out. This error was corrected during the reapplication of the IDT. The results of the NFM also show the s-shaped progression of the elastic modulus. In general, it can be observed that the measurement results of the specimen installed in the test stand deviate insignificantly from those in the removed condition, especially before loading starts. Also, the initial value of the elastic modulus is similar to the value determined by means of the IDT, with the NFM tending to reflect slightly higher values of the elastic modulus.

Method M3 provides the lowest values of the elastic modulus. This can be explained by the influence of the additional mass of the accelerometer on the natural frequency measured. M1 shows a stronger decrease of the elastic modulus towards high numbers of load cycles than M2 and M3 do. This indicates a different influence of the inhomogeneous damage of the test specimen on the respective eigenmode. The USM tends to give higher values of the elastic modulus than the other two methods. This may be due to an influence of the specimen geometry on the measurement result. However, the curves of the USM show the s-shaped course of the "cyclic creep curve" as well as the results of the IDT and the NFM.

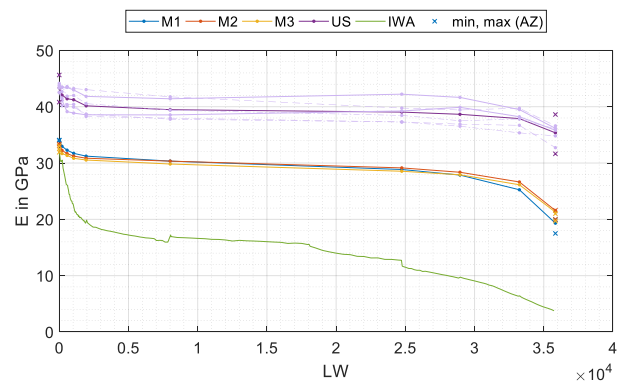


Figure 4: Progression of the elastic modulus as a function of the number of load cycles

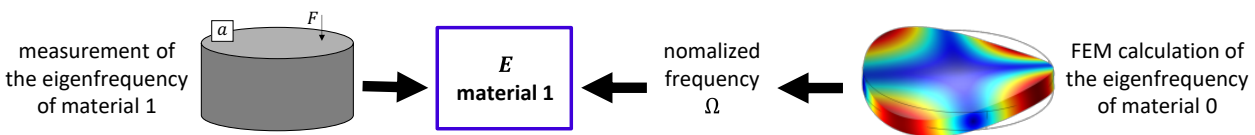


Figure 5: Hybrid procedure for determining the elastic modulus of cylindrical test specimens from measured eigenfrequency

The investigations showed that the relative change in the elastic modulus differs between the methods applied. The USM shows the smallest decrease of the elastic modulus in the course of fatigue. The NFM results in a higher reduction of the elastic modulus, while the measured values of the IDT show the strongest reduction of the elastic modulus. It can be assumed that this effect is caused by the damage to the specimen in a limited geometric area. While the IDT method primarily determines the elastic modulus of this area, the elastic modulus determined by NFM and USM respectively represent an average value of the modulus over the geometry of the specimen.

By normalizing and superimposing the courses of the elastic modulus determined by means of the IDT, material specific characteristic curves could be determined which describe the fatigue related course of the elastic modulus (see Figure 6).

It was found during the investigations that longer load pauses in the cyclic loading can have a significant influence on the fatigue-related course of the elastic modulus. Furthermore, the investigations suggest that in the course of strong fatigue, a partially significant reduction of the indirect tensile strength of the concrete occurs. As a result, the stress level of the test specimens in the CITT may be considerably overestimated.

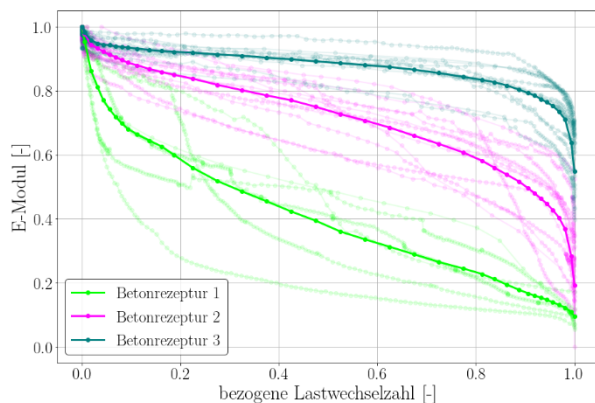


Figure 6: Characteristic curves of the three concrete recipes

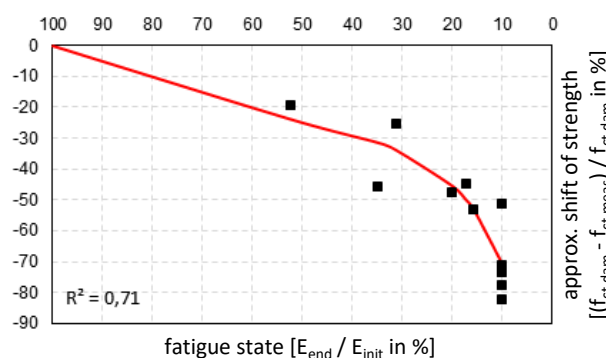


Figure 7: Estimated shift of the indirect tensile strength depending on the state of fatigue

The influence of longer load pauses together with the reduction of the concrete strength in the course of material fatigue were therefore investigated in more detail. Based on this, a procedure was developed for estimating the initial specimen strengths from the initial elastic modulus of the specimen (see Figure 7).

3 Large-scale Investigations

Test procedure

The investigations on material fatigue were extended to large-scale test specimens – a concrete slab and a concrete slab section – which were designed with the help of FEM simulations. During the cyclic loading of the specimens, the resulting strain and the deformation were measured using strain gauges (SG) and IDT. The force was applied by means of a load stamp (LS) with a diameter of 30 cm (see Figure 8).



Figure 8: Specimens of the large-scale test in the test stand (schematic representation)

Phase Shift Method

The phase shift method (PSM), based on the multi-channel analysis of surface waves (MASW) and the wave field transformation, is a technique for determining the phase velocity of surface waves ([McMechan – 1981], [Park – 1998] [Park – 1999]).

Using the PSM, a force is applied at one or more defined excitation positions, which leads to the propagation of a superficial wave on the surface of the material. By means of an arbitrary number of sensors, the resulting location-dependent and time-dependent surface vibration is recorded. The vibration signal undergoes a Fourier transformation so that the location-dependent spectrum of the vibration $U(x, \omega)$ results. This spectrum is used to determine the term $V(\omega, k')$ by applying the following integral transformation:

$$V(\omega, k') = \int e^{ik'x} \left[\frac{U(x, \omega)}{|U(x, \omega)|} \right] dx. \quad (2)$$

According to [Park - 1998], $V(\omega, k')$ is to be understood as the sum over the spectra at the

different positions x assuming a circular wave number k' and a phase shift φ' respectively.

If the assumed wave number matches the real wave number, a local maximum occurs in $V(\omega, k')$, i.e. that a signal component with the corresponding phase velocity c exists. Based on this frequency-dependent phase velocity, the elastic modulus can be deduced. In the present study, the method for determining the progression of the elastic modulus in the course of material fatigue was applied to the concrete slab and the concrete slab section. The test setups are shown in Figure 9.

While four force excitation positions and four acceleration measurement positions were used on the slab section, two different setups were realised on the slab. In setup 1 the force was applied at 14 excitation positions and the acceleration was measured at only one position. In setup 2 six excitation positions and six measurement positions were utilised. The extraction of the local maxima from the respective phase shift matrix $V(\omega, k')$ as well as the filtering of the maxima and the subsequent solving of the equation of the Lamb wave were carried out according to the procedure in [Lindner - 2020].

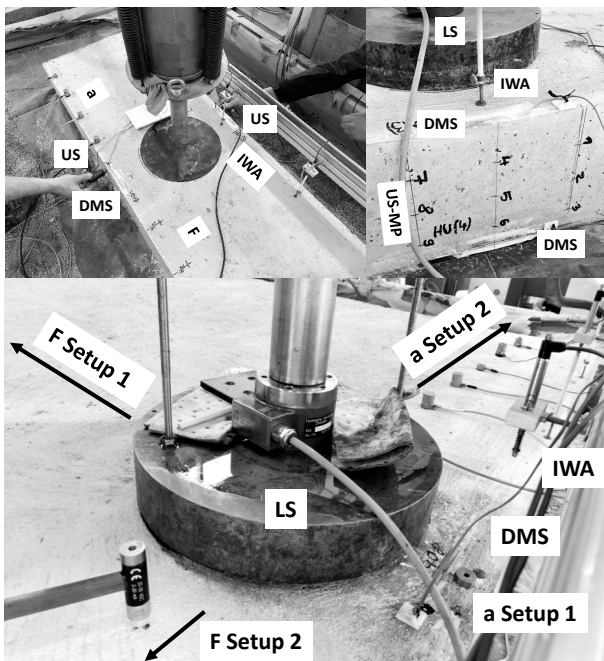


Figure 9: Measurement setup of large-scale test specimens; top: IDT, SG, USM and PSM on the slab section; bottom: IDT, SG and PSM on the slab

Results

Figure 10 shows the measurement result of the PSM exemplarily for the concrete slab before the start of loading. While the dispersion diagram, i.e. the three-dimensional representation of the phase shift matrix $V(\omega, k')$, is shown at the top, the lower

diagram contains the result of the elastic modulus after sorting out the local maxima and applying the algorithm for solving the Lamb wave equation.

The main maximum is clearly recognisable in the dispersion plot over almost the entire frequency range considered. This results in the almost consistent spectral curve of the elastic modulus. This shows a decrease of the elastic modulus with increasing frequency. This can be attributed to the fact that during the manufacturing process of the test specimens, heavy aggregates settle to the bottom, resulting in a higher elastic modulus in this area. The Lamb wave increasingly corresponds to the Rayleigh wave for higher frequencies. In addition, its penetration depth decreases towards higher frequencies. This leads to the decreasing course of the elastic modulus resulting from the decreasing plate depth considered with increase of the frequency.

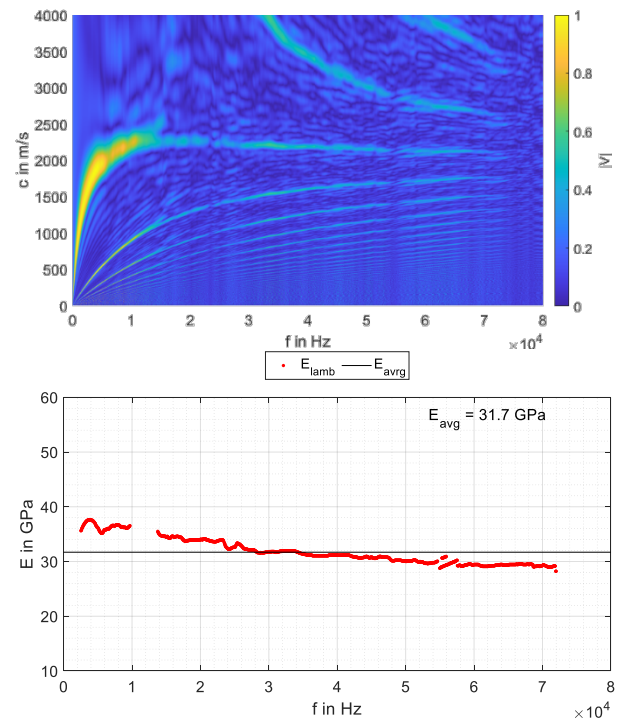


Figure 10: Measurement result of concrete slab before start of loading; top: dispersion diagram; bottom: elastic modulus as a function of frequency

The results shown in Figure 11 are obtained by measuring the specimens at different states of fatigue. The results for the PSM and the USM on the slab section are shown on top. The result for the two setups of the PSM on the slab is displayed on the bottom. There is a significant decrease visible in the elastic modulus in the course of cyclic loading. The decrease in the measured elastic modulus at the slab section is higher than the one of the slab. This can be attributed to a lower fatigue of the slab in comparison to the slab section.

In the results of the slab section, the expected convex course of phase I of the "cyclic creep curve" as well as the transition to phase II can be seen. In contrast to that, no such course can be observed in the results of the slab, due to its comparatively low fatigue. However, there is a larger decrease for setup 2 than there is for setup 1. This indicates a local fatigue of the slab, which is highest near the edge of the slab. As a result, the measuring section of setup 2 contains a larger proportion of fatigued material, which results in the stronger decrease of the elastic modulus for setup 2.

The failure of the slab section after approx. 0.98 million load cycles resulted from a defined increase in force, which led to a greatly reduced elastic modulus derived from the last US measurement at approx. 1.2 million load cycles.

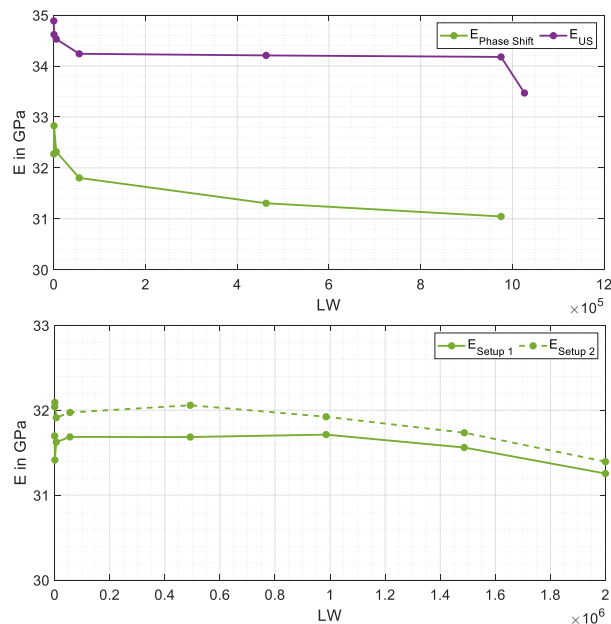


Figure 11: Elastic modulus as a function of the number of load cycles; top: slab section; bottom: slab; purple: USM; green: PSM

FEM simulations

FEM simulations showed that a reduction of the elastic modulus due to fatigue leads to a local concentration of the stresses of a concrete slab under load. Furthermore, it was found that the fatigue-related reduction of the stress on the concrete slab results in an increase of the stress on the supporting structure. This can lead to a deterioration of the support conditions of the concrete slab, which in turn can affect its stress and thus its service life.

4 Summary

On the basis of comprehensive laboratory investigations within the framework of the study, the modulus of elasticity was identified as a parameter that enables a qualitative statement to be made

about the damage state of concrete pavement building material.

By applying the phase shift method for the non-invasive measurement of the development of the modulus of elasticity, the findings regarding material fatigue could be transferred to two large-scale test specimens. The practical suitability of the applied phase shift method was thereby confirmed.

Thus, the phase shift method is a promising tool for the non-destructive monitoring of the modulus of elasticity of selected pavement sections in a usual temporal interval. The phase shift method in combination with the determination of characteristic curves for the fatigue related course of the modulus of elasticity enables the development and the application of a forecast model for the straightforward and precise evaluation of both existing concrete pavements regarding their remaining service life as well as new concrete pavements with regard to their durability.

References

- Hohberg, R.: „Zum Ermüdungsverhalten von Beton“, Dissertation TU Berlin, 2004
- Lindner, P. G.: „Messverfahren zur Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls zylindrischer und plattenförmiger Probekörper“, Hochschule Mittweida, University of Applied Sciences, Master's Thesis, 2020
- McMechan, G. A., Yedlin, M. J.: "Analysis of Waves by Wave-Field Transformation." *GEOPHYSICS* (1981), 46(6):869
- Oneschkow, N.: „Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung“, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover, 2014
- Park, C. B., Miller, R. D., Xia, J.: "Imaging dispersion curves of surface waves on multi-channel record." *SEG Technical Program Expanded Abstracts 1998*. January 1998, 1377-1380
- Park, C. B., Miller, R. D., Xia, J.: "Multichannel analysis of surface waves." *GEOPHYSICS* (1999), 64(3):800
- Senjanovic, I.; et. al.: "Natural vibrations of thick circular plates based on the modified Mindlin theory", *Arch. Mech.*, 66, 6, pp. 389-409, Warszawa 2014
- Technische Prüfvorschriften für Asphalt (TP Asphalt-StB), Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, FGSV 756, 2018
- Thiele, M.: "Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen", Dissertation TU Berlin, 2016

Inhaltsverzeichnis

| | |
|------------------------------------|---|
| INHALTSVERZEICHNIS | 11 |
| SYMBOLVERZEICHNIS | 15 |
| ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS | 18 |
| 1 | EINLEITUNG |
| | 19 |
| 2 | THEORETISCHE GRUNDLAGEN |
| | 21 |
| 2.1 | INHALT UND ZIEL |
| | 21 |
| 2.2 | BAUSTOFFVERHALTEN |
| | 21 |
| 2.2.1 | <i>Formänderungen</i> |
| | 21 |
| 2.2.2 | <i>Kurzzeitbeanspruchung</i> |
| | 21 |
| 2.2.3 | <i>Langzeitbeanspruchung</i> |
| | 23 |
| 2.3 | DAUERSCHWINGVERSUCHE |
| | 24 |
| 2.3.1 | <i>Versuchskonzept</i> |
| | 24 |
| 2.3.2 | <i>Wöhlerlinie</i> |
| | 24 |
| 2.4 | RELEVANZ DER BETONERMÜDUNG FÜR DEN STRAßENBAU |
| | 26 |
| 2.5 | ERMÜDUNGSVERHALTEN VON BETON |
| | 27 |
| 2.5.1 | <i>Skalenbetrachtung</i> |
| | 27 |
| 2.5.2 | <i>Steifigkeitsverminderung infolge Ermüdung</i> |
| | 28 |
| 2.5.3 | <i>Modellvorstellung der Betonermüdung</i> |
| | 30 |
| 2.6 | SCHADENSAKKUMULATIONSHYPOTHESEN |
| | 32 |
| 2.7 | STOFFGESETZE ZUR BESCHREIBUNG DES RISSFORTSCHRITTES |
| | 32 |
| 2.8 | RISSBILDUNGSMECHANISMEN |
| | 34 |
| 2.8.1 | <i>Unbelasteter Beton</i> |
| | 34 |
| 2.8.2 | <i>Belasteter Beton</i> |
| | 37 |
| 2.8.3 | <i>Beton unter Ermüdungsbeanspruchung</i> |
| | 38 |
| 2.9 | ULTRASCHALLAUFEITMESSUNG ZUR DETEKTION VON SCHÄDIGUNGEN DES BETONGEFÜGES |
| | 40 |
| 2.9.1 | <i>Allgemeines</i> |
| | 40 |
| 2.9.2 | <i>Theoretische Grundlagen der Ultraschallprüfung</i> |
| | 42 |
| 2.10 | ÜBERSICHT ÜBER AKUSTISCHE MESSVERFAHREN |
| | 44 |
| 2.10.1 | <i>Punktimpedanz-Verfahren</i> |
| | 44 |
| 2.10.2 | <i>Transferimpedanz-Verfahren</i> |
| | 45 |
| 2.11 | EIGENFREQUENZ-VERFAHREN |
| | 46 |
| 2.11.1 | <i>Voruntersuchungen mittels FEM-Simulationen</i> |
| | 46 |
| 2.11.2 | <i>Eigenformen und Sensorpositionierung</i> |
| | 48 |
| 2.11.3 | <i>Art der Anregung</i> |
| | 49 |
| 2.11.4 | <i>Resonant Spectroscopy</i> |
| | 50 |
| 2.11.5 | <i>Analytische Beschreibung der Eigenfrequenzen von Zylindern</i> |
| | 50 |
| 2.11.6 | <i>Hybrides Modell</i> |
| | 51 |
| 2.12 | PHASE-SHIFT-METHODE |
| | 53 |
| 2.12.1 | <i>Theoretische Grundlagen der Körperschallwellenausbreitung</i> |
| | 53 |
| 2.12.2 | <i>Theoretische Grundlagen der Phase-Shift-Methode</i> |
| | 57 |
| 3 | VORUNTERSUCHUNGEN AN LABORMAßSTÄBLICHEN PROBEKÖRPERN |
| | 59 |
| 3.1 | PROBEKÖRPER |
| | 59 |
| 3.1.1 | <i>Verwendete Betonrezeptur</i> |
| | 59 |
| 3.1.2 | <i>Probekörperherstellung</i> |
| | 59 |
| 3.2 | ERSTE UNTERSUCHUNGEN ZUM ULTRASCHALLAUFEIT-VERFAHREN |
| | 60 |
| 3.3 | AKUSTISCHE UNTERSUCHUNGEN AN UNGESCHNITTENEN BETONZYLINDERN |
| | 62 |
| 3.4 | STATISCHE SPALTZUGPRÜFUNG AN ZYLINDERSCHEIBEN ZUR BESTIMMUNG DER CHARAKTERISTISCHEN SPALTZUGFESTIGKEIT |
| | 63 |
| 3.5 | FESTLEGEN DER BEANSPRUCHUNGSNIVEAUS FÜR DEN SPALTZUG-SCHWELLVERSUCH |
| | 66 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 3.6 | ANWENDUNG DES 9-PLATTEN-MODELLS ZUR ABSCHÄTZUNG EINES PRAXISRELEVANTEN BEANSPRUCHUNGSNIVEAUS . | 68 |
| 3.7 | SPALTZUG-SCHWELLVERSUCH..... | 71 |
| 3.7.1 | <i>Versuchskonzept des Spaltzug-Schwellversuchs an Zylinderscheiben in Kombination mit dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenz-Verfahren</i> | 71 |
| 3.7.2 | <i>Versuchsaufbau des Spaltzug-Schwellversuchs an Zylinderscheiben in Kombination mit dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenz-Verfahren</i> | 72 |
| 3.7.3 | <i>Versuchsablauf des Spaltzug-Schwellversuchs an Zylinderscheiben in Kombination mit dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenzverfahren</i> | 74 |
| 3.8 | ERSTE UNTERSUCHUNGEN ZUM EIGENFREQUENZ-VERFAHREN..... | 79 |
| 3.8.1 | <i>Messaufbau.....</i> | 79 |
| 3.8.2 | <i>Messdurchführung.....</i> | 80 |
| 3.8.3 | <i>Einfluss der Masse des Beschleunigungssensors.....</i> | 80 |
| 3.8.4 | <i>Ankopplung von Anregung und Sensorik.....</i> | 82 |
| 3.8.5 | <i>Eigenfrequenzen des SZSV-Prüfstands</i> | 82 |
| 3.8.6 | <i>Messungen im ausgebauten Zustand.....</i> | 83 |
| 3.8.7 | <i>Vergleich ausgebauter und eingebauter Zustand.....</i> | 84 |
| 3.8.8 | <i>Wiederholbarkeit des Einbaus</i> | 85 |
| 3.9 | ABGLEICH DER MESSVERFAHREN | 86 |
| 3.10 | MESSERGEBNISSE | 88 |
| 3.10.1 | <i>PK TU01-1.....</i> | 88 |
| 3.10.2 | <i>PK TU27-1.....</i> | 97 |
| 3.10.3 | <i>PK TU05-1.....</i> | 101 |
| 3.10.4 | <i>PK TU14-1.....</i> | 106 |
| 3.10.5 | <i>PK TU03-1.....</i> | 110 |
| 3.10.6 | <i>PK TU17-1.....</i> | 114 |
| 3.10.7 | <i>PK TU20-1.....</i> | 119 |
| 3.10.8 | <i>Tatsächliches Beanspruchungsniveau der untersuchten Probekörper sowie Einfluss der Betonermüdung auf die Betonfestigkeit.....</i> | 123 |
| 3.10.9 | <i>Untersuchung der Reproduzierbarkeit der Messergebnisse des Ultraschalls und Vergleich des eingebauten Zustandes und des ausgebauten Zustandes auf die Messergebnisse.....</i> | 125 |
| 3.11 | ZUSAMMENFASSUNG | 127 |
| 3.11.1 | <i>Spaltzug-Schwellversuch</i> | 127 |
| 3.11.2 | <i>Ultraschalllaufzeit-Verfahren.....</i> | 127 |
| 3.11.3 | <i>Eigenfrequenz-Verfahren.....</i> | 127 |
| 4 | HAUPTUNTERSUCHUNGEN AN LABORMARSTÄBLICHEN PROBEKÖRPERN | 129 |
| 4.1 | ZUSÄTZLICHE UNTERSUCHUNGEN DES EINFLUSSES VON LASTPAUSEN AUF DEN ERMÜDUNGSPROZESS VON STRAßENBETON | 129 |
| 4.1.1 | <i>Versuchskonzept.....</i> | 129 |
| 4.1.2 | <i>Untersuchung des „Einschwingens“ der Prüfmaschine zu Belastungsbeginn.....</i> | 129 |
| 4.1.3 | <i>Untersuchung der Probekörpererwärmung sowie des Betonkriechverhaltens während des Spaltzug-Schwellversuches</i> | 131 |
| 4.2 | ZUSÄTZLICHE UNTERSUCHUNGEN ZUR VERMINDERUNG DER BETONFESTIGKEIT IM ZUGE DES ERMÜDUNGSVORGANGES UND ZUM TATSÄCHLICHEN BEANSPRUCHUNGSNIVEAU | 139 |
| 4.2.1 | <i>Versuchskonzept.....</i> | 139 |
| 4.2.2 | <i>Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der zweiten Schicht von unten</i> | 140 |
| 4.2.3 | <i>Spaltzugfestigkeiten der gezielt ermüdeten Probekörper der zweiten Schicht von unten.....</i> | 140 |
| 4.2.4 | <i>Abschätzung der ursprünglichen Probekörperfestigkeit aus dem anfänglichen Probekörper-E-Modul.....</i> | 142 |
| 4.2.5 | <i>Schlussfolgerungen für eigene Untersuchungen.....</i> | 144 |
| 4.3 | UNTERSUCHUNGEN AN BETONREZEPTUR 2 | 145 |
| 4.3.1 | <i>Verwendete Betonrezeptur und Probekörperherstellung.....</i> | 145 |
| 4.3.2 | <i>Messergebnisse.....</i> | 145 |
| 4.3.3 | <i>Zusammenfassung der Messergebnisse.....</i> | 145 |
| 4.3.4 | <i>Abschätzung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus.....</i> | 147 |
| 4.4 | UNTERSUCHUNGEN AN BETONREZEPTUR 3 | 148 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 4.4.1 | Verwendete Betonrezeptur und Probekörperherstellung | 148 |
| 4.4.2 | Messergebnisse..... | 148 |
| 4.4.3 | Zusammenfassung der Messergebnisse | 149 |
| 4.4.4 | Abschätzung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus | 149 |
| 4.5 | ABLEITEN CHARAKTERISTISCHER VERLÄUFE FÜR DIE VERMINDERUNG DES ELASTIZITÄTSMODULS IM ZUGE DER ERMÜDUNG | 151 |
| 4.5.1 | Vorgehen | 151 |
| 4.5.2 | Ergebnisse..... | 152 |
| 4.5.3 | Diskussion | 155 |
| 4.6 | ZUSAMMENFASSUNG | 156 |
| 4.6.1 | Zusätzliche Untersuchungen zum Einfluss von Lastpausen..... | 156 |
| 4.6.2 | Zusätzliche Untersuchungen zur Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge des Ermüdungsvorganges und zum tatsächlichen Beanspruchungsniveau | 156 |
| 4.6.3 | Untersuchungen an den Straßenbetonrezepturen 2 und 3 | 156 |
| 4.6.4 | Charakteristische Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung... .. | 157 |
| 5 | VORUNTERSUCHUNGEN AN GROßMAßSTÄBLICHEN PROBEKÖRPERN | 158 |
| 5.1 | MESSTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN AN ALUMINIUM-STREIFEN | 158 |
| 5.1.1 | Aufbau | 158 |
| 5.1.2 | Durchführung..... | 159 |
| 5.1.3 | Ergebnisse..... | 159 |
| 5.2 | MESSTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN AN STRAßENBETONPLATTE | 162 |
| 5.2.1 | Prüfobjekt | 162 |
| 5.2.2 | Versuchsaufbau und -durchführung | 165 |
| 5.2.3 | E-Modul der Straßenbetonplatte | 165 |
| 5.2.4 | E-Modul der Unterschicht..... | 169 |
| 5.2.5 | E-Modul der Oberschicht | 171 |
| 5.3 | VERGLEICH MIT ANDEREN MESSVERFAHREN | 173 |
| 5.4 | ZUSAMMENFASSUNG..... | 177 |
| 6 | HAUPTUNTERSUCHUNGEN AN GROßMAßSTÄBLICHEN PROBEKÖRPERN | 178 |
| 6.1 | GROßMAßSTÄBLICHER VERSUCHSSTAND..... | 178 |
| 6.2 | VORBEREITENDE ARBEITEN AM GROßMAßSTÄBLICHEN VERSUCHSSTAND..... | 179 |
| 6.3 | DIMENSIONIERUNG DER GROßMAßSTÄBLICHEN PROBEKÖRPER | 180 |
| 6.4 | HERSTELLUNG DER GROßMAßSTÄBLICHEN PROBEKÖRPER..... | 183 |
| 6.4.1 | Stellen der Betonschalung | 183 |
| 6.4.2 | Betonage der großmaßstäblichen Probekörper | 184 |
| 6.5 | VERSUCHSABLAUF DER GROßMAßSTÄBLICHEN UNTERSUCHUNGEN | 186 |
| 6.6 | BESTIMMUNG DES E-MODULS MITTELS DEHNMESSSTREIFEN UND INDUKTIVER WEGAUFNEHMER | 188 |
| 6.7 | ULTRASCHALLLAUFZEIT-VERFAHREN | 189 |
| 6.8 | UNTERSUCHUNGEN AM BETONPLATTENSTREIFEN | 189 |
| 6.8.1 | Probekörper | 189 |
| 6.8.2 | Versuchsparameter | 190 |
| 6.8.3 | Ultraschalllaufzeitmessungen | 191 |
| 6.8.4 | Messungen der Dehnungen und Verformungen mittels DMS und IWA..... | 193 |
| 6.8.5 | Phase-Shift-Methode..... | 197 |
| 6.9 | UNTERSUCHUNGEN AN DER BETONPLATTE | 204 |
| 6.9.1 | Probekörper | 204 |
| 6.9.2 | Versuchsparameter | 204 |
| 6.9.3 | Messungen der Dehnungen und Verformungen mittels DMS und IWA..... | 205 |
| 6.9.4 | Phase-Shift-Methode..... | 208 |
| 7 | FEM-BERECHNUNGEN | 215 |
| 7.1 | MODELLKONFIGURATION..... | 215 |
| 7.2 | BERECHNUNGSERGEBNISSE | 215 |
| 7.3 | ZUSAMMENFASSUNG..... | 220 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 8 | ZUSAMMENFASSUNG UND FAZIT | 222 |
| 8.1 | LABORMAßSTÄBLICHE UNTERSUCHUNGEN | 222 |
| 8.2 | GROßMAßSTÄBLICHE UNTERSUCHUNGEN | 224 |
| 8.3 | GEGENÜBERSTELLUNG DER VERFAHREN | 226 |
| 9 | AUSBLICK | 228 |
| 9.1 | VERWERTBARKEIT DER FORSCHUNGSERGEBNISSE DER LABORMAßSTÄBLICHEN UNTERSUCHUNGEN | 228 |
| 9.2 | VERWERTBARKEIT DER FORSCHUNGSERGEBNISSE DER GROßMAßSTÄBLICHEN UNTERSUCHUNGEN (PHASE-SHIFT-METHODE) | 229 |
| 9.3 | VERSAGENSKRITERIUM..... | 230 |
| 10 | LITERATURVERZEICHNIS..... | 232 |
| 11 | ABBILDUNGSVERZEICHNIS | 239 |
| 12 | TABELLENVERZEICHNIS | 244 |

Der Anhang zum Bericht ist im elektronischen
BAST-Archiv ELBA unter:
<https://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

Symbolverzeichnis

| | | |
|-------------------------|---|--|
| a | – | Risslänge, Fitting-Parameter |
| a | – | Schwingbeschleunigung |
| Abw. | – | prozentuale Abweichung |
| A_i | – | Flächen unter der Spannungs-Dehnungs-Linie |
| $A(x, \omega)$ | – | orts- und frequenzabhängiges Amplitudenspektrum |
| A_1, A_2 | – | Hilfsgrößen |
| b | – | Fitting-Parameter |
| B_1, B_2 | – | Hilfsgrößen |
| c | – | Ultraschallgeschwindigkeit der Longitudinalwelle, Phasengeschwindigkeit, Fitting-Parameter |
| c_B | – | Phasengeschwindigkeit der Biegewelle |
| c_L | – | Phasengeschwindigkeit der Longitudinalwelle |
| c_{lamb} | – | Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle |
| c_R | – | Phasengeschwindigkeit der Rayleigh-Welle |
| c_T | – | Phasengeschwindigkeit der Transversalwelle |
| c_w | – | Phasengeschwindigkeit einer Oberflächenwelle |
| C_1, C_2 | – | Hilfsgrößen |
| d | – | Fitting-Parameter |
| E | – | Elastizitätsmodul |
| $E_{\text{ausg.}}$ | – | Elastizitätsmodul im ausgebauten Zustand |
| E_{dyn} | – | dynamischer Elastizitätsmodul |
| $E_{\text{eing.}}$ | – | Elastizitätsmodul im eingebauten Zustand |
| E_{stat} | – | statischer Elastizitätsmodul |
| ΔE_{dyn} | – | Änderung des dynamischen Elastizitätsmoduls |
| d | – | Durchmesser |
| D | – | Biegesteifigkeit |
| D | – | Schädigungsmaß |
| D_{koef} | – | Durchlässigkeitskoeffizient |
| f | – | Frequenz |
| F | – | Kraft |
| $f_{\text{ct,k}}$ | – | charakteristische Spaltzugfestigkeit |
| f_{ij} | – | Eigenfrequenz |
| f_n^1 | – | Hilfsgröße |
| f_p | – | Prüffrequenz |
| f_0 | – | Eigenfrequenz |
| \underline{F}_n | – | komplexe Kraft in Normalenrichtung |

| | | |
|-------------------|---|--|
| G | – | Schubmodul |
| h | – | Probekörperdicke |
| H_L | – | Last in Fahrtrichtung |
| H_Q | – | Last orthogonal zur Fahrtrichtung |
| i | – | komplexe Einheit, Zählvariable |
| j | – | komplexe Einheit, Zählvariable |
| k | – | Dynamikfaktor |
| ΔK | – | zyklische Spannungsintensität |
| ΔK_c | – | kritische zyklische Spannungsintensität |
| ΔK_{th} | – | Grenzwert der zyklischen Spannungsintensität |
| k | – | Kreiswellenzahl |
| k_T | – | Transversal-Wellenzahl |
| l | – | Länge |
| L_p | – | Schalldruckpegel |
| L_v | – | Schnellepegel |
| m'' | – | flächenbezogene Masse |
| n_i/N_i | – | Lastwechselzahl/Bruchlastwechselzahl |
| p | – | Schalldruck |
| ρ | – | Testgröße des Anderson-Darling-Tests auf Normalverteilung nach [TP B-StB – 2016] |
| P | – | Radlast |
| $P(x, \omega)$ | – | orts- und frequenzabhängiges Phasenspektrum |
| r | – | Radius |
| r_A | – | Radius der angeregten Kontaktfläche |
| R | – | Verhältnis der Ober- zur Unterspannung im Dauerschwingversuch |
| R_{koeff} | – | Reflexionskoeffizient |
| S | – | Beanspruchungsniveau |
| S_o | – | oberes Beanspruchungsniveau bezogen auf die Druckfestigkeit |
| S_u | – | unteres Beanspruchungsniveau bezogen auf die Druckfestigkeit |
| ΔT | – | Temperaturänderung |
| T | – | Wert des Ausreißertests nach [TP B-StB – 2016] |
| t | – | Zeit |
| t_{krit} | – | Vergleichsgröße des Ausreißertests nach [TP B-StB – 2016] |
| $t_{US,0}$ | – | Ultraschalllaufzeit von Belastungsbeginn |
| $t_{US,i}$ | – | Ultraschalllaufzeit nach N_i Lastwechseln |
| $U(x, \omega)$ | – | komplexes orts- und frequenzabhängiges Schwingungsspektrum |
| v | – | Schwingschnelle |
| \underline{v}_n | – | komplexe Schwingschnelle in Normalenrichtung |

| | | |
|-------------------|---|--|
| w | – | Wassergehalt |
| W_i | – | akustische Impedanz |
| x_e | – | Kraft-Eintragsort |
| Δx | – | Abstand |
| z | – | Zementgehalt |
| Z | – | akustische oder mechanische Impedanz |
| \underline{Z}_E | – | Eingangsimpedanz |
| α | – | Winkel zwischen senkrechter Verbindungslinie der Lastschneiden und Kraft-Eintragsort am Probekörper im Uhrzeigersinn, Hilfsgröße |
| β | – | Hilfsgröße |
| β_c | – | Betondruckfestigkeit |
| $\gamma_{c,fat}$ | – | Ermüdungsfaktor nach RDO Beton 09 |
| ε | – | Dehnung |
| λ | – | Wellenlänge |
| λ_{ij} | – | Frequenzparameter |
| λ_R | – | Rayleigh-Wellenlänge |
| ν | – | Poissonzahl |
| ρ | – | Dichte |
| σ | – | Beanspruchung, Spannung |
| σ | – | Standardabweichung |
| σ_A | – | halbe Amplitude der Beanspruchung im Dauerschwingversuch |
| σ_m | – | mittlere Beanspruchung im Dauerschwingversuch |
| σ_{max} | – | maximale/obere Beanspruchung im Dauerschwingversuch |
| σ_{min} | – | minimale/untere Beanspruchung im Dauerschwingversuch |
| $\Delta\sigma$ | – | Amplitude der Beanspruchung im Dauerschwingversuch |
| σ_{BD} | – | Biegedruckspannung |
| σ_{BZ} | – | Biegezugspannung |
| φ | – | Phasenversatz |
| ϕ | – | Phase |
| ω | – | Kreisfrequenz |
| Ω | – | Frequenzparameter |

Abkürzungsverzeichnis

| | | |
|----------------|---|--|
| AKR | – | Alkali-Kieselsäure-Reaktion |
| B | – | dimensionierungsrelevante Beanspruchung (äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio.) |
| ER | – | Energy Ratio |
| FEA | – | Finite Element Analysis |
| FEM | – | Finite Element Method |
| FSS | – | Frostschuttschicht |
| GZT | – | Grenzzustand der Tragfähigkeit |
| ISS | – | Institut für Stadtbauwesen und Straßenbau |
| LW | – | Lastwechsel |
| M1, M2, M3 | – | Methoden 1, 2 und 3 des Eigenfrequenzverfahrens |
| PK | – | Probekörper |
| PLA | – | Polyactid |
| PU | – | Polyurethan |
| RDO Beton | – | Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen |
| RStO | – | Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen |
| RSO Beton | – | Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Betonbauweise |
| STS | – | Schottertragschicht |
| SZSV | – | Spaltzug-Schwellversuch |
| TP Asphalt-StB | – | Technische Prüfvorschriften Asphalt |
| TP B-StB | – | Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen |
| US | – | Ultraschall |

1 Einleitung

Generell unterliegen Baustoffe wie Stahl, Holz und Beton im Großteil ihrer Anwendungsbereiche nicht nur ruhenden, unveränderlichen Lasten, sondern werden ebenso durch zeitlich veränderliche bzw. wiederholte Belastungen beansprucht. Als Folge dessen muss bei der Betrachtung der Baustoffeigenschaften im Zuge einer Dimensionierung neben der statischen Belastbarkeit vor allem die Belastbarkeit unter zyklischen bzw. wechselnden Beanspruchungen herangezogen werden. Diese ist die sogenannte Ermüdungsfestigkeit, welche unter anderem dadurch charakterisiert wird, dass sie signifikant geringer ausfallen kann als die statische Belastbarkeit. Unter diesem Gesichtspunkt ist die genaue Kenntnis des Ermüdungsverhaltens eines Baustoffes für eine Dimensionierung von höchster Bedeutung.

Die Ermüdungsfestigkeit wird mit Hilfe der Anzahl der ertragenen Lastwechsel bis zum Ermüdungsversagen bei einer bestimmten Beanspruchung, der sogenannten Bruchlastwechselzahl, definiert. Dabei werden die auftretenden Lastwechselzahlen bei Ermüdungsbeanspruchungen von Bauwerken aus Beton in die drei Bereiche Low-Cycle-Fatigue, High-Cycle-Fatigue und Very-High-Cycle-Fatigue eingeteilt. Die Beanspruchung von Betonstraßen lässt sich in den Ermüdungsbereich der High-Cycle-Fatigue einordnen (vgl. [Hsu – 1981]). Jedoch sind die Beanspruchungen der Straßen weltweit in den letzten Jahrzehnten enorm gestiegen. Dies resultiert sowohl aus der zunehmenden Verkehrsdichte, insbesondere dem ständig wachsenden Schwerlastverkehr, als auch aus den steigenden klimatischen Belastungen. So sind Einzelachslasten bis 33 t und Verkehrsfrequenzierungen von mehr als 250 Millionen äquivalenten 10-t-Achsübergängen über einen Zeitraum von 30 Jahren (dimensionierungsrelevante Beanspruchung B gemäß RStO 12) auf deutschen Bundesfernstraßen schon heute keine Seltenheit mehr (vgl. [Uhlig – 2018]). Demnach müsste eine Aufstufung des Ermüdungsbereichs für den Straßenbau in den Very-High-Cycle-Fatigue vorgenommen werden. Dies geht umso mehr mit einer steigenden Relevanz des Ermüdungsversagens von Betonfahrbahndecken einher, das weder anhand der heutigen Forschungserkenntnisse noch durch die Richtlinien des deutschen Betonstraßenbaus hinreichend genau beschrieben werden kann.

Der Ermüdungsnachweis wird beim Dimensionierungsverfahren nach den „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“ (RDO Beton) wie folgt vorgenommen. Alle auftretenden Achslasten werden mittels des 4.-Potenz-Gesetzes auf eine äquivalente Achslast umgerechnet. Mithilfe der Ermüdungsformel nach der RDO Beton ergibt sich, wie hoch das Lastniveau beim Übergang der äquivalenten Achslast sein darf, damit die B-Zahl ohne Versagen des Betons erreicht wird. Aus der Spannung, welche die äquivalente Achslast induziert, und dem zulässigen Lastniveau folgt die erforderliche Betonfestigkeit. Die für eine vorausgesetzte Betonfestigkeitsklasse gültige Verteilungsfunktion der Betonfestigkeit gibt an, wieviel Prozent der Betonplattenbefestigung diese Festigkeit nicht erreichen (Ausfallrate). Überschreitet die Ausfallrate einen festgelegten Grenzwert, muss entweder die Betonfestigkeit oder die Plattendicke erhöht werden.

Im Forschungsprojekt „Grundlagen für eine vergleichende Bewertung der Restsubstanz von Fahrbahnbefestigungen in Betonbauweise nach mehrjähriger Verkehrsnutzung“ [FE 04.433 – 2009] wurde versucht, die statische Betonspaltzugfestigkeit nach einer definierten zyklischen Belastung der Proben zu ermitteln und somit eine zunehmende Verringerung der Spaltzugfestigkeit im Zuge der Betonermüdung aufzuzeigen. Jedoch gelang es nur teilweise, die geplanten Lastwechselzahlen bei einer vorher festgelegten Beanspruchung auf die Proben aufzubringen, denn deren Mehrheit versagte bereits vor dem Erreichen der angesetzten Lastwechselzahlen. Dadurch war eine anschließende Bestimmung der statischen Betonspaltzugfestigkeit unmöglich. Dies zeigt, dass die Betonfestigkeit aufgrund starker Streuung der Ergebnisse nur bedingt als Indikator für eine fortschreitende Baustoffermüdung geeignet ist. Zudem zeigten die Betonspaltzugfestigkeiten der Probekörper, die nicht unerwartet versagten, nur sehr geringe Anzeichen einer Degradation. In [Hohberg – 2004] wird die zuvor getätigte Aussage untermauert und erläutert, dass es trotz zahlreicher Untersuchungen nicht möglich war, eine allgemeingültige Beschreibung für die Festigkeitsabnahme des Betons im Zuge einer durch zyklische Beanspruchungen hervorgerufenen Ermüdung zu formulieren.

Der Betonhochbau bedient sich für die Durchführung des Ermüdungsnachweises zumeist eines dreistufigen Nachweisverfahrens, bei dem die Genauigkeit des Nachweises mit den jeweiligen Stufen zunimmt. In der ersten Stufe wird die ermüdungsrelevante Beanspruchung des Baustoffes mit einer Grenzspannung verglichen. Ist die Grenzspannung unterschritten, gilt der Nachweis als erfüllt. Ist diese Grenzspannung überschritten, wird in der zweiten Nachweisstufe die zur maßgebenden Ermüdungsbeanspruchung auftretende Lastwechselzahl einer zulässigen und somit als ertragbar definierten Lastwechselzahl gegenübergestellt. Bis zu diesem Schritt ähneln sich die Ermüdungsnachweise des Hoch- und Betonstraßenbaus.

Die dritte Nachweisstufe des Hochbaus berücksichtigt zudem Kollektive der Ermüdungsbeanspruchung unter Ansatz der Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner aus [Palmgren – 1924] und [Miner – 1945] aus den Jahren 1924 bzw. 1945. Eine derartige Berücksichtigung von Kollektiven der Ermüdungsbeanspruchungen erfolgt im derzeitigen Nachweisverfahren des Betonstraßenbaus nicht.

Die Nachweisführung für ein Ermüdungsversagen weist sowohl im Straßenbau als auch im Hochbau hinsichtlich der wirklichkeitsnahen Abbildung des Ermüdungsvorgangs des Baustoffs Beton weiterhin den Mangel auf, die Ermüdungsfestigkeit anhand der Betonfestigkeit zu beschreiben. Sowohl die Dimensionierung nach den RDO Beton als auch die Erarbeitung der „Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Betonbauweise“ (RSO Beton) benötigen jedoch eine realistischere Abbildung des Ermüdungsvorganges von Betonfahrbahndecken, um eine hinreichend exakte Bemessung bzw. Prognose der Nutzungsdauer zu ermöglichen. Es ist anzunehmen, dass sich schädigende Auswirkungen zyklischer Beanspruchungen auf das Baustoffverhalten vielmehr anhand von dessen Verformungs- und Steifigkeitsverhalten detektieren lassen. Dies wurde bisher jedoch kaum systematisch untersucht.

Generell wird die Verringerung der Steifigkeit häufig mit einer Entstehung und Akkumulation von Schädigungen des Betongefüges in Verbindung gebracht und infolgedessen als potentieller Indikator für das Ermüdungsversagen diskutiert. Es gilt demnach, die Steifigkeitsentwicklung während des Ermüdungsvorgangs messtechnisch präzise zu erfassen, um Aussagen über den aktuellen Schädigungszustand des Betongefüges treffen zu können. Anhand des effektiven Monitorings der Steifigkeit über die Gesamtnutzungsdauer eines Bauteils stünde damit – nicht nur für den Betonstraßenbau – ein etabliertes Werkzeug für die Nutzungsdaueranalyse zur Verfügung.

Ziel des Vorhabens ist daher die Etablierung des Elastizitätsmoduls als Materialparameter zur Beschreibung der Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses, um qualitative Aussagen über den Schädigungszustand des Baustoffes Straßenbeton zu ermöglichen.

Zu diesem Zweck erfolgen im ersten Schritt Untersuchungen an labormaßstäblichen zylindrischen Probekörpern. Hierbei kommen drei in verschiedenen Frequenzbereichen arbeitende Verfahren zum Einsatz. Das Ultraschalllaufzeit-Verfahren mit einer Arbeitsfrequenz von 80 kHz und das Eigenfrequenz-Verfahren mit einem Frequenzbereich von ca. 14 kHz bis 20 kHz werden der Standardmethode des Spaltzug-Schwellversuchs gegenübergestellt, die mit einer Belastungsfrequenz von 10 Hz arbeitet. Auf Grundlage der messtechnisch bestimmten Verläufe des Elastizitätsmoduls werden materialspezifische charakteristische Verläufe des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung erstellt.

Im zweiten Schritt werden die Untersuchungen auf großmaßstäbliche Probekörper ausgedehnt. Hierfür findet die Phase-Shift-Methode Anwendung, deren Eignung für die zerstörungsfreie messtechnische Erfassung des Elastizitätsmoduls großformatiger Probekörper in [Lindner - 2020] aufgezeigt wurde. Der Fokus liegt auf der Übertragbarkeit der Laborergebnisse an zylindrischen Probekörpern auf die In-situ-Ergebnisse an Straßenbetonplatten.

Mit einer abschließenden FEM-Berechnung des Spannungszustands einer durch Ermüdung geschwächten Straßenbetonplatte und durch Vergleich mit den Berechnungsergebnissen an einer nicht durch Ermüdung geschwächten Platte wird der Einfluss der Ermüdung auf die Beanspruchung einer Betonfahrbahndecke untersucht.

2 Theoretische Grundlagen

2.1 Inhalt und Ziel

Im Rahmen einer umfassenden Literaturrecherche wurde zunächst eine grundlegende Charakterisierung des generellen Baustoffverhaltens sowie eine detaillierte Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens des Baustoffs Beton, bspw. unter verschiedenen Beanspruchungsarten und auf verschiedenen Betrachtungsebenen (Mikro-, Meso- und Makroebene) vorgenommen. Im Folgenden wird insbesondere auf die Mechanismen der Rissbildung infolge des Ermüdungsvorganges eingegangen, um ein gesamtheitliches Verständnis für die Degradation des Betongefüges und deren Auswirkungen auf die Baustoffeigenschaften zu generieren. Dies sowie die Studie verschiedener Modelle zur Abbildung des Ermüdungsverhaltens des Baustoffs Beton unter zyklischer Beanspruchung stellen die Grundlage für dieses Forschungsvorhaben dar.

2.2 Baustoffverhalten

2.2.1 Formänderungen

Bei Straßenbeton handelt es sich um einen mehrkomponentigen Baustoff, bestehend aus Zement, Gesteinszuschlag und Zusatzstoffen. Aus diesem Grund müssen sowohl das mechanische Verhalten der einzelnen Komponenten als das Verbundverhalten zwischen den Komponenten betrachtet werden, um das Baustoffverhalten des Verbundbaustoffs Straßenbeton grundlegend verstehen zu können.

Wirken äußere Spannungen auf den Baustoff ein, kann dies zu einer Relativbewegung zwischen den Baustoffpartikeln führen. Die Gesamtverformung des Baustoffs Straßenbeton ist eine Kombination aus unterschiedlich starken Anteilen der reversiblen, irreversiblen, spannungsabhängigen, spannungsunabhängigen, zeitabhängigen und/oder nicht zeitabhängigen Formänderungen des Baustoffes. Kordina [Kordina – 1958] stellte die Beziehungen zwischen den einzelnen Verformungsanteilen von (Straßen-) Beton wie folgt dar (siehe Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1: Einteilung der Formänderungen nach [Kordina – 1958]

| | Spannungsabhängig | | Nicht spannungsabhängig |
|----------------------------------|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|
| | Nicht zeitabhängig | Zeitabhängig | |
| Umkehrbar/ Reversibel | Elastisch | Verzögert elastisch | Wärmedehnung Feuchtedehnung |
| Nicht umkehrbar/ Irreversibel | Setzdehnung (bleibend) | Fließdehnung (verzögert bleibend) | Chemische Dehnung |

2.2.2 Kurzzeitbeanspruchung

Unabhängig von der Art einer monoton steigenden, einaxialen Belastung, also einer Druck- oder Zugbelastung, stellt sich für unbewehrten Beton generell eine nahezu gleiche, typische Verformungsfunktion ein (siehe Abbildung 2.1 und Abbildung 2.2). Diese wird durch drei maßgebende Punkte im Funktionsverlauf charakterisiert, die bedeutsame Zeitpunkte im Schädigungsverlauf des Baustoffgefüges und damit verbunden, eine Änderung des Baustoffverhaltens anzeigen. Ist die Beanspruchung relativ gering, verhält sich Beton nahezu linear-elastisch (Bereich I in Abbildung 2.1, bzw. Bereich bis Punkt A in Abbildung 2.2). Bei einer Beanspruchung über den linear-elastischen Bereich hinaus, kommt es zum Zusammenwachsen vorhandener und zur Bildung neuer Mikrorisse. Dadurch bedingt, nehmen die Betonverformungen bei gleicher Beanspruchung zu und die Betonsteifigkeit ab. Der Baustoff verhält sich im Bereich II, bzw. zwischen den Punkten A und B also ausgeprägt nichtlinear und die irreversiblen Verformungsanteile nehmen überwiegend zu. Der Punkt B selbst kennzeichnet das Erreichen der maximal aufnehmbaren Kraft. Darüber hinaus kommt es bei verformungsgeregelten Druckversuchen zu Stauchungsentfestigungen (siehe Bereich III in

Abbildung 2.1). Bei monoton steigender Zugbelastung über den Punkt B hinaus entsteht aus einer Gefügeschwachstelle heraus ein Bereich mit einer vermehrten Anzahl an Mikrorissen, die sogenannte Bruchprozesszone. Diese Zone, auch Entfestigungsbereich genannt, zeichnet sich dadurch aus, dass sie den Ort der Entstehung eines Makrorisses, dem Trennriss, als Folge des Zusammenwachsens mehrerer Mikro- und Mesorisse, darstellt.

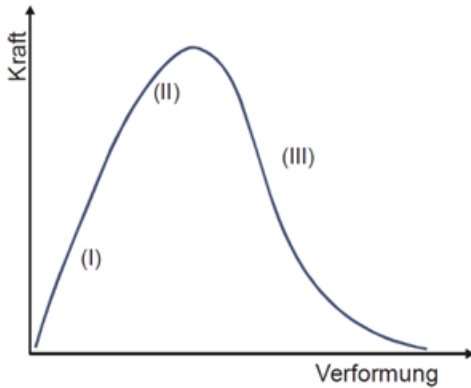


Abbildung 2.1: Kraft-Verformungsfunktion eines verformungsgeregelten Druckversuches [Hohberg – 2004]

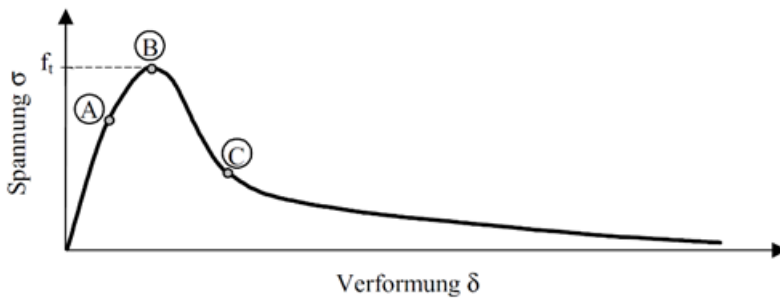


Abbildung 2.2: Spannungs-Verformungsfunktion eines kraftgeregelten Zugversuches [Kessler-Kramer – 2002]

Von besonderem Interesse ist dabei, dass es bei zunehmender Druckspannung im Betongefüge einen bestimmten Punkt gibt, ab dem das zunächst abnehmende Betonvolumen wieder zunimmt. Hervorgerufen wird diese Umkehr der Volumenänderung dadurch, dass sich die in der Kontaktzone zwischen Zementsteinmatrix und Zuschlagkorn befindlichen Risse zusammenfügen und durch die Längsstauchung des Betons eine zunehmende Querdehnung erzeugt wird. Der Punkt, welcher diese überproportionale Zunahme der Querdehnungen kennzeichnet, wird im Allgemeinen als „kritische Spannung“, „Diskontinuitätspunkt“ oder „lower limit of structural loosening“ bezeichnet. Dieser Punkt liegt je nach Betonsorte bei ca. 65 – 90 % der Bruchfestigkeit und ist in etwa mit der Betondauerstandsfestigkeit gleichzusetzen [Hohberg – 2004].

Der Anstieg der Verformungsfunktionen des linear-elastischen Bereiches der Abbildung 2.1 und der Abbildung 2.2, welcher mit dem Beton-Elastizitätsmodul gleichzusetzen ist, wird aufgrund der z. T. viskoelastischen Baustoffeigenschaften von Beton maßgeblich durch die Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst. Verdeutlichen lässt sich dies durch das Beispiel eines Körpers, welcher aus verschiedenen Höhen fällt und folglich mit unterschiedlich hohen Geschwindigkeiten auf Wasser trifft. Je langsamer der Körper in das flüssige Medium eindringt, desto weniger viskos und weniger steif verhält es sich. Ähnlich gestaltet es sich bei Beton. Eine niedrige Belastungsgeschwindigkeit resultiert in einer geringen Steifigkeit und höhere Belastungsgeschwindigkeiten haben höhere Steifigkeiten zur Folge (siehe Abbildung 2.3). Dies ist insofern von Bedeutung, als dass die gemessene Steifigkeit bei einer zyklischen Belastung des Betons von der Belastungsfrequenz abhängig ist und somit immer in Zusammenhang mit der Belastungsgeschwindigkeit zu betrachten ist. Im Zuge von Spaltzug-Schwellversuchen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens werden eine gezielte Schädigung des Betongefüges und eine daraus resultierende Verminderung der Betonsteifigkeit hervorgerufen und messbar gemacht. Den vorherigen Ausführungen folgend, ist davon auszugehen, dass für eine Belastungsfrequenz von 10 Hz eine vergleichsweise höhere Steifigkeit gegenüber einer Belastung mit einer niedrigeren Frequenz bestimmt würde. Ebenso muss der Wert der Steifigkeit, welcher sich aus der Messung bei 10 Hz Belastungsfrequenz ergibt, gegenüber den Werten der dynami-

schen Messmethoden (Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenz-Verfahren) niedriger liegen. Bei gleicher Belastungsfrequenz, z. B. von 10 Hz, bei verschiedenen Ermüdungszuständen müsste eine Einschätzung der Steifigkeitsänderung im Zusammenhang mit einer Baustoffermüdung möglich sein.

Erkennbar wird noch ein weiterer Effekt der Belastungsgeschwindigkeit auf die Verformungseigenschaften des Betons. Je geringer die Belastungsgeschwindigkeit (= Belastungsfrequenz) ist, desto mehr Zeit hat der Beton (je Lastzyklus), sich irreversibel zu verformen. Erkennbar ist dies an den unterschiedlich stark gekrümmten Spannungs-Dehnungs-Funktionen (siehe Abbildung 2.3). Die Belastungsgeschwindigkeit hat also einen direkten Einfluss auf das Verformungsverhalten des Betons. Je mehr irreversible Verformungen akkumuliert werden, desto geringer liegt das Niveau der Betonfestigkeit [Wesche – 1996].

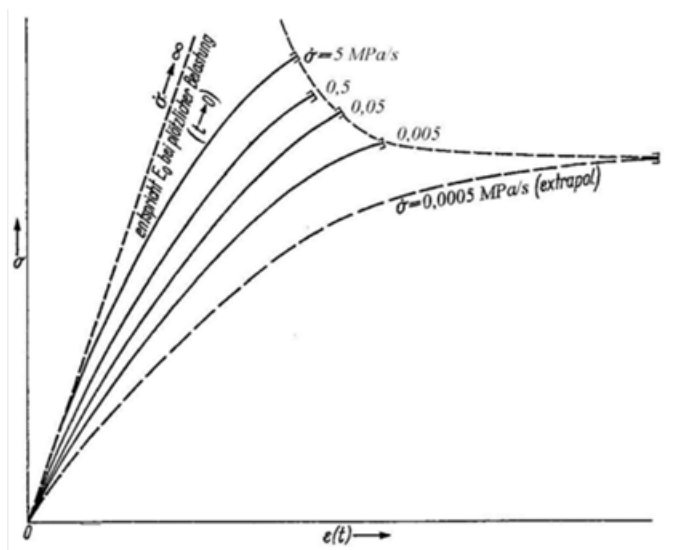


Abbildung 2.3: Spannungs-Dehnungs-Funktion von Beton in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit [Wesche / Krause – 1972]

Das viskose Verhalten des Baustoffs Beton wird ausschließlich durch die viskosen Eigenschaften des Zementsteins beeinflusst. Diese wiederum hängen in erster Linie, wie nachfolgend dargestellt, vom Wasser-Zement-Wert (w/z -Wert) ab. Der Zementtyp sowie die Art, Festigkeit und die Sieblinie des Zuschlags haben einen untergeordneten Einfluss auf das viskose Verhalten der spannungsübertragenden Zementmatrix [Hohberg – 2004].

2.2.3 Langzeitbeanspruchung

Wirkt eine Langzeitbeanspruchung auf den Beton ein, verursacht diese eine zeitlich anwachsende irreversible Dehnung, welche als *Kriechen* bezeichnet wird. Je feuchter der Zementstein ist, umso stärker gestaltet sich das Ausmaß des Kriechens. Hieraus erklärt sich der eben beschriebene Einfluss des w/z -Wertes auf das viskose Verformungsverhalten des Betons. Ein gänzlich trockener Zementstein kriecht praktisch gar nicht. Die Wirkungsmechanismen, welche zum Kriechen führen, sind nicht vollständig erforscht. Es wird davon ausgegangen, dass es beim Kriechvorgang zu einer Umlagerung der zuvor fest positionierten Teilchen des Betongefüges sowie zu einer Verdrängung des Wassers im Gelporenbereich kommt [Guénot-Delahaie – 1996].

Der Verlauf des Kriechens kann analog dem Verlauf der Steifigkeit (siehe Abbildung 2.9) in drei Phasen gegliedert werden. Die resultierenden Kriechverformungen nehmen anfangs (Phase I) stark und später (Phase II) nur noch schwach zu. In Phase III steigen die Verformungen wiederum stark an. Der typische Verlauf der Steifigkeitsänderung in Abbildung 2.9 kann also direkt aus dem zeitabhängigen Verlauf der Kriechverformungen abgeleitet werden. Aus diesem Grund wird der charakteristische, dreiphasige, S-förmige Verlauf der Steifigkeitsänderung auch „*cyclic creep curve*“ genannt. Wirken nur geringe Dauerlasten unterhalb der kritischen Spannung, verringern sich die Kriechverformungsänderungen über die Dauer der Einwirkung. Die Existenz eines Endkriechmaßes ist jedoch nicht erwiesen [Hohberg – 2004].

2.3 Dauerschwingversuche

2.3.1 Versuchskonzept

Blieben die Belastungsfrequenz, die aufgebrauchte Ober- und Unterspannung, bzw. die Mittelspannung über die Versuchsdauer konstant, wird von einem Dauerschwingversuch gesprochen. Die Form der Schwingung entspricht dabei zumeist einer Sinusfunktion mit einer Amplitude $\Delta\sigma$ und einer bestimmten Periode, entsprechend einem Lastwechsel oder auch Lastspiel (siehe Abbildung 2.4).

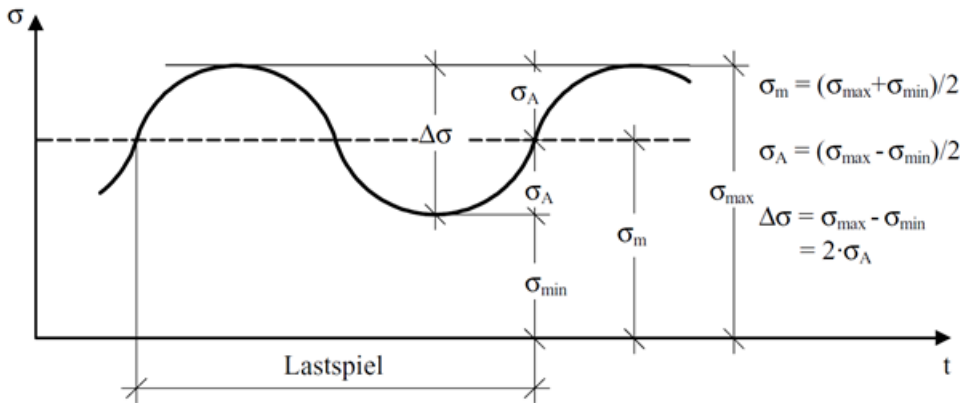


Abbildung 2.4: Charakteristische Kenngrößen bei periodischer Beanspruchung [Kessler-Kramer – 2002]

Die Art der Beanspruchung ergibt sich für den Dauerschwingversuch aus dem Verhältnis R von Ober- und Unterspannung. Liegen beide Kenngrößen im Druckbereich, ist von einer Druck-Schwellbeanspruchung zu sprechen. Für eine Ober-, als auch Unterspannung im Zugbereich, spricht man von einer Zug-Schwellbeanspruchung. Für beide Fälle ergibt sich das Verhältnis R der Ober- zur Unterspannung zu größer Null und zu kleiner positiv Eins. Ein Verhältnis von Null stellt sich für den Fall ein, dass entweder die Ober- oder die Unterspannung, entsprechend einer Druck- oder Zugbeanspruchung, zu Null gesetzt wird. Die Art der Beanspruchung des Dauerschwingversuches heißt dann Druck- oder Zug-Ursprungsbeanspruchung. Ein Verhältnis von minus Eins ist das Resultat einer reinen Wechselbeanspruchung, d.h., dass Ober- und Unterspannung betragsmäßig exakt gleich groß sind und ein entgegengesetztes Vorzeichen aufweisen (siehe Abbildung 2.5).

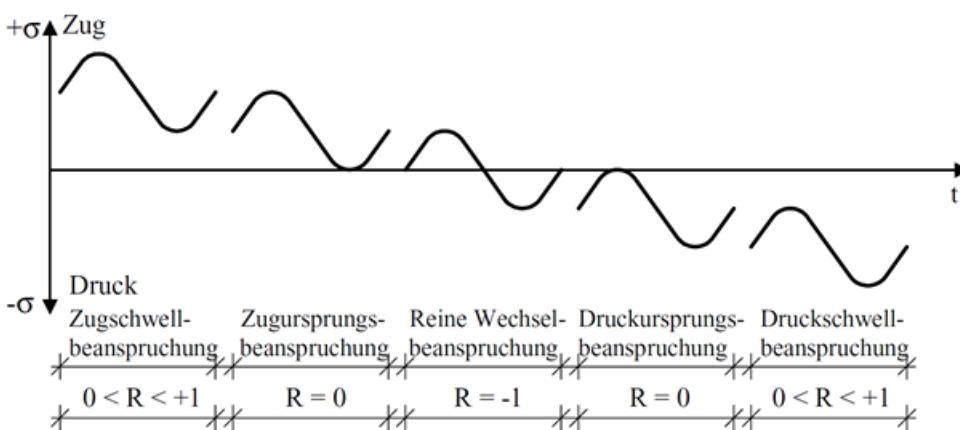


Abbildung 2.5: Beanspruchungsarten für Dauerschwingversuche [Kessler-Kramer – 2002]

2.3.2 Wöhlerlinie

Abhängig von der Art der Beanspruchung des Dauerschwingversuches ermüdet ein Baustoff bis zum Versagen mehr oder weniger schnell. Die maximal ertragbare Anzahl an Lastwechseln eines Baustoffs, die sogenannte Bruchlastwechselzahl – oder alternativ die Ermüdungsfestigkeit – hängt dabei aber nicht nur von der Art der Beanspruchung, sondern ebenso von der Höhe des Beanspruchungsniveaus ab. Diese

Tatsache erkannte Wöhler im 19. Jahrhundert, als er sich als einer der Ersten mit dem Problem der Baustoffermüdung als Folge des vermehrten Auftretens von Achsbrüchen bei Eisenbahnen und Postkutschen befasste [Wöhler – 1870a], [Wöhler – 1870b], [Wöhler – 1870c], [Wöhler – 1958]. Wöhler etablierte mit seinen Ermüdungsversuchen an metallischen Materialien die heute noch gängige Form der Darstellung des Ermüdungsverhaltens eines Baustoffs, die Wöhlerlinie. Diese stellt das Beanspruchungsniveau über der zugehörigen Bruchlastwechselzahl dar (siehe Abbildung 2.6). Eine hohe, zyklische Beanspruchung führt dabei zu einer geringeren Bruchlastwechselzahl. Theoretisch erträgt der Baustoff exakt einen Lastwechsel, wenn die Beanspruchung gleich seiner (statischen) Festigkeit ist.

Im Bereich sehr geringer ertragbarer Lastwechselzahlen wird von der sogenannten Kurzzeitfestigkeit oder auch „low-cycle high amplitude fatigue“ gesprochen. Werden die Spannungen geringer, steigt die Zahl der ertragbaren Lastwechsel an. Die Wöhlerlinie liegt für diesen Fall im Bereich der Zeitfestigkeit.

Die Betriebsfestigkeit beschreibt die Zahl der ertragbaren Lastwechsel für den Fall einer variierenden Beanspruchung, also zeitlich veränderlicher Beanspruchungsgrößen, -dauern oder -frequenzen. Diese Art der zyklischen Beanspruchung findet sich in fast allen Bereichen des realen Lebens, insbesondere bei der Beanspruchung von Betonfahrbahnen durch fließenden Verkehr (Lastkollektiv) und veränderlichen klimatischen Bedingungen. Trotzdem wird bei der labortechnischen gezielten Ermüdung eines Baustoffs wegen der Einfachheit der Ausführung eine zyklische Beanspruchung mit konstanten Kenngrößen vorgenommen. Durch Variation dieser pro Versuch konstanten Beanspruchung kann dann die lastwechselzahlabhängige Ermüdungsfestigkeit in Form einer Ermüdungsfunktion erfasst werden.

Die Dauerschwingfestigkeit ist so definiert, dass unendlich viele Lastwechsel ertragen werden können („very high-cycle fatigue“). Für metallische Materialien ist dieser Bereich eindeutig definiert. Allerdings wird bislang immer noch diskutiert, ob es bei sehr hohen Lastwechselzahlen („ultra high-cycle fatigue“) trotz geringer Beanspruchungen nicht doch zu einem Ermüdungsversagen kommen kann. Spannbeton- und Betonstahl werden nach DIN 488 [DIN 488 – 2009] und DIN 50100 [DIN 50100 – 2016] ab einer Lastwechselzahl von 2 Millionen Zyklen als dauerschwingfest bezeichnet.

Um die Entwicklung der Betonfestigkeit eindeutig vorhersagen zu können, fehlt bislang eine allgemeingültige Beschreibung für die Abnahme der Festigkeit bei zyklischer Dauerbelastung. Obwohl die Dauerschwingfestigkeit bei Beton existieren könnte, konnte sie bislang nicht nachgewiesen werden. Aus diesem Grund wird Beton als quasi-dauerfest oder zeitfest bezeichnet. Es wird deshalb von einer Ermüdungsfestigkeit gesprochen, welche die Dauer des Ermüdungsvorganges und folglich den Widerstand bis zum Betonversagen definiert.

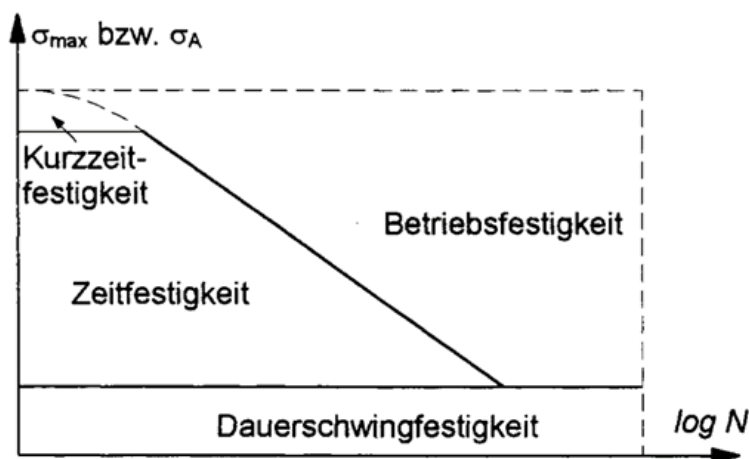


Abbildung 2.6: Schematisch dargestellte Wöhlerlinie eines metallischen Baustoffs [Bazant / Schell – 1993]

2.4 Relevanz der Betonermüdung für den Straßenbau

Wie in Kapitel 2.3 erläutert, wird bei Dauerschwingversuchen zwischen Druck-Schwell-, Zug-Schwell- und Wechselbeanspruchungen unterschieden. Auch wenn der Verformungsverlauf von Beton bei monoton steigender Beanspruchung generell ähnlich verläuft (siehe Abbildung 2.1 und Abbildung 2.2), zeigen sich signifikante Unterschiede im Tragverhalten in Bezug auf die Höhe der ertragbaren Beanspruchung. Es ist allgemein bekannt, dass die Beanspruchbarkeit des Baustoffs Beton auf Druck um ein Vielfaches höher liegt als dessen Beanspruchbarkeit auf Zug, woraus sich die Notwendigkeit einer Bewehrung mit bspw. Stahl oder eine entsprechende ausreichende Dimensionierung für unbewehrten Beton ableiten lässt.

Dieser Unterschied im Tragverhalten zeigt sich auch unter zyklischer Beanspruchung. So liegen die Bruchlastwechselzahlen bei einer zyklischen Druckbeanspruchung mit einem definierten Beanspruchungsniveau deutlich höher als die Ermüdungsfestigkeit bei einer entsprechenden Zug-Schwellbeanspruchung (siehe Abbildung 2.8). Insbesondere im Straßenbau treten jedoch überwiegend Wechselbeanspruchungen auf. Diese Biege-Wechselbeanspruchungen sind die Folge der Durchbiegung der Betonfahrbahndecke unter der bewegten Radlast (siehe Abbildung 2.7). In der Straßenbefestigung wird somit der Baustoff Beton im Vergleich zu anderen Bauwerken am stärksten auf Ermüdung beansprucht. Die Relevanz des Verständnisses des Ermüdungsverhaltens des Baustoffs Straßenbeton wurde bereits in Kapitel 1 dargelegt. Abbildung 2.8 verdeutlicht die Bedeutsamkeit einer ausreichenden Ermüdungsbeständigkeit des Baustoffs Straßenbeton gegen Wechselbeanspruchungen, die es durch fachgerechtes Dimensionieren des Bauwerks Betonfahrbahndecke mit der Auswahl der geeigneten, hinreichend ermüdungsresistenten Baustoffe zu erreichen gilt. Dadurch ist es möglich, die Nutzungsdauer der Betonfahrbahndecke zu bestimmen bzw. zu verlängern, Verkehrsbeeinträchtigungen infolge von Erhaltungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen zu reduzieren und somit das essentiell wichtige Aufrechterhalten der Verfügbarkeit unserer Straßeninfrastruktur für die stetig wachsende Anzahl an Teilnehmern des täglichen Straßenverkehrs zu sichern.

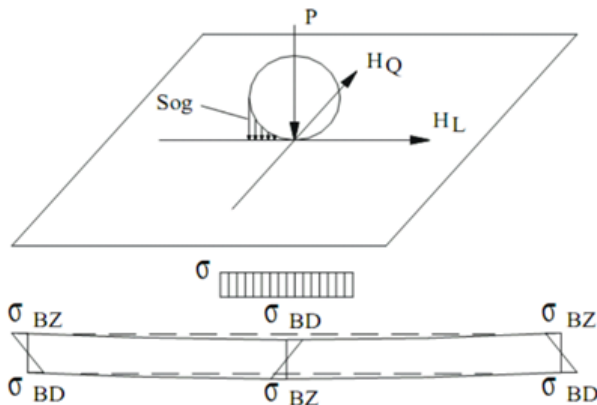


Abbildung 2.7: Kräfteverteilung an der Fahrbahn und resultierende Biegezugbeanspruchung innerhalb einer Betonfahrbahndecke [Wellner – 2019]

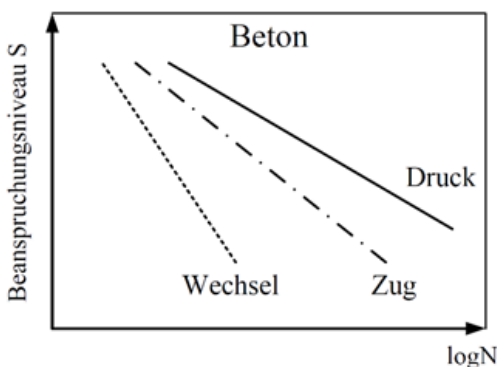


Abbildung 2.8: Schematische Veranschaulichung der qualitativen Verläufe der Wöhlerlinien für Druckschwell-, Zugschwell- und Wechselbeanspruchungen [Thiele – 2016]

2.5 Ermüdungsverhalten von Beton

2.5.1 Skalenbetrachtung

Zunächst lässt sich die Betrachtung des Ermüdungsprozesses des Baustoffs Beton im Wesentlichen auf drei Skalen zurückführen. Auf der Makroebene wird Beton als ein homogenes, einphasiges Stoffsystem angesehen. Aus dieser Art der Betrachtung kann die Charakterisierung anhand von Verformungs- und Festigkeitsparametern vorgenommen werden. Auf der Mesoebene werden die jeweiligen Baustoffkomponenten, welche das heterogene Betongefüge bestimmen, also Zuschlag, Zementstein, nicht gebundenes Wasser und Poren betrachtet. Es lassen sich die Verbundeigenschaften zwischen Zuschlagkorn und Zementstein definieren, wodurch auch Mikro- und Makrorisse in die Betrachtung mit einbezogen werden können. Auf der Mikroebene werden die Objekte des Zementsteins in molekularer Größenordnung verbildlicht, um die physikalischen und chemischen Prozesse wie Wärmentwicklung, der Einfluss des Gehaltes an nicht gebundenem Wasser und die Hydratation untersuchen zu können [Wittmann – 1983].

Auf der Makroebene betrachtet führt das bereits im Kapitel 2.2.3 beschriebene zeit- und spannungsabhängige Kriechen aufgrund der viskoelastischen Eigenschaften des Betons zu Schädigungsvorgängen und Verformungen im Baustoffgefüge. Im Vergleich zu kurzzeitigen, statischen Bruchversuchen treten im langzeitbeanspruchten Beton wesentlich höhere Verformungen auf, wobei es infolge von Überbeanspruchung zu lokalen Schädigungen im Sinne von Ablösungen zwischen Zuschlag und Zementstein und folglich zu Mikrorissen kommt [Hohberg – 2004]. Auf der Makroebene äußert sich dies, wie nachfolgend dargelegt, durch die Zunahme der irreversiblen Verformungen über die Zeit und einen dadurch bedingten kontinuierlichen Steifigkeitsverlust.

Schläfli ordnet diesen Phänomenen der Betonermüdung zwei „Ermüdungsmotoren“ zu, deren Betrachtung auf der Mesoebene vorgenommen werden muss. Die viskoelastische Verformung des Betons setzt sich sowohl aus kurzfristig und langfristig auftretenden Vorgängen bzw. Verformungen zusammen und führt dann zum Rissfortschritt, wenn das lokale Verformungsvermögen des Betons überschritten wird. Ist dies der Fall, können während des wiederholten Öffnens und Schließens dieser Risse aufgrund der Rissuferreibung und der gelockerten Zuschlags- und Zementsteinpartikel an der Spitze des Risses lokale Zugspannungen entstehen, welche wiederum zu verstärktem Risswachstum führen [Schläfli – 1999]. Dieser Effekt wird in Kapitel 2.8 eingehender beschrieben.

Es ist anzumerken, dass sich die bisherig durchgeführten Untersuchungen zum Schädigungsvorgang bei Beton vorwiegend auf die Ermüdungsfestigkeit und auf die Schadensakkumulation bezogen haben. Dies sind Kennwerte der makroskopischen Betrachtungsebene. Es mangelt bisweilen an der systematischen, messtechnischen Untersuchung von Schädigungsvorgängen auf der Meso- und Mikroebene. Sobald die Forschung diesen Meilenstein erreicht, müssen die Ergebnisse der unterschiedlichen Skalen miteinander verknüpft werden. Bis dies gelingt, kann nicht davon ausgegangen werden, dass der Schädigungsvorgang des Baustoffs (Straßen-)Beton ganzheitlich wissenschaftlich durchdringbar und somit auch prognostizierbar ist [Thiele – 2016]. Unter diesem Gesichtspunkt ist den in diesem Forschungsvorhaben angedachten Untersuchungsmethoden (Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenz-Verfahren) eine hohe wissenschaftliche Relevanz zuzuschreiben.

2.5.2 Steifigkeitsverminderung infolge Ermüdung

Es folgt zunächst eine Darlegung der makroskopischen Betrachtung des Ermüdungsverhaltens von Beton, bevor im nächsten Schritt auf das mesoskopische Phänomen (Rissbildung) eingegangen wird.

Die Steifigkeitsentwicklung, bzw. die Degradation des Baustoffs Beton, die sich durch dessen Ermüdung im Zuge eines zyklischen, spannungsgesteuerten Belastungsversuchs einstellt, lässt sich generell durch drei charakteristische Phasen schematisieren (siehe Abbildung 2.9). Die erste Phase ist durch einen degressiven Anstieg der Betonverformungen und -dehnungen und daraus resultierend eine degressive Abnahme der Steifigkeit geprägt, hervorgerufen durch ein langsames Anwachsen der durch die Hydratation entstandenen Mikrorisse im Betongefüge. In der zweiten Phase stellt sich ein nahezu linearer Anstieg der Verformungen bzw. eine lineare Verringerung der Steifigkeit im Zuge eines stabilen Risswachstums ein. Die dritte Phase zeichnet sich durch das Zusammenwachsen von Mikrorissen zu Makrorissen und, dadurch hervorgerufen, eine progressive Zunahme der Verformungen und Dehnungen sowie eine progressive Abnahme der Steifigkeit bis zum vollständigen Ermüdungsversagen aus [Klausen – 1978]. Die Übergänge der Phasen stellen sich dabei zumeist bei 10-20% und 80-90% der Bruchlastwechselzahl ein [Holmen – 1982], [Klausen – 1978].

Neben der Betrachtung der Steifigkeitsentwicklung über den gesamten Belastungszeitraum lässt sich zusätzlich die Spannungs-Dehnungs-Funktion eines Lastwechsels, die sogenannte Hysterese betrachten. Es ist bekannt, dass sich deren Verlauf ab einer bestimmten Lastwechselzahl von einer zunächst konkaven in eine konvexe Form ändert [Mehmel / Kern – 1962]. Diese Krümmungsänderung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung kann demnach ebenso ein Indikator für eine zunehmende Ermüdungsbeanspruchung sein.

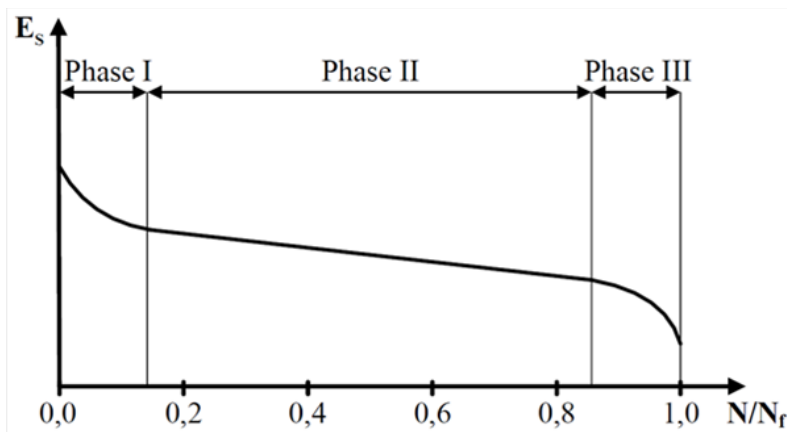


Abbildung 2.9: Steifigkeitsentwicklung bei Ermüdungsbeanspruchung [Oneschkow – 2014]

Die Form des sich einstellenden charakteristischen dreiphasigen S-förmigen Funktionsverlaufs der Steifigkeitsentwicklung ist dabei unabhängig von der Art der Beanspruchung [Hohberg – 2004]. Die Länge der zweiten Phase kann als vorwiegendes Merkmal der Betonermüdungsbeständigkeit angesehen werden. Während dieser Phase findet ein geringes, aber sehr konstantes Mikrorisswachstum im Baustoffgefüge statt, woraus sich die lineare Zunahme der Betonverformungen und folglich der lineare Abfall der Betonsteifigkeit erklären ließe. Cornelissen, Reinhardt et al. sowie Siemes fanden, dass die Länge der zweiten Phase durch die Belastungsfrequenz während einer zyklischen Dauerbelastung verändert werden kann. So verkürzt sich die zweite Phase mit steigender Belastungsfrequenz [Cornelissen – 1984], [Reinhardt et al. – 1978], [Siemes – 1982]. Unter dem Gesichtspunkt der zeitlich realistischen Umsetzbarkeit der Laborversuche im Zuge dieses Forschungsvorhabens (Spaltzug-Schwellversuche), sind demnach höhere Belastungsfrequenzen vorzuziehen, um eine vergleichsweise schnell einsetzende Betonschädigung hervorzurufen und zu messen. Die Belastungsfrequenz der Spaltzug-Schwellversuche beträgt 10 Hz.

Dass die Entwicklung der Betondehnungen, bzw. der Steifigkeit im Verlauf des Ermüdungsprozesses grundsätzlich entsprechend der zuvor beschriebenen, charakteristischen Funktion verläuft, wurde mehrfach experimentell und unabhängig von der Art der Beanspruchung der durchgeführten Dauerschwingversuche nachgewiesen (siehe Abbildung 2.10, Abbildung 2.11, Abbildung 2.12 und Abbildung 2.13).

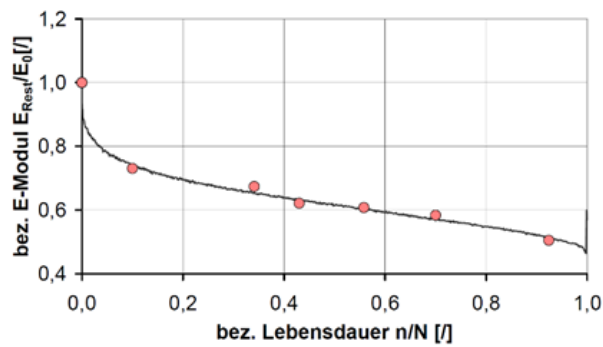


Abbildung 2.10: Experimentell bestimmter Steifigkeitsabfall nach Hohberg [Hohberg – 2004]

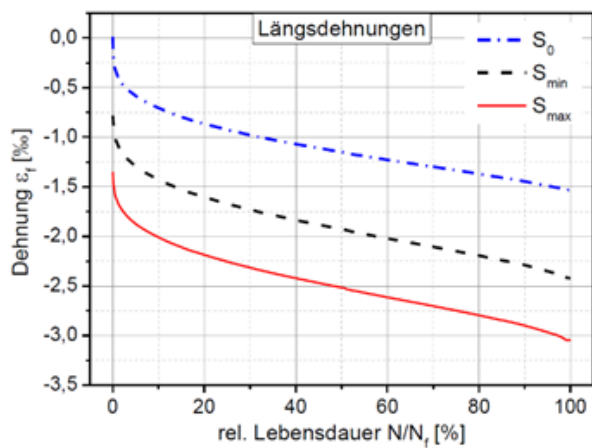


Abbildung 2.11: Experimentell bestimmte Zunahme der Dehnungen nach Thiele [Thiele – 2016]

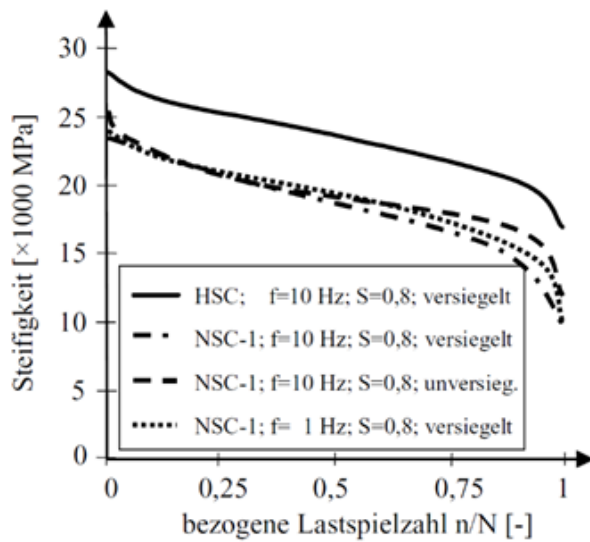


Abbildung 2.12: Experimentell bestimmter Steifigkeitsabfall nach Kessler-Kramer [Kessler-Kramer – 2002]

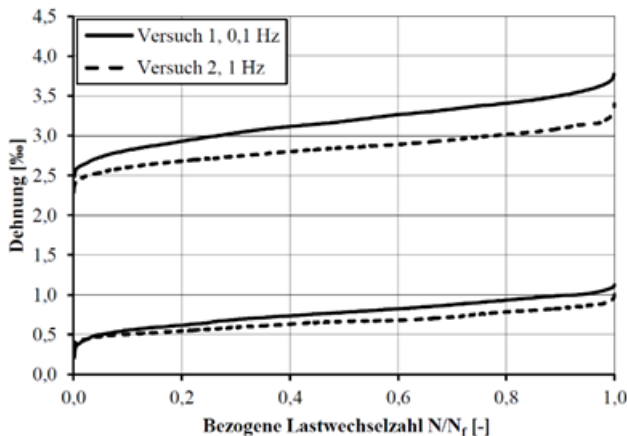


Abbildung 2.13: Experimentell bestimmte Zunahme der Dehnungen nach Oneschkow [Oneschkow – 2014]

Die Ermüdungsfestigkeit des Betons, alternativ die Bruchlastwechselzahl, hängt von vielen Parametern ab, die zum einen aus den Baustoffeigenschaften resultieren und als unveränderliche Parameter angesehen werden. Hierzu gehören die Betonsteifigkeit, -festigkeit, -zusammensetzung und das Betonalter. Alle labormaßstäblichen Probekörper dieses Forschungsvorhabens wurden in jeweils einer Betoncharge gefertigt und in einem fortgeschrittenen Betonalter getestet, in dem die Betonnacherhärtung keine signifikante Steigerung der Festigkeit mehr hervorruft. Zum anderen haben aus der Versuchsdurchführung resultierende und somit variable Parameter einen Einfluss auf die Betonermüdungsfestigkeit. Zu den vorrangigen, variablen Parametern gehören die Beanspruchungshöhe und -art, Lastpausen, die Belastungsfrequenz, die Betonfeuchte sowie das Umgebungsklima. Die vorgesehene zyklische Dauerbeanspruchung aller Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch mit konstanten Versuchsparametern in diesem Forschungsvorhaben annulliert die Einflüsse der variablen Parameter zum größten Teil. Zudem wurden die Probekörper vollständig bis zur Massekonstanz getrocknet und in einem geregelten Versuchsklima getestet. Anhand dieses Vorgehens wurden die Einflüsse der genannten Parameter auf die Ermüdungsfestigkeit auf einem Minimum gehalten.

2.5.3 Modellvorstellung der Betonermüdung

Durch die Betrachtung der Veränderung der Hystereseschleifen während eines Dauerschwingversuches kann auf ein Fortschreiten des Ermüdungsprozesses geschlossen werden. So ändert sich dabei nicht nur der Anstieg der Sekante einer Schleife, sondern ebenso die Krümmung der Hystereschleife im Laufe der Belastung (siehe Abbildung 2.15). Auch hieraus lässt sich die bereits erläuterte Steifigkeitsverminderung ableiten. Die Ursachen der Krümmungsumkehr sind bisher besonders für hochzyklische Ermüdungsbeanspruchungen kaum untersucht worden [Thiele – 2016].

Basierend auf den vorhergehenden Erläuterungen wurden einige Modellvorstellungen zur Betonermüdung entwickelt, die davon ausgehen, dass sich die verlängerten Sekanten der Hystereseschleifen in einem gemeinsamen Punkt schneiden (siehe Abbildung 2.14). Dieser Punkt wird, je nach Literaturquelle, als „common point“ [Park – 1990], „focus point“ [Hordjik – 1992] oder Pivot-Punkt [Rotilio – 1999] bezeichnet. Aus der Existenz eines solchen Punktes ließe sich schlussfolgern, dass die Steifigkeitsabnahme und die Zunahme der irreversiblen Verformungsanteile in einem linearen Zusammenhang stehen.

Pfanner stellte die Hypothese auf, dass die zu leistende Arbeit im Zuge einer Ermüdungsbeanspruchung, die in einem bestimmten geschädigten Zustand des Baustoffgefüges resultiert, gleichzusetzen ist mit der Arbeit, die durch eine monoton steigende Belastung geleistet wird, um den gleichen, geschädigten Zustand des Gefüges herbeizuführen [Pfanner – 2003]. Aus dieser Hypothese kann ein Energiegleichgewicht vorausgesetzt werden, welches in Abbildung 2.16 schematisch dargestellt ist. Der zuvor beschriebene Zusammenhang zwischen den geschädigten Zuständen des Betongefüges, welche gleichermaßen durch eine zyklische oder eine monoton steigende Belastung herbeigeführt werden können, lässt sich explizit aus der Gleichheit der Flächen A_1 und A_2 herleiten.

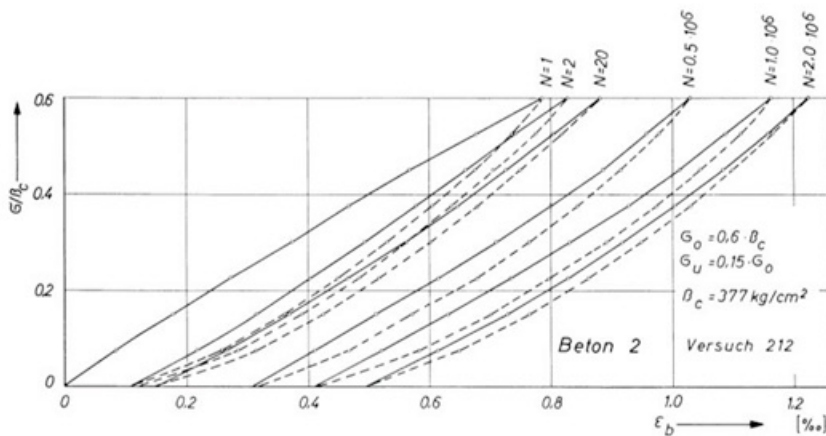


Abbildung 2.14: Fortlaufende Veränderung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung infolge von Ermüdungsbeanspruchungen im Druck-Schwellbereich [Mehmel / Kern – 1962]

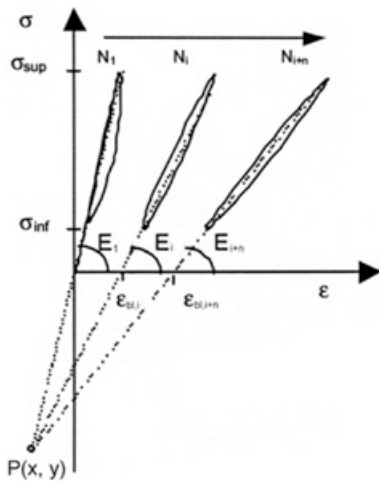


Abbildung 2.15: Pivot-Punkt [Hohberg – 2004]

Das Modell der Betonschädigung nach Pfanner kann nur unter Kenntnis der Spannungs-Dehnungs-Funktion bei monoton steigender Belastung sowie unter Kenntnis der Entwicklung der Dehnungen bei zyklischer Beanspruchung angewendet werden. Hierbei wird die Arbeit der Ermüdungsbeanspruchung iterativ mit der Fläche unter der Spannungs-Dehnungs-Funktion bei monoton steigender Belastung (A_1) verglichen. Folglich lässt sich der Schädigungszustand unter zyklischer Beanspruchung aus der Spannungs-Dehnungs-Funktion bei monoton steigender Belastung abschätzen [Oneschkow – 2014]. Pfanner merkt zudem an, dass die Spannungs-Dehnungs-Funktion anhand eines weggeregelten Belastungsversuches bestimmt und die zyklische Belastung kraftgeregelt erfolgen muss.

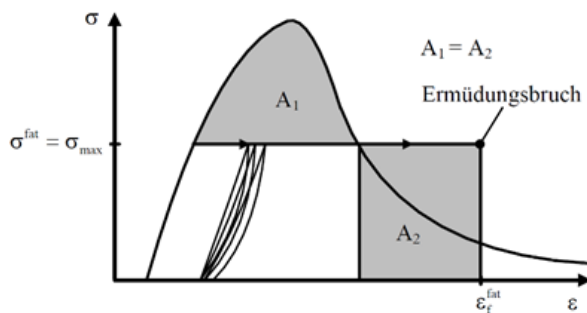


Abbildung 2.16: Hypothese gleicher in Schädigung dissipierter Energien bei zyklischer und monoton steigender Beanspruchung [Pfanner – 2003]

2.6 Schadensakkumulationshypothesen

Basierend auf den aus Ermüdungsversuchen gewonnenen Wöhlerlinien lässt sich die Betonrestnutzungsdauer für ein bestimmtes Belastungskollektiv anhand von Schadensakkumulationshypothesen abschätzen. Hierfür werden die durch die einzelnen Belastungskollektive hervorgerufenen Teilschädigungen zu einer Gesamtschädigung zusammengefasst, also aufsummiert. Die dabei am meisten angewendete und demnach auch bekannteste Hypothese ist die lineare Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner [Palmgren – 1924], [Miner – 1945]. Die Eignung dieser Hypothese ist in Hinsicht auf den bekannten Schädigungsverlauf von Beton jedoch umstritten. Dies ist vor allem das Resultat der Nichtberücksichtigung verschiedener Parameter, welche einen erheblichen Einfluss auf den Schädigungsverlauf haben. Dazu gehören etwa die Lastwechselabfolge, die Beanspruchungsfrequenz und Lastpausen, bzw. deren Variabilität und Zusammenwirken [Cornelissen / Reinhardt – 1984], [Leeuwen / Siemes – 1979].

Allerdings sind bisweilen keine passenderen Alternativhypothesen aufgestellt worden. Zudem gibt es auch Literaturquellen, in denen anhand der gewonnenen Ergebnisse mit den jeweiligen, spezifischen Versuchsanordnungen dargelegt wird, dass die Hypothese nach Palmgren-Miner ausreichend genau ist und demnach durchaus für Beton anzuwenden sei [Weigler / Freitag – 1975]. Somit wird die Hypothese nach Palmgren-Miner auch weiterhin bevorzugt für die Abschätzung der Betonbetriebsfestigkeit angewendet [Fitik – 2012]. Den Betonstraßenbau betreffend, ist es denkbar, die Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner in den „Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Betonbauweise“ (RSO Beton) zur Anwendung zu bringen.

Wird die Hypothese von Palmgren und Miner angewendet, ist ein linearer Zusammenhang zwischen der Lastwechselzahl und der Schädigung des Betongefüges sowie der Reihenfolgeunabhängigkeit der einzelnen Belastungskollektive vorauszusetzen. Als Folge dessen lässt sich bei mehrstufiger, zyklischer Beanspruchung das Schädigungsmaß D als Summe der einzelnen Teilschädigungen definieren. Die Teilschädigungen selbst ergeben sich jeweilig als Verhältnis der aufgetragenen Lastwechselzahlen n_i bei einem bestimmten Beanspruchungsniveau $\Delta\sigma$ zu der zugehörigen Bruchlastwechselzahl N_i (siehe Abbildung 2.17). Die Bruchlastwechselzahlen zu einem bestimmten Beanspruchungsniveau definieren den Verlauf der Wöhlerlinie des Betons.

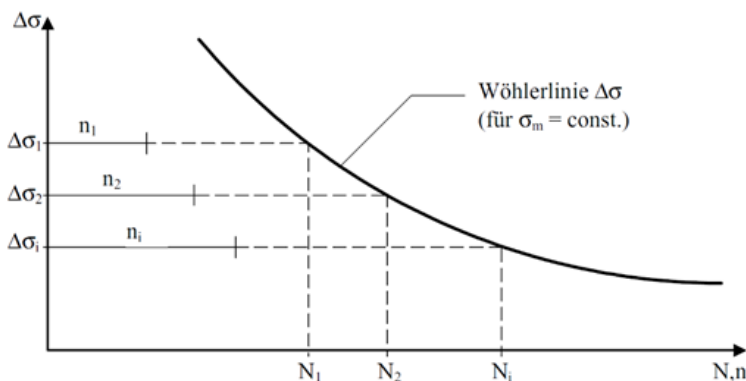


Abbildung 2.17: Prinzipieller Verlauf der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner [Kessler-Kramer – 2002]

2.7 Stoffgesetze zur Beschreibung des Rissfortschrittes

Bevor im Kapitel 2.8 auf die Mechanismen der Rissbildung eingegangen und die Betrachtung des Schädigungsvorganges des Baustoffes Betons somit von der Makro- auf die Mesoebene verlegt wird, folgt vorerst die Erläuterung verschiedener Stoffgesetze zur Beschreibung des Rissfortschrittes. Diese Gesetze betrachten neben der Baustoffbeanspruchung auch die Risslänge, bzw. deren Anwachsen im Zuge einer fortschreitenden Beanspruchung. Dabei wird ein homogenes Baustoffgefüge mit vereinzelt inhomogenitäten betrachtet, ohne den Baustoff in seine einzelnen Komponenten aufzuschlüsseln. Die Betrachtungsebene lässt sich somit nicht eindeutig festlegen und die Stoffgesetze zur Beschreibung des Rissfortschrittes müssen in einer Zone zwischen der Makro- und der Mesoebene angesiedelt werden.

Zunächst ist anzumerken, dass diese Stoffgesetze ihren Ursprung in der Metallstoffkunde haben und das Ermüdungsverhalten von Metall unter Anwendung dieser Gesetze hinreichend genau beschrieben werden kann. Das am meisten verwendete Stoffgesetz stammt von Paris und Erdogan [Paris / Erdogan – 1963] und betrachtet den Zusammenhang zwischen der Rissfortschrittsgeschwindigkeit, definiert als Verhältnis der Änderung der Risslänge zur Änderung der Lastwechselzahl, und der zyklischen Spannungsintensität, welche einen Bereich für den Spannungsintensitätsfaktor eingrenzt [Kessler-Kramer – 2002]. Der Spannungsintensitätsfaktor ist ein Maß für die Intensität des Spannungsfeldes in der Nähe einer Rissspitze. Vom kritischen Spannungsintensitätsfaktor wird gesprochen, wenn die Stärke des Spannungsfeldes die Rissbildung initiiert und schlussendlich einen Bruch hervorruft. Die Anwendbarkeit für Beton ist jedoch wegen der Gültigkeit der Gesetze zunächst für Metalle, in Frage zu stellen.

Aus diesem Grund erarbeiteten Forman et al., basierend auf der Gesetzmäßigkeit von Paris und Erdogan, eine erweiterte Beziehung, welche neben dem Spannungsverhältnis R zudem Effekte der Destabilisierung des Betongefüges berücksichtigt. Diese können auftreten, wenn sich der Spannungsintensitätsfaktor seinem kritischen Wert annähert. Allerdings gibt es immer noch eine Vielzahl an Parametern, welche für eine hinreichend genaue Beschreibung des Rissfortschrittes im Beton in einem Stoffgesetz berücksichtigt werden müssten. Dazu zählen die Rissoberflächengeometrie, die Lastsequenz, das Kriechen sowie der Temperatureinfluss. Eine Berücksichtigung dieser Parameter in einem entsprechenden Stoffgesetz ist Forman et al. nicht möglich gewesen [Kessler-Kramer – 2002].

Als Resultat empirischer Versuchsreihen wurde festgestellt, dass der Rissfortschritt unterhalb eines bestimmten Maßes für die zyklische Spannungsintensität ΔK zum Erliegen kommt. So lässt sich beim Auftragen von ΔK über der Rissfortschrittsgeschwindigkeit da/dN im doppelt-logarithmischen Maßstab eindeutig eine Ähnlichkeit des Funktionsverlaufs zu dem der klassischen Wöhlerlinie zeigen (siehe Abbildung 2.18). Diese Analogie findet sich z.B. bei der Betrachtung des Grenzwertes des Rissfortschrittes ΔK_{th} , unter dem die Risse nicht weiterwachsen [Kessler-Kramer – 2002]. Bei der Wöhlerlinie befindet sich unterhalb dieses Grenzwertes der Bereich der sogenannten Dauerschwingfestigkeit (siehe Abbildung 2.6). Daraus erschließt sich ein direkter Zusammenhang zwischen dem Rissfortschritt und dem Ermüdungsvorgang im, bzw. der Ermüdungsfestigkeit von Beton. Eine alternative Ableitung dieses Zusammenhangs ist in Kapitel 2.9.1 erläutert.

In Kapitel 2.3.2 wurde dargelegt, dass Beton aufgrund des bisherigen Fehlens eines Nachweises der Dauerschwingfestigkeit, als quasi-dauerfest oder zeitfest zu bezeichnen ist. Es sei auch an dieser Stelle angemerkt, dass bei den durchgeführten empirischen Untersuchungen des Rissfortschrittes lediglich eine endliche Zahl an Lastwechseln realisiert werden kann. Es ist daher nicht auszuschließen, dass der Rissfortschritt und dadurch bedingt, der Ermüdungsvorgang, bei einer viel höheren Lastwechselzahl nicht vollständig abgeschlossen ist.

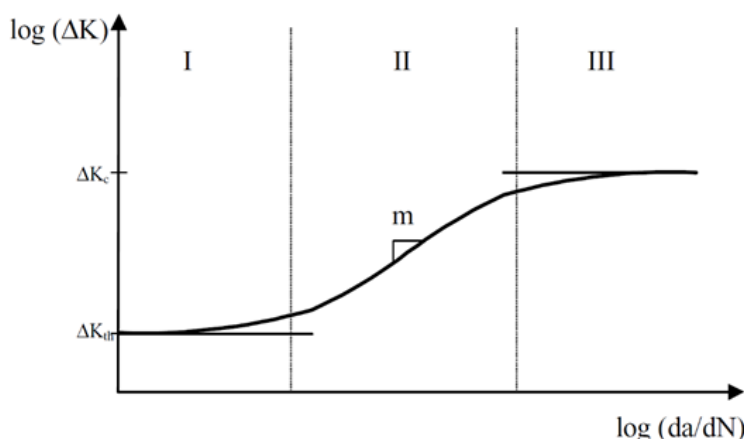


Abbildung 2.18: Schematische Darstellung für die Rissfortschrittsgeschwindigkeit [Kessler-Kramer – 2002]

2.8 Rissbildungsmechanismen

In diesem Kapitel wird die Betrachtung von der makroskopischen Ebene, auf der Beton als homogenisiertes Material abgebildet wird, auf die mesoskopische Ebene verlegt. Auf dieser Ebene wird der Baustoff Beton als ein heterogenes Material mit mehreren Komponenten dargestellt (siehe Abbildung 2.19). Somit ist es auch möglich, schädigende Prozesse in der Kontaktzone zwischen diesen Einzelkomponenten in die Betrachtung mit einzubeziehen. Dazu gehören in erster Linie, wie folgend dargelegt, die Prozesse der Rissbildung. Diese haben einen erheblichen Einfluss auf die Verbundeigenschaften der Einzelkomponenten und folglich auf das Material-, bzw. das Ermüdungsverhalten des Verbundbaustoffs (Straßen-)Beton.

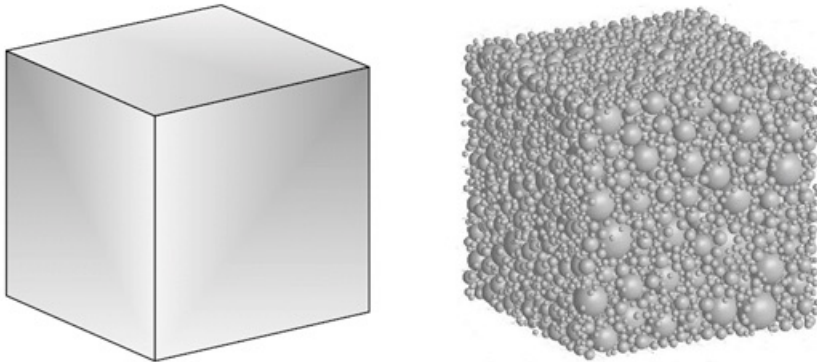


Abbildung 2.19: Veranschaulichung der Betrachtung des Baustoffs Beton als homogenes Material (links) und als heterogenes Material (rechts) [Thiele – 2016]

In Kapitel 2.2.2 wurde beschrieben, wie das Betonvolumen bei einer Beanspruchung, welche größer ist als die kritische Spannung des Betons (ca. 65-90% der Bruchfestigkeit), nach einer anfänglichen Verringerung wieder zunimmt. Bedingt wird diese Volumenzunahme durch das Einsetzen eines übermäßigen Risswachstums als Folge des Zusammenwachsens der im Beton befindlichen Mikrorisse zu Makrorissen. Dieser Effekt verdeutlicht, dass das Risswachstum generell schon weitaus früher beginnt und auch ohne das Wirken äußerer Lasten initiiert wird. Dabei können Risse im Beton überall dort auftreten, wo das lokale Verformungsvermögen des Betons überschritten wird. In der Regel sind dies Lokalitäten im vergleichsweise weichen Zementstein, bzw. in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Zuschlagkorn. Die Folge ist, dass Risse im Beton zumeist durch mehrere Zuschlagkörner überbrückt und die Rissoberflächen durch die unregelmäßig geformten Körner verzahnt werden. Ein Riss im Beton setzt sich dabei aus mehreren Mikro- und Makrorissen zusammen, die mit unterschiedlichen Winkeln, dreidimensional im Betongefüge verlaufen. Im Gegensatz zum spröden, linear-elastischen Verhalten der Einzelkomponenten des Betons, weist Beton selbst eine höhere Viskosität auf. Der Zementstein und die Zuschlagstoffe versagen beim Überschreiten der maximalen Festigkeit rasch, wohingegen die Spannung im Beton mit zunehmender Dehnung stetig abnehmen kann. Dieser Vorgang wird als „strain-softening“ bezeichnet [Hohberg – 2004].

2.8.1 Unbelasteter Beton

Im Zuge der Hydratation des Zementsteins während des Aushärtens des Betons entsteht zwischen der Betonmatrix und dem Zuschlag eine Kontaktzone. Diese Kontaktzone wird durch den adhäsiven Verbund der einzelnen Komponenten des Betons charakterisiert (siehe Abbildung 2.20).

Die durch Eigenspannungen und Schwinden hervorgerufenen Gefügedefekte und Hohlräume in der Kontaktzone führen zu einer erhöhten Grenzschichtporosität, welche festigkeitsmindernd wirkt. Durch ein einseitiges Anwachsen der Zementkörner an den Zuschlag während der Hydratation weist die Kontaktzone, verglichen mit der Dichte des derben Zementsteins, ein weniger dichtes Gefüge auf [Van Breugel – 1993], [Keller / Menn – 1991] (siehe Abbildung 2.21). Ebenso stellt sich infolge der Wasser- und Zemententmischung im Zementleim und infolge gravitationsbedingter, differenzierter Setzungen zwischen Zuschlagkörnung und Zement ein Setzungseffekt ein. Diese Setzungen können zu porösen Schichten unterhalb des Zuschlagkorns führen [Keller / Menn – 1991] (siehe Abbildung 2.22). Logischerweise verstärkt sich der Setzungseffekt in Kombination mit dem Korngrenzeffekt in der Kontaktzone unterhalb der Zuschlagkörner zusätzlich.

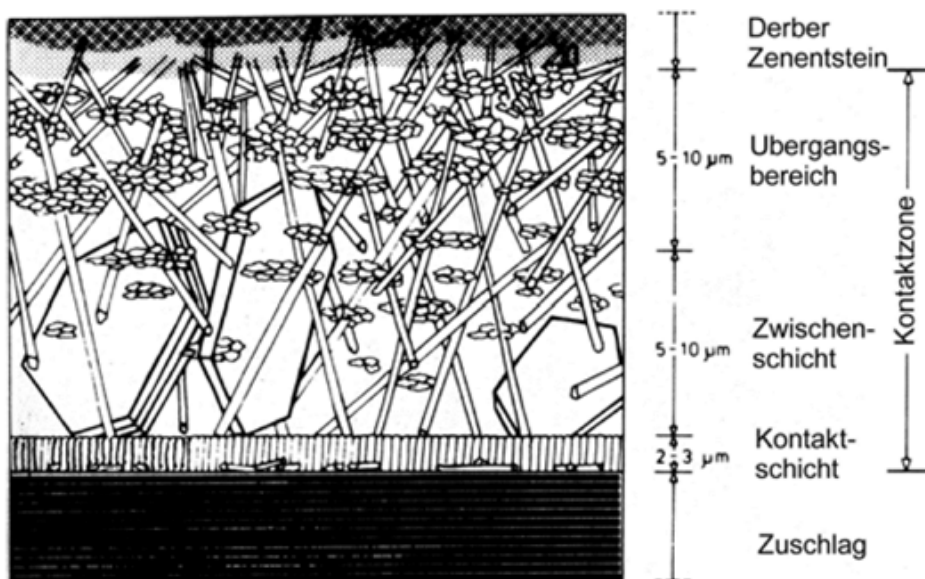


Abbildung 2.20: Strukturmodell der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Betonmatrix [Rehm / Zimbelmann – 1977]

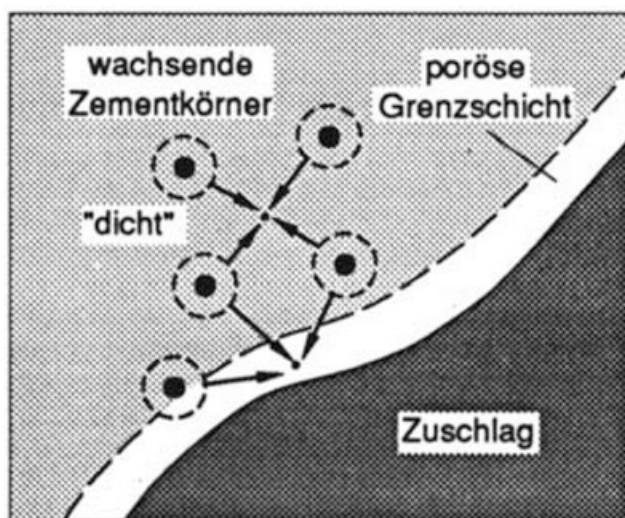


Abbildung 2.21: Korngrenzeffekt [Keller / Menn – 1991]

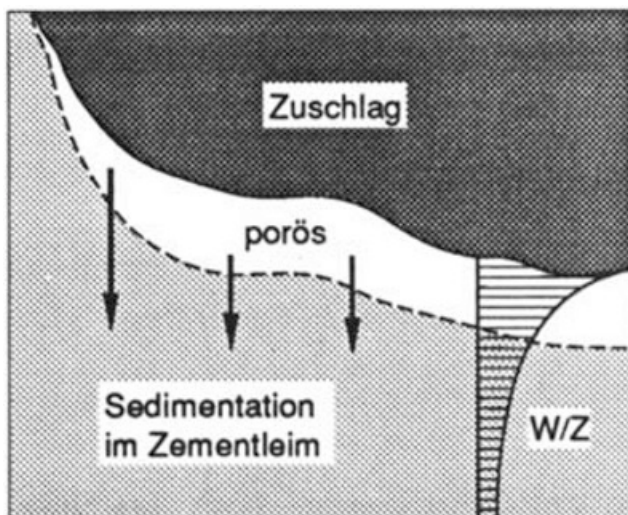


Abbildung 2.22: Setzungseffekt [Keller / Menn – 1991]

Die somit entstandene Porosität der Kontaktzone wird dabei im unbelasteten Beton aufgrund der mechanischen, thermischen und hygri-schen Inkompatibilität zwischen Zuschlag und Zementstein weiterhin gesteigert. Grund hierfür ist das Entstehen von Mikrorissen und Verbundschwächen in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein. Die mechanische Inkompatibilität entsteht dadurch, dass der E-Modul des Zuschlages bis zu viermal größer als der des Zementsteins ausfallen kann. Dadurch wird der Bereich des Zementsteins zwischen den Zuschlagkörnern hohen Zugspannungen ausgesetzt, die zu einer Überschreitung des lokalen Verformungsvermögens des Zementsteins und somit zur kornverbindenden Mikrorissbildung führen (siehe Abbildung 2.23).

Verdeutlicht wird das Entstehen dieser indirekten Zugspannungen durch einen Vergleich des Betongefüges mit dem Spaltzug-Versuch. Dabei stehen der weichere Zementstein für den zu belastenden Probekörper und die härteren Zuschlagkörner für die Kraft aufbringenden Lastschneiden. Der Spannungszustand, welcher sich im Probekörper bei der Durchführung des Spaltzug-Versuches einstellt, ist vergleichbar mit dem Spannungszustand des Zementsteins zwischen zwei Körnern des Zuschlages. Ähnliche Erscheinungen im Zementstein können zudem dadurch entstehen, dass der Zementstein und die Zuschlagkörner ein unterschiedliches Wärmeausdehnungsverhalten aufweisen (thermische Inkompatibilität). Aufgrund der Tatsache, dass sich der Zementstein gegenüber dem Zuschlag bei einer Temperaturänderung um das bis zu zweifache Maß auszudehnen vermag, bildet sich ein Zugring um die Zuschlagskörner (siehe Abbildung 2.24).

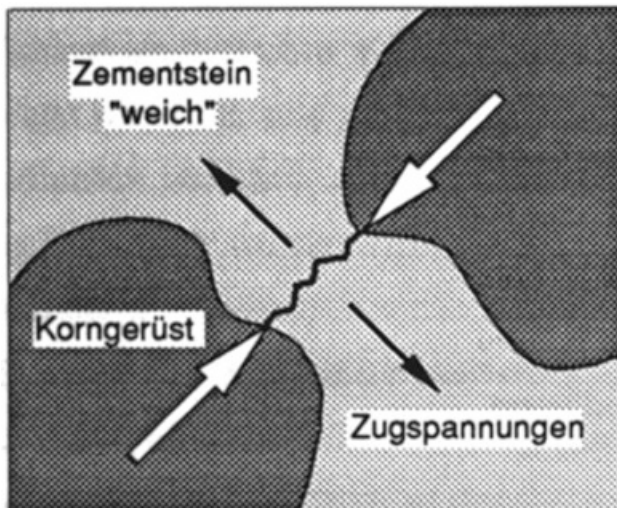


Abbildung 2.23: Mikrorisse durch mechanische Inkompatibilität [Keller / Menn – 1991]

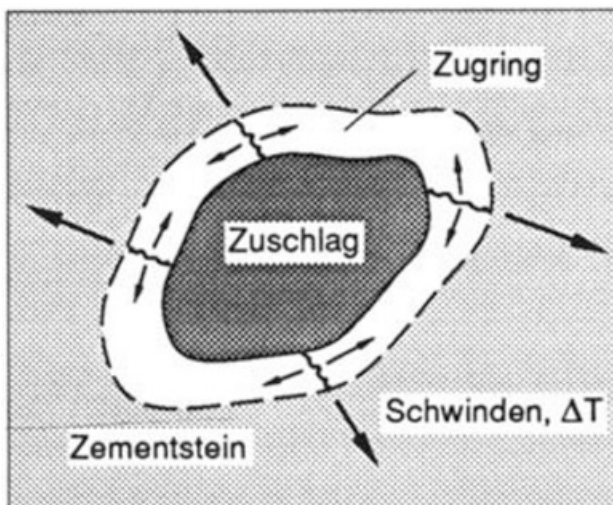


Abbildung 2.24: Mikrorisse aus thermischer und hygri-scher Inkompatibilität [Keller / Menn – 1991]

Dadurch bedingt kann es zu Ablöseerscheinungen des Zementsteins vom Zuschlag, bzw. zum Versagen des Zementsteines innerhalb des Zugringes kommen. Eine Temperaturänderung von bis zu 20 K infolge des Entstehens von Hydratationswärme kann bereits dazu führen, dass die Zugfestigkeit des Zementsteins überschritten wird. Folglich erschließt sich auch die Entstehung von Rissen im unbelasteten Beton.

Verstärkt wird dieser Effekt unter Umständen durch die hygri-sche Inkompatibilität zwischen Zementstein und Zuschlag. Diese resultiert aus den unterschiedlichen Schwindmaßen beider Komponenten und auch sie führt zur beschriebenen Zugringbildung [Keller / Menn – 1991] (siehe Abbildung 2.24).

2.8.2 Belasteter Beton

Nachdem zunächst die Mechanismen der Rissbildung im unbelasteten Zustand untersucht wurden, folgt nun die Erläuterung der Mechanismen, die im Beton im belasteten Zustand zur Ausbildung von Rissen führen. Es zeigen sich anhand der hohen Druckfestigkeit die Stärken des vielfach eingesetzten Baustoffs Beton. Aus diesem Grund wird Beton in der Mehrzahl der Applikationen für das Abtragen von Druckspannungen vorgesehen. Werden die Prozesse der Schädigung des Betongefüges durch Druckbeanspruchung im Detail betrachtet, zeigt es sich, dass dabei nicht die Druckbeanspruchung der schädigende Faktor ist, sondern eine durch sie induzierte Zugbeanspruchung. Verdeutlicht wird dies zum einen anhand des zuvor beschriebenen Effekts des Entstehens von indirekten Zugspannungen im Zementstein als Folge der drückenden Körner des Zuschlages (Vergleich des Betongefüges mit dem Spaltzug-Versuch – siehe Abbildung 2.23). Der gleiche Effekt zeigt sich zum anderen bei dem Betonmodell nach Lusche [Lusche – 1972]. Hier wird nicht Druck durch die mechanische Inkompatibilität der Betonkomponenten verursacht, sondern ein äußerer Druck ruft eine bestimmte Spannungsverteilung im Betongefüge hervor (siehe Abbildung 2.25). Die Druckspannungen werden entlang der senkrecht verlaufenden, durchgezogenen Linien, von Korn zu Korn übertragen. Senkrecht zu diesen Linien werden Zugspannungen im Zementstein induziert, die durch horizontal verlaufende, gestrichelte Linien angezeigt werden. Es wird anhand dieser Betrachtung deutlich, dass die innere Betonzugfestigkeit sowie die Haftfestigkeit zwischen Zementstein und Zuschlagkorn für die Aufnahmefähigkeit äußerer Lasten maßgebend sind.

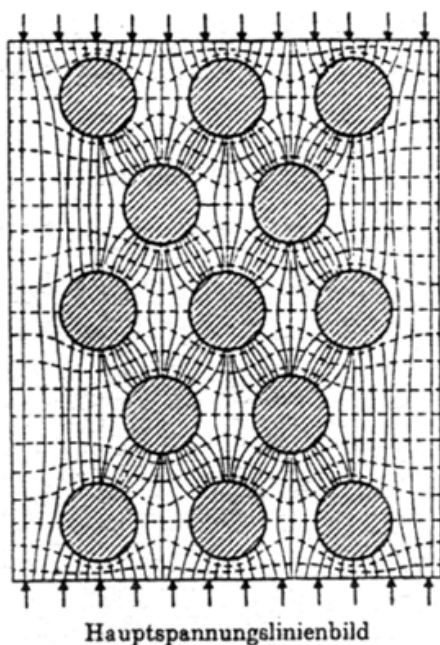


Abbildung 2.25: Spannungsverteilung des Betonmodells nach Lusche [Lusche – 1972]

Zug- und Haftrisse treten in Form von Mikrorissen dann auf, wenn die Zugfestigkeit der Matrix bzw. die Haftfestigkeit zwischen Matrix und Zuschlag von den resultierenden Spannungen überschritten werden. Diese Risse verlaufen entsprechend des Verlaufes der Druck- oder Zugspannungen. Zusätzlich können sich nach der Entlastung des Betons weitere Mikrorisse, orthogonal zur Druck- oder Zugspannung, an den Oberflächen der Zuschlagkörner einstellen, deren Entstehung auf aus Rückstellkräften resultierenden Eigenspannungen zurückgeführt werden kann. Diese Rückstellkräfte ergeben sich aus dem Unterschied der

Steifigkeiten der einzelnen Betonkomponenten [Hohberg – 2004]. Der Effekt der mechanischen Inkompatibilität wurde bereits zuvor erläutert.

Wird der Spannungszustand im näheren Umfeld eines Zuschlagkornes eingehender betrachtet, zeigt sich ein weiterer Effekt, der die Rissbildung begünstigt. Da die Zuschlagkörner oder auch Poren im Beton als Diskontinuitäten im Betongefüge auftreten, lenken sie bei einer Belastung des Betons die Spannungstrajektorien ab, wodurch ein Bereich konzentrierter Spannungen im Umfeld der Diskontinuitäten entsteht (siehe Abbildung 2.26). Dies wiederum führt zu einer gegenüber der globalen Verformung erhöhten, lokalen Verformung dieser Bereiche. Wird dabei das lokale Verformungsvermögen der Zementmatrix überschritten, sind Risse die Folge. Zusätzlich entsteht an den Rissufern eine bleibende, plastische Zone, die als Entstehungsgebiet neuer Risse fungiert. Folglich verschiebt sich diese plastische Zone im Zuge einer fortlaufenden Rissentstehung, bzw. im Zuge einer fortschreitenden Ermüdung [Hohberg – 2004].

Generell lässt sich die Rissentwicklung eines einaxial, druckbelasteten Betons mit stetig steigender Belastung durch drei typische Phasen charakterisieren. In der ersten Phase, bis circa 75% der Druckfestigkeit des Betons, entstehen zusätzlich zu den Mikrorissen, welche sich im unbelasteten Beton in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Korn aufgrund der Inkompatibilitäten gebildet haben, weitere Mikrorisse. Diese werden in der Rissverlauf-Zone, am Rande des dreiaxigen Spannungsgebietes gebildet (siehe Abbildung 2.26). Am Ende der ersten Phase, zwischen 65 und 75% der Druckfestigkeit etwa, lässt sich eine zunehmende Ausbreitung der bereits vorhandenen Mikrorisse in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Korn beobachten. Diese Risse wachsen entlang der Richtung der maximalen Schubspannungen, d.h., entlang der Rissverlauf-Zone und somit aus der Kontaktzone heraus. Folglich kommt es in dieser zweiten Phase zu einer Gefügebrauchung. Bedingt dadurch, wird das Material entlang der Rissverlauf-Zone verdreht, verformt und zerkleinert. Zunehmend entsteht ein kegelförmiger Bereich über- und unterhalb der Zuschlagkörner, der durch die anwachsenden Risse vom umgebenden Zementstein getrennt wird. Ab einer Spannung von rund 75 bis 85% der Druckfestigkeit kommt es in der dritten Phase zur Ausbildung axialer Mörtelrisse (siehe Abbildung 2.27). Sie sind die Folge von horizontal verlaufenden Zugspannungen an der Spitze des kegelförmigen Bereiches über- und unterhalb der Zuschlagkörner [Reinhardt et al. – 1978]. Hierin begründet liegt der in Kapitel 2.2.2 beschriebene Effekt der zunehmenden Querdehnungen und dadurch bedingt, des zunehmenden Betonvolumens. Dieser Punkt der „kritischen Spannung“ kennzeichnet bei stetig steigender Belastung den Zeitpunkt, ab dem das Gefüge infolge eines übermäßigen Risswachstums instabil wird. Die vorerst vereinzelt vorliegenden axialen Matrixrisse verbinden sich kornübergreifend. Das Gefüge hat nun die Form von durch Risse getrennten Matrix-Zuschlag-Säulen, die bei weiter ansteigender Belastung schließlich vollständig versagen [Hohberg – 2004].

2.8.3 Beton unter Ermüdungsbeanspruchung

Es sei an dieser Stelle zunächst angemerkt, dass die zuvor beschriebenen Mechanismen der Rissbildung unter statischen Lasten in ihren Grundzügen auch unter zyklischen Lasten beobachtet werden können. Um den Ermüdungsvorgang im Beton als Folge des stetig voranschreitenden Risswachstums vollständig wissenschaftlich durchdringen zu können, sind weitere Betrachtungen erforderlich. So wird der Rissfortschritt bei einer Ermüdungsbeanspruchung hauptsächlich durch ein ständiges Wechseln von Be- und Entlastung vorangetrieben. Zyklisch wiederholte, kurzfristige Mechanismen beschleunigen den Ermüdungsvorgang im Beton. Aus diesem Grund kann die Ermüdungsfestigkeit des Betons um einiges geringer als die statische Festigkeit ausfallen.

Aufgrund der Schubspannungen entlang der Ränder des kegelförmigen Bereiches über- und unterhalb des Zuschlagkornes kommt es, wie gerade beschrieben, zu einem vermehrten Abscheren des Bereiches von der umgebenden Matrix. So verformt sich das durch das Abscheren entlastete Korn beim Entlastungsvorgang weniger stark zurück als die umgebende Matrix. Ein weiterer Faktor für das unterschiedliche Verformungsverhalten der einzelnen Komponenten ist die bereits beschriebene mechanische Inkompatibilität. Es entstehen Längszugspannungen an der Kornoberfläche, welche die Rissbildung in der Kontaktzone, besonders an den der Belastung zugewandten Stellen vorantreiben (siehe Abbildung 2.28). Verstärkt wird dieser Effekt dadurch, dass sich infolge der unterschiedlich schnell zurückverformenden Komponenten bei einer Entlastung Eigenspannungen im Gefüge bilden, die die Rissbildung begünstigen. Zudem kommt im Zuge einer Ermüdungsbeanspruchung der in Kapitel 2.2.2 beschriebene Effekt des Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit auf die Steifigkeit zum Tragen. Da Ermüdungsbeanspruchungen häufig mit einer

hohen Belastungsgeschwindigkeit einhergehen, reagiert der Zementstein in der Kontaktzone aufgrund eines eingeschränkten Verformungsvermögens spröder. Das Risswachstum wird dadurch begünstigt. Ebenso haben die wiederholte Be- und Entlastung ein wiederholtes Öffnen und Schließen der bereits vorhandenen Risse und eine dadurch bedingte, mechanische Schädigung der Rissufer zur Folge [Hohberg – 2004].

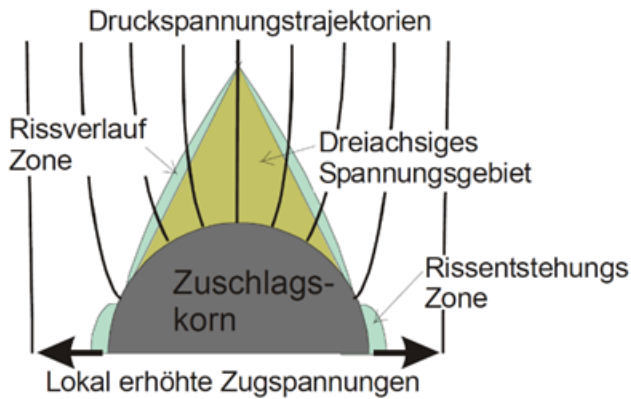


Abbildung 2.26: Modell der Rissbildung (Zuschlagskorn) [Hohberg – 2004]

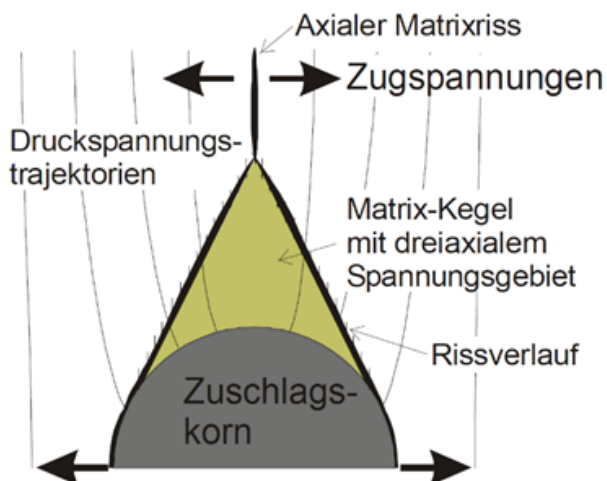


Abbildung 2.27: Entstehen von axialen Mörtelrissen an den Matrix-Kegelspitzen [Hohberg – 2004]

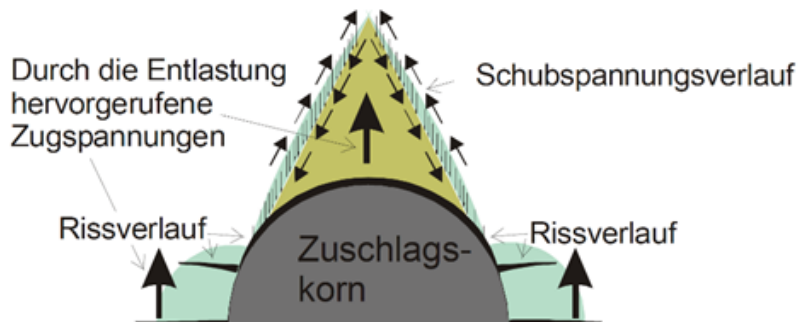


Abbildung 2.28: Längsspannungsinduzierte Rissentstehung in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Korn infolge einer wiederholten Be- und Entlastung [Hohberg – 2004]

Die Betrachtung des Rissbildes im Versagenszustand eines Betonprobekörpers lässt eine Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit erkennen. So weisen Probekörper, die dynamisch mit einer hohen Geschwindigkeit belastet wurden, vergleichsweise glatte Risse auf, die durch die Zuschlagskörner verlaufen. Dahingegen bilden sich bei einer langsameren Belastungsgeschwindigkeit fraktalere Rissverläufe entlang der Korngrenzen aus, da der Zementstein in diesem Bereich, wie bereits beschrieben, ein poröseres und damit weniger stabiles Gefüge aufweist. Begründen lässt sich diese Abhängigkeit des Rissverlaufs von der

Belastungsgeschwindigkeit anhand der unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Spannungen in Korn und Matrix [Curbach – 1987], [Danielewicz – 1994]. Rossi erläutert, dass sich nicht gebundenes Wasser im Beton vermehrt in den poröseren Kontaktzonen ansiedeln kann. Dort ruft es aufgrund seines viskosen Einflusses kraftübertragende Effekte hervor. Diese können bei hohen Dehnungsraten wiederum zu Spannungsspitzen an den Zuschlagkörnern und dadurch bedingt zur Zerstörung der Körner führen [Rossi – 1991].

Weitere Untersuchungen von Walraven et al. ergaben, dass der Ermüdungsvorgang von Beton als Verlust der inneren Reibung an den Ufern eines Risses angesehen werden kann. So verringert sich der Reibwiderstand zwischen den Körnern eines Rissufers und der Betonmatrix des gegenüberliegenden Ufers aufgrund des Abtragens von Material und eines dadurch bedingten Abschleifens der zahnigen Rissoberfläche innerhalb weniger Lastwechsel während einer zyklischen Belastung. Wird der Schlupf erhöht, bieten ungeschliffene Bereiche erneut einen Widerstand für die Körner eines der beiden Rissufer bevor ein erneuter, schneller Verlust des Reibwiderstandes beobachtbar ist [Walraven et al. – 1987].

2.9 Ultraschalllaufzeitmessung zur Detektion von Schädigungen des Betongefüges

2.9.1 Allgemeines

Wie in Kapitel 2.8 dargelegt, geht die Akkumulation von Schädigungen des Betongefüges im Zuge des Ermüdungsvorganges mit dem zunehmenden Risswachstum einher. Dies bietet ein hohes Potential für den Einsatz akustischer Messverfahren, wie etwa der Schallemissionsanalyse oder des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens. Während bei der Schallemissionsanalyse der Riss im Moment seiner Entstehung erfasst wird, was den kontinuierlichen Einsatz der Messtechnik erforderlich macht, kann das Ultraschalllaufzeit-Verfahren aufgrund seines aktiven Einsatzes zu beliebigen Zeitpunkten der Gesamtnutzungsdauer eines Bauteils angewendet werden, wodurch mit wenig sequenziellen Messungen und folglich wenig Messaufwand, die Degradation während der Gesamtnutzungsdauer effektiv erfasst werden kann.

Urban et al. zeigten anhand von Ultraschalllaufzeitmessungen an ermüdungsbeanspruchten Betonprobestkörpern, dass sich eine Zunahme der Ultraschalllaufzeit mit zunehmender Lastwechselzahl einstellt, deren Verlauf grundsätzlich dem S-förmigen Verlauf der Steifigkeitsabnahme ähnelt (siehe Abbildung 2.9) [Urban et al. – 2014]. Es ist anzunehmen, dass die im Zuge der Degradation des Betongefüges anwachsenden Mikrorisse die Ausbreitung der Ultraschallwellen ablenken, sodass deren Laufwege verlängert werden. Dies resultiert in einer höheren gemessenen Ultraschalllaufzeit für ein geschädigtes Betongefüge im Vergleich zu einem ungeschädigten Gefüge. Aus den von Urban et al. gemessenen Ultraschalllaufzeiten wurden zunächst die Ultraschallgeschwindigkeit und anschließend der dynamische Elastizitätsmodul gemäß folgender Formel bestimmt:

$$E_{\text{dyn}} = c^2 \cdot \frac{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}, \quad (2.1)$$

worin E_{dyn} den dynamischen Elastizitätsmodul in MPa, c die Ultraschallgeschwindigkeit in m/s, ρ die Dichte in g/mm³ und ν die Poissonzahl darstellen. Jedoch gilt diese Gleichung für ein linear-elastisches Baustoffverhalten und ein homogenes Baustoffgefüge. Die dritte Phase der Steifigkeitsentwicklung von Beton, die eine überproportionale Zunahme des Makrorisswachstums und einer sich daraus ergebenden Zunahme der Poissonzahl auszeichnet, kann möglicherweise nur unzulänglich anhand von Ultraschall-Messungen abgebildet werden. Die Abnahme des dynamischen Elastizitätsmoduls gestaltete sich bei den Untersuchungen von Urban et al. [Urban et al. – 2014] deutlich ausgeprägter als die Verringerung der statischen Steifigkeit, was eventuell auf den gerade beschriebenen Effekt zurückführbar wäre. Ibuk bestimmte die Änderung des dynamischen Elastizitätsmoduls über die Beziehung [Ibuk – 2010]:

$$\Delta E_{\text{dyn}} = \left(\frac{t_{\text{US},0}}{t_{\text{US},i}} \right)^2. \quad (2.2)$$

Hierin ist ΔE_{dyn} die Änderung des dynamischen Elastizitätsmoduls in MPa, während $t_{\text{US},0}$ bzw. $t_{\text{US},i}$ die Ultraschalllaufzeit vor Belastungsbeginn bzw. nach N_i Lastwechseln in m/s darstellen. Gl. (2.2) lässt sich

aus Gl. (2.1) unter Annahme einer über die Versuchsdauer konstanten Poissonzahl und Betondichte ableiten. Im Gegensatz zu Urban et al. [Urban et al. – 2014] lagen die Änderungen des dynamischen Elastizitätsmoduls und der statischen Steifigkeit bei I_{buk} [Ibuk – 2010] jedoch in der gleichen Größenordnung. Suaris und Fernando stellten wiederum eine weniger stark ausgeprägte Zunahme der Ultraschalllaufzeit gegenüber der Abnahme der Steifigkeit fest [Suaris / Fernando – 1987]. Basierend auf dieser Widersprüchlichkeit der Ergebnisse führten von der Haar und Marx eigene Ultraschalluntersuchungen an zyklisch beanspruchten Betonprobekörpern durch und betrachteten dabei die Verläufe der Steifigkeit und der Ultraschallgeschwindigkeit zunächst getrennt und anschließend in einer vergleichenden Gegenüberstellung [von der Haar / Marx – 2016]. Sie fanden zum einen den ähnlichen Verlauf der Steifigkeit (siehe Abbildung 2.9) und der Ultraschallgeschwindigkeit (siehe Abbildung 2.29) über die Versuchsdauer. Zum anderen erläutern Sie, dass aus der Ultraschalllaufzeitmessung orthogonal zur Belastungsrichtung nicht auf die Betonsteifigkeit geschlossen werden kann.

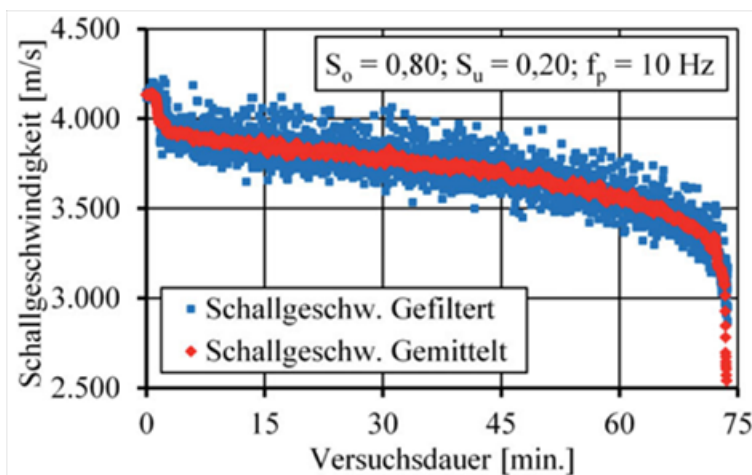


Abbildung 2.29: Dreiphasiger, S-förmiger Verlauf der Ultraschallgeschwindigkeiten analog zum Steifigkeitsverlauf bei Ermüdungsbeanspruchung [von der Haar / Marx – 2016]

Breitenbücher und Kunz nutzten die Ultraschalllaufzeitmessung für die Erfassung der Betonermüdung im Zuge einer zyklischen Ermüdungsbeanspruchung von Vierpunkt-Biegebalken. Anhand der ermittelten Ultraschalllaufzeiten zu verschiedenen Zeitpunkten der Ermüdungsbeanspruchung wurde der dynamische E-Modul unter Verwendung der Gl. (2.1) abgeschätzt.



Abbildung 2.30: Ultraschalllaufzeitmessung der Rayleigh-Welle eines Vierpunkt-Biegebalkens unter zyklischer Beanspruchung [Breitenbücher / Kunz – 2017]

Die Ergebnisse zeigen, dass eine Abnahme des dynamischen E-Moduls anhand der Ultraschalllaufzeitmessungen nachweisbar ist (siehe Abbildung 2.31). Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass das maximale Beanspruchungsniveau der zyklischen Biegezugversuche zu 70% der Biegezugfestigkeit der untersuchten

Betone gewählt wurde. Die Abnahme des dynamischen E-Moduls zeichnet sich in den Untersuchungen von Breitenbücher und Kunz nur eingeschränkt ab. Die maximale Abnahme des dynamischen E-Moduls wurde mit 22,1% des anfänglichen Steifigkeitswertes verzeichnet. Basierend auf eigenen Erfahrungen und aus den Messergebnissen von Breitenbücher und Kunz wurden die Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens mit einem höheren Beanspruchungsniveau vorgenommen, um eine deutlichere Schädigung bei realisierbaren Lastwechselzahlen hervorzurufen [Breitenbücher / Kunz – 2017].

Deutlich bemerkbar macht sich der Einfluss des Feuchtigkeitsgehaltes der Betone in den Untersuchungen von Breitenbücher und Kunz. So stellen sich für feuchtere Betone geringere Steifigkeitsverminderungen ein. Der Grund hierfür liegt in der unterschiedlichen, akustischen Impedanz von Luft und Wasser, auf die nachfolgend näher eingegangen wird und die einen maßgebenden Einfluss auf die gemessene Ultraschallgeschwindigkeit des gesamten, durchschallten Probekörpers hat. An dieser Stelle sei vermerkt, dass alle Probekörper für eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse, den gleichen Feuchtegehalt haben sollten. Wie in Kapitel 2.5.2 beschrieben, wurden alle Proben dieses Forschungsvorhabens bis zur Massekonstanz getrocknet, um den Einfluss des Wassergehaltes auf die Messergebnisse auf einem Minimum zu halten.

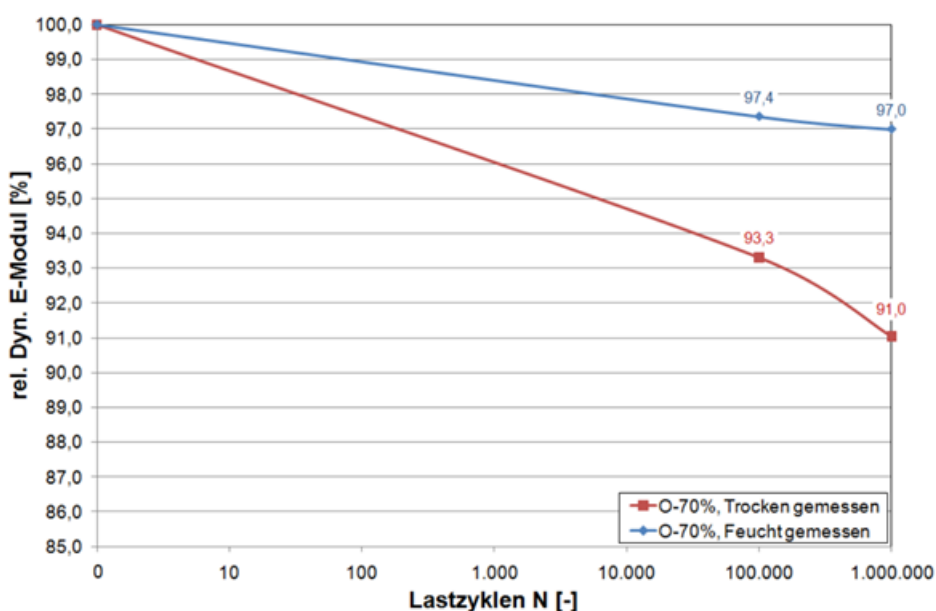


Abbildung 2.31: Abnahme des relativen dynamischen E-Moduls infolge zyklischer Belastung mit 70% der Biegezugfestigkeit bei unterschiedlichem Feuchtegehalt der Betone (Breitenbücher / Kunz – 2017)

2.9.2 Theoretische Grundlagen der Ultraschallprüfung

Unter Ausnutzung der physikalischen Eigenschaften von Schall lassen sich sogenannte zerstörungsfreie Baustoffprüfungen durchführen. Die allgemeine Baustoffprüfung mithilfe von Schall muss dabei nicht zwangsläufig, wie hier beschrieben, mit der Verwendung moderner Geräte in Verbindung stehen. Bereits das Anschlagen des Prüfstückes lässt auf grobe Fehler durch dessen veränderten Klang beim Schwingen schließen. Ein Teilgebiet der zerstörungsfreien Schallprüfung ist die Ultraschallprüfung. Der für den Menschen hörbare Frequenzbereich erstreckt sich von 16 Hz bis 20 kHz. Schallwellen mit kleinerer Frequenz liegen im Bereich des Infraschalls, Schallwellen höherer Frequenz im Bereich des Ultraschalls.

Grundsätzlich ist Schall die wellenartige Ausbreitung einer Druckänderung in einem Medium. Mit welcher Geschwindigkeit sich die Wellen fortbewegen können, hängt dabei von der Dichte und der Homogenität des Mediums ab. Je dichter ein Medium ist, umso besser lässt sich die Schwingung der Schallwelle übertragen. So beträgt die Schallgeschwindigkeit in Luft bei 20 °C 343 m/s, in Wasser etwa 1400 m/s und in Normalbeton circa 4600 m/s. Ist die Geschwindigkeit bei Festkörpern im Bereich der Raumtemperatur größtenteils temperaturunabhängig, setzt sich Schall in warmer Luft beispielsweise schneller fort als in kalter. In einem Festkörper hingegen wird die Schallgeschwindigkeit zusätzlich von dessen elastischen Eigenschaften bestimmt. Dazu zählen der Elastizitätsmodul bzw. Schubmodul und die Querkontraktionszahl. Gl. (2.1) ist eine Ableitung dieses Zusammenhangs.

Weiterhin bestimmt der Aggregatzustand des Mediums, welche Wellen fortgepflanzt werden können. In einem Gas oder einer Flüssigkeit, also in der Luft z.B., tritt Schall lediglich in Form von Longitudinalwellen auf. In festen Medien wiederum, welche durch ihre miteinander verknüpften Teilchen in der Lage sind, Scherspannungen zu übertragen, findet die Schallübertragung zusätzlich in Form von Transversalwellen statt. Die mechanische Schwingung der Teilchen eines Mediums erfolgt bei der Ausbreitung von Longitudinalwellen also in Ausbreitungsrichtung, bei Transversalwellen senkrecht dazu.

Jede Art einer periodischen Schwingung wird durch drei Parameter beschrieben, der Frequenz f , der Wellenlänge λ und der Amplitude A . Dabei ergibt sich die Ausbreitungsgeschwindigkeit c aus dem Produkt der Frequenz und der Wellenlänge. Wenn eine Schallwelle ein Medium durchläuft, dann setzt dieses Medium dem Schall einen gewissen Widerstand entgegen, auch bekannt als Schallimpedanz W . Die Größe des Widerstands ergibt sich aus dem Produkt der Schallgeschwindigkeit c mit der Dichte ρ des Mediums. Somit folgt die akustische Impedanz für Luft ($\rho=1,2 \text{ kg/m}^3$; $20 \text{ }^\circ\text{C}$) zu $W=411,6 \text{ (Pa}\cdot\text{s)/m}$ und für Beton ($\rho=2400 \text{ kg/m}^3$) zu $W=11040 \cdot 10^3 \text{ (Pa}\cdot\text{s)/m}$. Dies bedeutet, dass sich Schall in Luft zwar langsamer, dafür aber über eine größere Reichweite ausbreiten kann.

In Anbetracht der unterschiedlichen Ultraschallgeschwindigkeiten in verschiedenen Medien findet sich auch eine Erklärung der weniger abfallenden Steifigkeiten eines feuchten Betons im Vergleich zu einem trockenen Beton im Zuge einer zyklischen Ermüdungsbeanspruchung aus den Untersuchungen von Breitenbücher und Kunz [Breitenbücher / Kunz – 2017]. Die Poren und die durch die Ermüdung entstandenen Risse im Gefüge eines feuchten Betons sind zum Großteil mit Wasser, die eines trockenen Betons mit Luft gefüllt. Da die Ultraschallgeschwindigkeit in Wasser höher liegt als in Luft, werden bei der Durchschallung eines feuchten Probekörpers insgesamt höhere Schallgeschwindigkeiten gemessen. Folglich wird der nach Gl. (2.1) ermittelte E-Modul des Betons größer abgeschätzt. Anders betrachtet, wird für einen feuchten Beton eine geringere Verminderung der durch die Ultraschallprüfung abgeschätzten Steifigkeit im Zuge einer Ermüdung beobachtet.

Trifft eine Schallwelle auf eine Grenzfläche zwischen zwei Medien, wird sie zum Teil durchgelassen bzw. gebrochen und zum Teil reflektiert. Ob es zu einer Brechung kommt, hängt davon ab, in welchem Winkel die Welle auf die Grenzfläche trifft. Das Maß der Reflexion bzw. das Maß, in welchem die Welle durch die Grenzfläche transmittiert, wird dabei vom Verhältnis der Schallimpedanzen der Medien bestimmt.

Der Durchlässigkeitskoeffizient D_{koeff} berechnet sich zu:

$$D_{\text{koeff}} = \frac{2 \cdot W_2}{W_1 + W_2} \quad (2.3)$$

und der Reflexionskoeffizient R_{koeff} zu:

$$R_{\text{koeff}} = \frac{W_2 - W_1}{W_1 + W_2} \quad (2.4)$$

mit der Schallimpedanz W_i der Medien i in $\text{Pa}\cdot\text{s}/\text{m}$. Beim Übergang einer Schallwelle von Luft auf Beton beispielweise ergibt sich ein Reflexionskoeffizient von ca. 100 %. Um ein Eindringen der Ultraschallwelle in das Werkstück für dessen Durchschallung zu gewährleisten, muss bspw. eine akustische Ankopplung des Schallsenders an die Werkstückoberfläche hergestellt werden. Dies geschieht z. B. unter Wasser, auch wenn der Reflexionskoeffizient beim Übergang von Wasser auf Beton immer noch 77 % beträgt. Ebenso können Petrolat, Flüssigseife oder eine Kaolin-/Glycerinpaste für das Herstellen einer akustischen Ankopplung verwendet werden.

Bei der Erzeugung von Ultraschallwellen wird sich des sogenannten piezoelektrischen Effektes bedient. Die Atome eines piezoelektrischen Kristalls (eines Quarzes beispielsweise) sind so angeordnet, dass deren gegenseitige Verschiebung durch das Aufbringen einer mechanischen Druck- oder Zugbelastung dazu führt, dass auf den Oberflächen des Kristalls eine elektrische Spannung auftritt. Bei abwechselnder Druck- und Zugbelastung entsteht dabei ein entsprechender Ladungswechsel, es treten also Wechselladungen auf der Kristalloberfläche auf. Da dieser Effekt umkehrbar ist, wird er auch als reziproker, piezoelektrischer Effekt bezeichnet. Beim Anlegen einer Wechselladung an den Kristall werden mechanische Schwingungen hervorgerufen, welche letztendlich für die Ultraschallerzeugung genutzt werden. Ein Ultraschallprüfgerät erfordert das Vorhandensein eines Senders und eines Empfängers. Je nachdem, ob Ultraschallwellen erzeugt oder empfangen werden sollen, bedienen sich Sender und Empfänger des jeweils reziproken, piezoelektrischen Effektes.

Die Art der Ultraschallprüfung eines Werkstücks hängt von der Anordnung des Senders und Empfängers ab. Liegen diese sich genau gegenüber, handelt es sich um eine direkte Durchschallung. Befinden sich Sende- und Empfangskopf auf den gegenüberliegenden Seiten eines Probekörpers, jedoch nicht an den entsprechenden, gleichen Positionen, wird von einer halbdirekten Durchschallung gesprochen. Um eine indirekte Durchschallung handelt es sich, wenn sowohl Sender als auch Empfänger auf derselben Seite des Probekörpers positioniert werden.

Wie zuvor beschrieben, werden die Schallwellen beim Übergang von einem dichteren auf ein weniger dichtes Medium, bzw. umgekehrt, zu einem Großteil reflektiert. Dies ermöglicht das Detektieren von Fehlstellen im Beton. Nach obenstehender Erläuterung beträgt der Reflexionskoeffizient an der Schichtgrenze zwischen Luft und Beton nahezu 100 %. Deshalb behindern alle luftgefüllten Risse den direkten Durchgang der Schallwelle, wenn die projizierte Länge der Fehlstelle größer ist als die Breite des Signalwandlers und größer ist als die Schallwellenlänge. Hierbei stellt sich der Vorteil der Ultraschallmethode für das Erkennen derartiger Fehlstellen heraus, denn unter Beachtung des erläuterten Zusammenhangs zwischen Schallgeschwindigkeit, Frequenz und Dichte, sind umso kleinere Materialfehler erkennbar, je höher die Frequenz der eingesetzten Schallwelle bei gleicher Schallgeschwindigkeit ist. Sind die zuvor genannten Bedingungen erfüllt, so wird der erste am Empfänger ankommende Impuls an der Oberfläche der Fehlstelle gebeugt und damit seine Laufzeit verlängert. Folglich verringert sich die Ultraschallgeschwindigkeit und die Abschätzung des dynamischen E-Moduls ergibt geringere Steifigkeiten.

2.10 Übersicht über akustische Messverfahren

2.10.1 Punktimpedanz-Verfahren

Der E-Modul kann durch die messtechnische Bestimmung der Eingangsimpedanz (Punktimpedanz) ermittelt werden. Hierzu erfolgt eine messtechnische Erfassung der eingetragenen Kraft und der resultierenden Beschleunigung am Kräfteintragsort. Die frequenzabhängige Eingangsimpedanz ist definiert als

$$\underline{Z}_E(x_e, f) = \frac{\underline{F}_n(x_e, f)}{\underline{v}_n(x_e, f)} \quad (2.5)$$

Dabei stellen $\underline{F}_n(x_e, f)$ bzw. $\underline{v}_n(x_e, f)$ die komplexe frequenzabhängige Kraft bzw. Schwingschnelle in Normalenrichtung am Kräfteintragsort dar. In Abbildung 2.32 ist die Wellenausbreitung im isotropen Halbraum bei flächenhafter Kraftanregung schematisch dargestellt. Dabei ist erkennbar, dass sich durch die anregende Kraft eine Raumwelle ausbildet, die sich im homogenen Material konzentrisch ausbreitet. An der Oberfläche entsteht eine Rayleighwelle.

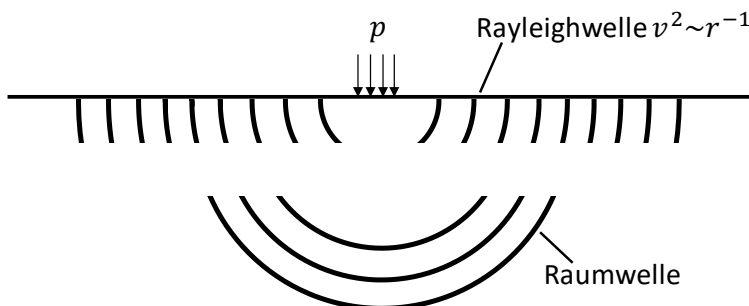


Abbildung 2.32: Wellenausbreitung im isotropen Halbraum bei punktueller Anregung; schematische Darstellung entsprechend [Cremer – 2010]

Die Impedanz des Fahrbelags als isotroper Halbraum ist gemäß [Cremer – 2010] berechenbar zu

$$\underline{Z}_{\text{Fahrbahn}} = \left[\frac{\omega k_T}{G} (1 - \mu) \left(0,19 + j \frac{0,3}{k_T r_A} \right) \right]^{-1} \quad (2.6)$$

Hierin sind k_T und G die Transversal-Wellenzahl und der Schubmodul der Fahrbohrfläche, während r_A den Radius der angeregten Kontaktfläche darstellt. $j = \sqrt{-1}$ ist die komplexe Einheit.

Zylindrische Probekörper

Eine einfache Methode, um Informationen über die dynamischen Eigenschaften des Beton-Fahrbahnbelags mit geringem Einfluss der darunterliegenden Schichten zu erhalten, ist die Punktimpedanz-Messung an den zylindrischen Probekörpern aus dem Spaltzug-Schwellversuch. Der Versuchsaufbau der Punktimpedanz-Messung ist in Abbildung 2.33 dargestellt. Dabei kann eine Kraftanregung sowohl mittels eines Shakers als auch mittels eines Impulshammers realisiert werden.

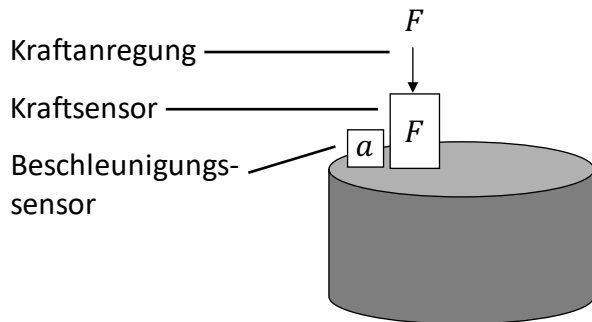


Abbildung 2.33: Messaufbau zur Bestimmung der Eingangsimpedanz und der Eigenfrequenzen zylindrischer Probekörper aus dem Spaltzug-Schwellversuch; schematische Darstellung

Mithilfe dieses Versuchsaufbaus können die Punktimpedanz (Eingangsimpedanz) und die Eigenfrequenzen des zylindrischen Probekörpers ermittelt werden. Dabei besteht gegenüber Gl. (2.6) bzw. Abbildung 2.32 der Unterschied, dass bei den hier betrachteten zylindrischen Probekörpern im Gegensatz zum unendlichen Halbraum eine Rückwirkung in Form von Reflexionen an den Rändern des Probekörpers zu erwarten ist.

In [Kolluru – 2000] wird eine Methode vorgestellt, mittels derer ein Rückschluss von den Longitudinal-Eigenfrequenzen von zylindrischen Probekörpern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Länge von 200 mm auf den dynamischen E-Modul und die Querkontraktionszahl möglich ist. Jedoch ist diese Methode aufgrund der erheblich geringeren Länge der im Rahmen des Projekts verwendeten Probekörper und der daraus resultierenden erhöhten Longitudinal-Eigenfrequenzen und den Überlagerungen mit anderen Eigenfrequenzen nicht umsetzbar. Jedoch wird diese Methode zur Gewinnung erster Messwerte für den E-Modul und die Poissonzahl in Kapitel 3.3 auf noch ungeschnittene, 200 mm lange Beton-Zylinder angewendet.

In [Hübelt – 2016] wird die Messung der Eingangsimpedanz stabförmiger Probekörper beschrieben, auf Grundlage derer Rückschlüsse auf dynamische Eigenschaften möglich sind. Jedoch ist auch zur Anwendung dieser Art der Untersuchung eine größere Länge der Beton-Probekörper notwendig, da bei den im Rahmen des Projekts verwendeten Probekörpern bereits sehr kurze Zeit nach der Kraftanregung mit den ersten Reflexionen und dem Ausbilden von Eigenmoden zu rechnen ist.

Um aus der gemessenen Eingangsimpedanz bzw. den gemessenen Eigenfrequenzen Aussagen über die dynamischen Eigenschaften des Materials zu erhalten, können darum Finite-Elemente-Methode-(FEM)-Berechnungen durchgeführt werden, mithilfe derer eine iterative Bestimmung der dynamischen Parameter durch simulative Nachbildung der Eingangsimpedanz bzw. der Eigenfrequenzen möglich ist. In [Gudmarsson – 2014] wird ein Verfahren zur iterativen Bestimmung dynamischer Parameter aus gemessenen Impulsantworten von Asphalt-Probekörpern beschrieben. Auf diese Art der Untersuchungen wird in Kapitel 2.10.2 genauer eingegangen.

2.10.2 Transferimpedanz-Verfahren

Das Transferimpedanz-Verfahren wurde im Rahmen des Projekts in abgewandelter Form auf zylinderförmige Probekörper angewendet. Während mittels Untersuchungen der Punktimpedanz und der Eigenfrequenzen unter Umständen nur relative Aussagen über die dynamischen Eigenschaften des Materials getroffen werden können (z. B. Elastizitätsmodul bezogen auf den Ausgangszustand), wird in [Gudmarsson – 2014] gezeigt, dass durch die Untersuchung der Transferimpedanz an zylinderförmigen Asphalt-Probekörpern Absolutwerte des komplexen E-Moduls und der Querkontraktionszahl gewonnen werden können.

Bei dem dazu verwendeten Versuchsaufbau befindet sich, wie in Abbildung 2.34 dargestellt, ein Kraftsensor unmittelbar an der Stelle des Kräfteintrags und ein Beschleunigungssensor auf der gegenüberliegenden Seite der Stirnseite des Probekörpers. Durch Messung der Transferimpedanz zwischen Kraft- und Beschleunigungssensor ist nicht nur eine Auswertung der Frequenzlage der Eigenformen möglich, sondern die Ermittlung des gesamten Frequenzverlaufs der Übertragungsfunktion. Mithilfe dieses Verlaufs kann wiederum iterativ mittels FEM-Simulationen auf dynamische Eigenschaften rückgeschlossen werden. Die auf dieser Vorgehensweise basierende Methode wird in Kapitel 2.11 ausführlich beschrieben.

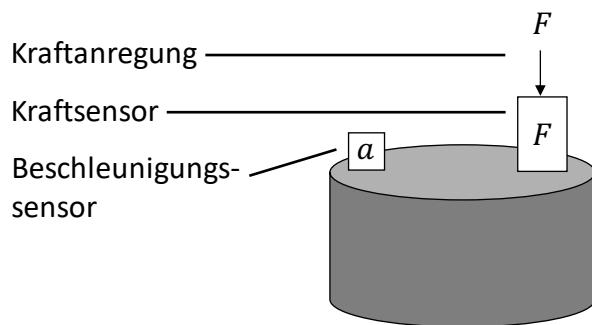


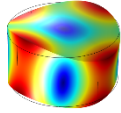
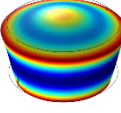
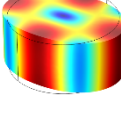
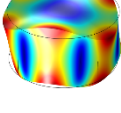
Abbildung 2.34: Messaufbau zur Bestimmung der Transferimpedanz zylindrischer Probekörper aus dem Spaltzug-Schwellversuch; schematische Darstellung

2.11 Eigenfrequenz-Verfahren

2.11.1 Voruntersuchungen mittels FEM-Simulationen

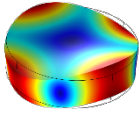
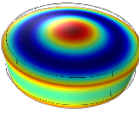
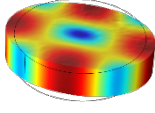
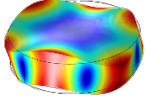
Um die Verfahren der Punkt- und Transferimpedanz zu testen, wurden Voruntersuchungen an zylindrischen Probekörpern bekannter Materialien durchgeführt. Zur Abschätzung der Eignung von Materialien im Voraus erfolgten erste FEM-Simulationen, mithilfe derer die Eigenschwingformen und die Lage der entsprechenden Eigenfrequenzen untersucht wurden. Im ersten Schritt wurden die Eigenfrequenzen zylindrischer Probekörper der zwei Beton-Sorten C12/15 als verhältnismäßig weiches Material und C90/105 als Material mit verhältnismäßig hoher Steifigkeit ermittelt, um die untere und obere Grenze für die Lage der Eigenfrequenzen der Beton-Probekörper abzuschätzen. Die Ergebnisse der Eigenfrequenz-Berechnungen für zylindrische Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Dicke von 50 mm sind in Tabelle 2.2 dargestellt. Die Materialeigenschaften wurden aus [DIN 1992-1-1 – 2011] entnommen, die Berechnungen erfolgten mit Comsol Multiphysics® 5.0. Begrenzt wurden die Untersuchungen zwecks der Übersichtlichkeit vorerst auf die ersten vier Eigenformen, die sich aus den FEM-Berechnungen ergeben. Es zeigt sich, dass die niedrigste Eigenfrequenz (Eigenform A) zwischen etwa 11.200 Hz bis etwa 14.300 Hz zu erwarten ist, während der zu erwartende Frequenzbereich für Eigenform D von ca. 19.700 Hz bis ca. 25.100 Hz reicht.

Tabelle 2.2: Eigenfrequenzen zylindrischer Beton-Probekörper des Durchmessers 100 mm und der Dicke 50 mm für vier verschiedene Eigenformen

| Material | | Beton C12/15 | Beton C90/105 |
|-----------------------------|---|-----------------|-----------------|
| Dichte in kg/m ³ | | 2300 | 2300 |
| E-Modul in Pa | | $27 \cdot 10^9$ | $44 \cdot 10^9$ |
| Poissonzahl | | 0,2 | 0,2 |
| Eigenfrequenz in Hz | | | |
| Eigenform A |  | 11.170 | 14.260 |
| Eigenform B |  | 15.721 | 20.069 |
| Eigenform C |  | 16.493 | 21.056 |
| Eigenform D |  | 19.694 | 25.139 |

Um geeignete Probekörper für die Voruntersuchungen auszuwählen, wurden die Eigenfrequenzen für Materialien mit bekannten Eigenschaften ermittelt. Untersucht wurden diesbezüglich die Materialien Stahl, Aluminium, Polylactid (PLA) Filament und Sylomer[®] SR 1200. Die angenommenen Materialparameter sind dabei für PLA Filament aus [Hassan – 2013] bzw. [Pinto – 2015] und für Sylomer aus [Sylomer[®] SR 1200] entnommen worden. Dabei konnte für Sylomer keine Angabe über die Querkontraktionszahl gefunden werden, die darum in erster Näherung zu 0,33 angenommen wurde. Tabelle 2.3 sind die Berechnungsergebnisse der Eigenfrequenzen für die ausgewählten Materialien sowie die angenommenen Materialdaten zu entnehmen. Es zeigt sich, dass die zu erwartenden Eigenfrequenzen für Stahl und Aluminium ähnlich sind, wobei diese insgesamt etwas höher liegen als es für Beton zu erwarten ist. PLA Filament weist geringere Eigenfrequenzen auf als Beton, wobei eine Untersuchung dennoch vielversprechend sein kann, da die Analyse höherer Eigenfrequenz-Ordnungen und damit das messtechnische Abdecken eines größeren Frequenzbereichs möglich sind. Allerdings ist die Unsicherheit bezüglich des E-Moduls und der Poissonzahl höher als bei Stahl oder Aluminium, wodurch das Vergleichen der Messergebnisse mit bekannten Daten erschwert wird. Sylomer weist aufgrund des gegenüber den anderen Materialien sehr geringen Elastizitätsmoduls deutlich geringere Werte der Eigenfrequenzen auf und eignet sich somit nicht für Voruntersuchungen.

Tabelle 2.3: Eigenfrequenzen zylindrischer Probekörper möglicher Test-Materialien des Durchmessers 100 mm und der Dicke 50 mm für vier verschiedene Eigenformen

| Material | | Stahl | Aluminium | PLA Filament | Sylomer SR 1200 |
|-----------------------------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|
| Dichte in kg/m ³ | | 7850 | 2700 | 1250 | 680 |
| E-Modul in Pa | | 210 · 10 ⁹ | 70 · 10 ⁹ | 3,4 · 10 ⁹ | 16 · 10 ⁶ |
| Poissonzahl | | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 |
| Eigenfrequenz in Hz | | | | | |
| Eigenform A |  | 16.248 | 15.826 | 5.134 | 482 |
| Eigenform B |  | 24.527 | 24.395 | 7.913 | 727 |
| Eigenform C |  | 23.944 | 23.309 | 7.561 | 710 |
| Eigenform D |  | 28.646 | 27.901 | 9.051 | 849 |

2.11.2 Eigenformen und Sensorpositionierung

Da sowohl im Rahmen des Punktimpedanz-Verfahrens als auch des Transferimpedanz-Verfahrens eine Messung der Eigenfrequenzen durchgeführt wird, muss eine Auswahl bezüglich der zu untersuchenden Eigenformen stattfinden. Hierbei besteht ein direkter Zusammenhang zur Positionierung der Sensorik, da beispielsweise mit den in Abbildung 2.34 dargestellten Sensorpositionen zwar die Eigenformen A und D, jedoch nicht die Eigenformen B und C erfasst werden können. Zusätzlich ist für Messungen im eingebauten Zustand der Winkel α der Sensorposition zu den Lastschneiden des Prüfstands für den Spaltzug-Schwellversuch und deren Einfluss auf die Eigenfrequenzen von Relevanz. Auch gilt zu berücksichtigen, inwiefern die Ausprägung der jeweiligen Eigenmode durch die nicht homogen im Material stattfindende Degradation im Spaltzug-Schwellversuch beeinflusst wird. Zur Veranschaulichung ist in Abbildung 2.35 die Positionierung von Kraftanregung und Beschleunigungssensor am im Spaltzug-Schwellversuchs-Prüfstand eingebauten Probekörper exemplarisch für eine Anregung normal zur Stirnseite des Probekörpers dargestellt.

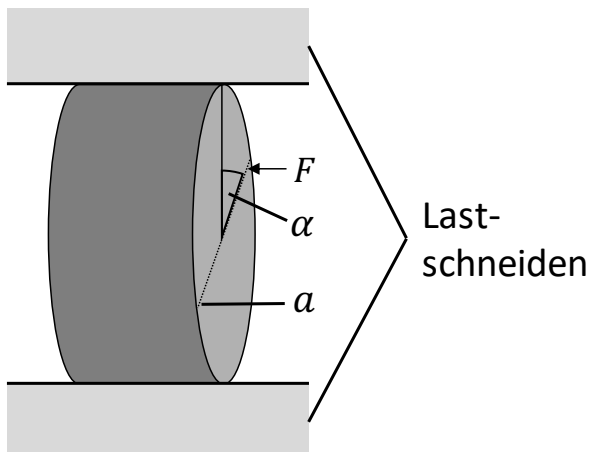


Abbildung 2.35: Mögliche Kraft-Anregungsposition (F) und Beschleunigungs-Messposition (a) am im Spaltzug-Schwellversuchs-Prüfstand eingebauten Probekörper; exemplarisch für Anregung und Messung normal zur Stirnseite des Probekörpers; schematische Darstellung

Es ist erkennbar, dass eine Positionierung der Kraftanregung und des Beschleunigungssensors wie in Abbildung 2.35 dargestellt mit einem Winkel α von 45° für die Anregung der Eigenformen A und D günstig sein kann. Es ist zu erwarten, dass die Lastschneiden des Prüfstands diese Eigenformen nicht stark beeinflussen, da diese Schwingungsknoten an den Berührungspunkten von Probekörper und Lastschneiden aufweisen (vgl. Tabelle 2.2). Schwingungsknoten sind dabei die Bereiche des Probekörpers, in denen bei Ausbilden der Eigenform keine Verformung stattfindet (blaue Bereiche der Verformungsbilder in Tabelle 2.2 und Tabelle 2.3). Jedoch ist zu bedenken, dass die Schädigung des Probekörpers durch den Spaltzug-Schwellversuch primär das Material auf direkter Verbindungslinie zwischen den Lastschneiden betrifft. Da für die Eigenformen A und D in diesem Bereich nahezu keine Auslenkung des Materials stattfindet, ist es möglich, dass die aus dem Versuch ermittelten dynamischen Parameter nicht oder nicht wesentlich durch die lokale Schädigung des Materials beeinflusst werden. Ähnlich verhält es sich bei der Positionierung der Kraftanregung und der Sensorik an der Mantelfläche des Probekörpers. Wird ein Anregungspunkt derart gewählt, dass die Lastschneiden den Probekörper an Stellen berühren, an denen bei Eigenform C Schwingungsknoten auftreten, wird zwar die Eigenschwingform wenig beeinflusst, jedoch findet nur eine geringe Auslenkung des Probekörpers an den maßgeblich degradierten Stellen statt. Werden Kraftanregung und Beschleunigungssensor mittig auf den Stirnseiten positioniert, um Eigenform B anzuregen, ist eine stärkere Beeinflussung der Eigenform durch den Messaufbau zu erwarten, da die Kontaktstellen zwischen Lastschneiden und Probekörper nicht entlang von Schwingungsknoten verlaufen können. Dafür findet eine Schwingung des Materials auch auf der direkten Verbindungslinie zwischen den Lastschneiden statt, womit eine höhere Wahrscheinlichkeit besteht, dass eine Beeinflussung der dynamischen Parameter durch die Degradation des Materials messbar ist. Generell gilt es zu beurteilen, inwiefern die an den Probekörpern aus dem Spaltzug-Schwellversuch ermittelten Parameter die Eigenschaften des geschädigten Materials wiedergeben und wie stark die gemessenen Werte durch die „intakten“ Anteile des Materials beeinflusst werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass für Eigenformen niedriger Frequenzen ein messtechnisches Erfassen mit höherer Präzision möglich ist, und die Erfassung sehr hoher Eigenfrequenzen von über 20 kHz mit herkömmlicher Messtechnik möglicherweise nicht mit ausreichender Genauigkeit realisierbar ist. Der Einfluss des Einbaus der Probekörper in den Spaltzug-Schwellversuch auf die Messergebnisse wird in Kapitel 3.8 untersucht.

2.11.3 Art der Anregung

Zwar wurde die Verwendung eines Shakers zur Realisierung des Kräfteintrags experimentell geprüft, jedoch stellte sich bereits zu Beginn der Untersuchungen heraus, dass die Anregung mittels Impulshammer deutliche Vorteile bezüglich der Praktikabilität und des Messumfangs mit sich bringt, ohne die Qualität der Messergebnisse zu reduzieren. Zwar bietet der Shaker gegenüber dem Impulshammer den Vorteil, dass die eingespeisten Signale gezielt auf das untersuchte Objekt angepasst werden können, um beispielsweise konkrete Eigenfrequenzen anzuregen, jedoch bietet der Impulshammer den Vorteil, dass er nicht dauerhaft mit dem Probekörper verbunden sein muss und eine Verwendung am Spaltzug-Schwellversuchs-Prüfstand

durch den deutlich verringerten Platz- und Umbaufwand durch das Wegfallen der Befestigung des Shakers am Probekörper vereinfacht wird. Zudem muss der Shaker mittels eines Gestells gestützt werden, welches wiederum durch Eigenfrequenzen die Messergebnisse beeinflussen kann. Beim Impulshammer ist hingegen eine Beeinflussung der Messergebnisse durch die nicht vordefinierte Amplitude der Anregung möglich (unterschiedlich starkes Anschlagen, z. B. durch unterschiedliche Bediener).

2.11.4 Resonant Spectroscopy

Das im Rahmen des Forschungsprojekts entwickelte Eigenfrequenz-Verfahren zur Bestimmung des dynamischen E-Moduls von Beton-Probekörpern basiert auf der Resonant Ultrasound Spectroscopy (RUS), die unter anderem in [Migliori – 1997] und [Zadler – 2004] beschrieben ist. Bei Anwendung der RUS auf den akustischen Frequenzbereich von ca. 20 Hz bis 20 kHz wird die Methode auch als Resonant Acoustic Spectroscopy (RAS) bezeichnet. Unter Anderem finden die RUS bzw. RAS in [Rydén – 2009], [Rydén – 2011] und [Gudmarsson – 2014] zur Untersuchung zylindrischer Asphalt-Probekörper Anwendung. Dabei wird zur Bestimmung der dynamischen Parameter (in diesem Fall des E-Moduls und der Poissonzahl) des Probekörpers ein zweistufiger Ansatz gewählt: Im ersten Schritt gilt es, das sogenannte Vorwärts-Problem zu lösen, indem ein Modell gefunden wird, mit dem es möglich ist, für ein bekanntes Set aus Parametern die Eigenfrequenzen des zu prüfenden Objekts zu ermitteln. Im zweiten Schritt wird das Rückwärts-Problem gelöst, indem mittels eines iterativen Prozesses basierend auf den gemessenen Eigenfrequenzen des Probekörpers jenes Set aus Parametern ermittelt wird, für das sich die gemessenen Eigenfrequenzen ergeben. Dabei wird die Methode der kleinsten Quadrate angewendet, um ein möglichst genaues Ergebnis zu erhalten (vgl. [Ostrovsky – 2001]). Fehler lassen sich dabei entsprechend [Ostrovsky – 2001] durch die Betrachtung einer größeren Anzahl von Eigenfrequenzen sowie durch die experimentelle Identifikation von Modenformen reduzieren.

Zur Lösung des Vorwärts-Problems wird in [Gudmarsson – 2014] auf FEM-Simulationen im Frequenzbereich zurückgegriffen. Dabei wird nicht nur die Lage der Eigenfrequenzen, sondern auch der Frequenzgang der Übertragungsfunktion von eingetragener Kraft zu resultierender Beschleunigung am Messpunkt (äquivalent zur Transferimpedanz) betrachtet. Alternativ können analytische Beschreibungen verwendet werden, die jedoch ausschließlich auf lange Zylinder bzw. Stäbe ($3 < l/d < 5$) anwendbar sind (vgl. [BS 1881-209:1990], [ASTM C215-14]). In [Ostrovsky – 2001] und [Rydén – 2011] wird zur Untersuchung zylindrischer Objekte beliebiger Abmessungen als numerischer Ansatz die Rayleigh-Ritz-Methode herangezogen. Jedoch weisen sowohl FEM-Simulationen im Frequenzbereich als auch das numerische Umsetzen der Rayleigh-Ritz-Methode den Nachteil auf, dass sie verhältnismäßig rechen- und damit zeitaufwendig sind. Zudem unterliegt die Auswertung einer größeren Anzahl von Eigenfrequenzen messtechnischen Limitierungen. Wie in Kapitel 2.11.1 gezeigt, ist die erste Eigenfrequenz der im Rahmen des Projekts untersuchten zylindrischen Probekörper bei einer Frequenz von etwa 11 kHz ... 14,5 kHz zu erwarten, die vierte Eigenfrequenz (Eigenform D) liegt mit ca. 19,5 kHz ... 26 kHz je nach E-Modul bereits außerhalb der Grenze des akustischen Bereichs, für den die verwendete Messtechnik (insbesondere die Beschleunigungssensoren) geringe Fehler aufweist. Der geplante Einbau der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch und die damit verbundene starke Beeinflussung einzelner Eigenformen (siehe z.B. Tabelle 2.2, Eigenform B) erschweren die Anwendung dieser Methoden zusätzlich. Das Ziel war es darum, ein Verfahren zu entwickeln, das die Bestimmung des E-Moduls basierend auf der Messung einzelner Eigenfrequenzen ermöglicht, das nicht oder nur geringfügig durch den Einbau im Spaltzug-Schwellversuch beeinflusst wird und das möglichst ohne rechen- und zeitaufwendige Auswerteverfahren auskommt, um die Auswertung einer Vielzahl von Messungen mit angemessenem Aufwand realisieren zu können. Zu diesem Zweck wird eine möglichst analytische Beschreibung der Eigenfrequenzen von Zylindern benötigt.

2.11.5 Analytische Beschreibung der Eigenfrequenzen von Zylindern

Die Eigenfrequenzen f_{ij} dünner kreisförmiger Scheiben bzw. Platten sind gemäß [Blevins – 2001] berechenbar zu

$$f_{ij} = \frac{\lambda_{ij}^2}{2\pi r^2} \left[\frac{E h^3}{12m''(1-\nu^2)} \right]^{\frac{1}{2}}, \quad (2.7)$$

$$i, j = 0, 1, 2, \dots$$

Dabei sind r bzw. h der Radius bzw. die Dicke der Scheibe, während E den E-Modul, ν die Poissonzahl und m'' die flächenbezogene Masse darstellen. λ_{ij} ist ein von den Zählvariablen i und j abhängiger Frequenzparameter, der in [Blevins – 2001] für $i, j = 0 \dots 3$ in tabellarischer Form angegeben ist. Jedoch steigt, mangels Berücksichtigung von Scherkräften und -momenten in dieser Beschreibung, die Abweichung zwischen realen und berechneten Eigenfrequenzen mit zunehmender Dicke stark an, womit diese für die im Rahmen des Projekts untersuchten zylindrischen Probekörper nicht geeignet ist. Mit den Eigenfrequenzen dicker kreisförmiger Scheiben wurde sich unter anderem in [Mindlin – 1953], [Hosseini-Hashemi – 2010] und [Senjanovic – 2014] auseinandersetzt, allerdings ohne eine einfache formelle Beschreibung wie jene aus Gl. (2.7) bereitzustellen. Jedoch wird in [Senjanovic – 2014] Ω als geometrieabhängiger Frequenzparameter eingeführt:

$$\Omega = 2\pi f_0 \cdot r^2 \cdot \sqrt{\frac{\rho h}{D}} \quad (2.8)$$

Hierin stellen f_0 eine beliebige Eigenfrequenz und ρ die Dichte dar. Die Biegesteifigkeit D ist berechenbar zu

$$D = \frac{E h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (2.9)$$

[Senjanovic – 2014] ist zu entnehmen, dass $\Omega = \text{konst.}$ für jede Eigenform (für jedes Set aus i und j) und gleiche Verhältnisse h/r . Es ist somit möglich, von einer Veränderung der Eigenfrequenz f_0 auf eine Veränderung des E-Moduls E zu schließen. Dabei muss davon ausgegangen werden, dass die Poissonzahl ν konstant ist.

2.11.6 Hybrides Modell

Durch Auflösen von Gl. (2.8) nach E ist es möglich, aus einem bekannten Frequenzparameter Ω und einer gemessenen Eigenfrequenz f_0 den Elastizitätsmodul zu bestimmen. Dies entspricht in der RAS dem Lösen des Rückwärts-Problems. Hierzu ist jedoch die Kenntnis von Ω für jede betrachtete Eigenfrequenz f_0 nötig. Dieses kann mittels Messungen an einem Probekörper ermittelt werden, der dieselbe Geometrie sowie dieselbe Dichte und Poissonzahl aufweist wie das Prüfobjekt und der über einen beliebigen, aber bekannten E-Modul verfügt. Dies ist in der Praxis vor allem aufgrund der leichten Abweichungen zwischen den Abmaßen verschiedener Probekörper schwer realisierbar, da für jede zu untersuchende Probekörper-Geometrie ein Prüfobjekt mit derselben Geometrie und bekanntem E-Modul nötig ist. Darum wird im Projekt auf numerische Simulationen mittels Finite-Elemente-Methode (FEM) zurückgegriffen. Mithilfe dieser ist es möglich, mit geringem Aufwand die Eigenfrequenzen eines Zylinders beliebiger Geometrie zu bestimmen und für jeden Probekörper und jede betrachtete Eigenfrequenz ein Ω zu berechnen, das unabhängig vom E-Modul ist. Mithilfe dieses Ω kann für die jeweilige Geometrie der E-Modul aus einer einzelnen gemessenen Eigenfrequenz berechnet werden. Diese Vorgehensweise bietet gegenüber der iterativen Bestimmung des E-Moduls mittels FEM den Vorteil, dass nur eine FEM-Berechnung je Probekörper notwendig ist und der Rechenaufwand je Messung am Probekörper auf das Berechnen des E-Moduls mittels der analytischen Gl. (2.8) reduziert wird. Zudem ist die Auswertung nur einer einzigen Eigenfrequenz nötig, um den E-Modul zu bestimmen. Durch die Betrachtung verschiedener Eigenfrequenzen kann somit die Sicherheit des Ergebnisses erhöht und zusätzlich die Frequenzabhängigkeit des E-Moduls untersucht werden.

In Abbildung 2.36 ist die Vorgehensweise zur Bestimmung des E-Moduls mittels des im Rahmen des Projekts entwickelten hybriden Modells schematisch dargestellt. Mittels FEM-Berechnung wird die Eigenfrequenz $f_{0,\text{FEM}}$ eines Referenz-Probekörpers beliebigen E-Moduls berechnet (rechts). Die FEM-Eingangsparmeter ν , ρ , h und r müssen dabei den Eigenschaften des realen Probekörpers entsprechen. Mithilfe des sich ergebenden Frequenzparameters Ω kann mittels Gl. (2.8) aus der gemessenen Eigenfrequenz $f_{1,\text{Mes}}$ des realen Probekörpers (links) der E-Modul berechnet werden.

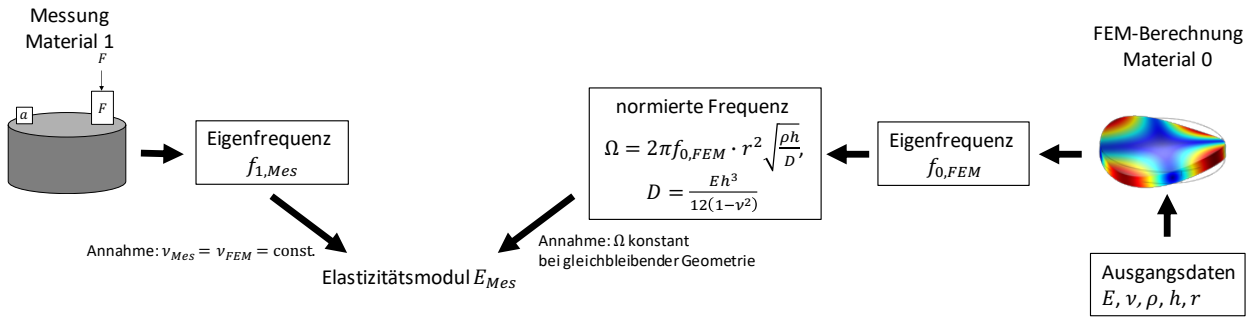


Abbildung 2.36: Hybrides Modell zur Bestimmung des E-Moduls zylindrischer Probekörper aus gemessenen Eigenfrequenzen; links: Messaufbau zur Bestimmung der Eigenfrequenz $f_{1,Mes}$; rechts: Bestimmung der Eigenfrequenz $f_{0,FEM}$ eines Referenz-Probekörpers beliebigen E-Moduls und daraus folgend Bestimmung des Frequenzparameters Ω für die betrachtete Eigenfrequenz und den entsprechenden Probekörper; mittig: Zusammenführung von Mess- und Simulationsergebnissen zu E-Modul des realen Probekörpers (schematische Darstellung)

Als Poissonzahl für Beton wurde im ersten Schritt entsprechend [DIN 1992-1-1 – 2011] $\nu = 0,2$ angesetzt. Jedoch zeigte sich in Voruntersuchungen, dass sich für die im Rahmen der Voruntersuchungen betrachtete Betonsorte eine Poissonzahl von $\nu = 0,17$ ergibt. Darum wird in den Voruntersuchungen von $\nu = 0,17$ ausgegangen. Das Verfahren zur Messung der Poissonzahl wird in Kapitel 3.3 näher erläutert.

Um die Gültigkeit des hybriden Modells zur Bestimmung des E-Moduls aus Eigenfrequenzmessungen zu validieren, wurden FEM-Simulationen durchgeführt und diese analog einer Messung entsprechend Abbildung 2.36 ausgewertet. Die Vorgehensweise zur Validierung des Modells ist zur Veranschaulichung in Abbildung 2.37 schematisch dargestellt. Zuerst wurde analog zu Abbildung 2.36 ein Referenz-Probekörper mit einem frei ausgewählten E-Modul von 44 GPa modelliert und mittels FEM die Eigenfrequenz $f_{0,FEM}$ ermittelt. Mithilfe der Eigenfrequenz wurde Ω bestimmt, welches für gleichbleibende geometrische Daten als konstant angenommen wird. Parallel wurde die FEM-Simulation eines gleichen Probekörpers mit einem E-Modul von 27 GPa durchgeführt, um die Eigenfrequenz $f_{1,FEM}$ (für dieselbe Modenform wie $f_{0,FEM}$) zu bestimmen. Wie zuvor beschrieben, wurde anschließend Gl. (2.8) nach E aufgelöst, um mittels Ω aus der Referenz-Simulation und $f_{1,FEM}$ aus der Simulation (entspricht in realer Vorgehensweise gemessener Eigenfrequenz) den E-Modul $E_{1,FEM}$ zu bestimmen. Bei Betrachtung der Eigenform A ergibt sich ein E-Modul von 27,01 GPa, was einer Abweichung gegenüber dem Eingangswert von 0,1 % entspricht. Bei Betrachtung von Eigenform C ergibt sich eine Abweichung von 0,5 % gegenüber dem Ausgangswert.

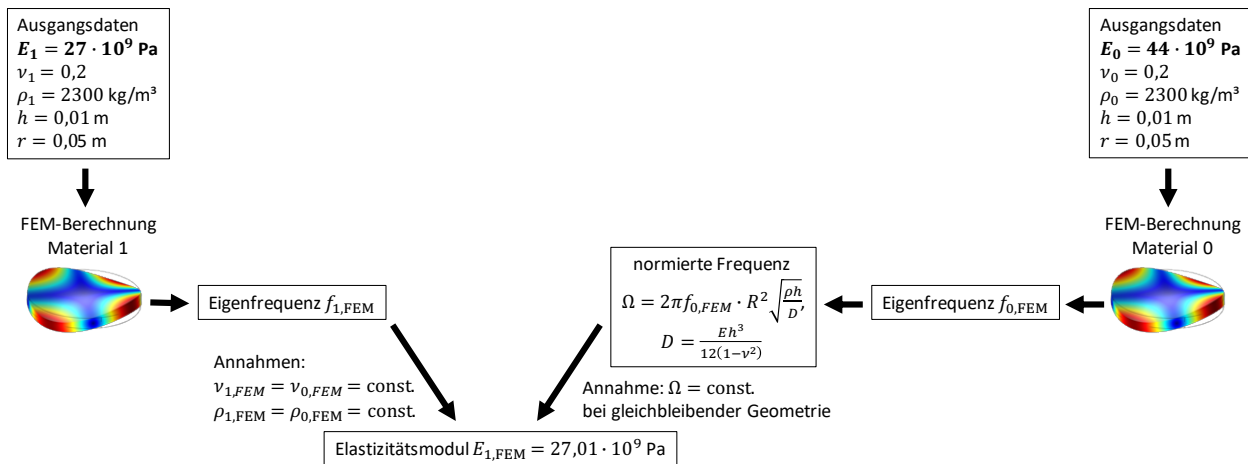


Abbildung 2.37: Validierung des hybriden Modells mittels Referenz-Simulation mit E-Modul von 44 GPa zur Berechnung von Ω (rechts) und Simulation mit verändertem E-Modul von 27 GPa (links) zur Ermittlung der Eigenfrequenz des Probekörpers und resultierender E-Modul (mittig)

Zusätzlich zur zuvor beschriebenen punktuellen Betrachtung wurde untersucht, wie stark mittels eines Sweeps des E-Moduls E_1 in der FEM simulierte Eigenfrequenzen (Abbildung 2.37, links) und mithilfe von Gl. (2.8) aus $f_{0,FEM}$ auf denselben E-Modul umgerechnete Eigenfrequenzen (Abbildung 2.37, rechts mit Analytischer Umrechnung der Eigenfrequenz von E_0 auf E_1 mittels Gl. (2.8)) voneinander abweichen. Das Ergebnis ist in Abbildung 2.38 dargestellt. Die rote Kurve stellt dabei die Berechnungsergebnisse der ersten

Eigenfrequenz aus der FEM-Simulation für einen Sweep des E-Moduls von 27 GPa bis 62 GPa dar. Die grün gestrichelte Kurve zeigt die Eigenfrequenzen, die sich aus der Umrechnung des Simulationsergebnisses für den Referenz-Probekörper ($E_0 = 27$ GPa) mithilfe von Gl. (2.8) auf einen E-Modul von ebenfalls 27 GPa bis 62 GPa ergeben. Die blaue Kurve stellt die Abweichung der beiden Kurven in Prozent dar. Es zeigt sich, dass die Kurven von $f_{1,FEM}$ und $f(\Omega)$ sich nicht in erkennbarem Maße unterscheiden, da die Abweichung im betrachteten Frequenzbereich weniger als 0,01 % beträgt. Dabei ist die Abweichung bei $E = 27$ GPa erwartungsgemäß null, da diese Stelle den Ausgangspunkt für die Berechnung der grünen Kurve darstellt. Es ist im betrachteten Frequenzbereich kein Anstieg der Abweichung mit größerer Entfernung der Werte des E-Moduls zum Ausgangspunkt ($E_0 = 27$ GPa) erkennbar. Das heißt, dass die Berechnungsungenauigkeit der Eigenfrequenz unabhängig von der Differenz zwischen Referenz-E-Modul und berechnetem Ziel-E-Modul (entspricht realem E-Modul des Probekörpers) geringer als 0,01 % ist.

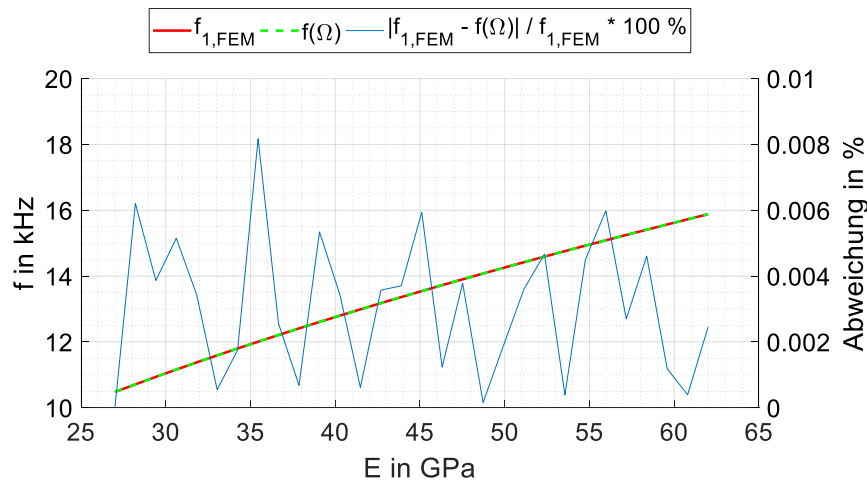


Abbildung 2.38: Berechnete Eigenfrequenz bzw. Abweichung der berechneten Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von E-Modul; rot: durch FEM ermittelte Eigenfrequenz für verschiedene E-Moduln; grün gestrichelt: Eigenfrequenz aus Umrechnung der Eigenfrequenz $f_{0,FEM}$ aus Referenz-Simulation auf veränderten E-Modul; blau: Abweichung zwischen roter und grüner Kurve in Prozent

2.12 Phase-Shift-Methode

2.12.1 Theoretische Grundlagen der Körperschallwellenausbreitung

Biegewelle

Die Biegewelle stellt eine Wellenform dar, bei der eine Schwingung senkrecht (transversal) zur Ausbreitungsrichtung erfolgt. Im Gegensatz zu den reinen Transversalwellen findet dabei zusätzlich eine Neigung der Ebenen der Teilchen zueinander statt, wie in Abbildung 2.39 gezeigt ist. Von der Rayleigh-Welle unterscheidet sich die Biegewelle im Wesentlichen durch die Auslenkung an beiden Seiten der Platte, anstatt nur an der Oberseite. Daraus resultiert die Bedingung $\lambda_B \geq 6h$ aus [Müller – 2004] zur Ausbreitung von Biegewellen. Die Theorie der einfachen Biegewelle ist somit gültig für Platten, deren Dicke h höchstens ein Sechstel der Biegewellenlänge λ_B beträgt. Entsprechend [Müller – 2004] ergibt sich die Biegewellen-Ausbreitungsgeschwindigkeit einer solchen dünnen Platte zu

$$c_B = \sqrt[4]{B''/m''} \sqrt{\omega} \quad (2.10)$$

mit der Biegesteifigkeit der Platte

$$B'' = \frac{E h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (2.11)$$

Hierin ist m'' die flächenbezogene Masse der Platte. Wie anhand von Gl. (2.10) ersichtlich ist, handelt es sich bei der Biegewelle um eine dispersive Wellenart.

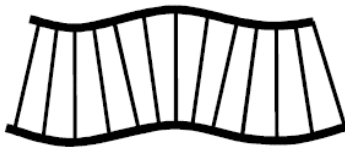


Abbildung 2.39: Teilchenauslenkung bei Ausbreitung einer Biegewelle; schematische Darstellung aus [Kohlhuber – 2012]

Rayleigh-Welle

Die Rayleigh-Welle ist eine Wellenart, bei der eine transversale Auslenkung der Teilchen an der Oberfläche des Objekts bei gleichzeitiger Neigung der Ebenen der Teilchen zueinander stattfindet, während sowohl die Auslenkung als auch die Neigung mit zunehmender Tiefe abnehmen. Dies ist in Abbildung 2.40 dargestellt. Die Rayleigh-Welle wird auch als freie akustische Oberflächenwelle bezeichnet.

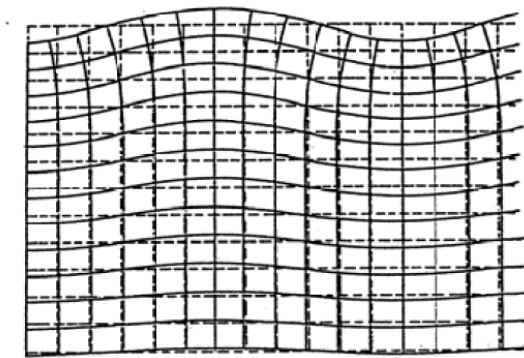


Abbildung 2.40: Teilchenauslenkung und Deformation bei Ausbreitung einer Rayleigh-Welle aus [Cremer – 2010]

Die Phasengeschwindigkeit der reinen Rayleigh-Welle beträgt gemäß [Cremer – 2010] näherungsweise

$$c_R \approx c_T \frac{0,874 + 1,12 \nu}{1 + \nu}. \quad (2.12)$$

Sie ist somit geringfügig kleiner als die Phasengeschwindigkeit der Transversalwelle. Abbildung 2.41 zeigt das Vertikalprofil der horizontalen und vertikalen Komponente der Rayleigh-Welle. Hierbei ist erkennbar, dass sowohl die vertikale als auch die horizontale Auslenkung erwartungsgemäß nah der Oberfläche am höchsten sind und sich mit zunehmender Tiefe stark verringern. Somit ist ersichtlich, dass die Ausbreitung der Rayleigh-Welle durch einen begrenzten Anteil des Materials beeinflusst wird, dessen Schwerpunkt häufig in Abhängigkeit von der Wellenlänge bei einer Tiefe von $\lambda/2$ angenommen wird (vgl. [Ballard – 1975], [Park – 1997]). In [Gazetas – 1982] wird dies für homogene Materialien bestätigt, während hingegen gezeigt wird, dass sich der Schwerpunkt für inhomogene Materialien deutlich näher an der Oberfläche befindet. So ergeben sich Werte von etwa $\lambda/4$ bei einem starken Anstieg der Steifigkeit mit zunehmender Tiefe. Als Kompromiss wird für Materialien mit einer schwächeren tiefenabhängigen Zunahme der Steifigkeit die Annahme des Schwerpunkts bei einer Tiefe von $\lambda/3$ vorgeschlagen. Unter Berücksichtigung des Vertikalprofils der Rayleigh-Welle besteht somit für geschichtete Medien beziehungsweise für Medien, deren E-Modul über die Tiefe variiert, eine von der Wellenlänge abhängige Wichtung des Beitrags der unterschiedlichen Schicht-E-Moduln zum Messergebnis, was sich in Form einer Abhängigkeit der gemessenen Phasengeschwindigkeit von der Frequenz äußern kann.

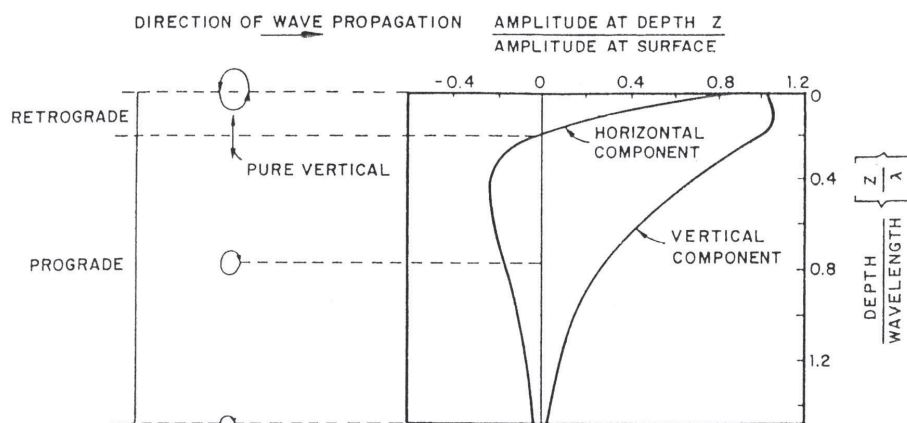


Abbildung 2.41: Vertikalprofil der Rayleigh-Welle getrennt nach horizontaler und vertikaler Komponente aus [Cuellar – 1997]

Lamb-Welle

Lamb-Wellen sind an Platten auftretende Wellen und verfügen über eine Auslenkung sowohl in longitudinaler als auch in transversaler Richtung. Sie treten in zwei grundlegenden Moden auf. Bei der Lamb-Welle symmetrischer Mode findet, wie in Abbildung 2.42, unten dargestellt, die Auslenkung an der Plattenober- und -unterseite mit entgegengesetzter Phase statt (die effektive Plattendicke variiert lokal). Bei der Lamb-Welle asymmetrischer Mode findet eine gleichphasige Auslenkung an der Plattenober- und -unterseite statt (die effektive Plattendicke bleibt konstant), wie in Abbildung 2.42, oben ersichtlich ist. Zusätzlich können die Lamb-Wellen sowohl symmetrischer als auch asymmetrischer Mode in verschiedenen Ordnungen ($s_0, s_1, s_2, \dots; a_0, a_1, a_2, \dots$) auftreten. Die Teilchenauslenkung ist für die erste Ordnung der asymmetrischen und symmetrischen Mode in Abbildung 2.42 dargestellt.

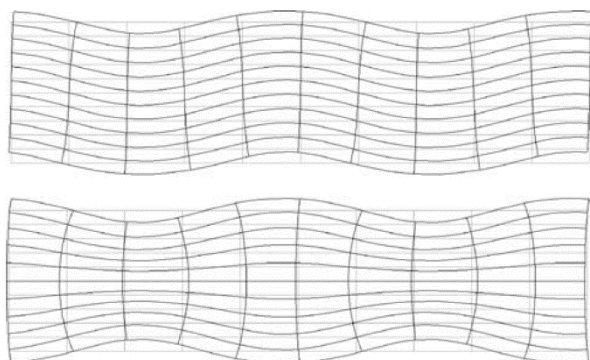


Abbildung 2.42: Teilchenauslenkung bei Ausbreitung einer Lamb-Welle; oben: asymmetrische Mode erster Ordnung (a_0); unten: symmetrische Mode erster Ordnung (s_0) aus [Prager – 2012]

Die Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle unterschiedlicher Mode und Ordnung ist in Abbildung 2.43 dargestellt. Hierin ist die auf die Transversalwellen-Phasengeschwindigkeit bezogene Lamb-Wellen-Phasengeschwindigkeit über die mit der Plattendicke multiplizierte Frequenz aufgetragen. Es ist erkennbar, dass die symmetrische und asymmetrische Mode erster Ordnung (s_0 und a_0) für hohe Frequenzen beziehungsweise Plattendicken gegen die Phasengeschwindigkeit der Rayleigh-Welle konvergieren, während die symmetrischen und asymmetrischen Moden höherer Ordnung gegen die etwas größere Phasengeschwindigkeit der Transversalwelle konvergieren. Dies hat die Ursache, dass bei einer Plattendicke, die sehr groß gegenüber der Wellenlänge ist, die Lamb-Wellenausbreitung erster Ordnung (s_0, a_0) in die Ausbreitung zweier Rayleigh-Wellen an der Ober- beziehungsweise Unterseite der Platte übergeht. Somit stellt die Lamb-Welle eine vereinheitlichte Beschreibung der Wellenausbreitung im Bereich der dünnen Platte (Biegewelle) und der dicken Platte (Rayleigh-Welle) sowie im Übergangsbereich zwischen beiden dar.

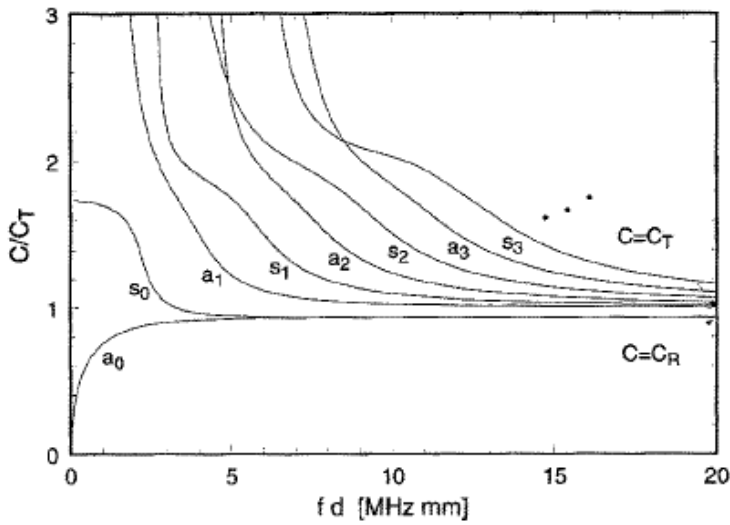


Abbildung 2.43: Lamb-Wellen-Dispersionskurven für ein Material mit $\nu = 0,33$ für die ersten vier symmetrischen ($s_0 \dots s_3$) beziehungsweise asymmetrischen ($a_0 \dots a_3$) Moden aus [Rogers – 1995]

Entsprechend [Rydén – 2003] ist die Lamb-Welle beschreibbar anhand von

$$\frac{\tan\left(\beta \frac{h}{2}\right)}{\tan\left(\alpha \frac{h}{2}\right)} = - \left[\frac{4k^2 \alpha \beta}{(k^2 + \beta^2)^2} \right]^{\pm 1}, \quad (2.13)$$

worin

$$\alpha^2 = \frac{\omega^2}{c_L^2} - k^2 \quad (2.14)$$

und

$$\beta^2 = \frac{\omega^2}{c_T^2} - k^2 \quad (2.15)$$

sind. k ist hierbei die Kreiswellenzahl der Lamb-Welle. Der Exponent des rechten Terms in Gl. (2.13) gibt die symmetrische (+) und asymmetrische (-) Mode wieder. Zur Vereinfachung numerischer Berechnungen wird Gl. (2.13) in [Rogers – 1995] umgeformt in eine Gleichung für symmetrische Moden:

$$(k^2 - \beta^2)^2 \cos\left(\alpha \frac{h}{2}\right) \sin\left(\beta \frac{h}{2}\right) + 4k^2 \alpha \beta \sin\left(\alpha \frac{h}{2}\right) \cos\left(\beta \frac{h}{2}\right) = 0 \quad (2.16)$$

und eine Gleichung für asymmetrische Moden:

$$(k^2 - \beta^2)^2 \sin\left(\alpha \frac{h}{2}\right) \cos\left(\beta \frac{h}{2}\right) + 4k^2 \alpha \beta \cos\left(\alpha \frac{h}{2}\right) \sin\left(\beta \frac{h}{2}\right) = 0. \quad (2.17)$$

Da kein geschlossener Ausdruck zur Verfügung steht, um die Lamb-Gleichung zu lösen, muss im Allgemeinen auf numerische Verfahren zur Bestimmung der Lamb-Wellengeschwindigkeit zurückgegriffen werden. Für die der Biegewelle der dicken Platte entsprechende Mode a_0 lässt sich gemäß [Cremer – 2010] folgende Vereinfachung zur Beschreibung der Phasengeschwindigkeit treffen:

$$c_{\text{lamb}} \approx c_B \left[1 - \frac{1}{2} c_B^2 \left(\frac{1}{c_T^2} + \frac{1}{c_{LII}^2} \right) \right] \approx c_B \left[1 - 4 \left(\frac{h}{\lambda_B} \right)^2 \right] \quad (2.18)$$

Diese stimmt laut [Cremer – 2010] mit einem Fehler von bis zu 10 % mit der präzisen Beschreibung der Lamb-Welle überein, wenn die Plattendicke höchstens ein Sechstel der Biegewellenlänge beträgt, wenn also gilt $\lambda_B \geq 6 h$.

Eine präzisere Beschreibung ohne Angabe eines eingeschränkten Bereichs der Frequenz beziehungsweise der Wellenlänge für die Biegewelle der dicken Platte findet sich in [Rindel – 1992]. Demnach berechnet sich die Phasengeschwindigkeit der Biegewelle der dicken Platte beziehungsweise der Lamb-Welle asymmetrischer Mode erster Ordnung zu

$$c_{\text{lamb}} = \frac{c_B^2}{c_T} \sqrt{-\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1 + 4 \left(\frac{c_T}{c_B}\right)^4}}, \quad (2.19)$$

oder vereinfacht mit einer Genauigkeit von $\pm 1\%$ gegenüber Gl. (2.19) zu

$$c_{\text{lamb}} \approx \left(\frac{1}{c_B^3} + \frac{1}{c_T^3}\right)^{-3}. \quad (2.20)$$

Hierin ist c_B die Phasengeschwindigkeit der Biegewelle entsprechend Gl. (2.10) und c_T die Phasengeschwindigkeit der Transversalwelle. Der maßgebliche Unterschied gegenüber der präzisen Beschreibung der Lamb-Welle besteht darin, dass sich die Phasengeschwindigkeit aus Gl. (2.19) für hohe Frequenzen beziehungsweise Plattendicken der Phasengeschwindigkeit der Transversalwelle annähert, während die Beschreibung nach Gl. (2.13) für die Lamb-Welle asymmetrischer Mode erster Ordnung eine Annäherung an die Phasengeschwindigkeit der Rayleigh-Welle wiedergibt (vgl. Abbildung 2.43).

2.12.2 Theoretische Grundlagen der Phase-Shift-Methode

Die Phase-Shift-Methode, auch Multi-Channel Analysis of Surface Waves (MASW), ist ein auf der unter anderem in [McMechan – 1981] beschriebenen Wellenfeldtransformation basierendes Verfahren zur Ermittlung der Phasengeschwindigkeit von Oberflächenwellen. Es wird in [Park – 1998] und [Park – 1999] grundlegend beschrieben. Bei der Phase-Shift-Methode erfolgt an einer definierten Anregungsposition ein Kräfteintrag, der zur Ausbreitung einer Welle im Material führt. Mittels einer Vielzahl von Sensoren findet die Aufzeichnung der daraus resultierenden orts- und zeitabhängigen Oberflächenschwingung $u(x, t)$ statt. Diese Schwingung wird mittels Fourier-Transformation in den Frequenzbereich übertragen. Das daraus resultierende, vom Ort x und der Kreisfrequenz ω abhängige Spektrum der Schwingung $U(x, \omega)$ lässt sich entsprechend [Park – 1998] als Produkt von Phasenspektrum $P(x, \omega)$ und Amplitudenspektrum $A(x, \omega)$ ausdrücken:

$$U(x, \omega) = \int u(x, t) e^{i\omega t} dt = P(x, \omega) A(x, \omega). \quad (2.21)$$

Während $A(x, \omega)$ alle energiebezogenen Informationen wie Dämpfung und Divergenz beinhaltet, enthält $P(x, \omega)$ die für die Dispersion relevanten Informationen. Durch Anwendung der Eulerschen Schreibweise lässt sich das Spektrum ebenso ausdrücken als

$$U(x, \omega) = e^{-ikx} A(x, \omega) \quad (2.22)$$

mit der Kreiswellenzahl

$$k = \frac{\omega}{c_w} = \frac{\phi}{x}, \quad (2.23)$$

wobei c_w die Phasengeschwindigkeit und ϕ die Phase darstellen. Durch Anwendung der folgenden Integraltransformation lässt sich der Term $V(\omega, k')$ ermitteln:

$$V(\omega, k') = \int e^{ik'x} \left[\frac{U(x, \omega)}{|U(x, \omega)|} \right] dx = \int e^{-i(k-k')x} \left[\frac{A(x, \omega)}{|A(x, \omega)|} \right] dx. \quad (2.24)$$

$V(\omega, k')$ ist entsprechend [Park – 1998] zu verstehen als die Summe über die Spektren an den verschiedenen Positionen x unter Annahme einer Kreiswellenzahl k' analog zu Gl. (2.23):

$$k' = \frac{\omega}{c'_w} = \frac{\phi'}{x}, \quad (2.25)$$

also unter Annahme einer absoluten (das heißt, nicht auf $\pm 180^\circ$ begrenzten) Phasenverschiebung ϕ' , die sich aus einer angenommenen Phasengeschwindigkeit c'_w und der Distanz x ergibt. Dies wird durch den rechten Teil von Gl. (2.24) veranschaulicht. In dieser Schreibweise wird ersichtlich, dass ein „Vergleich“ der angenommenen Wellenzahl k' mit der realen Wellenzahl k erfolgt und das Amplitudenspektrum $A(x, \omega)$ auf dessen Betrag normiert wird, wodurch der Einfluss unterschiedlicher Amplituden an verschiedenen Messpositionen eliminiert wird. Stimmt die angenommene Wellenzahl mit der realen Wellenzahl überein, weist $V(\omega, k')$ ein lokales Maximum auf. Auf Grundlage dessen kann anhand von Gl. (2.23) auf die der Wellenausbreitung zugrundeliegende Phasengeschwindigkeit c_w geschlossen werden. Ein Vorteil der Phase-Shift-Methode besteht dabei darin, dass alle sich ausbreitenden und mittels der Sensorik erfassten Wellen je ein lokales Maximum im Dispersionsplot hervorrufen. Dadurch können mithilfe einer Messung beispielsweise mehrere Moden der Lamb-Welle sowie verschiedene Wellenarten zeitgleich analysiert werden.

Anhand der ermittelten frequenzabhängigen Phasengeschwindigkeit lässt sich auf den E-Modul schließen. Dabei ist in vielen Fällen ein zweistufiger Ansatz notwendig: Zuerst wird ein Modell benötigt, mithilfe dessen die Phasengeschwindigkeit aus einem gegebenen Satz an Materialparametern ermittelt werden kann. Handelt es sich dabei nicht um eine eindeutige Beschreibung, die ohne Weiteres nach dem E-Modul aufgelöst werden kann, ergibt sich die Notwendigkeit der Lösung des Rückwärts-Problems zur Ermittlung des E-Moduls.

Wird beispielsweise eine Messung mittels Phase-Shift-Methode an einer Platte durchgeführt, die ausreichend dick ist, dass die sich ausbreitende Welle im betrachteten Frequenzbereich einer reinen Rayleigh-Welle entspricht, kann Gl. (2.12) genutzt werden, um den E-Modul des Materials zu ermitteln. Handelt es sich um ein Material, dessen E-Modul nicht frequenzabhängig ist, kann, um ein sichereres Ergebnis zu erhalten, der Mittelwert über die Phasengeschwindigkeiten gebildet werden, für die sich in Abhängigkeit von der Frequenz das lokale Maximum im Dispersionsplot ergibt.

Handelt es sich hingegen um eine sehr dünne Platte, bei der sich im betrachteten Frequenzbereich eine reine Biegewelle ausbreitet, kann die Berechnung des E-Moduls durch Fitting von Gl. (2.10) anhand der Messergebnisse erfolgen. Ebenso verhält es sich für Platten, die nur für sehr tiefe Frequenzen als derart dünn gelten, dass von einer reinen Biegewelle ausgegangen werden kann, und die bei hohen Frequenzen dennoch keine ausreichende Dicke besitzen, dass sich die Phasengeschwindigkeit jener der nicht-dispersiven Rayleigh-Welle annähert. Hier kann analog zur Vorgehensweise bei der dünnen Platte ein Fitting der Biegewellen-Theorie der dicken Platte nach Rindel beziehungsweise Mindlin anhand der Messergebnisse erfolgen, wie es in [Thies – 2019] angewandt wurde. Hier wird ein Fitting der Biegewellen-Theorie der dicken Platte nach Rindel anhand von Messergebnissen der Phasengeschwindigkeit auf Holzplatten mit einer Dicke von 100 mm bis 220 mm beschrieben. Allerdings stellt die Theorie der Biegewelle für dicke Platten aus Gl. (2.19) nur eine Näherung und keine präzise Beschreibung dar, womit sich systematische Fehler bei der Ermittlung des E-Moduls ergeben können.

Sollen genauere Aussagen über den E-Modul durch Messungen an dicken Platten getroffen werden, müssen oft iterative Verfahren genutzt werden, um das Rückwärts-Problem für die Ausbreitung der Lamb-Wellen zu lösen. Zwar wäre eine Analyse im tieffrequenten Bereich, in dem die Platte als hinreichend dünn angenommen werden kann, vorstellbar, jedoch ist hierfür eine sehr lange Messstrecke erforderlich, die in vielen Fällen die Dimensionen der Platte übersteigt. In [Rogers – 1995] wird die analytische Beschreibung der Lamb-Welle genutzt, um mittels eines Lösungsalgorithmus und der Methode der kleinsten Quadrate auf den E-Modul und die Poissonzahl zweier Aluminiumplatten, einer Stahlplatte sowie einer Glasplatte mit Plattendicken zwischen 0,77 mm und 5,74 mm zu schließen. Die Messergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit der ebenfalls angewandten Pulse-Echo-Overlap-Methode.

3 Voruntersuchungen an labormaßstäblichen Probekörpern

Das Ziel der Voruntersuchungen bestand darin, einen „Konzeptnachweis“ für die angedachten Messmethoden (Ultraschalllaufzeit-Verfahren und Eigenfrequenz-Verfahren) zu erlangen. Dafür wurde zunächst nur eine übliche Straßenbetonsorte betrachtet, um den Einfluss der Betonrezeptur auf die erhaltenen Erkenntnisse der Eignung der Methoden außen vor zu lassen. Die Nachweisbarkeit von Schädigungen des Betongefüges in Form einer sich verringernenden Betonsteifigkeit im Zuge des Ermüdungsvorganges mit den angedachten Methoden unter Beachtung der erforderlichen Praxisrelevanz und Wirtschaftlichkeit sowie deren Messgenauigkeit standen in den Voruntersuchungen im Vordergrund.

In einem ersten Schritt wurden Betonzylinder der ausgesuchten Straßenbetonrezeptur hergestellt und die charakteristische Spaltzugfestigkeit dieser Rezeptur ermittelt. Damit wurde die Voraussetzung für das Festlegen der Beanspruchungen weiterer Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch geschaffen.

Im Anschluss wurden die Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch zyklisch belastet und in Lastpausen mittels Ultraschalllaufzeit-Verfahren bzw. Eigenfrequenz-Verfahren der dynamische E-Modul bestimmt. Zeitgleich wurde während der Durchführung des Spaltzug-Schwellversuchs mittels induktiver Wegaufnehmer (IWA) der (quasi-) statische E-Modul ermittelt.

3.1 Probekörper

3.1.1 Verwendete Betonrezeptur

Für die Herstellung der Probekörper für die Voruntersuchungen wurde eine Straßenbetonrezeptur verwendet, die im bayerischen Raum für die Herstellung von Park- und Rastanlagen an Bundesfernstraßen zur Anwendung gebracht wurde. Die Rezeptur verwendet einen Köditzer Diabas mit 22 mm Größtkorn. Dieser ist unter Nummer 41 der Liste der Gesteinskörnungen nach Verfahren 4 der Bekanntmachung zu den „Technische[n] Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, Ausgabe 2007, Änderung/Ergänzung 2014“ gelistet und weist demnach eine entsprechende Eignung gegenüber der Einwirkung der AKR auf. Der Festbeton der verwendeten Rezeptur ist in der Festigkeitsklasse C 30/37 einzustufen.

Detaillierte Informationen bezüglich der Gemischzusammensetzung, der Eigenschaften des Frisch- und Festbetons sowie bezüglich des Herstellprozesses der Probekörper sind dem Anhang zu entnehmen (siehe Abbildung 13.51 und Abbildung 13.52).

3.1.2 Probekörperherstellung

Es wurden insgesamt 39 Betonprobekörper zylindrischer Form mit einer Höhe von 200 mm und einem Durchmesser von 100 mm gefertigt (siehe Abbildung 3.1). Diese wurden später an der TU Dresden zu Zylinderscheiben weiterverarbeitet. Ergänzend zu den zylindrischen Probekörpern wurden vier Betonwürfel mit einer Kantenlänge von jeweils 100 mm für die Bestimmung der Druckfestigkeiten nach 7, 14 und 28 Tagen hergestellt. Zusätzlich erfolgte am Frischbeton die Bestimmung des Ausbreitmaßes, des Luftporengehaltes und des Wassergehaltes. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen können dem Anhang entnommen werden.



Abbildung 3.1: Straßenbetonprobekörper für die Voruntersuchungen, zylindrische Form mit einer Höhe von 200 mm und einem Durchmesser von 100 mm

3.2 Erste Untersuchungen zum Ultraschalllaufzeit-Verfahren

Bevor die Betonzylinder zu Zylinderscheiben weiterverarbeitet wurden, wurden die Betonzylinder für die Voruntersuchungen an der TU Dresden zunächst entlang ihrer Höhe durchschallt und so die Ultraschalllaufzeit der Longitudinalwelle an den Betonzylindern ermittelt. Für die Untersuchung der Probekörper mittels Ultraschall kamen das Ultraschallmessgerät CONSONIC C2-GS sowie das Erweiterungsmodul CONSONIC C2-ES der Firma GEOTRON-ELEKTRONIK zum Einsatz (siehe Abbildung 3.2). Der Vorteil der erweiterten Version des Messgerätes liegt in einer wesentlich höheren Signalauflösung von 15 Bit. UP-T-Messköpfe wurden für das Senden und das Empfangen der Ultraschallsignale verwendet. Diese Messköpfe bieten den Vorteil, dass keine akustische Ankopplung mittels zu applizierender Koppelmittel herzustellen ist, die, wie auch in Kapitel 2.9.2 dargelegt, für eine Durchschallung von Beton mit Ultraschall i.d.R. notwendig wird. Dies wird durch die spezifische Geometrie der Messköpfe realisiert, durch die die Schallenergie über eine sehr kleine kreisrunde Fläche in den Probekörper eingetragen wird (siehe Detail in Abbildung 3.2). Die Schallenergieichte, die definiert ist als die Schallenergie pro Volumeneinheit, ist folglich hinreichend groß, um die gesamtheitliche Durchschallung des Probekörpers, selbst bei einem Reflexionskoeffizienten von nahezu 100 %, zu realisieren. Dadurch lassen sich die umfangreichen Untersuchungen dieses Projektes zum Ultraschall vergleichsweise einfach und mit wenig Zeitaufwand umsetzen.

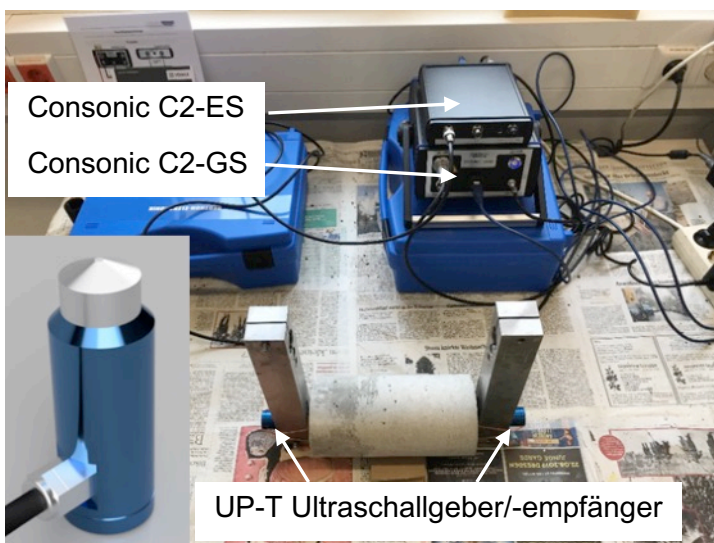


Abbildung 3.2: Ultraschallmessgerät der Firma GEOTRON-ELEKTRONIK (Detail: UP-T-Messkopf)

Aus dem Quotienten der durchschallten Probekörperhöhe und der Laufzeit der Longitudinalwelle folgt die Ultraschallgeschwindigkeit der Longitudinalwelle. In Kombination mit der Rohdichte der Betonzylinder und

einer geschätzten Querdehnzahl kann somit zunächst der dynamische E-Modul der Betonzylinder nach Gl. (2.1) abgeschätzt werden. Es wurden je Betonzylinder drei Messungen der Ultraschalllaufzeit vorgenommen. Die nachfolgende Tabelle 3.1 zeigt die Ergebnisse des dynamischen E-Moduls, welcher auf Grundlage der jeweils mittleren Ultraschallgeschwindigkeit (berechnet aus drei Einzelmessungen) abgeschätzt wurde. Die Querdehnzahl wurde konstant zu 0,2 gemäß Formel (4-4) der RDO Beton [RDO Beton – 2009] angenommen. Eine statistische Auswertung der Ergebnisse liefert einen mittleren E-Modul von 41731,5 N/mm² und eine Standardabweichung von 910,1 N/mm². Gemäß TP B-StB Teil 0.2 Abschnitt 5.4 [TP B-StB – 2016] kann durch den Vergleich eines Wertes T mit einer Vergleichsgröße t_{krit} bestimmt werden (siehe Symbolverzeichnis), ob in den Versuchsergebnissen ein Ausreißer (also ein Wert) vorliegt, der mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht zur Grundgesamtheit gehört. Die Werte $T = 2,426$ und $t_{krit} = 5,044$ zeigen, dass statistisch davon auszugehen ist, dass unter Annahme einer konstanten Querdehnzahl von 0,2 kein Ausreißer vorliegt. Der Anderson-Darling-Test auf Normalverteilung gemäß TP B-StB Teil 0.2 Abschnitt 5.5 [TP B-StB – 2016] liefert eine Abschätzung des p-Wertes von $0,28 > 0,05$, womit die Hypothese einer Normalverteilung der Grundgesamtheit aller Messwerte des dynamischen E-Moduls nicht zurückgewiesen werden kann. Diese Betrachtungen lassen vermuten, dass die zu einer Betoncharge gehörenden Probekörper vergleichsweise homogene Materialeigenschaften aufweisen müssen. Die Ergebnisse sich anschließender Versuche zur Prüfung der statischen Spaltzugfestigkeit an unteren Zylinderscheiben, gemäß TP B-StB Teil 3.1.05 [TP B-StB – 2016], bestätigten diese Vermutung (siehe Kapitel 3.4).

Tabelle 3.1: Dynamischer E-Modul der Betonzylinder geprüft im Rahmen der Voruntersuchungen mittels Ultraschalllaufzeit-Verfahren

| Beton- zylinder Nr. [-] | Rohdichte [g/cm ³] | Quer- dehnzahl [-] | dyn. E- Modul [N/mm ²] | Beton- zylinder Nr. [-] | Rohdichte [g/cm ³] | Quer- dehnzahl [-] | dyn. E- Modul [N/mm ²] |
|-------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|--|-------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|--|
| TU 01 | 2,296 | 0,2 | 40847 | TU 21 | 2,326 | 0,2 | 41589 |
| TU 02 | 2,316 | 0,2 | 41265 | TU 22 | 2,313 | 0,2 | 40658 |
| TU 03 | 2,329 | 0,2 | 43316 | TU 23 | 2,318 | 0,2 | 41224 |
| TU 04 | 2,325 | 0,2 | 41272 | TU 24 | 2,302 | 0,2 | 42594 |
| TU 05 | 2,308 | 0,2 | 40549 | TU 25 | 2,318 | 0,2 | 42532 |
| TU 06 | 2,323 | 0,2 | 41842 | TU 26 | 2,338 | 0,2 | 42892 |
| TU 07 | 2,318 | 0,2 | 42386 | TU 27 | 2,340 | 0,2 | 42397 |
| TU 08 | 2,304 | 0,2 | 41200 | TU 28 | 2,327 | 0,2 | 41895 |
| TU 09 | 2,324 | 0,2 | 42911 | TU 29 | 2,302 | 0,2 | 41499 |
| TU 10 | 2,323 | 0,2 | 42834 | TU 30 | 2,306 | 0,2 | 42456 |
| TU 11 | 2,323 | 0,2 | 41063 | BA 31 | 2,334 | 0,2 | 42010 |
| TU 12 | 2,328 | 0,2 | 42654 | BA 32 | 2,296 | 0,2 | 42343 |
| TU 13 | 2,343 | 0,2 | 42376 | BA 33 | 2,281 | 0,2 | 40876 |
| TU 14 | 2,313 | 0,2 | 40343 | BA 34 | 2,299 | 0,2 | 41203 |
| TU 15 | 2,317 | 0,2 | 41901 | BA 35 | 2,294 | 0,2 | 41136 |
| TU 16 | 2,314 | 0,2 | 41294 | BA 36 | 2,310 | 0,2 | 39939 |
| TU 17 | 2,326 | 0,2 | 41287 | BA 37 | 2,377 | 0,2 | 43896 |
| TU 18 | 2,315 | 0,2 | 41190 | BA 38 | 2,321 | 0,2 | 42028 |
| TU 19 | 2,297 | 0,2 | 40220 | BA 39 | 2,341 | 0,2 | 42631 |
| TU 20 | 2,309 | 0,2 | 40979 | | | | |

3.3 Akustische Untersuchungen an ungeschnittenen Betonzylindern

Um eine erste Aussage bezüglich des E-Moduls und der Poissonzahl der Beton-Probekörper zu treffen, wurden Messungen der Eigenfrequenzen an drei der noch ungeschnittenen Zylinder (vgl. Kapitel 3.1.2) mit einer Länge von ca. 200 mm durchgeführt. Da die ungeschnittenen Betonzylinder eine deutlich größere Länge aufweisen als die im Spaltzug-Schwellversuch verwendeten Betonscheiben, erfolgt eine Verschiebung der Longitudinal-Eigenmoden in einen mit der akustischen Messtechnik gut erfassbaren Frequenzbereich unterhalb von 20 kHz. Entsprechend [Kolluru – 2000] kann durch Messung der ersten beiden Longitudinal-Eigenfrequenzen f_1 und f_2 die Poissonzahl des Materials langer Zylinder bestimmt werden:

$$\nu = A_1 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 + B_1 \left(\frac{f_2}{f_1} \right) + C_1. \quad (3.1)$$

Dabei gilt:

$$A_1 = -8,6457 \left(\frac{l}{d} \right)^2 + 24,4431 \left(\frac{l}{d} \right) - 12,4778, \quad (3.2a)$$

$$B_1 = 34,5986 \left(\frac{l}{d} \right)^2 - 101,7207 \left(\frac{l}{d} \right) + 56,172, \quad (3.2b)$$

$$C_1 = -34,6807 \left(\frac{l}{d} \right)^2 + 105,979 \left(\frac{l}{d} \right) - 62,731. \quad (3.2c)$$

Auf Grundlage der Poissonzahl und der ersten gemessenen Eigenfrequenz f_1 lässt sich der E-Modul bestimmen zu

$$E = 2(1 + \nu)\rho \left(\frac{2\pi f_1 r}{f_n^1} \right)^2 \quad (3.3)$$

mit

$$f_n^1 = A_2 \nu^2 + B_2 \nu + C_2, \quad (3.4)$$

$$A_2 = -0,2792 \left(\frac{l}{d} \right)^2 + 1,4585 \left(\frac{l}{d} \right) - 2,1093, \quad (3.5a)$$

$$B_2 = 0,0846 \left(\frac{l}{d} \right)^2 - 0,5868 \left(\frac{l}{d} \right) + 1,3791, \quad (3.5b)$$

$$C_2 = 0,285 \left(\frac{l}{d} \right) - 1,7026 \left(\frac{l}{d} \right) + 3,3769. \quad (3.5c)$$

Zur Bestimmung der Eigenfrequenzen wurden die Probekörper auf einer Schaum-Unterlage in erster Näherung frei, auf eine der Stirnseiten aufgestellt gelagert. Mittels eines Impulshammers erfolgte ein Kräfteintrag in die Mitte der Stirnseite des Probekörpers. Die Reaktion des Probekörpers in Form der Auslenkung bzw. der Oberflächen-Schwingschnelle wurde mittels dreier Mikrofone in unmittelbarer Nähe zur Probekörper-Oberfläche erfasst. Der Messaufbau ist in Abbildung 3.3 dargestellt.

Unter Anwendung der Gl. (3.1) bis (3.5c) wurden die Poissonzahl und der E-Modul der drei untersuchten Betonzylinder ermittelt. Zusätzlich wurde jeweils anhand der gemessenen ersten Longitudinal-Eigenfrequenz der E-Modul entsprechend [BS 1881-209:1990] abgeschätzt:

$$E = 4 f_1^2 l^2 \rho \cdot 10^{-15}. \quad (3.6)$$



Abbildung 3.3: Messaufbau zur Bestimmung der Longitudinal-Eigenfrequenzen der 200 mm langen Beton-Zylinder

Die Ergebnisse sind Tabelle 3.2 zu entnehmen. Die Werte des gemessenen E-Moduls betragen zwischen 33,2 GPa und 34,3 GPa, während der Betrag der maximalen Abweichung zwischen den Messergebnissen aus [Kolluru – 2000] und [BS 1881-209:1990] mit 1,09 % sehr gering ausfällt. Einen die Genauigkeit des Messergebnisses nach [BS 1881-209:1990] beeinflussenden Faktor stellt die mangelnde Kenntnis der zugrunde gelegten Poissonzahl dar.

Tabelle 3.2: E-Modul und Poissonzahl, bestimmt aus gemessenen Longitudinal-Eigenfrequenzen gemäß [Kolluru – 2000] bzw. [BS 1881-209:1990], sowie Abweichung zwischen den gemessenen E-Moduln

| | [Kolluru - 2000] | | [BS 1881 : Part 209] | Abweichung |
|-------|---------------------------|----------------------|------------------------|--|
| | $E_{\text{Koll.}}$ in GPa | $\nu_{\text{Koll.}}$ | E_{BS} in GPa | $ E_{\text{Koll.}} - E_{\text{BS}} / E_{\text{Koll.}} \cdot 100 \%$ |
| BA 32 | 33,8 | 0,17 | 33,5 | 1,04 |
| BA 34 | 33,5 | 0,17 | 33,2 | 1,04 |
| BA 38 | 34,3 | 0,18 | 33,9 | 1,09 |

Auf Grundlage des in Tabelle 3.2 dargestellten Messergebnisses wird im Folgenden für die in den Voruntersuchungen betrachtete Betonsorte eine Poissonzahl von $\nu = 0,17$ angenommen.

Im Vergleich zu den Messergebnissen aus den ersten Ultraschalllaufzeit-Untersuchungen, beschrieben in Kapitel 3.2, zeigt sich in den Ergebnissen der Eigenfrequenz-Untersuchungen ein deutlich geringerer E-Modul. Dieser kann auf eine Frequenzabhängigkeit des E-Moduls von Beton zurückzuführen sein. Der Effekt der systematischen Abweichungen zwischen den Werten des E-Moduls, die mittels des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens gewonnen werden, gegenüber den anderen angewandten Messverfahren wird in Kapitel 5.3 diskutiert.

3.4 Statische Spaltzugprüfung an Zylinderscheiben zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit

Für die labortechnische Untersuchung des Ermüdungsprozesses von Straßenbeton wurde der Spaltzug-Schwellversuch ausgewählt. Dieser sieht die zyklische Belastung zylinderförmiger Probekörper, bspw. mit einer Höhe von 50 mm und einem Durchmesser von 100 mm vor.

Dementsprechend wurden Betonzyinderscheiben dieser Form für die Voruntersuchungen dieses Projektes am 23.08.2019, im Alter von 63 Tagen aus den Betonzyindern an der TU Dresden, gemäß TP B-StB Teil 3.1.05 Abschnitt 6.2 gewonnen [TP B-StB – 2016]. Die Betonzyinder wurden innerhalb der 63 Tage trocken und im Normklima bei $20^{\circ}\text{C} \pm 5\text{K}$ und ca. $65\% \pm 5\%$ relativer Luftfeuchte gelagert. Eine trockene

Lagerung der Probekörper wurde, wie in Kapitel 2.5.2 und in Kapitel 2.9.1 dargelegt, aus Gründen der Vergleichbarkeit hinsichtlich der Versuchsergebnisse der Ultraschalluntersuchungen vorgenommen. Die Betonzyylinder wurden jeweils in vier Betonzylinderscheiben unterteilt, so dass insgesamt 120 Zylinderscheiben zu Beginn der Voruntersuchungen vorlagen. Die Lagerung der Scheiben nach deren Herstellung erfolgte bis zur Massenkonstanz bei Normklima gemäß TP B-StB 2016 [TP B-StB – 2016].

Im nächsten Schritt der Untersuchungen wurde die charakteristische Spaltzugfestigkeit der Probekörper bestimmt, die entsprechend der Betonrezeptur für die Probekörper der Voruntersuchungen gemäß TP B-StB Teil 3.1.05 hergestellt wurden [TP B-StB – 2016]. Insgesamt wurden hierfür 15 untere Zylinderscheiben herangezogen, die sich durch eine verhältnismäßig einheitliche und eine vergleichsweise hohe Rohdichte auszeichneten. Es ist davon auszugehen, dass die Betonrohddichte im Zusammenhang mit der Betonfestigkeit steht. Dichtere Zylinderscheiben sind belastbarer als weniger dichte Scheiben. Demnach ist ebenso davon auszugehen, dass die Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an dichteren Zylinderscheiben einen Wert liefert, der bei einer nachfolgenden zyklischen Belastung von weniger dichten Zylinderscheiben mit einem gewissen Prozentsatz der charakteristischen Spaltzugfestigkeit (Beanspruchungsniveau) zu einer geringen Anzahl von Proben führt, die unerwartet viele Lastwechsel ertragen, was den zeitlichen Aufwand der Untersuchungen erhöhen würde.

Während der Belastung der ausgewählten Zylinderscheiben im statischen Spaltzugversuch zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit des Betongemisches wurden der Kolbenweg der Prüfmaschine sowie die aufgebrachte Kraft kontinuierlich aufgezeichnet. Bei einer von der TP B-StB Teil 3.1.05 [TP B-StB – 2016] vorgeschriebenen Kraftsteigerung von $0,4 \text{ kN/s} \pm 0,1 \text{ kN/s}$, entsprechend einer Steigerung der aufgebrachten Spannung von $0,05 \text{ N/mm}^2 \pm 0,01 \text{ N/mm}^2$ (Probekörpermaße $d = 100 \text{ mm}$ und $h = 50 \text{ mm}$), zeigt sich beim Betrachten der Messdaten ein eindeutiger Einfluss des heterogenen Betongefüges (siehe Abbildung 3.4). Bereits bei einer sehr geringen Beanspruchung von $0,25 \text{ N/mm}^2$ lassen sich deutliche Unterschiede im Verformungsverhalten der Probekörper ausmachen. Es gilt zu beachten, dass der Kolbenweg der Prüfmaschine die Verformung des Probekörpers sowie die Kompression der lastverteilenden Hartfilzstreifen, die gemäß TP B-StB 2016 [TP B-StB – 2016] vorzusehen sind, beinhaltet. Das unterschiedliche Verformungsverhalten der Beton-Probekörper lässt sich zum Teil auf Unterschiede in der Dicke oder der Härte des verwendeten Filzes zurückführen. Zum Teil sind diese Unterschiede jedoch auch das Resultat der probekörperspezifischen Anzahl, Form, Größe und Anordnung der Gesteinskörner im Betongefüge. Wie in Kapitel 2.8.2 dargelegt, wirken die Gesteinskörner im Gefüge als Diskontinuitäten, die dazu führen, dass die Spannungstrajektorien abgelenkt werden. Dadurch entsteht in der nächsten Umgebung eines Gesteinskorns ein Bereich konzentrierter Spannungen, der beim Überschreiten des lokalen Verformungsvermögens zu Rissen im Zementstein führt. Das globale Verformungsvermögen des Probekörpers könnte als die gesamtheitliche Betrachtung des lokalen Verformungsvermögens über den gesamten Probekörper verstanden werden. Somit ist das globale Verformungsvermögen des Probekörpers größer, wenn der Probekörper weniger Lokaltäten aufweist, an denen das lokale Verformungsvermögen, bspw. durch ein Gesteinskorn, beeinträchtigt wird.

Ebenso haben die Anzahl, Form, Größe und Anordnung der Gesteinskörner im Betongefüge eines Probekörpers einen direkten Einfluss auf sein Ermüdungsverhalten während einer zyklischen Belastung. Das Resultat sind i.d.R. stark voneinander abweichende Ergebnisse in Bezug auf die ertragbare Lastwechselzahl bis zum Versagen bei sonst gleichen Randbedingungen.

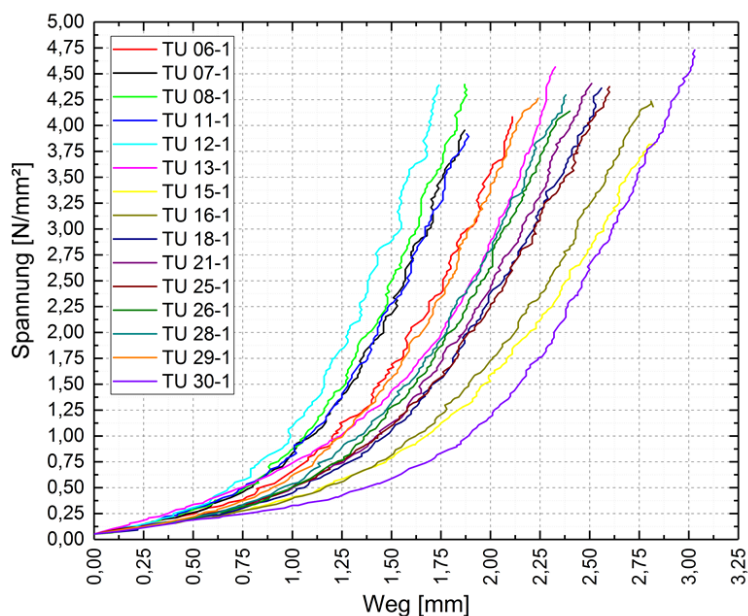


Abbildung 3.4: Spannung-(Kolben)Weg-Kurven der 15 getesteten Betonzylinderscheiben während des statischen Spaltzugversuches zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit des Betongemisches der Voruntersuchungen

Die Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit erfolgte gemäß TP B-StB Teil 0.2 – Statistische Grundlagen zur Auswertung von Prüfergebnissen [TP B-StB – 2016]. Vor der Bestimmung des 5%-Quantils bei mathematisch statistischer Sicherheit von 90% (charakteristischer Wert) müssen zunächst ein Ausreißertest sowie ein Test auf Normalverteilung vorgenommen werden. Dieses Vorgehen erfolgt analog zu den vorhergehenden Erläuterungen zur Abschätzung des Vorhandenseins eines Ausreißers in den Messwerten der Ultraschalllaufzeiten, bzw. zum Test dieser Messwerte auf Normalverteilung (siehe Kapitel 3.2). Nur wenn die Grundgesamtheit aller erhobenen Messwerte keinen Ausreißer aufweist, der nicht durch anderweitige, bspw. technische Gründe erklärbar wäre und nur wenn die Grundgesamtheit aller erhobenen Messwerte normalverteilt ist, dürfen die Quantilwerte bestimmt werden. Wie bereits in Abbildung 3.4 erkennbar wird, liegen die ermittelten Spaltzugfestigkeiten auf einem vergleichsweise gleichwertigen Niveau. Die Festigkeiten lagen im Mittel bei $4,258 \text{ N/mm}^2$ mit einer Standardabweichung von $0,247 \text{ N/mm}^2$. Dies ergibt einen Variationskoeffizienten von 5,8%, was ebenso darauf hinweist, dass die Ergebnisse nur gering voneinander abweichen. Anhand des Vergleichs der Werte $T = 2,49$ und $t_{\text{krit}} = 4,74$ konnte mit einer statistischen Sicherheit von 99% gezeigt werden, dass keine Ausreißer in den erhobenen Messdaten vorliegen. Der Anderson-Darling-Test auf Normalverteilung wiederum ergab einen p-Wert von $0,67 \gg 0,05$. Die ermittelten Spaltzugfestigkeiten sind demnach normalverteilt und die charakteristische Spaltzugfestigkeit darf aus den vorliegenden Messwerten bestimmt werden. Die charakteristische Spaltzugfestigkeit folgt zu:

$$f_{\text{ct,k}} = 4,258 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} - 2,2913 \cdot \frac{0,247 \text{ N}}{\text{mm}^2} = 3,707 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}. \quad (3.7)$$

Ein Teil der Probekörper zeigte ein ausgeprägt sprödebrüchiges Versagen, welches dazu führte, dass die Probekörper in mehr als zwei Einzelteile zersprangen (siehe Abbildung 3.5). Nach Mitchell [Mitchell – 1961] lässt sich das Versagen dieser Probekörper zum Großteil als ein Zugversagen charakterisieren. Die Probekörper TU 06-1, TU 12-1, TU 13-1 und TU 25-1 zeigen besonders ausgeprägte Schubbrüche. Die Probekörper TU 21-1 und TU 28-1 hingegen versagten augenscheinlich mit der Ausbildung eines Druckbrüches.

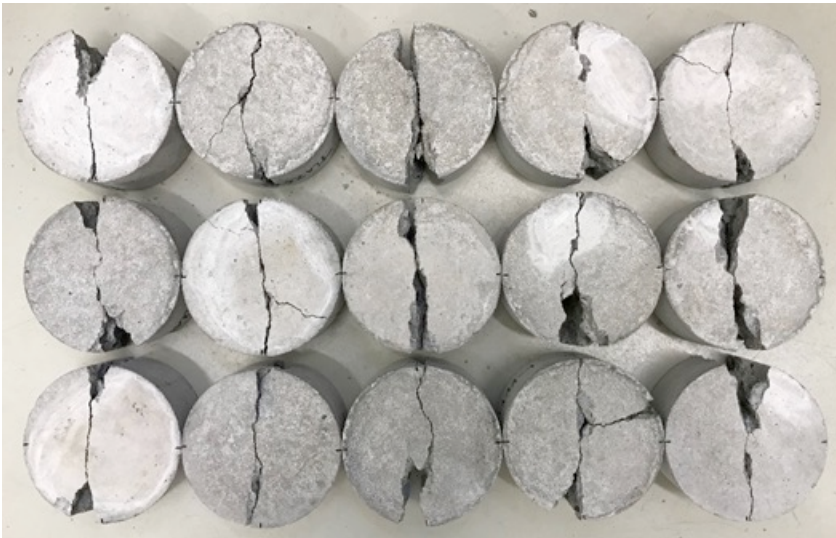


Abbildung 3.5: Bruchbilder der 15 getesteten Betonzylinderscheiben im statischen Spaltzugversuch zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit des Betongemisches der Voruntersuchungen;
 von links nach rechts:
 Reihe oben: TU 25-1, TU 26-1, TU 28-1, TU 29-1, TU 30-1
 Reihe Mitte: TU 13-1, TU 15-1, TU 16-1, TU 18-1, TU 21-1
 Reihe unten: TU 06-1, TU 07-1, TU 08-1, TU 11-01, TU 12-1

3.5 Festlegen der Beanspruchungsniveaus für den Spaltzug-Schwellversuch

Mit der Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit des Betongemisches für die Voruntersuchungen wurde die Voraussetzung für das Festlegen der Beanspruchungen nachfolgend getesteter Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch geschaffen. Auf Grundlage der Ergebnisse von früheren Spaltzug-Schwellversuchen des Instituts für Stadtbauwesen und Straßenbau (ISS) der TU Dresden sollte das Beanspruchungsniveau bei der Belastung von Betonprobekörpern größer 70% und kleiner 85% der charakteristischen Spaltzugfestigkeit betragen, um realisierbare Lastwechselzahlen bis zum Versagen der Probekörper zu erhalten. Wie in Kapitel 2.9.1 anhand der Untersuchungen von Breitenbücher und Kunz [Breitenbücher / Kunz – 2017] dargelegt, kann ein Beanspruchungsniveau von 70% unter Umständen dazu führen, dass eine signifikante Abnahme der Materialsteifigkeit erst bei Lastwechselzahlen weit über eine Million erkenn- und messbar wird. Selbst mit einer Belastungsfrequenz von 10 Lastwechseln pro Sekunde sind Ermüdungsversuche, die das Aufbringen von weit mehr als eine Million Lastwechseln erfordern, mit einem extremen zeitlichen Aufwand verbunden. Auf der anderen Seite bieten Ermüdungsversuche mit einem vergleichsweise hohen Beanspruchungsniveau, welches dazu führt, dass der Probekörper innerhalb weniger Lastwechsel versagt, keine Möglichkeit des umfangreichen messtechnischen Monitorings der Steifigkeitsabnahme infolge der Ermüdung des Probekörpers.

Ebenso muss betrachtet werden, ob das Beanspruchungsniveau der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch im praxisrelevanten Bereich liegt. Hierfür erfolgte die Nutzung eines am ISS der TU Dresden bereits vorhandenen 3D-Volumenmodells, welches mithilfe der Finite Element Analysis (FEA) Software ABAQUS erstellt wurde. Dieses Modell bildet 3x3, also insgesamt neun, Betonplatten ab (siehe Abbildung 3.6), die über Interface-Elemente zur Simulation der Verdübelung der Querscheinfugen, bzw. der Verankerung der Längsscheinfugen, verbunden sind. Die Platten sind auf einem Schichtenpaket, bestehend aus einer Schottertragschicht (STS), einer Frostschutzschicht (FSS) und dem Untergrund, aufgelagert. Die Modellparameter dieses 9-Platten-Modells, bspw. die Plattenmaße oder die jeweiligen Schichtdicken, sind frei wählbar. Sie werden in der Präambel des Quellcodes definiert, der, in ABAQUS eingelesen, die Erstellung einer Vielzahl von Befestigungsaufbauten unterschiedlichster Dimensionen ermöglicht. Ebenso lassen sich die Baustoffparameter der einzelnen Modellelemente (i.e. Betonplatte, Verbindungselement der Fuge, STS, FSS, Untergrund) beliebig variieren und über den Quellcode vor der Modellgenerierung ansteuern. Folglich lassen sich sowohl die Modell- als auch die Baustoffparameter derart einstellen, dass ein 3x3 Platten großer Ausschnitt einer Betonbefestigung in situ für die Betrachtung mithilfe einer FEA nachempfunden werden kann. Die Position der aufgetragenen Last kann beliebig auf der Oberfläche der mittleren

Betonplatte, an deren Seiten die acht anderen Betonplatten des Modells angrenzen, positioniert werden. Weiterhin ist mit diesem Modell die Berücksichtigung eines über die Betonplattenhöhe veränderlichen Temperaturverlaufs möglich, mit dem die für Betonplattenbefestigungen typischen Verformungsbilder des Aufschüsselns und des Aufwölbens (siehe Abbildung 3.7) simuliert werden können. Die Berechnung mit dem Modell erfolgt in der Form, dass in einem ersten Schritt die Temperaturbeanspruchung der Betonplatten simuliert wird, bevor die Betonplatte in mittiger Position in einem zweiten Schritt mit einer Last beaufschlagt wird.

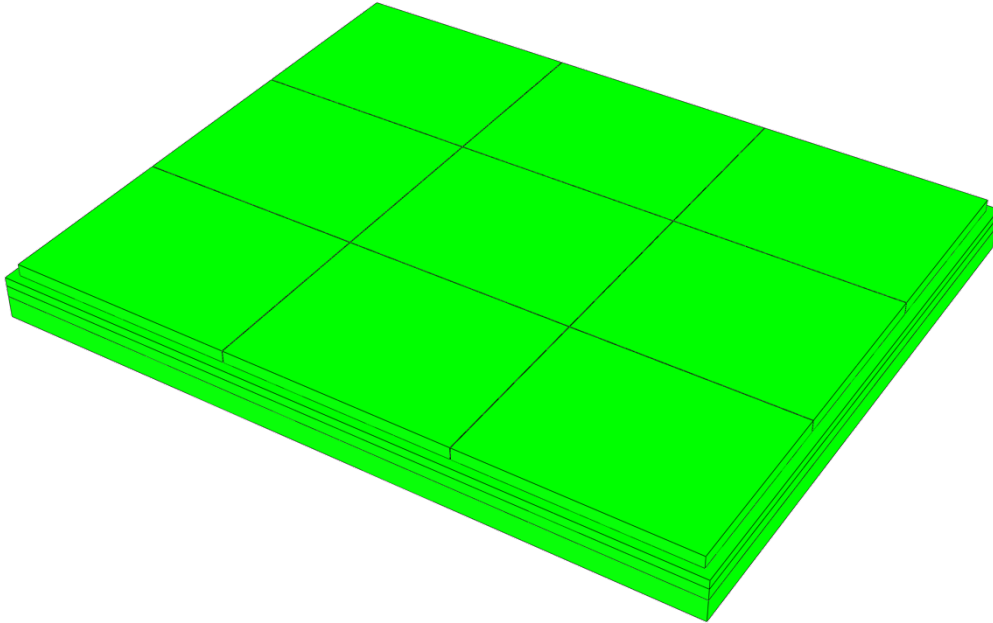


Abbildung 3.6: 9-Platten-Modell des ISS der TU Dresden mit frei wählbaren Modell- und Baustoffparametern; Last ist auf mittlerer Betonplatte in frei verschiebbar; Modell wird in FE-Software ABAQUS erstellt und berechnet

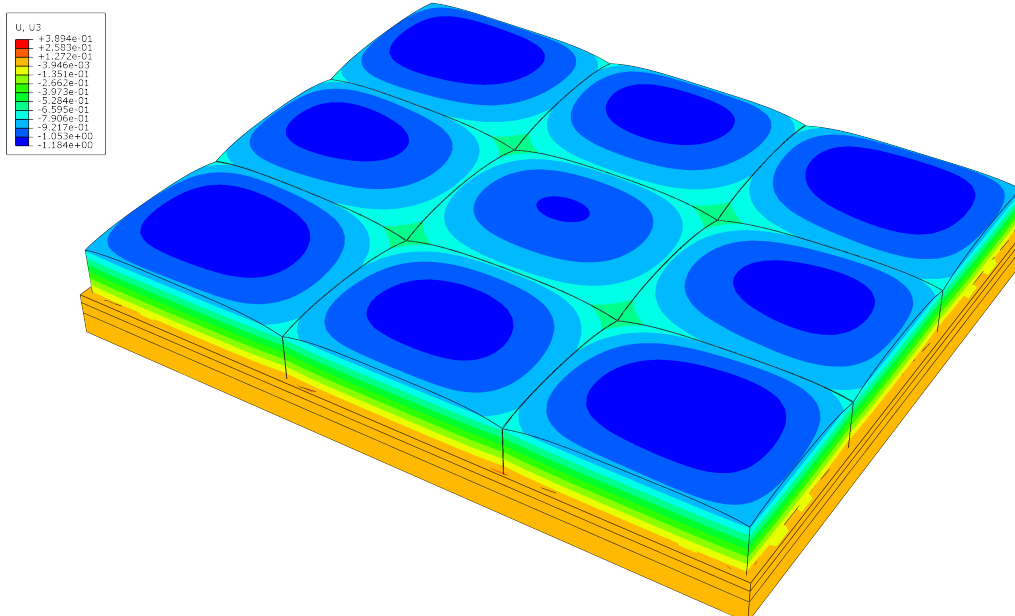


Abbildung 3.7: Im 9-Platten-Modell generiertes Verformungsbild (Aufwölben) bei einem negativen Temperaturgradienten von 6 K (von oben nach unten, 1000-fache Überhöhung, max. Vertikalverformung ca. 1,2 mm)

Somit kann das 9-Platten-Modell über die Einstellung der Modell- und Baustoffparameter in eine realitätsnahe Konfiguration überführt werden. In Abhängigkeit der Auflast, repräsentativ für eine gewünschte Achslastklasse, bspw. 1 Tonne, können somit die Beanspruchungen in einer Betonplatte realitätsnah bestimmt werden. Bei Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens kann folglich die Beanspruchung in einem Nachweispunkt für weitere Achslastklassen linear skaliert werden. Ein Vergleich der simulativ ermittelten Beanspruchungen einer Betonplatte mit den geplanten Beanspruchungsniveaus der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch (als Prozentsatz der charakteristischen Spaltzugfestigkeit) zeigt, ob diese im praxisrelevanten Bereich liegen.

3.6 Anwendung des 9-Platten-Modells zur Abschätzung eines praxisrelevanten Beanspruchungsniveaus

Die Konfiguration des 9-Platten-Modells (Material- und Geometrieparameter der einzelnen Modellelemente: Betonplatte, Verbindungselement in der Fuge, STS, FSS, Untergrund), anhand derer der realitätsnahe Befestigungsaufbau in ABAQUS generiert wurde, ist der Tabelle 3.3 zu entnehmen. Die neun Betonplatten wurden einheitlich mit einer Länge von 5 m und einer Breite von 4 m, sowie einer Dicke von 27 cm modelliert. Der E-Modul der Betonplatten wurde zu 40000 N/mm^2 und die Querdehnzahl zu 0,2 gewählt. Der E-Modul liegt damit nahezu in der Mitte der Spannweite der Elastizitätsmodule für standardmäßige Expositionsklassen, die durch Tabelle A 4.2 in der RDO Beton 09 [RDO Beton – 09] spezifiziert werden. Die im Modell angenommene Dichte der Betonplatten entspricht in etwa der Rochdichte der Betonrezeptur, verwendet für die Probenherstellung im Rahmen der Voruntersuchungen (siehe Tabelle 3.1). Der Wärmeausdehnungskoeffizient wurde aus der Tabelle A 4.1 der RDO Beton 09 gewählt. Im Regelfall beträgt der Wärmeausdehnungskoeffizient von Straßenbeton $11,5 \text{E-}06 \text{ 1/K}$. Die Platten wurden so angeordnet, dass sie sowohl längs als auch quer zur Fahrtrichtung einen Abstand von 1 cm zueinander aufweisen. Folglich wurde das Interface-Element, welches die Verdübelung der Querscheinfugen, bzw. der Verankerung der Längsscheinfugen simuliert, mit einer Stärke von 1 cm erstellt. Die Berechnung des Beanspruchungszustandes der belasteten Platte erfolgte zum einen mit einem E-Modul des Interface-Elements von 50 N/mm^2 , entsprechend einer weniger effektiven Querkraftübertragung zwischen zwei verbundenen Platten. Zum anderen wurde der E-Modul des Interface-Elementes auf 100 N/mm^2 und somit die Effektivität der Querkraftübertragung in einer zweiten Berechnung erhöht.

Die Einstellung der Materialparameter des Interface-Elements der Betonfugen bedurfte einer gesonderten Betrachtung, da das Maß an Querkraftübertragung von der belasteten Betonplatte auf die Nachbarplatten, bzw. zwischen benachbarten Platten selbst, einzig durch das Materialverhalten des Verbindungselements simulationstechnisch beschreibbar ist. Je mehr Querkraftübertragung stattfinden kann, desto geringer fällt die Beanspruchung der belasteten Betonplatte (als Untersuchungsgegenstand dieser Betrachtungen) durch ein Mittragen der verbundenen Platten aus. In einem weiteren Finite-Elemente-Modell, das im Rahmen eines anderen Forschungsvorhabens an der TU Dresden („HESTER“ – Hybrides Ertüchtigungssystem für die Straßenerhaltung unter Einsatz neuartiger Werkstoffe [HESTER – 2018]) entwickelt wurde, wurde ein großmaßstäblicher Versuchsaufbau zur Untersuchung von lediglich zwei verbundenen Betonplatten abgebildet. Auf Grundlage dieses Modells erfolgte die Kalibrierung der Materialeigenschaften des Interface-Elements der Fugen. Hierbei konnte sich auf Versuchsergebnisse der Biegezugspannungen in den Plattenrändern zweier mittels Stahldübel verbundenen Betonplatten (Ausführungsvariante in situ) bezogen werden. Die Kalibrierungsrechnungen ergaben eine Spannweite des E-Moduls des Interface-Elements der Fugen, wie zuvor bereits erläutert, von 50 N/mm^2 bis 100 N/mm^2 . Mittels dieser Annahmen für das Interface-Element konnten die Versuchsergebnisse der großmaßstäblichen Versuche (aus „HESTER“) zu den Biegezugspannungen der belasteten und unbelasteten Platte im Stahldübel-Verbund simulationsgestützt nachempfunden werden. Die Materialparameter des Interface-Elements des Finite-Elemente-Modells des großmaßstäblichen Versuchsaufbaus (aus „HESTER“) wurden anschließend dem Interface-Element der Fugen des 9-Platten-Modells übergeben.

Die Abmaße der ungebundenen Tragschichten, bzw. des Untergrundes ergeben sich aus der Summe dreier Betonplattenlängen, bzw. –breiten inklusive der zweifachen Länge/Breite des Interface-Elementes plus einem Vorhaltemaß von 400 mm, um die Ausbreitung der eingetragenen Lasten mit steigenden Schichttiefen zu berücksichtigen. Für die E-Moduln der ungebundenen Tragschichten, bzw. des Untergrundes wurden die Verformungsmodule auf der Oberfläche der jeweiligen Schicht angenommen.

Tabelle 3.3: Konfiguration des 9-Platten-Modells zur Abschätzung der Praxisrelevanz der Beanspruchungen der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch für die Voruntersuchungen

| Modellelement [-] | Länge [mm] | Breite [mm] | Höhe [mm] | E-Modul [N/mm ²] | Querdehnzahl [-] | Dichte [g/cm ³] | Temperaturausdehnungskoeffizient [1/K] |
|-------------------|------------|-------------|-----------|------------------------------|------------------|-----------------------------|--|
| Betonplatte(n) | 5000 | 4000 | 270 | 40000 | 0,2 | 2,35 | 11,5E-06 |
| Fuge-Interface | 10 | 10 | 270 | 50/100 | 0,2 | 2,00 | - |
| STS | 15420 | 12420 | 200 | 150 | 0,48 | 2,65 | - |
| FSS | 15420 | 12420 | 260 | 120 | 0,48 | 2,65 | - |
| Untergrund | 15420 | 12420 | 500 | 45 | 0,48 | 2,65 | - |

Der Temperaturgradient der Betonplatten über deren Höhe wurde mit einem linearen Verlauf simuliert, der einer Erwärmung der Plattenoberseite um +3 K und einer Abkühlung der Plattenunterseite um -3 K gegenüber der Nullspannungstemperatur von +293,15 K (entsprechend 20°C) entspricht. Demnach stellt sich das typische Verformungsbild des Aufwölbens bei den Betonplatten im Modell ein (siehe Abbildung 3.7). Unter Berücksichtigung der Gravitation, in Kombination mit der vorgegebenen Betondichte von 2,35 g/cm³, ergeben sich somit bereits bei der beschriebenen Temperaturbeanspruchung Zugspannungen an den Plattenunterseiten. Diese werden anschließend mit den Zugspannungen an der Plattenunterseite der mittleren, mit 80 kN belasteten Platte, überlagert, wodurch eine „praxisrelevante“ Beanspruchung simuliert wird. Die Kraft von 80 kN wird im Modell über eine rechteckige Fläche mit einer Breite von 150 mm und einer Länge von circa 250 mm, entsprechend einer Radaufstandsfläche von 0,0375 m², aufgebracht. Die Last steht dabei in Mitte des längeren Plattenrandes, direkt an der Längsscheinfuge zur Nachbarplatte (siehe Verformung der mittigen Betonplatte im Längsscheinfugenbereich in Abbildung 3.8). Die Belastung einer rechteckigen und homogen gelagerten Platte in diesem Bereich liefert die größten Beanspruchungen. Die Lastposition am längeren Plattenrand ist somit als maßgebend anzusehen.

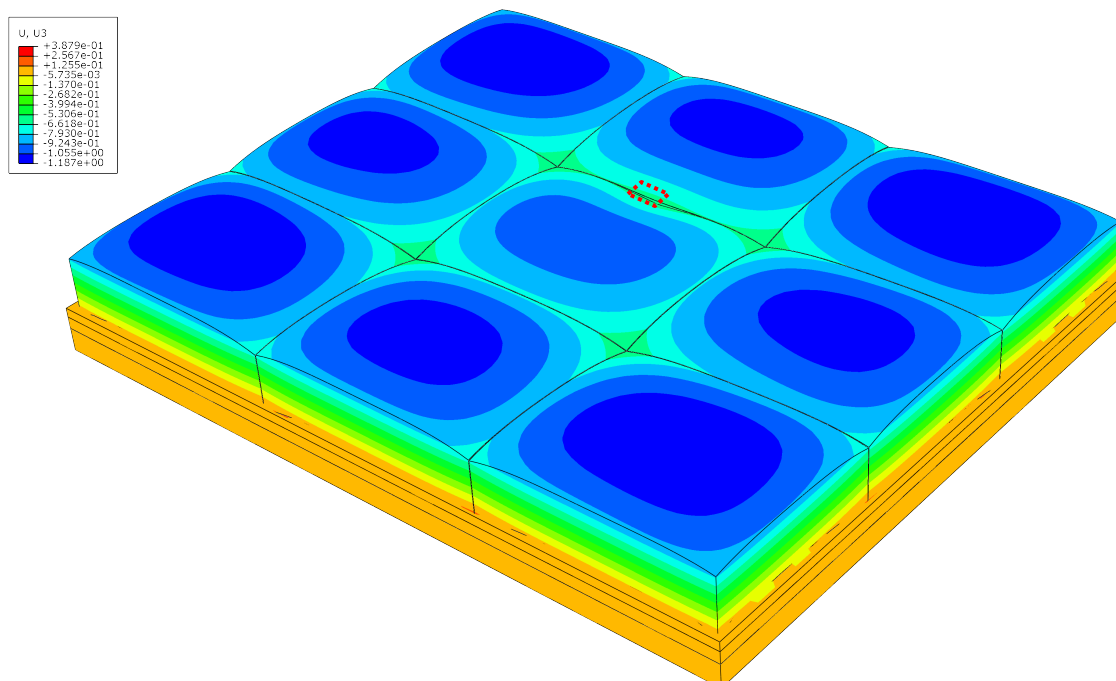


Abbildung 3.8: Im 9-Platten-Modell generiertes Verformungsbild (Aufwölben) bei einem negativen Temperaturgradienten von 6 K (von oben nach unten, 1000-fache Überhöhung, max. Vertikalverformung ca. 1,2 mm) und einer Einzellast von 80 kN in Mitte der Längsscheinfuge der mittigen Betonplatte (rot gestrichelte Fläche)

Für einen E-Modul des Interface-Elements von 50 N/mm^2 ergeben sich bei einer Auflast von 80 kN und den voran genannten Modellannahmen maximale Zugspannungen an der Unterseite der belasteten mittleren Platte in Höhe von $2,701 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abbildung 3.9, untere Platte). Die unbelastete, über das Interface-Element verbundene Platte wird hingegen mit maximal $1,436 \text{ N/mm}^2$ auf Zug beansprucht (siehe Abbildung 3.9, obere Platte). Daraus resultiert ein Verhältnis der Spannungen von unbelasteter zu belasteter Platte von $0,53$. D. h., die Beanspruchung in der belasteten Platte wird durch das Mittragen der unbelasteten verbundenen Platte, wie zuvor beschrieben, abgemindert. Ein Verhältnis der Zugspannungen von nahezu $1,0$ stellt sich für den Fall ein, dass der Plattenverbund die auf eine Platte eingeleitete Belastung zwischen zwei aneinandergrenzenden Platten gleichmäßig verteilt und der Verbund demnach als „starr“ betrachtet werden kann. Besteht kein Plattenverbund, geht das Verhältnis der Spannungen gegen 0 . Das Verhältnis der Spannungen von unbelasteter und belasteter Platte im 9-Platten-Modell entspricht in etwa dem Verhältnis der Spannungen, welches im Zuge der großmaßstäblichen Versuche des „HESTER“-Projektes messtechnisch nachgewiesen werden konnte [HESTER – 2018]. Der Beanspruchungszustand der belasteten Platte im 9-Platten-Modell darf demnach als „praxisrelevant“ angesehen werden.

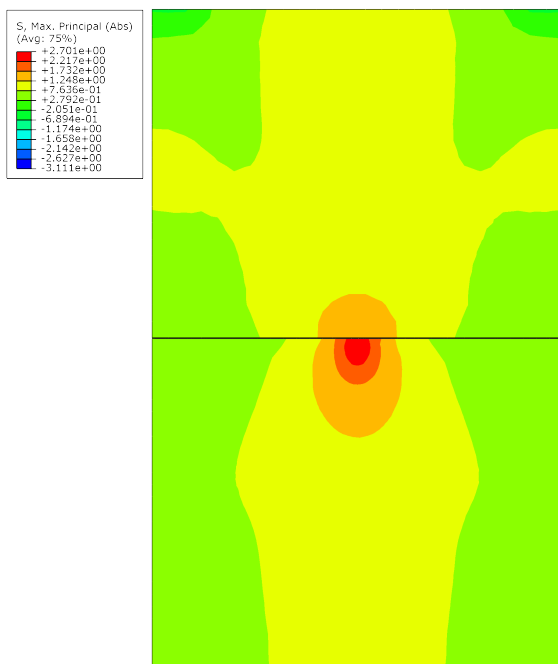


Abbildung 3.9: Zugspannungen an den Unterseiten und der Längsscheinfuge zwischen der belasteten Betonplatte in mittlerer Position (unten) und der mit ihr verbundenen unbelasteten Betonplatten (oben) bei einem E-Modul des Interface-Elements von 50 N/mm^2 ; Temperaturgradient in den Platten von 6 K ; Einzelradlast von 80 kN

Wird der E-Modul des Interface-Elements auf das Zweifache des Wertes der ersten Berechnung, d. h., auf 100 N/mm^2 erhöht und die Effektivität des Plattenverbundes somit gesteigert, ergeben sich in der direkt belasteten Platte folglich geringere Zugbeanspruchungen. Die Beanspruchung der verbundenen unbelasteten Platte erhöht sich hingegen durch deren effektiveres Mittragen bei Belastung der benachbarten Betonplatte. Die Zugspannungen in der direkt belasteten Platte liegen nun bei maximal $2,682 \text{ N/mm}^2$ und bei maximal $1,597 \text{ N/mm}^2$ in der unbelasteten Platte (siehe Abbildung 3.10). Daraus resultiert ein Verhältnis der Spannungen von unbelasteter zu belasteter Platte von $0,60$. Auch dieses Verhältnis entspricht in etwa dem Verhältnis der Spannungen, welches durch die großmaßstäblichen Versuche im Zuge des „HESTER“-Projektes ermittelt werden konnte [HESTER – 2018].

Anschließend kann das Verhältnis der Zugbeanspruchung der belasteten Platte aus dem 9-Platten-Modell zur charakteristischen im Versuch ermittelten Spaltzugfestigkeit (siehe Kapitel 3.4) gebildet werden. Bei einem E-Modul des Betons von 40000 N/mm^2 , einer Querdehnzahl von $0,2$ und einer Konfiguration des 9-Platten-Modells, wie zuvor beschrieben, liegt dieses Verhältnis bei $2,701 \text{ N/mm}^2 / 3,707 \text{ N/mm}^2$. Dies entspricht einem Beanspruchungsniveau von rund 73% .

Es ist somit davon auszugehen, dass die labormaßstäblichen Untersuchungen unter praxisähnlichen Randbedingungen durchgeführt werden, indem eine Beanspruchung der Probekörper im Spaltzug-

Schwellversuch mit etwa 70 % bis 85 % der charakteristischen Spaltzugfestigkeit vorgenommen wird. Die Ergebnisse der Voruntersuchungen zeigen, dass der E-Modul des untersuchten Betongemisches kleiner ist als zunächst in der Berechnung mit dem 9-Platten-Modell angenommen. Demnach müssten die Spannungen im 9-Platten-Modell gegenüber der Annahme eines E-Moduls des Betons von 40000 N/mm² geringer ausfallen. Das Beanspruchungsniveau der untersuchten Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch hingegen bleibt gleich. Dies wird einer Zunahme der Spannungen durch eine geringere Plattendicke, einer gestiegenen Last und/oder einer stärkeren Temperaturbeanspruchung im 9-Platten-Modell gerecht. Die Praxisrelevanz der Untersuchungen ist demnach ebenso größer als zunächst angenommen.

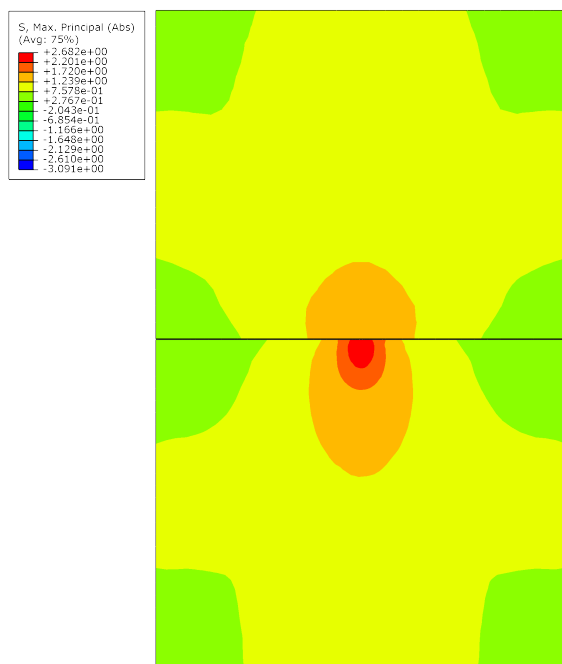


Abbildung 3.10: Zugspannungen an den Unterseiten und der Längsscheinfuge zwischen der belasteten mittigen Betonplatte (unten) und der mit ihr verbundenen unbelasteten Betonplatten (oben) bei einem E-Modul des Interface-Elements von 100 N/mm²; Temperaturgradient in den Platten von 6 K; Einzelradlast von 80 kN

3.7 Spaltzug-Schwellversuch

3.7.1 Versuchskonzept des Spaltzug-Schwellversuchs an Zylinderscheiben in Kombination mit dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenz-Verfahren

Die Voruntersuchungen unterteilen sich in ein Versuchskonzept A und ein Versuchskonzept B. Das Konzept A sieht die wiederholte Belastung der Betonzylinderscheiben im Spaltzug-Schwellversuch im eingebauten Zustand mit wiederholter Anwendung des Ultraschalllaufzeit- und des Eigenfrequenz-Verfahrens in Pausen zwischen den Belastungszyklen vor. Ein Belastungszyklus besteht aus mehreren Lastwechseln, die ohne Pause und in einer gewissen Belastungsfrequenz aufgebracht werden. Nachdem der Probekörper in die Vorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs eingebaut wurde, wird er mit dem ersten Belastungszyklus belastet. Während dieser Belastung werden die radialen Verformungen des Probekörpers über induktive Wegaufnehmer gemessen und daraus der E-Modul berechnet. Anschließend erfolgt während einer Lastpause eine weitere Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenz des Probekörpers im eingebauten Zustand, bevor der Probekörper mit dem nächsten Belastungszyklus beaufschlagt wird. Dieses Prozedere wird solange wiederholt, bis der Probekörper im Ermessen des Prüfenden ausreichend geschädigt ist. Dies bedeutet, dass der durch die induktiven Wegaufnehmer gemessene E-Modul des Probekörpers als Referenzwert entsprechend verringert wurde. Im besten Fall kann der Probekörper soweit geschädigt werden, dass alle drei Phasen der „cyclic creep curve“ (siehe Abbildung 2.9) abgebildet werden können.

Versuchskonzept B hingegen gestaltet sich wie nachfolgend dargelegt. Nach einer Messung der Ultraschalllaufzeit, bzw. der Eigenfrequenz des Probekörpers im ausgebauten Zustand vor Versuchsbeginn wird der Probekörper in die Vorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs eingebaut und mit einem einzigen ununterbrochenen Belastungszyklus beaufschlagt. Hierbei werden wieder die radialen Probekörperverformungen über induktive Wegaufnehmer messtechnisch festgehalten und darauf basierend der E-Modul des Probekörpers berechnet. Anschließend sieht das Konzept B den Ausbau des Probekörpers aus der Vorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs und eine weitere Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenz des Probekörpers im ausgebauten Zustand vor.

Versuchskonzept B wurde ursprünglich für den Fall definiert, dass sich aus Versuchskonzept A wenig aussagekräftige Ergebnisse in Hinblick auf das Festhalten des Ermüdungsverlaufes des ausgewählten Straßenbetons durch die messtechnische Erfassung der Steifigkeit ergeben. Ein weiterer Grund für die Zerteilung der Voruntersuchungen in Konzept A und B war, dass vermutet wurde, dass die „Einspannung“ des Probekörpers in der Spaltzug-Schwellversuchsvorrichtung einen Einfluss auf die Ergebnisse des Ultraschalllaufzeit- und des Eigenfrequenz-Verfahrens hat, verglichen mit Messungen an Probekörpern im ausgebauten Zustand.

Erste Untersuchungsergebnisse des Versuchskonzeptes A zeigten, dass ein Durchführen des Konzeptes B nicht erforderlich ist. Die Versuchsergebnisse, die mittels des Konzeptes A gewonnen wurden, zeigten eine aussagekräftige Qualität in Hinblick auf die Verminderung der Probekörpersteifigkeiten im Zuge der Betonermüdung. Zudem konnte kein signifikanter Unterschied zwischen den Messungen im ausgebauten und eingebauten Zustand festgestellt werden.

3.7.2 Versuchsaufbau des Spaltzug-Schwellversuchs an Zylinderscheiben in Kombination mit dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenz-Verfahren

Spaltzug-Schwellversuch

Da für Beton keine Prüfvorschrift zur Durchführung von Ermüdungsversuchen existiert, wurde eine Prüfprozedur in Anlehnung an die TP Asphalt-StB Teil 24 [TP Asphalt-StB – 2018] im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens entwickelt. Hierzu wird ein zylindrischer Probekörper durch zwei sich gegenüberliegende Lastschneiden mit einer schwellenden, also zyklischen Druckbelastung beaufschlagt (siehe Abbildung 3.11). Dadurch stellt sich ein mehraxialer Spannungszustand im Probekörper ein, welcher sich durch eine über einen großen Teil des Probekörperdurchmessers verlaufende konstante horizontale Zugbeanspruchung und vertikale Druckspannung auszeichnet. Anhand der während der zyklischen Belastung gemessenen Radialverformungen des Probekörpers wird die Probekörperdehnung und, in Kombination mit der Zugspannung, der Zug-Elastizitätsmodul des Betons bestimmt. Der Ermüdungsfortschritt wird nach TP Asphalt-StB Teil 24 [TP Asphalt-StB – 2018] in Form des Energy Ratio (ER) verfolgt, welches sich aus dem Produkt von E-Modul und Lastwechselzahl ergibt. Wird das ER über der Lastwechselzahl aufgetragen, ergibt sich im Falle einer Schädigung des Baustoffgefüges und einer daraus resultierenden Zunahme der Probekörperdehnungen, bzw. Abnahme der Materialsteifigkeit, ein nichtlinearer Verlauf. Eine Darstellung des Steifigkeitsverlaufs nach Abbildung 2.9 und die Darstellung des Energy Ratios sind für das Kennzeichnen einer Veränderung der Baustoffeigenschaften qualitativ gleichzusetzen. Der Ermüdungsfortschritt eines Probekörpers muss nicht zwangsläufig anhand des ER gemäß TP Asphalt-StB Teil 24 dargestellt werden. Wird der Verlauf des ER nach der Lastwechselzahl differenziert, erhält man den E-Modul zu einer gewissen Lastwechselzahl. Wird also der sich verändernde E-Modul des Probekörpers in Abhängigkeit der Lastwechselzahl aufgetragen, ergibt sich daraus wiederum die „cyclic creep curve“ nach Abbildung 2.9. In diesem Forschungsvorhaben wird der Ermüdungsfortschritt eines Probekörpers durch die Betrachtung des E-Moduls über der Lastwechselzahl gemäß Abbildung 2.9 dargestellt.

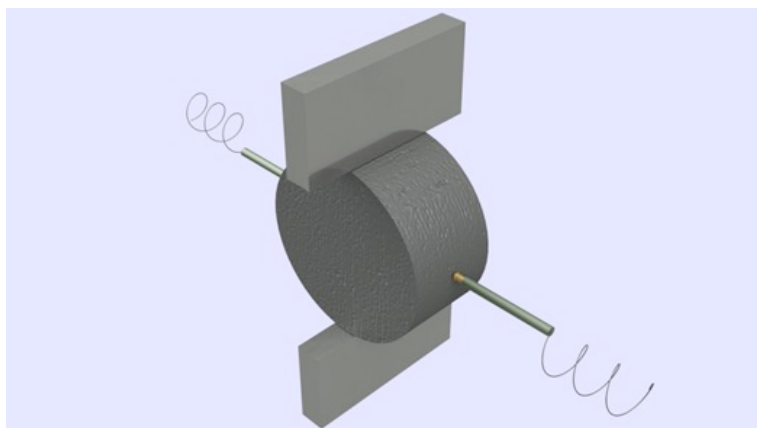


Abbildung 3.11: Schematische Darstellung des Spaltzug-Schwellversuchs (Lastschneiden und induktive Wegaufnehmer)

Ultraschalllaufzeit-Verfahren

Da die Positionen der induktiven Wegaufnehmer (Haltegerüste der Wegaufnehmer) und die der Lastschneiden während der Versuchsdurchführung unveränderlich sind, verbleiben am in die Belastungseinrichtung eingebauten Probekörper für die Anwendung des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens folgende, in Abbildung 3.12 dargestellten, Messpunkte für die Ankopplung der Ultraschallprüfköpfe. Die Durchschallungsrichtungen der Ultraschall-Messungen am eingebauten Probekörper, welche als direkte Transmissionsmessungen erfolgen, liegen im Winkel von 45° zur Belastungsrichtung der Probekörper. Zur Verwendung kommen konisch zulaufende Ultraschallprüfköpfe UP-T der Firma GEOTRON-ELEKTRONIK, welche den Einsatz von Mitteln zur Ankopplung (z.B. Glycerinpaste, technische Vaseline) aufgrund ihres speziellen Designs unnötig machen. Die Ultraschallprüfköpfe werden auf den gegenüberliegenden Probekörperseiten an drei über die Probekörperhöhe gleich verteilten Messpunkten angeordnet, so dass sich für das Ultraschalllaufzeit-Verfahren am eingebauten Probekörper insgesamt sechs Messungen ergeben. Es ist anzumerken, dass die ersten beiden Probekörper, welche im Zuge der Voruntersuchungen belastet wurden, jeweils nur in einem Punkt durchschallt wurden.

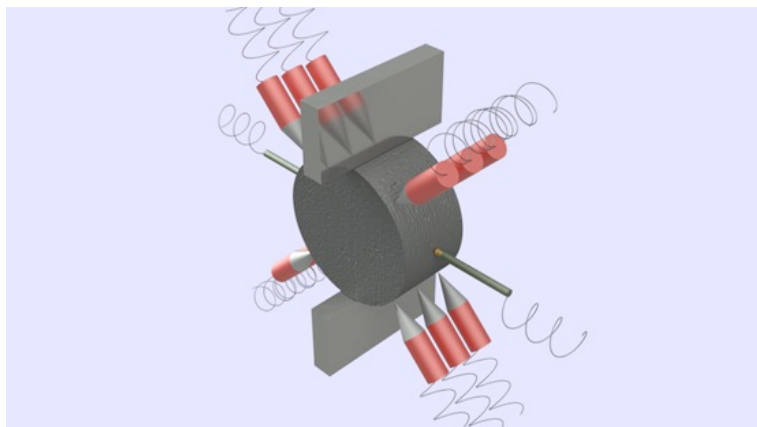


Abbildung 3.12: Schematische Darstellung der Messpunkte beim Ultraschalllaufzeit-Verfahren am eingebauten Probekörper

Das Konzept des Versuchsaufbaus sieht vor, die Ultraschallprüfköpfe mittels magnetisierbarer Halterungen zu applizieren (siehe Abbildung 3.13). Dies bietet den Vorteil, dass sich die empfindlichen Prüfköpfe während einer Belastung aus der näheren Umgebung des Probekörpers entfernen lassen und so nicht die Gefahr besteht, dass diese während eines plötzlichen Versagens des Probekörpers beschädigt werden. Dies macht jedoch das erneute Applizieren der Prüfköpfe auf der Probekörpermantelfläche zu Beginn einer jeden neuen Messung der Ultraschalllaufzeiten erforderlich. Neben einer unkomplizierten Applizierung der Prüfköpfe bietet die Form der Prüfköpfe den Vorteil einer sehr genauen Positionierung der Prüfköpfe auf einer Markierung am Probekörper (siehe Abbildung 3.14).

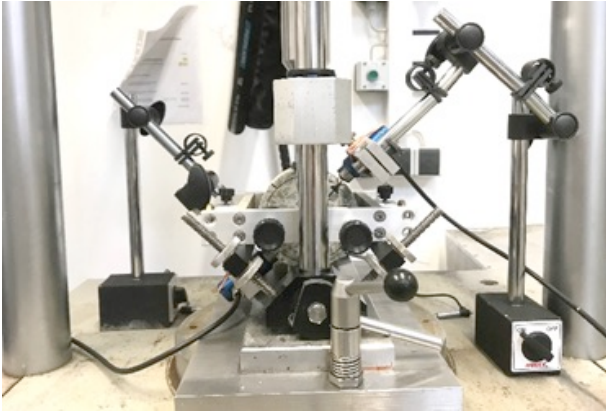


Abbildung 3.13: Versuchsaufbau für Ultraschalllaufzeit-Verfahren am eingebauten Probekörper mit magnetisierbaren Halterungen

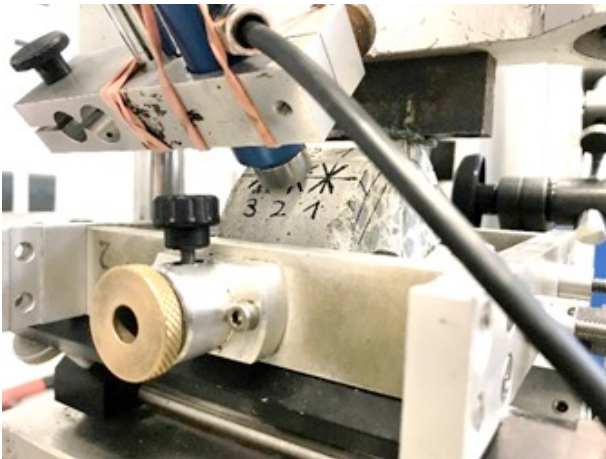


Abbildung 3.14: Positionsgenaues Applizieren der Ultraschallprüfköpfe durch spezielle konisch zulaufende Form der UP-T-Messköpfe von GEOTRON-ELEKTRONIK

Eigenfrequenz-Verfahren

Die Ankopplung der Sensorik für das Eigenfrequenz-Verfahren ist in Kapitel 3.8 beschrieben.

3.7.3 Versuchsablauf des Spaltzug-Schwellversuchs an Zylinderscheiben in Kombination mit dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenzverfahren

Tastversuche

In Kapitel 3.7.1 wurde eingehend dargelegt, warum von dem zunächst geplanten Prozedere des Durchführens der Voruntersuchungen gemäß Konzept B abgesehen wurde. Bereits auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse der ersten erfolgreich getesteten Probekörper, welche im Versuchskonzept A (Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen am eingebauten Probekörper) belastet und messtechnisch untersucht wurden, wurde deutlich, dass auf die Durchführung des Konzeptes B verzichtet werden kann. Ein Probekörper galt dann als erfolgreich getestet, wenn er nicht bereits nach wenigen Lastwechseln aufgrund eines zu hoch angesetzten Beanspruchungsniveaus vorzeitig versagte. Wie in Kapitel 3.4 angedeutet, variieren die Festigkeiten der Betonprobekörper derart, dass nur mit einer sehr kleinen Wahrscheinlichkeit davon ausgegangen werden kann, dass das angesetzte Beanspruchungsniveau als Prozentsatz der charakteristischen Spaltzugfestigkeit des Betongemisches der Probekörper dem tatsächlichen Beanspruchungsniveau als Prozentsatz der statischen Spaltzugfestigkeit des Probekörpers entspricht. Demzufolge mussten die Probekörper, nach der systematischen Ermüdung im Spaltzug-Schwellversuch, in der statischen Spaltzugprüfung auf ihre Festigkeit untersucht werden, um das tatsächliche Beanspruchungsniveau des jeweiligen Probekörpers, welches im Spaltzug-Schwellversuch aufgebracht wurde, zu ermitteln.

Wie stark die Festigkeiten der Probekörper schwanken, zeigte sich bereits mit der Belastung der ersten beiden Probekörper PK TU10-1 und PK TU09-1 im Spaltzug-Schwellversuch. Die zyklische Belastung

wurde zunächst mit einer Belastungsfrequenz von 5 Lastwechseln pro Sekunde vorgenommen. Frühere Untersuchungen des ISS der TU Dresden zum Ermüdungsverhalten von Betonprobekörpern anhand des Spaltzug-Schwellversuches zeigten, dass es empfehlenswert ist, zyklische Belastungsversuche mit einer geringeren Belastungsfrequenz als die standardmäßig verwendeten 10 Hz durchzuführen. Dies ist vor allem dem Umstand geschuldet, dass, analog zum statischen Spaltzugversuch, Hartfilzstreifen der Härteklasse H1 nach der zurückgezogenen DIN 61200 zur Lastverteilung zwischen dem Probekörper und den Lastschneiden der Belastungsvorrichtung vorgesehen wurden. Sobald auf Grundlage der Tastversuche mit einer Belastungsfrequenz von 5 Hz überprüft werden konnte, dass die Hartfilzstreifen keinen negativen Einfluss auf das ordnungsgemäße Aufbringen der Lasten durch die Prüfmaschine haben, wurde die Belastungsfrequenz auf 10 Lastwechsel pro Sekunde erhöht. Für PK TU10-1 wurde ein Beanspruchungsniveau von 80% der charakteristischen Spaltzugfestigkeit entsprechend einer oberen Beanspruchung σ_{\max} von 2,97 N/mm² im Spaltzug-Schwellversuch angesetzt. Die Festigkeit des Probekörpers muss jedoch vergleichsweise gering gewesen sein, da der Probekörper nach nur wenigen Lastwechseln versagte, ohne die Möglichkeit, das Ultraschalllaufzeit- und das Eigenfrequenz-Verfahren an ihm anzuwenden. Demzufolge wurde das Beanspruchungsniveau für den nächsten Probekörper PK TU09-1 auf 75% mit einer oberen Beanspruchung von 2,78 N/mm² reduziert. Zwar ertrug dieser Probekörper mehr Lastwechsel als der erste, jedoch wurden die Versuche zu diesem Zeitpunkt des Forschungsvorhabens noch in der Form durchgeführt, dass ein Belastungszyklus mit einer fest vorgegebenen Lastwechselzahl von der Prüfmaschine aufgebracht wurde, bevor der Versuch pausierte und Messungen zur Ultraschalllaufzeit und zur Eigenfrequenz möglich waren. Der Probekörper PK TU09-1 versagte innerhalb des ersten Belastungszyklus, welcher offenbar mit einer in Bezug auf die Festigkeit des Probekörpers zu hohen Lastwechselzahl angesetzt wurde.

Versuchsprogramm in der ersten Generation

Folglich wurde das Beanspruchungsniveau weiter reduziert. So gelang es, den ersten Probekörper PK TU01-1 bis zu einer Lastwechselzahl von etwa 50000 Lastwechseln erfolgreich zu ermüden und das Ultraschalllaufzeit- und das Eigenfrequenz-Verfahren während der Pausen des Ermüdungsvorganges am eingebauten Probekörper anzuwenden. Das Versuchsprogramm gestaltete sich während der zuvor beschriebenen Phase des Forschungsvorhabens entsprechend des nachfolgenden Ablaufschemas in Abbildung 3.15.

Das Prüfprogramm zeigte sich dahingehend als problematisch, dass der Prüfende vor jedem weiteren Belastungszyklus abschätzen musste, wie viele Lastwechsel im nächsten Belastungszyklus beaufschlagt würden. Zum einen sollte es eine ausreichend große Anzahl an Lastwechseln sein, um eine signifikante Verringerung des E-Moduls des Probekörpers hervorzurufen und somit eine Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen des Probekörpers, die sich im Zuge eines Steifigkeitsverlustes ebenso verändern müssten, zielführend zu machen. Des Weiteren durfte die aufzubringende Lastwechselzahl nicht zu hoch gewählt werden, um ein vorzeitiges Versagen des Probekörpers zu vermeiden. Eine Folge dieses „Unterstückelns“ der Ermüdung eines Probekörpers in mehrere Belastungszyklen war eine zum Teil immens hohe Anzahl an Belastungszyklen mit geringen Lastwechselzahlen, vor allem im Bereich sehr niedriger E-Moduln, die sich gegen Versuchsende einstellten. Hier wollte der Prüfende nicht Gefahr laufen, den ermüdeten Probekörper gegen Ende ungewollt zu zerstören und eine Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus somit unmöglich zu machen. Aufgrund des sprödebruchartigen Versagens von Beton, welches dazu führt, dass ein stark ermüdeter Probekörper bei weiterer zyklischer Belastung innerhalb von wenigen Lastwechseln versagen kann, war diese Gefahr durchaus gegeben. Ein weiterer Nachteil, der sich aus dem Versuchsprogramm in der ersten Generation ergab, bestand darin, dass die Zeitpunkte der Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen des Probekörpers zum Teil unregelmäßig über den gesamten Ermüdungsprozess eines Probekörpers verteilt lagen. Somit konnten etwa die Übergänge der Ermüdungsphasen nach Abbildung 2.9 anhand des Ultraschalllaufzeit- und des Eigenfrequenz-Verfahrens nicht ausreichend genau abgebildet werden.

Ein weiteres Problem bei der Durchführung der Versuche nach dem Versuchsprogramm der ersten Generation bestand darin, dass zum Teil sehr inkonstante Bedingungen während der Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen herrschten. Dies lag darin begründet, dass die aufgebrachte Kraft, welche während dieser Messungen von der Prüfmaschine möglichst konstant gehalten werden sollte, zum Teil stark variierte. Die Gründe hierfür werden in den nachfolgenden Kapiteln anhand der Messergebnisse für die einzelnen Probekörper erläutert. Der aktuelle Abschnitt konzentriert sich auf die Beschreibung der

Versuchsdurchführung und die Schilderung des Optimierungsprozesses dieser Durchführung. Die verwendete Prüfmaschine wurde so konfiguriert, dass sie den Probekörper nach Beendigung eines Belastungszyklus bis auf die jeweilige Unterkraft entlastet und dann in den sogenannten Weghaltemodus übergeht. Für das Festlegen des unteren Beanspruchungsniveaus, aus dem die Unterkräfte folgen, wurden die Angaben in der TP Asphalt-StB Teil 24 [TP Asphalt-StB – 2018] herangezogen, welche hierfür eine Unterspannung von $0,035 \text{ N/mm}^2$ vorschlägt, um den Probekörper bei der Entlastung in Position zu halten. Im Weghaltemodus verbleibt der Kolben der Prüfmaschine so lange auf der vertikalen Position, die er bei Erreichen der jeweiligen Unterkräfte eingenommen hatte, bis ein neuer Fahrbefehl gegeben wird. Aus den in den nachfolgenden Kapiteln beschriebenen Gründen variierten die aufgebrachten Kräfte im Weghaltemodus jedoch so stark, dass von dieser Art der Versuchsdurchführung abgesehen werden musste. Der Spannungszustand des Probekörpers, der mit der Variation der aufgebrachten Kraft ebenso schwankt, hat einen erheblichen Einfluss auf die Messungen der Ultraschalllaufzeiten sowie die Messungen der Eigenfrequenzen, so dass allein aufgrund der Vergleichbarkeit der Ergebnisse eine Möglichkeit gesucht werden musste, die aufgebrachte Kraft während dieser Messungen konstant zu halten.

Die zuvor getätigten Erläuterungen führten im Endeffekt dazu, dass das Prüfprogramm der ersten Generation weiterentwickelt und somit optimiert wurde. Wie eingangs von Kapitel 3.7.2 erwähnt, gibt es derzeit kein genormtes Prüfverfahren für die Betonermüdung, geschweige denn für die gezielte Ermüdung unter Einbeziehung von definierten Lastpausen zu bestimmten Zeitpunkten des Ermüdungsvorganges.

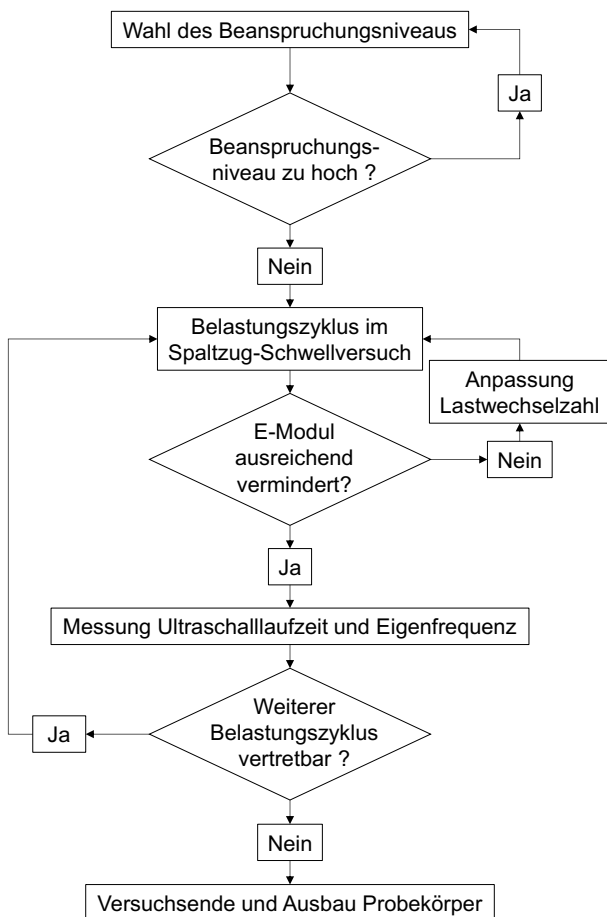


Abbildung 3.15: Schema des Versuchsprogrammes des Spaltzug-Schwellversuches in Kombination mit dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenz-Verfahren in der ersten Generation

Versuchsprogramm in der zweiten Generation

Die zweite Generation des verwendeten Prüfprogrammes wurde unter der Maßgabe einer kontrollierteren und gezielteren Ermüdung eines Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch entwickelt. Hierzu musste der Prüfende in die Lage versetzt werden, selbst bestimmen zu können, wann der Versuch bei Erreichen eines bestimmten Probekörperermüdungszustandes pausiert. Folglich sollte auch das Durchführen der Messungen zur Ultraschalllaufzeit und zur Eigenfrequenz eines Probekörpers zu definierten und frei wählbaren Zeitpunkten des Ermüdungsprozesses möglich sein. Unter diesen Gesichtspunkten wurde der Parameter des Grenz-E-Moduls in das Versuchsprogramm eingeführt. Der Grenz-E-Modul wurde definiert als variabler Prozentsatz des ursprünglichen, also des nicht infolge von Ermüdungsprozessen verminderten E-Moduls, eines Probekörpers. Zur Bestimmung des ursprünglichen oder anfänglichen E-Moduls wurde der jeweilige Probekörper mit einer sehr geringen Anzahl an Lastwechseln beaufschlagt und aus den so erhaltenen Messwerten zur Probekörperverformung und unter Berechnung der induzierten Probekörperspannung der E-Modul bestimmt. Die eigentliche Ermüdung des Probekörpers erfolgte dann durch die gewohnte zyklische Belastung im Spaltzug-Schwellversuch. Dabei wird durch das Prüfprogramm für jeden einzelnen Lastwechsel überprüft, ob der auf Grundlage der Probekörperverformung berechnete E-Modul kleiner oder gleich dem vorgegebenen Grenz-E-Modul als Prozentsatz des ursprünglichen E-Moduls ist. Ist dies der Fall, wird der Versuch automatisch beendet, der Probekörper vollständig entlastet und somit für die Messung der Ultraschalllaufzeit und der Eigenfrequenz freigegeben (siehe Abbildung 3.16).

Ein weiterer Schritt der Versuchsoptimierung ergab sich aus dem Erfordernis konstanter Bedingungen während der Messungen der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen. Hierfür wurde die Prüfmaschine so konfiguriert, dass sie den Probekörper nach Aufbringen eines Belastungszyklus vollständig entlastet. Der Probekörper verbleibt dabei in seiner Position, es sei denn, der Probekörper befindet sich augenscheinlich in keiner optimalen Lage. Dies musste von vornherein vom Prüfenden durch eine sachgemäße Positionierung des Probekörpers ausgeschlossen werden. Nach der vollständigen Entlastung des Probekörpers wurde eine konstante statische Last aufgebracht. Dies wurde realisiert durch das Auflegen zweier Edelstahlteile auf die obere Lastschneide der Belastungsvorrichtung. Zusammen mit der Lastschneide haben diese Teile ein Gesamtgewicht von 7096 g. Dies entspricht einer konstanten statischen Last von 69,61 N. Das Aufbringen einer Last während der Messungen zur Ultraschalllaufzeit und zur Eigenfrequenz am eingebauten Probekörper war notwendig, um zu gewährleisten, dass der Probekörper seine Lage während der Messungen beibehält. Eine veränderte Probekörperposition bedingt einen veränderten Beanspruchungszustand während des nächsten Belastungszyklus, wodurch der Verlauf der Steifigkeit, welcher sich im Zuge einer Ermüdung des Probekörpers einstellt, beeinflusst werden könnte.

Mit dieser Art des optimierten Prüfprogrammes der zweiten Generation war und ist es möglich, den Probekörper systematisch und sehr gezielt zu ermüden. Zum einen können der zeitliche Abstand, die Anzahl und somit die Dichte der Messungen der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen frei gewählt werden. Bspw. wurden einige Probekörper nach jeweils 10-prozentigem Steifigkeitsverlust (in Bezug auf den ursprünglichen E-Modul) mit dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenz-Verfahren untersucht. Damit ergeben sich für die messtechnische Abbildung des Ermüdungsprozesses dieser Probekörper, wenn diese bis auf einen Grenz-E-Modul von 10% ermüdet werden, insgesamt 10 Messpunkte und eine vergleichsweise dichte Verteilung der zeitlichen Messpunkte zur Ultraschalllaufzeit und zur Eigenfrequenz über den gesamten Ermüdungsprozess. Wie effektiv und erfolgreich Probekörper unter Nutzung des optimierten Versuchsprogramms ermüdet werden können, zeigt die Abbildung 3.17. Nahezu alle Probekörper, die mit dem Versuchsprogramm in der zweiten Generation belastet wurden, bildeten einen deutlich sichtbaren Makroriss auf einer oder beiden Probekörperstirnflächen aus, ohne jedoch vollständig zu versagen.

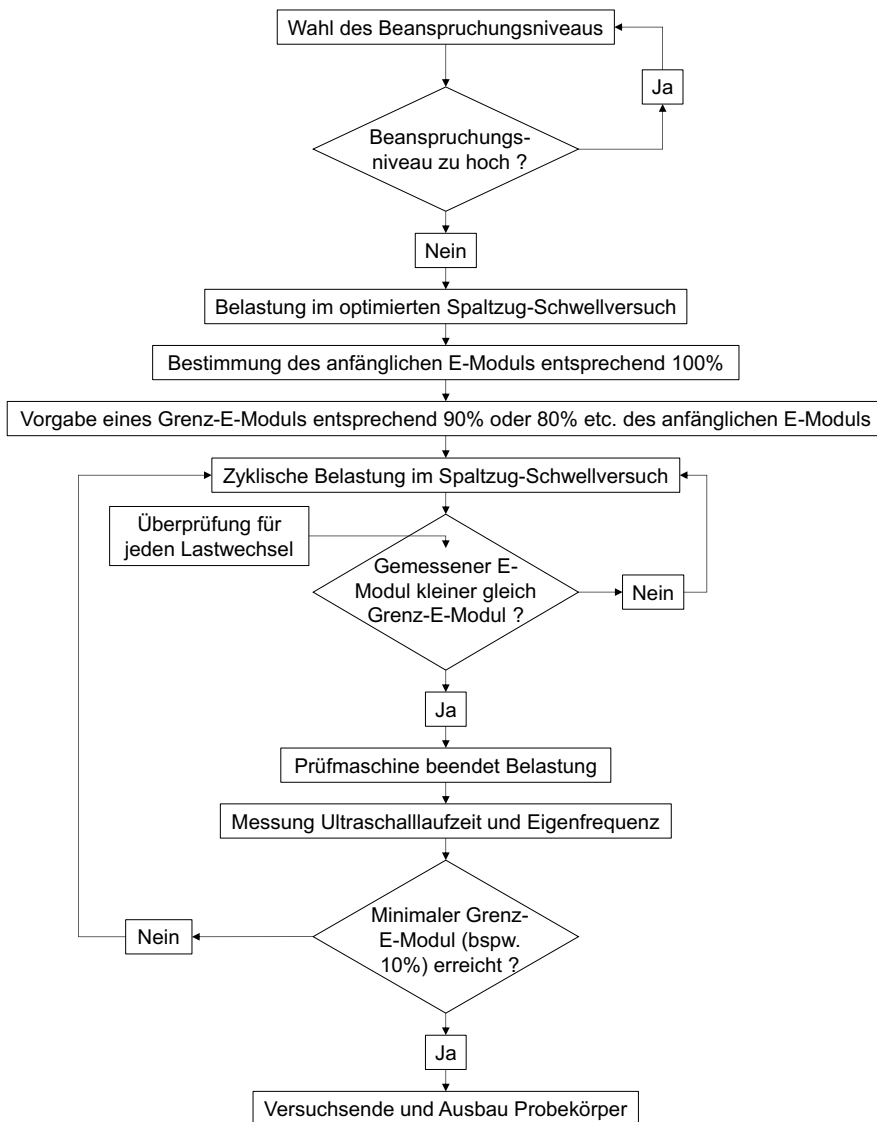


Abbildung 3.16: Schema des optimierten Versuchsprogrammes des Spaltzug-Schwellversuches in Kombination mit dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenz-Verfahren in der zweiten Generation



Abbildung 3.17: Probekörper nach Ermüdung und Schädigung mittels des optimierten Versuchsprogrammes des Spaltzug-Schwellversuches in der zweiten Generation nach Versuchsende; deutliche Ausbildung eines Makrozugrisses entlang der Belastungsebene auf der Probekörperoberfläche; der Probekörper wurde bis zu einem Grenz-E-Modul entsprechend 10 % des ursprünglichen E-Moduls ermüdet

3.8 Erste Untersuchungen zum Eigenfrequenz-Verfahren

Nach Abschluss der Voruntersuchungen mittels FEM-Simulationen erfolgte die Entwicklung eines Verfahrens auf Grundlage des Transferimpedanz-Verfahrens bzw. der Resonant Acoustic Spectroscopy (RAS), die in [Gudmarsson – 2014] auf zylindrische Asphalt-Probekörper angewendet wird. Dieses ist in Kapitel 2.11 ausführlich beschrieben und wurde während der Durchführung der Vorversuche weiterentwickelt, sodass eine Methode zur Bestimmung des E-Moduls zylindrischer Probekörper zur Anwendung in den Hauptuntersuchungen zur Verfügung steht, bei dem keine Notwendigkeit des Aus- und Wiedereinbaus des Probekörpers zur Ermöglichung der Messungen besteht. Hierzu wurden die Ergebnisse von Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Einspannung auf die Eigenfrequenzen bzw. das Übertragungsverhalten der Probekörper, aber auch die Rückwirkung des Prüfstands auf die Probekörper (Beeinflussung der Messergebnisse durch Prüfstands-Eigenfrequenzen) untersucht. Das entwickelte Messverfahren und die messtechnischen Voruntersuchungen sind nachfolgend beschrieben.

3.8.1 Messaufbau

Entsprechend Kapitel 2.11.2 wurden die drei Messmethoden M1, M2 und M3 zur Durchführung in den Voruntersuchungen ausgewählt. Der Messaufbau sowie die jeweilige betrachtete Eigenform sind in Abbildung 3.18 schematisch dargestellt. Dabei wird bei M1 Eigenform C aus Tabelle 2.2 angeregt, indem Kraft mittels eines Impulshammers in einem Winkel von 45° zur oberen Lastschneide in die Mantelfläche des Betonzylinders eingetragen wird, während die Messung der resultierenden Schwingung mittels eines Mikrofons im Nahfeld der Stirnseite mit einem Versatz von -90° zum Ort des Kräfteintrags stattfindet, sodass sich das Mikrofon an einem Schwingungsbauch der angeregten Eigenform befindet. Als Schwingungsbauch wird dabei der Bereich der maximalen Auslenkung bei Ausbildung der entsprechenden Eigenform bezeichnet. Bei M2 und M3 wird Eigenform A angeregt, indem der Kräfteintrag senkrecht zur Stirnseite des Probekörpers in einem Winkel von 45° zur oberen Lastschneide stattfindet und die resultierende Schwingung mittels eines Mikrofons im Nahfeld (M2) oder mittels eines mithilfe von Wachs auf der Stirnseite befestigten Beschleunigungssensors (M3) mit einem Versatz von -90° zur Stelle des Kräfteintrags gemessen wird. Auch hier wird somit erreicht, dass sich das Mikrofon bzw. der Beschleunigungssensor in einem Schwingungsbauch der angeregten Eigenform befinden. Die Position der Messung (-90° , $+/- 0^\circ$, $+90^\circ$, $+/- 180^\circ$ zur Stelle des Kräfteintrags) hat sich in Voruntersuchungen am Probekörper im ausgebauten Zustand als irrelevant herausgestellt, solange das Mikrofon oder der Beschleunigungssensor sich in der Nähe eines Schwingungsbauchs befindet. Die Auswahl des Versatzes von -90° wurde aus Gründen der Praktikabilität getroffen. Die Untersuchung von Eigenform C (M1) mittels Beschleunigungssensor ist aufgrund der gerundeten Oberfläche des Betonzylindermantels und den daraus resultierenden Schwierigkeiten bei der Anbringung des Sensors nicht praktikabel.

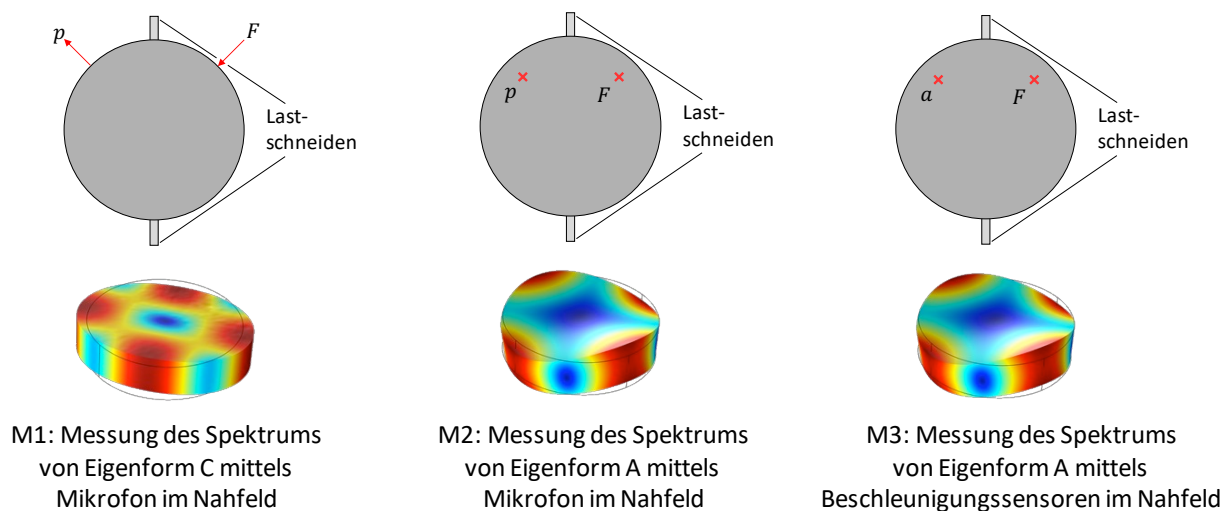


Abbildung 3.18: Messaufbau sowie jeweilige betrachtete Eigenform für die drei Messmethoden M1, M2 und M3 (schematische Darstellung)

In Abbildung 3.19 sind die Versuchsaufbauten für die Eigenfrequenz-Messungen M1 bis M3 abgebildet. Zur Messung im ausgebauten Zustand wurden die Probekörper auf einem weichen Polyurethanschaum (PU-Schaum) aufgelegt. Im Fall von M1 fand zusätzlich ein seitliches Abstützen mittels Polymer-Schaum-Ausschnitten statt, um ein Kippen des Probekörpers beim Anschlagen zu verhindern.

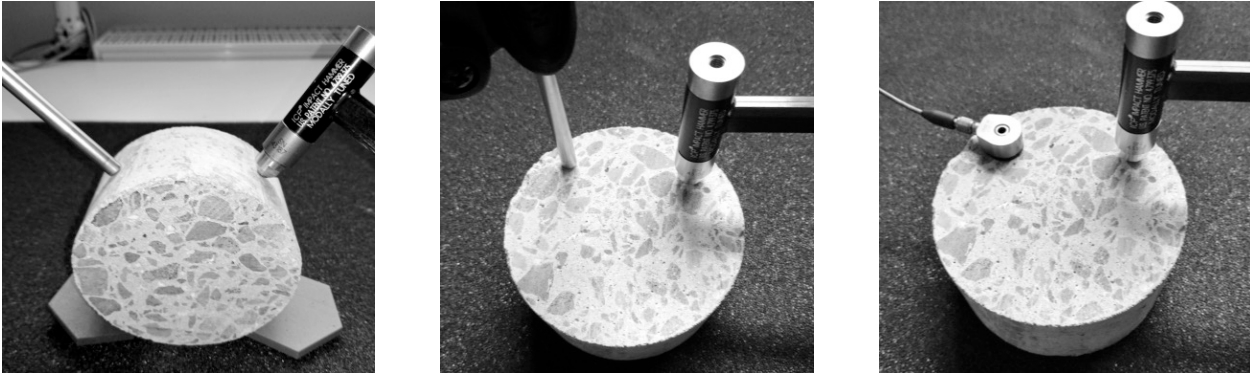


Abbildung 3.19: Messaufbau zur Bestimmung der Probekörper-Eigenfrequenzen; links: M1; mittig: M2; rechts: M3

3.8.2 Messdurchführung

Zur Bestimmung der Eigenfrequenzen des zylindrischen Probekörpers wird dieser, wie zuvor beschrieben, mithilfe des Impulshammers impulsartig angeregt. Das Spektrum der resultierenden Schwingung des Probekörpers wird mittels Mikrofon (M1, M2) oder mittels Beschleunigungssensor (M3) aufgezeichnet. Um zufällige Einflüsse durch nicht senkrecht, doppeltes oder zu schwaches Anschlagen zu reduzieren, wird der Probekörper jeweils zehnmals angeschlagen und die resultierenden E-Moduln arithmetisch gemittelt. Das Zeitsignal jedes Impulses wird gefenstert, sodass das umgebende Zeitsignal ohne relevante Information ausgeblendet wird (Zero-Padding), wodurch eine hohe Frequenzauflösung realisiert werden kann, ohne dass Einflüsse langer Zeitbereiche mit Rauschen die Dominanz der interessierenden Eigenfrequenzspitzen (im Folgenden Peaks) reduzieren. Es erfolgt eine automatische Detektion zum Aussortieren doppelter Anschläge auf Grundlage des Zeitsignals des Kraftsensors im Impulshammer. Zudem werden im FFT-Spektrum Peaks mit geringer Dominanz, zu großer Mittelwert-Abweichung sowie zu großer Abweichung von der erwarteten Eigenfrequenz automatisch aussortiert. Dieser Prozess wird manuell überwacht, da auch Peaks, die nicht automatisch aussortiert werden, teils keine plausiblen Eigenfrequenzen darstellen. Somit wird auch der Prozess des automatischen Aussortierens dahingehend überwacht und geprüft, dass keine gültigen Messergebnisse unberücksichtigt bleiben.

Die Zeitsignale werden mit einer Abtastrate von 102.400 Hz aufgezeichnet, um auch bei hohen Frequenzen eine sichere Analyse durchführen zu können. Damit ergibt sich auf Grundlage der gewählten Fensterlänge eine Frequenzauflösung von 4 Hz, was einer Auflösung von weniger als 0,03 % der Zielgröße, sowohl für M1 als auch für M2 und M3, darstellt.

3.8.3 Einfluss der Masse des Beschleunigungssensors

In einem Vorversuch an einem Probekörper im ausgebauten Zustand wurde untersucht, inwiefern sich die Ergebnisse der Messung mittels Mikrofon von denen der Messung mittels Beschleunigungssensor unterscheiden und ob der Beschleunigungssensor durch seine Masse die gemessene Eigenfrequenz beeinflusst. Zu dem Zweck wurden die Eigenfrequenzen eines Beton-Probekörpers mithilfe des in Abbildung 3.20 dargestellten Messaufbaus gleichzeitig mittels Mikrofon und Beschleunigungssensor aufgenommen und anschließend die Messung ohne Beschleunigungssensor und nur mit Mikrofon wiederholt. Die Messergebnisse sind in Abbildung 3.21 dargestellt. Die Messungen erfolgten vor der finalen Festlegung der Zeitauflösung auf 102.400 Hz mit einer geringeren Zeitauflösung von 51 200 Hz, was in einer Frequenzauflösung von 2 Hz resultiert.

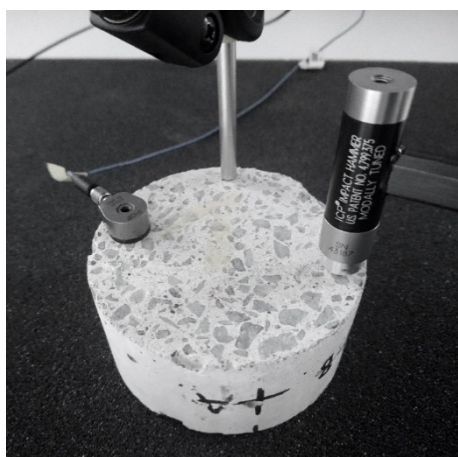


Abbildung 3.20: Messaufbau zum Vergleich der gemessenen Eigenfrequenzen mittels Mikrofon und mittels Beschleunigungssensor sowie zur Untersuchung des Einflusses des Beschleunigungssensors auf die Eigenfrequenz

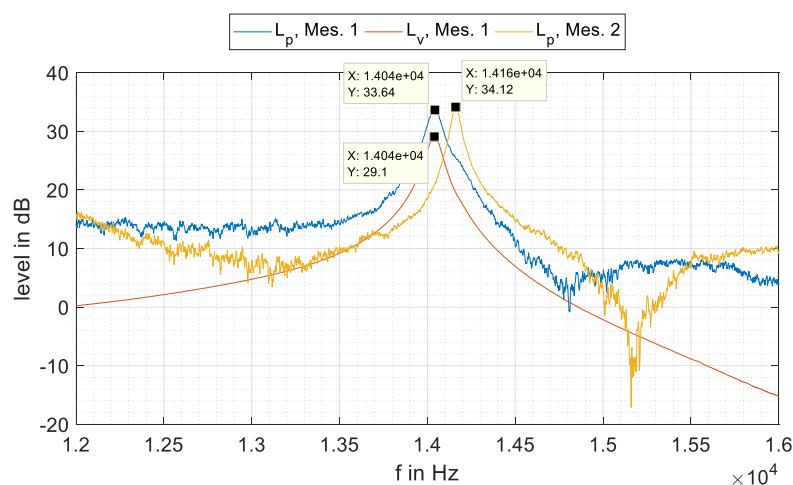


Abbildung 3.21: Messergebnis der Eigenfrequenzmessung für M2 mittels Mikrofon bzw. Beschleunigungssensor bei An- und Abwesenheit von Beschleunigungssensor; blau: Schalldruckpegel mittels Mikrofon bei Anwesenheit von Beschleunigungssensor; rot: Schnellepegel mittels Beschleunigungssensor; gelb: Schalldruckpegel mittels Mikrofon bei Abwesenheit von Beschleunigungssensor; Markierungen: jeweilige gemessene Eigenfrequenz

In Tabelle 3.4 sind die gemessenen Eigenfrequenzen tabellarisch gegenübergestellt. Die Abweichung zwischen der Messung mittels Beschleunigungssensor und Mikrofon bei Anwesenheit des Beschleunigungssensors ergibt eine Abweichung von 2 Hz (entspricht Abweichung von 0,01 %), während sich zwischen den beiden Mikrofon-Messungen mit und ohne Anwesenheit des Beschleunigungssensors eine Verschiebung der gemessenen Eigenfrequenz um 118 Hz ergibt (entspricht einer Abweichung von 0,83 %). Diese Abweichung konnte durch Einbringen des Beschleunigungssensors in Form einer Zusatzmasse von 10 g in das FEM-Modell simulationstechnisch reproduziert werden. Jedoch ist die absolute Abweichung der Eigenfrequenz von der Positionierung des Beschleunigungssensors abhängig. Die Beeinflussung des Messergebnisses ist dabei größer, je weiter sich der Beschleunigungssensor am Rand des Probekörpers befindet. Beispielsweise ergaben Messungen an PK TU01-1 eine Abweichung zwischen M2 und M3 (ohne und mit Beschleunigungssensor) von etwa 1,4 %. Dies resultiert in einer Abweichung des E-Moduls zwischen beiden Verfahren von ca. 2,8 %. Die größte gemessene Abweichung zwischen M2 und M3 (ohne und mit Beschleunigungssensor) von 4,3 % ergibt sich bei einer Messung an PK TU20-1 im eingebauten Zustand.

Tabelle 3.4: Mittels Mikrofon bzw. Beschleunigungssensor gemessene Eigenfrequenzen aus Abbildung 3.21 mit und ohne Beschleunigungssensor

| mit a-Sensor | | ohne a-Sensor |
|------------------|------------------|------------------|
| f_0 (a-Sensor) | f_0 (Mikrofon) | f_0 (Mikrofon) |
| in Hz | in Hz | in Hz |
| 14040 | 14042 | 14160 |

Es ist zusammenfassend festzuhalten, dass die Messung mittels Mikrofon gegenüber der Messung mittels Beschleunigungssensor den Vorteil aufweist, dass keine Beeinflussung des Messergebnisses durch die Messung stattfindet. Zudem zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der Messung mit Beschleunigungssensor und Mikrofon bei Anwesenheit des Beschleunigungssensors, womit bestätigt ist, dass beide Messverfahren unter denselben Bedingungen dasselbe Ergebnis liefern.

3.8.4 Ankopplung von Anregung und Sensorik

Da sich im Zuge der Voruntersuchungen zeigte, dass eine Anregung mittels Impulshammer deutlich praktikabler ist als eine Anregung mittels Shaker, ohne negativen Einfluss auf das Messergebnis zu nehmen, erübrigt sich die Betrachtung bezüglich der Ankopplung des Shakers. Durch die Möglichkeit, das Schwingenspektrum des Probekörpers mittels Mikrofon abzugreifen, ist auch die Untersuchung der Ankopplung des Beschleunigungssensors (mittels Wachs oder gemeinsamem Koppelplättchen mit Shaker) nicht von Relevanz. Die Verwendung eines Koppelplättchens würde zwar den teils zufälligen Einfluss der Masse des Beschleunigungssensors in Abhängigkeit von dessen Position auf die gemessene Eigenfrequenz und den resultierenden E-Modul je Probekörper auf eine konstante Beeinflussung reduzieren, jedoch schien aufgrund der geringen Schwankungen auch diese Untersuchung nicht notwendig, da sich die Messung mittels Mikrofon bereits frühzeitig als vielversprechender als jene mittels Beschleunigungssensor herausstellte.

3.8.5 Eigenfrequenzen des SZSV-Prüfstands

Um einen Einfluss von Eigenfrequenzen des Spaltzug-Schwellversuchs-Prüfstands (SZSV-Prüfstands) auf das Messergebnis auszuschließen, wurden Messungen der Eigenfrequenz am SZSV-Prüfstand durchgeführt. Zu diesem Zweck wurden zwei Mikrofone im Nahfeld des Prüfstands an unterschiedlichen Stellen positioniert und das Spektrum bei mehrfachem Anschlagen mittels Impulshammer aufgezeichnet. Der Messaufbau ist in Abbildung 3.22 dargestellt.

Die resultierenden Spektren der beiden Mikrofone sind

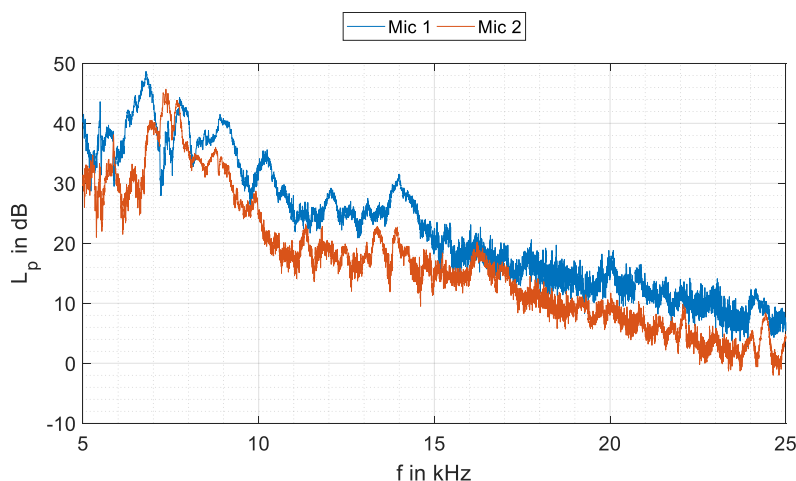


Abbildung 3.23 zu entnehmen. Es ist erkennbar, dass sich im relevanten Frequenzbereich zwischen 10 kHz und 20 kHz keine signifikanten lokalen Maxima (Eigenfrequenzen) zeigen, von denen eine Beeinflussung des Messergebnisses zu erwarten ist.



Abbildung 3.22: Messaufbau zur Bestimmung der Eigenfrequenzen des SZSV-Prüfstands

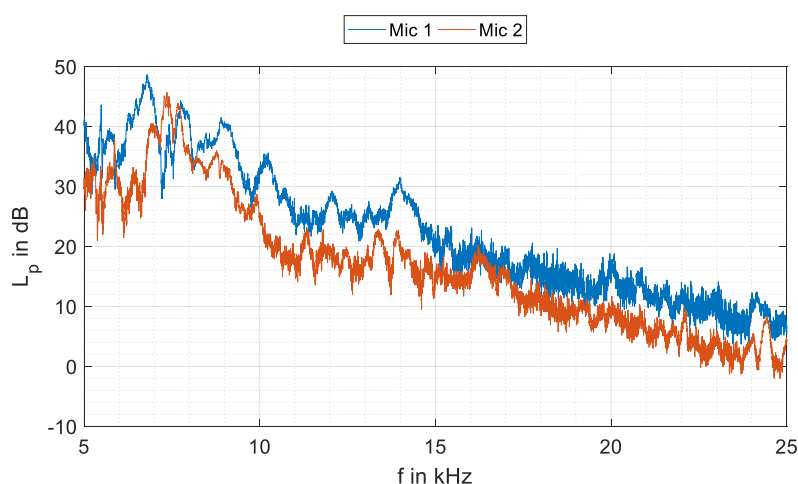


Abbildung 3.23: Gemessene Schalldruckpegel-Spektren zweier Mikrofone zur Bestimmung der Prüfstands-Eigenfrequenzen

3.8.6 Messungen im ausgebauten Zustand

Alle Probekörper wurden vor der gezielten Degradation im Spaltzug-Schwellversuch im ausgebauten Zustand untersucht. Die gemessenen E-Moduln der einzelnen Probekörper sind in Abbildung 3.24 den anfänglichen Messergebnissen an den ungeschnittenen, 200 mm langen Beton-Zylindern gegenübergestellt. Hierin stellen die blauen, roten und gelben Säulen die gemessenen E-Moduln aus M1, M2 und M3 dar. Der hellblaue Bereich kennzeichnet die Messergebnisse an den 200 mm langen Zylindern. Die Mittelwerte für M1, M2 und M3 über alle Probekörper sind als horizontale gestrichelte Linien eingetragen. Es ist erkennbar, dass die E-Moduln der verschiedenen Probekörper in der gleichen Größenordnung liegen wie jene, die an den 200 mm langen Zylindern gemessen wurden. Dabei fällt auf, dass die Ergebnisse von M1 tendenziell etwas höher ausfallen als die Ergebnisse an den langen Zylindern. Dies kann darauf zurückzuführen sein, dass bei der Auswertung der Messungen an den langen Zylindern primär die erste Longitudinal-Eigenfrequenz das Ergebnis bestimmt, die bei ca. 9.500 Hz auftritt. Die Eigenfrequenz, die bei M1 ausgewertet wird, liegt hingegen bei ca. 19.000 Hz. Somit ist es möglich, dass die Messergebnisse die E-Moduln unterschiedlicher Frequenzbereiche wiedergeben. Abweichungen zwischen den Ergebnissen für die einzelnen Zylinderscheiben und jenen für die langen Zylinder können zudem auf Inhomogenitäten zurückzuführen

sein, die sich im Herstellungsprozess durch das Absinken größerer und somit schwererer Körner ergeben. Dieses Absinken verursacht einen Anstieg der Dichte zur Unterseite des Probekörpers hin. Wie in Kapitel 3.4 beschrieben, wurde bei der Auswahl der Probekörper für die Voruntersuchungen gezielt entschieden, Probekörper aus den unteren Bereichen der langen Zylinder zu verwenden. Die einzelnen untersuchten Probekörper verfügen somit über eine höhere mittlere Dichte als die langen Zylinder, womit auch ein höherer E-Modul zu erwarten ist. Dies zeigt sich auch in den Messergebnissen für M1 und M2, deren Mittelwerte oberhalb der gemessenen E-Moduln der langen Zylinder liegen. Bei M3 erfolgt, wie zuvor gezeigt, eine Verringerung der Eigenfrequenz und somit des resultierenden E-Moduls durch die Masse des Sensors, weshalb die Werte geringer ausfallen als jene von M1 und M2.

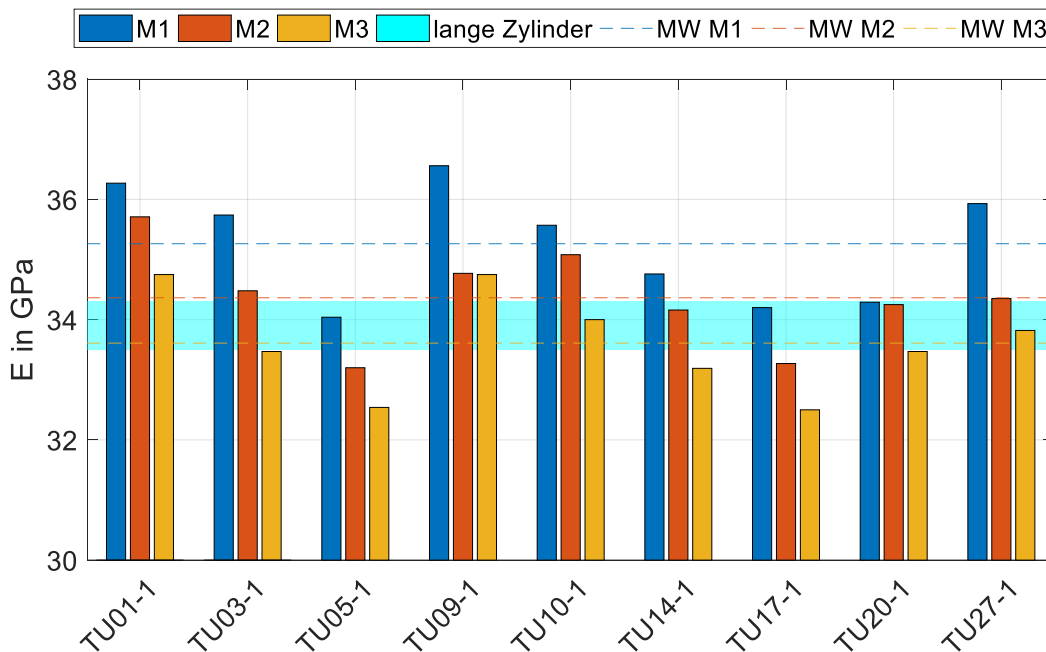


Abbildung 3.24: Im ausgebauten Zustand gemessene E-Moduln verschiedener Probekörper; blau: M1; rot: M2; gelb: M3; hellblau: Messergebnisse an 200 mm langen Zylindern; horizontale gestrichelte Linien: Mittelwerte über alle Probekörper für M1, M2 bzw. M3

3.8.7 Vergleich ausgebauter und eingebauter Zustand

Im Zuge der Vorversuche wurde untersucht, inwiefern der Einbau des Probekörpers in den SZSV-Prüfstand die gemessene Eigenfrequenz und damit den resultierenden gemessenen E-Modul beeinflusst. Dazu wurden die betrachteten Probekörper einerseits im ausgebauten und andererseits im eingebauten Zustand gemessen und der resultierende E-Modul bestimmt. Das Ergebnis der Messungen für alle untersuchten Probekörper ist in Abbildung 3.25 dargestellt. Hierin stellen Kreuze (x) die Messergebnisse im ausgebauten Zustand ($E_{\text{ausg.}}$), Kästchen (\square) die Messergebnisse im eingebauten Zustand ($E_{\text{eing.}}$) sowie Plus-Symbole (+) die Abweichung zwischen eingebautem und ausgebautem Zustand in Prozent dar. Die Abweichung wurde dabei berechnet zu

$$\text{Abw.} = (E_{\text{eing.}} - E_{\text{ausg.}}) / E_{\text{ausg.}} \cdot 100 \% \quad (3.8)$$

Die blauen Symbole kennzeichnen die Messergebnisse von M1, die roten jene von M2 und die gelben Symbole repräsentieren die Messergebnisse von M3.

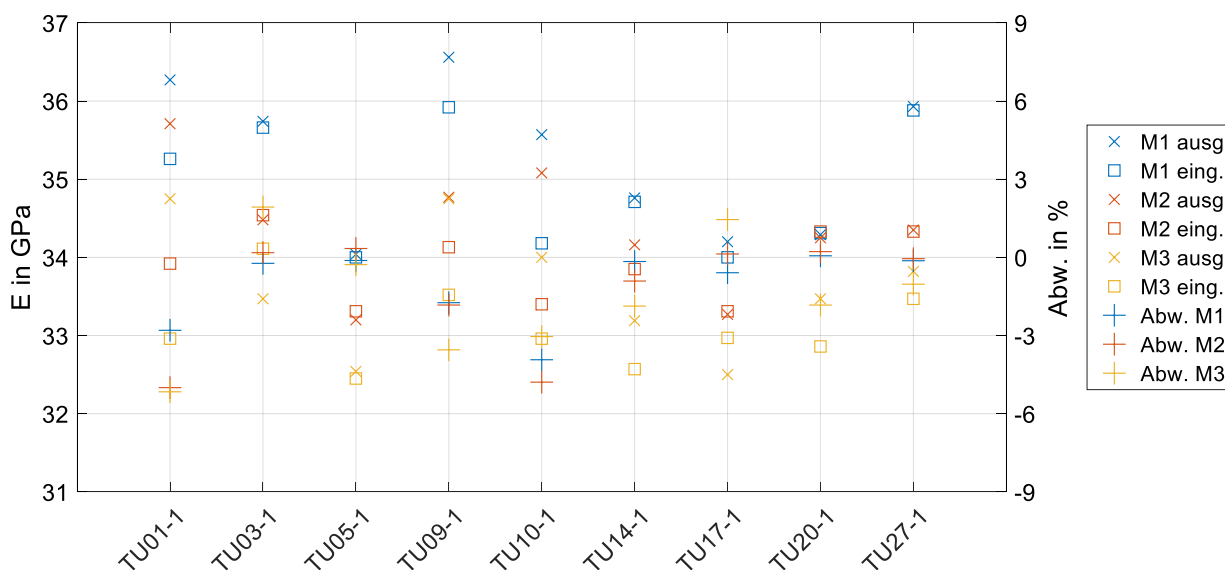


Abbildung 3.25: Gemessener E-Modul im ausgebauten bzw. eingebauten Zustand sowie Abweichung zwischen ein- und ausgebautem Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3; x: im ausgebauten Zustand; □: im eingebauten Zustand; +: Abweichung zwischen eingebautem und ausgebautem Zustand in Prozent

Es ist erkennbar, dass M1 sowohl im aus- als auch im eingebauten Zustand ausnahmslos die höchsten Werte für den gemessenen E-Modul liefert. Wenn Beton über einen frequenzabhängigen E-Modul verfügt, lässt sich dieser Effekt damit erklären, dass bei M1 eine Eigenform mit einer deutlich höheren Frequenz analysiert wird, bei der somit ein höherer E-Modul vorherrscht als bei der in M2 und M3 betrachteten Eigenfrequenz. Dabei beträgt die Abweichung des E-Moduls zwischen M2 und M1 bei Berechnung analog zu Gl. (3.8) im Mittel 2,5 % im ausgebauten und 2,8 % im eingebauten Zustand. Die Abweichung des E-Moduls zwischen M3 und M1 beträgt im Mittel 4,7 % im ausgebauten und 6,1 % im eingebauten Zustand.

Es zeigt sich außerdem, dass für M1 der Einbau des Probekörpers in den SZSV-Prüfstand zu einer Verringerung des gemessenen E-Moduls führt. Einzige Ausnahme stellt PK 20-1 dar, bei dem es durch den Einbau zu einer minimalen Erhöhung um 0,02 % kommt. Die Abweichung des E-Moduls der anderen Probekörper beträgt -1,40 % bis +0,04 %, wobei sich eine mittlere Änderung von -0,38 % ergibt. Für M2 nimmt der Einfluss des Einbaus auf den resultierenden E-Modul kein einheitliches Vorzeichen an. Die Abweichungen reichen von -1,78 % bis +0,11 % bei einer mittleren Abweichung von -0,46 %. Es zeigt sich wie bei M1 eine Tendenz zur Beeinflussung des E-Moduls in negative Richtung (Verringerung des gemessenen E-Moduls durch Einbau). Die stärksten Abweichungen treten bei M3 auf, da hier zusätzlich zum Einbau die Sensorpositionierung das Messergebnis beeinflusst. Hier ergeben sich Abweichungen von -1,79 % bis +0,65 % bei einer mittleren Abweichung von -0,51 %.

Zwar ist erkennbar, dass M1 am geringsten durch den Einbau des Probekörpers in den SZSV-Prüfstand beeinflusst wird, jedoch ergibt sich auch für die anderen Methoden eine verhältnismäßig geringe Abweichung von weniger als ± 2 % des E-Moduls im ausgebauten Zustand.

3.8.8 Wiederholbarkeit des Einbaus

Um die Wiederholbarkeit der Messungen in Bezug auf den Einbau des Probekörpers zu untersuchen, wurde PK TU17-1 im unbelasteten Zustand sechsmal in den SZSV-Prüfstand ein- und wieder ausgebaut und jeweils durch zehnmaliges Anschlagen die Eigenfrequenz gemessen und daraus der resultierende E-Modul bestimmt. Es ergeben sich die in Tabelle 3.5 gelisteten Ergebnisse. Hierin sind die über zehn Anschläge (abzüglich aussortierter Impulse) gemittelte Eigenfrequenz, der resultierende E-Modul sowie die Standardabweichung der Eigenfrequenz (aus bis zu zehn Anschlägen) für jede der sechs Durchführungen getrennt für M1, M2 und M3 angegeben. Zudem sind Tabelle 3.5 die Standardabweichung der Eigenfrequenz und des E-Moduls für die sechs Durchführungen zu entnehmen, sowie die Minimal- und Maximalwerte und der Betrag der maximalen Mittelwertabweichung.

Es zeigt sich eine sehr gute Wiederholgenauigkeit mit Mittelwertabweichungen und Standardabweichungen von deutlich unter einem Prozent für M1 und M2. Bei M3 ist die Abweichung zwar noch immer kleiner als ein Prozent, jedoch deutlich höher als für M1 und M2. Dies ist auf die zusätzliche Beeinflussung des Messergebnisses durch die Sensorpositionierung und die damit einhergehende Verschiebung der Eigenfrequenz des Probekörpers zurückzuführen. Es ist erkennbar, dass die Standardabweichung über mehrfachen Ein- und Ausbau in einigen Fällen geringer ausfällt als jene über mehrere Anschläge am selben Aufbau. Dies zeigt, dass ein mehrfaches Anschlagen des Probekörpers zur Vermeidung zufälliger Fehler notwendig ist, auch wenn die Abweichungen mit maximal 12,1 Hz noch immer sehr gering sind. Es ergeben sich maximale Mittelwertabweichungen des E-Moduls von weniger als 0,1 % für M1 und M2 und von weniger als 1 % für M3. Diese geringen Abweichungen können auf Unterschiede im Einbau des Probekörpers, wie leichtes Verdrehen gegenüber den Lastschneiden oder veränderte Lage der Filze und damit verbundene veränderte Randbedingungen, zurückzuführen sein. Insgesamt zeigen sich für M1 und M2 sehr ähnliche Ergebnisse für die prozentuale Standardabweichung des E-Moduls bei mehrfachem Anschlagen, während die maximale Mittelwertabweichung des E-Moduls bei mehrfachem Aus- und Einbau bei M1 unwesentlich geringere Werte annimmt als bei M2.

Tabelle 3.5: Ergebnis Messung der Einbau-Wiederholbarkeit für sechsfachen Aus- und Einbau

| | M1 | | | M2 | | | M3 | | |
|---------------------|---------|----------|-------------|---------|----------|-------------|---------|----------|-------------|
| | f in Hz | E in GPa | $\sigma(f)$ | f in Hz | E in GPa | $\sigma(f)$ | f in Hz | E in GPa | $\sigma(f)$ |
| V1 | 18910 | 34,59 | 2,1 | 12402 | 33,64 | 2,1 | 12238 | 32,76 | 12,1 |
| V2 | 18903 | 34,56 | 7,7 | 12401 | 33,64 | 1,9 | 12228 | 32,71 | 2,3 |
| V3 | 18905 | 34,57 | 3,2 | 12400 | 33,63 | 2,4 | 12303 | 33,11 | 7,0 |
| V4 | 18903 | 34,56 | 2,7 | 12406 | 33,66 | 2,8 | 12295 | 33,06 | 2,5 |
| V5 | 18910 | 34,59 | 9,1 | 12399 | 33,63 | 1,8 | 12327 | 33,24 | 1,7 |
| V6 | 18901 | 34,55 | 6,2 | 12400 | 33,63 | 3,3 | 12302 | 33,10 | 4,3 |
| MW | 18905 | 34,57 | 5,2 | 12401 | 33,64 | 2,4 | 12282 | 33,00 | 5,0 |
| σ | 3,78 | 0,01 | | 2,09 | 0,01 | | 36,11 | 0,19 | |
| σ in % | 0,02 | 0,04 | | 0,02 | 0,03 | | 0,29 | 0,59 | |
| max | 18910 | 34,59 | 9,1 | 12406 | 33,66 | 3,3 | 12327 | 33,24 | 12,1 |
| min | 18901 | 34,55 | 2,1 | 12399 | 33,63 | 1,8 | 12228 | 32,71 | 1,7 |
| max. MW-Abw. | 5,05 | 0,02 | | 4,21 | 0,02 | | 53,93 | 0,29 | |
| max. MW-Abw. in % | 0,03 | 0,05 | | 0,03 | 0,07 | | 0,44 | 0,88 | |

3.9 Abgleich der Messverfahren

Um die verschiedenen Messverfahren (SZSV mittels IWA, US-Laufzeit und Eigenfrequenz-Verfahren) untereinander abzugleichen, wurden die drei Messverfahren auf einen im Spaltzug-Schwellversuch eingebauten Aluminium-Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Dicke von 50 mm angewendet und die Ergebnisse vergleichend gegenübergestellt. Der im SZSV-Prüfstand eingebaute Aluminium-Probekörper ist in Abbildung 3.26 dargestellt.

Bei der Auswertung wurde bei allen drei Verfahren (Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA, Ultraschalllaufzeit-Verfahren und Eigenfrequenz-Verfahren) von einer Poissonzahl von $\nu = 0,33$ ausgegangen. Die resultierenden Messergebnisse der einzelnen Verfahren sind Tabelle 3.6 zu entnehmen. Es zeigt sich, dass die Verfahren keine tendenziellen Unterschiede aufweisen und alle Ergebnisse in der Größenordnung des für Aluminium zu erwartenden E-Moduls liegen. Der aus der US-Messung ermittelte Wert der US-Geschwindigkeit und somit des resultierenden E-Moduls unterliegt dabei einer starken Schwankung, da während der Messung eine Überlagerung mit einer tieffrequenten Schwingung aufgetreten ist, wie in Abbildung 3.27 dargestellt, wodurch das Bestimmen des Ersteinsatzes nur abschätzend möglich war. Dadurch ergibt sich eine maximale Abweichung zwischen den unterschiedlichen Verfahren von 5,5 %. Da das Problem der Überlagerung der US-Messung mit einer tieffrequenten Schwingung ausschließlich bei der Messung am Aluminium-Probekörper auftritt und nicht bei Beton-Probekörpern, ist davon auszugehen, dass die Schwankungsbreite im realen Versuch deutlich geringer ist.



Abbildung 3.26: Im Spaltzug-Schwellversuch eingebauter Aluminium-Probekörper

Tabelle 3.6: Mittels verschiedener Verfahren gemessener E-Modul des Aluminium-Probekörpers

| Verfahren | E-Modul in GPa |
|------------------|--------------------|
| IWA | 70,56 |
| Eigenfrequenz M1 | 70,95 |
| Eigenfrequenz M2 | 70,55 |
| US | (67,22 ... 72,39)* |

* Bestimmung des Ersteinsatzes durch Überlagerung des Messergebnisses mit tieffrequenter Schwingung nur mit großer Unsicherheit möglich

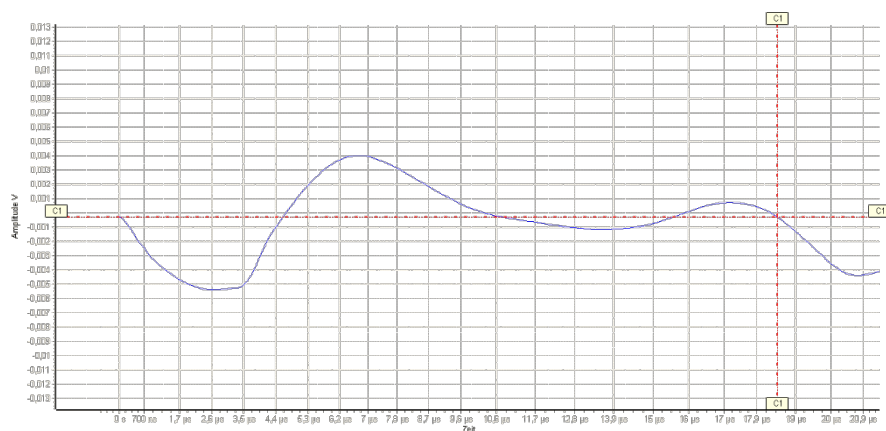


Abbildung 3.27: Ultraschall-Amplituden-Zeitverlauf im Bereich des zu erwartenden Ersteinsatzes mit Überlagerung mit tieffrequenter Schwingung

Da die mittels der unterschiedlichen Verfahren ermittelten E-Moduln in derselben Größenordnung liegen (sehr geringe Abweichung zwischen IWA und M1 bzw. M2), liegt die Annahme nahe, dass Unterschiede zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Verfahren bei der Untersuchung von Beton-Probekörpern auf eine Frequenzabhängigkeit des E-Moduls der untersuchten Straßenbetonsorte zurückgeführt werden können.

3.10 Messergebnisse

Im Folgenden werden die Messergebnisse getrennt für die untersuchten Probekörper dargestellt und diskutiert. Zudem wird auf vorgenommene Anpassungen an den Messverfahren bzw. Auswerteverfahren sowie am Prüfprozess selbst eingegangen. Aus Gründen der Nachvollziehbarkeit dieser Anpassungen sind die Probekörper in der Reihenfolge ihrer Untersuchung aufgeführt. Dabei werden zunächst die Ergebnisse der Verfahren vergleichend gegenübergestellt, bevor im Detail auf die Ergebnisse der einzelnen Verfahren eingegangen wird.

Trotz der Messung zu diskreten Zeitpunkten (bzw. bei diskreten Lastwechselzahlen) sind aus Gründen der Übersichtlichkeit die einzelnen Messpunkte mittels Linien miteinander verbunden.

Im Folgenden sind die Diagramme zur Übersicht über die drei untersuchten Messverfahren aufgeführt. Dabei werden ausschließlich jene Ergebnisse kommentiert, an denen sich nennenswerte Effekte zeigen. Auf die aus der Gesamtheit aller Ergebnisse abgeleiteten Erkenntnisse wird in der Zusammenfassung eingegangen.

3.10.1 PK TU01-1

Übersicht Messergebnisse

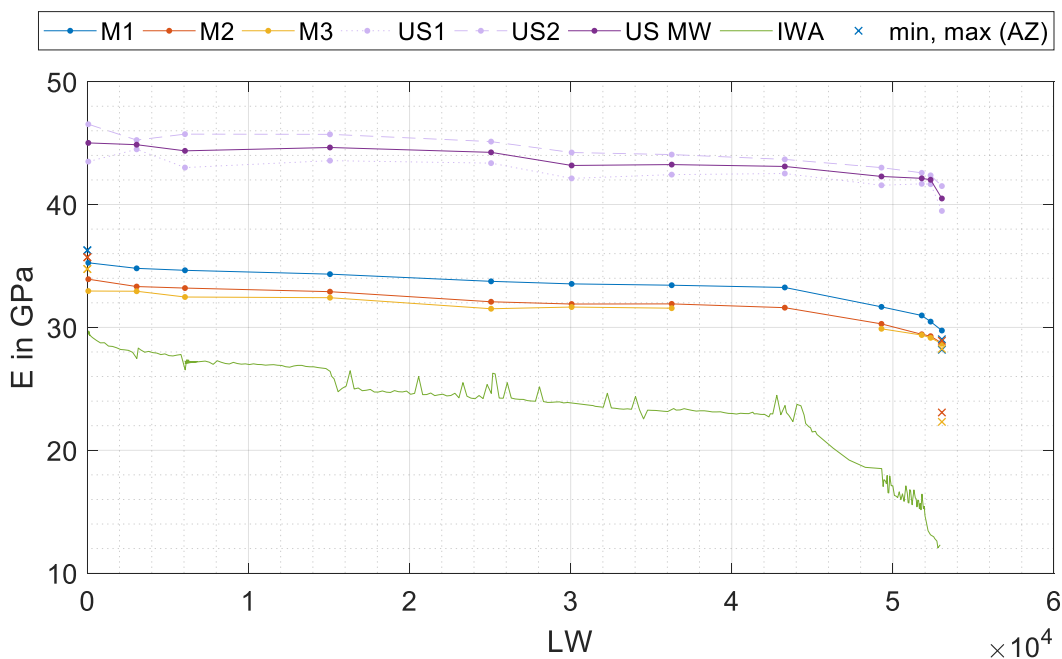


Abbildung 3.28: Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (zwei Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

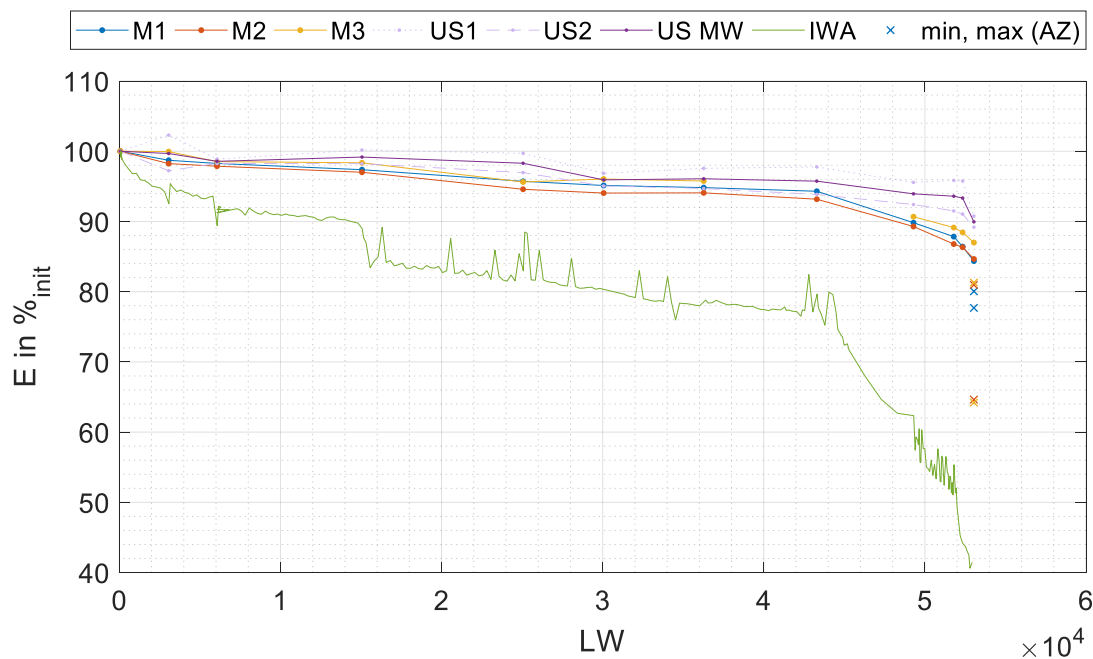


Abbildung 3.29: Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (zwei Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

Detaillierte Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch

Wie in Kapitel 3.7.3 beschrieben, wurde die Belastung der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch zunächst mit einer Belastungsfrequenz von 5 Lastwechseln pro Sekunde und gemäß des Versuchsprogramms der ersten Generation vorgenommen. Das obere Beanspruchungsniveau des Probekörpers PK TU01-1 wurde, den getätigten Erläuterungen folgend, mit 72,5 % der charakteristischen Spaltzugfestigkeit der verwendeten Betonrezeptur, entsprechend einer Spannung von 2,688 N/mm² angesetzt. In Kapitel 3.10.8 wird im Detail auf die Bestimmung sowie die Werte der tatsächlichen Beanspruchungsniveaus eingegangen.

Das Festlegen des unteren Beanspruchungsniveaus erfolgte, wie bereits zuvor erläutert, in Anlehnung an die TP Asphalt-StB Teil 24 [TP Asphalt-StB – 2018], welche hierfür eine Spannung von 0,035 N/mm² vorschlägt, um den Probekörper bei der Entlastung in Position zu halten. Somit ergeben sich die Oberkraft für den Probekörper PK TU01-1 zu 19510,6 N und die Unterkraft zu 254,0 N. Zu Beginn der zyklischen Belastung des Probekörpers schienen die verwendeten Hartfilzstreifen der Prüfmaschine, entgegen der Erfahrungen des ISS der TU Dresden, zunächst keine Schwierigkeiten in Bezug auf ein genaues Aufbringen der Ober- und Unterlasten zu bereiten. Somit konnte der erste Belastungszyklus mit 60 Lastwechseln und der zweite Zyklus bis 3060 Lastwechsel vorgenommen werden.

Die grünen Funktionen in Abbildung 3.28 und Abbildung 3.29 wurden auf Grundlage der Ergebnisse der induktiven Wegaufnehmer (IWA) mithilfe der Software Ad2Pave generiert. Dabei wurde die Querdehnzahl, analog zu den Erläuterungen in Kapitel 3.6, mit 0,2 angenommen. Zu diesem Zeitpunkt standen die Erkenntnisse zu den Untersuchungen zur Querdehnzahl des verwendeten Betongemisches noch aus, auf deren Grundlage die Querdehnzahl zu 0,17 abgeschätzt werden konnte, wie in Kapitel 3.3 erläutert. Demnach ändern sich die Werte des E-Moduls bei einer Änderung der Querdehnzahl von 0,2 zu 0,17. Allerdings wird der E-Modul aus den Versuchsergebnissen der radialen Probekörperverformungen und der aufgetragenen axialen Kraft gemäß Gl. (6) nach TP Asphalt-StB Teil 24 [TP Asphalt-StB – 2018] anhand eines linearen Faktors bestimmt, welcher die Querdehnzahl berücksichtigt. Dieser folgt für eine Querdehnzahl ν von 0,2 zu $(4/\pi) \cdot 1 + \nu = 0,473$ und zu 0,443 für eine Querdehnzahl von 0,17. Folglich können die E-Moduln, welche auf Grundlage einer Querdehnzahl von 0,2 mithilfe von Ad2Pave errechnet wurden, anhand des Umrechnungsfaktors von $0,443 / 0,473 = 0,937$ für eine Querdehnzahl von 0,17 angepasst werden.

Die Versuchsergebnisse der zyklischen Belastungsversuche werden von der Prüfmaschinensteuerung in Form der radialen Probekörperverformungen und der axialen Kräfte aufgezeichnet und abgespeichert und erfordern demzufolge eine separate Auswertung nach Versuchsende, um den E-Modul zu bestimmen. Allerdings wird der E-Modul während des Versuches selbst von der Prüfmaschinensteuerung angezeigt, wenn auch nicht abgespeichert, sodass dem Prüfenden während des Versuches die Möglichkeit gegeben wird, einzuschätzen, inwieweit sich der E-Modul im Zuge eines Belastungszyklus verringert hat. Die ersten beiden Belastungszyklen mit 3060 Lastwechseln führten bereits zu einer signifikanten Verringerung des E-Moduls von 100 % auf 95 %, sodass eine Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen als zielführend angesehen wurde (siehe Abbildung 3.29). Dies machte das Absetzen und das erneute Applizieren der IWA unumgänglich, da deren Halterahmen, in dem der Probekörper eingespannt ist, einen Einfluss auf die Messung der Eigenfrequenzen ausübt. Unter Umständen kommt es bei dieser Wiederanbringung der IWA dazu, dass der Probekörper mit einer leichten Veränderung in den Halterahmen eingespannt wird oder die IWA selbst nicht exakt gleich positioniert werden. Die Folge ist, dass die gemessenen Probekörperverformungen des nächsten Belastungszyklus von denen des vorhergehenden Zyklus abweichen können und somit ein abweichender E-Modul bestimmt wird. Es ist anzunehmen, dass sich dieser Effekt bereits im dritten Belastungszyklus des PK TU01-1, zwischen den Lastwechselzyklen 3060 und 6060 bemerkbar macht (siehe Abbildung 3.28 und Abbildung 3.29). Ebenso lässt sich dieser vermutete Effekt bei der zyklischen Belastung des PK TU05-1 ausmachen. Zwar besteht dadurch die Möglichkeit, dass sich ein Teilstück des Steifigkeitsverlaufs eines Probekörpers im Zuge seiner Ermüdung von denen abhebt, bei denen die IWA korrekt appliziert zu sein schien. Jedoch beeinflusst dies die Aussagekraft des qualitativen Steifigkeitsverlaufs nicht.

Diese ist bei den Steifigkeitsverläufen aller getesteten Probekörper, die auf Grundlage der Messwerte der IWA ermittelt wurden, von enormer wissenschaftlicher Bedeutung. Sehr deutlich lassen sich der charakteristische, S-förmige Verlauf der „cyclic creep curve“ nach Abbildung 2.9 sowie zum Teil alle drei Phasen des Ermüdungsvorganges in den Messergebnissen erkennen. In Bezug auf PK TU01-1 sind zumindest die anfängliche, degressive (Phase I) und die anschließende, kontinuierliche Abnahme der Steifigkeit (Phase II) messtechnisch erfasst worden. Phase I zeichnet sich durch ein Schließen der im Zuge des Hydratationsvorganges entstandenen Mikrorisse im Betongefüge durch die Erstbelastung des Probekörpers aus und dauert bei PK TU01-1 bis etwa zu ca. 6000 Lastwechseln an. Phase II wiederum wird durch ein kontinuierliches Entstehen neuer Mikrorisse im Zuge einer zyklischen Belastung gekennzeichnet. Es könnte angenommen werden, dass sich bei circa 44000 Lastwechseln der Übergang der Phase II in die Phase III einstellt, angezeigt durch einen progressiven Zuwachs an Mikrorissen, die sich kurz vor Versagen des Probekörpers zu einem Makroriss verbinden. Ebenso progressiv würde die Steifigkeit mit steigender Lastwechselzahl abnehmen. Allerdings muss hierbei folgendes Phänomen in die Betrachtung mit einbezogen werden.

Die zyklische Belastung des Probekörpers PK TU01-1 sowie einiger weiterer Probekörper musste zwangsläufig auf mehrere Prüftage aufgeteilt werden. Dies hatte zur Folge, dass die Ermüdung der Probekörper für den Zeitraum der Nachtstunden pausiert werden musste. So endete der erste Prüftag des PK TU01-1 mit Erreichen von ca. 15060 Lastwechseln und der zweite Prüftag nach circa 44000 Lastwechseln. Zu dieser Zeit der Untersuchungen wurde dann zum Abschluss eines Prüftages der Prüfmaschinenantrieb abgeschaltet, der Probekörper in der Belastungsvorrichtung eingebaut und diese in der Prüfmaschine belassen. Die Folge war, dass der Kolben der Prüfmaschine aufgrund seines Eigengewichtes von circa 250 kg und aufgrund des fehlenden Öldruckes des Prüfmaschinenaggregates absank und so den Probekörper in der Vorrichtung des Spaltzug-Schwellversuches bis zur Fortsetzung des Ermüdungsversuches am nächsten Tag belastete. Mit anderen Worten wurde der Probekörper in den Nachtstunden in Form eines Dauerstandsversuches mit einer statischen Kraft von circa 2,5 kN belastet. Aus der Literatur ist bekannt, dass neben einer zyklischen Belastung ebenso Dauerstandsversuche für die Ermüdung eines Probekörpers herangezogen werden können. Es könnte demnach davon ausgegangen werden, dass der Probekörper in der Nacht zwischen zwei Prüftagen durch die statische Last des Prüfmaschinenkolbens weiter ermüdet wurde. In der Tat zeigt sich ab dem 15061. Lastwechsel ein signifikanter Abfall des auf Grundlage der Messdaten der IWA bestimmten E-Moduls mit nur wenigen Lastwechseln. Beim Wiederaufnehmen der Belastung nach dem zweiten Prüftag lag zwischen dem zweiten und dem dritten Prüftag ein gesamtes Wochenende, während dem der Probekörper durch das Eigengewicht des Prüfmaschinenkolbens wie in einem Dauerstandsversuch belastet wurde und somit weiter ermüdete. Auch hier fiel der E-Modul bei weiterer zyklischer Belastung am dritten Prüftag mit nur wenigen Lastwechseln signifikant ab. Diese Vermin-

derung des E-Moduls ging so rasch, also innerhalb von wenigen Lastwechseln vonstatten, dass der Prüfer den Versuch mit Erreichen eines E-Moduls von circa 12000 N/mm² (siehe Abbildung 3.28), entsprechend einem Prozentsatz von etwa 40 % bezogen auf den ursprünglichen E-Modul (siehe Abbildung 3.29), aus der Befürchtung eines nicht kontrollierbaren, weil plötzlichen Versagens des Probekörpers beendete. Es ist anzumerken, dass der Probekörper in dieser Phase des Forschungsvorhabens mit dem Versuchsprogramm der ersten Generation ermüdet wurde. In Kapitel 3.7.3 wird näher auf die Nachteile dieses Programmes sowie auf die Randbedingungen, unter denen die Versuche zu dieser Zeit durchgeführt werden mussten, eingegangen.

Zudem stellte sich kurz darauf, mit voranschreitender Lastwechselzahl ein weiterer Effekt ein. Das saubere und genaue Aufbringen der Oberkraft mit jedem Lastwechsel war der Prüfmaschine mit Beginn des zweiten Prüftages nicht mehr möglich. Es konnte beobachtet werden, dass die Prüfmaschine wiederholt zwei bis drei Lastwechsel lang eine Oberkraft unterhalb des geforderten Wertes von 19510,6 N aufbrachte, bevor die Oberkraft im darauffolgenden Lastwechsel ungefähr erreicht wurde. Dieses Problem liegt wahrscheinlich darin begründet, dass das Verformungsverhalten der Hartfilzstreifen zwischen den Lastschneiden der Versuchsvorrichtung und dem Probekörper im Zuge der statischen Last über die Dauer der Nachtstunden irreversibel verändert wurde. Dieses Beeinflussen des Verformungsverhaltens der Hartfilzstreifen muss im Endeffekt dazu geführt haben, dass der Öldurchsatz der Prüfmaschine ausgereizt wurde. Das heißt, dass die Prüfmaschine derart große Wege in einer sehr kurzen Zeit von 0,1 Sekunden (jeweils 5 Be- und Entlastungen in einer Sekunde bei 5 Hz Belastungsfrequenz) fahren musste, dass der Durchsatz des dafür benötigten Öles des Prüfmaschinenantriebes am Maximum angelangt war. Dies würde auch erklären, warum die Prüfmaschine wiederholt in der Lage war, nach dem Aufbringen einiger Lastwechsel mit einer Kraft geringer als der angestrebte Wert von 19510,6 N, einen Lastwechsel mit ungefähr dieser Kraft aufzubringen. Je mehr Zeit die Prüfmaschine in Form von Lastwechseln pro Sekunde zur Verfügung hatte, in der sie nicht die angestrebte Kraft aufzubringen vermochte, desto mehr Zeit hatte das Öl, aus dem Prüfmaschinenaggregat nachzufließen. Während des Lastwechsels, in dem dann die angestrebte Kraft aufgebracht werden konnte, war genug Öl nachgeflossen, um den Kolben der Prüfmaschine den nötigen Weg mit der nötigen Kraft zu bewegen.

Die Folge dieser unregelmäßigen Belastung war, dass der E-Modul, der auf Grundlage der Messergebnisse der IWA bestimmt wurde, zum Teil stark schwankte (siehe Abbildung 3.28 und Abbildung 3.29). Der E-Modul wurde in der Software Ad2Pave über mehrere Lastwechsel gemittelt, bestimmt. Demzufolge gestaltete sich die Regression der Kraft-Verformungsfunktion zum Teil schwierig und dies resultierte in einem E-Modul, der von den vorhergehenden Werten vergleichsweise stark abweicht. Erneut konnte bestätigt werden, dass die Hartfilzstreifen, welche für den statischen Spaltzugversuch von Betonzylinderscheiben vorzusehen sind, für die Durchführung eines zyklischen Belastungsversuchs an Beton ungeeignet sind. Die Folge war, dass die Hartfilzstreifen, beginnend mit der Untersuchung des PK TU27-1 gegen dünnere Filzstreifen ausgetauscht wurden. Der Effekt des unregelmäßigen Belastens der Probekörper durch die Prüfmaschine, scheinbar hervorgerufen durch die Verwendung dickerer Hartfilzstreifen, wurde ab dem Zeitpunkt der Verwendung dünnerer Filzstreifen nicht mehr beobachtet. Folglich zeigen sich auch mit der Verwendung der dünneren Streifen keinerlei schwankende oder stark abweichende Werte in den auf Grundlage der Messwerte der IWA bestimmten E-Moduln.

Detaillierte Ergebnisse Ultraschall-Messung

Die Messungen der Ultraschalllaufzeiten erfolgten zu Beginn der Voruntersuchungen entsprechend der in Abbildung 3.13 und Abbildung 3.14 dargestellten Messpositionen. Der Probekörper wurde in einem Winkel von -45° und +45° zur Lastachse und auf halber Probekörperhöhe radial durchschallt. Gemessen wurde mit dem in Kapitel 3.2 vorgestellten Messsystem der Firma GEOTRON-ELEKTRONIK. Die Auswertung der Messungen erfolgte mit der Software „LightHouse TOUCH“. Die Software bietet eine Vielzahl an Einstellungen, darunter die Möglichkeit, die Dauer der Ultraschalllaufzeitmessungen zu wählen. Gemeint ist damit, aus wie vielen Einzelmessungen das dargestellte Signal als Überlagerung dieser Einzelmessungen zusammengesetzt wird. Zu Beginn der Untersuchungen wurde diese Einstellung zu fünf Messungen in einem Abstand von jeweils einer Sekunde gewählt. Mit der Untersuchung des Probekörpers PK TU27-1 wurde die Anzahl der Einzelmessungen auf eine Messung verringert, um zu untersuchen, inwiefern sich diese Verringerung des Messaufwandes auf die Qualität der Ergebnisse auswirkt.

Wie eingangs erläutert, wurden die Ultraschalllaufzeiten sowie die Eigenfrequenzen des Probekörpers während der Lastpausen zwischen zwei Belastungszyklen gemessen. Die violetten Funktionen in den Abbildungen, die die Messergebnisse der Ultraschalllaufzeiten repräsentieren, sind somit nicht als kontinuierlich zu verstehen, sondern als Verbindung der einzelnen Messpunkte zwischen den Belastungszyklen. Der dynamische E-Modul der Betonprobekörper wurde aus den Ultraschallgeschwindigkeiten und der Probekörperrohddichte gemäß Gl. (2.1) abgeschätzt. Die Querdehnzahl wurde zu diesem Zeitpunkt analog zu den obenstehenden Erläuterungen zu 0,2 angenommen. Ähnlich der Berechnung des E-Moduls auf Grundlage der Messwerte der IWA, kann die Änderung der Querdehnzahl von 0,2 zu 0,17 auch für die Berechnung des dynamischen E-Moduls anhand eines linearen Faktors berücksichtigt werden. Dieser Faktor ergibt sich aus dem Verhältnis des Ergebnisses des Terms $(1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu)$ aus Gl. (2.1) für eine Querdehnzahl $\nu = 0,2$ zu dem Ergebnis des Terms für eine Querdehnzahl von 0,17. Die dynamischen E-Moduln, welche anfänglich mit einer angenommenen Querdehnzahl von 0,2 abgeschätzt wurden, können folglich für eine Querdehnzahl von 0,17 auf das 1,034-fache erhöht werden.

In Kapitel 3.7.3 wurde erläutert, dass die Messungen des Ultraschalls und der Eigenfrequenzen bei PK TU01-1 unter sehr inkonstanten Bedingungen durchgeführt werden mussten. Das war der Tatsache geschuldet, dass sich die Beanspruchung des Probekörpers während der Dauer dieser Messungen nach und nach erhöhte. Wie oben erläutert, entlastete die Prüfmaschine den Probekörper nach der zyklischen Belastung bis auf den Wert der Unterkraft und ging danach in den Weghaltemodus. Der Abstand zwischen der unteren Lastschneide und dem Kolben der Prüfmaschine wurde demnach über die Dauer der Messungen des Ultraschalls und der Eigenfrequenzen konstant gehalten. Es konnte bei jeder Messung beobachtet werden, wie sich die Kraft, die auf den Kolben einwirkte, mit der Zeit kontinuierlich erhöhte. Dieser Effekt könnte zum einen dadurch erklärt werden, dass sich die Filzstreifen nach der zyklischen Belastung zurückverformen. Zum anderen könnte aber auch das viskose Verformungsverhalten des Betons dazu geführt haben, dass sich die kontinuierliche Rückverformung des Probekörpers von einer elliptischen Form in seine ursprüngliche, kreisrunde Form in einer kontinuierlichen Steigerung der auf den Kolben der Prüfmaschine einwirkenden Kraft niederschlägt. Die Unterkraft des Ermüdungsversuches von PK TU01-1 lag, wie erwähnt, bei 254 N. Teilweise wurde eine Kraftsteigerung auf 800 N bis 900 N beobachtet, teilweise stieg die Kraft mit der Zeit nicht ganz so stark an. Diese Bedingungen führten dazu, dass von der hier beschriebenen Durchführung der Messungen der Ultraschalllaufzeit und der Eigenfrequenzen im eingebauten Zustand des Probekörpers abgesehen wurde.

Wie zu erwarten, liegt der Verlauf der Absolutwerte des dynamischen E-Moduls der Ultraschallmesswerte deutlich höher als der Verlauf der Absolutwerte des E-Moduls der Messwerte der IWA (siehe Abbildung 3.28). In Kapitel 2.2.2 wurde erläutert, dass anzunehmen ist, dass der E-Modul von Beton von der Belastungsgeschwindigkeit, bzw. von der Belastungsfrequenz abhängt. Wie eingangs dargelegt, betrug die Belastungsfrequenz für die Untersuchung des PK TU01-1 im Spaltzug-Schwellversuch zunächst 5 Lastwechsel pro Sekunde, bevor sie, beginnend mit der Untersuchung des PK TU27-1, auf 10 Lastwechsel pro Sekunde erhöht wurde. Die viskosen Anteile des Betonverformungsverhaltens führen dazu, dass sich der Baustoff bei dieser vergleichsweise langsamen Belastung weniger steif verhält. Die ultraschalltechnische Untersuchung der Probekörper kann ebenso als Belastung verstanden werden, auch wenn die Kräfte, die auf den Baustoff einwirken, weitaus geringer sind. Diese werden über die piezoelektrisch hervorgerufene Schwingung des Ultraschallgebers in den Probekörper eingetragen. Die Geberfrequenz des Ultraschallmesssystems betrug bei allen Messungen 80 kHz. Folglich betrug auch die Belastungsfrequenz bei der Messung der Ultraschalllaufzeiten, aus denen der dynamische E-Modul abgeschätzt wird, 80 kHz. Angesichts der zuvor gemachten Erläuterungen, ist also davon auszugehen, dass der dynamische E-Modul, bzw. der E-Modul, der bei einer höheren Belastungsfrequenz bestimmt wird, generell höher liegt als der E-Modul, der bei geringeren Belastungsfrequenzen bestimmt wird. Dieser Zusammenhang wird in der Literatur häufig durch einen „Dynamikfaktor“ berücksichtigt, der das Verhältnis des dynamischen zum (quasi-) statischen E-Modul angibt. Zwar finden sich in der Literatur darüber hinaus einige Werte zum Dynamikfaktor, jedoch wäre es falsch, pauschal gültige Dynamikfaktoren anzugeben. Die Abhängigkeit des E-Moduls eines Baustoffs von der Belastungsgeschwindigkeit ist eine Baustoffeigenschaft, die durch komplexe Randbedingungen, wie etwa Art, Form, Größe und Anordnung der Gesteinskörnung im Beton bestimmt wird. Daher ist auszuschließen, dass sich hierfür generell geltende Werte bestimmen lassen. Vielmehr ist es so, dass der Dynamikfaktor als individuell gültiger Parameter eines Probekörpers zu verstehen ist.

Den vorigen Erläuterungen folgend, müsste es auch für das Verhältnis der E-Moduln, die aus den Messwerten der Eigenfrequenzen bestimmt wurden, zu den E-Moduln der Messwerte der IWA einen Dynamikfaktor geben. Wie in Kapitel 2.11.2 zu lesen ist, werden bei dem Eigenfrequenz-Verfahren, welches für dieses Forschungsvorhaben entwickelt wurde, zwei Schwingungsformen der zylinderförmigen Probekörper ausgewertet, die bei etwa 14 kHz und 19 kHz liegen. Die Frequenz der Schwingungen der Probekörper in ihren Eigenformen liegt also zwischen der Belastungsfrequenz des Spaltzug-Schwellversuchs und der Belastungsfrequenz der Ultraschalllaufzeitmessungen. In der Tat spiegelt sich diese Abstufung der Frequenzen der einzelnen Verfahren in den Ergebnissen der anhand der einzelnen Verfahren ermittelten E-Moduln wider. Für alle untersuchten Probekörper liegen die E-Moduln des Eigenfrequenz-Verfahrens über denen des Spaltzug-Schwellversuchs und die E-Moduln des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens über denen des Eigenfrequenz-Verfahrens. Diese Ergebnisse lassen auf eine Abhängigkeit des E-Moduls von der Belastungsfrequenz bzw. auf eine Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit schließen und verstärken damit die in Kapitel 2.2.2 geäußerte Vermutung einer Frequenzabhängigkeit des Baustoffs Beton.

Unabhängig von dem Verhältnis der absoluten Funktionsverläufe der E-Moduln der drei untersuchten Verfahren lässt sich für alle getesteten Probekörper ein ähnlicher Verlauf der relativen Funktionsverläufe der E-Moduln beobachten. Hiervon ausgenommen ist der Funktionsverlauf des E-Moduls des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens des PK TU27-1. Ursachen hierfür werden in den nachfolgenden Kapiteln erläutert. Deutlich lässt sich die Synchronität der Verläufe vor allem an den Stellen im Funktionsverlauf erkennen, an denen eine Phase des Ermüdungsprozesses in die nächste Phase überzugehen scheint.

Detaillierte Ergebnisse Eigenfrequenz-Messung

Wie in Abbildung 3.28 und Abbildung 3.29 zu erkennen ist, zeigt sich auch bei der Messung des E-Moduls mittels Eigenfrequenz-Verfahren eine Verringerung des E-Moduls mit steigender Lastwechselzahl. Diese resultiert aus der Verschiebung der Eigenfrequenzen zu tiefen Frequenzen hin, die Abbildung 3.30 für M1, M2 und M3 zu entnehmen ist. Dargestellt ist hierin die gemessene Eigenfrequenz f_{res} in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl als durchgezogene Linie zu- bzw. abzüglich der Standardabweichung über zehnfaches Anschlagen als Punktlinie. Diese ist aufgrund der Abbildung 3.31 und Abbildung 3.32 zu entnehmenden sehr geringen Standardabweichung in der Darstellung nur an einigen wenigen Stellen zu erkennen. Aus der Verringerung der Eigenfrequenz resultiert eine Verringerung des berechneten E-Moduls. Dies ist auf die Schädigung zurückzuführen, wobei sich zeigt, dass die Reduzierung des E-Moduls prozentual geringer ausfällt als es die Messungen aus dem SZSV mittels IWA zeigen. Dies ist mit hoher Wahrscheinlichkeit darauf zurückzuführen, dass eine inhomogene Schädigung des Probekörpers stattfindet und die Eigenfrequenz-Messung nicht den E-Modul ausschließlich des geschädigten Bereichs (äquivalenter E-Modul) wiedergibt, sondern einen gewichteten Mittelwert über den gesamten Probekörper, inklusive der intakten Bereiche. Dies bedarf weiterer Forschung. Jedoch bestand das Ziel der Untersuchungen an den zylindrischen Probekörpern darin, eine Verringerung des E-Moduls zu messen, ohne die Notwendigkeit, Absolutwerte für diesen zu bestimmen. Dies zeigt sich für alle drei Eigenfrequenz-Methoden, womit die Eignung dieser zum angedachten Zweck als nachgewiesen anzusehen ist.

Gegenüber der Ultraschall-Messung zeigt sich ein etwas höherer prozentualer Abfall des E-Moduls, da auch hier die Bewertung der örtlich begrenzten Schädigung des Probekörpers als Inhomogenität eine Messung des E-Moduls des gesamten Probekörpers und nicht nur des geschädigten Materials (äquivalenter E-Modul) erfordert.

Die Messungen im ausgebauten Zustand ergeben leicht bis stark erhöhte Verringerungen des gemessenen E-Moduls nach Schädigung des Probekörpers von bis zu 12 %. Hier zeigt sich eine Abhängigkeit der gemessenen Eigenfrequenz von der Anregungs- und Messposition im ausgebauten Zustand, die im eingebauten Zustand aufgrund des Vorhandenseins der Lastschneiden nicht untersuchbar ist. Es ist davon auszugehen, dass dies auf die inhomogene Schädigung des Materials zurückzuführen ist.

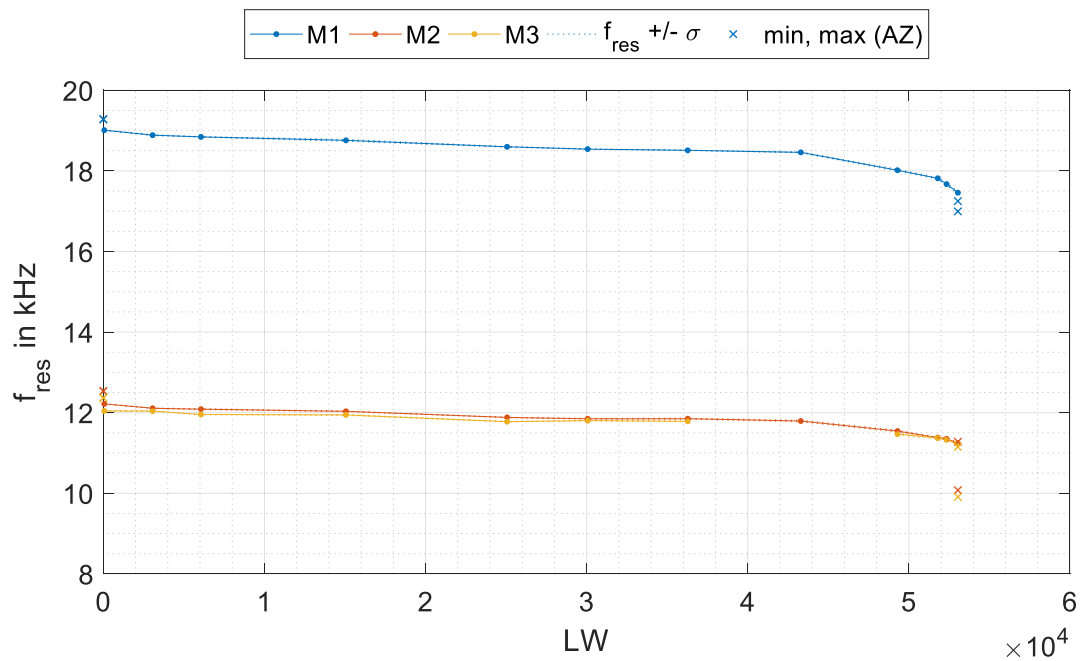


Abbildung 3.30: Eigenfrequenz über Lastwechselzahl; blau: M1; rot: M2; gelb: M3; gepunktet: Eigenfrequenz \pm Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

Abbildung 3.31 bzw. Abbildung 3.32 ist die Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand (nach automatischem und manuellem Aussortieren der Peaks) in Hz bzw. in Prozent zu entnehmen. Es zeigt sich eine Standardabweichung von weniger als 0,3 %, die mit steigender Lastwechselzahl leicht zunimmt. Eine Ausnahme stellt hierbei die im Vergleich zu den umgebenden Messpunkten hohe Standardabweichung bei ca. 15.000 Lastwechseln dar. Dabei ist die Standardabweichung von M2 tendenziell etwas höher als die von M1 und M3.

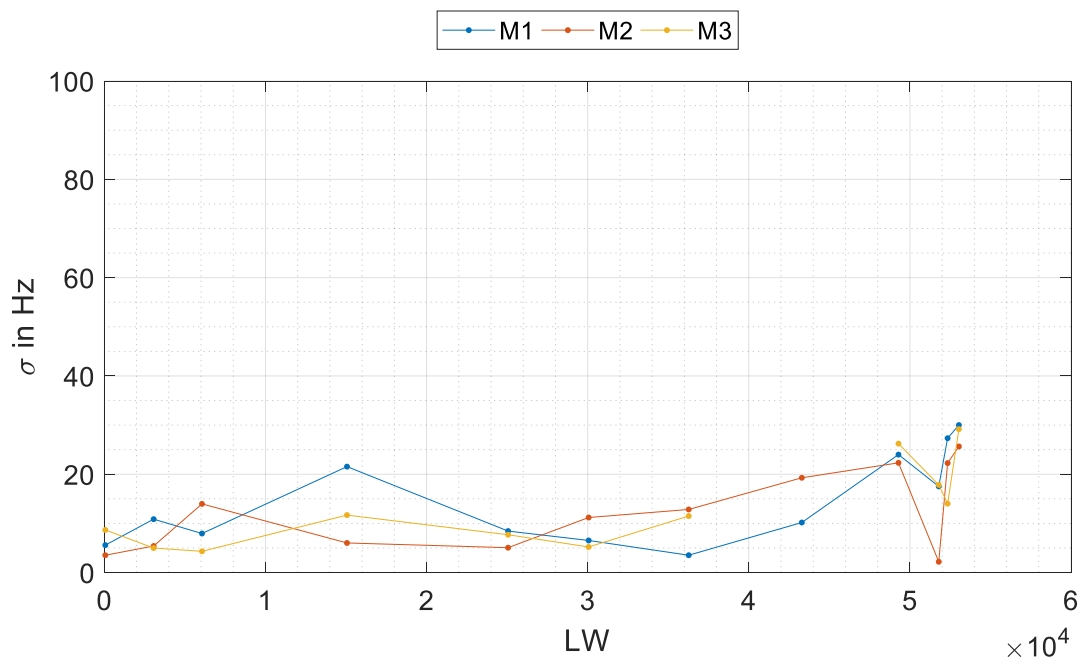


Abbildung 3.31: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers in Hz; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

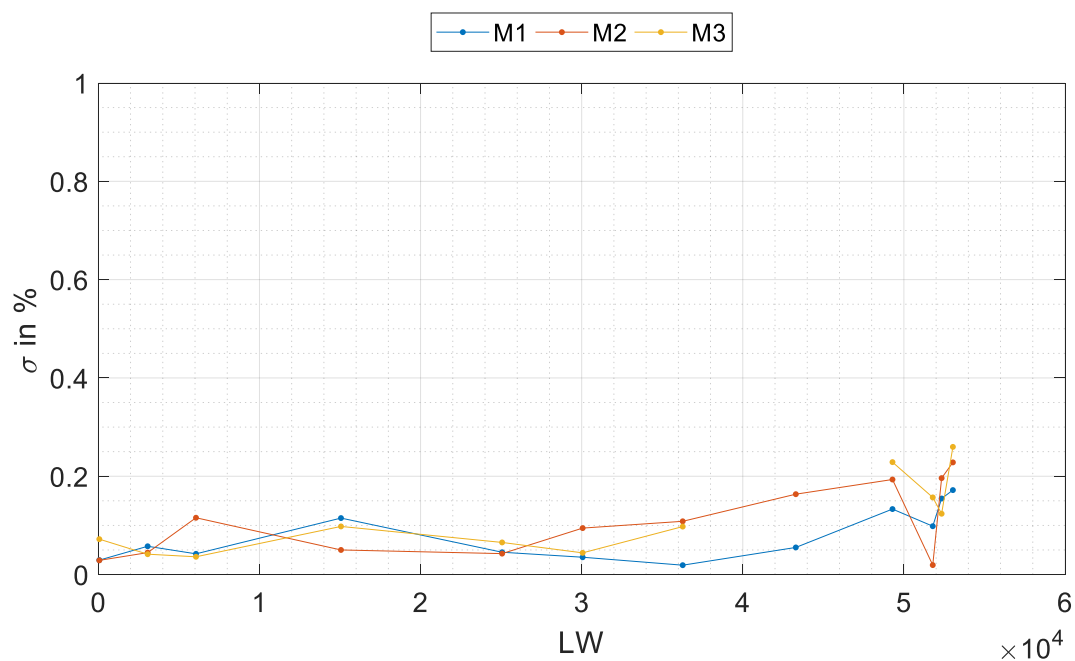


Abbildung 3.32: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

Um den Aufwand in der Nachbearbeitung (manuelles Ausschließen von Peaks) zwischen den Verfahren M1, M2 und M3 zu vergleichen, ist in Abbildung 3.33 die Anzahl manuell aussortierter Peaks je Messpunkt in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl dargestellt. Es ist erkennbar, dass bei keinem Verfahren tendenziell mehr Impulse manuell aussortiert werden mussten als bei den anderen, während sich ähnlich der Standardabweichung ein leichter Anstieg zu den maximalen Lastwechselzahlen hin andeutet.

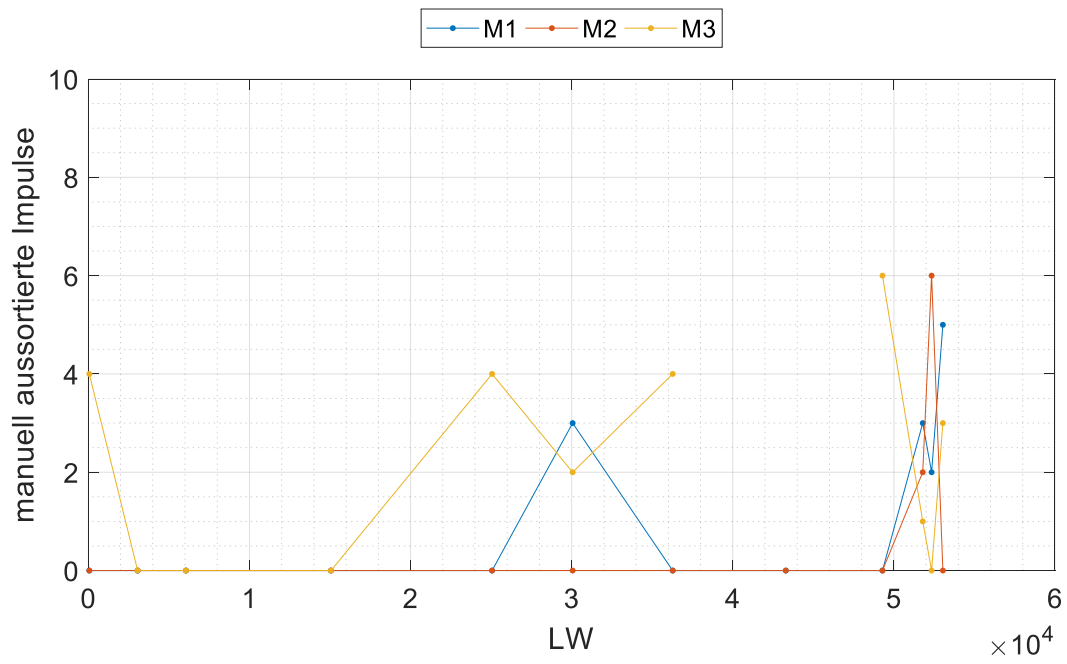


Abbildung 3.33: Anzahl aussortierter Peaks; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

3.10.2 PK TU27-1

Übersicht Messergebnisse

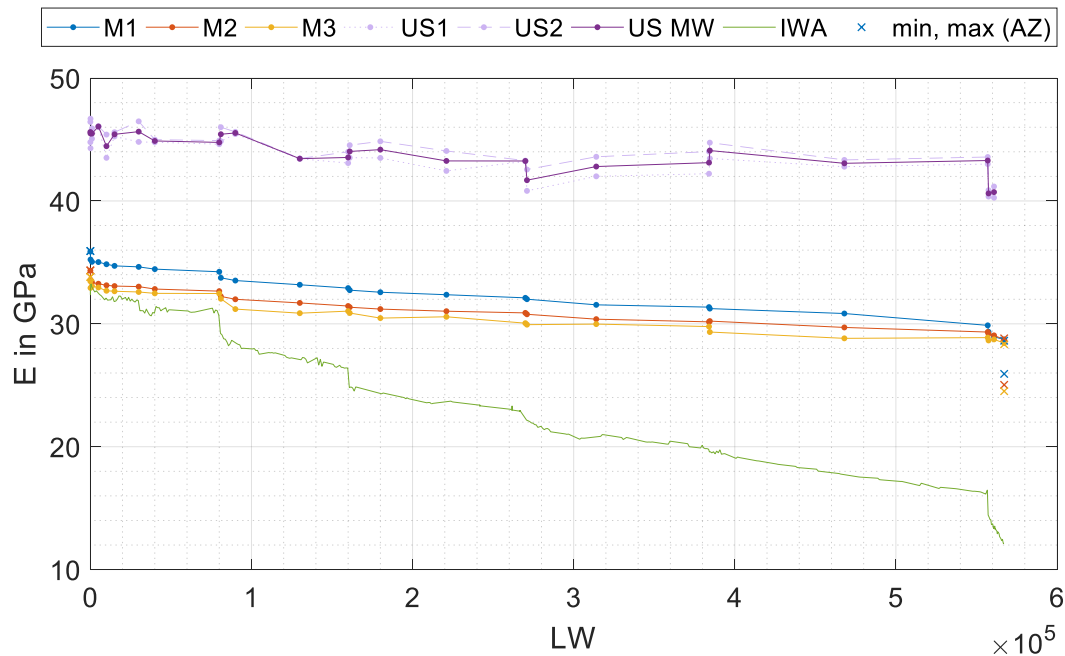


Abbildung 3.34: Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (zwei Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

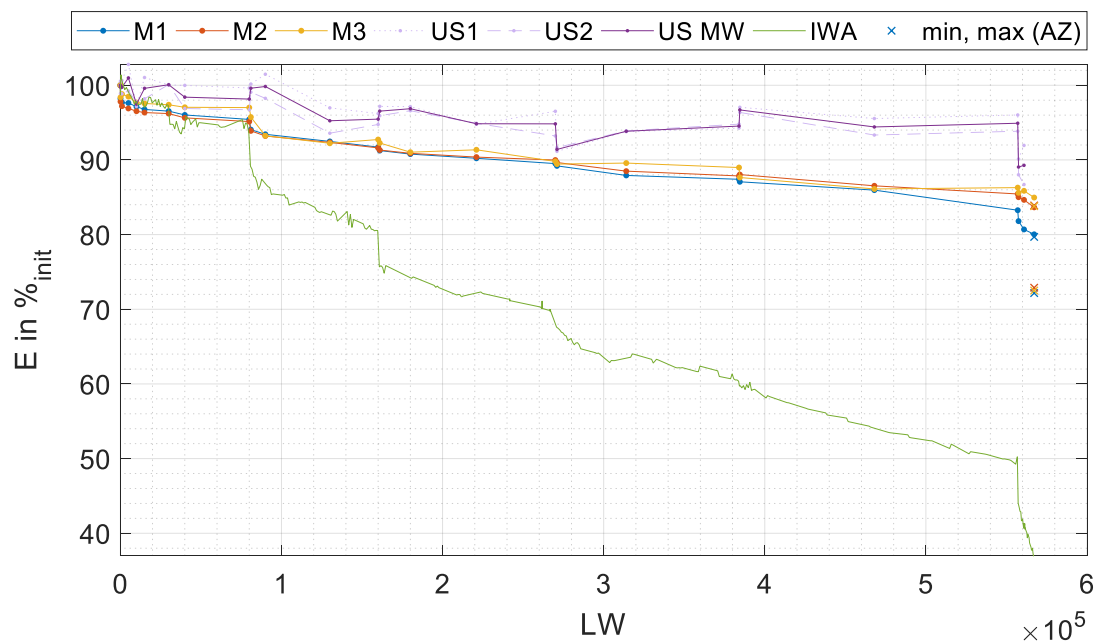


Abbildung 3.35: Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (zwei Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

Detaillierte Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch

Aufgrund der Erfahrungen, die mit der Untersuchung des PK TU01-1 im Spaltzug-Schwellversuch gewonnen wurden, konnte der Versuchsablauf bei PK TU27-1 optimiert werden. Dazu zählt etwa das Austauschen der Hartfilzstreifen gegen dünnere Filzstreifen, wie oben beschrieben. Ebenso wurde die Belastungsfrequenz des Spaltzug-Schwellversuches auf 10 Hz erhöht. Auf Grundlage der von PK TU01-1 ertragenen Lastwechselzahl von etwa 50000 bis zur Beendigung des Versuches wurde das Beanspruchungsniveau für PK TU27-1 ebenso mit 72,5% der charakteristischen Spaltzugfestigkeit (2,688 N/mm²) angesetzt. Entgegen der Erwartung ertrug der Probekörper bis Versuchsende jedoch rund das 10-fache der Lastwechselzahl (siehe Abbildung 3.34 und Abbildung 3.35). Erneut wird auf die teils starke Streuung der Probekörperfestigkeit verwiesen, die diesen Effekt erklären könnte. Diese langwierige Belastung des Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch hatte zur Folge, dass die Untersuchung des Probekörpers auf mehrere Prüftage aufgeteilt werden musste. Anders als noch bei PK TU01-1 wurde der Probekörper hier allerdings mitsamt der Prüfvorrichtung aus der Prüfmaschine herausgenommen und für die Dauer der Lastpause zwischen zwei Belastungszyklen in der Prüfvorrichtung eingespannt belassen.

Interessant ist, dass sich der E-Modul des Probekörpers bei Wiederaufnahme der zyklischen Belastung nach einer nächtlichen Lastpause ebenfalls nach nur wenigen Lastwechseln signifikant verringert, obwohl der Probekörper diesmal komplett entlastet zwischengelagert wurde. Der gleiche Effekt lässt sich auch in den Messdaten der PK TU14-1, PK TU17-1 und PK TU20-1 ausmachen, die ebenfalls für die Zeit der Lastpause zwischen zwei Prüftagen entlastet aufbewahrt wurden. Es scheint einen erheblichen Einfluss von längeren Lastpausen auf das Ermüdungsverhalten bzw. auf die Entwicklung des E-Moduls der Probekörper im Zuge einer Ermüdung zu geben, der in Kapitel 4.1 untersucht wird. Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass es sich bei den Funktionen der Abbildung 2.10, Abbildung 2.11, Abbildung 2.12 und Abbildung 2.13, die den charakteristischen Verlauf der Steifigkeit im Zuge einer Ermüdung zeigen, um Versuchsergebnisse handelt, die durch eine durchgängige Ermüdung ohne Lastpausen erhalten wurden. Ebenso stellt sich dieser typische Verlauf bei allen Probekörpern ein, die im Zuge dieses Projektes innerhalb eines Prüftages untersucht werden konnten. Das sind PK TU05-1 und PK TU03-1. Alle weiteren Probekörper erforderten mehr als einen Prüftag für deren Belastung. Es stellte sich jeweils der zuvor beschriebene Effekt der Verringerung der Steifigkeit innerhalb weniger Lastwechsel bei fortgeführter Belastung und nach einer längeren Lastpause ein.

Detaillierte Ergebnisse Ultraschall-Messung

Wie im vorigen Kapitel erläutert, wurde die Anzahl der Einzelmessungen zur Ultraschalllaufzeit auf eine Messung verringert, um zu untersuchen, inwiefern sich diese Verringerung des Messaufwandes auf die Qualität der Ergebnisse auswirkt. Abbildung 3.34 und Abbildung 3.35 verdeutlichen das Ausmaß dieses Einflusses. Der auf Grundlage der Ultraschalllaufzeiten bestimmte Verlauf des dynamischen E-Modul schwankt insbesondere beim Vergleich der letzten Messung eines Prüftages mit der ersten Messung des nächsten Prüftages teilweise sehr stark. Zudem zeigt auch der Funktionsverlauf der Messwerte, die innerhalb eines Tages ermittelt wurden starke Schwankungen. Die Schlussfolgerung, die aus diesen Untersuchungen mit einer einzelnen Messung der Ultraschalllaufzeiten zu jedem Messzeitpunkt gezogen werden konnte, war, die Messungen in dieser Form künftig nicht mehr fortzusetzen. Die Anzahl der Einzelmessungen wurde, beginnend mit der Untersuchung des PK TU 05-1, auf 10 Messungen mit einem Abstand von jeweils einer Sekunde erhöht.

Detaillierte Ergebnisse Eigenfrequenz-Messung

Im Folgenden sind analog zu Kapitel 3.10.1 die Diagramme zur detaillierten Auswertung der Eigenfrequenz-Messungen aufgeführt. Bis auf Ausnahmen, an denen sich nennenswerte Effekte zeigen, sind diese nicht kommentiert und dienen primär der vollständigen Dokumentation der Ergebnisse.

Es ist erkennbar, dass für PK TU27-1 eine tendenziell etwas höhere Standardabweichung für M1 auftritt, während auch die Anzahl der manuell aussortierten Peaks etwas höher ausfällt als bei M2 und M3.

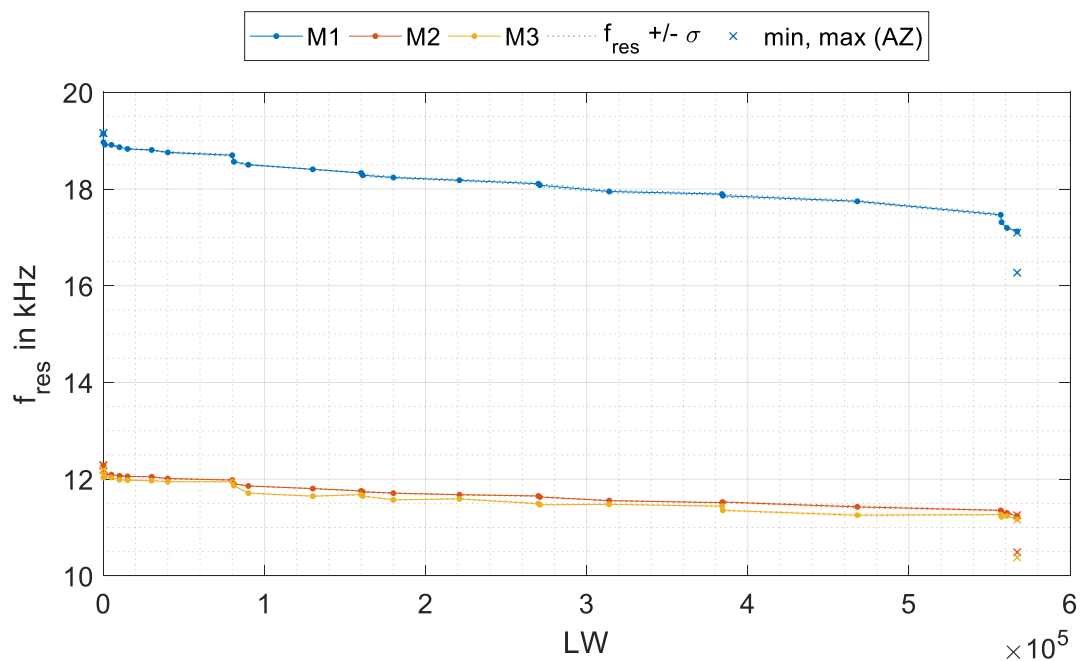


Abbildung 3.36: Eigenfrequenz über Lastwechselzahl; blau: M1; rot: M2; gelb: M3; gepunktet: Eigenfrequenz \pm Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

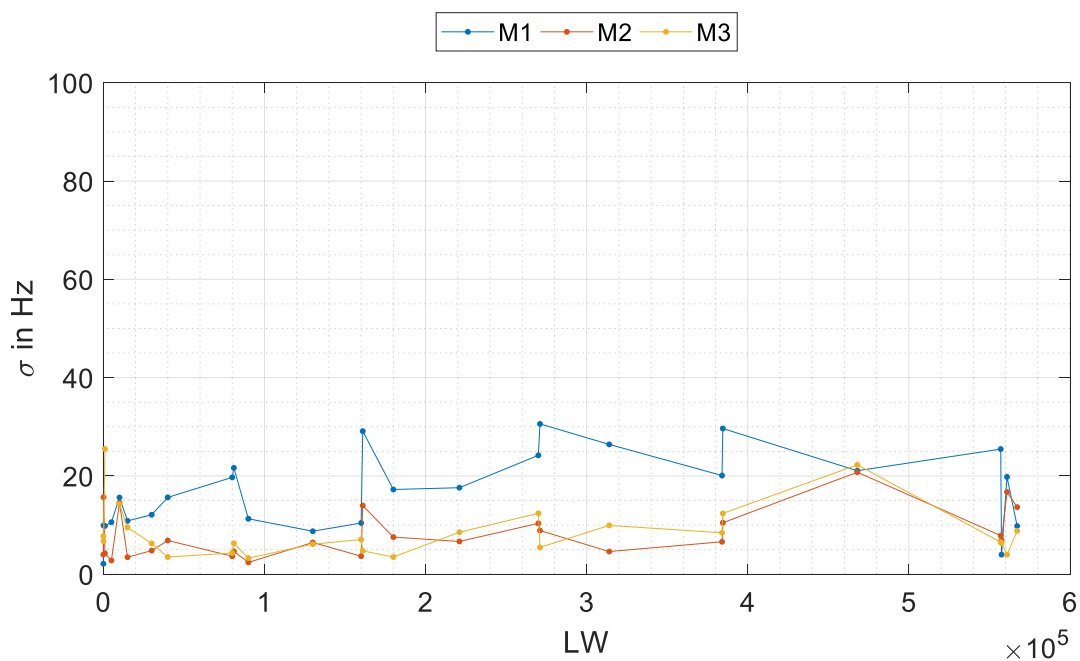


Abbildung 3.37: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers in Hz; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

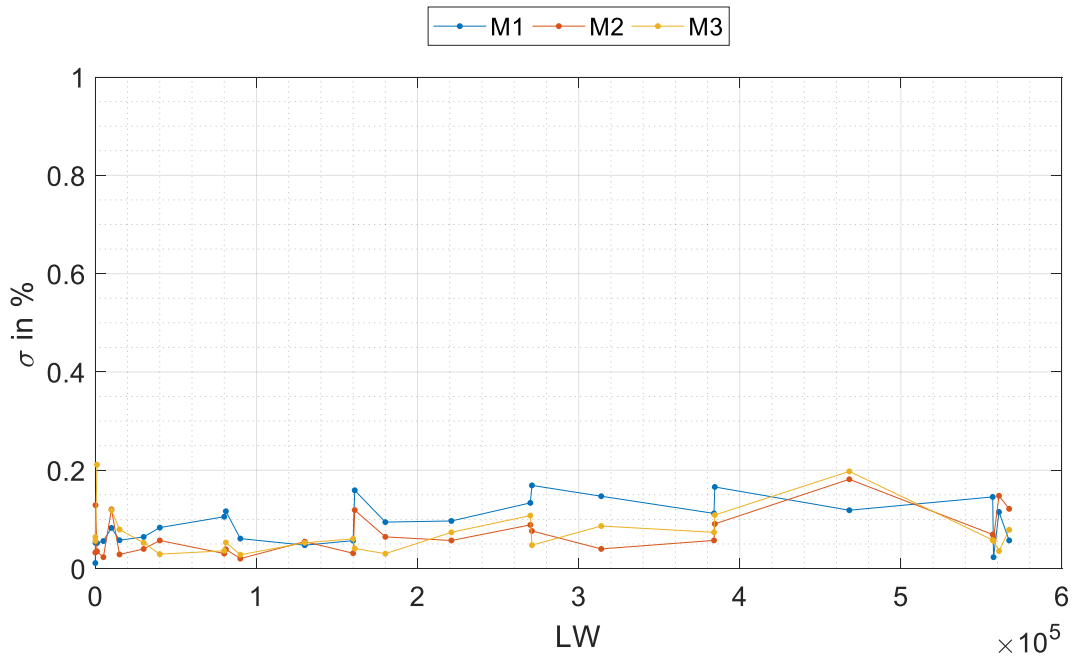


Abbildung 3.38: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

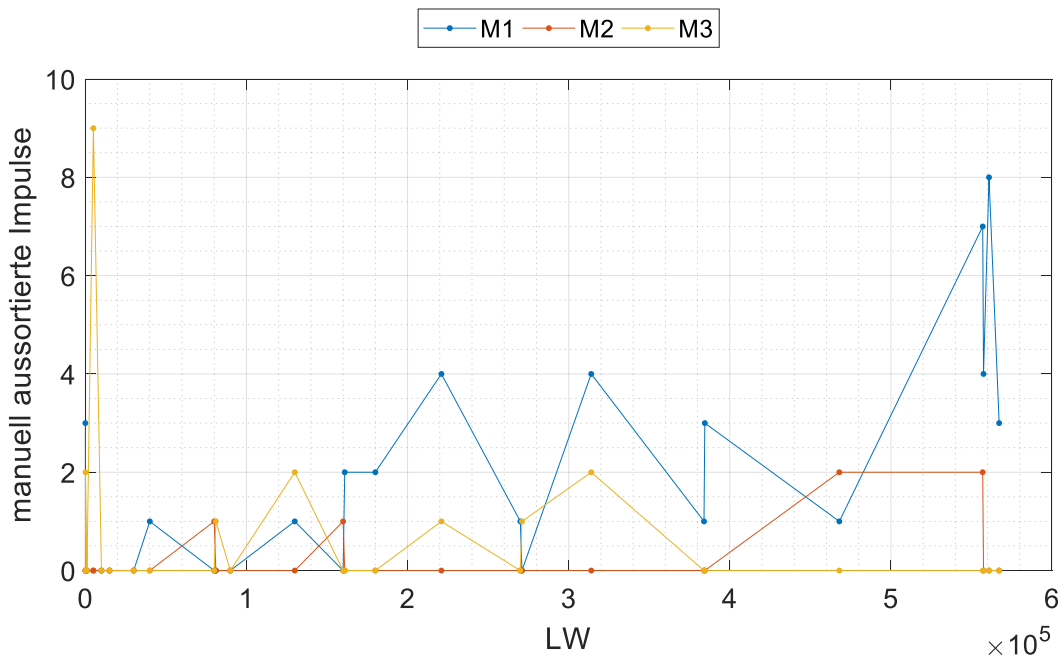


Abbildung 3.39: Anzahl aussortierter Peaks; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

3.10.3 PK TU05-1

Übersicht Messergebnisse

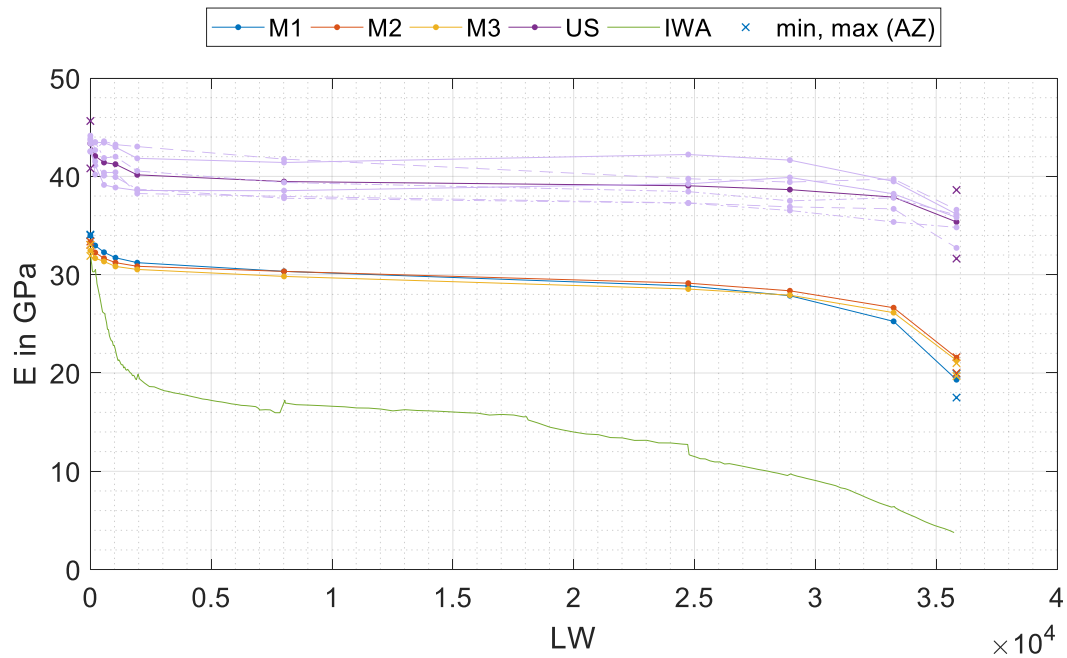


Abbildung 3.40: Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

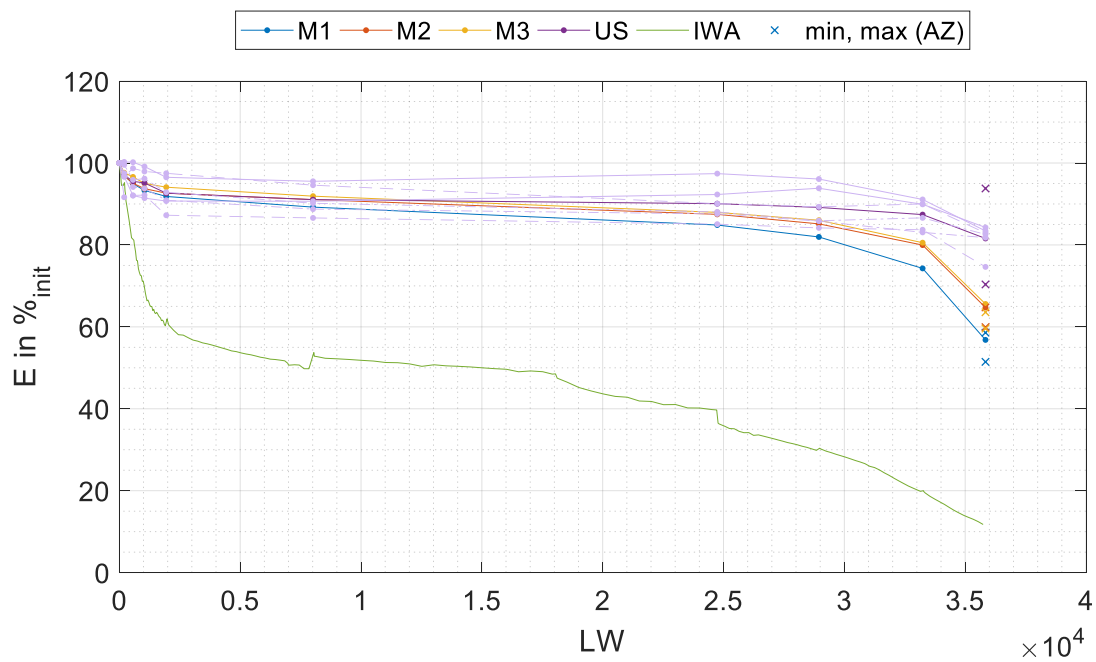


Abbildung 3.41: Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

Detaillierte Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch

Die zyklische Belastung des PK TU 05-1 konnte innerhalb eines einzigen Prüftages und mithilfe des optimierten Versuchsprogrammes in der zweiten Generation realisiert werden. Wie oben erläutert, ist davon auszugehen, dass sich bei einer nahezu durchgehenden, zyklischen Belastung des Probekörpers mit nur sehr kurzen Lastpausen zur Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen, die Form der „cyclic creep curve“ gemäß Abbildung 2.9 einstellt. Abbildung 3.40 und Abbildung 3.41 zeigen, dass die Ermüdung in Form der Verringerung des E-Moduls bei PK TU05-1 in dieser Form erfolgt ist. Zudem erlaubte das Versuchsprogramm in der zweiten Generation die gezielte Ermüdung des PK TU05-1 bis auf etwa 10 % seiner ursprünglichen Steifigkeit. Die potentiellen Ursachen für die Abweichung des Verlaufs des

E-Moduls, der zwischen 8000 und 25000 Lastwechseln liegt, gegenüber den Werten des vorhergehenden und des nachfolgenden Verlaufs wurden bereits in Kapitel 3.10.1 diskutiert.

Detaillierte Ergebnisse Ultraschall-Messung

Die Erhöhung der Anzahl der Einzelmessungen zur Bestimmung der Ultraschalllaufzeiten auf 10 Messungen in jeweils einer Sekunde Abstand führte zu einem viel konsistenteren Verlauf des dynamischen E-Moduls im Vergleich zu dem des PK TU27-1. Alle Verläufe der drei eingesetzten Verfahren zur Bestimmung des E-Moduls sind sehr synchron. Die Synchronität wird insbesondere durch charakteristische Punkte im Funktionsverlauf, bspw. dem Übergang der einzelnen Phasen der Ermüdung, zu gleichen Zeiten, d. h. bei gleichen Lastwechselzahlen gekennzeichnet.

Detaillierte Ergebnisse Eigenfrequenz-Messung

Zusätzlich zu den Darstellungen analog zu den vorherigen Probekörpern wurde ab PK TU05-1 damit begonnen, die Ultraschalllaufzeiten und die Eigenfrequenzen des Probekörpers sowohl vor als auch nach der Belastung im ausgebauten Zustand mehrfach zu messen. Dabei wurde die Anregungs- und Messposition dahingehend variiert, als dass die Anregungsposition in 45-Grad-Schritten im Uhrzeigersinn versetzt wurde. Die Messposition wurde im gleichen Maße versetzt, sodass diese sich bei jedem Versuch um 90° gegen den Uhrzeigersinn versetzt zur Anregungsposition befand. Die Ergebnisse sind der Übersichtlichkeit halber getrennt vor und nach der Belastung dargestellt. Es ist erkennbar, dass sich die geringe Standardabweichung über mehrere Anschläge vor dem Belasten aus der Messung im eingebauten Zustand bestätigt, während auch hier eine höhere Standardabweichung bei Messung nach der Belastung auftritt. Gleichermaßen verhält es sich mit der Anzahl manuell aussortierter Impulse, die nach der Belastung für die meisten Messungen deutlich höher ausfällt als vor der Belastung.

Es stellte sich als schwierig heraus, im stark belasteten Zustand die korrekten Eigenfrequenzen zu analysieren, da aufgrund der starken Degradation, die auch in den Messergebnissen aus dem SZSV mittels IWA erkennbar ist, zwischen den verschiedenen Messpunkten derart starke Verschiebungen der Eigenfrequenzen auftraten, dass ein sicheres Zuordnen erschwert war. Die im ausgebauten Zustand gewonnenen Ergebnisse sind somit als verhältnismäßig unsicher zu betrachten.

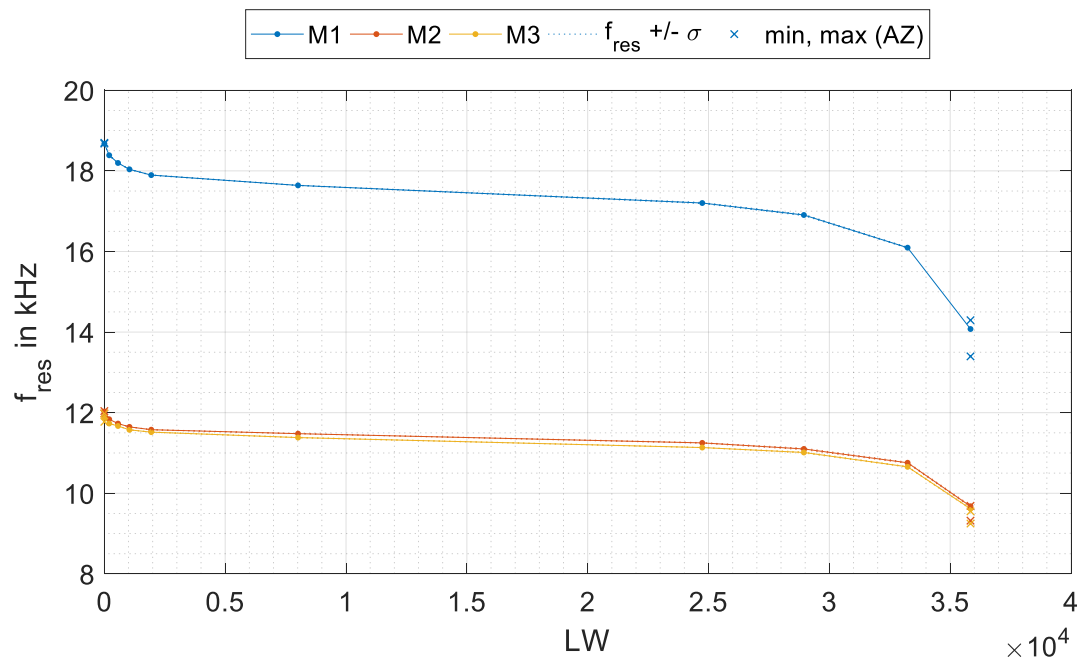


Abbildung 3.42: Eigenfrequenz über Lastwechselzahl; blau: M1; rot: M2; gelb: M3; gepunktet: Eigenfrequenz \pm Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

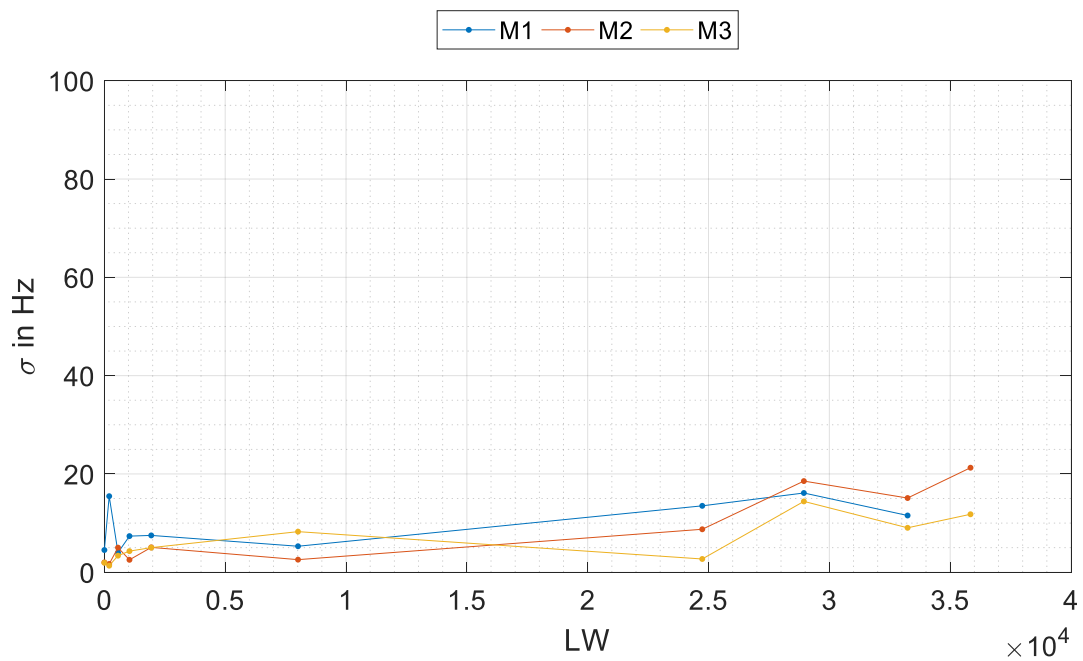


Abbildung 3.43: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Hz; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

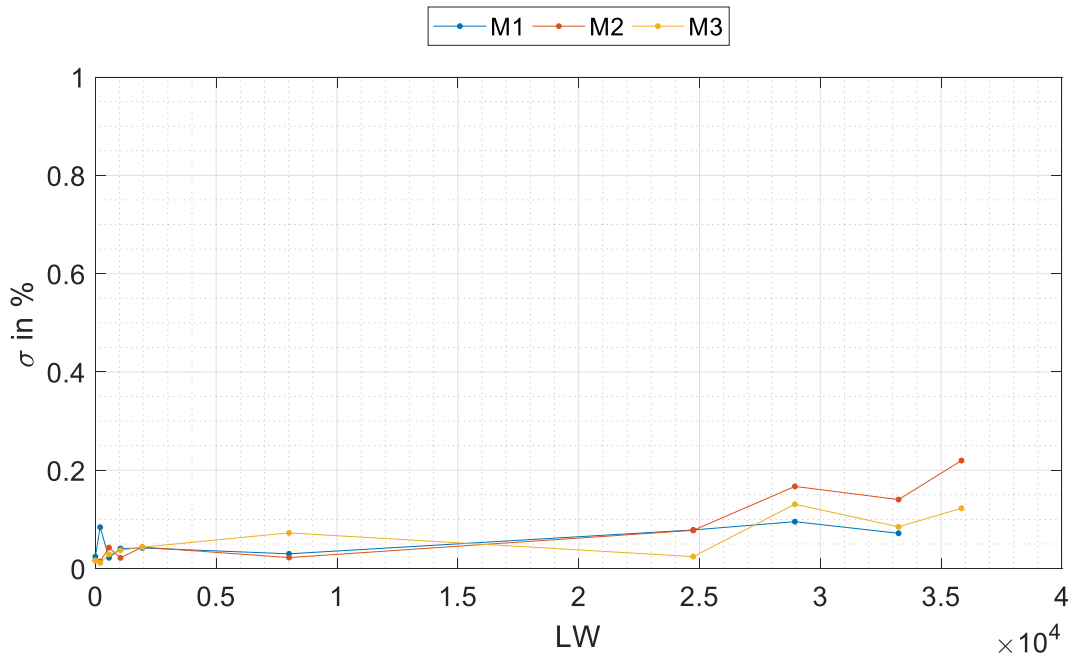


Abbildung 3.44: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

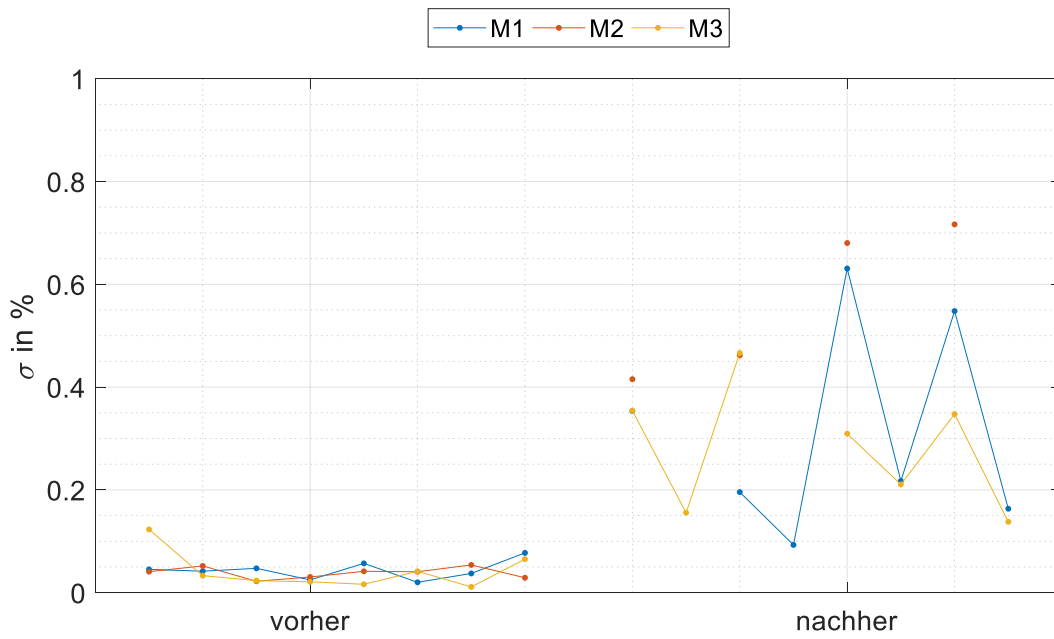


Abbildung 3.45: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im ausgebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

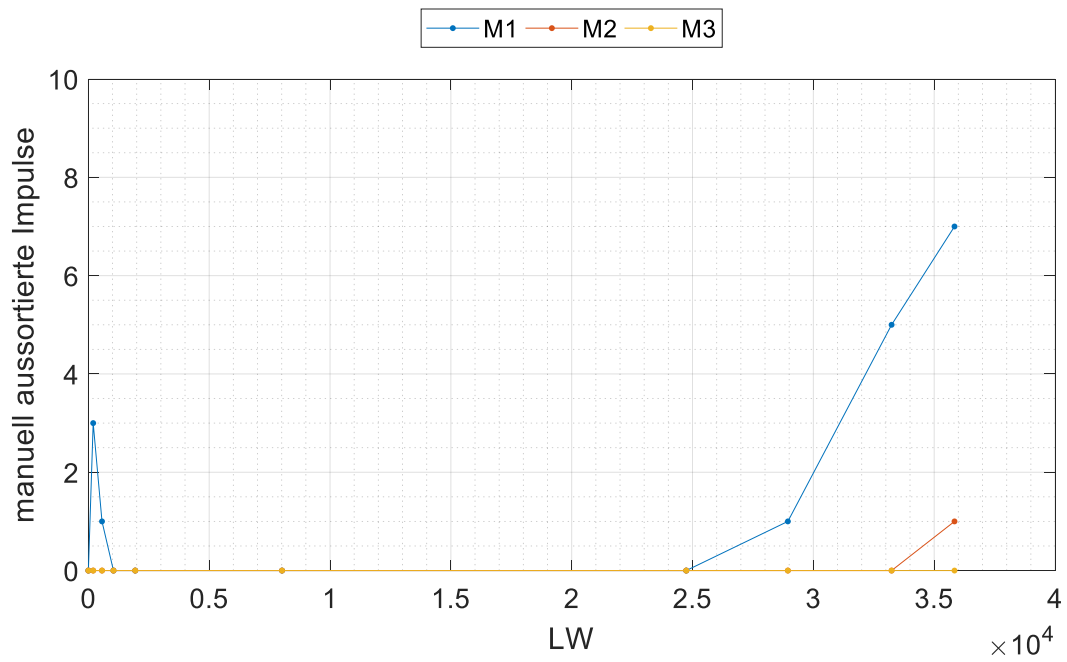


Abbildung 3.46: Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

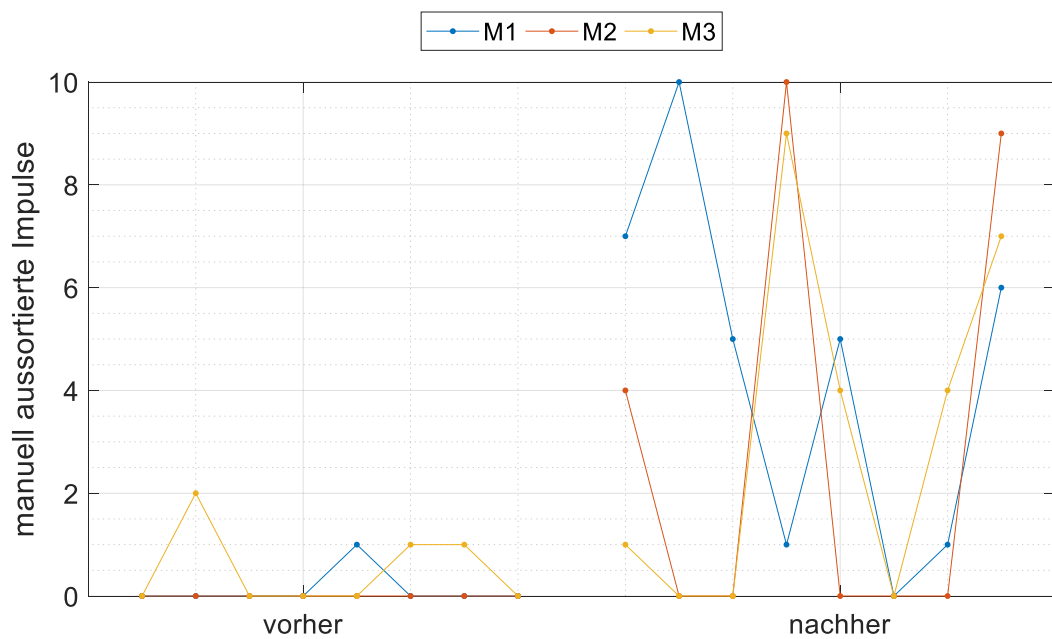


Abbildung 3.47: Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

3.10.4 PK TU14-1

Übersicht Messergebnisse

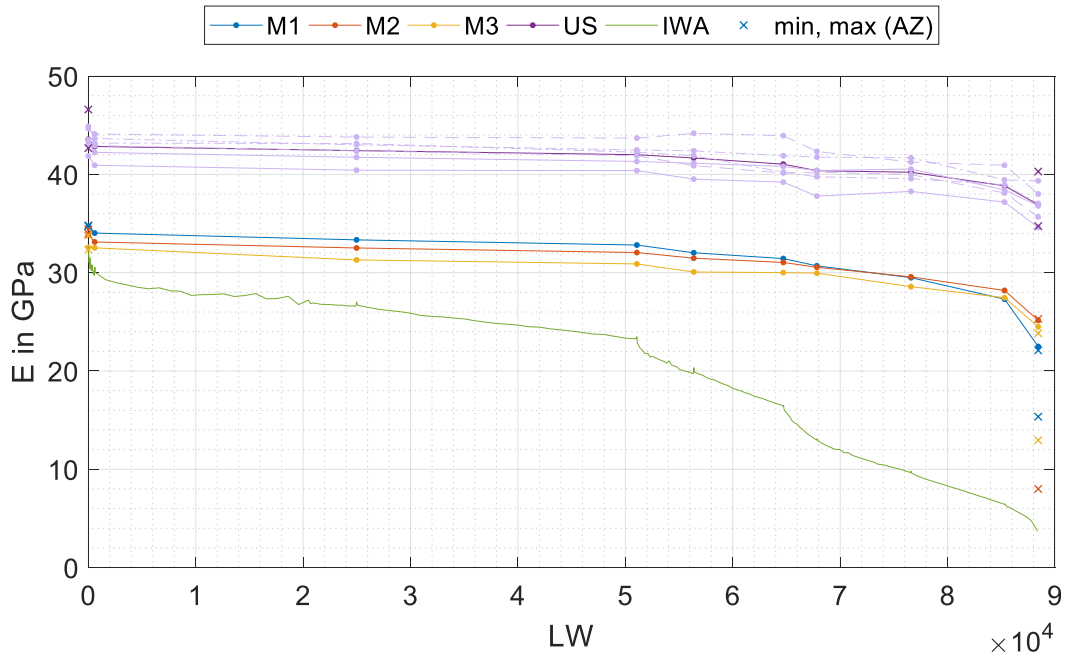


Abbildung 3.48: Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

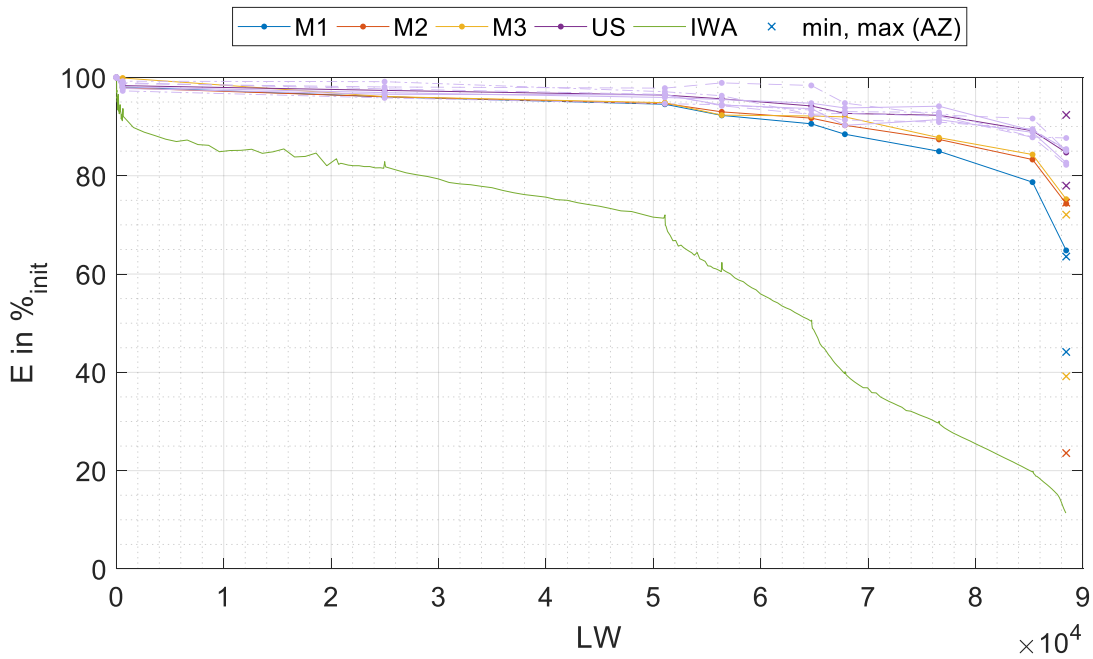


Abbildung 3.49: Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

Detaillierte Ergebnisse Eigenfrequenz-Messung

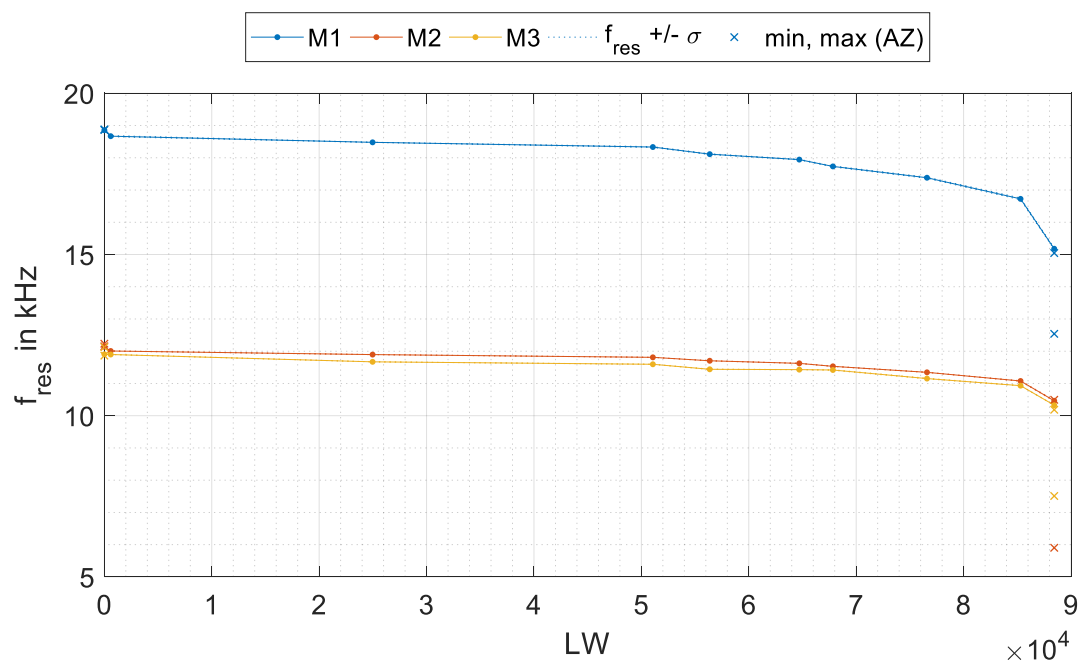


Abbildung 3.50: Eigenfrequenz über Lastwechselzahl; blau: M1; rot: M2; gelb: M3; gepunktet: Eigenfrequenz \pm Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

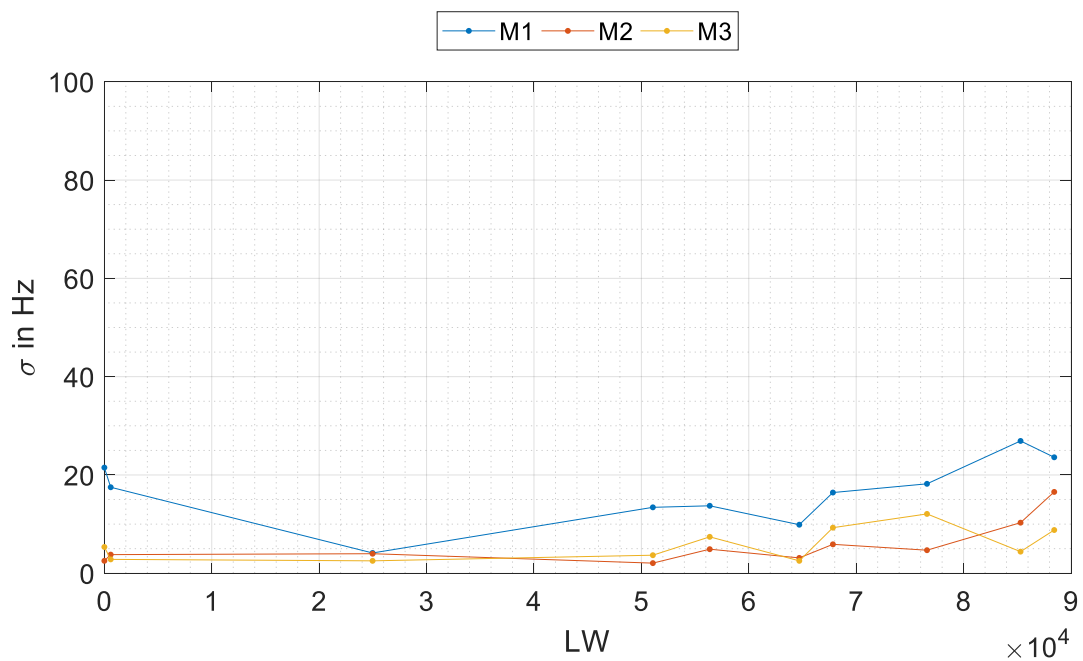


Abbildung 3.51: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Hz; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

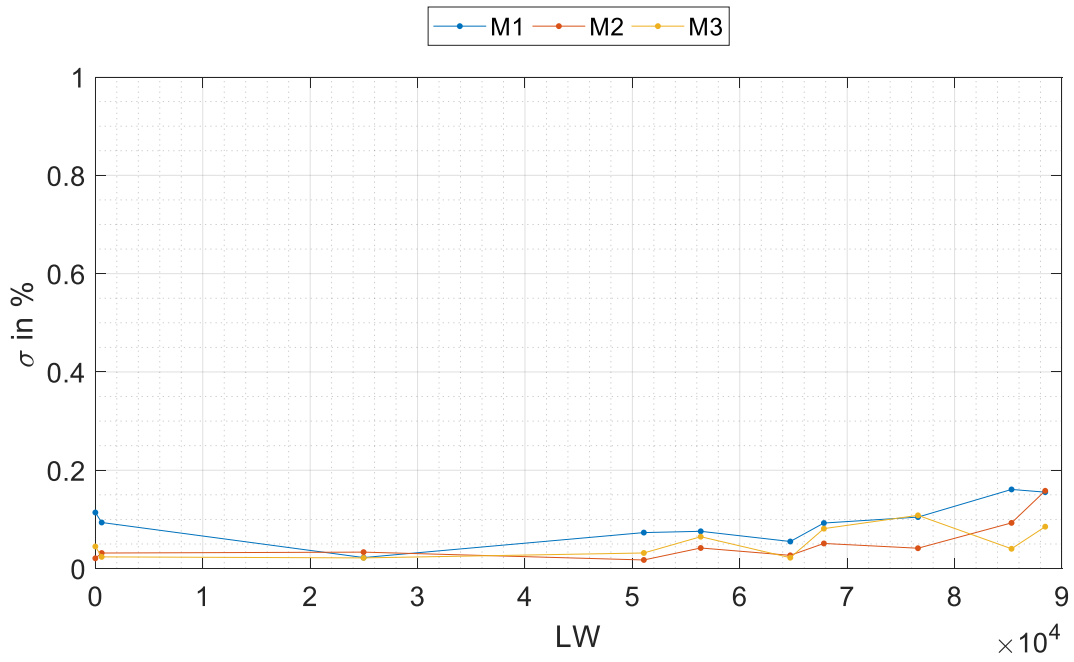


Abbildung 3.52: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

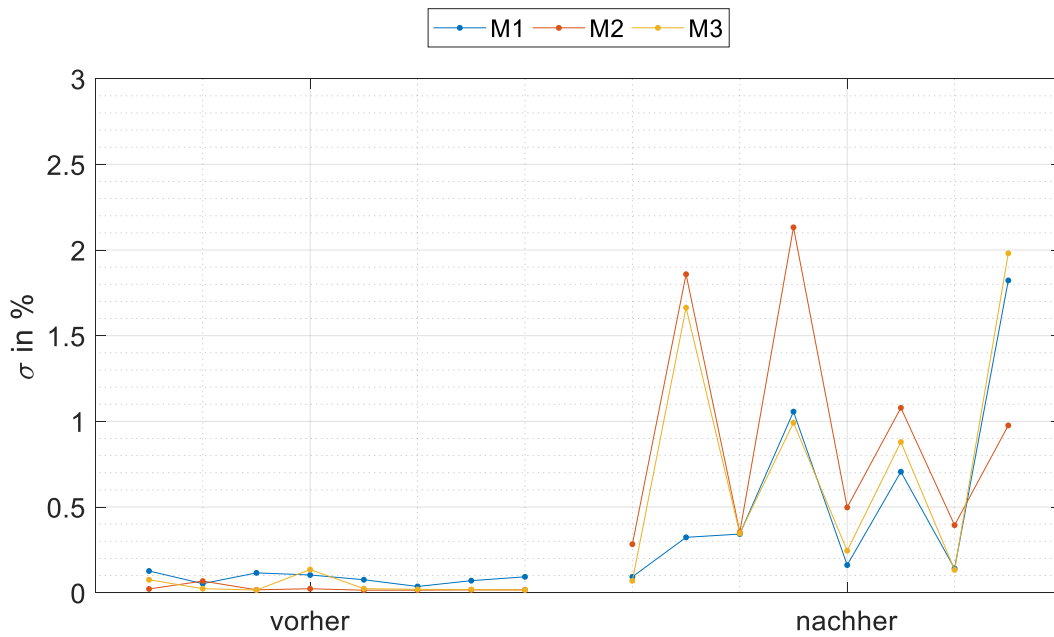


Abbildung 3.53: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im ausgebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

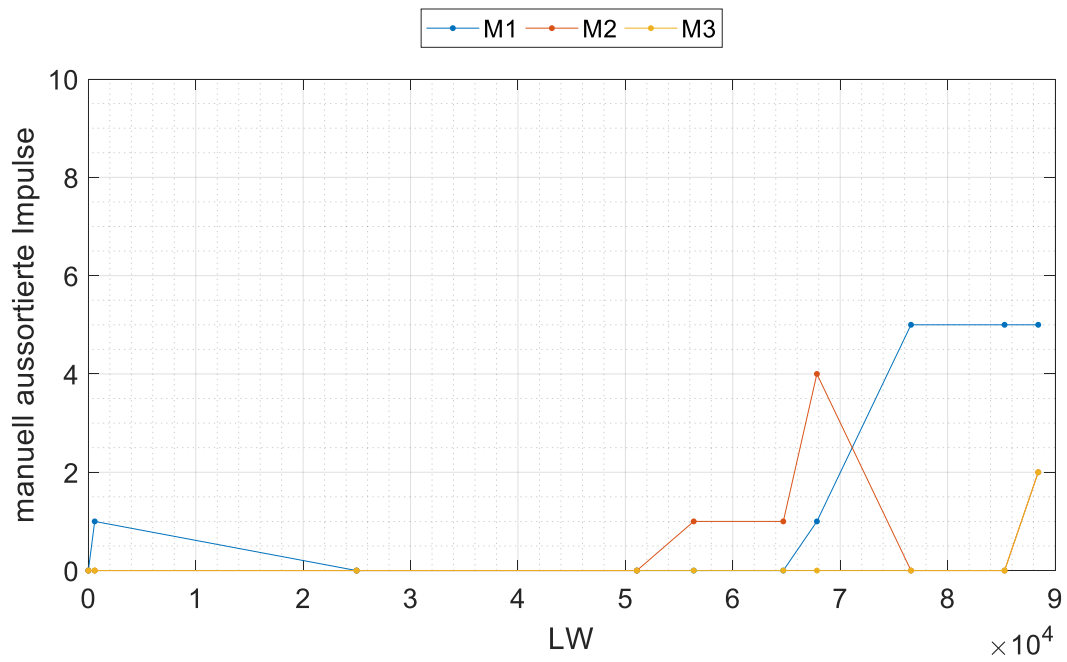


Abbildung 3.54: Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

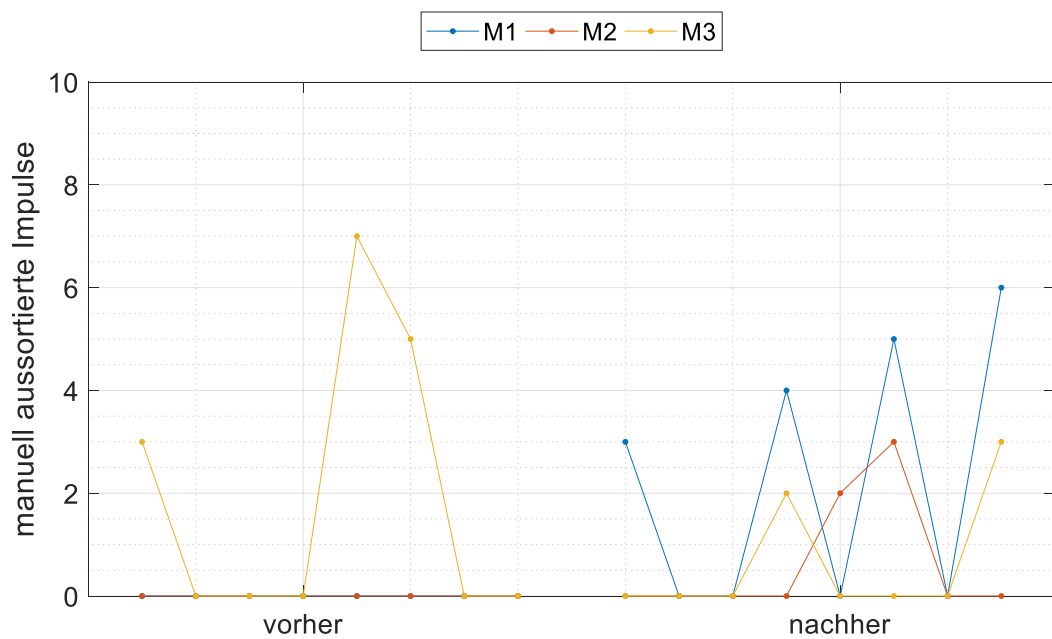


Abbildung 3.55: Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

3.10.5 PK TU03-1

Übersicht Messergebnisse

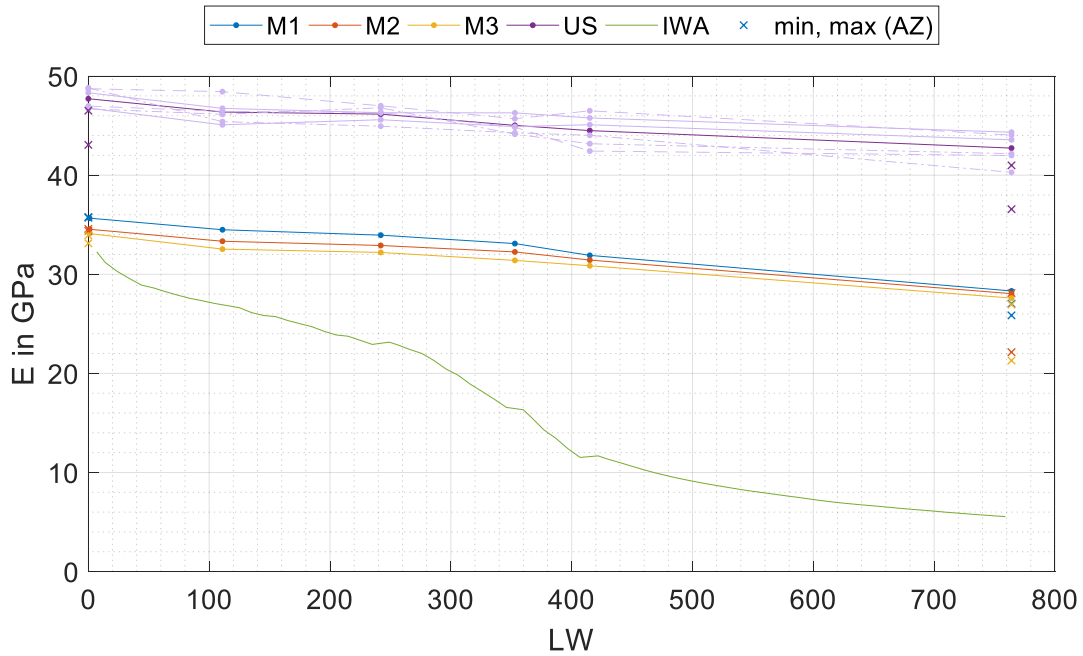


Abbildung 3.56: Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

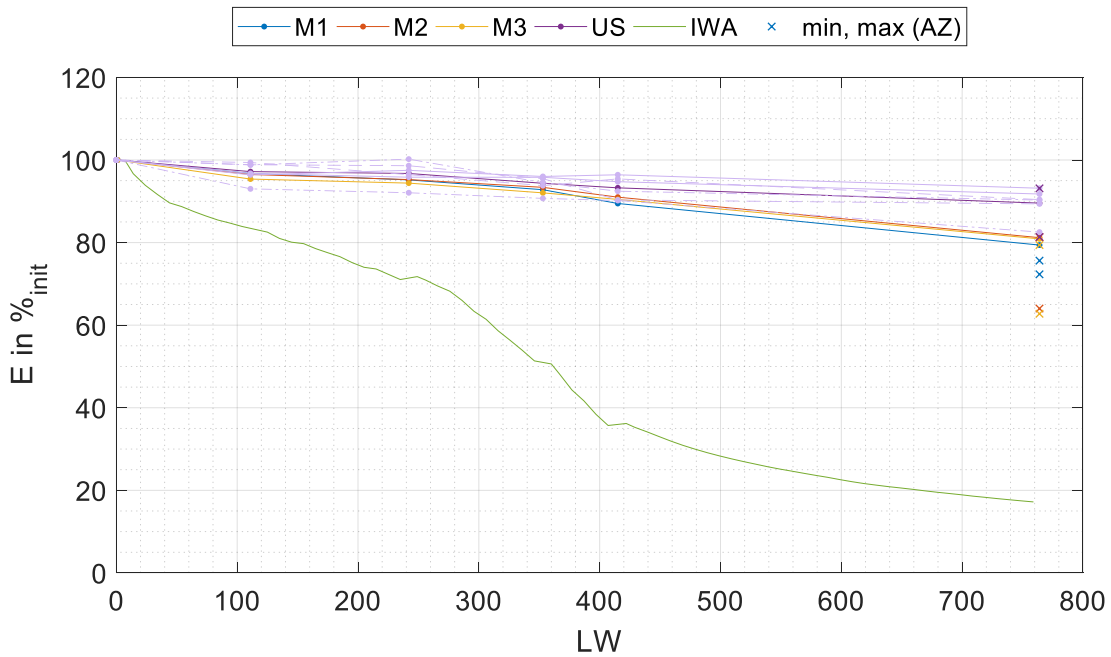


Abbildung 3.57: Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

Detaillierte Ergebnisse Eigenfrequenz-Messung

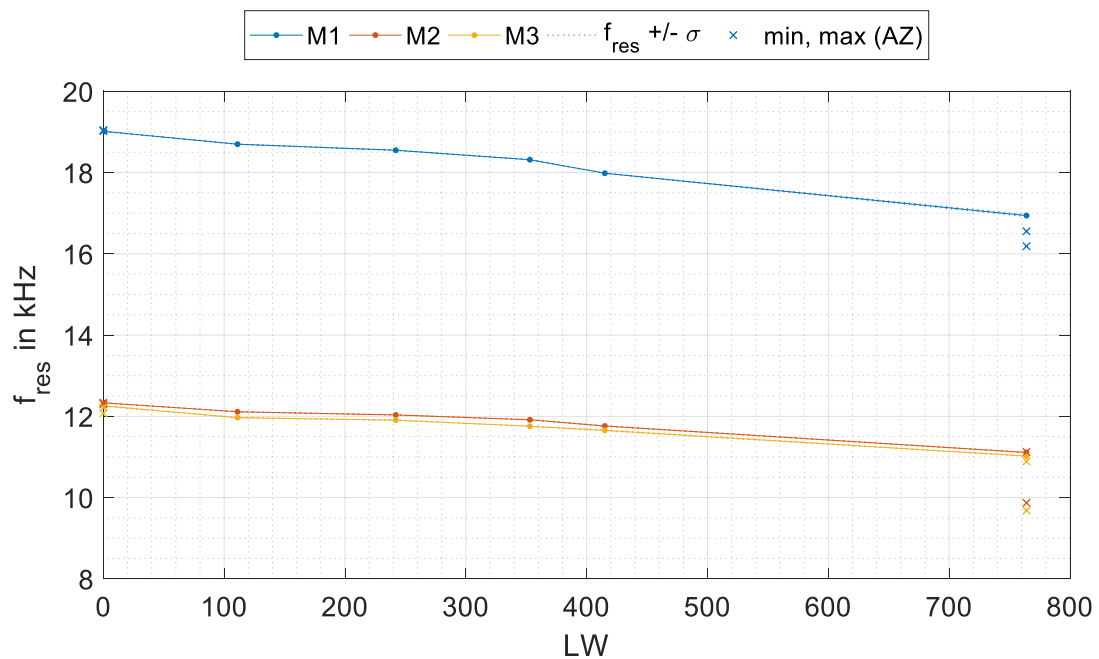


Abbildung 3.58: Eigenfrequenz über Lastwechselzahl; blau: M1; rot: M2; gelb: M3; gepunktet: Eigenfrequenz \pm Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

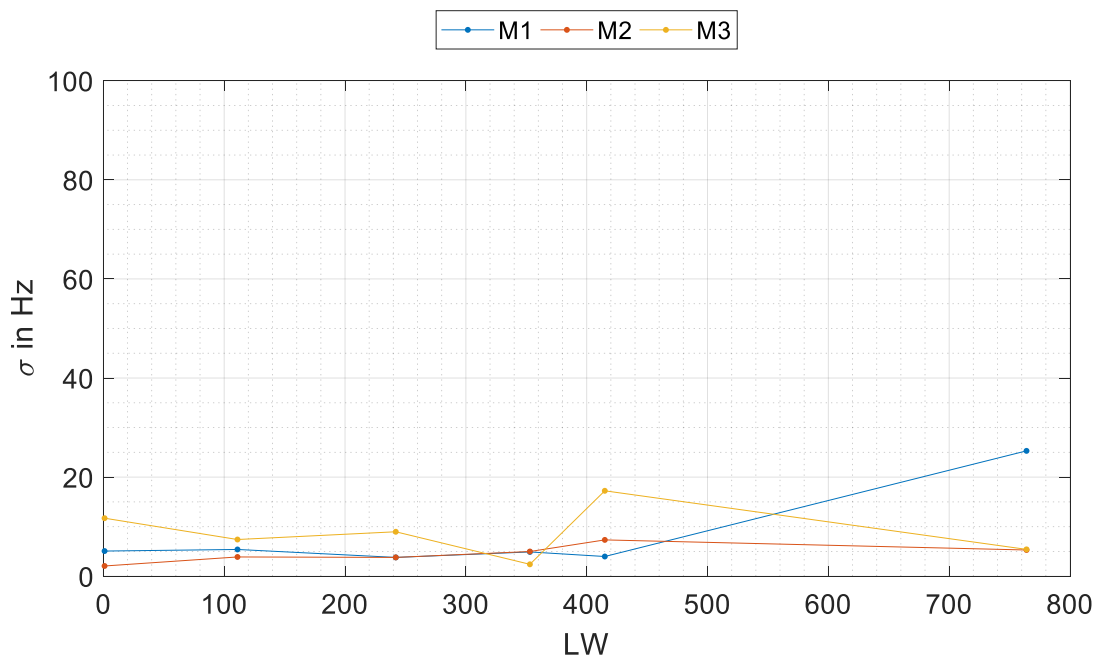


Abbildung 3.59: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Hz; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

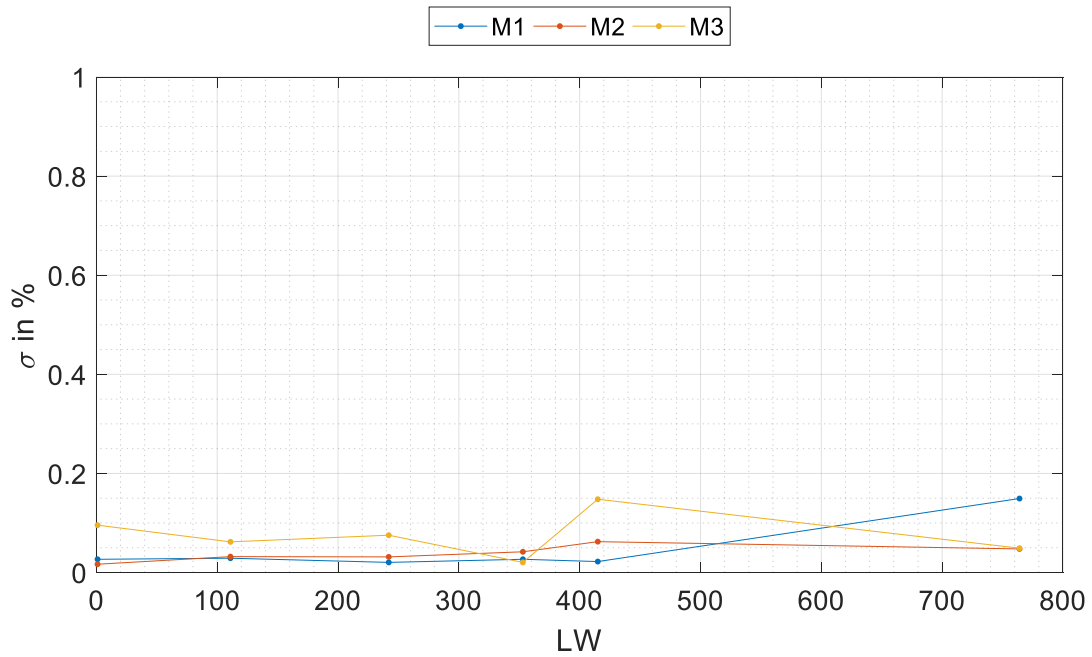


Abbildung 3.60: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

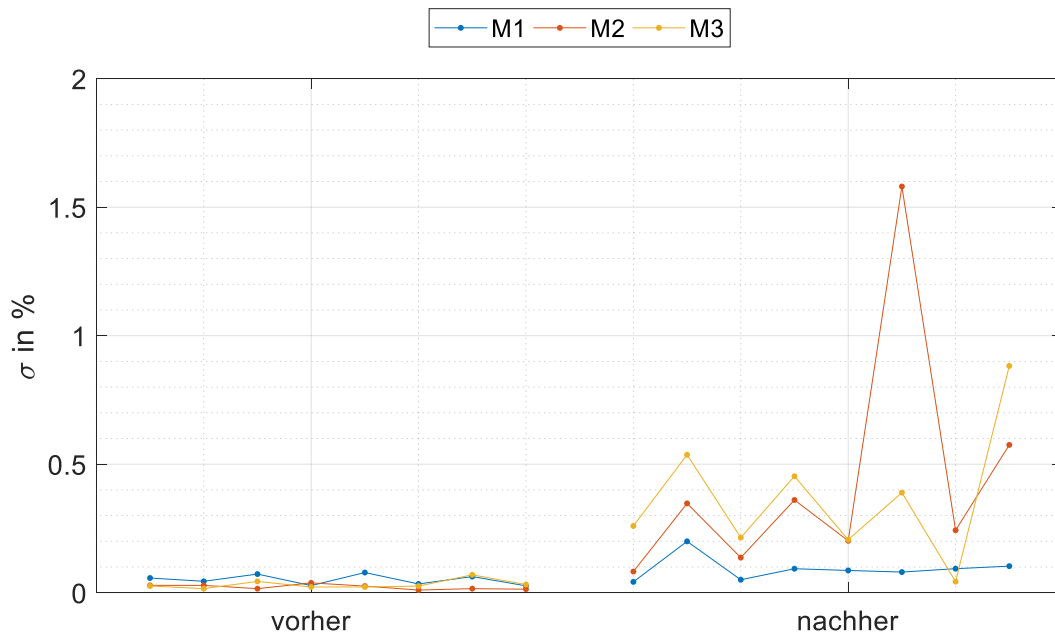


Abbildung 3.61: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im ausgebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

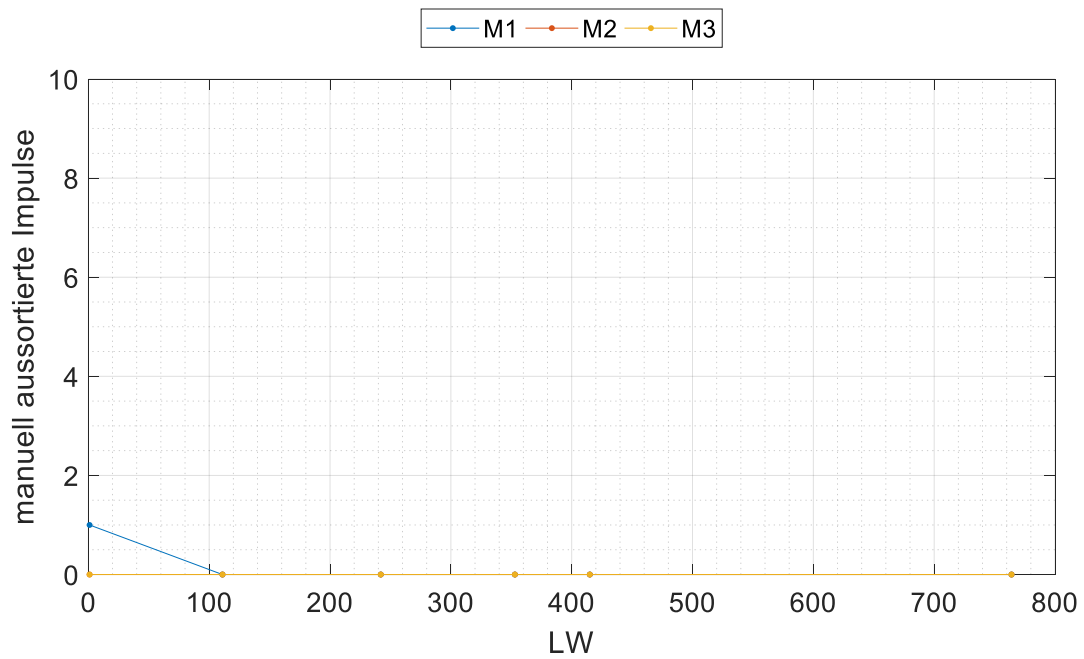


Abbildung 3.62: Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

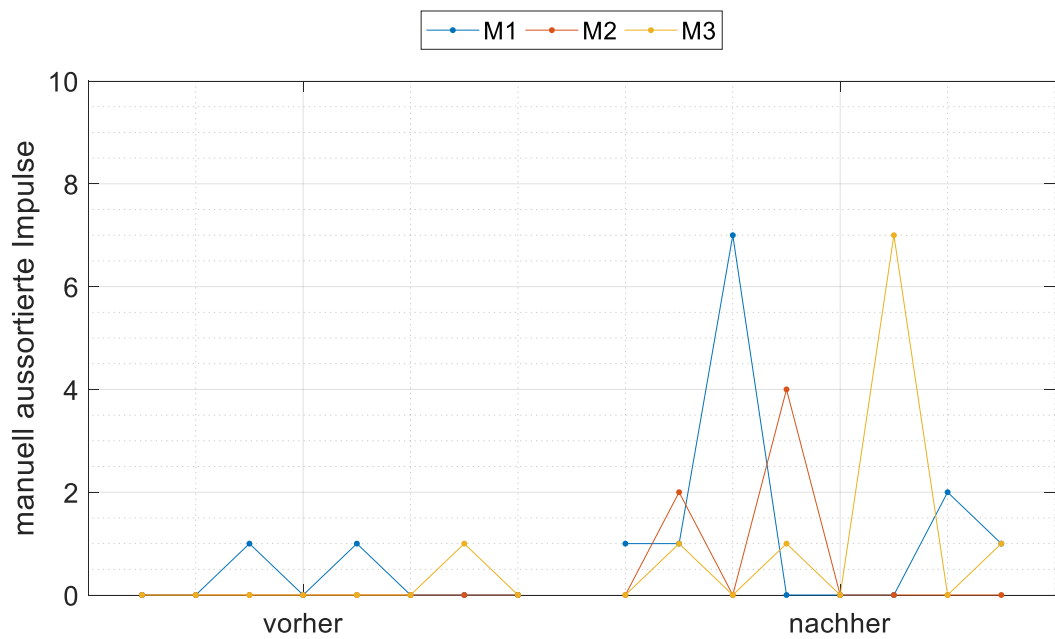


Abbildung 3.63: Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

3.10.6 PK TU17-1

Übersicht Messergebnisse

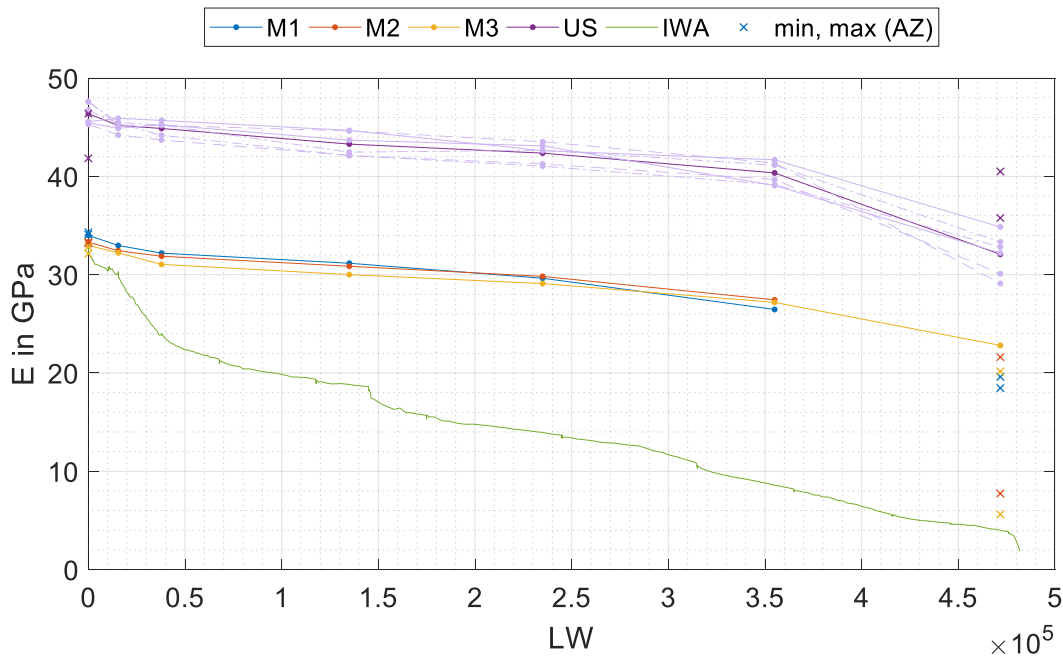


Abbildung 3.64: Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

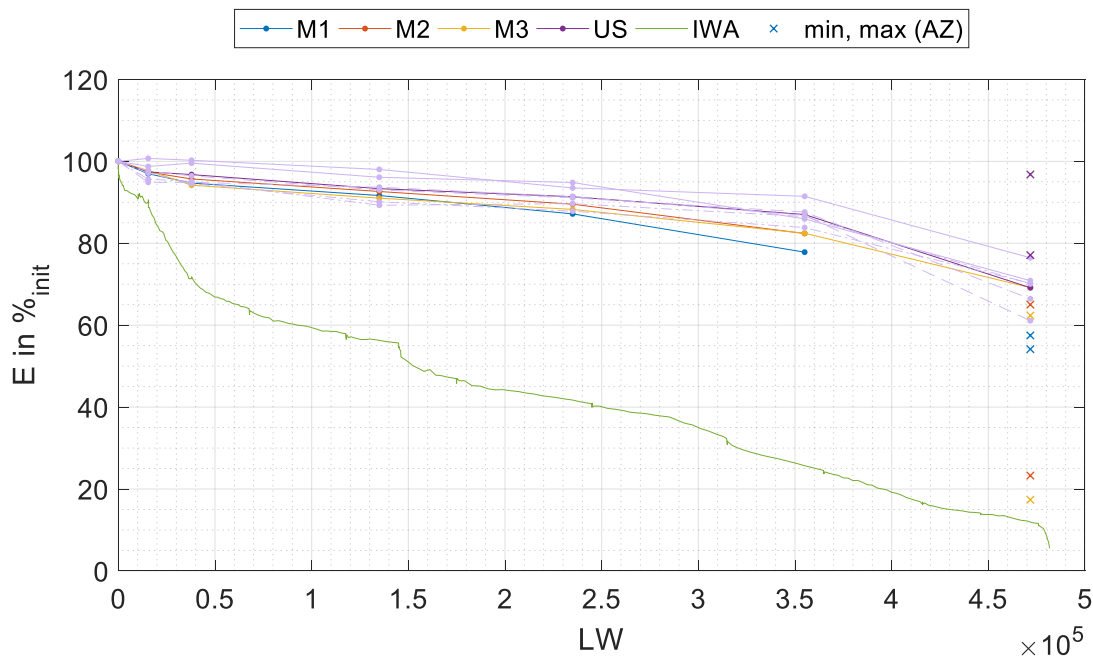


Abbildung 3.65: Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

Auf die Ergebnisse des PK TU17-1 zum Spaltzug-Schwellversuch sowie zur Ultraschalllaufzeitmessung wird in den Kapiteln 3.8, 3.10.8 und 3.10.9 detailliert eingegangen.

Detaillierte Ergebnisse Eigenfrequenz-Messung

Für PK TU17-1 konnten oberhalb von ca. 350.000 Lastwechseln für M1 und M2 keine signifikanten Eigenfrequenz-Peaks mehr festgestellt werden. Auch im ausgebauten Zustand nach Belastung konnten nur einzelne Messungen ausgewertet werden, wobei sich hier für M3 Standardabweichungen von bis zu 4 % ergeben. Die sehr geringen E-Moduln von etwa 8 GPa (M2) bzw. 6 GPa (M3) können dabei möglicherweise auf eine inkorrekte Zuordnung der Eigenfrequenz-Peaks zurückzuführen sein.

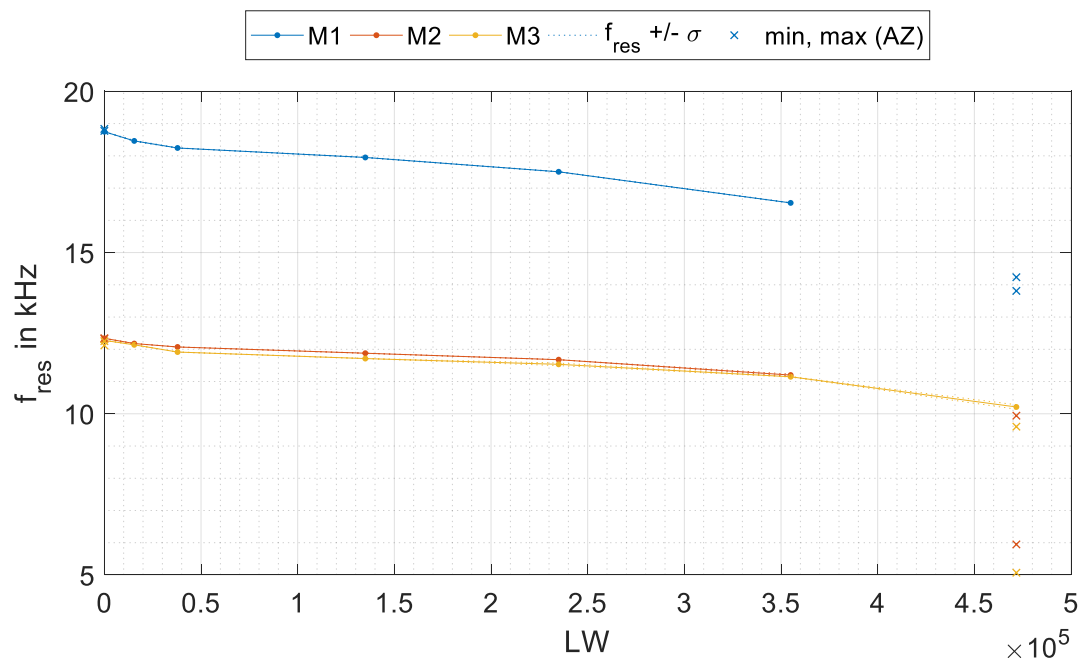


Abbildung 3.66: Eigenfrequenz über Lastwechselzahl; blau: M1; rot: M2; gelb: M3; gepunktet: Eigenfrequenz \pm Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

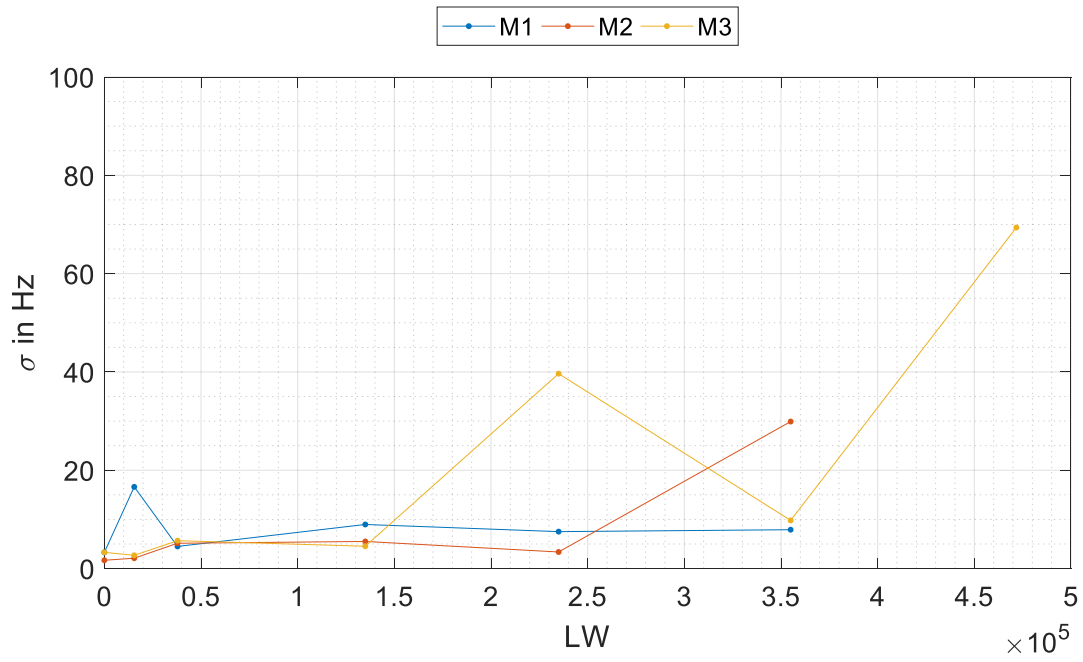


Abbildung 3.67: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Hz; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

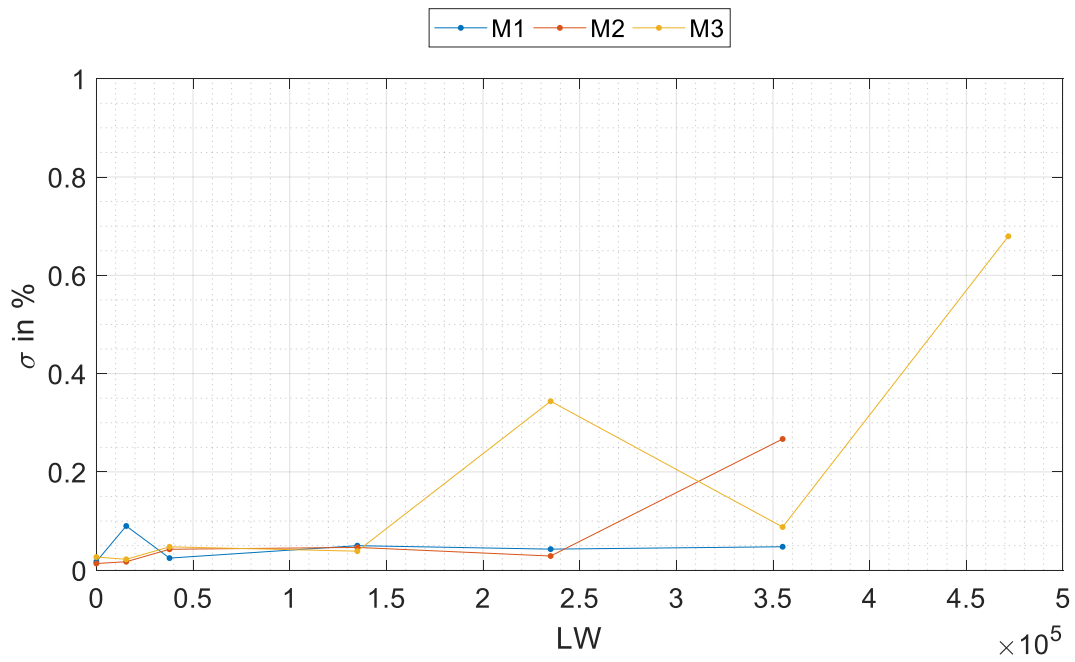


Abbildung 3.68: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

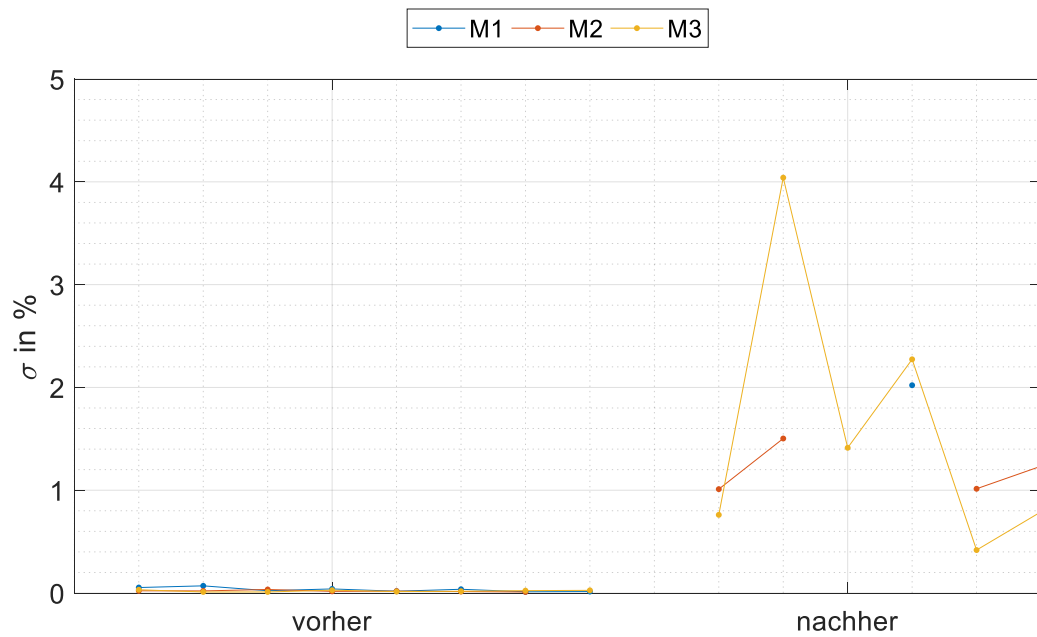


Abbildung 3.69: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im ausgebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

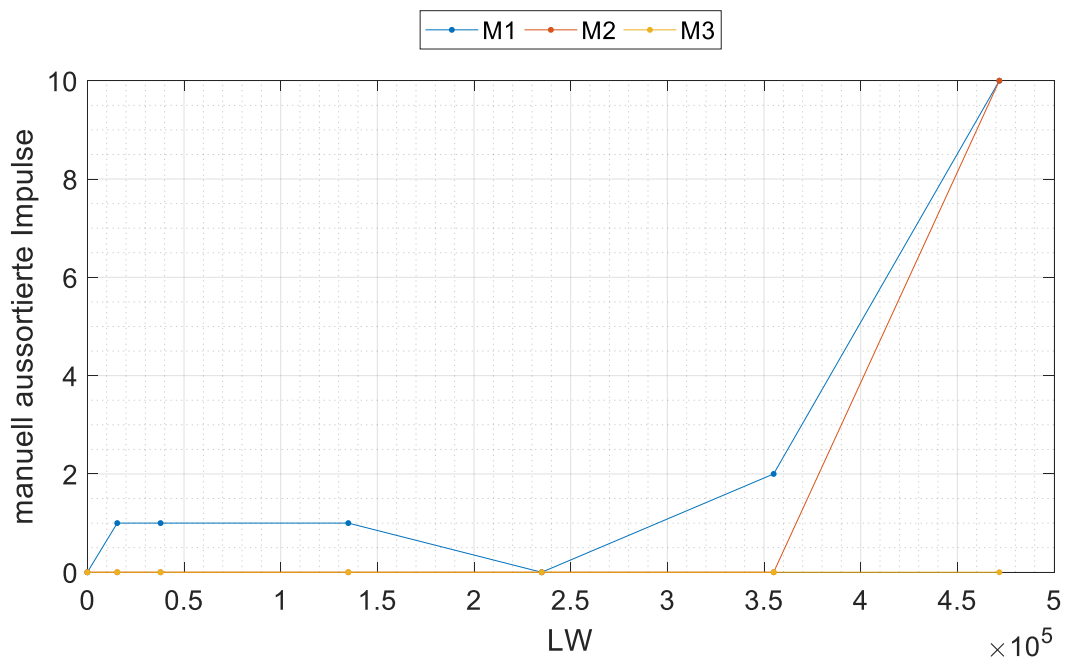


Abbildung 3.70: Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

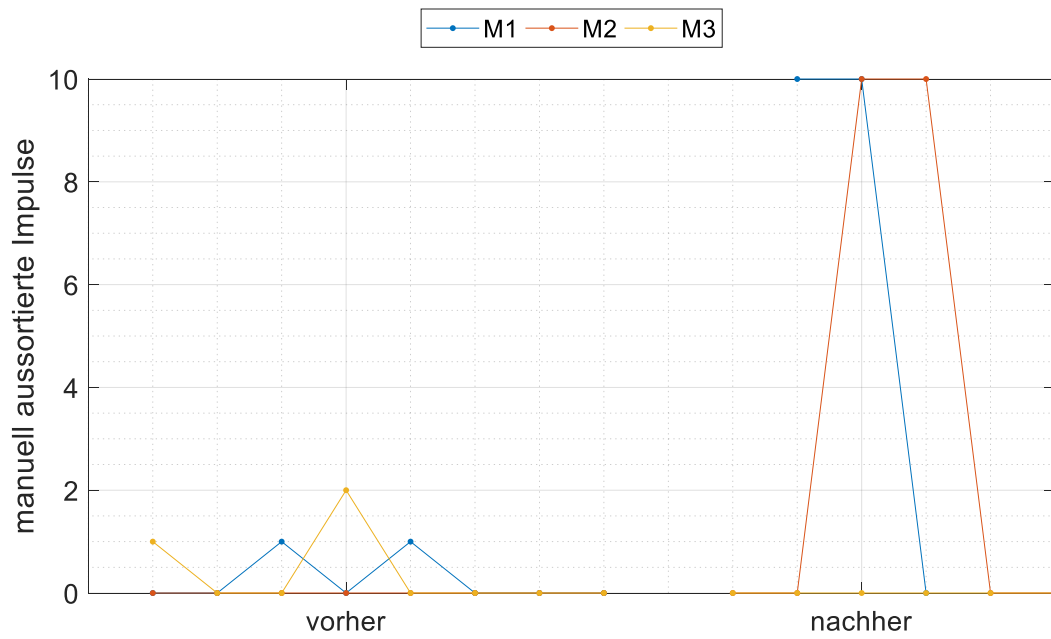


Abbildung 3.71: Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

3.10.7 PK TU20-1

Übersicht Messergebnisse

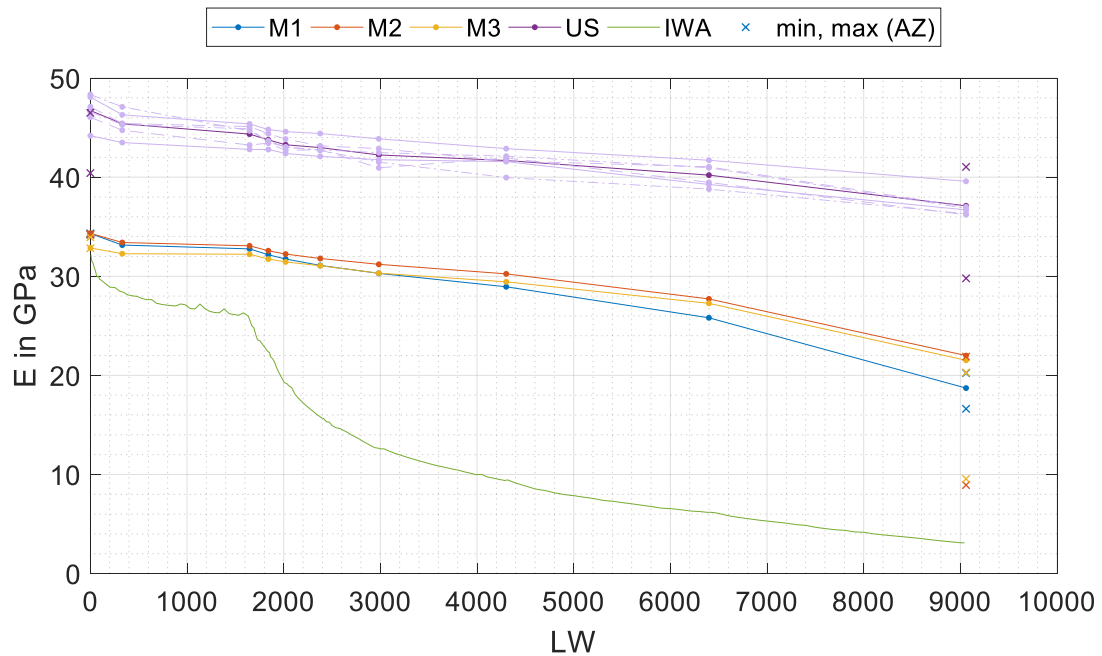


Abbildung 3.72: Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

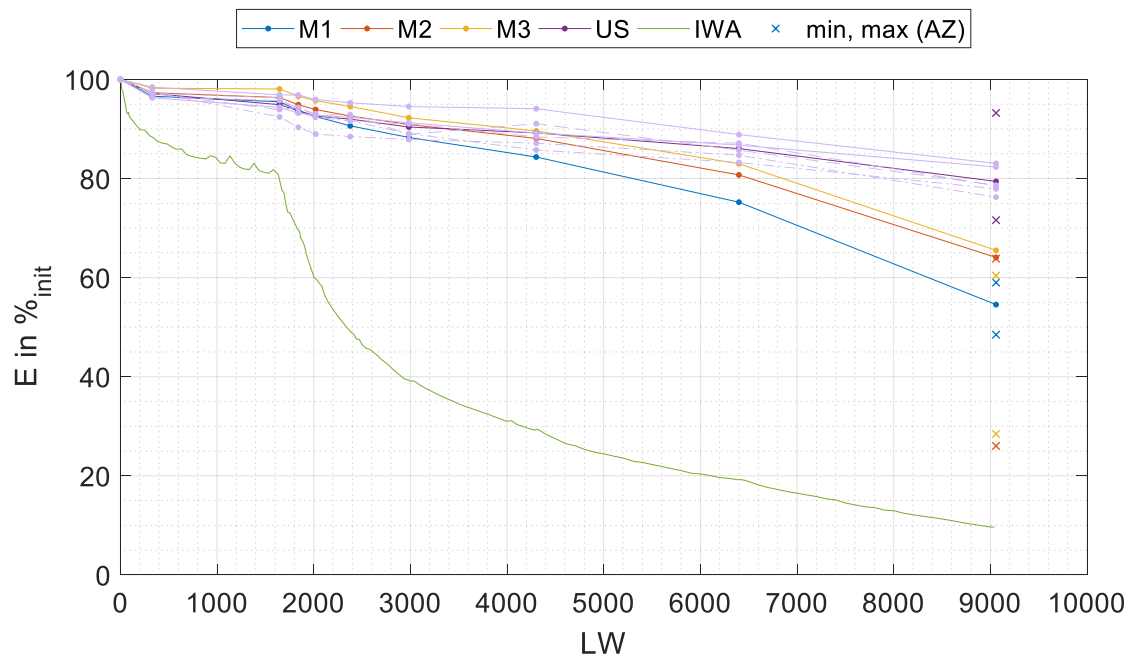


Abbildung 3.73: Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau, rot, gelb: Eigenfrequenz-Verfahren für Methoden M1, M2 und M3; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung (sechs Messungen und Mittelwert); grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

Detaillierte Ergebnisse Eigenfrequenz-Messung

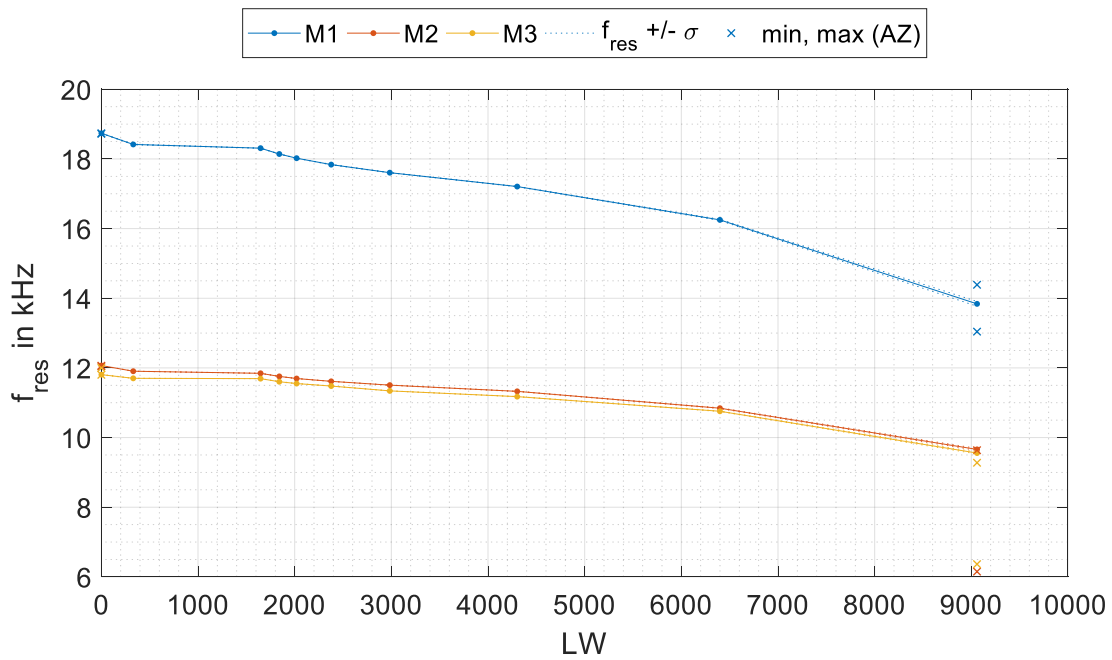


Abbildung 3.74: Eigenfrequenz über Lastwechselzahl; blau: M1; rot: M2; gelb: M3; gepunktet: Eigenfrequenz ± Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand

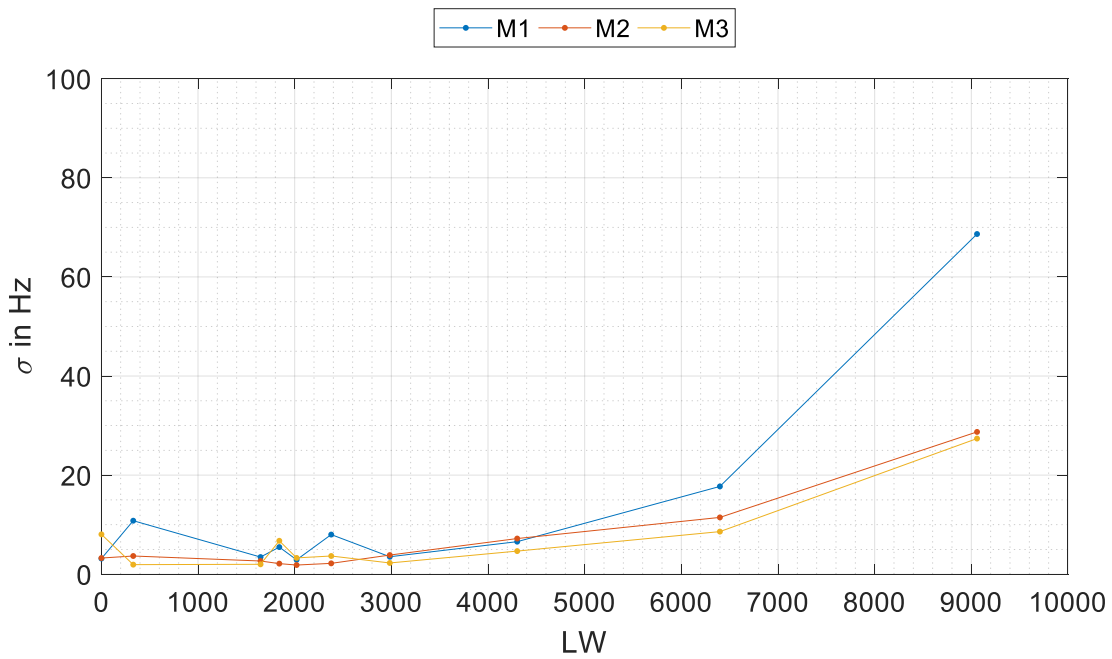


Abbildung 3.75: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Hz; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

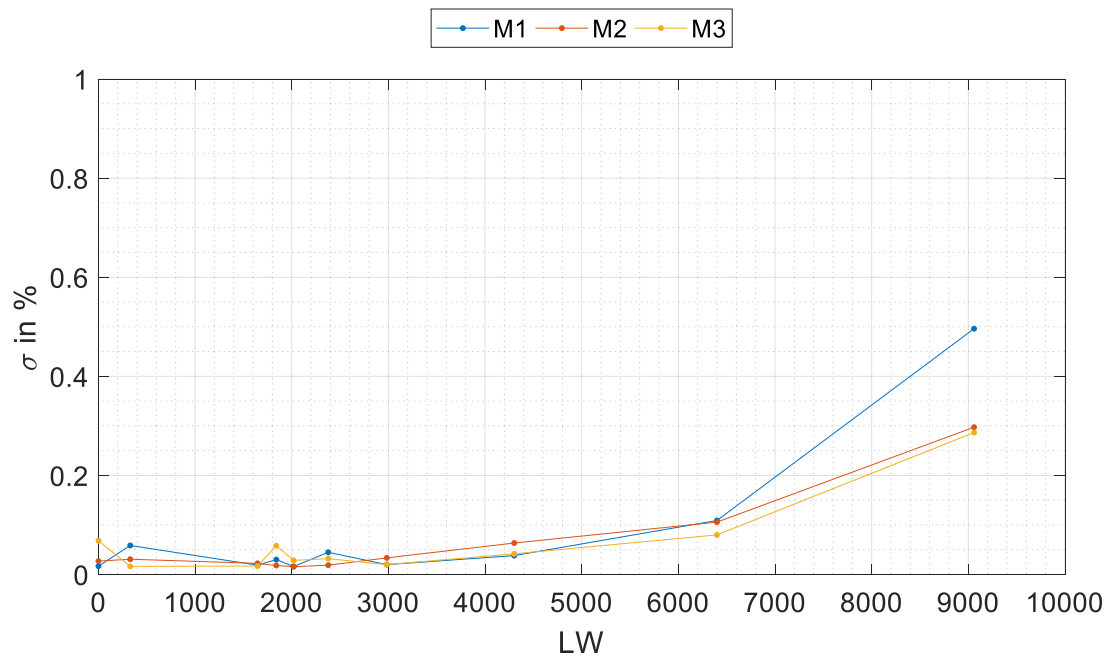


Abbildung 3.76: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im eingebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

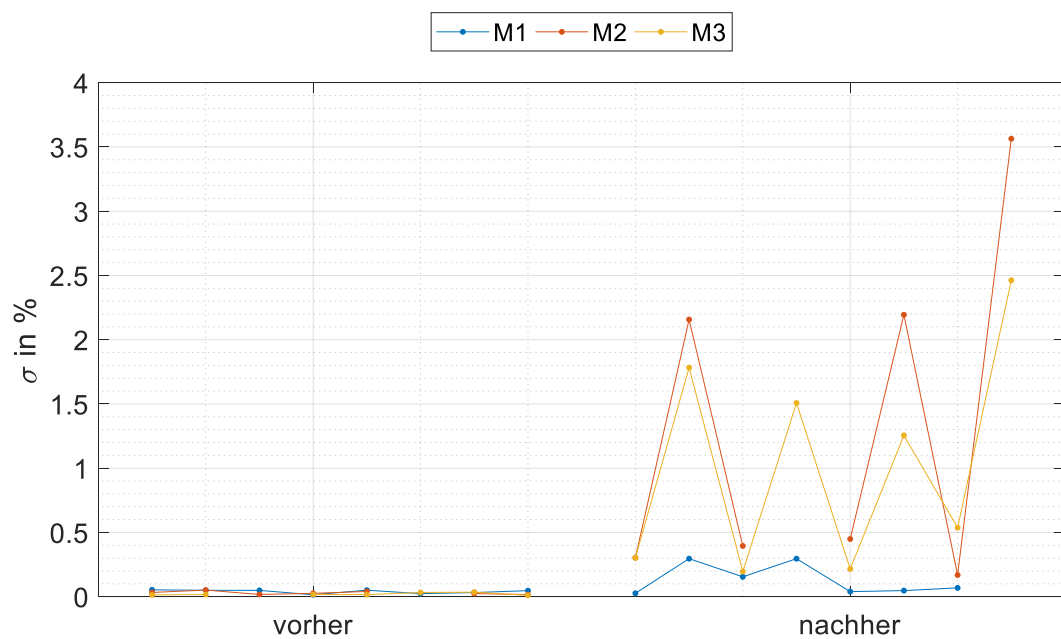


Abbildung 3.77: Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers im ausgebauten Zustand in Prozent; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

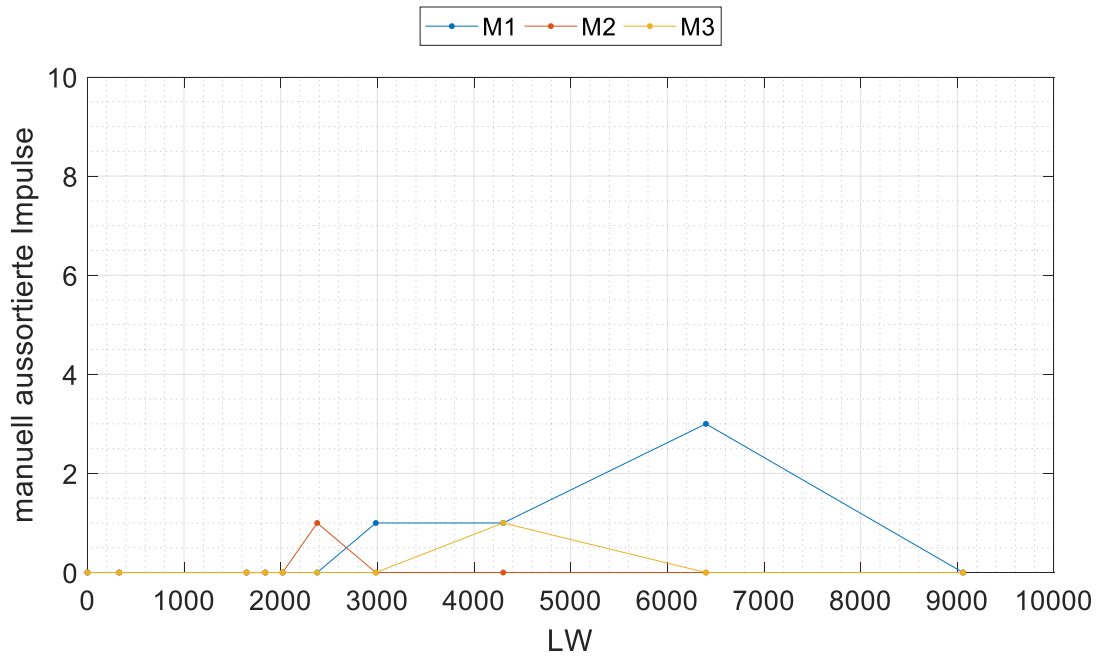


Abbildung 3.78: Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

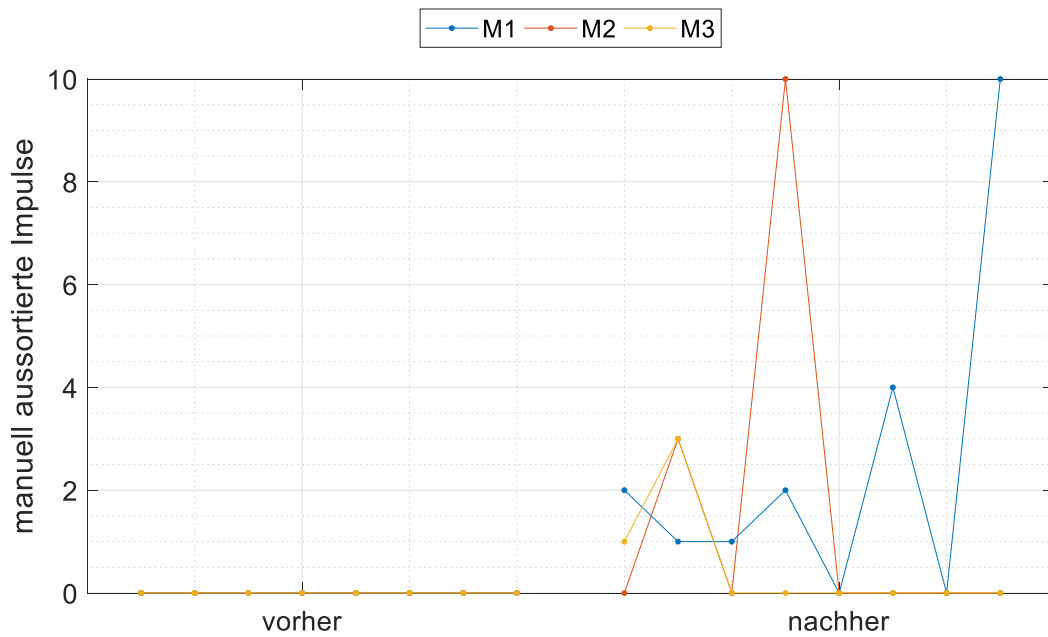


Abbildung 3.79: Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand; blau: M1; rot: M2; gelb: M3

3.10.8 Tatsächliches Beanspruchungsniveau der untersuchten Probekörper sowie Einfluss der Betonermüdung auf die Betonfestigkeit

Nachdem die Ergebnisse der Probekörper, die im Zuge der systematischen, zyklischen Ermüdung gewonnen und in den vorhergehenden Kapiteln im Einzelnen diskutiert wurden, wird in diesem Kapitel auf die Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus der Probekörper eingegangen. Hierfür mussten die Probekörper, wie in Kapitel 3.7.3 dargelegt, nach der zyklischen Belastung im Spaltzug-Schwellversuch, im statischen Spaltzug-Versuch zerstörend auf ihre Festigkeit untersucht werden. Auch hier wurden der Weg der Prüfmaschine sowie die aufgebrachte Kraft während der Versuche aufgezeichnet. Abbildung 3.80 zeigt die daraus abgeleiteten Spannung-Weg-Kurven der einzelnen Probekörper und Tabelle 3.7 vergleicht das angesetzte mit dem tatsächlichen Beanspruchungsniveau der Probekörper.

Es fällt auf, dass die Festigkeiten der meisten Probekörper unterhalb derer zu liegen scheinen, die für die Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit des Betongemisches herangezogen wurden (siehe Abbildung 3.4). Die charakteristische Spaltzugfestigkeit, als unteres 5%-Quantil des untersuchten Betongemisches wurde zu $3,707 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Dies bedeutet, dass mit einer mathematisch statistischen Sicherheit von 90% davon ausgegangen werden darf, dass 5% aller Probekörper des Betongemisches eine Spaltzugfestigkeit unterhalb der charakteristischen Festigkeit aufweisen. Werden die Ergebnisse der Spaltzugfestigkeiten in Tabelle 3.7 betrachtet, scheint es unwahrscheinlich, dass von 7 untersuchten Probekörpern, 5 Probekörper zu den 5% gehören, die eine geringere Festigkeit als die der charakteristischen Festigkeit besitzen. Weiterhin fällt auf, dass genau die Probekörper eine Festigkeit oberhalb der charakteristischen Festigkeit aufweisen, die lediglich bis zu etwa 40% ihres ursprünglichen E-Moduls ermüdet wurden. Dies sind die Probekörper PK TU01-1 und PK TU 27-1, die noch mit dem Versuchsprogramm in der ersten Generation getestet wurden, wodurch noch keine gezielte Ermüdung der Probekörper möglich war. Wie oben erläutert, gelang dies erst mit der Entwicklung des Versuchsprogramms in der zweiten Generation, durch welches die Probekörper gezielt und systematisch in jeden beliebigen Ermüdungsstatus (als Prozentsatz des ursprünglichen E-Moduls) überführt werden können. Wie es scheint, hat diese signifikante Ermüdung der Probekörper auf etwa nur noch 10% des ursprünglichen E-Moduls, beginnend mit der Untersuchung des Probekörpers PK TU05-1, einen Einfluss auf deren Spaltzugfestigkeiten, deren Restfestigkeiten allesamt unterhalb der charakteristischen Spaltzugfestigkeit liegen.

Wird mit mathematisch statistischer Sicherheit von 90% davon ausgegangen, dass die Grundgesamtheit der Spaltzugfestigkeiten aller Probekörper normalverteilt ist, wie es in Kapitel 3.4 erläutert, angenommen werden darf, dann beträgt die Wahrscheinlichkeit, einen Probekörper mit einer Festigkeit unterhalb des 5%Quantil-Wertes „zu ziehen“, laut Definition exakt 5% oder 0,05. Jeder weitere „Zug“ liefert wiederum mit 5% Wahrscheinlichkeit einen Probekörper mit einer Festigkeit geringer als die charakteristische Festigkeit. Demnach beträgt die Wahrscheinlichkeit, zwei weniger feste Probekörper hintereinander zu ziehen $0,05 \text{ mal } 0,05$ gleich $0,0025$. Die Wahrscheinlichkeit, n Züge hintereinander Probekörper zu ziehen, deren Festigkeit unterhalb des 5%-Quantil-Wertes liegt, beträgt folglich $0,05^n$. Da die Festigkeiten der Probekörper, die bis auf 10% ihres ursprünglichen E-Moduls ermüdet wurden, beginnend mit PK TU05-1, allesamt unterhalb von $3,707 \text{ N/mm}^2$ liegen, beträgt die Wahrscheinlichkeit, dass diese Probekörper in der Tat, also ohne den Einfluss der Ermüdung, eine geringere Festigkeit aufwiesen als die der charakteristischen Festigkeit, $0,05^5 = 0,00003125 \%$. Demnach kann davon ausgegangen werden, dass die starke Ermüdung der Probekörper in diesem Forschungsvorhaben zu einer Verminderung ihrer Festigkeiten führt. Bisher wurde auf Grundlage der Ergebnisse von Vorhaben wie FE04.433 [FE 04.433 – 2009] davon ausgegangen, dass die Betonermüdung keinen oder nur einen sehr geringen Einfluss auf die Betonfestigkeit ausübt. Allerdings muss auch davon ausgegangen werden, dass die Betonermüdung bisher noch nicht in so gezielter Form, wie in diesem Forschungsvorhaben durch das Versuchsprogramm in der zweiten Generation realisiert, durchgeführt wurde. Auf Grundlage der bisherig gewonnenen Ergebnisse scheint die Existenz eines Einflusses der Betonermüdung auf die Betonfestigkeit bestätigt.

Aus einer Verringerung der Festigkeiten ergibt sich der Effekt, dass die Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus verfälscht wird. Es fällt auf, dass gerade der Probekörper, der in den Untersuchungen die meisten Lastwechselzahlen ertragen hat, mit dem höchsten Beanspruchungsniveau belastet gewesen sein soll (siehe PK TU17-1 in Tabelle 3.7). Wird allerdings der zuvor beschriebene Effekt der Verringerung der Festigkeiten im Zuge der Betonermüdung in die Betrachtung mit einbezogen, dann könnte erklärt werden, warum das Beanspruchungsniveau für die Probekörper, deren Festigkeiten durch die Betonermüdung beeinflusst werden, überschätzt würde. Das auf Grundlage der Probekörperfestigkeit errechnete, tatsächliche Beanspruchungsniveau fällt für geringere Festigkeiten höher aus. Demnach wäre

auch erklärbar, warum der Probekörper mit der höchsten ertragenen Lastwechselzahl und der offensichtlich stärksten Schädigung im Zuge seiner Ermüdung (deutlich sichtbarer Makroriss – siehe Abbildung 3.17), die zweitniedrigste Festigkeit und das höchste Beanspruchungsniveau aufweist. Gleichbedeutend zeigt sich für den ermüdeten Probekörper mit der niedrigsten Festigkeit, PK TU 05-1, das zweithöchste Beanspruchungsniveau.

Anhand der Spannungs-Weg-Funktionen in Abbildung 3.80 wird ebenso deutlich, welche Probekörper bereits im Zuge der zyklischen Belastung im Spaltzug-Schwellversuch einen markanten Makroriss ausbildeten. Besonders die Funktion des PK TU17-1 zeigt ein von den restlichen Probekörpern stark abweichendes Verformungsverhalten. Wie in Abbildung 3.17 zu sehen und wie zuvor erläutert, zeichnete sich bei diesem Probekörper ein Versagen gegen Ende des Spaltzug-Schwellversuches durch die Ausbildung eines deutlich sichtbaren Risses ab. Es konnte während der statischen Spaltzugprüfung zur Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus des Probekörpers beobachtet werden, wie sich dieser Riss um mehrere Millimeter öffnete, bevor der Probekörper endgültig versagte. Dieses Öffnen des Risses schlägt sich im vergleichsweise großen Vertikalweg der Prüfmaschine nieder. Zwar zeigten auch nicht ermüdete Probekörper in Abbildung 3.4 ein derartiges Verformungsverhalten, jedoch zeigt ein direkter Vergleich der Verformungsverhalten der ermüdeten Probekörper in Abbildung 3.80, dass es den zuvor erläuterten Zusammenhang zwischen der Ausbildung eines Makrorisses und dem Verformungsverhalten eines Probekörpers zu geben scheint.

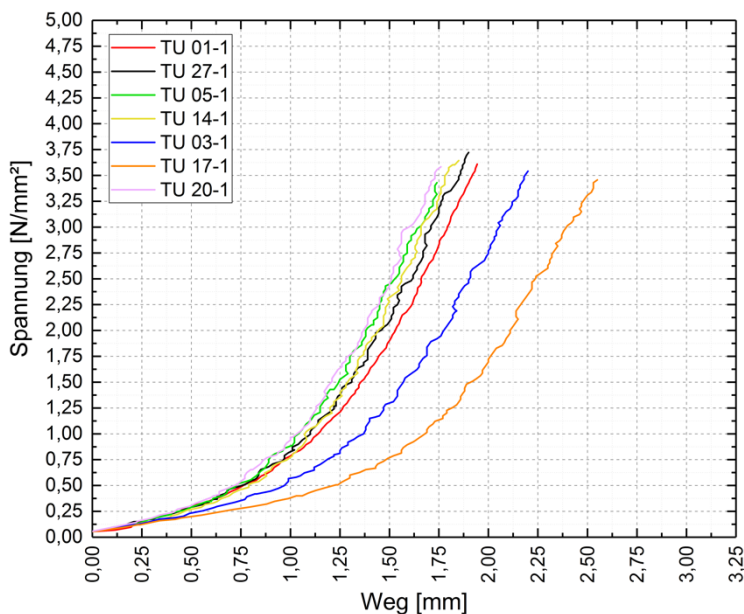


Abbildung 3.80: Spannung-(Kolben)Weg-Funktionen der im optimierten Spaltzug-Schwellversuch getesteten Zylinderscheiben während des statischen Spaltzugversuches zur Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus der Probekörper der Voruntersuchungen

Tabelle 3.7: Vergleich des angesetzten und tatsächlichen Beanspruchungsniveaus der Probekörper der Voruntersuchungen

| Probekörper [-] | Stat. Spaltzugfestigkeit [N/mm ²] | Angesetztes Beanspruchungsniveau [%] | Beanspruchung im Spaltzug-Schwellversuch [N/mm ²] | Tatsächliches Beanspruchungsniveau [%] |
|-----------------|---|--------------------------------------|---|--|
| PK TU01-1 | 3,802 | 72,5 | 2,688 | 70,7 |
| PK TU27-1 | 3,721 | 72,5 | 2,688 | 72,2 |
| PK TU05-1 | 3,429 | 75,0 | 2,780 | 81,1 |
| PK TU14-1 | 3,644 | 75,0 | 2,780 | 76,3 |
| PK TU03-1 | 3,541 | 77,5 | 2,873 | 81,1 |
| PK TU17-1 | 3,457 | 77,5 | 2,873 | 83,0 |
| PK TU20-1 | 3,583 | 77,5 | 2,873 | 80,1 |

3.10.9 Untersuchung der Reproduzierbarkeit der Messergebnisse des Ultraschalls und Vergleich des eingebauten Zustandes und des ausgebauten Zustandes auf die Messergebnisse

Anders als bei den Messungen der Eigenfrequenz, bei denen die Einspannung des Probekörpers in die Vorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs einen direkten Einfluss auf den Schwingungszustand des Probekörpers haben sollte, ist davon auszugehen, dass diese Einspannung des Probekörpers keinen oder nur einen unmerklichen Einfluss auf die Messergebnisse des Ultraschalls hat. Zwar ist die Ausbreitung von Schallwellen im Ultraschallbereich im Probekörper unter anderem vom Spannungszustand des Probekörpers abhängig, jedoch wurden die Spannungen durch das Aufbringen der statischen Last während der Ultraschalllaufzeit- und der Eigenfrequenzmessungen im Probekörper sehr geringgehalten. Wie in Kapitel 3.7.3 – Versuchsprogramm in der zweiten Generation beschrieben, wurden die Probekörper während der Ultraschalllaufzeit- und der Eigenfrequenzmessungen mit einer Kraft von 69,61 N belastet, um die Position des Probekörpers während dieser Messungen konstant zu halten. Dadurch ergibt sich im Probekörper mit einer Höhe von 50 mm und einem Durchmesser von 100 mm eine Zugspannung von lediglich 0,009 N/mm². Demnach wurden die Untersuchungen zur Reproduzierbarkeit der Messergebnisse des Ultraschalls mit den Untersuchungen des Einflusses der Einspannung des Probekörpers auf die Messergebnisse kombiniert.

Dass die derart geringe Beanspruchung der Probekörper von 0,009 N/mm² nahezu keinen Einfluss auf das Ergebnis des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens ausübt, ist in Abbildung 3.81 zu sehen. Der Ultraschallmessgerätehersteller GEOTRON-ELEKTRONIK führt auf seiner Website einige Punkte hinsichtlich der Vorbereitung und der Durchführung von Ultraschallmessungen auf, die dazu beitragen sollen, die Abweichungen der Messergebnisse zu minimieren und so die Reproduzierbarkeit zu maximieren. Unter Beachtung dieser Punkte darf eine Abweichung der Ergebnisse von 5% erwartet werden. Abbildung 3.81 zeigt die prozentuale Abweichung der Ergebnisse der Ultraschalllaufzeitmessungen des ausgebauten Zustandes und des eingebauten Zustandes vor der Belastung im linken Diagrammbereich. Im rechten Bereich sind die Abweichungen der Messergebnisse des eingebauten und des ausgebauten Zustandes nach der Belastung der Probekörper dargestellt. Die Balken im Diagramm zeigen dabei den Betrag der durchschnittlichen Abweichung je Probekörper, die Fehlerbalken indizieren die jeweilige maximale und minimale Abweichung. Zum einen kann festgestellt werden, dass alle Messergebnisse vor der Belastung der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch im Durchschnitt weniger als 5% voneinander abweichen. In Anbetracht der vom Messgerätehersteller angegebenen, zu erwartenden Abweichung ist die Reproduzierbarkeit der hier durchgeführten Messungen zum Ultraschall daher als gegeben einzuschätzen. Zudem wird gezeigt, dass die Einspannung des Probekörpers in der Versuchsvorrichtung in der Tat keinen oder nur einen geringen Einfluss zu haben scheint. Teilweise zeigten sich im Vergleich der Messergebnisse Werte mit einer Abweichung größer als 5%. Generell dürfte die Abweichung der Ergebnisse, die in diesen Einzelfällen recht hoch ausfällt, auf den Einfluss der händischen Positionierung der Ultraschallmessköpfe zurückzuführen sein. Zum einen kann nicht sichergestellt werden, dass die zylinderförmigen Probekörper tatsächlich entlang ihrer größten Abmessung, also exakt entlang ihrer Durchmesser durchschallt werden. Dadurch können sich bei Annahme einer konstanten Messtrecke und bei Variation der Laufzeit Abweichungen in den Ultraschallgeschwindigkeiten ergeben. Zum anderen kann die ungenaue Positionierung der Messköpfe dazu führen,

dass sich neben der Länge der Messstrecke auch deren stoffliche Zusammensetzung ändert. Gemeint ist damit, welche Teilstrecken der Messstrecke aus Gesteinskörnung und welcher Teilstrecken aus Zementstein oder Luftporen bestehen. Je nachdem, wie sich die gesamte Messstrecke, die sich durch ungenaues Positionieren der Messköpfe ändern kann, aus der Summe der Teilstrecken unterschiedlicher stofflicher Zusammensetzung und unterschiedlicher Ultraschallgeschwindigkeit ergibt, variiert auch die gemessene Ultraschallgeschwindigkeit des gesamten Probekörpers. Ein weiterer Fehler in der Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeiten resultiert aus der händischen Bestimmung des Zeitpunktes des Ersteinsatzes gemäß der Darstellung in Abbildung 3.27.

Der Vergleich der Abweichungen der Messergebnisse des ausgebauten und des eingebauten Zustandes zeigt einen deutlichen Einfluss einer Schädigung der jeweiligen Probekörper, hervorgerufen durch die zyklische Belastung und die Ermüdung der Probekörper in Form des Ausbildens von Mikro- und Makrorissen im Betongefüge. Den obenstehenden Ausführungen folgend, fallen die Abweichungen umso stärker aus, je mehr Fehlstellen im Betongefüge die Messung der Ultraschalllaufzeit beeinflussen können. Besonders auffällig ist PK TU 17-1, der, wie bereits in Abbildung 3.17 dargestellt, einen besonders deutlichen Makroriss nach seiner Ermüdung im Spaltzug-Schwellversuch zeigte. Die Ergebnisse der Ultraschalllaufzeitmessung im eingebauten Zustand und nach abgeschlossener Belastung fielen im Vergleich zu den Ultraschalllaufzeiten im ausgebauten Zustand für PK TU17-1 allesamt sehr viel höher aus. Dadurch wichen die Ergebnisse im Mittel rund 27% voneinander ab. Es ist anzunehmen, dass das viskose Verformungsverhalten des Betonprobekörpers dazu führte, dass die Flanken des Makrorisses nach abgeschlossener Belastung und im ausgebauten Zustand des Probekörpers gegenüber dem eingebauten Zustand zunehmend in Kontakt gingen. Demnach hatte die Ultraschallwelle im ausgebauten Zustand des Probekörpers mehr Möglichkeiten, im Vergleich zum geöffneten Riss, kürzere Laufwege zu nehmen, wodurch sich weitaus höhere Ultraschallgeschwindigkeiten ergeben.

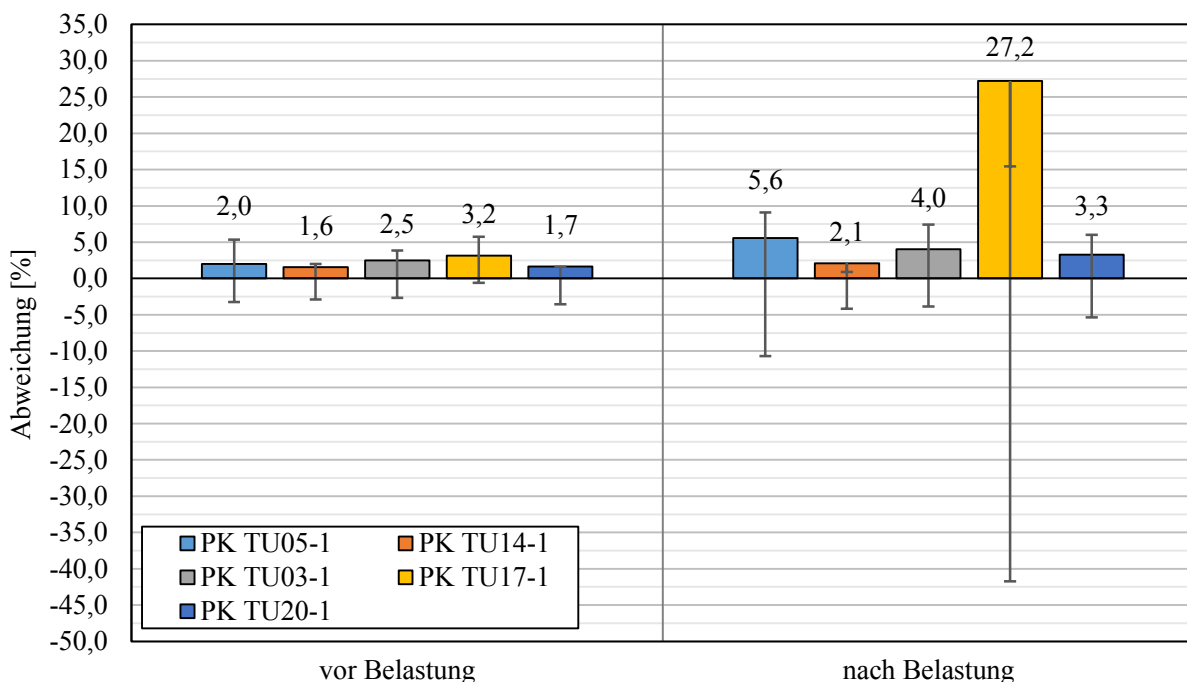


Abbildung 3.81: Vergleich der Abweichungen des auf Grundlage der Ultraschalllaufzeiten ermittelten E-Moduls im ausgebauten Zustand zum eingebauten Zustand vor der Belastung der Probekörper und im eingebauten Zustand zum ausgebauten Zustand nach deren Belastung; Balken: Betrag der durchschnittlichen Abweichung; Fehlerbalken: absolute minimale und maximale Abweichung

3.11 Zusammenfassung

3.11.1 Spaltzug-Schwellversuch

In den Kapiteln 3.7.1, 3.7.2 und 3.7.3 wird eingehend dargelegt, welche Randbedingungen dazu geführt haben, dass das Versuchsprozedere des Spaltzug-Schwellversuchs an Beton-Zylinderscheiben im Zuge dieses Forschungsvorhabens optimiert werden musste. Mithilfe des optimierten Versuchsprogramms in der zweiten Generation ist es nun möglich, Beton-Probekörper gezielt und systematisch in einen definierten Ermüdungszustand zu versetzen. Der Ermüdungszustand wird dabei als Prozentsatz des anfänglichen Probekörper-E-Moduls definiert. Eine nahezu durchgehende zyklische Belastung des Probekörpers, die lediglich durch kurze Lastpausen zur Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen des Probekörpers unterbrochen wird, resultiert in einem Verlauf des E-Moduls über der Lastwechselzahl, der grundsätzlich der Form der in Abbildung 2.9 dargestellten „cyclic creep curve“ gleicht. Weitere Untersuchungen zur Überprüfung der Gültigkeit charakteristischer E-Modul-Verläufe für unterschiedliche Betonrezepturen werden in Kapitel 4.5 vorgenommen. Wie anhand der im Zuge dieses Projekts gewonnenen Ergebnisse ersichtlich wird, können längere Lastpausen einen signifikanten Einfluss auf die Form und den Verlauf der Steifigkeitsentwicklung der Probekörper im Zuge des Ermüdungsprozesses haben. Dieser Effekt wird in Kapitel 4.1 tiefergehend untersucht.

3.11.2 Ultraschalllaufzeit-Verfahren

Auch mithilfe des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens zeigt sich der charakteristische S-förmige Verlauf der „cyclic creep curve“ aus Abbildung 2.9. Die Ergebnisse der Ultraschalllaufzeit-Messungen weisen dabei eine höhere Streuung auf als die des Eigenfrequenz-Verfahrens. Dies ist in erster Linie auf die Abhängigkeit der ermittelten Ultraschalllaufzeit vom Anteil der Gesteinskörnung innerhalb der Messstrecke infolge der wiederholten händischen Positionierung der Ultraschall-Prüfköpfe sowie auf das manuelle Auswerten der Messergebnisse zurückzuführen (siehe Kapitel 3.10.9). Darum erfolgte eine Optimierung des Versuchsablaufs der Ultraschalllaufzeit-Messungen hinsichtlich der Verlässlichkeit der ermittelten Abnahme des E-Moduls im Zuge der Materialermüdung. So lässt sich durch Anwendung des Verfahrens an mehreren Anregungspositionen sowie eine Mittelung über mehrere Durchführungen der Messung die Degradation des Baustoffs Straßenbeton auch in Form der Verringerung des durch die Ultraschalllaufzeiten ermittelten E-Moduls sicher abbilden.

3.11.3 Eigenfrequenz-Verfahren

In den Vorversuchen zeigte sich für alle drei betrachteten Methoden des Eigenfrequenz-Verfahrens (M1, M2, M3) eine deutliche Abhängigkeit der Eigenfrequenz und somit des resultierenden E-Moduls von der Lastwechselzahl. Alle drei Verfahren sind somit geeignet, die Degradation des Materials wiederzugeben.

Die Standardabweichung über die mittels bis zu zehn Impulsen gemessene Eigenfrequenz liegt dabei für fast alle Messungen im eingebauten Zustand bei unter 0,5 %, für die meisten Messungen sogar bei unter 0,2 %. Eine Abhängigkeit der Messgenauigkeit davon, ob die Messung im aus- oder im eingebauten Zustand stattfindet, ist nicht erkennbar. Jedoch zeigt sich ein teils deutlicher Anstieg der Standardabweichung mit zunehmender Schädigung des Probekörpers. Zudem besteht bei den Probekörpern, die einer sehr starken Schädigung unterlagen (TU05-1, TU14-1, TU03-1, TU17-1, TU20-1), die Schwierigkeit der nicht klar definierten Zuordnung von Frequenz-Peaks zu den Eigenformen des Probekörpers, die in größeren Ausreißern einzelner Messungen gegenüber den restlichen Messergebnissen resultiert.

Da M3 aufgrund der Sensorpositionierung eine geringere Messgenauigkeit als M1 und M2 aufweist, wird diese Methode in den Hauptuntersuchungen nicht weiter angewandt. Zwischen M1 und M2 ist weder bezüglich der prozentualen Standardabweichung noch bezüglich der manuell aussortierten Peaks ein über alle Probekörper auftretender Effekt signifikanten Ausmaßes erkennbar. Dabei gibt M1 gegenüber M2 eine stärkere prozentuale Änderung des E-Moduls in Abhängigkeit von der Degradation wieder und liefert somit Ergebnisse, die tendenziell etwas näher an der Kurve der IWA liegen. Zudem wird die mittels M1 unter-

suchte Eigenfrequenz in etwas geringerem Maße durch den Einbau des Probekörpers in den SZSV-Prüfstand beeinflusst (siehe Kapitel 3.8.7). Darum wird in den Hauptuntersuchungen das Eigenfrequenz-Verfahren mit Methode M1 angewendet.

4 Hauptuntersuchungen an labormaßstäblichen Probekörpern

4.1 Zusätzliche Untersuchungen des Einflusses von Lastpausen auf den Ermüdungsprozess von Straßenbeton

4.1.1 Versuchskonzept

In Kapitel 3.10.2 wurde erläutert, dass sich der E-Modul des Probekörpers TU27-1 bei Wiederaufnahme der zyklischen Belastung nach einer längeren, nächtlichen Lastpause innerhalb weniger Lastwechsel verringerte. Der Probekörper wurde während der Lastpause vollständig entlastet und außerhalb der Prüfmaschine, jedoch durchgehend in der entsprechenden Prüfvorrichtung eingebaut, zwischengelagert. Demnach liegt es nahe, dass die plötzliche Verringerung des E-Moduls des Probekörpers bei Wiederaufnahme der zyklischen Belastung durch die zyklische Belastung selbst bedingt wurde. Der gleiche Effekt der Verringerung des E-Moduls nach einer längeren Lastpause konnte bei der Untersuchung der Probekörper TU14-1, TU17-1 sowie TU20-1 beobachtet werden. Aufgrund dessen wurden weitere Untersuchungen zum Einfluss von Lastpausen auf das Ermüdungsverhalten von Straßenbeton unter zyklischer Belastung vorgenommen.

Hierzu wurden vier zusätzliche Probekörper systematisch ermüdet. Das gezielte Einlegen von unterschiedlich langen Lastpausen zu unterschiedlichen Ermüdungszuständen der Probekörper dient der Untersuchung des oben beschriebenen Einflusses von Lastpausen auf den Verlauf des E-Moduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl. Die Besonderheit dieser zusätzlichen Untersuchungen bestand darin, dass die Probekörper nach deren Einbau in die Prüfmaschine bis zu deren Ausbau nach abgeschlossener Untersuchung keinen äußeren Veränderungen unterlagen. Dies betrifft etwa die Durchführung der Messungen der Eigenfrequenzen und des Ultraschalls, die ein erneutes Applizieren der induktiven Wegaufnehmer erfordert. Das Prüfmaschinenaggregat blieb, entgegen der bisher durchgeführten Versuche, während der gesamten Zeit der zusätzlichen Untersuchungen eingeschaltet. Dadurch konnte der Kolben der Prüfmaschine während der Lastpausen auf einer Position oberhalb der Prüfvorrichtung gehalten und der Probekörper vollständig entlastet werden. Zudem weist dieses Vorgehen den Vorteil auf, dass der Probekörper mitsamt der Prüfvorrichtung in der Prüfmaschine eingebaut belassen werden konnte und somit auch ein Einfluss des Herausnehmens der Prüfvorrichtung aus der Prüfmaschine ausgeschlossen werden kann.

Entsprechend den vorigen Erläuterungen wurden folgende Untersuchungsgegenstände herausgearbeitet, die als mögliche Ursache für die übermäßige Verringerung des E-Moduls innerhalb weniger Lastwechsel nach einer Lastpause betrachtet werden können:

- seitens der Prüfmaschine:
 - „Einschwingen“ der Prüfmaschine zu Belastungsbeginn,
- materialeitig:
 - Erwärmung des Betongefüges infolge zyklischer Belastung durch Energiedissipation,
 - Kriechverhalten des Betons.

4.1.2 Untersuchung des „Einschwingens“ der Prüfmaschine zu Belastungsbeginn

Die auf den Probekörper aufgebrachte Kraft wird durch den Öldruck am Belastungskolben geregelt, der wiederum durch das Prüfmaschinenaggregat gesteuert wird. Da es sich beim verwendeten Öl um ein stark viskoses Medium handelt, können die erforderlichen Drücke nicht mit Beginn eines Belastungszyklus realisiert werden. Die Prüfmaschine braucht folglich eine gewisse Anzahl an Lastwechseln, bis sie einen konstanten Öldurchsatz erreicht und konstante Kraftamplituden realisiert werden können.

Die Begutachtung der während der Versuche aufgezeichneten Kraftsignale zeigt, dass ein Vorgang des „Einschwingens“ stattfindet, welcher sich über den Zeitraum weniger Lastwechsel erstreckt. Während dieses Zeitraums wird die Kraftamplitude kontinuierlich größer, bis die Prüfmaschine einen konstanten Wert für die maximale und die minimale Kraft erreicht (siehe Abbildung 4.1). Beachtenswert ist der Umstand, dass die maximale Kraft zwar langsam aufgebaut wird, die minimale Kraft hingegen langsam abgebaut wird. Durch Integration des Kraftverlaufs in Abbildung 4.1 ergibt sich der zeitliche Verlauf der Arbeit, die

am Probekörper verrichtet wurde. Das Maß für die insgesamt verrichtete Arbeit ist die Energie (siehe Abbildung 4.2). Wird der Energieverlauf in Abbildung 4.2 wiederum differenziert, stellt sich der Kraftverlauf in Abbildung 4.1 ein. Werden hingegen Teile des Energieverlaufs mit linearen Funktionen regressiert und die resultierenden Regressionsfunktionen anschließend differenziert, ergibt sich die mittlere Arbeit, die am Probekörper verrichtet wird, in Abhängigkeit von der Zeit (siehe Abbildung 4.3).

Es zeigt sich anhand dieser Betrachtungen, dass das Maß an Arbeit zu Beginn eines Belastungszyklus kurzzeitig übermäßig hoch ist. Dass dieser Effekt allerdings der Grund für die übermäßige Verringerung des E-Moduls nach einer längeren Lastpause ist, kann mit großer Sicherheit ausgeschlossen werden. Zum einen ist die übermäßige Belastung von sehr kurzer Dauer und geringer Größe. Zum anderen trat dieser Effekt auch bei all den Probekörpern auf, die nach einer kurzen Lastpause zum Messen der Eigenfrequenzen und Ultraschallgeschwindigkeiten weiterbelastet wurden. Demzufolge müsste sich eine signifikante Verringerung des E-Moduls nach jeder Lastpause für die Messung der Eigenfrequenzen und Ultraschallgeschwindigkeiten in den E-Modulverläufen aller Probekörper wiederfinden. Deutlich zeigt sich eine Verringerung des E-Moduls innerhalb weniger Lastwechsel bei Wiederaufnahme der Belastung jedoch ausschließlich bei den Probekörpern, die eine längere, nächtliche Lastpause erfahren hatten.

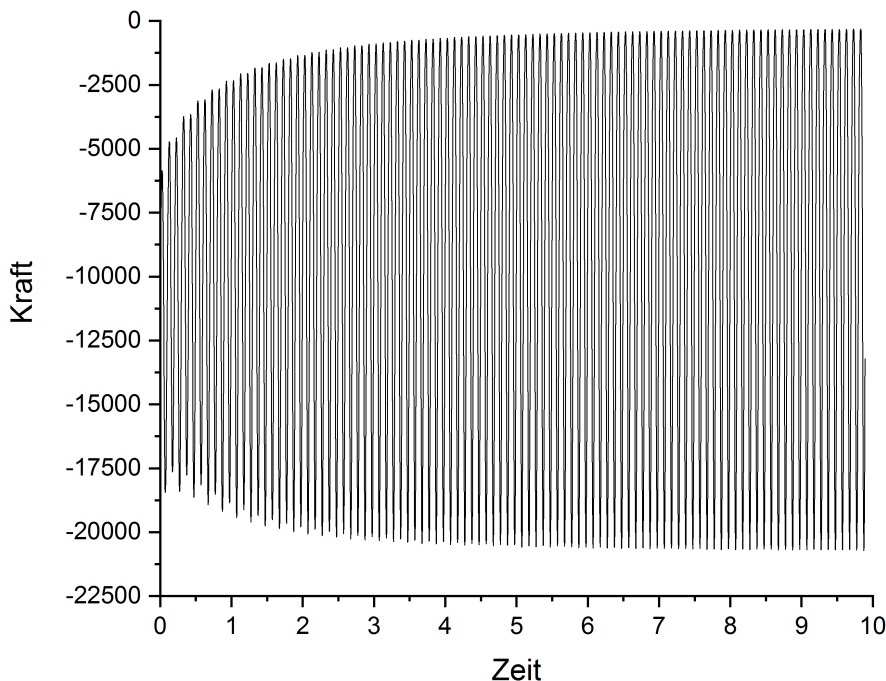


Abbildung 4.1: Kontinuierliches Anwachsen der Kraftamplitude der Prüfmaschine während weniger Lastwechsel zu Belastungsbeginn bis zum Erreichen konstanter maximaler und minimaler Kraftwerte

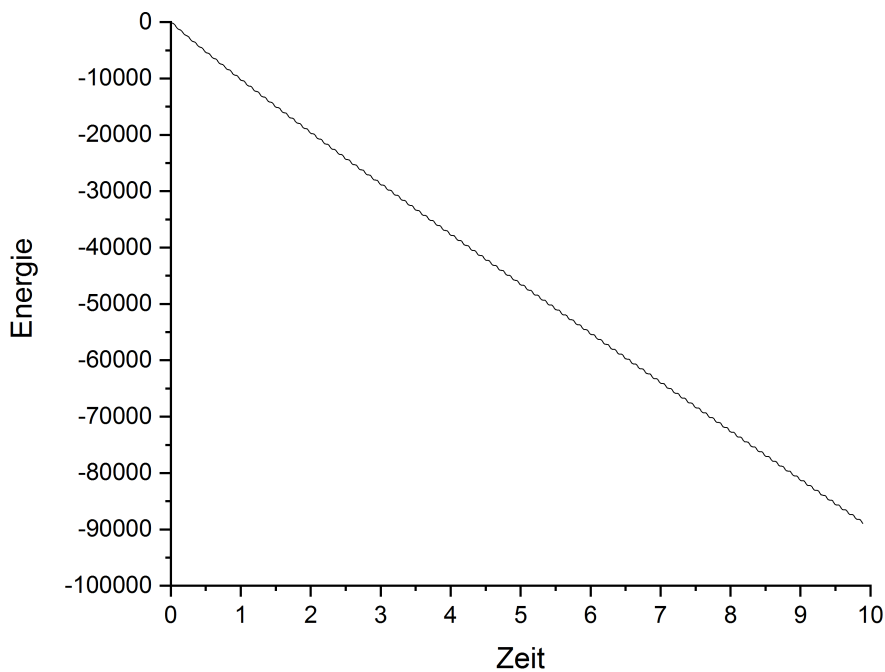


Abbildung 4.2: Zunahme der in den Probekörper eingetragenen Energie; die insgesamt am Probekörper verrichtete Arbeit ist die Energie

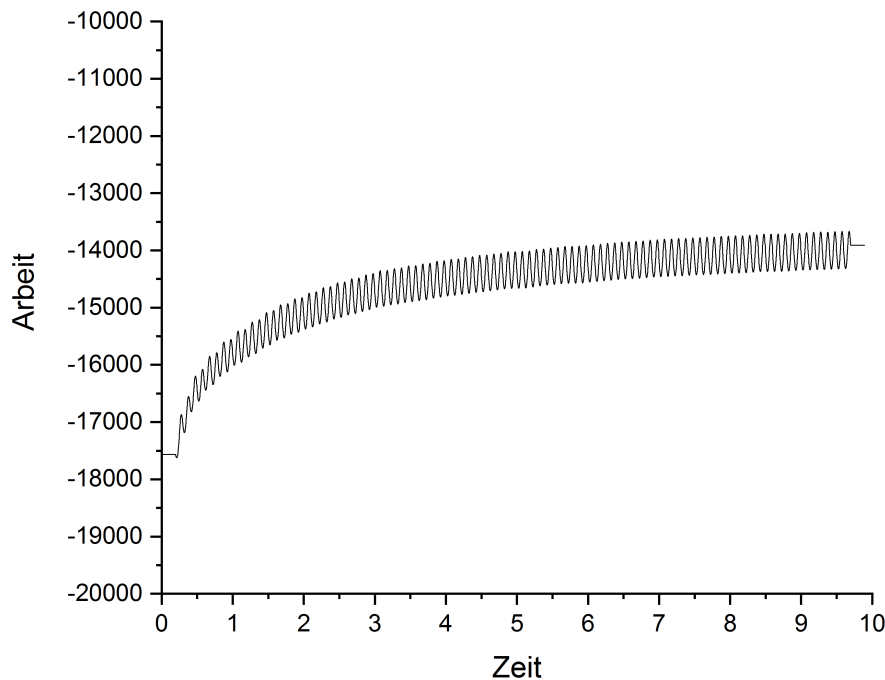


Abbildung 4.3: Verlauf der am Probekörper verrichteten, mittleren Arbeit während des Einschwingvorganges der Prüfmaschine

4.1.3 Untersuchung der Probekörpererwärmung sowie des Betonkriechverhaltens während des Spaltzug-Schwellversuches

Probekörpererwärmung

Im Folgenden wird auf die detaillierten Ergebnisse der zusätzlich getesteten Probekörper TU23-1, TU04-1, TU19-1 und TU24-1 eingegangen. Wie oben beschrieben, wurden die Spaltzug-Schwellversuche an diesen Probekörpern gezielt durch längere Lastpausen unterbrochen. Während dieser Pausen blieben die Probekörper mitsamt der Spaltzugvorrichtung in der Prüfmaschine eingebaut. Zudem wurden während

der Ermüdung der Probekörper keinerlei Untersuchungen zum Ultraschall und zu den Eigenfrequenzen durchgeführt, um die Bedingungen an den Probekörpern möglichst konstant zu lassen. Die Prüfmaschine wurde nicht ausgeschaltet, sodass der Kolben nicht absinken konnte und die Probekörper während der Lastpausen unbelastet waren.

In der Abbildung 4.4, Abbildung 4.5, Abbildung 4.6 und Abbildung 4.7 sind die ermittelten E-Modulverläufe der jeweiligen Probekörper dargestellt. Zudem sind in den Diagrammen die Zeitpunkte sowie die Dauer der gezielt eingehaltenen Lastpausen eingezeichnet. Die Probekörper TU23-1 und TU19-1 ertrugen insgesamt etwas über 1000 bzw. 1900 Lastwechsel bis zu dem Zeitpunkt, zu dem der durch die IWA bestimmte

E-Modul nur noch ca. 10% des anfänglichen Probekörper-E-Moduls betrug. Das Beanspruchungsniveau dieser Probekörper muss dementsprechend hoch gewesen sein. Der Probekörper TU04-1 ertrug mit insgesamt rund 17500 Lastwechseln hingegen etwa das 10-fache. Die Beanspruchung für den Probekörper TU24-1 wurde so gering gewählt, dass der Probekörper mit mehreren Millionen Lastwechseln beaufschlagt werden musste, um eine Verringerung des E-Moduls zu erzielen.

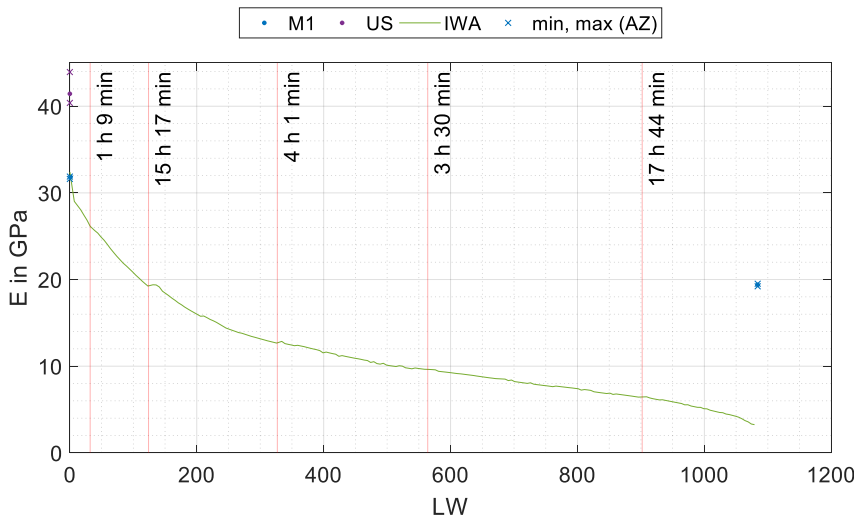


Abbildung 4.4: Probekörper TU23-1 - gemessener E-Modul in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau: Eigenfrequenz-Verfahren für Methode M1; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung; grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand; rot: Lastpausen

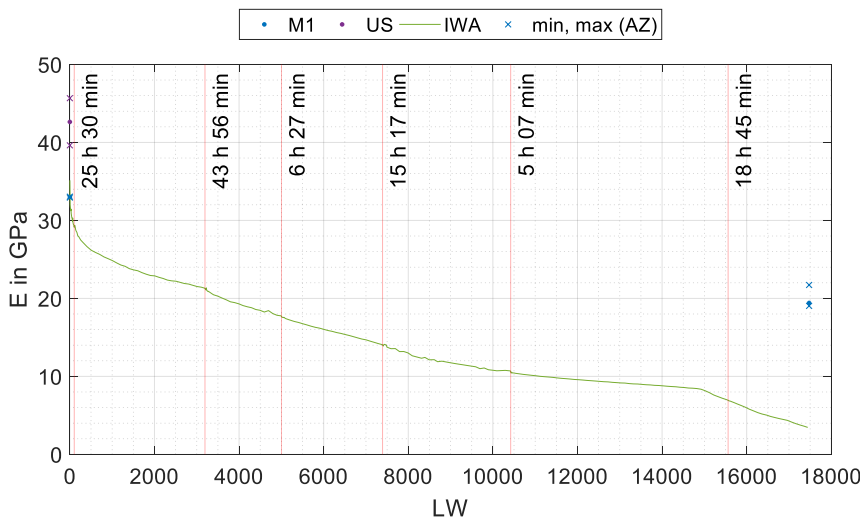


Abbildung 4.5: Probekörper TU04-1 - gemessener E-Modul in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl; blau: Eigenfrequenz-Verfahren für Methode M1; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung; grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand; rot: Lastpausen

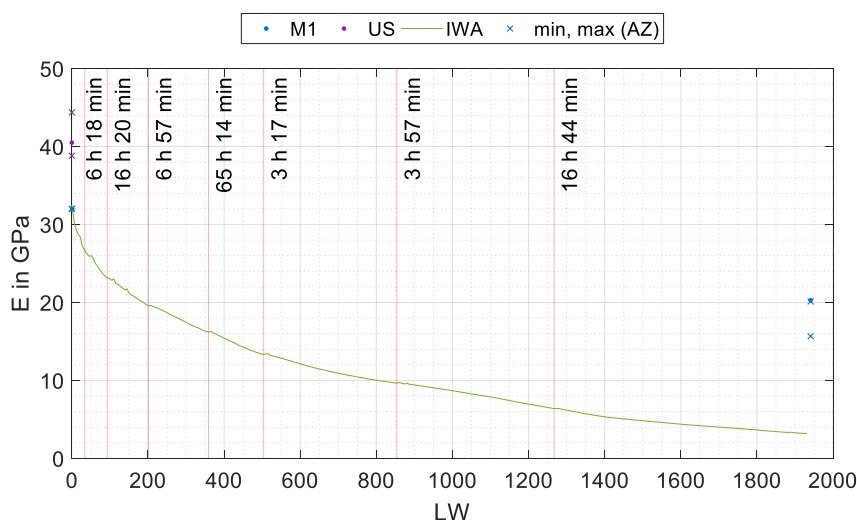


Abbildung 4.6: Probekörper TU19-1 - gemessener E-Modul in Abhängigkeit von der Lastwechsellzahl; blau: Eigenfrequenz-Verfahren für Methode M1; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung; grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand; rot: Lastpausen

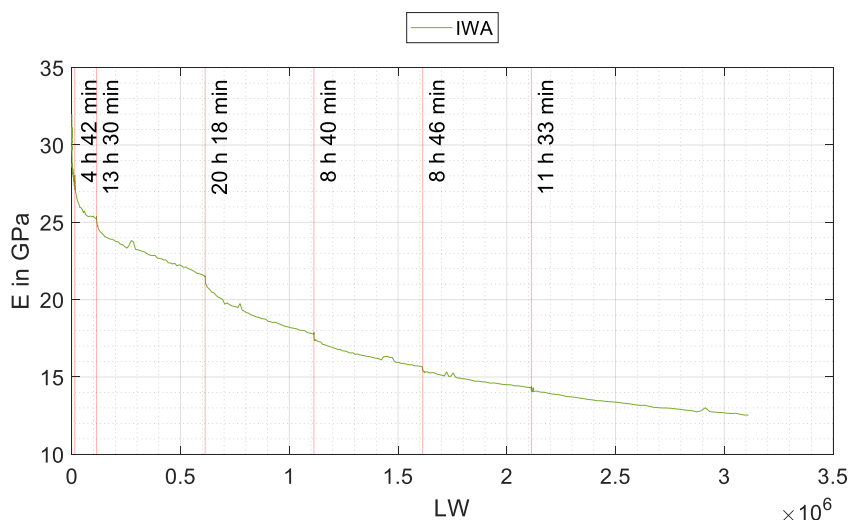


Abbildung 4.7: Probekörper TU24-1 - gemessener E-Modul in Abhängigkeit von der Lastwechsellzahl; blau: Eigenfrequenz-Verfahren für Methode M1; violett: Ultraschall-Laufzeitmessung; grün: Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; Kreuze: Minimal- und Maximalwert im ausgebauten Zustand; rot: Lastpausen

In Anbetracht der Anzahl der ertragenen Lastwechsel bis zu einer Verringerung der E-Moduln auf einen definierten Zielwert können die getesteten Probekörper in drei Kategorien eingeteilt werden. Die Probekörper TU23-1 und TU19-1 können als kurzzeitzyklisch belastet betrachtet werden. Die Belastung des Probekörpers TU04-1 hingegen wird als mittelzyklisch angesehen und die Belastung des Probekörpers TU24-1 gilt als hochzyklisch. Folgende Auffälligkeit zeigt sich bei der Betrachtung der E-Modulverläufe für die drei eingeführten Belastungskategorien. Die kurzzeitzyklisch belasteten Probekörper TU23-1 und TU19-1 zeigen keine auffälligen Unregelmäßigkeiten in ihren E-Modulverläufen. Abgesehen von marginalen Unstetigkeiten im E-Modulverlauf nach einer Lastpause, treten keine signifikanten Verringerungen des E-Moduls bei Wiederaufnahme der zyklischen Belastung der Probekörper auf, wie sie bei bisherigen Versuchen beobachtet werden konnten. Der E-Modulverlauf des mittelzyklisch belasteten Probekörpers TU04-1 zeigt Anzeichen für solch eine Verringerung des E-Moduls nach einer Lastpause bei circa 3200 Lastwechseln. Markante Verringerungen des E-Moduls lassen sich im E-Modulverlauf des hochzyklisch belasteten Probekörpers TU24-1 nach der Einhaltung von Lastpausen erkennen. Bei beiden Probekörpern, die diesen Effekt der E-Modulverringern zeigen, lässt sich zudem eine Änderung des Anstieges im E-Modulverlauf identifizieren.

Aufgrund der zuvor beschriebenen Beobachtungen liegt die Vermutung nahe, dass eine Verringerung des E-Modulverlaufes nach einer Lastpause in erster Linie von der Belastungshistorie des Probekörpers abhängt. So führen hochzyklische Belastungen vor einer längeren Lastpause zu größeren Verringerungen des E-Moduls bei Weiterbelastung nach der Lastpause. Außerdem scheint sich der Effekt der E-Modulverringernach einer Lastpause in Abhängigkeit der zeitlichen Lage der Lastpause in der „cyclic creep curve“ des Betonermüdungsverhaltens auszuwirken. Die E-Modulverringernach einer Lastpause sind zudem signifikanter, wenn die Lastpausen nach einer bereits erfolgten hochzyklischen Belastung in der ersten Phase der „cyclic creep curve“ des Probekörpers liegen, in der bereits bestehende Mikrorisse im Betongefüge im Zuge einer Belastung geschlossen werden und der E-Modul sich degressiv verringert. Besonders der E-Modulverlauf des Probekörpers TU24-1 lässt erkennen, wie die Verringerungen des E-Moduls nach einer Lastpause geringer ausfallen, je stärker der E-Modul des Probekörpers insgesamt bereits abgefallen ist. Welchen Einfluss die Dauer der Lastpausen auf den Effekt der E-Modulverringernach einer Lastpause hat, kann anhand der zusätzlich durchgeführten Untersuchungen lediglich abgeschätzt werden. Unumstritten bleibt in Anbetracht der bisherig ermittelten E-Modulverläufe der Probekörper TU01-1, TU27-1, TU05-1, TU 14-1 und TU20-1 jedoch der Fakt, dass kürzere Lastpausen, z.B. zum Messen der Ultraschallgeschwindigkeit und der Eigenfrequenzen, keinen ersichtlichen Einfluss auf den E-Modulverlauf nehmen.

Ebenso müssen die Ergebnisse der Probekörper TU01-1 bis TU20-1 in Hinsicht auf die Verringerung des E-Moduls nach einer längeren Lastpause differenziert betrachtet werden, da die Probekörper bei dieser Versuchsreihe während jeder längeren Lastpause mitsamt der Prüfvorrichtung aus der Prüfmaschine genommen wurden. Somit kann davon ausgegangen werden, dass z.B. die signifikante E-Modulverringernach einer längeren Lastpause nach circa 1600 Lastwechseln auf den Neueinbau der Prüfvorrichtung in die Prüfmaschine zurückgeführt werden kann. In Anbetracht der bis zur Lastpause aufgebrachten 1600 Lastwechsel kann die Belastung des Probekörpers TU20-1 als kurzzeitzyklisch angesehen werden. Die Ergebnisse der zusätzlichen Untersuchungen an den Probekörpern TU23-1, TU04-1, TU19-1 und TU24-1, welche nicht aus der Prüfmaschine entnommen wurden, zeigen allerdings, dass nur diejenigen Probekörper signifikante E-Modulverringernach einer Lastpause aufwiesen, die mittel- oder hochzyklische Belastungen erfuhren.

Es kann davon ausgegangen werden, dass die Arbeit, welche am Probekörper durch die Prüfmaschine verrichtet wird, nur zum Teil zu der Verformung des Probekörpers führt. Ein Großteil der eingebrachten Energie muss dieser Überlegung folgend, in eine andere Energieform umgewandelt werden. Durch das kontinuierliche Öffnen und Schließen von Mikrorissen im Betongefüge im Zuge einer zyklischen Belastung sowie durch Effekte der inneren Reibung der Bestandteile des Betongefüges muss im Probekörper zwangsläufig Wärme entwickelt werden. In der Literatur finden sich Belege für die messtechnische Erfassung einer signifikanten Wärmeentwicklung in zyklisch belasteten Proben.

In [Elsmeier – 2019] wurde im Zuge von Ermüdungsversuchen an einem hochfesten Vergussbeton festgestellt, dass die Probekörpertemperatur während der Versuche in Abhängigkeit der Belastungsfrequenz und des Beanspruchungsniveaus signifikant ansteigt. In Abbildung 4.8 ist die von Elsmeier festgehaltene Temperaturzunahme für ein oberes Beanspruchungsniveau von 60% und Belastungsfrequenzen von 1 Hz und 10 Hz dargestellt. Am Probekörper konnten Temperaturzunahmen von bis zu 30 K festgestellt werden. Elsmeier schlussfolgerte aus ihren Untersuchungen, dass sich hohe Probekörpertemperaturen negativ auf den Betonermüdungswiderstand auswirken.

In [von der Haar et al. – 2015] wurde der gleiche Effekt durch Ermüdungsversuche an einem höherfesten Normalbeton beobachtet. Abbildung 4.9 zeigt die festgehaltenen Oberflächentemperaturen der zyklisch belasteten Probekörper. Von der Haar et al. konnten Temperaturzunahmen bis fast 50 K nachweisen.

Angesichts der beschriebenen Untersuchungen zur Probekörpertemperaturänderung wurden in [Schneider / Marx – 2019] weitergehende Untersuchungen zu diesem Thema durchgeführt. Schneider und Marx konstatieren zunächst auf Grundlage der Ergebnisse aus [Elsmeier – 2019] und [von der Haar et al. – 2015], dass eine höhere Probekörpertemperatur das Betonermüdungsverhalten negativ beeinflusst. Ihre Untersuchungsreihe zum Thema der Probekörpererwärmung im Zuge einer zyklischen Belastung gliederte sich in zwei Versuchsarten. Zum einen wurden Druck-Schwellversuche ohne Lastpausen durchgeführt und die Probekörpertemperatur gemessen. Zum anderen wurde in einer zweiten Versuchsreihe versucht, die Probekörpererwärmung durch gezieltes Einlegen von Lastpausen einzudämmen und den vermuteten, negativen Einfluss einer erhöhten Probekörpertemperatur auf den Ermüdungswiderstand des Betons zu unterbinden.

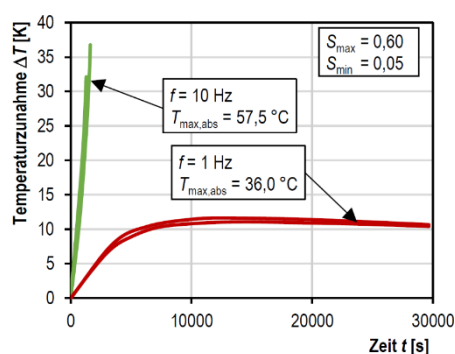


Abbildung 4.8: Temperaturzunahme eines hochfesten Vergussbetons mit einem Beanspruchungsniveau von 60% sowie unter 1 Hz und 10 Hz Belastungsfrequenz [Elsmaier 2019]

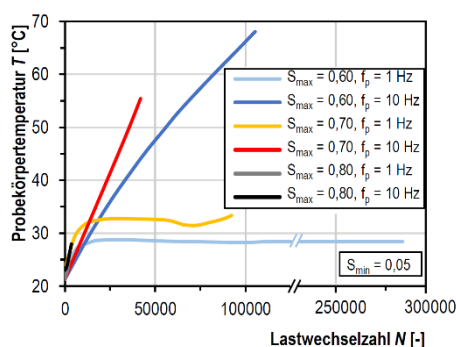


Abbildung 4.9: Probekörpertemperaturen eines höherfesten Normalbetons auf unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus sowie unter 1 Hz und 10 Hz Belastungsfrequenz [von der Haar et al. – 2015]

In Abbildung 4.10 und Abbildung 4.11 sind die von Schneider und Marx [Schneider / Marx – 2019] gemessenen Temperaturänderungen über die Versuchsdauer sowie in Abhängigkeit des Beanspruchungsniveaus und der Belastungsfrequenz aufgetragen. Zu erkennen ist, dass höhere Belastungsfrequenzen zu steileren Anstiegen der Probekörpertemperatur führen. Damit werden die Beobachtungen in [Elsmeier – 2019] und in [von der Haar et al. – 2015] bestätigt. Zudem resultiert ein geringeres Beanspruchungsniveau in einer längeren Belastung des Probekörpers, bis dieser ein definiertes Abbruchkriterium erreicht. Demnach wird in den Probekörper während eines hochzyklischen Versuches insgesamt mehr Energie eingetragen, die, in Wärmenergie umgewandelt, zu einer höheren Probekörpertemperatur führt als bei kurzzeitzyklischen Versuchen. In Abbildung 4.11 sind zudem die Temperaturschwankungen erkennbar, die durch eine Pausierung des Belastungsversuches hervorgerufen werden. Während dieser Lastpausen kann sich der Probekörper zumindest teilweise wieder abkühlen. Die Probekörpertemperatur steigt dennoch langfristig gesehen weiter an, wenn auch nicht auf das Maß, welches bei einer Belastung ohne Pausen erreicht wurde.

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen schlussfolgern auch Schneider und Marx [Schneider / Marx – 2019], dass die Probekörpertemperatur einen signifikanten Einfluss auf den Betonermüdungswiderstand zu haben scheint. Weiterhin erläutern sie, dass eine zyklische Belastung mit einem hohen Beanspruchungsniveau zu keiner signifikanten Probekörpererwärmung führt, da die Belastungszeiten und demnach auch die Zeiten der Wärmeentwicklung zu kurz sind. Der Temperatureinfluss macht sich also nur bei hochzyklisch belasteten Probekörpern bemerkbar. Die Autoren konstatieren abschließend, dass derzeit noch nicht genau belegt ist, wie genau eine erhöhte Probekörpertemperatur das Betongefüge schädigt und somit den Betonermüdungswiderstand negativ beeinflusst. Eventuell könnte eine Temperaturerhöhung des Probekörpers zu einer erhöhten Mikrorissbildung aufgrund der thermischen Inkompatibilität der Gesteinskörnung und des Zementsteins führen. Ebenso könnte durch das Vorhandensein von ungebundenem Wasser in der Betonmatrix ein innerer Wasserdruck zu zusätzlichen Zugspannungen führen, welche das Betongefüge schädigen und somit die Betonfestigkeit und den Betonermüdungswiderstand herabsetzen.

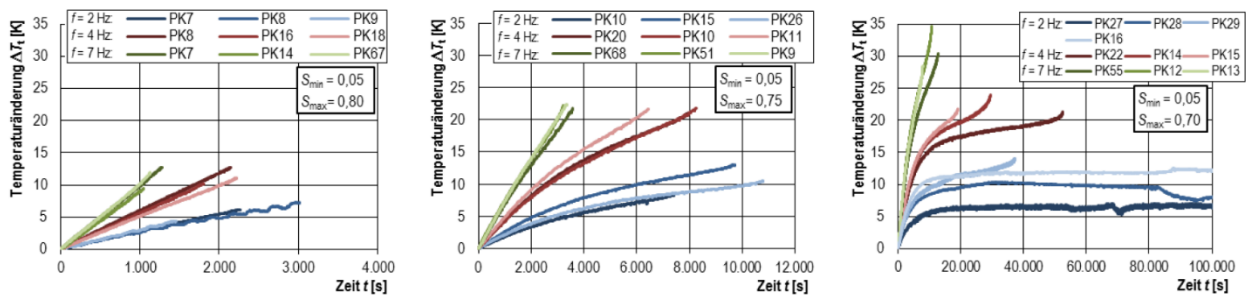


Abbildung 4.10: Temperaturänderungen der Versuche ohne Belastungspause auf mittlerer Probekörperhöhe nach [Schneider / Marx – 2019]

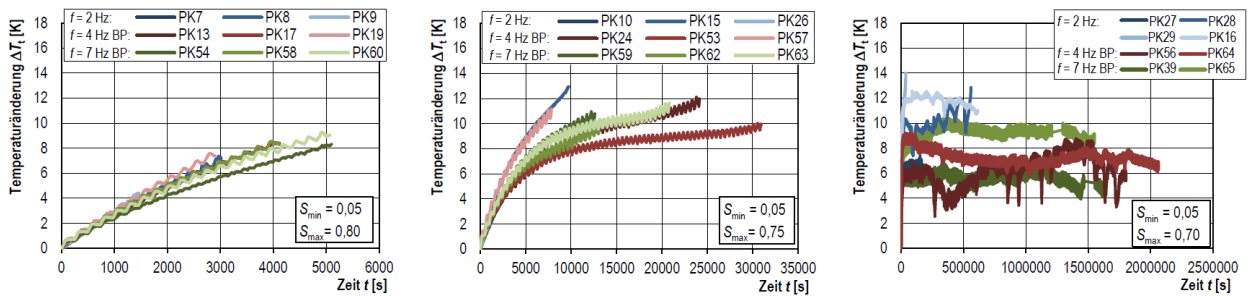


Abbildung 4.11: Temperaturänderungen der Versuche mit Belastungspause auf mittlerer Probekörperhöhe aus [Schneider / Marx – 2019]

Die Untersuchungen von Elsmeier [Elsmeier – 2019], von der Haar et al. [von der Haar et al. – 2015] und Schneider und Marx [Schneider / Marx – 2019] zeigen, dass die zyklische Belastung von Betonprobekörpern in einer maßgeblichen Temperaturänderung resultiert. Aus diesem Grund wurde im Zuge der zusätzlichen Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens die Oberflächentemperatur des Probekörpers TU24-1 während der Dauer der zyklischen Belastung im Spaltzug-Schwellversuch sowie während der gezielt eingehaltenen Belastungspausen mittels eines Temperatursensors aufgezeichnet. Der Sensor wurde auf der Probekörperstirnfläche, in Kreismitte positioniert, wo die Beanspruchung des Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch der Theorie nach am größten ist. Demnach sollte auch die Oberflächentemperaturänderung, die sich durch eine Umwandlung der in den Probekörper eingetragenen Energie in Wärme einstellt, an dieser Stelle gut messbar sein. Zwar wurde auch die Lufttemperatur in der Nähe des Probekörpers aufgezeichnet, allerdings fluktuiert diese aufgrund des regen Laborbetriebes, der zu einer ständigen Veränderung der Umgebungsbedingungen infolge des Öffnens und Schließens der Labortüren führt, sehr stark. Im Folgenden wird daher einzig die gemessene Probekörperoberflächentemperatur betrachtet.

Abbildung 4.12 zeigt die Änderung der Oberflächentemperatur des Probekörpers TU24-1, welche während des Spaltzug-Schwellversuchs mit längeren Belastungspausen gemessen wurde. In der Abbildung sind die Belastungsphasen sowie deren Dauer mit roten Linien gekennzeichnet. Deutlich ist zu sehen, wie die Probekörpertemperatur an der Oberfläche im Zuge einer zyklischen Belastung mit 10 Hz Belastungsfrequenz und einem angenommenen Beanspruchungsniveau von 62,5% (bezogen auf die charakteristische Spaltzugfestigkeit des Gemisches) ansteigt. Das Temperaturmaximum wird in den einzelnen Belastungsphasen durch die hohe Belastungsfrequenz von 10 Hz bereits nach sehr kurzer Zeit erreicht. Danach beginnt der Probekörper, durch Strahlung, Konvektion und Wärmeleitung mehr Wärme an seine Umgebung abzugeben, als im Inneren des Probekörpers erzeugt wird. Die absoluten Temperaturänderungen sind vergleichsweise gering. Allerdings muss beachtet werden, dass das Verhältnis des Probekörpervolumens zur Probekörperoberfläche niedrig ist. Dadurch steht dem Probekörper viel Oberfläche zur Verfügung, über die er die im Inneren erzeugte Wärme an die Umgebung abgeben kann. Dem entgegen besitzt er ein geringes Volumen, in dem Wärme über längere Zeit gespeichert werden kann. Zudem ist der Anteil des Probekörpers, in dem Wärme durch eine mechanische Beanspruchung erzeugt wird, verglichen mit dem Anteil des Probekörpers, in dem keine Wärme erzeugt wird, der allerdings Wärme aus dem beanspruchten Teil aufnimmt, ebenfalls gering. Diese inhomogene Erwärmung des Probekörpers kann dabei zusätzlich zu erhöhten thermischen Spannungen im Probekörper führen. Beim Druck-Schwellversuch hingegen, welcher in [Elsmeier – 2019], [von der Haar et al. – 2015] und [Schneider / Marx – 2019] durchgeführt wurde, wird der gesamte Probekörper beansprucht. Folglich findet auch die Erwärmung eines Probekörpers im Druck-Schwellversuch im gesamten Probekörper statt und ist somit signifikanter als die Wärmeentwicklung

einer Betonzylinderscheibe im Spaltzug-Schwellversuch. Werden diese Punkte sowie die gemessenen Temperaturänderungen berücksichtigt, liegt die Vermutung nahe, dass die Temperatur des Probekörpers TU24-1 im Inneren, speziell im beanspruchten Bereich der Lastebene, weitaus höher liegt als an der Probekörperoberfläche gemessen. Zudem kühlt sich der Probekörper während einer Lastpause nicht auf sein anfängliches Temperaturniveau ab. Es ist allerdings davon auszugehen, dass dieser Effekt aus stärkeren Änderungen der Umgebungstemperatur resultiert, die durch den Laborbetrieb bedingt sind, und nicht der in [Schneider / Marx – 2019] beschriebenen Beobachtung entspricht, dass eine konstante Steigerung der Probekörpertemperatur auch unter Einbeziehung kürzerer Lastpausen auftritt.

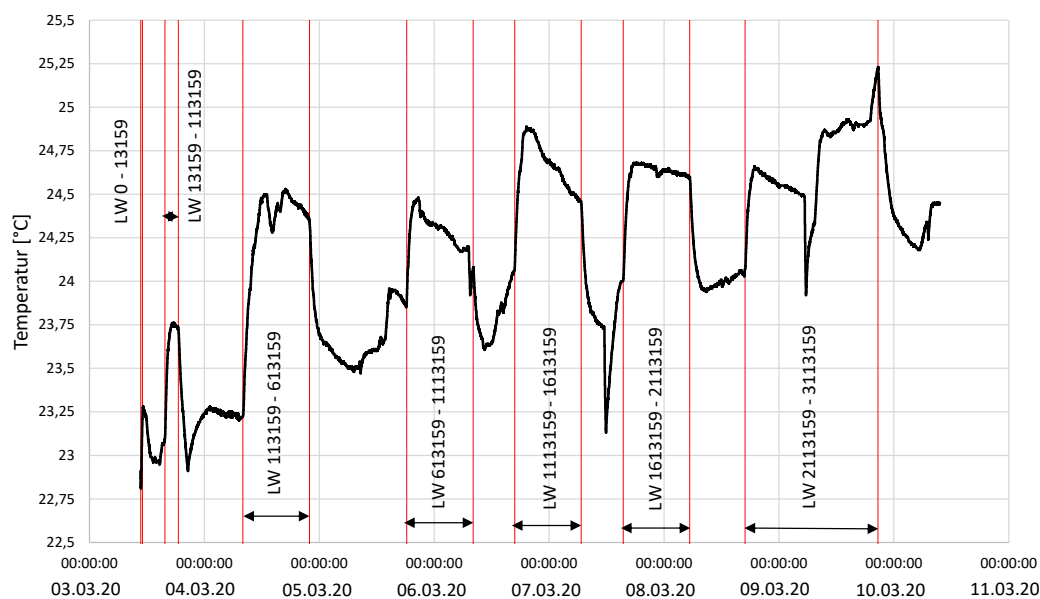


Abbildung 4.12: Messtechnisch festgehaltene Oberflächentemperaturänderung des Probekörpers TU24-1 während des Spaltzug-Schwellversuchs mit gezielt eingehaltenen, längeren Lastpausen

Betonübergangskriechen

Wird Beton erwärmt, so erfährt er neben der Wärmedehnung auch lastabhängige Verformungen. Diese heißen Übergangsverformungen und entstehen zum einen dadurch, dass sich der E-Modul temperaturbedingt ändert. Zum anderen findet bei einer Beton Erwärmung das sogenannte Übergangskriechen statt [Weigler / Karl – 1989].

Das Übergangskriechen wird dadurch charakterisiert, dass es nur bei einer erstmaligen Erwärmung auf eine bestimmte Temperatur auftritt und irreversibel ist. Weitere Verformungen infolge des Übergangskriechens ergeben sich nur dann, wenn die Betontemperatur auf ein noch höheres Niveau steigt oder der Beton während des Abkühlens intensiv durchfeuchtet wird (siehe Abbildung 4.13). Das Maß der Verformungen des Übergangskriechens ist unabhängig von der Erwärmungsgeschwindigkeit des Betons [Weigler&Karl – 1989].

Abbildung 4.14 zeigt die Kriechverformungen zweier Mörtelproben. Die größeren Kriechverformungen gehören zu der Probe, welche bereits vor der Belastung auf 76°C erwärmt wurde. Für diese Probe stellen sich im Zuge des Übergangskriechens während der Belastung höhere Verformungen ein. Die weiter ansteigenden Verformungen nach Belastungsbeginn sind dem stationären Kriechen unter erhöhter Temperatur zuzuordnen.

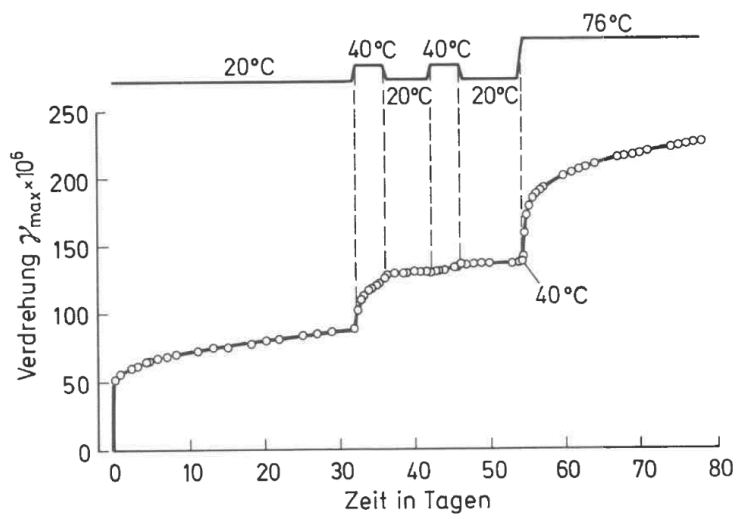


Abbildung 4.13: Einfluss von Temperaturänderungen auf die Verdrehungen unter einer Torsionsbeanspruchung [Illston / Sanders – 1973]

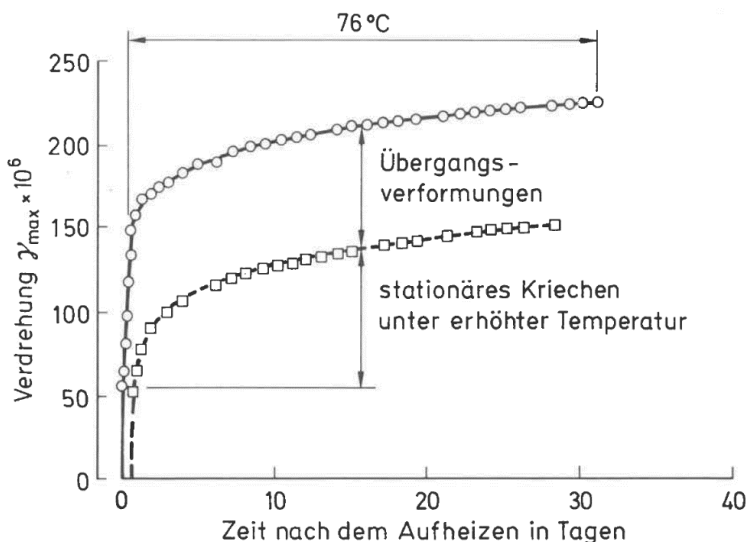


Abbildung 4.14: Verdrehungen von Mörtelproben, die kurz vor und kurz nach einer Erwärmung von 20 auf 76°C durch eine Torsionsbeanspruchung belastet wurden [Illston / Sanders – 1973]

Schlussfolgerungen für eigene Untersuchungen

Das Betonübergangskriechen liefert eine mögliche Erklärung für die teils signifikanten Verringerungen des E-Moduls nach einer längeren Lastpause, die während der Voruntersuchungen sowie während der zusätzlichen Untersuchungen in diesem Projekt beobachtet werden konnten. An den Messdaten des Probekörpers TU24-1 zum E-Modul (siehe Abbildung 4.7) sowie zur Probekörpertemperatur (siehe Abbildung 4.12) zeigt sich ein systematischer Zusammenhang zwischen der Verringerung des E-Moduls nach einer Lastpause und dem vorher erreichten Temperaturniveau im Probekörper. In der zweiten und dritten Belastungsphase werden erstmals höhere Probekörpertemperaturen durch die zyklische Belastung des Probekörpers erreicht. Besonders mit Beginn der dritten und vierten Belastungsphase nimmt der E-Modul signifikant ab, nachdem sich der Probekörper während einer längeren Lastpause abkühlen konnte. Während späterer Belastungsphasen erwärmt sich der Probekörper nur noch mäßig über das Temperaturniveau, welches in früheren Belastungsphasen erreicht wurde. Dies könnte eine Erklärung dafür liefern, warum während späterer Belastungsphasen keine derart signifikanten E-Modulverringerungen mehr beobachtet werden konnten.

Ein weiterer Grund für die signifikante Verringerung des Beton-E-Moduls nach einer längeren Lastpause könnte ebenso die übermäßige Abkühlung des Probekörpers während dieser Pause sein. Elsmeier [Elsmeier – 2019], von der Haar et al. [von der Haar et al. – 2015] sowie Schneider und Marx [Schneider / Marx

– 2019] haben gezeigt, dass es zu einer teils starken Erwärmung des Probekörpers im Zuge einer zyklischen Belastung kommt. Rissöffnungs- und Schließungsprozesse sowie Prozesse der inneren Reibung führen dazu, dass sich die Temperatur im Inneren des Probekörpers in Abhängigkeit von der Belastungsdauer und der Probekörpergeometrie sowie der Beanspruchungsart um bis zu 50 K erhöhen kann. Die Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens bestätigen diesen Effekt, wobei die Temperatur eines Probekörpers für den Spaltzug-Schwellversuch aus den erläuterten Gründen nicht derart stark ansteigt. Nichtsdestotrotz ist davon auszugehen, dass es durch die Probekörpererwärmung zur Ausbildung eines thermisch bedingten Spannungszustandes im Probekörper kommt. Weiterhin kann angenommen werden, dass die zyklische Belastung im Spaltzug-Schwellversuch dazu beiträgt, eine Gefügeumordnung zu begünstigen und die thermischen Spannungen somit abzubauen. Kühlt sich der Probekörper in einer längeren Lastpause nach der zyklischen Belastung übermäßig ab, entstehen dadurch bedingt ebenso Spannungen im Betongefüge. Durch die fehlende Belastung wird die Umordnung des Gefüges erschwert, wodurch es zur vermehrten Rissbildung in der Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein kommt. Diese Risse öffnen sich im Zuge der wiederaufgenommenen Belastung und die Betonverformungen nehmen zu. Dies äußert sich in einer signifikanten Verringerung des gemessenen E-Moduls nach einer längeren Lastpause. Diesen Erläuterungen folgend könnte auch erklärbar sein, warum die E-Modulverringerung nach einer Pause die Form der Phase I der „cyclic creep curve“ aufweist, denn diese Phase wird ebenso durch das Schließen von bereits im Gefüge vorhandenen Mikrorissen im Zuge der Erstbelastung charakterisiert.

Anhand der zusätzlichen Untersuchungen an den Probekörpern TU23-1, TU04-1, TU19-1 und TU24-1 konnte gezeigt werden, dass es nur bei den Probekörpern zum Phänomen einer signifikanten Verringerung des E-Moduls nach einer längeren Lastpause kommt, wenn die Belastung des Probekörpers vor der Lastpause von entsprechend langer Dauer ist und der Probekörper sich demnach vermutlich stark erwärmen kann. Für das weitere Vorgehen im Projekt lassen sich daher folgende Punkte ableiten:

- Die Versuche werden wie geplant durchgeführt. Bei Erreichen des definierten Grenz-E-Moduls pausiert der Versuch und das Ultraschalllaufzeit- und das Eigenfrequenzverfahren werden angewendet.
- Pausiert der Versuch am Ende eines Prüftages, d. h. bevor eine längere Lastpause eingehalten werden muss, ist anhand der bisher ertragenen Lastwechselzahl zu entscheiden, ob es sich um einen hochzyklisch belasteten oder einen kurzzeit- bis mittelzyklisch belasteten Probekörper handelt.
- Handelt es sich um einen hochzyklisch belasteten Probekörper, also einen Probekörper, welcher viele Lastwechsel erträgt und sich somit vermutlich stark erwärmt, wird der Versuch fortgesetzt. Auf das Messen der Eigenfrequenzen und der Ultraschallgeschwindigkeiten wird ab diesem Zeitpunkt verzichtet. Der Probekörper wird mit einer einzigen Belastungsphase bis zum Erreichen des minimalen Grenz-E-Moduls belastet und das Einhalten längerer Lastpausen wird vermieden.
- Handelt es sich um einen kurzzeit- bis mittelzyklisch belasteten Probekörper, kann der Versuch am Ende eines Prüftages über die Nachtstunden pausiert werden. Der Probekörper verbleibt während dieser Zeit in der Prüfmaschine, um den Einfluss des Neueinbaus der Prüfvorrichtung auf den E-Modulverlauf zu unterbinden. Da sich die kurzzeit- bis mittelzyklisch belasteten Probekörper vermutlich nur mäßig erwärmen, sind für deren E-Modulverläufe keine signifikanten Unregelmäßigkeiten zu erwarten, wenn der Versuch am nächsten Tag fortgesetzt wird. Damit können das Ultraschalllaufzeit- und das Eigenfrequenzverfahren auch bei Wiederaufnahme der Belastung am nächsten Prüftag angewendet werden.

4.2 Zusätzliche Untersuchungen zur Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge des Ermüdungsvorganges und zum tatsächlichen Beanspruchungsniveau

4.2.1 Versuchskonzept

Die Notwendigkeit der Untersuchungen zur Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge des Ermüdungsvorganges ergab sich aus dem Problem der verfälschten Bestimmung der Beanspruchungsniveaus der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch, auf das in Kapitel 3.10.8 hingewiesen wurde. Hierbei konnte eine z. T. starke Verminderung der Probekörperfestigkeit als Folge der signifikanten Verminderung des

E-Moduls (Ermüdungsvorgang) beobachtet werden. Die Untersuchungen zur Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge des Ermüdungsvorganges wurden an den Zylinderscheiben der zweiten Schicht von unten der ersten untersuchten Betonrezeptur vorgenommen.

Mithilfe von 15 Zylinderscheiben der zweiten Schicht von unten wurde zunächst analog zur Vorgehensweise an den Scheiben der Unterschicht die charakteristische Spaltzugfestigkeit nach TP B-StB Teil 0.2 [TP B-StB 2016] bestimmt. Anhand der charakteristischen Spaltzugfestigkeit wurde anschließend das Beanspruchungsniveau von zwölf weiteren Probekörpern festgelegt, welche mithilfe des Spaltzug-Schwellversuchs in der zweiten Generation gezielt in verschiedene Ermüdungszustände versetzt wurden. Jeweils drei Probekörper wurden auf 60%, 50%, 40% und 30% ihres anfänglichen E-Moduls ermüdet und anschließend deren Spaltzugfestigkeit bestimmt. Anhand der bisherigen Ergebnisse der Probekörper der Unterschicht wurde vermutet, dass es bei einer derartigen Ermüdung zu signifikanten Verminderungen der Probekörperfestigkeiten kommt. Im Folgenden wird daher ein Verfahren vorgestellt, das im Zuge der zusätzlichen Untersuchungen entwickelt wurde und mithilfe dessen sich die ursprünglichen Festigkeiten der Probekörper und damit die tatsächlichen Beanspruchungsniveaus der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch abschätzen lassen.

4.2.2 Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der zweiten Schicht von unten

In Abbildung 4.15 sind die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der Spaltzugfestigkeiten von jeweils 15 Probekörpern der Unterschicht sowie der zweiten Schicht von unten dargestellt. Wie erwartet weisen die Scheiben der zweiten Schicht von unten insgesamt niedrigere Spaltzugfestigkeiten auf als die der Unterschicht, was auf die Beeinflussung der Rohdichte durch die Zylinderherstellung zurückführbar ist. Weiterhin lässt sich erkennen, dass die (Spaltzug-) Festigkeiten der zweiten Schicht von unten mehr streuen als die der Scheiben der Unterschicht; die Verteilungsfunktion ist breiter.

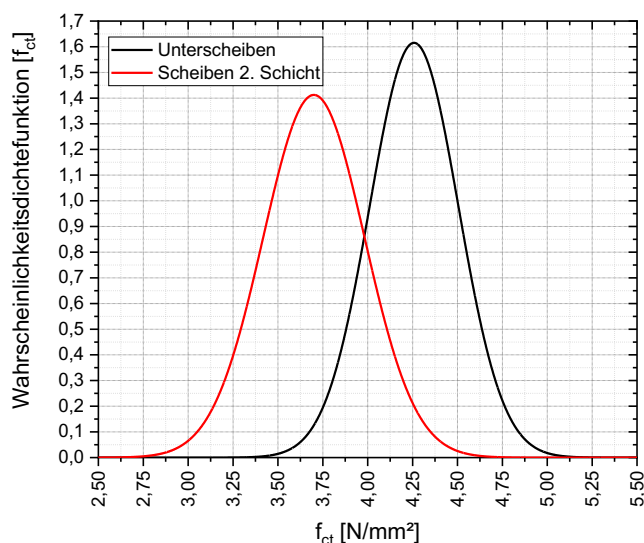


Abbildung 4.15: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der Spaltzugfestigkeiten bestimmt an jeweils 15 Probekörpern der Unterschicht und der zweiten Schicht von unten (erste untersuchte Betonrezeptur)

4.2.3 Spaltzugfestigkeiten der gezielt ermüdeten Probekörper der zweiten Schicht von unten

Tabelle 4.1 zeigt die 12 Probekörper der zweiten Schicht von unten, deren angesetztes Beanspruchungsniveau im Spaltzug-Schwellversuch (als Prozentsatz der charakteristischen Spaltzugfestigkeit), die Beanspruchung im Spaltzug-Schwellversuch, deren Schädigungs- oder Ermüdungszustand nach Beendigung der Belastung (als E-Modul-Verlust) sowie die anschließend ermittelte Spaltzugfestigkeit und das daraus resultierende tatsächliche Beanspruchungsniveau (als Verhältnis der Beanspruchung zur Probekörperfestigkeit).

Tabelle 4.1: Angesetztes Beanspruchungsniveau der Probekörper der ersten Rezeptur (zweite Schicht von unten) sowie Beanspruchung, E-Modul-Verlust, Spaltzugfestigkeit und tatsächliches Beanspruchungsniveau bezogen auf die Restfestigkeit

| Probekörper | angesetztes Beanspruchungsniveau | Beanspruchung | E-Modul-Verlust | Spaltzugfestigkeit | tatsächliches Beanspruchungsniveau |
|-------------|----------------------------------|----------------------|-----------------|----------------------|------------------------------------|
| [-] | [%] | [N/mm ²] | [%] | [N/mm ²] | [%] |
| TU08-2 | 87,5 | 2,671 | 70,0 | 3,454 | 77,3 |
| TU11-2 | 100,0 | 3,053 | 70,0 | 3,777 | 80,8 |
| TU19-2 | 95,0 | 2,900 | 70,0 | 3,215 | 90,2 |
| TU14-2 | 77,5 | 2,366 | 60,0 | 3,600 | 65,7 |
| TU25-2 | 85,0 | 2,595 | 60,0 | 3,519 | 73,7 |
| TU29-2 | 82,5 | 2,519 | 60,0 | 3,383 | 74,5 |
| TU05-2 | 77,5 | 2,366 | 50,0 | 3,420 | 69,2 |
| TU17-2 | 75,0 | 2,290 | 50,0 | 3,806 | 60,2 |
| TU18-2 | 75,0 | 2,290 | 50,0 | 3,456 | 66,3 |
| TU12-2 | 82,5 | 2,519 | 40,0 | 3,154 | 79,9 |
| TU22-2 | 85,0 | 2,595 | 40,0 | 3,770 | 68,8 |
| TU30-2 | 85,0 | 2,595 | 40,0 | 3,723 | 69,7 |

Wie zu erkennen ist, wurde für keinen der zusätzlich untersuchten Probekörper festgestellt, dass das tatsächliche Beanspruchungsniveau oberhalb des angesetzten Beanspruchungsniveaus liegt. Anders als die Probekörper der Unterschicht wurden diese Probekörper allerdings nicht bis auf 10% ihres anfänglichen E-Moduls ermüdet. Zudem lag keine der ermittelten Festigkeiten nach der Probekörperermüdung unterhalb der charakteristischen Spaltzugfestigkeit von 3,053 N/mm², auf welche das angesetzte Beanspruchungsniveau bezogen wurde. Folglich liegt die Vermutung nahe, dass es bei dieser Untersuchungsreihe vielmehr zu einer Unterschätzung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus gekommen ist. Ob und inwieweit eine Verminderung der Festigkeiten bei der Ermüdung der Probekörper bis auf maximal 30% ihres anfänglichen E-Moduls – und daraus resultierend die beschriebene Verfälschung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus – eintritt, lässt sich anhand dieser Ergebnisse weiterhin nicht sicher sagen.

Auch eine grafische Zuordnung der bestimmten Restfestigkeiten der Probekörper nach abgeschlossener Ermüdung, wie sie in Abbildung 4.16 dargestellt ist, gibt keinerlei Aufschluss über einen Zusammenhang zwischen dem Maß der Ermüdung der Probekörper und der Verminderung ihrer Festigkeiten. So zeigt sich etwa, dass die Restfestigkeit des Probekörpers TU12-2 mit nur 40% E-Modul-Verlust im unteren Bereich der Verteilungsfunktion zu verordnen ist, die auf Grundlage der Festigkeiten zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit erstellt wurde. Die Restfestigkeit des Probekörpers TU11-2 hingegen befindet sich in der oberen Hälfte der Verteilungsfunktion, obwohl der Probekörper einen höheren E-Modul-Verlust von 70% erfahren hat. Da die ermittelten Restfestigkeiten allesamt oberhalb, bzw. z. T. weit oberhalb der charakteristischen Spaltzugfestigkeit liegen, liegt die Vermutung nahe, dass es bei dieser Untersuchungsreihe zu einer Unterschätzung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus gekommen ist. Zusammenfassend bleibt daher festzuhalten, dass ohne die Kenntnis oder zumindest die Abschätzung der ursprünglichen Probekörperfestigkeit, d. h., der Festigkeit des Probekörpers im unbelasteten und nicht ermüdeten Zustand, weiterhin weder die Findung eines Zusammenhangs zwischen der Probekörperermüdung und der Verminderung von dessen Festigkeit, noch die verlässliche Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus möglich sind.

Da jedoch die ursprüngliche Festigkeit alleinig durch die Zerstörung der Probekörper eindeutig bestimmbar ist, wurde im Folgenden versucht, die ursprüngliche Probekörperfestigkeit aus dem anfänglichen oder ursprünglichen Probekörper-E-Modul abzuschätzen.

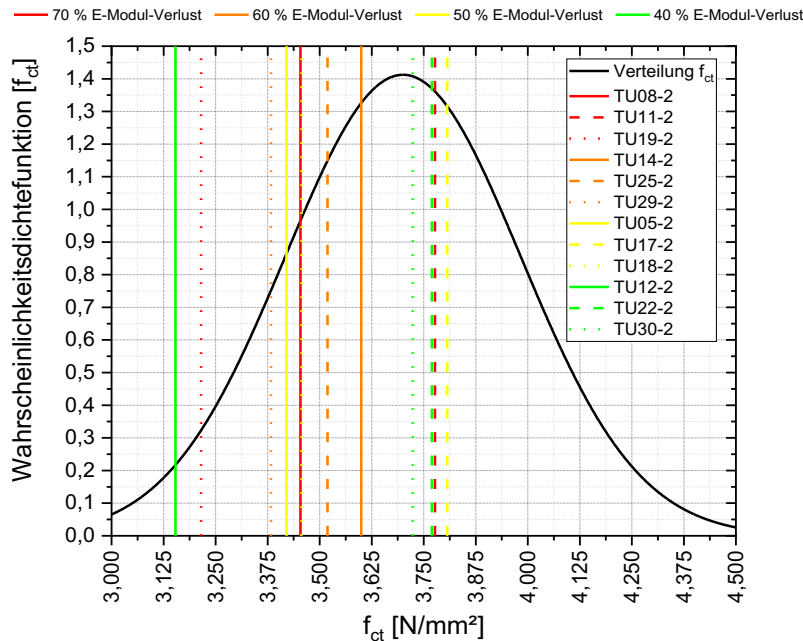


Abbildung 4.16: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Spaltzugfestigkeit der Scheiben der zweiten Schicht von unten (Betonrezeptur 1) sowie Festigkeiten der einzelnen Probekörper nach Beenden des Ermüdungsvorgangs

4.2.4 Abschätzung der ursprünglichen Probekörperfestigkeit aus dem anfänglichen Probekörper-E-Modul

Der Zusammenhang zwischen dem Beton-E-Modul und der Betonfestigkeit ist hinreichend bekannt (vgl. [Beton.org - 2020]). Allerdings gestaltet es sich bisher schwierig, einen allgemeingültigen, also von der Betonrezeptur unabhängigen Zusammenhang zu finden. Es ist jedoch anzunehmen, dass sich bei genügend hoher Anzahl an untersuchten Probekörper ein und derselben Betonrezeptur, ein deutlicher Zusammenhang zwischen dem E-Modul und der Festigkeit abzeichnet. Aus diesem Grund wurde versucht, diesen Zusammenhang für jede der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens untersuchten Betonrezeptur getrennt herauszuarbeiten, um so die ursprünglichen Probekörperfestigkeiten aus den anfänglichen E-Moduln abzuschätzen und das zuvor beschriebene Problem der Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus zu lösen.

Ein direkter Zusammenhang zwischen dem E-Modul und der Festigkeit der Probekörper der zweiten Schicht von unten hätte durch die Bestimmung des E-Moduls der Probekörper in einem ersten Schritt und die anschließende Bestimmung der Probekörperfestigkeit aufgestellt werden können. Allerdings bedeutet dies einen erheblichen Mehraufwand in der Versuchsdurchführung. Weiterhin kann nicht vollständig ausgeschlossen werden, dass es durch die Belastung der Probekörper, die zur Bestimmung des E-Moduls aufgebracht werden muss, nicht bereits zu einer Verminderung der Festigkeit kommt. Aus diesem Grund wurde versucht, durch die vergleichende Betrachtung der Verteilungsfunktion der Spaltzugfestigkeiten mit der Verteilungsfunktion der anfänglichen E-Moduln, einen indirekten Zusammenhang zwischen beiden Materialparametern aufzustellen.

Abbildung 4.17 zeigt das dabei angewendete Vorgehen. Aus den während der ersten aufgetragenen Lastwechsel im Spaltzug-Schwellversuch bestimmten anfänglichen E-Moduln wurde die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der E-Moduln aufgestellt. Sowohl die Verteilungsfunktion der Festigkeiten, als auch die Verteilungsfunktion der E-Moduln wurden anschließend normiert. Unter Annahme des zuvor beschriebenen indirekten Zusammenhangs wurden zunächst die Funktionswerte der Probekörper der zweiten Schicht von unten aus der Verteilungsfunktion der E-Moduln bestimmt (siehe Abbildung 4.17, Schritt 1). Im zweiten Schritt wurden die Funktionswerte der Verteilungsfunktion der E-Moduln jeweils mit den Funktionswerten der Verteilungsfunktion der Festigkeiten gleichgesetzt. Im dritten und letzten Schritt konnten so die ursprünglichen Festigkeiten aus der Verteilungsfunktion der Festigkeiten abgeschätzt werden.

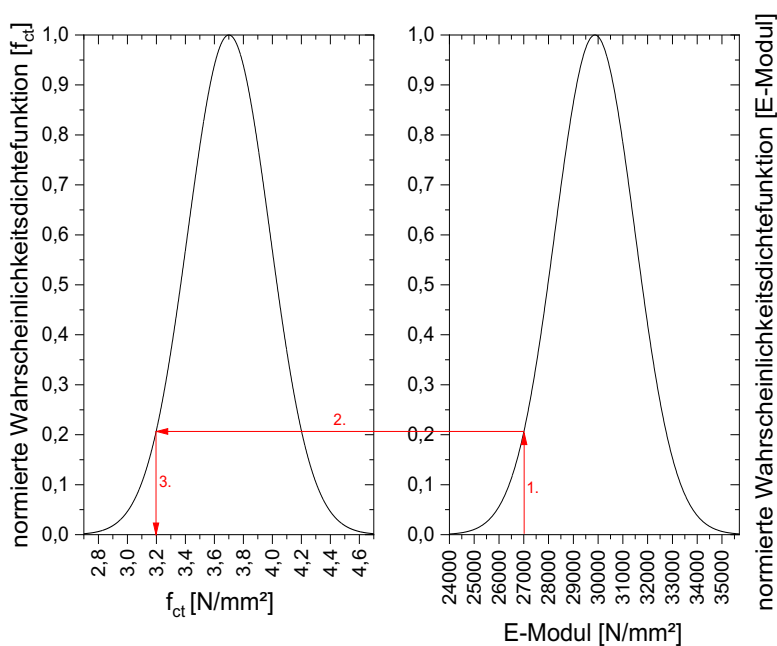


Abbildung 4.17: Vorgehensweise zur Ermittlung der abgeschätzten ursprünglichen Festigkeit aus dem Probekörper-E-Modul

Anhand der Restfestigkeiten der Probekörper der zweiten Schicht von unten aus Tabelle 4.1 konnte anschließend die geschätzte Verschiebung als absolute Änderung der Festigkeiten bestimmt werden. Werden die derart ermittelten geschätzten Verschiebungen der Festigkeiten gegen den E-Modul-Verlust aufgetragen, ergibt sich das in Abbildung 4.18 dargestellte Bild. Die geschätzten Verschiebungen der Festigkeiten der zwölf auf unterschiedliche Ermüdungszustände gebrachten Probekörper sind hierin als graue Quadrate dargestellt. Rot gekennzeichnet sind die mittleren Verschiebungen der Festigkeiten zu einem Ermüdungszustand, also 40 %, 50 %, 60 % und 70 % E-Modul-Verlust. Wie erwartet ergeben sich aufgrund der abschätzenden Betrachtung auf Basis eines indirekten Zusammenhangs des E-Moduls mit der Festigkeit sowohl positive als auch negative geschätzte Verschiebungen der Festigkeiten. Wichtig ist jedoch, dass sich der vermutete indirekte Zusammenhang im Mittel aller Punkte deutlich erkennen lässt. Somit ergeben sich für einen E-Modul-Verlust von 70 % im Mittel eine geschätzte Verschiebung der Festigkeiten von circa 15 %, für einen E-Modul-Verlust von 60 % eine Verschiebung von circa 4% sowie für einen E-Modul-Verlust von 50% eine Verschiebung von circa 3 %. Bei 40 % E-Modul-Verlust liegt die geschätzte Verschiebung bei Null.

Abbildung 4.19 hingegen zeigt das Ergebnis der Untersuchungen von Zhang und Wu [Zhang / Wu – 1997]. Deren Untersuchungen wurden unter der Voraussetzung einer für alle Probekörper konstanten Festigkeit durchgeführt. Daraus resultiert eine für alle Probekörper konstante maximal ertragbare Lastwechselzahl sowie eine identische Verringerung der Festigkeit mit steigender Lastwechselzahl. Folglich gehen Zhang und Wu davon aus, dass die bezogene Lastwechselzahl N_1/N geeignet ist, den Ermüdungszustand der untersuchten Probekörper wiederzugeben. Aufgrund der Tatsache, dass die Betonfestigkeit jedoch materialbedingt sehr starken Streuungen unterliegt, kann das von Zhang und Wu vorgeschlagene Verfahren nur durch die Untersuchung einer Vielzahl von Probekörpern angewendet werden. Aus den Untersuchungen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens geht hervor, dass der Ermüdungsvorgang von Beton zuverlässiger durch die Abnahme des E-Moduls beschrieben werden kann. Dabei zeigt sich, dass der Zusammenhang zwischen der prozentualen Abnahme des E-Moduls und dem Ermüdungszustand unabhängig von der ursprünglichen Festigkeit sowie der aufgebrachten Beanspruchung während des Spaltzug-Schwellversuchs gilt. Auf Grundlage dieser Ergebnisse und basierend auf der Annahme des indirekten Zusammenhangs zwischen dem anfänglichen E-Modul und der ursprünglichen Festigkeit der Probekörper (vgl. Abbildung 4.17) kann der in Abbildung 4.18 gezeigte Zusammenhang zwischen dem E-Modul-Verlust und der abgeschätzten Verringerung der Festigkeit herausgearbeitet werden. Dieser Zusammenhang ist im Gegensatz zu jenem von Zhang und Wu auch für Probekörper unterschiedlicher ursprünglicher Festigkeit gültig und kann demnach mit sehr viel weniger Versuchsaufwand messtechnisch nachgewiesen werden.

Die zusätzlichen Untersuchungen dieses Kapitels zur Verringerung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung implizieren, dass sich die ursprünglichen Festigkeiten der Probekörper anhand der beschriebenen Systematik aus den anfänglichen E-Moduln der Probekörper herleiten lassen. Dies bestätigt die zugrunde gelegte Annahme eines indirekten Zusammenhangs zwischen beiden Materialparametern.

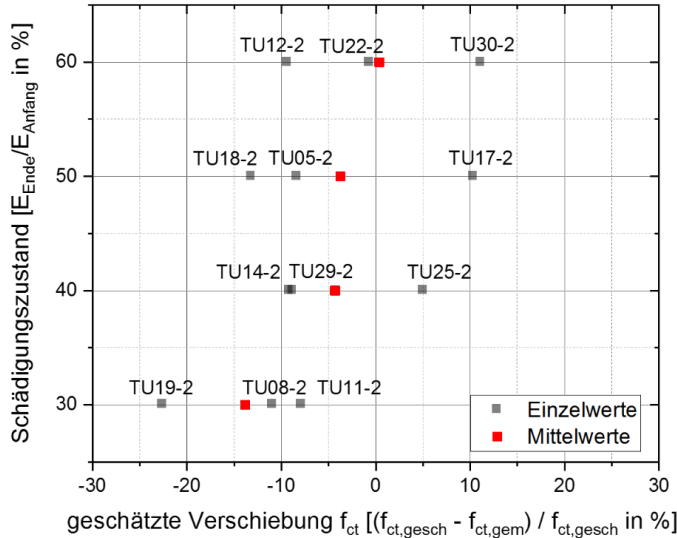


Abbildung 4.18: Abgeschätzte Verschiebung der ursprünglichen Festigkeit anhand der Verteilungsfunktion des E-Moduls; grau: Einzelwerte; rot: Mittelwerte über verschiedene Probekörper desselben Schädigungszustands

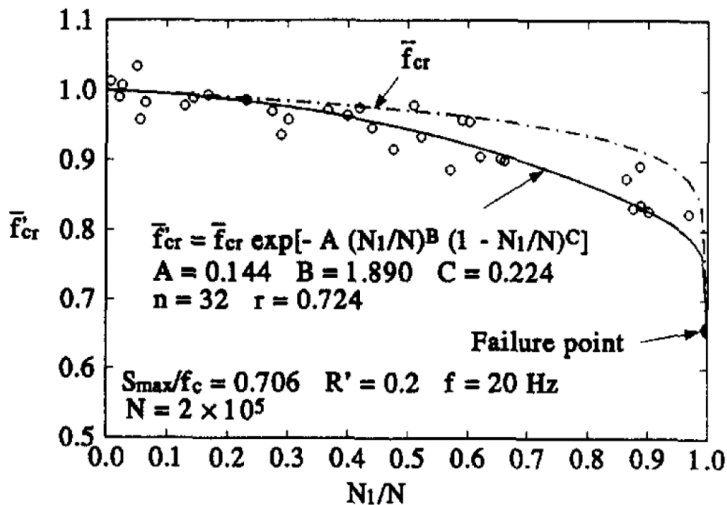


Abbildung 4.19: Beziehung zwischen Restfestigkeit und relativer Lastwechselzahl aus [Zhang / Wu – 1997]

4.2.5 Schlussfolgerungen für eigene Untersuchungen

Aus den zuvor beschriebenen Erkenntnissen lassen sich folgende Punkte für das weitere Vorgehen im Projekt ableiten:

- Zunächst wird die charakteristische Spaltzugfestigkeit der Betonrezeptur an 15 Zylinderscheiben bestimmt. Hiermit wird ein Anhaltspunkt für die Festlegung der Beanspruchungsgrößen weiterer Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch geschaffen. Zudem lässt sich aus den Einzelwerten der statischen Spaltzugfestigkeit die Verteilungsfunktion der Spaltzugfestigkeit bestimmen, aus der anhand des beschriebenen Verfahrens die ursprüngliche Festigkeit der ermüdeten Probekörper abgeschätzt wird.

- Weitere Probekörper werden im Spaltzug-Schwellversuch ermüdet. Je nachdem, ob es sich um einen kurzzeit- bis mittelzyklischen oder einen hochzyklischen Versuch handelt, wird der Versuch am Ende eines Prüftages entweder pausiert oder zum Vermeiden längerer Lastpausen fortgesetzt, jedoch ohne das Vornehmen weiterer Messungen der Eigenfrequenzen und der Ultraschalllaufzeiten.

Alle Probekörper werden bis auf etwa 10 % bis 20 % ihres anfänglichen E-Moduls (Rest-E-Modul) ermüdet, um den gesamten E-Modulverlauf im Zuge der Ermüdung abzubilden. Auf Grundlage der bisherigen Untersuchungen ist davon auszugehen, dass bei diesem Maß an Schädigung eine signifikante Verschiebung der Festigkeiten stattfindet.

- Anschließend werden die Restfestigkeiten der Probekörper bestimmt. Auf Grundlage der anfänglichen E-Moduln werden anhand der beschriebenen Methodik die ursprünglichen Festigkeiten abgeschätzt. Aus der Verhältnisbildung der Beanspruchungsgröße des Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch mit der zurückgerechneten ursprünglichen Festigkeit wird das tatsächliche Beanspruchungsniveau abgeschätzt.
- Die Differenzen der Restfestigkeiten mit den abgeschätzten Festigkeiten können anschließend regressiert werden, um einen Zusammenhang zwischen der Ermüdung und der Verringerung der Festigkeit zu finden, welcher das Ermüdungsverhalten des Betongemischs charakterisiert (Duktilität).

4.3 Untersuchungen an Betonrezeptur 2

4.3.1 Verwendete Betonrezeptur und Probekörperherstellung

Die Herstellung der Probekörper der zweiten zu untersuchenden Betonrezeptur erfolgte analog zur Herstellung der Probekörper der ersten Rezeptur, die in Kapitel 3.1.2 beschrieben wurde. Die Rezeptur kann dem Anhang (Abbildung 13.53 und Abbildung 13.54) entnommen werden.

4.3.2 Messergebnisse

Die Messergebnisse sind im Anhang enthalten.

4.3.3 Zusammenfassung der Messergebnisse

Die E-Modulverläufe, welche anhand der Messwerte der IWA, der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen unter Annahme einer Querdehnzahl von 0,2 erstellt wurden, sind insgesamt sehr konsistent. Durch Anwendung des optimierten Prüfprogramms der zweiten Generation ist anhand der Messergebnisse der IWA für alle untersuchten Probekörper der charakteristische, dreiphasige Verlauf der „cyclic creep curve“ erkennbar. Zudem zeigt sich der vollständige Verlauf der „cyclic creep curve“ für kurzzeit- bis mittelzyklisch belastete Probekörper bei Durchführung der Messungen der Ultraschalllaufzeit sowie der Eigenfrequenzen. Für hochzyklisch belastete Probekörper musste nach Beendigung eines Prüftages auf die weiteren Messungen der Ultraschalllaufzeiten sowie der Eigenfrequenzen entsprechend den Erläuterungen in Kapitel 4.1.3 verzichtet werden. Ein Großteil der Probekörper musste bis auf 10 % des anfänglichen E-Moduls ermüdet werden, um die dritte Phase der „cyclic creep curve“ zu erreichen. Bei Probekörper TU207-U konnte die Belastung bereits bei einem Rest-E-Modul von 52 % beendet werden, da zu diesem Zeitpunkt bereits der vollständige Verlauf der „cyclic creep curve“ erkennbar war. Im Sinne einer präziseren Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus infolge einer geringeren Beeinflussung der Festigkeit wurden die Belastungsversuche beendet, sobald die vollständige „cyclic creep curve“ abgebildet war. Die zur Abbildung der „cyclic creep curve“ erforderlichen Ermüdungszustände (Rest-E-Moduln) der einzelnen Probekörper können Tabelle 4.2 entnommen werden. Es wurde versucht, den Probekörper TU202-U bis auf 10 % seines anfänglichen E-Moduls zu ermüden, der Probekörper versagte jedoch schlagartig während des Belastungszyklus, bevor ein Rest-E-Modul von 10 % seines anfänglichen E-Moduls erreicht wurde. Für diesen Probekörper konnte somit keine Restfestigkeit ermittelt und folglich kein Beanspruchungsniveau abgeschätzt werden.

Analog zu den Ergebnissen der Voruntersuchungen zeigt sich eine systematische Ordnung der E-Modulverläufe. Dabei ergeben die Ultraschalllaufzeitmessungen einen größeren E-Modul als die Eigenfrequenzmessungen, welche wiederum größere E-Moduln wiedergeben als die Messungen der IWA. Zudem ist auch bei den Untersuchungen an der zweiten Betonrezeptur mit zunehmender Schädigung eine signifikant höhere Abnahme der E-Moduln aus der IWA-Messung gegenüber der Abnahme der E-Moduln aus den Messungen der Ultraschalllaufzeit sowie der Eigenfrequenzen beobachtbar. In der Diskussion der Messergebnisse des ersten untersuchten Probekörpers TU01-1 in Kapitel 3.10.1 wurde bereits diskutiert, wodurch dieser Unterschied in den E-Modulverläufen zustande kommen könnte. Unter Annahme der Schädigung eines örtlich begrenzten Bereichs der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch ist erklärbar, warum auch die Untersuchungen der zweiten sowie der dritten Rezeptur die beschriebenen Unterschiede in den E-Modulverläufen zeigen.

Den Erläuterungen in Kapitel 4.1.3 folgend, konnte nicht für alle Probekörper der zweiten Rezeptur der gesamte Ermüdungsvorgang durch Messungen der Ultraschalllaufzeit sowie der Eigenfrequenzen festgehalten werden. Bei den Probekörpern TU208-U, 218-U und 220-U handelte es sich um hochzyklisch belastete Probekörper, der vollständige E-Modulverlauf dieser Probekörper konnte also nicht innerhalb eines Prüftages erfasst werden. Um die Verringerung des E-Modulverlaufs nach Wiederaufnahme der zyklischen Belastung nach einer längeren Lastpause zu vermeiden, wurde, wie in Kapitel 4.1.3 beschrieben, auf die weiteren Messungen der Ultraschalllaufzeiten sowie der Eigenfrequenzen nach Beendigung des Prüftages verzichtet und die Probekörper mit einem einzigen ununterbrochenem Belastungszyklus bis auf den angezielten Grenz-E-Modul ermüdet. Die E-Modulverläufe (Ultraschall und Eigenfrequenzen) dieser Probekörper sind in den Abbildungen entsprechend gestrichelt dargestellt. Nichtsdestotrotz konnte aus organisatorischen Gründen nicht gänzlich auf das Einhalten längerer Belastungspausen verzichtet werden. Demzufolge lassen sich auch weiterhin z. T. signifikante Verringerungen des E-Moduls bei wiederaufgenommener Belastung in den E-Modulverläufen einzelner Probekörper erkennen.

4.3.4 Abschätzung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus

Entsprechend der in Kapitel 4.2.4 beschriebenen Vorgehensweise wurde die ursprüngliche Festigkeit der Probekörper mithilfe der Parameter aus Tabelle 4.2 abgeschätzt. Aus diesen Werten der ursprünglichen Festigkeit resultiert das in Tabelle 4.3 enthaltene abgeschätzte Beanspruchungsniveau.

Tabelle 4.2: Abgeschätzte Spaltzug-Festigkeit der Probekörper aus Betonrezeptur 2 sowie anfänglicher E-Modul, Restfestigkeit, abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit sowie Ermüdungszustand (Rest-E-Modul bezogen auf anfänglichen E-Modul)

| Probekörper | anfänglicher E-Modul | abgeschätzte Spaltzugfestigkeit | Restfestigkeit | abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit | Ermüdungszustand (Rest-E-Modul) |
|-------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|--|---------------------------------|
| [-] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [%] | [%] |
| TU207-U | 40009 | 5,243 | 4,397 | -19,3 | 52 |
| TU220-U | 41632 | 5,738 | 3,943 | -45,5 | 35 |
| TU222-U | 41038 | 5,557 | 4,433 | -25,3 | 31 |
| TU204-U | 40871 | 5,506 | 3,646 | -51,0 | 10 |
| TU206-U | 42174 | 5,903 | 4,075 | -44,8 | 17 |
| TU208-U | 41962 | 5,838 | 3,288 | -77,6 | 10 |
| TU218-U | 41896 | 5,818 | 3,402 | -71,0 | 10 |
| TU229-U | 40605 | 5,425 | 3,541 | -53,2 | 16 |
| TU221-U | 42416 | 5,977 | 3,448 | -73,4 | 10 |
| TU216-U | 43164 | 6,205 | 3,410 | -82,0 | 10 |
| TU226-U | 43033 | 6,165 | 4,175 | -47,7 | 20 |

Tabelle 4.3: Abgeschätztes Beanspruchungsniveau der Probekörper aus Betonrezeptur 2 sowie angesetztes Beanspruchungsniveau, Beanspruchung sowie abgeschätzte ursprüngliche Spaltzugfestigkeit

| Probekörper | angenommenes Beanspruchungsniveau | Beanspruchung | abgeschätzte Spaltzugfestigkeit | abgeschätztes tatsächliches Beanspruchungsniveau |
|-------------|-----------------------------------|----------------------|---------------------------------|--|
| [-] | [%] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [%] |
| TU207-U | 77,5 | 3,925 | 5,243 | 74,9 |
| TU220-U | 77,5 | 3,925 | 5,738 | 68,4 |
| TU222-U | 77,5 | 3,925 | 5,557 | 70,6 |
| TU204-U | 77,5 | 3,925 | 5,506 | 71,3 |
| TU206-U | 77,5 | 3,925 | 5,903 | 66,5 |
| TU208-U | 77,5 | 3,925 | 5,838 | 67,2 |
| TU218-U | 77,5 | 3,925 | 5,818 | 67,5 |
| TU229-U | 77,5 | 3,925 | 5,425 | 72,4 |
| TU221-U | 77,5 | 3,925 | 5,977 | 65,7 |
| TU216-U | 77,5 | 3,925 | 6,205 | 63,3 |
| TU226-U | 77,5 | 3,925 | 6,165 | 63,7 |

Anschließend wurden die abgeschätzten Verringerungen der Festigkeiten unter Zugrundernahme des exponentiellen Ansatzes nach Zhang und Wu [Zhang/Wu – 1997] mittels des folgenden eigenen Ansatzes regressiert:

$$\Delta f_{ct} = K \cdot e^{\left[-A \cdot \left(\frac{E_{\text{Ende}}}{E_{\text{Anfang}}} \right)^B \cdot \left(1 - \frac{E_{\text{Ende}}}{E_{\text{Anfang}}} \right)^C \right]} \quad (4.1)$$

Auf Grundlage dieses Ansatzes konnten die geschätzten Verschiebungen der Festigkeiten der Probekörper der zweiten, untersuchten Betonrezeptur mit einem Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,71$ regressiert werden. Abbildung 4.20 zeigt die Einzelwerte der untersuchten Probekörper sowie die ermittelte Regressionsfunktion. Anhand des Kurvenverlaufs der Regressionsfunktion lässt sich das zuvor beschriebene duktile Betonverhalten erkennen. Dieses ist dadurch geprägt, dass eine progressive Abnahme des E-Moduls in einer zunehmenden Minderung der Festigkeit resultiert (zunehmender Anstieg der Regressionskurve mit fortschreitender Ermüdung).

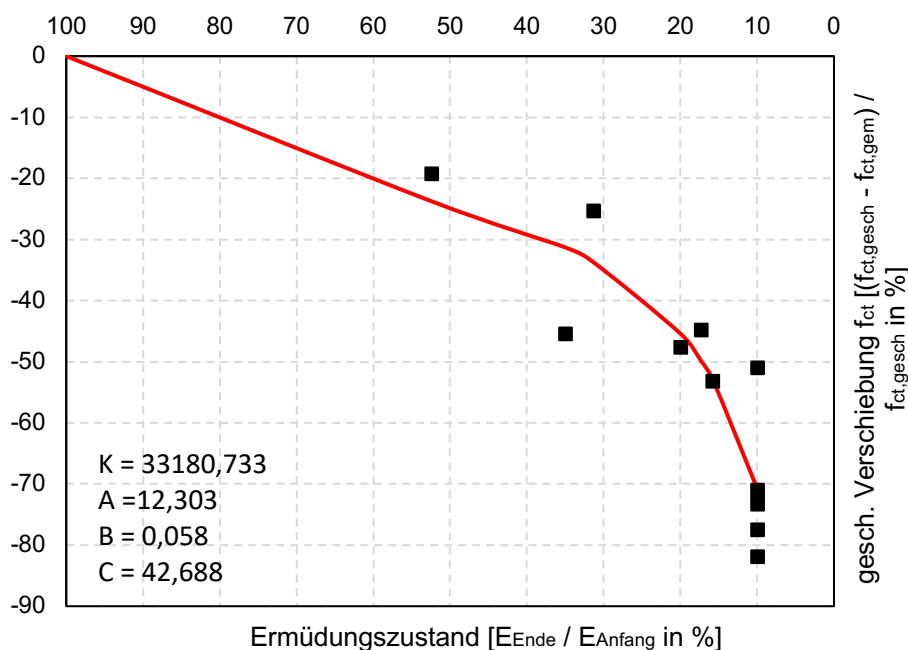


Abbildung 4.20: Abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit für Betonrezeptur 2 in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand (Rest-E-Modul bezogen auf anfänglichen E-Modul); schwarze Punkte: Messergebnisse; rote Linie: Ergebnis der Regression mittels des Modells aus [Zhang / Wu – 1997]

4.4 Untersuchungen an Betonrezeptur 3

4.4.1 Verwendete Betonrezeptur und Probekörperherstellung

Die Herstellung der Probekörper der dritten zu untersuchenden Betonrezeptur erfolgte analog zur Herstellung der Probekörper der ersten Rezeptur, die in Kapitel 3.1.2 beschrieben wurde. Bei der dritten Betonrezeptur handelt es sich um einen Fahrbahndeckenbeton (Waschbetonrezeptur), welche auf einer durch die BAST betreuten Strecke zum Einsatz kam. Die Rezeptur kann dem Anhang (Abbildung 13.55) entnommen werden.

4.4.2 Messergebnisse

Die detaillierten Messergebnisse sind im Anhang enthalten.

4.4.3 Zusammenfassung der Messergebnisse

Analog zu den Messergebnissen an Betonrezeptur 2 ist der dreiphasige Verlauf der „cyclic creep curve“ auch bei Betonrezeptur 3 anhand der mittels der IWA gewonnenen Messergebnisse erkennbar. Einzige Ausnahme stellt der Probekörper TU316-U dar, bei dem der Versuch aufgrund seiner sehr stark ausgeprägten Ermüdungsbeständigkeit vorzeitig abgebrochen wurde. Dies legt eine besonders hohe ursprüngliche Festigkeit des Probekörpers nahe. Während die Probekörper der Betonrezeptur 2 bis auf 10 % des anfänglichen E-Moduls ermüdet werden mussten, um den vollständigen Verlauf der „cyclic creep curve“ abzubilden, konnten die Versuche an Betonrezeptur 3 bereits bei einem Rest-E-Modul von etwa 40 % bis 60 % beendet werden, da zu diesem Zeitpunkt für alle Probekörper die dritte Phase der „cyclic creep curve“ erreicht wurde. Dies deutet darauf hin, dass für die Probekörper ein stark ausgeprägtes sprödebruchartiges Verhalten zu erwarten wäre, wenn die Belastung fortgesetzt würde. Dieses Verhalten wäre charakterisiert durch eine starke Abnahme des E-Moduls sowie eine signifikante Verringerung der Festigkeit innerhalb weniger Lastwechsel.

Wie bei Betonrezeptur 2 wurde entsprechend den Erläuterungen in Kapitel 4.1.3 für hochzyklisch belastete Probekörper auf eine weitere Messung der Ultraschalllaufzeiten sowie der Eigenfrequenzen nach Beendigung eines Prüftages verzichtet.

Auch bei den Messergebnissen der Betonrezeptur 3 ist die systematische Ordnung der E-Modulverläufe erkennbar, sodass die Ultraschalllaufzeitmessungen die höchsten Werte des E-Moduls und die Messungen mittels IWA die geringsten Werte ergeben. Zudem ist anhand der Messungen mittels IWA wiederum die stärkste Abnahme des E-Moduls erkennbar, was die These des Einflusses eines begrenzten Schädigungsbereichs auf die Messergebnisse der Ultraschalllaufzeit und der Eigenfrequenz bestätigt (vgl. Kapitel 3.10.1). Den Auswertungen wurde eine angenommene Querdehnzahl von 0,2 zugrunde gelegt.

Auch bei Betonrezeptur 3 konnten vereinzelt längere Lastpausen aus organisatorischen Gründen nicht vermieden werden, sodass sich an einzelnen Probekörpern weiterhin mitunter signifikante Verringerungen des E-Moduls ergeben.

4.4.4 Abschätzung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus

Entsprechend der in Kapitel 4.2.4 beschriebenen Vorgehensweise wurde die ursprüngliche Festigkeit der Probekörper mithilfe der Parameter aus Tabelle 4.4 abgeschätzt. Aus diesen Werten der ursprünglichen Festigkeit resultiert das in Tabelle 4.5 enthaltene abgeschätzte Beanspruchungsniveau.

Tabelle 4.4: Abgeschätzte Spaltzug-Festigkeit der Probekörper aus Betonrezeptur 2 sowie anfänglicher E-Modul, Restfestigkeit, abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit sowie Ermüdungszustand (Rest-E-Modul bezogen auf anfänglichen E-Modul)

| Probekörper | anfänglicher E-Modul | abgeschätzte Spaltzugfestigkeit | Restfestigkeit | abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit | Ermüdungszustand (Rest-E-Modul) |
|-------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|--|---------------------------------|
| [-] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [%] | [%] |
| TU311-U | 41896 | 7,968 | 4,818 | -65,4 | 40 |
| TU309-U | 40447 | 6,983 | 4,017 | -73,8 | 55 |
| TU317-U | 39556 | 6,378 | 5,186 | -23,0 | 54 |
| TU313-U | 40092 | 6,742 | 4,323 | -55,9 | 45 |
| TU330-U | 39585 | 6,397 | 4,571 | -40,0 | 60 |
| TU316-U | 39481 | 6,327 | 5,583 | -13,3 | 78 |
| TU329-U | 39487 | 6,331 | 5,208 | -21,6 | 48 |
| TU322-U | 39798 | 6,542 | 4,395 | -48,9 | 50 |
| TU319-U | 38852 | 5,899 | 4,546 | -29,8 | 51 |
| TU303-U | 39169 | 6,115 | 4,797 | -27,5 | 63 |
| TU308-U | 38849 | 5,897 | 5,140 | -14,7 | 66 |
| TU312-U | 38846 | 5,895 | 5,021 | -17,4 | 61 |
| TU306-U | 39267 | 6,181 | 4,872 | -26,9 | 65 |

Tabelle 4.5: Abgeschätztes Beanspruchungsniveau der Probekörper aus Betonrezeptur 3 sowie angesetzttes Beanspruchungsniveau, Beanspruchung sowie abgeschätzte ursprüngliche Spaltzugfestigkeit

| Probekörper | angenommenes Beanspruchungsniveau | Beanspruchung | abgeschätzte Spaltzugfestigkeit | abgeschätztes tatsächliches Beanspruchungsniveau |
|-------------|-----------------------------------|----------------------|---------------------------------|--|
| [-] | [%] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [%] |
| TU311-U | 77,5 | 3,985 | 7,968 | 50,0 |
| TU309-U | 77,5 | 3,985 | 6,983 | 57,1 |
| TU317-U | 80,0 | 4,114 | 6,378 | 64,5 |
| TU313-U | 80,0 | 4,114 | 6,742 | 61,0 |
| TU330-U | 82,5 | 4,242 | 6,397 | 66,3 |
| TU316-U | 82,5 | 4,242 | 6,327 | 67,0 |
| TU329-U | 85,0 | 4,371 | 6,331 | 69,0 |
| TU322-U | 85,0 | 4,371 | 6,542 | 66,8 |
| TU319-U | 87,5 | 4,500 | 5,899 | 76,3 |
| TU303-U | 90,0 | 4,628 | 6,115 | 75,7 |
| TU308-U | 90,0 | 4,628 | 5,897 | 78,5 |
| TU312-U | 90,0 | 4,628 | 5,895 | 78,5 |
| TU306-U | 90,0 | 4,628 | 6,181 | 74,9 |

Anschließend wurden analog zur Vorgehensweise in Kapitel 4.3.4 mithilfe von Gl. (4.1) die abgeschätzten Verringerungen der Festigkeiten regressiert. Die daraus resultierende Regressionskurve ist in Abbildung 4.21 den gemessenen Restfestigkeiten in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand (Rest-E-Modul) gegenübergestellt. Es zeigt sich ein im Vergleich zur Betonrezeptur 2 deutlich steilerer Verlauf der Regressionskurve. Dies bestätigt die Annahme eines spröden Materialverhaltens, welches dadurch charakterisiert ist, dass eine geringere Ermüdung in Form der Verringerung des E-Moduls zu einer stärkeren Abnahme der Festigkeit führt. Der frühzeitige Übergang der Probekörper in die dritte Phase der „cyclic creep curve“ spiegelt sich in dem steilen Verlauf der Regressionskurve in Abbildung 4.21 wider.

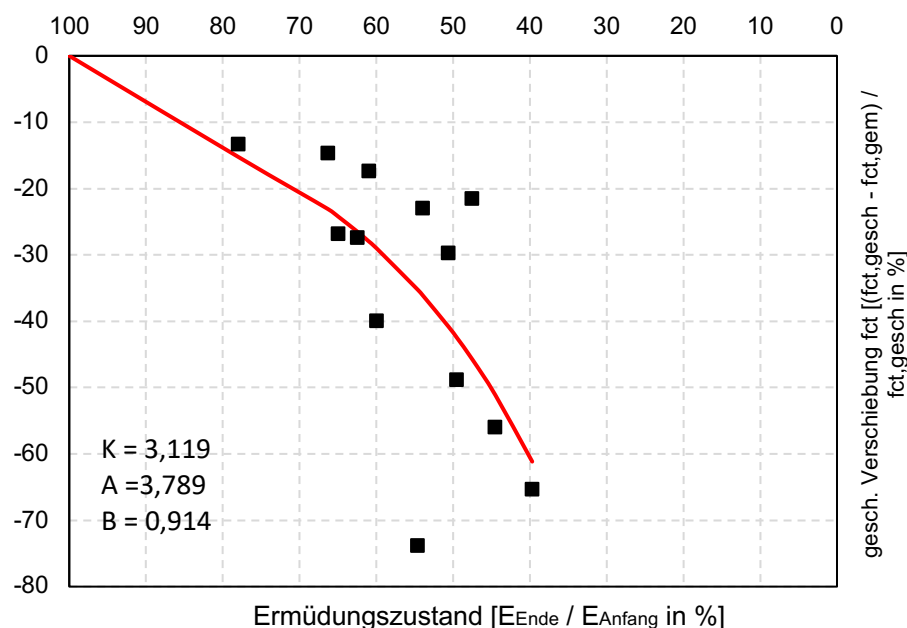


Abbildung 4.21: Abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit für Betonrezeptur 3 in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand (Rest-E-Modul bezogen auf anfänglichen E-Modul); schwarze Punkte: Messergebnisse; rote Linie: Ergebnis der Regression mittels des Modells aus [Zhang / Wu – 1997]

4.5 Ableiten charakteristischer Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung

4.5.1 Vorgehen

Basierend auf den anhand der Messwerte der IWA ermittelten E-Modul-Verläufen aller drei untersuchten Betonrezepturen wurden für die Rezepturen charakteristische Verläufe für die Verminderung des E-Moduls im Zuge der Ermüdung bestimmt. Es wurden die Messwerte der IWA für die Bestimmung charakteristischer E-Modul-Verläufe genutzt, da diese die Änderung des äquivalenten E-Moduls des geschädigten Bereichs im Probekörper wiedergeben, während die auf Grundlage des Eigenfrequenz- und Ultraschalllaufzeit-Verfahrens ermittelten E-Module einen geometrisch gewichteten Wert erfassen. Die tatsächliche Ermüdung des geschädigten Materials wird demzufolge besser durch die Änderung des anhand der Messwerte der IWA bestimmten E-Moduls beschrieben.

Bei der Bestimmung der charakteristischen E-Modul-Verläufe wurde wie folgt vorgegangen. Es wurden zunächst lediglich diejenigen E-Modul-Verläufe ausgewählt, bei denen die Verminderung des E-Moduls derart stark ausgeprägt war, als dass sich der komplette Verlauf der „cyclic creep curve“ abgezeichnet hatte. Zumeist mussten die Probekörper der ersten sowie zweiten untersuchten Betonrezeptur hierfür bis auf 10 % bis 20 % des anfänglichen E-Moduls, die der dritten Rezeptur bis auf etwa 50 % des anfänglichen E-Moduls ermüdet werden. Im nächsten Schritt wurden die E-Modul-Verläufe durch Bezug der Werte des E-Moduls auf den jeweiligen ersten Wert des E-Moduls (anfänglicher E-Modul) auf der Ordinate sowie durch Bezug der Lastwechselzahlen auf den jeweiligen letzten Lastwechsel (bezogene Lastwechselzahl) auf der Abszisse normiert. Um eine Übergewichtung von E-Modul-Verläufen mit einer hohen Datenpunktauflösung bei der Bestimmung der charakteristischen Verläufe zu verhindern, musste anschließend die

Datenpunktauflösung für alle Verläufe vereinheitlicht werden. Dies geschah durch das Bilden unterschiedlich großer Lastwechselfenster (Teilbereiche der bezogenen Lastwechselzahl), innerhalb derer alle im Fenster befindlichen Werte des E-Moduls gemittelt wurden. Die Fenstergröße der ersten und letzten 10 % der bezogenen Lastwechselzahl betrug 1,25 %, die der ersten und letzten 10 % ... 20 % betrug 2,5 % und die Fenstergröße des mittleren Bereichs der bezogenen Lastwechselzahl von 20 % ... 80 % wurde zu 5 % gewählt. Mit dieser unterschiedlichen Auflösung der einzelnen Bereiche der E-Modul-Verläufe sollte die hinreichend genaue Abbildbarkeit der einzelnen Phasen der „cyclic creep curve“ gewährleistet werden. Für den Fall, dass keine E-Modul-Werte innerhalb eines Lastwechselfensters vorlagen, wurden Werte entsprechend der Mittelwerte vor- und nachheriger Lastwechselfenster unter Ansatz eines Polynoms dritten Grades interpoliert. Die innerhalb eines Lastwechselfensters gemittelten Werte des E-Moduls wurden der mittleren Lastwechselzahl eines Lastwechselfensters zugeordnet. Zudem wurden jeweils der erste Wert und der letzte Wert des E-Moduls mit den bezogenen Lastwechselzahlen 0 bzw. 1 berücksichtigt.

4.5.2 Ergebnisse

Die sich anhand des beschriebenen Vorgehens ergebenden E-Modul-Verläufe sind in Abbildung 4.22 dargestellt. Dabei sind die an den einzelnen Probekörpern ermittelten Verläufe verblasst dargestellt, die charakteristischen Verläufe der Mittelwertfunktionen hingegen sind opak dargestellt. Für die Bestimmung des charakteristischen Verlaufs der ersten Betonrezeptur (hellgrün) standen sechs einzelne E-Modul-Verläufe zur Verfügung. Dies war dem Umstand geschuldet, dass nur ein Teil der untersuchten Probekörper mit dem Versuchsprogramm in der zweiten Generation belastet werden konnte, bzw. sich nur für einen Teil der Probekörper der komplette Verlauf der „cyclic creep curve“ abbilden ließ. Zur Erhöhung der Anzahl der E-Modul-Verläufe wurde aus diesem Grund zudem auf zwei Verläufe zurückgegriffen, die an Probekörpern der zweiten Schicht von unten der ersten Rezeptur im Zuge der zusätzlichen Untersuchungen gewonnen wurden. Die Mittelwertfunktion der zweiten Betonrezeptur (magenta) als auch die der dritten Rezeptur (türkis) wurden aus jeweils 12 einzelnen E-Modul-Verläufen gebildet.

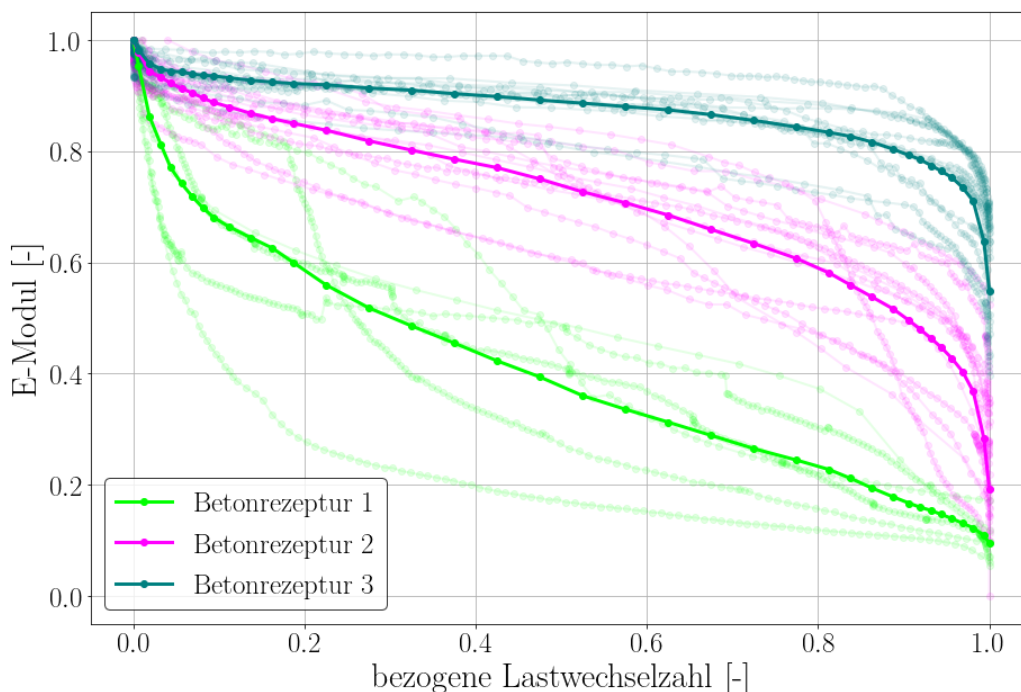


Abbildung 4.22: Charakteristische Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung für die untersuchten Betonrezepturen als normierte Mittelwertfunktionen

Zwischen den charakteristischen E-Modul-Verläufen der jeweiligen Betonrezepturen zeigen sich signifikante Unterschiede hinsichtlich der Form bzw. der Länge der einzelnen Phasen der „cyclic creep curve“.

Der charakteristische Verlauf der Betonrezeptur 1 zeichnet sich durch eine stark ausgeprägte Phase I aus. Diese dauert bis zu einer bezogenen Lastwechselzahl von etwa 0,1 an und führt zu einer Verminderung des E-Moduls auf etwa 70 % des anfänglichen E-Moduls. Die Phase III ist hingegen nur sehr schwach

ausgeprägt und nahezu nicht vorhanden. Sie beginnt kurz vor Erreichen einer bezogenen Lastwechselzahl von 1,0 und geht mit einer marginalen Verminderung des E-Moduls einher. Aufgrund der in Abbildung 4.23 dargestellten, vergleichsweise starken Streuung der Verlaufsform sowie der geringen Anzahl der einzelnen Verläufe der Betonrezeptur 1 ist die Aussagekraft des bestimmten charakteristischen Verlaufs in Frage zu stellen.

Ein deutlich besseres Bild zeigt sich für die Streuungen der Verlaufsformen bei den Betonrezepturen 2 und 3. Diese sind der Abbildung 4.24 und der Abbildung 4.25 zu entnehmen. Am wenigsten streuen die Verläufe der dritten Betonrezeptur. Die Phase I der „cyclic creep curve“ dauert bei Betonrezeptur 2 bis zu einer bezogenen Lastwechselzahl von etwa 0,1 und führt zu einer Verminderung des E-Moduls auf circa 90 % des anfänglichen E-Moduls. Bei Betonrezeptur 3 hingegen wird die Phase I bei einer bezogenen Lastwechselzahl von etwa 0,025 sowie einer Verminderung auf etwa 95 % des anfänglichen E-Moduls vergleichsweise früh beendet. Ein deutlicher Übergang der Phase II in die Phase III lässt sich für beide Rezepturen zwar nicht erkennen, jedoch wird der E-Modul jeweils nach Erreichen der bezogenen Lastwechselzahl von 0,7 übermäßig vermindert, weshalb es nahe liegt, besagten Übergang in diesem Bereich zu verorten. Der signifikanteste Unterschied zwischen den charakteristischen E-Modul-Verläufen beider Rezepturen zeigt sich im Maß der Verminderung des E-Moduls über den kompletten Verlauf der „cyclic creep curve“. Entsprechend der Erläuterungen zum Vorgehen zur Bestimmung der charakteristischen Verläufe geht die Abbildung des kompletten Verlaufs der „cyclic creep curve“ bei Betonrezeptur 2 mit einer gegenüber Betonrezeptur 3 etwa 2,5-fachen Verminderung des E-Moduls einher.

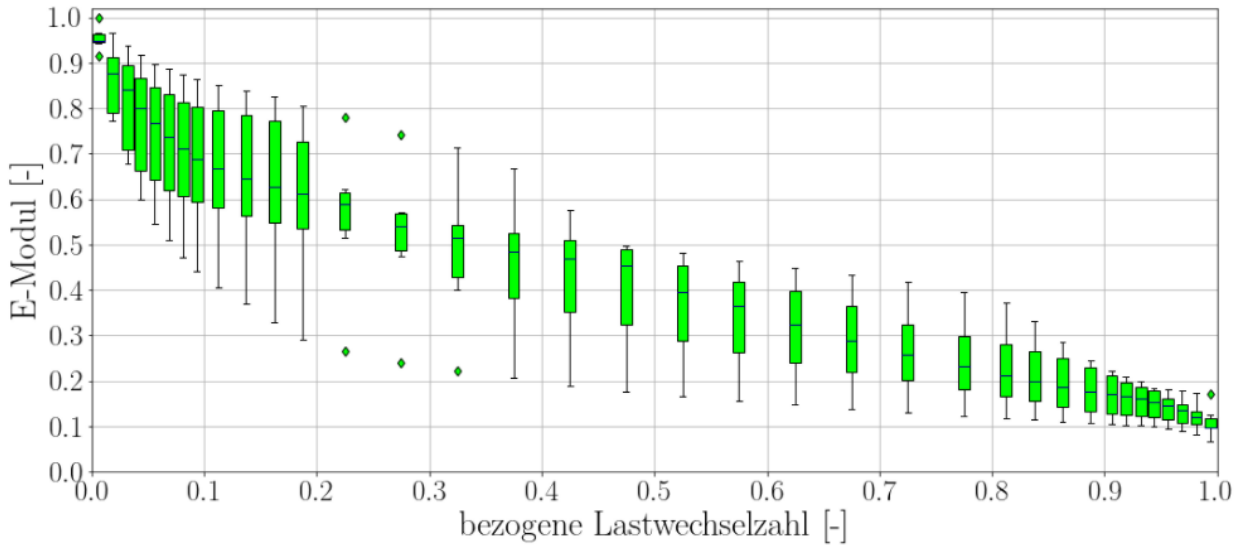


Abbildung 4.23: Verteilung der einzelnen E-Modul-Verläufe der ersten Betonrezeptur (sechs Einzelverläufe)

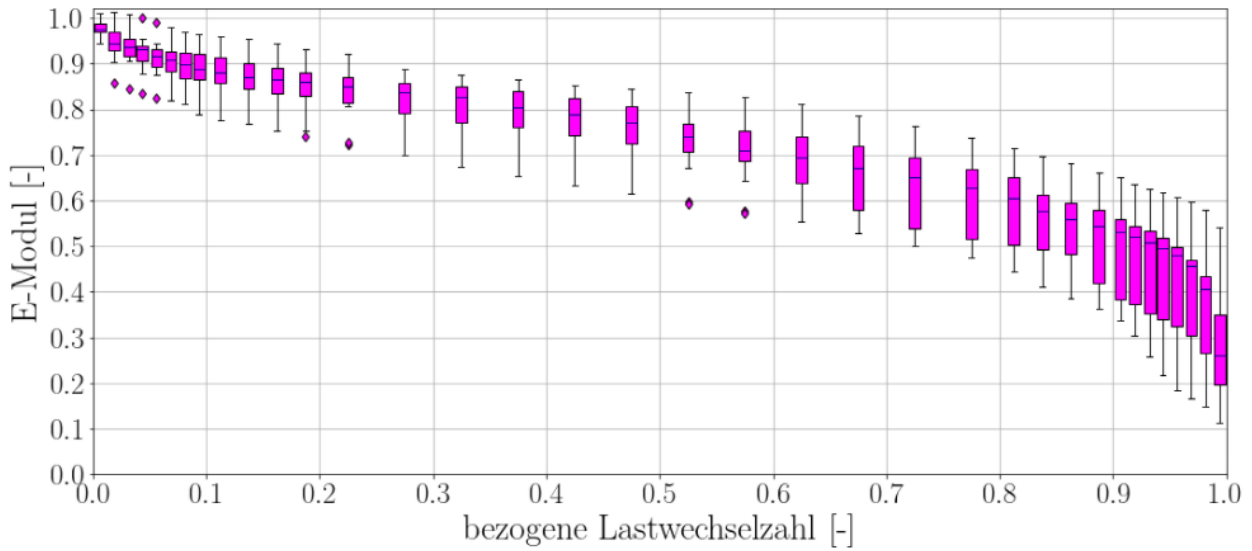


Abbildung 4.24: Verteilung der einzelnen E-Modul-Verläufe der zweiten Betonrezeptur (12 Einzelverläufe)

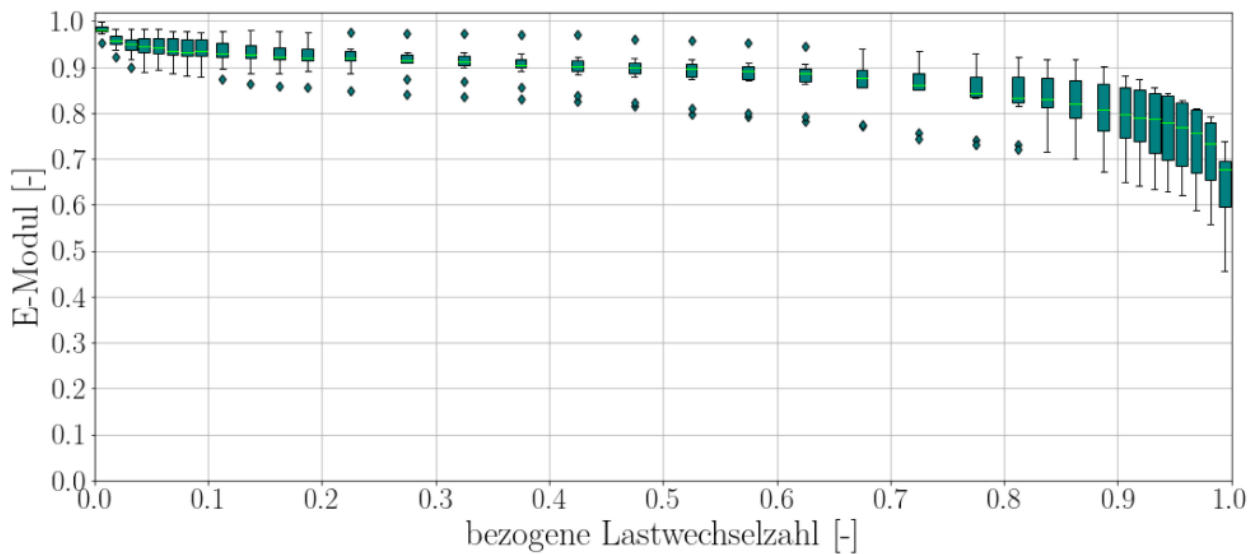


Abbildung 4.25: Verteilung der einzelnen E-Modul-Verläufe der dritten Betonrezeptur (12 Einzelverläufe)

4.5.3 Diskussion

Da die Ermüdungsversuche an den drei untersuchten Betonrezepturen, mit Ausnahme des ersten Teils der Versuche an der ersten Betonrezeptur, unter konstanten Versuchsbedingungen durchgeführt wurden, liegt die Vermutung nahe, dass sich die erläuterten Unterschiede zwischen den charakteristischen E-Modul-Verläufen auf Unterschiede in den Betonrezepturen zurückführen lassen. Es fällt bspw. auf, dass die Verläufe der einzelnen Rezepturen entsprechend des verwendeten Größtkorns im Beton (22 mm bei Rezeptur 1, 16 mm bei Rezeptur 2 und 8 mm bei Rezeptur 3) geordnet werden können. Wie in Kapitel 2.8.2 anhand des Betonmodells nach Lusche [Lusche – 1972] erläutert, wird das Hauptspannungslinienbild im belasteten Beton maßgeblich durch das Gesteinskorngefüge bestimmt. Es ist nun anzunehmen, dass das Maß der Druckspannungskonzentration und folglich auch der Zugbeanspruchung der Zementsteinmatrix u.a. durch die Größe der Gesteinskörner bestimmt wird, da größere Körner mehr Spannungen konzentrieren.

Dies könnte ein Grund für die systematische Ordnung der charakteristischen E-Modul-Verläufe entsprechend des jeweils verwendeten Größtkorns der Betonrezepturen sein. Infolge des inhomogeneren Betongefüges der Rezeptur 1 entstehen Bereiche konzentrierterer Druck- und daraus resultierender Zugspannungen im Beton. Es ist weiter anzunehmen, dass diese Bereiche im Zuge einer Ermüdungsbeanspruchung übermäßig geschädigt werden. Dies geht mit einem übermäßigem ermüdungsbedingtem Risswachstum in diesen Bereichen in Phase II der „cyclic creep curve“ einher. Damit könnte erklärt werden, warum die Phase III bei Betonrezeptur 1 hingegen fast nicht erkennbar ist. Es findet kein progressives Zusammenwachsen mehrerer gleichmäßig im Betongefüge verteilter Mikrorisse zu einem Makroriss statt. Stattdessen führt das Öffnen eines einzelnen Risses zwischen zwei größeren Gesteinskörnern zu einem vergleichsweise plötzlichen Versagen des Betons.

Diesen Erläuterungen folgend, ist davon auszugehen, dass das ermüdungsbedingte Mikrorisswachstum bei Betonrezeptur 2 gleichmäßiger und bei Betonrezeptur 3 am gleichmäßigsten, d.h., am gleichmäßigsten über das Betongefüge verteilt, vorstättengeht. Aus einem gleichmäßigen Mikrorisswachstum resultiert eine langsame Zunahme der Verformungen, bzw. eine langsame Verminderung des E-Moduls. Wird zudem davon ausgegangen, dass der Zeitpunkt des Entstehens eines Makrorisses durch das Zusammenwachsen vorhandener Mikrorisse durch die Gleichmäßigkeit von deren Verteilung im Gefüge bestimmt wird, wäre erklärbar, warum der Ermüdungsprozess von Betonrezeptur 3 mit einer geringen Verminderung des E-Moduls in Phase II sowie einer verhältnismäßig kurz andauernden Phase III der „cyclic creep curve“ einhergeht. Anhand dieser Betrachtungen ließe sich das Ermüdungsverhalten der Betonrezeptur 3 wiederum als vergleichsweise spröde und das der Betonrezeptur 2 hingegen als duktil einstufen.

Weiterhin wäre es vorstellbar, dass die Größe der Gesteinskörner auch für die Verlaufsform sowie die Dauer der Phase I verantwortlich sein kann, in der durch den Hydratationsprozess entstandene Mikrorisse im Zuge einer Erstbelastung initial geschlossen werden. In Kapitel 2.8.1 wird im Detail erläutert, welche Prozesse zu einem solchen Mikrorisswachstum während der Hydratationsphase des Betons führen. Insbesondere das Maß der thermischen und hygrischen Inkompatibilität zwischen Zementstein und Zuschlagstoff könnte durch die Größe der Gesteinskörner verstärkt werden. Größere Gesteinskörner weisen zum einen eine größere Kontaktzone zum Zementstein auf, zum anderen ist die absolute Volumenänderung dieser Körner im Zuge thermischer und hygrischer Veränderungen im Beton verglichen mit kleineren Körnern größer. Dadurch bedingt können ausgeprägtere Zugringe um das Gesteinskorn entstehen, die wiederum zu einem Entstehen von mehr bzw. größeren Mikrorissen in der Kontaktzone im Zuge der Hydratation führen können. Als Folge nimmt der E-Modul zu Beginn des Ermüdungsversuches übermäßig ab.

Weitere Faktoren, von denen zu erwarten ist, dass sie die Verlaufsform der charakteristischen E-Modul-Verläufe maßgebend beeinflussen, sind die Struktur sowie die Materialeigenschaften des Zementsteins. Allerdings kann auf Grundlage der in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Untersuchungen keine Aussage über einen derartigen Einfluss des Zementsteins auf die Verlaufsform der charakteristischen E-Modul-Verläufe getroffen werden, da alle drei untersuchten Betonrezepturen denselben Zement beinhalten. Hierfür besteht demzufolge zusätzlicher Forschungsbedarf.

4.6 Zusammenfassung

4.6.1 Zusätzliche Untersuchungen zum Einfluss von Lastpausen

Durch die messtechnische Erfassung der Oberflächentemperatur des Probekörpers TU24-1 konnte gezeigt werden, dass es während der zyklischen Belastung im Spaltzug-Schwellversuch zu einer Erwärmung des Probekörpers kommt. In früheren Untersuchungen in [Elsmeier – 2019], [von der Haar et al. – 2015] sowie [Schneider / Marx – 2019] wurde dies bestätigt. Im Zuge der zusätzlichen Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass die Ausprägung der Verringerung des E-Moduls nach einer längeren Lastpause von der Erwärmung des Probekörpers vor der Lastpause abzuhängen scheint. Da Probekörper mit einem geringeren Beanspruchungsniveau länger belastet werden müssen, bis ein definiertes Abbruchkriterium erreicht und der Versuch pausiert wird, kann sich der Probekörper stärker erwärmen. Dies könnte in einer signifikant stärkeren Verringerung des E-Moduls bei Wiederaufnahme der Belastung nach der Lastpause resultieren. Grund hierfür kann sein, dass bei der Abkühlung des Probekörpers während der Lastpause thermische Spannungen im Betongefüge entstehen, die zu einer vermehrten Gefügeschädigung durch Mikrorissbildung beitragen. Analog zur Schließung der durch Hydratationsprozesse entstandenen Mikrorisse im Betongefüge während der Erstbelastung des Probekörpers schließen sich diese durch thermische Spannungen verursachten Mikrorisse bei Wiederaufnahme der Belastung nach einer längeren Lastpause.

Ein vollständiges Verhindern längerer Lastpausen in den Versuchen ist aus organisatorischen Gründen nicht möglich. Um eine Einflussnahme dieser Lastpausen auf die gemessenen Verläufe des E-Moduls zu reduzieren, werden in den Hauptuntersuchungen nur diejenigen Versuche über längere Zeit pausiert, bei denen aufgrund der kurzzeit- bis mittelzyklischen nicht davon auszugehen ist, dass der zuvor beschriebene Effekt in signifikantem Maß auftritt. Bei Probekörpern, die hochzyklisch belastet werden müssen, um eine ausreichende Ermüdung herbeizuführen, ist ein Einfluss längerer Lastpausen auf den Verlauf des E-Moduls nicht auszuschließen. Aus diesem Grund werden für solche hochzyklisch belasteten Probekörper längere Lastpausen vermieden, was unter Umständen einen Verzicht auf die Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenz-Messungen im weiteren Verlauf des Versuchs erfordert.

4.6.2 Zusätzliche Untersuchungen zur Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge des Ermüdungsvorganges und zum tatsächlichen Beanspruchungsniveau

Es konnte ein Vorgehen entwickelt werden, welches die Abschätzung der ursprünglichen Festigkeit aus dem anfänglichen E-Modul der Beton-Probekörper ermöglicht. Hierzu wird ein Zusammenhang zwischen den Verteilungsfunktionen beider Parameter angenommen. Anhand der ursprünglichen Festigkeit und der Beanspruchung im Spaltzug-Schwellversuch kann somit das tatsächliche Beanspruchungsniveau der Probekörper abgeschätzt werden. Zudem lässt sich aus den geschätzten Verringerungen der Festigkeit, welche bestimmt werden als Differenz der ursprünglichen Festigkeit und der Restfestigkeit, ein materialspezifischer Zusammenhang feststellen, der das Ermüdungsverhalten charakterisiert (Duktilität).

4.6.3 Untersuchungen an den Straßenbetonrezepturen 2 und 3

Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus den Voruntersuchungen sowie der zusätzlichen Untersuchungen wurden Probekörper der Straßenbetonrezepturen 2 und 3 im Spaltzug-Schwellversuch bei gleichzeitiger Messung des E-Moduls mittels der IWA systematisch ermüdet. Begleitend erfolgte die Bestimmung des E-Moduls mithilfe des Ultraschalllaufzeit- sowie des Eigenfrequenz-Verfahrens während gezielt eingehaltener Lastpausen.

Ungeachtet des Ermüdungsverhaltens konnte für alle untersuchten Probekörper beider Rezepturen der Zusammenhang zwischen Materialermüdung und der Abnahme des E-Moduls nachgewiesen werden. Dabei war es mit Ausnahme eines Probekörpers möglich, die vollständige „cyclic creep curve“ anhand der IWA-Messung abzubilden. Durch Umsetzung der Erkenntnisse aus den zusätzlichen Untersuchungen konnte zudem für alle kurzzeit- bis mittelzyklisch belasteten Probekörper der dreiphasige Verlauf der „cyclic creep curve“ auf Grundlage der Messungen mittels des Ultraschalllaufzeit- sowie des Eigenfrequenz-Verfahrens festgehalten werden. Für hochzyklisch belastete Probekörper wurde hingegen auf das Messen der

Ultraschalllaufzeiten sowie der Eigenfrequenzen nach Beendigung eines Prüftages verzichtet, um das Auftreten signifikanter Verringerungen des E-Moduls bei Wiederaufnahme der zyklischen Belastung nach einer längeren Lastpause zu vermeiden.

Es konnte somit für zwei weitere Straßenbetonrezepturen der Verlauf der Materialsteifigkeit im Zuge des Ermüdungsvorganges anhand dreier Messverfahren bestimmt werden, die sich voneinander unabhängiger physikalischer Phänomene bedienen.

Das Ermüdungsverhalten der zweiten untersuchten Straßenbetonrezeptur lässt sich anhand des Verfahrens zur Abschätzung der ursprünglichen Festigkeit als vergleichsweise duktil einstufen. Das Ermüdungsverhalten der dritten untersuchten Straßenbetonrezeptur weist hingegen spröde Eigenschaften auf. Die Betonrezeptur 1 kann aufgrund des zum Zeitpunkt der Untersuchungen noch nicht vorhandenen Verfahrens zur Abschätzung der ursprünglichen Festigkeit diesbezüglich nicht bewertet werden.

Eine Abschätzung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus der Probekörper der Betonrezepturen 2 und 3 während des Spaltzug-Schwellversuchs ergab keine konsistenten Ergebnisse hinsichtlich eines Zusammenhangs zwischen dem Beanspruchungsniveau und der ertragenen Lastwechselzahl. Nichtsdestotrotz bietet das Verfahren die Möglichkeit, materialspezifisch den Zusammenhang zwischen der Ermüdung und der Verminderung der Festigkeit im Mittel abschätzen zu können.

4.6.4 Charakteristische Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung

Durch die Überlagerung einzelner, normierter E-Modul-Verläufe gelang es, materialspezifische charakteristische Verläufe für die Verminderung des E-Moduls im Zuge der Ermüdung aufzustellen. Diese charakteristischen Verläufe lassen sich aufgrund signifikanter Unterschiede in Hinsicht auf die Verlaufsform eindeutig einer der drei untersuchten Betonrezepturen zuordnen. Als maßgebender Faktor für die Beeinflussung der Verlaufsform wird das im Beton verwendete Größtkorn diskutiert.

5 Voruntersuchungen an großmaßstäblichen Probekörpern

Zur messtechnischen Ermittlung des E-Moduls der großmaßstäblichen Probekörper in den Hauptuntersuchungen wurde die auf der Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) basierende und in Kapitel 2.12 theoretisch beschriebene Phase-Shift-Methode angewendet. Entsprechend [Lindner – 2020] wird die Integraltransformation aus Gl. (2.24) angewendet. Aus der sich ergebenden Matrix werden die lokalen Maxima ausgelesen und diese durch iterative Regression anhand von Gl. (2.19) und Aussortieren von Werten oberhalb bzw. unterhalb der Regressionskurve derart reduziert, dass das Ergebnis maßgeblich Punkte aus dem Hauptmaximum enthält. Auf diese Weise wird die Aussagekraft des Ergebnisses erhöht, indem beispielsweise Artefakte oder lokale Maxima aus Rauschanteilen ausgeschlossen werden. Für die verbleibenden Messpunkte wird mithilfe eines Lösungsalgorithmus die Lamb-Wellengleichung Gl. (2.13) gelöst, um den E-Modul für jeden Messpunkt zu ermitteln. Es ergibt sich somit ein frequenzabhängiger E-Modul. Für Materialien, bei denen nicht von einer Frequenzabhängigkeit des E-Moduls auszugehen ist, erfolgt anschließend eine Mittelung über alle resultierenden Werte des E-Moduls. Gleichzeitig kann die Streuung des Messergebnisses durch Ermittlung der Standardabweichung bewertet werden. Auf Grundlage der Ergebnisse der Phase-Shift-Methode können Aussagen über die Veränderung der dynamischen Parameter getroffen werden, die sich im Zuge der Degradation des Baustoffs Straßenbeton einstellt.

Die Ergebnisse der in [Lindner – 2020] erfolgten Erprobung des Verfahrens an zwei Aluminium-Streifen sowie einer Straßenbetonplatte werden nachfolgend vorgestellt.

5.1 Messtechnische Untersuchungen an Aluminium-Streifen

5.1.1 Aufbau

Erste messtechnische Voruntersuchungen zur Phase-Shift-Methode erfolgten unter Laborbedingungen an zwei Aluminium-Streifen mit einer Dicke von 8 mm, einer Länge von 2000 mm und einer Breite von 100 mm beziehungsweise 50 mm. Für die Aluminiumlegierung AlMgSi1 wurden eine Dichte von 2700 kg/m^3 und eine Poissonzahl von 0,35 angenommen (vgl. [Ostermann – 2014]). Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 5.1 dargestellt. Die Krafterregung erfolgte mittels Impulshammer an vier Paaren von Anregungspositionen. Dabei betrug der Abstand zwischen den Paaren $d_F = 450 \text{ mm}$, die Anregungspositionen innerhalb eines jeden Paares waren $d_M/2 = 15 \text{ mm}$ voneinander entfernt. Die zeitsynchrone Messung der resultierenden Oberflächenwellen wurde mithilfe von 15 linear angeordneten Mikrofonen realisiert. Die Positionierung der Mikrofone erfolgte senkrecht über dem Prüfobjekt, sodass sich die Mikrofonmembranen parallel zur Oberfläche in minimaler Distanz zu dieser befanden. Es wurde sichergestellt, dass keine Mikrofonkapsel die Oberfläche berührte. Dieser Aufbau ermöglichte eine kontaktlose Bestimmung der Oberflächenschwingung ohne eine Beeinflussung dieser durch die Sensoren. Eventuelle Unterschiede bezüglich der Amplitude der Schwingung verglichen mit einer Messung mit Beschleunigungssensoren sind aufgrund des Bezugs der Spektren $U(x, \omega)$ auf deren Betrag in Gl. (2.24) bei Anwendung der Phase-Shift-Methode irrelevant. Es wird davon ausgegangen, dass die minimalen Abweichungen in Bezug auf die Abstände zwischen den Membranen und der Oberfläche keinen signifikanten Einfluss auf die gemessene Phasenbeziehung nehmen. Der Sensorabstand d_M betrug, ebenso wie die Distanz zwischen der Krafterregungsposition und dem ersten Mikrofon $d_{F,M1}$, 30 mm. Hierbei handelt es sich um die bei Verwendung der Mikrofone minimale praktikable Distanz, aufgerundet auf ganze Zentimeter. Um dennoch eine möglichst lange Messstrecke zu realisieren, wurde die Anzahl der Mikrofone auf 15 festgelegt. Es ergibt sich eine Gesamt-Messstrecke von $d_{\text{tot}} = 1.680 \text{ mm}$. Abzüglich der für die Phase-Shift-Methode rechnerisch irrelevanten Distanz $d_{F1,M1}$ von 30 mm beträgt die abgetastete Messstrecke 1.650 mm.

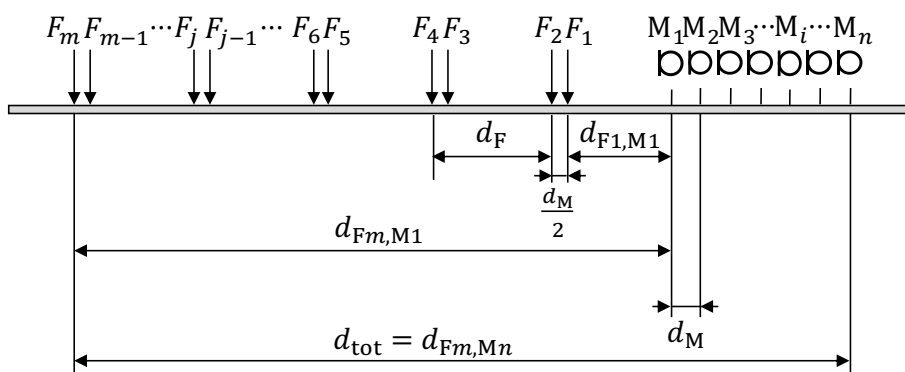


Abbildung 5.1: Versuchsaufbau für messtechnische Voruntersuchungen an Aluminium-Streifen

Das Prüfobjekt wurde vollflächig auf eine 100 mm starke Platte aus Textilfaser aufgelegt, um eine Rückwirkung des Prüftischs auf die Schwingung des Prüfobjekts zu vermeiden. Zudem erfolgte durch die Textilfaser eine geringfügige Dämpfung der Schwingung, die zu einer Reduzierung der Körperschall-Nachhallzeit des Probekörpers führte. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 5.2 dargestellt.



Abbildung 5.2: Messaufbau an Aluminium-Streifen 1; links: gesamter Messaufbau; rechts: Mikrofon-Array und Impulshammer

5.1.2 Durchführung

Es erfolgten je Anregungsposition fünf Kräfteinträge mithilfe des Impulshammers bei zeitsynchroner Aufzeichnung des Kraftsignals und der Signale der Mikrofone. Die Signale wurden einer zeitlichen Fensterung unterzogen, um den Einfluss des Hintergrundrauschens zu reduzieren. Im Anschluss wurde entsprechend der Beschreibung der Phase-Shift-Methode in Abs. 2.12 die Übertragungsfunktion $U(\omega)$ zwischen den gefensterten Signalen der Kraft und der resultierenden Schwingung für jede Kombination aus Anregungsposition j und Messposition i gebildet und mithilfe von Gl. (2.24) $V(\omega, k')$ berechnet.

Um eine Auswertbarkeit der Ergebnisse bis zu einer Frequenz von 40 kHz zu ermöglichen, wurde die Abtastrate auf 102,4 kHz festgelegt. Der Frequenzbereich der Mikrofone, innerhalb dessen von einem linearen Frequenzgang auszugehen ist, ist laut Datenblatt auf 20 Hz bis 20 kHz angegeben. Bei Frequenzen oberhalb dieses Bereichs ist mit einem nichtlinearen Amplitudengang in Form einer verringerten Wiedergabe der Amplituden zu rechnen, was aber keinen Einfluss auf das Ergebnis der Phase-Shift-Methode nimmt. Zwar sind Abweichungen zwischen den Mikrofonen auch in Bezug auf den Phasengang nicht auszuschließen, jedoch ist eine systematische Verfälschung der gemessenen Phasengeschwindigkeit unwahrscheinlich. Auf eine geometrische Fensterung wurde verzichtet, um eine Erhöhung der Breite des Hauptmaximums zu verhindern. Details zu den Voruntersuchungen sind [Lindner – 2020] zu entnehmen.

5.1.3 Ergebnisse

Abbildung 5.3 bzw. Abbildung 5.4 zeigen die Dispersionsplots, die sich für Aluminium-Streifen 1 bzw. Aluminium-Streifen 2 ergeben. Das Hauptmaximum tritt vor allem im Frequenzbereich zwischen ca. 2.500 Hz und 25.000 Hz deutlich hervor. Die Artefakte unterhalb des Hauptmaximums sind für beide Prüfobjekte

nahezu identisch und weisen eine ausreichend hohe Distanz zum Hauptmaximum auf, um eine sichere Identifikation desselbigen vorzunehmen. Die Artefakte oberhalb des Hauptmaximums weisen eine verhältnismäßig hohe Amplitude auf, die insbesondere im Frequenzbereich oberhalb von ca. 25.000 Hz bei Aluminium-Streifen 1 bzw. ca. 16.000 Hz bei Aluminium-Streifen 2 teilweise zu einer Dominanz gegenüber dem Hauptmaximum führen. Dabei ist eine Verschiebung des Artefakts oberhalb des Hauptmaximums erkennbar. Dieses beginnt bei Aluminium-Streifen 1 bei ca. 4.000 Hz, während sich der Anfang des Artefakts bei Aluminium-Streifen 2 bei ca. 16.000 Hz befindet. Durch FEM-Simulationen an zwei Aluminium-Streifen mit den Abmaßen der Prüfobjekte wurde in [Lindner – 2020] gezeigt, dass das Auftreten dieser Artefakte mit hoher Wahrscheinlichkeit auf die erste Quer-Biegeeigenmode zurückzuführen ist, die für einen verkürzten Aluminium-Streifen in Abbildung 5.5 dargestellt ist. Diese tritt laut dem Ergebnis der FEM-Berechnung für Aluminium-Streifen 1 mit einer Breite von 100 mm bei 4.337 Hz und bei Aluminium-Streifen 2 mit einer Breite von 50 mm bei 16.534 Hz auf. Dies entspricht dem Auftreten der Artefakte oberhalb des Hauptmaximums.

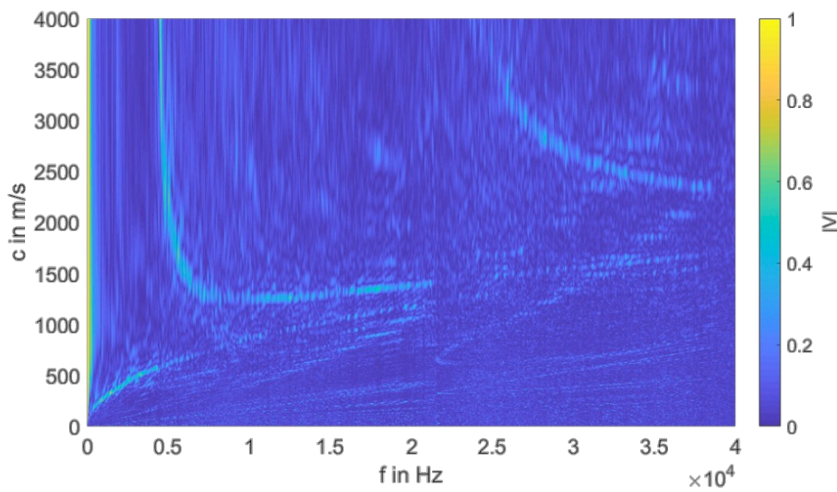


Abbildung 5.3: Dispersionsplot Aluminium-Streifen 1 mit einer Breite von 100 mm

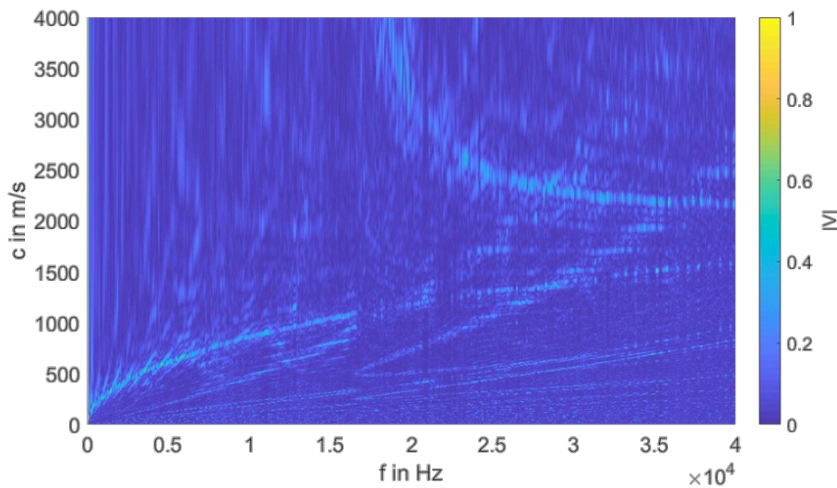


Abbildung 5.4: Dispersionsplot Aluminium-Streifen 2 mit einer Breite von 50 mm

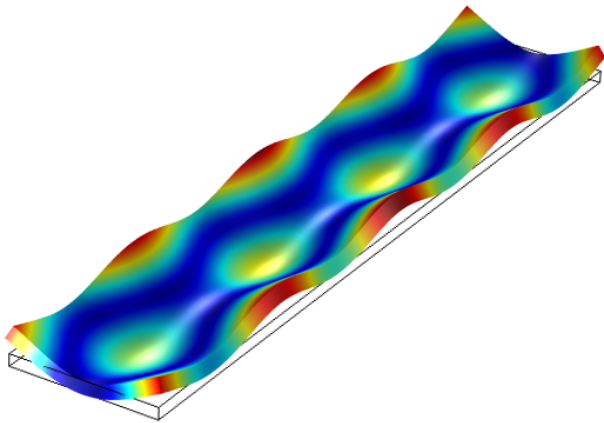


Abbildung 5.5: Schwingform der ersten Biege-Eigenmode eines Aluminium-Streifens reduzierter Länge

Auf Grundlage der Messergebnisse an den zwei Aluminium-Streifen erfolgte die Ermittlung des E-Moduls entsprechend der in [Lindner – 2020] vorgestellten Vorgehensweise. Hierzu wurden die lokalen Maxima aus den Dispersionsplots (Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4) ausgelesen und diese unter Verwendung der Theorie der Biegewelle der dicken Platte aus Gl. (2.19) gefiltert, um nicht zum Hauptmaximum gehörende Maxima auszuschließen. Für die verbleibenden Maxima erfolgte die Berechnung des E-Moduls auf Grundlage der Theorie der Lamb-Welle aus Gl. (2.13). In Abbildung 5.6 und Abbildung 5.7 sind die gefilterten lokalen Maxima aus den Dispersionsplots für Aluminium-Streifen 1 und Aluminium-Streifen 2 der Kurve der Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle asymmetrischer Mode erster Ordnung (a_0) gegenübergestellt. Den analytischen Kurven der Lamb-Welle liegen die Mittelwerte der resultierenden Werte des E-Moduls für jeden Messwert der Phasengeschwindigkeit des jeweiligen Prüfobjekts zugrunde, die zusammen mit der Standardabweichung über alle nicht herausgefilterten Hauptmaxima Tabelle 5.1 zu entnehmen sind. Die Werte des E-Moduls von 69,9 GPa (Aluminium-Streifen 1) bzw. 68,4 GPa (Aluminium-Streifen 2) stehen in sehr guter Übereinstimmung mit dem für das Material zu erwartenden E-Modul von 69 GPa bis 70 GPa.

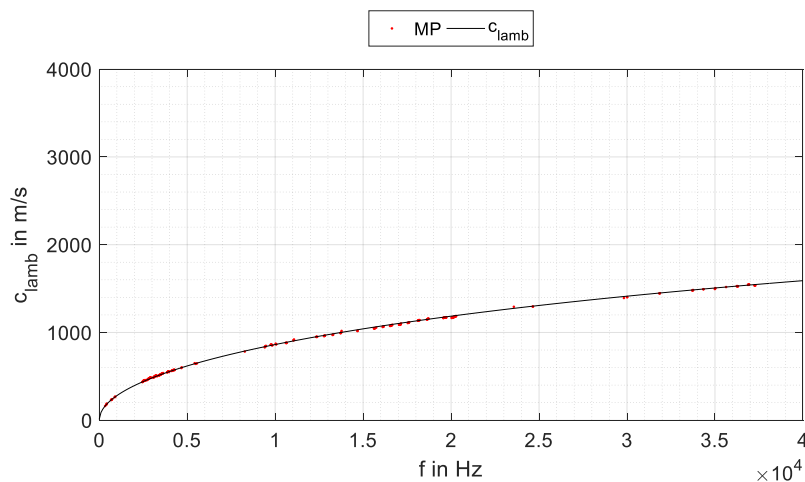


Abbildung 5.6: Messpunkte der Phasengeschwindigkeit an Aluminium-Streifen 1 sowie aus mittlerem E-Modul resultierende Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle in Abhängigkeit von der Frequenz; rot: Messpunkte; schwarz: Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle

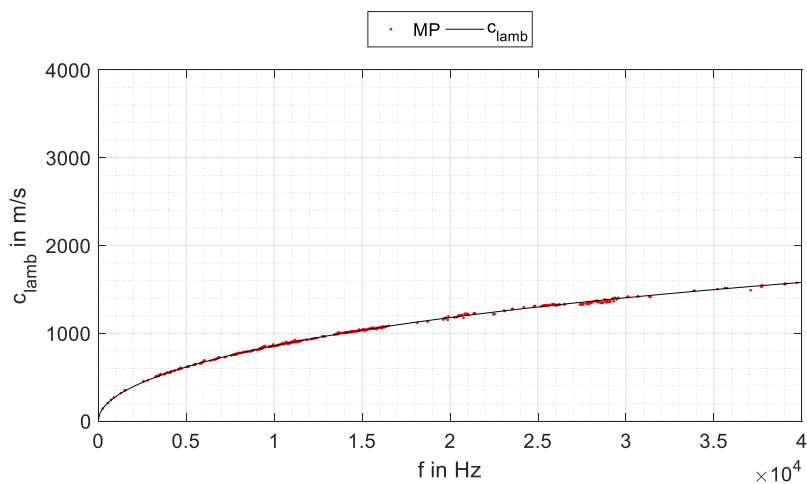


Abbildung 5.7: Messpunkte der Phasengeschwindigkeit an Aluminium-Streifen 2 sowie aus mittlerem E-Modul resultierende Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle in Abhängigkeit von der Frequenz; rot: Messpunkte; schwarz: Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle

Tabelle 5.1: Resultierender E-Modul für Aluminium-Streifen 1 und Aluminium-Streifen 2

| Prüfobjekt | mittlerer E-Modul in GPa | Standardabweichung in GPa | Anzahl der zugrunde- liegenden Messwerte |
|----------------------|-----------------------------|------------------------------|---|
| Aluminium-Streifen 1 | 69,9 | 2,50 | 229 |
| Aluminium-Streifen 2 | 68,4 | 2,34 | 346 |

5.2 Messtechnische Untersuchungen an Straßenbetonplatte

5.2.1 Prüfobjekt

Zur Übertragung des Messverfahrens auf Betonstraßenbeläge erfolgten in [Lindner – 2020] Voruntersuchungen mithilfe der Phase-Shift-Methode an der in Abbildung 5.8 dargestellten Straßenbetonplatte im Randstreifen einer Autobahn.



Abbildung 5.8: Straßenbetonplatte

Der untersuchten Straßenbetonplatte wurden nach Abschluss der Messungen mittels der Phase-Shift-Methode die drei Bohrkern A1, A2 und A3 entnommen. Die Entnahme erfolgte entsprechend Abbildung 5.9 in der Nähe des rechten Rands der Platte (A1), in der Mitte der Platte (A2) und an der ersten Kraft-Anregungsposition (A3) jeweils entlang der Messtrecke, auf der sich die Anregungs- und Messpositionen der Phase-Shift-Methode befanden.

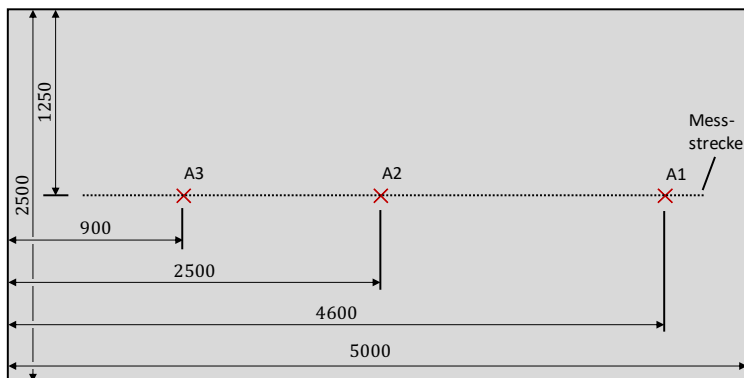


Abbildung 5.9 Straßenbetonplatte, Bohrkern-Entnahmestellen und Messstrecke; schematische Darstellung; Angaben in mm

Tabelle 5.2 sind die geometrischen Daten und die Dichte der Bohrkern zu entnehmen. Die drei Bohrkern sind in Abbildung 5.10 dargestellt. Links ist dabei der jeweilige Bohrkern zu sehen, wobei die Markierungen die Positionen anzeigen, an denen nach der Durchführung der Messungen an den ungeschnittenen Bohrkernen die Schnitte zur Herstellung der Zylinderscheiben erfolgen. Die Beschriftungen entsprechen den späteren Bezeichnungen der Zylinderscheiben. Rechts ist jeweils die Unterseite des Zylinders dargestellt. Hier ist erkennbar, dass einige Gesteinskörner aus der unter der Betonplatte befindlichen Tragschicht mit den Zylindern verbunden sind. Es wurden zwar die nicht zum Probekörper gehörenden Gesteinskörner weitestgehend entfernt, dies war jedoch nicht vollständig möglich und führte im Fall von Bohrkern A2 zum Herausbrechen eines Teils des Zylinders. Die Bestimmung der Dichte von Bohrkern A2 erfolgte im unbeschädigten Zustand.

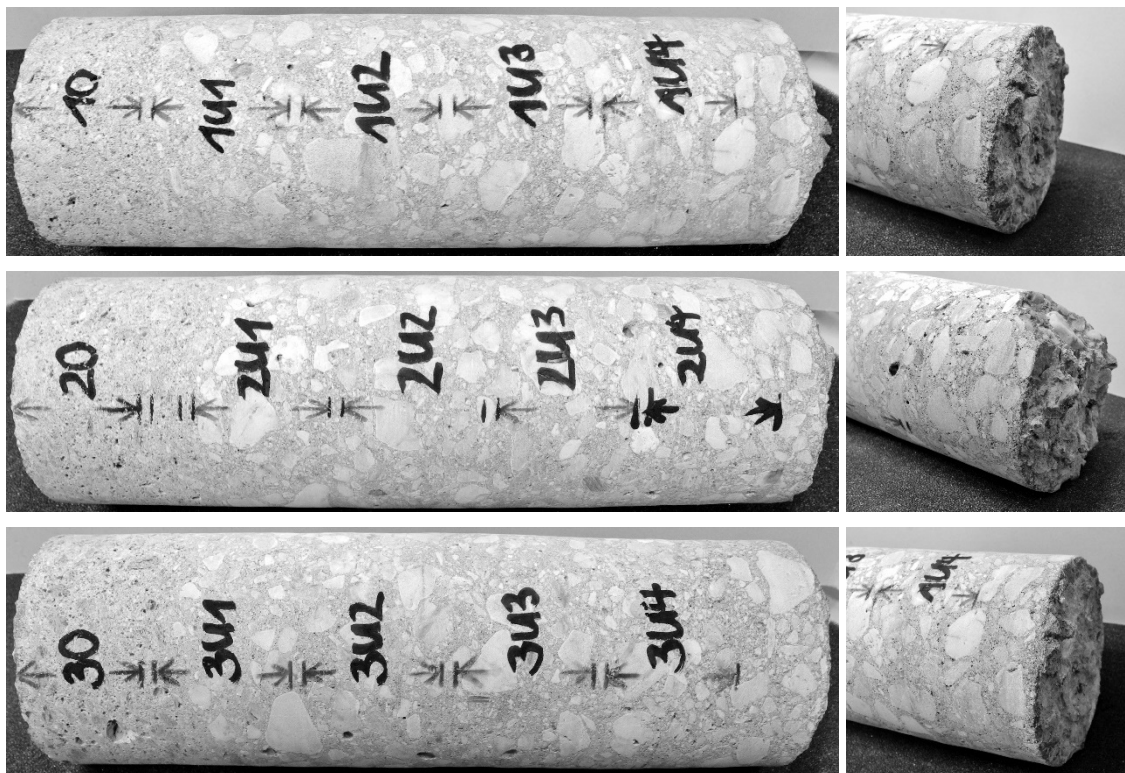


Abbildung 5.10: Aus Straßenbetonplatte entnommene Bohrkern; oben: A1; mittig: A2; unten: A3; Markierungen: Schnitt-Positionen zur Herstellung von Zylinderscheiben; Beschriftungen: Bezeichnungen der Zylinderscheiben

Die Bohrkern wurden in Zylinderscheiben von ca. 50 mm Dicke geschnitten. In Abbildung 5.10 ist ein zweischichtiger Aufbau der Betonplatte erkennbar. Der an der Oberseite der Platte befindliche und darum im Folgenden als Oberschicht (O) bezeichnete Teil verfügte dabei über eine Dicke von ca. 50 mm bis 70 mm. Da bei Bohrkern A2 die Oberschicht mit ca. 70 mm etwas dicker ausgeprägt zu sein schien als dies bei A1 und A3 mit ca. 50 mm der Fall war, wurde bei A2 ein zusätzlicher Schnitt durchgeführt, um eine

starke Inhomogenität des Probekörpers A2U1 durch einen zu großen Anteil der Oberschicht zu verhindern. Die geometrischen Daten und die Dichte der einzelnen Probekörper sind Tabelle 5.3 zu entnehmen. Die Oberschicht weist demnach mit einem Mittelwert von 2.167 kg/m^3 eine geringere Dichte auf als die Unterschicht mit einer mittleren Dichte von 2.324 kg/m^3 . Dass die Zylinderscheiben insgesamt eine geringere mittlere Dichte aufweisen als die Bohrkerne A2 und A3, kann dabei einerseits durch Inhomogenitäten erklärbar sein. Diese können dazu geführt haben, dass durch das Sägen insbesondere Bereiche mit höherer Dichte (z. B. eingeschlossene größere Gesteinskörner) entfielen. Andererseits konnte das Gewicht der Bohrkerne ausschließlich unter Vorhandensein der Gesteinskörner der Tragschicht an der Unterseite ermittelt werden, bei der Bestimmung der Länge der Bohrkerne fanden diese jedoch keine Berücksichtigung. In die Herstellung der Zylinderscheiben wurde der untere Bereich der Bohrkerne nicht einbezogen, um einen Einfluss der Gesteinskörner der Tragschicht auf die Messungen auszuschließen. Dies führt dazu, dass die Werte der Dichte der Bohrkerne die realen Werte geringfügig überschätzen.

Tabelle 5.2: Eigenschaften der Bohrkerne

| Prüfobjekt | Durchmesser in mm | Länge in mm | Dichte in kg/m^3 |
|-------------|----------------------|----------------|------------------------------|
| Bohrkern A1 | 97,47 | 302,3 | 2322 |
| Bohrkern A2 | 97,53 | 303,7 | 2353 |
| Bohrkern A3 | 97,72 | 305,7 | 2344 |

Tabelle 5.3: Eigenschaften der Zylinderscheiben

| Prüfobjekt | Material | Durchmesser in mm | Dicke in mm | Dichte in kg/m^3 |
|------------|-------------------------|----------------------|----------------|------------------------------|
| PK A1O | Beton (Oberschicht) | 97,35 | 48,97 | 2125,8 |
| PK A1U1 | Beton (Unterschicht) | 97,30 | 48,71 | 2288,9 |
| PK A1U2 | Beton (Unterschicht) | 97,37 | 48,19 | 2344,2 |
| PK A1U3 | Beton (Unterschicht) | 97,46 | 48,40 | 2333,2 |
| PK A1U4 | Beton (Unterschicht) | 97,56 | 46,84 | 2321,2 |
| PK A2O | Beton (Oberschicht) | 97,39 | 48,49 | 2195,3 |
| PK A2U1 | Beton (Unterschicht) | 97,54 | 48,16 | 2316,5 |
| PK A2U2 | Beton (Unterschicht) | 97,60 | 47,97 | 2342,0 |
| PK A2U3 | Beton (Unterschicht) | 97,64 | 45,70 | 2343,3 |
| PK A2U4 | Beton (Unterschicht) | 97,64 | 44,98 | 2320,7 |
| PK A3O | Beton (Oberschicht) | 97,47 | 48,22 | 2178,9 |
| PK A3U1 | Beton (Unterschicht) | 97,61 | 49,72 | 2280,3 |
| PK A3U2 | Beton (Unterschicht) | 97,65 | 48,03 | 2348,2 |
| PK A3U3 | Beton (Unterschicht) | 97,66 | 49,67 | 2316,0 |
| PK A3U4 | Beton (Unterschicht) | 97,73 | 48,17 | 2330,6 |

5.2.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Messung erfolgte analog zur Vorgehensweise an den Aluminium-Streifen mit dem in Abbildung 5.11 dargestellten Versuchsaufbau. Der Krafteintrag erfolgte mittels Impulshammer mit integriertem Kraftsensor an 131 Anregungspositionen mit einer Distanz von jeweils $d_F = 30$ mm zueinander. Zur zeitsynchronen Aufzeichnung der Wellenausbreitung kamen vier Beschleunigungssensoren zum Einsatz, die untereinander eine Distanz von $d_M = 30$ mm aufwiesen. Dies resultiert in einer Gesamt-Messstrecke von $d_{tot} = 4.190$ mm, bzw. einer effektiven Messstrecke (ohne Berücksichtigung der Distanz $d_{F1,M1}$) von 3.990 mm.

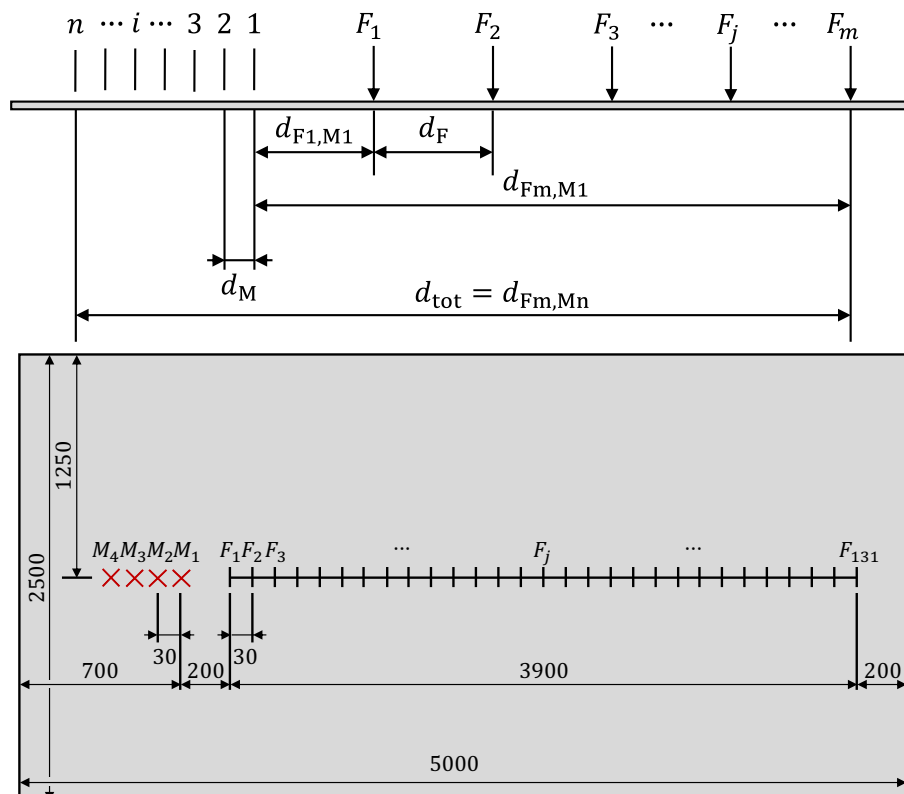


Abbildung 5.11: Versuchsaufbau zur Messung an der Straßenbetonplatte; F: Anregungspositionen; M: Messpositionen; oben: Seitenansicht; unten: Draufsicht; schematische, nicht maßstabsgetreue Darstellung

Je Anregungsposition erfolgten fünf Krafteinträge mithilfe des Impulshammers bei zeitsynchroner Aufzeichnung des Kraftsignals und der Beschleunigungssignale. Wie zur Bestimmung des E-Moduls der Aluminium-Streifen erfolgte die Ermittlung des Dispersionsplots mittels der Phase-Shift-Methode. Aus diesem wurden die lokalen Maxima ausgelesen und mithilfe eines iterativen Prozesses nicht zum Hauptmaximum gehörende Punkte aus dem Ergebnis ausgeschlossen. Für die verbleibenden Messpunkte erfolgte die Bestimmung des E-Moduls unter Verwendung der in Abs. 2.12.1 beschriebenen Theorie der Lamb-Welle.

5.2.3 E-Modul der Straßenbetonplatte

In Abbildung 5.12 ist das Ergebnis der Messung an der Straßenbetonplatte als Dispersionsplot dargestellt. Es ist der Verlauf der Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle in Abhängigkeit von der Frequenz deutlich zu erkennen. Hierbei zeigt sich eine gute Auswertbarkeit bis hin zu einer Frequenz von 80.000 Hz, obwohl die oberen Grenzfrequenzen für den linearen Frequenzgang der Sensoren deutlich überschritten werden.

Oberhalb der vom Hersteller angegebenen Gültigkeitsgrenzen der Sensoren ist vor allem mit einer verfälschten Wiedergabe der Amplituden und gegebenenfalls mit Verfälschungen der Phase zu rechnen. Zudem ist im Falle der Sensor-Resonanz und im näheren umgebenden Frequenzbereich davon auszugehen, dass die Phaseninformation vollständig verloren geht. Jedoch weisen die Sensoren unterschiedlichen Typs mit hoher Wahrscheinlichkeit verschiedene Eigenfrequenzen auf, womit dies stets nur einzelne Sensoren betrifft. Da oberhalb der Grenzfrequenzen der Sensoren ein deutliches Ergebnis erkennbar ist, kann davon

ausgegangen werden, dass der Phasengang der Sensoren in der Nähe der Sensor-Eigenfrequenzen sowie oberhalb von diesen keine wesentlichen Verfälschungen verursacht. Die mitunter falsche Wiedergabe der Amplituden oberhalb der Sensor-Eigenfrequenzen beeinflusst das Ergebnis durch den Bezug aller Spektren auf ihren Betrag in Gl. (2.24) nicht. Es bleibt der Effekt, dass verschiedene Phasenverschiebungen zwischen den unterschiedlichen Sensor-Typen bestehen können. Diese können das Ergebnis zwar beeinflussen, jedoch reduziert sich der Einfluss dessen durch Mittelung über die vier Sensoren.

Die im Dispersionsplot erkennbare Phasengeschwindigkeit zeigt eine Abweichung vom zu erwartenden Verlauf in Form einer Überhöhung im Frequenzbereich von ca. 5.000 Hz bis ca. 15.000 Hz. Hier ergeben sich Phasengeschwindigkeiten, die höhere Werte aufweisen als die Phasengeschwindigkeit der Rayleigh-Welle, an die sich das Ergebnis hochfrequent annähert. Entsprechend Abs. 2.12.1 weist die asymmetrische Mode der Lamb-Welle erster Ordnung für isotrope Materialien in Abhängigkeit von der Frequenz keine Phasengeschwindigkeit höher als die der Rayleigh-Welle auf. Dies setzt allerdings einen nicht frequenz- und tiefenabhängigen E-Modul voraus. Die untersuchte Platte weist hingegen einen zweischichtigen Aufbau auf und es ist nicht auszuschließen, dass die beiden Schichten über unterschiedliche E-Moduln verfügen. Dies kann das Ergebnis dahingehend beeinflussen, dass die E-Moduln der verschiedenen Schichten das Ergebnis in Abhängigkeit von der Wellenlänge und somit in Abhängigkeit von der Frequenz unterschiedlich stark beeinflussen. Dem liegt der in Abbildung 2.41 dargestellte Zusammenhang zugrunde, dass die horizontale Komponente der Rayleigh-Welle über einen Schnelleschwerpunkt verfügt, der bei einer von der Wellenlänge abhängigen Tiefe auftritt. Mit abnehmender Wellenlänge verringert sich die Tiefe dieses Schnelleschwerpunkts. Somit wird mit steigender Frequenz in zunehmendem Maße der E-Modul der Oberschicht wiedergegeben. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass entsprechend Abbildung 2.41 unabhängig von der Frequenz vor allem die vertikale Komponente, aber auch die horizontale Komponente, stets auch einem Einfluss der Schichten nahe der Oberfläche unterliegen. Somit ist es wahrscheinlich, dass die sich bei tiefen Frequenzen ergebende Phasengeschwindigkeit nicht ausschließlich von der Unterschicht bestimmt wird, sondern ein Einfluss der Oberschicht besteht. Ab einer Frequenz von ca. 30.000 Hz ist ein annähernd konstanter Wert der Phasengeschwindigkeit erkennbar, bei dem davon ausgegangen werden kann, dass er nahezu ausschließlich durch die Oberschicht bestimmt wird.

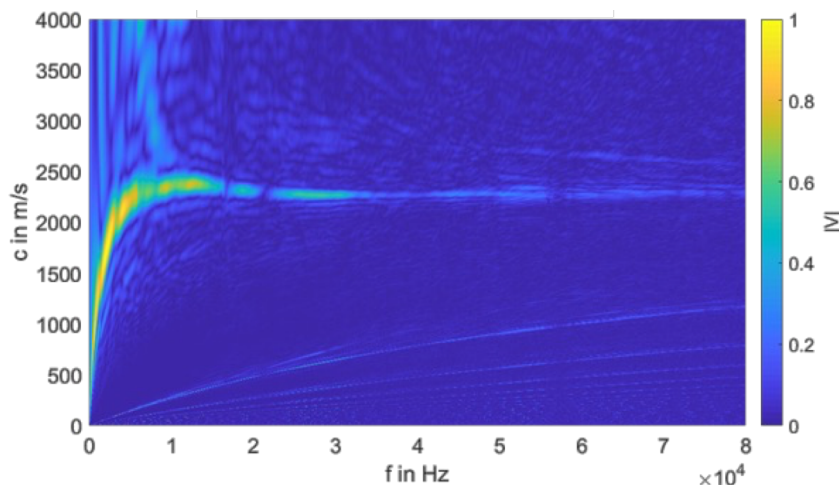


Abbildung 5.12: Dispersionsplot aus Messung an Straßenbetonplatte

Anhand des Messergebnisses aus Abbildung 5.12 wurde die Bestimmung des E-Moduls unter Berücksichtigung der Ergebnisse im gesamten Frequenzbereich von 0 Hz bis 80.000 Hz unter Annahme einer homogenen Platte durchgeführt. Dazu erfolgte im ersten Schritt die Bestimmung der lokalen Maxima im Dispersionsplot, die im zweiten Schritt anhand der Biegewellentheorie iterativ aussortiert wurden, um den Einfluss offensichtlich nicht zur auszuwertenden Phasengeschwindigkeit gehörender Messpunkte zu minimieren.

Im nächsten Schritt erfolgte die Ermittlung des E-Moduls für jeden der Messpunkte mithilfe der Theorie der Lamb-Welle. Dazu wurde das zuvor beschriebene Lösungsverfahren genutzt. Als Plattendicke beziehungsweise -dicke wurden die Mittelwerte der Länge beziehungsweise Dichte der Bohrkern A1, A2 und A3 genutzt (siehe Tabelle 5.2). Für die Poissonzahl wurde ein Wert von 0,14 angenommen. Der sich für jeden Messpunkt ergebende E-Modul ist in Abhängigkeit von der Frequenz in Abbildung 5.13 dargestellt. Erwartungsgemäß zeigt sich für den Frequenzbereich, in dem die Überhöhung der Phasengeschwindigkeit auftritt, auch ein Maximum des E-Moduls. Dieser nimmt zu hohen Frequenzen hin konstante Werte an. In der

in Abbildung 5.14 dargestellten Häufigkeitsverteilung der E-Moduln zeigt sich dies in Form zweier lokaler Maxima. Dabei liegen dem bei 34 GPa befindlichen Maximum deutlich mehr Werte zugrunde als jenem bei 38 GPa, was auf die hohe Anzahl an Punkten im Frequenzbereich oberhalb von 30.000 Hz zurückzuführen ist. Im E-Modul-Bereich zwischen den beiden Maxima sind ebenfalls Werte vorhanden, die einerseits aus Ausreißern und andererseits aus Werten im Übergangsbereich zwischen dem Maximum des E-Moduls bei ca. 3.000 Hz bis 6.000 Hz und dem bei ca. 30.000 Hz beginnenden konstanten Bereich resultieren. Es ergibt sich entsprechend Tabelle 5.4 ein Mittelwert des E-Moduls von 34,9 GPa, der allerdings entsprechend der Häufigkeitsverteilung stark gewichtet ist. Dies zeigt sich auch in Abbildung 5.15, in welcher der resultierende Verlauf der Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle den Messpunkten gegenübergestellt ist. Es ist deutlich erkennbar, dass auch hier die Messwerte im Bereich der Überhöhung in signifikantem Maß durch die analytische Kurve der Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle unterschätzt werden, während hochfrequent ein leichtes Überschätzen der Messwerte durch die analytische Kurve erfolgt.

Tabelle 5.4: Ergebnis der Bestimmung des E-Moduls der gesamten Platte

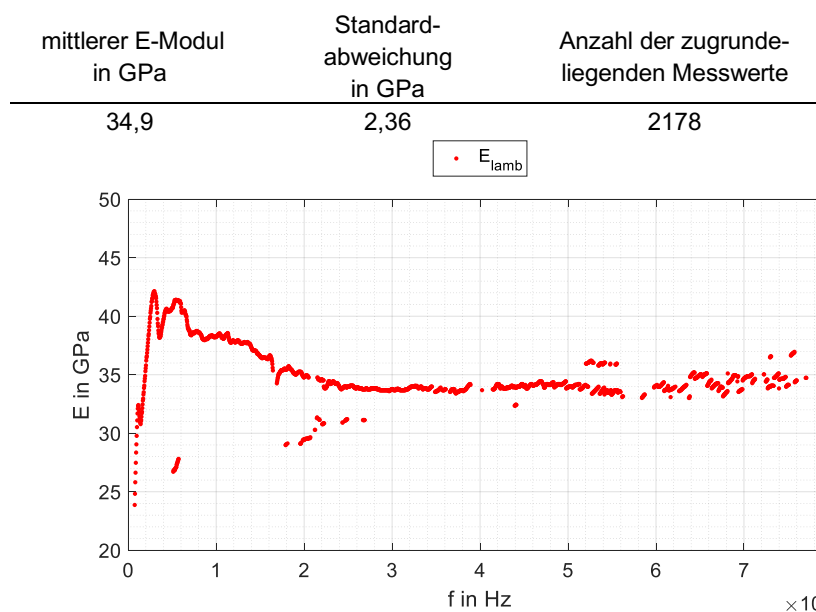


Abbildung 5.13: Ermittelter E-Modul der einzelnen Messpunkte basierend auf der Theorie der Lamb-Welle in Abhängigkeit von der Frequenz für die Straßenbetonplatte

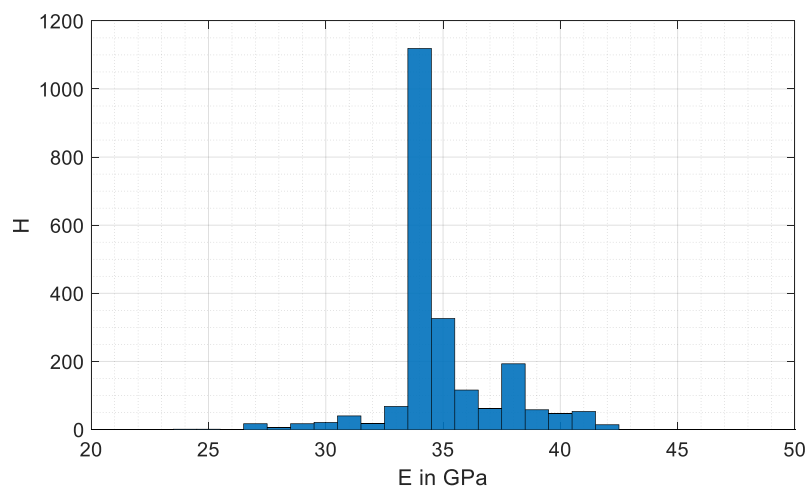


Abbildung 5.14: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Werte des E-Moduls der Straßenbetonplatte; Breite der Klassen: 1 GPa

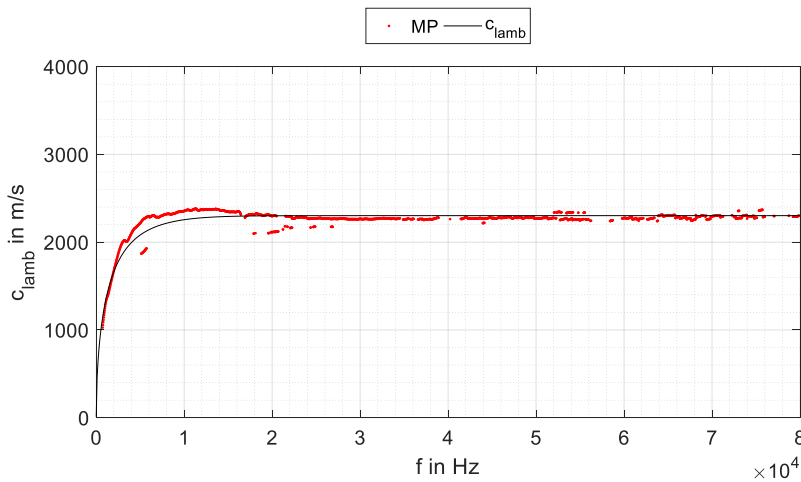


Abbildung 5.15: Messpunkte der Phasengeschwindigkeit der Straßenbetonplatte sowie aus mittlerem E-Modul resultierende Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle in Abhängigkeit von der Frequenz für die Straßenbetonplatte; rot: Messpunkte; schwarz: Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle

Es ist offensichtlich, dass eine Beeinflussung des resultierenden E-Moduls durch die Schichtung der Straßenbetonplatte besteht. In Abbildung 5.16 ist das Messergebnis aus Abbildung 5.15 in Form der Wellenlänge dargestellt. Dabei sind analog zur Darstellung der Phasengeschwindigkeit die roten Punkte die Messergebnisse, während die schwarze Kurve die analytische Beschreibung der Lamb-Wellenlänge basierend auf dem mittleren E-Modul aus Tabelle 5.4 wiedergibt. Die vertikalen Linien stellen Frequenzen dar, bei denen die analytisch beschriebene Wellenlänge mit bestimmten geometrischen Parametern übereinstimmt. Die erste Linie befindet sich bei 7.300 Hz, wo die Wellenlänge mit der Gesamtdicke der Platte übereinstimmt. Die zweite Linie markiert die Frequenz von ca. 23.000 Hz, bei der die Hälfte der Wellenlänge gleich der Dicke der Oberschicht ist, wodurch sich entsprechend Abs. 2.12.1 der Schwerpunkt der Vertikalverteilung der Rayleigh-Welle etwa im Phasensprung zwischen den beiden Betonschichten befindet. Bei der dritten Linie mit einer Frequenz von 46.000 Hz stimmt die Wellenlänge mit der Dicke der Oberschicht überein. Hierbei wurde eine Schichtdicke von 50 mm zugrunde gelegt. In grau sind zum Vergleich die Messpunkte der Phasengeschwindigkeit sowie die dazugehörige analytische Kurve dargestellt.

Erwartungsgemäß weist der Verlauf der Wellenlänge Merkmale auf, die mit jener der Phasengeschwindigkeit zusammenhängen. Während die Phasengeschwindigkeit vor allem bei tiefen Frequenzen einem konkaven Verlauf mit positivem Anstieg folgt, verfügt die Kurve der Wellenlänge über einen konvexen Verlauf mit negativem Anstieg. Dabei nähert sich die Phasengeschwindigkeit mit zunehmender Frequenz dem konstanten Wert der Phasengeschwindigkeit der Rayleigh-Welle an. Die Wellenlänge hingegen konvergiert gegen einen Verlauf mit konstantem negativem Anstieg. Dieser Bereich der konstanten Phasengeschwindigkeit und des konstanten Anstiegs der Wellenlänge beginnt hier bei etwa 30.000 Hz. Dies zeigt, dass für die Ausbreitung einer reinen Rayleigh-Welle eine Wellenlänge notwendig ist, die deutlich kürzer ist als die Gesamtdicke der Platte. Hierbei lässt sich ein notwendiges Verhältnis der Wellenlänge zur Plattendicke von etwa einem Viertel aus dem Berechnungsergebnis abschätzen. Oberhalb dieser Frequenz kann somit davon ausgegangen werden, dass einerseits die ermittelte Phasengeschwindigkeit unabhängig von der Geometrie ist und somit im Falle eines frequenzabhängigen E-Moduls diese Frequenzabhängigkeit erkennbar wäre. Gleichzeitig ist hierbei festzustellen, dass ab ca. 30.000 Hz ein nahezu konstanter Wert der Phasengeschwindigkeit messbar ist, womit davon auszugehen ist, dass trotz der Frequenz von weniger als 46.000 Hz die Unterschicht bereits keinen wesentlichen Einfluss mehr auf das Messergebnis nimmt. Dies kann dadurch begründbar sein, dass die Annahme des Schwerpunkts des Vertikalprofils der Rayleigh-Welle bei einer Tiefe von $\lambda/2$ entsprechend Abs. 2.12.1 für homogene Materialien gilt, während für Materialien mit einer mit der Tiefe zunehmenden Steifigkeit das Maximum im Bereich bis etwa $\lambda/4$ zu erwarten ist. Zwar stellt der zweischichtige Aufbau keinen allmählichen, sondern einen abrupten Anstieg der Steifigkeit dar, jedoch ist auch hierdurch eine Verschiebung des Schwerpunkts zu geringeren Tiefen vorstellbar. Dazu kommt die Annahme einer Dicke der Oberschicht von 50 mm. Bei Annahme einer Schichtdicke von 70 mm, wie sie bei Bohrkern A2 auftritt, verschieben sich die vertikalen Linien zu tieferen Frequenzen von ca. 14.600 Hz ($\lambda/2 = d_{OS}$) beziehungsweise 32.900 Hz ($\lambda = d_{OS}$).

Bei Frequenzen unterhalb von 30.000 Hz und insbesondere unterhalb von 20.000 Hz beeinflussen zwei konkurrierende Effekte das Messergebnis. Einerseits verschiebt sich mit abnehmender Frequenz und resultierend ansteigender Wellenlänge der Schwerpunkt des Vertikalprofils der Rayleigh-Welle in einen zunehmend tieferen Bereich. Somit ist davon auszugehen, dass das Messergebnis zu tieferen Frequenzen verstärkt den E-Modul der Unterschicht wiedergibt. Dies spiegelt sich in Form der das Berechnungsergebnis übersteigenden Messergebnisse im Bereich von ca. 2.000 Hz bis 20.000 Hz wider. Für einen unendlichen Halbraum unterhalb der Oberschicht – also für eine unendlich dicke Unterschicht – wäre somit ein Verlauf der Phasengeschwindigkeit zu erwarten, der zu tiefen Frequenzen zunehmend durch den E-Modul der Unterschicht beeinflusst wird, und sich resultierend einem konstanten Wert der Phasengeschwindigkeit der Rayleigh-Welle annähert. Die im realen Fall begrenzte Plattendicke verursacht andererseits eine starke Abnahme der Phasengeschwindigkeit zu tiefen Frequenzen hin, die sich darin zeigt, dass unterhalb von ca. 12.000 Hz die Messergebnisse die analytische Beschreibung zwar noch deutlich übersteigen, sich jedoch trotzdem eine fallende Tendenz der Phasengeschwindigkeit mit abnehmender Frequenz ergibt. Gleichzeitig konkurriert die Zunahme der Rayleigh-Wellenlänge und die damit verbundene Verschiebung des Schwerpunkts des Vertikalprofils zu tieferen Bereichen des Materials hin mit der Reaktion der Platte als Ganzes, die sich zu tiefen Frequenzen hin einer Biegewelle annähert, womit wiederum das Material der gesamten Platte – einschließlich der Oberschicht – das Ergebnis beeinflusst.

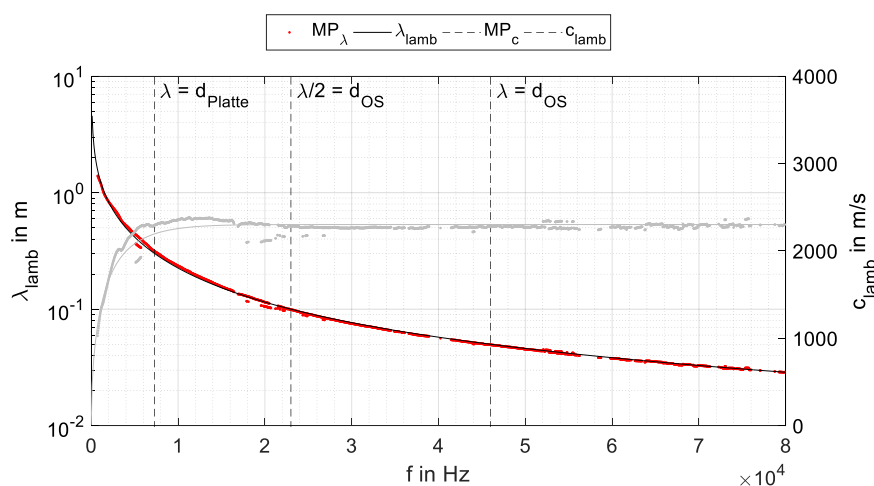


Abbildung 5.16: Messpunkte der Lamb-Wellenlänge der Straßenbetonplatte sowie aus mittlerem E-Modul resultierende Lamb-Wellenlänge in Abhängigkeit von der Frequenz; rot: Messpunkte; schwarz: Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle; grau auf zweiter y-Achse: Messpunkte der Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle sowie aus mittlerem E-Modul resultierende Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle aus Abbildung 5.15

Um eine Abschätzung der unterschiedlichen E-Moduln der Oberschicht und der Unterschicht treffen zu können, wurde die zuvor beschriebene Vorgehensweise unter Einschränkung des Frequenzbereichs wiederholt. Dabei wurde einerseits der Bereich von 0 Hz bis 6.000 Hz untersucht, um eine annähernde Aussage über den E-Modul der Unterschicht zu ermöglichen. Andererseits erfolgte die Auswertung des Bereichs von 30.000 Hz bis 80.000 Hz unter der Annahme, dass das Messergebnis hier ausschließlich durch den E-Modul der Oberschicht bestimmt wird. Die obere Grenzfrequenz von 6.000 Hz für die Analyse der Unterschicht wurde dabei anhand von Abbildung 5.13 festgelegt, da oberhalb dieser Frequenz ein fallender Trend des E-Moduls erkennbar ist. Für die Analyse des E-Moduls der Unterschicht wurde als Dichte der Mittelwert über die Zylinderscheiben der Unterschicht aus Tabelle 5.3 zugrunde gelegt, für die Betrachtung der Oberschicht fand die mittlere Dichte der Scheiben der Oberschicht Anwendung.

5.2.4 E-Modul der Unterschicht

Das Ergebnis der Untersuchung des Frequenzbereichs von 0 Hz bis 6.000 Hz ist analog zu den vorigen Darstellungen Abbildung 5.17 in Abhängigkeit von der Frequenz und Abbildung 5.18 als Häufigkeitsverteilung zu entnehmen. Es zeigt sich eine geringfügige Verschiebung der ermittelten Absolutwerte infolge der geänderten zugrundeliegenden Dichte. In der Verteilung zeigt sich der Effekt vor allem in der Ausprägung von nur noch einem signifikanten Maximum bei 40 GPa bis 41 GPa. Durch die dennoch vorhandenen

Werte mit geringerem E-Modul ergibt sich ein Mittelwert entsprechend Tabelle 5.5 von 38,0 GPa. Die Standardabweichung beträgt dabei 3,80 GPa bei 162 ausgewerteten Messpunkten. Diese Erhöhung des E-Moduls gegenüber dem Ergebnis unter Einbeziehung aller Messpunkte zeigt sich in der Gegenüberstellung der resultierenden Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle und der Messpunkte in Abbildung 5.19 dadurch, dass eine deutlich bessere Übereinstimmung zwischen Kurvenverlauf und Messpunkten im betrachteten Frequenzbereich besteht. Es fällt jedoch auf, dass die Kurve unterhalb von ca. 2.300 Hz die Messergebnisse überschätzt, während die Messergebnisse oberhalb von 2.300 Hz noch immer größtenteils durch die Kurve unterschätzt werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die niedrigen Phasengeschwindigkeiten im tieffrequenten Bereich zu überproportional geringen Werten des E-Moduls führen, was in einer signifikanten Verringerung des Mittelwerts resultiert. Die Ursache hierfür kann einerseits eine Frequenzabhängigkeit des E-Moduls sein. Andererseits ist es wahrscheinlicher, dass tieffrequente Werte mit einer höheren Ungenauigkeit in der Bestimmung des E-Moduls einhergehen (stärkere Änderung des resultierenden E-Moduls bei geringfügiger Schwankung der Phasengeschwindigkeit sowie geringere Trennschärfe bei tieferen Frequenzen durch trichterförmiges Aufweiten des Hauptmaximums). Ebenfalls ist der Einfluss eines tiefenabhängigen E-Moduls innerhalb der Unterschicht in Verbindung mit einem sich mit der Wellenlänge veränderndem Einfluss der verschiedenen Schicht-E-Moduln auf das Messergebnis nicht auszuschließen. Das Maximum der Häufigkeitsverteilung legt einen E-Modul der Unterschicht von ca. 40 GPa bis 41 GPa nahe, auch wenn nicht auszuschließen ist, dass der reale E-Modul sogar einen noch höheren Wert aufweist, wenn kein Einfluss der Oberschicht auf das Messergebnis besteht.

Tabelle 5.5: Ergebnis der Bestimmung des E-Moduls der Unterschicht

| mittlerer E-Modul in GPa | Standardabweichung in GPa | Anzahl der zugrunde- liegenden Messwerte |
|-----------------------------|------------------------------|---|
| 38,0 | 3,80 | 162 |

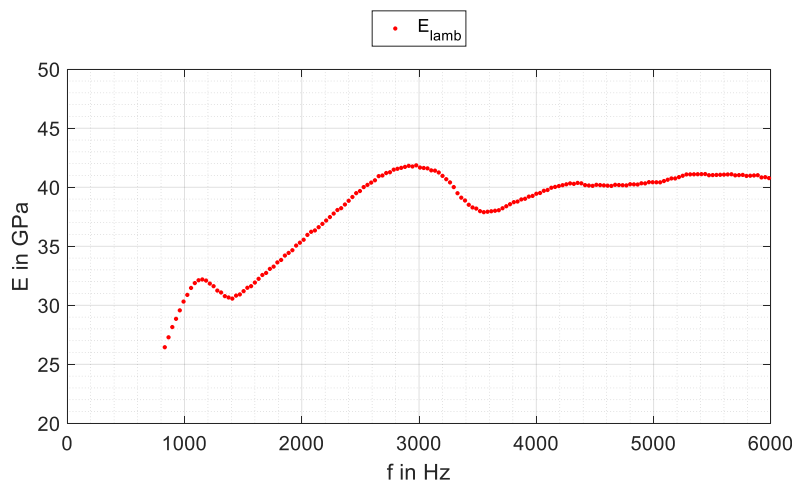


Abbildung 5.17: Ermittelter E-Modul der einzelnen Messpunkte der Unterschicht der Straßenbetonplatte basierend auf der Theorie der Lamb-Welle in Abhängigkeit von der Frequenz

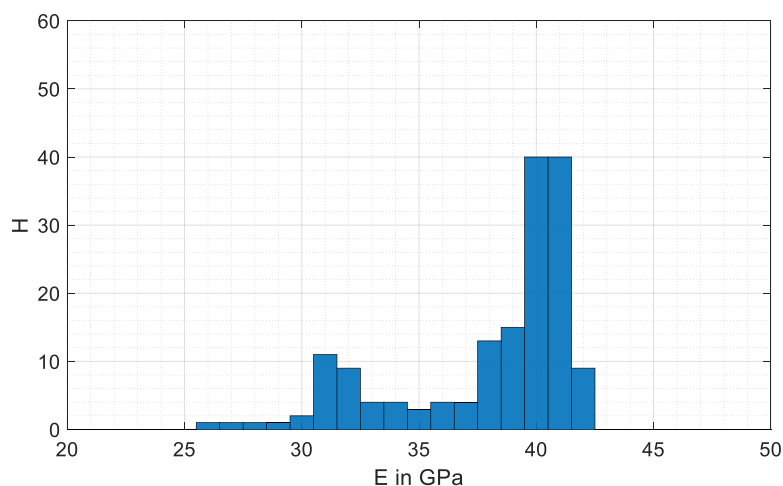


Abbildung 5.18: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Werte des E-Moduls der Unterschicht der Straßenbetonplatte; Breite der Klassen: 1 GPa

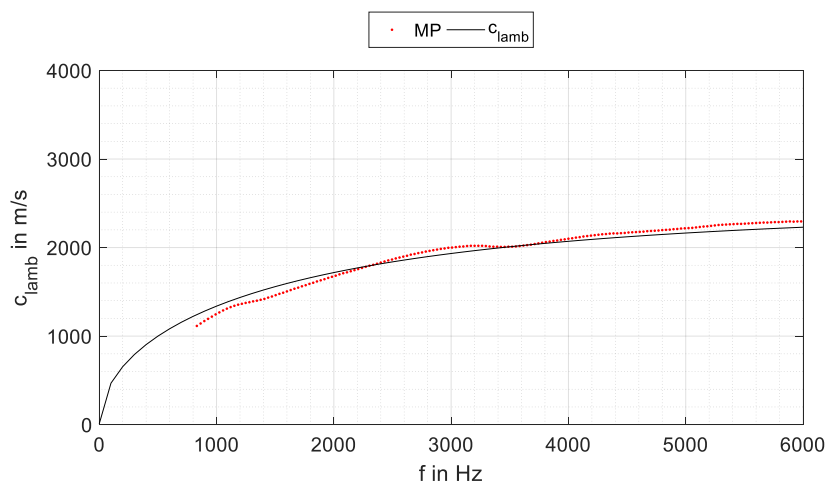


Abbildung 5.19: Messpunkte der Phasengeschwindigkeit sowie aus mittlerem E-Modul resultierende Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle in Abhängigkeit von der Frequenz für die Unterschicht der Straßenbetonplatte; rot: Messpunkte; schwarz: Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle

5.2.5 E-Modul der Oberschicht

Die Ergebnisse der Untersuchung im Frequenzbereich von 30.000 Hz bis 80.000 Hz sind in Abbildung 5.20 und Abbildung 5.21 dargestellt. Es zeigt sich, dass der resultierende E-Modul ebenso wie die zugrundeliegende Phasengeschwindigkeit verhältnismäßig frequenzunabhängige Werte aufweist. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die notwendige Toleranz von $\pm 10\%$ beim iterativen Aussortieren der Messpunkte dazu führt, dass auch einige Messpunkte im Ergebnis enthalten sind, die augenscheinlich nicht Teil des untersuchten Hauptmaximums sind und somit nicht zum Verlauf der Phasengeschwindigkeit zugehörig sind. Dies betrifft vor allem den Frequenzbereich von ca. 52.000 Hz bis 56.000 Hz, in dem lokale Maxima vorhanden sind, die vermutlich auf Nebenmaxima im Dispersionsplot zurückzuführen sind. Ebenso ist oberhalb von ca. 60.000 Hz eine stärkere Streuung der Messergebnisse erkennbar, die auf die mit steigender Frequenz zunehmend schwierige Trennung von Haupt- und Nebenmaxima zurückzuführen ist. Dennoch zeigt sich in der Häufigkeitsverteilung ein deutliches Maximum bei 31 GPa bis 32 GPa, was in einem Mittelwert entsprechend Tabelle 5.6 von 31,7 GPa mit einer Standardabweichung von 0,63 GPa bei 1.210 ausgewerteten Messpunkten resultiert. Die Gegenüberstellung der Messpunkte und der Kurve der Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle zeigt, dass trotz des augenscheinlich nahezu konstanten Verlaufs eine leichte Schwankung der Phasengeschwindigkeit besteht. Diese führt dazu, dass die Kurve der Lamb-Welle die Messergebnisse in weiten Frequenzbereichen marginal überschätzt.

Tabelle 5.6: Ergebnis der Bestimmung des E-Moduls der Oberschicht

| mittlerer E-Modul in GPa | Standardabweichung in GPa | Anzahl der zugrunde- liegenden Messwerte |
|-----------------------------|------------------------------|---|
| 31,7 | 0,63 | 1210 |

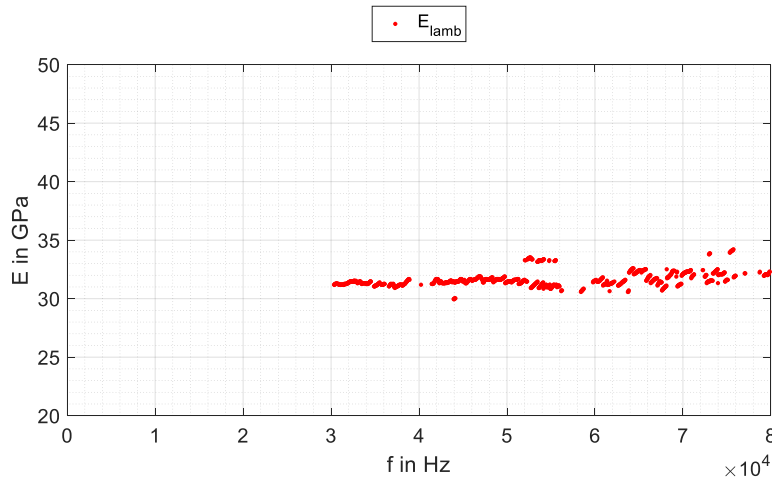


Abbildung 5.20: Ermittelter E-Modul der einzelnen Messpunkte der Oberschicht der Straßenbetonplatte basierend auf der Theorie der Lamb-Welle in Abhängigkeit von der Frequenz

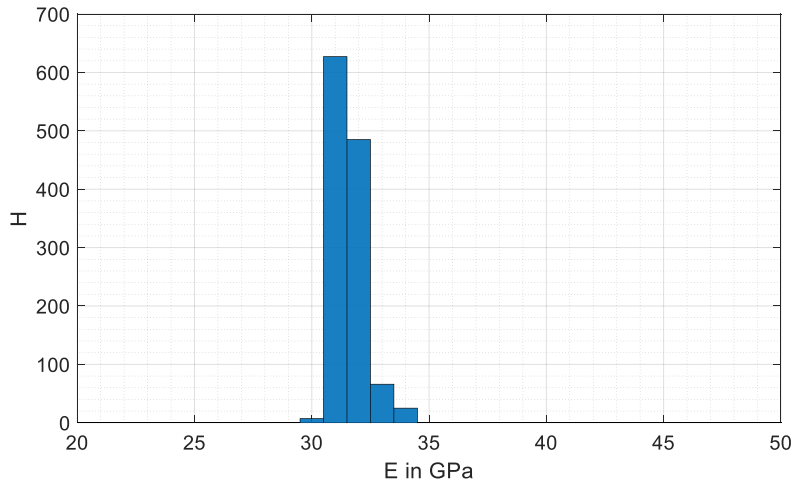


Abbildung 5.21: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Werte des E-Moduls der Oberschicht der Straßenbetonplatte; Breite der Klassen: 1 GPa

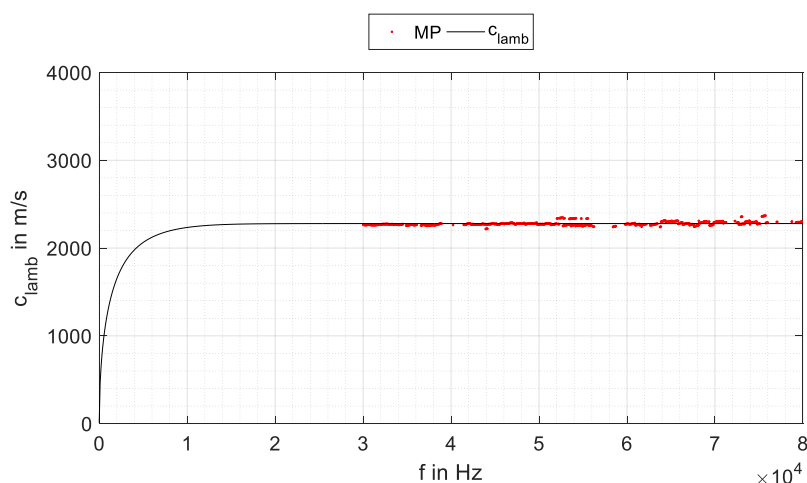


Abbildung 5.22: Messpunkte der Phasengeschwindigkeit sowie aus mittlerem E-Modul resultierende Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle in Abhängigkeit von der Frequenz für die Oberschicht der Straßenbetonplatte; rot: Messpunkte; schwarz: Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle

5.3 Vergleich mit anderen Messverfahren

An den Zylinderscheiben, die aus den Bohrkernen hergestellt wurden, die der in Kapitel 5.2 untersuchten Straßenbetonplatte entnommen wurden, erfolgten Messungen mittels des in Abs. 2.11 beschriebenen Eigenfrequenz-Verfahrens mit hybridem Modell sowie Messungen der Ultraschalllaufzeit entsprechend Abs. 2.9. Außerdem wurden vor der Herstellung der Zylinderscheiben Ultraschalllaufzeitmessungen an den ungeschnittenen Bohrkernen durchgeführt. Zusätzlich fanden an diesen Messungen der Longitudinal-, Biege- und Torsionseigenfrequenzen statt, um mithilfe des Verfahrens aus [Boileau – 1981] auf die Poissonzahl und den E-Modul zu schließen. Eine genaue Beschreibung der Versuche und der Ergebnisse ist in [Lindner – 2020] enthalten.

In Abbildung 5.23 sind die Ergebnisse der drei akustischen Messverfahren gegenübergestellt. Die blauen, roten und gelben Säulen stellen die Messergebnisse des Eigenfrequenz-Verfahrens mit den Methoden M1, M2 und M3 für die einzelnen Zylinderscheiben dar. Die horizontalen roten Linien sind die Ergebnisse der Eigenfrequenz-Messung an den ungeschnittenen Bohrkernen. Dabei gibt die durchgezogene Linie das Ergebnis an Bohrkern A1 und die nahezu deckungsgleiche Punktlinie das Ergebnis an Bohrkern A3 wieder. Die blauen Punkt- und Strichlinien stellen das Ergebnis der Phase-Shift-Methode für die Ober- und die Unterschicht dar. Die Zylinderscheiben wurden dabei entsprechend der Lage der verschiedenen Zylinderscheiben von oben (Scheibe O) nach unten (Scheibe U4) gruppiert.

Es fällt auf, dass die mittels der Eigenfrequenz-Messung an den ungeschnittenen Bohrkernen ermittelten Messergebnisse nahezu vollständig mit dem der Phase-Shift-Methode für die Unterschicht übereinstimmen. Des Weiteren zeigt sich eine gute Übereinstimmung dieser Messergebnisse mit denen des Eigenfrequenz-Verfahrens mit Methode M2 an den Zylinderscheiben U1, vor allem der Bohrkern A1 und A3. Das Ergebnis der Phase-Shift-Methode für die Oberschicht wiederum stimmt gut mit dem Ergebnis des Eigenfrequenz-Verfahrens an den Oberscheiben, vor allem für Methode M2 an Bohrkern A2 überein. Für die Unterscheiben U2 bis U4 ergeben sich aus dem Eigenfrequenz-Verfahren etwas höhere Werte des E-Moduls als aus der Phase-Shift-Methode und der Eigenfrequenz-Messung an den langen Zylindern.

Die Abweichung zwischen dem Eigenfrequenz-Verfahren an den unteren drei Scheiben gegenüber der Phase-Shift-Methode und der Eigenfrequenz-Messung an den ungeschnittenen Bohrkernen ist hauptsächlich dadurch begründet, dass dem Eigenfrequenz-Verfahren eine ausschließliche Betrachtung der Unterschicht zugrunde liegt. Die Ergebnisse der anderen beiden Verfahren hingegen resultieren aus einem Zusammenwirken von Ober- und Unterschicht. Zudem zeigt sich in den Ergebnissen der Phase-Shift-Methode für die Unterschicht in Abbildung 5.18 ein Maximum der Häufigkeitsverteilung der resultierenden E-Moduln von ca. 40 GPa bis 41 GPa. Diese Werte liefern eine deutlich bessere Übereinstimmung mit den Messergebnissen des Eigenfrequenz-Verfahrens an den Unterscheiben U2 bis U4, während ein leichtes Unterschätzen der Ergebnisse des Eigenfrequenz-Verfahrens vor allem für M1 vorliegt.

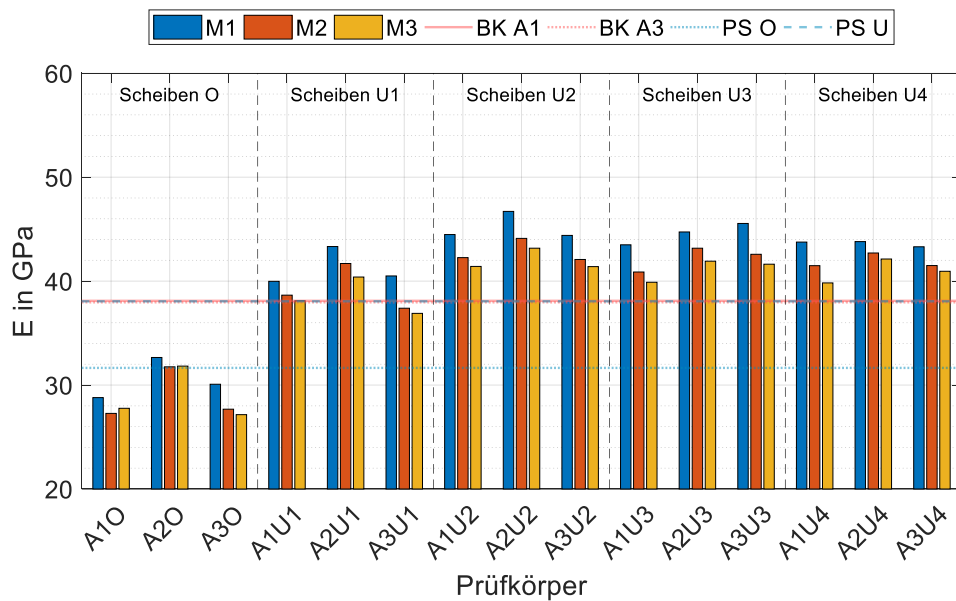


Abbildung 5.23: E-Modul aus Eigenfrequenz-Verfahren, Eigenfrequenz-Messung an ungeschnittenen Bohrkernen und Phase-Shift-Methode; blaue, rote, gelbe Säulen: Eigenfrequenz-Verfahren mittels des hybriden Modells mit Methode M1, M2, M3; rote durchgezogene Linie: Messung an ungeschnittenem Bohrkern A1; rote Punktklinie: Messung an ungeschnittenem Bohrkern A3; blaue Punktklinie: Wert der Oberschicht aus Phase-Shift-Methode; blaue Strichlinie: Wert der Unterschicht aus Phase-Shift-Methode

Analog zu Abbildung 5.23 sind in Abbildung 5.24 die Ergebnisse des Eigenfrequenz-Verfahrens und der Phase-Shift-Methode den am Spaltzug-Schwellversuch ermittelten E-Moduln in Form der grünen Säulen gegenübergestellt. Hier ist erkennbar, dass eine gute Übereinstimmung zwischen den Messergebnissen steht, wobei der Spaltzug-Schwellversuch für nahezu alle Probekörper einen geringfügig höheren Wert des E-Moduls liefert als das Eigenfrequenz-Verfahren mit Methode M1. Die einzigen Ausnahmen stellen die Zylinderscheiben A1U1, A1U2 und A3U2 dar. Gegenüber den Methoden M2 und M3 gibt der Spaltzug-Schwellversuch ausnahmslos höhere E-Modul-Werte wieder. Im Mittel fällt der mithilfe des Eigenfrequenz-Verfahrens gewonnene Wert um 3,8 % (M1), 8,6 % (M2) beziehungsweise 10,2 % (M3) geringer aus als der aus dem Spaltzug-Schwellversuch ermittelte E-Modul. Als Ursache für die unterschiedlichen Werte des E-Moduls ist die starke Inhomogenität der Probekörper zu nennen. Zwischen dem Ergebnis des Spaltzug-Schwellversuchs an den Zylinderscheiben A1O und A3O und dem Ergebnis der Phase-Shift-Methode für die Oberschicht zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung mit einer Abweichung des E-Moduls von weniger als 2 %.

Analog zu den vorherigen Darstellungen sind in Abbildung 5.25 die Messergebnisse des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens in Form von violetten Säulen den Ergebnissen des Eigenfrequenz-Verfahrens und der Phase-Shift-Methode gegenübergestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Ultraschalllaufzeit-Messung bei Durchschallen in Längsrichtung in Form von pinken Linien enthalten. Die Strichlinie stellt dabei das Ergebnis an Bohrkern A1 dar, die Punktklinie das an Bohrkern A3. Auf die Darstellung von Bohrkern A2 wurde an dieser Stelle aufgrund der anzunehmenden Beeinflussung des Messergebnisses durch den herausgebrochenen Teil verzichtet. Es zeigt sich, dass die Ergebnisse des Eigenfrequenz-Verfahrens deutlich geringer ausfallen als die des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens. Die Abweichung der Werte des E-Moduls ist dabei für die Oberscheiben größer als für die Unterscheiben. Im Mittel liefert das Eigenfrequenz-Verfahren für die Unterscheiben um 17 % (M1) beziehungsweise 21 % (M2) geringere E-Moduln als das Ultraschalllaufzeit-Verfahren. Für die Oberscheiben erhöht sich die Abweichung auf 30 % (M1) beziehungsweise 34 % (M2). Für Methode M3 ergibt sich tendenziell eine etwas größere Abweichung als für M2, was auf die generell niedrigeren Werte des E-Moduls zurückzuführen ist, die aus der Beeinflussung der Eigenfrequenz durch den Beschleunigungssensor resultieren. Qualitativ ergeben sich aus dem Ultraschalllaufzeit-Verfahren dieselben Tendenzen wie aus den anderen Messverfahren. So ist der E-Modul der Oberscheiben im Vergleich zu den Unterscheiben derselben Bohrkerns geringer, während sich für Bohrkern A2 generell höhere Werte ergeben als für die Bohrkerns A1 und A3. Einzige Ausnahme stellt hier das Messergebnis an Zylinderscheibe A3U3 dar, das höher ist als jenes an A2U3.

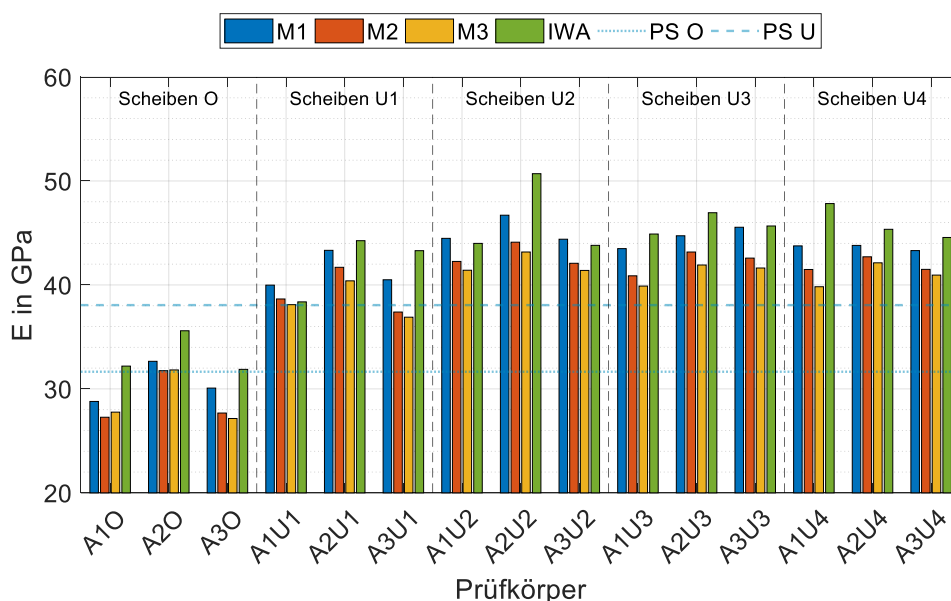


Abbildung 5.24: E-Modul aus Eigenfrequenz-Verfahren, Spaltzug-Schwellversuch und Phase-Shift-Methode; blaue, rote, gelbe Säulen: Eigenfrequenz-Verfahren mittels des hybriden Modells mit Methode M1, M2, M3; grüne Säulen: Messergebnis am Spaltzug-Schwellversuch mittels IWA; blaue Punktlinie: Wert der Oberschicht aus Phase-Shift-Methode; blaue Strichlinie: Wert der Unterschicht aus Phase-Shift-Methode

Die Ultraschalllaufzeit-Messung in Längsrichtung ergibt Werte, die deutlich unter den Ergebnissen der Ultraschalllaufzeit-Messung orthogonal zur Längsachse liegen. Die Messergebnisse an den Oberscheiben A1 und A3 liegen dabei in etwa in der Größenordnung der Ergebnisse der Messung in Längsrichtung. Die Abweichung zwischen den Ultraschalllaufzeit-Messungen in Längs- und Querrichtung lässt eine systematische Beeinflussung eines der beiden Verfahren vermuten. Da das Ergebnis der Messung in Längsrichtung in der Größenordnung der Ergebnisse des Eigenfrequenz-Verfahrens der Unterscheiben liegt und auch in guter Übereinstimmung mit dem entsprechend Abbildung 5.18 auf ca. 40 GPa bis 41 GPa korrigierten Wert des E-Moduls aus der Phase-Shift-Methode an der Unterschicht steht, ist zu vermuten, dass eine systematische Beeinflussung des Messergebnisses bei der Anwendung des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens in orthogonaler Richtung zur Längsachse der Bohrerkerne auftreten kann. Dies bestätigt sich anhand der Untersuchungen an den zylindrischen Probekörpern in Abs. 3.10, Abs. 4.3 und Abs. 4.4, wo ebenfalls ein Überschätzen des E-Moduls durch das Ultraschalllaufzeit-Verfahren bei Durchschallung entlang des Durchmessers der Zylinderscheiben gegenüber dem Eigenfrequenz-Verfahren und dem Spaltzug-Schwellversuch beobachtbar ist.

In mehreren Veröffentlichungen wird ein sogenannter Dynamikfaktor k eingeführt, der den Unterschied zwischen dem dynamischen und dem statischen E-Modul beschreiben soll. Dem liegt zumeist die Annahme zugrunde, dass der dynamische E-Modul E_{dyn} von Beton höher sei als der statische E-Modul E_{stat} :

$$E_{\text{dyn}} = k \cdot E_{\text{stat}} \quad (5.1)$$

Dabei ist entsprechend [Lydon – 1986] von einem Wert k von etwa 1,2 auszugehen. Dies stimmt sehr gut mit der Abweichung der Ergebnisse des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens gegenüber denen des Spaltzug-Schwellversuchs von im Mittel 20,2 % überein. In [Mehta – 2006] wird die Angabe des Dynamikfaktors präzisiert und Werte für k von 1,2 für hochfeste Betonsorten, 1,3 für normalfeste Betonsorten und 1,4 für Betonsorten mit geringer Festigkeit angegeben. In [Martínez-Martínez – 2010] wird dieser Aussage dahingehend widersprochen, als dass gezeigt wird, dass k mit steigendem E-Modul zunimmt. Dabei werden Messergebnisse präsentiert, die einen Dynamikfaktor zur Beschreibung des Verhältnisses des dynamischen E-Moduls aus Ultraschall-Untersuchungen und des statischen E-Moduls ermittelt durch einen Druckversuch von bis zu $k = 2,1$ nahelegen. Der Unterschied zwischen den Werten des statischen und des dynamischen E-Moduls wird hierbei auf Schädigungen wie Brüche, Risse oder Hohlräume zurückgeführt. Demnach steige k bei zunehmender Ermüdung des Materials. Dies ist dahingehend vorstellbar, als dass bei Tests, die den statischen E-Modul oder einen dem statischen E-Modul ähnlichen Wert wiedergeben (wie der Spaltzug-Schwellversuch mit einer geringen Belastungsfrequenz), vorhandene Risse durch die

hohen Kraft-Amplituden geöffnet werden, was zu einer großen Verformung und somit zu einem geringen resultierenden E-Modul führt. Bei Ultraschall-Untersuchungen sind die Verformungen hingegen so gering, dass kein oder nahezu kein Öffnen der Risse erfolgt und die Welle das Material annähernd ungehindert durchdringen kann. Diese Annahme wird durch den in den Laboruntersuchungen an den zylindrischen Probekörpern beobachtbaren Effekt gestützt, dass die Abweichung zwischen den E-Moduln der beiden Verfahren mit steigender Ermüdung signifikant zunimmt, was jedoch wiederum zumindest zu einem großen Teil darauf zurückzuführen ist, dass nur ein begrenzter Bereich des Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch geschädigt wird.

Die häufige Verwendung des Dynamikfaktors zum Vergleich des statischen und des dynamischen E-Moduls impliziert eine generelle Frequenzabhängigkeit des E-Moduls von Beton. Eine Abhängigkeit der Ultraschalllaufzeit von der Frequenz des Ultraschallsignals bestätigt sich in [Popovics – 1990] sowohl für Zylinder aus Beton als auch für Zylinder aus Zementstein. Es werden drei wesentliche Erkenntnisse aus den Messergebnissen gezogen. Erstens bestehe für Zement und Beton eine Frequenzabhängigkeit der Phasengeschwindigkeit der Longitudinalwelle und somit des resultierenden E-Moduls. Zweitens sei die Frequenzabhängigkeit stärker für Materialien mit höherer Inhomogenität. Drittens wird zusammengefasst, dass eine Beeinflussung des Messergebnisses durch die Geometrie in Zusammenhang mit der Wellenlänge erfolgen könne. Bezüglich der Frequenzabhängigkeit wird festgehalten, dass der E-Modul mit zunehmender Frequenz ansteige. In [Popovics – 1991] wird hingegen gezeigt, dass auch eine Abnahme des E-Moduls mit steigender Frequenz auftreten kann. Die Abnahme der Phasengeschwindigkeit bei einer Änderung der Anregungsfrequenz von 54.000 Hz auf 120.000 Hz gleicht hierbei jedoch in etwa der Schwankung des Messergebnisses in Abhängigkeit von der Messposition.

Da das Ultraschalllaufzeit-Verfahren mit einer Erregerfrequenz von 80.000 Hz bei den hier beschriebenen Untersuchungen jedoch sowohl gegenüber dem Spaltzug-Schwellversuch (bei 10 Hz), als auch gegenüber der Eigenfrequenz-Messung an den ungeschnittenen Bohrkernen (bei ca. 4.000 Hz bis ca. 7.000 Hz), dem Eigenfrequenz-Verfahren (bei ca. 12.000 Hz bis ca. 22.000 Hz) und der Phase-Shift-Methode (bis 80.000 Hz) ähnlich erhöhte Werte wiedergibt, ist eine derart starke Frequenzabhängigkeit des E-Moduls für die hier betrachteten Betonsorten auszuschließen. Zudem bestätigen die Ultraschalllaufzeit-Messungen entlang der Längsachse mit ansonsten identischem Setup die Messergebnisse des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens in orthogonaler Richtung zur Längsachse nicht. Vielmehr ist demnach davon auszugehen, dass das Ultraschalllaufzeit-Verfahren bei Anwendung in orthogonaler Richtung zur Längsachse der Bohrkern eine systematische Abweichung vom realen Wert des E-Moduls aufweist. Naheliegender erscheint diesbezüglich das zu geringe Verhältnis von Messstrecke zu Wellenlänge, das auch in [Popovics – 1990] als mögliche Ursache für den Einfluss der Geometrie auf das Messergebnis angeführt wird. Bei einer Untersuchungsfrequenz von 80.000 Hz und einer Phasengeschwindigkeit von 4.500 m/s ergibt sich eine Wellenlänge von ca. 56 mm. Dies entspricht etwas mehr als der Hälfte des Probekörper-Durchmessers, was möglicherweise zum Ausbilden von Eigenmoden führen kann. Beim Durchschallen der Bohrkern in longitudinaler Richtung beträgt die Messstrecke mehr als fünf Wellenlängen mit einer in der Folge angenommenen reduzierten Beeinflussung des Messergebnisses durch die Geometrie.

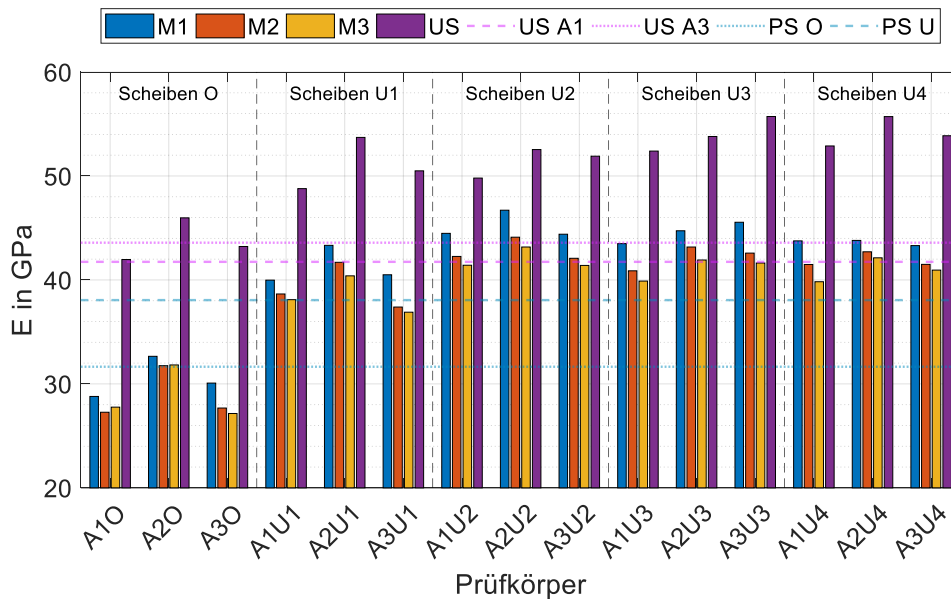


Abbildung 5.25: E-Modul aus Eigenfrequenz-Verfahren, Ultraschalllaufzeit-Verfahren und Phase-Shift-Methode; blaue, rote, gelbe Säulen: Eigenfrequenz-Verfahren mittels des hybriden Modells mit Methode M1, M2, M3; violette Säulen: Ultraschalllaufzeit-Verfahren; pinke Strichlinie: Ultraschalllaufzeit-Messung in Längsrichtung an Bohrkern A1; pinke Punktlinie: Ultraschalllaufzeit-Messung in Längsrichtung an Bohrkern A3; blaue Punktlinie: Wert der Oberschicht aus Phase-Shift-Methode; blaue Strichlinie: Wert der Unterschicht aus Phase-Shift-Methode

5.4 Zusammenfassung

Anhand der Voruntersuchungen an zwei Aluminium-Streifen und einer Straßenbetonplatte mit zweischichtigem Aufbau kann zusammengefasst werden, dass mithilfe der Phase-Shift-Methode der E-Modul streifen- bzw. plattenförmiger Probekörper bestimmt werden kann. Für die Aluminium-Streifen ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung des Messergebnisses mit der Datenblatt-Angabe. Der ermittelte E-Modul der Oberschicht der Betonplatte stimmt sehr gut mit den Ergebnissen des Spaltzug-Schwellversuchs an den Zylinderscheiben aus der Oberschicht überein, während sich bei der Unterschicht eine Beeinflussung des Messergebnisses der Phase-Shift-Methode durch die Oberschicht zeigt. Dies führt dazu, dass sich hier eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen einstellt, die mittels der Eigenfrequenz-Messung und der Ultraschalllaufzeit-Messung an den ungeschnittenen Bohrkernen gewonnen werden konnten, da diesen der gleiche zweischichtige Aufbau zugrunde liegt.

Die Ergebnisse der fünf verschiedenen Verfahren zeigen in nahezu allen Fällen sehr gute Übereinstimmungen der Ergebnisse zueinander. Ausschließlich die Ultraschalllaufzeit-Messung an Zylinderscheiben weist systematisch höhere Werte des E-Moduls auf als die anderen Verfahren. Es konnte somit bestätigt werden, dass die Phase-Shift-Methode nicht nur unter Laborbedingungen einen korrekten Wert des E-Moduls liefert, sondern auch geeignet ist, um den E-Modul von Betonplatten in situ zerstörungsfrei zu bestimmen.

6 Hauptuntersuchungen an großmaßstäblichen Probekörpern

6.1 Großmaßstäblicher Versuchsstand

Die großmaßstäblichen Versuche wurden in einem speziellen Versuchsstand des Otto-Mohr-Laboratoriums der TU Dresden durchgeführt. Der Versuchsstand misst 2,50 m x 5,00 m mit einer Höhe von ca. 1 m (siehe Abbildung 6.1) und besteht aus einer Einfassung aus Stahlprofilen, die einen speziellen Schichtenaufbau entsprechend Abbildung 6.2 umgeben.

Die Schichtdicken und -materialien des vorliegenden Schichtenpaketes sind das Resultat von früheren abgeschlossenen Forschungsvorhaben des Institutes für Stadtbauwesen und Straßenbau, in denen der Versuchsstand für die Untersuchung großformatiger Probekörper sowie repräsentativer Straßenkonstruktionen Verwendung fand. Das Schichtenpaket besteht aus zwei Schottertragschichten (STS) 0/32 gemäß [TL SoB-StB 20] mit 550 mm und 250 mm Schichtdicke sowie einer 40 mm starken Bettungsschicht (BM) 0/5 gemäß [TL Pflaster-StB 06/15]. Es wurde entschieden, den beschriebenen Schichtenaufbau für die Durchführung der großmaßstäblichen Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens unverändert zu lassen, nicht zuletzt aufgrund der einfach zu profilierenden Bettungsschicht, die das Herstellen einer ebenen, homogenen Unterlage für die zu untersuchenden großformatigen Betonprobekörper darstellte. Nicht in Abbildung 6.1 dargestellt sind zusätzliche seitliche Abstützungen auf der Längsseite des Versuchsstandes, die gegen das Ausbauchen der Stahlprofile während der Belastungsversuche wirken und somit die plastische Verformung des Schichtenpaketes in horizontale Richtung weitestgehend eindämmen. Zwischen dem Schichtenpaket und der Einfassung aus Stahlprofilen wurden vier Lagen Folie vorgesehen, die die Reibung zwischen Schichtenpaket und Einfassung minimieren und die weitestgehend unbeeinflusste Verformbarkeit des Schichtenpaketes in vertikale Richtung im Randbereich des Versuchsstandes gewährleisten sollen. Der Versuchsstand wurde auf einer massiven Bodenplatte aus Stahlbeton errichtet.

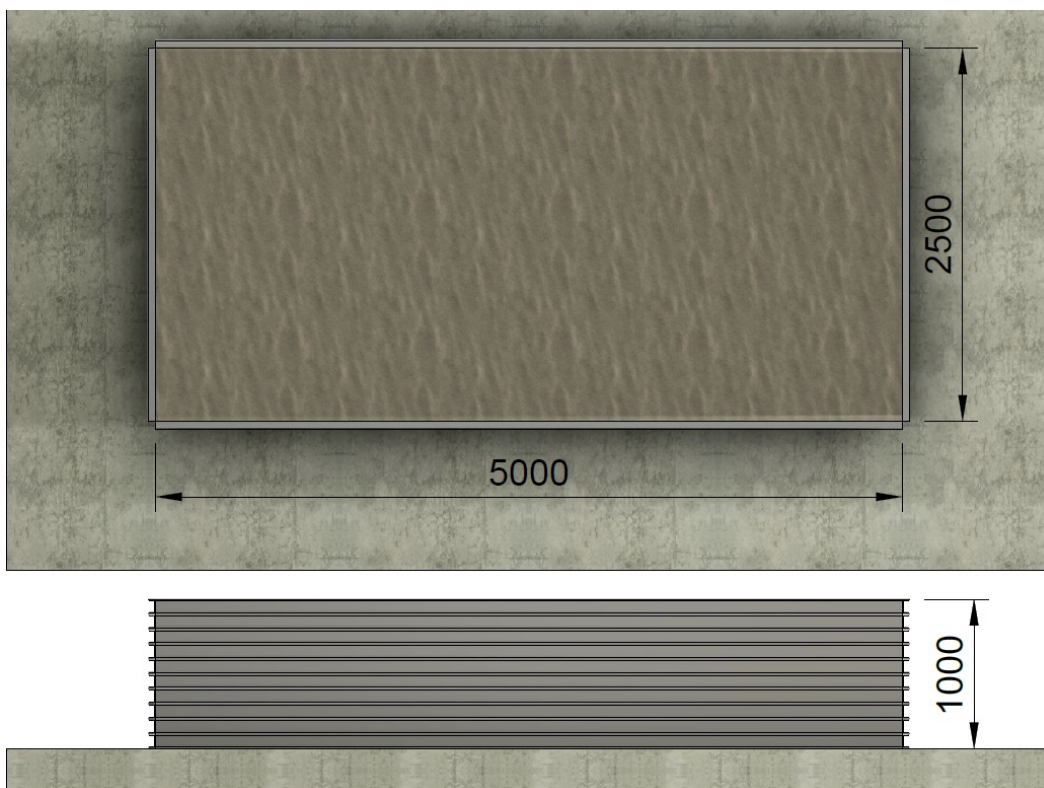


Abbildung 6.1: Schema und Abmaße des großmaßstäblichen Versuchsstandes

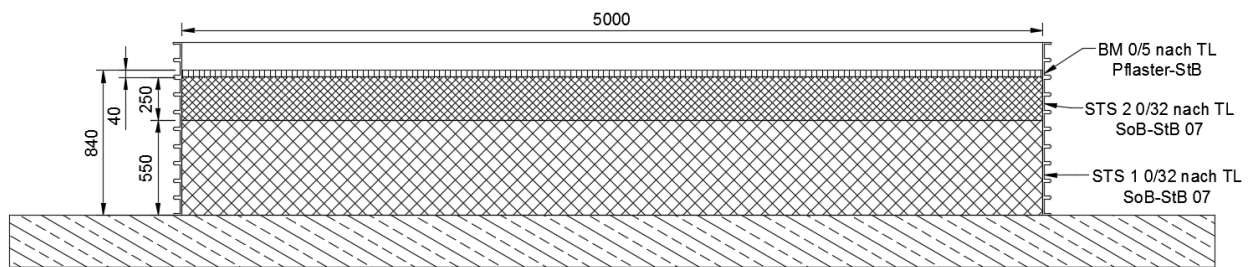


Abbildung 6.2: Konstruktiver Schichtenaufbau des großmaßstäblichen Versuchsstands

6.2 Vorbereitende Arbeiten am großmaßstäblichen Versuchsstand

Zunächst wurden die Verformungsmodulare des sich im Versuchsstand befindlichen Schichtenpaketes mit dem zuvor beschriebenen Aufbau mittels eines Plattendruckversuches nach [DIN 18134 – 2012] bestimmt. Hierfür erfolgten drei Versuche an unterschiedlichen Positionen auf der Oberfläche des Schichtenpaketes. Tabelle 6.1 zeigt die Messergebnisse dieser drei Plattendruckversuche sowie die bestimmten Verformungsmodulare $E_{v,1}$ und $E_{v,2}$. Die vergleichbar hohen Verformungsmodulare sind das Resultat früherer, zyklischer Belastungsversuche im Versuchsstand, die eine überaus gute Verdichtung des Schichtenpaketes zur Folge hatten. Als Widerlager während der Plattendruckversuche diente das Belastungsportal des Versuchsstandes.

Tabelle 6.1: Messwerte der Plattendruckversuche auf dem Schichtenpaket im großmaßstäblichen Versuchsstand sowie daraus berechnete Verformungsmodulare des Schichtenpaketes

| Hebel 1 zu Spannung p | Feld 1 2 | | Feld 2 2 | | Feld 3 1,4 | |
|--------------------------|-------------|------------|-------------|------------|---------------|------------|
| | Setzung s | Setzung s' | Setzung s | Setzung s' | Setzung s | Setzung s' |
| 0,07 | 0,21 | 0,42 | 0,11 | 0,22 | 0,28 | 0,392 |
| 0,15 | 0,35 | 0,70 | 0,21 | 0,42 | 0,45 | 0,630 |
| 0,21 | 0,44 | 0,88 | 0,27 | 0,54 | 0,55 | 0,770 |
| 0,28 | 0,52 | 1,04 | 0,33 | 0,66 | 0,66 | 0,924 |
| 0,35 | 0,60 | 1,20 | 0,38 | 0,76 | 0,74 | 1,036 |
| 0,42 | 0,66 | 1,32 | 0,43 | 0,86 | 0,83 | 1,162 |
| 0,50 | 0,73 | 1,46 | 0,48 | 0,96 | 0,91 | 1,274 |
| 0,25 | 0,68 | 1,36 | 0,44 | 0,88 | 0,82 | 1,148 |
| 0,12 | 0,63 | 1,26 | 0,39 | 0,78 | 0,74 | 1,036 |
| 0,00 | 0,47 | 0,94 | 0,25 | 0,50 | 0,52 | 0,728 |
| 0,07 | 0,56 | 1,12 | 0,32 | 0,64 | 0,65 | 0,910 |
| 0,15 | 0,60 | 1,20 | 0,36 | 0,72 | 0,73 | 1,022 |
| 0,21 | 0,63 | 1,26 | 0,39 | 0,78 | 0,77 | 1,078 |
| 0,28 | 0,67 | 1,34 | 0,42 | 0,84 | 0,82 | 1,148 |
| 0,35 | 0,69 | 1,38 | 0,44 | 0,88 | 0,85 | 1,190 |
| 0,42 | 0,72 | 1,44 | 0,47 | 0,94 | 0,89 | 1,246 |
| Δs_1 | 0,50 | | 0,34 | | 0,41 | |
| Δs_2 | 0,18 | | 0,16 | | 0,17 | |
| $E_{v,1}$ | 90,00 | | 132,35 | | 110,84 | |
| $E_{v,2}$ | 250,00 | | 281,25 | | 267,86 | |
| $E_{v,2}/E_{v,1}$ | 2,78 | | 2,13 | | 2,42 | |

6.3 Dimensionierung der großmaßstäblichen Probekörper

Die Dimensionierung der großmaßstäblichen Probekörper erfolgte mithilfe eines in der FE-Software ABAQUS generierten Modells. Das Modell besteht aus einem Part für das Schichtenpaket des großmaßstäblichen Versuchsstandes sowie darauf positionierter Parts für den Betonplattenstreifen, bzw. die Betonplatte (siehe Abbildung 6.3). Das Modell wurde genutzt, um die spätere Belastung der großformatigen Probekörper im Versuchsstand zu simulieren und daraus die zu betonierende Probekörperhöhe abzuleiten und so zu gewährleisten, dass sich ein definierter Beanspruchungszustand der Probekörper während der Versuche einstellt.

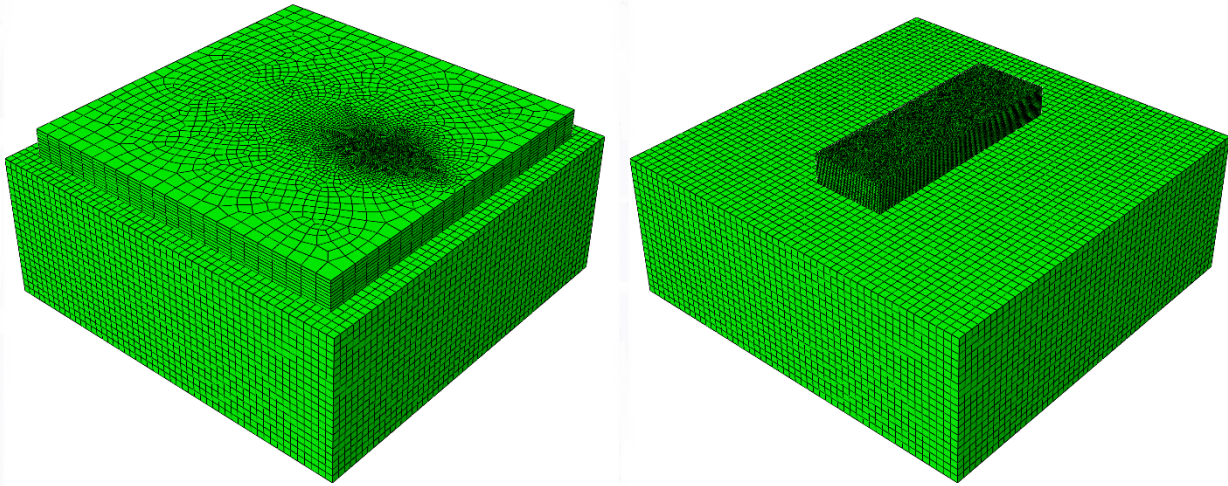


Abbildung 6.3: FE-Modell der zu betonierenden großformatigen Probekörper im großmaßstäblichen Versuchsstand; das Modell besteht aus einem Part für das Schichtenpaket sowie jeweils einem darauf aufliegenden Part für die Betonprobekörper

Hierfür musste zunächst das reale, nicht-lineare Verformungsverhalten des Schichtenpaketes im Versuchsstand modelltechnisch nachgebildet werden. Als Referenz wurden die Daten der drei Plattendruckversuche in Form der Mittelwerte der Setzungswerte des Zweitbelastungsastes von 0 N/mm^2 bis $0,42 \text{ N/mm}^2$ genutzt. Es wurde davon ausgegangen, dass eine spätere, zyklische Belastung im Versuchsstand eher durch die Zweitbelastung im Plattendruckversuch repräsentiert wird, nachdem das Schichtenpaket im Versuchsstand durch die Erstbelastung vorbelastet wurde. Die Setzungswerte des Zweitbelastungsastes wurden relativiert und auf null gesetzt, da eine Vorverformung des modellierten Schichtenpaketes in ABAQUS simulationstechnisch nicht realisierbar ist.

Die Materialeigenschaften des Schichtenpaketes wurden als hyperelastisch simuliert. Die Wahl eines solchen Materialverhaltens in ABAQUS erlaubt das Verwenden von uniaxialen Versuchsdaten zur Beschreibung des hyperelastischen Materialverhaltens. Aufgrund der gewählten Höhe des Schichtenpaketes von 1 m im Modell konnten die mittleren Setzungswerte des Zweitbelastungsastes der Plattendruckversuche einfach auf die Dehnungen des Schichtenpaketes im Modell umgerechnet werden. Die Querdehnzahl des Schichtenpaketes wurde zu $0,48$ und die Dichte zu $2,65 \text{ g/cm}^3$ angesetzt. Das anschließende sukzessive Aufbringen einer Spannung von maximal $0,42 \text{ N/mm}^2$ über eine kreisförmige Fläche mit einem Durchmesser von 300 mm entsprechend der Plattendruckversuche auf das Schichtenpaket im Modell ergab das in Abbildung 6.4 dargestellte Verformungsbild des Schichtenpaketes.

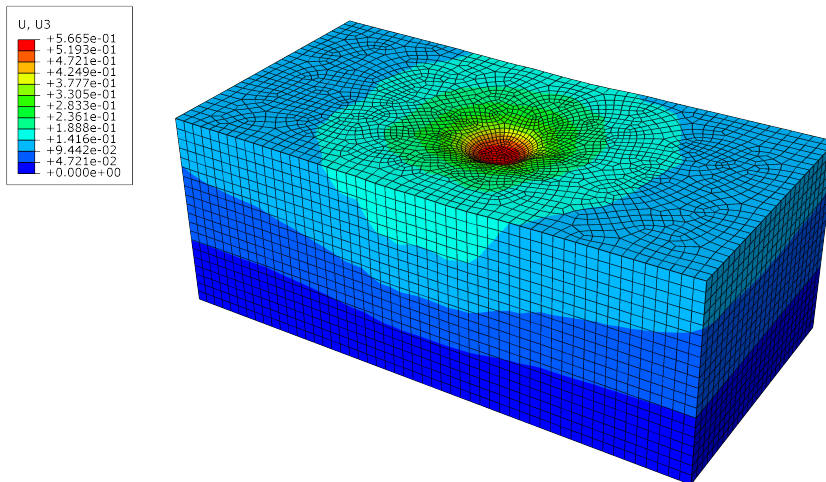


Abbildung 6.4: Simuliertes Verformungsbild des Schichtenpaketes im Modell bei Nachbildung des Plattendruckversuches (300-fache Überhöhung der vertikalen Verformungen)

Dabei wurde die Unterseite des Schichtenpaketes in alle Richtungen fixiert. Das simulierte Schichtenpaket maß 2,5 m in der Länge, entsprechend der kürzeren Abmessung des großmaßstäblichen Versuchsstandes. Die Verformbarkeit des Schichtenpaketes in Richtung der Einfassung des Versuchsstandes wurde unterbunden, um die verformungshemmende Wirkung der Stahlprofile des Versuchsstandes zu berücksichtigen.

Der Vergleich der mittleren Setzungen der Zweitbelastung des Plattendruckversuches mit den simulierten Setzungen auf der Oberseite des Schichtenpaketes in Abbildung 6.5 zeigt eine gute Übereinstimmung. Zwar weichen die simulierten Setzungen von den tatsächlich gemessenen Setzungen des Plattendruckversuches mit zunehmender Spannung ab, jedoch zeigten die Berechnungen der Plattenstreifenhöhe bzw. der Plattenhöhe, dass mit maximalen Druckspannungen von $0,1 \text{ N/mm}^2$ auf der Oberseite des Schichtenpaketes zu rechnen ist, wenn die Kraft über die jeweilige Probekörperunterseite aufgebracht wird. Im Spannungsbereich bis $0,1 \text{ N/mm}^2$ zeigen beiden Kurven in Abbildung 6.5 eine akzeptable Übereinstimmung, was nicht zuletzt auf das Vorhandensein lediglich eines Messwertes im Plattendruckversuch zurückzuführen ist.

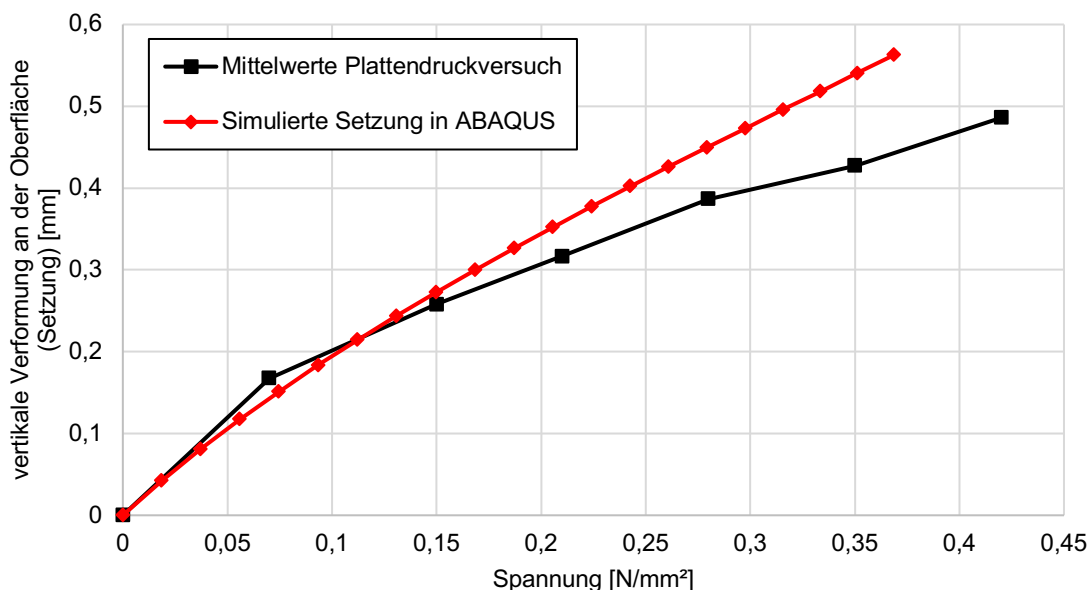


Abbildung 6.5: Vergleich der gemessenen mit den simulierten Setzungen des Schichtenpaketes im großmaßstäblichen Versuchsstand zur Kalibrierung der Materialeigenschaften des Schichtenpaketes im Modell

Nachdem die Materialeigenschaften des Schichtenpaketes anhand der Versuchsdaten der Plattendruckversuche kalibriert wurden, erfolgte die Dimensionierung der großformatigen Probekörper. Hierfür wurden die Materialeigenschaften der zweiten untersuchten Betonrezeptur in der Simulation angesetzt. Aus Tabelle 4.2 ergibt sich ein mittlerer E-Modul für die verwendete Betonrezeptur von 41.709 N/mm². Die Querdehnzahl wurde zu 0,2 und die Dichte entsprechend Abbildung 13.53 zu 2,255 g/cm³ gewählt.

Der Betonplattenstreifen wurde zunächst mit einer Höhe von 200 mm modelliert. Für den Reibkoeffizienten zwischen der Betonunterseite und der Oberseite des Schichtenpaketes wurde der Wert 0,2 angesetzt. Vier unterschiedliche Laststufen wurden untersucht, 80 kN, 90 kN, 100 kN und 110 kN Auflast. Die durch den Laststempel im Versuchsstand maximal aufbringbare Last beträgt bei einer dynamischen/zyklischen Belastung 110 kN. Das Aufbringen höherer Lasten wird durch den maximalen Öldurchsatz des Prüfaggregates am großmaßstäblichen Versuchsstand verhindert. Die Lasten können repräsentativ für die Radlasten von 8 t (16 t - Achse) bis 11 t (22 t - Achse) eines Fahrzeuges aus der Schwerverkehrsklasse und somit als praxisrelevant angesehen werden. Die sich einstellenden maximalen Druck- und Zugspannungen an der Probekörperober- bzw. -unterseite können Tabelle 6.2 entnommen werden. Das zugehörige Verformungsbild des Plattenstreifens für eine Auflast von 80 kN zeigt Abbildung 6.6.

Tabelle 6.2: Im Modell simulierte maximale Druck- und Zugbeanspruchung des Betonplattenstreifens bei einer Höhe von 200 mm für diverse Lasten

| Kraft [kN] | Probekörperhöhe [mm] | Max. Druckspannung [N/mm ²] | Max. Zugspannung [N/mm ²] |
|------------|----------------------|---|---------------------------------------|
| 80 | 200 | -3,332 | 3,137 |
| 90 | 200 | -3,728 | 3,506 |
| 100 | 200 | -4,120 | 3,871 |
| 110 | 200 | -4,508 | 4,230 |

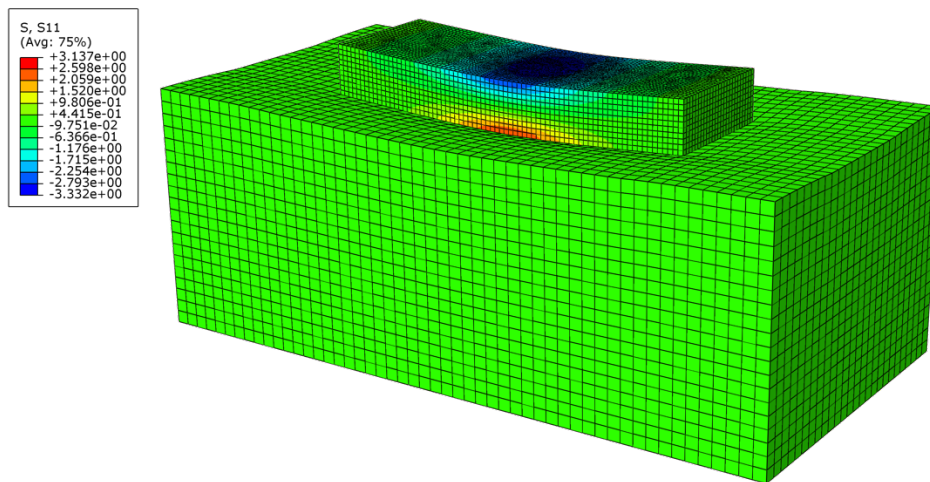


Abbildung 6.6: Im Modell simuliertes Verformungs- und Beanspruchungsbild des Betonplattenstreifens bei einer Auflast von 80 kN und einer Höhe von 200 mm (300-fach überhöhte Darstellung der vertikalen Verformungen)

Anhand der simulierten Beanspruchungen des Betonplattenstreifens wird ersichtlich, dass bei einer Probekörperhöhe von 200 mm und den o. g. Lasten ein Beanspruchungszustand erreicht wird, der vergleichbar mit denen der labormaßstäblichen Zylinderscheiben während des Spaltzug-Schwellversuchs ist. Es kann demnach davon ausgegangen werden, dass sich für den Betonplattenstreifen innerhalb einer realisierbaren Lastwechselzahl eine signifikante, messtechnisch nachweisbare Verminderung des E-Moduls bzw. ein Versagen einstellt.

Gleiches gilt für die Betonplatte, deren maximale Druck- und Zugspannungen für eine Probekörperhöhe von 200 mm und die Laststufen 80 kN bis 110 kN Tabelle 6.3 entnommen werden können. Abbildung 6.7 zeigt das Verformungs- und Beanspruchungsbild der Platte bei einer Auflast von 100 kN. Zwar liegen die maximal erreichbaren Beanspruchungen der Betonplatte bei einer zu betonierenden Höhe von 200 mm etwas geringer als die des Betonplattenstreifens, allerdings resultiert aus dem speziellen Versuchsablauf

der einzelnen Belastungszyklen der Probekörper eine nicht einzuschätzende Beanspruchung zusätzlich zur Ermüdungsbeanspruchung der zyklischen Belastung. Diese zusätzliche Beanspruchung folgt aus der statischen Belastung der Probekörper zu Beginn und zu Ende jedes Belastungszyklus. So muss die Kraft sukzessive bis auf circa 75 % der Oberlast der zyklischen Belastung gesteigert werden, bevor mit der zyklischen Belastung der Probekörper begonnen werden kann. Umgekehrt muss mit Beendigung der zyklischen Belastung die Kraft von circa 75 % der Oberlast auf null zurückgefahren werden. Das Maß der aus dieser statischen Belastung der Probekörper resultierenden Ermüdungsbeanspruchung galt es bei der Dimensionierung der Probekörper zu berücksichtigen. In Kapitel 6.5 wird genauer auf die Durchführung der einzelnen Belastungszyklen eingegangen.

Tabelle 6.3: Im Modell simulierte maximale Druck- und Zugbeanspruchung der Betonplatte bei einer Höhe von 200 mm für diverse Lasten

| Kraft in kN | Probekörperhöhe in mm | Max. Druckspannung in N/mm ² | Max. Zugspannung in N/mm ² |
|-------------|-----------------------|---|---------------------------------------|
| 80 | 200 | -2,759 | 2,545 |
| 90 | 200 | -3,094 | 2,85 |
| 100 | 200 | -3,427 | 3,152 |
| 110 | 200 | -3,758 | 3,447 |

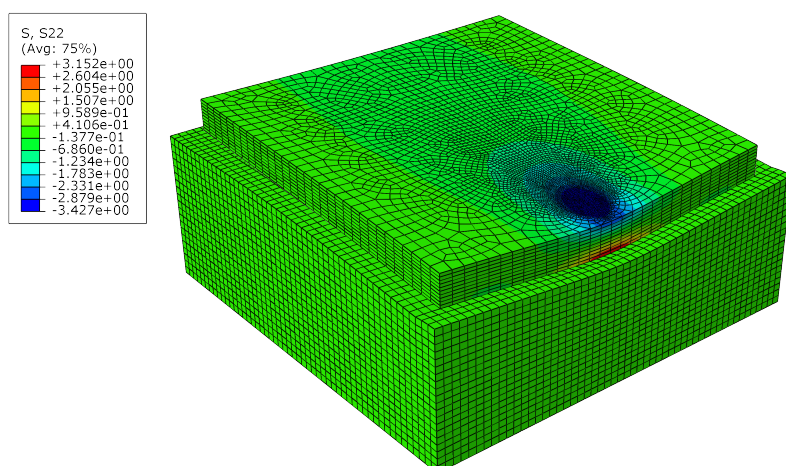


Abbildung 6.7: Im Modell simuliertes Verformungs- und Beanspruchungsbild der Betonplatte bei einer Auflast von 100 kN und einer Höhe von 200 mm (500-fach überhöhte Darstellung der vertikalen Verformungen)

6.4 Herstellung der großmaßstäblichen Probekörper

Die großmaßstäblichen Probekörper wurden aus Ortbeton hergestellt. Hierfür wurden die einzelnen Ausgangsstoffe der zweiten untersuchten Betonrezeptur (siehe Abbildung 13.53) beschafft und die Probekörper direkt im großmaßstäblichen Versuchsstand betoniert. Die Herstellung von Betonfertigteilen und die anschließende Verlegung der Fertigteile im Versuchsstand war aus verschiedenen organisatorischen Gründen nicht möglich.

6.4.1 Stellen der Betonschalung

Die Schalung der großformatigen Probekörper wurde gemäß der späteren Belastungspositionen der Probekörper an entsprechender Stelle im Versuchsstand gestellt. Es wurden Schaltafeln mit einer Höhe von 30 cm und variabler Länge verwendet, die im Versuchsstand zu zwei Rechteckprofilen zusammengefügt wurden (siehe Abbildung 6.8). Die Abmessungen der verwendeten Schaltafeln sowie das Gewährleisten eines Arbeitsraumes zwischen der Einfassung des Versuchsstandes und der Schalung selbst bestimmten die Abmaße der zu betonierenden Probekörper. So ergaben sich für die Betonplatte leichte Abweichungen

für deren Länge und Breite von den geplanten und für die Dimensionierung modellierten Maßen. Die geschalteten Rechteckformen wurden abschließend mit einer Trennlage aus Folie ausgekleidet, um ein Eindringen des Frischbetons in das darunterliegende Schichtenpaket während der Betonage zu verhindern.



Abbildung 6.8: Geschaltete Rechteckprofile für die Betonage der großformatigen Betonprobekörper im großmaßstäblichen Versuchsstand

6.4.2 Betonage der großmaßstäblichen Probekörper

Für die Betonage der Probekörper wurde ein Zwangsmischer des Otto-Mohr-Laboratoriums mit einem ungefähren Fassungsvermögen von 250 l Frischbeton verwendet. Der Betonplattenstreifen mit einem Volumen von $0,50 \text{ m} \times 1,50 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} = 0,15 \text{ m}^3 = 150 \text{ l}$ konnte mit nur einer Charge Frischbeton betoniert werden. Für die Betonplatte mit einem Volumen von $2,24 \text{ m} \times 2,40 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} = 1,075 \text{ m}^3 = 1075 \text{ l}$ mussten hingegen vier Chargen Frischbeton gemischt und nacheinander verarbeitet werden.

Abbildung 6.9 bis Abbildung 6.16 verbildlichen den Arbeitsablauf während der Betonage der Probekörper. Den betonierten großformatigen Probekörpern wurde eine Aushärtezeit von fünf Wochen gewährt, bevor mit der Belastung des Betonplattenstreifens begonnen wurde.



Abbildung 6.9: Mischen der einzelnen Betonchargen mittels Zwangsmischer



Abbildung 6.10: Transport des Frischbetons vom Zwangsmischer zum großmaßstäblichen Versuchstand mittels Betonsilo



Abbildung 6.11: Positionierung des Betonsilos über dem großmaßstäblichen Versuchstand mittels Kranbahn



Abbildung 6.12: Einfüllen der ersten Charge Frischbeton in das geschalte Profil des Betonplattenstreifens und anschließende Verdichtung mittels Rüttelflasche



Abbildung 6.13: Einfüllen vier weiterer Chargen Frischbeton in das geschalte Profil der Betonplatte



Abbildung 6.14: Verdichtung der Betonplatte mittels Rüttelflasche



Abbildung 6.15: Oberflächenherstellung mittels Reibeblech



Abbildung 6.16: Abschließendes Abdecken der betonierten Probekörper zur Gewährleistung optimaler Hydratationsbedingungen

6.5 Versuchsablauf der großmaßstäblichen Untersuchungen

Wie in Kapitel 6.3 beschrieben, wurden die großformatigen Probekörper durch einen kreisrunden Laststempel mit einem Durchmesser von 30 cm belastet. Die Belastung des Betonplattenstreifens erfolgte in mittiger Position, die Belastung der Betonplatte hingegen wurde nahe des Plattenrandes vorgenommen (siehe Abbildung 6.17).

Die Versuche begannen mit der Belastung des Plattenstreifens. Die Ergebnisse dieses ersten Teilversuchs wurden genutzt, um, verbunden mit den Dimensionierungsrechnungen des Kapitels 6.3, das Lastniveau für die Betonplatte festzulegen.

Der Versuchsablauf gestaltete sich ähnlich dem der labormaßstäblichen Untersuchungen an den Zylinderscheiben. Verschiedene Messverfahren, auf die im Folgenden näher eingegangen wird, wurden genutzt, um den E-Modul-Verlauf im Zuge der zyklischen Belastung der Probekörper festzuhalten und einem anschließenden Vergleich mit den E-Modul-Verläufen der labormaßstäblichen Untersuchungen zuzuführen. Dabei wurden, analog zu diesen Untersuchungen, sowohl Messverfahren während der zyklischen Belastung der Probekörper zur Abschätzung des E-Moduls eingesetzt, als auch Messungen während systematisch eingelegter Belastungspausen durchgeführt.

Die Gesamtversuche setzten sich daher aus unterschiedlich langen Belastungszyklen und Belastungspausen zusammen. Abbildung 6.18 zeigt beispielhaft den Versuchsablauf des ersten Belastungszyklus sowie der ersten Belastungspause danach bei der Belastung des Betonplattenstreifens. Wie in Kapitel 6.3 bereits angedeutet, konnte nicht sofort mit der zyklischen Belastung der Probekörper mit den angestrebten Lasten begonnen werden. Die Last musste zuerst auf ein gewisses Lastniveau gesteigert werden, bevor ausgehend von diesem die Kraftamplitude aufgezogen und die angestrebten Ober- und Unterlasten erreicht werden konnten. Gleiches galt für die Beendigung eines Belastungszyklus (siehe Abbildung 6.18). In der anschließenden Lastpause erfolgten die Messungen der Phase-Shift-Methode sowie der Ultraschalllaufzeiten. Analog zu den Hauptuntersuchungen an den Zylinderscheiben im Spaltzug-Schwellversuch wurde versucht, die Belastungspausen so gering wie möglich zu halten, um eventuelle Einflüsse der Pausen auf die Entwicklung des E-Moduls zu minimieren.

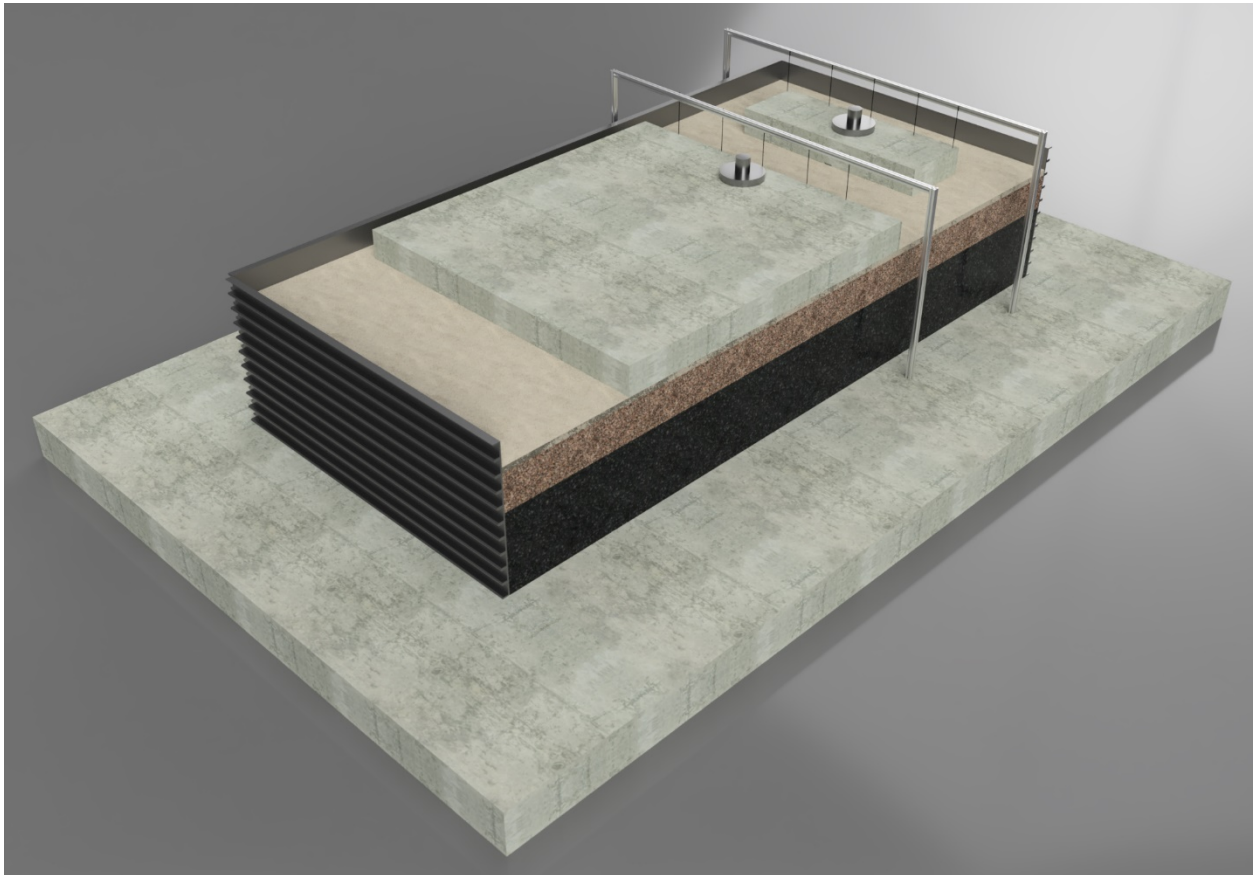


Abbildung 6.17: Finales Versuchs-Setup der großmaßstäblichen Versuche; dargestellt sind die untersuchten großformatigen Probekörper, das Schichtenpaket des Versuchsstandes, dessen Einfassung, die jeweiligen Laststempelpositionen sowie die Messpositionen der IWA

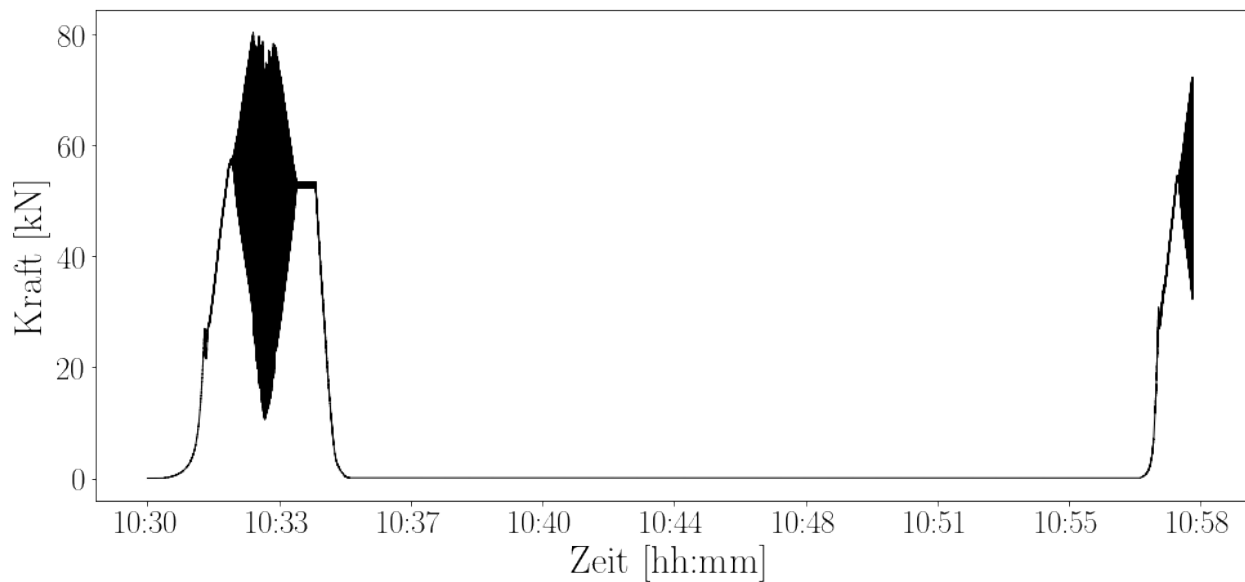


Abbildung 6.18: Zeitlicher Kraftverlauf des ersten Belastungszyklus sowie des Beginns des zweiten Belastungszyklus des Betonplattenstreifens

6.6 Bestimmung des E-Moduls mittels Dehnmessstreifen und Induktiver Wegaufnehmer

Die während der zyklischen Belastung eingesetzten Messverfahren machten sich die durch den Laststempel aufgebrachte Kraft zunutze und maßen die resultierende Dehnung bzw. Verformung der Probekörper. Aus beiden Größen lassen sich, wie nachfolgend beschrieben, Aussagen zur Entwicklung des E-Moduls im Zuge steigender Lastwechselzahlen ableiten.

Gemäß dem Hooke'schen Gesetz folgt der E-Modul E aus der Beanspruchung σ und aus der Dehnung ε im linear-elastischen Bereich zu

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}. \quad (6.1)$$

Die Spannung σ lässt sich für einen rechteckigen Querschnitt analog berechnen zu

$$\sigma = \frac{M}{W}, \quad (6.2)$$

wobei M das aus der Biegung des Profils resultierende Biegemoment und W das Widerstandsmoment des Querschnitts darstellen. Aus der Elastizitätstheorie ist bekannt, dass das Moment aus der Biegelinie eines Querschnitts abgeleitet werden kann zu

$$M = -y'' \cdot E \cdot I, \quad (6.3)$$

worin y'' die Krümmung entsprechend der zweifachen Differentiation der Biegelinie und I das Flächenträgheitsmoment des Querschnitts sind. Das Widerstandsmoment W eines Rechteckquerschnitts folgt aus dessen Höhe h und dessen Breite b zu

$$W = \frac{h^2 \cdot b}{6} \quad (6.4)$$

und das Flächenträgheitsmoment I berechnet sich zu

$$I = \frac{h^3 \cdot b}{12}. \quad (6.5)$$

Durch Einsetzen von Gl. (6.5) in Gl. (6.3) sowie von Gl. (6.4) in Gl. (6.2) ergibt sich für den E-Modul E

$$E = \frac{-2 \cdot \sigma}{y'' \cdot h}. \quad (6.6)$$

Das Gleichsetzen von Gl. (6.1) und Gl. (6.6) ergibt somit ein Ausdruck für den E-Modul, der nicht von der Spannung, sondern von der Dehnung, der Krümmung und der Querschnittshöhe abhängt:

$$E = \frac{-2 \cdot \varepsilon}{y'' \cdot h}. \quad (6.7)$$

Aus Gl. (6.7) ergibt sich ein relativer E-Modul bezogen auf den tatsächlichen E-Modul, dessen Wert anhand der vorhandenen Messdaten nicht bestimmbar ist. Aus Gl. (6.6) hingegen ergeben sich Absolutwerte des E-Moduls. Da in erster Linie aber die zeitliche Entwicklung des E-Moduls im Zuge steigender Lastwechselzahlen von Bedeutung ist und die Spannung σ in Gl. (6.6) nur mittels Kenntnis des E-Moduls, den es zu ermitteln gilt, und Messung der Dehnungen genau bestimmbar ist, wird der E-Modul im Folgenden mittels Gl. (6.7) unter Zugrundelegung zweier messbarer Kenngrößen, der Krümmung und der Dehnung, abgeschätzt.

Die Dehnung lässt sich auf der Betonoberfläche mittels Dehnmessstreifen (DMS) messen. Die Krümmung hingegen muss aus der Biegelinie abgeleitet werden. Diese kann bestimmt werden, indem die vertikalen Verschiebungen an verschiedenen Punkten des Probekörpers mittels induktiver Wegaufnehmer (IWA) gemessen werden. Die Biegelinie wird anschließend über die gemessenen Verschiebungen gefittet und zweifach abgeleitet, um die Krümmung zu erhalten.

Hierfür wurde der folgende allgemeine Biegelinienansatz gewählt:

$$y(x) = a \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot \left(\frac{x}{l} - c\right)}{b}\right) + d. \quad (6.8)$$

Durch Einsetzen der jeweiligen Probekörperlänge l in Gl. (6.8), verbleiben die vier Parameter a , b , c und d , die den Funktionsverlauf der Biegelinie bestimmen und die es aus den Messwerten der IWA durch Fitting zu bestimmen gilt. Nach zweimaligem Ableiten der Biegelinienfunktion ergibt sich die Krümmung y'' zu

$$y''(x) = -\frac{\pi^2 \cdot a \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot \left(\frac{x}{l} - c\right)}{b}\right)}{l^2 b^2}. \quad (6.9)$$

Die Biegelinie wurde mithilfe der Messwerte von fünf IWA bestimmt, die in gleichmäßigen Abständen über die Probekörperlänge angeordnet wurden. Mindestens drei IWA sind zur eindeutigen Beschreibung der Funktion der Krümmung notwendig, um mithilfe der drei Stützpunkte der IWA-Messwerte die Funktionsparameter a , b und c eindeutig zu bestimmen.

6.7 Ultraschalllaufzeit-Verfahren

Analog zu den labormaßstäblichen Untersuchungen fand das Ultraschalllaufzeit-Verfahren am Betonplattenstreifen Anwendung, um aus der Ultraschalllaufzeit den dynamischen E-Modul gemäß Gl. (2.1) abzuschätzen. Die einzige Möglichkeit, den Plattenstreifen ultraschalltechnisch zu untersuchen, bestand darin, den Streifen entlang seiner Breite zu durchschallen. Zwar wurde versucht, eine halbdirekte Transmissionsmessung zwischen Probekörperoberseite und -flanke durchzuführen, allerdings konnte kein eindeutiger Ersteinsatz im Signal ausgemacht werden, dem eine Ultraschalllaufzeit zugeordnet werden kann. Ebenso gelang es nicht, den Streifen entlang seiner Länge zu durchschallen. Die Messstrecke war für das propagierende Ultraschallsignal zu lang, wodurch keinerlei Schwingung am Ultraschallempfänger messtechnisch nachweisbar war. Die Messrichtung lag somit parallel zur theoretischen Ausrichtung eventuell auftretender Risse.

Es wurde gänzlich auf die Anwendung des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens an der Betonplatte verzichtet. Keine der Plattenabmessungen hätte eine erfolgreiche, direkte Transmissionsmessung der Ultraschalllaufzeiten ermöglicht. Detaillierte Angaben zum Mess-Setup der Ultraschalllaufzeitmessungen am Betonplattenstreifen können dem Kapitel 6.8 entnommen werden.

6.8 Untersuchungen am Betonplattenstreifen

6.8.1 Probekörper

Nach Gewährung ausreichender Aushärtezeiten für den Betonplattenstreifen sowie die Betonplatte wurde zunächst der Plattenstreifen untersucht. Hierfür wurde der Probekörper mit diverser Messtechnik versehen, deren Anordnung schematisch in Abbildung 6.19 dargestellt ist. In Detail A sind die Messpositionen der Ultraschalllaufzeitmessungen an der vorderen Flanke des Probekörpers zu sehen. Da der Probekörper entlang seiner Breite direkt durchschallt wurde, befanden sich die entsprechenden Messpositionen für den Ultraschallempfänger auf der gegenüberliegenden Probekörperflanke. Die IWA zur Erfassung der Biegelinie wurden in fünf Positionen über die gesamte Probekörperlänge angeordnet. Aus der leichten Verschiebung des geschalteten Rechteckprofils gegenüber der angestrebten Position ergab sich eine außermittige Positionierung für den Laststempel, der sich etwa 3 cm linksseitig der Probekörpermitte befand. Dieser Position folgend, wurde der mittlere IWA sowie die benachbarten IWA links und rechts davon ebenfalls um circa 3 cm nach links verschoben, um die zu erwartende, maximale, vertikale Verschiebung des Probekörpers während der Belastung messtechnisch zu erfassen. Die IWA am jeweiligen Rand des Plattenstreifens wurden etwa 15 mm vom Rand eingerückt positioniert. Die DMS zur Erfassung der Probekörperdehnungen wurden zum einen auf der Probekörperoberseite und zum anderen auf den untersten Positionen der Pro-

bekörperflanken appliziert. Da die Probekörper im Versuchsstand betoniert wurden, gab es keinerlei Möglichkeit, die Dehnungen an der Unterseite der Probekörper zu erfassen. Insgesamt betrachtet, ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den tatsächlichen Abmaßen des Betonplattenstreifens und den Abmaßen des Streifens im FE-Modell.

Während des Versuchs wurde die Umgebungstemperatur aufgezeichnet.

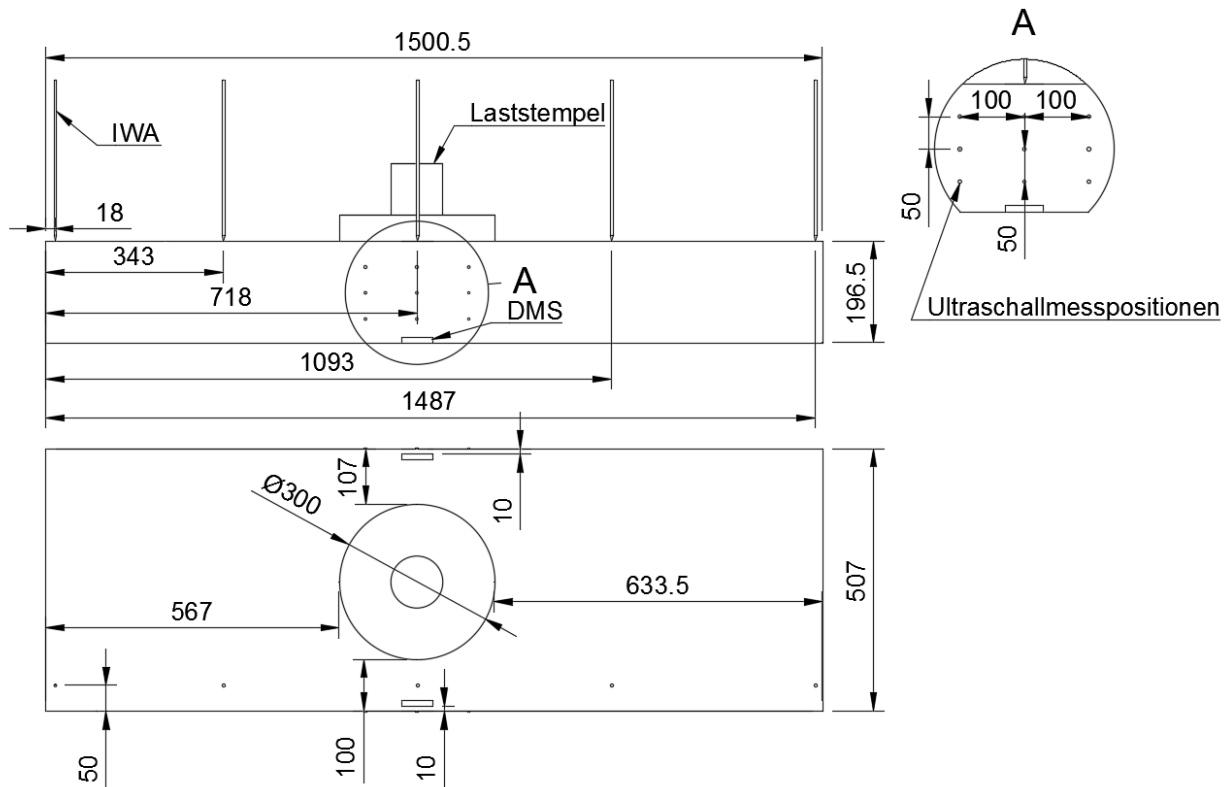


Abbildung 6.19: Messpositionen der DMS und der IWA sowie Position des Laststempels und Abmaße des Betonplattenstreifens; Detail A: Ultraschallmesspositionen

6.8.2 Versuchsparameter

Die Belastung des Betonplattenstreifens begann mit einer Oberlast von 80 kN und einer Unterlast von 10 kN. Die Belastungsfrequenz wurde zu 5,8 Hz gewählt, entsprechend 1 Mio. Lastwechseln (LW) in 48 h. Es wurden Belastungspausen bei etwa 500 LW, 5500 LW, 55000 LW, 460000 LW und 975000 LW eingelegt, um die Phase-Shift-Methode anzuwenden sowie die Ultraschalllaufzeiten zu messen. Basierend auf den bisherigen Erkenntnissen zum Verlauf des E-Moduls im Zuge der Ermüdung war davon auszugehen, dass die Belastung des Probekörpers zu Beginn relativ häufig unterbrochen und die beschriebenen Messverfahren angewendet werden müssen, um die Phase I sowie den Übergang der Phase I in die Phase II der „cyclic creep curve“ abbilden zu können. Nach der letzten Belastungspause bei circa 1 Mio. Lastwechseln wurde entschieden, die Oberlast auf 110 kN zu erhöhen. Der Probekörper versagte innerhalb kürzester Zeit nach Beginn des Belastungszyklus mit erhöhter Last durch das Ausbilden eines Risses von der Unterseite des Probekörpers bis etwa auf 4/5 der Probekörperhöhe (siehe Abbildung 6.20). Mit dem Versagen des Probekörpers nach dem Erreichen von etwas über 1 Mio. Lastwechseln wurde die Untersuchung beendet.

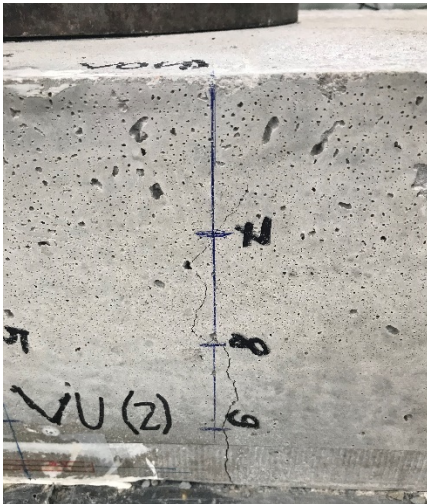


Abbildung 6.20: Gerissener Zustand des Betonplattenstreifens nach Erhöhung der Oberlast von 80 kN auf 110 kN mit Beginn des sechsten Belastungszyklus

6.8.3 Ultraschalllaufzeitmessungen

Auf neun Positionen wurden die Ultraschalllaufzeiten am Betonplattenstreifen während der Belastungspausen gemessen. Das Messraster wurde derart angeordnet, dass jeweils drei Messungen an der oberen Betonschicht, der mittleren sowie der unteren Betonschicht durchgeführt wurden. Die Messpositionen 1, 4 und 7 stehen daher für die obere Schicht, 2, 5 und 8 für die mittlere und 3, 6 und 9 stehen für die untere Schicht (siehe Abbildung 6.21). Die horizontale Anordnung der Messpositionen orientierte sich an der Position des Laststempels. Messposition 4, 5 und 6 befanden sich direkt auf der Lastachse, die Positionen 1, 2 und 3 bzw. 7, 8 und 9 befanden sich jeweils im Abstand von 10 cm links bzw. rechts der Lastachse. Alle Messpositionen lagen somit im beanspruchten Bereich des Probekörpers. Folglich ist an allen Positionen mit einer Zunahme der Ultraschalllaufzeiten mit zunehmender Ermüdung des Betons zu rechnen. Auch wenn, wie bereits erläutert, die Ausbreitungsrichtung der Ultraschallwellen parallel zur theoretischen Ausbreitungsrichtung eventuell auftretender Makrorisse liegt. Während der Messung wurden die Ultraschallprüfköpfe händisch auf den jeweiligen gegenüberliegenden Messpositionen platziert und der Betonplattenstreifen entlang seiner Breite durchschallt (siehe Abbildung 6.22).



Abbildung 6.21: Messpositionen für die Ultraschalllaufzeitmessungen sowie mittlerer IWA und DMS an der hinteren Flanke des Probekörpers



Abbildung 6.22: Messen der Ultraschalllaufzeiten am Betonplattenstreifen während einer Belastungspause

Trotz der nicht optimalen Messbedingungen konnte eine signifikante Zunahme der Ultraschalllaufzeiten und daraus resultierend eine merkliche Verminderung des dynamischen Beton-E-Moduls ermittelt werden (siehe Abbildung 6.23). Anhand der Messergebnisse lässt sich sehr deutlich die Phase I, der Übergang der Phase I in die Phase II sowie die Phase II der „cyclic creep curve“ erkennen. Aufgrund des plötzlichen Versagens des Probekörpers mit Erhöhung der Last konnte der Übergang der Phase II in die Phase III

nicht erfasst werden. Allerdings lässt die letzte Messung der Ultraschalllaufzeiten vermuten, dass dieser Übergang stattgefunden hat, da der E-Modul nach Belastungsende sehr viel geringer liegt als während der Messungen vorher. Der aufgetretene Riss im Probekörper ist ein eindeutiges Indiz dafür, dass der Probekörper die letzte Phase der „cyclic creep curve“ durchlaufen hat und schließlich versagte. Es gilt zu beachten, dass der E-Modul in Abbildung 6.23 eine Mittelung über alle Messpositionen wiedergibt. Demnach beträgt der mithilfe des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens bestimmte E-Modul nach Versagen des Probekörpers auch nicht null, da der Probekörper in einem lokal begrenzten Bereich versagte, welcher nur durch die Messpositionen 7, 8 und 9 erfasst wurde (siehe Abbildung 6.20). Zudem erfolgten die Messungen der Ultraschalllaufzeiten, wie bereits beschrieben, entlang der Rissebene. Theoretisch können sich Ultraschallwellen noch entlang eines Rissufers ausbreiten. Insgesamt verringerte sich der E-Modul im Mittel um 1.416 N/mm^2 , entsprechend einem relativen E-Modul-Verlust von $4,1 \%$.

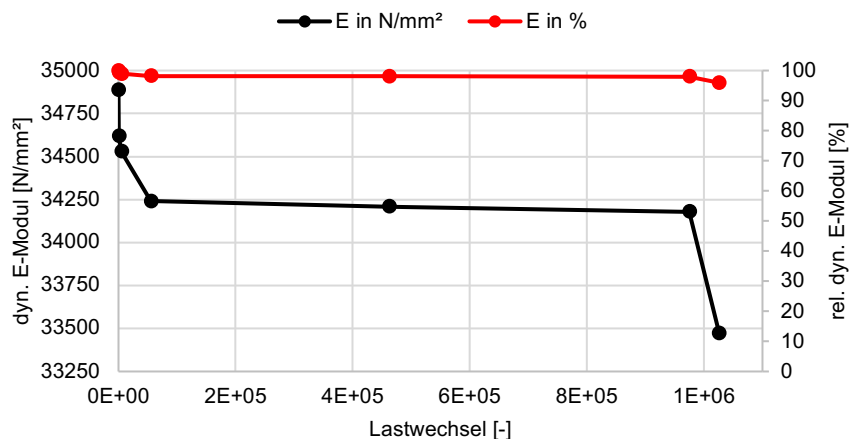


Abbildung 6.23: Absolute sowie relative Änderung des mittleren dynamischen E-Moduls des Betonplattenstreifens bestimmt aus den Ultraschalllaufzeitmessungen

Bei getrennter Betrachtung der Ultraschalllaufzeiten und der daraus abgeleiteten E-Moduln für jede Betonschicht (oben, Mitte und unten), lassen sich deutliche Unterschiede in den Absolutwerten der E-Moduln ausmachen (siehe Abbildung 6.24). Erwartungsgemäß liegen die E-Moduln der Unterschicht über denen der Mittelschicht und jene der Mittelschicht über denen der Oberschicht. Bereits mehrfach wurde die Abhängigkeit der Betondichte von der Betonhöhe beschrieben, die sich produktionsbedingt einstellt. Auch bei der Betonage der großformatigen Probekörper ist davon auszugehen, dass es beim Verdichten des Frischbetons zum Absinken größerer, schwererer Gesteinskörner in die unteren Schichten gekommen ist und sich für die Rohdichte der unteren Schichten, verglichen mit denen der darüber liegenden Schichten, dadurch bedingt höhere Werte ergeben. Da sich die Dichte direkt auf die gemessene Ultraschallgeschwindigkeit auswirkt, ergeben sich bei Annahme einer homogenen Dichte für den gesamten Probekörper aus Gl. (2.1) höhere E-Moduln für dichtere Schichten als für weniger dichte Schichten.

Interessant ist, dass sich sowohl die geringsten absoluten als auch relativen Änderungen des anhand der Ultraschalllaufzeiten bestimmten E-Moduls für die untere Schicht ergeben, gefolgt von der mittleren und der oberen Schicht. So nimmt der E-Modul zwischen der ersten und der letzten Messung für die untere Schicht um 1.006 N/mm^2 , entsprechend $2,8 \%$ ab. Bei der mittleren Schicht beträgt der E-Modul-Verlust 1.291 N/mm^2 ($3,7 \%$) und bei der obersten Schicht sinkt der E-Modul um 1.952 N/mm^2 ($5,7 \%$). Da der Probekörper beginnend von der Unterseite versagte, wäre zu erwarten gewesen, dass sich der E-Modul der Unterschicht in größerem Maße verringern sollte als jener der Oberschicht. Die Ultraschalllaufzeitmessungen legen jedoch ein gegenteiliges Ergebnis nahe. Eventuell hat die infolge der zyklischen Belastung des Plattenstreifens wiederholt auftretende Druckbeanspruchung der Oberschicht einen größeren Einfluss auf die Verminderung des E-Moduls als die zyklisch auftretende Zugbeanspruchung der Probekörperunterschicht. In Kapitel 2.8.2 wurde dargelegt, dass auch eine Druckbelastung von Beton Zugspannungen zwischen den Gesteinskörnern verursachen kann, die dazu führt, dass sich Schädigungen der Zementsteinmatrix in Form von Mikrorissen einstellen. Die Untersuchungen des Betonplattenstreifens mittels Ultraschall deuten darauf hin, dass die Ultraschalllaufzeiten eines druckbeanspruchten Betons in größerem Maße zunehmen als die eines zugbeanspruchten Betons. Möglicherweise relativiert sich dieser Effekt,

wenn die tatsächlichen Rohdichten der einzelnen Betonschichten in Gl. (2.1) berücksichtigt werden und nicht eine einheitliche Rohdichte für den gesamten Probekörper angesetzt wird.

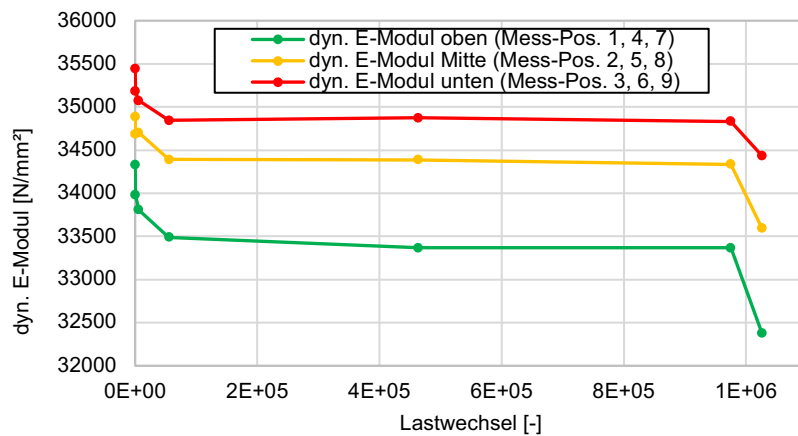


Abbildung 6.24: Absolute Änderung des dynamischen E-Moduls des Betonplattenstreifens bestimmt aus den Ultraschalllaufzeitmessungen der Ober-, der Mittel- und der Unterschicht

6.8.4 Messungen der Dehnungen und Verformungen mittels DMS und IWA

Die Abtastung der Messwerte der DMS und der IWA erfolgte mit einer Fensterlänge von 5 LW. Für jedes Fenster wurden das Signal der Kraft, die Signale der DMS sowie die Signale der IWA mithilfe einer Sinusfunktion gefittet und für die gefitteten Funktionen anschließend jeweils die Maximal- und die Minimalwerte bestimmt (siehe Abbildung 6.25 und Abbildung 6.26).

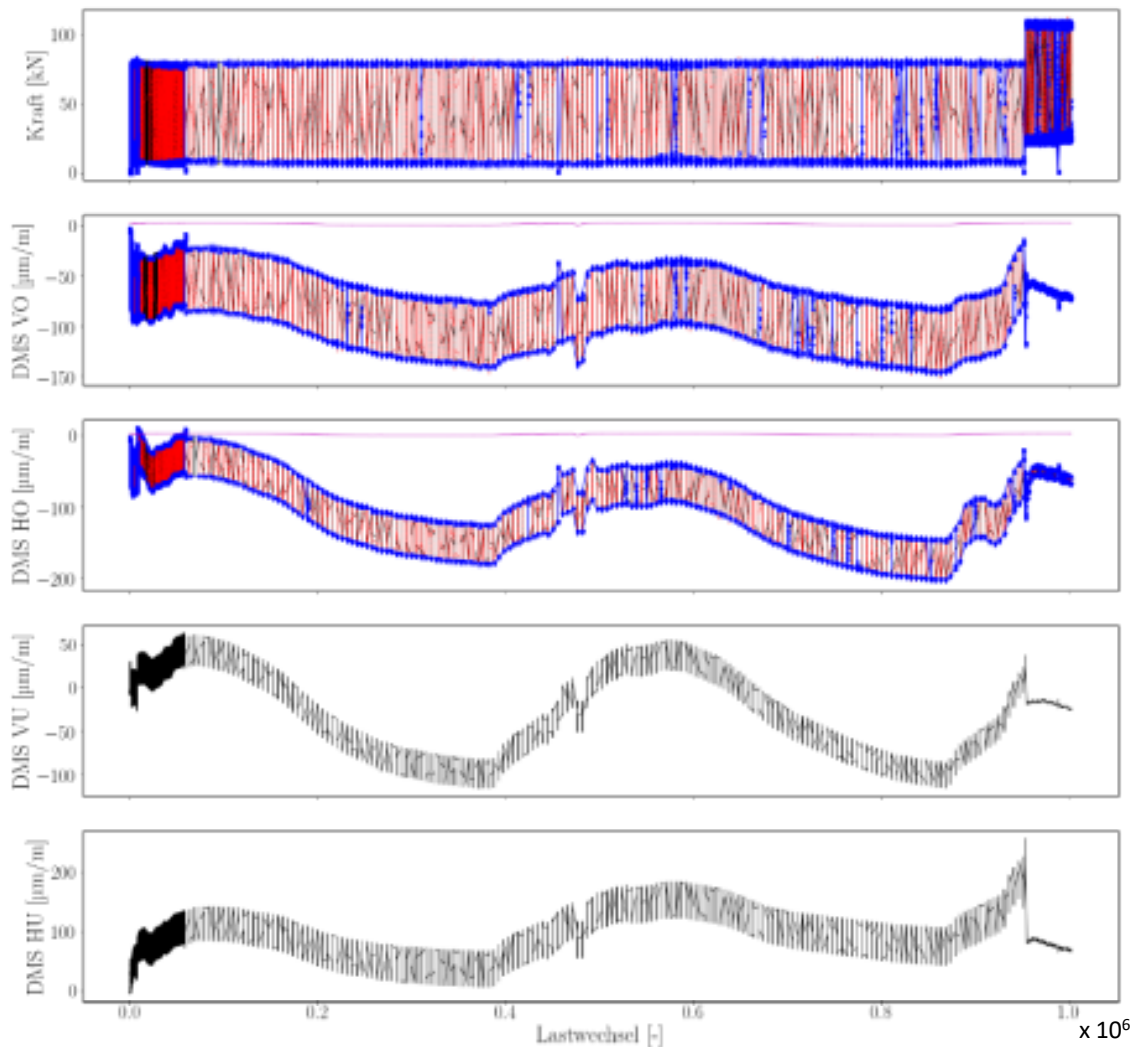


Abbildung 6.25: Kraft- und DMS-Signale am Betonplattenstreifen; schwarze Linie: reines Messsignal; rote Linie: gefittete Signale; blaue Punkte: Minimal- und Maximalwerte; pinkle Linie: scheinbare Dehnung aus Temperaturkorrektur

Damit wurde der Einfluss des Rauschens der Messsignale auf das Ergebnis reduziert. In einem nächsten Schritt wurden die Maximalwerte sowie die Minimalwerte der einzelnen Signale gemittelt und für jedes Zeitfenster der Länge von 5 LW ein Wert für den E-Modul anhand von Gl. (6.7) bestimmt.

Eine Auswertung der Messwerte der unteren Dehnmessstreifen an der jeweiligen Probekörperflanke führte zu unverlässlichen Ergebnissen. Aus diesem Grund wurden die Messwerte der auf der Probekörperoberseite befindlichen DMS einer Auswertung des E-Moduls zugrunde gelegt, basierend auf der Annahme eines linearen Verlaufs der Biegezugspannungen über die Probekörperhöhe mit äquivalenten maximalen Druck- und Zugspannungen.

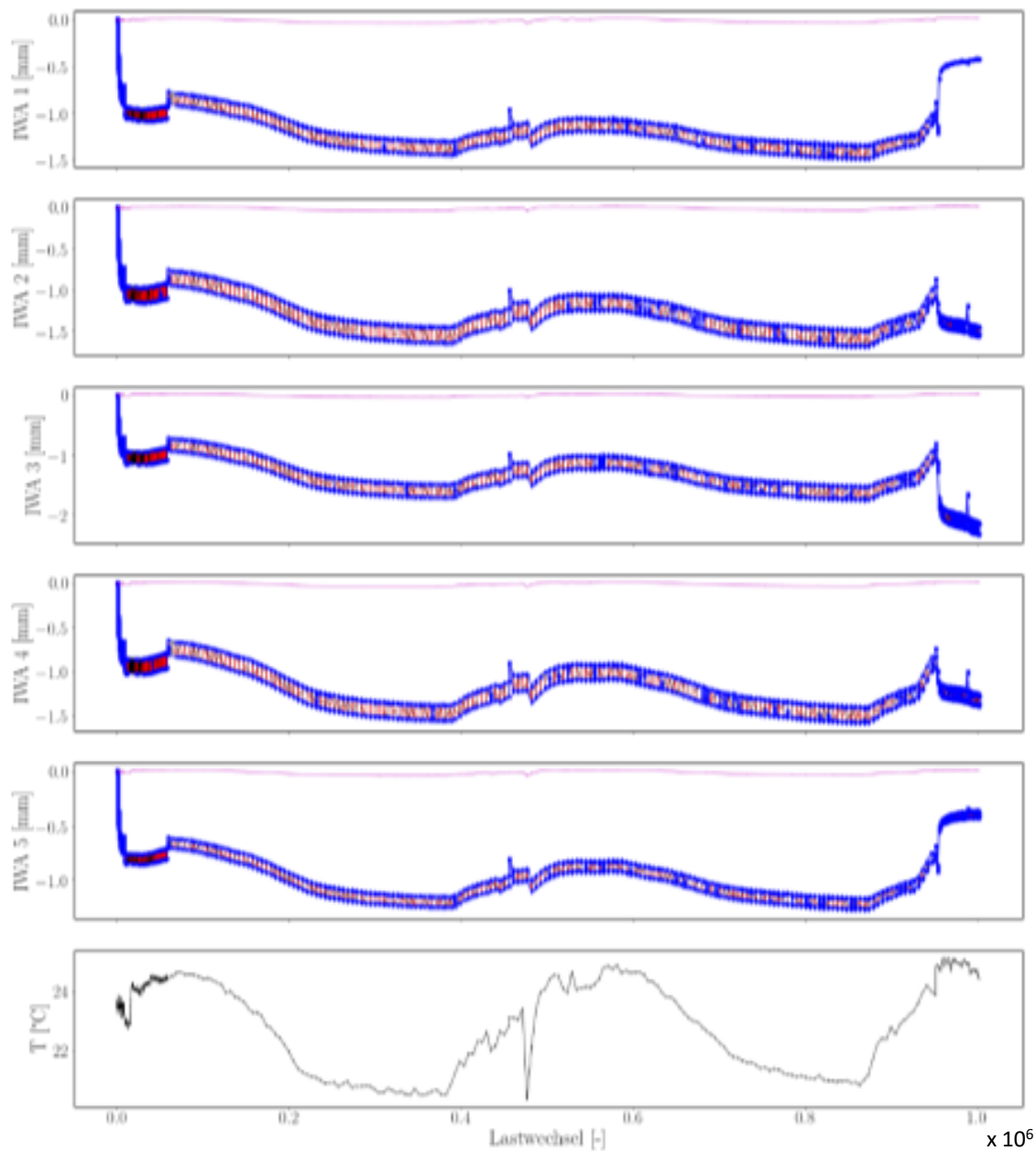


Abbildung 6.26: IWA- und Temperatursignale am Betonplattenstreifen; schwarze Linie: reines Messsignal; rote Linie: gefittete Signale; blaue Punkte: Minimal- und Maximalwerte; pinke Linie: temperaturbedingte Verformung

Die Minimalwerte der fünf IWA wurden für jedes Fenster mit einer Biegelinie entsprechend Gl. (6.8) gefittet und anschließend die Krümmung gemäß Gl. (6.9) berechnet. Das Ergebnis für die Biegelinien ist in Abbildung 6.27 dargestellt, die daraus resultierenden Krümmungsverläufe sind Abbildung 6.28 zu entnehmen.

Anhand der Messwerte der IWA zeigt sich, dass das Schichtenpaket im Versuchsstand zu Belastungsbeginn eine deutliche Nachverdichtung erfährt. So ergibt sich eine plastische Vertikalverformung gemessen am Betonplattenstreifen von etwa 0,7 mm innerhalb weniger Lastwechsel. Ebenso deutlich lässt sich das Versagen des Plattenstreifens mit Erhöhung der Oberlast auf 110 kN bei ca. 1 Mio. LW durch eine signifikante Änderung der Biegelinienform erkennen. Gleichmaßen nimmt die Krümmung ab diesem Zeitpunkt stark zu.

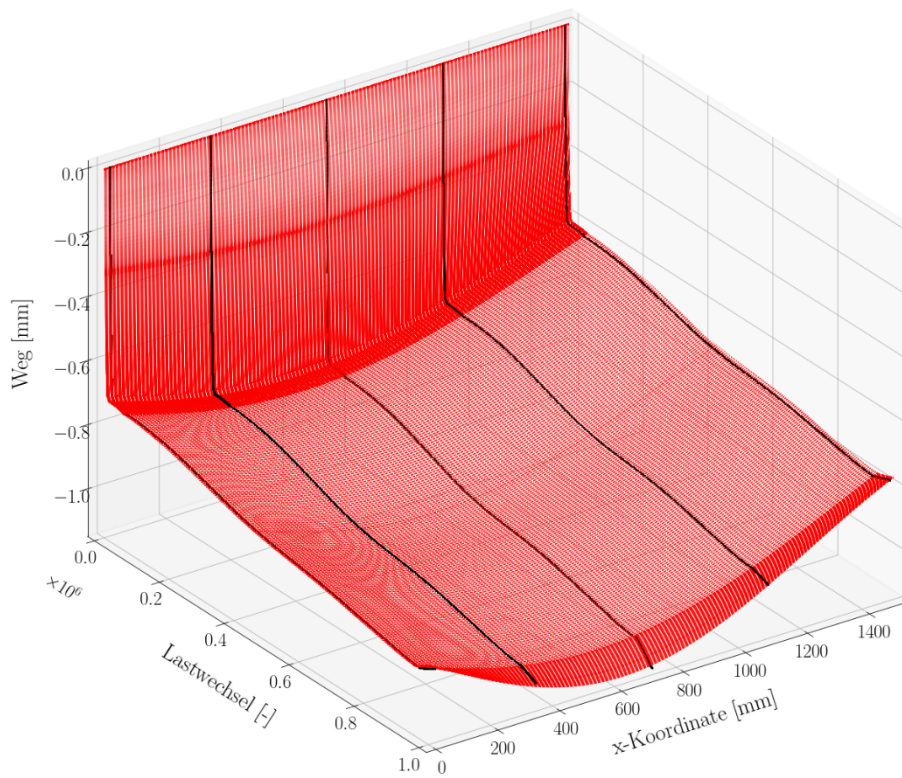


Abbildung 6.27: Gefittete Biegelinien des Betonplattenstreifens; schwarze Punkte: Minimalwerte der fünf IWA; rote Linien: gefittete Biegelinien

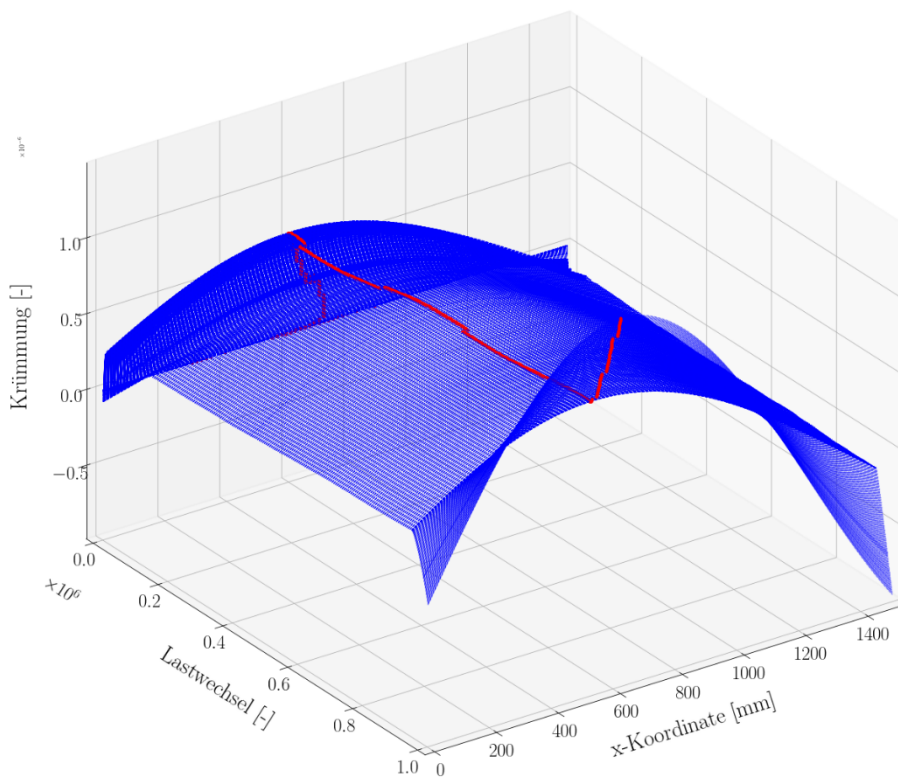


Abbildung 6.28: Aus den Biegelinien abgeleitete Krümmungsverläufe am Betonplattenstreifen; rote Punkte: Maximalwerte der Krümmung; blaue Linien: Krümmungsverläufe

Der aus der Dehnung sowie der Krümmung bestimmte relative E-Modul ist in Abbildung 6.29 dargestellt. Beim Vergleich des Kurvenverlaufs mit jenem der gemessenen Umgebungstemperatur am Versuchsstand in Abbildung 6.26, unten zeigt sich eine Beeinflussung des gemessenen E-Moduls durch die Tagesganglinie der Umgebungstemperatur. Dies ist zurückzuführen auf die temperaturbedingte Dehnung des Betonplattenstreifens, welche die infolge der Belastung des Probekörpers gemessene Dehnung überlagert. Demzufolge spiegelt sich die Tagesganglinie der Temperatur im Verlauf des relativen E-Moduls wider. Ungeachtet dessen zeigen sich Ähnlichkeiten zwischen dem Verlauf des relativen E-Moduls aus den Messwerten der DMS und der IWA und den E-Modulverläufen, welche mithilfe der Phase-Shift-Methode sowie der Ultraschalllaufzeitmessungen bestimmt wurden. So lässt sich zum einen die signifikante Abnahme des E-Moduls zu Beginn der Belastung und zum anderen das Versagen des Probekörpers zum Ende der Belastung erkennen. Eine Aussage bezüglich des absoluten E-Moduls ist auf Grundlage des relativen mittels der DMS und der IWA bestimmten E-Moduls nicht möglich.

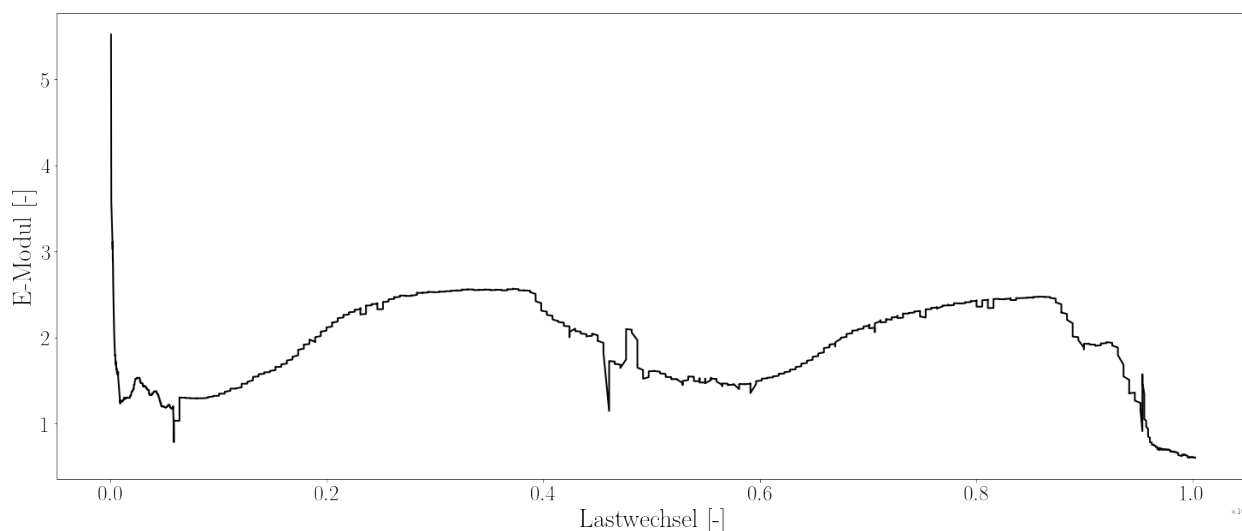


Abbildung 6.29: Aus Gl. (6.7) ermittelter relativer E-Modul des Betonplattenstreifens in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

6.8.5 Phase-Shift-Methode

Versuchsaufbau und -durchführung

Zur Ermittlung des E-Moduls der Betonplatte sowie des Betonstreifens im Rahmen der großmaßstäblichen Untersuchungen fand die Phase-Shift-Methode in Form des Verfahrens aus [Lindner – 2020] Anwendung. Hierzu wird die Integraltransformation aus Gl. (2.24) angewendet. Aus der sich ergebenden Matrix werden die lokalen Maxima ausgelesen und diese durch iterative Regression anhand von Gl. (2.19) und Filtern von Werten oberhalb bzw. unterhalb der Regressionskurve derart reduziert, dass das Ergebnis maßgeblich Punkte aus dem Hauptmaximum enthält. Auf diese Weise wird die Aussagekraft des Ergebnisses erhöht, indem beispielsweise Artefakte oder lokale Maxima aus Rauschteilen ausgeschlossen werden. Für die verbleibenden Messpunkte wird mithilfe eines Lösungsalgorithmus die Lamb-Wellengleichung Gl. (2.13) gelöst, um den E-Modul für jeden Messpunkt zu ermitteln. Es ergibt sich somit ein frequenzabhängiger E-Modul. Für Materialien, bei denen nicht von einem frequenzabhängigen E-Modul auszugehen ist, erfolgt anschließend eine arithmetische Mittelung über alle resultierenden Werte des E-Moduls. Gleichzeitig kann die Streuung des Messergebnisses durch Ermittlung der Standardabweichung bewertet werden. Auf Grundlage der Ergebnisse der Phase-Shift-Methode lassen sich Aussagen über die dynamischen Parameter treffen, die zur Bewertung des Degradationszustands von Beton herangezogen werden sollen.

Anhand der Voruntersuchungen konnte gezeigt werden, dass die Phase-Shift-Methode geeignet ist, um den E-Modul plattenförmiger Probekörper sowohl unter Laborbedingungen als auch in situ zu bestimmen. Da das Messsetup, das zur Messung an der Straßenbetonplatte angewandt wurde, mit einer Gesamt-Messstrecke von ca. 4 m die längste Dimension des Betonstreifens von ca. 1,50 m deutlich übersteigt und zudem durch die große Anzahl an Anregungspositionen mit einem sehr hohen Messaufwand verbunden ist, wurde anhand der Messergebnisse der Voruntersuchungen eine Reduzierung des Messaufbaus vorgenommen. Der resultierende Messaufbau, der für die Untersuchungen an dem Betonstreifen Anwendung

findet, ist in Abbildung 6.30 dargestellt. Es wurden vier Beschleunigungssensoren mit einem Sensor-Zwischenabstand von $d_M = 150$ mm mithilfe von Wachs auf der Oberseite des Plattenstreifens in einer Achse parallel zur längsten Seite des Probekörpers aufgebracht. Auf derselben Achse befanden sich vier Anregungspositionen, die untereinander ebenfalls einen Abstand von $d_F = 150$ mm aufwiesen. Die minimale Distanz zwischen Sensor- und Anregungspositionen betrug $d_{F1,M1} = 400$ mm. Es ergibt sich somit eine Gesamt-Messstrecke von $d_{tot} = 1.300$ mm bzw. eine abgetastete Messstrecke von 900 mm. Um zu gewährleisten, dass sich im gesamten ausgewerteten Frequenzbereich mindestens drei Wellenlängen innerhalb der Messstrecke befinden, wurde die Berechnung des E-Moduls auf den Frequenzbereich oberhalb von 7 kHz begrenzt.

Die Anordnung der Sensor- und Anregungspositionen erfolgte symmetrisch zur Lastachse des Laststempels. Die Distanz zwischen der Messachse und dem Plattenrand wurde auf 50 mm festgelegt, da sich Messungen mittig der Platte in Voruntersuchungen am Plattenstreifen als nicht zielführend erwiesen. Es ist zu vermuten, dass durch die geringe Breite des Plattenstreifens von 500 mm an den Rändern reflektierte Wellenanteile das Ergebnis derart überlagerten, dass sich kein lokales Maximum im Dispersionsplot einstellte. Auch durch eine Anbringung der Sensoren mit geklebten Koppelpfättchen konnten keine verwertbaren Ergebnisse erzielt werden.

An jeder Anregungsposition erfolgte zu jedem untersuchten Belastungszustand ein zehnfacher Krafteintrag mithilfe des Impulshammers bei zeitsynchroner Aufzeichnung des Kraftsignals und der Beschleunigungssignale.

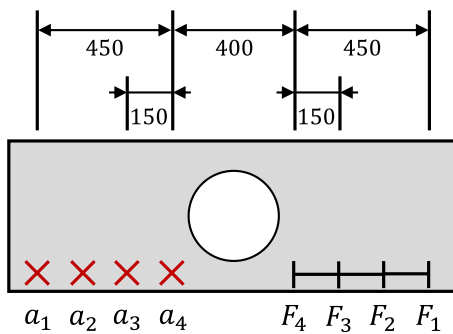


Abbildung 6.30: Versuchsaufbau zur Durchführung der Phase-Shift-Methode am Plattenstreifen; schematische Darstellung

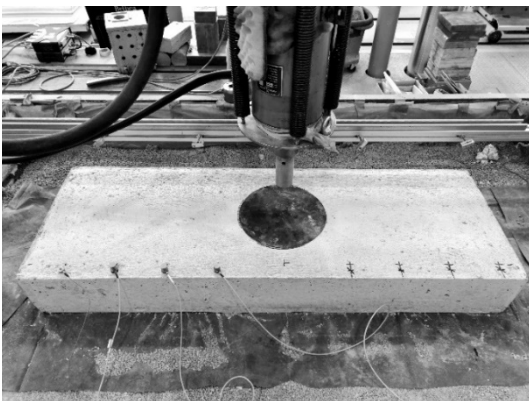


Abbildung 6.31: Versuchsaufbau zur Durchführung der Phase-Shift-Methode am Plattenstreifen

Ergebnisse

In Abbildung 6.32 ist exemplarisch für die Messung vor Beginn der Belastung (0 LW) die frequenzabhängige Phasengeschwindigkeit analog zu den Voruntersuchungen in Form des Dispersionsplots dargestellt. Das Hauptmaximum ist über weite Teile des Frequenzbereichs von 0 Hz bis 40 kHz gut erkennbar. Im gültigen Frequenzbereich oberhalb von 7 kHz ist das Hauptmaximum teilweise durch senkrecht verlaufende lokale Minima unterbrochen, wobei der Verlauf des Hauptmaximums zwischen diesen lokalen Minima dennoch deutlich erkennbar ist. Aus dem Dispersionsdiagramm wurden die lokalen Maxima ausgelesen und mithilfe der Theorie der Biegewelle der dicken Platte gefiltert, sodass die in Abbildung 6.33 dar-

gestellten Messwerte zur Bestimmung des E-Moduls herangezogen werden konnten. Für jeden der in Abbildung 6.33 dargestellten Messpunkte wurde mithilfe des in den Voruntersuchungen verwendeten und in [Lindner – 2020] beschriebenen Lösungsalgorithmus basierend auf der Theorie der Lamb-Welle der E-Modul berechnet. Der ermittelte E-Modul ist in Abbildung 6.34 in Abhängigkeit von der Frequenz dargestellt.

Der ermittelte E-Modul weist Werte zwischen ca. 26 GPa und 43 GPa auf. Es ergibt sich ein über alle Messpunkte gemittelter E-Modul von 32,3 GPa. Dieser Wert ist niedriger als die Vergleichswerte von ca. 38 GPa bis 42 GPa, die an den zylindrischen Probekörpern der gleichen Betonsorte (Betonrezeptur 2) ermittelt wurden. Dies kann im unterschiedlichen Herstellungsprozess der Betonzylinder und des plattenförmigen Probekörpers begründet sein.

Im Frequenzbereich zwischen ca. 7 kHz und 8 kHz ist ein lokales Maximum des E-Moduls erkennbar. Oberhalb dessen nimmt der E-Modul ab und nähert sich dem Wert von ca. 30 GPa an. Gleichzeitig reduziert sich oberhalb von 18 kHz die Schwankung des ermittelten E-Moduls. Dies kann darin begründet sein, dass der Untergrund, auf dem der Probekörper aufgelagert ist, das Ergebnis beeinflusst. Mit steigender Frequenz und abnehmender Wellenlänge nimmt dieser Einfluss ab. Zudem kann der Effekt durch die höhere Genauigkeit des Lösungsalgorithmus für höhere Frequenzen bedingt sein, bei denen zunehmend von der Ausbreitung einer reinen Rayleigh-Welle ausgegangen werden kann. Dass der Wert, dem sich der E-Modul zu hohen Frequenzen hin annähert, nicht konstant ist, sondern mit zunehmender Frequenz leicht abnimmt, ist dabei mit hoher Wahrscheinlichkeit auf die Inhomogenität der Platte in vertikaler Richtung zurückzuführen. Diese ergibt sich im Herstellungsprozess durch das Absinken größerer Gesteinskörner mit höherer Dichte und höherem E-Modul. Durch die abnehmende Eindringtiefe der Rayleigh-Welle bzw. den geringeren Anteil der unteren Plattenschichten an der Ausbreitung der Lamb-Welle entspricht der gemessene Wert des E-Moduls mit steigender Frequenz zunehmend dem geringeren E-Modul an der Oberseite der Platte. Dies ist vergleichbar mit der Beobachtung an den Bohrkernen, wo sich ebenfalls für die untersuchten Zylinderscheiben aus der Unterschicht ein höherer E-Modul ergab als für die Zylinderscheiben der höheren Schichten. Dass in den Hauptuntersuchungen ausschließlich Zylinderscheiben aus der Unterschicht verwendet wurden, verstärkt den Unterschied des mittleren E-Moduls des Plattenstreifens gegenüber dem E-Modul der untersuchten Zylinderscheiben der Betonrezeptur 2. Im lokalen Maximum des E-Moduls im Frequenzbereich zwischen ca. 7 kHz und 8 kHz steht der E-Modul von etwa 39 GPa bis 43 GPa in guter Übereinstimmung zu den Messergebnissen an den unteren Zylinderscheiben vor Belastungsbeginn.

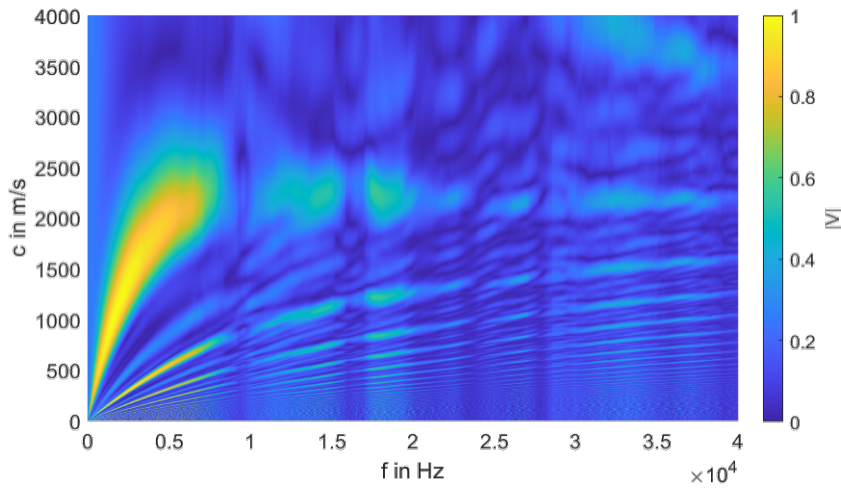


Abbildung 6.32: Dispersionsplot Betonplattenstreifen; 0 LW

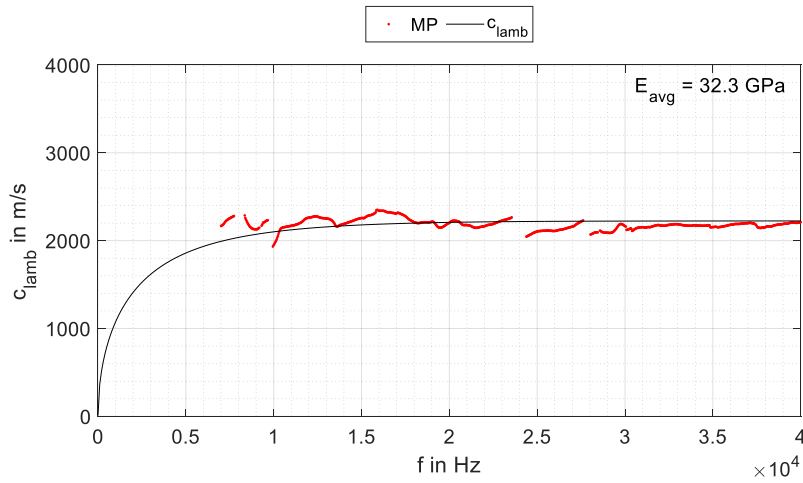


Abbildung 6.33: Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle am Betonplattenstreifen; 0 LW; rot: Messpunkte; schwarz: theoretischer Verlauf für mittleren E-Modul E_{avg}

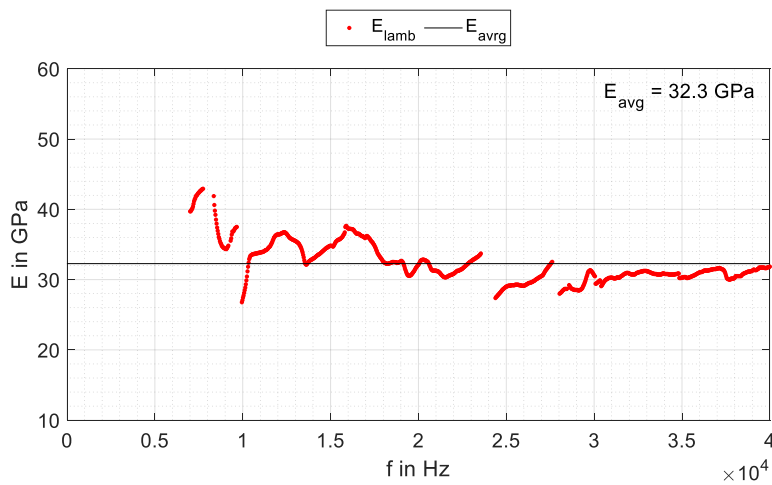


Abbildung 6.34: E-Modul des Betonplattenstreifens; 0 LW; rot: ermittelter E-Modul für Messpunkte; schwarz: über alle Messpunkte gemittelter E-Modul E_{avg}

Abbildung 6.35 zeigt die Kurve des über alle Messpunkte gemittelten E-Moduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl einerseits als Absolutwert und andererseits als relativen Wert bezogen auf den anfänglichen E-Modul. Dabei fand als anfänglicher E-Modul jener Wert Anwendung, der nach 531 LW gemessen wurde. Dies beruht darauf, dass der mittlere E-Modul im Zuge der Materialermüdung zwar abnimmt, jedoch zwischen 0 LW und 531 LW eine Zunahme des E-Moduls beobachtbar ist. Hier ergibt sich eine Zunahme des E-Moduls von 32,3 GPa auf 32,8 GPa. Es ist davon auszugehen, dass diese Veränderung durch das Setzen des Probekörpers im Untergrund im Zuge der ersten Lastwechsel zustande kommt. Aufgrund dessen wurde der E-Modul bei 531 LW als Referenz verwendet, um das Setzen der Platte von den Effekten zu trennen, die der Materialermüdung zuzuschreiben sind.

Im Anschluss an die zu Beginn der Belastung auftretende Zunahme des E-Moduls zeigen sich die ersten zwei Phasen des typischen S-förmigen Verlaufs aus Abbildung 2.9. So nimmt der E-Modul über die ersten ca. 5.000 Lastwechsel (verglichen mit der Messung bei 531 LW) um 0,5 GPa ab. Anschließend verlangsamt sich die Abnahme des E-Moduls, sodass bei der nächsten Lastpause nach zusätzlichen ca. 50.000 Lastwechseln wiederum eine Abnahme von 0,5 GPa beobachtbar ist. Im Zuge der weiteren Belastung mit jeweils ca. 400.000 LW bzw. 500.000 LW ergibt sich, bezogen auf die eingetragenen Lastwechsel, eine noch langsamere Abnahme des E-Moduls um 0,5 GPa bzw. 0,3 GPa. Dieses Verhalten entspricht der Phase 2 des S-förmigen Verlaufs.

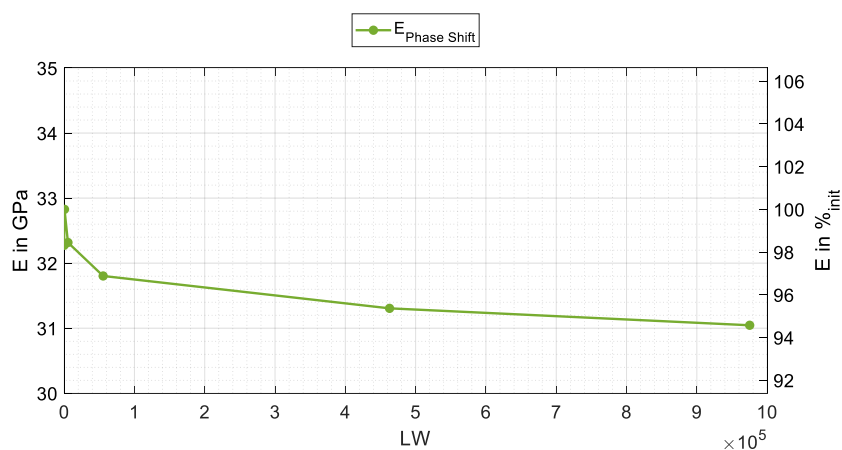


Abbildung 6.35: Mittlerer E-Modul des Betonstreifens im Verlauf des Ermüdungsprozesses; links: Absolutwert in GPa; rechts: relativer Wert bezogen auf anfänglichen E-Modul in %

Die verhältnismäßig geringe prozentuale Abnahme des E-Moduls auf lediglich 94,6 % des Werts nach 531 LW ist im Wesentlichen auf zwei Effekte zurückzuführen. Einerseits erfolgt bei dem großmaßstäblichen Versuch, wie es ähnlich bereits bei den Versuchen an den zylindrischen Probekörpern der Fall war, keine homogene Schädigung des gesamten Probekörpers, sondern lediglich die Schädigung eines begrenzten Bereichs. Dies führt dazu, dass in den Messungen nach Belastung ein großer Teil der Messstrecke aus „intaktem“ Material besteht und nur einem geringen Teil der Strecke, auf der die Wellenausbreitung erfolgt, geschädigtes Material zu Grunde liegt. Der zweite Effekt besteht in der inhomogenen Schädigung des Probekörpers in Abhängigkeit von der Plattentiefe. Da bei dem hier angewandten Biegeversuch in erster Linie eine Ermüdung des Materials an der Unterseite des Probekörpers zu erwarten ist, der Beitrag der E-Moduln verschiedener Schichten jedoch einen frequenzabhängigen Einfluss auf den gemessenen E-Modul hat, ist zu erwarten, dass auch die gemessene Reduzierung des E-Moduls eine Frequenzabhängigkeit aufweist. Dies bestätigt sich in den Messergebnissen in Abbildung 6.36 und Abbildung 6.37. In Abbildung 6.36 sind exemplarisch für vier Belastungszustände die Werte des E-Moduls für die aus dem Dispersionsplot gewonnenen Messpunkte dargestellt, wobei der Frequenzbereich auf 7.000 Hz bis 20.000 Hz begrenzt wurde. Zudem sind in Form horizontaler Linien die Mittelwerte über den begrenzten Frequenzbereich abgebildet. Analog dazu ist der Frequenzbereich in Abbildung 6.37 auf 25.000 Hz bis 40.000 Hz begrenzt.

Anhand dieser Ergebnisse zeigt sich, dass im tieferen Frequenzbereich von 7.000 Hz bis 20.000 Hz eine stärkere Abnahme des E-Moduls erfolgt als im höheren Frequenzbereich von 25.000 Hz bis 40.000 Hz. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass im tieferen Frequenzbereich die Platte als Ganzes zur Wellenausbreitung beiträgt und der gemessene E-Modul somit durch Ober- und Unterschicht bestimmt wird (Ausbreitung einer Biegewelle). Mit steigender Frequenz gleicht die Wellenausbreitung zunehmend jener

der Rayleigh-Welle. Dies hat zur Folge, dass vor allem die Bereiche nahe der Oberseite der Platte zur Wellenausbreitung beitragen und somit den gemessenen E-Modul dominieren. Da an der Oberseite der Platte jedoch eine geringere Materialermüdung im Zuge des Versuchs erfolgt, zeigt sich im höheren Frequenzbereich eine geringere Abnahme des E-Moduls. Hier kommt zudem eine Schwankung der Ergebnisse hinzu, die mit steigender Belastung zunimmt. Möglicherweise ist dies auf die inhomogene Schädigung der Platte zurückzuführen, die zu nicht einheitlichen Materialeigenschaften entlang der Messstrecke führt und die Ergebnisse auf diese Weise beeinflusst. Im tieferen Frequenzbereich ist trotz der auch hier erkennbaren Schwankung der Werte über die Frequenz die erwartungsgemäße Sortierung der Werte des E-Moduls entsprechend der Lastwechselzahl erkennbar. Die höchsten Werte stellen jene dar, die bei 0 LW bzw. 531 LW gemessen wurden. Dabei ist der Wert bei 531 LW geringfügig höher als bei 0 LW, was sich bereits an den Gesamt-Mittelwerten zeigte (Festigung des Fundaments im Zuge der ersten Lastwechsel). Bei 975.117 LW ist der niedrigste E-Modul beobachtbar, während sich bei 55.505 LW ein E-Modul einstellt, der zwischen den Werten zu Beginn und am Ende der Belastung liegt. Die Entwicklung des E-Moduls über die gesamte Laufzeit des Versuchs ist mit einer Abnahme auf 91,0 % des Werts bei 531 LW stärker als es bei Betrachtung des gesamten Frequenzbereichs beobachtbar ist. Dies bestätigt die These der stärkeren Schädigung an der Plattenunterseite, die sich vor allem im tiefen Frequenzbereich bemerkbar macht. Im höheren Frequenzbereich ist hingegen eine deutlich geringere Abnahme des E-Moduls auf ca. 96,8 % des Werts bei 531 LW zu beobachten. Hier ergibt sich zudem eine stärkere Schwankung der Messergebnisse, wodurch das zu erwartende Sortieren der Mittelwerte nicht durchgehend gegeben ist.

Die im Vergleich zu den Versuchen an den zylindrischen Probekörpern geringe Abnahme des E-Moduls auf lediglich ca. 95 % des anfänglichen Werts (bei Betrachtung des gesamten Frequenzbereichs) bzw. auf ca. 91 % (bei Betrachtung des tiefen Frequenzbereichs) ist zusätzlich darauf zurückzuführen, dass der Versuch beendet wurde, bevor es zum Eintreten der dritten Phase des S-förmigen Verlaufs aus Abbildung 2.9 kam, in der der E-Modul mit steigenden Lastwechselzahlen zunehmend schnell abfällt (konkaver Verlauf). Da Phase I und Phase II im gemessenen Verlauf deutlich erkennbar sind, ist davon auszugehen, dass auch Phase III messtechnisch abgebildet worden wäre, wenn der Versuch ausreichend lang hätte fortgeführt werden können.

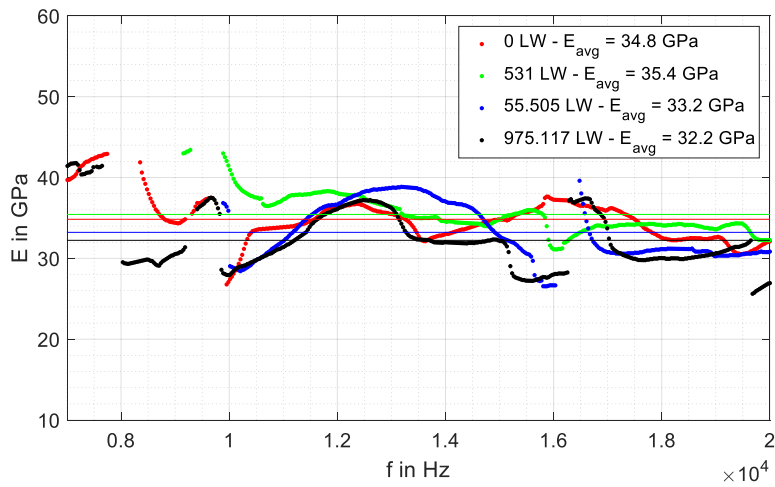


Abbildung 6.36: E-Modul in verschiedenen Stadien der Ermüdung; 7 kHz bis 20 kHz; Punkte: E-Modul für Messpunkte aus Dispersionsplot; Linien: Mittelwerte über begrenzten Frequenzbereich; rot: 0 LW; grün: 531 LW; blau: 55.505 LW; schwarz: 975.117 LW

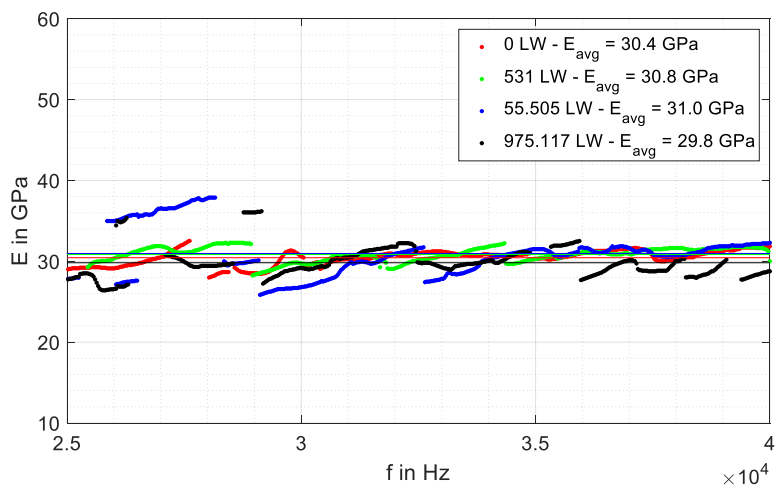


Abbildung 6.37: E-Modul in verschiedenen Stadien der Ermüdung; 25 kHz bis 40 kHz; Punkte: E-Modul für Messpunkte aus Dispersionsplot; Linien: Mittelwerte über begrenzten Frequenzbereich; rot: 0 LW; grün: 531 LW; blau: 55.505 LW; schwarz: 975.117 LW

6.9 Untersuchungen an der Betonplatte

6.9.1 Probekörper

Abbildung 6.38 zeigt das Messsetup für die Erfassung der Verformungen und der Dehnungen der Betonplatte mittels IWA und DMS. Die Plattenabmaße wichen leicht von denen der modellierten Platte im FE-Modell ab. Dies war zurückzuführen auf die begrenzte Positionierung des geschalteten Rechteckprofils für die Betonage des Probekörpers durch die Einfassung des Versuchsstands. Gegenüber dem Betonplattenstreifen gelang es, die Positionierung des Laststempels mittig des Plattenrandes zu realisieren. Die IWA wurden mit einem ähnlichen Abstand untereinander wie beim Setup am Betonplattenstreifen angeordnet. Die jeweiligen exakten Positionen am Plattenrand können Abbildung 6.38 entnommen werden. Analog zum Betonplattenstreifen wurde jeweils ein DMS auf der Plattenoberseite sowie an der vorderen Betonflanke angebracht, um die Dehnungen des Betons im Zuge der Belastung durch den Laststempel messtechnisch zu erfassen.

Während des Versuchs wurde die Umgebungstemperatur kontinuierlich aufgezeichnet.

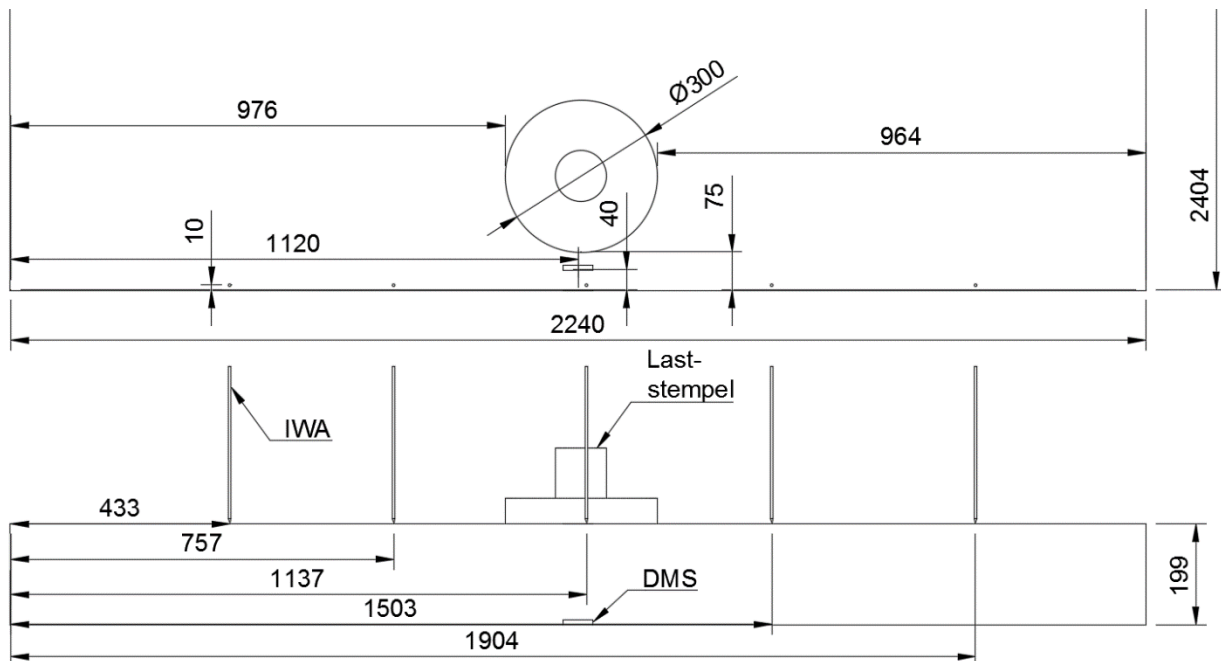


Abbildung 6.38: Messpositionen der DMS und der IWA sowie Position des Laststempels und Abmaße der Betonplatte

6.9.2 Versuchsparameter

Nach Abschluss der Belastung des Betonplattenstreifens wurden die Versuchsparameter für die Belastung der Betonplatte auf eine Oberlast von 90 kN sowie eine Unterlast von 10 kN festgelegt. Aufgrund des Versagens des Betonplattenstreifens mit Erhöhung der Oberlast auf 110 kN wurde angenommen, dass eine Belastung der Betonplatte mit den genannten Versuchsparametern innerhalb einer realisierbaren Lastwechselzahl zu einer messtechnisch nachweisbaren Verminderung des E-Moduls führen würde. Die zyklische Belastung der Betonplatte wurde nach ca. 750 LW, 5.800 LW, 55.600 LW, 0,5 Mio. LW, 1 Mio. LW und 1,5 Mio. LW unterbrochen, um die Phase-Shift-Methode sowie das Ultraschalllaufzeit-Verfahren anzuwenden. Die Belastung der Platte endete nach insgesamt 2 Mio. LW.

6.9.3 Messungen der Dehnungen und Verformungen mittels DMS und IWA

Die Auswertung der Messsignale der Kraft, der DMS und der IWA an der Betonplatte erfolgte analog zur Auswertung am Plattenstreifen. Das Signal der Kraft, die Signale der DMS, die Signale der IWA sowie die jeweiligen gefitteten Funktionen sind Abbildung 6.39 und Abbildung 6.40 zu entnehmen. Zusätzlich wurde während der Belastung der Betonplatte das Messsignal eines auf dem Betonplattenstreifen verbliebenen DMS aufgezeichnet (siehe Abbildung 6.39, unten).

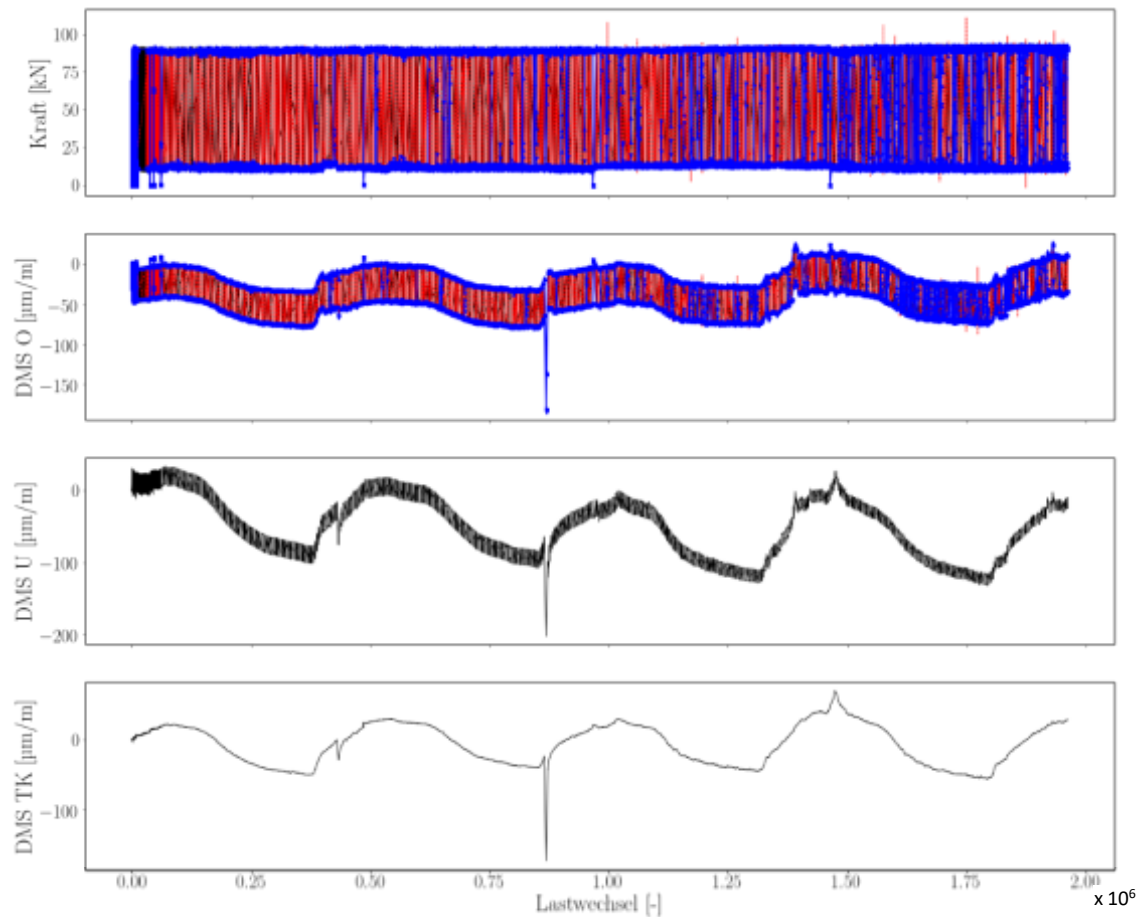


Abbildung 6.39: Kraft- und DMS-Signale an der Betonplatte; schwarze Linie: reines Messsignal; rote Linie: gefittete Signale; blaue Punkte: Minimal- und Maximalwerte; unten: Messsignal des auf dem Betonplattenstreifen verbliebenen DMS

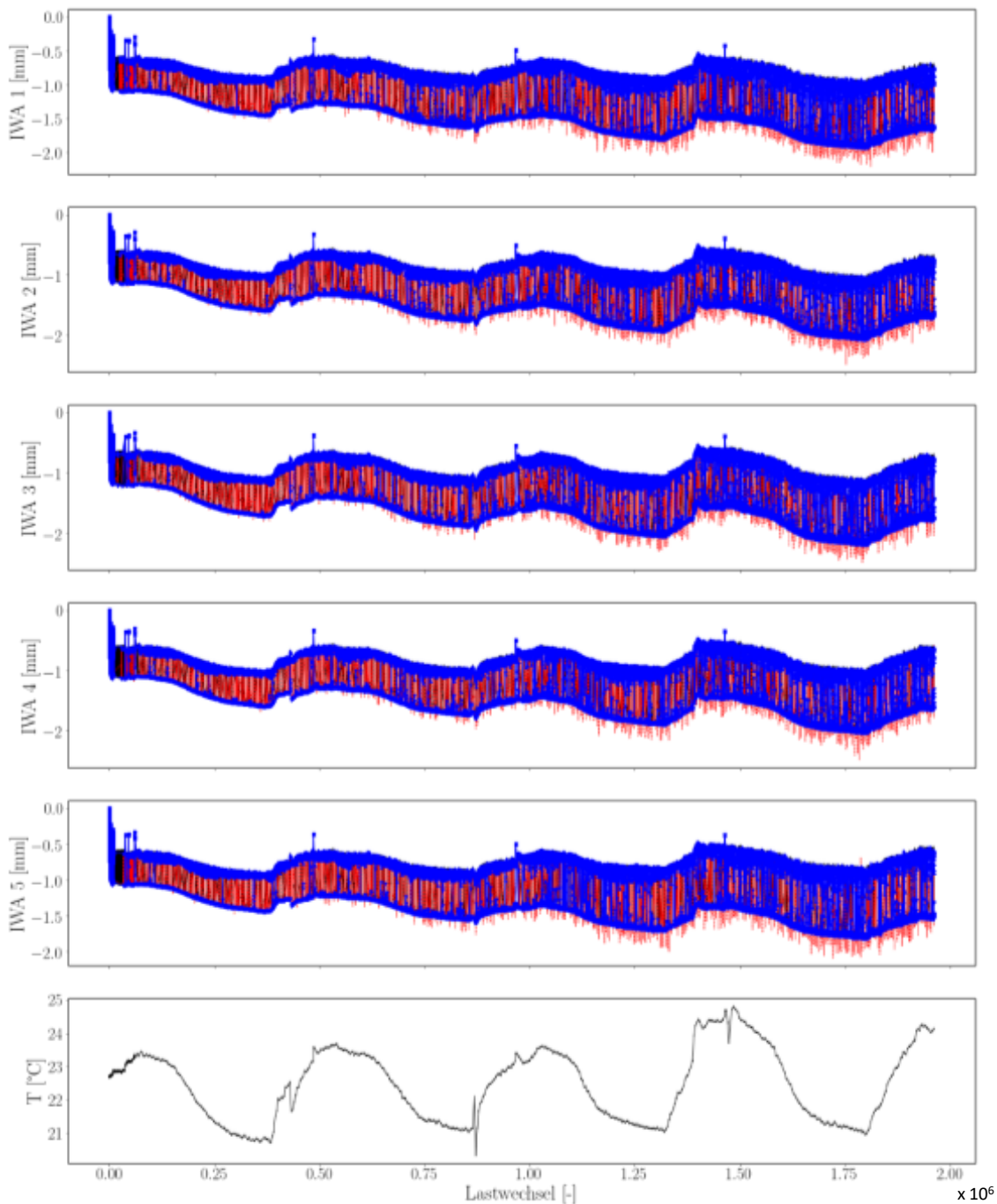


Abbildung 6.40: IWA- und Temperatursignale an der Betonplatte; schwarze Linie: reines Messsignal; rote Linie: gefittete Signale; blaue Punkte: Minimal- und Maximalwerte

Das Ergebnis für die gefitteten Biegelinien an der Betonplatte ist in Abbildung 6.41 dargestellt, die daraus resultierenden Krümmungsverläufe sind Abbildung 6.42 zu entnehmen.

Anhand der Messwerte der IWA zeigt sich auch hier, dass das Schichtenpaket im Versuchsstand zu Belastungsbeginn eine deutliche Nachverdichtung erfährt. So ergibt sich eine plastische Vertikalverformung gemessen an der Betonplatte von etwa 0,9 mm innerhalb weniger Lastwechsel.

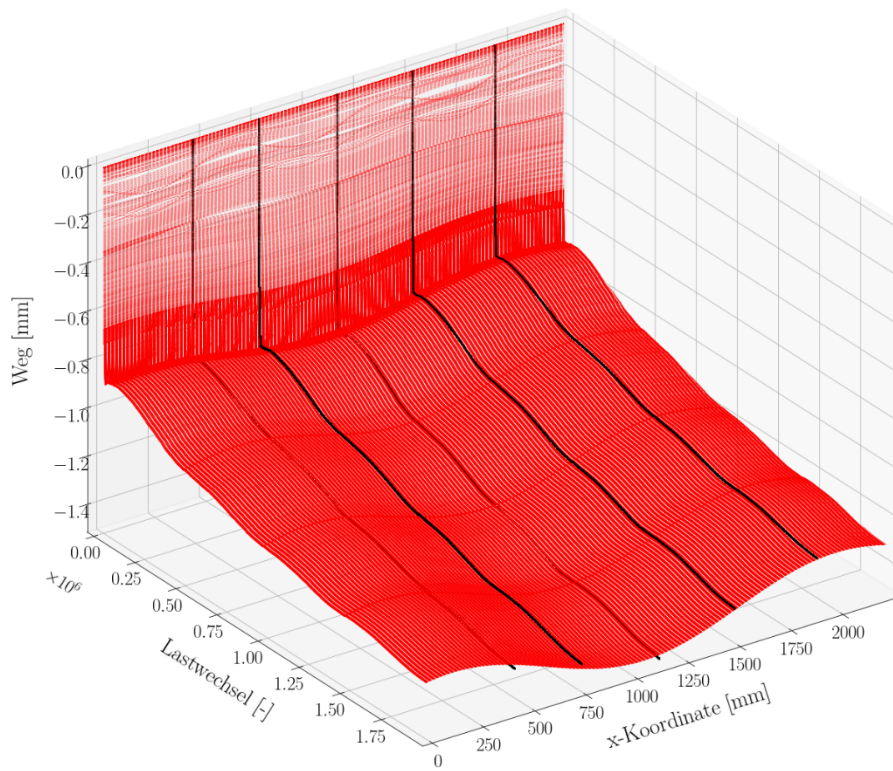


Abbildung 6.41: Gefittete Biegelinien der Betonplatte; schwarze Punkte: Minimalwerte der fünf IWA; rote Linien: gefittete Biegelinien

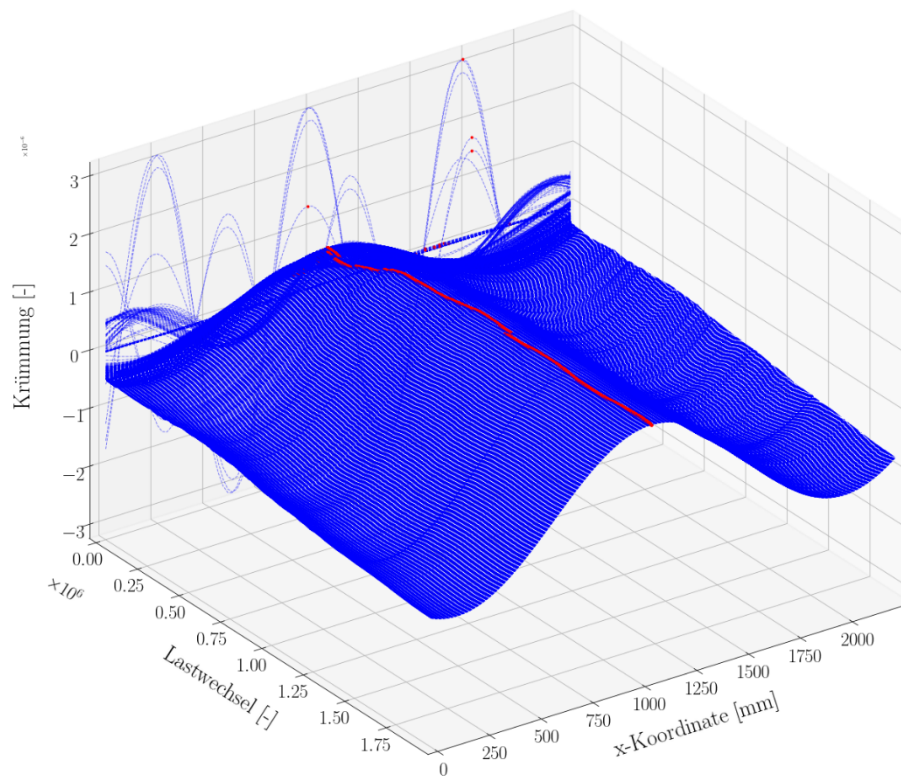


Abbildung 6.42: Aus den Biegelinien abgeleitete Krümmungsverläufe an der Betonplatte; rote Punkte: Maximalwerte der Krümmung; blaue Linien: Krümmungsverläufe

Der aus der Dehnung sowie der Krümmung bestimmte relative E-Modulverlauf der Betonplatte ist in Abbildung 6.43 dargestellt. Ähnlich zum E-Modulverlauf des Plattenstreifens zeigt sich eine Beeinflussung der Messwerte durch die Umgebungstemperatur. Da der Versuch bei einer Belastungsfrequenz von 5,8 Hz und einer Gesamt-Lastwechselzahl von etwa 2 Mio. LW insgesamt ca. vier Tage gedauert hat, zeigt der E-Modulverlauf vier Tagesgänge mit jeweils einem Tagzyklus (lokales Minimum) und einem Nachtzyklus (lokales Maximum). So führt ein Abkühlen des Probekörpers über Nacht zu einer negativen Dehnung, welche sich mit den negativen Dehnungen des an der Oberseite sitzenden DMS überlagert. Da auch bei der Betonplatte von der negativen Dehnung der Oberseite auf die positive Dehnung der Unterseite geschlossen wurde, ergeben sich in der Nacht scheinbar höhere E-Moduln infolge höherer negativer Dehnungswerte. Insgesamt betrachtet lässt sich jedoch eine sukzessive Abnahme des E-Moduls über die gesamte Versuchsdauer beobachten.

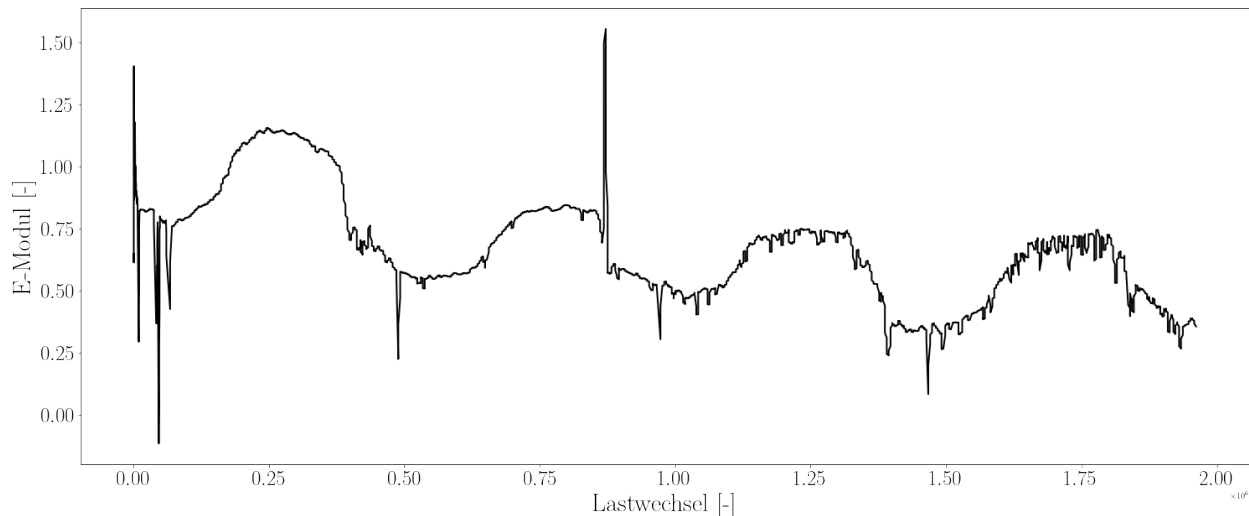


Abbildung 6.43: Aus Gl. (6.7) ermittelter relativer E-Modul der Betonplatte in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

6.9.4 Phase-Shift-Methode

Versuchsaufbau und -durchführung

An der Betonplatte konnten durch die größeren Abmaße gegenüber dem Plattenstreifen längere Messstrecken realisiert werden. Hierbei wurden zwei Setups ausgewählt, um mithilfe der Phase-Shift-Methode den Verlauf des E-Moduls in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand der Platte zu ermitteln. In Abbildung 6.44 ist links Setup 1 und rechts Setup 2 dargestellt.

Bei Setup 1 befindet sich ein Beschleunigungssensor mittig zwischen der Plattenkante und dem Rand des Laststempels. Senkrecht zur rechten Plattenkante verläuft die Messachse, auf der sich die 14 Anregungspositionen befinden. Diese weisen untereinander eine Distanz von $d_F = 150$ mm auf. Die Distanz zwischen dem Sensor und der ersten Anregungsposition beträgt $d_{F1,M1} = 375$ mm. Der Laststempel befindet sich somit in etwa mittig zwischen dem Sensor und der ersten Anregungsposition, während die Messachse mittig durch den Laststempel verläuft. Es ergibt sich eine Gesamt-Messstrecke von $d_{tot} = 2.325$ mm bzw. eine abgetastete Messstrecke von 1.950 mm.

Bei Setup 2 ist die Messachse orthogonal zu jener von Setup 1 derart angeordnet, dass diese ebenfalls mittig durch die Auflagefläche des Laststempels verläuft. Es finden sechs Beschleunigungssensoren und sechs Anregungspositionen Anwendung, sodass der Laststempel sich in der Mitte der Messachse zwischen dem ersten Beschleunigungssensor und der ersten Anregungsposition befindet. Es ergibt sich eine kürzere Gesamt-Messstrecke von $d_{tot} = 1.900$ mm bzw. eine abgetastete Messstrecke von 1.500 mm.

Die Beschleunigungssensoren wurden mithilfe geklebter Koppelplättchen auf der Oberfläche aufgebracht. An jeder Anregungsposition erfolgte ein zehnfacher Kräfteintrag mithilfe des Impulshammers bei zeitsynchroner Aufzeichnung des Kraftsignals und der Beschleunigungssignale. Durch die reduzierte Anzahl an Kanälen konnte für die Messungen mit Setup 1 die Abtastrate auf 204.800 Hz festgelegt werden, was die

Auswertung bis zu einer Frequenz von 80.000 Hz ermöglicht. Bei Setup 2 wurde die Abtastrate auf 102.400 Hz festgelegt, sodass sich eine maximale auswertbare Frequenz von 40.000 Hz ergibt.

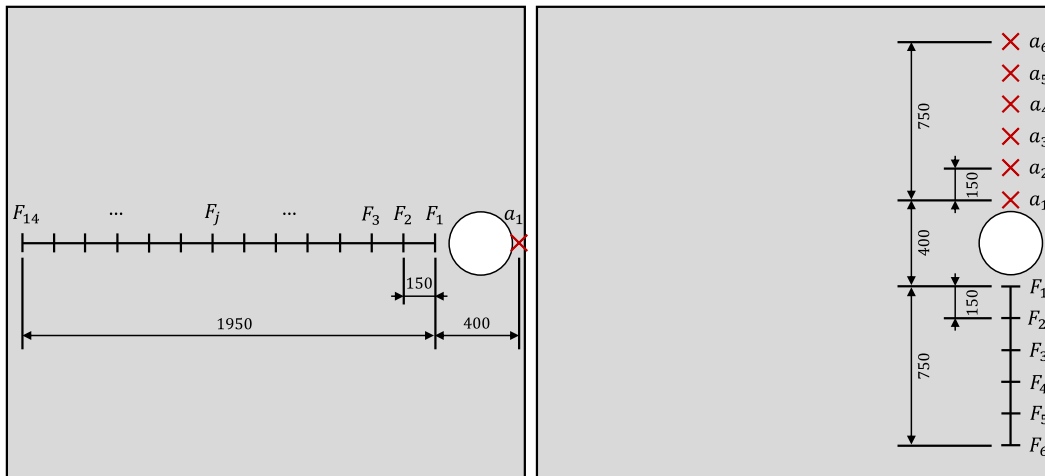


Abbildung 6.44: Versuchsaufbau zur Durchführung der Phase-Shift-Methode an der Betonplatte; links: Setup 1; rechts: Setup 2; schematische Darstellung



Abbildung 6.45: Versuchsaufbau zur Durchführung der Phase-Shift-Methode an der Betonplatte

Ergebnisse

In Abbildung 6.46 ist der Dispersionsplot exemplarisch für die Messung vor Beginn der Belastung unter Verwendung von Setup 1 dargestellt. Das Hauptmaximum tritt nahezu im gesamten betrachteten Frequenzbereich deutlich hervor und ist bis zu einer Frequenz von ca. 72 kHz erkennbar. Dies zeigt sich auch anhand des nahezu ununterbrochenen Verlaufs der aus dem Dispersionsplot ausgelesenen lokalen Maxima in Abbildung 6.47. Hier ergibt sich lediglich zwischen ca. 10 kHz und 14 kHz eine größere Lücke, da in diesem Frequenzbereich ein weiteres lokales Maximum nahe dem Hauptmaximum auftritt, das die Identifikation des Hauptmaximums verhindert. Der aus den Messpunkten resultierende und in Abbildung 6.48 dargestellte E-Modul weist eine ähnliche Frequenzabhängigkeit auf, wie sie sich bereits am Betonstreifen zeigte. Im Vergleich zum Kurvenverlauf am Betonstreifen ist an der Betonplatte jedoch ein deutlich weniger stark schwankender Verlauf beobachtbar. Es ist davon auszugehen, dass dies maßgeblich auf die längere Messstrecke zurückzuführen ist.

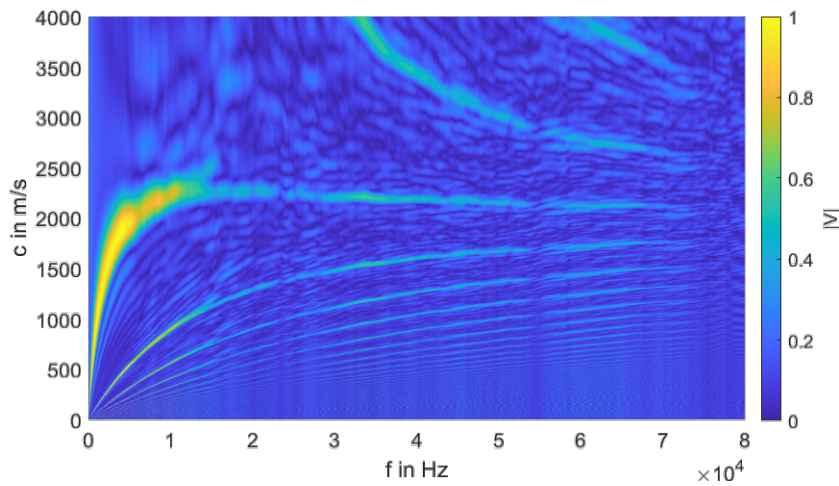


Abbildung 6.46: Dispersionsplot Betonplatte; Setup 1; 0 LW

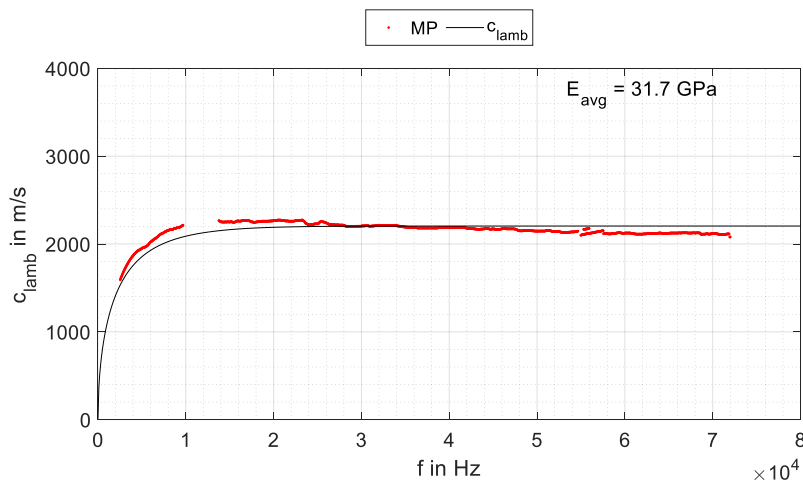


Abbildung 6.47: Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle an Betonplatte; Setup 1; 0 LW; rot: Messpunkte; schwarz: theoretischer Verlauf für mittleren E-Modul E_{avg}

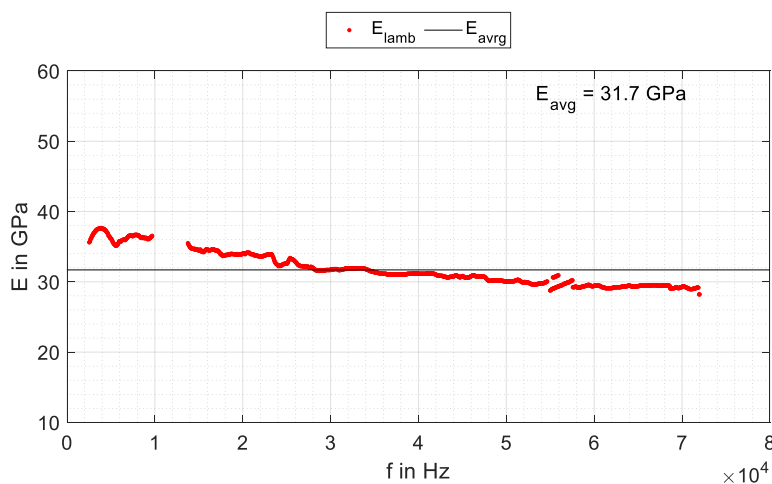


Abbildung 6.48: E-Modul der Betonplatte; Setup 1; 0 LW; rot: ermittelter E-Modul für Messpunkte; schwarz: über alle Messpunkte gemittelter E-Modul E_{avg}

Analog zur vorigen Darstellung für Setup 1 sind in Abbildung 6.49 der Dispersionsplot unter Verwendung von Setup 2 und in Abbildung 6.50 die daraus ausgelesenen und reduzierten Messpunkte der lokalen Maxima für die Messung vor Beginn der Belastung dargestellt. Der daraus resultierende und in Abbildung 6.51 enthaltene Verlauf des E-Moduls in Abhängigkeit von der Frequenz ist vergleichbar zu dem mit Setup 1

gewonnenen Ergebnis. Allerdings ist bei Verwendung von Setup 2 unterhalb von ca. 25 kHz nur für vereinzelte Frequenzlinien die Detektion des lokalen Maximums möglich. Dies resultiert in Verbindung mit der verringerten maximal auswertbaren Frequenz von 40 kHz in einem deutlich eingeschränkten Auswertebereich. Da, wie anhand von Abbildung 6.48 erkennbar ist, gerade in diesem Frequenzbereich von ca. 25 kHz bis 40 kHz der resultierende E-Modul in etwa dem mittleren mittels Setup 1 gewonnenen E-Modul entspricht, ergibt sich die gute Übereinstimmung des mittleren E-Moduls unter Verwendung beider Setups. Die dennoch vorhandene Abweichung der Mittelwerte von etwa 0,6 GPa resultiert daraus, dass unter Verwendung von Setup 1 unterhalb von 25 kHz Messpunkte mit einem höheren E-Modul und oberhalb von 40 kHz Messpunkte mit einem geringeren E-Modul Einfluss auf das Ergebnis nehmen, was den Mittelwert aufgrund der hohen Anzahl der Messpunkte oberhalb von 40 kHz geringfügig reduziert.

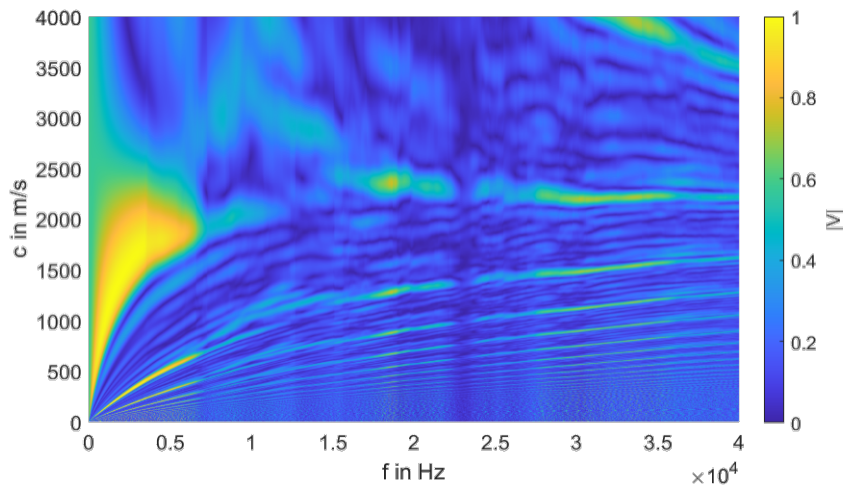


Abbildung 6.49: Dispersionsplot Betonplatte; Setup 2; 0 LW

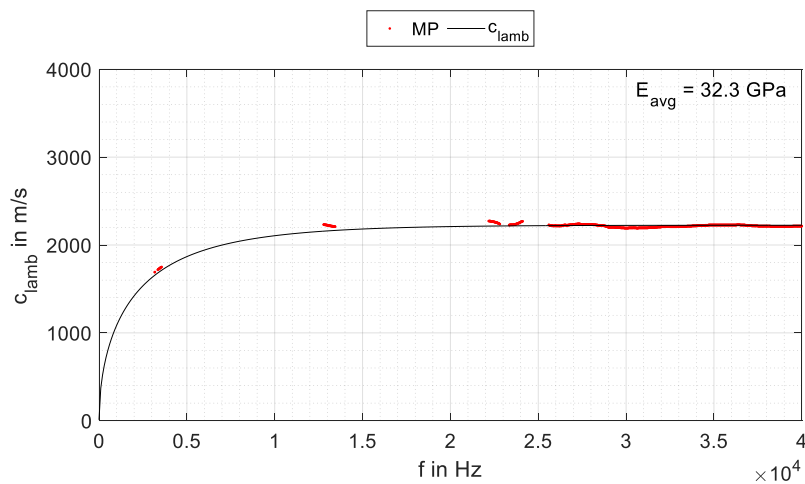


Abbildung 6.50: Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle an Betonplatte; Setup 2; 0 LW; rot: Messpunkte; schwarz: theoretischer Verlauf für mittleren E-Modul E_{avg}

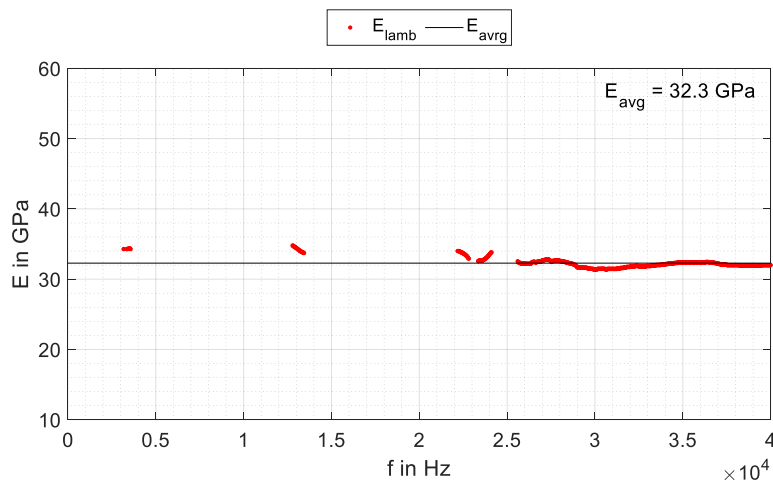


Abbildung 6.51: E-Modul der Betonplatte; Setup 2; 0 LW; rot: ermittelte E-Modul für Messpunkte; schwarz: über alle Messpunkte gemittelter E-Modul E_{avg}

In Abbildung 6.52 ist der Verlauf des mittleren E-Moduls im Verlauf des Ermüdungsprozesses für Setup 1 und Setup 2 dargestellt. In Abbildung 6.53 ist die relative prozentuale Entwicklung des E-Moduls im Verlauf des Ermüdungsprozesses bezogen auf den jeweiligen Anfangswert enthalten. Da bei Setup 2 unterhalb von 25.000 Hz ausschließlich einzelne Punkte lokaler Maxima detektiert werden konnten und die Anzahl dieser Punkte unter Berücksichtigung der Frequenzabhängigkeit des Ergebnisses zu einer starken Streuung der Mittelwerte führte, wurde festgelegt, den Frequenzbereich bei Auswertung von Setup 2 auf 25.000 z bis 40.000 Hz zu begrenzen.

Für beide Setups ergibt sich im Zuge der Belastung eine Abnahme des E-Moduls. Zu Beginn tritt eine kurzzeitige starke Abnahme des gemessenen E-Moduls auf, die sich jedoch über die folgenden Lastwechsel wieder ausgleicht. Es ergibt sich ein lokales Maximum bei ca. 1 Mio. LW (Setup 1) bzw. 500.000 LW (Setup 2), nach dem sich für beide Setups ein monoton fallender Verlauf ergibt. Während bei Setup 2 das lokale Maximum den tendenziell leicht fallenden Verlauf unterbricht, sind die Werte bei Setup 1 bis 1 Mio. LW nahezu konstant, mit Ausnahme des Minimums kurz nach Belastungsbeginn. Diese Erhöhung des gemessenen E-Moduls kann dadurch bedingt sein, dass während der Durchführung der Versuche eine direkte Sonneneinstrahlung auf den Probekörper nicht verhindert werden konnte. Diese kann durch eine ungleichmäßige Erwärmung undefinierte Spannungszustände innerhalb des Probekörpers hervorgerufen haben, die sich wiederum auf das Messergebnis ausgewirkt haben können.

Das Abknicken und Erholen des E-Moduls zu Beginn der Belastung kann möglicherweise durch unterschiedliche Temperaturen während der Messungen begründbar sein. Bedingt durch die größeren Abmessungen der Betonplatte können sich für diese höhere temperaturbedingte Beanspruchungszustände als etwa beim Plattenstreifen einstellen und sich somit auf die Messungen der Phase-Shift-Methode auswirken.

Auch ohne die Erhöhung innerhalb des Ermüdungsvorgangs nimmt die Entwicklung des E-Moduls nicht den in Phase 1 bzw. im Übergang von Phase 1 zu Phase 2 des S-förmigen Verlaufs zu erwartenden konvexen Kurvenverlauf an. Stattdessen ist ein leicht konkaves Verhalten erkennbar, wie es für den Übergang von Phase 2 in Phase 3 zu erwarten wäre. Aufgrund der sehr geringen Schädigung auf 98,6 % (Setup 1) bzw. 98,0 % (Setup 2) des anfänglichen Werts des E-Moduls ist jedoch nicht davon auszugehen, dass Phase 3 der Schädigung bereits erreicht wurde. Vielmehr kann angenommen werden, dass selbst bei 2 Mio. LW noch keine derartig starke Materialermüdung hervorgerufen werden konnte, wie sie beim Spaltzug-Schwellversuch an den zylindrischen Probekörpern beobachtbar war. Zwar ist auch hier zu berücksichtigen, dass nur ein begrenzter Teil der Messstrecke einer Schädigung unterliegt und somit, wie auch bei den Untersuchungen am Betonstreifen, davon auszugehen ist, dass das Messergebnis stets von einem erheblichen Anteil „intakten“ Materials beeinflusst wird. Jedoch konnte am Betonstreifen gezeigt werden, dass für die hier verwendete Betonmischung und Plattendicke noch innerhalb der Phasen 1 und 2 eine Verringerung des mittels der Phase-Shift-Methode bestimmten E-Moduls auf ca. 96 % des Anfangswerts messbar ist. Aufgrund der geometrisch bedingt verringerten Beanspruchung der Platte muss davon ausgegangen werden, dass an dieser die Schädigung langsamer voranschreitet, als es am Betonstreifen der Fall war. Es ist somit möglich, dass sich alle Messpunkte bis 2 Mio. LW noch innerhalb von Phase 1

bis Phase 2 befinden und dass der konkave Kurvenverlauf aus der Unsicherheit der Messungen resultiert und nicht ausschließlich tatsächliches Materialverhalten widerspiegelt.

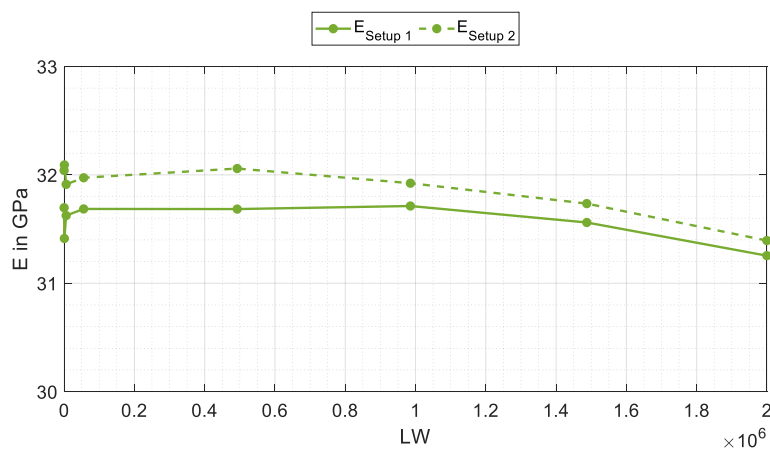


Abbildung 6.52: Mittlerer E-Modul der Betonplatte im Verlauf des Ermüdungsprozesses; durchgezogen: Setup 1; gestrichelt: Setup 2 mit begrenztem Frequenzbereich (25 kHz bis 40 kHz)

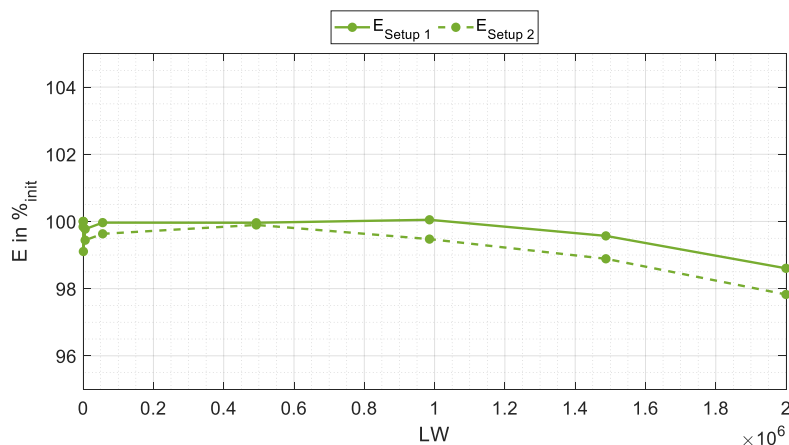


Abbildung 6.53: Mittlerer relativer E-Modul der Betonplatte im Verlauf des Ermüdungsprozesses bezogen auf Anfangswert; durchgezogen: Setup 1; gestrichelt: Setup 2 mit begrenztem Frequenzbereich (25 kHz bis 40 kHz)

Der sich zwischen Setup 1 und Setup 2 einstellende Unterschied der prozentualen Entwicklung des E-Moduls kann auf zwei Effekte zurückzuführen sein. Einerseits besteht ein geometrischer Unterschied zwischen beiden Versuchen. Während bei Setup 1 eine längere Messstrecke von insgesamt 2,33 m senkrecht zur Krafteintragsstelle verläuft, sich der Sensor nah am Rand der Platte befindet und die Anregungspositionen zunehmend weit von der Plattenkante entfernt sind, an der die stärkste Schädigung zu erwarten ist, verläuft bei Setup 2 die Messstrecke bestehend aus Anregungspositionen und Sensorik mit geringem Abstand parallel zu jener Plattenkante, an der die Schädigung erfolgt. Da davon ausgegangen werden kann, dass die Verformung der Platte an der der Krafteintragsstelle nächstgelegenen Kante am höchsten ist und nahe dieser Kante somit die höchste Materialermüdung zu erwarten ist, umfasst die Messstrecke von Setup 2 einen größeren Anteil ermüdeten Materials als jene von Setup 1. Dies resultiert in einer stärkeren Abnahme des mittleren gemessenen E-Moduls. Des Weiteren besteht zwischen beiden Versuchen, wie zuvor bereits diskutiert, der Unterschied, dass mithilfe von Setup 1 ein größerer Frequenzbereich ausgewertet werden konnte als mittels Setup 2. Dies führt dazu, dass mehr Werte aus dem höheren Frequenzbereich das Ergebnis beeinflussen. Da bei den höheren Frequenzen eine geringere Abnahme des E-Moduls beobachtbar ist, reduziert sich die Abnahme des mittleren E-Moduls, wenn mehr Werte bei höheren Frequenzen vorhanden sind (vgl. Abbildung 6.36, Abbildung 6.37). Das bestätigt sich anhand von Abbildung 6.54. Hierin ist der mittlere E-Modul im Verlauf des Ermüdungsprozesses getrennt für verschiedene Frequenzbereiche dargestellt. Während die blaue Kurve den mittleren E-Modul über den Frequenzbereich von 5 kHz bis 20 kHz wiedergibt, beinhalten die rote bzw. gelbe Kurve die Mittelwerte über 25 kHz bis 40 kHz bzw. über 60 kHz bis 72 kHz. Die durchgezogenen Linien stellen die mittels Setup 1 gewonnenen Werte dar. Die gestrichelte Linie entspricht der grünen gestrichelten Kurve aus Abbildung 6.52, also dem

mittleren E-Modul im Frequenzbereich von 25 kHz bis 40 kHz unter Verwendung von Setup 2. Die prozentuale Abnahme des E-Moduls nach ca. 2 Mio. LW bezogen auf die Messung vor Beginn der Belastung ist für die drei getrennten Frequenzbereiche für Setup 1 sowie für Setup 2 in Abbildung 6.55 enthalten. Die stärkste Abnahme ergibt sich für den tiefen Frequenzbereich (5 kHz ... 20 kHz) für Setup 1, gefolgt von Setup 2 (25 kHz ... 40 kHz). Die geringste Änderung ist für den mittleren Frequenzbereich (25 kHz ... 40 kHz) mit Setup 1 beobachtbar, während sich im hohen Frequenzbereich (60 kHz ... 72 kHz) eine Abnahme des E-Moduls einstellt, die zwischen denen des mittleren Frequenzbereichs für Setup 1 und Setup 2 liegt.

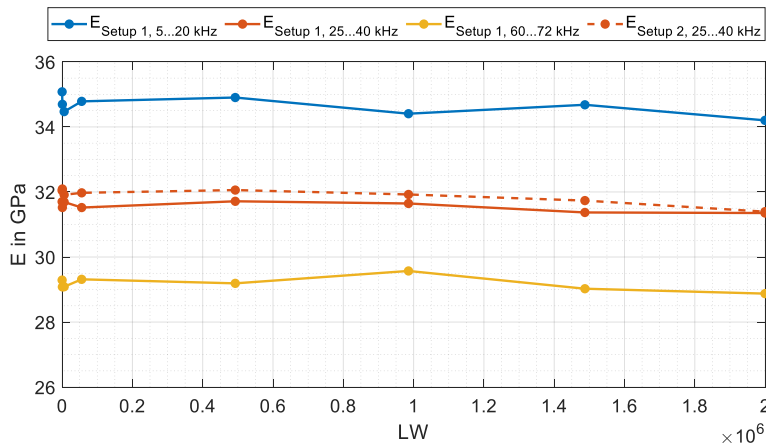


Abbildung 6.54: Mittlerer E-Modul der Betonplatte für verschiedene Frequenzbereiche; blau: 5 kHz ... 20 kHz; rot: 25 kHz ... 40 kHz; gelb: 60 kHz ... 72 kHz; durchgezogen: Setup 1; gestrichelt: Setup 2

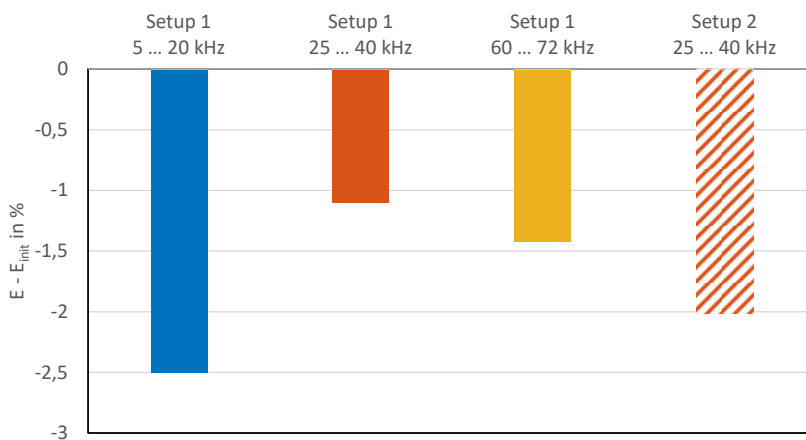


Abbildung 6.55: Prozentuale Abnahme des mittleren E-Moduls bezogen auf den Anfangswert (E_{init}) für verschiedene Frequenzbereiche und Setups; blau: 5 kHz ... 20 kHz; rot: 25 kHz ... 40 kHz; gelb: 60 kHz ... 72 kHz; ausgefüllt: Setup 1; schraffiert: Setup 2

Dass sich für Setup 1 im tiefen Frequenzbereich die höchste Änderung einstellt, bestätigt die Annahme, dass die stärkste Materialermüdung im unteren Bereich der Platte erfolgt. In den höheren Frequenzbereichen verringert sich die Abnahme des E-Moduls durch einen steigenden Einfluss der darüberliegenden Plattenschichten auf das Messergebnis. Im mittleren Frequenzbereich kann beobachtet werden, dass sich für Setup 2 eine größere Abnahme des E-Moduls einstellt als für Setup 1. Dies zeigt, dass im Bereich der Messstrecke von Setup 2 eine größere Abnahme des E-Moduls erfolgte als es auf der Messstrecke von Setup 1 der Fall war. Dass sich für den hohen Frequenzbereich für Setup 1 ein höherer Wert der Abnahme des E-Moduls einstellt als für den mittleren Frequenzbereich, kann daraus resultieren, dass nicht nur an der Unterseite der Platte eine Schädigung erfolgt, sondern auch an der Oberseite eine leichte Materialermüdung stattfindet. Der erhöhte Anteil der am wenigsten geschädigten mittleren Plattenschicht am Messergebnis im mittleren Frequenzbereich führt möglicherweise dazu, dass sich für diesen die geringste Abnahme des E-Moduls zeigt.

7 FEM-Berechnungen

7.1 Modellkonfiguration

Die FEM-Berechnungen zur Untersuchung des Einflusses der Materialermüdung auf den Beanspruchungszustand einer Betonplattenbefestigung erfolgten mit dem 9-Platten-Modell, welches in Kapitel 3.5 vorgestellt wurde und in Abbildung 3.6 dargestellt ist. Die Konfiguration der Modellparameter wurde analog zu den Berechnungen des Kapitels 3.6 gewählt; die Modellparameter können der Tabelle 3.3 entnommen werden, die Lastposition auf der mittleren Betonplatte ist in Abbildung 3.8 dargestellt. Für den E-Modul des Interface-Elementes zur Abbildung der Verdübelung der Querscheinfugen, bzw. der Verankerung der Längsscheinfugen im Modell wurde der Wert 50 N/mm^2 gewählt, entsprechend eines weniger effektiven Plattenverbunds.

Anhand der Berechnungen sollte der Einfluss einer Verminderung des Beton-E-Moduls infolge Ermüdung auf den Beanspruchungszustand einer Betonplattenbefestigung unter realitätsnahen Einwirkungen aus Temperatur und Verkehr untersucht werden. Im Zuge dessen wurden sowohl der Beton-E-Modul als auch die Temperatureinwirkungen im Modell variiert. Aus der Wahl eines negativen Temperaturgradienten von 6 K (von Plattenober- zu -unterseite) sowie von insgesamt 8 unterschiedlichen Ermüdungszuständen der Betonplattenbefestigung, repräsentiert durch einen maximalen E-Modul von 40.000 N/mm^2 , einem minimalen E-Modul von 5.000 N/mm^2 sowie einer Schrittweite von 5.000 N/mm^2 zwischen dem Maximal- und dem Minimalwert, ergaben sich somit zunächst acht zu berechnende Beanspruchungszustände für die Befestigung. Aus diesen Beanspruchungszuständen konnte ein nicht-linearer Zusammenhang zwischen dem Beton-E-Modul und den sich einstellenden maximalen und minimalen Plattenbeanspruchungen abgeleitet werden. In Abbildung 7.1 wird dieser Zusammenhang anhand der roten sowie der dunkelblauen Kurve dargestellt.

7.2 Berechnungsergebnisse

Basierend auf dem Zusammenhang aus Abbildung 7.1 konnte die Anzahl der nachfolgenden Berechnungen der Plattenbeanspruchungen für andere Temperaturzustände der Befestigung auf jeweils 3 Berechnungen pro Temperaturzustand, für einen E-Modul von 40.000 N/mm^2 , 25.000 N/mm^2 sowie 5.000 N/mm^2 reduziert werden. Der Zusammenhang zwischen dem Beton-E-Modul und den Plattenbeanspruchungen aus dem anfänglich betrachteten Temperaturzustand wurde anschließend für die weiteren Temperaturzustände aufgestellt, um auf die Plattenbeanspruchungen für weitere, nicht betrachtete Beton-E-Moduln zu schließen. Folglich werden die Kurven für weitere Temperaturzustände in Abbildung 7.1 durch jeweils drei Stützpunkte beschrieben.

Die höchsten maximalen sowie minimalen Beanspruchungen der Platte stellen sich für einen positiven Temperaturgradienten von 12 K sowie einem Beton-E-Modul von 40.000 N/mm^2 ein. Dies wird bedingt durch das aus der Temperatureinwirkung resultierende Verformungsbild des Aufwölbens (siehe Abbildung 3.7), dem das Eigengewicht der Platte entgegenwirkt, was zur Ausbildung eines Zugspannungsbereichs an der Plattenunterseite sowie eines Druckspannungsbereichs an der Plattenoberseite führt. Diese Spannungen werden durch die Biegebeanspruchungen der Auflast von 80 kN im Randbereich der Platte überlagert und somit verstärkt.

Ein weniger stark ausgeprägter Temperaturgradient führt zur weniger starken Aufwölbung der Platte und somit zu geringeren Beanspruchungen. Fällt der Temperaturgradient negativ aus, stellt sich das typische Verformungsbild des Aufschüsselns der Betonplatten ein. Wie in Abbildung 7.1 zu sehen ist, liegen die extremen Beanspruchungen der Platte hierbei generell auf einem geringeren Niveau als beim gegenteiligen Verformen der Platte nach oben.

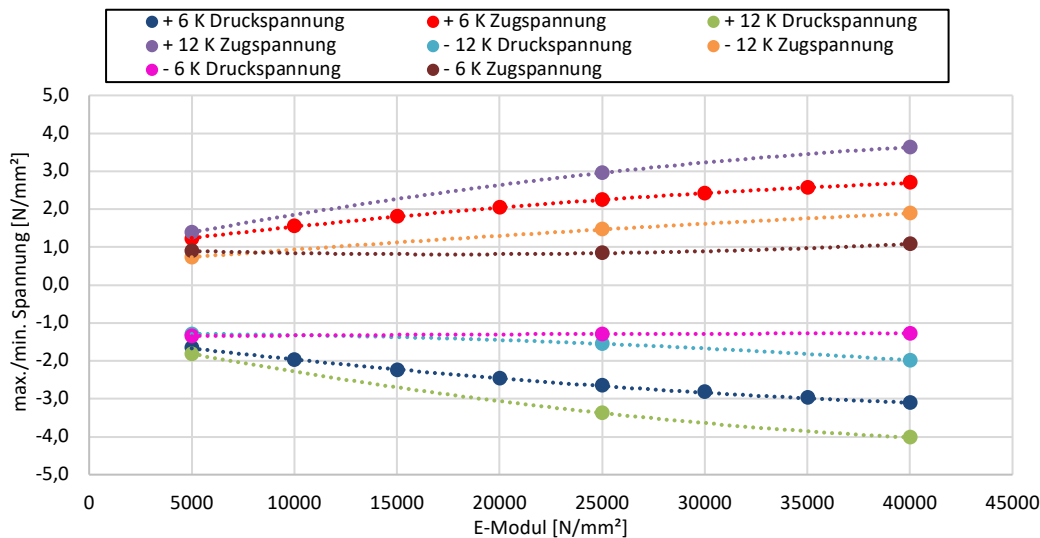


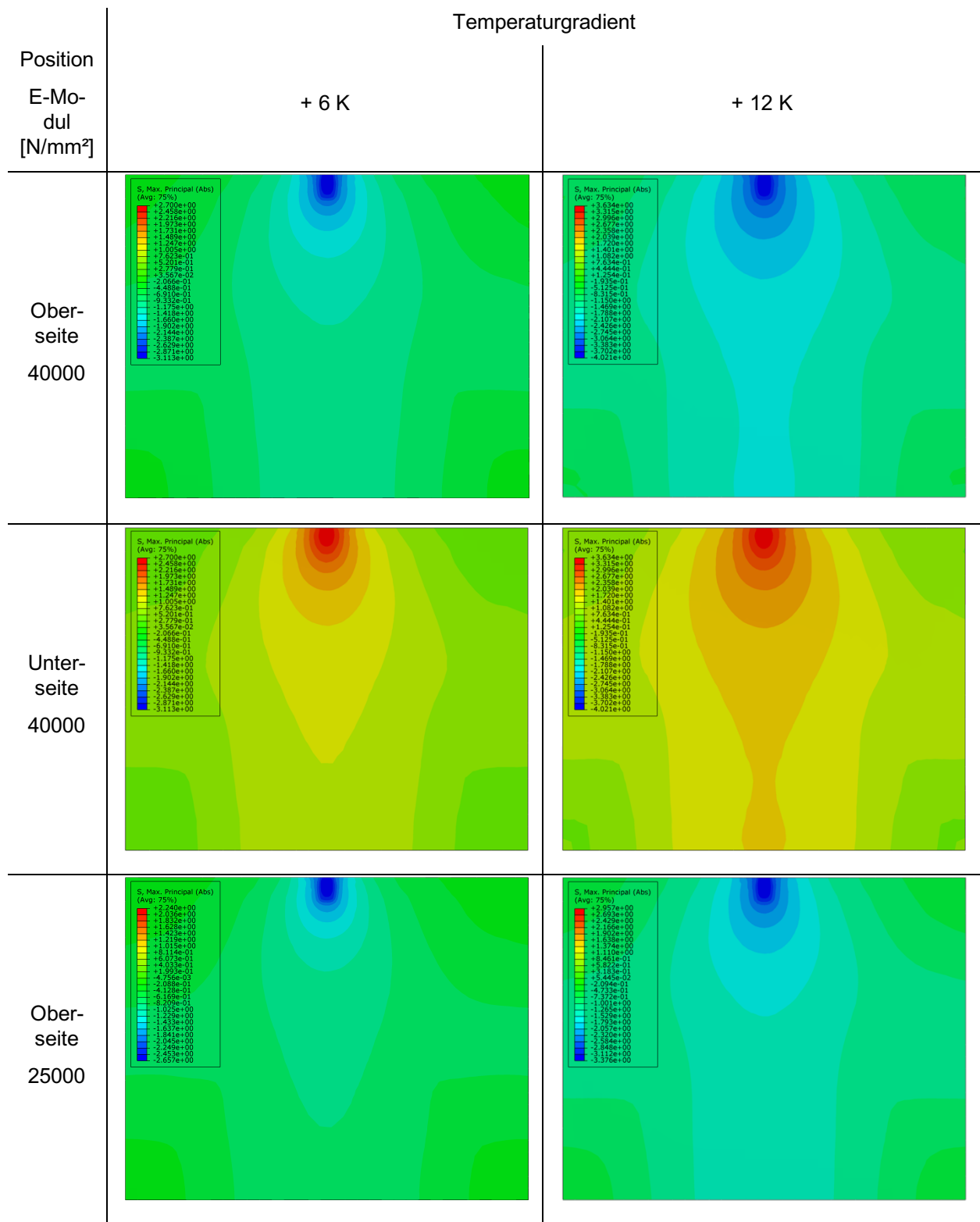
Abbildung 7.1: Maximale und minimale Beanspruchungen der mittleren Betonplatte unter einer Last von 80 kN bei positiven und negativen Temperaturgradienten von 6 bzw. 12 K

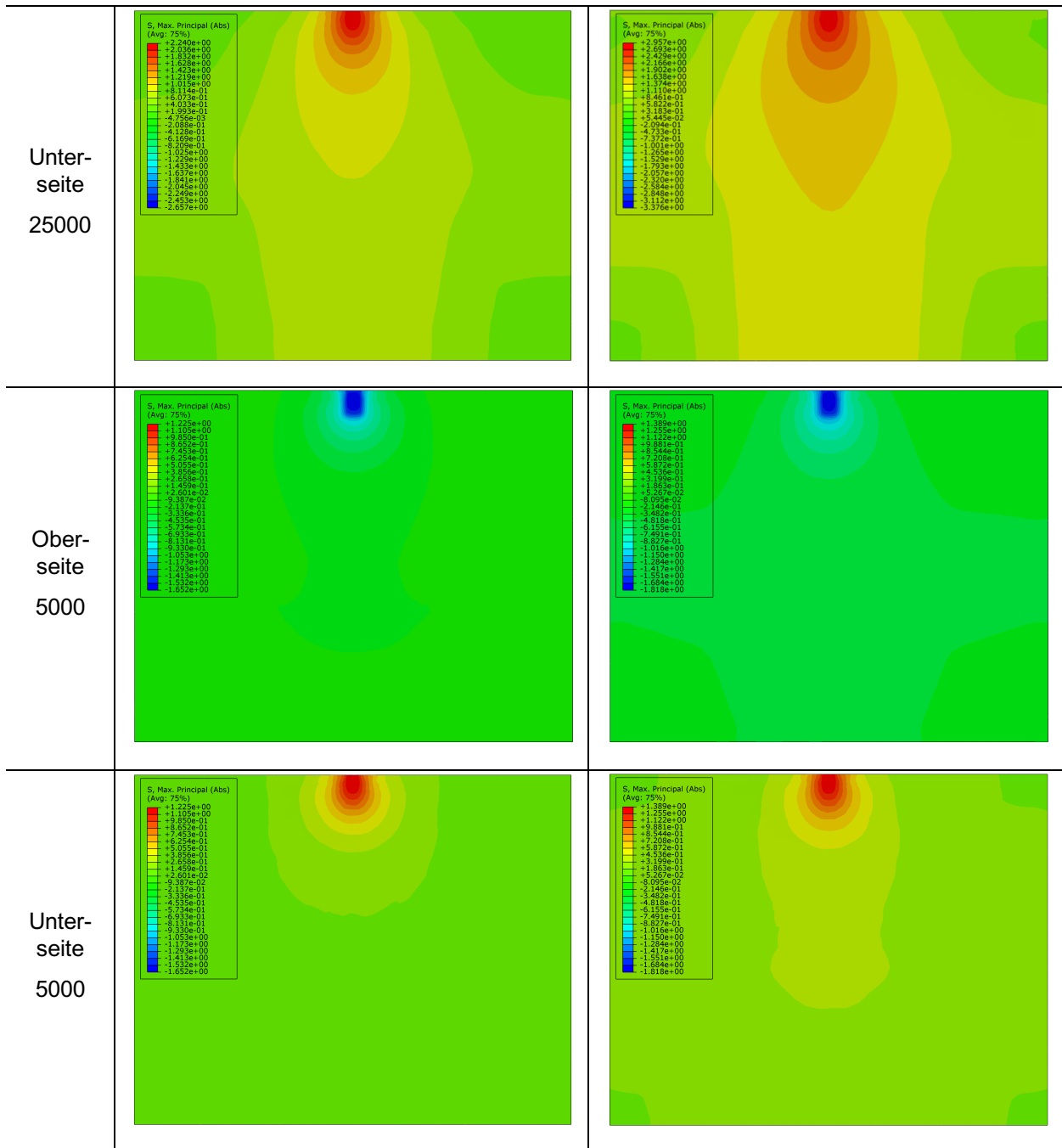
Mit sinkendem E-Modul infolge Betonermüdung sinken auch die maximalen und minimalen Beanspruchungen der Platte. Die Stärke sowie die Form des Temperaturgradienten bestimmen dabei, in welchem Maß die Beanspruchungen der Platte mit sinkendem E-Modul abnehmen. So gibt es nur eine sehr geringe Verminderung der maximalen und minimalen Beanspruchungen der Platte für einen negativen Gradienten, ein positiver Temperaturgradient hingegen führt zur stärkeren Verminderung der Plattenbeanspruchungen mit sinkendem E-Modul.

In Tabelle 7.1 sind die Beanspruchungsbilder der Plattenober- und -unterseite für unterschiedliche Temperaturgradienten sowie für eine Auflast von 80 kN am Plattenrand dargestellt. Auch hier zeigt sich der Einfluss des Temperaturgradienten auf das Maß der Beanspruchung der Platte. So liegen sowohl die Druckspannungen an der gesamten Plattenoberseite als auch die Zugspannungen an der gesamten Plattenunterseite bei Ausbildung eines positiven Temperaturgradienten von 12 K signifikant höher als bei einem Gradienten von 6 K. Mit Abnahme des E-Moduls verkleinert sich der beanspruchte Plattenbereich. Bei einem E-Modul von 5.000 N/mm², entsprechend einer stark ermüdeten Betonplatte, wird nur noch der Bereich in unmittelbarer Nähe der Auflast maßgeblich beansprucht.

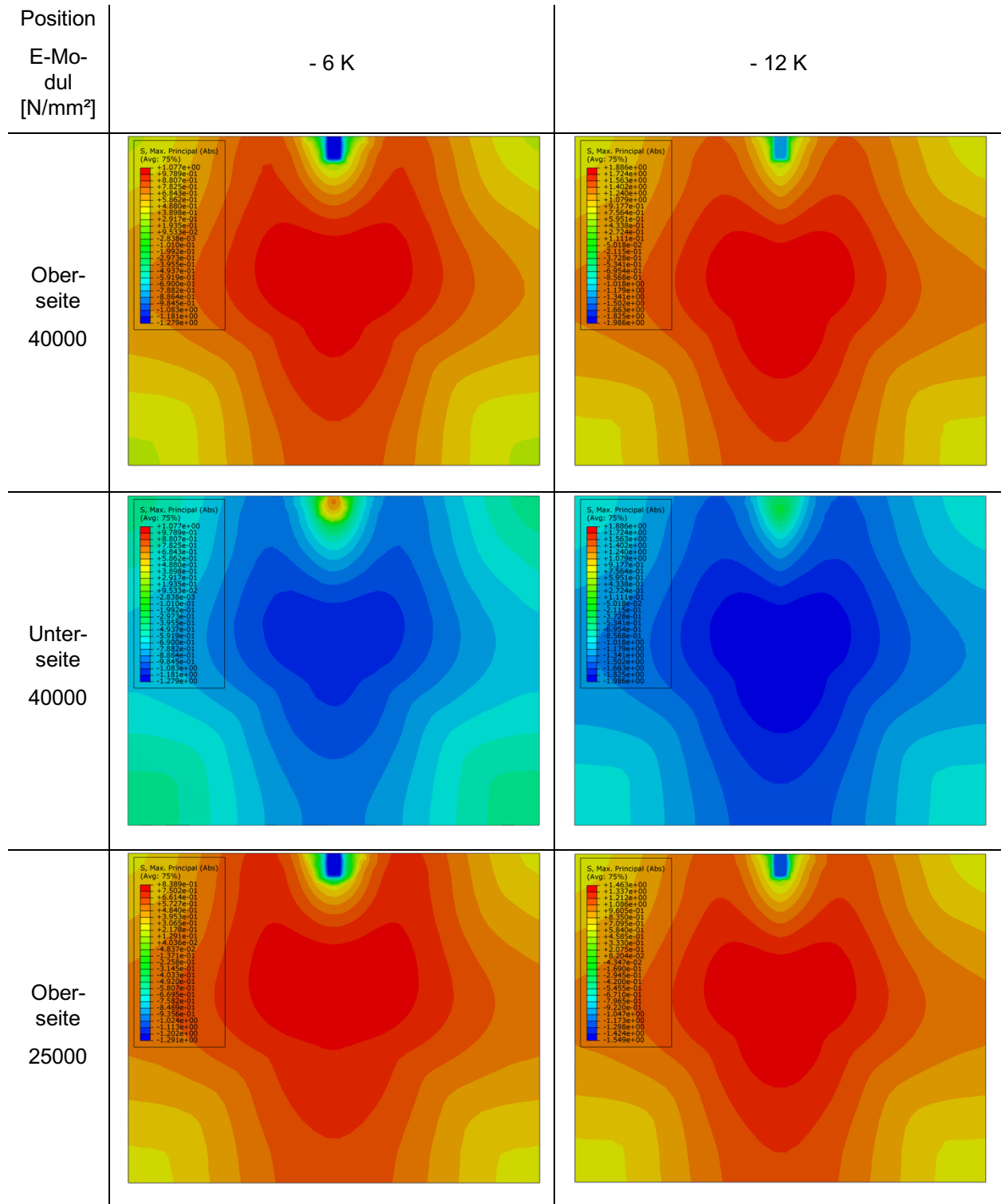
Das temperaturbedingte Verformungsbild des Aufschüsseln der Platte bei einem negativen Temperaturgradienten führt dazu, dass sich die Spannungen auf der Plattenoberseite und der -unterseite über einen großen Bereich umkehren und die Plattenoberseite auf Zug und die -unterseite auf Druck beansprucht wird. Dies wird abermals durch das Eigengewicht der Platte bedingt, wodurch die Platte gewillt ist, ihre aufgeschüsselten Bereiche abzulegen. Der mittlere Bereich der Plattenoberseite wird dadurch gedehnt, der der -unterseite gestaucht. Lediglich im Bereich in unmittelbarer Nähe zur Auflast bestimmen die Biegebeanspruchungen das Beanspruchungsbild der Platte und es kommt zur Ausbildung von Zugspannungen an der Plattenunterseite sowie von Druckspannungen an der Plattenoberseite. Dies führt zum Wechsel der Beanspruchungsart im durch die Auflast beanspruchten Bereich von Druck auf Zug an der Plattenunterseite und von Zug auf Druck an der -oberseite. Ein sinkender E-Modul infolge der Betonermüdung bestimmt auch bei einem negativen Temperaturgradienten die Größe des durch die Temperatur beanspruchten Bereichs.

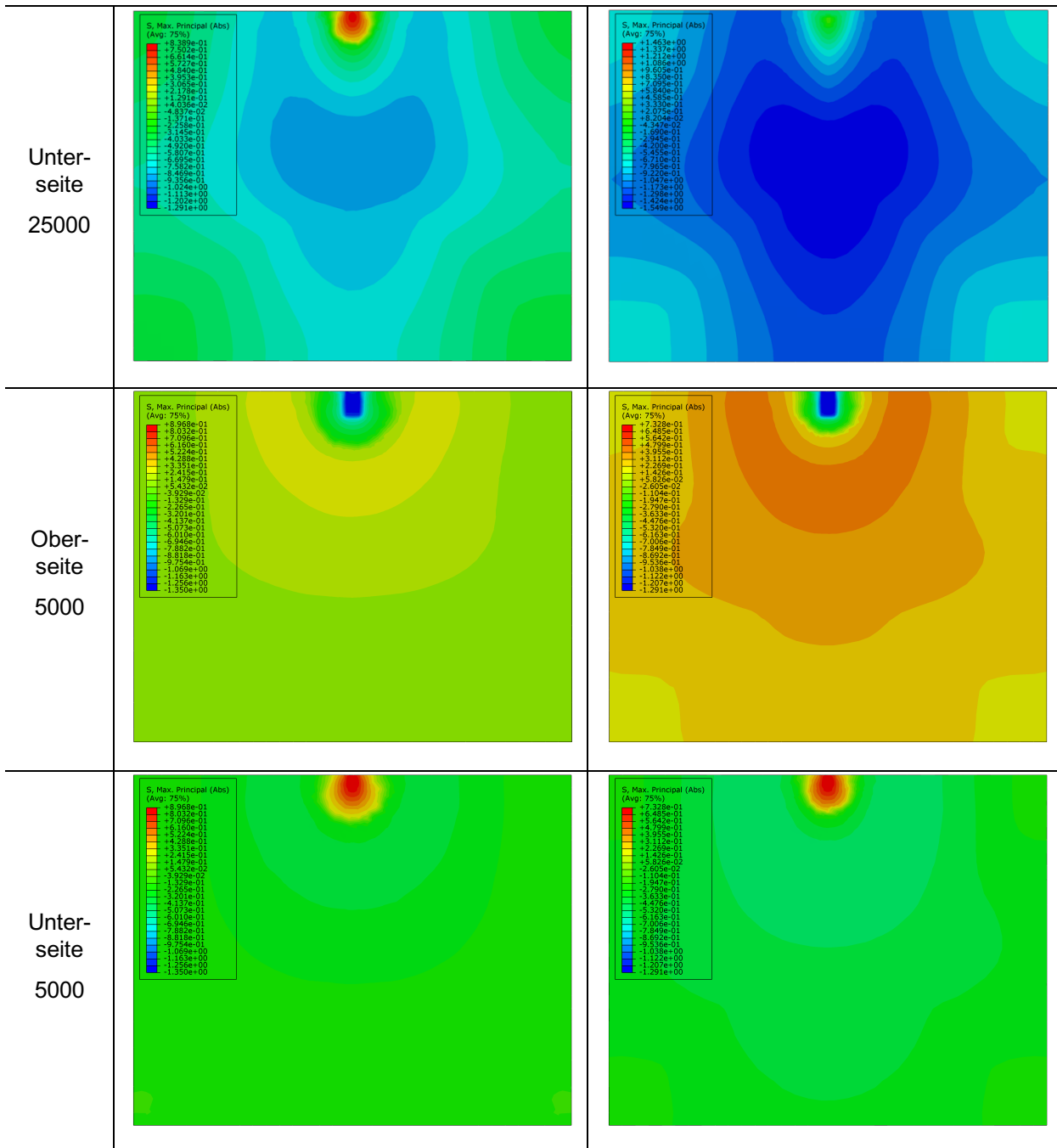
Tabelle 7.1: Im 9-Platten-Modell generierte Beanspruchungsbilder der mittleren Betonplatte unter einer Last von 80 kN für unterschiedliche Temperaturgradienten und E-Modul





Temperaturgradient





7.3 Zusammenfassung

Werden die Spannungen entlang des Plattenrandes zusammengefasst aufgetragen, verdeutlicht sich der Wechsel der Beanspruchungsart an der Plattenoberseite (siehe Abbildung 7.2) und an der Plattenunterseite (siehe Abbildung 7.3) für einen negativen Temperaturgradienten. Das absolute Maß der Beanspruchung wird, wie bereits beschrieben, durch den Beton-E-Modul bestimmt. Ebenso führt die Verminderung des E-Moduls infolge der Ermüdung zu einer lokalen Eingrenzung der Beanspruchungen. Die Größe des beanspruchten Bereichs der Platte nimmt mit zunehmender Ermüdung ab.

Außerdem führt die Verminderung der Beanspruchung der Betonplatte infolge eines ermüdungsbedingt verringerten E-Moduls zu einer Erhöhung der Beanspruchungen der Beton-Unterlage. Dadurch bedingt kann es zu einer Verschlechterung der Auflagerungsbedingungen der Betonplatte kommen, was sich wiederum auf deren Beanspruchung auswirken kann.

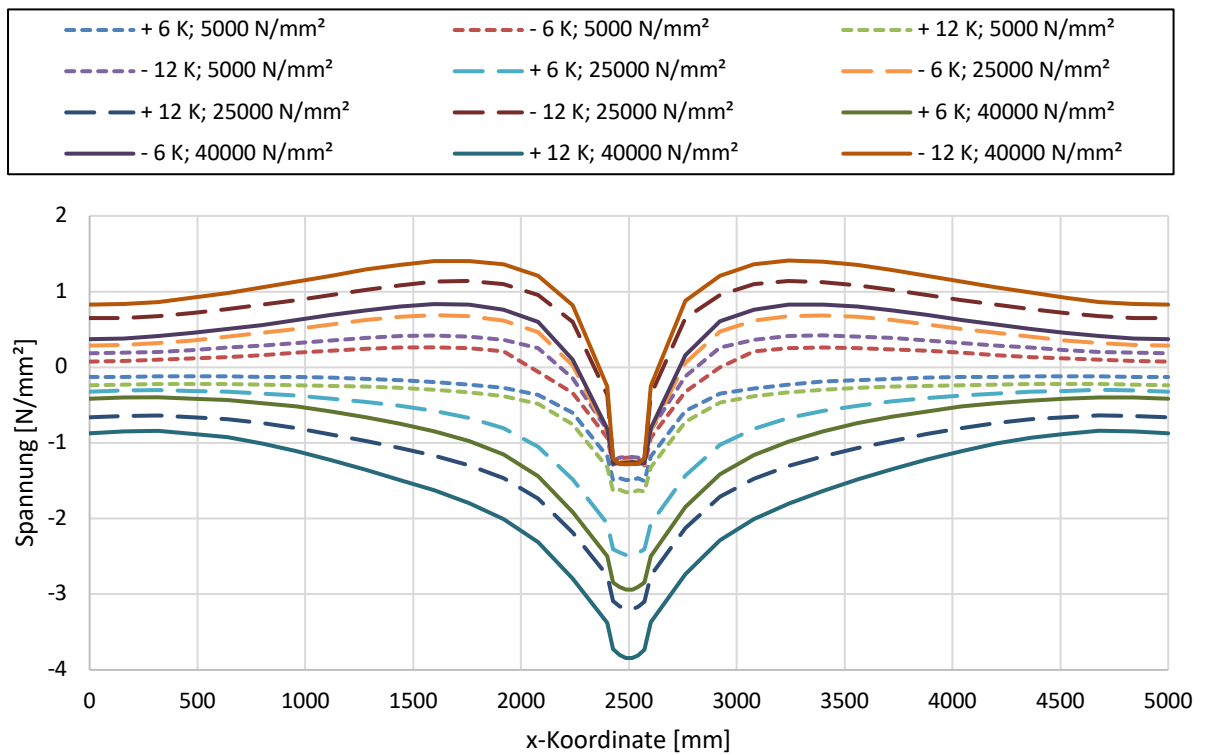


Abbildung 7.2: Im 9-Platten-Modell generierter Spannungsverlauf entlang des belasteten Plattenrandes an der Plattenoberseite in Abhängigkeit des Temperaturgradienten sowie des Beton-E-Moduls

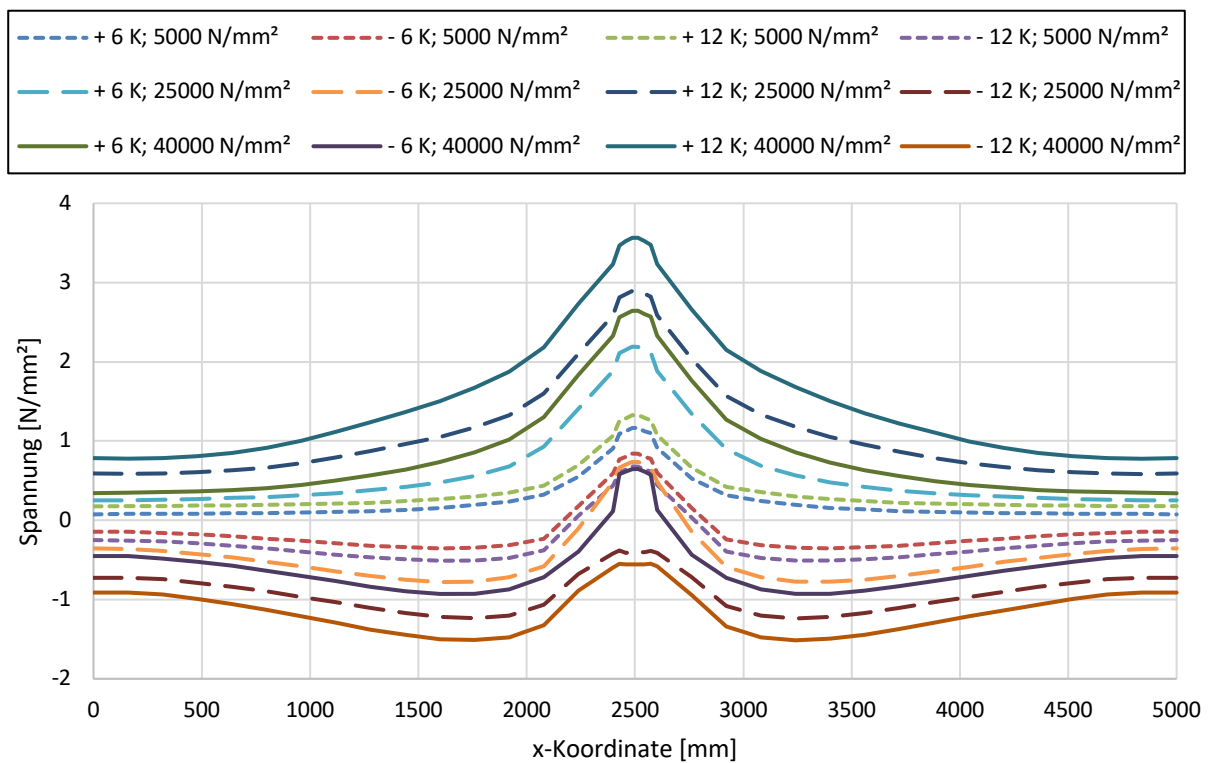


Abbildung 7.3: Im 9-Platten-Modell generierter Spannungsverlauf entlang des belasteten Plattenrandes an der Plattenunterseite in Abhängigkeit des Temperaturgradienten sowie des Beton-E-Moduls

8 Zusammenfassung und Fazit

8.1 Labormaßstäbliche Untersuchungen

Im Rahmen des Forschungsvorhabens erfolgte die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens des Baustoffs Straßenbeton. Das Ziel bestand darin, einen Materialparameter zu identifizieren, der eine qualitative Aussage über den Schädigungszustand des Baustoffs Straßenbeton zulässt.

Der Stand der Technik sieht bisher vor, den Ermüdungsprozess von Beton durch eine zunehmende Verminderung der Festigkeit zu beschreiben. Hierfür ist die Kenntnis der ursprünglichen Festigkeit notwendig. Diese kann jedoch nur auf Grundlage der Bestimmung der Festigkeiten einer Vielzahl von Probekörpern abgeschätzt werden. Zudem lässt sich die Festigkeit nach Ermüdung jedes untersuchten Probekörpers nur durch eine zerstörende Prüfung bestimmen, was eine Untersuchung der Entwicklung der Festigkeit einzelner Probekörper im Zuge der Ermüdung unmöglich macht. Somit kann die sich im Zuge des Ermüdungsprozesses einstellende Restfestigkeit einer bestimmten Betonrezeptur nur auf Grundlage einer Vielzahl von untersuchten Probekörpern mit einer gewissen statistischen Sicherheit abgeschätzt werden. Im Dimensionierungsprozess der RDO Beton wird dabei unabhängig von der Betonrezeptur in Form der Wöhlerlinie stets die gleiche Kennlinie zugrunde gelegt.

Der Stand der Wissenschaft legt nahe, dass der Ermüdungsprozess durch die messtechnische Untersuchung der Steifigkeit beschrieben werden kann. Hierbei ist ein S-förmiger, dreiphasiger Verlauf der Steifigkeit in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl zu erwarten, der gemeinhin als „cyclic creep curve“ bezeichnet wird. Um genaue Aussagen hinsichtlich des Ermüdungszustands bzw. des Ermüdungsprozesses einzelner Probekörper treffen zu können, liegt der Fokus dieses Forschungsvorhabens daher auf der Untersuchung der sich im Zuge des Ermüdungsprozesses verändernden Materialsteifigkeit.

Um hinreichend verlässliche Aussagen darüber treffen zu können, ob es einen messbaren Zusammenhang zwischen der Materialermüdung und der Verminderung der Steifigkeit auch für Straßenbeton gibt, wurde der Spaltzug-Schwellversuch auf Beton-Zylinderscheiben dreier Straßenbeton-Rezepturen angewandt. Dieser lässt die kontinuierliche Bestimmung des Elastizitätsmoduls durch Erfassen der Verformung des Probekörpers zu. Das Versuchsprozedere des Spaltzug-Schwellversuchs konnte dabei derart optimiert werden, dass Probekörper gezielt und systematisch in einen definierten Ermüdungszustand versetzt werden können. Dies ermöglicht die zusätzliche Durchführung von nicht-invasiven Messungen des Elastizitätsmoduls mithilfe des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens sowie des Eigenfrequenz-Verfahrens in automatisiert eingehaltenen Lastpausen während des Ermüdungsvorgangs. Das Ultraschalllaufzeit-Verfahren nutzt dabei den Zusammenhang zwischen dem Elastizitätsmodul und der Phasengeschwindigkeit der Longitudinalwelle. Beim im Rahmen des Forschungsvorhabens entwickelten Eigenfrequenz-Verfahren erfolgt die Bestimmung des Elastizitätsmoduls durch eine Messung bestimmter Probekörper-Eigenfrequenzen und eine analytische Berechnung basierend auf dem Ergebnis einer FEM-Simulation. Somit wurden drei Messverfahren eingesetzt, die sich voneinander unabhängiger physikalischer Phänomene bedienen, um die Entwicklung des Elastizitätsmoduls bei Ermüdung im Spaltzug-Schwellversuch zu erfassen. Die Nachweisbarkeit des S-förmigen Verlaufs des Elastizitätsmoduls im Zuge der Materialermüdung mithilfe aller drei Messverfahren konnte auf diese Weise grundlegend bestätigt werden.

Die drei Verfahren wurden eingesetzt, um den Zusammenhang zwischen der Abnahme des Elastizitätsmoduls und der Materialermüdung unabhängig vom Messverfahren zu bestätigen und die einzelnen Methoden hinsichtlich der Ergebnisqualität und des Versuchsaufwands zu bewerten. Dabei zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den anfänglich (im nicht ermüdeten Zustand) gemessenen Werten des Elastizitätsmoduls, die sich aus dem Spaltzug-Schwellversuch und dem Eigenfrequenz-Verfahren ergeben. Das Ultraschalllaufzeit-Verfahren gibt grundsätzlich etwas höhere Werte des Elastizitätsmoduls wieder. Dieser Zusammenhang ist in der einschlägigen Literatur hinreichend bekannt, jedoch nicht grundlegend erforscht. Basierend auf den Ergebnissen dieses Forschungsvorhabens ist davon auszugehen, dass diese Abweichungen auf eine Beeinflussung des Ergebnisses der Ultraschalllaufzeitmessungen durch die Probekörpergeometrie zurückzuführen sind. Untersuchungen an längeren Betonzylindern zeigen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens und anderen Messverfahren, was diese Annahme stützt. Bezüglich der relativen Abnahme des Elastizitätsmoduls (bezogen auf den anfänglich gemessenen Elastizitätsmodul) zeigt sich, dass der Spaltzug-Schwellversuch die größte und das Ultraschalllaufzeit-Verfahren die geringste Abnahme des Elastizitätsmoduls wiedergibt, während

die Ergebnisse des Eigenfrequenz-Verfahrens zwischen denen des Spaltzug-Schwellversuchs und denen des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens liegen. Dieser Unterschied kann auf die Ermüdung des Probekörpers in einem begrenzten Bereich im Spaltzug-Schwellversuch und die daraus resultierende Inhomogenität des ermüdeten Probekörpers zurückgeführt werden. Der Spaltzug-Schwellversuch gibt folglich im Wesentlichen den Elastizitätsmodul des ermüdeten Bereichs zwischen den Lastschneiden wieder (äquivalenter Elastizitätsmodul), während bei den anderen zwei Verfahren eine geometrische Mittelung über den ermüdeten Bereich und den „intakten“ Bereich des Probekörpers erfolgt. Diese Mittelung ist unterschiedlich geometrisch gewichtet, woraus die Unterschiede in der relativen Abnahme des Elastizitätsmoduls zwischen dem Ultraschalllaufzeit- und dem Eigenfrequenz-Verfahren resultieren.

Im oberen Teil von Tabelle 8.1 sind die verschiedenen angewendeten Messverfahren gegenübergestellt, um einen Überblick über die Durchführbarkeit, die Ergebnisqualität sowie den Messaufwand zur Anwendung auf labormaßstäbliche Probekörper zu schaffen. Der wesentliche Vorteil des Ultraschalllaufzeit- und des Eigenfrequenz-Verfahrens liegt im gegenüber dem Spaltzug-Schwellversuch deutlich reduzierten Aufwand zur Durchführung einer einzelnen Messung. So ist für die Durchführung der Messungen kein Einbau des Probekörpers in die Prüfvorrichtung notwendig, was eine schnelle und unkomplizierte Momentaufnahme des Elastizitätsmoduls eines Probekörpers zulässt. Nichtsdestotrotz funktionieren beide Verfahren auch bei in die Prüfvorrichtung eingebautem Probekörper. Zudem ermöglichen die beiden akustischen Messverfahren eine zerstörungsfreie Messung, während bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls mithilfe des Spaltzug-Schwellversuchs eine zumindest geringfügige Schädigung des Probekörpers durch die für die Messung notwendige mechanische Belastung nicht ausgeschlossen werden kann. Ist also nur eine einmalige Bestimmung des Elastizitätsmoduls eines nicht ermüdeten Probekörpers erforderlich, sind die beiden akustischen Messverfahren gegenüber dem Spaltzug-Schwellversuch zu bevorzugen. Hierbei ist wiederum abzuwägen, welches der zwei Messverfahren angewendet werden soll. Das Eigenfrequenz-Verfahren ermöglicht eine etwas schnellere Durchführung und Auswertung der Messung und liefert besser mit dem Spaltzug-Schwellversuch übereinstimmende Werte des Elastizitätsmoduls als das Ultraschalllaufzeit-Verfahren. Für das Ultraschalllaufzeit-Verfahren entfällt zwar die für das Eigenfrequenz-Verfahren notwendige Durchführung einer FEM-Simulation, jedoch nimmt diese bei vorhandenem Simulationsmodell im Regelfall weniger als eine Minute zur Berechnung der Eigenfrequenzen eines Probekörpers in Anspruch.

Soll hingegen der Elastizitätsmodul im Zuge des Ermüdungsvorgangs über einen längeren Zeitraum aufgezeichnet werden, stellt der Spaltzug-Schwellversuch als Standardmethode zur Ermüdung sowie zur Messung des Elastizitätsmoduls die Vorzugsvariante dar. Hierbei bietet der Spaltzug-Schwellversuch gegenüber den beiden akustischen Messverfahren zwei Vorteile. Zum einen ist eine kontinuierliche Aufzeichnung des Elastizitätsmoduls möglich und es müssen somit keine Lastpausen eingehalten werden. Zum anderen gibt der mittels des Spaltzug-Schwellversuchs gemessene Elastizitätsmodul primär den äquivalenten Elastizitätsmodul des ermüdeten Bereichs des Probekörpers wieder.

Während der labormaßstäblichen Untersuchungen wurde festgestellt, dass längere Lastpausen in der zyklischen Belastung einen signifikanten Einfluss auf den ermüdungsbedingten Verlauf des Elastizitätsmoduls haben können. Weiterhin legen die Untersuchungen nahe, dass es im Zuge einer starken Ermüdung zu einer zum Teil signifikanten Verminderung der Festigkeit kommt. Das Beanspruchungsniveau der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch wird infolgedessen möglicherweise stark überschätzt. Der Einfluss längerer Lastpausen sowie die Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge der Materialermüdung wurden daraufhin tiefergehend untersucht. Auf Grundlage dessen erfolgte eine weitere Optimierung des Versuchsprozederes sowie die Entwicklung einer Vorgehensweise zur abschätzenden Ermittlung der ursprünglichen Probekörperfestigkeiten vor der Ermüdung aus den anfänglichen Elastizitätsmoduln der Probekörper zur Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus. Hierbei werden die ursprünglichen Probekörperfestigkeiten unter Annahme eines direkten Zusammenhangs zwischen den Verteilungsfunktionen der Festigkeiten und der anfänglichen E-Moduln abschätzend bestimmt.

Mithilfe des optimierten Prüfverfahrens in der zweiten Generation konnte eine Vielzahl von Probekörpern der Betonrezepturen 2 und 3 sowie ein Teil der Probekörper der Betonrezeptur 1 einer gezielten Ermüdung im Spaltzug-Schwellversuch unterzogen und währenddessen der Verlauf des Elastizitätsmoduls aufgezeichnet werden. Auf Grundlage dieser Ergebnisse konnten charakteristische Verläufe des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung gewonnen werden. Zu diesem Zweck erfolgte eine Normierung einerseits der Lastwechselzahl jedes Probekörpers auf dessen ertragene Lastwechselzahl und andererseits des Elastizitätsmoduls jedes Probekörpers auf seinen anfänglichen Elastizitätsmodul. Dies ermöglicht die Mittelung

der Elastizitätsmodul-Verläufe der einzelnen Probekörper zur Gewinnung eines materialspezifischen mittleren Kurvenverlaufs sowie die Berücksichtigung der Streuweite des Elastizitätsmoduls zu unterschiedlichen Ermüdungszuständen.

Es zeigen sich grundlegende Unterschiede zwischen den ermittelten charakteristischen Elastizitätsmodulverläufen der untersuchten Betonrezepturen hinsichtlich der Form und der Länge der einzelnen Phasen der „cyclic creep curve“. Betonrezeptur 1 zeichnet sich durch eine stark ausgeprägte Phase I sowie eine sehr schwach ausgeprägte Phase III aus. Aufgrund der vergleichsweise starken Streuung der Verlaufskurven sowie der geringen Anzahl der einzelnen Verläufe der Betonrezeptur 1 ist die Aussagekraft des bestimmten charakteristischen Verlaufs für diese Rezeptur jedoch begrenzt. Die Betonrezepturen 2 und 3 lassen sich durch eine schwächer ausgeprägte Phase I und vergleichsweise deutlich ausgeprägte Phasen II und III charakterisieren. Die Elastizitätsmodulverläufe der Betonrezeptur 1 streuen am stärksten, gefolgt von denen der Betonrezeptur 2. Die geringste Streuung der Verläufe weist Betonrezeptur 3 auf. Als maßgebender Einflussfaktor für die Form der charakteristischen Verläufe sowie die Streuung der Einzelverläufe wurde das im Beton verwendete Größtkorn identifiziert. Dieses könnte zum einen das lokale Ermüdungsverhalten der Zementsteinmatrix zwischen zwei größeren Gesteinskörnern im Zuge des Ermüdungsvorganges beeinflussen. Als Folge dessen ändert sich die Form und Länge der Phasen II und III der charakteristischen Verläufe. Zum anderen wäre es denkbar, dass das Größtkorn auch den Rissbildungsprozess im unbelasteten Beton im Zuge des Hydratationsvorganges und folglich die Form und Länge der Phase I im charakteristischen Verlauf maßgeblich beeinflusst. Diese Erkenntnisse legen nahe, dass sich die Form eines charakteristischen Elastizitätsmodulverlauf insgesamt maßgeblich durch die Wahl des Größtkorns im Beton einstellen lässt. Zur Validierung dieser These ist weiterer Forschungsbedarf notwendig.

Aufgrund der vielfachen Bestätigung des S-förmigen Verlaufs des Elastizitätsmoduls einzelner Probekörper im Verlauf des Ermüdungsprozesses in der Literatur sowie im Zuge dieses Forschungsvorhabens ist anzunehmen, dass auch für weitere Rezepturen eine Mittelung der Verläufe einzelner Probekörper zur Ermittlung eines charakteristischen Verlaufs des Elastizitätsmoduls möglich ist. Zur Sicherung dieses Zusammenhangs sind Untersuchungen an weiteren Betonrezepturen erforderlich.

8.2 Großmaßstäbliche Untersuchungen

FEM-Simulationen

Anhand von FEM-Simulationen wurde gezeigt, dass eine Verminderung des Elastizitätsmoduls infolge der Ermüdung zu einer lokalen Eingrenzung der Beanspruchungen einer Betonplatte unter Last führt. Weiterhin zeigte sich, dass die Verminderung der Beanspruchung der Betonplatte infolge eines ermüdungsbedingt verringerten Elastizitätsmoduls in einer Erhöhung der Beanspruchungen der Beton-Unterlage resultiert. Dadurch kann es zu einer Verschlechterung der Auflagerungsbedingungen der Betonplatte kommen, was sich wiederum auf deren Beanspruchung auswirken kann. Die Ermüdung wurde in der FEM-Simulation durch die Wahl dreier unterschiedlicher Beton-Elastizitätsmodule basierend auf den anhand der labormaßstäblichen Untersuchungen bestimmten Verläufen berücksichtigt, repräsentativ für einen nicht ermüdeten, einen mittelmäßig ermüdeten und einen stark ermüdeten Beton.

Messtechnische Untersuchungen

Die Phase-Shift-Methode wurde durch die Anwendung auf eine Straßenbetonplatte mit zweischichtigem Aufbau als geeignetes praxistaugliches Verfahren zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls streifen- bzw. plattenförmiger Probekörper erarbeitet. Dabei ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung der Messergebnisse der Phase-Shift-Methode mit Ergebnissen von Eigenfrequenz- und Ultraschalllaufzeitmessungen an Bohrkernen sowie mit Ergebnissen des Spaltzug-Schwellversuchs und des Eigenfrequenz-Verfahrens an Zylinderscheiben.

Unter Anwendung der Phase-Shift-Methode zur zerstörungsfreien messtechnischen Erfassung der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls wurden die Untersuchungen zur Materialermüdung auf großmaßstäbliche Probekörper, eine Betonplatte sowie einen Betonplattenstreifen, ausgedehnt. Die Herstellung beider Probekörper erfolgte mithilfe einer der bereits in den labormaßstäblichen Hauptuntersuchungen verwendeten Betonrezepturen. Die verschiedenen im Rahmen des Forschungsvorhabens angewandten Verfahren sind in Kapitel 8.3 vergleichend gegenübergestellt.

Anhand des mithilfe der Phase-Shift-Methode sowie mittels des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens bestimmten Elastizitätsmoduls konnte der erste Teil der „cyclic creep curve“ abgebildet werden. Am Plattenstreifen erfolgte die Erfassung der gesamten Phase I sowie eines Teils der Phase II sowohl mithilfe der Phase-Shift-Methode als auch mithilfe des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens. An der Platte konnte ebenfalls eine Abnahme des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung mithilfe der Phase-Shift-Methode nachgewiesen werden. Jedoch stellt sich hier nicht der typische S-förmige Verlauf der „cyclic creep curve“ ein. Stattdessen erfolgt eine konkave Abnahme des Elastizitätsmoduls, wie sie in Phase III der „cyclic creep curve“ zu erwarten ist. Zusätzliche Messungen der Umgebungstemperatur legen nahe, dass durch tageszyklische Temperaturschwankungen ein Aufwölben bzw. Aufschüsseln der Platte im Prüfstand stattgefunden hat. Dieses könnte zu veränderten Spannungsbedingungen in der Platte und infolge dessen zu einer Veränderung der Messbedingungen der Phase-Shift-Methode bei der Erfassung des Elastizitätsmoduls geführt haben. Mit der verhältnismäßig geringen Ermüdung der Platte geht eine sehr geringe Abnahme des Elastizitätsmoduls einher, die mit einer temperaturbedingten Schwankung der Ergebnisse überlagert ist.

Die verhältnismäßig geringe prozentuale Abnahme des mittels der Phase-Shift-Methode sowie des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens ermittelten Elastizitätsmoduls kann sowohl für die Platte als auch für den Plattenstreifen zudem auf die Eigenschaft der Messverfahren zurückgeführt werden, einen über die gesamte Messstrecke gemittelten Elastizitätsmodul wiederzugeben. Infolge der lokalen Schädigung im Zuge der Belastung ergibt sich ein Mittelwert, der zu einem großen Anteil „intaktes“, also nicht oder nur wenig ermüdetes Material enthält. Durch die unterschiedliche Länge und Orientierung der Messstrecken der Phase-Shift-Methode und des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens ergibt sich analog zu den labormaßstäblichen Untersuchungen eine unterschiedliche geometrische Wichtung des Einflusses von intaktem und ermüdetem Material auf das Messergebnis. Daraus resultieren Unterschiede in der relativen Abnahme des Elastizitätsmoduls zwischen beiden Verfahren. Dies bestätigt sich anhand des Unterschieds zwischen den Ergebnissen zweier unterschiedlich orientierter Messstrecken (Setups) der Phase-Shift-Methode an der Betonplatte. Die Messstrecke des Setups 2 befindet sich näher an dem maßgeblich ermüdeten Bereich der Platte und enthält somit einen größeren Anteil ermüdeten Materials. Daraus ergibt sich eine erwartungsgemäß größere Abnahme des Elastizitätsmoduls als für Setup 1, dessen Messstrecke zu einem größeren Teil intaktes Material umfasst.

Die am Betonplattenstreifen ermittelten Verläufe ähneln in Bezug auf die gemessenen Absolutwerte des Elastizitätsmoduls dem anhand der labormaßstäblichen Untersuchungen bestimmten charakteristischen Verlauf des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung. Diese Ähnlichkeit ist jedoch darauf beschränkt, dass diese Verläufe innerhalb des Streubereichs des sich über Phase I bis zum Beginn der Phase II erstreckenden charakteristischen Verlaufs liegen. Dabei ordnen sich die Werte der großmaßstäblichen Versuche im oberen Bereich der Streuweite (geringe Abnahme des Elastizitätsmoduls) der labormaßstäblichen Ergebnisse ein. Dies bestätigt einen Einfluss intakten Materials auf die im labormaßstäblichen Versuch gemessene Abnahme des Elastizitätsmoduls. An der Betonplatte ist zum einen eine noch geringere Schädigung realisierbar gewesen. Zum anderen kommt der größere Anteil intakten Materials an den Messstrecken der Phase-Shift-Methode im Vergleich zum Plattenstreifen hinzu, woraus eine noch geringere messbare Abnahme des Elastizitätsmoduls resultiert.

Es ist davon auszugehen, dass der gesamte S-förmige Verlauf der „cyclic creep curve“ mithilfe der beiden nicht-invasiven akustischen Messverfahren qualitativ abbildbar ist, wenn eine zyklische Belastung der Probekörper im Versuch mit ausreichend hoher Lastwechselzahl oder mit ausreichend hoher Beanspruchung zu einer hinreichend starken Verminderung des Elastizitätsmoduls führt. Im praxisnahen Einsatzfall ist zudem die lokale Belastung einer Platte analog zu den durchgeführten großmaßstäblichen Versuchen unwahrscheinlich. Vielmehr kann in der Praxis von einer großflächigen Schädigung der Platte ausgegangen werden. Folglich ist zu erwarten, dass mithilfe einer In-situ-Messung – beispielsweise entlang der Rollspur einer im Bundesfernstraßennetz befindlichen Betonplatte – die Wiedergabe des verminderten Elastizitätsmoduls der gesamten Platte möglich und der Verlauf von deren Ermüdung durch wiederholende Messungen abbildbar ist.

Es wird unter Zugrundelegung der Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens davon ausgegangen, dass eine Übertragbarkeit der Ergebnisse der labor- auf die Ergebnisse der großmaßstäblichen Untersuchungen grundsätzlich möglich ist. Jedoch sind weitere Untersuchungen notwendig, um den eindeutigen Zusammenhang zwischen den Ergebnissen zur Materialermüdung auf labormaßstäblicher und großmaßstäblicher Ebene sicherzustellen. Bei diesen Untersuchungen sind entsprechend der Erkenntnisse aus diesem

Forschungsvorhaben eine großflächige Schädigung und eine möglichst große Verminderung des Elastizitätsmoduls durch ausreichend hohe Lastwechselzahlen bzw. Beanspruchungen anzustreben.

8.3 Gegenüberstellung der Verfahren

In Tabelle 8.1 werden die im Rahmen des Forschungsvorhabens angewandten Messmethoden vergleichend gegenübergestellt. Hierbei befasst sich der obere Teil der Tabelle mit der Anwendbarkeit der Verfahren zur Untersuchung des Elastizitätsmoduls und Ermüdungsverhaltens labormaßstäblicher zylindrischer Probekörper, während der untere Teil der Tabelle die Nutzbarkeit der Verfahren für die Erfassung des Elastizitätsmoduls und Ermüdungszustands großmaßstäblicher Probekörper bzw. eingebauter Straßenbetonplatten umfasst.

Es konnte gezeigt werden, dass ein Abbilden des Ermüdungsvorganges durch die Bestimmung des Verlaufs des Elastizitätsmoduls mittels des Spaltzug-Schwellversuchs, des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens und des Eigenfrequenz-Verfahrens möglich ist. Dabei weist der Spaltzug-Schwellversuch den Vorteil auf, eine kontinuierliche Messung des Elastizitätsmoduls während der zeitgleich erfolgenden Ermüdung zu ermöglichen, während die beiden akustischen Messverfahren eine punktuelle Messung in Lastpausen des Spaltzug-Schwellversuchs erlauben. Dabei gibt der Spaltzug-Schwellversuch primär den Elastizitätsmodul des geschädigten Bereichs wieder, während bei den akustischen Messverfahren eine geometrisch gewichtete Mittelung über geschädigtes und „intaktes“, also nicht oder wenig geschädigtes Material erfolgt. Die akustischen Messverfahren weisen jedoch den Vorteil des geringeren Messaufwands auf. Dieser rührt daher, dass eine Messung im in die Prüfvorrichtung eingebauten Zustand zwar möglich ist, aber eine Messung im ausgebauten Zustand Ergebnisse gleicher Qualität liefert. Zudem kann die Messung mittels der akustischen Messverfahren als zerstörungsfrei angesehen werden, während beim Spaltzug-Schwellversuch durch die für die Messung notwendige Last eine zumindest geringfügige Schädigung nicht auszuschließen ist. Für eine Momentaufnahme des Elastizitätsmoduls zylindrischer Probekörper eignen sich somit die akustischen Messverfahren besser als der Spaltzug-Schwellversuch. Soll hingegen der Elastizitätsmodul im Zuge des Ermüdungsprozesses ermittelt werden, empfiehlt sich die Messung mittels des Spaltzug-Schwellversuchs.

Zur Messung des Elastizitätsmoduls großmaßstäblicher Probekörper stellt sich die Phase-Shift-Methode als zu bevorzugendes Verfahren dar. Zwar ist eine zerstörungsfreie Messung an einer Betonplatte in situ mithilfe des Ultraschalllaufzeit-Verfahrens vorstellbar, jedoch sind hierfür große Signalstärken notwendig. Zudem muss eine Möglichkeit zur indirekten Durchschallung (mit Prüfköpfen, die senkrecht zur Plattenoberfläche positioniert sind) gefunden werden. Der Spaltzug-Schwellversuch und das Eigenfrequenz-Verfahren erfordern beide die Entnahme von Bohrkernen, was im Vergleich zur Anwendung der Phase-Shift-Methode einen sehr großen Aufwand darstellt, selbst wenn eine Klebeverbindung zwischen Sensorik und Plattenoberfläche realisiert werden muss, um die Phase-Shift-Methode anzuwenden. Beim Spaltzug-Schwellversuch kommt wiederum der Aufwand für den Einbau in die Prüfvorrichtung hinzu. Ein großflächiges Abbilden des Elastizitätsmoduls ist mithilfe der labormaßstäblichen Verfahren nur umsetzbar, indem an einer Vielzahl von Positionen einer Platte Bohrkern entnommen werden. Diesbezüglich weist die Phase-Shift-Methode den großen Vorteil auf, den Elastizitätsmodul über einen größeren Bereich der Platte gemittelt anhand von einer einzelnen Messung wiedergeben zu können. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde gezeigt, dass die Phase-Shift-Methode auch das Erfassen der ermüdungsbedingten Verminderung des Elastizitätsmoduls ermöglicht.

Tabelle 8.1: Vergleich der verschiedenen Messmethoden; oberer Teil: Anwendbarkeit auf labormaßstäbliche zylindrische Probekörper; unterer Teil: Verwendbarkeit der Verfahren zur Untersuchung und Bewertung des Ermüdungszustands großmaßstäblicher Probekörper bzw. eingebauter Straßenbetonplatten

| | | Spaltzug-Schwellversuch | Ultraschall-laufzeit-Verfahren | Eigenfrequenz-Verfahren | Phase-Shift-Methode |
|---|--|--|---|---|--|
| labormaßstäbliche Untersuchungen an präparierten Probekörpern | Abbilden des Ermüdungsvorganges durch Bestimmen des Verlaufs des E-Moduls | ✓ kontinuierliche Messung | ✓* *) punktuelle Messung in Lastpausen | ✓* *) punktuelle Messung in Lastpausen | - |
| | Ermüdung zylindrischer Probekörper | ✓ | - | - | - |
| | Momentaufnahme des E-Moduls ungeschädigter zylindrischer Probekörper für den Spaltzug-Schwellversuch | ✓* mit hohem Versuchsaufwand *) Schädigung des Probekörpers nicht auszuschließen | ✓* mit geringem Versuchsaufwand *) näherungsweise Bestimmung | ✓ mit geringem Versuchsaufwand | - |
| | Momentaufnahme des E-Moduls im Spaltzug-Schwellversuch ermüdeter zylindrischer Probekörper | ✓ Bestimmung des „äquivalenten E-Moduls“ des geschädigten Bereichs | ✓* *) geometrisch gewichtete Mittelung über intakten und ermüdeten Bereich | ✓* *) geometrisch gewichtete Mittelung über intakten und ermüdeten Bereich | - |
| großmaßstäbliche Untersuchungen an Platten in situ | zerstörungsfreie Messung des E-Moduls von Platten bestehender oder neuer Fahrbahnbefestigungen (keine Entnahme von Probekörpern notwendig) | - | -* *) zerstörungsfreie Messung vorstellbar | - | ✓ |
| | Abbilden des Ermüdungsvorganges durch turnusmäßiges punktuell Bestimmen des E-Moduls von Platten bestehender Fahrbahnbefestigungen | ✓* *) mit sehr hohem Versuchsaufwand | ✓* *) mit hohem Versuchsaufwand | ✓* *) mit hohem Versuchsaufwand | ✓ |
| | großflächige Erfassung des E-Moduls einer Platte | -* *) näherungsweise möglich bei Entnahme einer Vielzahl von Probekörpern | -* *) näherungsweise möglich bei Entnahme einer Vielzahl von Probekörpern | -* *) näherungsweise möglich bei Entnahme einer Vielzahl von Probekörpern | ✓ Mittelung über großen Bereich der Platte anhand von einzelnen Messungen möglich |

9 Ausblick

9.1 Verwertbarkeit der Forschungsergebnisse der labormaßstäblichen Untersuchungen

Es ist kurzfristig möglich, charakteristische Verläufe des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung für weitere in der Praxis häufig verwendete Straßenbetonrezepturen anhand des beschriebenen Verfahrens zur Bestimmung derartiger Verläufe zu erstellen. Hierfür ist die Herstellung oder Gewinnung und gezielte Ermüdung von Probekörpern einer Betonrezeptur bei gleichzeitiger Messung des Elastizitätsmoduls mittels des Spaltzug-Schwellversuchs zu empfehlen. Das entwickelte optimierte Prüfverfahren in der zweiten Generation kann dabei die versuchstechnische Grundlage bilden.

In einem ersten Schritt ist es denkbar, die auf diese Weise bestimmten charakteristischen Verläufe in das in der Entwicklung befindliche Regelwerk der RSO Beton zu implementieren. Durch die Zugrundelegung eines zeitlich veränderlichen Elastizitätsmoduls bestünde die Möglichkeit, den Ermüdungsprozess des Baustoffs Straßenbeton realitätsnaher abzubilden und die Restsubstanzbewertung somit effektiver vornehmen zu können. Steht für die im Bestand verwendete Betonrezeptur noch kein charakteristischer Verlauf zur Verfügung, könnte der noch abzubildende Teil dieses Verlaufs mit der Gewinnung und Untersuchung von Bohrkernen der Bestandsstrecke bestimmt werden. Für den Fall, dass der charakteristische Verlauf des verwendeten Betons bereits bekannt ist, müsste der aktuelle mittlere Elastizitätsmodul der Bestandsstrecke bestimmt werden, um einen Anhaltspunkt für den Ansatz des noch abzubildenden Teils des charakteristischen Verlaufs zu schaffen. Es wäre zum einen denkbar, hierfür die Phase-Shift-Methode anzuwenden. Zum anderen könnte der mittlere Elastizitätsmodul durch den Einsatz des Eigenfrequenz- oder Ultraschalllaufzeit-Verfahrens an aus der Bestandsstrecke gewonnenen Bohrkernen bestimmt werden.

Es müssen zusätzlich Annahmen hinsichtlich der Dauer des noch abzubildenden Teils des charakteristischen Verlaufs bis zum Erreichen eines definierten Versagenskriteriums getroffen werden, um eine Prognose des Befestigungszustands über die Zeit vornehmen zu können. Diese Prognosen könnten durch eine turnusmäßige Erfassung des Elastizitätsmoduls nach Beginn der Bestandsaufnahme sukzessive verbessert werden. Auch hierfür wäre es denkbar, sowohl die Phase-Shift-Methode an der Platte als auch das Eigenfrequenz- und Ultraschalllaufzeit-Verfahren an Bohrkernen zur Anwendung zu bringen. Das Überlagern des auf diese Weise erfassten zeitlichen Verlaufs des Elastizitätsmoduls in situ mit dem bereits zur Verfügung stehenden oder zu Beginn der Prognose aufgestellten charakteristischen Verlauf liefert mit jeder weiteren turnusmäßigen Messung genauere Prognosen für die verbleibende Zeit bis zum Ausfall der Befestigung. Hierfür ist es notwendig, einen Zusammenhang zwischen der bezogenen Lastwechselzahl des charakteristischen Verlaufs und der verstrichenen Zeit seit Beginn der Bestandsaufnahme herzustellen.

Analog zum Ansatz eines zeitlich veränderlichen Elastizitätsmoduls in der RSO Beton könnten die charakteristischen Verläufe des Elastizitätsmoduls langfristig ebenso Einzug in das Dimensionierungsverfahren der RDO Beton halten. Aktuell ist im Regelwerk lediglich die Berücksichtigung eines zeitlich konstanten Elastizitätsmoduls sowie weiterer zeitlich invarianter Parameter vorgesehen. Einzige Ausnahme bildet die Ermüdungsfestigkeit, für die ein Zusammenhang zwischen aufgetretener Lastwechselzahl und Verminderung der Festigkeit im Regelwerk hinterlegt ist. Die pauschale Gültigkeit dieses Zusammenhangs für alle Betonrezepturen ist jedoch in Frage zu stellen. Ein zeitlich veränderlicher Elastizitätsmodul wäre ein erster Baustein für die Entwicklung eines neuartigen Dimensionierungsverfahrens, welches die zeitliche Entwicklung des Befestigungszustands innerhalb eines betrachteten Nutzungszeitraums berechnet. Für ein derartiges Verfahren sind Funktionen zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung aller dimensionierungsrelevanten Parameter notwendig. Das Aufstellen eines zeitlichen Verlaufs der Betonfestigkeit könnte beispielsweise mithilfe des in diesem Forschungsvorhaben entwickelten Verfahrens zur Abschätzung der ursprünglichen Betonfestigkeit aus den anfänglichen Elastizitätsmoduln unter Ansatz eines Zusammenhangs zwischen den Verteilungsfunktionen beider Parameter vorgenommen werden. Da das Verfahren die Verminderung der Festigkeit aus der Verminderung des Elastizitätsmoduls abschätzend bestimmt, ließe sich der zeitliche Verlauf der Betonfestigkeit aus dem zeitlichen Verlauf des Elastizitätsmoduls ableiten. Somit stünden bereits Funktionen für die Beschreibung der zeitlichen Entwicklung zweier für die Dimensionierung immens wichtiger Parameter zur Verfügung.

Es gilt zu beachten, dass die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls in Form eines charakteristischen Verlaufs nicht allein stehend als absolute pauschale Vorhersage des Elastizitätsmoduls im Verlauf des Ermüdungsprozesses angesehen werden sollte. Es ist zusätzlich die Streuweite (z.B. die Standardabweichung) zu berücksichtigen, die sich anhand der Messungen des Elastizitätsmoduls über der Zeit an einer Vielzahl von Probekörpern einstellt.

9.2 Verwertbarkeit der Forschungsergebnisse der großmaßstäblichen Untersuchungen (Phase-Shift-Methode)

Die im Zuge dieses Forschungsvorhabens erarbeitete Phase-Shift-Methode bietet neben den zuvor erläuterten Messungen zur Unterstützung eines Prognose- oder Dimensionierungsverfahrens noch weitere kurz- und langfristige Einsatzmöglichkeiten. Mithilfe der Phase-Shift-Methode ist es beispielsweise kurzfristig möglich, den mittleren Elastizitätsmodul einer neu hergestellten oder einer bestehenden Fahrbahnbefestigung aus Beton schnell, unkompliziert und zerstörungsfrei zu bestimmen. Dies könnte zum einen für einen messtechnischen Nachweis des im Dimensionierungs- oder Auslegungsverfahren angesetzten Elastizitätsmoduls des verwendeten Betons nach der Fertigstellung der Befestigung dienen. Zum anderen kann die Streuung des Elastizitätsmoduls neuer und bestehender Fahrbahnbefestigungen in Form einer Verteilungsfunktion ermittelt werden. Es ist vorstellbar, sowohl den mittleren Elastizitätsmodul verschiedener Platten untereinander zu vergleichen als auch einzelne Platten hinsichtlich eines über die Platte ungleichmäßigen Elastizitätsmoduls zu untersuchen. Dies könnte einen Ansatzpunkt für die Abschätzung der Ausfallrate der Befestigung liefern, wird vorausgesetzt, dass der gesamte betrachtete Teil der Befestigung gleichmäßig beansprucht wird und sich im Ermüdungsprozess aller Platten der Befestigung ein ähnlicher charakteristischer Verlauf einstellt. Demnach wären jene Platten zuerst vom Ausfall bedroht, deren mittlere Elastizitätsmoduln sich im unteren Bereich der Verteilungsfunktion anordnen, bzw. die einen über die Platte stark variierenden Elastizitätsmodul aufweisen.

Auch eine turnusmäßige zerstörungsfreie Ermittlung sowohl des mittleren Elastizitätsmoduls als auch von dessen Streuung an bestehenden Fahrbahnbefestigungen aus Beton ist mit dem Messsystem möglich. Wie bereits erläutert, gestattet dies zum einen das Abbilden eines Teils des charakteristischen Verlaufs des Elastizitätsmoduls und somit das qualitative Feststellen der aktuellen Phase im Verlauf der "cyclic creep curve". Zum anderen ließe sich die zeitliche Entwicklung lokaler Unterschiede des Ermüdungszustands der Fahrbahnbefestigung insgesamt sowie einzelner Platten untereinander untersuchen. Dies könnte die Grundlage für weitere Forschungen bezüglich des Zusammenhangs zwischen der Streuung des Elastizitätsmoduls und der Ausfallrate der Fahrbahnbefestigung bilden.

Vor allem in Hinblick auf wiederholende Messungen sowie Messungen an zahlreichen Platten besteht weiterer Entwicklungsbedarf zur Optimierung des Messsystems der Phase-Shift-Methode hinsichtlich einer schnelleren Durchführbarkeit der Messungen und eines geringeren Ressourcenaufwands. Insbesondere das Herstellen der Klebeverbindung zwischen Sensorik und Straßenoberfläche erfordert derzeit einen großen Zeitaufwand, der beispielsweise durch eine flexible Lösung zur Positionierung der Sensorik ohne Klebung vermieden werden könnte. Eine automatisierte Krafterregung würde zusätzlich den Messaufwand deutlich reduzieren. Es ist anzustreben, das Messsystem zu einem mobilen bzw. zu einem schnell fahrenden Messsystem weiterzuentwickeln.

In langfristiger Hinsicht ist eine tiefenabhängige Bestimmung des Elastizitätsmoduls mithilfe der Phase-Shift-Methode vorstellbar. Erste Untersuchungen zeigen den deutlichen Einfluss des zweischichtigen Aufbaus einer Straßenbetonplatte auf das Messergebnis der Phase-Shift-Methode. Die zuvor erläuterten Untersuchungen der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls als auch von dessen Streuung könnten somit für einzelne Schichten einer Fahrbahnbefestigung aus Beton getrennt vorgenommen werden. Es ließen sich somit nicht nur Aussagen hinsichtlich flächiger Unterschiede im Ermüdungsprozess einer einzelnen Platte sondern auch Aussagen über tiefenabhängige Unterschiede treffen. Dies würde die dreidimensionale Erfassung der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung ermöglichen.

Eine Zusammenführung der labormaßstäblichen und der großmaßstäblichen Untersuchungen stellt eine vielversprechende Vorgehensweise zur Substanzbewertung dar. So kann, wie zuvor erläutert, durch eine turnusmäßige zerstörungsfreie Messung des Elastizitätsmoduls einer Straßenbetonplatte mittels der

Phase-Shift-Methode in situ ein Teil der „cyclic creep curve“ abgebildet und anschließend der aktuelle Zeitpunkt im anhand des zuvor an zylindrischen Probekörpern bestimmten charakteristischen Verlaufs eingeordnet werden. Hierzu lassen sich beispielsweise die Krümmung des Verlaufs des Elastizitätsmoduls sowie (unter Kenntnis des anfänglichen Elastizitätsmoduls) die relative Abnahme des Elastizitätsmoduls als Vergleichsparameter zwischen der in situ ermittelten Ermüdungskurve und dem im Labor bestimmten charakteristischen Verlauf heranziehen. Durch ein regelmäßiges Wiederholen des Monitorings des Elastizitätsmoduls mittels der Phase-Shift-Methode ist der Verlauf der Ermüdungsfunktion noch sicherer abbildbar und bewertbar, was die Grundlage für eine sichere Restsubstanzbewertung zum Beispiel in Hinblick auf die Ausfallrate darstellt.

Um die konkrete Vorgehensweise zur Restsubstanzbewertung auf Grundlage zerstörungsfreier Messungen des Elastizitätsmoduls zu erarbeiten, besteht weiterer Forschungsbedarf. Einen zielführenden Ansatz stellt hierfür die Durchführung einer Messkampagne an einem Abschnitt einer Bundesautobahn dar. Hierbei können einerseits Untersuchungen zum Einfluss von Umgebungsfaktoren wie Temperatur, Sonneneinstrahlung und Feuchtigkeit auf das Messergebnis durchgeführt werden, um die Aussagekraft der mittels der Phase-Shift-Methode gewonnenen Ergebnisse zu erhöhen. Andererseits können durch eine langfristige und regelmäßige Messung des Elastizitätsmoduls mittels der Phase-Shift-Methode unter bekannten Rahmenbedingungen wie Verkehrszusammensetzung, Liegezeit, Temperaturverlauf und Feuchtigkeit weitere grundlegende Erkenntnisse zum Mess- und Bewertungsverfahren gewonnen werden. Hierbei erscheint nicht nur die Entwicklung des mittleren Elastizitätsmoduls der Straßenbefestigung als relevante Messgröße in Hinblick auf die Prognose der Ausfallrate, sondern auch die Entwicklung der Streuung des Elastizitätsmoduls innerhalb einzelner Platten sowie zwischen verschiedenen Platten. Durch eine zusätzliche Erhebung von Verkehrsdaten in Verbindung mit labormaßstäblichen Untersuchungen an Bohrkernen mittels des Spaltzug-Schwellversuchs kann eine umfassende Datenbasis geschaffen werden, die die Herstellung gesicherter Zusammenhänge zwischen der Entwicklung des Elastizitätsmoduls und den praxisrelevanten Parametern der Materialermüdung ermöglicht.

Zusammenfassend bietet die Phase-Shift-Methode ein hohes Potential, die Grundlage für die zerstörungsfreie Bewertung der strukturellen Substanz von Fahrbahnbefestigungen aus Beton in situ zu bilden. Zum einen ist es bereits zum jetzigen Zeitpunkt möglich, den Beton-Elastizitätsmodul über die gesamte Nutzungsdauer einer Straßenbefestigung zu monitorieren. Dies ermöglicht das teilweise Abbilden der „cyclic creep curve“ zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses als Basis für die Festlegung eines Versagenskriteriums auf Grundlage charakteristischer Verläufe, die mit dem Spaltzug-Schwellversuch gewonnen werden können. Zum anderen kann durch messtechnische Bestimmung von Degradations- und Ermüdungskurven an einer Vielzahl von Straßenbetonplatten ein Prognosemodell erstellt bzw. auf Basis empirisch erhobener Daten trainiert werden. Hierfür können beispielsweise neuronale Netze Anwendung finden, um multifunktionale Zusammenhänge zwischen der Materialcharakteristik (Rezeptur, Größtkorn, ...) und den Parametern des Ermüdungsprozesses (Verkehrsstärke, klimatische Bedingungen, ...) zu identifizieren. Hierbei können auch Ergebnisse aus FEM-Simulationen in die Prognose einfließen, um zum Beispiel Wechselwirkungen zwischen der Materialermüdung und der Beanspruchung des Materials zu berücksichtigen.

Unter Anwendung des Prognosemodells können perspektivisch Aussagen über den zukünftigen Verlauf des Ermüdungsprozesses von Beton-Straßenbefestigungen getroffen werden. Dies stellt eine grundlegende Voraussetzung dar, um vorhandene Betonfahrbahndecken hinsichtlich ihrer Restnutzungsdauer und neue Betonfahrbahndecken in Bezug auf ihre Dauerhaftigkeit einfach und zielsicher bewerten zu können.

9.3 Versagenskriterium

Für ein Prognoseverfahren, welches den charakteristischen Verlauf des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung nutzt, ist es sinnvoll, ein definiertes Versagenskriterium festzulegen, das den Zeitpunkt markiert, zu dem beispielsweise Maßnahmen der Erhaltung notwendig wären oder die Befestigung als ausgefallen gilt.

Es ist zum einen denkbar, hierfür den Wendepunkt im Verlauf des Elastizitätsmoduls über der Zeit oder der Lastwechselzahl heranzuziehen. Dieser ist jedoch nur sehr schwierig und ggfs. ungenau zu bestimmen, wenn nur ein begrenzter Teil des charakteristischen Verlaufs durch Messungen erfasst wurde. Gleiches

gilt für den Übergang der Phase II in die Phase III der „cyclic creep curve“. Zudem stellt sich der Wendepunkt im idealen Funktionsverlauf der "cyclic creep curve" verhältnismäßig früh bereits in der Mitte der Phase II ein.

Bessere Prognosen ließen sich auf Basis der Verminderung des Elastizitätsmoduls auf einen gewissen Prozentsatz des anfänglichen Elastizitätsmoduls treffen. Die durchgeführten Versuche in diesem Forschungsvorhaben haben gezeigt, dass diese Verminderung des Elastizitätsmodul sehr genau bestimmt und als Grundlage für das Herbeiführen definierter Ermüdungszustände im Versuch genutzt werden kann (Versuchsprogramm in der zweiten Generation). Für ein derartiges Versagenskriterium muss der anfängliche Elastizitätsmodul jedoch zwangsläufig bekannt sein. Es wäre problemlos möglich, diesen mithilfe der Phase-Shift-Methode an einer neu hergestellten Fahrbahnbefestigung aus Beton oder mithilfe des Eigenfrequenz- oder Ultraschalllaufzeit-Verfahrens an Bohrkernen kurz nach der Fertigstellung der Befestigung zu bestimmen. Allerdings gilt es zu beachten, dass hierbei zusätzlich die Effekte der Nacherhärtung berücksichtigt werden müssen, die zu einer degressiven Zunahme des Elastizitätsmoduls mit der Zeit führen und die ermüdungsbedingte Verminderung des Elastizitätsmoduls überlagern. Für bestehende Fahrbahnbefestigungen aus Beton kann der anfängliche Elastizitätsmodul nicht bestimmt werden. Es ist jedoch vorstellbar, diesen auf Grundlage der verwendeten Betonrezeptur abzuschätzen.

Als dritte Möglichkeit kommt in Betracht, das Versagenskriterium analog zum Dimensionierungs- und Prognoseverfahren im Asphaltstraßenbau auf Grundlage des Maximums im Verlauf des Energy Ratios zu definieren. Da jedoch der Verlauf des Energy Ratios durch Auftragen des Produkts des Elastizitätsmoduls mit der Lastwechselzahl über der Lastwechselzahl gebildet wird, müssten die ertragenen Lastwechselzahlen genau bekannt sein. Es ist vorstellbar, eine Abschätzung der ertragenen Lastwechselzahlen aus zusätzlichen Daten einer Verkehrserhebung sowie eines bekannten Achslastkollektivs vorzunehmen. Hierfür könnte die Berechnung einer äquivalenten Lastwechselzahl auf Grundlage mithilfe des 4.-Potenz-Gesetzes bestimmter äquivalenter Achslasten vorgenommen werden. Alternativ könnte das Energy Ratio nicht als Produkt des Elastizitätsmoduls mit der Lastwechselzahl sondern als Produkt mit der Zeit gebildet werden. Inwiefern sich in diesem Falle das Maximum im Verlauf des Energy Ratios bestimmen lässt, kann zu diesem Zeitpunkt nicht mit Bestimmtheit gesagt werden. Hierfür sind weitere Untersuchungen notwendig.

10 Literaturverzeichnis

- [ASTM C215-14] ASTM C215-14: "Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens", 2014
- [Ballard – 1975] Ballard, R. F., et al.: Seismic field methods for in situ moduli. Army Engineer Waterways Experiment Station Soils and Pavements Laboratory, Vicksburg, Mississippi, April 1975
- [Bazant / Schell – 1993] Bazant, Z. P.; Schell, W.F.: Failure Fracture of High-Strength Concrete and Size Effect, ACI Materials Journal, Vol. 90, No. 5, 1993.
- [Beton.org – 2020] InformationsZentrum Beton GmbH: www.beton.org; abgerufen am 03.12.2020
- [Blevins – 2001] Blevins, R. D.: "Formulas for natural frequency and mode shape", Reprint Edition 2001, Krieger Publishing Company, Malabar, FL 2001
- [Boileau – 1981] Boileau, P. E., Greiner, M., Leach, M. F.: A modified resonance method for determining elastic moduli. NDT International, Volume 4, Issue 2, 1981, Pages 43-48
- [Breitenbücher / Kunz – 2017] Breitenbücher, Rolf, and Sebastian Kunz. Auswirkungen dynamischer Beanspruchungen in Beton von Fahrbahndecken auf potenzielle Gefügeschädigungen. No. 1124. 2017.
- [BS 1881-209:1990] BS 1881-Part 209:1990: "Testing concrete. Part 209. Recommendations for the measurement of dynamic modulus of elasticity", British Standard, 1990
- [Chapman – 2003] Chapman, C. H.: „Yet another elastic plane-wave, layer-matrix algorithm“, Geophysical Journal International, Volume 154, Issue 1, July 2003, Pages 212-223, 2003
- [Cornelissen – 1984] Cornelissen, H. A. W. "Fatigue failure of concrete in tension." HERON, 29 (4), 1984 (1984).
- [Cornelissen / Reinhardt – 1984] Cornelissen, H. A. W., and H. W. Reinhardt. "Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant-amplitude and programme loading." Magazine of concrete Research 36.129 (1984): 216-226.
- [Cremer – 2010] Cremer, L.; Heckl, M.; Möser, M. (Hrsg.); Kropp, W. (Hrsg.): „Körperschall – Physikalische Grundlagen und technische Anwendungen“, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg 2010
- [Cuellar – 1997] Cuellar, V.: „Geotechnical applications of the spectral analysis of surface waves“, Modern geophysics in engineering geology, Geological Society Engineering Geology Special Publication No. 12, 53-62, 1997
- [Curbach – 1987] Curbach, M.: Festigkeitssteigerung von Beton bei hoher Belastungsgeschwindigkeit. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1987.
- [Danielewicz – 1994] Danielewicz, Ireneusz. Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 1994.
- [DIN 488 – 2009] DIN 488, Teil 3: Betonstahl; Betonstabstahl; Prüfungen. Beuth Verlag, Berlin, August 2009
- [DIN 1992-1-1 – 2011] DIN EN 1992-1-1:01/2011: „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010“, 2011

- [DIN 18134 – 2012] DIN 18134:2012-04; Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte – Plattendruckversuch. Beuth Verlag, Berlin, April 2012
- [DIN 50100 – 2016] DIN 50100: Werkstoffprüfung; Dauerschwingversuch, Begriffe, Zeichen, Durchführung, Auswertung. Beuth Verlag, Berlin, Dezember 2016
- [Elsmeier – 2019] Elsmeier, K.: „Einfluss der Probekörpererwärmung auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Vergussbeton“, Dissertation, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 19, Hannover 2019
- [FE 04.433 – 2009] FE 04.433/2009/DGB: „Grundlagen für eine vergleichende Bewertung der Restsubstanz von Fahrbahnbefestigungen in Betonbauweise nach mehrjähriger Verkehrsnutzung.“, 2009
- [Fitik – 2012] Fitik, Birol. Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich. Dissertation, Technische Universität München, 2012.
- [Gazetas – 1982] Gazetas, G.: Vibrational characteristics of soil deposits with variable wave velocity. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 6, 1-20,
<https://doi.org/10.1002/nag.1610060103>
- [Gudmarsson – 2014] Gudmarsson, A.: „Resonance Testing of Asphalt Concrete“, Doctoral Thesis, KTH Royal Institute of Technology Stockholm, 2014
- [Guénot-Delahaie – 1996] Guénot-Delahaie, Isabelle. Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton. Dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- [Haskell – 1953] Haskell, N. A.: „The dispersion of surface waves on multilayered media“, *Bulletin of the Seismological Society of America* (1953) 43(1):17-34, 1953
- [Hassan – 2013] Hassan, E.; et. al.: „Dynamic Mechanical Properties and Thermal Stability of Poly(lactic acid) and Poly(butylene succinate) Blends Composites“, *Journal of Fiber Bioengineering and Informatics* 6:1 (2013) 85-94, 2013
- [Hohberg – 2004] Hohberg, R.: „Zum Ermüdungsverhalten von Beton“, Dissertation TU Berlin, 2004
- [Holmen – 1982] Holmen, J. O.: "Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading", *Special Publication* 75 (1982): 71-110, 1982
- [Hosseini-Hashemi – 2010] Hosseini-Hashemi, Sh.; et. al.: "Exact closed-form frequency equations for thick circular plates using a third-order shear deformation theory", *Journal of Sound and Vibration* 329 (2010) 3382 – 3396, 2010
- [Hordijk – 1992] Hordijk, Dirk A. "Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses." *Heron* 37.1 (1992).
- [Hübelt – 2016] Hübelt, J., et. al.: "Innovationen im Straßenbau – Zerstörungsfreie Verfahren zur Bewertung der strukturellen Substanz", *Forschungsbericht, FE 88.0136/2014*, 2016
- [Hsu – 1981] Hsu, T. T. C.: „Fatigue of plain concrete“, *Journal Proceedings* Vol. 78, No. 4, 1981
- [Ibuk – 2010] Ibuk, H.: „Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung“, *Shaker-Verlag*, 2010
- [Illston / Sanders – 1973] Illston, J. M.; Sanders, P.: „The effect of temperature change upon the creep of mortar under torsional loading“, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 25, Issue 84, 1973

- [Keller / Menn – 1991] Keller, T.; Menn, C.: Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, 1991.
- [Kessler-Kramer – 2002] Kessler-Kramer, C.: „Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung“, Dissertation Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2002
- [Klausen – 1978] Klausen, D.: „Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung“, Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, 1978
- [Kohlhuber – 2012] Kohlhuber, M. M.: Ausbreitung elastischer Wellen in komplexen dünnwandigen Strukturen, Dissertation, Zentrum für Ingenieurwissenschaften der Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg 2012,
<http://dx.doi.org/10.25673/735>
- [Kolluru – 2000] Kolluru, S. V.; Popovics, J. S.; Shah, S. P.: „Determining Elastic Properties of Concrete Using Vibrational Resonance Frequencies of Standard Test Cylinders“, Cement, Concrete, and Aggregates, CCAGDP, Vol. 22, No. 2, December 2000, pp. 81-89, 2000
- [Kordina – 1958] Kordina, L. F. "Influence of time upon strength and deformation of concrete, Final report of RILEM Symposium 1958, München." RILEM Bulletin 9 (1960).
- [Leeuwen / Siemes – 1979] Leeuwen, J. Van; Siemes, A. J. M.: Miners rule with respect to plain concrete, Heron, Sterin Lab. Delft University of Technology, 24/1, Netherlands, 1979.
- [Leong – 2003] Leong, E. C.; et. al.: „In-situ measurement of shear wave velocities at two soft soil sites in Singapore“, 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Paper Number 161, 2003
- [Lindemann – 2016] Lindemann, J.; Hübel, J.: „Einrichtung zur zerstörungsfreien Prüfung zur Bestimmung der Haltbarkeit von Fahrbahnen“, Patentschrift DE 10 2013 015 461, 09/2016
- [Lindner – 2020] Lindner, P. G.: „Messverfahren zur Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls zylindrischer und plattenförmiger Probekörper“, Hochschule Mittweida, University of Applied Sciences, Masterarbeit, 2020
- [Lusche – 1972] Lusche, M.: Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Schriftreihe der Zementindustrie, Heft 39, 1972.
- [Lydon – 1986] Lydon, F. D., Balendran, R. V.: Some observations on elastic properties of plain concrete. Cement and Concrete Research, Volume 16, Issue 3, 1986, Pages 314-324, [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(86\)90106-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(86)90106-7)
- [Martínez-Martínez – 2010] Martínez-Martínez, J., Benavente, D., García-del-Cura, M. A.: Comparison of the static and dynamic elastic modulus in carbonate rocks. Bull Eng Geol Environ 71, 263–268 (2012);
<https://doi.org/10.1007/s10064-011-0399-y>
- [Maupin – 2016] Maupin, V.: „Surface Wave Inversion“, Encyclopedia of Earthquake Engineering, Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2016
- [McMechan – 1981] McMechan, G. A., Yedlin, M. J.: Analysis of Waves by Wave-Field Transformation. GEOPHYSICS (1981), 46(6):869,
<http://dx.doi.org/10.1190/1.1441225>
- [Mehmel / Kern – 1962] Mehmel, A.; Kern, E.: „Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung“, Ernst, Wilhelm & Sohn, 1962

- [Mehta – 2006] Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M.: Concrete. Microstructure Properties, and Materials. Third Edition, McGraw-Hill, New York 2006
- [Migliori – 1997] Migliori, A.; Sarrao, J. L.: "Resonant Ultrasound Spectroscopy: Applications to Physics, Materials Measurements, and Nondestructive Evaluation: Applications to Physics, Material Measurements and Nondestructive Evaluation", John Wiley & Sons, 1997
- [Mindlin – 1953] Mindlin, R. D.; Deresiewicz, H.: „Thickness-Shear and Flexural Vibrations of a Circular Disk“, Columbia University in the City of New York, Department of Civil Engineering, Office of Naval Research Project NR-064-388, Technical Report No. 11, 1953
- [Miner – 1945] Miner, M. A.: „Cumulative Damage in Fatigue“, Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, No. 1, 1945
- [Mitchell – 1961] Mitchell, N.B.: The indirect tension test for concrete. In: Journal of Materials Research and Standards (1961), Nr. Oct., S. 780-788
- [Müller – 2004] Müller, G., Möser, M.: Taschenbuch der Technischen Akustik. Dritte, erweiterte und überarbeitete Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg 2004, <https://doi.org/10.1007/978-3-642-18893-0>
- [Oneschkow – 2014] Oneschkow, N.: „Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung“, Zweite, für die elektronische Veröffentlichung leicht überarbeitete Fassung, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover, 2014
- [Ostermann – 2014] Ostermann, F.: Anwendungstechnologie Aluminium. 3. Auflage, Springer Vieweg, Berlin, Heidelberg 2014, <https://doi.org/10.1007/978-3-662-43807-7>
- [Ostrovsky – 2001] Ostrovsky, L.; et. al.: „Application of three-dimensional resonant acoustic spectroscopy method to rock and building materials“, The Journal of the Acoustical Society of America 110, 1770 (2001); doi: 10.1121/1.1402255
- [Palmgren – 1924] Palmgren, A.: „Die Lebensdauer von Kugellagern“, Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Band 68, Nr. 14, 1924
- [Paris / Erdogan – 1963] Paris, P. C., Erdogan, F.: A Critical Analysis of Crack Propagation Laws. Journal of Basic Engineering, ASME Trans. Series D, 85, 1963
- [Park – 1997] Park, C. B., et al.: Multichannel analysis of surface waves (MASW), A summary report of technical aspects, experimental results, and perspective. Kansas Geological Survey, January, 1997, Open-file Report #97-10, 1997
- [Park – 1998] Park, C. B., Miller, R. D., Xia, J.: Imaging dispersion curves of surface waves on multi-channel record. SEG Technical Program Expanded Abstracts 1998. January 1998, 1377-1380, <https://doi.org/10.1190/1.1820161>
- [Park – 1999] Park, C. B., Miller, R. D., Xia, J.: Multichannel analysis of surface waves. GEOPHYSICS (1999), 64(3):800, <http://dx.doi.org/10.1190/1.1444590>
- [Pfanner – 2003] Pfanner, D.: „Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung“, Forschungs-Bericht, VDI Reihe 4, Nr. 189, VDI-Verlag, Düsseldorf 2003
- [Pinto – 2015] Pinto, V. C.; et. al.: "Comparative failure analysis of PLA, PLA/GNP and PLA/CNT-COOH biodegradable nanocomposites thin films", Procedia Engineering 113 (2015) 635-642, 2015

- [Popovics – 1990] Popovics, S., Rose, J. L., Popovics, J. S.: The behaviour of ultrasonic pulses in concrete. *Cement and Concrete Research*, Volume 20, Issue 2, 1990, Pages 259-270, [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(90\)90079-D](https://doi.org/10.1016/0008-8846(90)90079-D)
- [Popovics – 1991] Popovics, S., Popovics, J. S.: Effect of stresses on the ultrasonic pulse velocity in concrete. *Materials and Structures* 24, 15–23 (1991), <https://doi.org/10.1007/BF02472676>
- [Prager – 2012] Prager, J., et al.: Einsatz geführter Wellen für die Ultraschallprüfung. *tm – Technisches Messen* 79 (2012) 5, Oldenbourg Wissenschaftsverlag 2012, <https://doi.org/10.1524/teme.2012.0168>
- [RDO Beton – 2009] Beton, RDO: „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton 09, Fassung 2009), Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, FGSV 497
- [Rehm / Zimbelmann – 1977] Rehm, G.; Zimbelmann, R.: Untersuchungen der für die Haftung zwischen Zuschlag und Zementmatrix maßgebenden Faktoren. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 283, 1977.
- [Reinhardt et al. – 1978] Reinhardt, H. W., et al. "Einfluss von Schwingbreite, Belastungshöhe und Frequenz auf die Schwingfestigkeit von Beton bei niedrigen Bruchlastwechselzahlen." *Betonwerk+ Fertigteil-Technik* 44.9 (1978): 498-503.
- [Rindel – 1992] Rindel, J. H.: Dispersion and absorption of structure-borne sound in acoustically thick plates. *Applied Acoustics*, Volume 41, Issue 2, 1994, Pages 97-111, [https://doi.org/10.1016/0003-682X\(94\)90063-9](https://doi.org/10.1016/0003-682X(94)90063-9)
- [Rogers – 1995] Rogers, W. P.: Elastic property measurement using Rayleigh-Lamb waves. *Res Nondestr Eval* 6, 185–208, 1995, <https://doi.org/10.1007/BF01606381>
- [Rossi – 1991] Rossi, P. "A physical phenomenon which can explain the mechanical behaviour of concrete under high strain rates." *Materials and Structures* 24.6 (1991): 422-424.
- [Rotilio – 1999] Rotilio, J. –D.: Contributions des actions variables aux déformations à long terme des ponts en béton, Thèse No 1870, Ecole Polytechnique de Lausanne, Suisse, 1999.
- [Rydén – 2003] Rydén, N., et al.: Lamb Wave Analysis for Non-Destructive Testing of Concrete Plate Structures. *Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems 2003* <https://doi.org/10.4133/1.2923224>
- [Rydén – 2009] Ryden, N.: „Determining the asphalt mastercurve from free-free resonant testing on cylindrical samples“, *NDTCE'09, Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, Nantes, France, June 30th – July 3rd, 2009
- [Rydén – 2011] Ryden, N.: „Resonant frequency testing of cylindrical asphalt samples“, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, April 2011, doi: 10.1080/19648189.2011.9693349
- [Schläfli – 1999] Schläfli, M.: Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton. *Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne*, Lausanne, 1999
- [Schneider / Marx – 2019] Schneider, S.; Marx, S.: „Betonermüdung unter verschiedenen Belastungsfrequenzen und -pausen“, *Beiträge zur 7. DAfStb-Jahrestagung mit 60. Forschungskolloquium*. Hannover 2019, doi: <https://doi.org/10.15488/5525>

- [Senjanovic – 2014] Senjanovic, I.; et. al.: "Natural vibrations of thick circular plate based on the modified Mindlin theory", Arch. Mech., 66, 6, pp. 389-409, Warszawa 2014
- [Siemes – 1982] Siemes, A. J. M. "Fatigue of plain concrete in uniaxial compression." I-ABSE Report 37 (1982): 283-292.
- [Suaris / Fernando – 1987] Suaris, W.; Fernando, W.: „Ultrasonic Pulse Attenuation as a Measure of Damage Growth during Cyclic Loading of Concrete”, ACI Materials Journal 84.3 (1987), 185-193
- [Sylomer® SR 1200] Getzner Werkstoffe GmbH (Hrsg.): Sylomer® SR 1200 Werkstoffdatenblatt
- [Thiele – 2016] Thiele, M.: "Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen", Dissertation TU Berlin, 2016
- [Thies – 2019] Thies, A., et al.: Development of a quick and non-invasive measurement method for the extraction of the dispersion relation in CLT plates for the evaluation of the elastic parameters. Proceedings of the 23rd International Congress on Acoustics: integrating 4th EAA Euroregio 2019: 9-13 September 2019, Aachen, <https://doi.org/10.18154/RWTH-CONV-239101>
- [TL Pflaster-StB 06/15] TL Pflaster-StB 06/15. Technische Lieferbedingungen für Bauprodukte zur Herstellung von Pflasterdecken, Plattenbelägen und Einfassungen. Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, FGSV 643.
- [TL SoB-StB 20] TL SoB-StB 20. Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau. Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, FGSV 697.
- [TP Asphalt-StB – 2018] TP Asphalt-StB 2016: Technische Prüfvorschriften für Asphalt. Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, FGSV 756.
- [TP B-StB – 2016] TP B-StB 2016: Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweisen. Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, FGSV 893.
- [Uhlig – 2018] Uhlig, W.: „Grundlagen für Lastannahmen zur Dimensionierung von Straßenbefestigungen“, Manuskript zur Dissertation, TU Dresden, 2018
- [Urban – 2014] Urban, S.; et. al.: „Monitoring des realen Grades der Ermüdungsschädigung in Betonstrukturen: Forschungsprojekt MOSES“, Beton- und Stahlbetonbau 109.7 (2014): 473-485, 2014
- [Vagnini – 2017] Vagnini, F.: „Comparing -p transform and phase-shift methods for imaging dispersion in MASW”, Patentschrift DE 10 2013 015 461 University of Bologna - Scuola di Ingegneria-Architettura, 2017
- [Van Breugel – 1993] Van Breugel, Klaas. "Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials." (1993): 0785-0785.
- [von der Haar et al. – 2015] von der Haar, C.; et al.: „Untersuchungen eines höherfesten Normalbetons“, Beton- und Stahlbetonbau Vol. 110, Issue 10, 2015
- [von der Haar – 2016] von der Haar, C.; Marx, S.: „Untersuchungen zur Steifigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit dynamisch beanspruchter Betonproben“, Beton- und Stahlbetonbau 111.3 (2016): 141-148, 2016
- [Walraven et al. – 1987] Walraven, Joost, et al. "Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members." PCI journal (1987): 66-83.

- [Wathelet – 2004] Wathelet, M.; Jongmans, D.; Ohrnberger, M.: „Surface-wave inversion using a direct search algorithm and its application to ambient vibration measurements”, *Near Surface Geophysics*, 2004, 211-221, 2004
- [Weigler / Freitag – 1975] Weigler, H. & W. Freitag (1975). Dauerschwell- und Betriebsfestigkeit von Konstruktions-Leichtbeton. Heft 247. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Verlag von Wilhelm und Sohn, Berlin.
- [Weigler / Karl – 1989] Weigler, H.; Karl, S.: „Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau“, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin 1989
- [Wellner – 2019] Wellner, Frohmüt. „Vorlesungsskript zum Modul BIW 2-07.“ Professur für Straßenbau, Institut für Stadtbauwesen und Straßenbau, Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden (2019)
- [Wesche – 1996] Wesche, Karlhans. "Baustoffe für tragende Bauteile Grundlagen 1." Bauverlag, Wiesbaden 145 (1996).
- [Wesche / Krause – 1972] Wesche, K., and K. Krause. "Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Beton." *Materialprüfung* 14.7 (1972): 212-218.
- [Wittmann – 1983] Wittmann, F. H. "Structure of concrete with respect to crack formation." *Fracture mechanics of concrete* 43.5 (1983): 6.
- [Wöhler – 1870a] Wöhler, A. "Achsen, deren Dimensionen, Form der Achsschenkel, Material, in Handbuch für Spezielle Eisenbahn-Technik. 2. Band. Der Eisenbahn-Wagenbau in seinem ganzen Umfange. E. Heusinger von Waldegg Hrsg. Verlag Wilhelm Engelmann." (1870).
- [Wöhler – 1870b] Wöhler, A.: Über die Festigkeits-Versuche mit Eisen und Stahl. *Zeitschrift für Bauwesen*, XX, 1870, S. 73-106.
- [Wöhler – 1870c] Wöhler, A.: Über die Festigkeitsversuche mit Stahl und Stahl. Auf Anordnung des Ministeriums für Handel, Gewerbe u. öffentliche Arbeiten, Ernst und Korn, 1870.
- [Wöhler – 1958] Wöhler, A.: Versuche zur Ermittlung der auf die Eisenbahnwagen-Achse einwirkenden Kräfte und der Widerstandsfähigkeit der Wagen-Achse. *Zeitschrift für Bauwesen* 8, 1958, S. 641 – 652.
- [Zadler – 2004] Zadler, B. J.; et. al.: „Resonant Ultrasound Spectroscopy: theory and application”, *Geophys. J. Int.* (2004) 156, 154-169, doi: 10.1111/j.1365-246X.2004.02093.x
- [Zhang / Wu – 1997] Zhang, B.; Wu, K.: Residual fatigue strength and stiffness of ordinary concrete under bending. *Cement and Concrete Research*, Vol. 27 (1), 115-126, 1997, doi.org/10.1016/S0008-8846(96)00183-4

11 Abbildungsverzeichnis

| | | |
|-----------------|--|----|
| Abbildung 2.1: | Kraft-Verformungsfunktion eines verformungsgeregelten Druckversuches | 22 |
| Abbildung 2.2: | Spannungs-Verformungsfunktion eines kraftgeregelten Zugversuches | 22 |
| Abbildung 2.3: | Spannungs-Dehnungs-Funktion von Beton..... | 23 |
| Abbildung 2.4: | Charakteristische Kenngrößen bei periodischer Beanspruchung..... | 24 |
| Abbildung 2.5: | Beanspruchungsarten für Dauerschwingversuche | 24 |
| Abbildung 2.6: | Schematisch dargestellte Wöhlerlinie eines metallischen Baustoffs | 25 |
| Abbildung 2.7: | Kräfte spiel an der Fahrbahn und resultierende Biegezugbeanspruchung | 26 |
| Abbildung 2.8: | Schematische Veranschaulichung der qualitativen Verläufe der Wöhlerlinien | 26 |
| Abbildung 2.9: | Steifigkeitsentwicklung bei Ermüdungsbeanspruchung | 28 |
| Abbildung 2.10: | Experimentell bestimmter Steifigkeitsabfall | 29 |
| Abbildung 2.11: | Experimentell bestimmte Zunahme der Dehnungen..... | 29 |
| Abbildung 2.12: | Experimentell bestimmter Steifigkeitsabfall | 29 |
| Abbildung 2.13: | Experimentell bestimmte Zunahme der Dehnungen..... | 30 |
| Abbildung 2.14: | Fortlaufende Veränderung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung..... | 31 |
| Abbildung 2.15: | Pivot-Punkt | 31 |
| Abbildung 2.16: | Hypothese gleicher in Schädigung dissipierter Energien | 31 |
| Abbildung 2.17: | Prinzipieller Verlauf der Schadensakkumulationshypothese..... | 32 |
| Abbildung 2.18: | Schematische Darstellung für die Rissfortschrittsgeschwindigkeit | 33 |
| Abbildung 2.19: | Veranschaulichung der Betrachtung des Baustoffs Beton | 34 |
| Abbildung 2.20: | Strukturmodell der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Betonmatrix | 35 |
| Abbildung 2.21: | Korngrenzeffekt..... | 35 |
| Abbildung 2.22: | Setzungseffekt | 35 |
| Abbildung 2.23: | Mikrorisse durch mechanische Inkompatibilität | 36 |
| Abbildung 2.24: | Mikrorisse aus thermischer und hygrischer Inkompatibilität..... | 36 |
| Abbildung 2.25: | Spannungsverteilung des Betonmodells | 37 |
| Abbildung 2.26: | Modell der Rissbildung (Zuschlagskorn) | 39 |
| Abbildung 2.27: | Entstehen von axialen Mörtelrissen an den Matrix-Kegelspitzen | 39 |
| Abbildung 2.28: | Längsspannungsinduzierte Rissentstehung in der Kontaktzone | 39 |
| Abbildung 2.29: | Dreiphasiger, S-förmiger Verlauf der Ultraschallgeschwindigkeiten | 41 |
| Abbildung 2.30: | Ultraschalllaufzeitmessung der Rayleigh-Welle eines Vierpunkt-Biegebalkens..... | 41 |
| Abbildung 2.31: | Abnahme des relativen dynamischen E-Moduls infolge zyklischer Belastung..... | 42 |
| Abbildung 2.32: | Wellenausbreitung im isotropen Halbraum bei punktueller Anregung | 44 |
| Abbildung 2.33: | Messaufbau zur Bestimmung der Eingangsimpedanz und der Eigenfrequenzen | 45 |
| Abbildung 2.34: | Messaufbau zur Bestimmung der Transferimpedanz zylindrischer Probekörper | 46 |
| Abbildung 2.35: | Mögliche Kraft-Anregungsposition (F) und Beschleunigungs-Messposition | 49 |
| Abbildung 2.36: | Hybrides Modell zur Bestimmung des E-Moduls zylindrischer Probekörper..... | 52 |
| Abbildung 2.37: | Validierung des hybriden Modells mittels Referenz-Simulation..... | 52 |
| Abbildung 2.38: | Berechnete Eigenfrequenz bzw. Abweichung der berechneten Eigenfrequenzen..... | 53 |
| Abbildung 2.39: | Teilchenauslenkung bei Ausbreitung einer Biegewelle | 54 |
| Abbildung 2.40: | Teilchenauslenkung und Deformation bei Ausbreitung einer Rayleigh-Welle..... | 54 |
| Abbildung 2.41: | Vertikalprofil der Rayleigh-Welle | 55 |
| Abbildung 2.42: | Teilchenauslenkung bei Ausbreitung einer Lamb-Welle | 55 |
| Abbildung 2.43: | Lamb-Wellen-Dispersionskurven | 56 |
| Abbildung 3.1: | Straßenbetonprobekörper für die Voruntersuchungen..... | 60 |
| Abbildung 3.2: | Ultraschallmessgerät der Firma GEOTRON-ELEKTRONIK | 60 |
| Abbildung 3.3: | Messaufbau zur Bestimmung der Longitudinal-Eigenfrequenzen | 63 |
| Abbildung 3.4: | Spannung-(Kolben)Weg-Kurven der 15 getesteten Betonzylinderscheiben | 65 |
| Abbildung 3.5: | Bruchbilder der 15 getesteten Betonzylinderscheiben..... | 66 |
| Abbildung 3.6: | 9-Platten-Modell des ISS der TU Dresden | 67 |
| Abbildung 3.7: | Im 9-Platten-Modell generiertes Verformungsbild (Aufwölben) | 67 |
| Abbildung 3.8: | Im 9-Platten-Modell generiertes Verformungsbild (Aufwölben) | 69 |
| Abbildung 3.9: | Zugspannungen an den Unterseiten und der Längsscheinfuge | 70 |
| Abbildung 3.10: | Zugspannungen an den Unterseiten und der Längsscheinfuge | 71 |
| Abbildung 3.11: | Schematische Darstellung des Spaltzug-Schwellversuchs..... | 73 |
| Abbildung 3.12: | Schematische Darstellung der Messpunkte beim Ultraschalllaufzeit-Verfahren | 73 |

| | | |
|-----------------|---|-----|
| Abbildung 3.13: | Versuchsaufbau für Ultraschalllaufzeit-Verfahren am eingebauten Probekörper..... | 74 |
| Abbildung 3.14: | Positionsgenaueres Applizieren der Ultraschallprüfköpfe | 74 |
| Abbildung 3.15: | Schema des Versuchsprogrammes des Spaltzug-Schwellversuches | 76 |
| Abbildung 3.16: | Schema des optimierten Versuchsprogrammes | 78 |
| Abbildung 3.17: | Probekörper nach Ermüdung und Schädigung | 78 |
| Abbildung 3.18: | Messaufbau sowie jeweilige betrachtete Eigenform für die drei Messmethoden | 79 |
| Abbildung 3.19: | Messaufbau zur Bestimmung der Probekörper-Eigenfrequenzen | 80 |
| Abbildung 3.20: | Messaufbau zum Vergleich der gemessenen Eigenfrequenzen..... | 81 |
| Abbildung 3.21: | Messergebnis der Eigenfrequenzmessung für M2..... | 81 |
| Abbildung 3.22: | Messaufbau zur Bestimmung der Eigenfrequenzen des SZSV-Prüfstands | 83 |
| Abbildung 3.23: | Gemessene Schalldruckpegel-Spektren zweier Mikrofone | 83 |
| Abbildung 3.24: | Im ausgebauten Zustand gemessene E-Moduln verschiedener Probekörper | 84 |
| Abbildung 3.25: | Gemessener E-Modul im ausgebauten bzw. eingebauten Zustand | 85 |
| Abbildung 3.26: | Im Spaltzug-Schwellversuch eingebauter Aluminium-Probekörper | 87 |
| Abbildung 3.27: | Ultraschall-Amplituden-Zeitverlauf im Bereich des zu erwartenden Ersteinsatzes..... | 87 |
| Abbildung 3.28: | Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl | 88 |
| Abbildung 3.29: | Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent..... | 89 |
| Abbildung 3.30: | Eigenfrequenz über Lastwechselzahl..... | 94 |
| Abbildung 3.31: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 95 |
| Abbildung 3.32: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 95 |
| Abbildung 3.33: | Anzahl aussortierter Peaks | 96 |
| Abbildung 3.34: | Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl | 97 |
| Abbildung 3.35: | Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent..... | 97 |
| Abbildung 3.36: | Eigenfrequenz über Lastwechselzahl..... | 99 |
| Abbildung 3.37: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 99 |
| Abbildung 3.38: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 100 |
| Abbildung 3.39: | Anzahl aussortierter Peaks | 100 |
| Abbildung 3.40: | Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl | 101 |
| Abbildung 3.41: | Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent..... | 101 |
| Abbildung 3.42: | Eigenfrequenz über Lastwechselzahl..... | 103 |
| Abbildung 3.43: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 103 |
| Abbildung 3.44: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 104 |
| Abbildung 3.45: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 104 |
| Abbildung 3.46: | Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand..... | 105 |
| Abbildung 3.47: | Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand..... | 105 |
| Abbildung 3.48: | Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl | 106 |
| Abbildung 3.49: | Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent..... | 106 |
| Abbildung 3.50: | Eigenfrequenz über Lastwechselzahl..... | 107 |
| Abbildung 3.51: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 107 |
| Abbildung 3.52: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 108 |
| Abbildung 3.53: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 108 |
| Abbildung 3.54: | Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand..... | 109 |
| Abbildung 3.55: | Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand..... | 109 |
| Abbildung 3.56: | Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl | 110 |
| Abbildung 3.57: | Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent..... | 110 |
| Abbildung 3.58: | Eigenfrequenz über Lastwechselzahl..... | 111 |
| Abbildung 3.59: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 111 |
| Abbildung 3.60: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 112 |
| Abbildung 3.61: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 112 |
| Abbildung 3.62: | Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand..... | 113 |
| Abbildung 3.63: | Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand..... | 113 |
| Abbildung 3.64: | Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl | 114 |
| Abbildung 3.65: | Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent..... | 114 |
| Abbildung 3.66: | Eigenfrequenz über Lastwechselzahl..... | 115 |
| Abbildung 3.67: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 116 |
| Abbildung 3.68: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 116 |
| Abbildung 3.69: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 117 |

| | | |
|-----------------|---|-----|
| Abbildung 3.70: | Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand..... | 117 |
| Abbildung 3.71: | Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand..... | 118 |
| Abbildung 3.72: | Gemessener E-Modul in GPa in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl | 119 |
| Abbildung 3.73: | Gemessener E-Modul relativ zum jeweiligen Anfangswert in Prozent..... | 119 |
| Abbildung 3.74: | Eigenfrequenz über Lastwechselzahl | 120 |
| Abbildung 3.75: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 120 |
| Abbildung 3.76: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 121 |
| Abbildung 3.77: | Standardabweichung über mehrfaches Anschlagen des Probekörpers | 121 |
| Abbildung 3.78: | Anzahl aussortierter Peaks im eingebauten Zustand..... | 122 |
| Abbildung 3.79: | Anzahl aussortierter Peaks im ausgebauten Zustand..... | 122 |
| Abbildung 3.80: | Spannung-(Kolben)Weg-Funktionen..... | 124 |
| Abbildung 3.81: | Vergleich der Abweichungen | 126 |
| Abbildung 4.1: | Kontinuierliches Anwachsen der Kraftamplitude der Prüfmaschine | 130 |
| Abbildung 4.2: | Zunahme der in den Probekörper eingetragenen Energie | 131 |
| Abbildung 4.3: | Verlauf der am Probekörper verrichteten, mittleren Arbeit | 131 |
| Abbildung 4.4: | Probekörper TU23-1 - gemessener E-Modul | 132 |
| Abbildung 4.5: | Probekörper TU04-1 - gemessener E-Modul | 132 |
| Abbildung 4.6: | Probekörper TU19-1 - gemessener E-Modul | 133 |
| Abbildung 4.7: | Probekörper TU24-1 - gemessener E-Modul | 133 |
| Abbildung 4.8: | Temperaturzunahme eines hochfesten Vergussbetons..... | 135 |
| Abbildung 4.9: | Probekörpertemperaturen eines höherfesten Normalbetons | 135 |
| Abbildung 4.10: | Temperaturänderungen der Versuche ohne Belastungspause..... | 136 |
| Abbildung 4.11: | Temperaturänderungen der Versuche mit Belastungspause | 136 |
| Abbildung 4.12: | Messtechnisch festgehaltene Oberflächentemperaturänderung | 137 |
| Abbildung 4.13: | Einfluss von Temperaturänderungen auf die Verformungen..... | 138 |
| Abbildung 4.14: | Verformungen von Mörtelproben | 138 |
| Abbildung 4.15: | Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der Spaltzugfestigkeiten | 140 |
| Abbildung 4.16: | Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Spaltzugfestigkeit | 142 |
| Abbildung 4.17: | Vorgehensweise zur Ermittlung der abgeschätzten ursprünglichen Festigkeit | 143 |
| Abbildung 4.18: | Abgeschätzte Verschiebung der ursprünglichen Festigkeit | 144 |
| Abbildung 4.19: | Beziehung zwischen Restfestigkeit und relativer Lastwechselzahl | 144 |
| Abbildung 4.20: | Abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit für Betonrezeptur 2 | 148 |
| Abbildung 4.21: | Abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit für Betonrezeptur 3 | 151 |
| Abbildung 4.22: | Charakteristische Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls..... | 152 |
| Abbildung 4.23: | Verteilung der einzelnen E-Modul-Verläufe der ersten Betonrezeptur | 154 |
| Abbildung 4.24: | Verteilung der einzelnen E-Modul-Verläufe der zweiten Betonrezeptur | 154 |
| Abbildung 4.25: | Verteilung der einzelnen E-Modul-Verläufe der dritten Betonrezeptur | 154 |
| Abbildung 5.1: | Versuchsaufbau für messtechnische Voruntersuchungen an Aluminium-Streifen | 159 |
| Abbildung 5.2: | Messaufbau an Aluminium-Streifen 1 | 159 |
| Abbildung 5.3: | Dispersionsplot Aluminium-Streifen 1 mit einer Breite von 100 mm..... | 160 |
| Abbildung 5.4: | Dispersionsplot Aluminium-Streifen 2 mit einer Breite von 50 mm..... | 160 |
| Abbildung 5.5: | Schwingform der ersten Biege-Eigenmode eines Aluminium-Streifens..... | 161 |
| Abbildung 5.6: | Messpunkte der Phasengeschwindigkeit an Aluminium-Streifen 1 | 161 |
| Abbildung 5.7: | Messpunkte der Phasengeschwindigkeit an Aluminium-Streifen 2 | 162 |
| Abbildung 5.8: | Straßenbetonplatte..... | 162 |
| Abbildung 5.9: | Straßenbetonplatte, Bohrkern-Entnahmestellen und Messstrecke | 163 |
| Abbildung 5.10: | Aus Straßenbetonplatte entnommene Bohrkern..... | 163 |
| Abbildung 5.11: | Versuchsaufbau zur Messung an der Straßenbetonplatte | 165 |
| Abbildung 5.12: | Dispersionsplot aus Messung an Straßenbetonplatte..... | 166 |
| Abbildung 5.13: | Ermittelter E-Modul der einzelnen Messpunkte..... | 167 |
| Abbildung 5.14: | Häufigkeitsverteilung der ermittelten Werte des E-Moduls | 167 |
| Abbildung 5.15: | Messpunkte der Phasengeschwindigkeit der Straßenbetonplatte..... | 168 |
| Abbildung 5.16: | Messpunkte der Lamb-Wellenlänge der Straßenbetonplatte | 169 |
| Abbildung 5.17: | Ermittelter E-Modul der einzelnen Messpunkte der Unterschicht..... | 170 |
| Abbildung 5.18: | Häufigkeitsverteilung der ermittelten Werte des E-Moduls der Unterschicht | 171 |
| Abbildung 5.19: | Messpunkte der Phasengeschwindigkeit | 171 |
| Abbildung 5.20: | Ermittelter E-Modul der einzelnen Messpunkte der Oberschicht | 172 |

| | | |
|-----------------|---|-----|
| Abbildung 5.21: | Häufigkeitsverteilung der ermittelten Werte des E-Moduls der Oberschicht | 172 |
| Abbildung 5.22: | Messpunkte der Phasengeschwindigkeit..... | 173 |
| Abbildung 5.23: | E-Modul aus Eigenfrequenz-Verfahren, Eigenfrequenz-Messung..... | 174 |
| Abbildung 5.24: | E-Modul aus Eigenfrequenz-Verfahren, Spaltzug-Schwellversuch | 175 |
| Abbildung 5.25: | E-Modul aus Eigenfrequenz-Verfahren, Ultraschalllaufzeit-Verfahren..... | 177 |
| Abbildung 6.1: | Schema und Abmaße des großmaßstäblichen Versuchsstandes | 178 |
| Abbildung 6.2: | Konstruktiver Schichtenaufbau des großmaßstäblichen Versuchsstands | 179 |
| Abbildung 6.3: | FE-Modell der zu betonierenden großformatigen Probekörper | 180 |
| Abbildung 6.4: | Simuliertes Verformungsbild des Schichtenpaketes im Modell | 181 |
| Abbildung 6.5: | Vergleich der gemessen mit den simulierten Setzungen des Schichtenpaketes | 181 |
| Abbildung 6.6: | Im Modell simuliertes Verformungs- und Beanspruchungsbild..... | 182 |
| Abbildung 6.7: | Im Modell simuliertes Verformungs- und Beanspruchungsbild der Betonplatte | 183 |
| Abbildung 6.8: | Geschalte Rechteckprofile für die Betonage der großformatigen Betonprobekörper . | 184 |
| Abbildung 6.9: | Mischen der einzelnen Betonchargen mittels Zwangsmischer | 185 |
| Abbildung 6.10: | Transport des Frischbetons vom Zwangsmischer | 185 |
| Abbildung 6.11: | Positionierung des Betonsilos über dem großmaßstäblichen Versuchsstand..... | 185 |
| Abbildung 6.12: | Einfüllen der ersten Charge Frischbeton | 185 |
| Abbildung 6.13: | Einfüllen vier weiterer Chargen Frischbeton in das geschalte Profil der Betonplatte . | 185 |
| Abbildung 6.14: | Verdichtung der Betonplatte mittels Rüttelflasche | 185 |
| Abbildung 6.15: | Oberflächenherstellung mittels Reibebrett..... | 186 |
| Abbildung 6.16: | Abschließendes Abdecken der betonierten Probekörper | 186 |
| Abbildung 6.17: | Finales Versuchs-Setup der großmaßstäblichen Versuche | 187 |
| Abbildung 6.18: | Zeitlicher Kraftverlauf des ersten Belastungszyklus..... | 187 |
| Abbildung 6.19: | Messpositionen der DMS und der IWA sowie Position des Laststempels | 190 |
| Abbildung 6.20: | Gerissener Zustand des Betonplattenstreifens nach Erhöhung der Oberlast | 191 |
| Abbildung 6.21: | Messpositionen für die Ultraschalllaufzeitmessungen..... | 191 |
| Abbildung 6.22: | Messen der Ultraschalllaufzeiten am Betonplattenstreifen..... | 191 |
| Abbildung 6.23: | Absolute sowie relative Änderung des mittleren dynamischen E-Moduls | 192 |
| Abbildung 6.24: | Absolute Änderung des dynamischen E-Moduls | 193 |
| Abbildung 6.25: | Kraft- und DMS-Signale am Betonplattenstreifen | 194 |
| Abbildung 6.26: | IWA- und Temperatursignale am Betonplattenstreifen | 195 |
| Abbildung 6.27: | Gefittete Biegelinien des Betonplattenstreifens | 196 |
| Abbildung 6.28: | Aus den Biegelinien abgeleitete Krümmungsverläufe am Betonplattenstreifen | 196 |
| Abbildung 6.29: | Aus Gl. (6.7) ermittelter relativer E-Modul des Betonplattenstreifens | 197 |
| Abbildung 6.30: | Versuchsaufbau zur Durchführung der Phase-Shift-Methode am Plattenstreifen | 198 |
| Abbildung 6.31: | Versuchsaufbau zur Durchführung der Phase-Shift-Methode am Plattenstreifen | 198 |
| Abbildung 6.32: | Dispersionsplot Betonplattenstreifen; 0 LW | 200 |
| Abbildung 6.33: | Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle am Betonplattenstreifen | 200 |
| Abbildung 6.34: | E-Modul des Betonplattenstreifens | 200 |
| Abbildung 6.35: | Mittlerer E-Modul des Betonstreifens im Verlauf des Ermüdungsprozesses..... | 201 |
| Abbildung 6.36: | E-Modul in verschiedenen Stadien der Ermüdung; 7 kHz bis 20 kHz..... | 203 |
| Abbildung 6.37: | E-Modul in verschiedenen Stadien der Ermüdung; 25 kHz bis 40 kHz..... | 203 |
| Abbildung 6.38: | Messpositionen der DMS und der IWA sowie Position des Laststempels | 204 |
| Abbildung 6.39: | Kraft- und DMS-Signale an der Betonplatte | 205 |
| Abbildung 6.40: | IWA- und Temperatursignale an der Betonplatte..... | 206 |
| Abbildung 6.41: | Gefittete Biegelinien der Betonplatte..... | 207 |
| Abbildung 6.42: | Aus den Biegelinien abgeleitete Krümmungsverläufe an der Betonplatte | 207 |
| Abbildung 6.43: | Aus Gl. (6.7) ermittelter relativer E-Modul der Betonplatte | 208 |
| Abbildung 6.44: | Versuchsaufbau zur Durchführung der Phase-Shift-Methode an der Betonplatte..... | 209 |
| Abbildung 6.45: | Versuchsaufbau zur Durchführung der Phase-Shift-Methode an der Betonplatte..... | 209 |
| Abbildung 6.46: | Dispersionsplot Betonplatte; Setup 1; 0 LW | 210 |
| Abbildung 6.47: | Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle an Betonplatte; Setup 1 | 210 |
| Abbildung 6.48: | E-Modul der Betonplatte; Setup 1 | 210 |
| Abbildung 6.49: | Dispersionsplot Betonplatte; Setup 2; 0 LW | 211 |
| Abbildung 6.50: | Phasengeschwindigkeit der Lamb-Welle an Betonplatte; Setup 2 | 211 |
| Abbildung 6.51: | E-Modul der Betonplatte; Setup 2 | 212 |
| Abbildung 6.52: | Mittlerer E-Modul der Betonplatte im Verlauf des Ermüdungsprozesses | 213 |

| | | |
|-----------------|---|-----|
| Abbildung 6.53: | Mittlerer relativer E-Modul der Betonplatte im Verlauf des Ermüdungsprozesses | 213 |
| Abbildung 6.54: | Mittlerer E-Modul der Betonplatte für verschiedene Frequenzbereiche..... | 214 |
| Abbildung 6.55: | Prozentuale Abnahme des mittleren E-Moduls bezogen auf den Anfangswert | 214 |
| Abbildung 7.1: | Maximale und minimale Beanspruchungen der mittleren Betonplatte..... | 216 |
| Abbildung 7.2: | Im 9-Platten-Modell generierter Spannungsverlauf | 221 |
| Abbildung 7.3: | Im 9-Platten-Modell generierter Spannungsverlauf | 221 |

12 Tabellenverzeichnis

| | | |
|--------------|--|-----|
| Tabelle 2.1: | Einteilung der Formänderungen nach [Kordina – 1958]..... | 21 |
| Tabelle 2.2: | Eigenfrequenzen zylindrischer Beton-Probekörper..... | 47 |
| Tabelle 2.3: | Eigenfrequenzen zylindrischer Probekörper möglicher Test-Materialien | 48 |
| Tabelle 3.1: | Dynamischer E-Modul der Betonzylinder | 61 |
| Tabelle 3.2: | E-Modul und Poissonzahl | 63 |
| Tabelle 3.3: | Konfiguration des 9-Platten-Modells zur Abschätzung der Praxisrelevanz..... | 69 |
| Tabelle 3.4: | Mittels Mikrofon bzw. Beschleunigungssensor gemessene Eigenfrequenzen | 82 |
| Tabelle 3.5: | Ergebnis Messung der Einbau-Wiederholbarkeit für sechsfachen Aus- und Einbau.... | 86 |
| Tabelle 3.6: | Mittels verschiedener Verfahren gemessener E-Modul des Aluminium-Probekörpers. | 87 |
| Tabelle 3.7: | Vergleich des angesetzten und tatsächlichen Beanspruchungsniveaus..... | 125 |
| Tabelle 4.1: | Angesetztes Beanspruchungsniveau der Probekörper der ersten Rezeptur | 141 |
| Tabelle 4.2: | Abgeschätzte Spaltzug-Festigkeit der Probekörper aus Betonrezeptur 2..... | 147 |
| Tabelle 4.3: | Abgeschätztes Beanspruchungsniveau der Probekörper aus Betonrezeptur 2 | 147 |
| Tabelle 4.4: | Abgeschätzte Spaltzug-Festigkeit der Probekörper aus Betonrezeptur 2..... | 150 |
| Tabelle 4.5: | Abgeschätztes Beanspruchungsniveau der Probekörper aus Betonrezeptur 3 | 150 |
| Tabelle 5.1: | Resultierender E-Modul für Aluminium-Streifen 1 und Aluminium-Streifen 2..... | 162 |
| Tabelle 5.2: | Eigenschaften der Bohrkerne | 164 |
| Tabelle 5.3: | Eigenschaften der Zylinderscheiben | 164 |
| Tabelle 5.4: | Ergebnis der Bestimmung des E-Moduls der gesamten Platte | 167 |
| Tabelle 5.5: | Ergebnis der Bestimmung des E-Moduls der Unterschicht | 170 |
| Tabelle 5.6: | Ergebnis der Bestimmung des E-Moduls der Oberschicht..... | 172 |
| Tabelle 6.1: | Messwerte der Plattendruckversuche auf dem Schichtenpaket | 179 |
| Tabelle 6.2: | Im Modell simulierte maximale Druck- und Zugbeanspruchung | 182 |
| Tabelle 6.3: | Im Modell simulierte maximale Druck- und Zugbeanspruchung der Betonplatte | 183 |
| Tabelle 7.1: | Im 9-Platten-Modell genierte Beanspruchungsbilder der mittleren Betonplatte..... | 217 |
| Tabelle 8.1: | Vergleich der verschiedenen Messmethoden..... | 227 |

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2021

S 147: Numerische Modellierung der Lysimeteruntersuchungen der BAST

Birle, Cudmani, Melsbach

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 148: Ermittlung und Prognose von Spannungszuständen in Betonfahrbahndecken

Freudenstein, Eger, Pichotka, Riwe, K. Villaret, S. Villaret, Frohböse
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 149: Untersuchungen zur Durchsickerung von RC-Baustoffen und industriellen Nebenprodukten bei Bauweisen für technische Sicherungsmaßnahmen

Koukoulidou, Birle, Cudmani

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 150: Abschätzung des Restwerts im PMS am Ende des Bewertungszeitraums

Stöckner, Sagnol, Brzuska, Wellner, Blasl, Sommer, Krause, Komma € 19,50

S 151: Prognose der Griffigkeitsentwicklung von Waschbetonfahrbahndecken mit der Prüfanlage nach Wehner/Schulze Klein, Gehlen, Kränkel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 152: Wiederverwendung von RC-Baustoffen aus AKR-geschädigten Betonfahrbahndecken

Mielich

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 153: Optimierung von Fugensystemen in Betonfahrbahndecken – Messtechnische Grundlage zur Ermittlung realer Beanspruchungen in situ

Recknagel, Spitzer, Hoppe, Wenzel, Pirskawetz € 23,00

S 154: Prozessoptimierung der Asphaltextraktion mit Oktansäuremethylester (OME)

Büchler, Wüstuba

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 155: KiST-Zonen-Karte RDO und RSO Beton – Verteilungsfunktion und Extremwerte

Villaret, Augter, Kayser, Riwe

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 156: Asphaltoberbau und extreme Temperaturen

Beckedahl, Schrödter, Koppers, Mansura, Reutter, Thelen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 157: Erfassung von Bäumen mittels Laserscan-Daten zur Expositionsanalyse entlang des Bundesfernstraßennetzes in NRW

Schipek, Steffen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 158: Anforderungen an Baustoffe für schwach durchlässige, dauerhaft tragfähige, ungebundene Bankette

Cudmani, Henzinger, Birle, Barka

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 159: Dauerhafte Betondecken – Optimierung der Fahrbahnoberfläche durch Texturierung mittels Grinding-Verfahren

Villaret, Alte-Teigeler, Altreuther, Beckenbauer, Frohböse, Gehlen, Oeser, Skarabis, Tulke, Wang

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 160: Untersuchungen zur Ursache von Treiberscheinungen in Tragschichten ohne Bindemittel unter Verwendung von RC-Baustoffen aus Beton

Rigo, Unterderweide

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 161: Ermittlung der realistischen Verkehrsverteilung auf mehrstreifigen Bundesfernstraßen als Eingangsgröße für die rechnerische Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz

Kathmann, Schroeder

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 162: Beurteilung von Betonfahrbahndecken hinsichtlich deren in-situ AKR-Potenzial bei Gesteinskörnungen nach dem ARS Nr. 04/2013

Böhm, Eickschen, Hermerschmidt, Müller, Pierkes

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 163: NANOASPHALT – Optimierung der Gebrauchseigenschaften und der Beständigkeit von Asphaltstraßen unter Nutzung der Nanotechnologie

Beginn, Belke, Oeser, Meyer, Paffrath, Wellner, Clauß,

Beckedahl, Koppers, Schmidt, Erdmann, Schmidt, Hofmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 164: Untersuchung der Quellempfindlichkeit veränderlich fester Gesteine bei der Verwendung als Erdbaustoff

Cudmani, Heyer, Birle, Möller

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 165: Analyse des gefügeabhängigen Löslichkeitsverhaltens potenziell AKR-empfindlicher Gesteinskörnungen

Weise, Oesch, Wilsch, Sigmund, Hüniger, Kositz

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 166: Vibrationshammerverfahren zur Bestimmung der Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel

Demon, Reiche, Haas, Schmidt

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 167: Aktualisierung und Anpassung der Straßenbelastungsdaten für die Dimensionierung

K. Villaret, S. Villaret, Kathmann, Oeser, Ückermann, Schröder,

Riwe

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 168: Entwicklung einer Prüfsystematik zur Identifizierung der Bitumenart und der verwendeten Modifizierungsmittel in einem Ausbauphosphat

Gehrke, Stephan, Weigel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 169: Untersuchung eines praxisbezogenen Instrumentariums zur Bewertung der Rissicherheit von Gussasphalten

Radenberg, Holzwarth

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 170: Kriterien für die Dauerhaftigkeit von Asphaltsschichten - Untersuchungen zur Ansprache des Haftverhaltens

Radenberg, Twer, Louis, Buscham

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2022

S 171: Informationssystem Straßenzustand Teil 2: Entwicklung von Sensoren zur Erfassung des strukturellen Zustandes von Asphaltstraßen (SENSOR)

Bald, Böhm, Čičković, Tielmann, Hill, Peitsch, Gablovský, Muschalla, Czaja, Ulrich, Farbischewski, Huczek
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 172: Verbesserung der Erfassung des Verhaltens von Trag-schichten ohne Bindemittel (ToB) zur Berücksichtigung in den RStO, RDO und den RSO

Wellner, Leischner, Spanier € 16,50

S 173: Analyse der Auswirkungen von Witterungsextremen an bestehenden Straßenbefestigungen in Betonbauweise

Villaret, Beckenbauer, Riwe, Tschernack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 174: Raumdichtebestimmung an hohlraumreichen Asphalten

Dudenhöfer, Rückert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 175: Einfluss der Fugenöffnungsweite auf die akustischen Eigenschaften von Fahrbahndecken aus Beton

Altreuther, Beckenbauer, Ertsey, Otto, Schubert, Kropp, Hoever
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 176: Strömungsmodelle zur Simulation der Durchsickerung von Straßenbauwerken mit Implementierung hydrologischer Parameter

Michaelides, Koukoulidou, Birle, Heyer, Vogt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 177: Bestimmung von Kenndaten zur sicheren Charakterisierung von Fugenvergussmassen

Breitenbücher, Buckenhüskes, Radenberg, Twer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 178: Ringversuch zum statischen Spaltzugversuch nach AL Sp-Beton

Weise, Hüsken, Niedack-Nad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 179: Die neue Autobahnverwaltung des Bundes – das Straßenrecht der Verkehrswende

Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 180: Entwicklung eines aktuellen Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung gemäß den RDO Beton

Kathmann, Hermes, Kucera, Stöver, Neumann, Lehmkuhl, Pfeifer € 14,50

S 184: Generelle Methodik zur Abschnittsbildung bei der Erhaltung kommunaler Straßen

Berthold, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 185: Potenzialanalyse – Prozesssichere Herstellung lärm- armer Straßen in Betonbauweise OPB – Offenporiger Beton

Freudenstein, Bollin, Eger, Klein, Kränkel
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 186: Praxisgerechte Anforderungen an den Polierwiderstand feiner Gesteinskörnungen

Oeser, Schulze, Benninghoff, Renken
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 187: Überprüfung der Geotextilrobustheitsklassen hinsichtlich neuer Produktentwicklungen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 188: Untersuchungen an einer CEM III-Versuchsstrecke auf der BAB A7 bei Wörnitz

Kuhnsch
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 189: Optimierung der Zusammensetzung Offenporiger Asphalte zur Verbesserung des Nutzungsverhaltens

Radenberg, Breddemann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 190: Wirtschaftlichkeitsuntersuchung an Bauweisen mit Betondecke der Belastungsklasse Bk100

Ressel, Engel, Ferraro, Alber, Garrecht, Mielich, Wellner, Kamratowsky, Kraft
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 191: Vergleich der Gebrauchseigenschaften von Asphalten mit Polymermodifiziertem Bindemittel und Gummimodifizierten Bindemitteln mit unterschiedlichen Gummianteil

Hase, Beyersdorf, Hase, Rademacher, Schindler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 192: Analyse von Auswertungs- und Bewertungsverfahren für die Anwendung des Traffic-Speed-Deflectometers auf Asphaltbefestigungen

Čičković, Bald, Middendorf
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 193: Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses

Bolz, Wellner, Lindner, Schulze
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

2023

S 181: Möglichkeiten und Grenzen des Georadarverfahrens

Hülsbömer, Weißelborg, Gogolin, Mörchen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 182: Optimierung der Anwendbarkeit der Probabilistik in der Dimensionierung und Substanzbewertung von Betonstraßen

Neumann, Liu, Blasl, Reinhardt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 183: Potenzialuntersuchung zum Einsatz von Asphaltenlagen

Mollenhauer, Wetekam, Wistuba, Büchler, Al-Qudsi, Falchetto, Kollmus, Trifunović, Schmalz, Ziegler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.