

Einbeziehung der Time History zur Auswertung von Tragfähigkeitsmessungen mittels Falling Weight Deflectometer (FWD)

Inclusion of the time history for the evaluation of the bearing capacity of pavements with the Falling Weight Deflectometer (FWD)

Zur Erlangung des Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte
Dissertation von Marko Čičković, M.Sc. aus Sarajevo (BiH)

Tag der Einreichung: 28. September 2021

Tag der mündlichen Prüfung: 28. Januar 2022

Darmstadt – D17

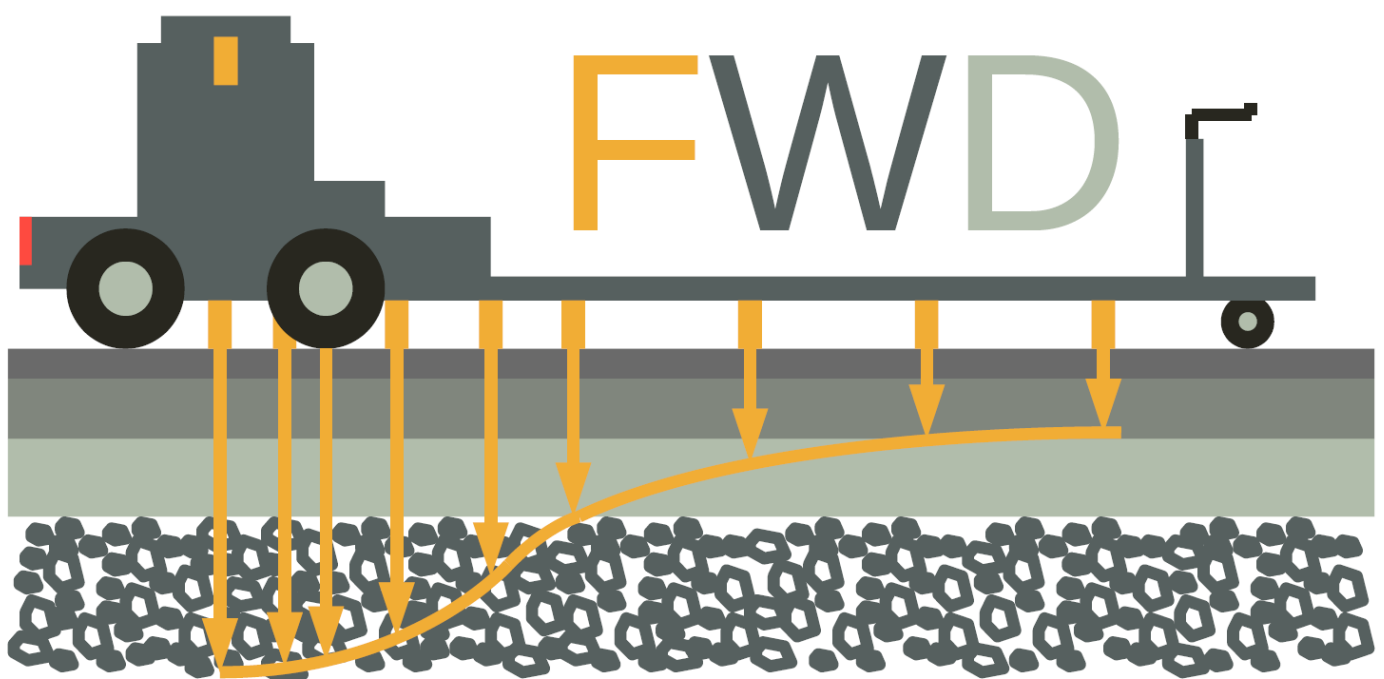
Referent: Prof. Dr.-Ing. J. Stefan Bald

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Pahirangan Sivapatham

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Steffen Riedl



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DARMSTADT



Einbeziehung der Time History zur Auswertung von Tragfähigkeitsmessungen mittels Falling Weight Deflectometer (FWD)

vom Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Technischen Universität Darmstadt

zur Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

Dissertation
von Marko Čičković, M.Sc. aus Sarajevo (BiH)

Erstreferent: Prof. Dr.-Ing. J. Stefan Bald

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Pahirangan Sivapatham

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Steffen Riedl

Tag der Einreichung: 28. September 2021

Tag der mündlichen Prüfung: 28. Januar 2022

Darmstadt 2022

D17

Čičković, Marko: Einbeziehung der Time History zur Auswertung von
Tragfähigkeitsmessungen mittels Falling Weight Deflectometer (FWD)
Darmstadt, Technische Universität Darmstadt,
Jahr der Veröffentlichung der Dissertation auf TUprints: 2022
URN: urn:nbn:de:tuda-tuprints-212199
Tag der mündlichen Prüfung: 28.01.2022

Veröffentlicht unter CC BY-SA 4.0 International
<https://creativecommons.org/licenses/>

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Darmstadt. Durch zahlreiche FWD-Tragfähigkeitsmessungen und der Rolle als Gast im AK 4.4.1 der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) konnte ich viele Erfahrungen hinsichtlich der Möglichkeiten und Grenzen der Tragfähigkeitsmessungen sammeln.

An erster Stelle gebührt mein besonderer Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Stefan Bald, der mir zuerst das Thema der Tragfähigkeitsmessungen nahegebracht hat und anschließend mir die Möglichkeit gab, mich in diesem Thema wissenschaftlich zu engagieren. Hinzu kommt die Unterstützung hinsichtlich der Akquise an Messstrecken und der Vielzahl an kritischen und gleichzeitig fruchtbaren Diskussionen.

Weiterhin möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Pahirangan Sivapatham für die Übernahme des Korreferats danken. Der fachliche Austausch vor allem mit Blick auf die Praxisrelevanz und Verknüpfung mit der prüftechnischen Ansprache von Asphalt im Labor war sehr zielführend.

Zudem möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Riedl ebenfalls für die Übernahme des Korreferats danken. Der intensive Austausch und der eine oder andere motivierende Anschlag waren sehr wichtig für mich, um diese Arbeit vollenden zu können.

Ferner möchte ich mich bei meinen Kollegen am Institut für Straßenwesen für die freundschaftliche Arbeitsatmosphäre, das unermüdliche Antreiben aber auch die notwendige Ablenkung bedanken. Gleiches gilt auch die technischen Mitarbeitenden, die mich während der Vielzahl an Messungen begleiteten und das Ganze erst ermöglicht haben. Nicht zuletzt gilt auch mein Dank der HELLER Ingenieurgesellschaft mbH, die das Vollenden dieser Dissertation ermöglicht und gefördert hat.

Herrn Dr.-Ing. Stefan Böhm möchte ich ebenso für die fachlichen und nicht ganz so fachlichen Diskussionen danken, ebenso für die unermüdlichen Nachfragen, wann denn mit dem Abschluss der Arbeit zu rechnen sei.

Bei der Vielzahl an Messstrecken möchte ich mich auch noch ausdrücklich bei den Mitarbeitenden des Staatlichen Bauamts Aschaffenburg, des Tiefbauamts des Landkreises Aschaffenburg, des Amtes für Straßenbau und Erschließung der Stadt Frankfurt am Main, des Magistrats der Stadt Pfungstadt und des Referats IV C (Infrastrukturelles Gebäudemanagement) der Technischen Universität Darmstadt für das Interesse und die Ermöglichung der Messdurchführung bedanken. Zudem gilt mein Dank auch dem Bayerischen Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr, die eine Verwendung von Bildern aus den ZEB-Kampagnen erlaubten.

Zuletzt möchte ich mich noch bei meiner Familie und meinen Freunden bedanken, die mich während dieser gesamten Zeit begleitet haben und mich zu jedem Zeitpunkt unterstützt haben und mir durch Verständnis, Motivation und Gespräche enorm geholfen haben.

Um Überdeckungen sicher zu vermeiden, wurden für die automatisch mit Scilab erstellten Abbildungen relativ kleine Schriftgrößen gewählt. Für die Detailanalyse dieser Abbildungen kann es sich empfehlen, sie in der PDF-Version der Arbeit zu betrachten; bei entsprechender Vergrößerung sind die Beschriftungen dann besser lesbar.

KURZFASSUNG

Die Verkehrsinfrastruktur hat in der Gesamtgesellschaft einen kaum zu unterschätzenden Wert. So ermöglicht erst eine funktionstüchtige Verkehrsinfrastruktur den Austausch von Waren, sichert beziehungsweise schafft Arbeitsplätze und ermöglicht auch einen gewissen gesellschaftlichen Austausch – insgesamt sorgt die Verkehrsinfrastruktur also für Wohlstand materieller und ideeller Art.

Im Rahmen des Bundesverkehrswegeplans (BVWP) 2030, den das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) herausgegeben hat, wird ein Gesamtinvestitionsvolumen von ca. 270 Mrd. € bis zum Jahr 2030 ausgewiesen, wovon ca. 133 Mrd. € für den Verkehrsträger Straße vorgesehen sind, wovon wiederum 67 Mrd. € für die Erhaltung des Bundesfernstraßennetzes als Bedarf ermittelt wurden (Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2016). Der betrachtete Zeithorizont dieser Investitionen umfasst den Zeitraum zwischen 2016 und 2030. Straßen des untergeordneten Netzes, also Landes-, Kreis- und kommunale Straßen sind in dieser Berechnung nicht berücksichtigt. Hieraus geht hervor, dass enorme finanzielle Mittel für die Erhaltung des gesamten Straßennetzes notwendig sind und es daher eine wichtige Aufgabe ist, Bedarfe und Ausmaße von Erhaltungsmaßnahmen identifizieren zu können.

Grundsätzlich dient die auf Bundesfernstraßen im Vier-Jahres-Rhythmus stattfindende Zustandserfassung und -bewertung (ZEB) als Datenbasis, um erhaltungsbedürftige Abschnitte zu definieren und darauf aufbauend Erhaltungsmaßnahmen zu planen. Jedoch konzentrieren sich die in der ZEB enthaltenen Messverfahren auf oberflächlich sichtbare Merkmale einer Verkehrsflächenbefestigung und können daher wenig zum Zustand der strukturellen Substanz aussagen. Hier können Tragfähigkeitsmessverfahren als komplementäres Messverfahren eingesetzt werden, da diese zum einen zerstörungsfrei arbeiten, zum anderen auch durch die Art der Messverfahren selbst (Beanspruchung → Messung der mechanischen Reaktion der Befestigung) direkte Rückschlüsse auf die strukturelle Substanz zulassen. Vergleiche zwischen Zustandsgrößen der ZEB und Tragfähigkeitsgrößen (messtechnische Erfassung mittels Traffic Speed Deflectometer (TSD)) zeigten, dass nur ein geringer Zusammenhang besteht (Čičković, Bald & Middendorf, 2020).

Eines der Tragfähigkeitsmessverfahren ist das Falling Weight Deflectometer (FWD), welches bereits seit einigen Jahrzehnten international im Einsatz ist und punktuell die Tragfähigkeit erfasst. Das Messprinzip ist simpel: Das FWD erzeugt über Gewichtplatten eine Last, die über Gummipuffer und eine Lastplatte in die zu untersuchende Verkehrsflächenbefestigung eingetragen wird. Der zugehörige Kraftstoß entspricht dabei der Beanspruchung eines Lkw-Rads. Die hervorgerufene Verformung wird mithilfe von Geophonen erfasst. Diese Geophone sind in unterschiedlichen Entfernungen zum Lastmittelpunkt angebracht und können so die gesamte Verformungsmulde abbilden. Da der Kraftstoß des FWD keinerlei Horizontalkomponente aufweist, gibt es hier auch keinerlei Asymmetrien, die berücksichtigt werden müssten.

Der derzeitige Stand der Technik ist, dass der Maximalwert der Verformung an jedem Geophon verwendet wird, um eine stationäre Verformungsmulde zu konstruieren. Diese stationäre Verformungsmulde wird anschließend verwendet, um Tragfähigkeitsgrößen zu ermitteln und darauf aufbauend die untersuchte Verkehrsflächenbefestigung hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit zu bewerten. Das FWD ist aber grundsätzlich in der Lage, auch die zeitlichen Verläufe der Kraft

und Verformungen abzuspeichern. Diese sogenannte Time History wird allerdings bisher in keiner Weise verwendet, um Tragfähigkeitsgrößen zu berechnen.

Ziel dieser Arbeit ist es, auf Grundlage einer ausgiebigen Literaturstudie und messtechnischer Erfahrung, Kennwerte zu identifizieren, die auf Basis der Time History des FWD berechnet werden können und hieraus einen Mehrwert für die Bewertung der Tragfähigkeit zu erzeugen.

In der Wissenschaft sind bislang nur wenige Kennwerte bekannt, die mithilfe der Time History des FWD berechnet werden können: die dissipierte Energie W_{diss} , die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_w und der Phasenverschiebungswinkel δ . Alle drei Kennwerte nutzen den Umstand, dass Verkehrsflächenbefestigungen kein ideal-elastisches Materialverhalten aufweisen, sondern auch viskose Anteile besitzen. Daher entspricht der Entlastungspfad nie vollständig dem Belastungspfad. Bisherige Untersuchungen stellten die Hypothese auf, dass die Kennwerte aus der Time History des FWD vor allem das Materialverhalten der gebundenen Schichten ansprechen, das heißt vor allem Steifigkeitsänderungen bei hohen Temperaturen können bei Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt detektiert werden. Gleichzeitig wird auch festgestellt, dass Steifigkeitsabnahmen der ungebundenen Schichten während der Tauperiode vor allem durch die dissipierte Energie W_{diss} erkannt werden können. Mechanisch gesehen steht die dissipierte Energie W_{diss} in direktem Zusammenhang mit dem Schaden, den ein Belastungszyklus auslöst und der Materialermüdung. Daher ergibt dieser dynamische Kennwert, im Gegensatz zu den bisher vorhandenen, konventionellen Tragfähigkeitskennwerten, eine direkte Verbindung zur vorherrschenden Materialermüdung.

Datengrundlage zur Reproduktion der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte ist zum einen eine modelltheoretische Untersuchung anhand eines Spektralelementmethodenmodells, zum anderen experimentelle Untersuchungen an insgesamt elf Messstrecken unterschiedlicher konstruktiver Ausbildung.

Die insgesamt elf Messstrecken umfassen Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (neun Messstrecken), eine Verkehrsflächenbefestigung aus Beton und eine Verkehrsflächenbefestigung aus ungebundenem Material. Die Messungen fanden im Laufe des Kalenderjahrs 2017 statt und deckten verschiedene Wetter- und Jahreszeitenlagen ab. Es wurde ein Messraster mit einer Maschenweite von 25 m gewählt, bei einer Gesamtstreckenlänge von jeweils 500 m und bei sieben Messstrecken wurde in zwei Messlinien gemessen (Fahrstreifenmitte und rechte Rollspur). Zur Feststellung des Aufbaus der Messstrecken wurden Bohrkerne entnommen, anhand derer die Schichtdicken erfasst wurden.


Die Analyse der Tragfähigkeitsmessungen ergibt eine starke Abnahme der Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten während der Tauperiode. Dies äußert sich durch eine starke Abnahme des Schichtmoduls der ungebundenen Schichten M_0 auf Seiten der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte. Auf Seiten der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte kann eine starke Zunahme der dissipierten Energie W_{diss} beobachtet werden. Steifigkeitsänderungen der gebundenen Schichten infolge hoher Temperaturen im Sommer können ebenso beobachtet werden, allerdings sind deren Auswirkungen auf die dynamischen Tragfähigkeitskennwerte bei weitem nicht so groß wie Steifigkeitsänderungen der ungebundenen Schichten. Bei der Analyse der Untersuchungsergebnisse der Verkehrsflächenbefestigung aus Beton (MS 3) zeigen sich kaum Veränderungen der Tragfähigkeitsgrößen. Die Ergebnisse der Messungen auf einer ungebundenen Befestigung (in Lettland) zeigt einen signifikanten Zusammenhang zwischen

der Steifigkeit der ungebundenen Schichten und der dissipierten Energie W_{diss} . Die Zunahme von visko-elastischen Effekten, die aufgrund hoher Temperaturen im Asphalt zu beobachten wären, kann auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen nicht bestätigt werden. Die teilweise großen Unterschiede der Tragfähigkeitsgrößen zwischen rechter Rollspur und Fahrstreifenmitte können mechanisch aufgrund der Lage der Beanspruchung (Plattenmitte oder Plattenrand) begründet werden. Plattenstatische Berechnungen bestätigen die ungefähre Größenordnung der Unterschiede in der quantitativen Ausprägung von Tragfähigkeitskennwerten, je nachdem ob die Beanspruchung in Plattenmitte oder nahe des Plattenrands erfolgt.

Die modelltheoretische Untersuchung wird mithilfe einer Spektralelementmethode (SEM) durchgeführt, bei der das 2S2P1D-Modell für Asphalt angewendet wird. Die SEM-Simulation ermöglicht durch die Rückrechnung in der Frequenzdomäne eine Berücksichtigung viskoser Materialverhaltensanteile und es kann der Kraftstoß des FWD nachempfunden werden – Output ist eine Time History der Kraft und der Verformungen. Bei der Parameterstudie wird zum einen ein elastischer und visko-elastischer Fall betrachtet, bei dem die Asphaltkörpertemperatur und damit die Steifigkeit der gebundenen Schichten (Asphalt) variiert wird. In einem weiteren Fall wird die Steifigkeit der ungebundenen Schicht bei gleichbleibenden Eigenschaften der gebundenen Schichten variiert. Dabei zeigt sich, dass im elastischen Betrachtungsfall keinerlei Veränderungen der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte zu verzeichnen sind. Beim visko-elastischen Betrachtungsfall kommt es zu einer Zunahme der dissipierten Energie W_{diss} . Gleiches lässt sich bei der Abnahme der Steifigkeit der ungebundenen Schichten beobachten.

Um die konventionellen mit den dynamischen Tragfähigkeitskennwerten zu vergleichen, wird auf Basis einer Voruntersuchung ein hyperbolischer Zusammenhang angenommen, das heißt die dissipierte Energie W_{diss} verändert sich überproportional im Bereich niedriger Steifigkeiten der gebundenen und ungebundenen Schichten (repräsentiert durch die konventionellen Tragfähigkeitskennwerte). Dieser Zusammenhang wird sowohl beim Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 als auch bei der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 bestätigt. Eine statistische Analyse der Zusammenhänge zeigt jedoch, dass der Zusammenhang zwischen der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 und der dissipierten Energie W_{diss} bedingt wird durch den Zusammenhang zwischen dem Schichtmodul M_0 und der charakteristischen Steifigkeit M_1h^3 . Die Korrelations- und Regressionsanalyse zeigt auch, dass der Zusammenhang zwischen dissipierter Energie W_{diss} und dem Schichtmodul M_0 stärker ist. Dies kann dadurch begründet werden, dass bei der Berechnung der dissipierten Energie W_{diss} der Verformungsverlauf im Lastmittelpunkt herangezogen wird und dieser in hohem Maße auch von der Steifigkeit der ungebundenen Schichten abhängig ist. So ergibt sich, dass die dissipierte Energie W_{diss} geeignet ist, um Aussagen über die Steifigkeiten der gebundenen und ungebundenen Schichten treffen zu können, jedoch die Aussageschärfe für die ungebundenen Schichten deutlich stärker ist.

Schließlich lässt sich feststellen, dass die Betrachtung der Time History Vorteile bietet hinsichtlich des Verständnisses dynamischer Prozesse bei der Beanspruchung von Verkehrsflächenbefestigungen und sich hieraus Kennwerte ableiten lassen, die signifikanter auf Schwächen in der strukturellen Substanz schließen lassen. Gleichzeitig lassen sich aus der Time History auch Potentiale bezüglich der Qualitätssicherung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen identifizieren, da eine Verwendung der Time History zur genaueren Analyse der Vergleichbarkeit unterschiedlicher Messgeräte herangezogen werden kann. Außerdem ergibt sich aus den experimentellen Untersuchungen die Fragestellung, inwieweit die bisherigen



Normierungsverfahren ergänzt werden müssen um die Steifigkeitsveränderung der ungebundenen Schichten während der Tauperiode.

ABSTRACT

The value of the transport infrastructure in society as a whole can hardly be underestimated. It is only a functioning transport infrastructure that enables the exchange of goods, secures or creates jobs and also facilitates a certain level of social exchange - all in all, the transport infrastructure thus ensures prosperity of a material and non-material kind.

The Federal Transport Infrastructure Plan (BVWP) 2030, published by the Federal Ministry of Transport and Digital Infrastructure (BMVI), shows a total investment volume of around €270 billion up to 2030, of which around €133 billion is earmarked for roads, of which €67 billion has been identified as required for the maintenance of the federal road network (Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2016). The time horizon considered for these investments covers the period between 2016 and 2030. Roads of the subordinate network, i.e. state, district and municipal roads are not included in this calculation. This shows that enormous financial resources are required for the maintenance of the entire road network and that it is therefore an important task to be able to identify the needs and extent of maintenance measures.

In principle, the condition survey and assessment (ZEB), which takes place every four years on federal roads, serves as a data basis for defining sections in need of maintenance and planning maintenance measures on this basis. However, the measurement methods contained in the ZEB concentrate on superficially visible features of a pavement and can therefore say little about the condition of the structural substance. In this case, bearing capacity measurement methods can be used as a complementary measurement method, since they work non-destructively on the one hand and on the other hand also allow direct conclusions to be drawn about the structural substance due to the nature of the measurement methods themselves (load → measurement of the mechanical response of the pavement). Comparisons between state parameters of the ZEB and load-bearing capacity parameters (measurement by means of Traffic Speed Deflectometer (TSD)) showed that there is only a slight correlation (Čičković et al., 2020).

One of the bearing capacity measurement methods is the Falling Weight Deflectometer (FWD), which has been in use internationally for several decades and measures the bearing capacity at specific points. The measuring principle here is comparatively simple: The FWD generates a load via load plates, which is applied via rubber buffers and a load plate to the pavement to be examined. The associated force impact corresponds to the load of a truck wheel. The triggered deformation is recorded with the aid of geophones. These geophones are mounted at different distances from the load center and can thus map the entire deformation bowl. Since the force impact of the FWD has no horizontal component, there are no asymmetries that need to be taken into account.

The current state of the art is to use the maximum value of the deformation at each geophone to construct a steady-state deformation bowl. This steady-state deformation bowl is then used to determine bearing capacity characteristics and, based on this, to evaluate the pavement under investigation in terms of its bearing capacity. In principle, however, the FWD is also capable of storing the time histories of the force and deformations. However, this so-called time history has not yet been used in any way to calculate load-bearing capacity parameters.

The aim of this work is to identify, on the basis of an extensive literature study and experience, characteristic values that can be calculated on the basis of the time history of the FWD and to generate from this an added value for the evaluation of the bearing capacity.

So far, only a few parameters are known in science that can be calculated using the time history of the FWD: the dissipated energy W_{diss} , the wave propagation velocity v_w and the phase shift angle δ . All three characteristic values take advantage of the fact that pavements do not exhibit ideal elastic material behavior, but also have viscous components. Therefore, the unloading path never completely corresponds to the loading path. Previous investigations hypothesised that the characteristic values from the time history of the FWD mainly address the material behavior of the bound layers, i.e. mainly stiffness changes at high temperatures can be detected in asphalt pavements. At the same time, it is also found that stiffness decreases of the unbound layers during the dew period can be detected mainly by the dissipated energy W_{diss} . Mechanically, the dissipated energy W_{diss} is directly related to the damage caused by a loading cycle and the material fatigue. Therefore, in contrast to previously existing conventional load capacity parameters, this dynamic parameter yields a direct link to the prevailing material fatigue.

The data basis for reproducing the dynamic load-bearing capacity characteristic values is, on the one hand, a model-theoretical investigation using a spectral element method model and, on the other hand, experimental investigations on a total of eleven measuring sections of different structural design.

The total of eleven measurement sections include pavements made of asphalt (nine measurement sections), one pavement made of concrete and one pavement made of unbound material. The measurements took place during the calendar year 2017 and covered different weather and seasonal conditions. A measurement grid with a mesh size of 25 m was selected, with a total section length of 500 m in each case, and measurements were taken in two measurement lines (center of lane and right-hand rolling lane) for seven measurement sections. In order to determine the structure of the measured sections, cores were taken and used to record the layer thicknesses.

The analysis of the bearing capacity measurements shows a strong decrease of the bearing capacity of the unbound layers during the dew period. This is manifested by a strong decrease in the modulus of the unbound layers M_0 on the side of the conventional bearing capacity parameters. On the side of the dynamic bearing capacity parameters, a strong increase of the dissipated energy W_{diss} can be observed. Stiffness changes of the bound layers due to high temperatures in summer can also be observed, but their effects on the dynamic bearing capacity parameters are by far not as large as stiffness changes of the unbound layers. The analysis of the results of the concrete pavement (MS 3) shows hardly any changes in the bearing capacity values. The results of the measurements on an unbound pavement (in Latvia) show a significant correlation between the stiffness of the unbound layers and the dissipated energy W_{diss} . The increase of visco-elastic effects, which would be observed due to high temperatures in the asphalt, cannot be confirmed on the basis of the experimental investigations. The partially large differences in the bearing capacity values between the right-hand rolling lane and the center of the lane can be explained mechanically on the basis of the location of the load (center of the slab or edge of the slab). Plate static calculations confirm the approximate magnitude of the differences in the quantitative expression of load-bearing capacity parameters, depending on whether the loading takes place in the center of the plate or near the edge of the plate.

The model-theoretical investigation is carried out by means of a spectral element method (SEM) using the 2S2P1D model for asphalt. The SEM simulation allows to take into account viscous material behaviour components by back-calculation in the frequency domain and it is possible to emulate the force impact of the FWD – output is a time history of the force and deformations. In the parameter study, an elastic and visco-elastic case is considered in one case, where the asphalt body temperature and thus the stiffness of the bound layers (asphalt) is varied. In another case, the stiffness of the unbound layer is varied while the properties of the bound layers remain the same. This shows that in the elastic case, no changes in the dynamic load-bearing capacity parameters are observed. In the visco-elastic case, the dissipated energy W_{diss} increases. The same can be observed in the decrease of the stiffness of the unbound layers.

In order to compare the conventional with the dynamic bearing capacity values, a hyperbolic relationship is assumed on the basis of a preliminary investigation, i.e. the dissipated energy W_{diss} changes disproportionately in the region of low stiffnesses of the bound and unbound layers (represented by the conventional bearing capacity values). This relationship is confirmed both for the layer modulus of the unbound layers M_0 and for the characteristic stiffness of the load-distributing layer M_1h^3 . However, a statistical analysis of the correlations shows that the correlation between the characteristic stiffness of the load-distributing layer M_1h^3 and the dissipated energy W_{diss} is conditioned by the correlation between the layer modulus M_0 and the characteristic stiffness M_1h^3 . The correlation and regression analysis also shows that the relationship between dissipated energy W_{diss} and the layer modulus M_0 is stronger. This can be justified by the fact that the calculation of the dissipated energy W_{diss} is based on the deformation curve at the load center, which is also highly dependent on the stiffness of the unbound layers. Thus, it can be seen that the dissipated energy W_{diss} is suitable for making statements about the stiffnesses of the bound and unbound layers, but that the validity of the statements is significantly stronger for the unbound layers.

Finally, it can be stated that the consideration of the time history is advantageous with regard to the understanding of dynamic processes during the stressing of pavements and that characteristic values can be derived from it that allow more significant conclusions to be drawn about weaknesses in the structural substance. At the same time, the time history can also be used to identify potentials with regard to the quality assurance of FWD bearing capacity measurements, since the use of the time history can be used for a more precise analysis of the comparability of different measuring devices. Additionally, the experimental investigations raise the question of whether the existing standardisation procedures need to be supplemented by the change in stiffness of the unbound layers during the dew period.



Diese Seite wurde absichtlich leer gelassen

INHALTSVERZEICHNIS


VORWORT	V-1
KURZFASSUNG	V-5
ABSTRACT	V-9
INHALTSVERZEICHNIS	V-13
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	V-19
GLEICHUNGSVERZEICHNIS	V-31
TABELLENVERZEICHNIS	V-33
ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS	V-35
SYMBOLVERZEICHNIS	V-39
1 EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG	1-1
1.1 EINLEITUNG	1-2
1.2 ZIELSETZUNG DER ARBEIT	1-7
1.3 METHODISCHES VORGEHEN	1-8
2 AUSGANGSSITUATION UND STAND DES WISSENS	2-1
2.1 EINLEITUNG	2-3
2.2 BEANSPRUCHUNG VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-4
2.2.1 MECHANOGENE BEANSPRUCHUNG VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-4
2.2.2 THERMISCHE BEANSPRUCHUNG VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-4
2.2.3 SONSTIGE BEANSPRUCHUNGEN VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-5
2.2.3.1 FROSTHEBUNGEN	2-6
2.2.3.2 HERABSETZUNG DER TRAGFÄHIGKEIT WÄHREND DER TAUPERIODE	2-7
2.3 TRAGFÄHIGKEIT VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-9
2.3.1 TRAGFÄHIGKEIT DER UNGEBUNDENEN SCHICHTEN VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-9
2.3.2 TRAGFÄHIGKEIT DER GEBUNDENEN SCHICHTEN VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-9
2.3.2.1 EINLEITUNG	2-9
2.3.2.2 TEMPERATURABHÄNGIGKEIT	2-10
2.3.2.3 BELASTUNGSFREQUENZABHÄNGIGKEIT	2-10
2.3.2.4 ERMÜDUNGSVERHALTEN	2-11
2.3.2.5 VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN AUS BETON	2-12
2.3.2.6 MODELLIERUNG DES MATERIALVERHALTENS	2-12
2.4 TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	2-14
2.4.1 BEGRIFFSBESTIMMUNGEN	2-14
2.4.2 MESSVERFAHREN	2-14

2.4.2.1	BENKELMAN-BALKEN.....	2-15
2.4.2.2	LACROIX	2-15
2.4.2.3	CURVIAMETRO	2-16
2.4.2.4	TRAFFIC SPEED DEFLECTOMETER (TSD).....	2-16
2.4.2.5	FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER (FWD).....	2-17
2.4.2.5.1	BESCHREIBUNG DES ALLGEMEINEN MESSVERFAHRENS	2-17
2.4.2.5.2	REALITÄTSNÄHE DES VERSUCHSAUFBAUS	2-20
2.4.3	POST-PROCESSING DER ERHALTENEN ROHDATEN	2-22
2.4.4	TEMPERATURNORMIERUNGSVERFAHREN	2-22
2.4.5	RÜCKRECHNUNG VON TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN	2-23
2.4.5.1	NATIONALE TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE	2-25
2.4.5.1.1	RÜCKRECHNUNG NACH JENDIA (1995).....	2-25
2.4.5.1.2	RÜCKRECHNUNG NACH GRÄTZ (2009) UND DER DARMSTÄDTER FWD-RÜCKRECHNUNGSMETHODE.....	2-28
2.4.5.1.3	INTERPRETATION DER TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE.....	2-33
2.4.5.2	INTERNATIONALE TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE	2-36
2.5	WEITERFÜHRENDE MECHANISCHE GRUNDLAGEN	2-37
2.5.1	SCHWINGUNGEN VON STRUKTUREN.....	2-37
2.5.1.1	ENERGIEDISSIPIERENDE ELEMENTE UND STRUKTUREN	2-38
2.5.1.2	GRUNDLAGEN DER WELLENLEHRE UND DEREN ANWENDUNG.....	2-41
2.5.2	ANWENDUNG DYNAMISCHER ANSÄTZE BEI DER BEWERTUNG VON TRAGFÄHIGKEITSMESSDATEN	2-43
2.5.2.1	BESTIMMUNG DES PHASENVERSCHIEBUNGSWINKELS δ AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD.....	2-43
2.5.2.2	BESTIMMUNG DER DISSIPierten ENERGIE W_{DISS} AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD.....	2-44
2.5.2.3	BESTIMMUNG VON TRÄGHEITSKRÄFTEN DER VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNG AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD	2-47
2.5.2.4	BESTIMMUNG VON WELLENAUSBREITUNGSGESCHWINDIGKEITEN AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD UND DEREN WEITERE IMPLIKATIONEN.....	2-47
2.5.2.5	WEITERE DYNAMISCHE RÜCKRECHNUNGSANSÄTZE	2-48
2.6	ZUSAMMENFASSUNG	2-51
3	<u>PRÄZISIERUNG DER ZIELSETZUNG</u>	<u>3-1</u>
3.1	EINLEITUNG.....	3-2
3.2	IMPLEMENTIERUNG DER WEITERFÜHRENDEn MECHANISCHEN GRUNDLAGEN	3-3
3.3	PRÄZISIERUNG DES METHODISCHEN VORGEHENS	3-5
3.4	EINFÜHRUNG IN DIE VERWENDETEN SOFTWARE-PROGRAMME.....	3-7
3.4.1	SCILAB	3-7
3.4.2	R.....	3-7
3.4.3	QGIS.....	3-7
3.4.4	ONKO3.....	3-7
3.5	ZUSAMMENFASSUNG	3-8

4	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN.....	4-1
4.1	EINLEITUNG	4-3
4.2	FESTLEGUNG DES UNTERSUCHUNGSKONZEPTS	4-4
4.3	AUSWAHL DER MESSSTRECKEN (MS)	4-6
4.3.1	AUSWAHLKRITERIEN	4-6
4.3.2	BESCHREIBUNG DER MESSSTRECKEN (MS).....	4-7
4.3.2.1	BESCHREIBUNG DER MS 1: BÖLLENFALLTORWEG (DARMSTADT)	4-8
4.3.2.2	BESCHREIBUNG DER MS 2: AM SANDBERG (FRANKFURT AM MAIN)	4-9
4.3.2.3	BESCHREIBUNG DER MS 3: SEEHEIMER STRAÙE (PFUNGSTADT)	4-9
4.3.2.4	BESCHREIBUNG DER MS 4: K AB 8 (RINGHEIM)	4-10
4.3.2.5	BESCHREIBUNG DER MS 5: K AB 13 (JOHANNESBERG).....	4-11
4.3.2.6	BESCHREIBUNG DER MS 6: ST 2309 (REICHENBACH).....	4-11
4.3.2.7	BESCHREIBUNG DER MS 7: ST 2312 (HAIBACH).....	4-12
4.3.2.8	BESCHREIBUNG DER MS 8: B 26 (LAUFACH).....	4-13
4.3.2.9	BESCHREIBUNG DER MS 9: B 469 (GROßOSTHEIM).....	4-13
4.3.2.10	BESCHREIBUNG DER MS 10: B 47 (BOXBRUNN).....	4-14
4.3.3	BESCHREIBUNG DES MESSABLAUFS.....	4-14
4.3.4	ABLAUF UND DOKUMENTATION DER BOHRKERNENTNAHME	4-15
4.4	MODELLIERUNG VON ASPHALTKÖRPERTEMPERATUREN AUF GRUNDLAGE VON WETTERDATEN UND ASPHALTOBERFLÄCHENTEMPERATUREN	4-17
4.4.1	PROBLEMSTELLUNG	4-17
4.4.2	BERECHNUNG DER ASPHALTOBERFLÄCHENTEMPERATUREN.....	4-18
4.4.3	MODELLIERUNGSVERFAHREN NACH BELLS2	4-21
4.4.4	MODELLIERUNGSVERFAHREN NACH BELLS3	4-22
4.4.5	MODELLIERUNGSVERFAHREN NACH PARK ET AL. (2001).....	4-23
4.4.6	ZUSAMMENFASSUNG	4-24
4.5	VERSUCHSAUSWERTUNG	4-28
4.5.1	EINLEITUNG	4-28
4.5.2	KONVENTIONELLE AUSWERTUNG	4-28
4.5.3	CURVE FITTING VON KRAFT- UND VERFORMUNGSVERLÄUFEN	4-29
4.5.3.1	CURVE FITTING DES KRAFTVERLAUFS.....	4-30
4.5.3.2	CURVE FITTING DES VERFORMUNGSVERLAUFS	4-31
4.5.3.3	CURVE FITTING DER VERFORMUNGSMULDE	4-33
4.5.4	ÜBERLEGUNGEN ZU RELEVANTEN TEMPERATUREN	4-34
4.5.5	DYNAMISCHE AUSWERTUNG	4-34
4.5.6	VERSCHNEIDUNG DER MESS- UND UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	4-38
4.6	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	4-40
4.6.1	EINLEITUNG	4-40
4.6.2	WETTERDATEN DES DEUTSCHEN WETTERDIENSTS (DWD)	4-40
4.6.3	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 1: BÖLLENFALLTORWEG (DARMSTADT)	4-42
4.6.3.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-42

4.6.3.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-44
4.6.4	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 2: AM SANDBERG (FRANKFURT AM MAIN).....	4-46
4.6.4.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-46
4.6.4.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-47
4.6.5	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 3: SEEHEIMER STRAÙE (PFUNGSTADT)	4-50
4.6.5.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-50
4.6.5.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-51
4.6.6	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 4: K AB 8 (RINGHEIM).....	4-54
4.6.6.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-54
4.6.6.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-55
4.6.7	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 5: K AB 13 (JOHANNESBERG)	4-57
4.6.7.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-57
4.6.7.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-58
4.6.8	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 6: ST 2309 (REICHENBACH)	4-60
4.6.8.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-60
4.6.8.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-61
4.6.9	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 7: ST 2312 (HAIBACH)	4-63
4.6.9.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-63
4.6.9.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-64
4.6.10	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 8: B 26 (LAUFACH)	4-66
4.6.10.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-66
4.6.10.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-68
4.6.11	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 9: B 469 (GROBOSTHEIM)	4-70
4.6.11.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-70
4.6.11.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-71
4.6.12	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 10: B 47 (BOXBRUNN)	4-73
4.6.12.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-73
4.6.12.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-74
4.6.13	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE ZU TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN AUF UNGEBUNDENEN VERKEHRSLÄCHENBEFESTIGUNGEN IN LETTLAND	4-76
4.7	ZUSAMMENFASSUNG	4-78
5	<u>MODELLTHEORETISCHE UNTERSUCHUNGEN</u>	<u>5-1</u>
5.1	EINLEITUNG	5-2
5.2	EINFÜHRUNG IN DIE SPEKTRALELEMENTMETHODE (SEM)	5-4
5.3	MODELLIERUNG DES LASTIMPULSES DES FALLING WEIGHT DEFLECTOMETERS (FWD)	5-7
5.4	MODELLIERUNG DES MATERIALVERHALTENS VON VERKEHRSLÄCHENBEFESTIGUNGEN.....	5-8
5.4.1	MAXWELL- UND KELVIN-VOIGT-MODELL.....	5-8

5.4.2	GENERALISIERTE MAXWELL- UND KELVIN-VOIGT-MODELLE.....	5-9
5.4.3	HUET-MODELL.....	5-10
5.4.4	HUET-SAYEGH-MODELL.....	5-10
5.4.5	2S2P1D-MODELL.....	5-11
5.4.6	WAHL DES RHEOLOGISCHEN MODELLS FÜR DIE SEM-SIMULATION	5-11
5.5	DURCHFÜHRUNG EINER PARAMETERSTUDIE	5-14
5.5.1	PARAMETERSTUDIE ZUR TEMPERATURABHÄNGIGKEIT IM ELASTISCHEN FALL	5-15
5.5.2	PARAMETERSTUDIE ZUR TEMPERATURABHÄNGIGKEIT IM VISKO-ELASTISCHEN FALL	5-17
5.5.3	PARAMETERSTUDIE ZUR STEIFIGKEITSABHÄNGIGKEIT DER UNGEBUNDENEN SCHICHTEN	5-19
5.6	ZUSAMMENFASSUNG	5-22
6	<u>DISKUSSION DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE</u>	<u>6-1</u>
6.1	EINLEITUNG	6-2
6.2	DISKUSSION DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	6-3
6.2.1	KORRELATIONEN ZWISCHEN KONVENTIONELLEN UND DYNAMISCHEN TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN	6-3
6.2.2	UNTERSCHIEDE IN DER QUANTITATIVEN AUSPRÄGUNG VON TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN IN ABHÄNGIGKEIT DER LAGE DES MESSPUNKTS	6-7
6.2.3	EINFLÜSSE AUF DEN VERLAUF DYNAMISCHER TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE	6-11
6.3	DISKUSSION DER MODELLTHEORETISCHEN UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	6-12
6.3.1	KORRELATIONEN ZWISCHEN KONVENTIONELLEN UND DYNAMISCHEN TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN	6-12
6.3.2	DURCHFÜHRUNG EINER SENSITIVITÄTSANALYSE	6-13
6.4	KRITISCHE GEGENÜBERSTELLUNG DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	6-16
6.4.1	VERGLEICH ZWISCHEN MODELLTHEORETISCHER BERECHNUNG UND EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN	6-16
6.4.2	VERGLEICH MIT ERKENNTNISSEN AUS DER LITERATURSTUDIE.....	6-16
6.5	VERGLEICH DER TEMPERATURNORMIERUNGSVERFAHREN UND TRAGFÄHIGKEITSGRÖßEN	6-19
6.6	ZUSAMMENFASSUNG	6-24
7	<u>RÉSUMÉ UND WEITERFÜHRENDE AUFGABEN</u>	<u>7-1</u>
7.1	ZUSAMMENFASSUNG	7-2
7.2	ERKENNTNISSE FÜR DIE ANWENDUNG IN DER PRAXIS	7-3
7.3	WEITERFÜHRENDE AUFGABEN.....	7-4
8	<u>LITERATURVERZEICHNIS.....</u>	<u>8-1</u>
	<u>ERKLÄRUNG ZUR DISSERTATION</u>	<u>1</u>
	<u>LEBENS LAUF.....</u>	<u>3</u>



Diese Seite wurde absichtlich leer gelassen

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Bundesinvestitionen in den Straßenbau (Neubau und Erhaltung)	1-2
Abbildung 2: Längenanteile des überörtlichen Verkehrs	1-4
Abbildung 3: Flächenanteile des überörtlichen Verkehrs.....	1-4
Abbildung 4: Lebenszyklus einer Verkehrsflächenbefestigung inklusive der zu berücksichtigenden Parameter (Leutner & Wellner, 2007)	1-5
Abbildung 5: Einflussgrößen auf die Lebensdauer einer Verkehrsfläche (Stöckner, Gerdes & Schwotzer, 2013)	1-5
Abbildung 6: Lebenszyklus einer Verkehrsflächenbefestigung (Müller, 2020)	1-5
Abbildung 7: Mögliche Verläufe der Substanzverluste (Schmuck, 1987)	1-6
Abbildung 8: Methodisches Vorgehen.....	1-8
Abbildung 9: Einflüsse auf die Tragfähigkeit – nach (Jendia, 1995).....	2-3
Abbildung 10: Superposition der einzelnen Spannungskomponenten (Lastfall Radlast und Lastfall thermischer Zwang) (Arand & Lorenzl, 1995)	2-5
Abbildung 11: Schadensbild bei verhindertem thermischen Schrumpf (Doré & Zubeck, 2009)	2-5
Abbildung 12: Einflüsse auf den Feuchtehaushalt von Verkehrsflächenbefestigungen (Doré & Zubeck, 2009)	2-6
Abbildung 13: Schadensmechanismus (Längsriss) bei Frosthebungen (Doré & Zubeck, 2009)	2-6
Abbildung 14: Schadensbild (Längsriss) hervorgerufen durch Frosthebung (Doré & Zubeck, 2009)	2-6
Abbildung 15: Sprunghafter Anstieg der dissipierten Energie W_{diss} in der Tauperiode (Deblois et al., 2010)	2-8
Abbildung 16: Schematische Darstellung der Grenzflächeninteraktion (Hou, 1996)	2-10
Abbildung 17: Konsolidierungs- und Ermüdungsphase im einaxialen Druckschwellversuch (Schindler, 2008)	2-12
Abbildung 18: Definition der Dehnungsanteile bei rechteckigem Spannungsverlauf (Huschek, 1980)	2-13
Abbildung 19: Unterscheidung der Tragfähigkeitsmessverfahren nach der Art der Belastung....	2-15
Abbildung 20: Prinzipskizze des FWD (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2008)	2-17

Abbildung 21: FWD im Einsatz auf einer Befestigung im ländlichen Raum (Čičković & Bald, 2017)	2-17
Abbildung 22: Prinzipskizze eines Geophons (Jansen & Čičković, 2017), nach (Reynolds, 1997)	2-18
Abbildung 23: Time History eines Messpunkts auf einer kommunalen Straßenbefestigung (Čičković & Bald, 2017).....	2-18
Abbildung 24: Gummipufferbedingter „Buckel“ im Anpralllastverlauf (blau) inkl. zugehörigem Verformungsverlauf (rot)	2-20
Abbildung 25: Gemessene Impulsdauern für verschiedene Lkw-Überrollungsgeschwindigkeiten und für FWD-Messungen – nach (Qin, 2010)	2-21
Abbildung 26: Prinzipskizze zur FWD-Auswertemethode nach JENDIA (1995) – Kreis ist eine verzerrte Darstellung (eigentlich vielfach überhöhte y-Achse) (Čičković, 2017)	2-26
Abbildung 27: Verbindung zwischen Ort der gemessenen Verformungen und Schichteigenschaften (Donovan & Tutumluer, 2009).....	2-28
Abbildung 28: Berechnungsmodell „Platte auf elastisch-isotropen Halbraum“ ohne Schichtenverbund zwischen der Platte und dem Halbraum (Grätz, 2009).....	2-29
Abbildung 29: Vergleich zwischen gemessener, regressiv angenäherter und plattentheoretisch berechneter Verformungsmulde (Čičković & Bald, 2017)	2-30
Abbildung 30: Parameterstudie zur Darlegung der Weiterentwicklungsmotivation (Bald & Nguyen, 2014)	2-32
Abbildung 31: Beispielhafte Darstellung für die Verformung im Lastzentrum d_0 mit einem Streubereich der Ergebnisse mit zweifacher Standardabweichung im die Mittelwerte in homogenen Abschnitten (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b).....	2-34
Abbildung 32: Streckenband und Einteilung der Unterabschnitte ab Grundlage von kumulativen Summen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009a)	2-34
Abbildung 33: Bewertungsdiagramm zur Klassifizierung der Tragfähigkeitskenngrößen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b)	2-35
Abbildung 34: Aufteilung der Kennwerte von Tragfähigkeitsmessungen – nach (European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, 2007)	2-36
Abbildung 35: Spannungs-Dehnungs-Verlauf einer viskoelastischen Substanz inklusive Definition von elastischer und dissipierten Energieanteilen (Figura, 2004)	2-38
Abbildung 36: Rheologische Modelle und ihre Spannungs-Dehnungs-Verläufe bei gleichbleibendem Kraftverlauf a) Hooke'sche Feder; b) Newton'scher Dämpfer; c) Maxwell-Modell – nach (Riedl, 2006).....	2-39
Abbildung 37: Darstellung des Phasenverschiebungswinkels δ (Figura, 2004)	2-40

Abbildung 38: Darstellung verschiedener Phasenverschiebungswinkel δ in Abhängigkeit vom Materialverhalten (Figura, 2004)	2-40
Abbildung 39: Darstellung der verschiedenen Wellentypen (Studer et al., 2007)	2-42
Abbildung 40: Berechnung der stationären Verformungsmulde aus der Time History des FWD (Caicedo, 2019)	2-43
Abbildung 41: Phasenverschiebungswinkel δ in Abhängigkeit vom Messzeitpunkt (Deblois et al., 2010)	2-44
Abbildung 42: Time-History-Verläufe über das Jahr verteilt (Deblois et al., 2010)	2-44
Abbildung 43: Experimentell bestimmte FWD-Hystereseschleife (Quintus & Killingsworth, 1998)	2-45
Abbildung 44: Experimentell bestimmte FWD-Hystereseschleifen (Riedl, 2006)	2-45
Abbildung 45: Experimentell bestimmte FWD-Hystereseschleife (T. Lu, 2010)	2-45
Abbildung 46: Experimentell bestimmte FWD-Hystereseschleifen (Deblois et al., 2010)	2-45
Abbildung 47: Verlauf der dissipierten Energie über einen Betrachtungshorizont von vier Jahren (Deblois et al., 2010)	2-46
Abbildung 48: Darstellung der FFT-Analyse des Verformungsverlaufs (im Lastmittelpunkt).....	2-49
Abbildung 49: Darstellung der FFT-Analyse des Kraftverlaufs	2-49
Abbildung 50: Darstellung der Hilfsfunktion (Quotient aus fouriertransformiertem Verformungs- und Kraftverlauf)	2-49
Abbildung 51: Zeitlicher Offset der Verformungskurve bei unterschiedlichen Materialeigenschaften	2-50
Abbildung 52: Verlauf des Phasenverschiebungswinkels δ für eine Messstrecke	3-3
Abbildung 53: Vergleich von Phasenverschiebungswinkel δ und dissipierter Energie W_{diss} ...	3-3
Abbildung 54: Schema des FWD-Auswertungsskripts in Scilab	3-4
Abbildung 55: Messschema für die Tragfähigkeitsmessungen mit dem FWD	4-5
Abbildung 56: Bohrkernentnahmeschema	4-5
Abbildung 57: Lage der Messstrecken in Südhessen (d-maps, 2017)	4-7
Abbildung 58: Lage der Messstrecken in Unterfranken (d-maps, 2017)	4-7
Abbildung 59: Schraffuren für den Verkehrsflächenbefestigungsaufbau – nach (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2001)	4-8
Abbildung 60: Verlauf der Messstrecke MS 1	4-8
Abbildung 61: Konstruktiver Aufbau der MS 1 (Böllenthalweg, Darmstadt)	4-8

Abbildung 62: Verlauf der Messstrecke MS 2	4-9
Abbildung 63: Konstruktiver Aufbau der MS 2 (Am Sandberg, Frankfurt am Main) (Jörke & Grambow, 2017)	4-9
Abbildung 64: Verlauf der Messstrecke MS 3	4-10
Abbildung 65: Konstruktiver Aufbau der MS 3 (Seeheimer Straße, Pfungstadt)	4-10
Abbildung 66: Verlauf der Messstrecke MS 4	4-10
Abbildung 68: Verlauf der Messstrecke MS 5	4-11
Abbildung 69: Konstruktiver Aufbau der MS 5 (K AB 13, Johannesberg) (Egert, 2021)	4-11
Abbildung 70: Verlauf der Messstrecke MS 6	4-12
Abbildung 71: Konstruktiver Aufbau der MS 6 (St 2309, Reichenbach) (Pistner, 2021)	4-12
Abbildung 72: Verlauf der Messstrecke MS 7	4-12
Abbildung 73: Konstruktiver Aufbau der MS 7 (St 2312, Haibach)	4-12
Abbildung 74: Verlauf der Messstrecke MS 8	4-13
Abbildung 75: Konstruktiver Aufbau der MS 8 (B 26, Laufach)	4-13
Abbildung 76: Verlauf der Messstrecke MS 9	4-14
Abbildung 77: Konstruktiver Aufbau der MS 9 (B 469, Großostheim)	4-14
Abbildung 78: Verlauf der Messstrecke MS 10	4-14
Abbildung 79: Konstruktiver Aufbau der MS 10 (B 47, Boxbrunn)	4-14
Abbildung 80: Ablaufschema für den Messtag MT 1	4-15
Abbildung 81: Ablaufschema für den Messtag MT 2	4-15
Abbildung 82: Einflussparameter auf den Wärmehaushalt einer Verkehrsflächenbefestigung (Doré & Zubeck, 2009)	4-19
Abbildung 83: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Befestigungsoberflächentemperaturen T_o	4-20
Abbildung 84: Aufteilung des Tagesgangs in zwei Sinuskurven (Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2014)	4-21
Abbildung 85: Summenlinie des Bestimmtheitsmaßes R^2 für das Modellierungsverfahren nach BELLS2	4-22
Abbildung 86: Summenlinie des Bestimmtheitsmaßes R^2 für das Modellierungsverfahren nach BELLS3	4-23
Abbildung 87: Summenlinie des Bestimmtheitsmaßes R^2 für das Modellierungsverfahren nach PARK ET AL. (2001)	4-24

Abbildung 88: Beispielhafter Vergleich der einzelnen Modellierungsverfahren mit tatsächlichen Temperaturverläufen	4-25
Abbildung 89: Beispielhafter Vergleich der einzelnen Modellierungsverfahren mit tatsächlichen Temperaturverläufen	4-25
Abbildung 90: Vergleich der Summenlinien der Bestimmtheitsmaße R^2 für die einzelnen Modellierungsverfahren	4-25
Abbildung 91: Differenzen der einzelnen Modellierungsverfahren gegenüber den tatsächlich gemessenen Asphaltkörpertemperaturen ($z = 20$ mm)	4-26
Abbildung 92: Differenzen der einzelnen Modellierungsverfahren gegenüber den tatsächlich gemessenen Asphaltkörpertemperaturen ($z = 200$ mm)	4-27
Abbildung 93: Beispielhafte Darstellung eines Scilab-Skripts	4-28
Abbildung 94: a) Vergleich von gemessener Verformungsmulde und regressiv bestimmter Hilfsfunktion; b) Verlauf des Schichtmoduls M_0 ; c) Verlauf der elastischen Länge l ; d) Verlauf der charakteristischen Steifigkeit $M_1 h^3$; e) Verlauf der Tragfähigkeitszahl T_z ; f) Verlauf des Krümmungsradius R_0	4-29
Abbildung 95: a) Klassifizierungsdiagramm mit der Tragfähigkeitszahl T_z als Kenngröße; b) Klassifizierungsdiagramm mit der charakteristischen Steifigkeit $M_1 h^3$ als Kenngröße..	4-29
Abbildung 96: Vergleich zwischen gemessenem und regressiv angenähertem Kraftstoß (Regression mittels doppelter Gauß-Funktion)	4-31
Abbildung 97: Vergleich zwischen gemessenem und regressiv angenähertem Verformungsverlauf (zwei Ansatzfunktionen)	4-32
Abbildung 98: Vergleich zwischen gemessener und regressiv angenäherter Verformungsmulde	4-33
Abbildung 99: Umgebungs- und Oberflächentemperaturverlauf (gemessen und modelliert)	4-34
Abbildung 100: Asphaltkörpertemperaturverläufe	4-34
Abbildung 101: Verlauf der elastischen Energie W_{el} und dissipierten Energie W_{diss}	4-36
Abbildung 102: Verlauf des Verlustfaktors Ψ	4-36
Abbildung 103: Verlauf der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_w	4-36
Abbildung 104: Verlauf des Phasenverschiebungswinkels δ	4-36
Abbildung 105: Darstellung des Zeitversatzes zwischen Kraftverlauf (blau) und Verformungsverlauf (rot)	4-37
Abbildung 106: Darstellung der Hystereseschleifen für einen Messpunkt	4-37

Abbildung 107: Übersichtplot für die dynamische Auswertung eines Messpunkts; a) Darstellung der Verformungsverläufe der neun Geophone; b) Vergleich von gemessener und approximierter Verformungsmulde; c) Vergleich von gemessenem und approximiertem Kraftverlauf; d) Verlauf von gemessenem und approximiertem Verformungsverlauf für d_0 ; e) Darstellung der neun Hystereseschleifen eines Messpunkts; f) Darstellung des Asphaltkörpertemperaturprofils	4-37
Abbildung 108: Darstellung einer regressiven Annäherung von dissipierter Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für eine Messstrecke und Messkampagne	4-38
Abbildung 109: Darstellung des täglichen und stündlichen Temperaturverlaufs (DWD-Wetterstation in Darmstadt)	4-42
Abbildung 110: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 1	4-42
Abbildung 111: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 1....	4-43
Abbildung 112: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 1	4-43
Abbildung 113: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 1	4-43
Abbildung 114: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 1 .	4-44
Abbildung 115: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 1	4-44
Abbildung 116: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 1	4-44
Abbildung 117: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 1; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 1	4-45
Abbildung 118: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 2.....	4-46
Abbildung 119: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 2....	4-46
Abbildung 120: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 2	4-47
Abbildung 121: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 2	4-47
Abbildung 122: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 2 .	4-48
Abbildung 123: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 2	4-48
Abbildung 124: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 2	4-48

Abbildung 125: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 2; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 2	4-49
Abbildung 126: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 3.....	4-50
Abbildung 127: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 3	4-50
Abbildung 128: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 3.....	4-51
Abbildung 129: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 3	4-51
Abbildung 130: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 3 ..	4-52
Abbildung 131: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 3.....	4-52
Abbildung 132: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 3	4-52
Abbildung 133: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 3; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 3	4-53
Abbildung 134: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 4.....	4-54
Abbildung 135: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 4 (links: MML, rechts: RML).....	4-54
Abbildung 136: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 4.....	4-55
Abbildung 137: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 4	4-55
Abbildung 138: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 4 (links: MML, rechts: RML).....	4-56
Abbildung 139: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 4.....	4-56
Abbildung 140: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 4	4-56
Abbildung 141: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 4; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 4	4-56
Abbildung 142: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 5.....	4-57

Abbildung 143: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 5 (links: MML, rechts: RML).....	4-58
Abbildung 144: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 5	4-58
Abbildung 145: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 5	4-58
Abbildung 146: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 5 (links: MML, rechts: RML).....	4-59
Abbildung 147: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 5	4-59
Abbildung 148: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 5	4-59
Abbildung 149: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 5; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 5	4-59
Abbildung 150: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 6.....	4-60
Abbildung 151: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 6 (links: MML, rechts: RML).....	4-61
Abbildung 152: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 6	4-61
Abbildung 153: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 6	4-61
Abbildung 154: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 6 (links: MML, rechts: RML).....	4-62
Abbildung 155: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 6	4-62
Abbildung 156: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 6	4-62
Abbildung 157: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 6; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 6	4-62
Abbildung 158: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 7.....	4-63
Abbildung 159: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 7 (links: MML, rechts: RML).....	4-64
Abbildung 160: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 7	4-64

Abbildung 161: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 7	4-64
Abbildung 162: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 7 (links: MML, rechts: RML).....	4-65
Abbildung 163: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 7	4-65
Abbildung 164: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 7	4-65
Abbildung 165: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 7; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 7	4-65
Abbildung 166: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 8.....	4-66
Abbildung 167: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 8 (links: MML, rechts: RML).....	4-67
Abbildung 168: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 8.....	4-67
Abbildung 169: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 8	4-67
Abbildung 170: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 8 (links: MML, rechts: RML).....	4-68
Abbildung 171: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 8.....	4-68
Abbildung 172: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 8	4-68
Abbildung 173: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 8; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 8	4-69
Abbildung 174: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 9.....	4-70
Abbildung 175: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 9 (links: MML, rechts: RML).....	4-70
Abbildung 176: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 9.....	4-71
Abbildung 177: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 9	4-71
Abbildung 178: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 9 (links: MML, rechts: RML).....	4-72

Abbildung 179: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 9	4-72
Abbildung 180: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 9	4-72
Abbildung 181: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 9; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 9	4-72
Abbildung 182: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 10.....	4-73
Abbildung 183: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 10 (links: MML, rechts: RML).....	4-74
Abbildung 184: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 10	4-74
Abbildung 185: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 10	4-74
Abbildung 186: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 10 (links: MML, rechts: RML).....	4-75
Abbildung 187: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 10	4-75
Abbildung 188: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 10 ..	4-75
Abbildung 189: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 10; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 10	4-75
Abbildung 190: Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den äquivalenten Elastizitätsmodul E_a	4-77
Abbildung 191: Beispielhaftes FE-Modell einer Verkehrsflächenbefestigung (Loizos & Scarpas, 2005)	5-3
Abbildung 192: Schematische Skizze zur SEM (Roussel, 2019)	5-5
Abbildung 193: Benutzeroberfläche des SEM-Skripts.....	5-6
Abbildung 194: Lastimpuls und zugehörige FFT-Analyse im SEM-Skript.....	5-7
Abbildung 195: Maxwell-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003).....	5-8
Abbildung 196: Kelvin-Voigt-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)	5-8
Abbildung 197: Generalisiertes Maxwell-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)	5-10
Abbildung 198: Generalisiertes Kelvin-Voigt-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)	5-10
Abbildung 199: Huet-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)	5-10

Abbildung 200: Huet-Sayegh-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)	5-11
Abbildung 201: 2S2P1D-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)	5-11
Abbildung 202: Konstruktiver Aufbau für die SEM-Simulation	5-15
Abbildung 203: Einfluss der Temperatur auf die Verformungsmulde im elastischen Fall....	5-16
Abbildung 204: Einfluss der Temperatur auf einzelne Tragfähigkeitsgrößen im elastischen Fall	5-17
Abbildung 205: Einfluss der Modellierungsweise auf einzelne Verformungsverläufe im Lastmittelpunkt (rot: visko-elastischer Fall, blau: elastischer Fall) a) für $T_K = 0\text{ °C}$, b) für $T_K = 15\text{ °C}$, c) für $T_K = 30\text{ °C}$, d) für $T_K = 50\text{ °C}$	5-18
Abbildung 206: Einfluss der Temperatur auf die Verformungsmulde im visko-elastischen Fall	5-18
Abbildung 207: Einfluss der Temperatur auf einzelne Tragfähigkeitskennwerte im visko- elastischen Fall.....	5-19
Abbildung 208: Einfluss des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten auf die Verformungsmulde.....	5-20
Abbildung 209: Einfluss des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten auf einzelne Tragfähigkeitskennwerte	5-21
Abbildung 210: a) Hystereseschleifen für die Verformung im Lastmittelpunkt bei Variation der Asphaltkörpertemperatur im elastischen Fall; b) Hystereseschleifen für die Verformung im Lastmittelpunkt bei Variation der Asphaltkörpertemperatur im visko-elastischen Fall; c) Hystereseschleifen für die Verformung im Lastmittelpunkt bei Variation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten	5-22
Abbildung 211: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0	6-7
Abbildung 212: Quotienten von konventionellen Tragfähigkeitskennwerten aus rechter Messlinie (RML) und mittlerer Messlinie (MML)	6-8
Abbildung 213: Quotienten von dynamischen Tragfähigkeitskennwerten aus rechter Messlinie (RML) und mittlerer Messlinie (MML).....	6-8
Abbildung 214: Beanspruchungsschema für den Lastfall Plattenrand – angelehnt an (Birmann, 1981)	6-9
Abbildung 215: Verformungsmulden der plattentheoretischen Betrachtung des Lastfalls Plattenrand	6-10
Abbildung 216: Sensitivitätsanalyse der Tragfähigkeitskennwerte bei Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K für den elastischen Fall	6-14

Abbildung 217: Sensitivitätsanalyse der Tragfähigkeitskennwerte bei Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K für den visko-elastischen Fall	6-14
Abbildung 218: Sensitivitätsanalyse der Tragfähigkeitskennwerte bei Variation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten E_0	6-15
Abbildung 219: Resultierende Tragfähigkeitsgrößen nach der Temperaturnormierung bei einer Asphaltkörpertemperatur von $T_K = 21 \text{ }^\circ\text{C}$	6-20
Abbildung 220: Resultierende Tragfähigkeitsgrößen nach der Temperaturnormierung bei einer Asphaltkörpertemperatur von $T_K = 30 \text{ }^\circ\text{C}$	6-20
Abbildung 221: Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren auf den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 in Abhängigkeit von der tatsächlichen Asphaltkörpertemperatur T_K – a) elastischer Fall; b) visko-elastischer Fall	6-21
Abbildung 222: Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren auf die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ in Abhängigkeit von der tatsächlichen Asphaltkörpertemperatur T_K – a) elastischer Fall; b) visko-elastischer Fall	6-21
Abbildung 223: Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren auf den Krümmungsradius im Lastmittelpunkt R_0 in Abhängigkeit von der tatsächlichen Asphaltkörpertemperatur T_K – a) elastischer Fall; b) visko-elastischer Fall	6-22
Abbildung 224: Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren auf die Tragfähigkeitszahl T_z in Abhängigkeit von der tatsächlichen Asphaltkörpertemperatur T_K – a) elastischer Fall; b) visko-elastischer Fall	6-22
Abbildung 225: Verlauf der dissipierten und elastischen Energie (W_{diss} und W_{el}) für MK 2 der MS 6 (RML)	7-3

GLEICHUNGSVERZEICHNIS

Gleichung 1: Verformungsnormierung auf eine Referenzanpralllast (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b)	2-22
Gleichung 2: Definition des Krümmungsradius R_0 (Jendia, 1995)	2-26
Gleichung 3: Bestimmung des Krümmungsradius R_0 (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b)	2-26
Gleichung 4: Bestimmung der Tragfähigkeitszahl T_z (Jendia, 1995)	2-27
Gleichung 5: Bestimmung des Untergrund/Unterbau-Indikators (Jendia, 1995)	2-27
Gleichung 6: Verformung an der Fahrbahnoberfläche (Zhu, Wang & Guo, 1985)	2-29
Gleichung 7: Lösung des Hilfswerts H_w (Zhu et al., 1985)	2-29
Gleichung 8: Regressive Beschreibung der Verformungsmulde (Grätz, 1999)	2-30
Gleichung 9: Bestimmung der elastischen Länge l (Grätz, 1999)	2-31
Gleichung 10: Bestimmung des Schichtmoduls des Untergrunds M_0 (Grätz, 1999)	2-31
Gleichung 11: Zusammenhang zwischen Schichtmodul M_i und Elastizitätsmodul E_i (Grätz, 1999)	2-31
Gleichung 12: Zusammenhang zwischen elastischer Länge l und der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ (Böhm et al., 2011), (Hake & Meskouris, 2007)	2-33
Gleichung 13: Bewegungsgleichung eines Systems mit einem Freiheitsgrad	2-37
Gleichung 14: Bestimmung der dissipierten Energie W_{diss} als Umlaufintegral (Markert, 2013)	2-38
Gleichung 15: Bestimmung des Werkstoffverlustfaktors Ψ (Markert, 2013)	2-40
Gleichung 16: Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_P (Kolsky, 2015)	2-41
Gleichung 17: Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_S (Kolsky, 2015)	2-41
Gleichung 18: Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_R (Kolsky, 2015)	2-42
Gleichung 19: Wärmeenergiegleichgewicht (Solaimanian & Kennedy, 1993)	4-19
Gleichung 20: Wärmeenergiegleichgewicht (Solaimanian & Kennedy, 1993)	4-19
Gleichung 21: BELLS2-Gleichung (Lukanen, Stubstad & Briggs, 2000)	4-21
Gleichung 22: BELLS3-Gleichung (Lukanen et al., 2000)	4-22
Gleichung 23: Asphaltkörpertemperaturmodellgleichung (D.-Y. Park, Buch & Chatti, 2001)	4-23
Gleichung 24: Regressionsfunktion zur funktionellen Beschreibung des Kraftstoßes (Riedl, 2006)	4-30

Gleichung 25: Regressionsfunktion zur funktionellen Beschreibung des Verformungsverlaufs	4-32
Gleichung 26: Regressionsfunktion zur funktionellen Beschreibung der Verformungsmulde (Grätz, 1999)	4-33
Gleichung 27: Gauß'sche Flächenformel (Gruber & Joeckel, 2016)	4-35
Gleichung 28: Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_w	4-35
Gleichung 29: Regressionsfunktion zur funktionellen Beschreibung des Zusammenhangs zwischen dissipierter Energie W_{diss} und charakteristischer Steifigkeit $M_1 h^3$ (Čičković, 2018)	4-38
Gleichung 30: Äquivalenter Elastizitätsmodul der Halbraumtheorie (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2011a)	4-76
Gleichung 31: Lastimpuls in der SEM-Simulation	5-7
Gleichung 32: Kriechfunktion auf Grundlage des Maxwell-Modells	5-8
Gleichung 33: Relaxationsfunktion auf Grundlage des Maxwell-Modells	5-9
Gleichung 34: Kriechfunktion auf Grundlage des Kelvin-Voigt-Modells	5-9
Gleichung 35: Relaxationsfunktion auf Grundlage des Kelvin-Voigt-Modells	5-9
Gleichung 36: Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls auf Grundlage des 2S2P1D-Modells	5-12
Gleichung 37: Berechnung des Spearmanschen Rangkorrelationskoeffizienten r_s (Sachs, 1997)	6-3
Gleichung 38: Berechnung der Signifikanzschränke des Spearmanschen Rangkorrelationskoeffizienten r_s (Sachs, 1997)	6-6
Gleichung 39: Berechnung der Verformung in Abhängigkeit der Lage des Lastangriffspunkts (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2011b)	6-9
Gleichung 40: Partieller Korrelationskoeffizient (Sachs, 1997)	6-11

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Bundesinvestitionen in den Straßenbau (Neubau und Erhaltung)	1-3
Tabelle 2: Streckenlängen und -flächen des überörtlichen Verkehrs (Lippold, 2011; Radke & Deutsches Institut für Wirtschaftsforschung, 2017).....	1-3
Tabelle 4: Schwerpunkte des Auftretens von Frost- und Tragfähigkeitsschäden (Klengel, 1968)	2-5
Tabelle 5: Begriffsbestimmungen	2-14
Tabelle 6: Eckdaten des FWD der TU Darmstadt (Jansen & Čičković, 2017; PHØNIX Pavement Consultants, 1998)	2-19
Tabelle 7: Nationale und internationale Temperaturnormierungsverfahren	2-23
Tabelle 8: Nationale und internationale Tragfähigkeitskennwerte	2-25
Tabelle 9: Ausprägungen der einzelnen untersuchten Parameter (Bald & Nguyen, 2014) ..	2-32
Tabelle 10: Orientierungswerte für die elastische Länge l , den Schichtmodul M_0 und die Tragfähigkeitszahl T_z bei der Bezugstemperatur $T_{ref} = 20 \text{ °C}$ (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b)	2-35
Tabelle 11: Beschreibung der Orientierungsbereiche	2-35
Tabelle 12: Dokumentation der Messkampagnentermine.....	4-5
Tabelle 13: Beschreibung der MS 1 (Böllenthaltorweg, Darmstadt)	4-8
Tabelle 14: Beschreibung der MS 2 (Am Sandberg, Frankfurt am Main).....	4-9
Tabelle 15: Beschreibung der MS 3 (Seeheimer Straße, Pfungstadt).....	4-9
Tabelle 16: Beschreibung der MS 4 (K AB 8, Ringheim)	4-10
Tabelle 17: Beschreibung der MS 5 (K AB 13, Johannesberg)	4-11
Tabelle 18: Beschreibung der MS 6 (St 2309, Reichenbach)	4-11
Tabelle 19: Beschreibung der MS 7 (St 2312, Haibach)	4-12
Tabelle 20: Beschreibung der MS 8 (B 26, Laufach)	4-13
Tabelle 21: Beschreibung der MS 9 (B 469, Großostheim).....	4-13
Tabelle 22: Beschreibung der MS 10 (B 47, Boxbrunn)	4-14
Tabelle 23: Informationen bezüglich der Bohrkernentnahmen.....	4-16
Tabelle 24: Rahmenbedingen der TMS in Heek (Jansen, 2009)	4-18
Tabelle 25: Zuordnung und Lokalisierung der DWD-Wetterstationen	4-41
Tabelle 26: Angenommene Ausgangswerte für die SEM-Parameterstudie	5-12


Tabelle 27: Annahmen bezüglich der Dichten ρ_i und Querdehnzahlen μ_i für die SEM-Simulation.....	5-13
Tabelle 28: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 1	6-3
Tabelle 29: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 2	6-4
Tabelle 30: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 3	6-4
Tabelle 31: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 4	6-4
Tabelle 32: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 5	6-4
Tabelle 33: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 6	6-5
Tabelle 34: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 7	6-5
Tabelle 35: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 8	6-5
Tabelle 36: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 9	6-5
Tabelle 37: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für MS 10	6-6
Tabelle 38: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für die Untersuchung an ungebundenen Verkehrsflächenbefestigungen in Lettland.....	6-6
Tabelle 39: Tragfähigkeitsgrößen der plattentheoretischen Betrachtung des Lastfalls Plattenrand	6-10
Tabelle 40: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für die SEM-Simulation (Variation von T_K , elastischer Fall)	6-12
Tabelle 41: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für die SEM-Simulation (Variation von T_K , visko-elastischer Fall)	6-12
Tabelle 42: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_S für die SEM-Simulation (Variation von E_0)	6-12
Tabelle 43: Ergebnisse der Literaturstudie zu dynamischen FWD-Tragfähigkeitskennwerten	6-17

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

AAPA	Australian Asphalt Pavement Association
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AB	Aschaffenburg
ABS	Asphaltbinderschicht
ADS	Asphaltdeckschicht
AK	Arbeitskreis
AP	Arbeitspapier
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATS	Asphalttragschicht
B	Bundesstraße
BASt	Bundesanstalt für Straßenwesen
BAYSIS	Bayerisches Straßeninformationssystem
BCRRA	Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields
BEA	Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise
BISAR	Bitumen Stress Analysis in Roads
BK	Bohrkern
Bk	Belastungsklasse
BMVI	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur
BS	Binderschicht
BVWP	Bundesverkehrswegeplan
COST	European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research
DGL	Differentialgleichung
DMS	Dehnungsmessstreifen
DOT	Department of Transportation
DS	Deckschicht
DSR	Dynamisches Scherrheometer
DTV	Durchschnittliches tägliches Verkehrsaufkommen
DWD	Deutscher Wetterdienst
EDV	Elektronische Datenverarbeitung
EM	Erstmessung
FE	Finite Elemente
FFT	Schnelle Fourier-Transformation
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen
FHWA	Federal Highway Administration
FM	Folgemessung

FSS	Frostschuttschicht
FWD	Falling Weight Deflectometer
GDDP	Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych
GIS	Geoinformationssystem
GmbH	Gesellschaft mit beschränkter Haftung
GPR	Ground Penetrating Radar (Georadar)
GPS	Global Positioning System
HGT	Hydraulisch gebundene Tragschicht
Hrsg.	Herausgeber
HWD	Heavy Weight Deflectometer
IBDiM	Instytut Badawczy Dróg i Mostów
IFFT	Inverse Fast Fourier Transformation
K	Kreisstraße
Kfz	Kraftfahrzeug
KNN	Künstliches neuronales Netz
L	Landstraße
Lkw	Lastkraftwagen
LRA	Landratsamt
LSQ	Methode der kleinsten Quadrate
LTPP	Long-Term Pavement Performance
LVDT	Differentialtransformatoren
MK	Mittlere Messlinie
MK	Messkampagne
MP	Messpunkt
MS	Messstrecke
MT	Messtag
MVA	Mechanisches Verhalten von Asphalt in Befestigungen für Verkehrsflächen
MW	Mittelwert
NN	Normalnull
OnKo	Online-Kontrolle
PAK	Polyzyklische Aromatische Kohlenwasserstoffe
PIX	Phenolindex
PMS	Pavement Management System
QMW	Quadratischer Mittelwert
RDO	Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen

RML	Rechte Messlinie
RSA	Richtlinien für die Sicherung von Arbeitsstellen an Straßen
RSO	Richtlinien zur Beurteilung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen
RStO	Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen
RWD	Rolling Wheel Deflectometer
SASW	Spektrale Analyse von Oberflächenwellen
SEM	Spektralelementanalyse
SHRP	Strategic Highway Research Program
SoB	Schichten ohne Bindemittel
St	Staatsstraße
StB	Straßenbau
StBA	Staatliches Bauamt
SV	Schwerverkehr
SVV	Schichtenverbundsversagen
TH	Technische Hochschule
TMS	Temperaturmessstation
TP	Technische Prüfvorschriften
TRA	Transportation Research Arena
TRB	Transportation Research Board
TS	Tragschicht
TSD	Traffic Speed Deflectometer
TSO	The Stationary Office
TU	Technische Universität
WDSN	Wytyczne Diagnostyki Stanu Nawierzchni dla Dróg Wojewódzkich
WMS	Web Map Service
WSDOT	Washington State Department of Transportation
ZEB	Zustandserfassung und -bewertung
ZTV	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen



Diese Seite wurde absichtlich leer gelassen

SYMBOLVERZEICHNIS

A	Fläche	[-]
A	Regressionsparameter	[mm]
a	Radius der Lastplatte	[m]
a	Regressionsparameter	[-]
a ₀	Regressionskoeffizient	[-]
a ₀	Regressionsparameter	[-]
a ₀	Regressionsparameter	[J/MNm]
a ₁	Regressionskoeffizient	[-]
a ₁	Regressionsparameter	[kN]
a ₁	Regressionsparameter	[1/mm ²]
a ₁	Regressionsparameter	[J]
a ₂	Regressionskoeffizient	[-]
a ₂	Regressionsparameter	[kN]
a ₂	Regressionsparameter	[1/mm ²]
a ₃	Regressionsparameter	[μm]
a ₄	Regressionsparameter	[μm]
AK	AK-Wert	[-]
ALK	ALK-Wert	[-]
AUPP	Fläche unter dem Befestigungsprofil	[μm]
B	Regressionsparameter	[1/mm]
b	Regressionsparameter	[-]
b	Regressionsparameter	[1/°C]
b	Regressionsparameter	[1/ms]
b ₁	Regressionsparameter	[ms]
b ₂	Regressionsparameter	[ms]
BC	Tragfähigkeit	[μm]
BCI	Unterbaukrümmungsindex	[μm]
BDI	Unterbauschadensindex	[μm]
c	Regressionsparameter	[1/°C]
c	Regressionsparameter	[-]
c	Federkonstante	[N/m]
c	Regressionsparameter	[1/ms]
C ₁	Materialparameter	[-]
c ₁	Regressionsparameter	[ms]
C ₂	Materialparameter	[-]

c_2	Regressionsparameter	[ms]
D	Plattensteifigkeit	[MNm]
D	Differenz des Wertepaars	[-]
d	Radius der Lastplatte	[mm]
d	Regressionsparameter	[-]
d	Dämpfungskonstante	[kg/s]
d	Durchmesser	[mm]
d	Tiefe	[cm]
d	Regressionsparameter	[-]
D_0	Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{0,c}$	Auf die Referenztemperatur bezogene Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{0,m}$	Auf die Referenzlast linear bezogene Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{1.5d}$	Verformung in einer Entfernung von $1,5 \times$ Dicke der Befestigung vom Lastmittelpunkt	[μm]
D_{90}	Auf die Referenzanpralllast linear bezogene Verformung in einer Entfernung von $x = 900$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
D_{200}	Verformung in einer Entfernung von $x = 200$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
D_{210}	Verformung in einer Entfernung von $x = 210$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
D_{300}	Verformung in einer Entfernung von $x = 300$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
D_{450}	Verformung in einer Entfernung von $x = 450$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
D_{600}	Verformung in einer Entfernung von $x = 600$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{1.200}$	Verformung in einer Entfernung von $x = 1.200$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{1.500}$	Verformung in einer Entfernung von $x = 1.500$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{1.800}$	Verformung in einer Entfernung von $x = 1.800$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{\text{gemessen},i}$	Tatsächliche gemessene Verformung für Geophon i	[μm]
D_i	Auf die Referenzlast linear normierte Verformung für Geophon i	[μm]
$D_{i,20}$	Auf die Referenztemperatur bezogene Verformung für Geophon i	[μm]
DSI	Verformungsneigungsindex	[μm]

$DTV^{(SV)}$	Durchschnittliches tägliches Schwerverkehrsaufkommen	[Kfz/d]
E	Elastizitätsmodul	[MPa]
e	Regressionsparameter	[1/°C]
e	Regressionsparameter	[ms]
E^*	Komplexer Elastizitätsmodul	[MPa]
E_0	Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten	[MPa]
E_∞	Elastizitätsmodul (Glasmodul)	[MPa]
$E_{\ddot{a}}$	Äquivalenter Elastizitätsmodul	[MPa]
E_i	Elastizitätsmodul der betrachteten Schicht i	[MPa]
E_{kin}	Kinetische Energie	[J]
E_{pot}	Potentielle Energie	[J]
E_{v2}	Verformungsmodul aus der Zweitbelastungskurve von Böden im Lastplattendruckversuch	[MPa]
ER	Energy Ratio	[-]
ESAL	Äquivalente 9.000-lbs-Achslastübergänge	[-]
F	Fugenversatz	[μ m]
F	Kraft	[kN]
F	Kraftanregung	[N]
f	Regressionsparameter	[1/°C]
f	Frequenz	[1/s]
F_1	Formfaktor	[-]
F_2	Formfaktor	[-]
f_{FWD}	Belastungsfrequenz des FWD	[1/s]
GEB	Gebrauchswert	[-]
GES	Gesamtwert	[-]
h	Schichtdicke	[mm]
h	Dicke des gebundenen Oberbaus	[cm]
h	Dicke der lastverteilenden Schicht	[mm]
h	Exponent	[-]
h_c	Wärmedurchgangskoeffizient	[W/(m ² · K)]
h_{calc}	Rechnerische Dicke	[cm]
h_{tat}	Tatsächliche Dicke	[cm]
H_w	Hilfswert	[-]
H_{wd}	Hilfswert	[-]
hr_{18}	Tageszeit im Dezimalsystem	[h]
i	Zählvariable	[-]

ISM	Anprallsteifigkeitsmodul	[kN/ μ m]
J	Kriechfunktion	[1/MPa]
$J_{\hat{s}}$	Schranke für den Rangkorrelationskoeffizienten	[-]
J_0	Bessel'sche Funktion erster Gattung, 0-ter Ordnung	[-]
J_1	Bessel'sche Funktion erster Gattung, 1-ter Ordnung	[-]
k	Steifigkeitsverhältnis	[-]
k	Wärmeleitfähigkeit	[W/(m ² · K)]
k	Exponent	[-]
k	Federsteifigkeit	[N/mm ³]
k_1	Koeffizient	[-]
k_2	Koeffizient	[-]
k_3	Koeffizient	[-]
K_i	Umrechnungsfaktor	[-]
K_{Si}	Schersteifigkeit	[MPa]
l	Elastische Länge	[mm]
l	Länge	[m]
m	Maßgebende Tiefe	[cm]
m	Masse	[kg]
M_0	Schichtmodul der ungebundenen Schichten	[MPa]
M_1h^3	Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht	[MNm]
$M_1h^3_{i,EM}$	Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht der Erstmessung an der Stelle i [MNm]	[MNm]
$M_1h^3_{i,FM}$	Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht der Folgemessung an der Stelle i [MNm]	[MNm]
$M_1h^3_{i,rel}$	Veränderung der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht an der Stelle i [-]	[-]
M_i	Schichtmodul der betrachteten Schicht i	[MPa]
M_r	Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten	[psi]
n	Anzahl	[-]
n	Obergrenze der Zählvariable	[-]
P	Slope-Wert	[μ m/m]
P	Anpralllast	[kN]
Q	Anpralllast	[kN]
q	Druckspannung	[MPa]
q_a	Diffuse Strahlungsenergie (durch die Atmosphäre gestreut)	[J]
q_c	Transferierte Wärmeenergie durch Konvektion	[J]

Q_{gemessen}	Tatsächlich gemessene Anpralllast	[kN]
q_k	Transferierte Wärmeenergie durch Konduktion	[J]
Q_{max}	Maximale Kraft	[kN]
q_{net}	Übertragene Wärmeenergie	[J]
q_r	Wärmeabstrahlungsenergie	[J]
Q_{ref}	Referenzlast	[kN]
q_s	Sonnenstrahlungsenergie	[J]
q_t	Absorbierte Energie durch terrestrische Strahlung	[J]
R	Relaxationsfunktion	[MPa]
r	Abstand zum Lastmittelpunkt	[mm]
r	Entfernung vom Lastmittelpunkt	[m]
R_0	Krümmungsradius im Lastmittelpunkt	[m]
R^2	Bestimmtheitsmaß	[-]
r_0	Radius der Lastplatte	[mm]
r_s	Rangkorrelationskoeffizient	[-]
r_{xy}	Korrelationskoeffizient zwischen den Variablen x und y	[-]
$r_{xy,z}$	Partieller Korrelationskoeffizient zwischen den Variablen x und, unter Konstanthaltung der Variable z	[-]
r_{xz}	Korrelationskoeffizient zwischen den Variablen x und z	[-]
r_{yz}	Korrelationskoeffizient zwischen den Variablen y und z	[-]
S	Verbreitungsfähigkeit	[-]
s_{D0}	Standardabweichung der Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
s_{rF}	Standardabweichung des Fugenversatzes	[μm]
SCI_{200}	Oberflächenkrümmungsindex (Verformungsdifferenz zwischen D_0 und D_{200})	[μm]
SCI_{300}	Oberflächenkrümmungsindex (Verformungsdifferenz zwischen D_0 und D_{300})	[μm]
SCI_{450}	Oberflächenkrümmungsindex (Verformungsdifferenz zwischen D_0 und D_{450})	[μm]
SCI_{600}	Oberflächenkrümmungsindex (Verformungsdifferenz zwischen D_0 und D_{600})	[μm]
SCI_{900}	Oberflächenkrümmungsindex (Verformungsdifferenz zwischen D_0 und D_{900})	[μm]
$SCI_{1.200}$	Oberflächenkrümmungsindex (Verformungsdifferenz zwischen D_0 und $D_{1.200}$)	[μm]
$SCI_{1.500}$	Oberflächenkrümmungsindex (Verformungsdifferenz zwischen D_0 und $D_{1.500}$)	[μm]
SD_i	Verformungsneigung an der Stelle i	[m]

SIP	Strukturindex der Befestigung	[μm]
SN _{eff}	Effektive Strukturzahl	[-]
SN _{req}	Benötigte effektive Strukturzahl	[-]
SUB	Substanzwert	[-]
T	Asphaltkörpertemperatur in der Mitte der Asphaltbefestigung	[°C]
T	Asphaltkörpertemperatur in einer Tiefe von 5 cm	[°C]
t	Plattendicke	[mm]
t	Hilfsvariabel bei der Integration der Bessel'schen Funktionen	[-]
t	Zeit	[s]
t	Tageszeit	[-]
T _a	Umgebungstemperatur	[K]
t _{Dmax}	Zeitpunkt des Verformungsmaximums	[s]
t _{ges}	Impulsdauer	[ms]
T _K	Asphaltkörpertemperatur	[°C]
T _m	Maßgebende Asphaltkörpertemperatur	[°C]
t _{n-2;α}	Signifikanzschranke für die t-Verteilung	[-]
T _O	Asphaltoberflächentemperatur	[°C]
T _{ref}	Referenztemperatur	[°C]
T _s	Oberflächentemperatur	[K]
T _{t-1}	Durchschnittliche Lufttemperatur des Vortages	[°C]
T _U	Umgebungstemperatur	[°C]
TAF _{D0}	Temperaturanpassungsfaktor für D ₀	[-]
TS _i	Tangentiale Neigung an der Stelle i	[$\mu\text{m}/\text{m}$]
Tz	Tragfähigkeitszahl	[-]
UI	Untergrund/Unterbau-Indikator	[μm]
v	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit	[m/s]
V _{D600}	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit zwischen D ₀ und D ₆₀₀	[m/s]
V _{D2.400}	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit zwischen D ₀ und D _{2.400}	[m/s]
V _P	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle	[m/s]
V _R	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der Rayleigh-Welle	[m/s]
V _S	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle	[m/s]
V _W	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit	[m/s]
W	Wirksamkeitsindex	[%]

w	Verformung	[mm]
$w''(x)$	Krümmung der Verformungsmulde an der Stelle x	[1/m]
w_0	Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
$w_{0,\text{grenz}}$	Verformungsgrenzwert	[μm]
w_{210}	Verformung in einer Entfernung von $x = 210$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
w_{900}	Verformung in einer Entfernung von $x = 900$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
$w_{1.500}$	Verformung in einer Entfernung von $x = 1.500$ mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
W_{diss}	Dissipierte Energie	[J]
W_{el}	Elastische Energie	[J]
x	Weg	[m]
x	Abstand des betrachteten Punkts zum Lastangriffspunkt in x -Richtung	[mm]
\dot{x}	Geschwindigkeit	[m/s]
\ddot{x}	Beschleunigung	[m/s ²]
y	Abstand des betrachteten Punkts zum Lastangriffspunkt in y -Richtung	[mm]
z	Zenitwinkel der Sonne	[°]
z	Tiefe	[mm]
z_α	z -Wert der Standardnormalverteilung	[-]
α	Reibungskoeffizient	[-]
α	Absorptionskoeffizient	[-]
α	Irrtumswahrscheinlichkeit	[-]
β	Dämpfungsfaktor	[-]
δ	Phasenverschiebungswinkel	[°]
δ	Delta-Distribution	[-]
$\Delta_{90,c}$	Berechnete Verformungsdifferenz zwischen D_0 und D_{900}	[μm]
$\Delta_{90,m}$	Gemessene Verformungsdifferenz zwischen D_0 und D_{900}	[μm]
Δ_i	Verformungsdifferenz zwischen D_0 und D_i	[μm]
Δt	Zeitdifferenz	[s]
ε	Dehnung	[-]
ε	Wärmeabstrahlungsenergie	[J]
ε_{el}	Elastische Dehnung	[-]
ε_{pl}	Plastische Dehnung	[-]
$\varepsilon_{V,N}$	Einaxiale Vergleichsdehnung	[-]
ε_α	Atmosphärischer Gegenstrahlungskoeffizient	[-]

η	Dämpfungskonstante	[MPa · s]
θ	Breitengrad der betrachteten Asphaltbefestigung	[°]
μ	Querdehnzahl	[-]
μ_i	Querdehnzahl der betrachteten Schicht i	[-]
ϑ	Querdehnzahl	[-]
ρ	Dichte	[g/cm ³]
σ	Spannung	[MPa]
σ	Stefan-Boltzmann-Konstante	[W/(m ² · K ⁴)]
σ_1	Hauptspannung	[MPa]
σ_z	Spannung in z-Richtung	[MPa]
τ	Retardationszeit	[s]
τ_α	Wärmeübergangskoeffizient	[W/(m ² · K)]
Ψ	Werkstoffverlustfaktor	[-]
ω	Kurtosis (Wölbung)	[-]
ω	Kreisfrequenz	[1/s]

1 EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG

1.1	EINLEITUNG	1-2
1.2	ZIELSETZUNG DER ARBEIT	1-7
1.3	METHODISCHES VORGEHEN	1-8

1.1 EINLEITUNG

Die Bundesrepublik Deutschland investiert jährlich ein großes Volumen in den Straßenbau. Im Jahr 2017 sind ca. 4 Mrd. € für den Straßenbau vorgesehen (Bundesmittel). Hinzu kommen die jeweiligen Investitionsvolumina von Bundesländern und Kommunen. Zudem steigt das jährliche Gesamtinvestitionsvolumen seit Jahren stetig an – die zur Verfügung stehenden und damit auch verwendeten finanziellen Mittel wachsen (s. Abbildung 1 und Tabelle 1).

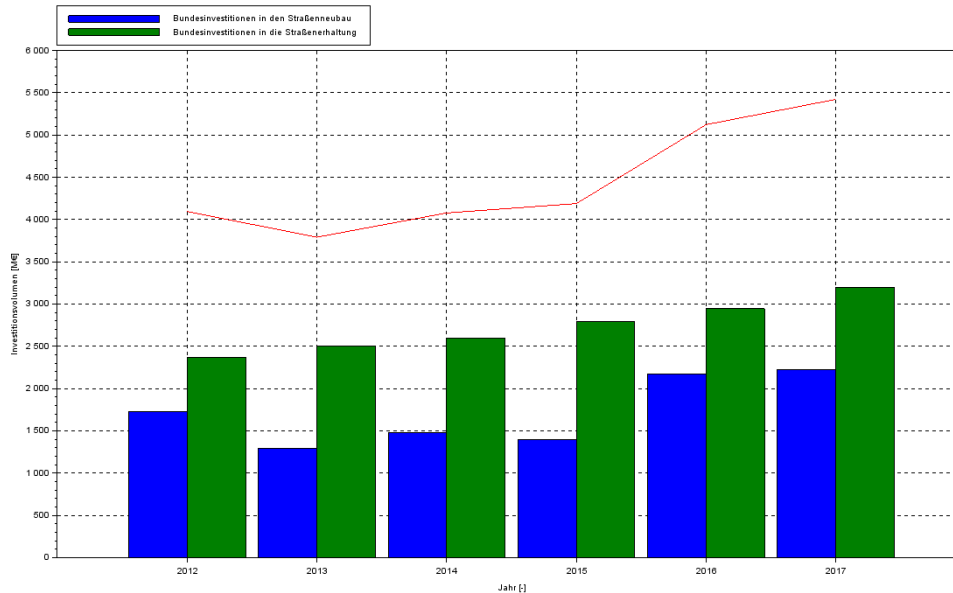


Abbildung 1: Bundesinvestitionen in den Straßenbau (Neubau und Erhaltung)

Jahr	Investitionen in den Neubau [Mio. €]	Investitionen in die Erhaltung [Mio. €]	Gesamtinvestitionsvolumen [Mio. €]
2012 (Bundesministerium der Finanzen, 2011)	1.725,6	2.370,9	4.096,5
2013 (Bundesministerium der Finanzen, 2012)	1.291,8	2.500,9	3.792,7
2014 (Bundesministerium der Finanzen, 2013)	1.481,7	2.597,4	4.079,0
2015 (Bundesministerium der Finanzen, 2014)	1.399,9	2.790,2	4.190,1
2016 (Bundesministerium der Finanzen, 2015)	2.177,3	2.946,2	5.123,5

Jahr	Investitionen in den Neubau [Mio. €]	Investitionen in die Erhaltung [Mio. €]	Gesamtinvestitionsvolumen [Mio. €]
2017 (Bundesministerium der Finanzen, 2016)	2.227,0	3.195,0	5.422,0

Tabelle 1: Bundesinvestitionen in den Straßenbau (Neubau und Erhaltung)

Ebenso ersichtlich wird die Tatsache, dass der Anteil der Erhaltungsmaßnahmen im Bundeshaushalt für Investitionen im Straßenbau in jedem der sechs betrachteten Haushaltsjahre größer ist als der Anteil für den Straßenneubau. Daher ist es von Interesse, die bestehende Infrastruktur, in diesem Fall bezogen auf Straßenbefestigungen, in einem guten Zustand zu erhalten, um den Anteil an notwendigen Erhaltungsmaßnahmen nicht noch weiter steigen zu lassen. Eine Erhaltungsmaßnahmenplanung kann aber nur dann funktionieren, wenn der bestehende Zustand der Verkehrsinfrastruktur in befriedigendem Maße erfasst werden kann. Hier bieten vor allem zerstörungsfreie Prüfverfahren zweckdienliche Erkenntnisse, da bei dieser Art der Prüfung das zu untersuchende Objekt in seiner Substanz nicht zerstört wird. Ein solches Prüfverfahren ist beispielsweise das Falling Weight Deflectometer (FWD), welches über Einsenkungsmessungen Hinweise auf die Qualität der strukturellen Substanz von Straßenbefestigungen liefern kann.

Betrachtet man die Abbildung 2 und Abbildung 3 und die dazugehörige Tabelle 2, so wird ersichtlich, dass die in Abbildung 1 und Tabelle 1 genannten Investitionsvolumina sich nur auf ca. 22,22 % des gesamten überörtlichen Straßennetzes beziehen (bezogen auf die Streckenlänge). Auf die eingenommene Fläche bezogen ist das Verhältnis zum Investitionsvolumen ausgewogener (Verteilung auf 41,20 % der Gesamtfläche des überörtlichen Verkehrs). Selbstverständlich kann das (notwendige und erbrachte) Investitionsvolumen nicht linear extrapoliert werden, allerdings lässt sich aus diesem Vergleich sehr leicht erkennen, dass die Notwendigkeit eines präzisen Ist-Zustands der bestehenden Straßenbefestigungen von großer Bedeutung ist.

Straßenkategorie	Länge [10^3 km]	Längenanteil [%]	Flächenanteil [%]
Bundesautobahnen	13,0	5,65	20,00
Bundesstraßen	38,1	16,57	21,20
Landesstraßen	87,0	37,83	30,00
Kreisstraßen	91,9	39,96	28,80

Tabelle 2: Streckenlängen und -flächen des überörtlichen Verkehrs (Lippold, 2011; Radke & Deutsches Institut für Wirtschaftsforschung, 2017)

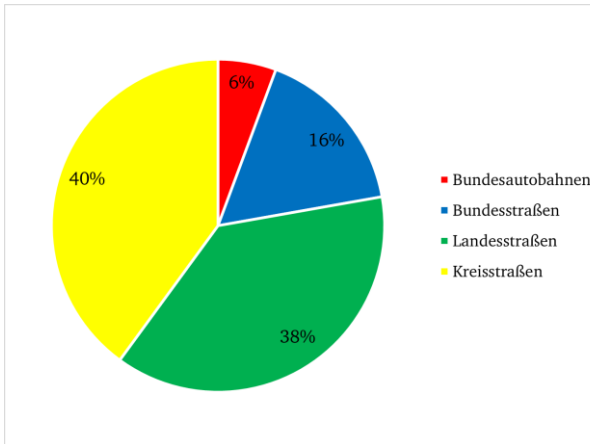


Abbildung 2: Längenanteile des überörtlichen Verkehrs

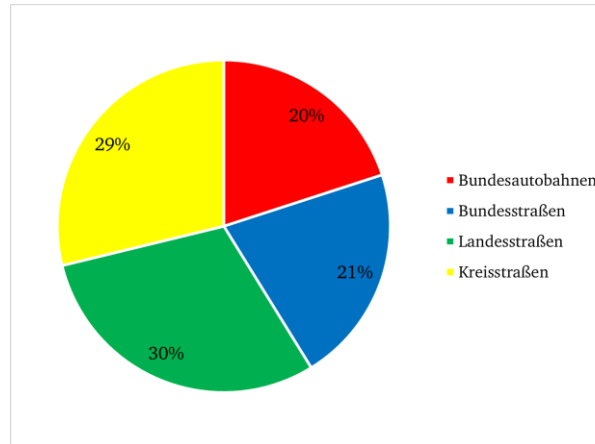


Abbildung 3: Flächenanteile des überörtlichen Verkehrs

Wie jedes Produkt, unterliegen Verkehrsflächenbefestigungen einem Gesamtlebenszyklus, der aus unterschiedlichen Phasen besteht. Abbildung 4 zeigt einen beispielhaften und vereinfachten Lebenszyklus. Der Lebenszyklus beginnt mit der Planung, dem Entwurf und dem Bau der Verkehrsflächenbefestigung, geht dann über in die (zeitlich) längste Phase, dem Betrieb, der zeitlich überlagert wird durch einzelne Erhaltungsmaßnahmen zur Konservierung beziehungsweise Verbesserung des technischen Zustands der Verkehrsflächenbefestigung. Als Entscheidungskriterien zur Bewertung von Maßnahmen jeglicher Art im Rahmen des Lebenszyklus stehen Sicherheit, Umwelt beziehungsweise Umwelteinwirkung, Kosten und Qualität im Fokus. Abbildung 6 zeigt einen detaillierteren Lebenszyklus einer Verkehrsflächenbefestigung, da hier auch die Reihenfolgen berücksichtigt werden und zudem der Planung ein weiterer Schritt vorgeschaltet ist. Jeder Lebenszyklus beginnt mit der Identifikation von Bedarfen, bevor die eigentliche Planung einsetzen kann. MISKIMMIN (2020) definiert sogar der Phasen vor der Planungsphase (Miskimmin, 2020).

Zeitlich gesehen ist die Lebensdauer der Verkehrsflächenbefestigung das relevante Merkmal, welches es gilt, unter Berücksichtigung der vier oben genannten Entscheidungskriterien, zu maximieren. Dabei ist festzuhalten, dass die Lebensdauer jeglicher Verkehrsinfrastrukturelemente zu einem großen Teil bereits durch die Herstellung bestimmt wird (Herstellungs-, Material- und Entwurfsqualität), zum anderen Teil aber auch durch externe Einflüssen, die durch die Nutzung der Verkehrsflächenbefestigung bedingt sind (chemische Belastung, Klima, Verkehr). Diese Einflussfaktoren sind in Abbildung 5 dargestellt. Bezüglich der Kostenverteilung über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks kann geschätzt werden, dass der Betrieb ca. 90 % der Kosten ausmacht, während der Bau ca. 9 % und die Planung inklusive der nötigen Lebenszyklusphasen davor ca. 1 % der gesamten Lebenszykluskosten ausmachen (BIM Acceleration Committee, 2019).

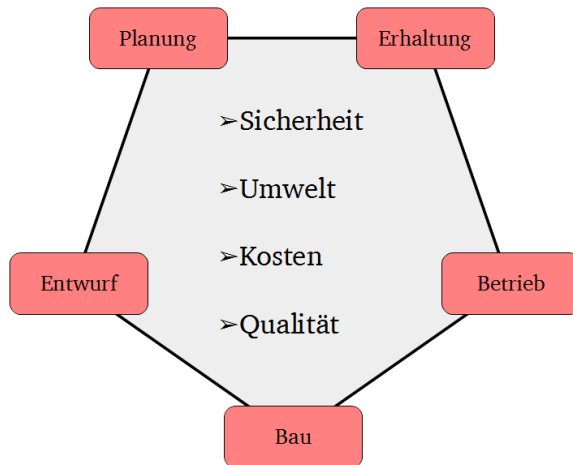


Abbildung 4: Lebenszyklus einer Verkehrsflächenbefestigung inklusive der zu berücksichtigenden Parameter (Leutner & Wellner, 2007)

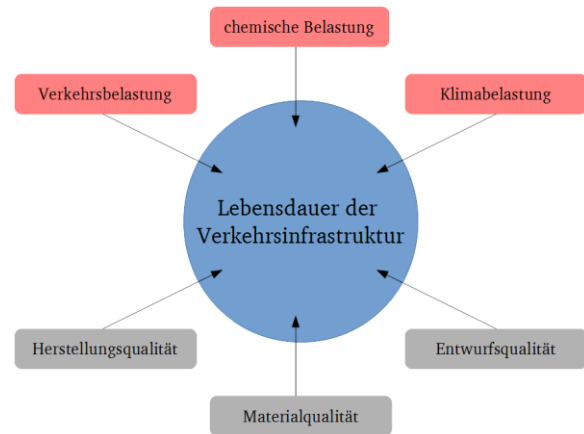


Abbildung 5: Einflussgrößen auf die Lebensdauer einer Verkehrsbefestigung (Stöckner, Gerdes & Schwotzer, 2013)

Lebenszyklus

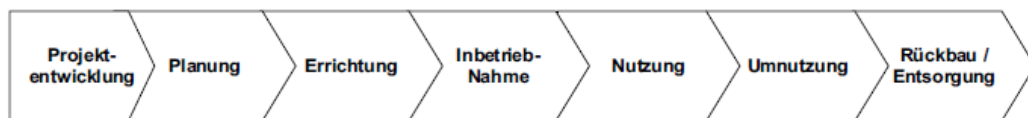


Abbildung 6: Lebenszyklus einer Verkehrsflächenbefestigung (Müller, 2020)

ROSAUER (2010) führt eine weitere Differenzierung des Begriffs der Lebensdauer durch: In dieser Definition kann zwischen einer technischen und einer wirtschaftlichen Lebensdauer unterschieden werden (Rosauer, 2010). Die technische Lebensdauer kann beschrieben werden als die Zeit- beziehungsweise Lebensdauer, in der das betrachtete Produkt den Anforderungen der Nutzenden an das Produkt genügt (Achterberg & Hampe, 1979). Bezogen auf den Fall der Verkehrsflächenbefestigung ausgeführt bedeutet dies, dass das Ende der technischen Lebensdauer einer Verkehrsflächenbefestigung dann erreicht ist, wenn die technische Nutzung stark erschwert wird oder das Ausmaß der Abnutzung einer substantiellen Zerstörung gleicht (Pingel, 1982). Die technische Lebensdauer ist von nachfolgenden Einflüssen geprägt (Herzog, 2005):

- Qualität der verwendeten Materialien
- Qualität der Ausführung
- Instandhaltungsqualität
- Äußere Einflüsse, wie zum Beispiel Nutzerverhalten, Umwelteinflüsse, Beanspruchung

Die in HERZOG (2005) definierten Einflusskriterien auf die technische Lebensdauer beziehen sich auf Gebäude. Bei Verkehrsflächenbefestigungen sind diese Einflusskriterien an und für sich auch anzutreffen, allerdings spielen die äußeren Einflüsse (Klima, Beanspruchung) eine weitaus größere Rolle.

Die wirtschaftliche Lebensdauer eines Produkts ist unabhängig von der technischen Lebensdauer, kann diese aber nicht übersteigen. Die wirtschaftliche Lebensdauer ist dann beendet, wenn unter finanziellen Aspekten das betrachtete Produkt nicht mehr einträglich ist.

Das Ende der wirtschaftlichen Lebensdauer ist damit dann erreicht, wenn das Produkt dem Stand der Technik oder den Ansprüchen der Nutzenden nicht mehr gerecht wird. Bei Erreichen des Endes der technischen Lebensdauer ist die Funktionalität einzelner Komponenten oder des Gesamtprodukts nicht mehr gewährleistet (Herzog, 2005). Vor diesem Gesichtspunkt schließt ROSAUER (2010), dass die maßgebende Lebensdauer für Verkehrsflächenbefestigungen immer die technische Lebensdauer ist, da sich die Ansprüche nicht derart verändern, als dass ein weiterer Betrieb der Verkehrsflächenbefestigung unwirtschaftlich ist. Zudem stellt sich im Allgemeinen die Frage der Rentabilität bei einer bestehenden Verkehrsflächenbefestigung selten, da der „Gewinn“ einer bestehenden Verkehrsflächenbefestigung volkswirtschaftlicher Natur ist und so kurzfristige Entscheidungen bezüglich des Haltens oder Verkaufens nicht entscheidend sind.

Die zentrale Problemstellung bei der Erhaltung der bestehenden Verkehrsinfrastruktur ist, wann die technische Lebensdauer erreicht ist, wann Bedarf nach Erhaltungsmaßnahmen entsteht und in welchem Ausmaß solche Maßnahmen erfolgen müssen, um die jeweils betrachteten, technischen Eigenschaften der Verkehrsflächenbefestigung zu erhalten. Der Substanzverlust, also die Abnutzung der Ausprägung einer gewissen technischen Eigenschaft, kann unterschiedlichen zeitlichen Verläufen folgen (s. Abbildung 7). Vor allem nicht-linear progressive Substanzverluste sind kritisch, da sich hier die Substanz in kürzester Zeit verschlechtert. Um den zeitlichen Verlauf des Substanzverlusts beobachten zu können, sind Monitoringkonzepte von Nöten, die das betrachtete Verkehrsflächenbefestigungsmerkmal messtechnisch erfassen und eine genauere Analyse ermöglichen.

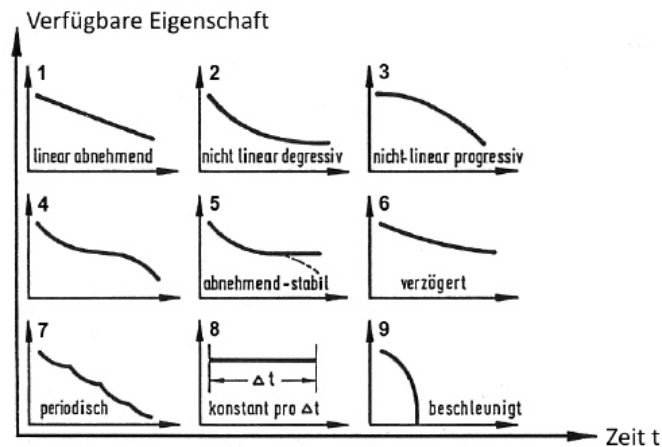


Abbildung 7: Mögliche Verläufe der Substanzverluste (Schmuck, 1987)

1.2 ZIELSETZUNG DER ARBEIT

Aus den vorangegangenen Abschnitten wird deutlich, dass das Hauptaugenmerk des Straßenbaus in Deutschland auf der Erhaltung liegt. Genauso wird deutlich, dass zur Ermöglichung eines zielorientierten und effektiven Erhaltungsmanagements zwingend eine genaue Kenntnis über den strukturellen Zustand der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung von Nöten ist.

Das FWD als Messverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit wird zwar in Deutschland von verschiedenen Betreibern angewandt, allerdings finden die Ergebnisse bislang nicht den Weg in die Zustandserfassung von Verkehrsflächenbefestigungen oder bestenfalls als „schmückendes Beiwerk“. Die im Entwurf befindliche RSO Asphalt greift zwar den prinzipiellen Gedanken auf, dass Messdaten, die auch tatsächlich mit der Tragfähigkeit verbunden sind, ihren Weg in die Zustandserfassung und -bewertung von Verkehrsflächenbefestigung finden müssen, allerdings liegt hier das Hauptaugenmerk auf Untersuchungen an entnommenen Bohrkernen und den daraus ableitbaren, mechanischen Parametern dieser. Hier wird nicht die gesamte Tragwerksreaktion betrachtet, sondern die Reaktion der isolierten Asphaltsschichten.

Zudem werden bei Tragfähigkeitsmessungen mit dem FWD derzeit nur die stationären Verformungsmulden zur Rückrechnung von charakteristischen Parametern herangezogen. Das FWD zeichnet jedoch, um zu dieser stationären Verformungsmulde zu gelangen, über einen Zeitraum von 60 ms, bei einer Auflösung von 4 kHz, den Verlauf der Verformung für jedes einzelne Geophon. Die dabei gewonnenen Daten werden aber bei der Auswertung bislang ignoriert, obwohl sie Potential aufweisen, Aussagen über das dynamische Verhalten der Verkehrsflächenbefestigung zu liefern. Trägheitskräfte und visko-elastische Materialparameter könnten hieraus abgeleitet werden und sind wichtige Parameter für die Bewertung der strukturellen Substanz einer Verkehrsflächenbefestigung.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es daher, auf Grundlage einer Literaturrecherche, einer einjährigen FWD-Messkampagne auf insgesamt elf Messstrecken und einer FE-Analyse, den Gehalt der Messdaten aus der Time History des FWD zu prüfen und in einen mechanischen Gesamtkontext zu stellen. Dabei soll untersucht werden, in welchem Maße Trägheitskräfte, das temperaturabhängige Materialverhalten des Asphalts und das Steifigkeitsverhalten der ungebundenen Schichten den zeitlichen Verformungsverlauf beeinflussen.

1.3 METHODISCHES VORGEHEN

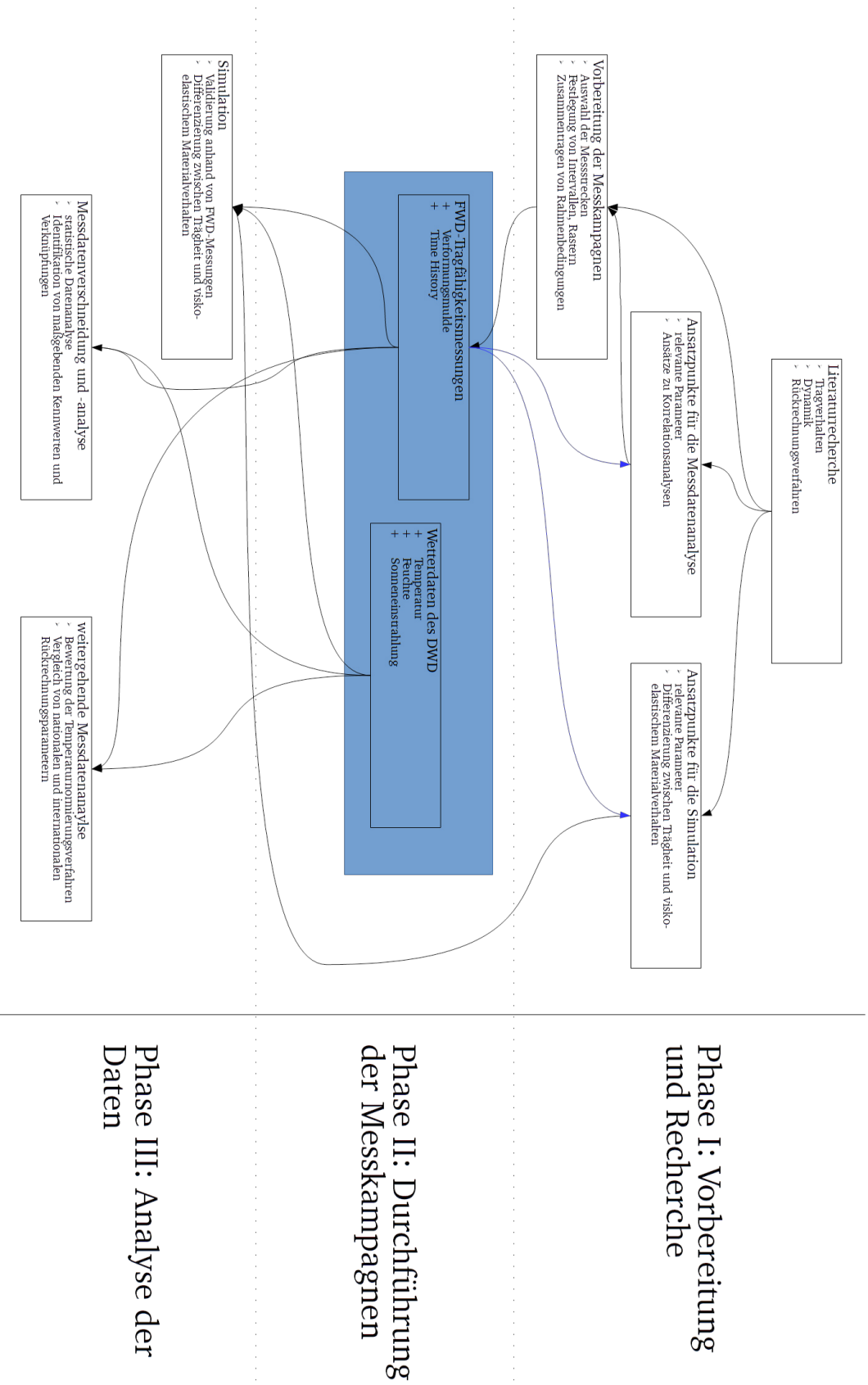


Abbildung 8: Methodisches Vorgehen

Wie in Abschnitt 1.2 festgehalten wurde, ist das Ziel der vorliegenden Arbeit, auf Grundlage einer Literaturrecherche, einer einjährigen FWD-Messkampagne auf elf Messstrecken und einer FE-Analyse, den Gehalt der Messdaten aus der Time History des FWD zu prüfen und in einen mechanischen Gesamtkontext zu stellen. Dabei soll untersucht werden, in welchem Maße Trägheitskräfte und das temperaturabhängige Materialverhalten des Asphalts den zeitlichen Verformungsverlauf beeinflussen.

Eine Literaturrecherche wurde mit dem Ziel durchgeführt herauszufinden, ob und in welchem Maße bereits die Time History beziehungsweise der zeitliche Verlauf der Verformung bei FWD-Tragfähigkeitsmessungen berücksichtigt wurde. Gleichzeitig sollte im Rahmen der Literaturrecherche die Frage geklärt werden, welche mechanischen Parameter der Verkehrsflächenbefestigung durch die Time History abgeleitet werden können. Zudem wurde bereits in diesem Anfangsstadium der Arbeit ein Messkonzept erarbeitet, um jahreszeitliche Unterschiede in der Tragwerksreaktion zu ermitteln. Dazu wurden insgesamt elf Messstrecken gewählt, die in regelmäßigen Abständen mittels FWD untersucht wurden. Wichtig war es hierbei, Befestigungen mit unterschiedlichem Aufbau zu finden, um so die gesamte Bandbreite an möglichen Oberbauten abdecken zu können. In diesem Zuge wurde auch eine Verkehrsflächenbefestigung aus Beton in das Messprogramm aufgenommen, da hier keinerlei visko-elastische Tragwerksreaktionen aus dem Oberbau zu erwarten sind und so eine reine Trägheitsreaktion (zumindest des Oberbaus) zu erwarten war. Gleichzeitig wurden dem Verfasser seitens der lettischen Straßenbauverwaltung FWD-Tragfähigkeitsmessdaten auf Schichten ohne Bindemittel (SoB) zur Verfügung gestellt, die ebenso im Vorlauf untersucht wurden. Neben den Ansatzpunkten für die Durchführung der Messkampagne und die spätere Messdatenanalyse wurden in diesem Stadium auch bereits Ansatzpunkte für spätere FE-Simulationen des FWD-Versuchs gefunden. Dabei ging es im Rahmen dieses Recherteils um die Umsetzung des FWD-Versuchs in eine FE-Simulation (Dynamik des Versuchs, Parametrisierung der Verkehrsflächenbefestigung, Geometrie des FE-Körpers). Die FE-Analyse dient hauptsächlich der Identifikation und Differenzierung verschiedener mechanischer Effekte, die sich im FWD-Versuch ausprägen: Trägheit und Viskoelastizität. Beide Effekte können den beobachteten Zeitversatz zwischen Last- und Verformungsmaximum erklären, bilden aber vollkommen unterschiedliche mechanische Begebenheiten ab. Während die Massenträgheit temperaturunabhängig ist (annahmenhaft) und damit über das Jahr verteilt kein Unterschied feststellbar sein sollte, ist die Viskoelastizität in hohem Maße temperaturabhängig und der dadurch ausgelöste zeitliche Versatz ebenso. Hinzukommen könnten Effekte, die sich aus Steifigkeitsveränderungen der ungebundenen Schichten ergeben könnten, beispielsweise durch die über das gesamte Jahr gesehen variierenden Feuchtigkeitsverhältnisse.

Die zweite Phase der vorliegenden Arbeit umfasst hauptsächlich die FWD-Tragfähigkeitsmesskampagnen und die daraus ableitbaren Arbeitspakete. Die Wahl der Anzahl an Messstrecken und durchgeführten Messungen liegt in der Tatsache begründet, dass der Anteil der visko-elastischen Tragwerksreaktion hierdurch besser quantifiziert werden sollte und dass am besten bei unterschiedlichen Aufbauszenarien (von einem bundesautobahnähnlichen Aufbau bis hin zu einem Aufbau des ländlichen Wegebbaus). Zusätzlich zu den FWD-internen Temperatursensoren, wurde auf Daten des Deutschen Wetterdiensts (DWD) zurückgegriffen. Hierzu wurden naheliegende Wetterstationen und die dort erfassten Werte (Temperatur, Feuchte, Sonneneinstrahlung) in die Bewertung und Analyse der Messdaten miteinbezogen. Letzte Komponente der Messphase war die Bohrkernentnahme. Dabei wurden an nahezu allen

Messstrecken Bohrkernentnommen, um hieraus die tatsächlichen Dicke des Oberbaus und der einzelnen Schichten bestimmen zu können.

Da eine große Menge an Messdaten gesammelt wurde, wurden auch Nebenaspekte behandelt. So wurde beispielsweise die Güte einzelner Temperaturnormierungsverfahren untersucht – das heißt inwiefern diese bei unterschiedlichen Temperaturen und Aufbaucharakteristika nach Durchführung der Normierung äquivalente Ergebnisse liefern. Auch die einzelnen nationalen und internationalen Bewertungsparameter wurden mithilfe des zugrundeliegenden Messdatensatzes auf ihre Stärken und Schwächen geprüft. Sinn und Zweck dieser Nebenbetrachtungen war es, die Möglichkeiten und Grenzen des Messverfahrens nahezubringen und aufzuzeigen, welche Rückrechnungen und Normierungsverfahren zwar technisch möglich sind aber mechanisch oder physikalisch gesehen irreführende Schlüsse nach sich ziehen.

2 AUSGANGSSITUATION UND STAND DES WISSENS

2.1	EINLEITUNG	2-3
2.2	BEANSPRUCHUNG VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN.....	2-4
2.2.1	MECHANOGENE BEANSPRUCHUNG VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-4
2.2.2	THERMISCHE BEANSPRUCHUNG VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-4
2.2.3	SONSTIGE BEANSPRUCHUNGEN VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-5
2.2.3.1	FROSTHEBUNGEN	2-6
2.2.3.2	HERABSETZUNG DER TRAGFÄHIGKEIT WÄHREND DER TAUPERIODE.....	2-7
2.3	TRAGFÄHIGKEIT VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN.....	2-9
2.3.1	TRAGFÄHIGKEIT DER UNGEBUNDENEN SCHICHTEN VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-9
2.3.2	TRAGFÄHIGKEIT DER GEBUNDENEN SCHICHTEN VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	2-9
2.3.2.1	EINLEITUNG	2-9
2.3.2.2	TEMPERATURABHÄNGIGKEIT.....	2-10
2.3.2.3	BELASTUNGSFREQUENZABHÄNGIGKEIT	2-10
2.3.2.4	ERMÜDUNGSVERHALTEN	2-11
2.3.2.5	VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN AUS BETON	2-12
2.3.2.6	MODELLIERUNG DES MATERIALVERHALTENS	2-12
2.4	TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN.....	2-14
2.4.1	BEGRIFFSBESTIMMUNGEN	2-14
2.4.2	MESSVERFAHREN.....	2-14
2.4.2.1	BENKELMAN-BALKEN	2-15
2.4.2.2	LACROIX.....	2-15
2.4.2.3	CURVIAMETRO	2-16
2.4.2.4	TRAFFIC SPEED DEFLECTOMETER (TSD).....	2-16
2.4.2.5	FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER (FWD).....	2-17
2.4.2.5.1	BESCHREIBUNG DES ALLGEMEINEN MESSVERFAHRENS	2-17
2.4.2.5.2	REALITÄTSNÄHE DES VERSUCHSAUFBAUS.....	2-20
2.4.3	POST-PROCESSING DER ERHALTENEN ROHDATEN	2-22
2.4.4	TEMPERATURNORMIERUNGSVERFAHREN	2-22
2.4.5	RÜCKRECHNUNG VON TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN.....	2-23
2.4.5.1	NATIONALE TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE	2-25
2.4.5.1.1	RÜCKRECHNUNG NACH JENDIA (1995)	2-25
2.4.5.1.2	RÜCKRECHNUNG NACH GRÄTZ (2009) UND DER DARMSTÄDTER FWD-RÜCKRECHNUNGSMETHODE	2-28
2.4.5.1.3	INTERPRETATION DER TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE	2-33
2.4.5.2	INTERNATIONALE TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE	2-36
2.5	WEITERFÜHRENDE MECHANISCHE GRUNDLAGEN.....	2-37
2.5.1	SCHWINGUNGEN VON STRUKTUREN	2-37
2.5.1.1	ENERGIEDISSIPIERENDE ELEMENTE UND STRUKTUREN.....	2-38

2.5.1.2	GRUNDLAGEN DER WELLENLEHRE UND DEREN ANWENDUNG	2-41
2.5.2	ANWENDUNG DYNAMISCHER ANSÄTZE BEI DER BEWERTUNG VON TRAGFÄHIGKEITSMESSDATEN	2-43
2.5.2.1	BESTIMMUNG DES PHASENVERSCHIEBUNGSWINKELS δ AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD	2-43
2.5.2.2	BESTIMMUNG DER DISSIPierten ENERGIE W_{DISS} AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD	2-44
2.5.2.3	BESTIMMUNG VON TRÄGHEITSKRÄFTEN DER VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNG AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD	2-47
2.5.2.4	BESTIMMUNG VON WELLENAUSBREITUNGSGESCHWINDIGKEITEN AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD UND DEREN WEITERE IMPLIKATIONEN	2-47
2.5.2.5	WEITERE DYNAMISCHE RÜCKRECHNUNGSANSÄTZE	2-48
2.6	ZUSAMMENFASSUNG	2-51

2.1 EINLEITUNG

Verkehrsflächenbefestigungen sind aufgrund ihrer Art der Beanspruchung und ihrer Flächentragwerkwirkung sehr komplexe Tragwerke, die zudem auch noch aus unterschiedlichen Schichten mit unterschiedlichen Tragverhaltensweisen bestehen. Daraus resultieren zudem komplexe Übergangs- und Schnittstellenwirkungen, die ebenso für das Gesamttragverhalten von Relevanz sind.

Die Tragfähigkeit ist definiert als der „mechanische Widerstand einer Straßenbefestigung gegen kurzzeitige Verformungen“ (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2003). Demgegenüber steht die Standfestigkeit, die als mechanischer Widerstand gegenüber bleibenden Verformungen definiert ist (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2003). JENDIA (1995) geht bei seiner Definition der Tragfähigkeit noch einen Schritt weiter und sagt, dass man unter Tragfähigkeit die Eigenschaft versteht, wirkende Belastungen aufzunehmen, über sämtliche Schichten des Aufbaus zu verteilen und schadlos in den Untergrund abzuführen (Jendia, 1995). Diese Definition weist damit die Interaktion innerhalb der einzelnen Schichten als zentralen Aspekt der Tragwirkung der Befestigung aus. Die Tragfähigkeit einer Verkehrsflächenbefestigung hängt zudem von unterschiedlichen Faktoren ab. JENDIA (1995) unterscheidet dabei zwischen internen (strukturell bedingten) und externen (Beanspruchungen) Einflüssen, die die Güte der Tragfähigkeit beeinflussen (s. Abbildung 9). Im nachfolgenden Abschnitt soll ein grober Überblick über die Beanspruchung und Tragwirkung von Verkehrsflächenbefestigungen gegeben werden. Weiterhin sollen gängige Berechnungsmodelle und -ansätze und weitergehende mechanische Grundlagen (vor allem in Bezug auf die Dynamik, die für die Auswertung der Time History des FWD von Bedeutung ist) erläutert werden.

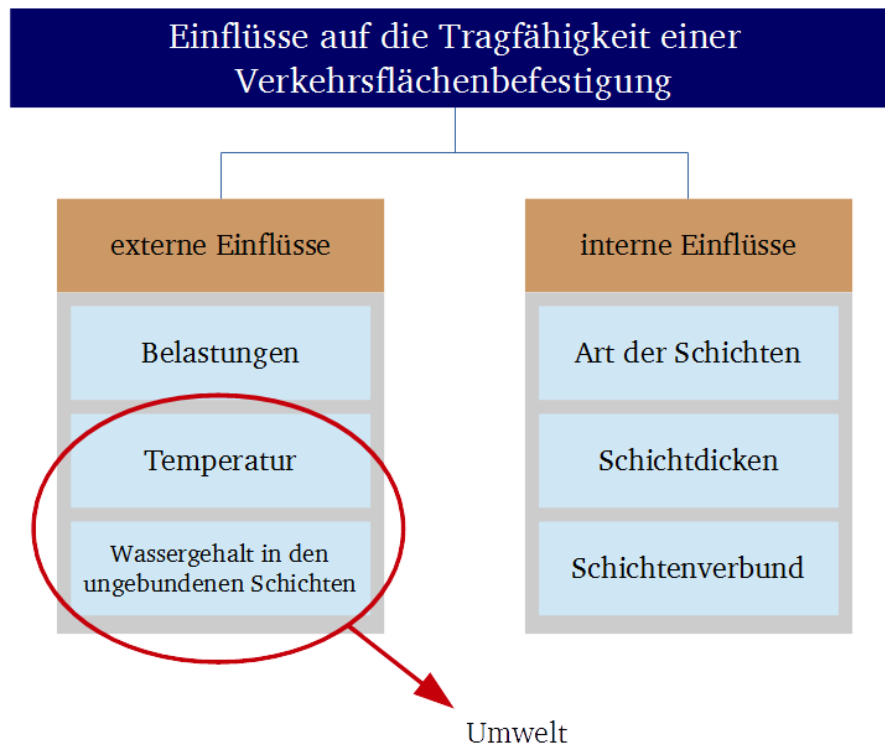


Abbildung 9: Einflüsse auf die Tragfähigkeit – nach (Jendia, 1995)

2.2 BEANSPRUCHUNG VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN

Im Laufe des Nutzungszeitraums einer Verkehrsflächenbefestigung ist diese einer Vielzahl an unterschiedlichen Beanspruchungsarten ausgesetzt, die sich in ihrer Wirkung gegenseitig zum Teil verstärken. Grob untergliedert werden können die Beanspruchungen in verkehrliche (mechanogene) und klimatische Beanspruchungen (Holl, 1971).

2.2.1 MECHANOGENE BEANSPRUCHUNG VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN

Die mechanogenen Beanspruchungen können mit Beanspruchungen gleichgesetzt werden, die durch den Verkehr in die Verkehrsflächenbefestigung eingetragen werden. Hauptsächlich betrifft dies die vertikalen Lasten, die von den Rädern in die Befestigung eingebracht werden. Zudem gibt es auch horizontale Lasten, die durch Brems- und Beschleunigungsbewegungen der Fahrzeuge erzeugt werden.

Allgemein ist festzustellen, dass nicht nur der Absolutbetrag der Last entscheidend ist, sondern auch die Dauer und die Geschwindigkeit der Belastung. Grundsätzlich weist Asphalt bei kurzzeitiger und schneller Belastung (dynamisch) einen höheren Widerstand auf als bei statischen Belastungen – der dynamische Elastizitätsmodul ist höher als der statische und damit auch der Widerstand gegenüber Verformungen (Wesche, 1996). Vor allem Asphalt (hier im Besonderen das verwendete Bitumen) verstärkt diesen Umstand durch sein ausgeprägtes visko-elastisches Materialverhalten (Straube, Krass, Karcher & Jansen, 2016). Mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit kann festgestellt werden, dass die durch das Fahrzeug hervorgerufenen Durchbiegungen abnehmen (Smirnow & Jordan, 1973). Bei Tragfähigkeitsmessungen ist daher immer der maßgebende Lastfall zu beachten: Wird die zu untersuchende Verkehrsflächenbefestigung statisch belastet (zum Beispiel bei Vorfeldpositionen an Flugbetriebsflächen), so können Ergebnisse von dynamischen Tragfähigkeitsmessungen vom realen Schadensbild abweichen (Hall jr. & McCaffrey jr., 1994).

Der Absolutbetrag der aufgebrachten Last ist selbstverständlich auch relevant. Hierzu ist anzumerken, dass keine Linearität bezüglich der Last und der hervorgerufenen strukturellen Beanspruchung vorherrscht (Dempwolff & Metelmann, 1979). Im Rahmen des AASHTO-Road-Tests in den U.S.A. wurde festgestellt, dass eine doppelt so große Radlast die hervorgerufene Beanspruchung der Befestigung versechzehnfacht (Mittmeyer, 1966a, 1966b) – in der Bemessung von Befestigungen bekannt als 4.-Potenz-Regel.

2.2.2 THERMISCHE BEANSPRUCHUNG VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN

Vor allem Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt sind in ihrem Materialverhalten sehr temperaturabhängig. So verhält sich im Winter, bei niedrigen Temperaturen, das Bitumen als nahezu rein elastisches Material (bei Kurzzeitbelastungen), während im Sommer, bei höheren Temperaturen, das Material ein ausgeprägt visko-elastisches Verhalten aufweist (Meier, Eisenmann & Koroneos, 1968). Bei hohen Temperaturen bedeutet dies, dass der dynamische Elastizitätsmodul (bei gleichbleibender Belastungsgeschwindigkeit) deutlich herabgesetzt ist gegenüber tieferen Temperaturen (Beecken et al., 1994) und sich der Widerstand gegenüber Verformungen ebenso verringert.

Bei tiefen Temperaturen nimmt zwar der dynamische Elastizitätsmodul aufgrund der mechanischen Eigenschaften des Bitumens im Tieftemperaturbereich zu, jedoch will sich die gesamte Befestigung thermisch verkürzen, wird aber durch geometrische Zwänge daran gehindert. Dabei entstehen mechanische Spannungen, die die maximal aufnehmbaren

Zugspannungen des Asphalts übersteigen können (vor allem in Superposition mit den Spannungen, die durch den Verkehr induziert werden; s. Abbildung 10) (Arand, 1983). Typischerweise treten dann regelmäßige Rissraster auf, da das Material bis zu einem gewissen Punkt die aufgebauten Zugspannungen aufnehmen kann, dann aber versagt (s. Abbildung 11).

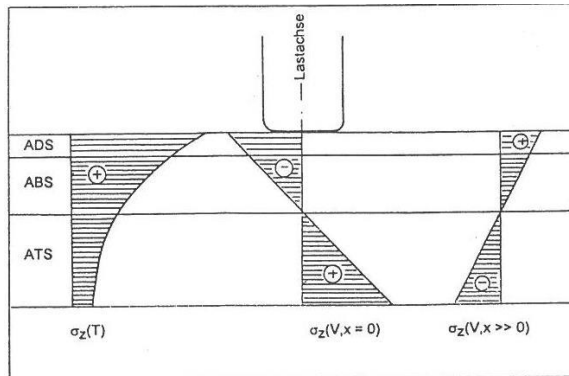


Abbildung 10: Superposition der einzelnen Spannungskomponenten (Lastfall Radlast und Lastfall thermischer Zwang) (Arand & Lorenzl, 1995)

Abbildung 11: Schadensbild bei verhindertem thermischen Schrumpf (Doré & Zubeck, 2009)

2.2.3 SONSTIGE BEANSPRUCHUNGEN VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN

Neben den oben genannten Einflüssen und Beanspruchungsarten, gibt es noch weitere Einflüsse, die eine Verkehrsflächenbefestigung in ihrer Tragfähigkeit beeinflussen und diese gegebenenfalls herabsetzen können:

- Frosthebungen
- Herabsetzung der Tragfähigkeit während der Tauperiode

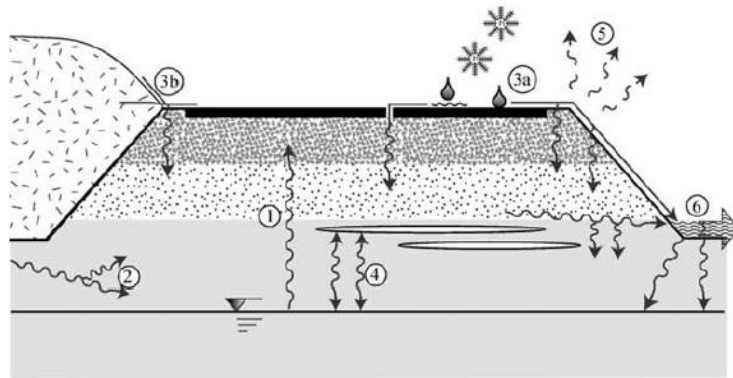
KLENGEL (1968) stellt zu Tragfähigkeitsschäden infolge von Frost und Wassereintritt fest, dass diese in hohem Maße von der Lage des Verkehrswegs im Gelände abhängig sind. Hierzu stellt er folgende typische Schadensstellen in Relation zu ihren Ursachen:

TYPISCHE SCHADENSSTELLE	URSACHEN
Flache Senken	Hoher Grundwasserstand
Abflusslose Wannen	Sammlung von Oberflächenwasser
Bereiche von Tümpeln und Seen	Durchfeuchtung von den Seiten
Ein- und Anschnitte	Zutritt von Oberflächen- und Schichtwasser
Gefälleknicke	Wasserstau durch Neigungswechsel
Übergänge, Dammeinschnitte, Halbdämme	Wasserstau infolge Durchlässigkeitsunterschiede
Anschüttungen an Brückenbauwerken	Starker Oberflächenwasserzufluss infolge Sammlung auf dem Bauwerk

Tabelle 3: Schwerpunkte des Auftretens von Frost- und Tragfähigkeitsschäden (Klengel, 1968)

All diese Ursachen beruhen auf der Tatsache, dass im Feuchtigkeitshaushalt der gesamten Verkehrsflächenbefestigung die Drainage (das Abfließen) nicht in dem Maße vorhanden ist, wie

Wasser/Feuchtigkeit der Befestigung zugeführt wird (s. hierzu den Feuchtehaushalt einer Befestigung in Abbildung 12).



IMMISSION VON FEUCHTIGKEIT	Kapillarität (1)
	Horizontaler Feuchtetransfer (2)
	Versickerung von Niederschlagswasser (3)
EMISSION VON FEUCHTIGKEIT	Frost-Tau-Wechsel (4)
	Verdunstung (5)
	Drainage/Wasserabfluss (6)

Abbildung 12: Einflüsse auf den Feuchtehaushalt von Verkehrsflächenbefestigungen (Doré & Zubeck, 2009)

2.2.3.1 FROSTHEBUNGEN

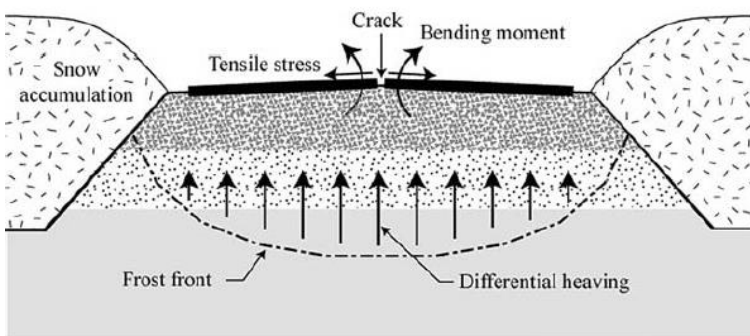


Abbildung 13: Schadensmechanismus (Längsris) bei Frosthebungen (Doré & Zubeck, 2009)



Abbildung 14: Schadensbild (Längsris) hervorgerufen durch Frosthebung (Doré & Zubeck, 2009)

Sinkt die Temperatur unter den Gefrierpunkt, bilden sich in allen durchfeuchteten Horizonten Eislinsen. Die Eisbildung führt zu einer Volumenvergrößerung und damit einer Lockerung des Gefüges in den ungebundenen Schichten. Bedingt durch die Tatsache, dass die Volumenänderung kein isotroper Prozess ist, kann dies an der Oberfläche zu Rissen führen, da einige Bereiche durch die Eislinsenbildung im Unterbau/Untergrund nicht betroffen sind, während andere Bereiche sich hierdurch heben (Doré & Zubeck, 2009). Zudem erzeugt der

Frosthebungsdruck Zugspannungen an der Oberfläche der gebundenen Schichten, die zu immensen Längsrissen führen können (s. Abbildung 13 und Abbildung 14).

2.2.3.2 HERABSETZUNG DER TRAGFÄHIGKEIT WÄHREND DER TAUPERIODE

Die Tauperiode bildet den Umkehrvorgang zur Frostperiode. Durch wärmere Temperaturen schmelzen die Eislinsen im Baugrund, das Eis geht also in die flüssige Phase über und es bleiben Hohlräume zurück, die durch die Volumenänderung bei der Eislinsenbildung entstanden sind (Klengel, 1968). Unterteilt werden kann der Tauprozess in zwei kritische Phasen (Doré & Zubeck, 2009):

- Partielle, wiederkehrende Tauprozesse im Winter im Bereich der ungebundenen Tragschichten
- Tauhorizont erreicht Unterbau und Untergrund (im späten Frühling)

Vor allem die zweite Phase des Tauprozesses ist kritisch, da hier große Mengen an Eis in ihre flüssige Phase übergehen, diese nicht gleichmäßig verteilt sind und sich dementsprechend auch unregelmäßige Konsolidierungsprozesse einstellen, die zu ungleichmäßigen Setzungen an der Oberfläche führen und damit Schäden verursachen (Doré & Zubeck, 2009). Es wird zum Teil davon ausgegangen, dass der Vorgang des Tauens und die damit verbundenen Veränderungen in der Beschaffenheit innerhalb der ungebundenen Schichten der Hauptgrund für Schäden an Verkehrsflächenbefestigungen sind, die in Teilen des Jahres Frost ausgesetzt sind (Janoo & Berg, 1990).

FREDRICKSON (1963) wies nach, dass die Tragfähigkeit von Befestigungen in Tauperioden auf bis zu 40 % des ursprünglichen Werts im Sommer/Herbst sinkt (bei der Verwendung von frostempfindlichem Material) (Fredrickson, 1963). Auf ähnliche Werte kommt BALDUZZI (1969) bei seinen Untersuchungen (Balduzzi, 1969). Bereits in den 50er-Jahren wurde dieser Umstand in Versuchen mithilfe des Benkelman-Balkens und Lastplattendruckversuchen nachgewiesen (Sayman, 1955). Ebenso zeigen aktuellere Tragfähigkeitsuntersuchungen mittels FWD, dass die zweite Tauperiode einen signifikanten Einbruch in der Tragfähigkeit der Verkehrsflächenbefestigung verursacht. Dabei wurde die Time History ausgewertet sowie Rückrechnungen (Mehrschichtentheorie → Schichtenmoduln) durchgeführt, die zeigten, dass im Bereich des Unterbaus Tragfähigkeitseinbußen von bis zu 63 % auftreten können, bezogen auf den Wert im Sommer (Salour & Erlingsson, 2013). Andere Untersuchungen mit dem FWD zeigten ähnliche Ergebnisse: Rückgerechnete mechanische Parameter weisen einen plötzlichen Sprung in der Tauperiode auf – die Befestigung verliert an Tragfähigkeit. Abbildung 15 zeigt den Verlauf der dissipierten Energie W_{diss} im Verlauf eines Jahres (Erläuterung zum Parameter W_{diss} in Abschnitt 2.5). Der Anstieg im März und April ist damit zu begründen, dass die ungebundenen Schichten in der Tauperiode nahezu plastisch auf Beanspruchungen reagieren und die aus der Time History berechnete dissipierte Energie W_{diss} damit sprunghaft ansteigt (Deblois, Bilodeau & Doré, 2010).

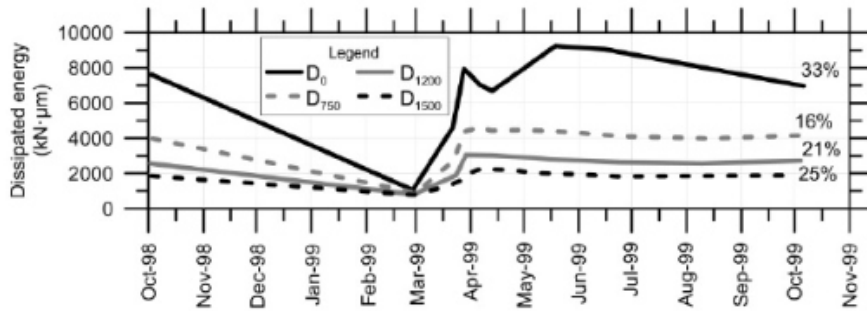


Abbildung 15: Sprunghafter Anstieg der dissipierten Energie W_{diss} in der Tauperiode (Deblois et al., 2010)

Zu ähnlichen Aussagen kam auch VAN GURP (1995), der in Reihenuntersuchungen den jahreszeitlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten untersuchte. Hier zeigte sich, dass das anstehende Material und die Umgebung (Grundwasserstand, nahe Bepflanzung) einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten aufweist (van Gorp, 1995).

Auch OVIK ET AL. (2000) konnten mithilfe von LTPP-Daten und Klimadaten einen Zusammenhang zwischen einer Schwächung der Tragfähigkeit von ungebundenen Schichten (abhängig vom verwendeten Material) und der Jahreszeit beziehungsweise der Temperatur (ob eine Tauperiode vorliegt) herstellen (Ovik, Birgisson & Newcomb, 2000).

2.3 TRAGFÄHIGKEIT VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN

Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt sind hochkomplexe Bauwerke, bestehend aus einzelnen Schichten, die wiederum unterschiedliche Materialverhaltensweisen und -ausprägungen haben. Um die Tragfähigkeit beschreiben zu können, soll im nachfolgenden Abschnitt kurz auf das Verhalten der einzelnen Schichten, unterteilt in gebundene und ungebundene Schichten, eingegangen werden.

2.3.1 TRAGFÄHIGKEIT DER UNGEBUNDENEN SCHICHTEN VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN

Untergrund und Unterbau sind in ihrer Ausprägung sehr bedeutsam für die Gesamttragfähigkeit der Befestigung – sie beeinflussen die notwendige Bauweise und Dicke der gebundenen Schichten (Grantz, 1952).

Will man das mechanische Verhalten von ungebundenen Schichten definieren, so stellt man fest, dass prinzipiell zwischen dem Materialverhalten eines einzelnen Korns und dem Materialverhalten des Kornhaufwerks unterschieden werden muss: Während das einzelne Korn ein rein elastisches Materialverhalten aufweist, kommt es in Kornhaufwerken zusätzlich noch zu plastischen Verhaltensweisen, da sich die Körner innerhalb des Haufwerks bei Überwindung des Reibungswiderstands verschieben können (Holl, 1971). Maßgebenden Einfluss auf die Tragfähigkeit von ungebundenen Schichten haben (Becker, 1977):

- Kornform
- Gesteinsfestigkeit
- Kornverteilung
- Wasserverhältnisse

Insbesondere der Einfluss der Wasserverhältnisse auf die Steifigkeit der ungebundenen Schichten spielt bei der Bewertung von Tragfähigkeitsmessungen (insbesondere bei FWD-Tragfähigkeitsmessungen) eine große Rolle: Durch den kurzzeitigen Kraftstoß kann es bei einem zu hohen Wassergehalt zu einer systematischen Überschätzung der Schichtsteifigkeit kommen. Das Porenwasser kann in der Kürze der Zeit nicht verdrängt, hydrostatische Effekte können damit die Verformung behindern und die Steifigkeit der ungebundenen Schichten wird zu hoch eingeschätzt (Almedia, Brown & Thom, 1994; Riedl, 2006).

2.3.2 TRAGFÄHIGKEIT DER GEBUNDENEN SCHICHTEN VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN

2.3.2.1 EINLEITUNG

Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt weisen ein sehr komplexes Materialverhalten auf. Aufgrund der Tatsache, dass es sich um ein Drei-Phasen-Gemisch (bestehend aus Gesteinskörnung, Bitumen und Luft) handelt, weist Asphalt neben den elastischen und plastischen Eigenschaften der Gesteinskörnungen beziehungsweise des Gesteinskörnungshaufwerks auch viskose Verhaltensweisen auf (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2006). Damit aus der Zusammensetzung der beiden Feststoffe ein Gemisch mit neuen Eigenschaften entsteht, ist die Vernetzung zwischen Bindemittel und Haufwerk entscheidend. Durch die Adhäsionswirkung des Bitumens und dem Gestein, entstehen Grenzflächen, an denen Kräfte übertragen werden können (s. Abbildung 16) (Holl, 1971).

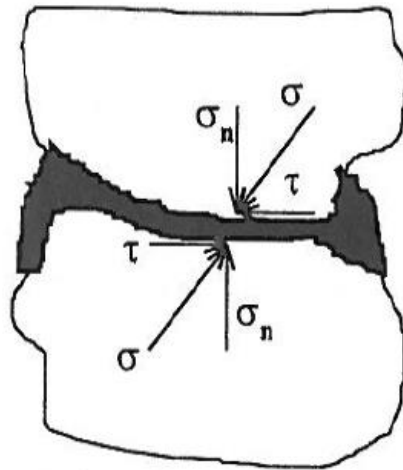


Abbildung 16: Schematische Darstellung der Grenzflächeninteraktion (Hou, 1996)

Viskosität ist dabei definiert als „Eigenschaft eines (flüssigen oder gasförmigen) Stoffs (Fluids), durch äußere Kräfte oder Momente mit der Zeit zunehmende Gestalt- und/oder Volumenänderungen zu erfahren, die nach Wegfall der Ursachen erhalten bleiben.“ (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2006). Daraus ergibt sich die Eigenschaft der Relaxationsfähigkeit, das heißt der Asphalt (gesteuert durch das Bitumen) ist in der Lage Spannungen, die durch aufgezwungene Dehnungen entstehen, mit der Zeit abzubauen.

2.3.2.2 TEMPERATURABHÄNGIGKEIT

Bedeutsam ist die Temperaturabhängigkeit des Materialverhaltens, welches wiederum vom Temperaturverhalten des Bitumens abhängig ist. Aufgrund der langkettigen Moleküle des Bitumens gibt es keine bestimmte Schmelztemperatur, sodass kein einheitlicher Schmelzpunkt definiert werden kann. Vielmehr erfolgt der Übergang vom festen in den flüssigen Zustand in stetiger Art und Weise. Bei tiefen Temperaturen verhält sich der Asphalt fast als ideal-elastisches Material, während bei hohen Temperaturen die Festigkeit immer mehr abnimmt und sich bleibende Verformungen bei Lastaufbringung einstellen (Georgy, 1963).

Bei tiefen Temperaturen weisen Verkehrsflächenbefestigungen ein anderes Tragverhalten auf (s. Abschnitt 2.2.2). Dadurch wird die Zugfestigkeit der gebundenen Schichten aus Asphalt ein maßgebender mechanischer Parameter (Cannone Falchetto, Moon, Wistuba & Marasteanu, 2015). In-situ ist dies ein schwierig zu quantifizierender Parameter, jedoch gibt es eine Vielzahl an Versuchen und Modellrechnungen, die die Güte des Asphalts bei tiefen Temperaturen bewerten sollen/können (Judycki, 2014; X. Lu & Isacsson, 2000; Marasteanu, 2012; Mun & Lee, 2010).

In einer Vielzahl von Veröffentlichungen wurde auch der Einfluss der temperaturabhängigen Steifigkeit von Asphalt unter Belastung thematisiert. Es wird ersichtlich, dass Asphalt bei hohen Temperaturen mehr bleibende Verformungen erfährt, da die Steifigkeit herabgesetzt ist (Souza & Castro, 2012; Xue, Liu, Zhao, Chen & Li, 2013).

2.3.2.3 BELASTUNGSFREQUENZABHÄNGIGKEIT

Wie bereits in Abschnitt 2.2.1 beschrieben, hängt die Steifigkeit von gebundenen Schichten aus Asphalt maßgeblich von der Belastungsfrequenz ab. Höhere Belastungsfrequenzen ergeben

einen höheren dynamischen Elastizitätsmodul und umgekehrt. Dieser Umstand kann im Labor angesprochen werden. An bestehenden Verkehrsflächenbefestigungen ist dies zerstörungsfrei beispielsweise durch Oberflächenwellenversuche (spektrale Analyse von Oberflächenwellen, SASW) möglich (Barnes & Trottier, 2009).

Die Frequenzabhängigkeit der Steifigkeit von Befestigungen kann mit dem FWD nicht erfasst werden, da nur eine Belastungsfrequenz eingestellt werden kann. Daher gibt es in der Literatur einige Versuche, die Frequenzabhängigkeit durch Hilfsfunktionen abzubilden, vor allem auch in Kombination mit der Temperaturabhängigkeit (Flores, Van, Park, Kim & Lee, 2017; Germann & Lytton, 1989; Kang, 1998, 2000; Riedl, 2006).

2.3.2.4 ERMÜDUNGSVERHALTEN

Die Betriebsphase des Lebenszyklus einer Verkehrsflächenbefestigung kann in folgende drei Abschnitte unterteilt werden (Becker, 1976; Grätz, 2009):

- Konsolidierungsphase
„In dieser Phase findet der größte Teil der Nachverdichtung, der Kornumlagerung, der Kornverfeinerung und der Nachverspannung in den einzelnen Schichten statt. Der durch den Bau gestörte Wasserhaushalt im Untergrund konsolidiert sich wieder. Untergrundverformungen als Setzungen klingen ab. Die äußere Folge dieser internen Vorgänge, welche im Allgemeinen mit einer Zunahme der Schichtsteifigkeiten einhergehen, ist eine mehr oder weniger starke, jedoch als unschädlich zu bezeichnende Spurrinnenbildung (Konsolidierungsverformung); Risse treten in dieser Zeit nicht auf.“
- Beharrungsphase
„Das Verformungsverhalten ist in dieser Phase überwiegend elastisch. Diese Phase ist gekennzeichnet durch weitgehend gleichbleibende Steifigkeitsverhältnisse im Jahresmittel. Veränderungen der E-Moduli sind lediglich durch klimatische Einflüsse zu erwarten. Bleibende Verformungen nehmen, wenn sie überhaupt auftreten, nur sehr langsam zu. Wenn Unterhaltungsmaßnahmen erforderlich werden, dann nicht wegen struktureller tiefgreifender Schäden, sondern zur Ausbesserung oberflächennaher Verschleißschäden und/oder Verformungen als Spurrinnen überwiegend aus Verkehrssicherheitsgründen. Die Beharrungsphase nimmt den längsten Zeitraum der Nutzungsdauer einer Fahrbahnbefestigung ein.“
- Ermüdungsphase
„Das Verformungsverhalten ist in dieser Phase überwiegend plastisch. Diese letzte Phase kündigt das Ende der Nutzungsdauer einer Fahrbahnbefestigung, einer ihrer Schichten oder des Untergrundes an. Die Materialermüdung äußert sich in einer progressiven Spurrinnen- und Rißbildung.“

Ermüdung wird allgemein als Prozess verstanden, in dem mikroskopische Schwächungen durch zyklische Belastungen sich zu Mikro- und schließlich zu Makrorissen innerhalb der Struktur formen (Liang & Zhou, 1997). Prüftechnisch wird das Ermüdungsverhalten beispielsweise über zyklisches Aufbringen von Lasten im Drei-Punkt-Biegezugversuch oder im Spaltzugschwellversuch simuliert. Eine Simulation der Beanspruchungszustände und numerische Berechnung des Ermüdungszeitpunkts ist zwar möglich, jedoch gibt es in der Literatur sowohl positive Beispiele, als auch negative Beispiele (H.-J. Lee, Daniel & Kim, 2000; Ramsamooj, 1999).

Bei Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt treten Ermüdungsrisse üblicherweise an der Unterkante der Asphaltsschicht auf (höchste Biegezugbelastung durch vertikale, zyklische Last der Fahrzeuge), die sich im Laufe der Zeit nach oben ausbreiten. Zudem sind auch Rissursprünge an der Oberfläche möglich (je nach Spannungszustand, zum Beispiel Randlasten), die ein Eindringen von Wasser und eine damit einhergehende Zerstörung der strukturellen Substanz beschleunigen (Tigdemir, 2002).

In Abbildung 17 ist ein beispielhafter Verlauf der bleibenden Verformungen in Konsolidierungs- und Ermüdungsphase zu sehen. Es wird deutlich, dass der Verlauf der bleibenden Verformungen (beispielhaft als Ermüdungskriterium) in der Ermüdungsphase progressiv verläuft.

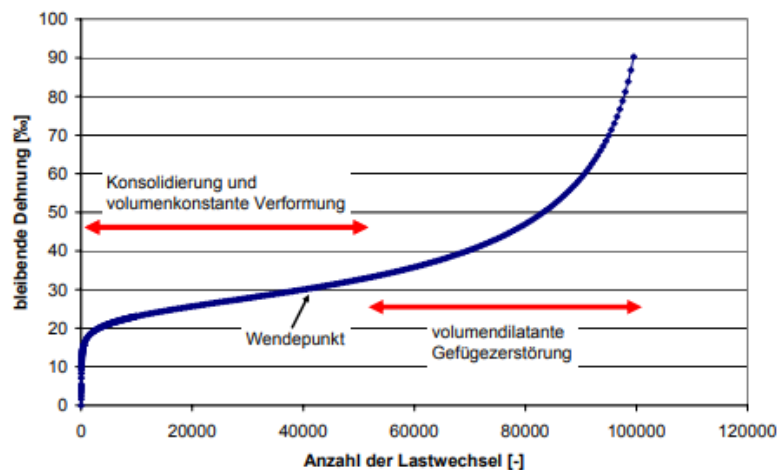


Abbildung 17: Konsolidierungs- und Ermüdungsphase im einaxialen Druckschwellversuch (Schindler, 2008)

2.3.2.5 VERKEHRSLÄCHENBEFESTIGUNGEN AUS BETON

Verkehrsflächenbefestigungen aus Beton haben eine andere Tragwirkungsweise. Wegen der nahezu völlig elastischen Verhaltensweise des Betons, sind keine Möglichkeiten des Spannungsabbaus vorhanden. Deswegen müssen auch Fugen angeordnet werden, um vor allem die thermisch erzwungenen Spannungen durch verhinderte Ausdehnung abzufangen. Die Druckspannung im Boden unterhalb von Betondecken ist aufgrund der guten Lastverteilung sehr gering. Daher ist hauptsächlich auf die Verwendung von gleichmäßigen Auflagerbedingungen zu achten (Eisenmann, 1979). Die dadurch erzeugte Plattenwirkung des Betons fordert wiederum hohe Festigkeiten, die durch die Wahl geeigneter Bindemittel erreicht werden können. Zusätzlich ist durch die Plattentragwirkung eine Mindestbiegezugfestigkeit von Nöten (Grob, 1979). In diversen Veröffentlichungen wird die Biegezugfestigkeit des Betons gar als maßgebender Parameter für die Tragfähigkeit der Betonbefestigung gesehen (Lechner, 1997; Springenschmid, 2000).

2.3.2.6 MODELLIERUNG DES MATERIALVERHALTENS

Ein einheitliches Modell zur Beschreibung des Materialverhaltens von Asphalt existiert nicht. Es gibt vielerlei Möglichkeiten, die einzelnen Verhaltensbestandteile (elastisch, plastisch, viskos und alle „Übergangsstadien“) durch Reihen- und/oder Parallelschaltung von Feder-, Dämpfer- oder Reibungselementen abzubilden. Eine Auswahl von Modellen ist im AP MVA (2006) dargestellt. Auf die Modellierung (vor allem mit Blick auf die Simulation des Materialverhaltens) wird in Abschnitt 5.4 näher eingegangen.

Die Definition aus Abbildung 18 sagt aus, dass der Verformungsanteil, der proportional mit der Zeit ansteigt, als viskose Verformung verstanden wird. Die „Übergangsstadien“ (visko-elastisch, visko-plastisch) sind Bereiche, in denen diese Linearität von Verformung und Zeit nicht vorherrscht (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2006).

Bezeichnung	Zeitabhängigkeit	Reversibilität
elastisch	von der Zeit	reversibel
plastisch	unabhängig	irreversibel
viskos	zeitabhängig	reversibel
visko-elastisch		
visko-plastisch		

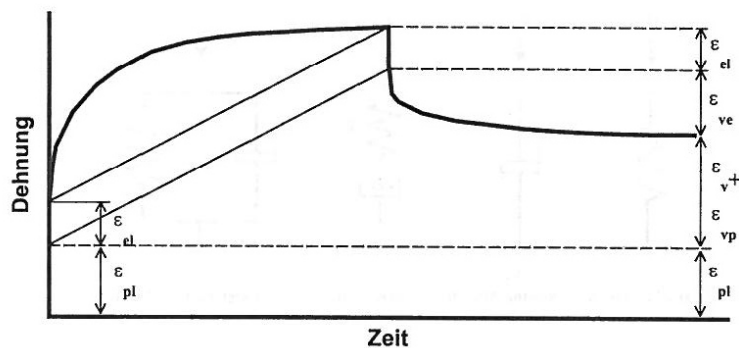


Abbildung 18: Definition der Dehnungsanteile bei rechteckigem Spannungsverlauf (Huschek, 1980)

2.4 TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

2.4.1 BEGRIFFSBESTIMMUNGEN

Zur Vermeidung von Missverständnissen und Ungenauigkeiten sind nachfolgend die in der vorliegenden Arbeit verwendeten, besonderen Begriffe aufgeführt und definiert (Bayerische Staatsbauverwaltung, 2019):

BEGRIFF	DEFINITION
Kennwert beziehungsweise Tragfähigkeitskennwert	Der Begriff Kennwert ist als Oberbegriff für einen Typ von Tragfähigkeitsgrößen (ohne die Information bezüglich ihrer quantitativen Ausprägung) zu verstehen. Beispiele hierfür sind die Bezeichnungen M_0 , T_z , M_1h^3 etc.
Orientierungswert	Orientierungswerte beschreiben die Grenzen des Übergangs zwischen zwei Tragfähigkeitsklassen. Angelehnt ist dieser Begriff an die AP TRAG der FGSV.
Rohdaten	Rohdaten umfassen sämtliche Daten, die bei FWD-Messungen erfasst werden. Hierzu gehören auch prozessierte Daten, wie beispielsweise die Verformungsmulde, die in der Ergebnisdatei ausgegeben werden.
Tragfähigkeitsgrößen	Tragfähigkeitsgrößen beschreiben die quantitative Ausprägung eines Kennwerts ohne eine weitere Einordnung oder Bewertung.
Tragfähigkeitswerte	Tragfähigkeitswerte sind bewertete Tragfähigkeitsgrößen. Die Bewertung erfolgt auf Grundlage eines vorab definierten Bewertungsschemas.

Tabelle 4: Begriffsbestimmungen

2.4.2 MESSVERFAHREN

Messverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen werden in der Regel nach der Art und Weise der Lastaufbringung unterschieden. Differenziert wird dabei zwischen quasi-statischen und dynamischen Messverfahren. Quasi-statische Messverfahren zeichnen sich durch die nahezu statische Belastung aus, die auf die zu prüfende Verkehrsflächenbefestigung aufgebracht wird. Dadurch können Trägheitskräfte vernachlässigt werden. Dynamische Messverfahren üben einen kurzzeitigen Impuls auf die zu prüfende Verkehrsflächenbefestigung aus (zum Beispiel durch ein fallendes Gewicht oder ein vorbeifolgendes Lastrad). Die kurze Impulszeit macht jedoch das Berücksichtigen von Trägheitskräften unabdingbar. Die gängigen Messverfahren können dabei folgenderweise kategorisiert werden (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2013):

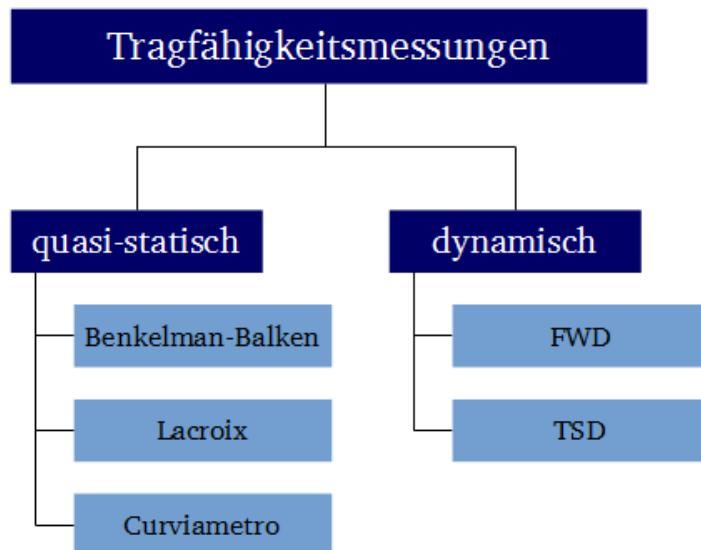


Abbildung 19: Unterscheidung der Tragfähigkeitsmessverfahren nach der Art der Belastung

Die einzelnen Tragfähigkeitsmessverfahren sollen nachfolgend nur kurz hinsichtlich ihrer Verfahrensweise und Vorteile erläutert und beschrieben werden. Einzig das FWD wird detaillierter beschrieben, da sich die vorliegende Arbeit mit Tragfähigkeitsmessungen mit dem FWD beschäftigt. Für die anderen Messverfahren soll auf die zugehörigen Arbeitspapiere der FGSV verwiesen werden.

2.4.2.1 BENKELMAN-BALKEN

Der Benkelman-Balken ist ein Traggestell, welches mittels dreier Stützfüße auf der Verkehrsbefestigung aufliegt. Als Messinstrument dient ein waagbalkenartiger Tastarm, der gelenkig gelagert ist. Als Belastung dient ein zwillingsbereifter Lkw, der eine Achslast von 10 t aufweisen sollte. Der Tastarm des Benkelman-Balkens sollte dabei in der Ausgangslage zwischen die Zwillingsreifen der Hinterachse positioniert werden – zu diesem Zeitpunkt folgt die Erstablesung. Danach fährt der Lkw 5 m vor und es folgt die Zweitablesung der Verformung der Verkehrsbefestigung. Aus diesen beiden Messwerten kann dann die Einsenkung w_0 bestimmt werden (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014a). Grundsätzlich ist es aber auch möglich den Messvorgang umzukehren, das heißt anstelle der Entlastung der Verkehrsbefestigung kann auch die Belastung gemessen werden (Becker, 1966).

Der Vorteil dieses Messverfahrens ist die Unkompliziertheit und der vergleichsweise geringe Aufwand, der zur Durchführung notwendig ist. Nachteilig ist die geringe Leistungsfähigkeit des Verfahrens: Die maximale Tagesleistung eines erfahrenen Teams beträgt ca. 2 km (bei einem Messraster mit einer Maschenweite von 20 m) (Zieger, 1980). Bedingt durch die Messgenauigkeit des Benkelman-Balkens, die bei $\pm 0,01$ mm liegt, können kleine Verformungen, die sich beispielsweise bei sehr steifen Aufbauten einstellen können (zum Beispiel bei Bundesautobahnen), nicht erfasst werden. Daher erstreckt sich der vorgeschlagene Einsatzbereich im Bereich der Belastungsklassen Bk0,3 bis Bk3,2 (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2013).

2.4.2.2 LACROIX

Das Messprinzip des Deflectographen beziehungsweise Lacroix ist dasselbe, wie das des Benkelman-Balkens. Einzig ist der Messarm des Benkelman-Balkens fest in den Mess-Lkw

verbaut, der auch die Belastung aufbringt. Dadurch kann die Messung automatisiert ablaufen, ohne dass der Messbalken manuell versetzt werden muss. Der automatisierte Ablauf lässt eine durchschnittliche Messgeschwindigkeit von ca. 4 km/h zu, bei einem baubedingtem Messpunktabstand von 6 m (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2013).

Die Vorteile des Messverfahrens bestehen in der Einfachheit des Prinzips. Hinzu kommt, dass nun Belastung und Verformungsmessung mit einem Gerät bewerkstelligt werden können und zudem ein kontinuierlicher Betrieb möglich ist. Von Nachteil ist wiederum die geringe maximale Tagesleistung von 20 km – 30 km. Zudem sollte, wie beim Benkelman-Balken, die Maximaleinsenkung nicht 0,25 mm unterschreiten, sodass Verkehrsflächenbefestigungen höherer Belastungsklassen für eine Untersuchung mittels Lacroix ausscheiden. Die Tatsache, dass sich in Deutschland ein großflächiger Betrieb des Lacroix nur in Brandenburg eingestellt hat (Weist, Plehm & Spahr, 2005), erschwert die Vergleichbarkeit von Untersuchungen.

2.4.2.3 CURVIAMETRO

Das Curviametro ist ein kontinuierlich messendes System, welches mithilfe von drei Geophonen (Beschreibung des Messprinzips von Geophonen folgt in Abschnitt 2.4.2.5), die an einer Kette angebracht sind, die Verformung infolge der Beanspruchung durch die hintere Achse des Messfahrzeugs misst. Das Curviametro fährt dabei mit einer Geschwindigkeit von 18 km/h, die Länge der Kette beträgt 15 m. Jedes der Geophone misst dabei die sich aufgrund von Be- und Entlastung einstellende Verformung der Verkehrsfläche. Aufgrund der Geometrie des Messfahrzeugs und der Trägerkette dauert jeder Messzyklus eines Geophons ca. 3 s, wobei je Zyklus ca. 100 Messwerte aufgezeichnet werden (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2012a).

Ein Vorteil gegenüber dem Benkelman-Balken und dem Lacroix ist die höhere Geschwindigkeit, mit der das Curviametro Daten erfasst. Dadurch ist die Tagesleistung dementsprechend höher. Ein Nachteil ist die geringe Zahl an verfügbaren Messgeräten, sodass auch hier die Frage der Vergleichbarkeit und Zugänglichkeit gestellt werden muss. Zudem ist hier auch, ähnlich wie bei allen anderen quasi-statischen Messverfahren, zu erwähnen, dass der quasi-statische Beanspruchungszustand keinesfalls der tatsächlichen Beanspruchungssituation entspricht und damit auch die gemessene Reaktion des Tragwerks als solche auch eine andere ist als in der „typischen“ Beanspruchungssituation durch den Verkehr.

2.4.2.4 TRAFFIC SPEED DEFLECTOMETER (TSD)

Das TSD ist ein dynamisches, schnell fahrendes (bis zu ca. 80 km/h) Messsystem, welches Tragfähigkeitsmessdaten erfasst. Das System besteht aus einem Zugfahrzeug und einem Sattelaufleger, der die Beanspruchung auf die zu untersuchende Verkehrsfläche aufbringt und in dem die Messeinrichtung zur Messung der hervorgerufenen Tragwerksreaktion installiert ist (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015).

Bei der Auswertung der Messdaten gibt es in Deutschland noch kein einheitliches Verfahren. In Untersuchungen wurden verschiedene Tragfähigkeitskennwerte auf Grundlage von experimentellen und modelltheoretischen Untersuchungen miteinander verglichen, allerdings sieht das zugehörige AP TRAG TEIL C 5 (2020) noch kein bestimmtes Bewertungsverfahren vor (Čičković et al., 2020; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2020). Grundsätzlich wird in der internationalen Literatur der Vergleich zu bereits bestehenden

Messverfahren und rückgerechneten Parametern gesucht (Muller & Roberts, 2013): Hier wird mithilfe von FWD- und TSD-Messungen der jeweils ermittelte SCI₃₀₀-Wert verglichen und eine gute Korrelation festgestellt. In Deutschland gab es bisher einzelne Versuche, vor allem in Bayern, in denen das TSD mit anderen Tragfähigkeitsmesssystemen verglichen wurde (FWD, Curviometro, Lacroix). Dabei wurde festgestellt, dass durchaus ähnliche Output-Werte mit allen Geräten ermittelt werden können, aber an einigen Stellen auch divergierende Ergebnisse auftreten können. Dies wird mit dem dynamischen Charakter des TSD-Messprinzips begründet (Weller, Degelmann & Jansen, 2014).

2.4.2.5 FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER (FWD)

2.4.2.5.1 BESCHREIBUNG DES ALLGEMEINEN MESSVERFAHRENS

Das erste FWD wurde im Jahre 1964 in Dänemark entwickelt, basierend auf ersten Gedanken und Vorstudien, die in Frankreich entstanden sind (Bohn, 1989). Hauptmotivation war es, ein dynamisches Gerät zu entwickeln, welches Aussagen über den strukturellen Zustand einer Verkehrsflächenbefestigung zulässt. Die bis dahin gängigen Verfahren waren allesamt statische Messverfahren (zum Beispiel Plattendruckversuch) konnten das tatsächliche Tragverhalten von Verkehrsflächenbefestigungen nur unzureichend abbilden und sind vom Grundbau adaptierte Messverfahren, die aufgrund des Materialverhaltens von Asphalt nur unzureichende Informationen lieferten (Bohn, 1968).

Das FWD ist ein Messgerät, welches in der Regel in einem Anhänger (oder in einem größeren Pkw) installiert ist. Dabei prallt eine Prüfmass (Fallgewicht) aus einer definierten Höhe auf ein Feder-Dämpfer-System. Dieses leitet den Impuls über eine stählerne Lastplatte (d = 30 cm) weiter in die zu prüfende Verkehrsflächenbefestigung. Die Lastplatte ist mit einer Gummimatte versehen, um sicherzustellen, dass die Lastplatte vollflächig auf der Befestigung aufliegt und den Impuls nicht, bedingt durch Unebenheiten, unkontrolliert einleitet (s. Abbildung 20, Abbildung 21 zeigt das FWD der TU Darmstadt).

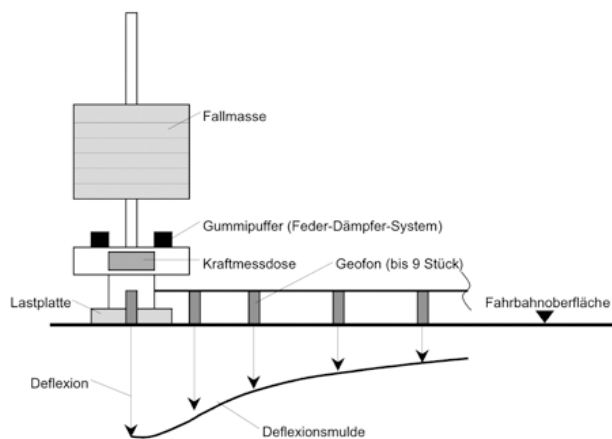


Abbildung 20: Prinzipskizze des FWD (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2008)



Abbildung 21: FWD im Einsatz auf einer Befestigung im ländlichen Raum (Čičković & Bald, 2017)

Die Prüfmass soll dabei eine Impulskraft von 50 kN erzeugen (bei Flugbetriebsflächen bis zu 250 kN). Dies entspricht der Radlast einer 10-t-Achse. Abweichungen von $\pm 10\%$ von der Normlast werden toleriert. Zudem soll der Impuls eine Zeitdauer von 25 ms – 30 ms aufweisen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2008). Eine zu kurze oder zu

lange Impulsdauer könnte zu einem nicht repräsentativen Versuchsergebnis führen. Die Tragwerksreaktion selbst wird über Geophone (s. Abbildung 22) aufgezeichnet. Ein Geophon besteht aus einem Gehäuse, mehreren Federn, an denen ein Magnet befestigt ist und einer Spule, die um den Magnet gewickelt ist. Das Funktionsprinzip basiert auf dem Prinzip der Induktion: Eine Bewegung der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung führt, bedingt durch die federnde Lagerung des Magneten, zu einer Relativbewegung zwischen Magnet und Spule. Diese Relativbewegung führt zu einer Magnetfeldänderung und damit zu einer Spannung. Diese Spannung ist proportional zur Vertikalgeschwindigkeit der Verkehrsflächenbefestigung. Damit kann der Verformungsverlauf mittels Integration des Geschwindigkeitsverlaufs (und der Definition von Anfangs- und Endbedingungen) bestimmt werden (Reynolds, 1997).

Für jedes Geophon wird die Maximaleinsenkung über Extremstellenbestimmung des Verformungsverlaufs bestimmt. Die Geophone sind (gültig für das FWD der TU Darmstadt) in folgender Art und Weise angeordnet (vom Lastmittelpunkt ausgehend): 0 mm – 210 mm – 300 mm – 450 mm – 600 mm – 900 mm – 1.200 mm – 1.500 mm – 1.800 mm. Der Einsenkungsverlauf, die sogenannte „Time History“ (s. Abbildung 23), wird dabei ebenfalls aufgezeichnet und steht einer detaillierteren Auswertung zur Verfügung. Das Zeitfenster der Messung beträgt 60 ms, bei einer Auflösung von 4 kHz.

Neben dem Verformungsverlauf wird auch die Außen- und Oberflächentemperatur sowie der mechanische Spannungsverlauf über die Zeit gemessen, der mithilfe des Lastplattenradius eine Ermittlung der Anprallkraft zulässt. Außerdem ist das FWD der TU Darmstadt mit einem manuellen Einstichthermometer ausgerüstet. Dies ermöglicht die Messung von Asphaltkörpertemperaturen, vorausgesetzt, es wird ein Loch in die Befestigung gebohrt, welches ausreichend abkühlen muss, bevor die Messung repräsentativer Werte möglich ist. Diese Werte sind deswegen von Belang, da der Maximalwert und der Verlauf der Verformung in hohem Maße von der Anprallkraft und der Befestigungstemperatur abhängig sind. Hier kann im Zuge der Auswertung eine Normierung auf Bezugsverhältnisse geschehen. In der Regel wird die Verformungsmulde auf eine Anprallkraft von $Q_{ref} = 50 \text{ kN}$ und eine Befestigungstemperatur von $T_{ref} = 20 \text{ °C}$ normiert (s. Abschnitte 2.4.3 und 2.4.4).

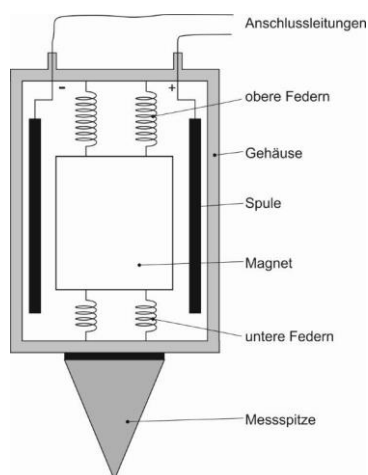


Abbildung 22: Prinzipskizze eines Geophons (Jansen & Čičković, 2017), nach (Reynolds, 1997)

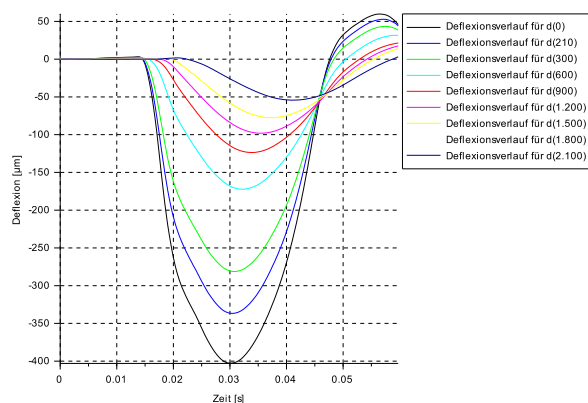


Abbildung 23: Time History eines Messpunkts auf einer kommunalen Straßenbefestigung (Čičković & Bald, 2017)

Das übliche Messraster beträgt 25 m, wobei bei weitläufigeren Untersuchungsstrecken auch größere Maschenweiten üblich sind. Maschenweiten über 100 m sind kritisch zu sehen, da nicht davon auszugehen ist, dass eine Messung für einen solch großen Bereich repräsentativ sein

kann. Außerdem werden mindestens zwei Messsequenzen (das heißt Schläge auf die Befestigung) je Messpunkt durchgeführt, um die Güte der durchgeführten Messung zu prüfen. Abweichungen oberhalb von 5 % (für die lastzentrumnahen Geophone) beziehungsweise 10 % führen zum Verwerfen und Wiederholen der jeweiligen Messung.

Die Steuerungseinheit des FWD selbst besitzt auch einen ersten Post-Processing-Schritt. Ein 60-Hz-Tiefpassfilter ist integriert, der alle Messfrequenzen der Geophone oberhalb der 60-Hz-Schwelle abschneidet und so eine Filterung von Störsignalen durchführt (PHØNIX Pavement Consultants, 1998). Alle weiteren Filter- oder Fitting-Schritte sind vom FWD-Betreiber selbst durchzuführen, je nach konkreter Messaufgabe.

In nachstehender Tabelle sind die wichtigsten Informationen bezüglich des im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendeten FWD aufgeführt:

HERSTELLER / MODELL	CarlBro / Grontmij PRI 2100
BAUJAHR	2003
BETREIBER	TU Darmstadt (Institut für Straßenwesen)
ANZAHL GEOPHONE	9
TEMPERATURERFASSUNG	Lufttemperatur; Oberflächenthermometer (berührend); separates Einstichthermometer
SONSTIGE AUSSTATTUNG	-
BEREICH DER ANPRALLAST	7 kN – 250 kN
ANPRALLASTFORM	Annähernd halbsinusförmig
GENAUIGKEIT DER KRAFTMESSDOSE	$\pm 0,2$ kN
GENAUIGKEIT DER GEOPHONE	Besser als ± 2 %



Tabelle 5: Eckdaten des FWD der TU Darmstadt (Jansen & Čičković, 2017; PHØNIX Pavement Consultants, 1998)

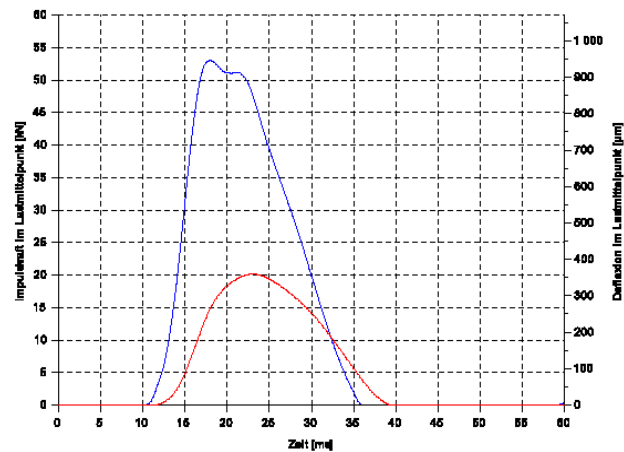


Abbildung 24: Gummipufferbedingter „Buckel“ im Anpralllastverlauf (blau) inkl. zugehörigem Verformungsverlauf (rot)

2.4.2.5.2 REALITÄTSNÄHE DES VERSUCHSAUFBAUS

Das FWD ist ein dynamisches Messverfahren, daher besteht auch der Anspruch, dass es dem Beanspruchungszustand, den ein Lkw auf die Verkehrsflächenbefestigung aufbringt, zumindest nahekommt. Versuchstechnisch wurde dies in vielen Versuchen versucht zu belegen beziehungsweise widerlegen.

ULLIDTZ (1987) beschreibt einen selbst durchgeführten Versuch, bei dem eine Verkehrsflächenbefestigung so instrumentiert wurde, dass Spannungen, Dehnungen und Einsenkungen gemessen werden konnten. Diese Versuchsstrecke wurde mit dem FWD geprüft sowie mit einem Lkw befahren (bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten). Resultat war, dass das FWD ähnliche Spannungen, Dehnungen und Einsenkungen hervorgerufen hat, wie ein Lkw, der die Strecke mit 60 km/h befahren hat. Grundsätzlich stellt ULLIDTZ (1987) fest, dass das FWD, bezogen auf die Impulsdauer in den gebundenen Schichten, einer Lkw-Überfahrt von 60 km/h – 80 km/h entspricht. In tieferen Schichten ist die Impulsdauer eines rollenden Rads zunehmender größer als die des FWD (Ullidtz, 1987).

HOFFMAN & THOMPSON (1982) brachten Beschleunigungssensoren in die AASHTO-Versuchsstraße ein, um die Impulsbreiten und die daraus resultierenden Verformungen messtechnisch zu erfassen. Dabei beanspruchten sie die Befestigung mit verschiedenen zerstörungsfreien Messgeräten (unter anderem Benkelman-Balken, FWD) und einem frei fahrenden Lkw mit variierenden Geschwindigkeiten. Resultat dieser Untersuchung war, dass die typische Impulsbreite des FWD ca. 30 ms betrug, während die Impulsbreite eines Lkw bei 50 mi/h (\approx 80 km/h) ungefähr 120 ms aufwies. Genauso wenig stimmten die erzeugten Beschleunigungsmuster von FWD und fahrendem Lkw überein, allerdings waren die erzeugten Verformungsmulden nahezu kongruent (Hoffman & Thompson, 1982).

Experimentell wurde in anderen Untersuchungen der Unterschied der Impulsbreite eines fahrenden Lkw und des FWD herausgestellt. Dabei stellte beispielsweise QIN (2010) mithilfe von Dehnungsmessstreifen und Differentialtransformatoren (LVDT) fest, dass selbst Lkw, die mit einer Geschwindigkeit von $v = 80$ km/h fahren (s. Abbildung 25), eine deutlich größere Impulsbreite aufweisen ($t = 98$ ms) als das FWD (Qin, 2010). LEE & DUSCHLBAUER (2017) stellten zumindest einen deutlichen Unterschied zwischen der Impulsbreite des FWD und der

eines mit $v = 20 \text{ km/h}$ fahrenden Lkw fest. Hier betrug die Impulsbreite des Lkw ca. 200 ms (J. L. Lee & Duschlbauer, 2017). In Untersuchungen der TU Darmstadt mithilfe von eingebauten Beschleunigungssensoren jedoch zeigte sich kein so großer Unterschied in den Impulsbreiten. So dauerte der Anprallimpuls eines mit ca. 30 km/h fahrenden Busses 35 ms – 40 ms (Čičković et al., 2017; Čičković & Tielmann, 2018; Tielmann et al., 2018).

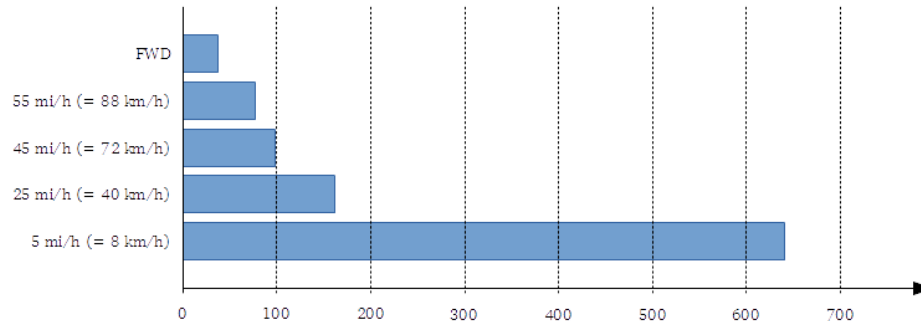


Abbildung 25: Gemessene Impulsdauern für verschiedene Lkw-Überrollungsgeschwindigkeiten und für FWD-Messungen – nach (Qin, 2010)

Mithilfe eines künstlichen neuronalen Netzes (KNN) untersuchte LEIVA-VILLACORTA (2012) auf analytische Weise das Problem der Impulsbreiten. In der Simulation von Überfahrten beziehungsweise Beanspruchungen wurde errechnet, dass das FWD, mit einer Impulsbreite von 30 ms, einer Lkw-Überfahrt von 130 mi/h ($\approx 208 \text{ km/h}$) entspricht. Extrapoliert man die Datensätze von QIN (2010), so würde man zu einem ähnlichen Grenzwert kommen.

Vor allem in Anbetracht der oben genannten Forschungsergebnisse kommt die Frage auf, ob das FWD überhaupt einen Zustand simuliert, der dem einer Lkw-Überrollung nahekommt. Es ist in jedem Fall bemerkenswert, dass so unterschiedliche Ergebnisse zustande kommen, beim Vergleich der Impulsbreiten eines Lkw und des FWD. Sicherlich können und müssen einige Ergebnisse zumindest kritisch diskutiert werden:

- Kann ein KNN den Versuchsablauf und -mechanismus des FWD detailliert wiedergeben?
- Welchen Einfluss auf die strukturelle Substanz üben Messgeräte aus, die in eine bestehende Verkehrsflächenbefestigung eingebaut wurden?

Zudem besteht die Frage, ob das FWD überhaupt den Anspruch haben muss, ein Überrollungsereignis eines Lkw genau wiederzugeben (aus mechanischer Sicht). Im Rahmen dieser Arbeit sei gesagt, dass das FWD in jedem Fall in der Lage ist, die betrachtete Verkehrsflächenbefestigung zu beanspruchen und die Tragwerksreaktion zu erfassen. Da sich das Messprinzip und der -ablauf mit fortschreitender Zeit nicht ändern, also die FWD-Tragfähigkeitsversuche immer vergleichbar ablaufen, kann mit diesem Messgerät auch eine Veränderung der Tragwerksreaktion, unter Berücksichtigung sich ändernder äußerer Umstände (Temperatur, Feuchte etc.) messtechnisch erfasst und dokumentiert werden. Damit erfüllt das FWD als Messgerät die wichtigste Anforderung an ein Monitoring-Messgerät. Zudem konnten CHATTI & KIM (2000) in Untersuchungen feststellen, dass die Belastungsgeschwindigkeit zwar einen Einfluss auf die Verformung an der Oberfläche hat, allerdings die horizontalen

Zugspannungen an der Unterseite der Asphalttschicht nicht in selbem Maße abhängig sind von der Belastungsgeschwindigkeit (Chatti & Kim, 2000).

2.4.3 POST-PROCESSING DER ERHALTENEN ROHDATEN

Um gemessene oder berechnete Daten vergleichbar zu machen, ist eine Normierung auf Bezugsbedingungen unabdingbar. Beim FWD betrifft dies vor allem die Anpralllast Q und die Asphaltkörpertemperatur T_K .

Die Anpassung der gemessenen Daten an Normbedingungen erfolgt meist auf Ebene der Verformungsmulde, das heißt alle Normierungsfaktoren beziehen sich direkt auf die einzelnen Verformungswerte der Geophone. Denkbar wäre ebenso eine Normierung der rückgerechneten Parameter oder der Grenz-/Orientierungswerte zur Bewertung der Verkehrsbefestigung. Durchgesetzt hat sich aber die direkte Normierung der Verformungsmulde.

Die Normierung der gemessenen Werte an die Referenzanpralllast $Q_{ref} = 50 \text{ kN}$ folgt einem linearen Ansatz. Mit der Maßgabe, dass sich sämtliche Anpralllasten zwischen 45 kN und 55 kN bewegen sollen ($50 \text{ kN} \pm 10 \%$), wird angenommen, dass innerhalb dieses engen Rahmens ein lineares Verhalten angenommen werden kann. Dementsprechend gilt folgender Zusammenhang:

$$D_i = D_{i,gemessen} \cdot \frac{Q_{ref}}{Q_{gemessen}}$$

Gleichung 1: Verformungsnormierung auf eine Referenzanpralllast
(Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b)

- mit:
- $D_i =$ Auf die Referenzanpralllast linear bezogene Verformung für Geophon i [μm]
 - $D_{i,gemessen} =$ Tatsächlich gemessene Verformung für Geophon i [μm]
 - $Q_{ref} =$ Referenzanpralllast [kN]; i.d.R. 50 kN
 - $Q_{gemessen} =$ Größe der Anpralllast [kN]

Das weitere Post-Processing von FWD-Messdaten beinhaltet den Schritt der Temperaturnormierung. Da dieser nicht so unstrittig wie die Anpralllastnormierung ist, wird das Thema der Temperaturnormierungsverfahren nachfolgend etwas ausführlicher betrachtet.

2.4.4 TEMPERATURNORMIERUNGSVERFAHREN

Das AP TRAG TEIL C 2.1 (2014) erwähnt zwar, dass eine Normierung der gemessenen Verformungsdaten auf eine Referenztemperatur zwingend notwendig ist, allerdings wird kein einheitliches Verfahren beschrieben oder festgeschrieben. Hier gibt es eine Vielzahl an möglichen Verfahren. Dabei haben sich international verschiedene Ansätze etabliert. Die Rückrechnungsmethoden sind dabei abhängig davon, welche Parameter für die Rückrechnung und Bewertung der Verkehrsflächenbefestigung herangezogen werden. Möglich sind dabei folgende Normierungsverfahrensweisen:

- Normierung der Maximalverformung D_0
- Normierung der gesamten Verformungsmulde
- Normierung von Rückrechnungsparametern
 - Geometrische Parameter
 - Elastizitätsmodul
- Widerstandsseitige Normierung

HERKUNFT INKLUSIVE QUELLE	PARAMETER, DER DER TEMPERATURNORMIERUNG UNTERLIEGT				
	MAXIMAL- VERFORMUNG D_0	VERFORMUNGS- MULDE	GEOMETRISCHE PARAMETER	ELASTIZITÄTS- MODUL	WIDERSTANDS- SEITIG / GRENZWERT
Deutschland (Jansen, 2009)					
Deutschland (Schulte, 1984)					
Deutschland (Böhm, Nguyen, Schwebel & Bald, 2011)					
U.S.A. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993)					
U.S.A. (Bonneagar Iompair Éireann, 2000)					
Australien (Austrroads Ltd., 2008)					
Portugal (Bonneagar Iompair Éireann, 2000)					
U.K. (The Stationery Office [TSO], 2008)					

Tabelle 6: Nationale und internationale Temperaturnormierungsverfahren

Es wird deutlich, dass eine Vielzahl an Verfahren und Verfahrensprinzipien existieren und Anwendung finden.

2.4.5 RÜCKRECHNUNG VON TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN

Mithilfe der erhaltenen und normierten Messdaten ist es möglich Rückrechnungen durchzuführen, die Rückschlüsse auf das mechanische Verhalten der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung zulassen. Dabei kann unterschieden werden zwischen geometrischen Kennwerten, das heißt Kennwerten, die sich aus der Geometrie der Verformungsmulde direkt ableiten lassen, mechanischen Kennwerten, das heißt Kennwerten, die einen unmittelbaren Bezug zu mechanischen Größen haben und Kennwerten, die eine Kennzahl sind, zusammengesetzt aus verschiedenen (geometrischen und mechanischen) Eingangswerten. Nachstehende Tabelle bildet einen Überblick über die nationalen und internationalen Parameter und ihre Zuordnung. Dabei wurden Tragfähigkeitskennwerte folgender Länder zusammengetragen:

- Deutschland
- U.S.A.
- Australien
- Irland

- Norwegen
- Südafrika
- U.K.

LAND	KENNWERT (INKLUSIVE BESCHREIBUNG)		ZUORDNUNG DES RÜCKRECHNUNGSURSPRUNGS
DEUTSCHLAND	Tz (Jendia, 1995)	Tragfähigkeitszahl [-]	geometrisch
	UI (Jendia, 1995)	Untergrund/Unterbau-Indikator [μm]	geometrisch
	M ₀ (Grätz, 1999)	Schichtmodul des Halbraums	mechanisch (Zwei-Schichten-Theorie)
	l (Grätz, 1999)	elastische Länge [mm]	mechanisch (Zwei-Schichten-Theorie)
	M _{1h} ³ (Böhm et al., 2011)	charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht [MNm]	mechanisch (Zwei-Schichten-Theorie)
U.S.A.	S _{Neff} (Hoffman, 2003)	effective structural number (= effektive Tragfähigkeitszahl) [-]	mechanisch (Zwei-Schichten-Theorie)
	E _i (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993)	Elastizitätsmodul der betrachteten Schicht i [MPa]	mechanisch (Mehrschichtentheorie)
AUSTRALIEN	D ₀ (Austroads Ltd., 2008)	design deflection (= Entwurfsverformung im Lastmittelpunkt) [μm]	geometrisch
	D ₀ - D ₂₀₀ (Austroads Ltd., 2008)	design curvature (= Entwurfskrümmung) [μm]	geometrisch
IRLAND	D ₁ (Bonneagar Iompair Éireann, 2000)	Verformung im Lastmittelpunkt (für National Roads, gebundene Schichten)	geometrisch
	SCI (Bonneagar Iompair Éireann, 2000)	Oberflächenkrümmungsindex (= D ₁ - D ₂ = D ₀ - D ₃₀₀ = SCI ₃₀₀ ; für National Roads, gebundene Schichten) [μm]	geometrisch
	D ₉ (Bonneagar Iompair Éireann, 2000)	Verformung in einer Entfernung von x = 2.100 m vom Lastmittelpunkt (für Regional und National Roads, ungebundene Schichten) [μm]	geometrisch
NORWEGEN	BC (Antonsen & Mork, 2017)	bearing capacity (= Tragfähigkeit, beinhaltet die Verformung im Lastmittelpunkt d ₀ und die Verformungsdifferenz d ₀ - d ₂₀₀) [-]	geometrisch

LAND	KENNWERT (INKLUSIVE BESCHREIBUNG)	ZUORDNUNG DES RÜCKRECHNUNGSURSPRUNGS	
SÜDAFRIKA	d ₀ (Department of Transport of South Africa, 1997)	Verformung im Lastmittelpunkt [μm]	geometrisch
	A (Department of Transport of South Africa, 1997)	Area (= Fläche, beinhaltet die gemessenen Verformungen im Lastmittelpunkt d ₀ sowie d ₂₁₀ und d ₃₀₀) [-]	geometrisch
	F ₁ und F ₂ (Department of Transport of South Africa, 1997)	shape factor (= Formfaktor, beinhaltet die gemessenen Verformungen im Lastmittelpunkt d ₀ sowie d ₂₁₀ und d ₃₀₀) [-]	geometrisch
	SCI (Department of Transport of South Africa, 1997)	Oberflächenkrümmungsindex (= D ₁ - D ₂ = D ₀ - D ₃₀₀ = SCI ₃₀₀) [μm]	geometrisch
	BCI (Department of Transport of South Africa, 1997)	Untergrundkrümmungsindex (= d ₆₀₀ - d ₉₀₀)	geometrisch
U.K.	d ₁ (TSO, 2008)	Verformung im Lastmittelpunkt [μm]	geometrisch
	d ₆ (TSO, 2008)	Verformung in einer Entfernung von x = 1.500 m vom Lastmittelpunkt (ungebundene Schichten) [μm]	geometrisch
	d ₁ - d ₄ (TSO, 2008)	Verformungsdifferenz zwischen d ₀ und d ₉₀₀ (gebundene Schichten) [μm]	geometrisch
	E _i (TSO, 2008)	Elastizitätsmodul der betrachteten Schicht i [MPa]	mechanisch (Mehrschichtentheorie)

Tabelle 7: Nationale und internationale Tragfähigkeitskennwerte

Nachfolgend sollen die oben genannten, nationalen Kennwerte vorgestellt werden. Die international angewandten Kennwerte werden einzig hinsichtlich ihrer Verbreitung besprochen. Definitionen und Analysen zu diesen Tragfähigkeitskennwerten können in ČIČKOVIĆ ET AL. (2020) nachvollzogen werden.

2.4.5.1 NATIONALE TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE

2.4.5.1.1 RÜCKRECHNUNG NACH JENDIA (1995)

Dieser Ansatz, der von JENDIA (1995) entwickelt und von ROOS, FREUND & THIELE (2008) weiterentwickelt wurde, trifft Aussagen über die Tragfähigkeit der gebundenen und ungebundenen Schichten sowie der gesamten Befestigung mithilfe der Geometrie der

Verformungsmulde. Die resultierenden Tragfähigkeitskennwerte sind schematisch in Abbildung 26 dargestellt.

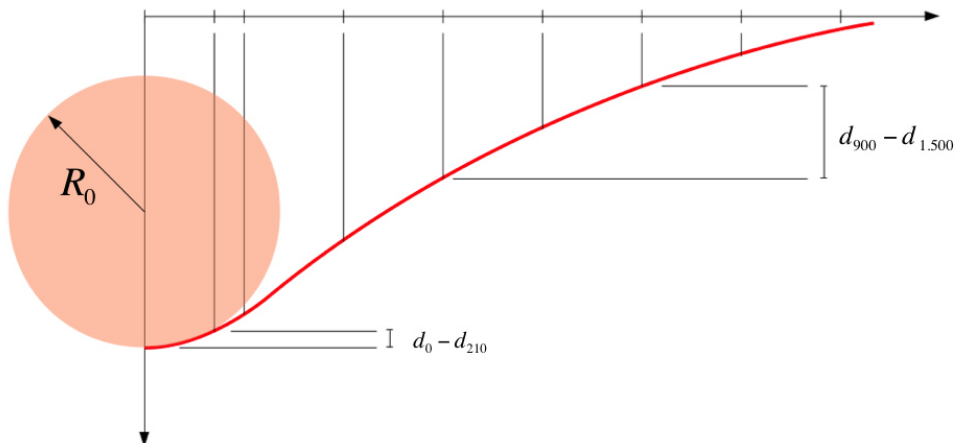


Abbildung 26: Prinzipskizze zur FWD-Auswertemethode nach JENDIA (1995) – Kreis ist eine verzerrte Darstellung (eigentlich vielfach überhöhte y-Achse) (Čičković, 2017)

Die Tragfähigkeit der gebundenen Schichten wird mittels des Krümmungsradius im Lastmittelpunkt R_0 beschrieben, also dem Kehrwert der Krümmung im Lastmittelpunkt. An dieser Stelle gilt daher:

$$w''(x=0) = \frac{1}{R_0} \quad \text{Gleichung 2: Definition des Krümmungsradius } R_0 \text{ (Jendia, 1995)}$$

mit: $w''(x) =$ Krümmung der Verformungsmulde an der Stelle x [mm^{-1}]
 $R_0 =$ Krümmungsradius im Lastmittelpunkt [mm]

Da für die Bestimmung des Krümmungsradius nur zwei diskrete Verformungswerte zur Verfügung stehen (w_0 und w_{210}), wird der Krümmungsradius regressiv bestimmt (s. hierzu AP TRAG TEIL C 2.1 (2014)). Aus der Mechanik ergibt sich, dass bei einem höheren Krümmungsradius von einer höheren Tragfähigkeit der gebundenen Schichten auszugehen ist und umgekehrt, das heißt die Tragfähigkeit der gebundenen Schichten wird über die Krümmung der Verformungsmulde in der Nähe des Lastmittelpunkts bestimmt.

$$R_0 = 24,494 \cdot (w_0 - w_{210})^{-0,899} \quad \text{Gleichung 3: Bestimmung des Krümmungsradius } R_0 \text{ (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b)}$$

mit: $R_0 =$ Krümmungsradius im Lastmittelpunkt [m]
 $w_0 =$ Verformung an der Stelle $x = 0$ mm [mm]
 $w_{210} =$ Verformung an der Stelle $x = 210$ mm [mm]

$$Tz = \sqrt{\frac{R_0}{w_0}}$$

Gleichung 4: Bestimmung der Tragfähigkeitszahl Tz (Jendia, 1995)

mit:	$Tz =$	Tragfähigkeitszahl [-]
	$R_0 =$	Krümmungsradius im Lastmittelpunkt [mm]
	$w_0 =$	Verformung an der Stelle $x = 0$ mm [mm]

Die Einsenkung im Lastmittelpunkt ist dagegen in hohem Maße von der Tragfähigkeit des Untergrundes beziehungsweise Unterbaus abhängig (Roos, Freund & Thiele, 2008). Dies leuchtet ein, da die Steifigkeit der ungebundenen Schichten im Vergleich zur Steifigkeit der gebundenen Schichten sehr klein ist und die vertikalen Verformungen daher hauptsächlich von den ungebundenen Schichten herrühren. Das Verhältnis des Krümmungsradius R_0 und der Verformung im Lastmittelpunkt w_0 liefert daher eine Aussage über die Tragfähigkeit der gesamten Befestigung. JENDIA (1995) nennt diesen Parameter Tragfähigkeitszahl Tz .

Um eine Aussage über die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten zu erlangen, schlägt JENDIA (1995) den Untergrund/Unterbau-Indikator UI vor. Dieser ist eine Differenz aus den Verformungswerten w_{900} und $w_{1.500}$. Der Zusammenhang zwischen dieser Differenz und den Materialeigenschaften des Untergrundes beziehungsweise des Unterbaus wurde regressiv ermittelt.

$$UI = w_{900} - w_{1.500}$$

Gleichung 5: Bestimmung des Untergrund/Unterbau-Indikators (Jendia, 1995)

mit:	$UI =$	Untergrund/Unterbau-Indikator [μm]
	$w_{900} =$	Verformung an der Stelle $x = 900$ mm [μm]
	$w_{1.500} =$	Verformung an der Stelle $x = 1.500$ mm [mm]

Abbildung 27 zeigt die Zuordnung einzelner Schichten eines Befestigungsaufbaus mit den zugehörigen Verformungspositionen. Hieraus folgt, dass je weiter entfernt die jeweilige Verformung vom Lastmittelpunkt gemessen wird, desto tieferliegend ist die angesprochene Schicht. Bei TSD-Tragfähigkeitsmessungen wird dieser Kennwert als SCI_{SUB} bezeichnet und konnte sowohl bei 3D-Move-Simulationen als auch bei der netzweiten Anwendung gute Ergebnisse hinsichtlich der Praktikabilität und Aussagekraft aufweisen (Bayerische Staatsbauverwaltung, 2019; Čičković et al., 2020; Kressirer, 2020).

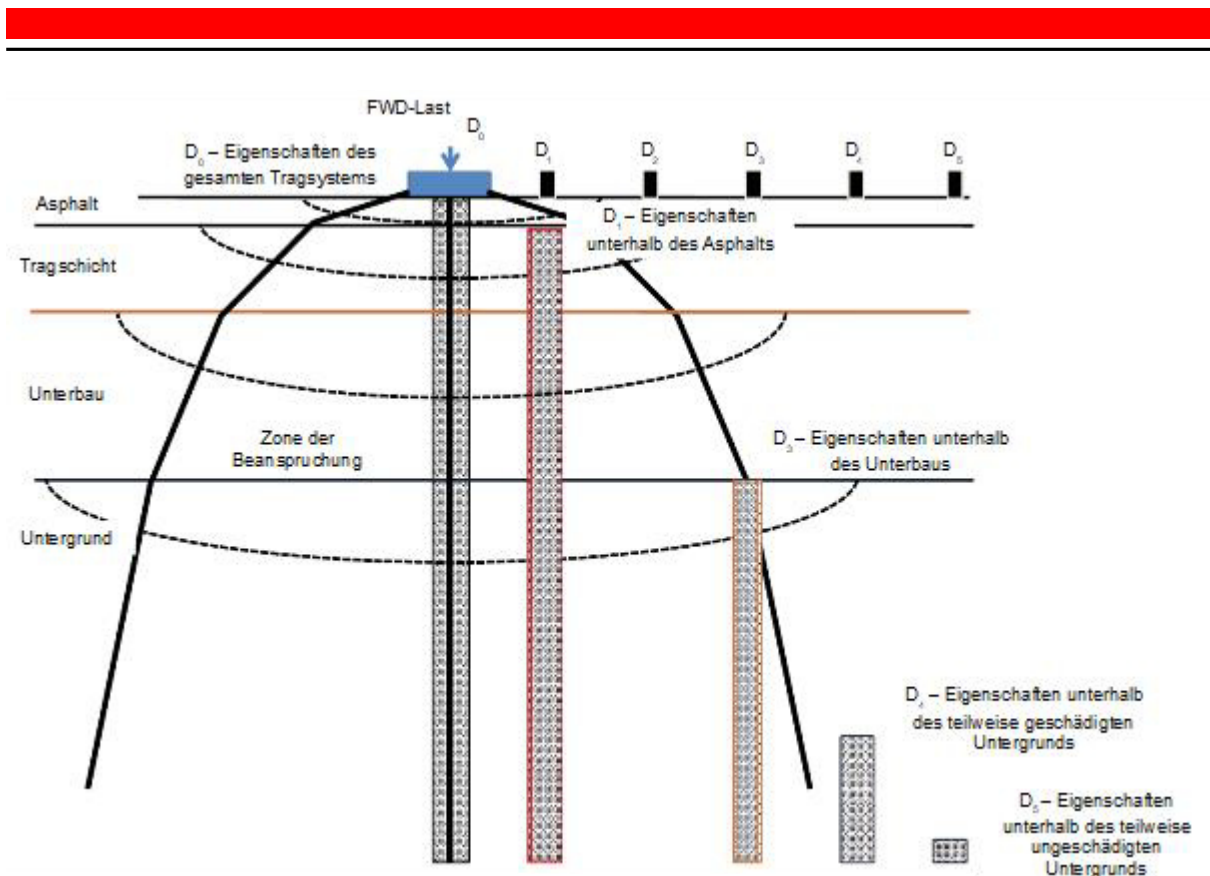


Abbildung 27: Verbindung zwischen Ort der gemessenen Verformungen und Schichteigenschaften (Donovan & Tutumluer, 2009)

2.4.5.1.2 RÜCKRECHNUNG NACH GRÄTZ (2009) UND DER DARMSTÄDTER FWD-RÜCKRECHNUNGSMETHODE

Grundsätzlich basiert die Grätz'sche Auswertemethode und deren Weiterentwicklung auf dem Ansatz der Platte auf elastisch-isotropem Halbraum (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2011b) (s. Abbildung 28). Dieser Ansatz eignet sich jedoch nicht bei Körpern mit seitlich endlichen Abmessungen, sodass Rand- oder Fugenbereiche nicht abgebildet werden können. Durch die Plattentheorie ergeben sich weiterhin folgende vereinfachte Annahmen (Gerlach, 1968):

- Platte ist im Vergleich zur Unterlage steif
- Plattendicke t ist im Vergleich zu den weiteren Abmessungen vernachlässigbar klein

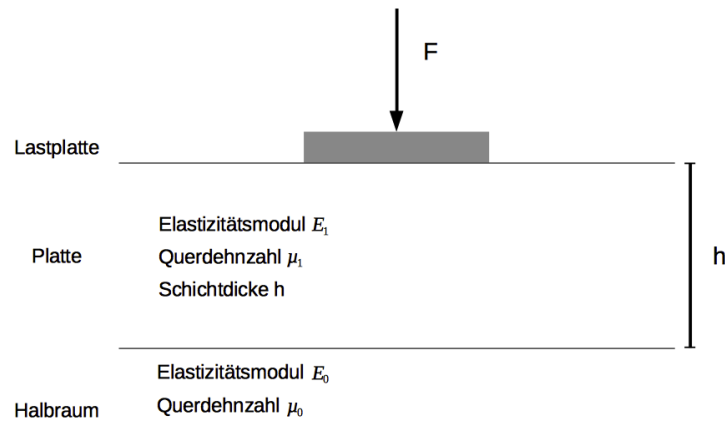


Abbildung 28: Berechnungsmodell „Platte auf elastisch-isotropen Halbraum“ ohne Schichtenverbund zwischen der Platte und dem Halbraum (Grätz, 2009)

Diese Voraussetzungen waren bei früheren Asphaltbefestigungen häufig nicht erfüllt. Bei heutigen Asphaltbauweisen können sie als erfüllt angesehen werden. Darauf wird im weiteren Verlauf noch eingegangen.

Für den Fall der Topflast und der sich daraus ergebenden Vertikalverformung der Plattenoberfläche, ermittelten ZHU ET AL. (1985) folgenden Zusammenhang, aus dem die Verformung berechnet werden kann:

$$w\left(\frac{r}{l}\right) = \frac{Q}{M_0 \cdot l} \cdot H_w\left(\frac{r}{l}\right) \quad \text{Gleichung 6: Verformung an der Fahrbahnoberfläche (Zhu, Wang & Guo, 1985)}$$

- mit:
- w = Verformung [mm]
 - r = Abstand zum Lastmittelpunkt [mm]
 - l = Elastische Länge [mm]
 - Q = Anpralllast [kN]
 - M_0 = Schichtmodul des Halbraums [MPa]
 - H_w = Hilfwert [-]

$$H_w\left(\frac{r}{l}\right) = \frac{2 \cdot l}{\pi \cdot r_0} \cdot \int_0^{\infty} \frac{J_0\left(\frac{r}{l} \cdot t\right) \cdot J_1\left(\frac{r_0}{l} \cdot t\right)}{t \cdot (1 + t^3)} dt \quad \text{Gleichung 7: Lösung des Hilfwerts } H_w \text{ (Zhu et al., 1985)}$$

- mit:
- H_w = Hilfwert [-]
 - r = Abstand zum Lastmittelpunkt [mm]
 - l = Elastische Länge [mm]
 - r_0 = Radius der Lastplatte [mm]
 - J_0 = Bessel'sche Funktion erster Gattung, 0-ter Ordnung
 - J_1 = Bessel'sche Funktion erster Gattung, 1-ter Ordnung
 - t = Hilfsvariabel bei der Integration der Bessel'schen Funktionen

Da diese Integralgleichung keine geschlossene Lösung liefert, leitete GRÄTZ (1999) durch Parameterstudien und der Annahme üblicher und zu erwartender Werte eine Regressionsgleichung für den interessanten, äußeren Teil der Einsenkungsmulde ab, die eine geschlossene Lösung ermöglicht. Das Vorgehen hierzu wurde obenstehend näher erläutert.

Die Plattentheorie kann dabei auch für Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt angewendet werden. Parameterstudien und Vergleiche zwischen verschiedenen Berechnungsmodellen (Plattentheorie, Mehrschichtentheorie, Methode der äquivalenten Dicke nach ODEMARK) und den sich ergebenden Verformungsmulden haben eine hohe Übereinstimmung ergeben. Dies wird auch in Abbildung 29 anschaulich dargestellt.

Die Grätz'sche Auswertungsmethode greift auf das bereits beschriebene Bemessungsmodell der Platte auf elastisch-isotropem Halbraum zurück. Da die dort vorgestellte und beschriebene Integralgleichung nicht geschlossen lösbar ist, erarbeitete GRÄTZ (1999) eine Lösung über regressive Methoden.

Mithilfe von Vorüberlegungen bezüglich des Verhältniswertes r_0/l und der iterativen Bestimmung eines realistischen Wertes hierfür, wurde folgende Regressionsgleichung formuliert:

$$w(r) = A \cdot (a_0 \cdot e^{B \cdot a_1 \cdot r} + a_2)$$

Gleichung 8: Regressive Beschreibung der Verformungsmulde (Grätz, 1999)

- mit:
- w = Verformung [mm]
 - A = Regressionsparameter [mm]
 - B = Regressionsparameter [mm⁻¹]
 - r = Abstand zum Lastmittelpunkt [mm]
 - a₀ = Regressionskoeffizient (= 0,392948)
 - a₁ = Regressionskoeffizient (= -0,398483)
 - a₂ = Regressionskoeffizient (= 0,0137024)

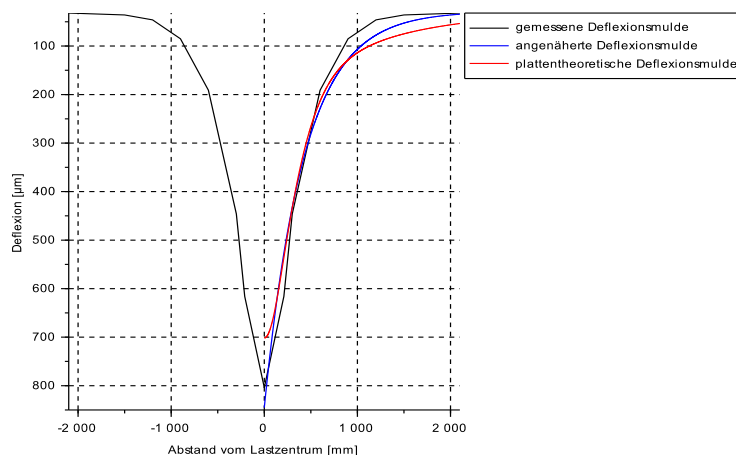


Abbildung 29: Vergleich zwischen gemessener, regressiv angenäherter und plattentheoretisch berechneter Verformungsmulde (Čičković & Bald, 2017)

Dieser Regressionsansatz liefert sehr befriedigende Ergebnisse – das Bestimmtheitsmaß liegt nahezu immer oberhalb von $R^2 = 0,99$ (s. Abbildung 29). Zudem ist der Regressionsansatz

unmittelbar mit mechanischen Parametern der Befestigung verbunden. So liefern die beiden Regressionsparameter A und B (mithilfe von kleineren Umrechnungen) Aussagen über den Schichtmodul des Untergrunds M_0 und der elastischen Länge l:

$$l = \frac{1}{B} \quad \text{Gleichung 9: Bestimmung der elastischen Länge l (Grätz, 1999)}$$

mit: $l =$ Elastische Länge [mm]
 $B =$ Regressionsparameter [mm^{-1}]

$$M_0 = \frac{Q}{A \cdot l} \quad \text{Gleichung 10: Bestimmung des Schichtmoduls des Untergrunds } M_0 \text{ (Grätz, 1999)}$$

mit: $M_0 =$ Schichtmodul des Halbraums [MPa]
 $Q =$ Anpralllast [kN]
 $A =$ Regressionsparameter [mm]
 $l =$ Elastische Länge [mm]

Der Schichtmodul ist dabei ein um die Querkontraktionszahl ν bereinigter Elastizitätsmodul. Dieser wird deswegen maßgebend, da aufgrund der behinderten Querdehnung beim infinitesimal klein gedachten Körper ein vom Betrag höherer Modul auftritt. Es gilt hierbei:

$$M_i = \frac{E_i}{1 - \nu_i^2} \quad \text{Gleichung 11: Zusammenhang zwischen Schichtmodul } M_i \text{ und Elastizitätsmodul } E_i \text{ (Grätz, 1999)}$$

mit: $M_i =$ Schichtmodul der Schicht i [MPa]
 $E_i =$ Elastizitätsmodul der Schicht i [MPa]
 $\nu_i =$ Querdehnzahl der Schicht i [-]

Wichtig ist, dass der oben genannte Regressionsansatz für die Verformungen angesetzt wird, die außerhalb der Lasteintragungsfläche liegen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b), da sonst der positiv gekrümmte Ast der Verformungsmulde die Güte der Regression nachteilig beeinflusst. Jedoch empfiehlt das oben genannte AP TRAG TEIL C 2.1 (2014) keinen einheitlichen Ansatzpunkt für die Regressionsfunktion.

Bei der Bearbeitung des BAST-Forschungsvorhabens FE-Nr. 88.0100/2009 (Böhm et al., 2011) kam der Wunsch auf, im Diagramm nach Abbildung 33 auf der Abszisse, wie bisher, die charakteristischen Werte der stützenden tieferen Schichten, auf der Ordinate die charakteristischen Werte des lastverteilenden, gebundenen Oberbaus darzustellen. Im bereits vorgestellten Berechnungsmodell „Platte auf elastisch-isotropen Halbraums“ wäre der Schichtmodul M_0 für die tieferen Schichten, der Schichtmodul M_1 und die Dicke h für den gebundenen Oberbau charakterisierend. Aus der Analyse des Formelwerks (siehe unten) ergab sich schnell, dass aus den rückgerechneten Werten M_0 und l das Produkt $M_1 h^3$ als Maß für die „Schichtsteifigkeit“ hergeleitet werden kann. Dies ergibt auch mechanisch Sinn, da dieses Produkt als (Vielfaches der theoretischen) Plattensteifigkeit angesehen werden kann. Für die Rückrechnung ist es nicht möglich festzustellen, ob diese Steifigkeit aus einem hohen oder niedrigen Schichtmodul M_1 oder aus einer großen oder geringen Dicke h resultiert. Beispiele hierfür sind dem Forschungsbericht zu entnehmen.

Die elastische Länge l , die letztlich ein Verhältniswert von Schichtsteifigkeit und Halbraumsteifigkeit ist, ist nur bedingt aussagekräftig für die Bewertung der strukturellen Substanz des gebundenen Oberbaus. Das wird in der folgenden Parameterstudie anschaulich dargestellt.

SCHICHTMODUL M_0 [MPa]	ELASTISCHE LÄNGE l [M]	CHARAKTERISTISCHE STEIFIGKEIT $M_1 h^3$ [MNm]	KRÜMMUNGSRADIUS R_0 [M]	FARBKODIERUNG
100	1,0	700	2,2	türkis
100	0,7	200	1,1	rot
300	0,7	700	3,2	grün
300	0,5	200	1,5	blau

Tabelle 8: Ausprägungen der einzelnen untersuchten Parameter (Bald & Nguyen, 2014)

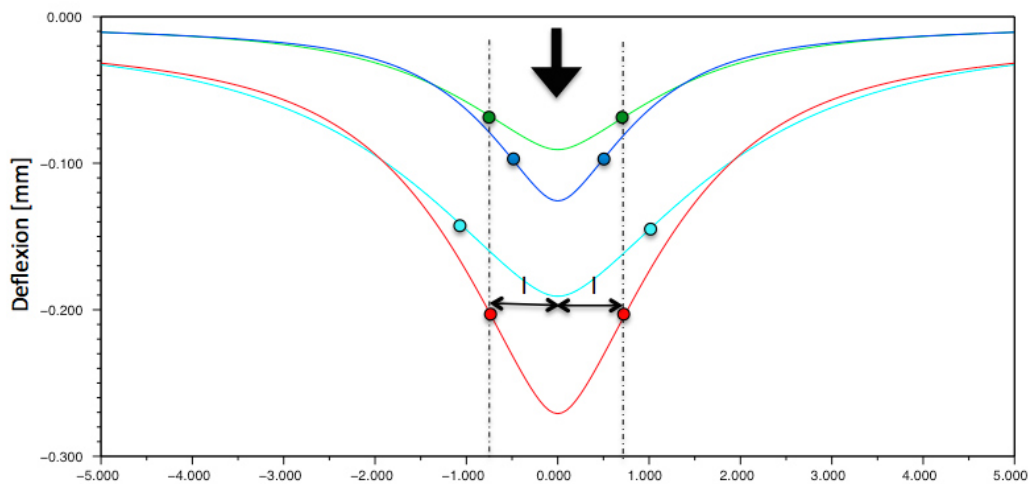


Abbildung 30: Parameterstudie zur Darlegung der Weiterentwicklungsmotivation (Bald & Nguyen, 2014)

Vergleicht man die vier beispielhaften Verformungsmulden aus Abbildung 30, so stellt man fest, dass die Verformungsmulden mit dem niedrigeren Schichtmodul M_0 die größeren Verformungen im Lastmittelpunkt aufweisen, während die Verformungsmulden mit der geringeren charakteristischen Steifigkeit $M_1 h^3$ den geringsten Krümmungsradius im Lastmittelpunkt besitzen. Vergleicht man jedoch die Krümmungsradien der Verformungsmulden, so stellt man fest, dass die Verformungsmulden mit dem geringsten und größten Krümmungsradius eine mittlere elastische Länge l aufweisen. Die Einordnung der strukturellen Substanz der beiden Verformungsmulden würde also eine Gleichwertigkeit hinsichtlich der gebundenen Schichten ergeben, obwohl offensichtlich ist, dass es hier einen erheblichen Unterschied gibt. Diese kleine Parameterstudie verdeutlicht deshalb die Notwendigkeit eines neuen Parameters, der die strukturelle Substanz der gebundenen Schichten, auf Grundlage von Tragfähigkeitsmessungen, treffender beschreibt.

Die Analyse der Definition der elastischen Länge l macht deutlich, dass dieser Parameter nur ein relativer Parameter ist, das heißt er beschreibt „nur“ das Verhältnis der Steifigkeit des Untergrunds und der Steifigkeit des gebundenen Oberbaus:

$$l = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot D}{M_0}}$$

Gleichung 12: Zusammenhang zwischen elastischer Länge l und der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ (Böhm et al., 2011), (Hake & Meskouris, 2007)

mit: $l =$ Elastische Länge l [mm]

$D =$ Plattensteifigkeit [MNm]
 $= \frac{M_1 h^3}{12}$

$M_0 =$ Schichtmodul des Untergrunds [MPa]

$M_1 =$ Schichtmodul der lastverteilenden Schicht [MPa]

$h =$ Dicke der lastverteilenden Schicht [mm]

$$\Rightarrow l = \sqrt[3]{\frac{M_1 h^3}{6 \cdot M_0}}$$

$$\Rightarrow M_1 h^3 = 6 \cdot M_0 \cdot l^3$$

mit: $M_1 h^3 =$ Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht [MNm]

Die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ liefert eine explizite Aussage über die Tragfähigkeit der lastverteilenden Schicht – bei Asphaltbauweisen also, dem Ansatz von GRÄTZ (2009) entsprechend, dem Asphaltoberbau. Die charakteristische Steifigkeit $M_1 h^3$ ist als, um den Faktor zwölf erhöhte, Plattensteifigkeit der lastverteilenden Schicht zu verstehen und beinhaltet neben dem Schichtmodul der lastverteilenden Schicht M_1 vor allem eine Aussage über die rechnerische Dicke, die den Betrag der charakteristischen Steifigkeit im Wesentlichen bestimmt, da sie in dritter Potenz eingeht.

2.4.5.1.3 INTERPRETATION DER TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE

Für die Bewertung und Interpretation der Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen können zwei miteinander kombinierbare Verfahrensweisen gewählt werden. Zum einen können, in Anlehnung an die RSO Asphalt, Bereiche ähnlicher beziehungsweise gleichwertiger Tragfähigkeit definiert werden. Dies kann entweder mithilfe der Berechnung von Mittelwerten und Standardabweichungen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b), zum anderen auf Grundlage des Verfahrens der kumulativen Summen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009a) erfolgen. Das Verfahren der Standardabweichungen ist in Abbildung 31 dargestellt. Dabei werden Teilmittelwerte und -standardabweichungen berechnet, akzeptierte Streubereiche definiert und geprüft, ob der so definierte Teilbereich auch ein homogenes Tragverhalten hinsichtlich des betrachteten Parameters aufweist. Das Verfahren der kumulativen Summen geht davon aus, dass sich Änderungen in der strukturellen Substanz einer Verkehrsflächenbefestigung durch eine Richtungsänderung der Steigung des betrachteten Tragfähigkeitskennwerts erkennbar zeigen (s. hierzu Abbildung 32).

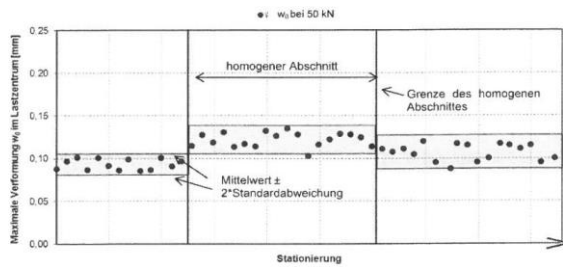


Abbildung 31: Beispielhafte Darstellung für die Verformung im Lastzentrum d_0 mit einem Streubereich der Ergebnisse mit zweifacher Standardabweichung im die Mittelwerte in homogenen Abschnitten (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b)

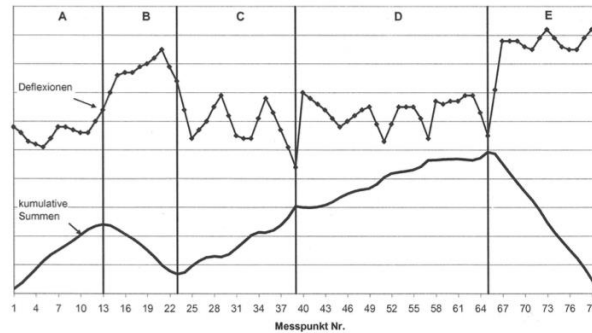


Abbildung 32: Streckenband und Einteilung der Unterabschnitte ab Grundlage von kumulativen Summen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009a)

Eine weitere Möglichkeit zur Interpretation von messtechnisch gewonnenen Kennwerten ist der Vergleich der errechneten Werte mit Grenz- oder Richtwerten. GRÄTZ (2009) errechnete, in Abhängigkeit von Bau- beziehungsweise Belastungsklasse, typische Werte für die relevanten Parameter und stellte diese, ähnlich wie bereits JENDIA (1995), in einer Portfolio-Darstellung gegenüber (Grätz, 2009). Die hier definierten Orientierungswerte wurden aus mechanisch-theoretischen Überlegungen festgelegt, einzig der Orientierungswert für den Kennwert M_0 stammt aus der Beziehung des Schichtmoduls des Halbraums M_0 zum Verformungsmodul E_{v2} und den in den RStO 12 (2012) geforderten Werten für E_{v2} (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b). In der nachstehenden Tabelle 9 sind belastungsabhängige Orientierungswerte dargestellt, in Abbildung 33 das beispielhafte Portfolio-Diagramm zur Bewertung der strukturellen Substanz von Verkehrsflächenbefestigungen auf Grundlage von FWD-Tragfähigkeitsmessungen und in Tabelle 10 eine Erläuterung zur Bedeutung der einzelnen Sektoren des Portfolio-Diagramms. Hierzu muss noch erwähnt werden, dass sich für Grenzbetrachtung bewährt hat, reduzierte Orientierungswerte zu verwenden (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b). Daraus ergibt sich auch ein reduzierter Orientierungswert für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$.

- M_0 wird zu 100 % angesetzt
- $l_{elastisch}$ wird zu 50 % angesetzt
- T_z wird zu 25 % angesetzt

BAUWEISE ENTSPRECHEND DEN RSTO 12 (2012) (FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRAßEN- UND VERKEHRSWESEN (FGSV), 2012B)		KENNWERT	ORIENTIERUNGSWERT (MINDESTWERT)
BK100	Elastische Länge l [mm]		620
	Schichtmodul M_0 [MPa]		150
	Tragfähigkeitszahl T_z [-]		4,35
BK32	Elastische Länge l [mm]		560
	Schichtmodul M_0 [MPa]		150
	Tragfähigkeitszahl T_z [-]		3,65
BK10	Elastische Länge l [mm]		500
	Schichtmodul M_0 [MPa]		150
	Tragfähigkeitszahl T_z [-]		3,02
BK3,2	Elastische Länge l [mm]		460
	Schichtmodul M_0 [MPa]		150
	Tragfähigkeitszahl T_z [-]		2,67
BK1,8	Elastische Länge l [mm]		430
	Schichtmodul M_0 [MPa]		150
	Tragfähigkeitszahl T_z [-]		2,38
BK1,0	Elastische Länge l [mm]		360
	Schichtmodul M_0 [MPa]		150
	Tragfähigkeitszahl T_z [-]		1,48
BK0,3	Elastische Länge l [mm]		130
	Schichtmodul M_0 [MPa]		125
	Tragfähigkeitszahl T_z [-]		0,17

Tabelle 9: Orientierungswerte für die elastische Länge l , den Schichtmodul M_0 und die Tragfähigkeitszahl T_z bei der Bezugstemperatur $T_{ref} = 20 \text{ °C}$ (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b)

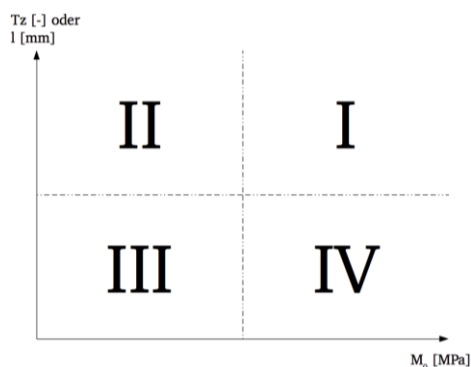


Abbildung 33: Bewertungsdiagramm zur Klassifizierung der Tragfähigkeitskenngrößen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b)

ORIENTIERUNGSBEREICH	TRAGFÄHIGKEIT DES HALBRAUMS	TRAGFÄHIGKEIT DER OBEREN SCHICHTEN
I	gut	gut
II	schlecht	gut
III	schlecht	schlecht
IV	gut	schlecht

Tabelle 10: Beschreibung der Orientierungsbereiche

2.4.5.2 INTERNATIONALE TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE

Wie in Abschnitt 2.4.5 erörtert, können die Tragfähigkeitskennwerte von FWD-Tragfähigkeitsmessungen in verschiedene Kategorien unterteilt werden. In der vorliegenden Arbeit wird folgende Einteilung vorgenommen:

- Absolutwertbasierte Kennwerte
 - Einzelne Verformungen (zum Beispiel D_0)
- Differenzbasierte Kennwerte
 - Kennwerte, die auf Grundlage von Differenzbildungen einzelner Verformungen bestimmt werden (zum Beispiel SCI_{300})
- Form- und flächenbasierte Kennwerte
 - Kennwerte, die auf Grundlage der Geometrie der Verformungsmulde bestimmt werden (zum Beispiel A, F)
- Kennzahlenbasierte Kennwerte
 - Kennwerte, die aus der Kombination geometrie- oder mechanikgestützter Rückrechnungskennwerte zusammengesetzt werden (zum Beispiel SN_{eff} , BC)
- Rückrechnung von Elastizitätsmodul
 - Auf Grundlage der Mehrschichtentheorie ermittelte Schichtelastizitätsmodul

In der COST-AKTION 354 (2007) wurden die in Europa verbreiteten Tragfähigkeitskennwerte zusammengetragen (insgesamt 14 teilnehmende Länder; s. Abbildung 34). Dabei ergab sich, dass die meisten Länder entweder absolutwertbasierte, differenzbasierte, form- oder flächenbasierte Kennwerte zur Bewertung der Tragfähigkeit heranziehen (European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, 2007). Allerdings nutzen einige Länder auch die Rückrechnung von Elastizitätsmodul auf Grundlage der Mehrschichtentheorie, ohne dass diese Methode beziehungsweise die Ergebnisinterpretation ihren Weg in das nationale Regelwerk gefunden hat (s. zum Beispiel U.K. oder auch Deutschland).

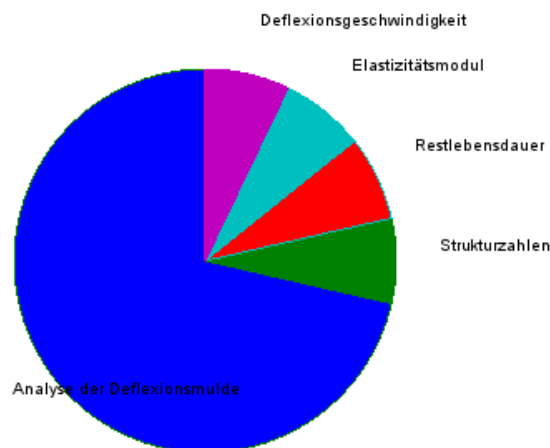


Abbildung 34: Aufteilung der Kennwerte von Tragfähigkeitsmessungen – nach (European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, 2007)

2.5 WEITERFÜHRENDE MECHANISCHE GRUNDLAGEN

Nachdem in den vorangegangenen Abschnitten ausführlich auf das Tragverhalten von Verkehrsflächenbefestigungen (insbesondere aus Asphalt) und die Tragfähigkeitsmessverfahren eingegangen wurde, sollen im nachfolgenden Abschnitt kurz die, für die vorliegende Arbeit relevanten, mechanischen Parameter erläutert werden.

2.5.1 SCHWINGUNGEN VON STRUKTUREN

Belastungen von Verkehrsflächenbefestigungen sind vergleichsweise kompliziert: Sie sind nicht statisch, sondern dynamisch. Zudem lassen sich die dynamischen Belastungen nicht als statische Ersatzlasten zusammenfassen beziehungsweise vereinfachen, wie es in der Baudynamik üblich ist (Kramer, 2008). Die Belastung durch Fahrzeuge kann als äußere Erregung verstanden werden, die (ortsgebunden) nach einer Wellenschwingung vorbei ist. Damit wird auch die Befestigung wellenförmig beansprucht.

$$F(t) = m \cdot \ddot{x}(t) + d \cdot \dot{x}(t) + c \cdot x(t)$$

Gleichung 13: Bewegungsgleichung eines Systems mit einem Freiheitsgrad

mit:	F =	Kraftanregung [N]
	t =	Zeit [s]
	\ddot{x} =	Beschleunigung [m/s ²]
	m =	Masse [kg]
	\dot{x} =	Geschwindigkeit [m/s]
	d =	Dämpfungskonstante [kg/s]
	x =	Weg [m]
	c =	Federkonstante [N/m]

Diese Differentialgleichung der Bewegung beinhaltet eine homogene und eine partikuläre Lösung. Auf die Lösung der Differentialgleichung und der weiteren Interpretation der erhaltenen Parameter soll im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht weiter eingegangen werden. Aus der obigen Gleichung soll ersichtlich werden, dass die Bewegung aufgrund einer Belastung von deren Masse, der Dämpfung und der Federkonstanten abhängig ist.

HEUKELOM (1964) untersuchte theoretisch den Einfluss von Masse, Feder und Dämpfer auf die dynamische Steifigkeit von Fahrbahnbefestigungen. Dabei stellte er fest, dass mit zunehmender Belastungsfrequenz der Einfluss des Dämpfers zunimmt, während im Frequenzbereich zwischen 0 Hz und 35 Hz die Masse die Ersatzsteifigkeit der Befestigung (ausgedrückt über beispielsweise den dynamischen Elastizitätsmodul) deutlich herabsetzt. Insgesamt gesehen hat also die Masse einen größeren Einfluss auf die Systemsteifigkeit (Heukelom, 1964).

BECKEDAHL ET AL. (1996) untersuchten ebenfalls den Einfluss der drei Elemente auf die dynamische Steifigkeit der Gesamtbefestigung und kamen zum Schluss, dass die Masse nur einen geringen Einfluss hat und widersprechen damit den theoretischen Überlegungen von HEUKELOM (1964) (Beckedahl, Hürtgen & Straube, 1996). Dieser Widerspruch steht stellvertretend für diverse weitere Widersprüche in der Literatur, vor allem auf die Aussagekraft

und Kernaussage der Auswertung von Time-History-Daten von FWD-Tragfähigkeitsmessungen. Diese Widersprüche werden in Abschnitt 2.5.2 näher erläutert.

2.5.1.1 ENERGIEDISSIPIERENDE ELEMENTE UND STRUKTUREN

„Durch Zufuhr oder Abgabe von Arbeit wird die Energie eines Körpers oder die Gesamtenergie eines Systems materieller Punkte erhöht oder erniedrigt.“ (Hering, Martin & Stohrer, 2007). Die Energie eines Körpers setzt sich zusammen aus der potentiellen Energie E_{pot} , die durch die Ortskoordinate definiert ist und der kinetischen Energie E_{kin} , die von der Beschleunigungsarbeit erzeugt wird. Es gilt dabei prinzipiell immer der Energieerhaltungssatz: „In einem abgeschlossenen System bleibt der Energieinhalt konstant. Energie kann weder vernichtet noch aus dem nichts entstehen; sie kann sich in verschiedene Formen umwandeln oder zwischen verschiedenen Teilen des Systems ausgetauscht werden.“ (Hering et al., 2007). Für den Fall des gedämpften Einmassenschwingers können folgende Energieformen auftreten:

- Potentielle Energie E_{pot}
- Kinetische Energie E_{kin}
- Wärmeenergie aufgrund viskoser Reibung durch das Dämpfelement

Bei der Werkstoffdämpfung ist die Verformungskraft nicht mehr allein von der Verformung abhängig, sondern zudem auch von der Verformungsgeschwindigkeit. Dadurch geht dem Gesamtsystem mechanische Energie durch die viskose Reibung des Dämpfelements verloren – dieser Effekt wird Hysterese genannt (Markert, 2013). Die hierdurch verbrauchte Energie (dissipierte Energie W_{diss}) kann mithilfe von Spannungs-Dehnungs- oder Kraft-Verformungs-Verläufen ermittelt werden (s. Abbildung 35). Dabei gilt folgender Zusammenhang:

$$W_{\text{diss}} = \oint \sigma \, d\varepsilon$$

Gleichung 14: Bestimmung der dissipierten Energie W_{diss} als Umlaufintegral (Markert, 2013)

mit: W_{diss} = Dissipierte Energie je Volumenelement [J]
 σ = Spannung [Pa]
 ε = Dehnung [-]

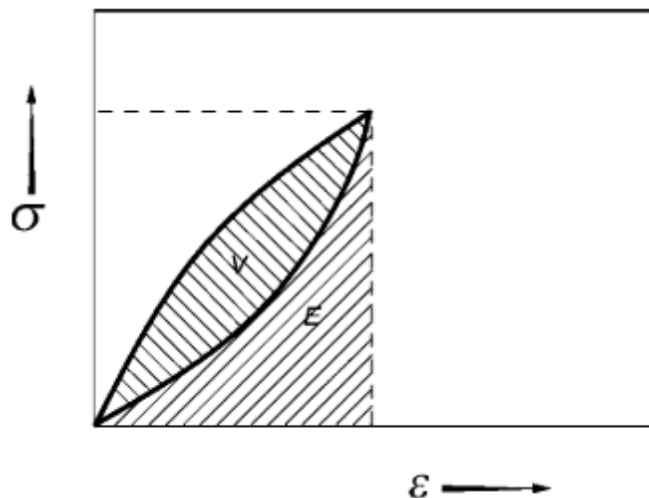


Abbildung 35: Spannungs-Dehnungs-Verlauf einer viskoelastischen Substanz inklusive Definition von elastischer und dissipierten Energieanteilen (Figura, 2004)

Die kinetische Energie kann durch das Integral des Belastungspfades beschrieben werden, die elastische Energie W_{el} durch das Integral des Entlastungspfades und die dissipierte Energie, wie oben bereits beschrieben, durch das Flächenintegral innerhalb der Hystereseschleife.

In der nachstehenden Abbildung 36 ist eine Fallunterscheidung dargestellt, wie die Hystereseschleifen einzelner rheologischer Modelle aussehen. Im Falle eines rein elastischen Körpers (Hooke'sche Feder) existiert kein dissipierter Energieanteil, da der Entlastungspfad dem Belastungspfad folgt und keine Reibung stattfindet. Das Modell des viskosen Dämpfers hingegen weist keinen elastischen Energieanteil auf, da die komplette induzierte Energie in viskose Reibung umgewandelt wird und keine Rückverformung stattfindet. Das dritte Modell, das Maxwell-Modell (eine Reihenschaltung von elastischer Feder und viskosem Dämpfer) weist beide Energieanteile auf: ein Teil der eingeführten Energie wird in mechanische Energie umgewandelt (Rückverformung der Feder), der andere Teil wird in viskose Reibung umgewandelt und geht damit dem mechanischen Teil des Gesamtsystems verloren.

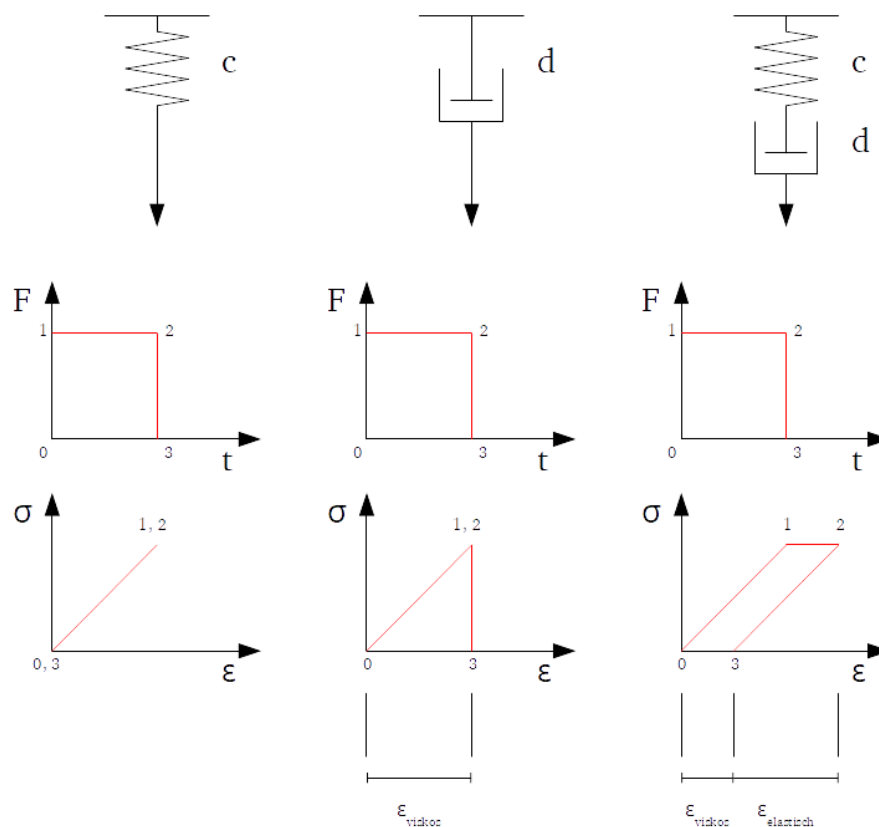


Abbildung 36: Rheologische Modelle und ihre Spannungs-Dehnungs-Verläufe bei gleichbleibendem Kraftverlauf a) Hooke'sche Feder; b) Newton'scher Dämpfer; c) Maxwell-Modell – nach (Riedl, 2006)

Das Maß der dissipierten Energie W_{diss} kann als Indikator der Schädigung beziehungsweise Ermüdung des untersuchten Materials angenommen werden (Ellyin, 1997). Dieser Zusammenhang wurde schon von BAIRSTOW (1910) festgestellt (Bairstow, 1910). ENOMOTO (1955) nahm an, dass Ermüdungsriss in Strukturen dann entstehen, wenn die dissipierte Energie, die je Belastungszyklus auftritt, eine gewisse, materialabhängige Schwelle überschreitet (Enomoto, 1955). Grundsätzlich beschreibt die dissipierte Energie W_{diss} nicht nur die Wärmeenergie, sondern zudem auch die Energie, die dem Festkörper zur bleibenden Verformung (Gestaltänderungsenergie) zur Verfügung steht (Rösler, Harders & Bäker, 2016).

Als charakteristisches Maß der Gesamtdämpfung des schwingenden Systems wird der Werkstoffverlustfaktor Ψ herangezogen. Dieser Parameter ist definiert als relativer Wert der dissipierten Energie, bezogen auf die elastische Energie, die je Belastungszyklus aus dem Gesamtsystem verschwindet. Es gilt daher:

$$\Psi = \frac{W_{diss}}{2 \cdot \pi \cdot W_{el}}$$

Gleichung 15: Bestimmung des Werkstoffverlustfaktors Ψ (Markert, 2013)

mit: $\Psi =$ Werkstoffverlustfaktor [-]
 $W_{diss} =$ Dissipierte Energie [J]
 $W_{el} =$ Elastische Energie [J]

Bei rein elastischen Materialien verlaufen Spannungs- und Verformungsverlauf ohne Zeitversatz zueinander. Weist das betrachtete Material allerdings viskose Verhaltensweisen auf, so verläuft die Verformungskurve versetzt zur Spannungskurve– es gibt eine Phasenverschiebung δ (s. Abbildung 37 und Abbildung 38). Bitumen weist einen temperaturabhängigen Phasenverschiebungswinkel auf, der bei höheren Temperaturen nahezu im Bereich von 90° liegt. Bei sehr niedrigen Temperaturen wiederum liegt der Phasenverschiebungswinkel fast bei 0° . Bei Verkehrsflächenbefestigungen wurde gezeigt, dass mit zunehmender Rissbildung die Duktilität der Befestigung abnimmt und sich damit ein höherer Phasenverschiebungswinkel einstellt (Saint-Laurent, 1995).

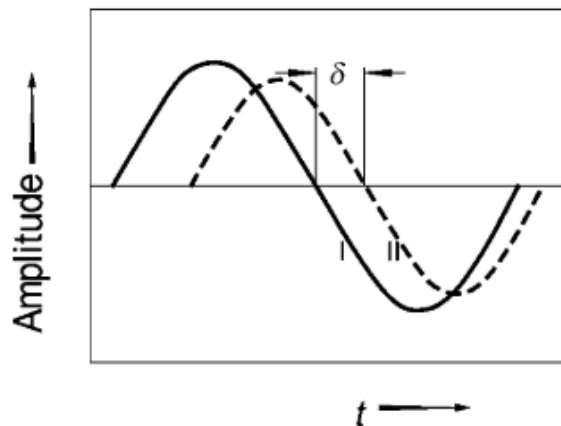


Abbildung 37: Darstellung des Phasenverschiebungswinkels δ (Figura, 2004)

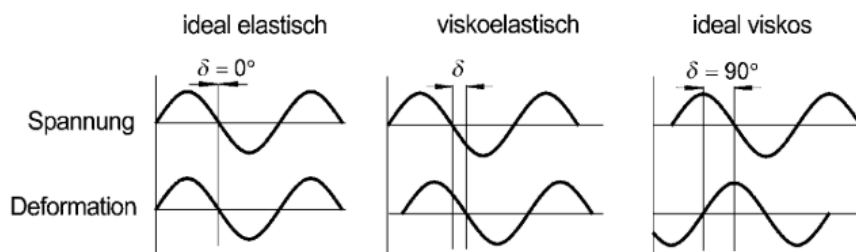


Abbildung 38: Darstellung verschiedener Phasenverschiebungswinkel δ in Abhängigkeit vom Materialverhalten (Figura, 2004)

2.5.1.2 GRUNDLAGEN DER WELLENLEHRE UND DEREN ANWENDUNG

„Eine Wellenausbreitung wird beobachtet, wenn schwingungsfähige Systeme räumlich miteinander gekoppelt sind.“ (Hering et al., 2007). FWD-Tragfähigkeitsmessungen können nur für das erste Geophon als eindimensionaler, gedämpfter Schwingvorgang angenähert werden, da die Auslenkung der Befestigungsoberfläche nur an dieser Stelle erfolgt. Auslenkungen an den verbliebenen Geophonpositionen sind durch die Kopplung bedingt, daher müssen auch die damit einhergehenden Bedingungen berücksichtigt werden. Dies geschieht durch die Gesetze der Wellenausbreitung (Riedl, 2006). Dabei sind die folgenden vier Wellenformen in der Literatur beschrieben (s. hierzu auch Abbildung 39) (Studer, Laue & Koller, 2007):

- P-Welle (Kompressionswelle): Die komprimierte Zone breitet sich kugelförmig aus und die Partikel schwingen in Richtung der Wellenausbreitung.
- S-Welle (Scherwelle): Die Partikel bewegen sich quer zur Wellenausbreitungsrichtung.
- Rayleigh-Welle: Die Partikelbewegung verläuft in einer elliptischen Bewegung (ähnlich wie Meereswellen), nur die Rollbewegung findet entgegen der Wellenausbreitungsrichtung statt.
- Love-Welle: Die Partikelbewegung verläuft in horizontaler Richtung, also senkrecht zur Wellenausbreitungsrichtung und entsteht durch Mehrfachreflexion an Schichtgrenzen.

Prinzipiell ist die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der jeweils betrachteten Wellenform abhängig von den mechanischen Materialparametern. Hieraus ergeben sich folgende Zusammenhänge zwischen Wellenform und Wellenausbreitungsgeschwindigkeit:

$$v_P = \sqrt{\frac{E \cdot (1 - \mu)}{\rho \cdot (1 - 2 \cdot \mu) \cdot (1 + \mu)}}$$

Gleichung 16: Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_P (Kolsky, 2015)

mit: v_P = Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle [m/s]
 E = Elastizitätsmodul [Pa]
 ρ = Dichte [g/cm³]
 μ = Querdehnzahl [-]

$$v_S = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot \rho \cdot (1 + \mu)}}$$

Gleichung 17: Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_S (Kolsky, 2015)

mit: v_S = Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle [m/s]
 E = Elastizitätsmodul [Pa]
 ρ = Dichte [g/cm³]
 μ = Querdehnzahl [-]

$$v_R = \frac{0,87 + 1,12 \cdot \mu}{1 + \mu} \cdot v_S$$

Gleichung 18: Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_R (Kolsky, 2015)

mit: $v_R =$ Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der Rayleigh-Welle [m/s]
 $v_S =$ Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle [m/s]
 $\mu =$ Querdehnzahl [-]

Aus den oben genannten Gleichungen wird ersichtlich, dass sich aus der Feststellung von Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten und Annahmen bezüglich des betrachteten Mediums (Schichtgrenzen, Systemkopplung) mechanische Parameter ableiten lassen können.

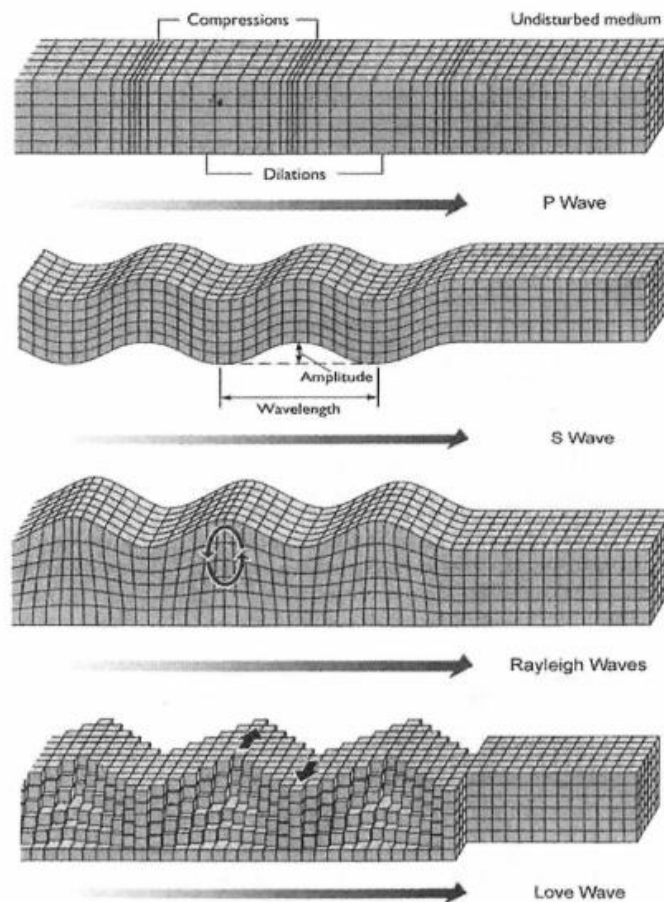


Abbildung 39: Darstellung der verschiedenen Wellentypen (Studer et al., 2007)

FWD-Tragfähigkeitsmessungen verursachen Kompressions-, Scher- und Rayleighwellen. Die Schwingungen der Kompressionswellen treten unmittelbar mit der Belastung auf, während die Schwingungen der Scher- und Rayleighwellen zeitlich versetzt zur Belastung auftreten (Chatti & Lei, 2012). In der Literatur wird der Zeitversatz der Verformungsmaxima aus Abbildung 40 häufig mit der Rayleighwellenausbreitung gleichgesetzt, sodass die Materialeigenschaften aus der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_R berechnet werden. Die Ergebnisse sind dabei unterschiedlich: Während es Ansätze gibt, aus der Rayleighwellenausbreitungsgeschwindigkeit die Steifigkeit der ungebundenen Schichten zu bestimmen, zeigen andere Untersuchungen keinerlei Übereinstimmung mit mechanischen Materialeigenschaften der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung (Komačka, 2017).

2.5.2 ANWENDUNG DYNAMISCHER ANSÄTZE BEI DER BEWERTUNG VON TRAGFÄHIGKEITSMESSDATEN

Bei der Betrachtung von stationären Verformungsmulden wird vereinfachend aber nicht ganz zutreffend angenommen, dass sich die Verformungsmaxima der einzelnen Geophone zum gleichen Zeitpunkt einstellen (s. Abbildung 40). Diese elasto-statische Annahme eines Verformungszustands ist deswegen nur mit Vorsicht zu genießen, da der FWD-Versuch ein dynamischer Versuch ist, der dementsprechend auch dynamische Tragwerksreaktionen hervorruft (Chang, Roesset & Stokoe, 1991). Bei der Rückrechnung von Elastizitätsmoduln mithilfe der Mehrschichtentheorie können so Überschätzungen der Steifigkeit von bis zu 30 % entstehen (Sebaaly, Davies & Mamlouk, 1985; Sebaaly, Mamlouk & Davies, 1986).

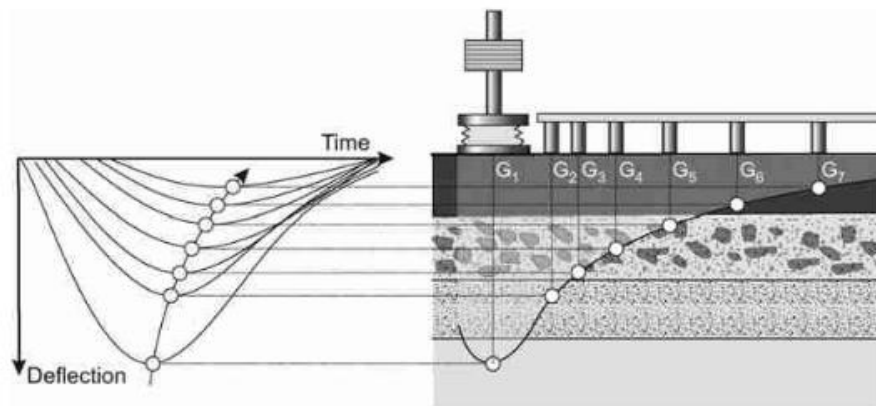


Abbildung 40: Berechnung der stationären Verformungsmulde aus der Time History des FWD (Caicedo, 2019)

Im folgenden Abschnitt soll zusammengetragen werden, welche Ansätze bisher zur dynamischen Auswertung von FWD-Tragfähigkeitsmessdaten verfolgt wurden und welche Schlüsse hieraus gezogen wurden. Dabei wird zuerst ein Überblick über die verwendeten Kennwerte gegeben werden, bevor dann die detaillierten Vorgehensweisen bei der Auswertung vor- und kritisch gegenübergestellt werden.

Bei der Literaturrecherche zu dynamischen Auswertemethoden und der Einbeziehung der Time-History-Daten des FWD wurden hauptsächlich folgende Kennwerte als Bewertungsmaßstab identifiziert:

- Phasenverschiebungswinkel δ
- Dissipierte Energie W_{diss}
- Betrachtung der Trägheitskräfte der Verkehrsflächenbefestigung
- Wellenausbreitungsgeschwindigkeit

2.5.2.1 BESTIMMUNG DES PHASENVERSCHIEBUNGSWINKELS δ AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD

In Untersuchungen von DEBLOIS ET AL. (2010) wurde der jahreszeitliche Einfluss auf den messbaren Phasenverschiebungswinkel δ untersucht. Dabei wurde der Phasenverschiebungswinkel aus der Zeitdifferenz Δt zwischen einsetzendem Kraftstoß und einsetzender Verformungskurve und der Gesamtdauer des Kraftstoßes gebildet. Der messbare Kraftstoß wurde dabei als eine Halbwelle definiert, das heißt die Gesamtwellenlänge beträgt das Doppelte der messbaren Impulszeit. Festgestellt wurde eine Zunahme des Phasenverschiebungswinkels δ während der Tauperiode. In der restlichen Zeit des Jahres bleibt der Phasenverschiebungswinkel δ nahezu konstant (s. Abbildung 41). Im Zuge dieser Untersuchungen konnte aber nicht geklärt werden, ob die Materialermüdung auch einen messbaren Anstieg des

Phasenverschiebungswinkels δ herbeiführt, da der Betrachtungszeitraum 14 Monate betrug (Deblouis et al., 2010).

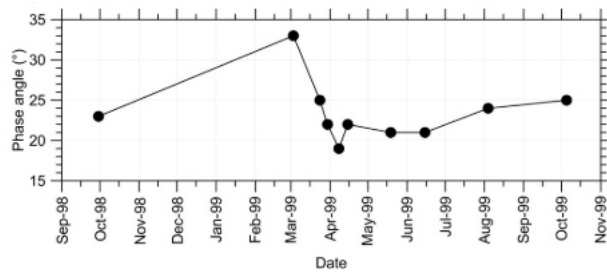


Abbildung 41: Phasenverschiebungswinkel δ in Abhängigkeit vom Messzeitpunkt (Deblouis et al., 2010)

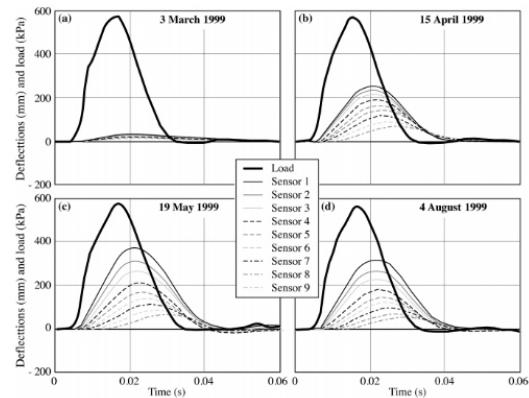


Abbildung 42: Time-History-Verläufe über das Jahr verteilt (Deblouis et al., 2010)

Kritisch zu hinterfragen ist, ob der messgerätinduzierte Zeitversatz berücksichtigt wurde. Zumindest mit Blick auf die dargestellten Time-History-Verläufe in Abbildung 42 und die dort sichtbaren Zeitversätze Δt zumindest in Teilen aus dem messgerätmmanenten Zeitversätzen herrühren. Nach Bereinigung des Zeitversatzes ist mit dem FWD der TU Darmstadt ein solcher Zeitversatz nicht reproduzierbar. Trotzdem soll dieser Kennwert bei der weiteren Bearbeitung berücksichtigt werden, da es ja nicht um die absoluten Beträge geht, sondern um die jahreszeitlich bedingten Änderungen. Diese können sich auch trotz der Zeitversatzbereinigung einstellen, da die Bereinigung immer konstant ist und befestigungsimmanente Zeitversätze über das Jahr verteilt unterschiedlich ausfallen können.

2.5.2.2 BESTIMMUNG DER DISSIPIERTEN ENERGIE W_{diss} AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD

Die dissipierte Energie W_{diss} steht in direktem Zusammenhang mit dem verursachten Schaden des betrachteten Lastzyklus (Saint-Laurent, 1995). Verläuft der Belastungspfad kongruent zum Entlastungspfad, so ist das Materialverhalten rein elastisch. Bei einem Abweichen des Entlastungspfads kann festgestellt werden, dass Energie durch die Hysterese in Gestaltänderung oder Wärme umgewandelt wird (Daniel & Bisirri, 2005; Ellyin, 1997).

In verschiedenen Veröffentlichungen wurde der Zusammenhang zwischen der dissipierten Energie W_{diss} und dem Ermüdungsverhalten (beziehungsweise dem plastischen Verformungsverhalten) untersucht (Pronk & Hopman, 1991). In Laborversuchen (dynamischer Kriechversuch) konnte nachgewiesen werden, dass die dissipierte Energie W_{diss} in direktem Zusammenhang mit der Materialermüdung von Asphalt steht (Widyatmoko, Ellis & Read, 1999). Zumeist wird die so ermittelte dissipierte Energie W_{diss} mit dem visko-elastischen Materialverhalten des Asphalts gleichgesetzt.

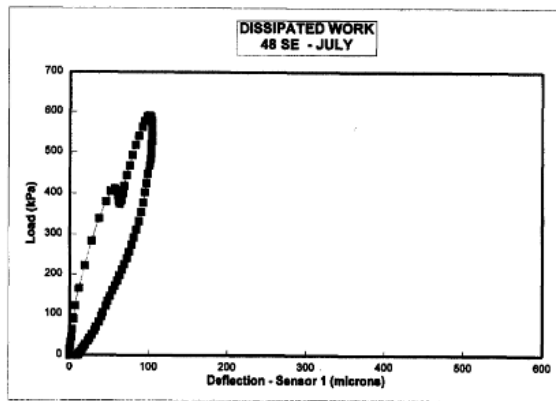


Abbildung 43: Experimentell bestimmte FWD-Hystereseschleife (Quintus & Killingsworth, 1998)

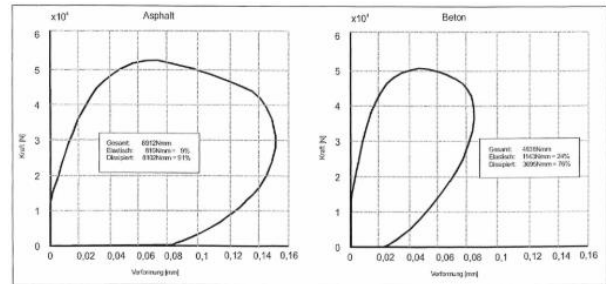


Abbildung 44: Experimentell bestimmte FWD-Hystereseschleifen (Riedl, 2006)

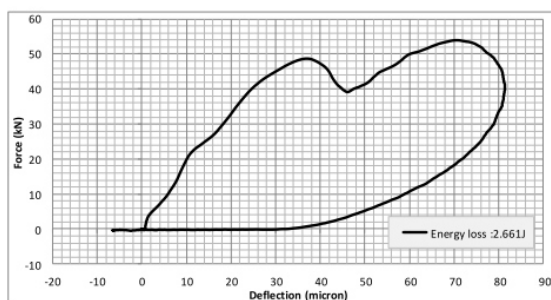


Abbildung 45: Experimentell bestimmte FWD-Hystereseschleife (T. Lu, 2010)

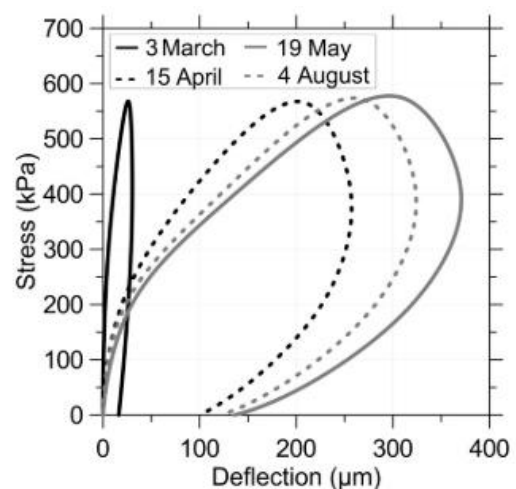


Abbildung 46: Experimentell bestimmte FWD-Hystereseschleifen (Deblois et al., 2010)

In bisherigen Versuchen der Charakterisierung der Time History aus energetischer Sicht konnte dies bestätigt werden. In Abbildung 43 bis Abbildung 46 sind verschiedene, messtechnisch erfasste Hystereseschleifen aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen wiedergegeben. VON QUINTUS & KILLINGSWORTH (1998) begannen mit der Berücksichtigung der Hystereseschleifen bei der Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen und setzten das Maß der dissipierten Energie W_{diss} , als Flächenintegral der Schleife, in kausalem Zusammenhang mit dem Grad der Schädigung und den viskosen Anteilen des untersuchten Materials (Quintus & Killingsworth, 1998). RIEDL (2006) verglich die so messbaren beziehungsweise rückrechenbaren Energieanteile zwischen Bauweisen einzelner Bauklassen und fand heraus, dass Befestigungen niedrigerer Bauklassen eine höhere Menge an dissipierter Energie W_{diss} aufweisen (Riedl, 2006). LENNGREN (2009) differenziert bei der Betrachtung der Hystereseschleife und der dissipierten Energie W_{diss} verschiedene Quellen dieses Effekts. So ist, je nach Art der untersuchten Befestigung, ein Teil der Schleife durch Dämpfung des Untergrunds zu begründen, die Viskoelastizität der gebundenen Schichten und deren Schädigungsgrad spielen eine Rolle, aber auch die Massenträgheit des Gesamtsystems (Lenngren, 2009, 2016). LU (2010) benutzte die dissipierte Energie W_{diss} zwar nur als Hilfsgröße, um Rückschlüsse auf den Verbrauch von Kraftfahrzeugen in Abhängigkeit mit Materialeigenschaften von Verkehrsflächenbefestigungen zu setzen, allerdings führte seine ABABQUS-Simulation zum Schluss, dass

die Materialdämpfung einen erheblichen Einfluss auf die Ausprägung der dissipierten Energie W_{diss} hat (T. Lu, 2010). DEBLOIS ET AL. (2010) untersuchten jahreszeitabhängige Ausprägungen der dissipierten Energie W_{diss} und konnten messtechnisch nachweisen, dass die dissipierte Energie W_{diss} vor allem in der Tauperiode sprunghaft ansteigt. Im Winter wiesen die untersuchten Verkehrsflächenbefestigungen ein nahezu elastisches Verhalten auf (nahezu lineare Hystereseschleife), während in der Tauperiode und im Sommer die Schleife eher kreisförmig beziehungsweise elliptisch war. Über die Zeit aufgetragen kann ein großer Sprung in der Tauperiode festgestellt werden und ein konstantes Abklingen der dissipierten Energie W_{diss} vom Spätsommer bis in den Winter hinein (s. Abbildung 47). Auch hier wurde der Effekt der messtechnisch erfassbaren dissipierten Energie W_{diss} dem visko-elastischen Materialverhalten der gebundenen Schichten zugesprochen. Faktoren wie beispielsweise Massenträgheit oder Dämpfungseffekte aus dem Untergrund werden nicht weiter beleuchtet (Deblois et al., 2010).

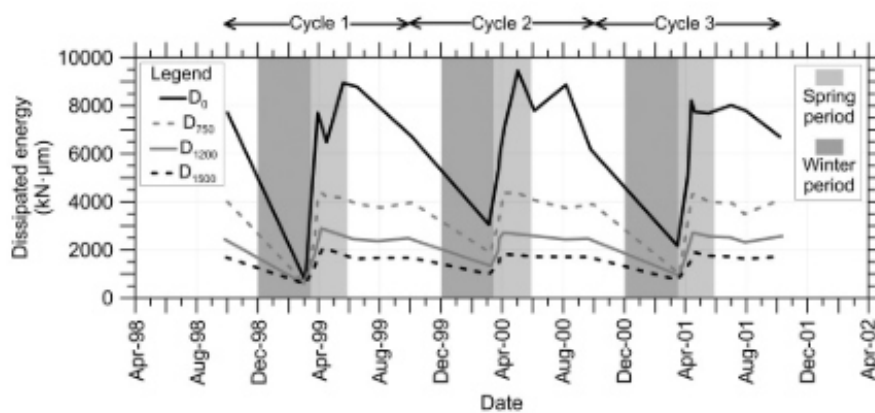


Abbildung 47: Verlauf der dissipierten Energie über einen Betrachtungshorizont von vier Jahren (Deblois et al., 2010)

DANIEL & BISIRRI (2005) wandten den Ansatz der dissipierten Energie W_{diss} auch bei einaxialen Zugversuchen (Ermüdungsversuch, also zyklische Belastung) und konnten den charakteristischen Anstieg in der Ermüdungsphase auch durch einen Anstieg der dissipierten Energie W_{diss} nachvollziehen (Daniel & Bisirri, 2005).

PARK ET AL. (2019) untersuchten den Zusammenhang zwischen Rissbildung und der dissipierten Energie W_{diss} auf Grundlage von FWD-Messungen. Dabei wurde vor allem die dissipierte Energie W_{diss} auf Grundlage von FWD-Messungen dem Wert des Energieverhältnisses (Energy Ratio = ER) gegenübergestellt. Dieser Wert wird prüftechnisch im Labor bestimmt und drückt die Rissanfälligkeit der untersuchten Asphaltmischung aus (Timm, Sholar, Kim & Willis, 2009). Ergebnis dieser Untersuchung ist ein proportionales Verhältnis zwischen diesen beiden Werten (B. Park, Chun & Han, 2019).

LENNGREN (2020) verwendete die dissipierte Energie W_{diss} als Indikator, um Rohrbruchstellen und deren Auswirkung auf die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten zu identifizieren. Unklar ist, welcher Tragfähigkeitskennwert verwendet wurde, um die Steifigkeit der ungebundenen Schichten zu charakterisieren. Bekannt ist, dass sich dieser Kennwert jedoch nicht im selben Maße veränderte wie die dissipierte Energie W_{diss} . Diese zeigte einen deutlichen Ausschlag, und zwar an der Stelle, an der der Rohrbruch auch vorlag. Die dissipierte Energie W_{diss} schlägt hier deutlich mehr auf niedrige Tragfähigkeiten der ungebundenen Schichten an als Steifigkeitsmoduln (Lenngren, 2020).

2.5.2.3 BESTIMMUNG VON TRÄGHEITSKRÄFTEN DER VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNG AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD

Dynamische Belastungen führen immer dazu, dass Trägheitskräfte entstehen. SEBAALY ET AL. (1986) stellten zum FWD-Versuch fest, dass die Massenträgheit einen großen Beitrag zum Zeitversatz zwischen Belastungs- und Verformungskurve leistet. Auch ROESSET & SHAO (1985) stellten fest, dass Trägheitskräfte bei der elasto-statischen Rückrechnung von Schichtmoduln zu Fehlern führen können (Roesset & Shao, 1985). In den Veröffentlichungen, die in den vorigen Abschnitten behandelt wurden, wird oft jedoch der Einfluss der Massenträgheit vernachlässigt beziehungsweise der Zeitversatz vollkommen dem visko-elastischen Materialverhalten zugeschrieben. Aus diesem Grund soll an dieser Stelle ein kurzer Überblick über wissenschaftliche Arbeiten gegeben werden, die sich ausschließlich mit dem Einfluss der Massenträgheit auf FWD-Tragfähigkeitsmessungen befassen.

STOLLE & SEDRAN (1995) verglichen, auf Grundlagen der Aussagen von ROESSET & STOLLE (1985), den Unterschied zwischen elasto-statischen und elasto-dynamischen Berechnungsweisen, um den Einfluss der Massenträgheit des Gesamttragwerks nachvollziehen zu können. Mithilfe von FE-Simulationen wurde dabei der FWD-Versuch simuliert und der Verformungsverlauf nach elasto-statischem und elasto-dynamischem Ansatz nachgebildet und mit dem tatsächlichen Verformungsverlauf verglichen. Der Unterschied zwischen elasto-statischem und realem Verformungsverlauf war signifikant, der elasto-dynamische Ansatz konnte den realen Verlauf deutlich besser nachbilden. Hieraus folgten STOLLE & SEDRAN (1995), dass sich bei der Rückrechnung von Schichtmoduln daraus signifikante und systematische Fehler einstellen, die mit der Berücksichtigung der Trägheit im elasto-dynamischen Ansatz beheben lassen können (Stolle & Jung, 1992; Stolle & Sedran, 1995).

KHAZANOVICH (2000) betrachtete den Belastungsvorgang des FWD auf Verkehrsflächenbefestigungen aus Beton und stellte die Hypothese auf, dass der Zeitversatz zwischen Belastungs- und Verformungskurve an den Trägheitsreaktionen liegt, in Kombination mit Dämpfungseffekten der ungebundenen Schichten. Dies belegte KHAZANOVICH (2000) mithilfe der Lösung und Parametrisierung der DGL. Dies ergibt auch Sinn, da Dämpfungseffekte aus dem visko-elastischen Materialverhalten bei Beton auch nicht zu erwarten ist (Khazanovich, 2000). Jedoch wird die Erkenntnis, dass der Zeitversatz auch durch Trägheitskräfte zu begründen ist, in anderen Publikationen, die sich mit dynamischen Rückrechnungsmethoden beschäftigen, nicht oder nur in geringem Maße diskutiert.

2.5.2.4 BESTIMMUNG VON WELLENAUSBREITUNGSGESCHWINDIGKEITEN AUS TIME-HISTORY-DATEN DES FWD UND DEREN WEITERE IMPLIKATIONEN

Wie in Abschnitt 2.5.1.2 dargestellt, existieren verschiedene Wellenformen. Die Geschwindigkeit der oberflächennahen Wellen (R-Wellen) ist in homogenen, elastisch-isotropen Halbräumen frequenzunabhängig. In geschichteten Systemen ist diese Unabhängigkeit nicht gegeben, es kommt zur Dispersion, das heißt der Quotient aus $w(t)$ und $w_{\max}(r)$, wobei w der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit entspricht, ist nicht konstant (Beckedahl et al., 1996). Mithilfe von Geophonen, die auf die Oberfläche der zu untersuchenden Befestigung aufgeklebt werden, ist es so beispielsweise möglich, ein Frequenzspektrum zu erfassen, welches von einem Impulshammer aufgebracht wird, und damit die Dispersionskurve zu ermitteln. Zudem können so die Wellengeschwindigkeiten erfasst und daraus Rückschlüsse auf die Steifigkeiten einzelner Schichten (frequenzabhängig) zu schließen (Nazarian & Stokoe, 1989; Sheu, Stokoe, Roesset & Hudson, 1986). Das FWD kann dies in dem

Maße nicht liefern, da das letzte Geophon zu nahe am Impulsgeber liegt und daher Dispersionseffekte in vernachlässigbarem Maße auftreten (Beckedahl et al., 1996). Trotzdem ist feststellbar, dass bei Betrachtung der Time History unterschiedliche Laufzeiten der R-Welle bis zum letzten Geophon (in 1,8 m Entfernung) auftreten und damit auch unterschiedliche Geschwindigkeiten (Čičković, 2018).

ROESSET ET AL. (1995) definierten die Wellengeschwindigkeit durch den zeitlichen Offset zwischen dem Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt und am äußersten Geophon. Die so ermittelte Wellengeschwindigkeit wurde gleichgesetzt mit der S-Wellengeschwindigkeit, womit sie den Einfluss der Tiefe bis zum anstehenden Fels untersuchten und daraus auch Elastizitätsmoduln für den Untergrund bestimmten (Roesset, Stokoe & Seng, 1995).

Im Gegensatz dazu interpretierten CHATTI & LEI (2012) die Wellengeschwindigkeiten, die aus dem zeitlichen Offset der Verformungsmaxima errechenbar sind, als R-Wellengeschwindigkeiten. Hierzu wurde nicht das Geophon im Lastmittelpunkt als Ausgangspunkt zur Geschwindigkeitsberechnung genommen, sondern das Geophon an der Stelle $r = 600$ mm. Mithilfe der Annahme eines konstanten Faktors zur Umrechnung von R- zu S-Wellengeschwindigkeiten wurde so der Schubmodul und daraus wiederum der Elastizitätsmodul des Untergrunds berechnet. Vergleiche mit numerischen Methoden lieferten zufriedenstellende Ergebnisse (Chatti & Lei, 2012).

XU & PROZZI (2014) untersuchten lediglich den Einfluss verschiedener mechanischer Ansätze bei der FEM-Simulation auf den numerischen Verformungsverlauf und verglichen diesen mit gemessenen Verläufen. Dabei stellten sie fest, dass der Offset maßgeblich von der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit bestimmt wird. Visko-elastische Materialeigenschaften hingegen übten keinen großen Einfluss aus (Xu & Prozzi, 2014).

2.5.2.5 WEITERE DYNAMISCHE RÜCKRECHNUNGSANSÄTZE

Eine weitere Möglichkeit der dynamischen Betrachtung von FWD-Daten ist die frequenzbasierte Analyse der Time History. Dabei wird der Ansatz verfolgt, dass Verformung und Last Schwingvorgänge sind, die kausal zusammenhängen. Aus linear-visko-elastischen Ansätzen heraus und der Definition von Schichten können aus einer Fast-Fourier-Transformation heraus Rückschlüsse auf Dämpfungs- und Kriechcharakteristika abgeleitet werden. Die beiden Verläufe werden von ihrer Zeitdomäne in die Frequenzdomäne gebracht, die Übertragungsfunktion bestimmt (Division der beiden Fouriertransformierten bildet den Zeitversatz in der Zeitdomäne ab (Oran Brigham, 1985)) und mithilfe LSQ-Annäherungen aus dem Modell die Materialparameter bestimmt, die am besten zum Verlauf der Übertragungsfunktion, also dem Quotienten der beiden fouriertransformierten Verläufe, passt (Magnuson, 1988; Magnuson, Lytton & Briggs, 1991; Stubbs, Torpunuri, Lytton & Magnuson, 1994; Torpunuri, 1990; Torpunuri, Stubbs, Lytton & Magnuson, 1994). Eine beispielhafte Ermittlung der Fouriertransformierten und der Hilfsfunktion ist den nachfolgenden Abbildungen zu entnehmen.

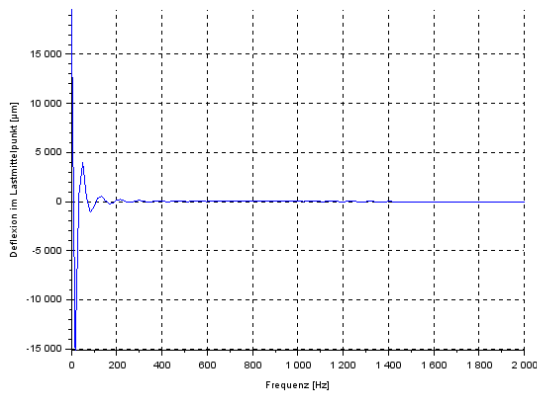


Abbildung 48: Darstellung der FFT-Analyse des Verformungsverlaufs (im Lastmittelpunkt)

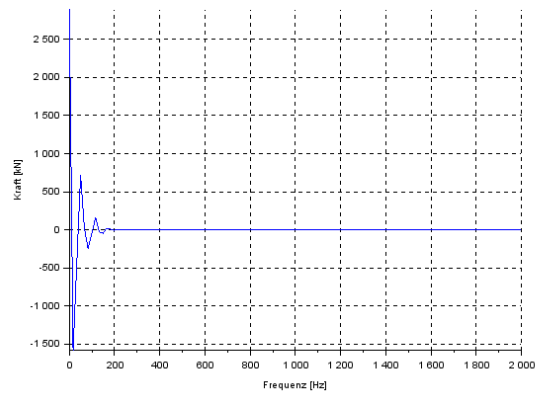


Abbildung 49: Darstellung der FFT-Analyse des Kraftverlaufs

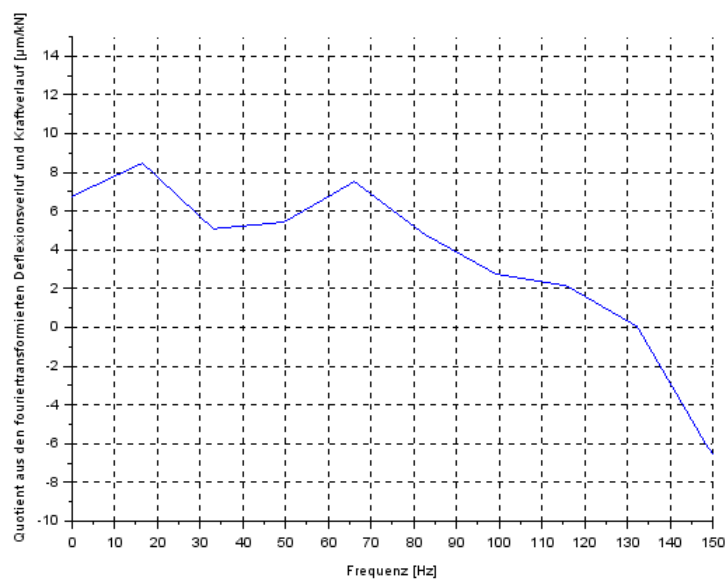


Abbildung 50: Darstellung der Hilfsfunktion (Quotient aus fouriertransformiertem Verformungs- und Kraftverlauf)

Ähnliche Ansätze, die auf der Spektralanalyse des Belastungs- und Verformungssignals basieren, verfolgten auch AL-KHOURY ET AL. (2001) und GRENIER ET AL. (2009), die mithilfe des fortgeführten Ansatzes den Einfluss der viskosen/visko-elastischen Materialeigenschaften des Asphalts auf den zeitlichen Offset zwischen Verformungs- und Belastungsmaximum nachweisen konnten (s. Abbildung 51). Hauptziel dieser Rückrechnungsmethode ist es ebenso die dynamischen Elastizitätsmoduln der einzelnen Schichten zu bestimmen (Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen, Blaauwendraad & van Gurp, 2001; Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen & Blaauwendraad, 2001; Al-Khoury, Kasbergen, Scarpas & Blaauwendraad, 2001; Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen & Blaauwendraad, 2002; Grenier, Konrad & LeBœuf, 2009; Zhao, Cao & Chen, 2015).

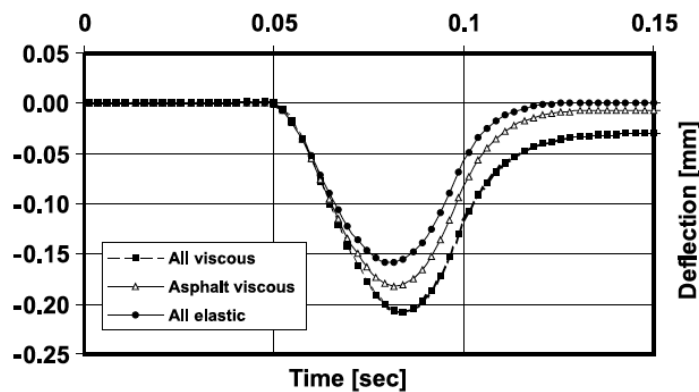


Abbildung 51: Zeitlicher Offset der Verformungskurve bei unterschiedlichen Materialeigenschaften


Mithilfe des Ansatzes der Interkonvertierung bei linear visko-elastischem Materialverhalten, das heißt der Möglichkeit aus $E(t)$ auf $|E^*|$ oder $D(t)$ schließen zu können und umgekehrt (S. W. Park & Schapery, 1999), zogen KUTAY ET AL. (2011) den Schluss, dass es aus der Time History der FWD-Tragfähigkeitsmessungen und einem zugrunde gelegten $E(t)$ -Verlauf (sigmoidale Annäherung, mit der Impulszeit als Fixpunkt) möglich ist, die gesamte Master-Curve eines Asphalts zu rekonstruieren. (Kutay, Chatti & Lei, 2011). Als hauptsächliche Ursache für den zeitlichen Offset zwischen Kraft- und Verformungsmaxima wurde die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit und das visko-elastische Materialverhalten angenommen.

LEE (2013) wählte einen anderen Weg bei der dynamischen Rückrechnung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen. Aufgrund der Tatsache, dass FFT von FWD-Messdaten einige Nachteile mit sich bringen (zu kurze Messdauer (Befestigung noch nicht in Ruhe), Annahme der Periodizität der Messsignale fehlerhaft, FFT reagiert sehr sensibel auf Rauscheffekte, Wellenausbreitung nicht/kaum erfassbar), wählte er den Ansatz der linearen Integraltransformationen (Laplace- und Hankel-Transformationen) in Kombination mit visko-elastischen Materialparametern (hinterlegte Kriechfunktionen), um die Wellenausbreitung in den Asphaltsschichten beschreiben zu können. Hieraus bildete er mithilfe der Inversen die Time History der Verformungsverläufe und kam zu guten Übereinstimmungen mit simulierten und tatsächlich gemessenen Verläufen (H. S. Lee, 2013, 2014).

Zudem gibt eine Reihe weiterer Ansätze, die mithilfe von mechanisch-theoretischen Ansätzen versuchen Nichtlinearitäten im Materialverhalten von Verkehrsflächenbefestigungen anhand der Verformungsmulde zu quantifizieren (Nega, Nikraz & Al-Qadi, 2016). Diese sollen aber im Zuge der Bearbeitung der Arbeit nicht weiter zusammengefasst werden, da die Time History unberücksichtigt bleibt.

2.6 ZUSAMMENFASSUNG

Abschnitt 2 verschaffte einen Überblick über die Einwirkungs- und Widerstandsseite von Verkehrsflächenbefestigungen (mit Hauptaugenmerk auf Befestigungen aus Asphalt). Zudem wurden verschiedene Messverfahren zur Erfassung der Tragfähigkeit mit ihren Stärken und Schwächen vorgestellt. Weiterhin wurden Be- und Rückrechnungskonzepte analysiert und auf ihre prinzipielle Anwendbarkeit beziehungsweise ihre Anwendungsgrenzen hin untersucht. Der Fokus lag dabei auf dem FWD, dass auch im Rahmen der vorliegenden Arbeit Anwendung fand. Hierzu wurden weitere, dynamische Aspekte aufgezeigt, die bei bisherigen Bewertungsmethoden unberücksichtigt bleiben und in Teilen in der Fachliteratur behandelt wurden. Diese Ansätze sollen im weiteren Verlauf der Arbeit aufgegriffen und präzisiert werden.



Diese Seite wurde absichtlich leer gelassen

3 PRÄZISIERUNG DER ZIELSETZUNG

3.1	EINLEITUNG	3-2
3.2	IMPLEMENTIERUNG DER WEITERFÜHRENDEN MECHANISCHEN GRUNDLAGEN.....	3-3
3.3	PRÄZISIERUNG DES METHODISCHEN VORGEHENS.....	3-5
3.4	EINFÜHRUNG IN DIE VERWENDETEN SOFTWARE-PROGRAMME	3-7
3.4.1	SCILAB	3-7
3.4.2	R	3-7
3.4.3	QGIS.....	3-7
3.4.4	ONKO3.....	3-7
3.5	ZUSAMMENFASSUNG	3-8

3.1 EINLEITUNG

Nachdem in Abschnitt 2 die Grundlagen der mechanischen Eigenschaften von Verkehrsflächenbefestigungen, der zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden, der Rückrechnung und Bewertungen selbiger vorgestellt wurden und Bezug auf Aspekte der Dynamik bei der Bewertung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen genommen wurde, soll im nun folgenden Abschnitt dargelegt werden, inwiefern sich diese dynamischen Ansätze umsetzen lassen können und wie eine Differenzierung der einzelnen dynamischen Teilaspekte (bezogen auf eine möglichst schichtenscharfe Differenzierung mechanischer Eigenschaften) erfolgen kann.

Hierzu gilt es in einem ersten Schritt festzulegen, welche Parameter sinnvoll oder nicht sinnvoll sind und warum, wie diese aus den erfassten Rohdaten der FWD-Tragfähigkeitsmessungen (stationäre Verformungsmulde und Time History) berechnet und nach einzelnen Teileigenschaften differenziert werden können. So soll ein Parameterkatalog entstehen, der in Abschnitt 4 umgesetzt wird (Ergebnisse der Auswertungsansätze). Die so erhaltenen Werte sind selbstverständlich auch einer kritischen Würdigung zu unterziehen, die zum einen prosaisch erfolgen aber auch durch statistische Berechnungen gestützt werden soll. Gleichzeitig soll die weitere Vorgehensweise hinsichtlich der Gegenüberstellung der so erhaltenen, rückgerechneten Werte mit Ergebnissen aus anderen Versuchen beziehungsweise Berechnungen erläutert werden. Detailliertere Erläuterungen dieser Verfahrensschritte sind in den jeweiligen Abschnitten zu finden.

Abschließend werden die vier verwendeten EDV-Programme (Scilab, R, QGIS und OnKo) vorgestellt. Hier soll die zugrundeliegende Systematik der Programme erläutert werden. Ebenso wird erläutert, warum gerade diese beiden Programme Anwendung finden, das heißt die Vor- aber auch Nachteile werden beschrieben.

3.2 IMPLEMENTIERUNG DER WEITERFÜHENDEN MECHANISCHEN GRUNDLAGEN

Aus den Erkenntnissen in Abschnitt 2.5.2 wurden für die weitere Vorgehensweise ausgewählte Tragfähigkeitskennwerte identifiziert, die aus den experimentellen und modelltheoretischen Untersuchungen berechnet werden sollen. Diese sind:

- Dissipierte Energie W_{diss}
- Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v

Der Phasenverschiebungswinkel δ scheint nicht ohne weiteres bestimmbar zu sein, da zum einen die systemimmanente Zeitverschiebung zu beachten ist und die zeitliche Auflösung der Daten nicht ausreichend genug ist, um Änderungen prozesssicher zu erfassen. In Abbildung 52 ist der Verlauf des Phasenverschiebungswinkels δ für eine Messstrecke und Messkampagne dargestellt. Es wird deutlich, dass die Streuungen groß sind und nicht von Tragfähigkeitseigenschaften der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung abhängig ist.

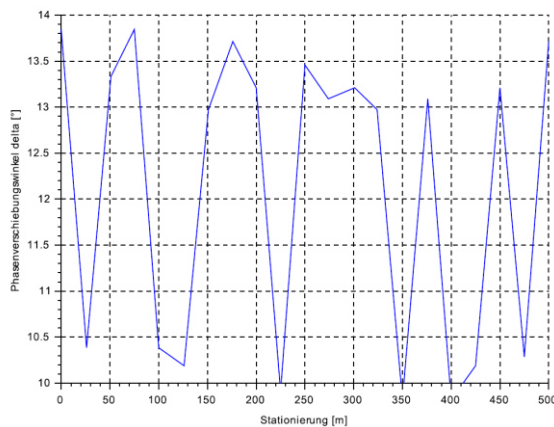


Abbildung 52: Verlauf des Phasenverschiebungswinkels δ für eine Messstrecke

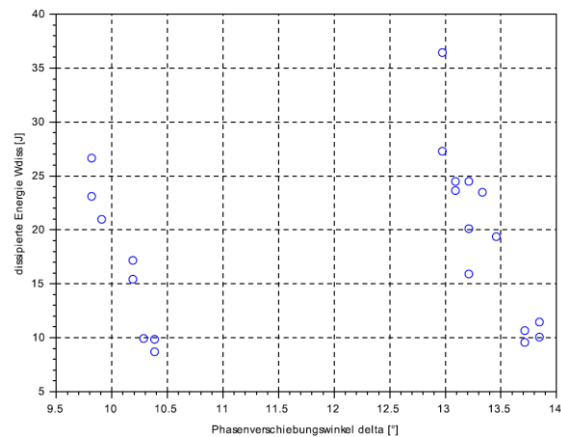


Abbildung 53: Vergleich von Phasenverschiebungswinkel δ und dissipierter Energie W_{diss}

Die Berechnung und Berücksichtigung von Trägheitskräften erscheint auch ohne weiteres nicht möglich, da hierzu kein Kennwert existiert, der ohne weiteres aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen bestimm- oder berechenbar wäre. Prinzipiell wäre es möglich, durch ein nachgeschaltetes Modell hierzu Kennwerte zu definieren und zu berechnen, jedoch sollten Kennwerte aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen idealerweise auch ohne nachgeschaltetes, mechanisches Modell bestimmbar sein.

Für die beiden oben genannten, dynamischen Kennwerte wurden in Scilab ein Auswertungsskript geschrieben, sodass diese auch routinemäßig bei den nachfolgenden, experimentellen Untersuchungen berechnet werden (neben den konventionellen Tragfähigkeitskennwerten). Das Schema zur Auswertung ist nachstehender Abbildung 54 zu entnehmen.

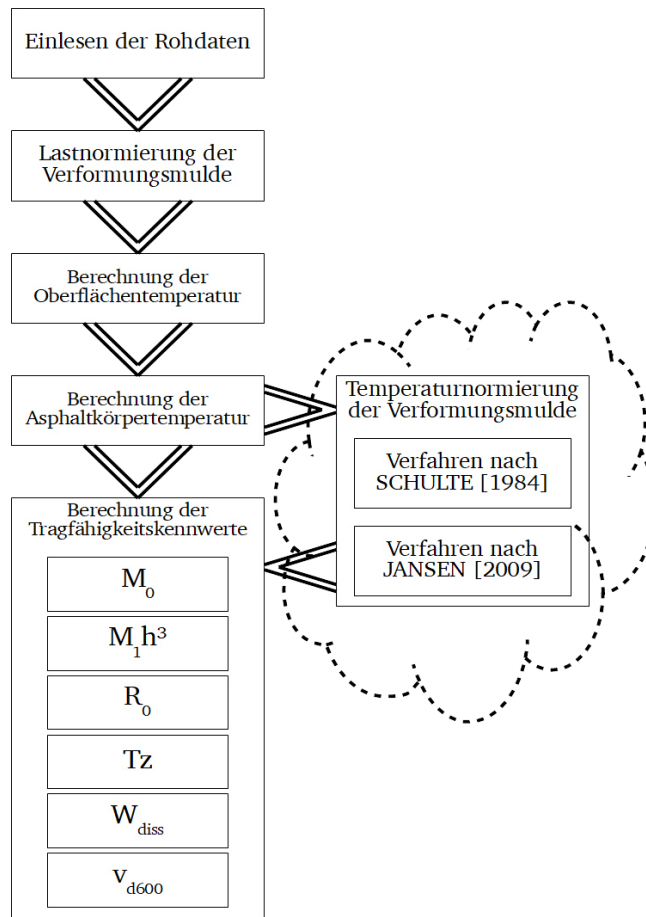


Abbildung 54: Schema des FWD-Auswertungsskripts in Scilab

3.3 PRÄZISIERUNG DES METHODISCHEN VORGEHENS

Grundsätzlich gilt das Schema des methodischen Vorgehens aus Abbildung 8. Auf Grundlage der Literaturrecherche und den sich hieraus ergebenden Erkenntnissen, kann das methodische Vorgehen aus Abbildung 8 jedoch verfeinert werden:

- Ansatzpunkte für die Messdatenanalyse
 - Als relevante Tragfähigkeitskennwerte werden, neben den konventionellen Kennwerten aus dem deutschen Regelwerk, die dissipierte Energie W_{diss} und die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} definiert.
 - Korrelationen und mechanische Zusammenhänge zwischen dynamischen und konventionellen Tragfähigkeitskennwerten werden in Abschnitt 4.5.5 beleuchtet.
- Ansatzpunkte für die Simulation
 - Für die Parameterstudie erscheinen neben Temperatureinwirkungen auch die Temperaturhistorie (also zurückliegende Temperaturverhältnisse) und Feuchte als relevante Eingangsparameter.
 - Die Feuchte spielt vor allem in der Tauperiode eine große Rolle für die Gesamttragfähigkeit der Verkehrsflächenbefestigungen.
 - Trägheitseffekte sind kaum bis gar nicht messtechnisch abbildbar, müssen aber beachtet werden.
- Vorbereitung der Messkampagnen
 - Es sind möglichst unterschiedliche Belastungsklassen bei der Wahl der Messstrecken zu berücksichtigen.
 - Im Idealfall sollte auch eine Verkehrsflächenbefestigung aus Beton unter den Messstrecken zu finden sein.
 - Es ist ein möglichst enges Messraster zu wählen und sicherzustellen, dass eine hohe Lagegenauigkeit der Messpunkte eingehalten wird.
- Durchführung der Messkampagnen
 - Bei der Definition der maßgebenden Temperatur müssen verschiedene Modelle und Verfahren diskutiert werden, um zuverlässig die relevante Asphaltkörpertemperatur T_K zu bestimmen. Hierzu gilt auch, dass systematische Temperaturmessfehler berichtigt werden.
 - Die Messdaten sind so aufzubereiten, dass eine semi-automatisierte Auswertung hinsichtlich konventioneller und dynamischer Tragfähigkeitskennwerte erfolgen kann.
 - Die berechneten Tragfähigkeitswerte sollen auch nach abgeschlossener Berechnung für weitere Analysen zur Verfügung stehen.
- Simulation
 - Das verwendete Simulationsprogramm beziehungsweise die dahinerliegenden mechanischen Grundlagen, sollten in der Lage sein, visko-elastische Eigenschaften des Asphalts abzubilden.
 - Gleichzeitig soll hier auch der Einfluss der Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten berücksichtigt werden.
- Messdatenverschneidung und -analyse
 - Die experimentellen und modelltheoretischen Berechnungen sind statistisch zu analysieren (Zusammenhänge, Signifikanz).
- Weitergehende Messdatenanalyse

-
- Die experimentellen Messdaten sind hinsichtlich der Temperatur zu normieren, um die Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren zu untersuchen. Hier sind im Vorlauf Verfahren zu identifizieren, die praktikabel und anwendbar sind.
 - Auf Grundlage der modelltheoretischen Untersuchungen soll eine Sensitivitätsanalyse erfolgen, um die Auswirkung von Veränderungen einzelner Rahmenbedingungsparameter auf Tragfähigkeitskennwerte quantitativ beschreiben zu können. Hier sollen auch international angewandte Tragfähigkeitskennwerte hinzugezogen werden.

3.4 EINFÜHRUNG IN DIE VERWENDETEN SOFTWARE-PROGRAMME

Zur Bearbeitung der vorliegenden Arbeit wurden einige Software-Programme verwendet, um die gewonnenen Messdaten (FWD-Daten, Wetterdaten) analysieren zu können. Nachfolgend sollen diese kurz vorgestellt werden.

3.4.1 SCILAB

Scilab ist eine Programmierungsumgebung für Anwendungen der numerischen Mathematik, die seit 1994 als kostenlose Open-Source-Variante zu MATLAB besteht. Dabei beinhaltet die Scilab-Umgebung neben der Rechenumgebung auch einzelne Funktionspakete, die bestimmte mathematische Operationen durchführen können (zum Beispiel Methode der kleinsten Quadrate) sowie eine graphische Ausgabemöglichkeit von Diagrammen (2D- und 3D-Plots) (Gomez et al., 2012).

Für die vorliegende Arbeit diente Scilab als zentrales Datenverwaltungs- und -analysemittel. Hiermit wurden die Rohdaten eingelesen, ausgewertet und graphische Darstellungen der Ergebnisse angefertigt. Zudem wurden alle Ergebnisse in gesonderten txt-Dateien abgespeichert, sodass auch Zwischenergebnisse jederzeit aufrufbar waren.

3.4.2 R

R ist eine Programmierungsumgebung für Anwendungen der statistischen Datenanalyse. Ähnlich wie Scilab ist auch R eine Open-Source-Software, die mit vielerlei zusätzlichen Paketen in ihrem Funktionsspektrum erweitert werden kann. Ebenso ist eine graphische Ausgabemöglichkeit (2D- und 3D-Plots) vorhanden (Faes, 2010).

Der Vorteil von R gegenüber Scilab ist, dass durch den Verwendungszweck für statistische Fragestellungen viele Pakete zur statistischen Datenanalyse verfügbar sind und nicht eigenhändig programmiert werden müssen – damit verringert sich der Programmieraufwand.

3.4.3 QGIS

QGIS ist ein Geoinformationssystem (GIS) und bietet die Möglichkeit räumliche Daten zu visualisieren oder zu bearbeiten. Die erste Version wurde 2002 entwickelt und mittlerweile existieren vielerlei Erweiterungen, die es beispielsweise ermöglichen gpx-Dateien einzulesen oder auf WMS-Dienste zurückzugreifen (Menke, Smith, Pirelli & van Hoesen, 2016).

Für die vorliegende Arbeit wurde QGIS (in der Version 3.8) vor allem zur Datenvisualisierung verwendet. Die mittels GPS-Gerät erfassten Messpunktkoordinaten konnten so dargestellt und mit Tragfähigkeitsgrößen verknüpft werden. So ist eine vergleichende Gegenüberstellung über alle Messkampagnen hinweg möglich (Entwicklung eines Tragfähigkeitskennwerts).

3.4.4 ONKO3

OnKo3 ist ein Online-Auskunftssystem, in dem über eine Benutzeroberfläche verschiedene Daten georeferenziert abgerufen werden können (ZEB-Daten, Kamerabilder etc.) (HELLER Ingenieurgesellschaft mbH, 2018). Im Rahmen dieser Arbeit wurden Frontkamerabilder von ZEB-Befahrungen auf Staats- und Bundesstraßen in Bayern aus OnKo3 extrahiert, um den Zustand der untersuchten Verkehrsflächenbefestigungen zu dokumentieren.

3.5 ZUSAMMENFASSUNG

Im zurückliegenden Abschnitt 3 wurden die Erkenntnisse der Literaturstudie aus Abschnitt 2 zusammengetragen und hieraus Ansätze zur Berechnung dynamischer Tragfähigkeitskennwerte formuliert, das heißt es wurden mögliche Kennwerte identifiziert, die im Rahmen der experimentellen und modelltheoretischen Untersuchungen berechnet und mit konventionellen Kennwerten verglichen werden sollen.

Daraus abgeleitet wurde das methodische Vorgehen aus Abbildung 8 konkretisiert und stichpunktartig zusammengefasst. Zudem wurden die verwendeten Software-Programme vorgestellt.

Ziel der nachfolgenden experimentellen und modelltheoretischen Untersuchungen soll es sein herauszufinden, welche Schichtsteifigkeit durch dynamische Tragfähigkeitskennwerte, die mithilfe der Time History des FWD berechnet werden können, angesprochen wird und inwieweit diese Kennwerte einen Mehrwert zu den bereits bekannten, konventionellen Tragfähigkeitskennwerten aus dem AP TRAG TEIL C 2.1 (2014) liefern oder nicht.

4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

4.1	EINLEITUNG	4-3
4.2	FESTLEGUNG DES UNTERSUCHUNGSKONZEPTS	4-4
4.3	AUSWAHL DER MESSSTRECKEN (MS)	4-6
4.3.1	AUSWAHLKRITERIEN	4-6
4.3.2	BESCHREIBUNG DER MESSSTRECKEN (MS).....	4-7
4.3.2.1	BESCHREIBUNG DER MS 1: BÖLLENFALLTORWEG (DARMSTADT)	4-8
4.3.2.2	BESCHREIBUNG DER MS 2: AM SANDBERG (FRANKFURT AM MAIN)	4-9
4.3.2.3	BESCHREIBUNG DER MS 3: SEEHEIMER STRAÙE (PFUNGSTADT)	4-9
4.3.2.4	BESCHREIBUNG DER MS 4: K AB 8 (RINGHEIM)	4-10
4.3.2.5	BESCHREIBUNG DER MS 5: K AB 13 (JOHANNESBERG).....	4-11
4.3.2.6	BESCHREIBUNG DER MS 6: ST 2309 (REICHENBACH).....	4-11
4.3.2.7	BESCHREIBUNG DER MS 7: ST 2312 (HAIBACH).....	4-12
4.3.2.8	BESCHREIBUNG DER MS 8: B 26 (LAUFACH).....	4-13
4.3.2.9	BESCHREIBUNG DER MS 9: B 469 (GROßOSTHEIM).....	4-13
4.3.2.10	BESCHREIBUNG DER MS 10: B 47 (BOXBRUNN).....	4-14
4.3.3	BESCHREIBUNG DES MESSABLAUFS.....	4-14
4.3.4	ABLAUF UND DOKUMENTATION DER BOHRKERNENTNAHME	4-15
4.4	MODELLIERUNG VON ASPHALTKÖRPERTEMPERATUREN AUF GRUNDLAGE VON WETTERDATEN UND ASPHALTOBERFLÄCHENTEMPORATUREN	4-17
4.4.1	PROBLEMSTELLUNG	4-17
4.4.2	BERECHNUNG DER ASPHALTOBERFLÄCHENTEMPORATUREN.....	4-18
4.4.3	MODELLIERUNGSVERFAHREN NACH BELLS2	4-21
4.4.4	MODELLIERUNGSVERFAHREN NACH BELLS3	4-22
4.4.5	MODELLIERUNGSVERFAHREN NACH PARK ET AL. (2001).....	4-23
4.4.6	ZUSAMMENFASSUNG	4-24
4.5	VERSUCHSAUSWERTUNG	4-28
4.5.1	EINLEITUNG	4-28
4.5.2	KONVENTIONELLE AUSWERTUNG	4-28
4.5.3	CURVE FITTING VON KRAFT- UND VERFORMUNGSVERLÄUFEN	4-29
4.5.3.1	CURVE FITTING DES KRAFTVERLAUFS.....	4-30
4.5.3.2	CURVE FITTING DES VERFORMUNGSVERLAUFS	4-31
4.5.3.3	CURVE FITTING DER VERFORMUNGSMULDE	4-33
4.5.4	ÜBERLEGUNGEN ZU RELEVANTEN TEMPERATUREN	4-34
4.5.5	DYNAMISCHE AUSWERTUNG	4-34
4.5.6	VERSCHNEIDUNG DER MESS- UND UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	4-38
4.6	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	4-40
4.6.1	EINLEITUNG	4-40
4.6.2	WETTERDATEN DES DEUTSCHEN WETTERDIENSTS (DWD)	4-40
4.6.3	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 1: BÖLLENFALLTORWEG (DARMSTADT)	4-42
4.6.3.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-42

4.6.3.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-44
4.6.4	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 2: AM SANDBERG (FRANKFURT AM MAIN).....	4-46
4.6.4.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-46
4.6.4.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-47
4.6.5	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 3: SEEHEIMER STRAßE (PFUNGSTADT)	4-50
4.6.5.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-50
4.6.5.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-51
4.6.6	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 4: K AB 8 (RINGHEIM).....	4-54
4.6.6.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-54
4.6.6.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-55
4.6.7	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 5: K AB 13 (JOHANNESBERG)	4-57
4.6.7.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-57
4.6.7.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-58
4.6.8	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 6: ST 2309 (REICHENBACH)	4-60
4.6.8.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-60
4.6.8.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-61
4.6.9	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 7: ST 2312 (HAIBACH)	4-63
4.6.9.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-63
4.6.9.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-64
4.6.10	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 8: B 26 (LAUFACH)	4-66
4.6.10.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-66
4.6.10.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-68
4.6.11	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 9: B 469 (GROBOSTHEIM)	4-70
4.6.11.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-70
4.6.11.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-71
4.6.12	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 10: B 47 (BOXBRUNN)	4-73
4.6.12.1	ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-73
4.6.12.2	ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN	4-74
4.6.13	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE ZU TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN AUF UNGEBUNDENEN VERKEHRSLÄCHENBEFESTIGUNGEN IN LETTLAND	4-76
4.7	ZUSAMMENFASSUNG	4-78

4.1 EINLEITUNG

Im Rahmen dieses Abschnitts werden die experimentellen Untersuchungen vorgestellt. Dabei geht es zum einen um die allgemeine Vorstellung des Untersuchungskonzepts, zum anderen aber auch um das Vorgehen bei der Auswertung der experimentellen Daten.

Im Zuge der Beschreibung des Untersuchungskonzepts wird darauf eingegangen, welche Messstrecken ausgewählt wurden und wie die messtechnische Erfassung der Tragfähigkeit erfolgt ist. Zudem wird erläutert, nach welchem Schema die Bohrkernentnahmen zur Feststellung des konstruktiven Aufbaus erfolgten. Bei der Beschreibung des Messstrecken wird gleichzeitig auch darauf eingegangen, nach welchen Kriterien die Auswahl stattgefunden hat. Dabei spielen neben dem (vermuteten) Aufbau auch die Beanspruchung durch den Verkehr (ausgedrückt durch den $DTV^{(SV)}$) eine Rolle.

Im Zusammenhang mit der Beschreibung der Datenauswertung werden vielerlei Aspekte angesprochen. Als erstes wird das Thema der Temperaturerfassung aufgegriffen. Hierbei wird zuerst das Problem der Asphaltkörpertemperaturbestimmung erläutert und darauf aufbauend diskutiert, welche Ansätze existieren, um auf Basis der Temperatursensoren des FWD zuverlässige Informationen bezüglich der vorherrschenden Asphaltkörpertemperatur T_K zu erhalten. Weiterhin werden anschließend die Vor- und Nachteile des Curve Fitting der zeitabhängigen Kraft- und Verformungsdaten des FWD diskutiert.

Darauf aufbauend werden dann im Anschluss die relevanten dynamischen Tragfähigkeitskennwerte aufgeführt, die bei der Auswertung der Messstrecken berücksichtigt werden. Gleichzeitig wird erläutert, wie die konventionellen mit den dynamischen Tragfähigkeitskennwerten verglichen werden sollen.

Abschließend werden die Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen auf den zehn Messstrecken präsentiert. Dabei werden die Ergebnisse in Form von Streckenbändern und Summenlinien (zur besseren Übersichtlichkeit) dargestellt. Ausgewertet wird nach den konventionellen Kennwerten des AP TRAG TEIL C 2.1 (2014) sowie den ausgewählten dynamischen Tragfähigkeitskennwerten. Neben den zehn Messstrecken in Deutschland wird zusätzlich noch ein Datensatz von FWD-Tragfähigkeitsmessungen auf ungebundenen Schichten ausgewertet, der in Lettland durch die lettische Straßenbauverwaltung (Latvijas Valsts ceļi) messtechnisch erfasst und zur Verfügung gestellt wurde.

4.2 FESTLEGUNG DES UNTERSUCHUNGSKONZEPTS

Grundlage der Untersuchungen waren regelmäßige FWD-Messungen. Die Untersuchungsstrecken umfassten den Bereich der kommunalen Straßen, Kreisstraßen, Landstraßen beziehungsweise Staatsstraßen und Bundesstraßen. Hintergrund hierfür ist die Überlegung, möglichst unterschiedliche strukturelle Substanzen mit der Untersuchung zu erfassen und Unterschiede hier sichtbar zu machen. Zusätzlich sind im Messstreckenportfolio eine Betonbefestigung und eine Befestigung aus ungebundenem Material enthalten, um den Unterschied der Tragwerksreaktion hinsichtlich des verwendeten Materials experimentell zu erfassen.

An den ausgewählten Messstrecken wurden in regelmäßigen Abständen Tragfähigkeitsmessungen mit dem FWD durchgeführt. Dabei wurde über den bei der Erstmessung erfassten Anfangspunkt (in Kombination mit dem integrierten Messrad des FWD) bei jeder Messstrecke sichergestellt, dass die Messpunkte bei jeder Messung zielgenau erfasst werden. Es wurde ein Messraster mit einer Maschenweite von 25 m (s. Abbildung 55) angestrebt (nur bei MS 3 aufgrund der Betonplattendimensionen nicht möglich), bei einer Gesamtlänge von 500 m (= 21 Messpunkte). Die Maschenweite wurde in Anlehnung an das AP TRAG TEIL B 2.1 (2008) gewählt, allerdings mit der engsten Maschenweite. Ein zu geringer Abstand zwischen den einzelnen Messpunkten hätte zu einer (zeitlich) zu langen Einzelmesskampagne geführt. Ein zu weiter Abstand birgt die Gefahr, dass die Messung an Aussagekraft über das Tragverhalten der Verkehrsflächenbefestigung verliert. Die Gesamtlänge ist einzig bei MS 2 und MS 3 geringfügig größer, da die Gesamtstraßenlänge der beiden Strecken ca. 600 m beträgt und daher die gesamte Strecke erfasst wurde. Bei kommunalen Straßen war das Erfassen von zwei Messlinien platz- oder verkehrsbedingt (betrifft MS 1, MS 2 und MS 3) nicht möglich, bei allen anderen Messstrecken wurde in Fahrstreifenmitte und in der rechten Rollspur gemessen, um hier gegebenenfalls einen Unterschied zwischen einem nahezu (mechanisch) unbeanspruchten gegenüber einem beanspruchten Bereich derselben Verkehrsflächenbefestigung zu identifizieren. Die zeitliche Abfolge der Messkampagnen ist in Tabelle 11 dargestellt. Bei den FWD-Tragfähigkeitsmessungen wurden zusammenfassend folgende Daten erfasst:

- Verformungsverlauf (Time History) über eine Zeitspanne von $t = 60$ ms und einer Auflösung von $f = 4$ kHz
- Anpralllastverlauf (Time History) über eine Zeitspanne von $t = 60$ ms und einer Auflösung von $f = 4$ kHz
- Lokale Stationierung des jeweiligen Messpunkts (bezogen auf den Anfangspunkt)
- Oberflächentemperatur T_o
- Umgebungstemperatur T_U
- GPS-Koordinaten des jeweiligen Messpunkts (einmalig bei Erstmessung)
- Datum
- Uhrzeit

Zudem wurden nach Abschluss der Tragfähigkeitsmessungskampagnen an den überörtlichen Straßen (MS 4 – MS 10) Bohrkernentnommen. Zudem wurden auch an MS 1 und MS 3 Bohrkernentnommen. Wichtigstes Kriterium für die Bohrkernentnahme war die zweifelsfreie Feststellung des vorliegenden Aufbaus des gebundenen Oberbaus.

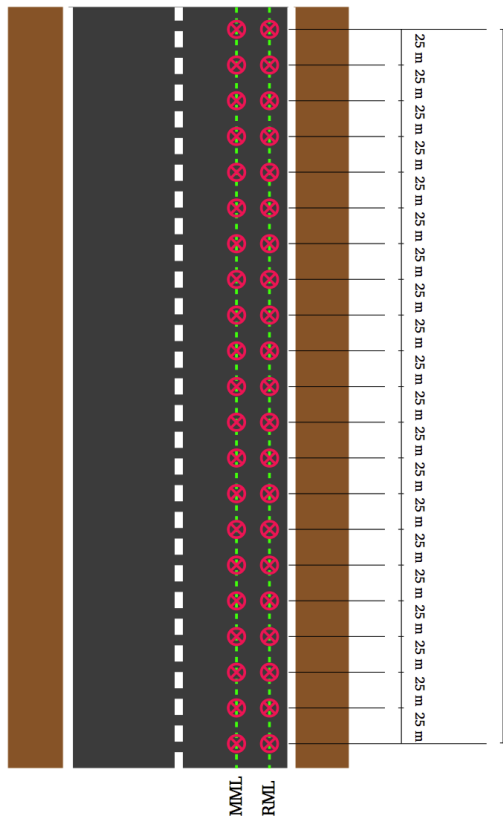


Abbildung 55: Messschema für die Tragfähigkeitsmessungen mit dem FWD

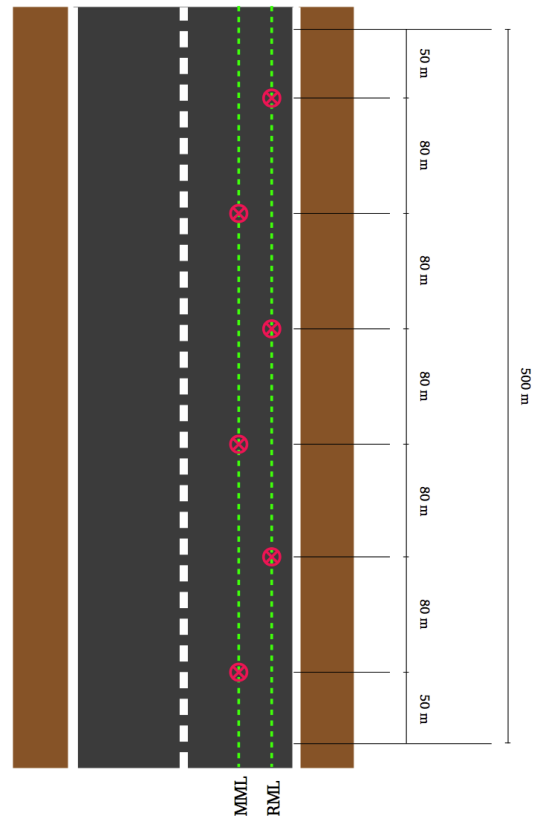


Abbildung 56: Bohrkernentnahmeschema

Die Bohrkernentnahmen fanden nach Abschluss der Messkampagnen statt. Das Entnahmeschema ist in Abbildung 56 dargestellt. Dabei wurde jede der Messstrecken, an denen Bohrkern entnommen wurden, als Durchschnittsprobe behandelt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2016).

	MK 1	MK 2	MK 3	MK 4	MK 5	MK 6
MS 1	10.01.2017	07.03.2017	03.04.2017	31.05.2017	18.07.2017	16.11.2017
MS 2	03.04.2017	31.05.2017	23.11.2017	-	-	-
MS 3	07.03.2017	03.04.2017	31.05.2017	18.07.2017	23.11.2017	-
MS 4	11.01.2017	08.03.2017	04.04.2017	01.06.2017	19.07.2017	16.11.2017
MS 5	11.01.2017	08.03.2017	04.04.2017	01.06.2017	19.07.2017	16.11.2017
MS 6	11.01.2017	08.03.2017	04.04.2017	01.06.2017	19.07.2017	16.11.2017
MS 7	11.01.2017	08.03.2017	04.04.2017	01.06.2017	19.07.2017	16.11.2017
MS 8	11.01.2017	08.03.2017	04.04.2017	01.06.2017	19.07.2017	16.11.2017
MS 9	10.01.2017	07.03.2017	03.04.2017	31.05.2017	18.07.2017	23.11.2017
MS 10	10.01.2017	07.03.2017	03.04.2017	31.05.2017	18.07.2017	23.11.2017

Tabelle 11: Dokumentation der Messkampagnentermine

4.3 AUSWAHL DER MESSSTRECKEN (MS)

4.3.1 AUSWAHLKRITERIEN

Bei der Auswahl der Messstrecken war es wichtig, eine möglichst weitgefächerte Auswahl an Aufbautypen im Portfolio zu haben, das heißt von sehr dünnen Oberbaudicken bis hin zu bundesautobahnähnlichen Aufbauten. Einzige Beschränkung bei der Auswahl der Messstrecken war der notwendige Aufwand bei der Verkehrssicherung während der Messung und der Bohrkernentnahme. Da es sich bei den FWD-Tragfähigkeitsmessungen und den Bohrkernentnahmen um Arbeitsstellen kürzerer Dauer gemäß den RSA 95 (1995) handelt, wurde die Verkehrssicherung auch dementsprechend gewählt und durchgeführt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 1995). Bei Bundesautobahnen ist jedoch der hierfür notwendige Aufwand sehr hoch und in Anbetracht der vergleichsweise kurzen Dauer der Messungen und Bohrkernentnahmen erschien dies als großer Aufwand. Daher wurden Bundesstraßen gewählt, die einen bundesautobahnähnlichen Aufbau und Querschnitt haben, um die Straßenkategorie Bundesautobahn zu ersetzen. So können die gewählten Messstrecken hinsichtlich der Straßenkategorie folgendermaßen aufgeteilt werden:

- Straßenklasse I: kommunale Straßenbefestigungen
 - MS 1: Böllenfalltorweg
 - MS 2: Am Sandberg
- Straßenklasse II: Kreisstraßen
 - MS 4: K AB 8
 - MS 5: K AB 13
- Straßenklasse III: Landesstraßen
 - MS 6: St 2309
 - MS 7: St 2312
- Straßenklasse IV: Bundesstraßen
 - MS 8: B 26
 - MS 10: B 47
- Straßenklasse V: bundesautobahnähnliche Straßenbefestigungen
 - MS 9: B 469
- Straßenklasse VI: Betonbefestigungen
 - MS 3: Seeheimer Straße
- Straßenklasse VII: Befestigungen aus ungebundenem Material
 - Messstrecke der lettischen Straßenbauverwaltung

Es wurde versucht, mindestens zwei Messstrecken je Straßenklasse in das Messprogramm aufzunehmen, um eine größere Stichprobenzahl je Klasse zu erlangen. Zusätzlich zur Aufteilung nach Straßenkategorie wurden noch zwei gesonderte Straßenklassen eingeführt, nämlich die der Betonbefestigungen und der Befestigungen aus ungebundenem Material. Alle anderen neun Messstrecken sind Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt und unterliegen damit den jahreszeitbedingten Materialschwankungen, die aus der Viskoelastizität des Asphalts herrühren. Um eine Abgrenzung von Massenträgheit und Viskoelastizität nachweisen zu können (bezogen auf den zeitlichen Versatz von Last- und Verformungsmaximum in der Time History), wurde eine Verkehrsflächenbefestigung aus Beton dem Programm hinzugefügt. Hauptschwierigkeit hierbei war es, eine Betonbefestigung zu finden, die nicht auf einer Bundesautobahn verbaut wurde, sondern in Straßenkategorien niedrigerer Art. Dabei wurde

man in Pfungstadt fündig (Seeheimer Straße) – eine Betonbefestigung, die zu einer ehemaligen Kaserne führt und daher für Belastungen von militärischen Fahrzeugen ausgelegt worden war. Die Lage der Messstrecken ist in Abbildung 57 und Abbildung 58 dargestellt.

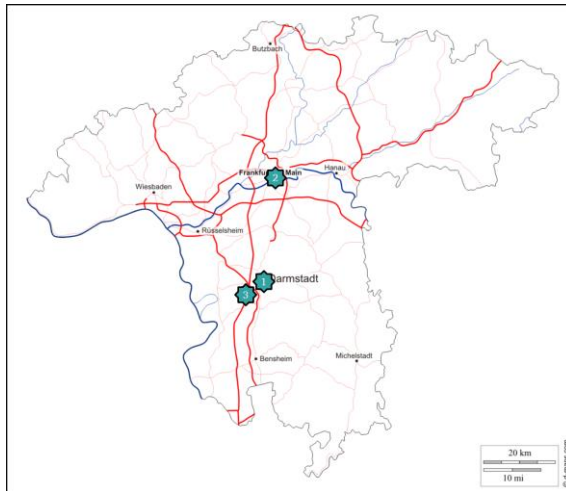


Abbildung 57: Lage der Messstrecken in Süd Hessen (d-maps, 2017)

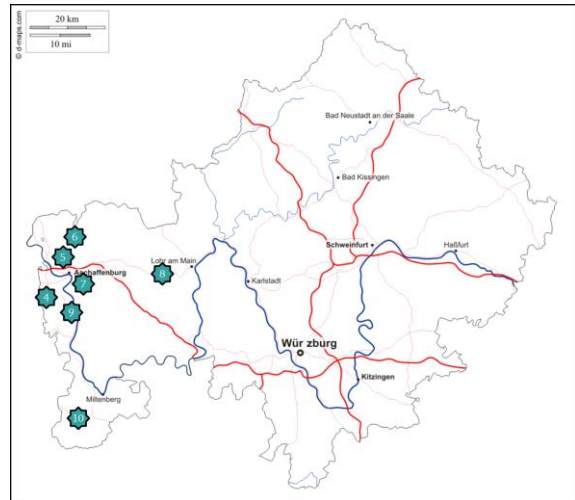


Abbildung 58: Lage der Messstrecken in Unterfranken (d-maps, 2017)

4.3.2 BESCHREIBUNG DER MESSSTRECKEN (MS)

Nachstehend sind die wichtigsten Informationen der Messstrecken aufgeführt. Dabei wurden folgende Informationen zusammengetragen:

- Ort
- Bezeichnung der Straße
- Aufbaudaten
 - Befestigungsart
 - Vorhandene Schichten
 - Schichtdicken
- Verkehrsdaten
 - DTV
 - DTV^(SV)
 - Belastungsklasse Bk
- Lage der Messstrecke (Beginn und Ende des jeweiligen Messabschnitts)

Die Angaben der Belastungsklassen stammen entweder vom jeweiligen Straßenbaulastträger oder wurden mithilfe der Angaben zum DTV^(SV) und geometrischen Rahmenbedingungen (Breite, Steigung etc.) nach der Methode 1.2 der RStO 12, unter der Annahme, dass die jetzigen Verkehrsmengen mit denen zu Bau- beziehungsweise Ausbauezeitpunkt kompatibel sind, ermittelt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2012b). Mithilfe der berechneten oder bekannten Belastungsklasse konnten dann auch die Orientierungswerte für die einzelnen Rückrechnungsparameter für jede Messstrecke festgelegt werden. Für die graphische Beschreibung des konstruktiven Aufbaus der Messstrecken wird folgende Symbolnomenklatur verwendet:

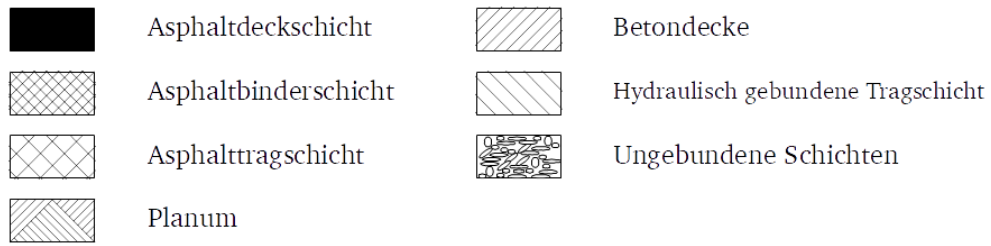


Abbildung 59: Schraffuren für den Verkehrsflächenbefestigungsaufbau – nach (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2001)

4.3.2.1 BESCHREIBUNG DER MS 1: BÖLLENFALLTORWEG (DARMSTADT)

ORT	Darmstadt
BEZEICHNUNG	Böllenfalltorweg (kommunale Straße)
BEFESTIGUNGSART	Asphalt
VORHANDENE SCHICHTEN	Zwei gebundene Schichten (ADS und ATS)
DTV	3.410 Kfz/24h (Hiesch et al., 2018)
DTV^(SV)	140 Kfz/24h (Hiesch et al., 2018)
BELASTUNGSKLASSE	Bk1,0

Tabelle 12: Beschreibung der MS 1 (Böllenfalltorweg, Darmstadt)

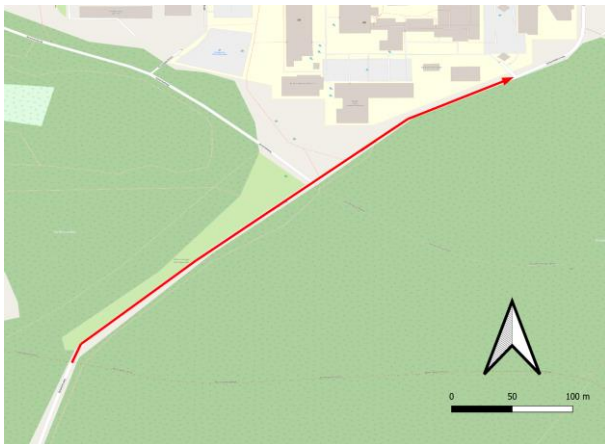


Abbildung 60: Verlauf der Messstrecke MS 1

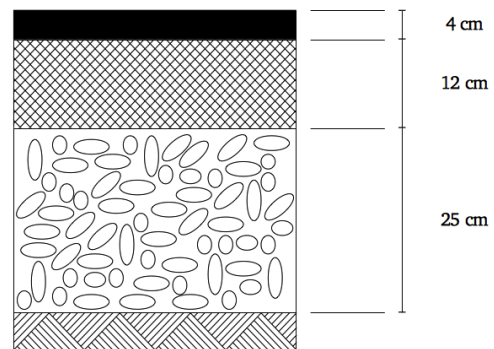


Abbildung 61: Konstruktiver Aufbau der MS 1 (Böllenfalltorweg, Darmstadt)

4.3.2.2 BESCHREIBUNG DER MS 2: AM SANDBERG (FRANKFURT AM MAIN)

ORT	Frankfurt am Main
BEZEICHNUNG	Am Sandberg (kommunale Straße)
BEFESTIGUNGSART	Asphalt
VORHANDENE SCHICHTEN	Zwei gebundene Schichten (ADS und ATS)
DTV	-
DTV ^(SV)	-
BELASTUNGSKLASSE	Bk3,2

Tabelle 13: Beschreibung der MS 2 (Am Sandberg, Frankfurt am Main)

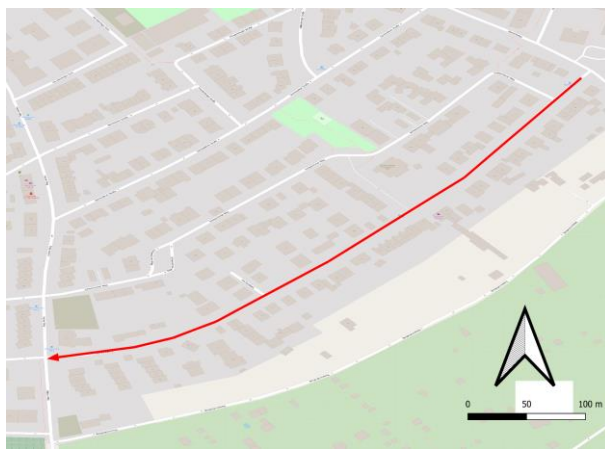


Abbildung 62: Verlauf der Messstrecke MS 2

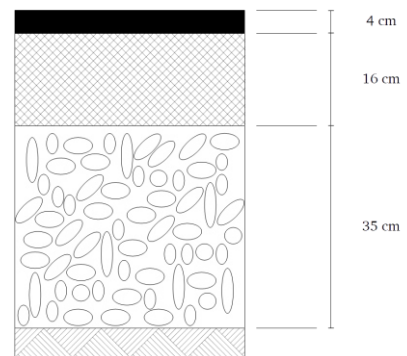


Abbildung 63: Konstruktiver Aufbau der MS 2 (Am Sandberg, Frankfurt am Main) (Jörke & Grambow, 2017)

4.3.2.3 BESCHREIBUNG DER MS 3: SEEHEIMER STRASSE (PFUNGSTADT)

ORT	Pfungstadt
BEZEICHNUNG	Seeheimer Straße (kommunale Straße)
BEFESTIGUNGSART	Beton
VORHANDENE SCHICHTEN	Betondeckschicht mit anschließender HGT
DTV	-
DTV ^(SV)	-
BELASTUNGSKLASSE	Bk3,2

Tabelle 14: Beschreibung der MS 3 (Seeheimer Straße, Pfungstadt)

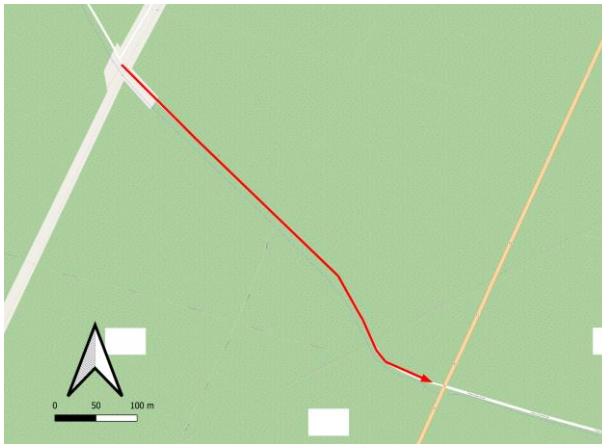


Abbildung 64: Verlauf der Messstrecke MS 3

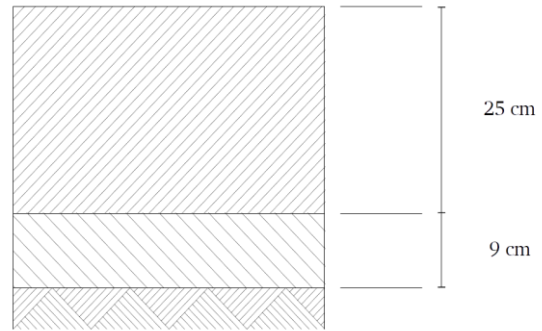


Abbildung 65: Konstruktiver Aufbau der MS 3 (Seeheimer Straße, Pfungstadt)

4.3.2.4 BESCHREIBUNG DER MS 4: K AB 8 (RINGHEIM)

ORT	Ringheim
BEZEICHNUNG	K AB 8 (Kreisstraße)
BEFESTIGUNGSART	Asphalt
VORHANDENE SCHICHTEN	unbekannt (Nachfragen beim zuständigen Landratsamt lieferten keine Erkenntnisse)
DTV	10.211 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
DTV ^(SV)	748 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
BELASTUNGSKLASSE	Bk10

Tabelle 15: Beschreibung der MS 4 (K AB 8, Ringheim)

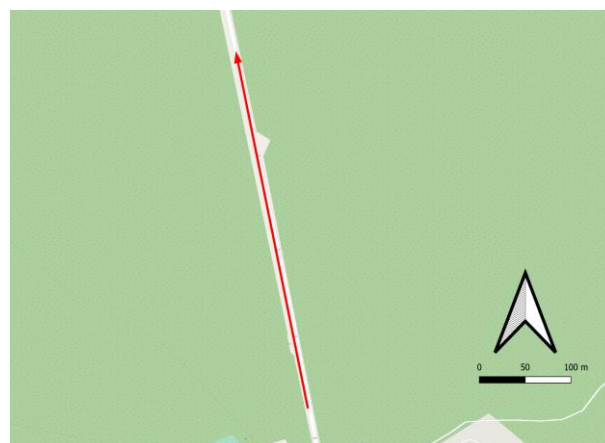


Abbildung 66: Verlauf der Messstrecke MS 4

4.3.2.5 BESCHREIBUNG DER MS 5: K AB 13 (JOHANNESBERG)

ORT	Johannesberg
BEZEICHNUNG	K AB 13 (Kreisstraße)
BEFESTIGUNGSART	Asphalt
VORHANDENE SCHICHTEN	Zweischichtiger Aufbau (ADS und ATS) mit anschließender Frostschuttschicht (FSS) (Egert, 2021)
DTV	1.361 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
DTV ^(SV)	25 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
BELASTUNGSKLASSE	Bk1,0

Tabelle 16: Beschreibung der MS 5 (K AB 13, Johannesberg)

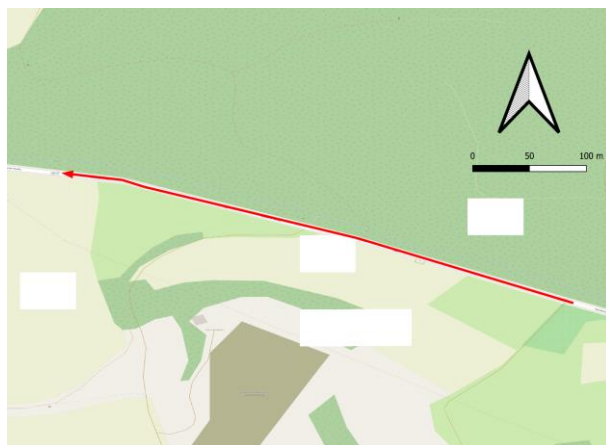


Abbildung 67: Verlauf der Messstrecke MS 5

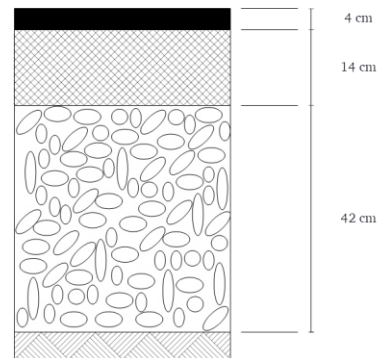


Abbildung 68: Konstruktiver Aufbau der MS 5 (K AB 13, Johannesberg) (Egert, 2021)

4.3.2.6 BESCHREIBUNG DER MS 6: ST 2309 (REICHENBACH)

ORT	Reichenbach
BEZEICHNUNG	St 2309 (Staatsstraße)
BEFESTIGUNGSART	Asphalt
VORHANDENE SCHICHTEN	Dreischichtiger Asphaltaufbau (ADS, ABS und ATS) (Pistner, 2021)
DTV	4.045 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
DTV ^(SV)	127 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
BELASTUNGSKLASSE	Bk3,2

Tabelle 17: Beschreibung der MS 6 (St 2309, Reichenbach)



Abbildung 69: Verlauf der Messstrecke MS 6

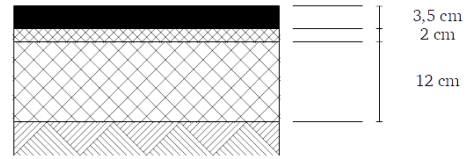


Abbildung 70: Konstruktiver Aufbau der MS 6 (St 2309, Reichenbach) (Pistner, 2021)

4.3.2.7 BESCHREIBUNG DER MS 7: ST 2312 (HAIBACH)

ORT	Haibach
BEZEICHNUNG	St 2312 (Staatsstraße)
BEFESTIGUNGSART	Asphalt
VORHANDENE SCHICHTEN	Dreischichtiger Asphaltaufbau (ADS, ABS und ATS) mit anschließender Teerdecke (Bühler & Falb, 2018b)
DTV	16.649 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
DTV ^(SV)	452 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
BELASTUNGSKLASSE	Bk10

Tabelle 18: Beschreibung der MS 7 (St 2312, Haibach)



Abbildung 71: Verlauf der Messstrecke MS 7

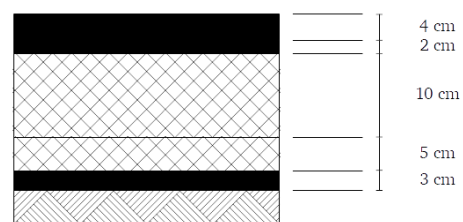


Abbildung 72: Konstruktiver Aufbau der MS 7 (St 2312, Haibach)

4.3.2.8 BESCHREIBUNG DER MS 8: B 26 (LAUFACH)

ORT	Hain im Spessart
BEZEICHNUNG	B 26 (Bundesstraße)
BEFESTIGUNGSART	Asphalt
VORHANDENE SCHICHTEN	Verschiedene Lagen aus Asphalt übereinander gebaut, zum Teil mit Teerdecke (Bühler & Falb, 2017)
DTV	6.155 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
DTV ^(SV)	763 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
BELASTUNGSKLASSE	Bk10

Tabelle 19: Beschreibung der MS 8 (B 26, Laufach)

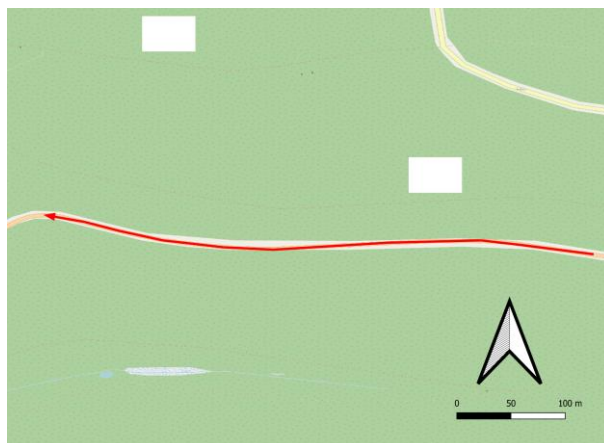


Abbildung 73: Verlauf der Messstrecke MS 8

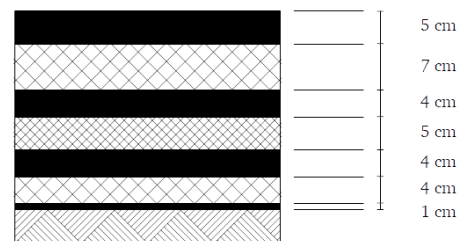


Abbildung 74: Konstruktiver Aufbau der MS 8 (B 26, Laufach)

4.3.2.9 BESCHREIBUNG DER MS 9: B 469 (GROßOSTHEIM)

ORT	Niedernberg
BEZEICHNUNG	B 469 (Bundesstraße)
BEFESTIGUNGSART	Asphalt
VORHANDENE SCHICHTEN	Verschiedene Lagen aus Asphalt übereinander gebaut, zum Teil mit Teerdecke und HGT (Bühler & Falb, 2018a)
DTV	33.309 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
DTV ^(SV)	2.265 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
BELASTUNGSKLASSE	Bk100

Tabelle 20: Beschreibung der MS 9 (B 469, Großostheim)



Abbildung 75: Verlauf der Messstrecke MS 9

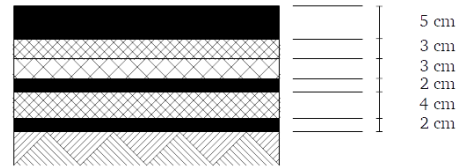


Abbildung 76: Konstruktiver Aufbau der MS 9 (B 469, Großostheim)

4.3.2.10 BESCHREIBUNG DER MS 10: B 47 (BOXBRUNN)

ORT	Boxbrunn
BEZEICHNUNG	B 47 (Bundesstraße)
BEFESTIGUNGSART	Asphalt
VORHANDENE SCHICHTEN	Dreischichtiger Asphaltaufbau (ADS, ABS und ATS) mit teilweise anschließender Teerdecke (Bühler & Falb, 2020)
DTV	1.861 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
DTV ^(SV)	183 Kfz/24h (Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2016)
BELASTUNGSKLASSE	Bk3,2

Tabelle 21: Beschreibung der MS 10 (B 47, Boxbrunn)



Abbildung 77: Verlauf der Messstrecke MS 10

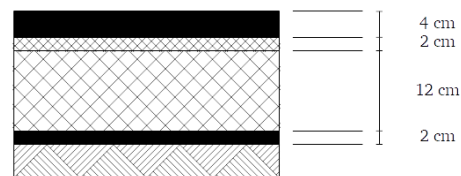


Abbildung 78: Konstruktiver Aufbau der MS 10 (B 47, Boxbrunn)

4.3.3 BESCHREIBUNG DES MESSABLAUFS

Den nachstehenden beiden Abbildungen ist der Ablauf einer typischen Messkampagne zu entnehmen, der sich in der Regel über zwei Tage erstreckte. Dabei wurden im Regelfall fünf

Messstrecken je Messtag absolviert. Hin und wieder kam es zu technischen Problemen am Messgerät, sodass bei der Messkampagne im Juli nicht alle zehn Messstrecken gemessen werden konnten. Dies ist auch der Grund für die großen Pausen zwischen einzelnen Messkampagnen. Trotzdem wurde sichergestellt, dass zumindest sechs Messungen je Messstrecke vorliegen.

Einbeziehung der Time History zur Auswertung von Tragfähigkeitsmessungen mittels Falling Weight Deflectometer (FWD) – Messtag 1

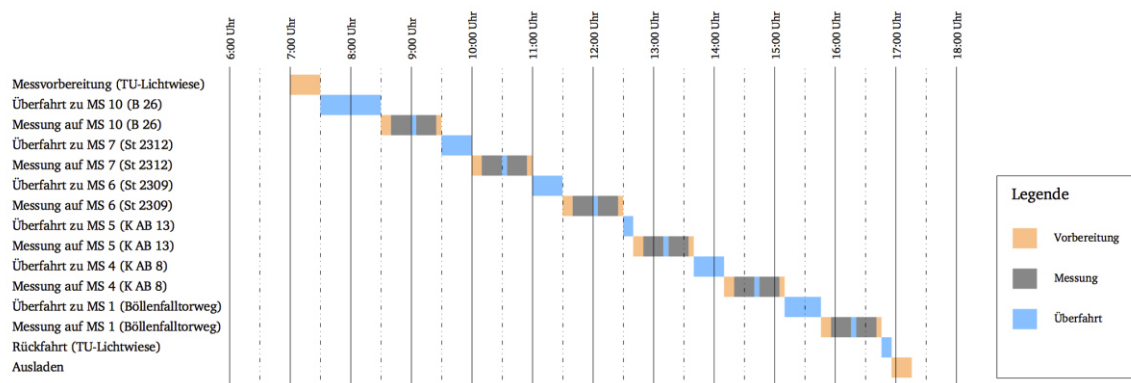


Abbildung 79: Ablaufschema für den Messtag MT 1

Einbeziehung der Time History zur Auswertung von Tragfähigkeitsmessungen mittels Falling Weight Deflectometer (FWD) – Messtag 2 (Variante B): Messung sämtlicher verbliebenen Messstrecken

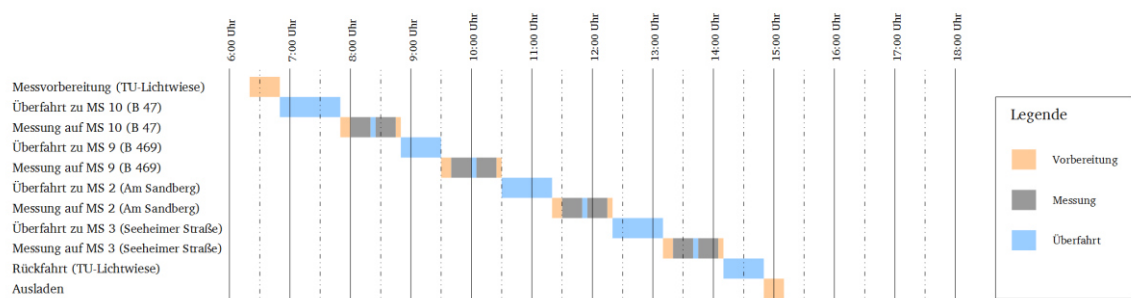


Abbildung 80: Ablaufschema für den Messtag MT 2

4.3.4 ABLAUF UND DOKUMENTATION DER BOHRKERNENTNAHME

Nahezu allen Messstrecken wurden Bohrkern nach dem Schema aus Abbildung 56 entnommen. Das Schema folgt prinzipiell dem Gedanken einer Durchschnittsprobe gemäß der TP ASPHALT-StB, TEIL 27 (2016), jedoch weichen die Abstände der Entnahmestellen untereinander davon ab (mehr als 5 m). Einzig bei MS 3 (Seeheimer Straße in Pfungstadt) wurde nur ein Bohrkern entnommen, da hier von einem konstanterem Aufbau ausgegangen wurde. Bei MS 6 wurden die Aufbaudaten vom StBA AB zur Verfügung gestellt. Bei nahezu allen Messstrecken (außer MS 2) gilt, dass die Bohrkernentnahme bis zur Schichtgrenze zum ungebundenen Aufbau durchgeführt wurde und somit einzig Schichtdicken des gebundenen Oberbaus ermittelt werden konnten. Die Schichtdickenermittlung erfolgte dabei nach der TP D-STB (2012) an vier gleichmäßig verteilten Messlinien am Bohrkern (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2012c). Der nachstehenden Tabelle sind alle relevanten Informationen bezüglich der Bohrkernentnahmen an den jeweiligen Messstrecken zu entnehmen:

MESSSTRECKE	MATERIAL	ANZAHL ENTNOMMENER BK	DATUM	AUSFÜHRENDES UNTERNEHMEN
1	Asphalt	6	21. Juni 2018	ZuB GmbH
2	Asphalt	3	17. Februar 2017	Büro für Umwelt und Geologie Jörke
3	Beton	1	15. Juni 2018	WST GmbH
4	Asphalt	6		
5	Asphalt	6		
6	Asphalt	6	-	-
7	Asphalt	6	6. April 2018	HNL GmbH
8	Asphalt	6	9. Oktober 2017	HNL GmbH
9	Asphalt	6	21. März 2018	HNL GmbH
10	Asphalt	6	18. Dezember 2020	HNL GmbH

Tabelle 22: Informationen bezüglich der Bohrkernentnahmen

Es wurden in der Regel Bohrkern mit einem Durchmesser von $d = 100$ mm entnommen, teilweise aber auch mit $d = 150$ mm. Interessant ist die Tatsache, dass der Schichtenaufbau bei vielen Messstrecken innerhalb des Messbereichs ($l = 500$ m) zum Teil sehr heterogen ist. Beispielsweise weist die Gesamtdicke des befestigten Oberbaus des Böllenfalltorwegs in Darmstadt an einer Stelle nur eine Dicke von 6 cm auf, während an einer anderen Stelle der Asphaltaufbau eine Dicke von 25 cm aufweist. Es kann daher nicht von einem konstanten Aufbau ausgegangen werden.

4.4 MODELLIERUNG VON ASPHALTKÖRPERTEMPERATUREN AUF GRUNDLAGE VON WETTERDATEN UND ASPHALTOBERFLÄCHENTEMPERATUREN

4.4.1 PROBLEMSTELLUNG

Die genaue Kenntnis der Temperaturen auf der Asphaltoberfläche als auch innerhalb der Asphaltsschichten ist für die Bewertung von Tragfähigkeitsmessdaten sehr relevant (s. Abschnitt 2.3), da die Steifigkeit der Asphaltsschichten in hohem Maße temperaturabhängig ist. Aufgrund dessen ist das FWD mit einem Oberflächen-, Umgebungstemperatursensor und Einstichthermometer bestückt, um diese Werte messtechnisch zu erfassen. Die Temperatursensoren des FWD der TU Darmstadt sind vom Typ PT100 (PHØNIX Pavement Consultants, 1998) und sind daher der Gattung der Widerstandsthermometer zuzuordnen. Durch charakteristische elektrische Leitfähigkeiten des verwendeten Metalls können elektrische Widerstände messtechnisch erfasst werden, die einer Temperatur eindeutig zugeordnet werden können (Huhnke, 2006).

Das Umgebungsthermometer des FWD ist am Rahmen des Anhängers montiert und ist in einem Blechrohr eingebettet, welches auf den beiden Kopfseiten offen ist. Damit misst es ungestört die Umgebungstemperatur. Das Oberflächenthermometer ist auf der Geophonstange montiert und berührt mit Messbeginn die Oberfläche der Verkehrsflächenbefestigung. Problematisch ist hierbei, dass die Kontaktfläche abhängig von der geometrischen Oberflächenbeschaffenheit der Befestigung ist. Hier kann es im schlimmsten Fall dazu kommen, dass der Sensor nur auf wenigen Spitzen der oberflächlichen Gesteinskörnung aufliegt und so eine verfälschte Oberflächentemperatur ausgibt. In Vergleichsmessungen ergab sich, dass der Oberflächentemperatursensor des FWD der TU Darmstadt systematisch zu geringe Temperaturen ausgibt – Unterschied von ca. 2 °C (Jansen, 2015, 2017, 2018, 2019). Prinzipiell ist eine Erfassung des gesamten Temperaturgradienten der Verkehrsflächenbefestigung vorgesehen. Dabei soll mithilfe der Einstichthermometers zumindest die Asphaltkörpertemperatur „in einem Drittel der Gesamtdicke des gebundenen Oberbaus, wenigstens in einer Tiefe von ≥ 40 mm“ erfasst werden (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2008). Hierfür muss für jeden Messpunkt ein Bohrloch hergestellt werden, um in der angestrebten Tiefe die Asphaltkörpertemperatur messen zu können.

Dadurch, dass innerhalb der Messkampagnen die Messpunkte der Messstrecken immer wieder angefahren wurden, ergab eine mehrmalige Herstellung von Bohröchern zur Temperaturerfassung keinen Sinn. Trotzdem soll die Asphaltkörpertemperatur T_K zum Zeitpunkt der Messung ein wichtiges Unterscheidungsmerkmal der Messungen sein. Deswegen wurde auf vorliegende Modelle zurückgegriffen, die auf Grundlage von beispielsweise Oberflächentemperatur, Zeitpunkt der Messung etc. eine Aussage über den Temperaturgradienten erlauben. Hierzu wurden drei Modelle herangezogen:

- BELLS2
- BELLS3
- Verfahren/Modell nach PARK ET AL. (2001)

Im Rahmen der Dissertation von JANSEN (2009) wurden zwei Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt mit Temperaturmessstationen in verschiedenen Tiefen ausgestattet und die Temperaturen über mehr als ein Jahr hinweg stündlich erfasst. Die erfassten Daten der Temperaturmessstation (TMS) in Heek sollen im nachfolgenden Teil dazu genutzt werden, um

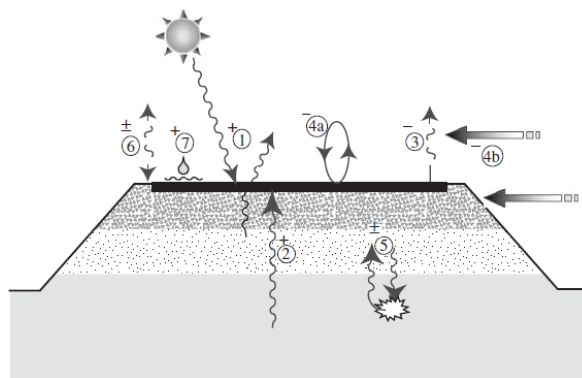
die drei oben genannten Verfahren auf ihre Genauigkeit hin zu prüfen. Hierzu liegen insgesamt 9.393 Temperaturgradienten vor. Rahmenbedingungen der TMS in Heek sind dabei folgende:

LAGE	L 574
STATIONIERUNG	1+850
HÖHE ÜBER IN NN	44 m ü. NN
GESAMTDICKE DES ASPHALTAUFBAUS	21,5 cm
LAGE DER TEMPERATURSENSOREN	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 0 cm (Oberfläche) ➤ 2 cm ➤ 4 cm ➤ 5 cm ➤ 7 cm ➤ 9 cm ➤ 14 cm ➤ 20 cm

Tabelle 23: Rahmenbedingen der TMS in Heek (Jansen, 2009)

4.4.2 BERECHNUNG DER ASPHALTOBERFLÄCHENTEMPERATUREN

Aufgrund der Tatsache, dass der Oberflächentempersensor des FWD der TU Darmstadt konstant zu niedrige Temperaturen misst, werden für die vorliegende Arbeit auch Modelle untersucht, die mithilfe von Wetterinformationen und thermodynamischen Ansätzen versuchen, die Oberflächentemperatur der Verkehrsflächenbefestigung wiederzugeben (Asphalt und Beton). Die einzelnen Einflussparameter sind nachstehender Abbildung 81 zu entnehmen.



IMMISSION VON WÄRME	Sonneneinstrahlung (1)
	Erdwärme (2)
EMISSION VON WÄRME	Abgegebene Wärmestrahlung (3)
	Konvektion und Turbulenz (4)
IMMISSION UND EMISSION VON WÄRME	Schmelzenthalpie (5)
	Verdunstung und Kondensation (6)
	Wärmeaustausch bei Niederschlag (7)

Abbildung 81: Einflussparameter auf den Wärmehaushalt einer Verkehrsflächenbefestigung (Doré & Zubeck, 2009)

SOLAIMANIAN & KENNEDY (1993) formulierten einen Ansatz, um von der Umgebungstemperatur und den thermodynamischen Eigenschaften des Asphalts auf die Oberflächentemperatur zu schließen. Dabei folgten sie dem ersten Hauptsatz der Thermodynamik:

$$q_{net} = q_s + q_a + q_t \pm q_c \pm q_k - q_r \quad \text{Gleichung 19: Wärmeenergiegleichgewicht (Solaimanian & Kennedy, 1993)}$$

mit:	$q_{net} =$	Übertragene Wärmeenergie [J] = 0 (Gleichgewichtsbedingung)
	$q_s =$	Sonnenstrahlungsenergie [J]
	$q_a =$	Diffuse Strahlungsenergie (durch die Atmosphäre gestreut) [J]
	$q_t =$	Absorbierte Energie durch terrestrische Strahlung [J]
	$q_c =$	Transferierte Wärmeenergie durch Konvektion [J]
	$q_k =$	Transferierte Wärmeenergie durch Konduktion [J]
	$q_r =$	Wärmeabstrahlungsenergie [J]

Die einzelnen Terme des oben genannten, thermodynamischen Gleichgewichts können noch konkreter formuliert werden, sodass die Gleichung nur noch die Oberflächentemperatur als unbekanntes Parameter hat. Die Gleichung sieht dann folgendermaßen aus:

$$0 = 422 \cdot \alpha \cdot \tau_{\alpha}^{\frac{1}{\cos(z)}} \cdot \cos(z) + \varepsilon_{\alpha} \cdot \sigma \cdot T_a^4 - h_c \cdot (T_s - T_a) - \frac{k}{d} \cdot (T_s - T_a) - \varepsilon \cdot \alpha \cdot T_s^4 \quad \text{Gleichung 20: Wärmeenergiegleichgewicht (Solaimanian & Kennedy, 1993)}$$

mit:	$\alpha =$	Absorptionskoeffizient [-] = 0,85 – 0,93 (für Asphalt) (Solaimanian & Kennedy, 1993) = 0,55 (für Beton) (Hering et al., 2007)
	$\tau_{\alpha} =$	Wärmeübergangskoeffizient [W/(m ² ·K)] = 0,81 (Solaimanian & Kennedy, 1993)
	$z =$	Zenitwinkel der Sonne [°], aus (Brown & Marco, 1951) = $\theta - 20^{\circ}$ (Solaimanian & Kennedy, 1993)
	$\varepsilon_{\alpha} =$	Atmosphärischer Gegenstrahlungskoeffizient [-] = 0,70 (Solaimanian & Kennedy, 1993)
	$\sigma =$	Stefan-Boltzmann-Konstante = 5,670367 W/(m ² ·K ⁴)
	$T_a =$	Umgebungstemperatur [K]
	$h_c =$	Wärmedurchgangskoeffizient [W/(m ² ·K)]

= 17,0 W/(m²·K) – 22,7 W/(m²·K) (Solaimanian & Kennedy, 1993), nach dem Ansatz in (Vehrencamp, 1953)

T_s = Oberflächentemperatur [K]

$(T_s - T_a)$ = Differenz aus Oberflächen- und Umgebungstemperatur [K]
= 25/3 K (Solaimanian & Kennedy, 1993)

k = Wärmeleitfähigkeit [W/(m²·K)]
= 0,75 W/(m²·K) (für Asphalt) (Solaimanian & Kennedy, 1993)
= 2,10 W/(m²·K) (für Beton) (Hering et al., 2007)

d = Tiefe [cm]
= 2,54 cm (entspricht 1 in. und wird als Annahme getroffen)

ε = Wärmeabstrahlungsenergie [J]

SOLAIMANIAN & KENNEDY (1993) untersuchten ihren Ansatz an 23 Versuchsstrecken (gemessene und berechnete Oberflächentemperaturen). Dabei wurde festgestellt, dass der oben genannte Ansatz um höchstens 3 °C falsch liegt (in Extremfällen) und damit eine gute Näherung an die tatsächliche Oberflächentemperatur liefert. In nachstehender Abbildung ist ein Scatter-Plot aller Messpunkte, ihrer berechneten und gemessenen Oberflächentemperaturen dargestellt:

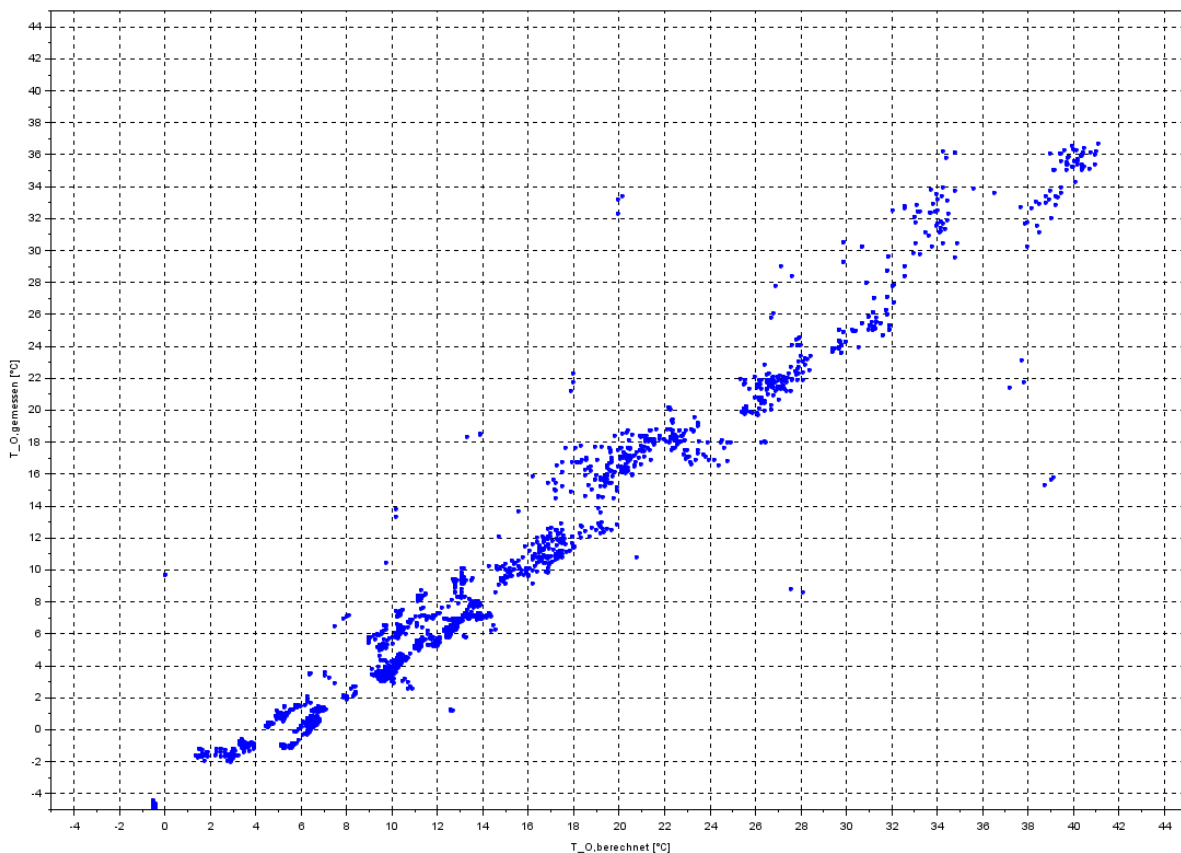


Abbildung 82: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Befestigungsoberflächentemperaturen T_o

Bis auf einige Ausreißer zeigt sich eine systematische Abweichung von ca. 4 °C zwischen berechneter und gemessener Befestigungsoberflächentemperatur T_o , was aufgrund der Erfahrungen der FWD-Vergleichsmessungen im erwartbaren Bereich liegt.

4.4.3 MODELLIERUNGSVERFAHREN NACH BELLS2

Auf Grundlage einer großen Anzahl an instrumentierten Versuchsstrecken, die sich in Aufbauart und -dicke unterscheiden, im Rahmen des LTPP-Programms (= „Long Term Pavement Performance“) wurden Regressionsgleichungen ermittelt, die den Asphaltkörpertemperaturverlauf in der Tiefe abbilden sollen. Als funktioneller Ansatz wurde dabei der von SOUTHGATE & DEEN (1968) erarbeitete Ansatz gewählt (Southgate & Deen, 1968) und die zugehörigen Regressionsparameter bestimmt. Die Wirkung von Sonneneinstrahlung der damit einhergehenden Erwärmung beziehungsweise Abkühlung innerhalb der Asphaltsschicht wird dabei über zwei Sinusfunktionen berücksichtigt (s. Abbildung 83). Es wird angenommen, dass die Aufwärmphase des Asphaltkörpers länger dauert als die Abkühlphase (Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2014).

$$T(d) = 2,78 + 0,912 \cdot T_o + [\log_{10}(d) - 1,25] \cdot [(-0,428) \cdot T_o + 0,553 \cdot T_{t-1} + 2,63 \cdot \sin(hr_{18} - 15,5)] + 0,027 \cdot T_o \cdot \sin(hr_{18} - 13,5)$$

Gleichung 21: BELLS2-Gleichung (Lukanen, Stubstad & Briggs, 2000)

- mit:
- T(d) = Asphaltkörpertemperatur in der Tiefe d [°C]
 - T_o = Oberflächentemperatur [°C]
 - d = Betrachtete Tiefe [mm]
 - T_{t-1} = Durchschnittliche Lufttemperatur des Vortages [°C]
 - sin = Sinusfunktion in einem 24-h-System, das heißt $2\pi = 24$ h
 - hr_{18} = Tageszeit [h], im Dezimalsystem
wenn $hr_{18} \leq 11:00$ Uhr, dann $\sin(hr_{18} - 15,5) = -1$
wenn $hr_{18} \leq 9:00$ Uhr, dann $\sin(hr_{18} - 13,5) = -1$

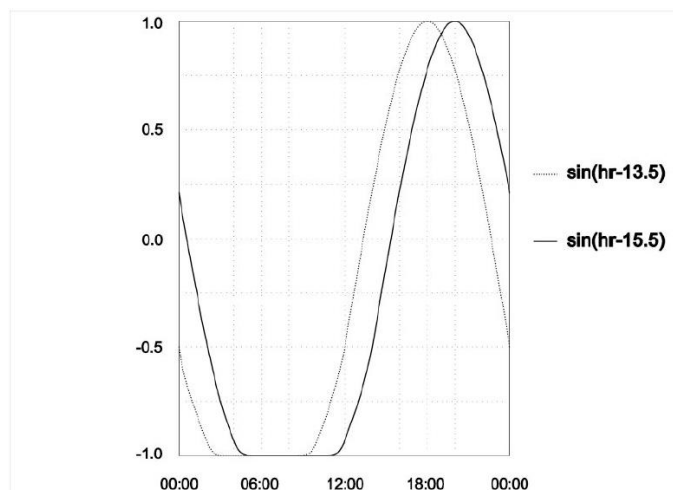


Abbildung 83: Aufteilung des Tagesgangs in zwei Sinuskurven (Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2014)

Der Vergleich der tatsächlich gemessenen Asphaltkörpertemperaturen über die Tiefe mit den berechneten Werten zeigt, dass 39,8 % der erfassten und verglichenen Temperaturgradienten ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 > 0,90$ aufweisen und damit gut übereinstimmen. Weitere 11,7 % der Werte haben ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 > 0,80$ und sind damit immer noch in einem guten Bereich. Kritisch ist anzumerken, dass 48,5 % der Werte ein geringeres Bestimmtheitsmaß aufweisen und sogar 22,3% der Werte über ein negatives Bestimmtheitsmaß verfügen (s. Abbildung 84).

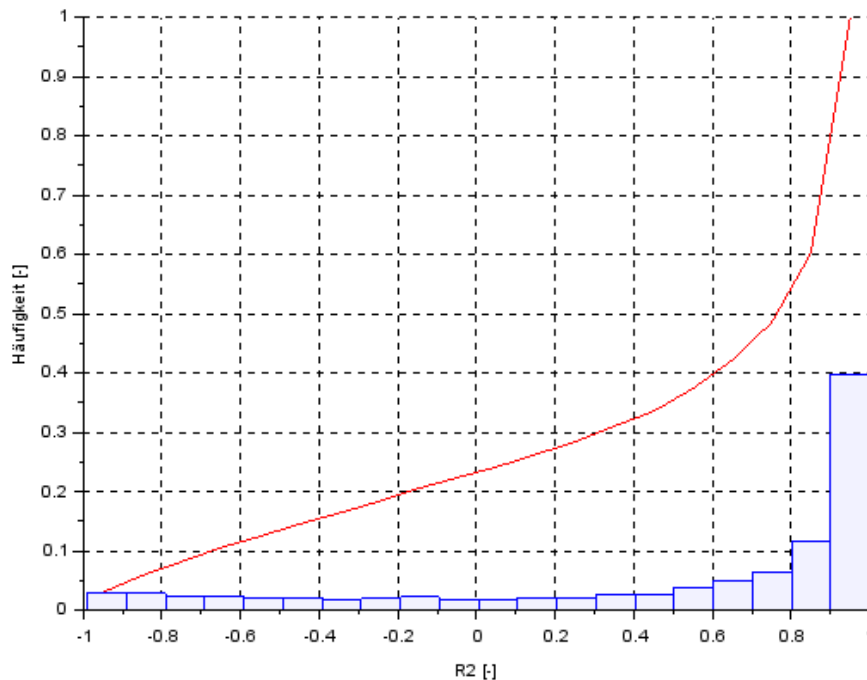


Abbildung 84: Summenlinie des Bestimmtheitsmaßes R^2 für das Modellierungsverfahren nach BELLS2

4.4.4 MODELLIERUNGSVERFAHREN NACH BELLS3

Das Modellierungsverfahren BELLS3 verfolgt das gleiche Prinzip, wie das oben genannte BELLS2-Verfahren. Einziger Unterschied sind die Regressionsparameter, die sich geringfügig voneinander unterscheiden.

$$T(d) = 0,95 + 0,892 \cdot T_o + [\log_{10}(d) - 1,25] \cdot [(-0,448) \cdot T_o + 0,621 \cdot T_{t-1} + 1,83 \cdot \sin(hr_{18} - 15,5)] + 0,042 \cdot T_o \cdot \sin(hr_{18} - 13,5)$$

Gleichung 22: BELLS3-Gleichung (Lukanen et al., 2000)

- mit:
- $T(d) =$ Asphaltkörpertemperatur in der Tiefe d [°C]
 - $T_o =$ Oberflächentemperatur [°C]
 - $d =$ Betrachtete Tiefe [mm]
 - $T_{t-1} =$ Durchschnittliche Lufttemperatur des Vortages [°C]
 - $\sin =$ Sinusfunktion in einem 24-h-System, das heißt $2\pi = 24$ h

$$\begin{aligned} \text{hr}_{18} &= \text{Tageszeit [h], im Dezimalsystem} \\ \text{wenn } \text{hr}_{18} &\leq 11:00 \text{ Uhr, dann } \sin(\text{hr}_{18} - 15,5) = -1 \\ \text{wenn } \text{hr}_{18} &\leq 9:00 \text{ Uhr, dann } \sin(\text{hr}_{18} - 13,5) = -1 \end{aligned}$$

Das BELLS3-Verfahren verfügt, gegenüber dem oben genannten BELLS2-Verfahren, über geringfügig bessere Übereinstimmungen zu den gemessenen Werten. Hier sind 42,0 % der erfassten Werte in einem sehr guten ($R^2 > 0,90$) und weitere 10,7 % der Werte in einem guten Übereinstimmungsbereich ($R^2 > 0,80$). Jedoch sind in diesem Verfahren nun 26,4 % der Werte im negativen Bestimmtheitsmaßbereich, sodass festzustellen ist, dass das BELLS3-Verfahren für diese TMS keine verbesserte Annäherung liefert (s. Abbildung 85).

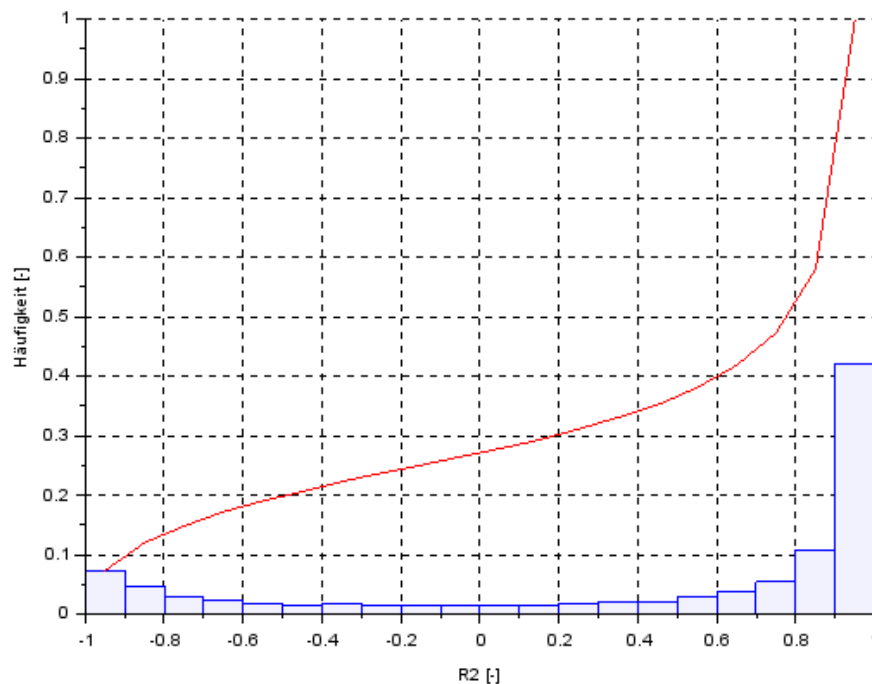


Abbildung 85: Summenlinie des Bestimmtheitsmaßes R^2 für das Modellierungsverfahren nach BELLS3

4.4.5 MODELLIERUNGSVERFAHREN NACH PARK ET AL. (2001)

Mithilfe von zehn TMS in den U.S.A. versuchten auch PARK ET AL. (2001) einen funktionellen Zusammenhang zwischen Oberflächentemperatur und dem Temperaturgradienten im Asphaltkörper herzustellen. Im Gegensatz zu den Ansätzen BELLS2 und BELLS3 benötigt der Ansatz von PARK ET AL. (2001) nur die Oberflächentemperatur T_0 als Inputparameter (zusätzlich zur betrachteten Tiefe und Uhrzeit). Als Ansatzfunktion diente ein polynomialer Ansatz dritter Ordnung sowie, um die Tagesganglinie abzubilden, eine Sinusfunktion, die miteinander verknüpft wurden. Daraus leitete sich dann, mithilfe eines Quasi-Newton-Verfahrens zur Optimierung, nachstehende Gleichung ab:

$$\begin{aligned} T(d) = T_0 + & (-0,3451 \cdot d - 0,0432 \cdot d^2 \\ & + 0,00196 \cdot d^3) \\ & \cdot \sin(-6,3252 \cdot t + 5,0967) \end{aligned}$$

Gleichung 23:
Asphaltkörpertemperaturmodellgleichung
(D.-Y. Park, Buch & Chatti, 2001)

mit: $T(d)$ = Asphaltkörpertemperatur in der Tiefe d [°C]

$T_0 =$ Oberflächentemperatur [°C]
 $d =$ Betrachtete Tiefe [cm]
 $t =$ Tageszeit [-]
 zum Beispiel 13:30 Uhr = $13,5 / 24 = 0,5625$

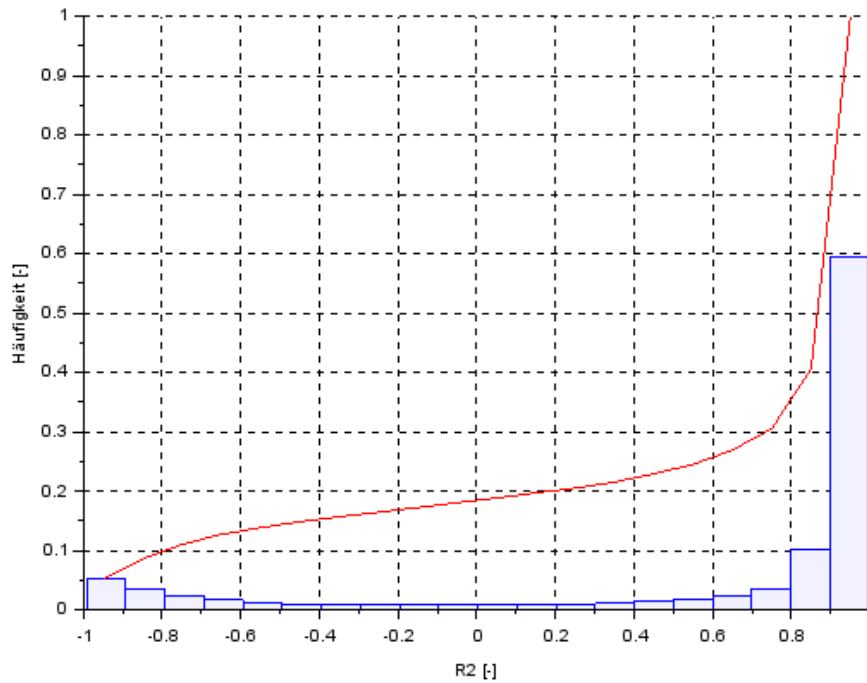


Abbildung 86: Summenlinie des Bestimmtheitsmaßes R^2 für das Modellierungsverfahren nach PARK ET AL. (2001)

Der Ansatz nach PARK ET AL. (2001) weist für den vorliegenden Vergleich mit der TMS in Heek vergleichsweise gute Übereinstimmungen mit den tatsächlich gemessenen Temperaturgradienten im Asphaltkörper auf. 59,4 % der Werte weisen eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten auf ($R^2 > 0,90$), weitere 10,1 % der Werte sind immerhin im guten Bereich ($R^2 > 0,80$). In diesem Ansatz liegen 18,0 % der Werte in einem negativen Bereich des Bestimmtheitsmaßes (s. Abbildung 86). Verglichen mit dem BELLS2- und BELLS3-Verfahren und der geringen Anzahl an Inputdaten, liefert dieser Ansatz eine bessere Prognosequalität der Asphaltkörpertemperatur.

4.4.6 ZUSAMMENFASSUNG

In Abbildung 87 und Abbildung 88 sind beispielhafte Temperaturverläufe über die Tiefe dargestellt. Dabei werden die berechneten Verläufe anhand der oben genannten Modelle mit den tatsächlich gemessenen Verläufen dargestellt. Auffällig ist, dass der Ansatz von PARK ET AL. (2001) in manchen Uhrzeitkonstellationen Probleme hat, dem tatsächlichen Temperaturverlauf zu folgen. Hier kann bemängelt werden, dass der funktionelle Sinusansatz keinen Zusammenhang der Tiefe erfasst und daher der Zeitversatz einer Temperaturänderung an der Oberfläche und ihre Wirkung in der betrachteten Tiefe d nicht berücksichtigt wird (Hermansson & Knutsson, 2011). Gleichzeitig ist daraus abzuleiten, dass der Ansatz nach PARK ET AL. (2001) Temperaturänderungen an der Oberfläche zu schnell in die Tiefe weitergibt, das heißt eine plötzliche Erhöhung der Oberflächentemperatur T_0 führt im Modell zu einer gleichzeitigen Erhöhung der Asphaltkörpertemperatur T_K , obwohl der Asphaltkörper in der

Realität erst einige Zeit benötigt, um durch die oberflächliche Veränderung eine Temperaturänderung in der Tiefe zu erlangen (Hermansson, 2002).

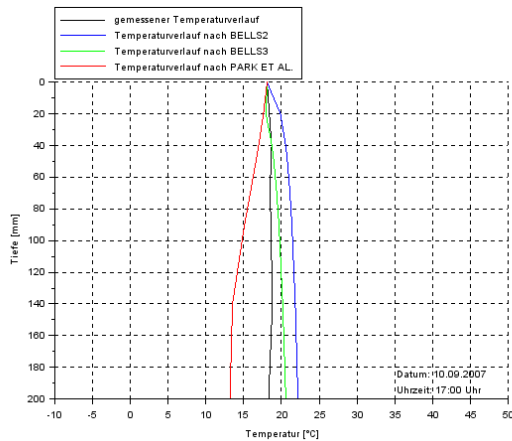


Abbildung 87: Beispielhafter Vergleich der einzelnen Modellierungsverfahren mit tatsächlichen Temperaturverläufen

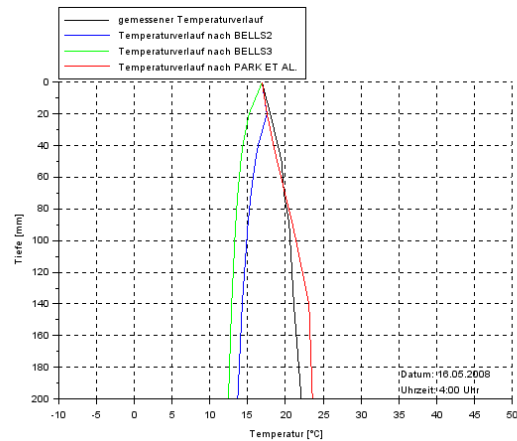


Abbildung 88: Beispielhafter Vergleich der einzelnen Modellierungsverfahren mit tatsächlichen Temperaturverläufen

Vergleicht man die Bestimmtheitsmaße R^2 der einzelnen Methoden (s. Abbildung 87 und Abbildung 88), so stellt man fest, dass der Ansatz von PARK ET AL. (2001) den beiden BELLS-Methoden durchaus überlegen ist. Während bei den beiden BELLS-Verfahren ca. 40 % der erfassten beziehungsweise berechneten Werte ein sehr gutes Bestimmtheitsmaß aufweisen, sind es im Park-Verfahren ca. 60 % (s. Abbildung 89). Einzig der Bereich der schlechten Übereinstimmung ist bei allen Verfahren ungefähr gleich besetzt.

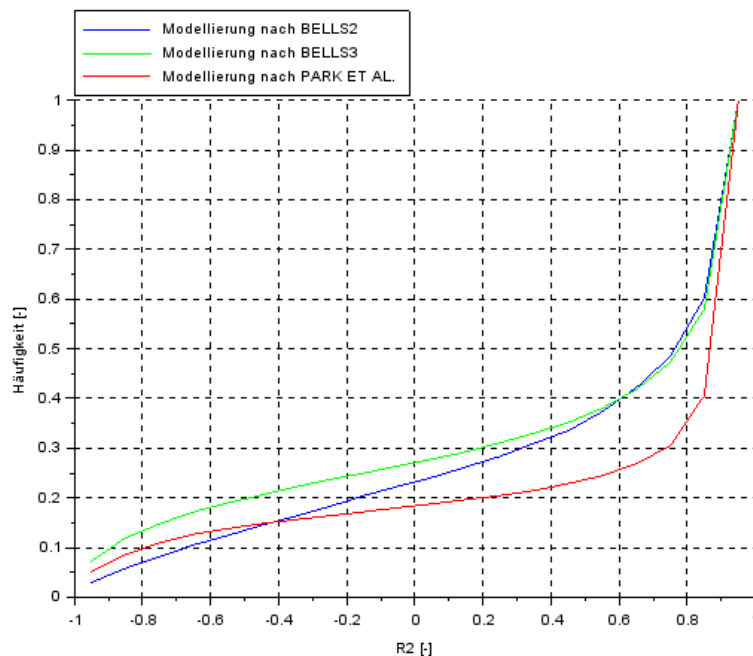


Abbildung 89: Vergleich der Summenlinien der Bestimmtheitsmaße R^2 für die einzelnen Modellierungsverfahren

In den beiden nachstehenden Abbildungen sind die Differenzen aus Modellrechnung und tatsächlich gemessenen Asphaltkörpertemperaturen dargestellt. Dabei wurden beispielhaft die Differenzen für die Tiefen $z = 20$ mm und $z = 200$ mm gebildet und in einem Histogramm

aufgetragen. Es fällt auf, dass bei einer Tiefe von $z = 20$ mm die Werte deutlich näher beieinanderliegen als bei $z = 200$ mm. Die Abweichungen von rechnerischer zu tatsächlicher Asphaltkörpertemperatur T_K nimmt also mit zunehmender Tiefe zu. Weiterhin fällt auf, dass bei einer Tiefe von $z = 20$ mm das BELLS2-Verfahren tendenziell zu hohe Temperaturen (Differenzen sind mehrheitlich positiv), das BELLS3-Verfahren eher zu niedrige Temperaturen (Differenzen sind mehrheitlich negativ) errechnet. Die Abweichungsrichtung des BELLS3-Ansatzes deckt sich auch mit Ergebnissen aus der Literatur (Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2014). Das Verfahren von PARK ET AL. (2001) liefert eine geringere Standardabweichung der Temperaturdifferenzen und der Mittelwert der Differenz liegt in etwa bei 0 °C.

Anders sieht es hingegen bei einer Tiefe von $z = 200$ mm aus: Hier ist die Streuung der Differenzen bei allen Verfahren deutlich höher. Hier zeigen die beiden BELLS-Verfahren eine bessere Näherung an die tatsächlichen Begebenheiten, da bei beiden BELLS-Verfahren der Peak im Differenzenhistogramm bei ca. 0 °C liegt, während das Differenzenhistogramm für den Ansatz von PARK ET AL. (2001) nahezu jede Differenzenklasse gleichstark besetzt ist (s. Abbildung 90 und Abbildung 91).

Da für die Berücksichtigung der Asphaltkörpertemperatur meist die vorliegende Temperatur in einer Tiefe von ca. 5 cm verwendet wird, wird für die Temperaturnormierung das Verfahren nach PARK ET AL. (2001) verwendet, da dieses Verfahren bei der vorliegenden Studie im oberflächennahen Bereich die tatsächlich gemessenen Temperaturen am besten beschreibt.

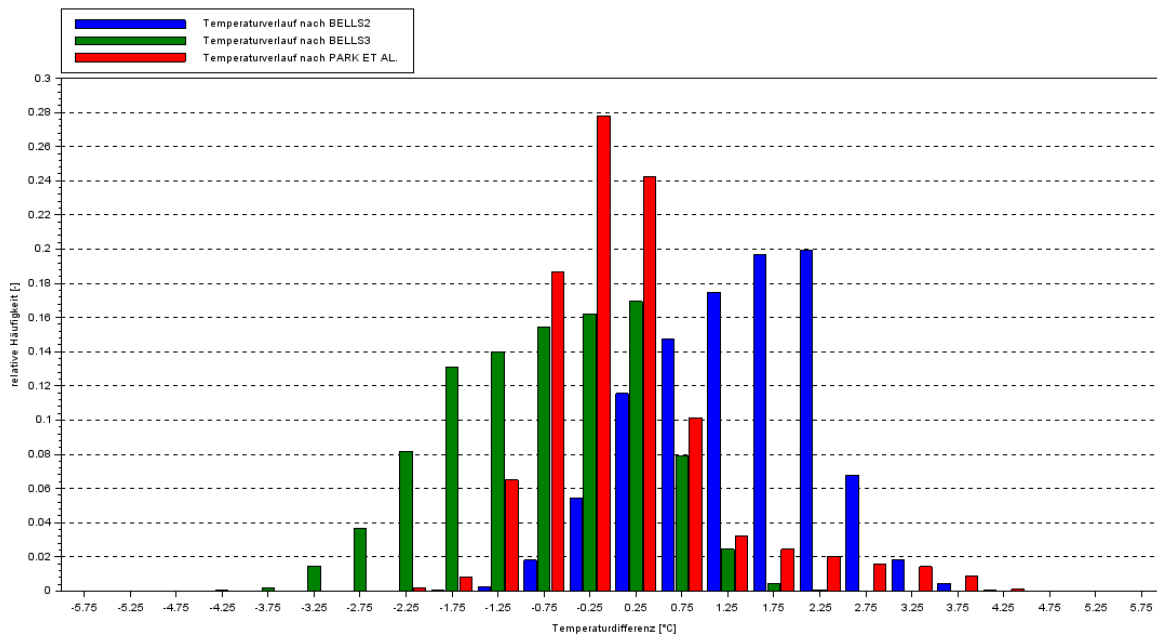


Abbildung 90: Differenzen der einzelnen Modellierungsverfahren gegenüber den tatsächlich gemessenen Asphaltkörpertemperaturen ($z = 20$ mm)

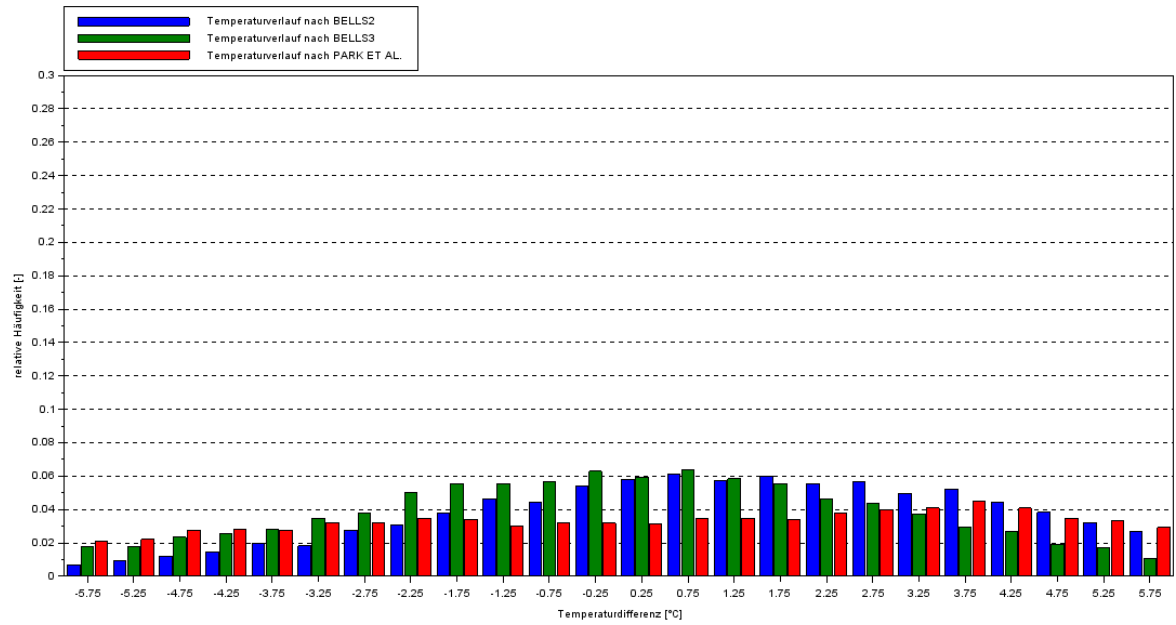


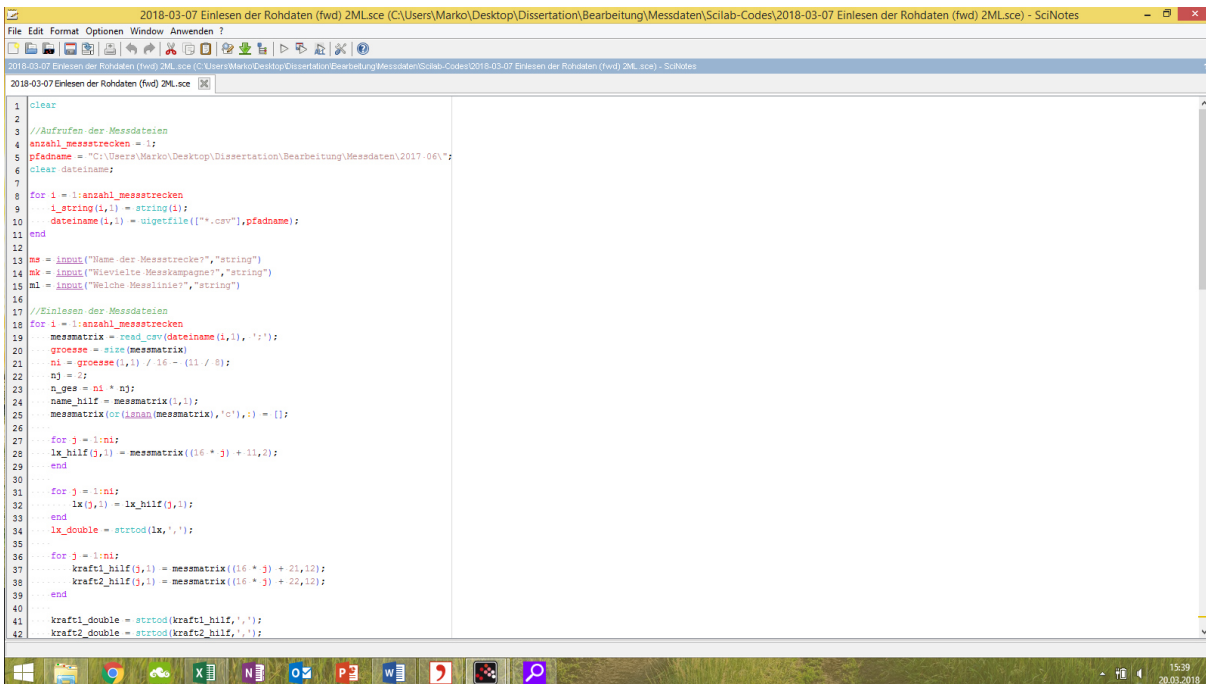
Abbildung 91: Differenzen der einzelnen Modellierungsverfahren gegenüber den tatsächlich gemessenen Asphaltkörpertemperaturen (z = 200 mm)

4.5 VERSUCHSAUSWERTUNG

4.5.1 EINLEITUNG

Um die relevanten Parameter aus den Messdaten herauszulesen, wurde, wie bereits in Abschnitt 3.4 erwähnt, ein Scilab-Skript geschrieben, welches die Auswertung der Messdaten vereinfacht und weitgehend automatisiert (s. Abbildung 92).

Als erster Schritt gilt es, die beiden FWD-Rohdateien aufzubereiten. Zum einen steht die his-Datei zur Verfügung, in der für einen Zeitraum von $t = 60$ ms die Verformungen der neun Geophone sowie der Kraftverlauf erfasst wurde ($f = 4$ kHz). Zum anderen stellt die Herstellersoftware noch eine fwd-Datei zur Verfügung, in der die Maxima der Verformungs- und Kraftverläufe notiert sind und die Auswertung vereinfacht (nur diese Extremwerte sind in den bisherigen, konventionellen Auswertemethoden von Relevanz). Für jede Messkampagne einer Messstrecke wird eine gesonderte txt-Datei erstellt, in der die relevanten Daten hineingeschrieben werden. Diese txt-Datei wird im Laufe der Auswertung durch Ergebniswerte angereichert (für jeden Messpunkt steht eine Spalte zur Verfügung).



```
1 clear
2
3 //Aufrufen der Messdateien
4 anzahl_messstrecken = 1;
5 pfadname = "C:\Users\Marko\Desktop\Dissertation\Bearbeitung\Messdaten\Scilab-Codes\2018-03-07 Einlesen der Rohdaten (fwd) 2ML.sce";
6 clear dateiname;
7
8 for i = 1:anzahl_messstrecken
9     i_string(i,1) = string(i);
10    dateiname(i,1) = uigetfile(["*.csv"], pfadname);
11 end
12
13 na = input("Name der Messstrecke?", "string");
14 nk = input("Wieviele Messkampagne?", "string");
15 nl = input("Welche Messlinie?", "string");
16
17 //Einlesen der Messdateien
18 for i = 1:anzahl_messstrecken
19     messmatrix = read_csv(dateiname(i,1), ',');
20     groesse = size(messmatrix);
21     ni = groesse(1,1) / 16 - ((1 / 8));
22     nj = 2;
23     n_ges = ni * nj;
24     name_hilf = messmatrix(1,1);
25     messmatrix(1:n_ges,1) = [];
26
27     for j = 1:ni;
28         lx_hilf(j,1) = messmatrix((16 * j) + 11,2);
29     end
30
31     for j = 1:ni;
32         lx(j,1) = lx_hilf(j,1);
33     end
34     lx_double = str2col(lx, ',');
35
36     for j = 1:ni;
37         kraft1_hilf(j,1) = messmatrix((16 * j) + 21,12);
38         kraft2_hilf(j,1) = messmatrix((16 * j) + 22,12);
39     end
40
41     kraft1_double = str2col(kraft1_hilf, ',');
42     kraft2_double = str2col(kraft2_hilf, ',');
```

Abbildung 92: Beispielhafte Darstellung eines Scilab-Skripts

4.5.2 KONVENTIONELLE AUSWERTUNG

Für den ersten Auswerteschritt werden die konventionellen Auswertemethoden durchgeführt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b). Dabei wird die fwd-Datei als Ausgangsdatei verwendet und ausgewertet. Im Rahmen des Post-Processings werden die Verformungsmulden nur lastkorrigiert. Eine Temperaturnormierung wird an dieser Stelle nicht durchgeführt. Eine Betrachtung von Temperaturnormierungsansätzen erfolgt in Abschnitt 6.5. Zudem wird bei der Auswertung nach GRÄTZ die Hilfsfunktion erst ab dem dritten Geophon (im Abstand von 300 mm zum Lastmittelpunkt) an die tatsächliche Mulde angehängt. Hieraus ergeben sich dann folgende Plots, die eine Bewertung der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung ermöglichen:

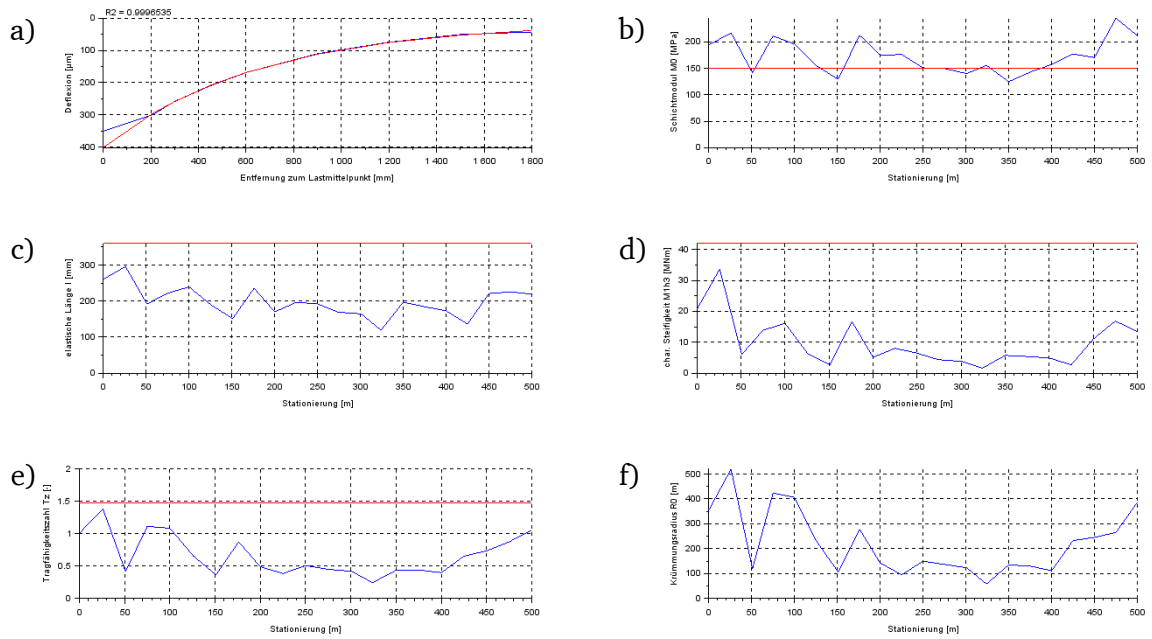


Abbildung 93: a) Vergleich von gemessener Verformungsmulde und regressiv bestimmter Hilfsfunktion; b) Verlauf des Schichtmoduls M_0 ; c) Verlauf der elastischen Länge l ; d) Verlauf der charakteristischen Steifigkeit $M_1 h^3$; e) Verlauf der Tragfähigkeitzahl T_z ; f) Verlauf des Krümmungsradius R_0

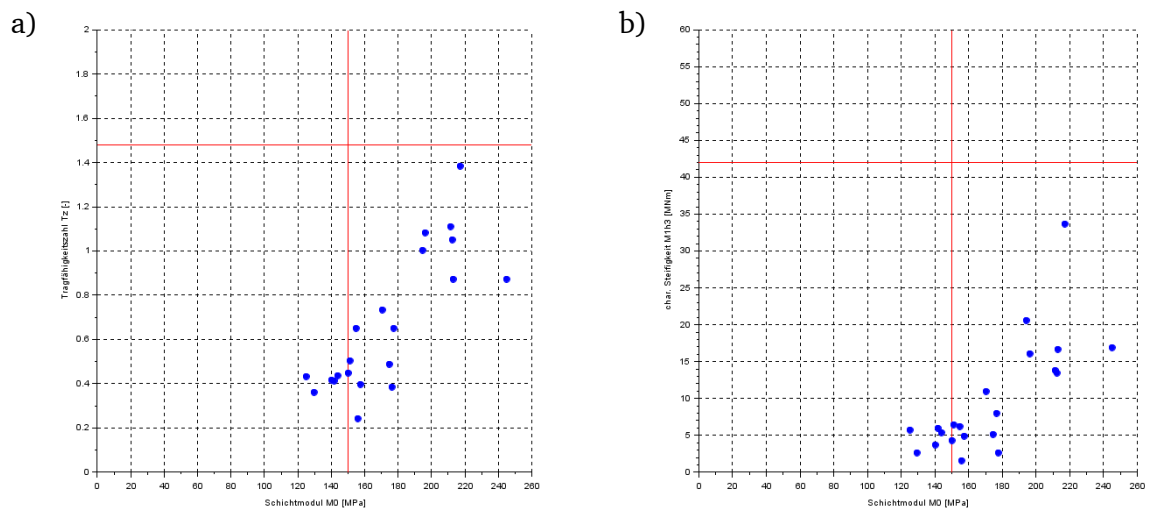


Abbildung 94: a) Klassifizierungsdiagramm mit der Tragfähigkeitzahl T_z als Kenngröße; b) Klassifizierungsdiagramm mit der charakteristischen Steifigkeit $M_1 h^3$ als Kenngröße

4.5.3 CURVE FITTING VON KRAFT- UND VERFORMUNGSVERLÄUFEN

Da die Kraft- und Verformungsverläufe der his-Dateien einigen Ungereimtheiten unterliegen (zum Beispiel nach oben gerichtete Kräfte beziehungsweise nach oben gerichtete Verformungen vor dem Kraftstoß), wird vor der eigentlichen dynamischen Auswertung auch die his-Datei einem Post-Processing unterzogen. Dabei sollen sämtliche Verläufe einem funktionellen Zusammenhang zugeordnet werden, der weitere Auswerteschritte vereinfacht. Als Kriterium zur Bewertung der Güte der Anpassung soll dabei nicht nur das Bestimmtheitsmaß R^2

herangezogen werden, sondern auch der qualitative Verlauf der regressiv bestimmten Funktion. Hierbei spielen folgende Aspekte eine wichtige Rolle:

- Kraftverlauf
 - Zwei lokale Hochpunkte, bedingt durch die Gummipuffer
 - Rechtsschiefe Funktion: aufsteigender Ast des Kraftverlaufs verläuft steiler als der absteigende Ast
 - Kurtosis (Wölbung) der Funktion nahe der Kurtosis einer Normalverteilung ($\omega = 3$)
- Verformungsverlauf
 - Ein lokaler Hochpunkt
 - Rechtsschiefe Funktion: aufsteigender Ast des Kraftverlaufs verläuft steiler als der absteigende Ast
 - Reaktion der Verkehrsflächenbefestigung auf die Beanspruchung: Befestigung schwingt
 - Kurtosis (Wölbung) der Funktion eher flachgipflig ($\omega \approx 2$)

4.5.3.1 CURVE FITTING DES KRAFTVERLAUFS

RIEDL (2006) untersuchte verschiedene Funktionsansätze zur Beschreibung des Kraftstoßes. Wichtig bei der Betrachtung des Kraftverlaufs ist die Tatsache, dass die Kraftmessdose keine Zugspannungen messen kann (Beckedahl et al., 1996). Daher ist der Verlauf nach der eigentlichen Impulszeit systembedingt nicht erfassbar. Da allerdings das FWD systembedingt keinerlei Zugkräfte in die Verkehrsflächenbefestigung einbringen kann, kann ausgeschlossen werden, dass diese vorliegen (Riedl, 2006).

RIEDL (2006) unterschied bei seiner Parameterstudie zwischen folgenden Funktionstypen zur Erfassung des Kraftstoßes:

- Dreiecksfunktion
- Haversine-Funktion
- Sinus-Halbwellen
- Gauß-Funktion (Glockenkurve)

Hauptproblem bei den drei erstgenannten Funktionstypen ist die abschnittsweise Definition der Funktionen, da die Funktionen außerhalb des relevanten Zeitfensters von $t = 30$ ms keine sinnvollen Werte mehr annehmen. Vor allem die Tatsache, dass auch negative Werte (Zugkräfte) so numerisch entstehen, sprach für die Anwendung einer Gauß-Funktion zur Annäherung an den Kraftstoß. Um den Effekt der Gummipuffer abzubilden (zwei lokale Hochpunkte), wurden zwei Gauß-Funktionen, mit unterschiedlicher Parametrisierung, miteinander superponiert. Die Regressionsfunktion hat dementsprechend folgende Gestalt:

$$Q(t) = a_1 \cdot e^{-\left(\frac{t-b_1}{c_1}\right)^2} + a_2 \cdot e^{-\left(\frac{t-b_2}{c_2}\right)^2}$$

Gleichung 24: Regressionsfunktion zur funktionellen Beschreibung des Kraftstoßes (Riedl, 2006)

mit:	$Q(t) =$	Kraft zum Zeitpunkt t [kN]
	$a_1 =$	Regressionsparameter [kN]
	$b_1 =$	Regressionsparameter [ms]
	$c_1 =$	Regressionsparameter [ms]

$t =$ Zeit [ms]
 $a_2 =$ Regressionsparameter [kN]
 $b_2 =$ Regressionsparameter [ms]
 $c_2 =$ Regressionsparameter [ms]

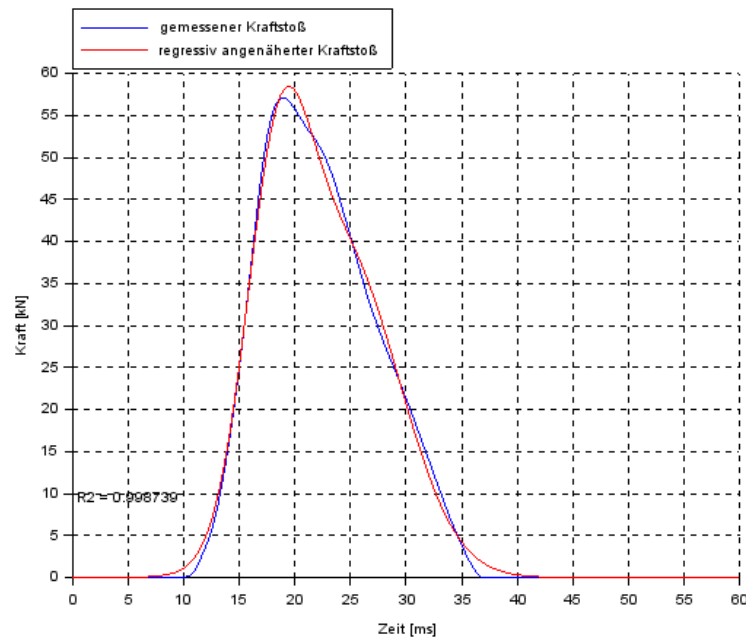


Abbildung 95: Vergleich zwischen gemessenem und regressiv angenähertem Kraftstoß (Regression mittels doppelter Gauß-Funktion)

Aus physikalischer Sicht kann eine solche Approximationsfunktion nicht begründet werden, da der Kraftstoß eher sinusförmig verlaufen sollte (Grätz, 2009), allerdings kann die doppelte Gauß-Funktion aus phänomenologischer Sicht begründet werden, aufgrund des gummipufferinduzierten „Buckels“ des Verlaufs und der Einhaltung grundsätzlicher Überlegungen hinsichtlich des Verlaufs (Schiefe, Kurtosis). Hinzu kommt das sehr gute Bestimmtheitsmaß R^2 , welches in nahezu allen Fällen oberhalb von $R^2 = 0,99$ liegt.

4.5.3.2 CURVE FITTING DES VERFORMUNGSVERLAUFS

Beim Fitting des Verformungsverlaufs ist darauf zu achten, dass mechanisch-physikalische Ansätze verfolgt werden sollten, um den Verformungsverlauf möglichst realitätsnah abzubilden. Der Versuchsablauf bei FWD-Tragfähigkeitsmessungen ist als Einzelstoß zu verstehen, welcher durch den Einzelstoß die Verkehrsflächenbefestigung in Schwingung (gedämpft) versetzt. Für das Rad-Schiene-System untersuchte HUBER (1988) die Erschütterungswirkung von Zugüberfahrten. Mithilfe der Annahme eines elastisch gelagerten Balkens, wurde eine mechanische Näherungsfunktion erarbeitet, die einer exponentiell abklingenden Schwingung gleicht (Huber, 1988). Für den FWD-Versuch wurde diese Gleichung folgendermaßen verallgemeinert:

$$w(t) = a \cdot e^{-(b \cdot t)} \cdot \sin[c \cdot (t - e) + d]$$

Gleichung 25: Regressionsfunktion zur funktionellen Beschreibung des Verformungsverlaufs

mit:

- w(t) = Verformung zum Zeitpunkt t [μm]
- a = Regressionsparameter [μm]
- b = Regressionsparameter [1/ms]
- c = Regressionsparameter [1/ms]
- d = Regressionsparameter [-]
- e = Regressionsparameter [ms]
- t = Zeit [ms]

An dieser Stelle sei erwähnt, dass die Regression mittels obiger Gleichung einer Zeitfensteranpassung bedarf, das heißt der Beginn der Regressionsfunktion kann nicht bei $t = 0$ ms liegen, da sonst der Verlauf nicht mit den gemessenen Werten übereinstimmen würde. Hierzu wurde die Methode des quadratischen Mittelwerts (QMW) herangezogen, um den Zeitpunkt zu ermitteln, an dem das Verformungsereignis beginnt. Dieser Ansatz wird in der Literatur vor allem bei der Identifikation von Triggern bei Beschleunigungsmessungen in Verkehrsflächenbefestigungen verfolgt (Arraigada & Partl, 2006; Čičković et al., 2017). Dabei werden die Messwerte quadriert und anschließend ein gleitender Mittelwert mit einer bestimmten Breite gebildet. Im vorliegenden Fall wurde $n = 5$ (Messwerte) beziehungsweise $t = 1$ ms als Mittelwertbreite gewählt. Als Schwelle zur Triggeridentifikation wurde $d_{\text{trig}} = 16 \mu\text{m}^2$ bestimmt – vor dem Hintergrund, dass dies bedeuten würde, dass im Mittel eine Verformung von $w = 4 \mu\text{m}$ vorliegt und sich das Ruhesignal des FWD in der Regel bei $w < 1 \mu\text{m}$ bewegt.

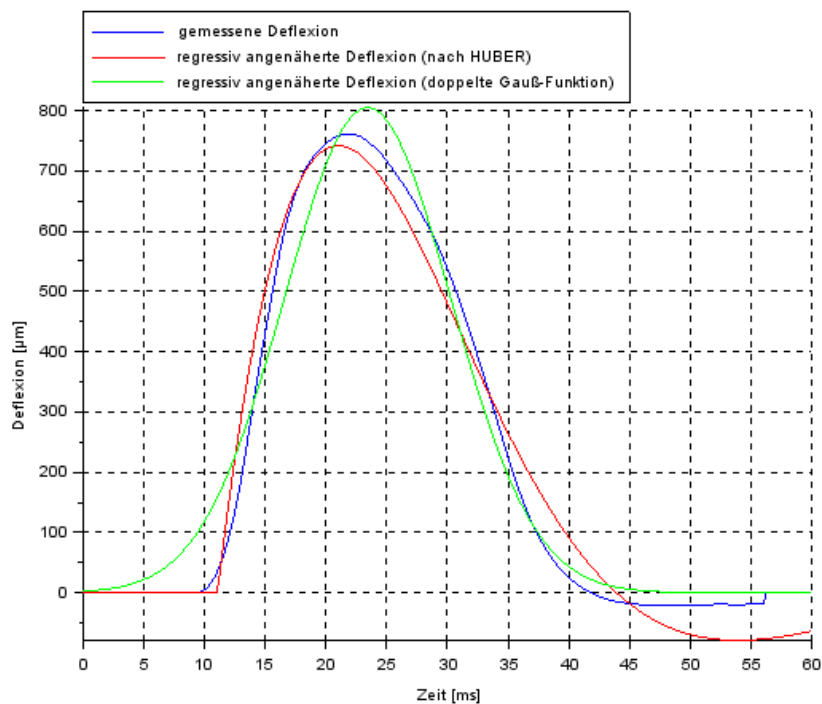


Abbildung 96: Vergleich zwischen gemessenem und regressiv angenähertem Verformungsverlauf (zwei Ansatzfunktionen)

Zudem wurde wieder, als zweite Variante der regressiven Annäherung, die doppelte Gauß-Funktion herangezogen. Der Vergleich der beiden Ansätze mit dem tatsächlich gemessenen Verformungsverlauf ist obenstehender Abbildung 96 zu entnehmen (für das Geophon im Lastmittelpunkt). Hieraus ergibt sich eine hohe Kurtosis der doppelten Gauß-Funktion, die damit den regressiven Verformungsverlauf zeitlich in die Breite zieht. Die abklingende Sinus-Funktion verläuft im aufsteigenden Bereich sehr kongruent zur gemessenen Verformungslinie, weicht dann im absteigenden Ast mehr ab, als die doppelte Gauß-Funktion – berücksichtigt aber das Schwingen der Verkehrsflächenbefestigung. In anderen Verformungsverläufen weicht die doppelte Gauß-Funktion auch im absteigenden Ast mehr von der gemessenen Verformungslinie ab, sodass die Annäherung mittels der abklingenden Sinus-Funktion als präferierte Regressionsfunktion ausgewählt wurde.

4.5.3.3 CURVE FITTING DER VERFORMUNGSMULDE

Die Darstellung der Verformungsmulde erfüllt zwar auf den ersten Blick keinen weiteren Zweck (hinsichtlich der dynamischen Auswertung), jedoch soll diese der Vollständigkeit halber auch dargestellt und beschrieben werden. Hier existiert ein funktionaler Ansatz, der keinerlei physikalischen Zusammenhang aufweist, jedoch phänomenologisch den gemessenen Verlauf sehr gut abbildet (s. Abbildung 97):

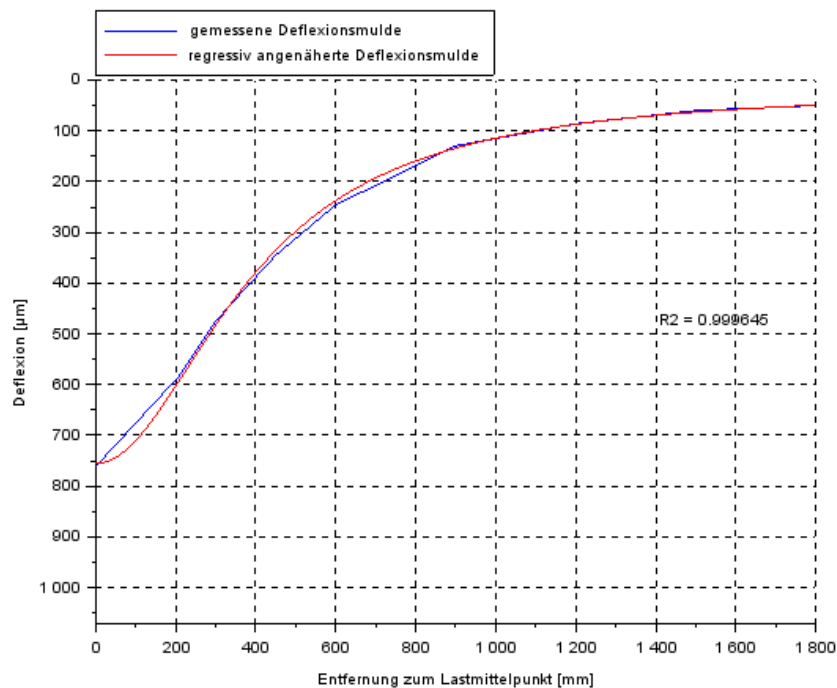


Abbildung 97: Vergleich zwischen gemessener und regressiv angenäherter Verformungsmulde

$$w(r) = \frac{a_0 + a_1 \cdot r^2}{1 + a_2 \cdot r^2} \cdot a_3 + a_4$$

Gleichung 26: Regressionsfunktion zur funktionellen Beschreibung der Verformungsmulde (Grätz, 1999)

- mit:
- w(r) = Verformung im Abstand r zum Lastmittelpunkt [μm]
 - r = Abstand zum Lastmittelpunkt [mm]
 - a₀ = Regressionsparameter [-]
 - a₁ = Regressionsparameter [$1/\text{mm}^2$]

$a_2 =$ Regressionsparameter [$1/\text{mm}^2$]

$a_3 =$ Regressionsparameter [μm]

$a_4 =$ Regressionsparameter [μm]

4.5.4 ÜBERLEGUNGEN ZU RELEVANTEN TEMPERATUREN

Für die Zuordnung der einzelnen Messungen ist es nötig, die Mess- und Auswertungsergebnisse vorhandenen Temperaturen zuzuordnen. Da das FWD der TU Darmstadt einen systematischen Fehler bei der Messung der Oberflächentemperatur T_o hat (genauso wie bei der Messung der Asphaltkörpertemperatur mittels Einstichthermometer), wurden die in Abschnitt 4.4 vorgestellten Verfahren in die Scilab-Routine implementiert, um so den Asphaltkörpertemperaturverlauf über die Tiefe numerisch zu ermitteln. Die Ergebnisse der Modellierung sind in Abbildung 98 und Abbildung 99 dargestellt:

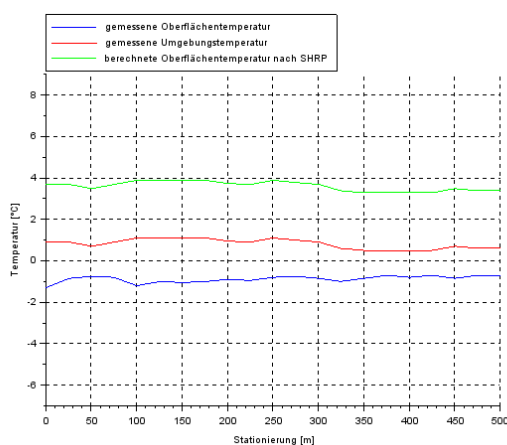


Abbildung 98: Umgebungs- und Oberflächentemperaturverlauf (gemessen und modelliert)

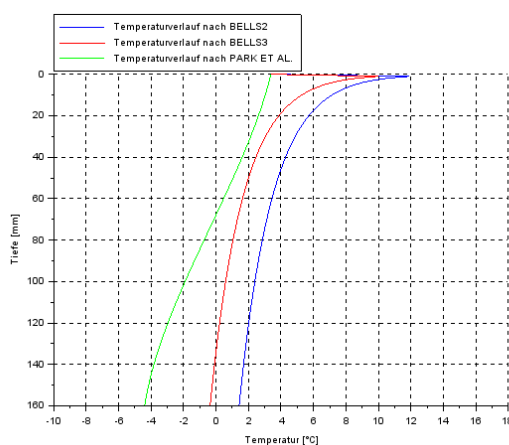


Abbildung 99: Asphaltkörpertemperaturverläufe

Aus der obigen, beispielhaften Darstellung wird deutlich, dass die berechneten Oberflächentemperaturen T_o deutlich höher liegen, als die gemessenen – dieser Umstand wird auch in Abschnitt 4.4.2 vertieft ausgeführt: der Oberflächentempersensor des FWD der TU Darmstadt misst systematisch zu niedrig, sodass eine solche Differenz plausibel ist.

Gleichzeitig werden auch die Grenzen der BELLS-Verfahren zur Bestimmung der Asphaltkörpertemperatur T_k deutlich. Bei sehr niedrigen Temperaturen erzeugt die Gleichung einen Sprung im Temperaturverlauf unmittelbar unterhalb der Oberfläche (beim BELLS2-Verfahren um $5,5\text{ }^\circ\text{C}$; beim BELLS3-Verfahren um $3,5\text{ }^\circ\text{C}$). Dies ist unrealistisch, da der Temperaturverlauf stetig sein muss. Das Verfahren nach PARK ET AL. (2001) bildet dies für niedrige Temperaturen deutlich besser ab. Aus diesem Grund und auch aufgrund der Ausführungen in Abschnitt 4.4.6 wird zur Modellierung der Asphaltkörpertemperatur das Verfahren nach PARK ET AL. (2001) verwendet.

4.5.5 DYNAMISCHE AUSWERTUNG

Im Zuge der dynamischen Auswertung der FWD-Tragfähigkeitsmessungen werden verschiedene Kennwerte aus der Time History des FWD berechnet, abgeleitet aus Abschnitt 2.5. Diese sind im Einzelnen:

- Elastische Energie W_{el}
- Dissipierte Energie W_{diss}
- Verlustfaktor Ψ
- Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_w
- Phasenverschiebungswinkel δ

Die elastische Energie W_{el} lässt sich anhand der Hystereseschleife als Flächeninhalt eines rechtwinkligen Dreiecks verstehen, welches als kennzeichnenden Punkt die maximale Dehnung beziehungsweise Verformung besitzt, das heißt in der Scilab-Routine wird mittels einer Abfrage der Punkt gesucht, der die größte Verformung aufweist und mithilfe dieses Punkts der Flächeninhalt des Dreiecks bestimmt.

Die Bestimmung der dissipierten Energie W_{diss} ist komplizierter, da hier ein Flächeninhalt eines unregelmäßigen Polygons berechnet werden muss. Hierzu wird die Gauß'sche Flächenformel verwendet. Wichtig bei der Bestimmung der beiden Energien ist die Einhaltung der Einheiten (kN und μm müssen umgerechnet werden, um auf Nm beziehungsweise J zu kommen).

$$A = \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^n [(y_i + y_{i+1}) \cdot (x_i - x_{i+1})] \quad \text{Gleichung 27: Gauß'sche Flächenformel (Gruber & Joeckel, 2016)}$$

mit:	$A =$	Fläche (= dissipierte Energie W_{diss}) [J]
	$i =$	Zählvariable [-]
	$n =$	Obergrenze der Zählvariable (= 241) [-]
	$x =$	Verformung [m]
	$y =$	Kraftstoß [N]

Die Ermittlung der beiden Energien W_{el} und W_{diss} ermöglicht auch die Berechnung des Verlustfaktors Ψ . Ein beispielhafter Verlauf ist in Abbildung 101 dargestellt.

Ein weiterer Parameter zur Beschreibung dynamischer Effekte ist der Zeitversatz zwischen dem Eintreten des Verformungsmaximums am ersten und letzten Geophon. Dies kann, wie in Abschnitt 2.5 bereits beschrieben, als eine Art Welle beschrieben werden, die sich, in Abhängigkeit vom Material, in unterschiedlicher Geschwindigkeit ausbreitet. Für den vorliegenden Fall wurden in der Scilab-Routine die Zeitpunkte des Auftretens der Maxima am ersten und letzten Geophon bestimmt, der Zeitunterschied berechnet und mit dem räumlichen Abstand der beiden Geophonpositionen verrechnet. Ein beispielhafter Verlauf für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ist Abbildung 102 zu entnehmen.

$$v_w = \frac{x_{D_{1.800}} - x_{D_0}}{t_{D_{max,1.800}} - t_{D_{max,0}}} \quad \text{Gleichung 28: Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit } v_w$$

mit:	$v_w =$	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit [m/s]
	$x_{D_{1.800}} =$	x-Koordinate des letzten Geophons (= 1,8 m) [m]
	$x_{D_0} =$	x-Koordinate des ersten Geophons (= 0 m) [m]
	$t_{D_{max,1.800}} =$	Zeitpunkt des Verformungsmaximums am letzten Geophon [s]

$t_{Dmax,0} =$ Zeitpunkt des Verformungsmaximums am ersten Geophon [s]

Der letzte Kennwert bei der dynamischen Auswertung ist der Phasenverschiebungswinkel δ zwischen dem Belastungs- und Verformungsverlauf. Auch hier wurde auf die Methode des QMW zurückgegriffen, um den Anfangs- und Endzeitpunkt des Belastungs- beziehungsweise Verformungsereignisses zu erfassen. Dabei wurden die Verläufe als halbe Sinuswellen angenommen und der zeitliche Versatz kann dann in einen Phasenverschiebungswinkel der nachlaufenden Verformungswelle übersetzt werden. Ein solcher Zeitversatz ist Abbildung 104 zu entnehmen, während ein beispielhafter Verlauf des Phasenverschiebungswinkels in Abbildung 103 dargestellt ist.

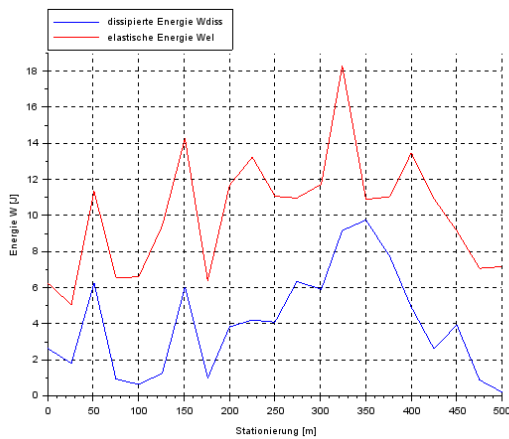


Abbildung 100: Verlauf der elastischen Energie W_{el} und dissipierten Energie W_{diss}

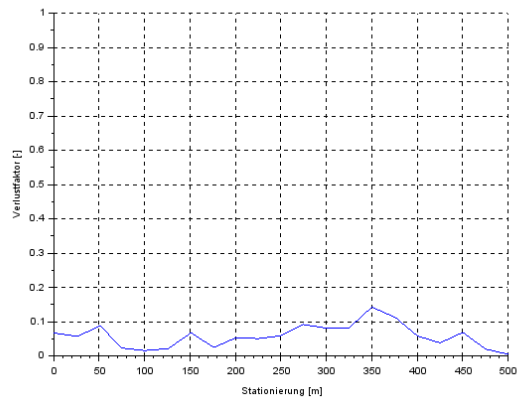


Abbildung 101: Verlauf des Verlustfaktors Ψ

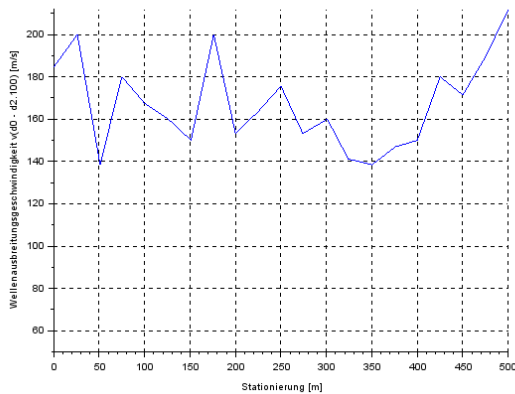


Abbildung 102: Verlauf der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit w_w

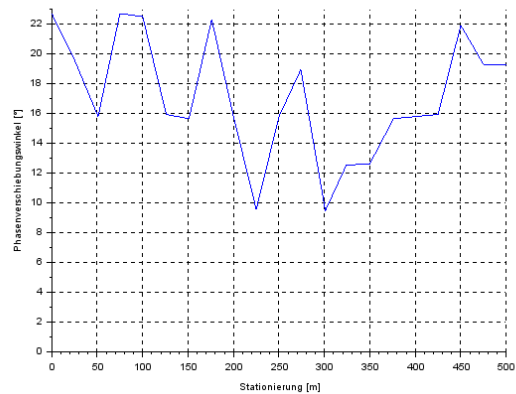


Abbildung 103: Verlauf des Phasenverschiebungswinkels δ

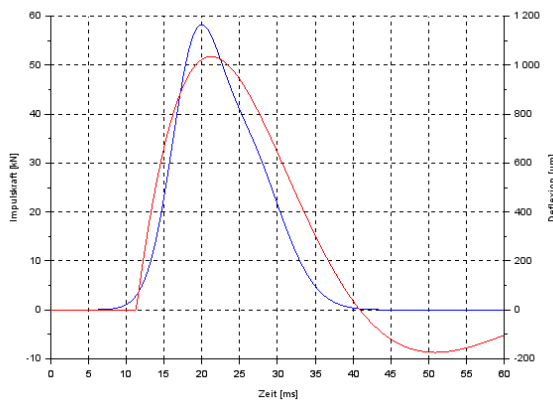


Abbildung 104: Darstellung des Zeitversatzes zwischen Kraftverlauf (blau) und Verformungsverlauf (rot)

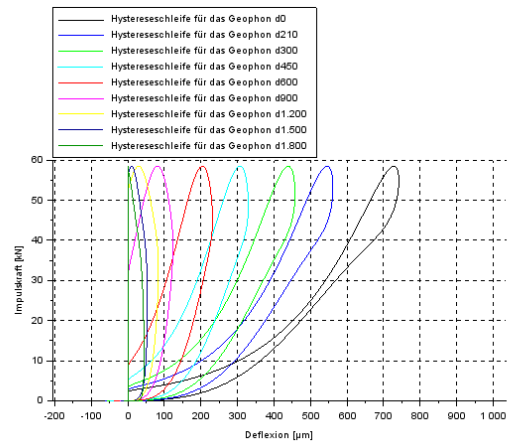


Abbildung 105: Darstellung der Hystereseschleifen für einen Messpunkt

Für jeden Messpunkt einer Messstrecke und Messkampagne wird (zur Dokumentation und späteren Nachverfolgbarkeit bei unstimmigen Ergebnissen) abschließend ein Übersichtsplot über die relevanten Kennwerte erstellt. Dieser beinhaltet die Curve-Fitting-Ansätze, sowie die Darstellung der Verformungsverläufe und der Hystereseschleifen.

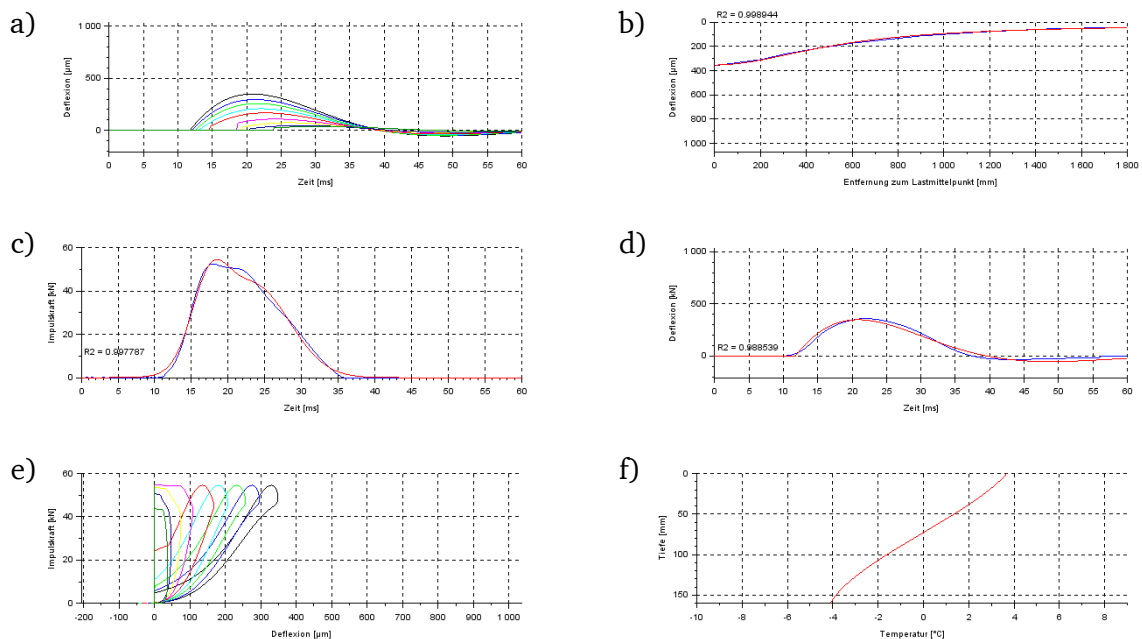


Abbildung 106: Übersichtsplot für die dynamische Auswertung eines Messpunkts; a) Darstellung der Verformungsverläufe der neun Geophone; b) Vergleich von gemessener und approximierter Verformungsmulde; c) Vergleich von gemessenem und approximiertem Kraftverlauf; d) Verlauf von gemessenem und approximiertem Verformungsverlauf für d0; e) Darstellung der neun Hystereseschleifen eines Messpunkts; f) Darstellung des Asphaltkörpertemperaturprofils

In ersten Voruntersuchungen konnte zudem ein funktionaler Zusammenhang zwischen rückgerechneten mechanischen Parametern und der dissipierten Energie W_{diss} festgestellt werden (Čičković, 2018). Auf der Messstrecke (B 22 bei Roding) wurden „Ausreißer“ in der Tragfähigkeit der lastverteilenden Schicht überproportional im Energie-Band sichtbar. Daraus

wurde phänomenologisch ein hyperbolischer Zusammenhang angenommen, der im Rahmen der weiteren Auswertung geprüft werden soll. Dabei gilt:

$$W_{diss}(M_1 h^3) = \frac{a_0}{M_1 h^3} + a_1$$

Gleichung 29: Regressionsfunktion zur funktionellen Beschreibung des Zusammenhangs zwischen dissipierter Energie W_{diss} und charakteristischer Steifigkeit $M_1 h^3$ (Čičković, 2018)

- mit:
- W_{diss} = Dissipierte Energie [J]
 - $M_1 h^3$ = Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht [MNm]
 - a_0 = Regressionsparameter [J/MNm]
 - a_1 = Regressionsparameter [J]

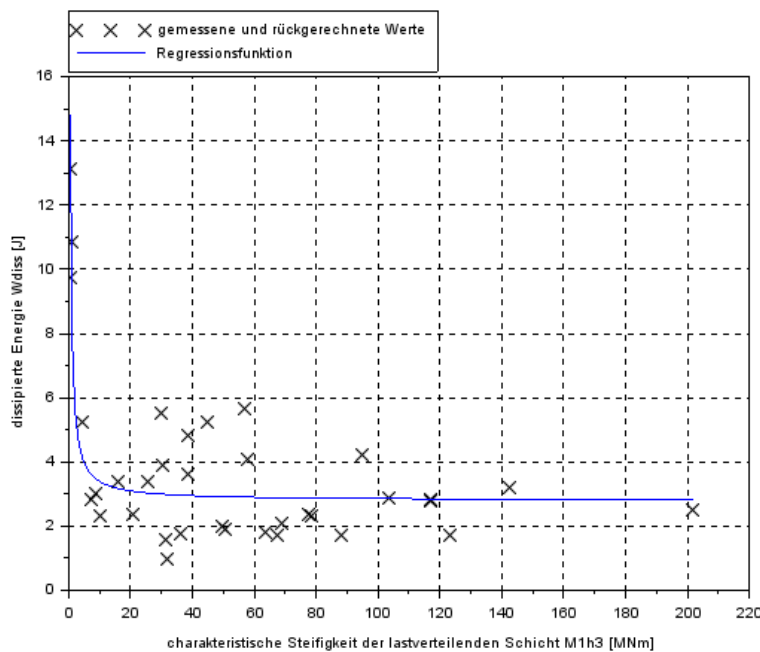


Abbildung 107: Darstellung einer regressiven Annäherung von dissipierter Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ für eine Messstrecke und Messkampagne

Gleichzeitig soll auch der Zusammenhang zwischen dynamischen Tragfähigkeitskennwerten und Kennwerten bezüglich der Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten geprüft werden. Dies kann prinzipiell mit dem gleichen funktionalen Zusammenhang wie in Gleichung 29 erfolgen.

4.5.6 VERSCHNEIDUNG DER MESS- UND UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

Die nachstehend dargestellten Mess- und Untersuchungsergebnisse sollen gegenübergestellt werden. Dabei werden die Ergebnisse der konventionellen Auswertung mit dynamischen Ansätzen verglichen. Ein solcher Vergleich erfolgt mithilfe statistischer Methoden, das heißt es wird untersucht, inwiefern einzelne Tragfähigkeitskennwerte mit dynamischen Kennwerten korrelieren und ob eine Veränderung der Tragfähigkeitsgrößen über die Messkampagnen hinweg durch strukturelle Veränderungen in der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung begründbar sind.

Die Untersuchung einer Korrelation zwischen zwei Messwerten erfolgt zum einen über die Korrelation nach Pearson, zum anderen aber auch über die Korrelation nach Spearman. Der Unterschied liegt darin, dass die Korrelation nach Pearson die Güte des linearen Zusammenhangs zwischen zwei untersuchten Variablen untersucht, während die Korrelation nach Spearman auch nichtlineare Zusammenhänge quantifizieren kann.

Schließlich wird der Zusammenhang zwischen dissipierter Energie W_{diss} und des Schichtmoduls der ungebundenen Schichten M_0 beziehungsweise der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ über die in Gleichung 29 vorgestellte Funktion dargestellt und analysiert. Hier soll die Fragestellung erörtert werden, wie sich Veränderungen der Tragfähigkeit auf den Tragfähigkeitskennwert W_{diss} auswirken. Die dissipierte Energie W_{diss} ist somit im Rahmen der statistischen Analyse die abhängige Variable, während die konventionellen Tragfähigkeitskennwerte beziehungsweise Rahmenbedingungen (Asphaltkörpertemperatur T_K) die Prädiktoren darstellen.

Bezüglich der in Abschnitt 4.5.3 aufgeführten Ansätze des Curve Fittings sei gesagt, dass diese im Verlauf der Berechnung der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte nicht weiterverfolgt werden. Dies liegt daran, dass die sich hieraus ergebenden Unschärfen in der zeitlichen Ausprägung der Last- und Verformungsereignisse großen Einfluss auf die schließlich zu berechnenden, dynamischen Kennwerte haben. Da die zeitlichen Abweichungen zwischen tatsächlich gemessenen und regressiv angenäherten Kraft- oder Verformungsereignissen nicht systematischer Natur sind, sondern von der Gestalt der Verläufe abhängig sind, führt dies bei der Berechnung der dynamischen Kennwerte zu Artefakten und macht einen Vergleich der quantitativen Ausprägung der Kennwerte unmöglich. Daher gibt es beim Post-Processing der Time-History-Daten einzig den Schritt, dass sämtliche negativen Werte des Kraftverlaufs eliminiert werden, das heißt: Wenn $Q_{i,\text{gemessen}} < 0 \text{ kN} \rightarrow Q_{i,\text{prozessiert}} = 0 \text{ kN}$. Dabei wird der Auslösezeitpunkt des Kraftverlaufs mithilfe der in Abschnitt 4.5.3.1 erläuterten Methode des quadratischen Mittelwerts (QMW) ermittelt. Gleiches wird für das Ende des Kraftverlaufs durchgeführt. Die so ermittelten Anfangs- und Endzeitpunkte des Kraftverlaufs werden auch zur Betrachtung der Verformungsverläufe verwendet.

4.6 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

4.6.1 EINLEITUNG

Im nachfolgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen auf den (insgesamt) elf Messstrecken vorgestellt. Hierzu wird zuerst auf die vorliegende Datenlage bezüglich der Wetterdaten eingegangen. Dabei werden den zehn Messstrecken in Deutschland die jeweils nächstliegende Wetterstation des Deutschen Wetterdiensts (DWD) zugewiesen und die hieraus verfügbaren Daten beschrieben. Für die lettische Messstrecke liegen keinerlei Wetterdaten vor.

Anschließend werden die Ergebnisse der Auswertungen der Messkampagnen der Messstrecken vorgestellt. Die Darstellung der Ergebnisse enthält je Messstrecke folgende Ergebnisse:

- Lage der Messpunkte jeder Messstrecke
- Verläufe der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte als Streckenband
 - Alle Messkampagnen in einer Abbildung
- Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte als Streckenband
 - Alle Messkampagnen in einer Abbildung
- Summenlinien einzelner Tragfähigkeitsgrößen aller Messkampagnen
 - Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0
 - Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3
 - Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600}
 - Dissipierte Energie W_{diss}
- Regressionsanalyse zwischen dem Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 beziehungsweise der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 und der dissipierten Energie W_{diss}
 - Angenommener funktionaler Zusammenhang nach Gleichung 29

Die Ergebnisse werden anschließend für jede der elf Messstrecken nochmals zusammengefasst. Eine abschließende Zusammenfassung der experimentell erhaltenen Erkenntnisse folgt dann in Abschnitt 4.7.

4.6.2 WETTERDATEN DES DEUTSCHEN WETTERDIENSTS (DWD)

Um genauere Aussagen über die Temperaturverhältnisse während der Messungen treffen zu können, wurde auf Daten des Deutschen Wetterdiensts (DWD) zurückgegriffen. In der Online-Plattform des DWD werden Stundenwerte für folgende Parameter an ausgewählten Wetterstationen erfasst.

- Lufttemperatur
- relative Luftfeuchte
- Erdbodentemperatur
- Temperatur im Boden
- Niederschlagshöhe
- Stundenmittel der Windrichtung
- Stundenmittel der Windgeschwindigkeit

Als maßgebender Parameter für die dynamische Betrachtung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen wurde die Temperatur gewählt. Daher wurden für die vorliegende Arbeit die stündlichen Temperaturwerte für die einzelnen Messstrecken aus den Daten der

jeweils nächstliegenden DWD-Wetterstation entnommen. Die nachstehende Tabelle 24 zeigt die örtliche Auflösung der Wetterstationen. Es wurden die Temperaturdaten im Zeitraum vom 01. Januar 2017 bis zum 31. Dezember 2017 für die weitere Auswertung extrahiert. Zudem zeigt Abbildung 108 (beispielhaft für die DWD-Wetterstation in Darmstadt) den stündlichen und täglichen Verlauf der Lufttemperatur für den oben genannten Zeitraum. Interessant hierbei ist, dass es Zeiträume gab, in denen Temperaturen von -10 °C unterschritten beziehungsweise 30 °C überschritten wurden. Beide Temperaturextrembereiche traten also im Kalenderjahr 2017 auf.

MESSSTRECKE	ORT	ORT DER DWD-WETTERSTATION	ENTFERNUNG [KM]
MS 1	Darmstadt	Darmstadt (Deutscher Wetterdienst [DWD], 2018d)	0,5
MS 2	Frankfurt am Main	Frankfurt am Main (Westend) (DWD, 2018a)	5,0
MS 3	Pfungstadt	Darmstadt (DWD, 2018d)	11,9
MS 4	Ringheim	Schaafheim-Schlierbach (DWD, 2018e)	5,2
MS 5	Johannesberg	Schaafheim-Schlierbach (DWD, 2018e)	16,8
MS 6	Reichenbach	Schaafheim-Schlierbach (DWD, 2018e)	18,4
MS 7	Haibach	Schaafheim-Schlierbach (DWD, 2018e)	17,5
MS 8	Laufach	Neuhütten/Spessart (DWD, 2018c)	7,0
MS 9	Großostheim	Schaafheim-Schlierbach (DWD, 2018e)	12,3
MS 10	Boxbrunn	Michelstadt-Vielbrunn (DWD, 2018b)	5,9

Tabelle 24: Zuordnung und Lokalisierung der DWD-Wetterstationen

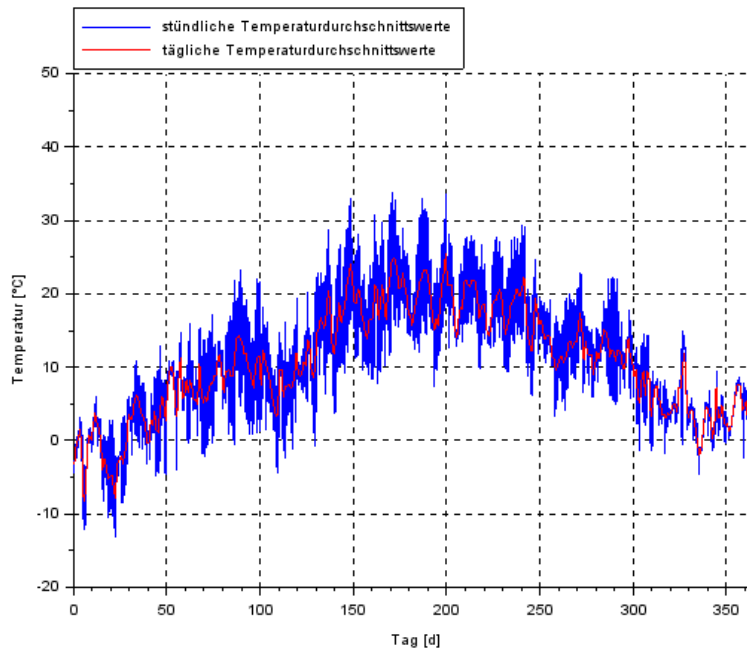


Abbildung 108: Darstellung des täglichen und stündlichen Temperaturverlaufs (DWD-Wetterstation in Darmstadt)

Diese Werte wurden als Ansatz verwendet, um die Asphaltkörpertemperatur zu berechnen, die wiederum Eingangswert für mögliche Temperaturnormierungsverfahren ist. Für die dynamische Auswertung von Tragfähigkeitsmessungen wurde vorerst keine Normierung durchgeführt, da der Einfluss der Temperatur Gegenstand der Analyse ist.

4.6.3 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 1: BÖLLENFALLTORWEG (DARMSTADT)

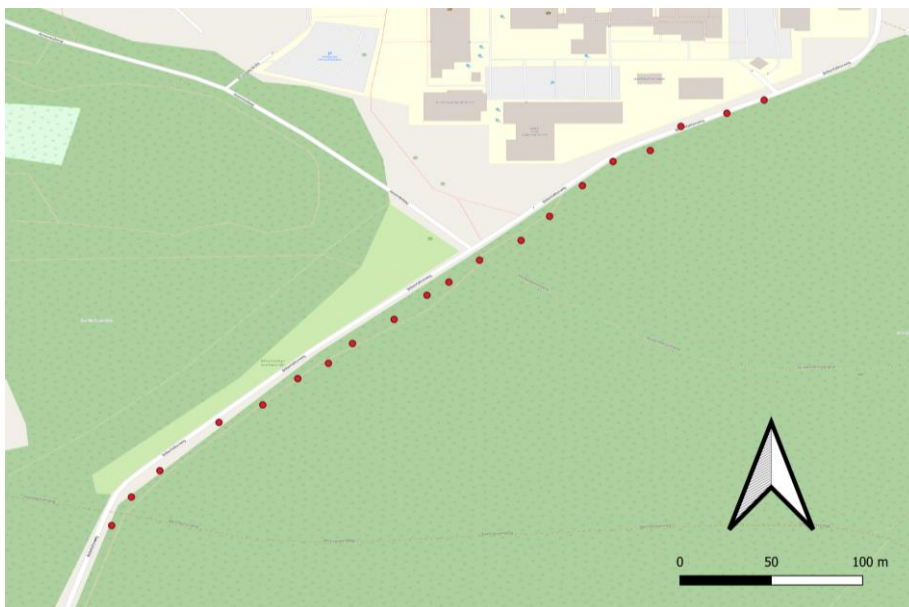


Abbildung 109: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 1

4.6.3.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 1 dargestellt.

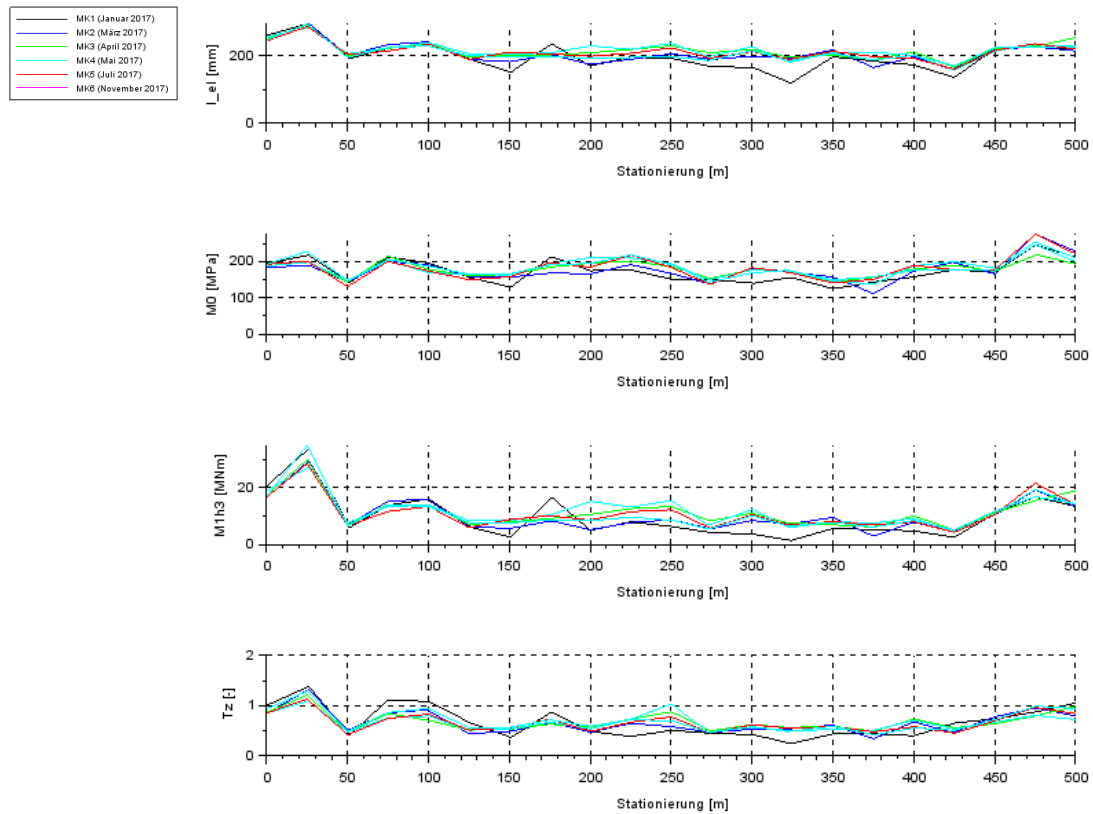


Abbildung 110: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 1

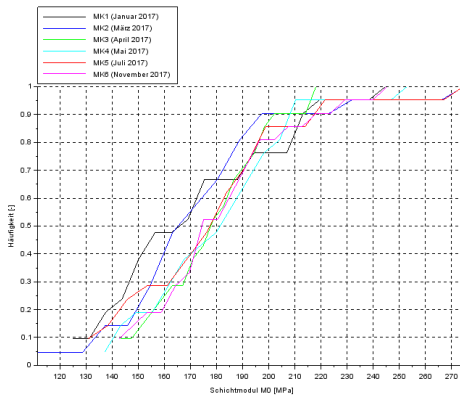


Abbildung 111: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 1

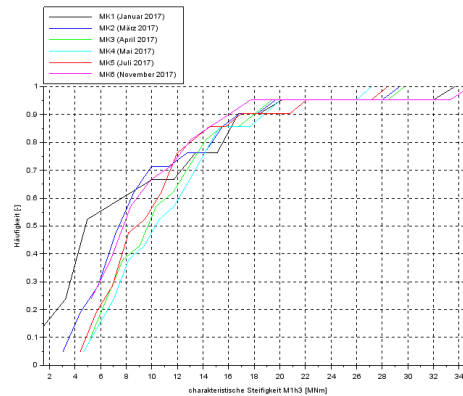


Abbildung 112: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 1

Die Betrachtung der Kennwertverläufe über sämtliche Messkampagnen hinweg zeigt keine großen Auffälligkeiten. Die Verläufe sind nahezu kongruent zueinander und weisen keine prägnanten Auffälligkeiten auf. Es zeigt sich, dass die Tragfähigkeit am Anfang und am Ende der Messstrecke höher ist als im mittleren Bereich. Während die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten gut ist, entspricht die Tragfähigkeit der gebundenen Schichten einem sehr niedrigen Niveau.

Die Analyse der Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 weist auch eine nahezu kongruentes Bild auf. Gleiches gilt für die Summenlinie der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$. Hier sind keinerlei Auffälligkeiten feststellbar.

4.6.3.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 1 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Kennwerten zu entnehmen.

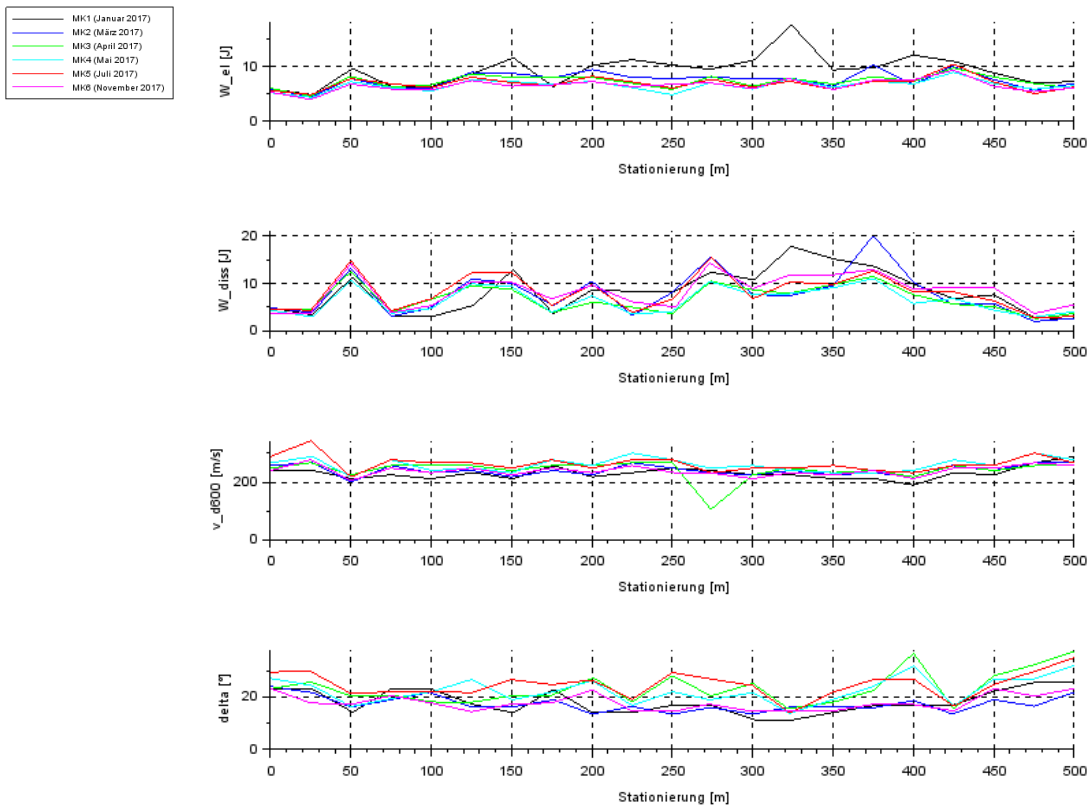


Abbildung 113: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 1

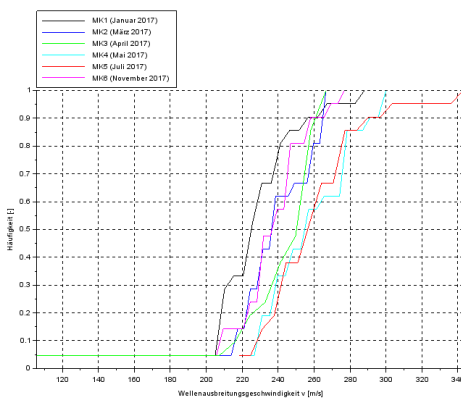


Abbildung 114: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 1

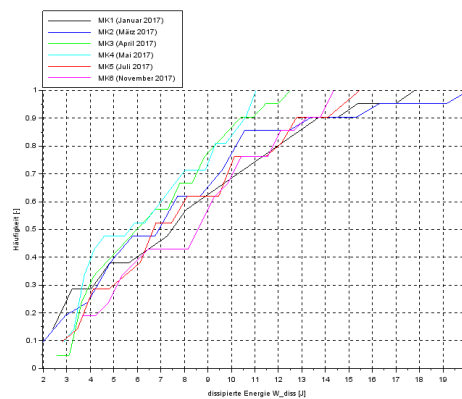


Abbildung 115: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 1

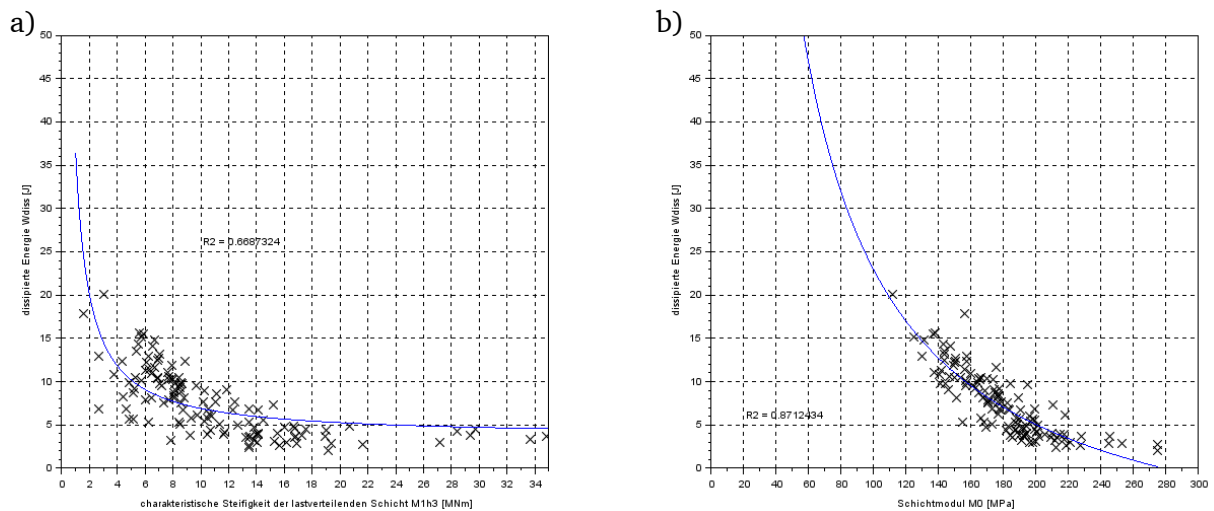


Abbildung 116: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 1; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 1

Auch bei der dynamischen Auswertung zeigt sich bei Betrachtung des Verlaufs der einzelnen Kennwerte ein homogenes Bild. Beim Verlauf der dissipierten Energie W_{diss} sind für die Messkampagnen MK 1 (Januar) und MK 2 (März) vereinzelte Abweichungen von den übrigen Messkampagnen identifizierbar.

Bei der Analyse der Summenlinien der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} und der dissipierten Energie W_{diss} ist ebenso ein homogenes Bild feststellbar. Hierbei weisen die Messkampagnen MK 3 (April) und MK 4 (Mai) eine höhere Anzahl an schwachen Werten auf.

Die nichtlineare Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 zeigt eine gute Anpassung ($R^2 = 0,871$). Die nichtlineare Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 ist vorhanden, jedoch deutlich schwächer ausgeprägt ($R^2 = 0,669$).

4.6.4 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 2: AM SANDBERG (FRANKFURT AM MAIN)

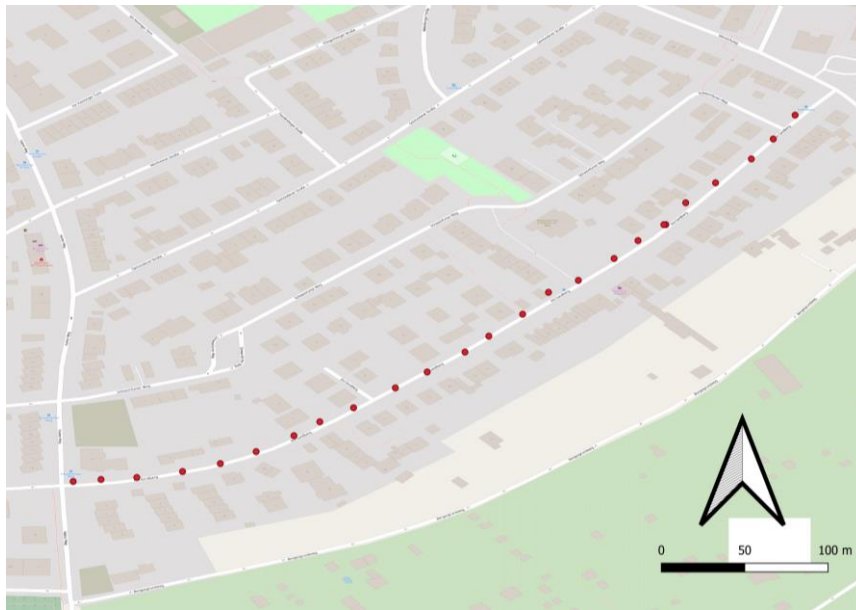


Abbildung 117: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 2

4.6.4.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 2 dargestellt.

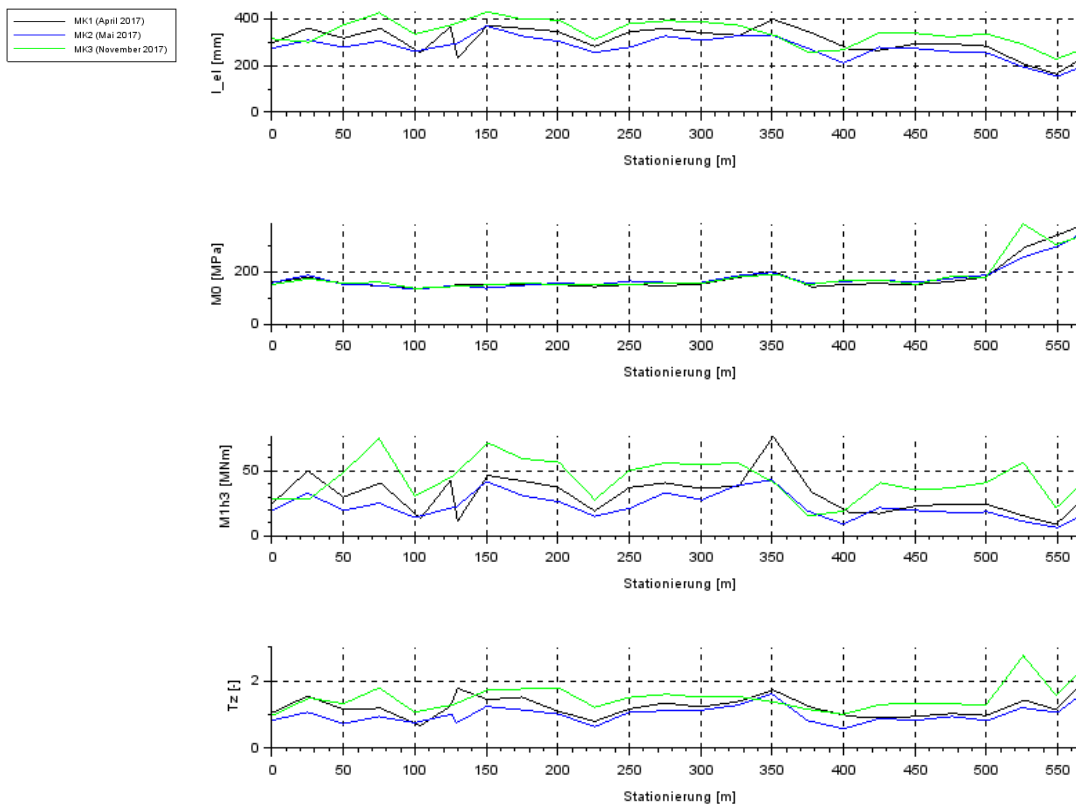


Abbildung 118: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 2

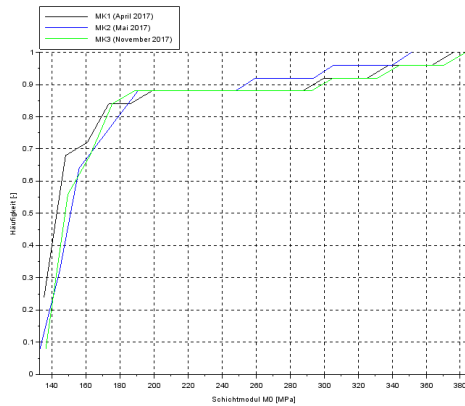


Abbildung 119: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 2

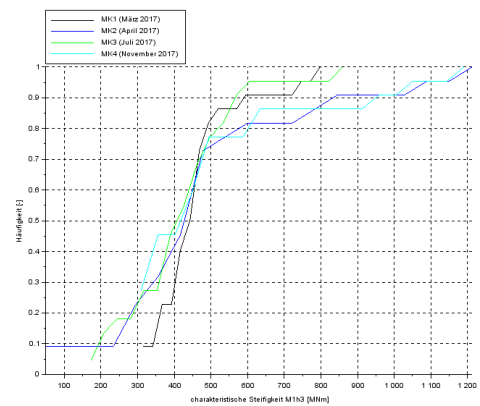


Abbildung 120: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 2

Der Schichtmodul M_0 weist ein durchgehend gutes Niveau auf. Zudem ist eine hohe Homogenität im Verlauf gegeben. Einzig im Kreuzungsbereich zum Hainer Weg (Ende der Messstrecke) nimmt das Niveau zu (über alle drei MK hinweg). Die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 streut sehr stark. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten (Busverkehr, enge Fahrbahn, Gegenverkehr), konnten einzelne Spitzen im Verlauf nicht immer reproduziert werden. Trotzdem sind die Verläufe kongruent und decken im Tragfähigkeitsniveau mehrere Belastungsklassen ab.

Die Betrachtung der Summenlinien weist zum Teil große Auffälligkeiten auf. Beim Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 weicht die Messkampagne MK 3 (November) stark von den übrigen beiden Messkampagnen ab (höheres Niveau). Die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 nimmt von Messkampagne zu Messkampagne zu.

4.6.4.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 2 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Kennwerten zu entnehmen.

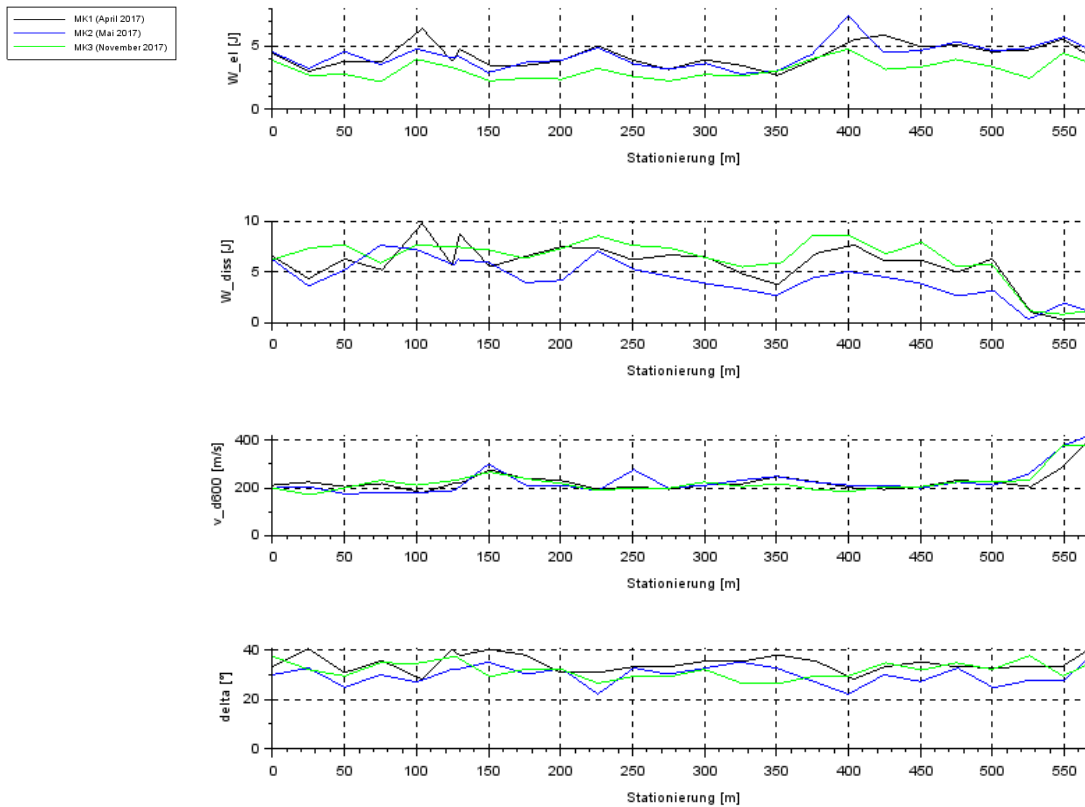


Abbildung 121: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 2

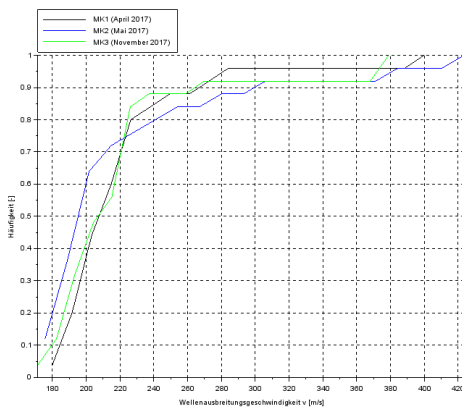


Abbildung 122: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 2

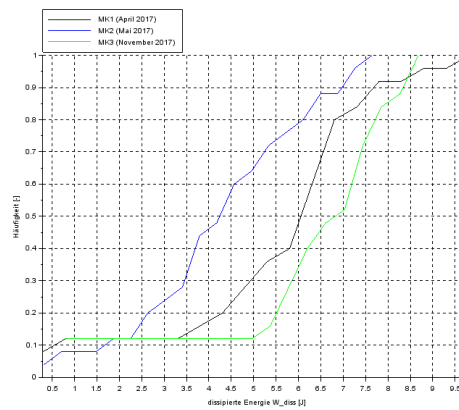


Abbildung 123: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 2

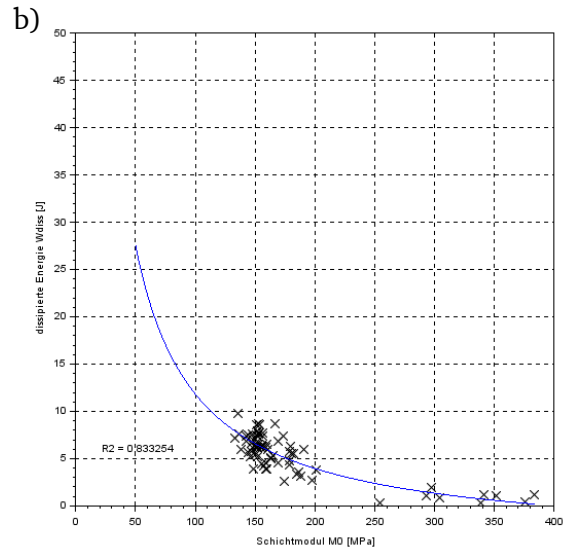
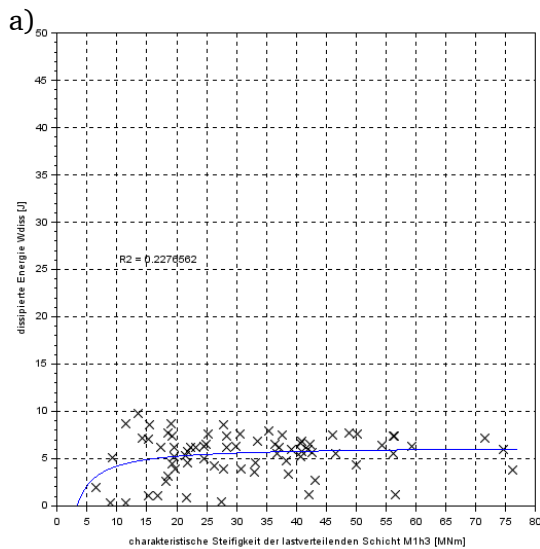


Abbildung 124: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 2; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 2

Auch bei der dynamischen Auswertung zeigt sich bei Betrachtung des Verlaufs der einzelnen Kennwerte ein homogenes Bild ohne größere Auffälligkeiten.

Bei der Analyse der Summenlinie der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} fällt auf, dass diese nahezu deckungsgleich mit der Summenlinie des Schichtmoduls der ungebundenen Schichten M_0 ist. Ähnlich sind sich auch die Summenlinien der dissipierten Energie W_{diss} und der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 . Bei beiden dynamischen Summenlinien weist die Messkampagne MK 3 (November) ein höheres Niveau auf als die beiden anderen Messkampagnen.

Die nichtlineare Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 zeigt eine gute Anpassung ($R^2 = 0,833$). Die nichtlineare Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 ist nicht vorhanden ($R^2 = 0,228$).

4.6.5 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 3: SEEHEIMER STRAÙE (PFUNGSTADT)

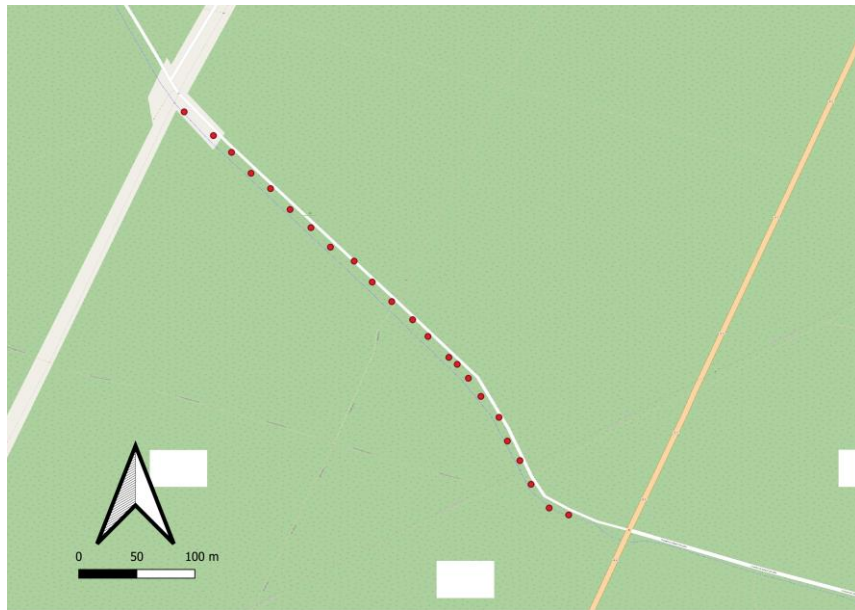


Abbildung 125: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 3

4.6.5.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 3 dargestellt.

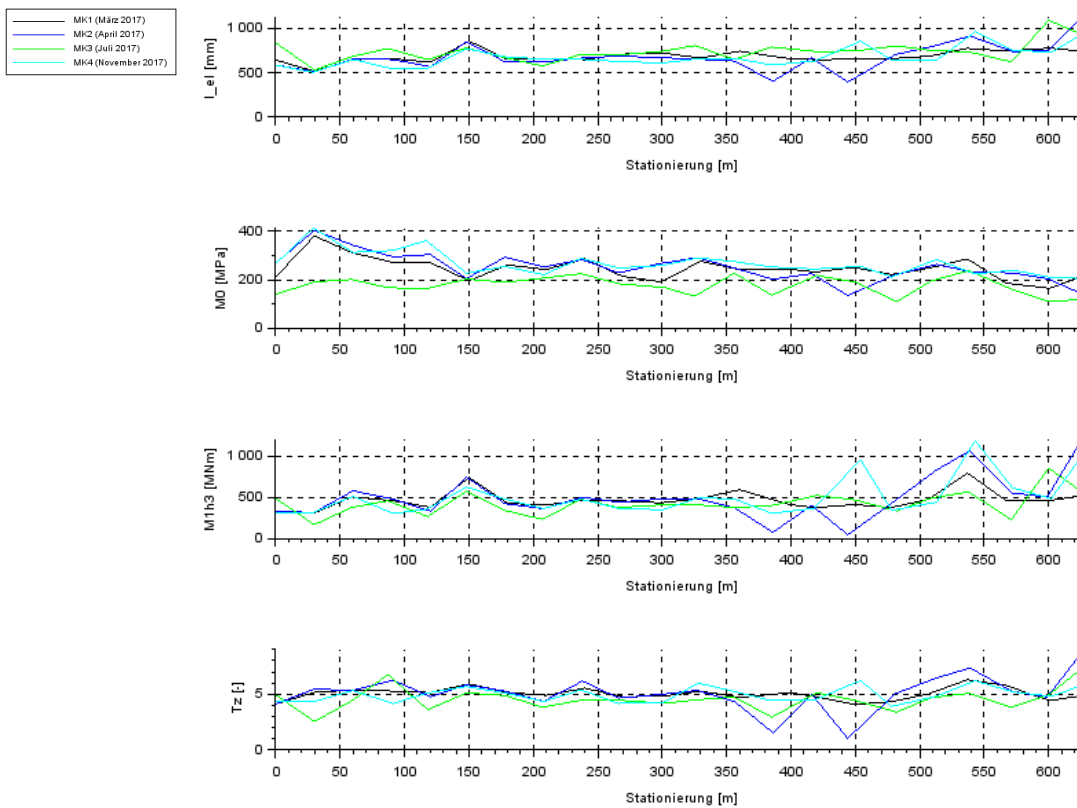


Abbildung 126: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 3

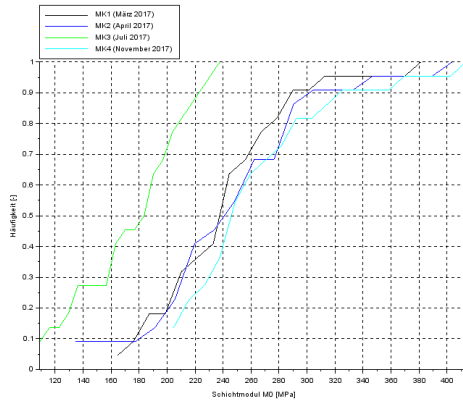


Abbildung 127: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 3

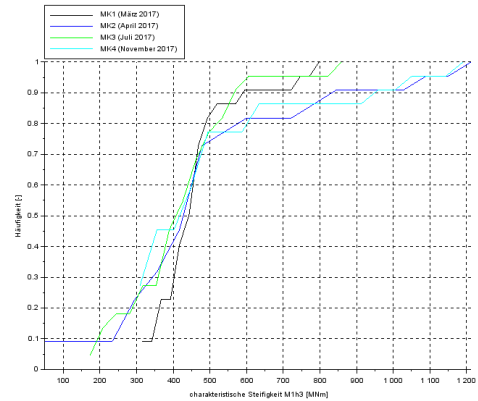


Abbildung 128: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 3

Der Schichtmodul M_0 weist ein durchgehend gutes Niveau auf. Zudem ist eine hohe Homogenität im Verlauf gegeben. Die Messkampagne MK 3 (Juli) weicht am Anfang der Messstrecke jedoch deutlich von den übrigen Messkampagnen ab. Die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 streut sehr stark. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten (Verkehrsflächenbefestigung aus Beton), konnten einzelne Spitzen im Verlauf nicht immer reproduziert werden. Trotzdem sind die Verläufe kongruent.

Die Betrachtung der Summenlinien weist zum Teil beim Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messkampagne MK 3 (Juli) große Abweichungen von den übrigen Messkampagnen auf und besitzt ein deutlich niedrigeres Niveau. Die Summenlinien der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 zeigen, dass die Messkampagnen MK 2 (April) und MK 4 (November) deutlich mehr Streuung aufweisen als die übrigen Messkampagnen.

4.6.5.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 3 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Kennwerten zu entnehmen.

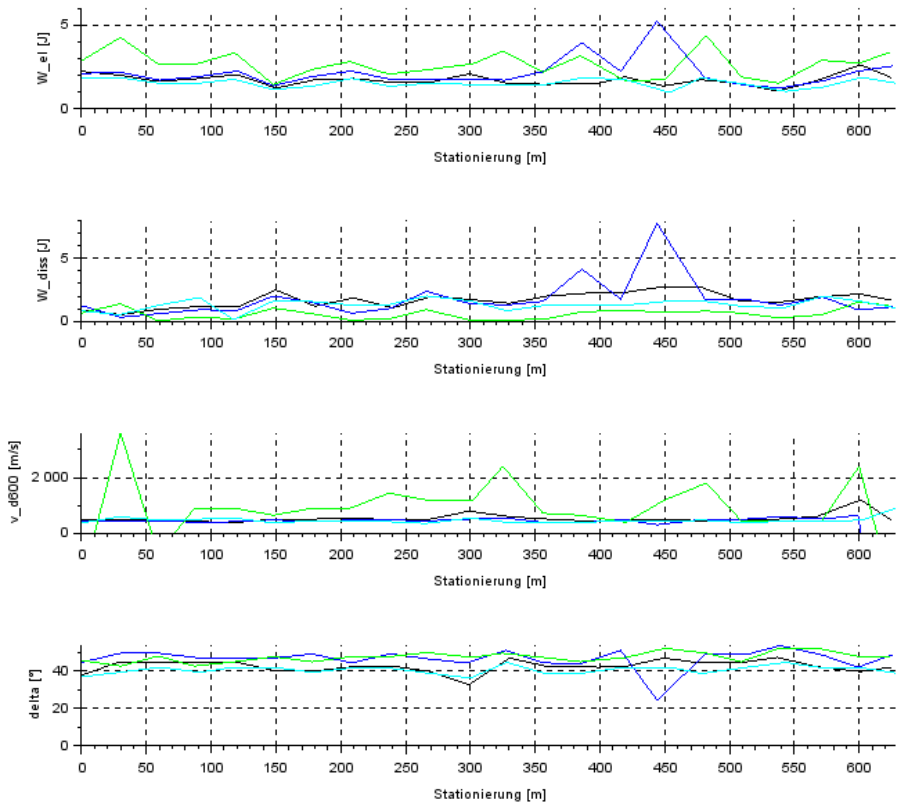
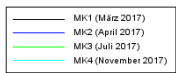


Abbildung 129: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 3

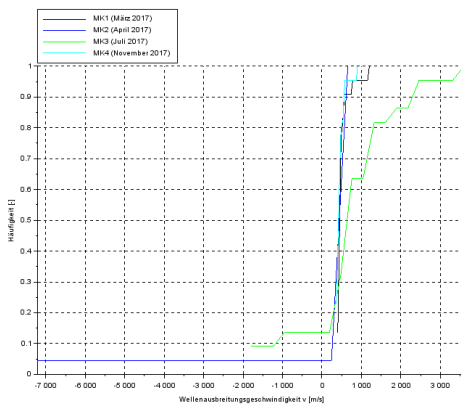


Abbildung 130: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 3

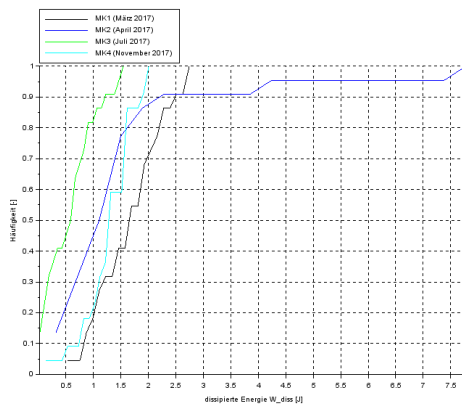


Abbildung 131: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 3

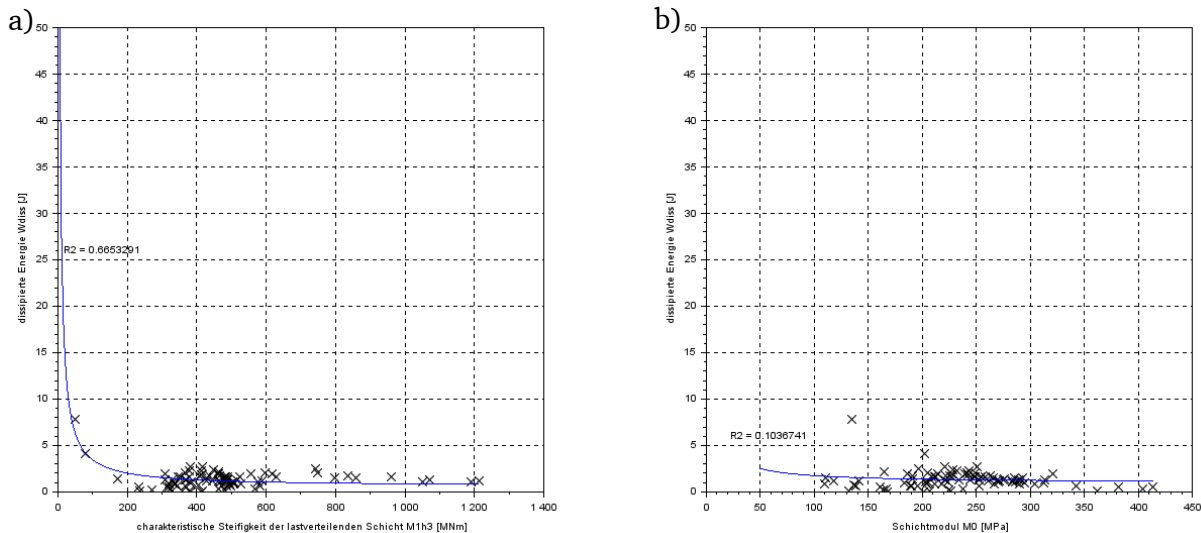


Abbildung 132: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 3; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 3

Der Verlauf der dissipierten Energie W_{diss} zeigt ein erhöhtes Niveau für die Messkampagnen MK 1 (März) und MK 2 (April) auf. Bei allen Verläufen zeigt sich, dass durch Ungenauigkeiten bei der Messpunktreproduktion große Unterschiede in den quantitativen Kennwertausprägungen entstehen, das heißt einzelne Messkampagnen weisen nicht reproduzierbare Ausschläge auf.

Gleichzeitig wird deutlich, dass einige dynamische Kennwerte für die Anwendung auf Verkehrsflächenbefestigungen aus Beton problematisch sein könnten – beispielsweise die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} , die bei einigen Messpunkten negative Werte annimmt, was physikalisch unmöglich ist. Die Summenlinie der dissipierten Energie W_{diss} zeigt auf, dass die Werte der Messkampagne MK 3 (Juli) das niedrigste Niveau haben. Allerdings sind die Werte der dissipierten Energie W_{diss} im Vergleich zu anderen Messstrecken deutlich geringer, sodass hier Rückschlüsse auf Grundlage der Summenlinie unzulässig sind – der Beton reagiert nahezu vollkommen elastisch auf die Belastung.

Die nichtlineare Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 zeigt keine gute Anpassung ($R^2 = 0,104$). Die nichtlineare Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 zeigt eine mittlere Anpassung ($R^2 = 0,665$).

4.6.6 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 4: K AB 8 (RINGHEIM)

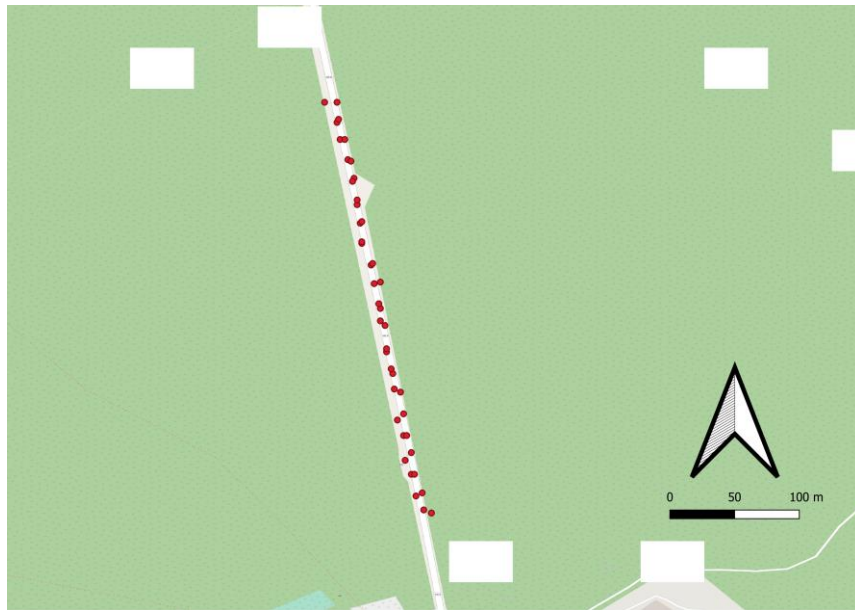


Abbildung 133: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 4

4.6.6.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 4 dargestellt.

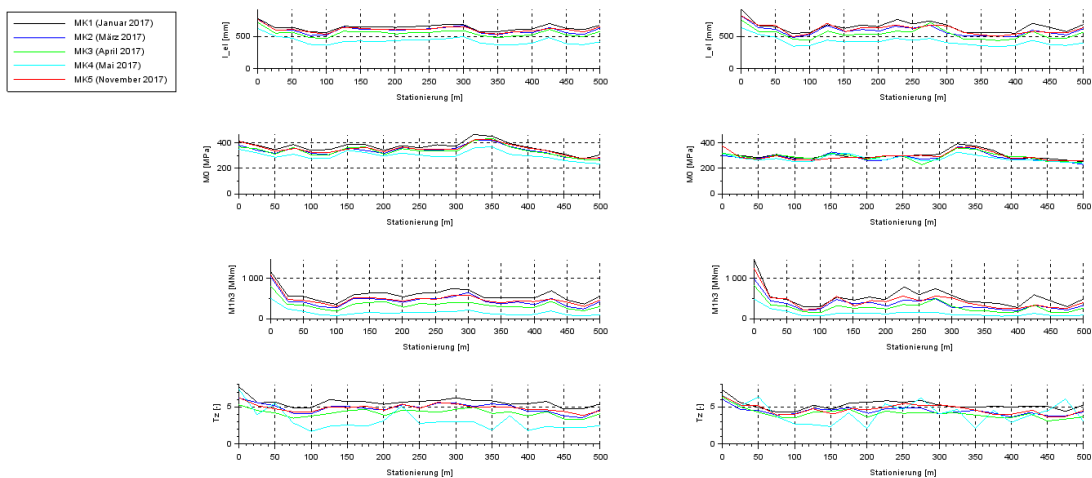


Abbildung 134: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 4 (links: MML, rechts: RML)

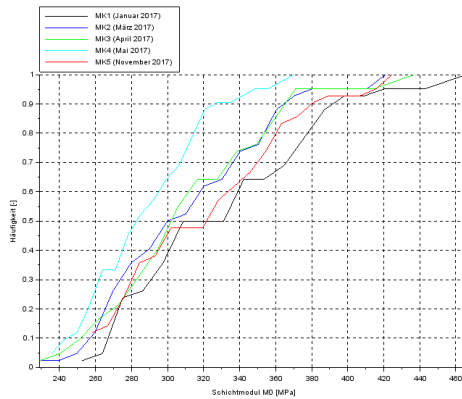


Abbildung 135: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 4

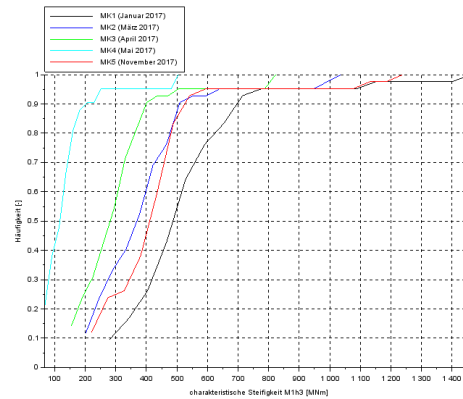


Abbildung 136: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 4

Bei Betrachtung der quantitativen Ausprägungen der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte fällt auf, dass die einzelnen Kampagnen bei jedem Kennwert ein unterschiedliches Niveau aufweisen. Das niedrigste Niveau besitzt die Messkampagne MK 4 (Mai), das höchste Niveau die Messkampagne MK 1 (Januar). Die Werte selbst liegen insgesamt auf einem sehr hohen Niveau, vor allem im südlichen Bereich der Messstrecke (Beginn der Messstrecke).

Der Umstand der unterschiedlichen Niveaus macht sich auch bei den Summenlinien bemerkbar. Diese weisen sehr wenige Schnittpunkte auf. Für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 weisen die Messkampagnen MK 2 (März) und MK 4 (Mai) das niedrigste Niveau auf – bei der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 sind es die Messkampagnen MK 3 (März) und MK 4 (Mai). Bei beiden Tragfähigkeitskennwerten sticht die Messkampagne MK 1 (Januar) als Messkampagne mit dem höchsten Niveau heraus.

4.6.6.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 4 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Kennwerten zu entnehmen.

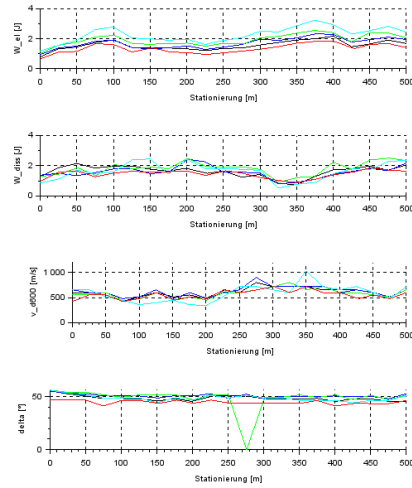
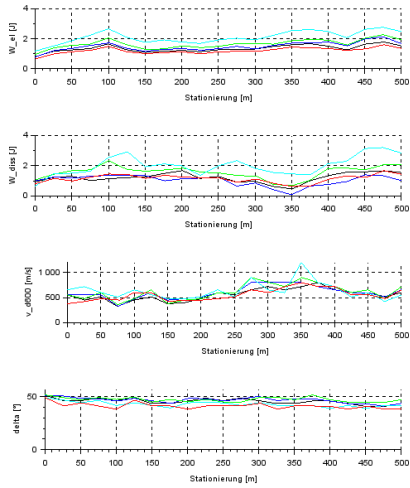
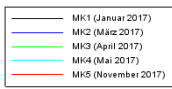


Abbildung 137: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 4 (links: MML, rechts: RML)

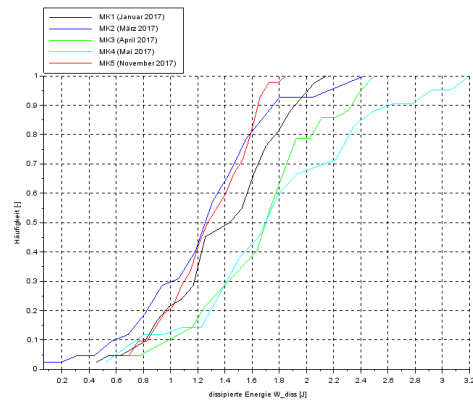
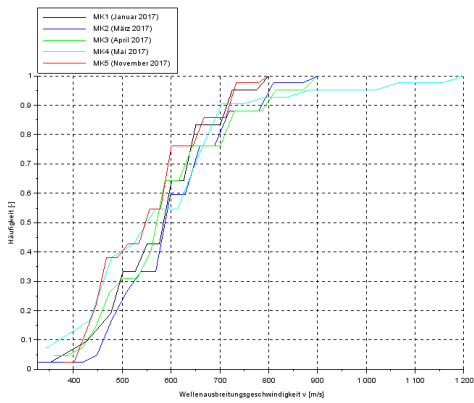


Abbildung 138: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 4

Abbildung 139: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 4

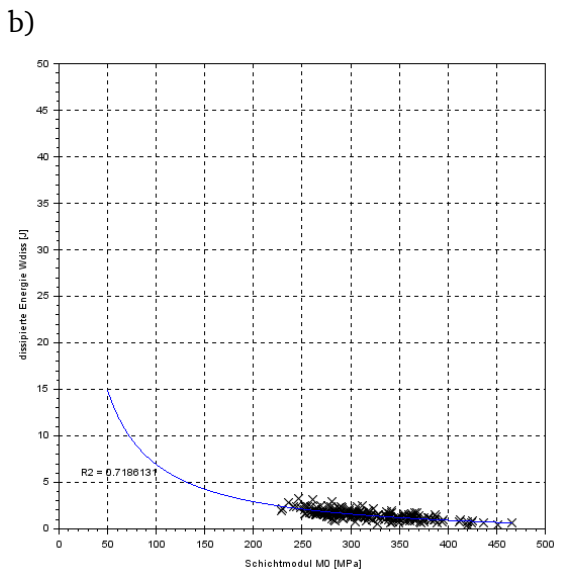
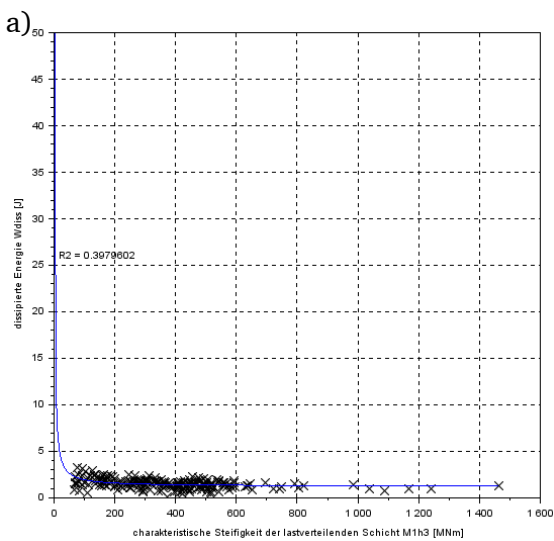


Abbildung 140: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} für Messstrecke MS 4; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 4

Auch bei der Analyse der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte der Messtrecke MS 4 wird deutlich, dass die Messkampagne MK 4 (Mai) das niedrigste Niveau besitzt. Allerdings treten die Unterschiede nicht so sehr zu Tage, wie bei der konventionellen Analyse – die Summenlinien der einzelnen Messkampagnen und Kennwerte liegen deutlich näher beieinander. Bei der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} kann keine klare Niveaudifferenzierung vollzogen werden, während bei der dissipierten Energie W_{diss} die Messkampagnen MK 3 (April) und MK 4 (Mai) ein ähnliches Niveau haben (geringe dissipierte Energie W_{diss}) und sich die übrigen Messkampagnen auf einer Ebene bewegen.

Da die Messtrecke MS 4 ein hohes Tragfähigkeitsniveau aufweist, sind hohe dissipierte Energien W_{diss} und geringe Werte für die konventionellen Tragfähigkeitskennwerte die Folge. Daher kann der überproportionale Bereich der nichtlinearen Regression nicht erreicht werden. Dementsprechend fallen die Bestimmtheitsmaße der Regression auch gering aus. Trotzdem ist erkennbar, dass die nichtlineare Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 eine bessere Güte besitzt ($R^2 = 0,719$) als durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 ($R^2 = 0,398$).

4.6.7 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 5: K AB 13 (JOHANNESBERG)

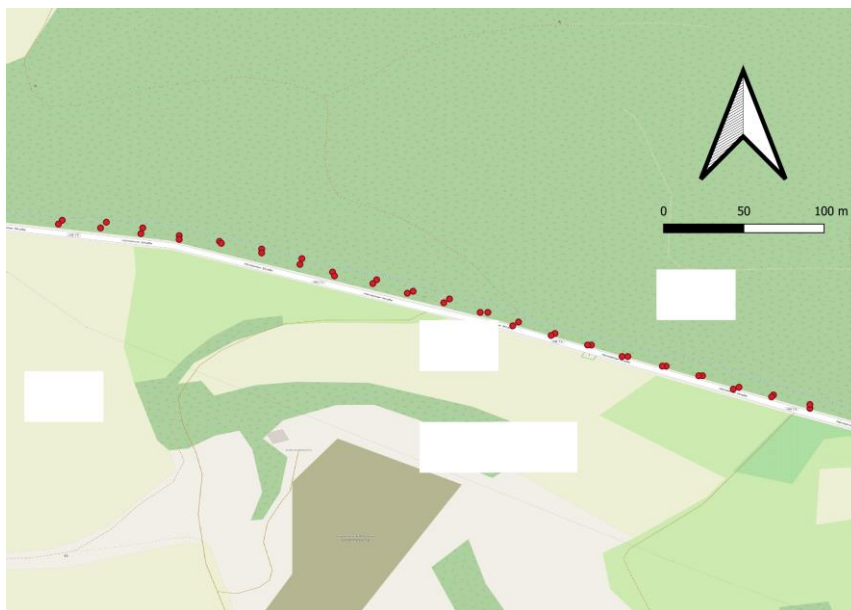


Abbildung 141: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 5

4.6.7.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messtrecke MS 5 dargestellt.

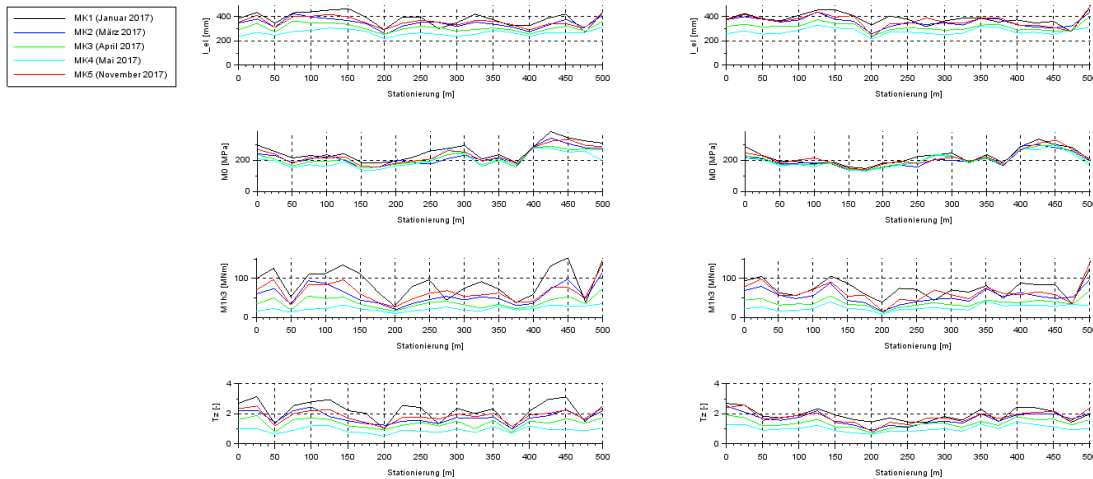


Abbildung 142: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 5 (links: MML, rechts: RML)

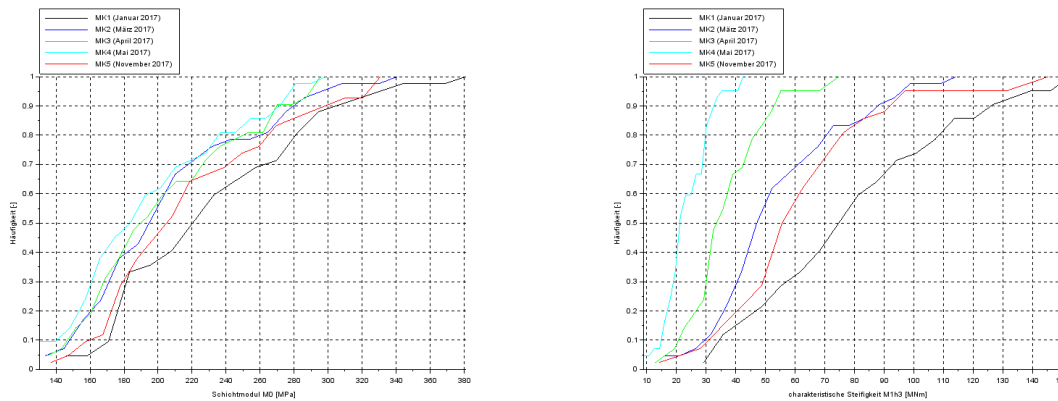


Abbildung 143: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 5

Abbildung 144: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} für die Messstrecke MS 5

Bei Betrachtung der einzelnen Verläufe für die Messstrecke MS 5 fällt auf, dass einige Kennwerte keine großen Unterschiede zwischen den einzelnen Messkampagnen aufweisen, während beispielsweise die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} oder die Tragfähigkeitszahl T_z klare Differenzierungen zeigt. Hier zeigt sich, dass die Messkampagne MK 1 (Januar) ein hohes Tragfähigkeitsniveau der gebundenen Schichten innehat, während die Messkampagne MK 4 (Mai) das geringste Niveau besitzt. Dies spiegelt sich auch in der zugehörigen Summenlinie wider. Die Summenlinie des Schichtmoduls der ungebundenen Schichten M_0 zeigt ein hohes Niveau bei Messkampagne MK 1 (Januar), während die übrigen Messkampagnen ein ähnliches, niedrigeres Niveau haben – am niedrigsten bei Messkampagne MK 4 (Mai).

4.6.7.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 5 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Kennwerten zu entnehmen.

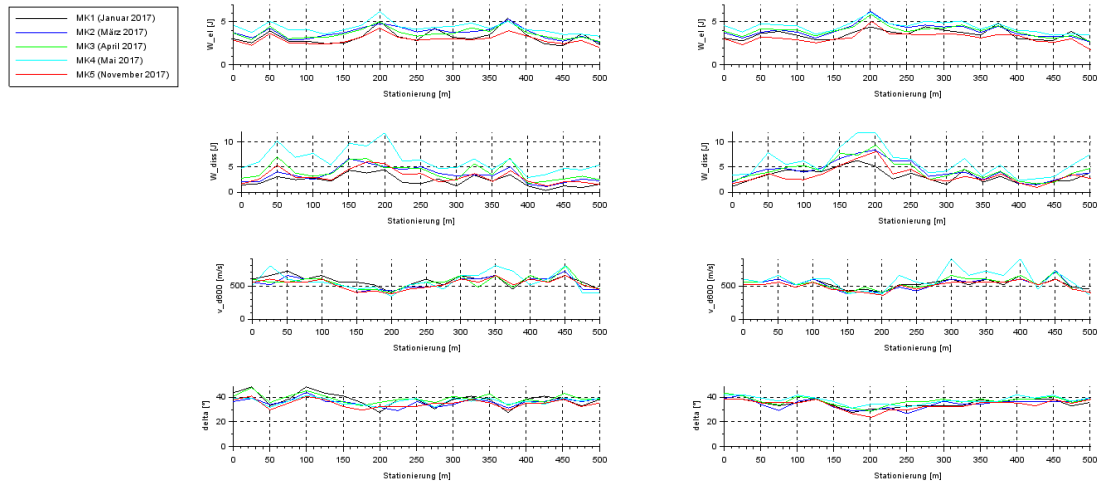


Abbildung 145: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 5 (links: MML, rechts: RML)

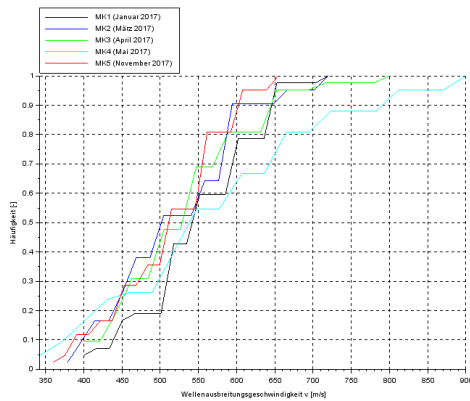


Abbildung 146: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 5

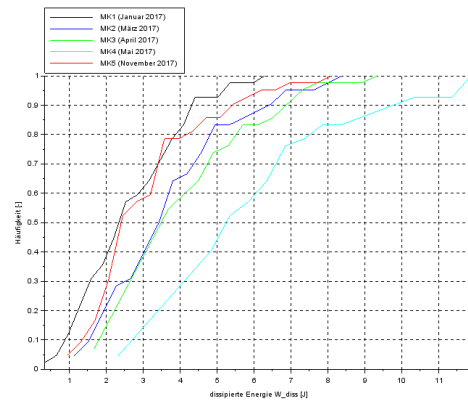


Abbildung 147: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 5

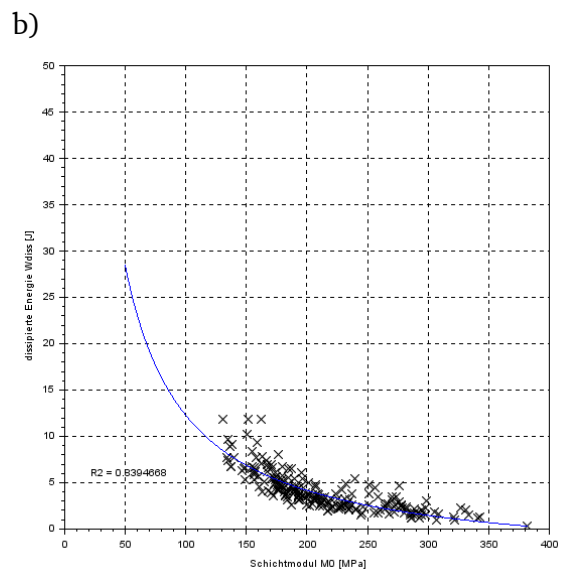
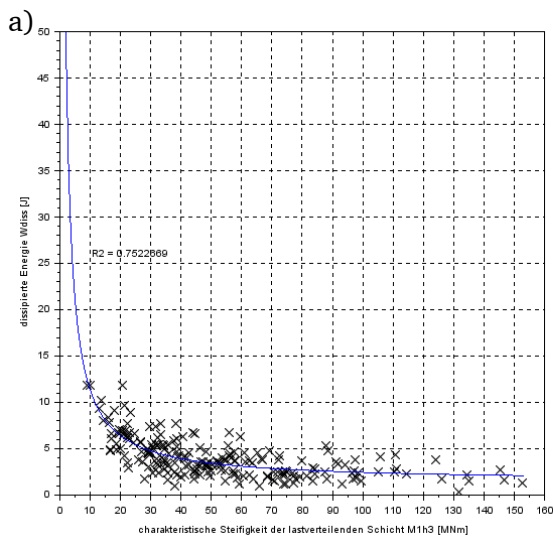


Abbildung 148: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} für Messstrecke MS 5; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 5

Die Analyse der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte zeigt, dass die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} bei nahezu allen Messkampagnen nahezu konstant bleibt. Einzig die Messkampagne MK 4 (Mai) weist hier ein etwas höheres Niveau auf. Die dissipierte Energie W_{diss} ist für die Messkampagne MK 4 (Mai) deutlich höher als bei den übrigen Messkampagnen. Die Messkampagnen MK 1 (Januar) und MK 5 (November) weisen das niedrigste Niveau auf. Dies ist auch stimmig im Vergleich zu den Verläufen der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte.

Die nichtlineare Regression der dissipierten Energie W_{diss} weist für beide betrachteten, konventionellen Tragfähigkeitskennwerte ein gutes Bestimmtheitsmaß auf, die Unterschiede zwischen den beiden Ansätzen sind relativ gering. Bei der Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ist kein besseres Bestimmtheitsmaß feststellbar, da das Wertenniveau für den Schichtmodul M_0 vergleichsweise hoch ist und die hyperbolische Form der Regressionsfunktion erst bei niedrigen Werten für den Schichtmodul M_0 einsetzt.

4.6.8 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 6: ST 2309 (REICHENBACH)



Abbildung 149: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 6

4.6.8.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 6 dargestellt.

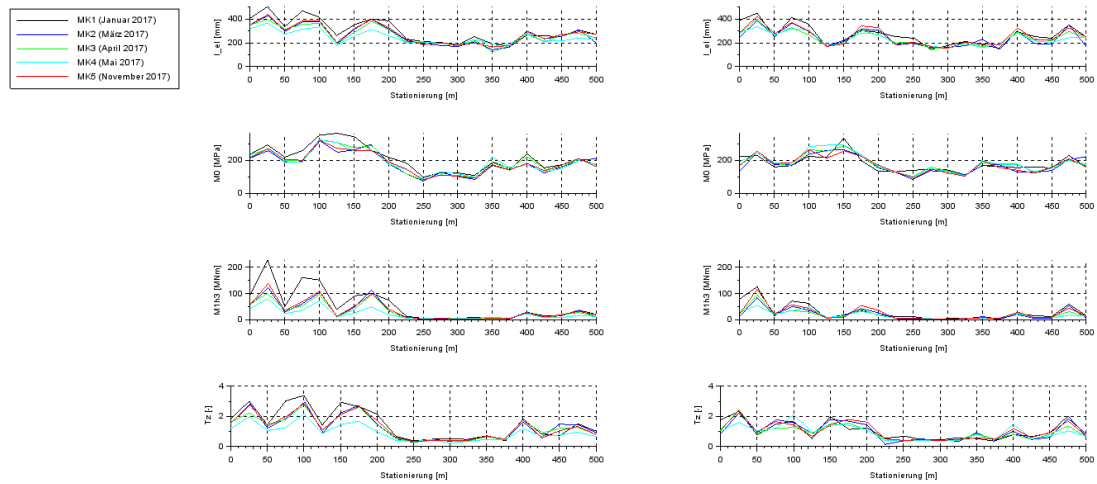


Abbildung 150: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 6 (links: MML, rechts: RML)

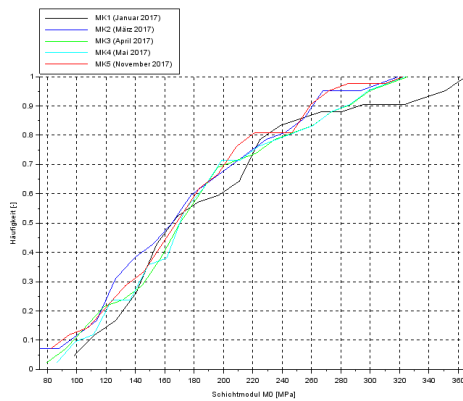


Abbildung 151: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 6

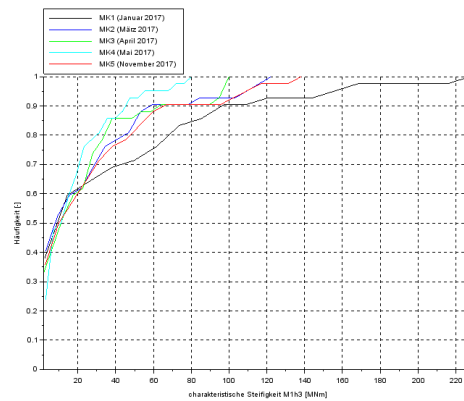


Abbildung 152: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{h3} für die Messstrecke MS 6

Die konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 6 sind klar zweigeteilt: während der westliche Bereich der Messstrecke (Beginn) ein vergleichsweise hohes Tragfähigkeitsniveau der gebundenen Schichten aufweist, entspricht der östliche Teil (Ende) dem der niedrigsten Belastungsklassen. Ähnliches lässt sich auch bei der Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten beobachten, jedoch nicht in der gleichen Ausprägung.

Bezüglich der Unterschiede zwischen den einzelnen Messkampagnen lässt sich feststellen, dass diese einzig bei der Tragfähigkeit der gebundenen Schichten deutlich erkennbar sind. Hier weist die Messkampagne MK 4 (Mai) das niedrigste Niveau auf, während in der Messkampagne MK 1 (Januar) das höchste Niveau auftritt. Beim Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ist kein klarer Unterschied zwischen den einzelnen Messkampagnen identifizierbar.

4.6.8.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 6 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Parametern zu entnehmen.

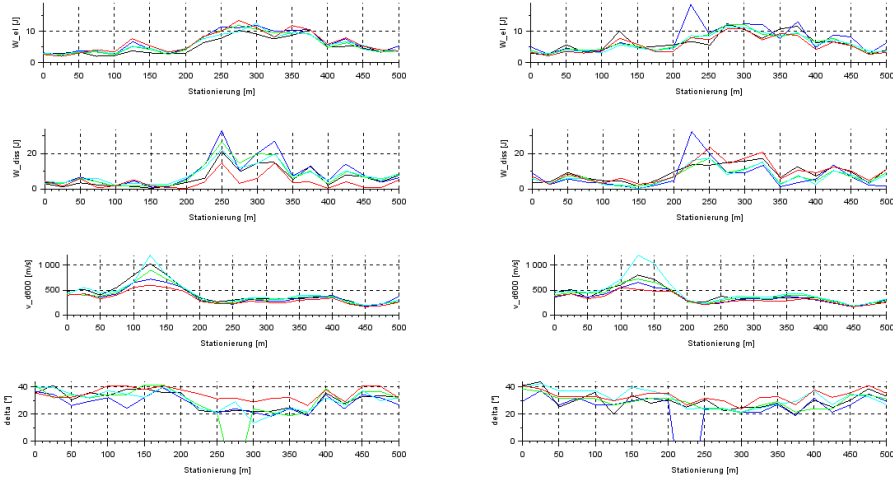
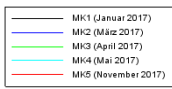


Abbildung 153: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 6 (links: MML, rechts: RML)

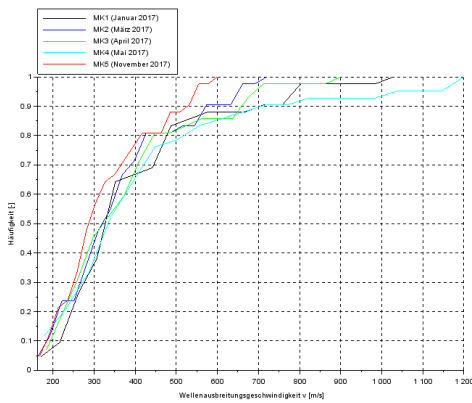


Abbildung 154: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 6

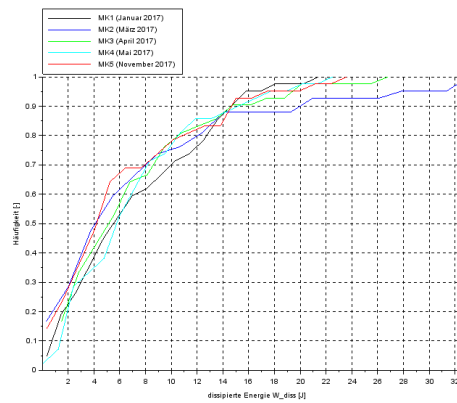


Abbildung 155: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 6

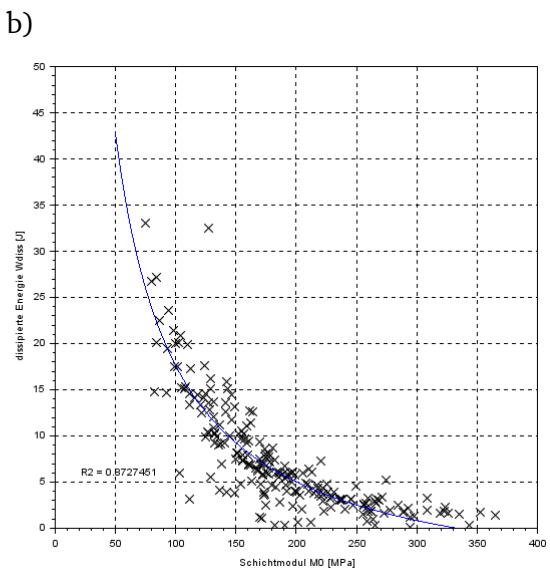
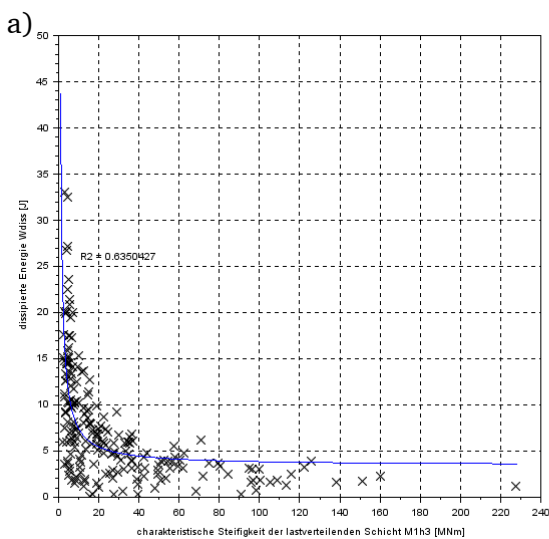


Abbildung 156: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} für Messstrecke MS 6; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 6

Die dynamischen Tragfähigkeitskennwerte bilden ebenso die Zweiteilung hinsichtlich der quantitativen Ausprägungen ab. Jedoch stellt sich keine so klare Differenzierung bezüglich der einzelnen Messkampagnen dar. Hier liegen die Werte deutlich näher beieinander.

Aufgrund des teilweise sehr niedrigen Niveaus der Tragfähigkeit, stellen sich auch große Werte der dissipierten Energie W_{diss} ein. Dadurch wird deutlich, dass die dissipierte Energie W_{diss} dann hohe Werte annimmt, wenn die Tragfähigkeit (gebundene und ungebundene Schichten) sehr niedrig ist. Dabei steigt die dissipierte Energie W_{diss} erst bei sehr niedrigen Werten für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schichten $M_1 h^3$, während dieser Vorgang bei der Beziehung zum Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 bereits vorher eintritt. Dadurch ist auch das Bestimmtheitsmaß der nichtlinearen Regression hier größer.

4.6.9 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 7: ST 2312 (HAIBACH)

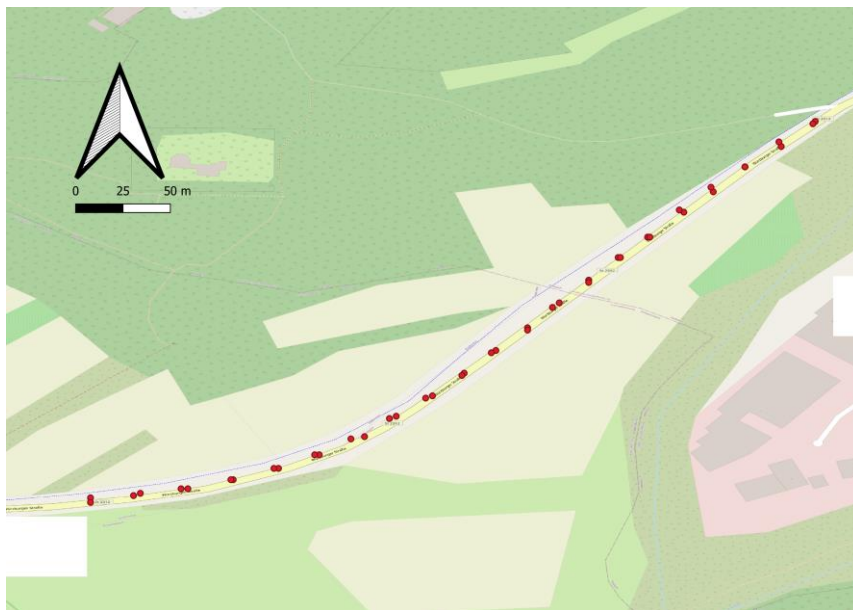


Abbildung 157: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 7

4.6.9.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 7 dargestellt.

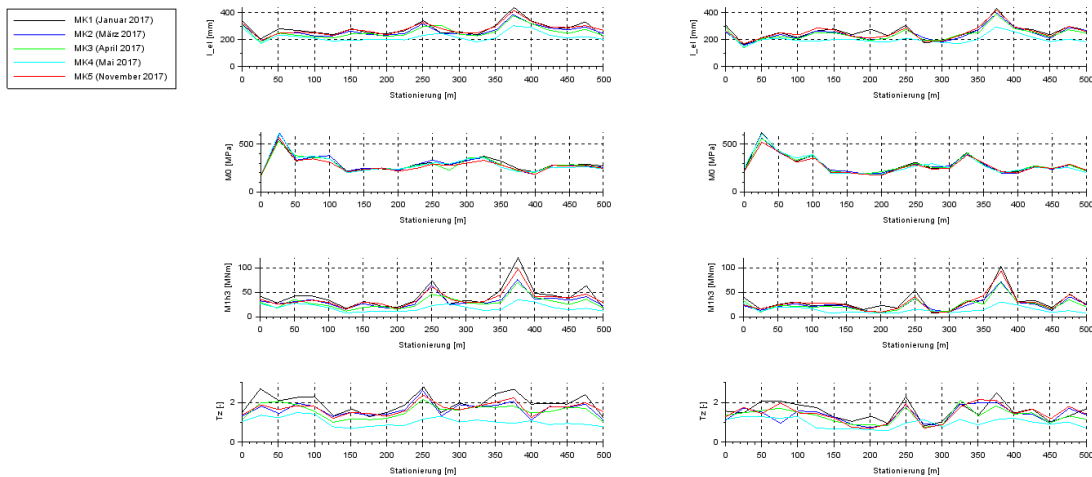


Abbildung 158: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 7 (links: MML, rechts: RML)

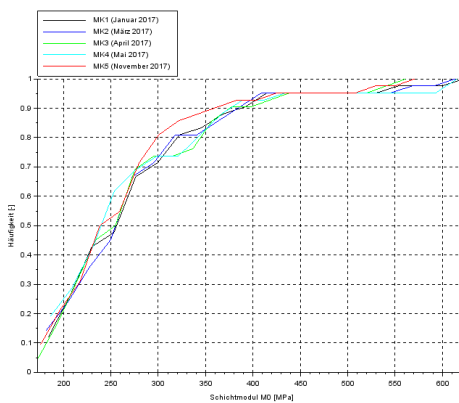


Abbildung 159: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 7

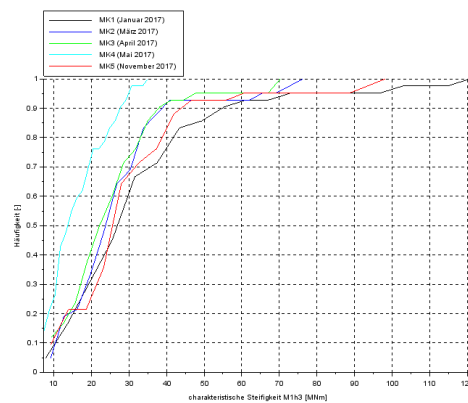


Abbildung 160: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} für die Messstrecke MS 7

Bei der Betrachtung der Verläufe der konventionellen Tragfähigkeitsparameter für die Messstrecke MS 7 fällt auf, dass die Tragfähigkeitsniveaus der einzelnen Schichten unabhängig voneinander sind. Während das Niveau für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 vor allem im östlichen Teil (Beginn) der Messstrecke hoch ist, ist die Tragfähigkeit der gebundenen Schichten im westlichen Teil (Ende) der Messstrecke hoch.

Interessant ist zudem auch, dass die Unterschiede zwischen Messkampagnen bei der Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten kaum ausgeprägt sind, während die Tragfähigkeit der gebundenen Schichten von Messkampagne zu Messkampagne unterschiedlich ist. Hierbei ist vor allem Messkampagne MK 4 (Mai) auffällig, da hier das niedrigste Niveau bezüglich der Tragfähigkeit der gebundenen Schichten vorliegt.

4.6.9.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 7 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Kennwerten zu entnehmen.

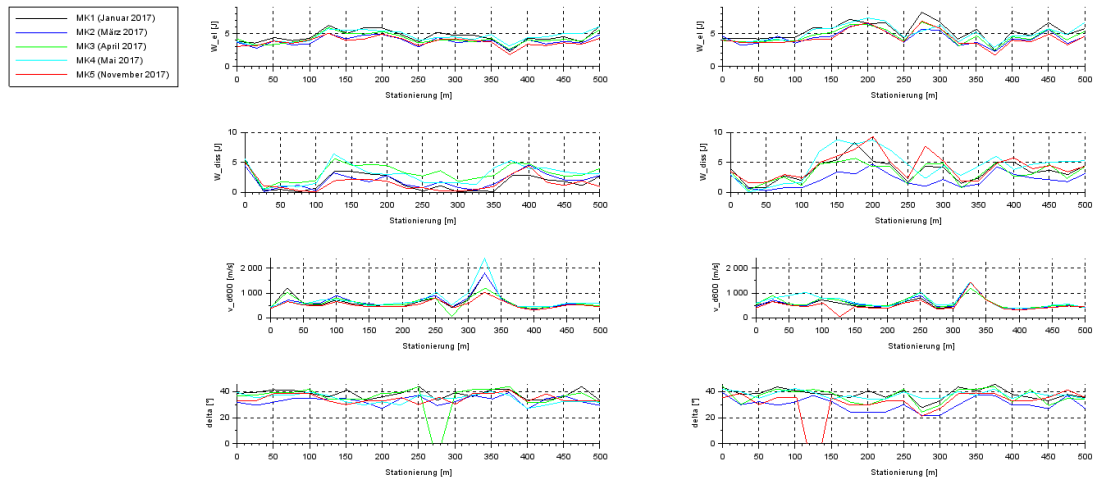


Abbildung 161: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 7 (links: MML, rechts: RML)

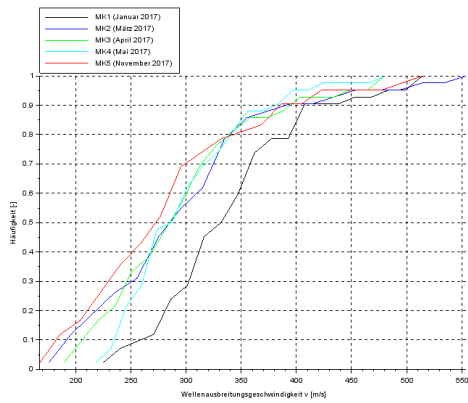


Abbildung 162: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 7

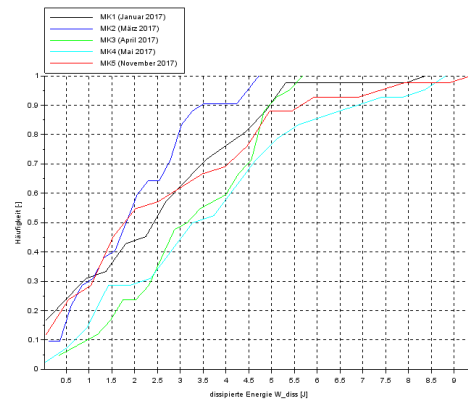


Abbildung 163: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 7

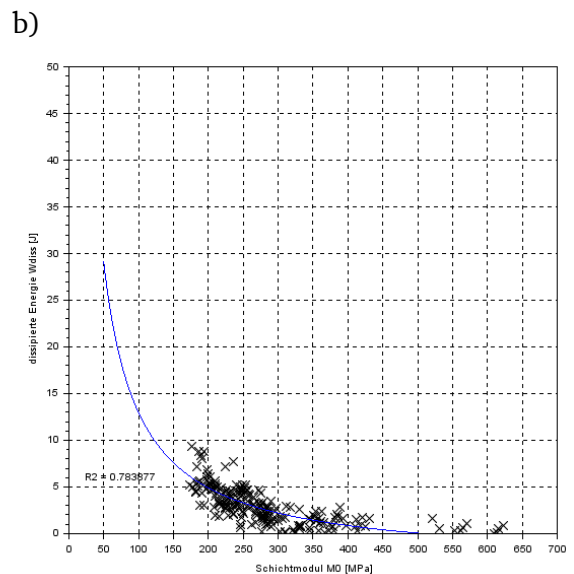
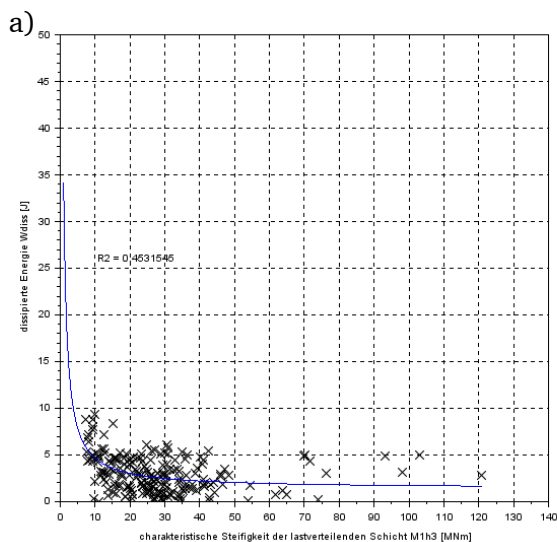


Abbildung 164: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h3} für Messstrecke MS 7; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 7

Anders als bei den konventionellen Tragfähigkeitskennwerten, ist bei den dynamischen Kennwerten zum Teil ein klarer Unterschied zwischen den einzelnen Messkampagnen feststellbar. Während bei der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} die Messkampagne MK 1 (Januar) durch vergleichsweise hohe Werte hervorsteicht, sind es bei der dissipierten Energie W_{diss} die Messkampagnen MK 3 (April) und MK 4 (Mai), die vergleichsweise hohe Werte aufweisen.

Die nichtlineare Regressionsanalyse zeigt, dass die Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 besser angepasst ist ($R^2 = 0,784$) als die Vorhersage durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 ($R^2 = 0,453$). Anders als beispielsweise bei Messstrecke MS 6, werden hier allerdings keine allzu hohen Werte für die dissipierte Energie W_{diss} erreicht, sodass das geringere Bestimmtheitsmaß bei Verwendung der Tragfähigkeit der gebundenen Schichten als Prädiktor (ausgedrückt durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3) nicht verwunderlich ist.

4.6.10 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 8: B 26 (LAUFACH)

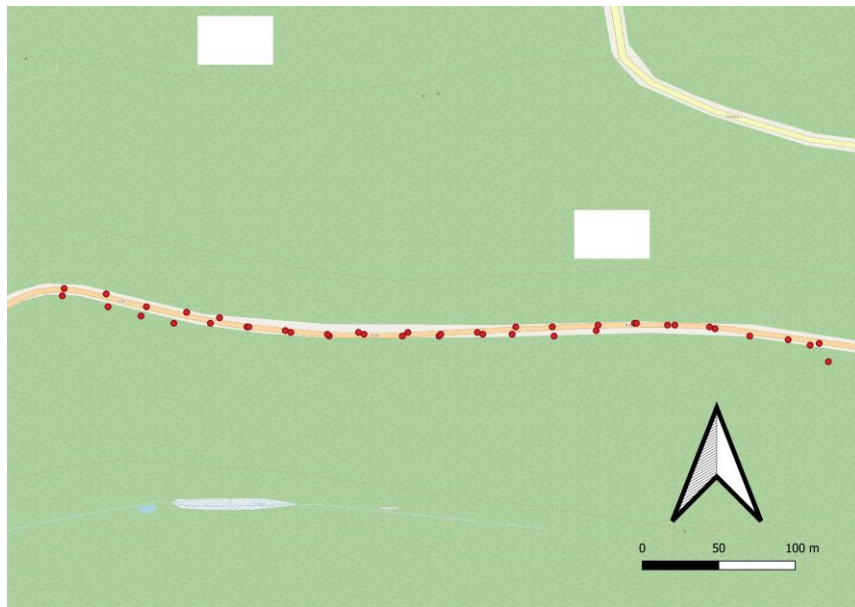


Abbildung 165: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 8

4.6.10.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 8 dargestellt.

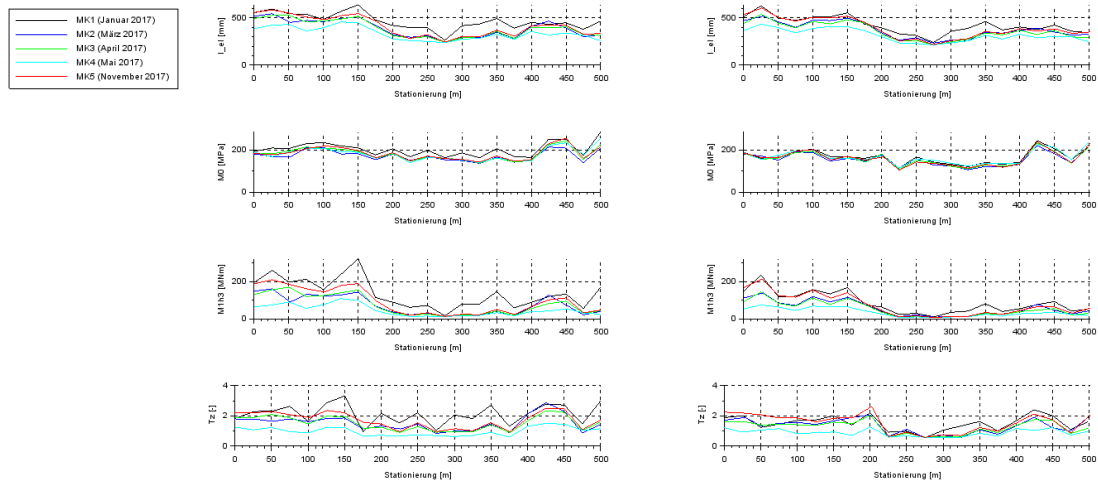


Abbildung 166: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 8 (links: MML, rechts: RML)

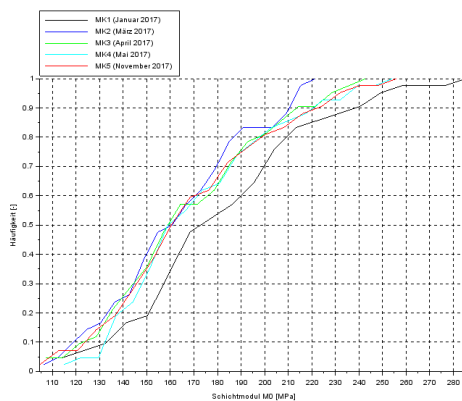


Abbildung 167: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 8

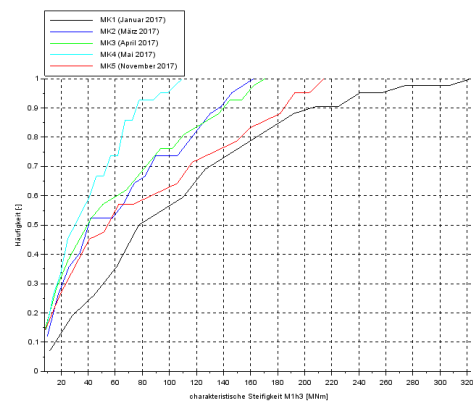


Abbildung 168: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} für die Messstrecke MS 8

Die konventionellen Tragfähigkeitskennwerte weisen im Vergleich der einzelnen Messkampagnen eine Differenzierung hinsichtlich der Tragfähigkeitsniveaus der gebundenen und ungebundenen Schichten auf. Das Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ist bei Messkampagne MK 1 (Januar) am höchsten, während das Niveau bei allen anderen Messkampagnen vergleichsweise gleichbleibend ist – einzig Messkampagne MK 3 (März) hat ein etwas niedrigeres Niveau. Bei der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} ragen die Messkampagnen MK 1 (Januar) und MK 5 (November) durch ein vergleichsweise hohes Tragfähigkeitsniveau heraus und die Messkampagne MK 4 (Mai) durch ein niedriges Tragfähigkeitsniveau.

Insgesamt sind die Werte für den Schichtmodul M_0 gut und homogen. Die Werte für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} hingegen sind zweigeteilt: Der östliche Teil (Beginn) der Messstrecke besitzt ein gutes Tragfähigkeitsniveau, wohingegen der westliche Teil (Ende) der Messstrecke ein sehr niedriges Niveau aufweist. Diese Verteilung der Niveaus konnte durch alle Messkampagnen hinweg reproduziert werden.

4.6.10.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 8 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Kennwerten zu entnehmen.

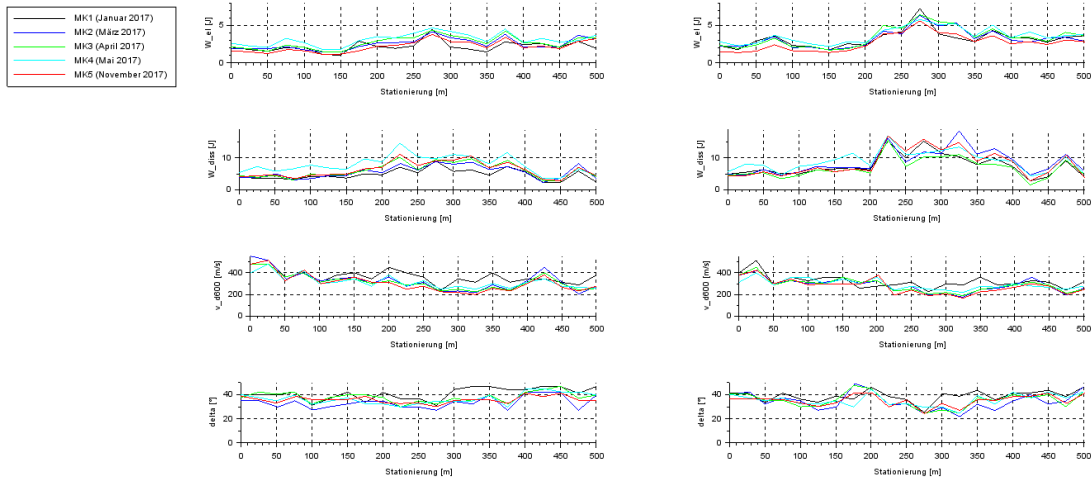


Abbildung 169: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 8 (links: MML, rechts: RML)

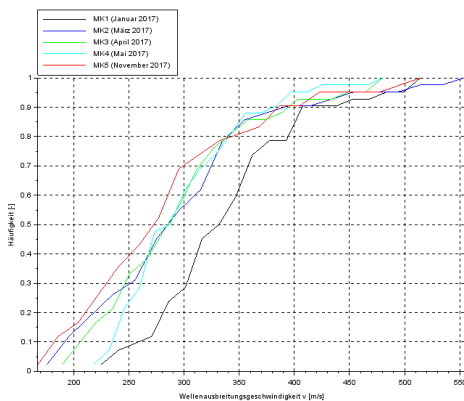


Abbildung 170: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 8

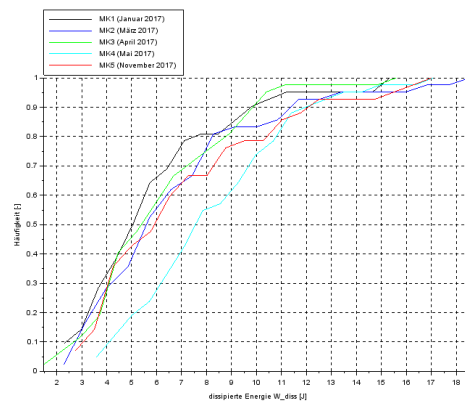


Abbildung 171: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 8

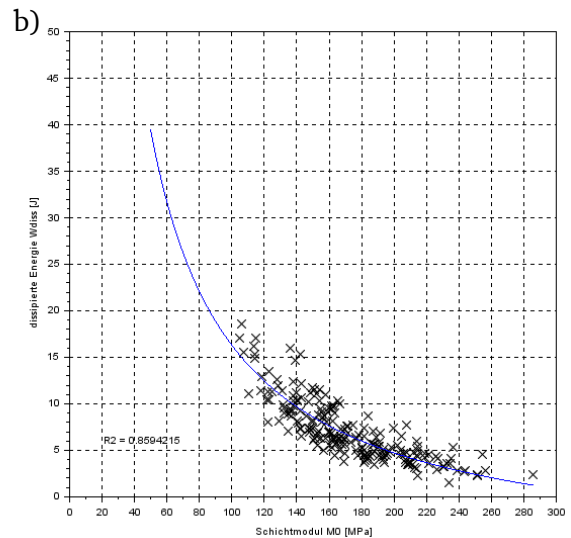
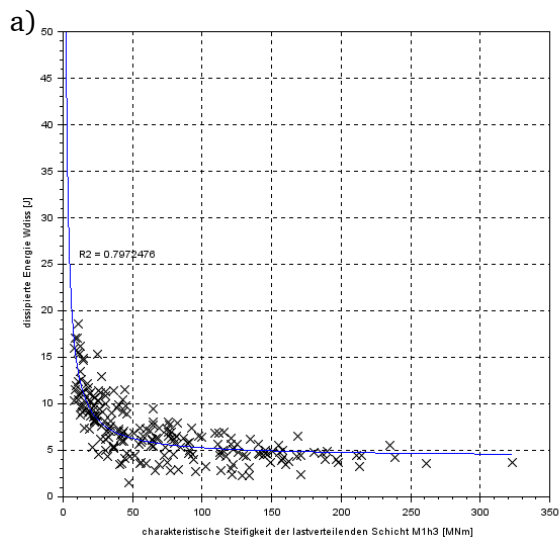


Abbildung 172: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 8; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 8

Bei den dynamischen Kennwerten ist ein ähnliches Bild erkennbar wie bei den konventionellen Tragfähigkeitskennwerten: Bei der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} schneidet die Messkampagne MK 1 (Januar) sehr gut ab – hier treten vergleichsweise hohe Geschwindigkeiten auf. Die dissipierte Energie W_{diss} ist bei Messkampagne MK 4 (Mai) vergleichsweise niedrig. Die übrigen Messkampagnen bewegen sich auf gleichbleibend höherem Niveau. Zudem ist bei der dissipierten Energie W_{diss} auch eine Zweiteilung, analog zur charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 erkennbar.

Vor allem die Zweiteilung des Messwertniveaus führt dazu, dass die Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 im guten Bereich liegt ($R^2 = 0,797$). Aber auch die Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ist in einem guten Bereich ($R^2 = 0,859$).

4.6.11 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 9: B 469 (GROßOSTHEIM)

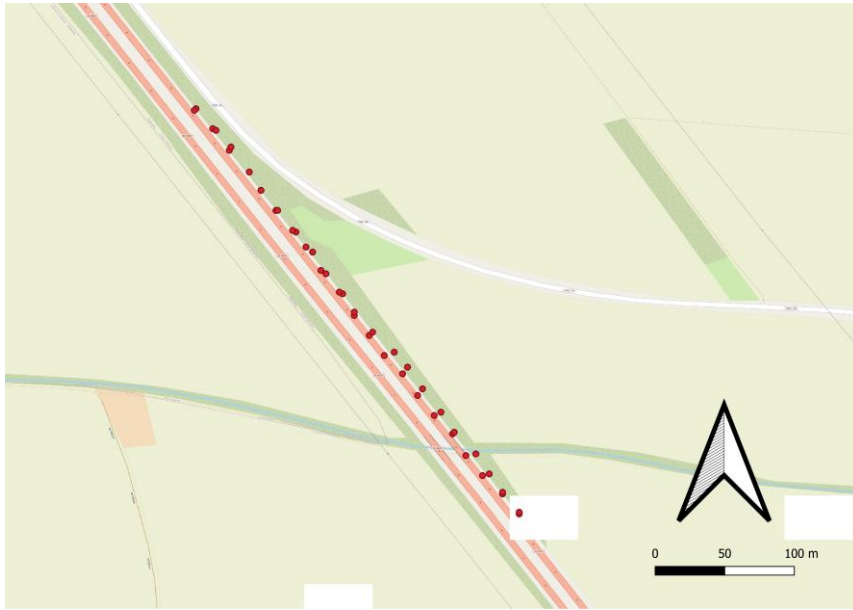


Abbildung 173: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 9

4.6.11.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 9 dargestellt.

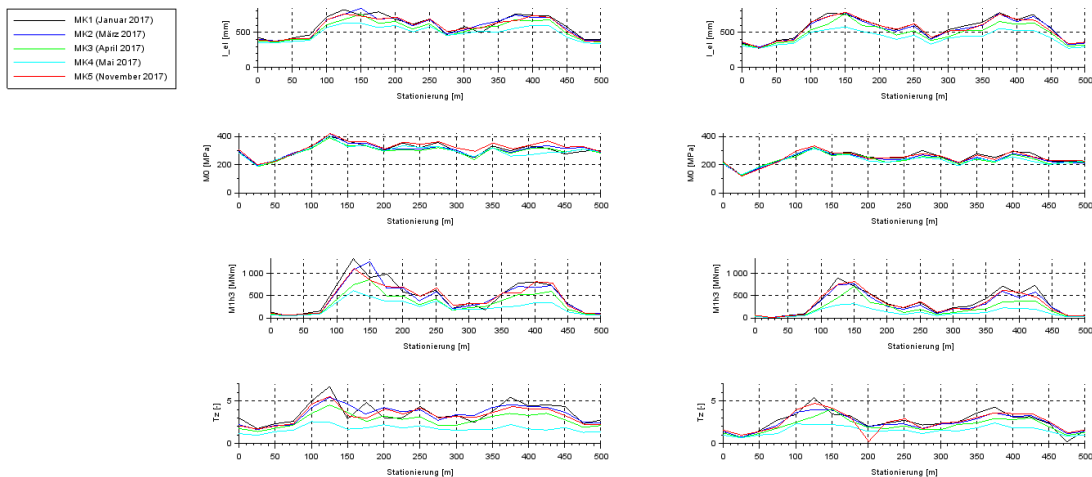


Abbildung 174: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 9 (links: MML, rechts: RML)

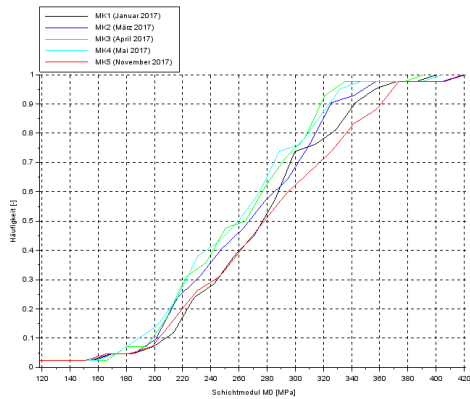


Abbildung 175: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 9

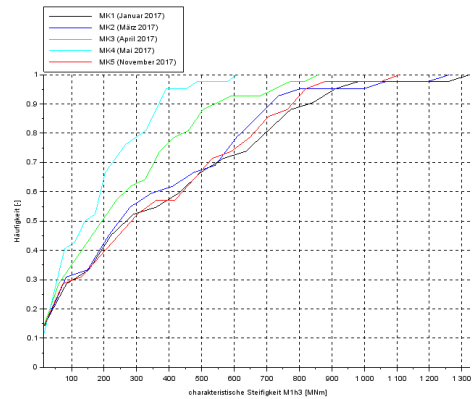


Abbildung 176: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 9

Die Verläufe der Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten sind sehr homogen, das heißt es ist zwischen den Messkampagnen kein großer Unterschied erkennbar. Das Niveau der Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten ist ebenso homogen, bis auf den südlichen Bereich (Beginn) der Messstrecke, bei dem jedoch ein Brückenbauwerk inklusive zugehöriger Aufschüttung vorliegt. Dies führt zu niedrigen Werten beim Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 .

Bei der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 sind größere Streuungen zwischen den einzelnen Messkampagnen erkennbar. Hier bilden die Messkampagnen MK 3 (April) und vor allem MK 4 (Mai) Ausreißer, da hier deutlich niedrigere Werte vorliegen. Insgesamt schwankt das Niveau der Tragfähigkeit der gebundenen Schichten innerhalb der Messstrecke sehr stark: Während der Anfangsbereich ein sehr niedriges Tragfähigkeitsniveau innehat, folgt auf das kurze Brückenbauwerk (mit sehr hoher Steifigkeit) wieder ein schwankendes Niveau.

4.6.11.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 9 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Kennwerten zu entnehmen.

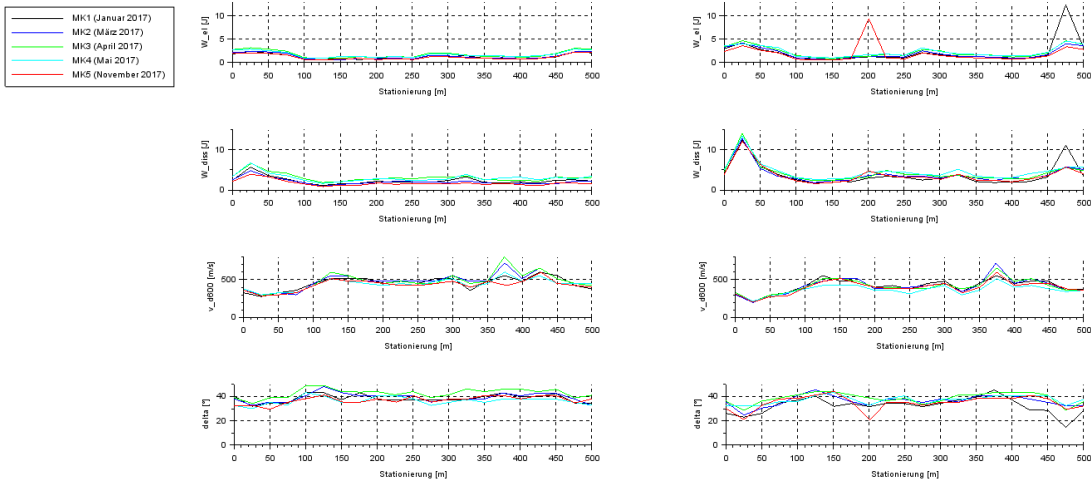


Abbildung 177: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 9 (links: MML, rechts: RML)

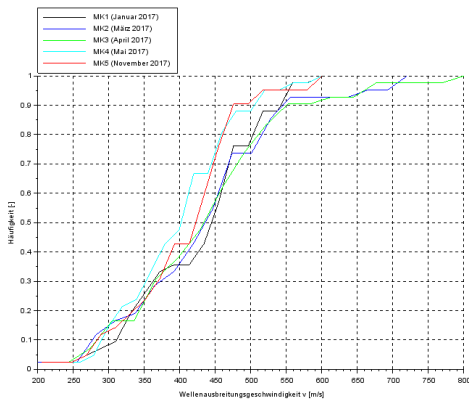


Abbildung 178: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 9

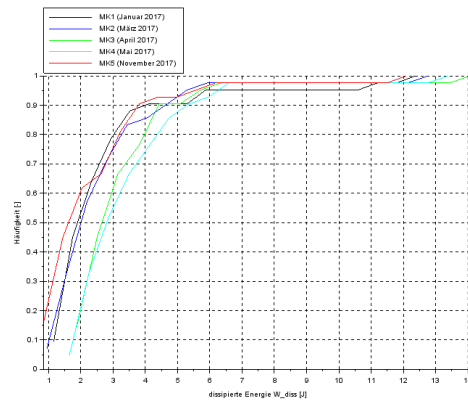


Abbildung 179: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 9

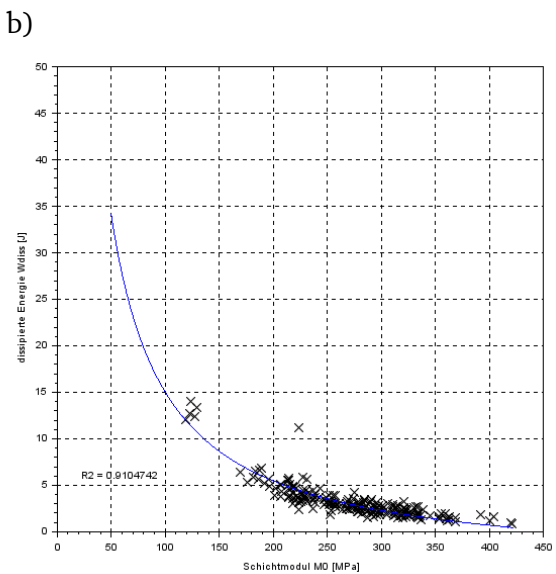
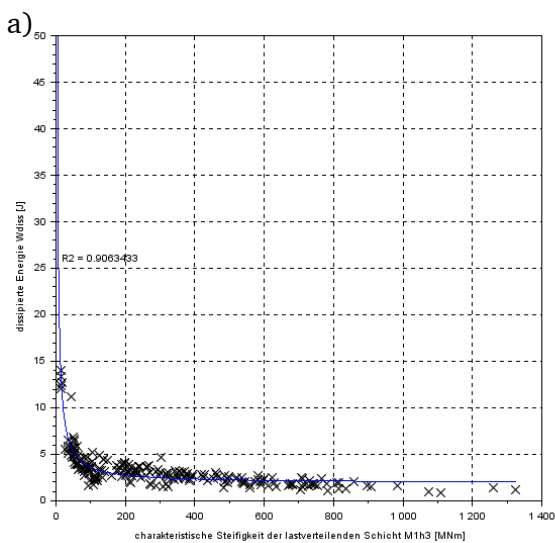


Abbildung 180: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M1h3$ für Messstrecke MS 9; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten $M0$ für Messstrecke MS 9

Vor allem im Bereich der Aufschüttung vor dem kurzen Brückenbauwerk, nimmt der Wert für die dissipierte Energie W_{diss} sehr hohe Werte an. Dies macht sich auch durch eine geringere Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} bemerkbar. Dieser Bereich der erhöhten dissipierten Energie W_{diss} ist zudem in der rechten Messlinie deutlich ausgeprägter als in der mittleren Messlinie. Bezüglich der Summenlinien ist festzustellen, dass die Summenlinien der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} keine großen Unterschiede zwischen den einzelnen Messkampagnen aufzeigen, während die Summenlinien der dissipierten Energie W_{diss} für die Messkampagnen MK 3 (April) und MK 4 (Mai) deutlich höhere Werte widerspiegeln.

Bedingt durch den Aufschüttungsbereich vor dem kurzen Brückenbauwerk, sind dort sehr auffällige Werte feststellbar (niedrige Steifigkeiten). Hierdurch stellen sich zudem hohe Werte bezüglich der dissipierten Energie W_{diss} ein. Die Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die konventionellen Tragfähigkeitskennwerte weist sehr gute Anpassungen auf.

4.6.12 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DER MS 10: B 47 (BOXBRUNN)

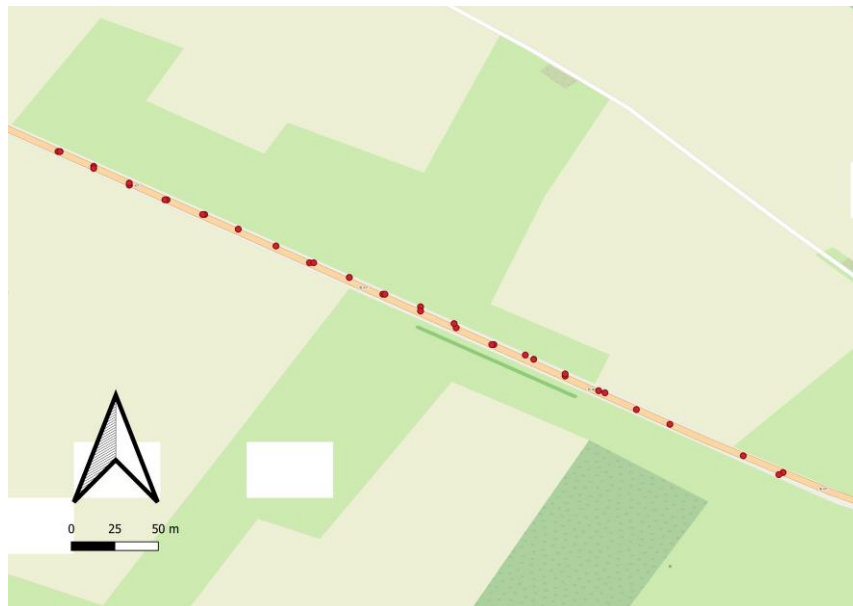


Abbildung 181: GPS-Koordinaten der Messpunkte in MS 10

4.6.12.1 ERGEBNISSE DER KONVENTIONELLEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 10 dargestellt.

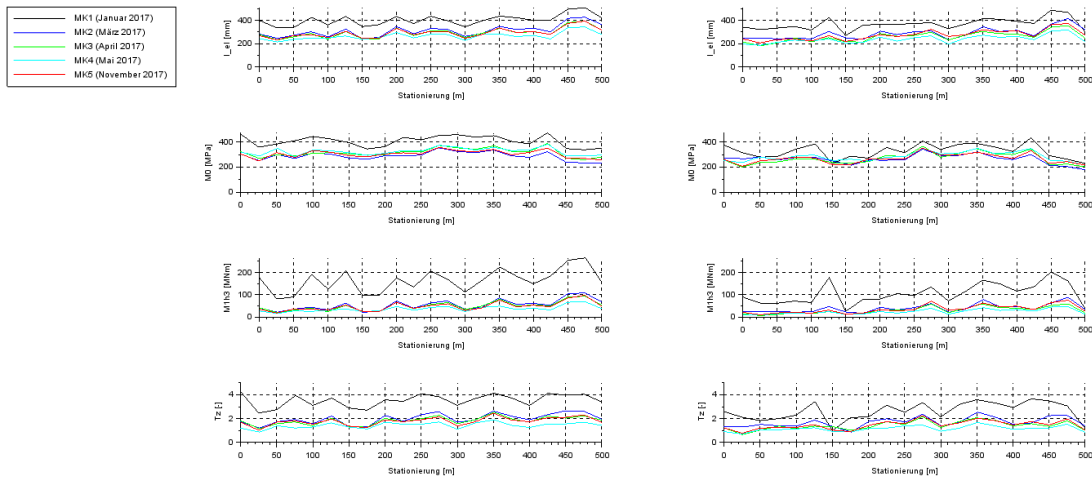


Abbildung 182: Verlauf der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 10 (links: MML, rechts: RML)

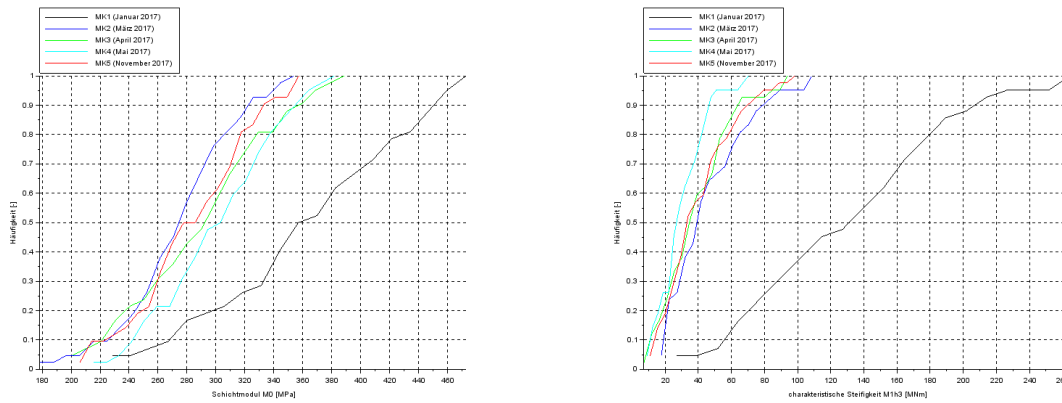


Abbildung 183: Summenlinie für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für die Messstrecke MS 10

Abbildung 184: Summenlinie für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für die Messstrecke MS 10

Bei der Analyse der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte fällt auf, dass die Werte für die Messkampagne MK 1 (Januar) deutlich oberhalb der üblichen Messkampagnen liegen. Alle anderen Messkampagnen liegen deutlich näher beieinander, wobei auch hier eine klare Differenzierung bezüglich der einzelnen Niveaus erkennbar ist. Interessant hierbei ist die Tatsache, dass die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten für Messkampagne MK 4 (Mai) sehr hoch ist, während die Tragfähigkeit der gebundenen Schichten für diese Messkampagne niedriger einzuordnen ist als für die übrigen Messkampagnen.

4.6.12.2 ERGEBNISSE DER DYNAMISCHEN AUSWERTUNG VON FWD-TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN

In den nachstehenden Abbildungen sind der Verlauf sowie die Summenlinien der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für die Messstrecke MS 10 dargestellt. Zudem sind die Ergebnisse der Regressionsanalyse zwischen dynamischen und konventionellen Kennwerten zu entnehmen.

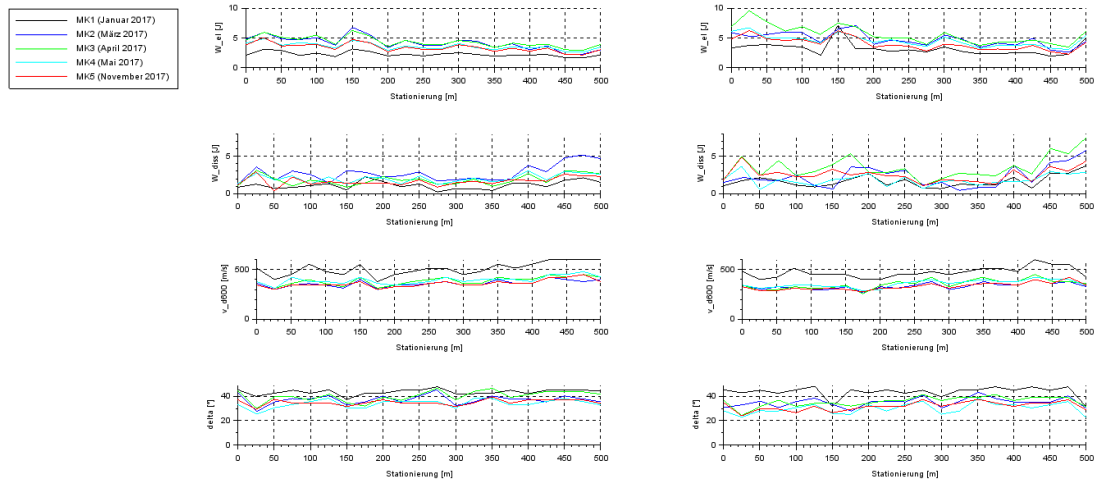


Abbildung 185: Verlauf der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte für Messstrecke MS 10 (links: MML, rechts: RML)

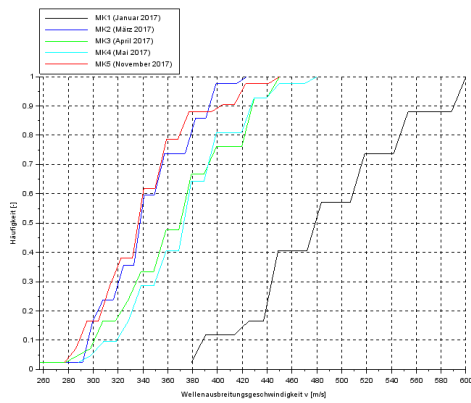


Abbildung 186: Summenlinie für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} für die Messstrecke MS 10

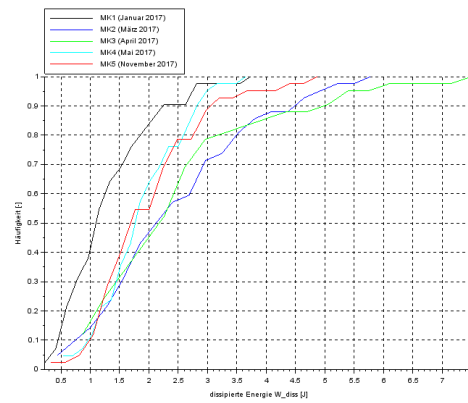


Abbildung 187: Summenlinie für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messstrecke MS 10

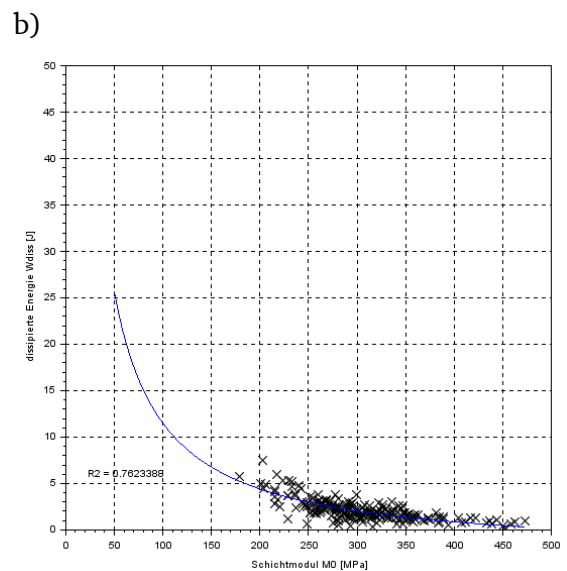
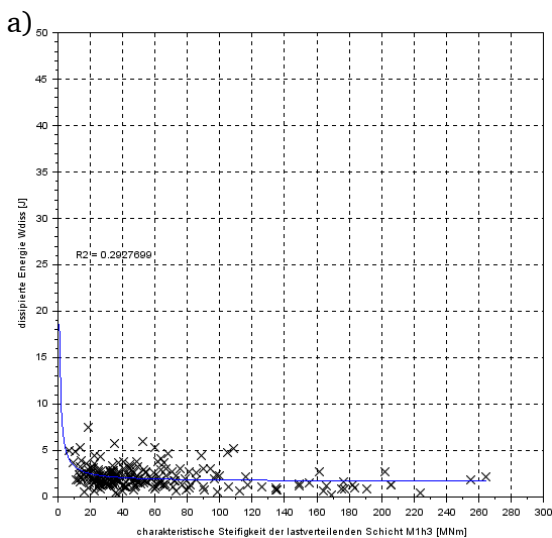


Abbildung 188: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 für Messstrecke MS 10; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 für Messstrecke MS 10

Die Analyse der dynamischen Kennwerte bestätigt das sehr hohe Tragfähigkeitsniveau bei Messkampagne MK 1 (Januar). Vor allem die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} ist deutlich höher als bei den übrigen Messkampagnen. Ansonsten weisen die Werte für die dissipierte Energie W_{diss} für die Messkampagnen MK 2 (März) und MK 3 (April) vergleichsweise hohe Werte auf. Der charakteristische Tragfähigkeitsunterschied bei Messkampagne MK 4 (Mai) zwischen gebundenen und ungebundenen Schichten lässt sich beim Blick auf die dynamischen Kennwerte nur bedingt reproduzieren.

Dies ist auch der Grund, weswegen die nichtlinearen Regressionsanalysen zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die konventionellen Tragfähigkeitskennwerte keine guten Anpassungen liefern. Vor allem die Vorhersage auf Grundlage der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ fällt schlecht aus ($R^2 = 0,293$), da trotz niedriger Werte für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ keine hohen Werte für die dissipierte Energie W_{diss} vorliegen.

4.6.13 UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE ZU TRAGFÄHIGKEITSMESSUNGEN AUF UNGEBUNDENEN VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN IN LETTLAND

Mit Unterstützung der lettischen Straßenbauverwaltung (Latvijas Valsts ceļi), konnten auch Tragfähigkeitsmessdaten untersucht werden, die unmittelbar auf einer ungebundenen Verkehrsflächenbefestigung erfasst wurden (Taranovs, 2019). Da der konstruktive Aufbau der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung den Anforderungen der Plattentheorie nicht genügt, musste als konventioneller Tragfähigkeitsparameter hierzu der äquivalente Elastizitätsmodul aus der Halbraumtheorie verwendet werden:

$$E_{\ddot{a}} = \frac{Q \cdot (1 - \mu)^2}{\pi \cdot a \cdot d_0}$$

Gleichung 30: Äquivalenter Elastizitätsmodul der Halbraumtheorie (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2011a)

mit:	$E_{\ddot{a}}$ =	Äquivalenter Elastizitätsmodul [MPa]
	Q =	Anpralllast [N]
	μ =	Querdehnzahl [-]
	a =	Radius der Lastplatte [mm]
	d_0 =	Verformung im Lastmittelpunkt [mm]

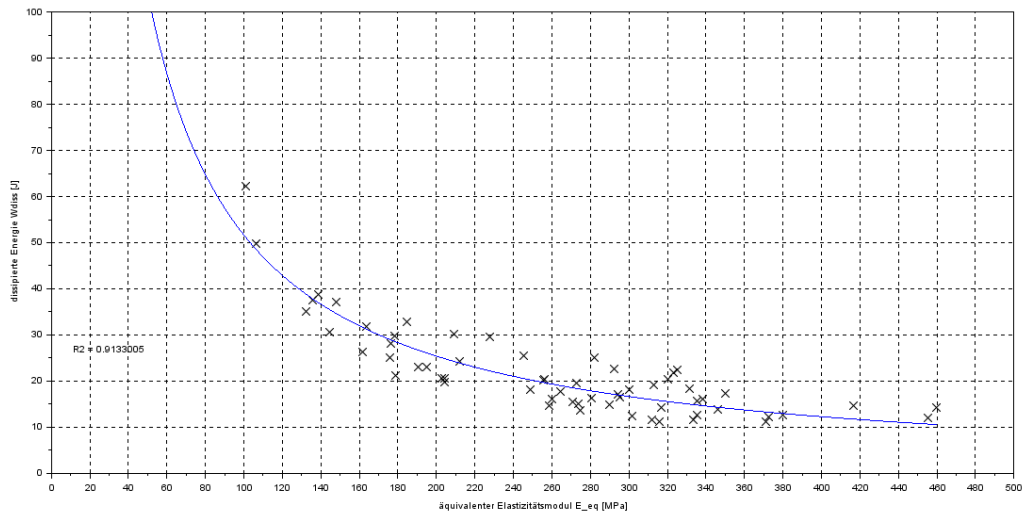


Abbildung 189: Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den äquivalenten Elastizitätsmodul $E_{\text{ä}}$

Die nichtlineare Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den äquivalenten Elastizitätsmodul $E_{\text{ä}}$ zeigt einen deutlichen, hyperbolischen Zusammenhang ($R^2 = 0,913$). Die Beobachtungen aus den zehn Messstrecken in Deutschland, dass die dissipierte Energie W_{diss} sehr stark von der Steifigkeit der ungebundenen Schichten abhängig ist, konnte durch den Vergleich anhand Untersuchungen auf ungebundenen Schichten unterstrichen werden.

4.7 ZUSAMMENFASSUNG


Im Rahmen des Abschnitts 4 wurden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen mithilfe von FWD-Tragfähigkeitsmessungen vorgestellt. Ziel dieser Untersuchungen war es, die in den Abschnitten 2.5.2 und 3.2 vorgestellten, dynamischen Tragfähigkeitskennwerte anhand einer Vielzahl an systematischen Tragfähigkeitsmessungen anzuwenden und die Ergebnisse mit konventionellen Tragfähigkeitskennwerten zu vergleichen.

Zuerst wurde das Untersuchungskonzept vorgestellt. Hierbei ging es vornehmlich um das Erfassungskonzept und um Bohrkernentnahmen, um Hintergründe über die tatsächliche strukturelle Substanz zu erfahren. Weiterhin wurde eine Vielzahl an Messstrecken ausgewählt, die in regelmäßigen Abständen mit dem FWD messtechnisch erfasst wurden. Dies geschah durch freundliche Unterstützung des Staatlichen Bauamts Aschaffenburg, des Amts für Straßenbau und Erschließung der Stadt Frankfurt am Main, des Magistrats der Stadt Pfungstadt und des Referats IV C (Infrastrukturelles Gebäudemanagement) der Technischen Universität Darmstadt. Hinzu kamen Ergebnisse von Tragfähigkeitsmessungen auf ungebundenen Schichten, die durch die lettische Straßenbauverwaltung (Latvijas Valsts ceļi) durchgeführt und freundlicherweise zur Verfügung gestellt wurden. Auf Basis dieser großen Menge an unterschiedlichen Befestigungen und Erfassungstemperaturen wurden dann konventionelle und dynamische Tragfähigkeitskennwerte berechnet und miteinander verglichen. Die Hauptideen dieses Abschnitts sollen nachstehend stichpunktartig zusammengefasst werden:

- Die genaue Kenntnis über die Asphaltkörpertemperatur T_K ist elementar, wenn Temperaturnormierungsverfahren angewendet werden sollen. Hier bieten sich vielerlei Modelle an, um von der Oberflächen- und Umgebungstemperatur auf die Asphaltkörpertemperatur T_K rückschließen zu können.
- Eine funktionale Beschreibung (Curve Fitting) von Kraft- und Verformungsverlauf führt zu Verzerrungen hinsichtlich der Zeitgenauigkeit und ist daher für die Anwendung von Time-History-Daten unbrauchbar.
- Die Verläufe der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte nach dem AP TRAG TEIL C 2.1 (2014) sind reproduzierbar, das heißt die Messpunkte wurden über nahezu alle Messkampagnen hinweg hinreichend genau getroffen und es sind kaum messpunktlagebedingte Ausreißer erkennbar.
- Bei der Analyse von dynamischen Rückrechnungskennwerten auf Verkehrsflächenbefestigungen aus Beton lassen sich kaum systematische Unterschiede zwischen einzelnen Messkampagnen feststellen. Dies entspricht auch den theoretischen Überlegungen, dass Verkehrsflächenbefestigungen aus Beton nahezu ideal-elastisch auf die Beanspruchung reagieren.
- Die höchsten Tragfähigkeiten (gebundene und ungebundene Schichten) sind in der Regel in den Messkampagnen im Januar und November feststellbar. Dies ist sowohl bei den konventionellen als auch in den dynamischen Tragfähigkeitskennwerten (vor allem W_{diss}) erkennbar.
- Die niedrigsten Tragfähigkeiten der ungebundenen Schichten sind in der Regel in den Messkampagnen im März beziehungsweise April feststellbar. Der Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ist hier systematisch niedriger als bei den übrigen Messkampagnen.
- Die niedrigsten Tragfähigkeiten der gebundenen Schichten sind in der Regel in der Messkampagne im Mai feststellbar. Die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden

Schicht M_1h^3 ist hier systematisch niedriger als bei den übrigen Messkampagnen. Die Abweichung von der übrigen Messdatenschar ist allerdings geringer als beim Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 .

- Die dissipierte Energie W_{diss} kann vor allem durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 vorhergesagt werden. Der angenommene hyperbolische Zusammenhang kann durch die experimentellen Untersuchungen bestätigt werden.
- Die Annahme, dass die dissipierte Energie W_{diss} mit der Zunahme an viskosen Materialverhaltensanteilen und damit auch einer Abnahme der Steifigkeit der gebundenen Schichten zu verknüpfen ist, ist nur in Teilen anhand der Daten reproduzierbar. Die Datenlage suggeriert vielmehr, dass die dissipierte Energie W_{diss} durch die Steifigkeit der ungebundenen Schichten moderiert wird, die vor allem im Frühjahr während der Tauperiode sehr stark herabgesetzt ist.
- Die Analyse der Messdaten der lettischen Straßenbauverwaltung, die auf einer ungebundenen Befestigung durchgeführt wurde, bestätigt, dass ein Zusammenhang zwischen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten und der dissipierten Energie W_{diss} vorliegt.



Diese Seite wurde absichtlich leer gelassen

5	MODELLTHEORETISCHE UNTERSUCHUNGEN	
5.1	EINLEITUNG	5-2
5.2	EINFÜHRUNG IN DIE SPEKTRALELEMENTMETHODE (SEM).....	5-4
5.3	MODELLIERUNG DES LASTIMPULSES DES FALLING WEIGHT DEFLECTOMETERS (FWD)	5-7
5.4	MODELLIERUNG DES MATERIALVERHALTENS VON VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN	5-8
5.4.1	MAXWELL- UND KELVIN-VOIGT-MODELL	5-8
5.4.2	GENERALISIERTE MAXWELL- UND KELVIN-VOIGT-MODELLE.....	5-9
5.4.3	HUET-MODELL.....	5-10
5.4.4	HUET-SAYEGH-MODELL.....	5-10
5.4.5	2S2P1D-MODELL	5-11
5.4.6	WAHL DES RHEOLOGISCHEN MODELLS FÜR DIE SEM-SIMULATION	5-11
5.5	DURCHFÜHRUNG EINER PARAMETERSTUDIE	5-14
5.5.1	PARAMETERSTUDIE ZUR TEMPERATURABHÄNGIGKEIT IM ELASTISCHEN FALL	5-15
5.5.2	PARAMETERSTUDIE ZUR TEMPERATURABHÄNGIGKEIT IM VISKO-ELASTISCHEN FALL	5-17
5.5.3	PARAMETERSTUDIE ZUR STEIFIGKEITSABHÄNGIGKEIT DER UNGEBUNDENEN SCHICHTEN	5-19
5.6	ZUSAMMENFASSUNG	5-22

5.1 EINLEITUNG

Bei der Beschreibung von mechanischen Vorgängen in Verkehrsflächenbefestigungen, vor allem unter Berücksichtigung der Dynamik der Beanspruchung, können entweder analytische oder numerische Berechnungsmethoden zum Einsatz kommen. Dabei dienen diese Berechnungen entweder der Vorwärtsrechnung oder Rückrechnung:

- Vorwärtsrechnung: Vorgabe von Beanspruchung und Materialparametern zur Berechnung der hieraus resultierenden Spannungen, Dehnungen und Verformungen
- Rückrechnung: Vorgabe von Beanspruchung und (beispielsweise) Verformungen zur Berechnung von möglichen Materialparametern, die zu der jeweiligen Verformung geführt haben. Dies wird vor allem bei Tragfähigkeitsmessungen angewandt, um aus gemessenen Verformungen an der Oberfläche der Verkehrsflächenbefestigung, unter Rücksichtnahme auf den bestehenden Aufbau, die jeweiligen Elastizitätsmoduln zu bestimmen.

Analytische Berechnungsmethoden erfordern gewisse Vereinfachungen und Randbedingungen, die eine Berechnung erst ermöglichen. Dies führt in der Regel dazu, dass hierdurch nur bestimmte Sonderfälle abgebildet werden können. Numerische Methoden können eine größere Zahl an möglichen Fällen und Bedingungen abdecken, sind aber vergleichsweise rechenintensiv und brauchen dementsprechend (je nach Komplexität des modellierten Systems) viel Zeit, um entweder Vorwärts- oder Rückrechnung durchzuführen und können andere Ungenauigkeiten aufweisen, wie beispielsweise durch die Diskretisierung oder numerische Probleme.

Ein Beispiel für numerische Berechnungsmethoden ist die Finite-Element-Methode (FEM). Dazu ist die Kenntnis über die Vorgänge innerhalb des Körpers aufgrund der Belastung notwendig und das gestaltete Netz an den Stellen zu verdichten, an denen detaillierte Informationen benötigt werden. Die einzelnen Elemente sind dabei mithilfe von Knoten verbunden. Hierbei ist es wichtig, dass die Randbedingungen des modellierten Körpers (Lagerungen) mechanisch sinnvoll sind und den tatsächlichen Gegebenheiten entsprechen. Durch Definition von Werkstoffkenngrößen und einer äußeren Belastung können Spannungen, Dehnungen und Verformungen berechnet werden. Für jedes einzelne definierte Element werden Elementsteifigkeit berechnet und es wird dabei entweder nach dem Prinzip der virtuellen Verrückungen (Verschiebungselemente) oder nach dem Prinzip der virtuellen Kräfte (Schnittkräftelemente) vorgegangen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009b). Ein Beispiel für ein modelliertes Verkehrsflächenbefestigungssystem ist der nachstehenden Abbildung 190 zu entnehmen. Hier wird ersichtlich, dass Symmetrien genutzt werden können, die die Rechenzeit erheblich verkürzen. Zudem wird deutlich, dass das Netz vor allem im Bereich der Lasteinleitung verdichtet wird, da dieser Bereich besonders interessant ist.

Die beispielsweise auch in der Mehrschichtentheorie verwendete, partielle DGL vierter Ordnung kann numerisch durch die FEM gelöst werden. Dies ist aber ebenso durch die Verwendung der Randelementmethode (REM) und der finiten Differenzenmethode denkbar. Während die FE-Methode Ansatzfunktionen verwendet, um Verschiebungen oder Schnittkräfte zu berechnen, muss bei der RE-Methode die exakte Lösung der DGL angesetzt werden. Aufgrund dessen wird die REM hauptsächlich bei der Modellierung des Baugrunds verwendet (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009b; Oeser, Wang, Liu, Wellner & Reinhardt, 2017). OESER ET AL. (2017) untersuchten im Rahmen eines Forschungsvorhabens diverse

(insgesamt fünf) FE-Softwarelösungen und stellten fest, dass alle jeweils ihre Vor- und Nachteile hinsichtlich Genauigkeit und Wirtschaftlichkeit haben (Oeser et al., 2017).

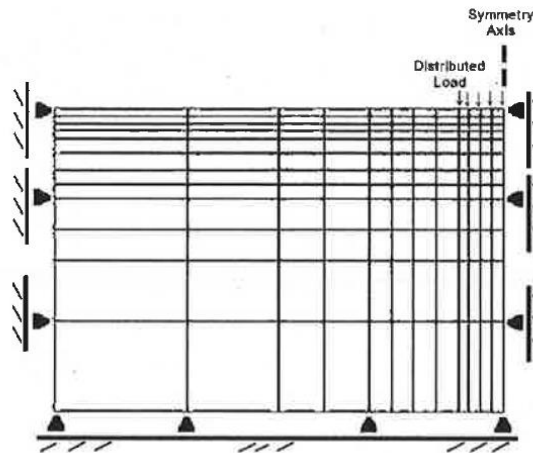


Abbildung 190: Beispielhaftes FE-Modell einer Verkehrsflächenbefestigung (Loizos & Scarpas, 2005)

Grundsätzlich kann bei der Simulation von Strukturen zwischen Kontinuums-, Mesoskalen- und Multiskalenbetrachtungen unterschieden werden. Bei der Betrachtung auf Kontinuumsebene werden Eigenschaften von heterogenen Materialien zusammengefasst und vereinheitlicht parametrisiert. Bei Mesoskalenbetrachtungen werden beispielsweise bei Asphalt sämtliche Bestandteile des Gemischs geometrisch und mechanisch repräsentiert und simuliert, während bei Multiskalenbetrachtungen die einzelnen Meskoskalenbetrachtung zuerst losgelöst voneinander analysiert werden und dann homogenisierend zu repräsentativen Volumenelementen zusammengeführt werden (Lutif, Souza, Kim, Soares & Allen, 2010; Neumann, 2019; Oeser & Pellinien, 2012). Die Zunahme an Genauigkeit ist ebenso mit der Zunahme an Rechendauer verbunden. Für den vorliegenden Analysefall wurde deswegen eine Betrachtung auf Kontinuumsebene mit der zugehörigen Homogenisierung des Materialverhaltens verwendet, wobei die einzelnen Schichten (Asphaltdeck-, Asphaltbinder-, Asphalttragschicht und ungebundene Schicht) einzeln parametrisiert wurden.

All diese Betrachtungsebenen können durch eine FE-Simulation nachempfunden werden, jedoch zeigte sich in Untersuchungen, dass für den vorliegenden Analysefall, die FE-Analyse sehr zeitaufwendig und ineffizient ist (H. S. Lee, 2014), weswegen sich hier noch die Finite-Schichten-Modellierung beziehungsweise die Spektralelementmethode (SEM) anbieten. (Chatti, Ji & Harichandran, 2004; H. S. Lee, 2014). In der vorliegenden Arbeit wurde die Spektralelementmethode gewählt, um die mechanischen Vorgänge innerhalb von Verkehrsflächenbefestigung mittels Vorwärtsrechnungen zu simulieren. Dies liegt vor allem in der Tatsache begründet, dass die relevanten Wellengleichungen in der Frequenzdomäne formuliert sind. Im nachstehenden Unterabschnitt soll diese Methode näher vorgestellt und deren Vorzüge erläutert werden.

5.2 EINFÜHRUNG IN DIE SPEKTRALELEMENTMETHODE (SEM)

Wie in Abschnitt 5.1 ausgeführt, benötigt die Berechnung beziehungsweise Simulation von Werkstoffen eine finite Anzahl an Elementen und zugehörigen Knoten. Hierbei können auch visko-elastische Materialverhalten nachempfunden werden, da die Beanspruchung und die zugehörige Reaktion des simulierten Werkstoffes auf der Zeitdomäne simuliert werden kann. Im Gegensatz hierzu greift die Spektralelementmethode (SEM) auf die Frequenzdomäne zurück, das heißt die Beanspruchung wird von der Zeit- in die Frequenzdomäne mithilfe einer Fourier-Transformation übersetzt. Ein großer Vorteil der SEM gegenüber der FEM liegt in der Tatsache begründet, dass bei der Formulierung der Gleichungen in der SEM, die Massenmatrix als Diagonalmatrix vorliegt und somit die Bildung der Inversen, die bei der Vorwärtsrechnung von Nöten ist, da durch die Bildung der Inversen erst die Verformungen errechnet werden können, einen deutlich geringeren Aufwand darstellt (Rizzi & Doyle, 1992). Gleiches gilt auch für die Reaktion des Werkstoffes. Hierzu werden Ansätze aus der Beschreibung von Wellenbewegungen in Festkörpern herangezogen, die die Anzahl an benötigten Knoten deutlich verringert. Durch die Annahme, dass innerhalb einer Schicht, die hervorgerufenen Bewegungen gleich sind, kann der Rechenaufwand minimiert werden. So ist es möglich, die Anzahl an Elementen zu minimieren, wodurch sich auch der Rechenaufwand deutlich verringert (U. Lee, 2009). Die hervorgerufenen Wellen werden definiert durch ihre Frequenzen (deswegen die Transformation des Lastimpulses in die Frequenzdomäne) und die Wellenzahl. Das Materialverhalten wird zudem ebenfalls in der Frequenzdomäne formuliert, wobei auch die Berücksichtigung von viskosen Verhaltenselementen möglich ist. Durch Superposition der einzelnen Verformungsanteile (frequenzabhängig), kann durch eine inverse Fourier-Transformation wieder die Zeitdomäne erreicht werden und die Verformungen damit in Abhängigkeit von der Zeit wiedergegeben werden (Al-Khoury, Scarpas, Kasbergen & Blaauwendraad, 2001; Al-Khoury, Kasbergen et al., 2001; Al-Khoury et al., 2002). Die zugehörigen mathematischen Schritte zur Erlangung des Gleichungssystems können in den obenstehenden Veröffentlichungen im Detail nachgelesen werden und sollen deswegen nicht wiedergegeben werden.

Der Vorteil der SEM gegenüber FE-Modellen ist die geringere Komplexität des zu definierenden Modells. Durch Benutzung der Wellenausbreitungsgesetzmäßigkeiten innerhalb einer homogenen Schicht, ist die Definition einer Vielzahl an Knoten unnötig und die Rechenzeit verringert sich. Gleichzeitig existieren auch Nachteile der SE-Methode. Diese Nachteile liegen hauptsächlich in der Tatsache begründet, dass zum Schluss mit der Umkehrfunktion der FFT (IFFT) die Zeitdomäne erreicht werden muss (U. Lee, 2009). Durch ungünstige Wahl des Betrachtungsfensters, kann es zum Leakage (Auslaufen) kommen, das heißt es sind Signale enthalten, die im ursprünglichen Signal nicht vorhanden waren (Puente León, Kiencke & Jäkel, 2011). Ebenso kann der Alias-Effekt auftreten, wenn im ursprünglichen Signal Frequenzanteile vorhanden sind, die höher sind als die Nyquist-Frequenz.

Ein beispielhaftes SEM-Modell einer Verkehrsflächenbefestigung ist nachstehender Abbildung 191 zu entnehmen:

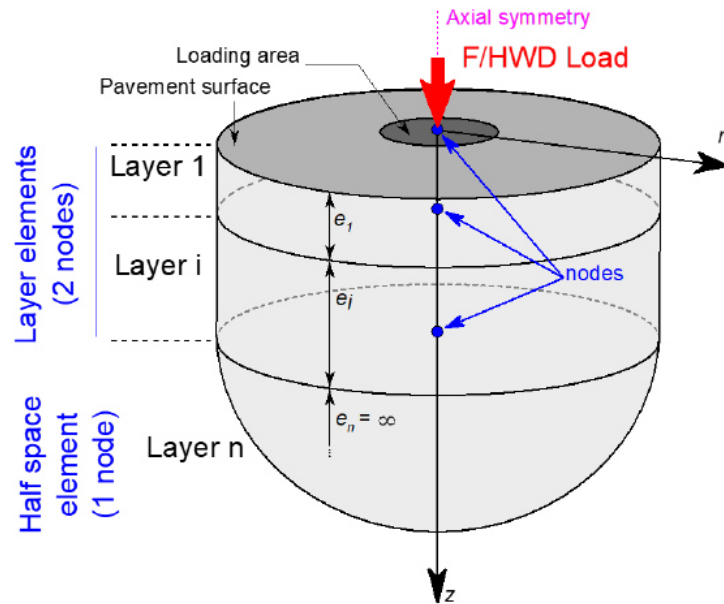


Abbildung 191: Schematische Skizze zur SEM (Roussel, 2019)

In der vorliegenden Arbeit wird ein MATLAB-Skript von ROUSSELL (2019) verwendet, in dem die SEM implementiert ist. Hier ist es möglich, Verkehrsflächenbefestigung ideal-elastisch oder visko-elastisch zu modellieren. Als Betrachtungszeitfenster werden 60 ms angesetzt. Dies entspricht damit der doppelten Impulsbreite und der einfachen Wellenlänge des synthetischen Lastsignals (bezogen auf die übliche Impulsbreite von $t = 30$ ms). Im Rahmen des zugrundeliegenden SE-Modells können variiert werden:

- Schichtdicken
- Elastizitätsmoduln
- Viskose Materialparameter
- Dichte
- Kraftstoß (Impulsbreite, Amplitude)
- Positionierung der virtuellen Geophone

Die zugehörige Benutzeroberfläche ist in Abbildung 192 dargestellt. Die Berechnung einer visko-elastisch modellierten Verkehrsflächenbefestigung dauert ca. 45 s und bietet die Möglichkeit zur Zwischenspeicherung der Daten, um diese in weitergehenden Schritten prozessieren zu können. Die genaue Parametrisierung und die zugehörigen mechanischen Grundlagen zur Berechnung von Verformungen auf Basis des vorliegenden SE-Modells werden im nachfolgenden Abschnitt erläutert.

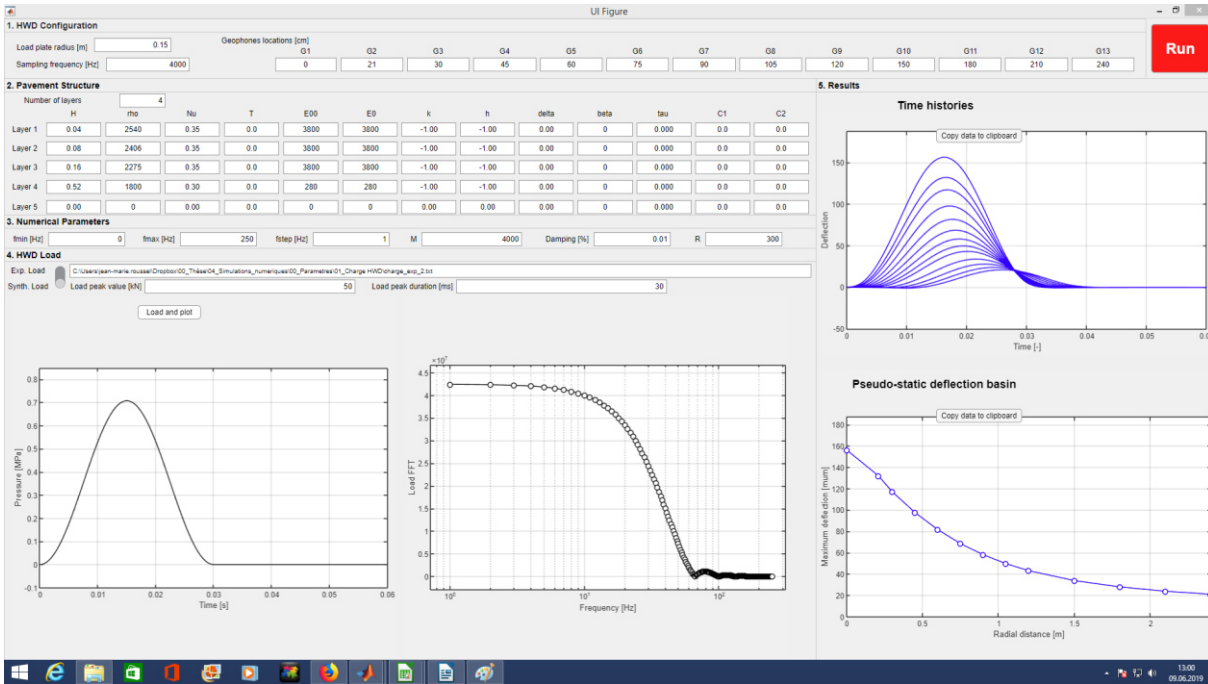


Abbildung 192: Benutzeroberfläche des SEM-Skripts

5.3 MODELLIERUNG DES LASTIMPULSES DES FALLING WEIGHT DEFLECTOMETERS (FWD)

Der Lastimpuls des FWD wird im SEM-Skript über eine sinusförmige Funktion simuliert. Hierzu wird der Verlauf des Impulses über die Dauer und die Höhe gesteuert. Im vorliegenden Fall wurde eine Kraft von $Q = 50 \text{ kN}$ gewählt, was bei einem Lastplattenradius von $a = 0,15 \text{ m}$ eine Druckspannung von $q = 0,707 \text{ MPa}$ ergibt. Zudem wurde die Dauer des Impulses auf $t = 30 \text{ ms}$ festgesetzt, was der maximal empfohlenen Impulsbreite des FWD-Kraftstoßes entspricht.

In Abbildung 193 ist der Lastimpuls und die zugehörige Übersetzung des Lastimpulses von der Zeitdomäne in die Frequenzdomäne dargestellt. Dieser Schritt ist, wie in Abschnitt 5.2 ausgeführt, zur Berechnung der resultierenden Dehnungen und Verformungen auf Grundlage der SEM notwendig. Hierbei gilt folgende Gleichung in der Zeitdomäne:

$$Q(t) = \frac{Q_{max}}{2} \cdot \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi}{t_{ges}} \cdot t\right) \right]$$

Gleichung 31: Lastimpuls in der SEM-Simulation

mit:

Q	=	Kraft [kN]
Q_{max}	=	Maximale Kraft [kN]
t_{ges}	=	Impulsdauer [ms]
t	=	Zeit [ms]

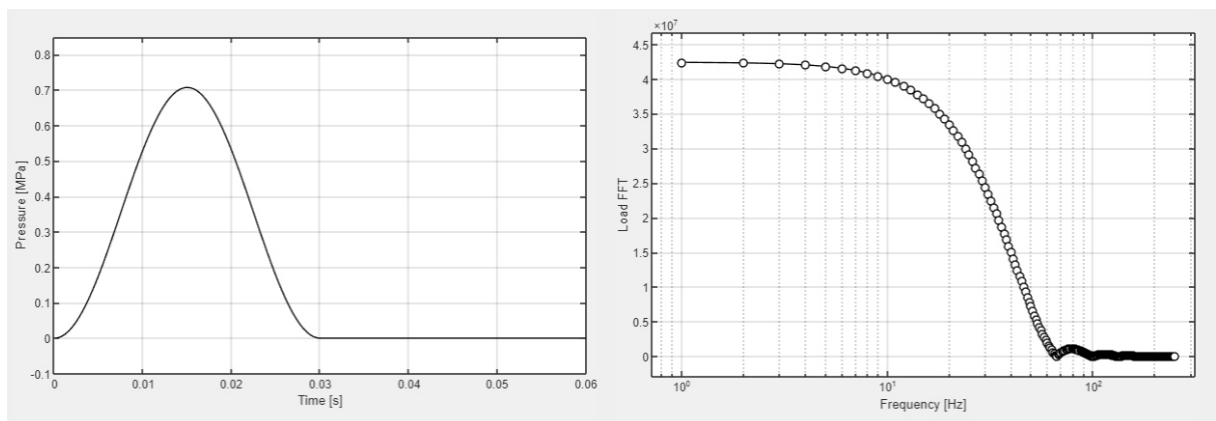


Abbildung 193: Lastimpuls und zugehörige FFT-Analyse im SEM-Skript

Dieser Kraftimpuls weicht in seiner Gestalt etwas vom realen Kraftimpuls des FWD der TU Darmstadt ab. Dieser weist, je nach aufgebrachtener Maximalkraft und untersuchter Verkehrsflächenbefestigung, mehrere lokale Maxima auf. Die Anzahl der lokalen Maxima im Kraftverlauf ist zudem auch noch von der Härte der Gummipuffer abhängig. Für den Zweck der Identifikationen von Einflussfaktoren auf die Time History ist jedoch eine solche Vereinfachung des Kraftverlaufs in der SEM-Simulation ausreichend, da die Abweichungen durch die Mehrzahl an lokalen Maxima im Kraftverlauf bei der Berechnung von Tragfähigkeitskennwerten nicht allzu groß sind.

5.4 MODELLIERUNG DES MATERIALVERHALTENS VON VERKEHRSLÄCHENBEFESTIGUNGEN

Das Materialverhalten von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt kann mit einer Vielzahl an rheologischen Modellen beschrieben werden. Grundansätze hierzu wurden bereits in Abschnitt 2.3 beschrieben. Im Laufe der Zeit wurden die rheologischen Modelle immer weiter verfeinert. Nachstehend sollen einige näher vorgestellt und die Wahl des schließlich verwendeten Modells begründet werden.

Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass jede Kombination aus Federn (elastische Elemente) und Dämpfern (viskose Elemente) lineare visko-elastische Materialverhaltensweisen abbilden kann (Ferry, 1980).

5.4.1 MAXWELL- UND KELVIN-VOIGT-MODELL

Das Maxwell- und das Kelvin-Voigt-Modell bestehen aus jeweils einem Feder- und Dämpferelement, welche entweder in einer Parallel- oder in einer Reihenschaltung angeordnet sind (s. Abbildung 194 und Abbildung 195).

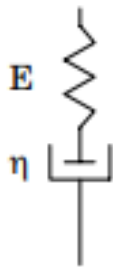


Abbildung 194: Maxwell-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)

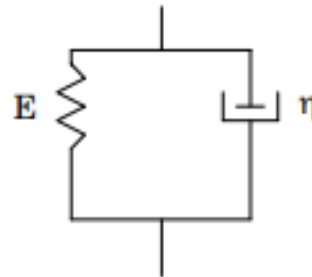


Abbildung 195: Kelvin-Voigt-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)

Nachfolgend sind zudem noch die Gleichungen der hieraus resultierenden Kriech- und Relaxationsfunktionen dargestellt. Grundsätzlich sei gesagt, dass diese beiden Modelle das komplexe Materialverhalten von Asphalt nicht ausreichend abbilden können (European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, 1999).

$$J(t) = \frac{1}{E} + \frac{t}{\eta}$$

Gleichung 32: Kriechfunktion auf Grundlage des Maxwell-Modells

mit:	J =	Kriechfunktion [1/MPa]
	E =	Elastizitätsmodul [MPa]
	t =	Zeit [s]
	η =	Dämpfungskonstante [MPa · s]

$$R(t) = E \cdot e^{-\frac{t}{\tau}}$$

Gleichung 33: Relaxationsfunktion auf Grundlage des Maxwell-Modells

mit: R = Relaxationsfunktion [MPa]
 E = Elastizitätsmodul [MPa]
 t = Zeit [s]
 τ = Retardationszeit [s]

$$J(t) = \frac{1}{E} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}}\right)$$

Gleichung 34: Kriechfunktion auf Grundlage des Kelvin-Voigt-Modells

mit: J = Kriechfunktion [1/MPa]
 E = Elastizitätsmodul [MPa]
 t = Zeit [s]
 τ = Retardationszeit [s]

$$R(t) = E + \eta \cdot \delta(t)$$

Gleichung 35: Relaxationsfunktion auf Grundlage des Kelvin-Voigt-Modells

mit: R = Relaxationsfunktion [MPa]
 E = Elastizitätsmodul [MPa]
 t = Zeit [s]
 δ = Delta-Distribution (Dirac-Funktion)

5.4.2 GENERALISIERTE MAXWELL- UND KELVIN-VOIGT-MODELLE

Bei den generalisierten Maxwell- und Kelvin-Voigt-Modellen werden n Einzelemente des jeweiligen Modells in Reihe geschaltet. Durch die vergleichsweise hohe Anzahl an Einzelementen kann durch beide generalisierten Modelle eine gute Annäherung an das tatsächliche Materialverhalten von Asphalt erzielt werden (Lundström, 2002). Schematische Darstellungen der beiden generalisierten Modelle sind in Abbildung 196 und Abbildung 197 zu sehen. Diesen beiden generalisierten Modellen ist meist eine reine Feder hinzugeschaltet, um die Anfangsdehnung abbilden zu können. Eine einfache Reihenschaltung von Maxwell- und Kelvin-Voigt-Modell wird als Burgers-Modell bezeichnet und wird sehr häufig zur Charakterisierung des rheologischen Verhaltens von Bitumen verwendet. Gleichzeitig lässt sich feststellen, dass eine Parallelschaltung von zwei Maxwell-Körpern mit unterschiedlichen Retardationszeiten wiederum dem Burgers-Modell entspricht (European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, 2000).

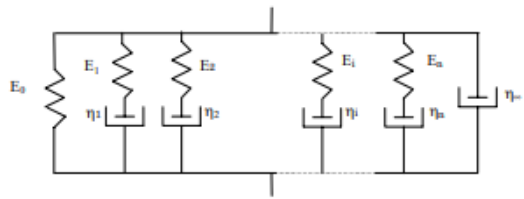


Abbildung 196: Generalisiertes Maxwell-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)

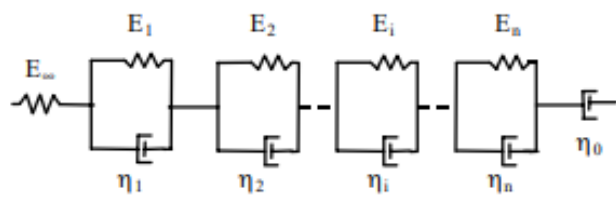


Abbildung 197: Generalisiertes Kelvin-Voigt-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)

5.4.3 HUET-MODELL

Das Huet-Modell beschreibt das Materialverhalten mithilfe zweier in Reihe geschalteter, parabelförmiger Kriechelemente (k , h) und einer Feder (s. Abbildung 198) (Huet, 1965). Diese fraktionalen Dämpfer stellen eine Abkehr von linearen Elementen dar und ermöglichen die Formulierung von Temperaturabhängigkeiten bei der Parametrisierung. Die Grenzen dieses Modells sind in nachstehendem Abschnitt 5.4.4 näher beschrieben.

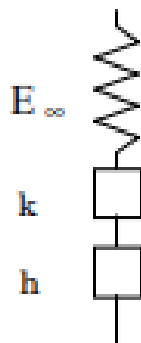


Abbildung 198: Huet-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)

5.4.4 HUET-SAYEGH-MODELL

Das Problem des Huet-Modells ist, dass das Materialverhalten bei niedrigen Belastungsfrequenzen und/oder hohen Temperaturen nicht ausreichend genau abgebildet werden kann. Dies liegt daran, dass bei der mathematischen Formulierung des komplexen Elastizitätsmoduls E^* dieser bei der Grenzwertbetrachtung gegen 0 MPa divergiert, während reale Beobachtungen einen Grenzwert aufzeigen, der nicht 0 MPa entspricht. Dies wird mit dem Verhalten des Gesteinsgerüsts begründet, da dieses bei hohen Temperaturen beziehungsweise niedrigen Belastungsfrequenzen das Tragverhalten des Asphalts bestimmt (Olard & Di Benedetto, 2003). Aus diesem Grund wird beim Huet-Sayegh-Modell eine weitere Feder parallelgeschaltet (mit der Federsteifigkeit E_0 , s. Abbildung 199). Experimentelle Untersuchungen konnten zeigen, dass das reale Materialverhalten von Asphalt sehr gut durch das Huet-Sayegh-Modell beschrieben werden kann – sowohl in allen Temperatur-, als auch in allen Frequenzbereichen (European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, 1999).

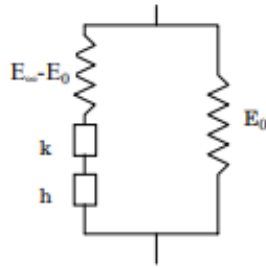


Abbildung 199: Huet-Sayegh-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)

5.4.5 2S2P1D-MODELL

Um auch das Materialverhalten von Bitumen abbilden zu können, ergänzten OLARD & DI BENEDETTO (2003) das Huet-Sayegh-Modell um ein lineares Dämpferelement, welches auf Seite des Huet-Modells in Reihe geschaltet wird (s. Abbildung 200). Durch eine Vielzahl von Laboruntersuchungen konnte aufgezeigt werden, dass sämtliche Temperatur- und Frequenzbereiche durch das Modell abgedeckt werden können. Interessant bei diesem Modell ist die Tatsache, dass nicht nur das Verhalten von viskoelastischen Festkörpern abgebildet werden kann, sondern auch von viskoelastischen Flüssigkeiten. Weitergehende Untersuchungen zeigen, dass dieses Modell vor allem bei unmodifiziertem Bitumen sehr gute Übereinstimmungen zu realen Versuchsdaten liefert, jedoch bei stark modifizierten Bindemitteln an seine Grenzen stößt (Nur Izzi, 2012). Untersuchungen am DSR zeigten bei verschiedenen Füllern gute Übereinstimmungen zwischen realen Messwerten und Werten aus dem Modell (Delaporte, Di Benedetto, Chaverot & Gauthier, 2009).

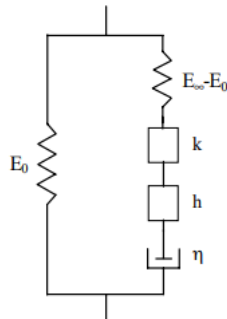


Abbildung 200: 2S2P1D-Modell (Olard & Di Benedetto, 2003)

5.4.6 WAHL DES RHEOLOGISCHEN MODELLS FÜR DIE SEM-SIMULATION

Für die SEM-Simulation stehen prinzipiell alle in Abschnitt 5.4 genannten Modelle zur Disposition. Grundsätzlich gilt, dass das verwendete Modell das Materialverhalten so abbilden soll, dass das dynamische Verhalten, inklusive dem nichtlinearen Teil der Viskoelastizität, realitätsnah nachempfunden wird. Maßgebend ist zudem, dass auch das Materialverhalten bei hohen Temperaturen untersucht werden soll. Daher sollte das verwendete rheologische Modell auch derart beschaffen sein, dass es das Materialverhalten des Asphalts auch bei hohen Temperaturen beschreiben kann. Dementsprechend ist darauf zu achten, dass das gewählte rheologische Modell auch Steifigkeiten berücksichtigt, die zum Beispiel durch Verzahnung des Gesteinskörnungsgerüsts beeinflusst werden. Aus diesem Grund wurde das in Abschnitt 5.4.5 beschriebene 2S2P1D-Modell gewählt. Im verwendeten SEM-Skript gilt dabei folgender Zusammenhang zur Ermittlung des dynamischen Elastizitätsmoduls E^* :

$$E_{2S2P1D}^*(\omega)$$

$$= E_{\infty} + \frac{E_0 - E_{\infty}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}}$$

Gleichung 36: Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls auf Grundlage des 2S2P1D-Modells

mit:

E_{2S2P1D}^*	=	Komplexer Elastizitätsmodul [MPa]
E_{∞}	=	Elastizitätsmodul (Glasmodul) [MPa]
E_0	=	Zeit [s]
δ	=	Dämpfungskonstante [MPa · s]
ω	=	Kreisfrequenz [1/s]
τ	=	Retardationszeit []
β	=	Dämpfungsfaktor [-]
k	=	Exponent [-]
h	=	Exponent [-]

Dabei ist zu beachten, dass für die Betrachtung des ideal-elastischen Materialverhaltens des Asphalts die Werte für E_0 und E_{∞} gleichzusetzen sind und die weitere Parametrisierung der Gleichung 36 folgendermaßen zu erfolgen hat:

- $k = h = -1$
- $\delta = \beta = \tau = C_1 = C_2 = 0$

Für die Analyse des viskoelastischen Falls müssen die oben genannten Parameter anders gewählt werden. Dabei wurden für die jeweilige Asphaltsschicht typische Werte angenommen. Diese Werte wurden in Anlehnung an experimentelle Untersuchungen gewählt (Nur Izzi, 2012; Olard & Di Benedetto, 2003):

	ADS	ABS	ATS
E_{∞} [MPa]	9	100	14
E_0 [MPa]	39.500	26.600	37.500
k [-]	0,20	0,13	0,18
h [-]	0,63	0,51	0,59
δ [-]	2,20	1,15	2,05
β [-]	60	250	130
τ [-]	0,036	0,045	0,120
C_1 [-]	27,4	19,8	27,4
C_2 [-]	183,8	147,3	183,8

Tabelle 25: Angenommene Ausgangswerte für die SEM-Parameterstudie

Hierbei gilt Williams-Landel-Ferry-Gleichung, die durch die beiden Konstanten C_1 und C_2 determiniert wird, die die Zeit-Temperatur-Superposition beschreibt. Diese Möglichkeit der Superposition ergibt sich dadurch, dass das Materialverhalten neben der starken Zeit- auch eine starke Temperaturabhängigkeit aufweist, die in den molekularen Bewegungs- beziehungsweise

Umlagerungsvorgängen begründet liegt (Grellmann & Seidler, 2015). Auf Grundlage des Superpositionsprinzips können so frequenz- und temperaturabhängige Vorgänge in einer Funktion abgebildet werden. Hieraus ergibt sich die Master-Curve des modellierten/untersuchten Asphalts. Aus den Eingangswerten für die Asphaltkörpertemperatur und der Belastungsfrequenz (über sämtliche Parameterkonstellationen hinweg konstant bei $f_{\text{FWD}} = 30$ Hz) kann so der zugehörige Elastizitätsmodul der jeweiligen Asphaltschicht berechnet werden, der dann zur Berechnung des Verformungsverlaufs verwendet wird.

Die ungebundenen Schichten wurden ideal-elastisch modelliert, das heißt es wurden einzig der Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl parametrisiert.

Neben den genannten Parametern waren auch die Dichte ρ sowie die Querdehnzahl der jeweiligen Schicht zu parametrisieren. Auch diese Werte wurden in Anlehnung an experimentelle Untersuchungen gewählt (Nur Izzi, 2012; Olard & Di Benedetto, 2003):

	ρ [g/cm ³]	μ [-]
ADS	2,540	0,35
ABS	2,406	0,35
ATS	2,275	0,35
SoB	1,800	0,50

Tabelle 26: Annahmen bezüglich der Dichten ρ_i und Querdehnzahlen μ_i für die SEM-Simulation

5.5 DURCHFÜHRUNG EINER PARAMETERSTUDIE

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde mittels des SEM-Skripts eine Parameterstudie durchgeführt, bei der verschiedene mechanische Parameter der modellierten Verkehrsflächenbefestigung variiert wurden, um hieraus eine virtuelle Verformungsmulde auf Grundlage der Beanspruchung durch ein FWD nachzuempfinden. Mithilfe dieser Verformungsmulde und den zugehörigen Verformungsverläufen wurden anschließend konventionelle und dynamische Tragfähigkeitskennwerte berechnet, die dann in Relation zum variierten Parameter gesetzt wurden, um Rückschlüsse auf Abhängigkeiten zu schließen. Dabei wurde folgendermaßen variiert:

- Asphaltkörpertemperatur
 - $T_1 = 0 \text{ °C}$
 - $T_2 = 5 \text{ °C}$
 - $T_3 = 10 \text{ °C}$
 - $T_4 = 15 \text{ °C}$
 - $T_5 = 20 \text{ °C}$
 - $T_6 = 25 \text{ °C}$
 - $T_7 = 30 \text{ °C}$
 - $T_8 = 35 \text{ °C}$
 - $T_9 = 40 \text{ °C}$
 - $T_{10} = 45 \text{ °C}$
 - $T_{11} = 50 \text{ °C}$
- Variation der Asphaltkörpertemperatur für den ideal-elastischen und visko-elastischen Fall
- Variation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten (hier wurde der Asphalt ideal-elastisch gerechnet)
 - $E_{0,1} = 10 \text{ MPa}$
 - $E_{0,2} = 25 \text{ MPa}$
 - $E_{0,3} = 50 \text{ MPa}$
 - $E_{0,4} = 75 \text{ MPa}$
 - $E_{0,5} = 100 \text{ MPa}$
 - $E_{0,6} = 150 \text{ MPa}$
 - $E_{0,7} = 200 \text{ MPa}$
 - $E_{0,8} = 250 \text{ MPa}$
 - $E_{0,9} = 300 \text{ MPa}$
 - $E_{0,10} = 350 \text{ MPa}$
 - $E_{0,11} = 400 \text{ MPa}$

Wie in Abschnitt 5.4.6 erwähnt, wurde das 2S2P1D-Modell zur Beschreibung des Materialverhaltens des Asphalts verwendet. Die Rahmenbedingungen zur Modellierung hinsichtlich der Parametrisierung des Modells sind in Abschnitt 5.4.5 dargelegt worden. Beiliegend wird noch der konstruktive Aufbau der Modellbefestigung dargestellt. Es wurde ein dreilagiger Asphaltüberbau gewählt, bestehend aus Asphaltdeck-, Asphaltbinder- und Asphalttragschicht. Diese liegen auf einer Schicht ohne Bindemittel auf, die stellvertretend für den gesamten ungebundenen Unterbau beziehungsweise Untergrund stehen soll. Daraus ergibt sich folgender Aufbau:

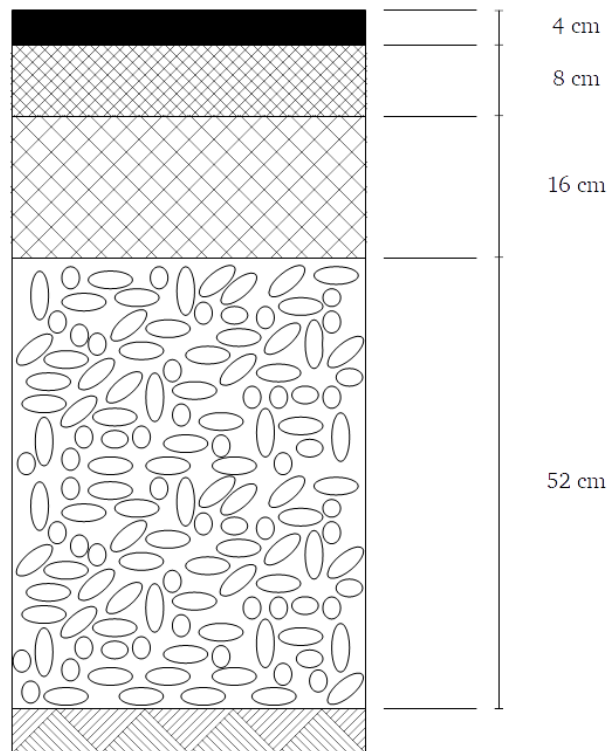


Abbildung 201: Konstruktiver Aufbau für die SEM-Simulation

Nachfolgend sind die Ergebnisse der SEM-Parameterstudie dargestellt. Zum einen wird auf die Auswirkung der Parametervariation (vor allem mit Blick auf die Asphaltkörpertemperatur T_K oder den Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten E_0) auf die resultierende Verformungsmulde geblickt. Zum anderen wird der Einfluss der Parametervariation auf die Ausprägung einzelner Tragfähigkeitsgrößen analysiert. Hierzu gehören:

- Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0
- Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$
- Dissipierte Energie W_{diss}
- Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600}

Bei der Betrachtung des visko-elastischen Falls wird zudem auch der Verformungsverlauf (über die Zeit) betrachtet. Abschließend werden ausgewählte Hystereseschleifen, die sich aus den einzelnen Parametervariationen ergeben, betrachtet und analysiert. Hieraus soll identifiziert werden, welche Parametervariation am ehesten durch die dissipierte Energie W_{diss} abgebildet wird.

5.5.1 PARAMETERSTUDIE ZUR TEMPERATURABHÄNGIGKEIT IM ELASTISCHEN FALL

In Abbildung 202 sind verschiedene Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur T_K dargestellt. Hier wird ersichtlich, dass vor allem der lastnahe Teil der Verformungsmulde sich mit zunehmender Temperatur verändert – die Verformungen werden größer. Während bei einer Temperatur von $T_K = 0 \text{ °C}$ die Verformung im Lastmittelpunkt ca. $80 \text{ }\mu\text{m}$ beträgt, weist die Verformung im Lastmittelpunkt bei einer Temperatur von $T_K = 50 \text{ °C}$ ca. $260 \text{ }\mu\text{m}$ auf. Ab einer Entfernung von ca. 1.200 mm zum Lastmittelpunkt ist zudem keinerlei Unterschied über die einzelnen Temperaturstufen mehr

feststellbar. Dies entspricht auch den Beobachtungen von JANSEN (2009), der in diesem Temperaturnormierungsverfahren auch einzig die Verformungen D_0 bis D_{600} temperaturnormiert.

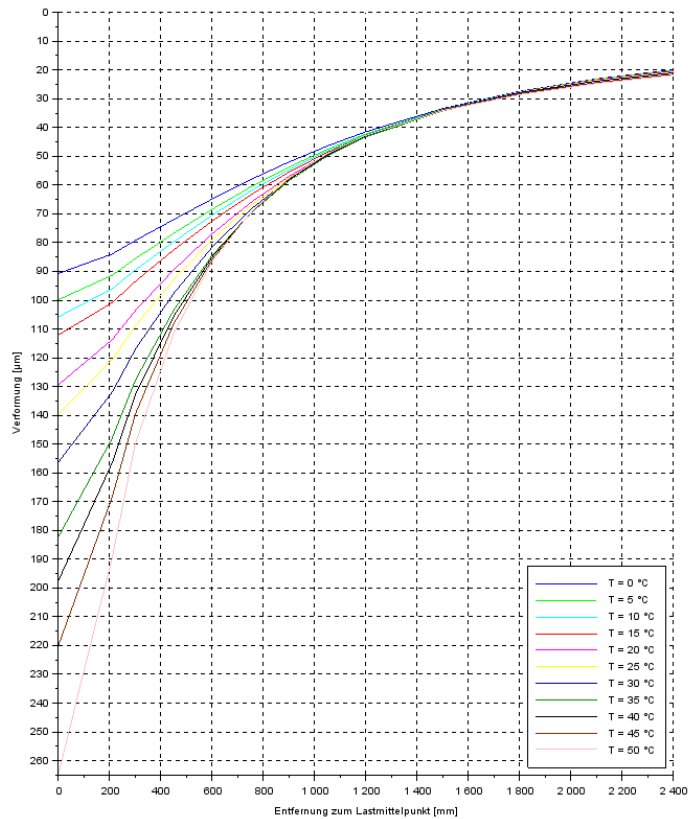


Abbildung 202: Einfluss der Temperatur auf die Verformungsmulde im elastischen Fall

Die Analyse der Auswirkung auf die Ausprägung einzelner Tragfähigkeitskennwerte in Abbildung 203 zeigt, dass die Temperaturvariation auf diejenigen Tragfähigkeitskennwerte Einfluss hat, die die Steifigkeit der gebundenen Schichten beschreiben. Die Steifigkeit der ungebundenen Schichten verändert sich kaum bis gar nicht. Interessanterweise gilt dieses auch für die dynamischen Parameter: Sowohl die dissipierte Energie W_{diss} als auch die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} verändern sich kaum. Dies ist auch nicht weiter verwunderlich, da hier allein der elastische Fall betrachtet wird und daher auch diese dynamischen Kennwerte keinerlei Relevanz spielen sollten. Der Blick auf die resultierenden Hystereseschleifen in Abbildung 209 zeigt auch, dass die SEM-Simulation hier einen nahezu ideal-elastischen Kraft-Verformungs-Verlauf abbildet.

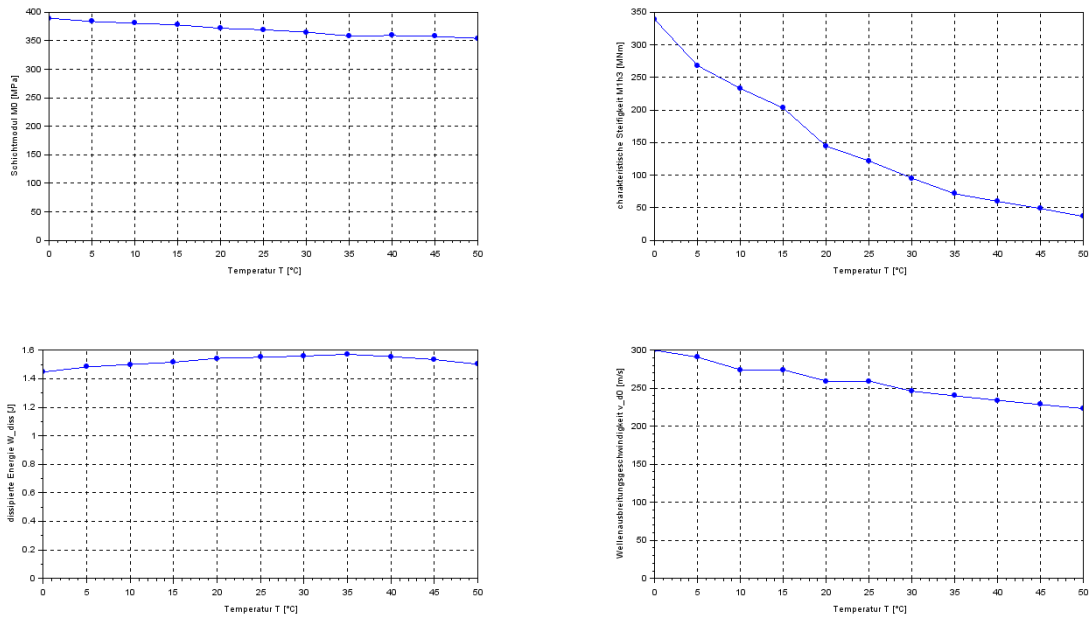


Abbildung 203: Einfluss der Temperatur auf einzelne Tragfähigkeitsgrößen im elastischen Fall

5.5.2 PARAMETERSTUDIE ZUR TEMPERATURABHÄNGIGKEIT IM VISKO-ELASTISCHEN FALL

In Abbildung 205 sind verschiedene Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur T_K dargestellt. Hier wird ersichtlich, dass vor allem der lastnahe Teil der Verformungsmulde sich mit zunehmender Temperatur verändert – die Verformungen werden größer. Während bei einer Temperatur von $T_K = 0 \text{ °C}$ die Verformung im Lastmittelpunkt ca. $80 \mu\text{m}$ beträgt, weist die Verformung im Lastmittelpunkt bei einer Temperatur von $T_K = 50 \text{ °C}$ ca. $260 \mu\text{m}$ auf. Ab einer Entfernung von ca. 1.200 mm zum Lastmittelpunkt ist zudem keinerlei Unterschied über die einzelnen Temperaturstufen mehr feststellbar.

Der Vergleich zwischen dem elastischen und visko-elastischen Berechnungsfall ist in Abbildung 204 mithilfe des Verformungsverlaufs über die Zeit dargestellt. Die Maxima der Verformungen unterscheiden sich beim Verlauf der Verformung im Lastmittelpunkt kaum – bis auf den Fall für $T_K = 50 \text{ °C}$. Die Unterschiede zeigen sich vor allem zu dem Zeitpunkt, bei dem sich die maximale Verformung einstellt. Der Versatz gegenüber dem elastischen Fall nimmt mit zunehmender Asphaltkörpertemperatur zu. Zudem unterscheidet sich der Pfad der Rückverformung deutlich gegenüber dem elastischen Fall. Dieser dauert mit zunehmender Asphaltkörpertemperatur T_K deutlich länger und kann für den Betrachtungsfall $T_K = 50 \text{ °C}$ innerhalb der betrachteten Zeitdauer von $t = 100 \text{ ms}$ gar nicht mehr erfasst werden.

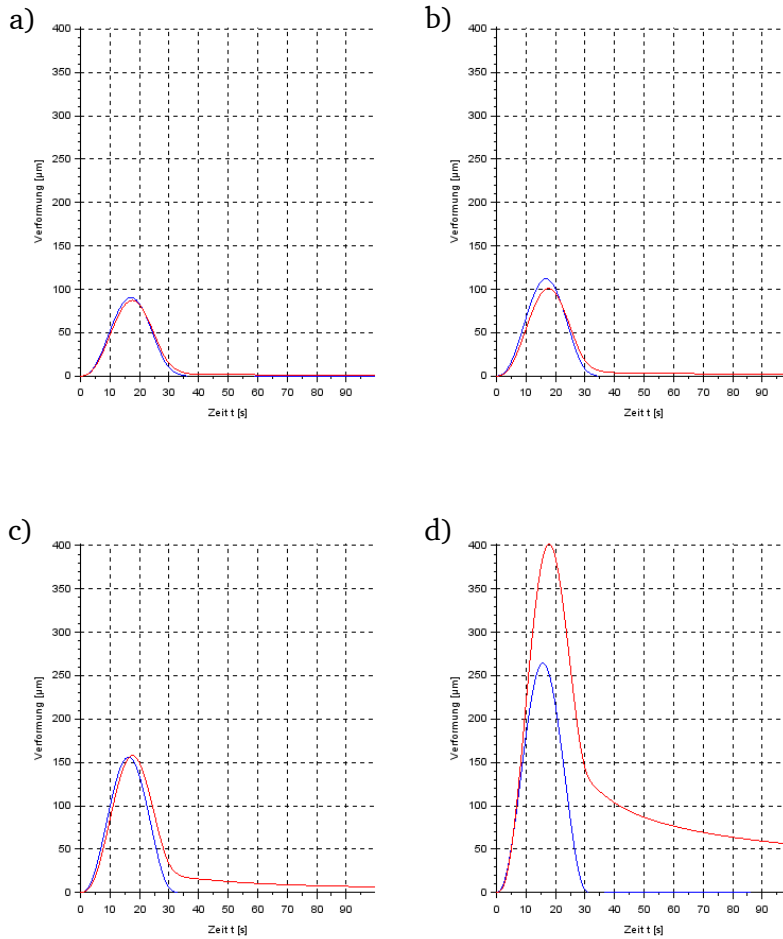


Abbildung 204: Einfluss der Modellierungsweise auf einzelne Verformungsverläufe im Lastmittelpunkt (rot: visko-elastischer Fall, blau: elastischer Fall) a) für $T_K = 0\text{ °C}$, b) für $T_K = 15\text{ °C}$, c) für $T_K = 30\text{ °C}$, d) für $T_K = 50\text{ °C}$

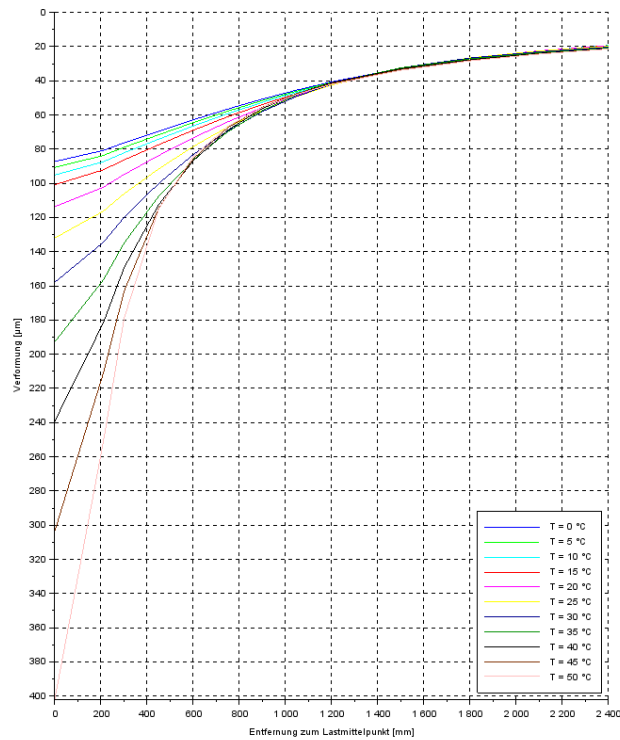


Abbildung 205: Einfluss der Temperatur auf die Verformungsmulde im visko-elastischen Fall

Die Analyse der Auswirkung auf die Ausprägung einzelner Tragfähigkeitskennwerte in Abbildung 206 zeigt, dass die Temperaturvariation einzig auf diejenigen Tragfähigkeitskennwerte Einfluss hat, die die Steifigkeit der gebundenen Schichten beschreiben. Die Steifigkeit der ungebundenen Schichten verändert sich kaum bis gar nicht. Im Gegensatz zum elastischen Berechnungsfall nimmt bei der visko-elastischen Modellierung der Verkehrsflächenbefestigung die dissipierte Energie W_{diss} mit zunehmender Temperatur zu. Der Zusammenhang wird mit zunehmender Temperatur T_K deutlich überproportional. Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} hingegen weist keinen merklichen Unterschied zum Verlauf im elastischen Berechnungsfall auf. Der Blick auf die resultierenden Hystereseschleifen in Abbildung 209 zeigt auch, dass die dissipierte Energie W_{diss} , also der Flächeninhalt innerhalb der Hystereseschleife, vor allem bei hohen Asphaltkörpertemperaturen T_K deutlich zunimmt und sich so ein deutlicher Unterschied zum elastischen Betrachtungsfall ergibt.

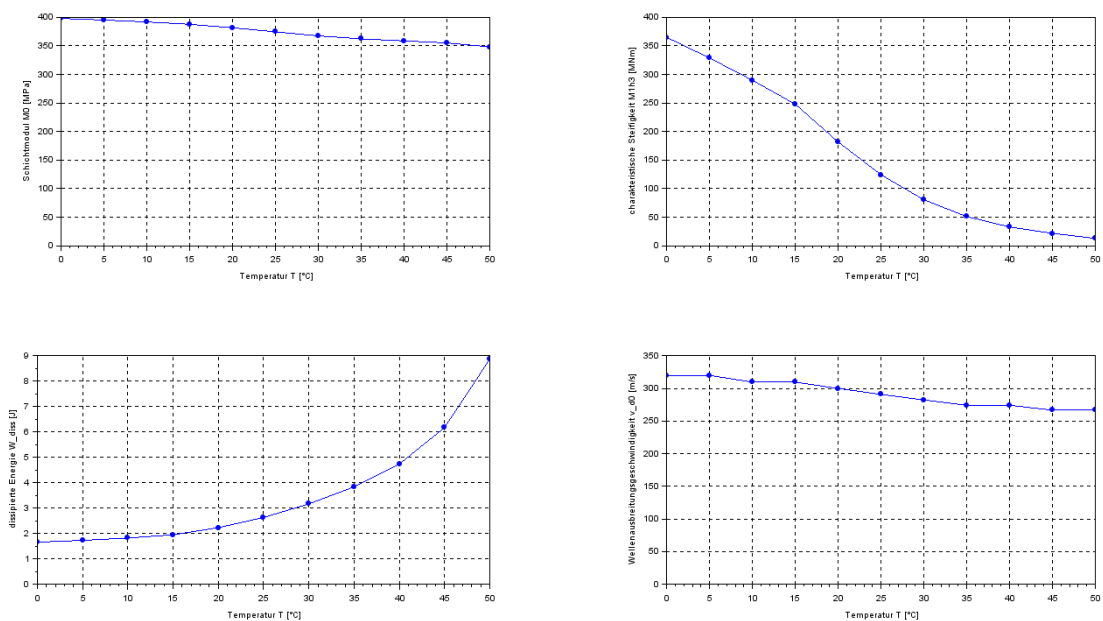


Abbildung 206: Einfluss der Temperatur auf einzelne Tragfähigkeitskennwerte im visko-elastischen Fall

5.5.3 PARAMETERSTUDIE ZUR STEIFIGKEITSABHÄNGIGKEIT DER UNGEBUNDENEN SCHICHTEN

In Abbildung 207 sind verschiedene Verformungsmulden in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten E_0 dargestellt. Man kann erkennen, dass die Variation der Steifigkeit der ungebundenen Schichten Einfluss auf sämtliche Teile der Verformungsmulde hat – im Gegensatz zur Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K . Bezüglich der Geometrie der Verformungsmulde lässt sich feststellen, dass sich der Wendepunkt der Verformungsmulde mit abnehmendem Elastizitätsmodul E_0 immer mehr in den lastfernen Teil der Verformungsmulde verschiebt. Dies ergibt aus mechanischer Sicht Sinn, da der Abstand des Lastmittelpunkts zum Wendepunkt der Verformungsmulde als elastische Länge l definiert ist. Dieser Tragfähigkeitskennwert kann als Kennwert definiert werden, der die relative Steifigkeit der gebundenen Schichten bezogen auf selbige der ungebundenen Schichten beschreibt (Čičković & Bald, 2017). Da die Steifigkeit der gebundenen Schichten bei dieser Parametervariation nicht verändert wurde, muss die elastische Länge mit abnehmender Steifigkeit der ungebundenen Schichten zunehmen.

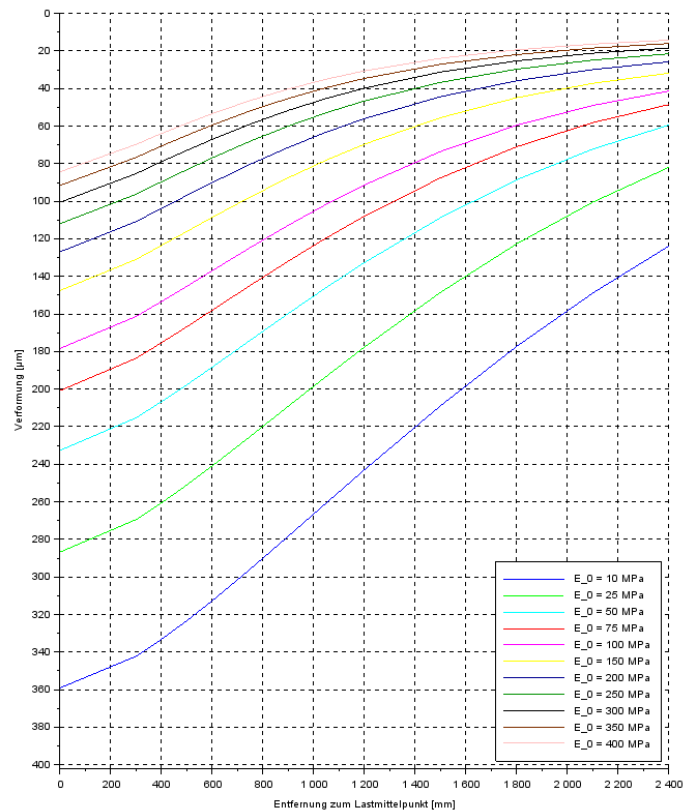


Abbildung 207: Einfluss des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten auf die Verformungsmulde

Die Analyse der Auswirkung auf die Ausprägung einzelner Tragfähigkeitskennwerte in Abbildung 208 zeigt, dass die Steifigkeitsvariation (der ungebundenen Schichten) auf diejenigen Tragfähigkeitskennwerte Einfluss hat, die die Steifigkeit der ungebundenen Schichten beschreiben. Der Einfluss auf Tragfähigkeitskennwerte, die die Steifigkeit der gebundenen Schichten charakterisieren ist hingegen vernachlässigbar. Die Abhängigkeit der dissipierten Energie W_{diss} von der Steifigkeit der ungebundenen Schichten ist vergleichsweise groß. Vor allem im Bereich geringer Steifigkeiten nimmt der Betrag der dissipierten Energie W_{diss} überproportional zu – relativ sogar mehr als bei der Analyse der Temperaturabhängigkeit im visko-elastischen Fall, was sicherlich durch die deutlich größeren Verformungen zu begründen ist, die sich bei der Verringerung der Steifigkeit der ungebundenen Schichten einstellen. Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} hingegen weist einen geringen Zuwachs mit zunehmender Steifigkeit auf. Der Blick auf die resultierenden Hystereseschleifen in Abbildung 209 zeigt auch, dass die dissipierte Energie W_{diss} , also der Flächeninhalt innerhalb der Hystereseschleife, mit abnehmender Steifigkeit der ungebundenen Schichten deutlich zunimmt. Die Zunahme ist in diesem Variationsfall auch nicht auf extreme Ausprägungen beschränkt, sondern zeichnet sich bereits im Bereich üblicher Werte für den Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten E_0 ab.

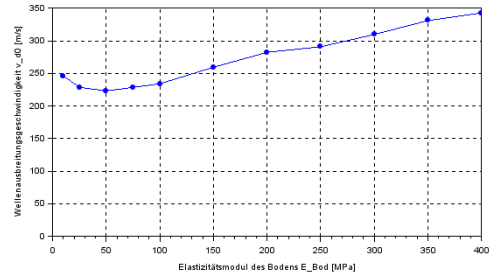
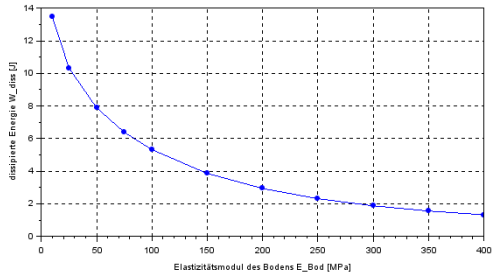
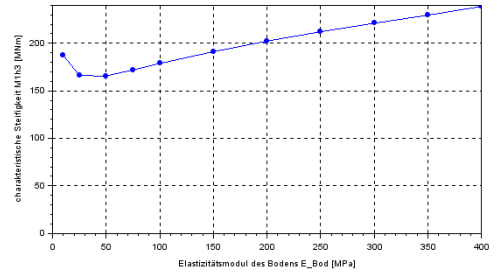
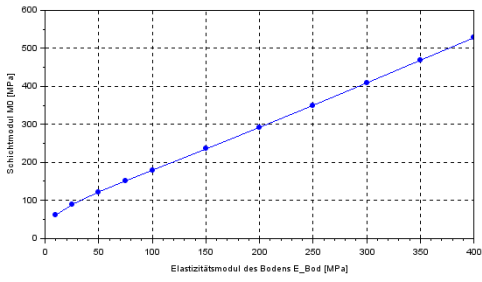


Abbildung 208: Einfluss des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten auf einzelne Tragfähigkeitskennwerte

5.6 ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen dieses Abschnitts wurden mögliche Modellierungsansätze beschrieben, um das Materialverhalten von Asphalt zu simulieren. Dabei wurde auf die Spektralelementmethode (SEM) in Kombination mit dem 2S2P1D-Modell zurückgegriffen. Auf Grundlage des gewählten konstruktiven Aufbaus aus Abbildung 201 und der Variation von Betrachtungsfall (elastisch und visko-elastisch), Asphaltkörpertemperatur T_K und Steifigkeit der ungebundenen Schichten E_0 wurde die modellierte Verkehrsflächenbefestigung durch einen synthetischen Kraftstoß, welcher dem des FWD nachempfunden ist, belastet. Die sich daraus ergebenden Kraft- und Verformungsverläufe wurden auf der einen Seite konventionell, auf der anderen Seite aber auch dynamisch analysiert, um hieraus Abhängigkeiten zu den variierten Rahmenbedingungen erkennen zu können.

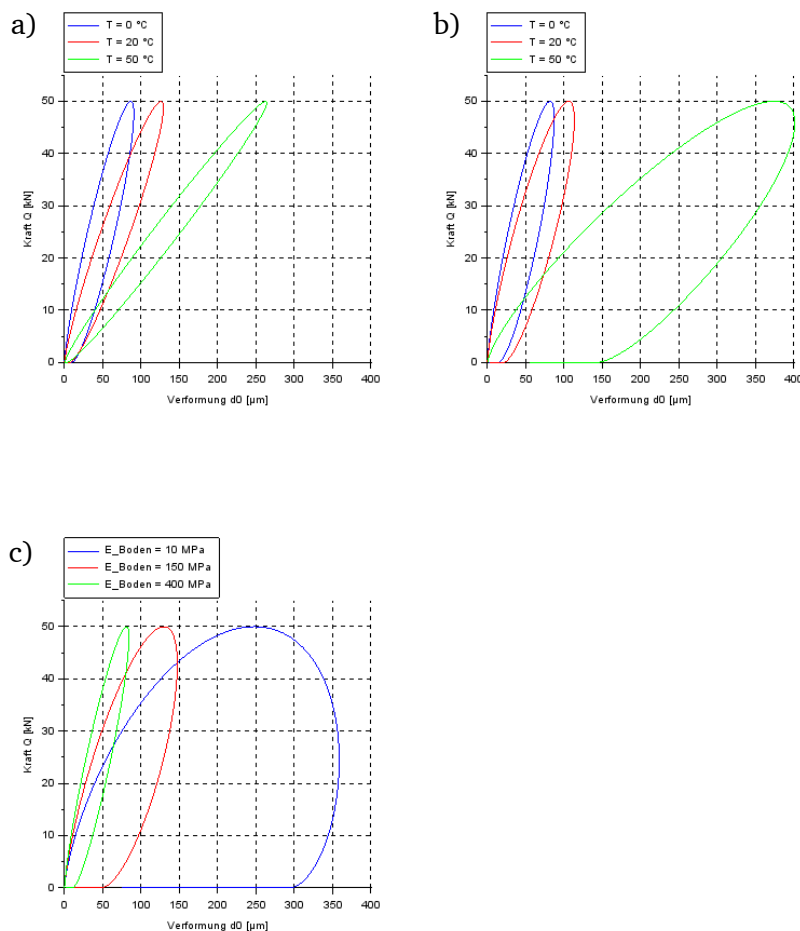



Abbildung 209: a) Hystereseschleifen für die Verformung im Lastmittelpunkt bei Variation der Asphaltkörpertemperatur im elastischen Fall; b) Hystereseschleifen für die Verformung im Lastmittelpunkt bei Variation der Asphaltkörpertemperatur im visko-elastischen Fall; c) Hystereseschleifen für die Verformung im Lastmittelpunkt bei Variation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten

Prinzipiell lässt sich festhalten, dass die quantitativen Ausprägungen der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte auf die gewählten Veränderungen der Rahmenbedingungen mechanisch sinnvoll ansprechen. Gleichzeitig zeigt sich mit Blick auf den Verformungsverlauf über die Zeit und die Hystereseschleifen, dass sich der visko-elastische Berechnungsfall wie erwartet vom elastischen Berechnungsfall unterscheidet. Die dissipierte Energie W_{diss} verändert sich bei elastischer Berechnungsweise kaum bis gar nicht, bei visko-elastischer Modellierung der Verkehrsflächenbefestigung hingegen schon. Noch größer ist allerdings die Reaktion der

quantitativen Ausprägung der dissipierten Energie W_{diss} auf Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten.

Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} verändert sich zwar sowohl bei der Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K als auch der Steifigkeit der ungebundenen Schichten aber in vergleichsweise geringem Maße. Zudem gibt es keinerlei Unterschied zwischen dem elastischen und dem visko-elastischen Betrachtungsfall. Die Veränderungen der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} folgen den mechanischen Erwartungen – eine Steifigkeitserhöhung führt zu einer Geschwindigkeitserhöhung und umgekehrt.



Diese Seite wurde absichtlich leer gelassen

6	DISKUSSION DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	
6.1	EINLEITUNG	6-2
6.2	DISKUSSION DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	6-3
6.2.1	KORRELATIONEN ZWISCHEN KONVENTIONELLEN UND DYNAMISCHEN TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN	6-3
6.2.2	UNTERSCHIEDE IN DER QUANTITATIVEN AUSPRÄGUNG VON TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN IN ABHÄNGIGKEIT DER LAGE DES MESSPUNKTS	6-7
6.2.3	EINFLÜSSE AUF DEN VERLAUF DYNAMISCHER TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE	6-11
6.3	DISKUSSION DER MODELLTHEORETISCHEN UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	6-12
6.3.1	KORRELATIONEN ZWISCHEN KONVENTIONELLEN UND DYNAMISCHEN TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN	6-12
6.3.2	DURCHFÜHRUNG EINER SENSITIVITÄTSANALYSE	6-13
6.4	KRITISCHE GEGENÜBERSTELLUNG DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	6-16
6.4.1	VERGLEICH ZWISCHEN MODELLTHEORETISCHER BERECHNUNG UND EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN	6-16
6.4.2	VERGLEICH MIT ERKENNTNISSEN AUS DER LITERATURSTUDIE	6-16
6.5	VERGLEICH DER TEMPERATURNORMIERUNGSVERFAHREN UND TRAGFÄHIGKEITSGRÖßEN	6-19
6.6	ZUSAMMENFASSUNG	6-24

6.1 EINLEITUNG

Nachdem in den vorangegangenen Abschnitten die experimentellen Untersuchungen, modelltheoretischen Berechnungen und deren Ergebnisse vorgestellt wurden, gilt es in diesem Abschnitt die Ergebnisse statistisch aufzubereiten, in einen mechanischen Kontext zu setzen und schließlich miteinander zu verknüpfen. Zudem sollen die Erkenntnisse, mit denen aus der Literaturstudie verglichen und diskutiert werden.

In einem ersten Schritt werden die experimentellen Untersuchungen bezüglich statistischer Korrelationen und deren Signifikanz untersucht. Dabei werden die unterschiedlichen Tragfähigkeitskennwerte (konventionell und dynamisch) miteinander verglichen und Abhängigkeiten herausgearbeitet. Hier besteht zudem die Besonderheit, dass für einige Messstrecken zwei unterschiedliche Messlinien erfasst wurden und sich hier systematische Unterschiede ergeben haben. Diese werden zusätzlich noch aus plattentheoretischer Sicht beleuchtet.

Anschließend werden die modelltheoretischen Ergebnisse statistisch ausgewertet – analog zu den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen. Diese beiden Untersuchungen sollen dann kritisch gegenübergestellt und mit den Erkenntnissen aus der Literaturstudie verglichen werden.

Da die einzelnen Messkampagnen bei unterschiedlichen Temperaturen, aber gleichbleibender Lokalisierung durchgeführt wurden, sollen noch ausgewählte Temperaturnormierungsverfahren angewendet und deren Auswirkung auf die resultierenden Tragfähigkeitsgrößen untersucht werden. Ziel dieser Analyse ist es herauszuarbeiten, welches Normierungsverfahren auf Grundlage der vorliegenden Messwerte und auf Ebene der Tragfähigkeitsgrößen gute Ergebnisse liefert.

6.2 DISKUSSION DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

6.2.1 KORRELATIONEN ZWISCHEN KONVENTIONELLEN UND DYNAMISCHEN TRAGFÄHIGKEITSKENN- WERTEN

Um den Zusammenhang verschiedener Tragfähigkeitskennwerte untereinander zu vergleichen, sollen statistische Methoden angewandt werden. In Abschnitt 4.6 wurde bereits aufgezeigt, dass offensichtlich ein monotoner, nichtlinearer Zusammenhang zwischen dynamischen und konventionellen Tragfähigkeitskennwerten vorliegt. Die Korrelationsanalyse kann bei der weitergehenden Quantifizierung Aufschluss darüber geben, inwieweit statistische Zusammenhänge zwischen zwei Variablen vorliegen. Üblicherweise kann zur Prüfung monotoner, linearer Zusammenhänge auf das Korrelationsverfahren nach PEARSON zurückgegriffen werden. Da hier jedoch von einem nichtlinearen, monotonen Zusammenhang auszugehen ist, bietet sich hier das Rangkorrelationsverfahren nach SPEARMAN an. Dabei transformiert man beide Variablenspalten in Rangspalten (nach Wert sortiert) und bildet die Differenz D der n Rangpaare. Mithilfe dieser Differenzen der Rangplätze kann der Rangkorrelationskoeffizient r_s nach Gleichung 37 berechnet werden. In den anschließenden Tabellen (Tabelle 27 bis Tabelle 36) sind die Rangkorrelationskoeffizienten r_s für jede einzelne Messstrecke dargestellt. Dabei wurden folgende Parameter herangezogen:

- Asphaltkörpertemperatur T_K
- Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0
- Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$
- Dissipierte Energie W_{diss}
- Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600}

Neben den Werten des jeweiligen Rangkorrelationskoeffizienten r_s ist mit "***" eine hohe Signifikanz ($\alpha = 0,01$) gekennzeichnet. Die Berechnung zur Signifikanz wird im Anschluss an die tabellarische Darstellung des Rangkorrelationskoeffizienten r_s erläutert.

$$r_s = 1 - \frac{6 \cdot \sum_{i=1}^n D_i^2}{n \cdot (n^2 - 1)}$$

Gleichung 37: Berechnung des Spearmanschen Rangkorrelationskoeffizienten r_s (Sachs, 1997)

mit: r_s = Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient [-]
 n = Anzahl an Variablenpaaren ($n \geq 6$) [-]
 D_i = Differenz des Wertepaars i [-]

$n = 126$	T_K	M_0	$M_1 h^3$	W_{diss}	v_{D600}
T_K	1,000	0,119	0,245**	-0,091	0,447**
M_0	0,119	1,000	0,737**	-0,879**	0,670**
$M_1 h^3$	0,245**	0,737**	1,000	-0,796**	0,551**
W_{diss}	-0,091	-0,879**	-0,796**	1,000	-0,659**
v_{D600}	0,447**	0,670**	0,551**	-0,659**	1,000

Tabelle 27: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 1

n = 75	T _K	M ₀	M ₁ h ³	W _{diss}	V _{D600}
T _K	1,000	0,089	-0,469**	-0,412**	0,084
M ₀	0,089	1,000	-0,003	-0,604**	0,453**
M ₁ h ³	-0,469**	-0,003	1,000	0,136	0,301**
W _{diss}	-0,412**	-0,604**	0,136	1,000	-0,472**
V _{D600}	0,084	0,453**	0,301**	-0,472**	1,000

Tabelle 28: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 2

n = 88	T _K	M ₀	M ₁ h ³	W _{diss}	V _{D600}
T _K	1,000	-0,563**	-0,024	-0,368**	0,326**
M ₀	-0,563**	1,000	-0,008	0,009	-0,296**
M ₁ h ³	-0,024	-0,008	1,000	0,156	-0,039
W _{diss}	-0,368**	0,009	0,156	1,000	-0,149
V _{D600}	0,326**	-0,296**	-0,039	-0,149	1,000

Tabelle 29: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 3

n = 210	T _K	M ₀	M ₁ h ³	W _{diss}	V _{D600}
T _K	1,000	-0,248**	-0,702**	0,283**	0,046
M ₀	-0,248**	1,000	0,439**	-0,718**	0,081
M ₁ h ³	-0,702**	0,439**	1,000	-0,430**	0,051
W _{diss}	0,283**	-0,718**	-0,430**	1,000	-0,277**
V _{D600}	0,046	0,081	0,051	-0,277**	1,000

Tabelle 30: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 4

n = 210	T _K	M ₀	M ₁ h ³	W _{diss}	V _{D600}
T _K	1,000	-0,272**	-0,723**	0,492**	0,060
M ₀	-0,272**	1,000	0,429**	-0,872**	0,400**
M ₁ h ³	-0,723**	0,429**	1,000	-0,656**	0,097
W _{diss}	0,492**	-0,872**	-0,656**	1,000	-0,393**
V _{D600}	0,060	0,400**	0,097	-0,393**	1,000

Tabelle 31: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 5

n = 210	T _K	M ₀	M ₁ h ³	W _{diss}	V _{D600}
T _K	1,000	-0,009	-0,107	0,045	0,045
M ₀	-0,009	1,000	0,738**	-0,874**	0,701**
M ₁ h ³	-0,107	0,738**	1,000	-0,701**	0,446**
W _{diss}	0,045	-0,874**	-0,701**	1,000	-0,577**
V _{D600}	0,045	0,701**	0,446**	-0,577**	1,000

Tabelle 32: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 6

n = 210	T _K	M ₀	M ₁ h ³	W _{diss}	V _{D600}
T _K	1,000	-0,018	-0,401**	0,185**	0,200**
M ₀	-0,018	1,000	0,133	-0,820**	0,662**
M ₁ h ³	-0,401**	0,133	1,000	-0,309**	-0,077
W _{diss}	0,185**	-0,820**	-0,309**	1,000	-0,540**
V _{D600}	0,200**	0,662**	-0,077	-0,540**	1,000

Tabelle 33: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 7

n = 210	T _K	M ₀	M ₁ h ³	W _{diss}	V _{D600}
T _K	1,000	-0,093	-0,351**	0,203**	-0,125
M ₀	-0,093	1,000	0,626**	-0,865**	0,577**
M ₁ h ³	-0,351**	0,626**	1,000	-0,775**	0,795**
W _{diss}	0,203**	-0,865**	-0,775**	1,000	-0,666**
V _{D600}	-0,125	0,577**	0,795**	-0,666**	1,000

Tabelle 34: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 8

n = 210	T _K	M ₀	M ₁ h ³	W _{diss}	V _{D600}
T _K	1,000	-0,065	-0,245**	0,242**	-0,073
M ₀	-0,065	1,000	0,707**	-0,881**	0,667**
M ₁ h ³	-0,245**	0,707**	1,000	-0,824**	0,791**
W _{diss}	0,242**	-0,881**	-0,824**	1,000	-0,729**
V _{D600}	-0,073	0,667**	0,791**	-0,729**	1,000

Tabelle 35: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 9

n = 210	T _K	M ₀	M ₁ h ³	W _{diss}	V _{D600}
T _K	1,000	-0,243**	-0,589**	0,262**	-0,339**
M ₀	-0,243**	1,000	0,541**	-0,713**	0,615**
M ₁ h ³	-0,589**	0,541**	1,000	-0,274**	0,741**
W _{diss}	0,262**	-0,713**	-0,274**	1,000	-0,330**
V _{D600}	-0,339**	0,615**	0,741**	-0,330**	1,000

Tabelle 36: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für MS 10

n = 61	E _ä	W _{diss}
E _ä	1,000	-0,792**
W _{diss}	-0,792**	1,000

Tabelle 37: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für die Untersuchung an ungebundenen Verkehrsflächenbefestigungen in Lettland

Die Signifikanz von r_s wird anhand eines Hypothesentests mithilfe von tabellierten Werten bestimmt. Dabei gilt folgender Zusammenhang:

$$\hat{f}_s = \frac{r_s}{2} \cdot \left[\sqrt{(n-1)} + \sqrt{\frac{(n-2)}{(1-r_s^2)}} \right] < \frac{z_\alpha + t_{n-2;\alpha}}{2}$$

Gleichung 38: Berechnung der Signifikanzschanke des Spearmanschen Rangkorrelationskoeffizienten r_s (Sachs, 1997)

- mit:
- \hat{f}_s = Schranke für den Rangkorrelationskoeffizienten r_s [-]
 - r_s = Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient [-]
 - n = Anzahl an Variablenpaaren (n ≥ 6) [-]
 - α = Irrtumswahrscheinlichkeit [-]
 - z_α = z-Wert der Standardnormalverteilung [-]
 - t_{n-2;α} = Signifikanzschanke für die t-Verteilung [-]

Die obige Gleichung gilt dabei für Stichprobengrößen n > 30, was bei der vorhandenen Stichprobengröße der experimentellen Untersuchungen durchgehend eingehalten wird. Grundsätzlich gilt, dass dieser Signifikanztest bei allen Rangkorrelationen |r_s| > 0,200 auf dem Niveau von α = 0,01 eingehalten wird.

In Abschnitt 4.6 sind Regressionsanalysen bezüglich der Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die konventionellen Tragfähigkeitskennwerte dargestellt. Nachstehend wird ebenfalls eine Regressionsanalyse durchgeführt, bei der alle Messwerte der zehn Messstrecken herangezogen wurden. Einzig die Ergebnisse der Messstrecke MS 3 (Seeheimer Straße in Pfungstadt) wurden herausgenommen, da diese Verkehrsflächenbefestigung aus Beton besteht, daher die Gestalt der Hystereseschleife deutlich anders ist (im Vergleich zu denen bei Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt) und daher nicht in die Grundgesamtheit aller anderen Messwerte hineinfällt.

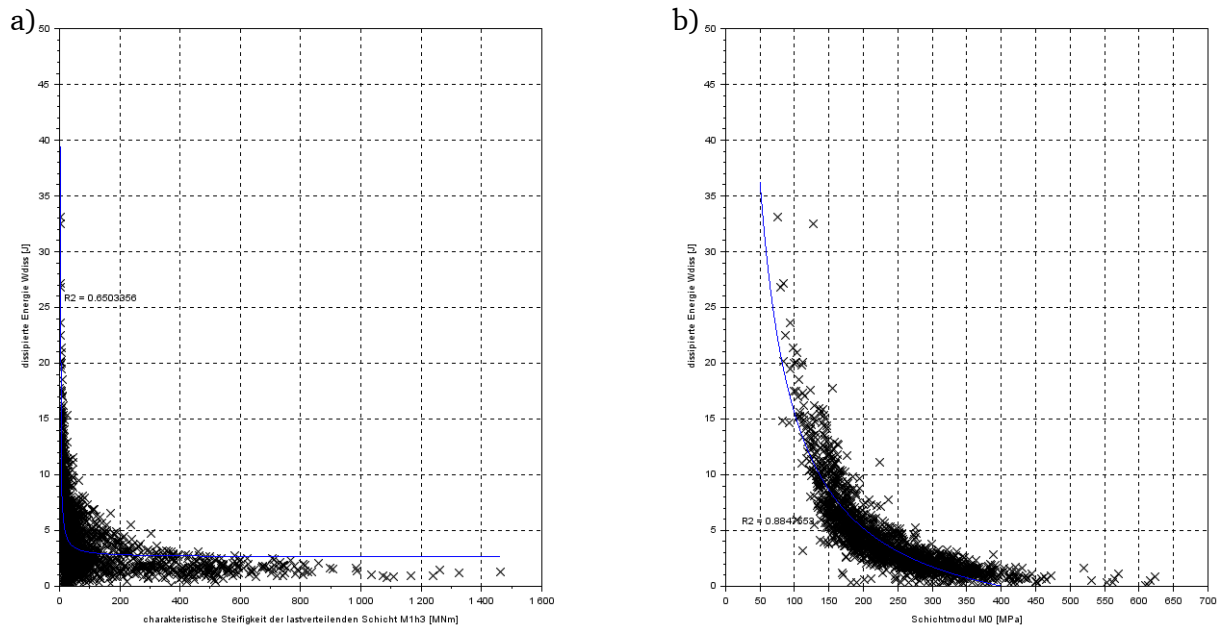


Abbildung 210: a) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 ; b) Regressionsanalyse zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0

Beide Regressionsfunktionen sind hinsichtlich ihrer Korrelation signifikant (Ermittlung mithilfe des F-Tests). Dabei ist das Bestimmtheitsmaß der Regressionsfunktion zur Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Steifigkeitsmodul der ungebundenen Schichten M_0 deutlich größer ($R^2 = 0,885$) als bei Verwendung der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 als Prädiktor ($R^2 = 0,650$).

6.2.2 UNTERSCHIEDE IN DER QUANTITATIVEN AUSPRÄGUNG VON TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTEN IN ABHÄNGIGKEIT DER LAGE DES MESSPUNKTS

In Abbildung 211 und Abbildung 212 sind verschiedene Plots dargestellt, die den Zusammenhang zwischen den Tragfähigkeitsgrößen in der rechten Messlinie (RML) und der mittleren Messlinie (MML) darstellen sollen. Dabei wurde jeweils der Quotient gebildet zwischen der Tragfähigkeitsgröße in der rechten Messlinie und der zugehörigen Tragfähigkeitsgröße in der mittleren Messlinie (MML). Aufgrund der Anordnung der Messpunkte kann davon ausgegangen werden, dass die Stationierung des jeweiligen Messpunkts in der RML und MML gleich ist und somit ein direkter Vergleich zulässig ist. Die Plots in Abbildung 211 und Abbildung 212 zeigen die Summenlinie und Dichtefunktion des Quotienten. Auffällig hierbei ist, dass die Tragfähigkeitsgrößen in der RML systematisch niedriger ausfallen als in der MML. Betrachtet man beispielsweise die Ausprägung für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 , so stellt man fest, dass die Hälfte aller Werte in der RML nur 60 % des Wertes in der MML aufweisen oder gar weniger. Einzig für die elastische Energie W_{el} ist kein systematischer Unterschied zwischen der Ausprägung in der RML bezogen auf die MML erkennbar.

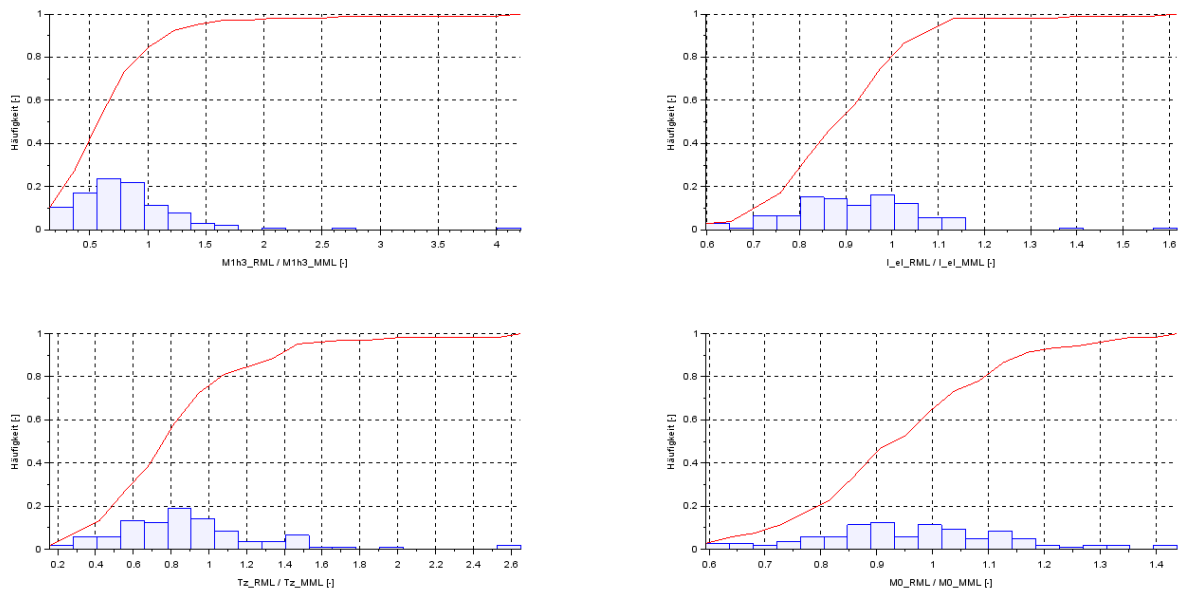


Abbildung 211: Quotienten von konventionellen Tragfähigkeitskennwerten aus rechter Messlinie (RML) und mittlerer Messlinie (MML)

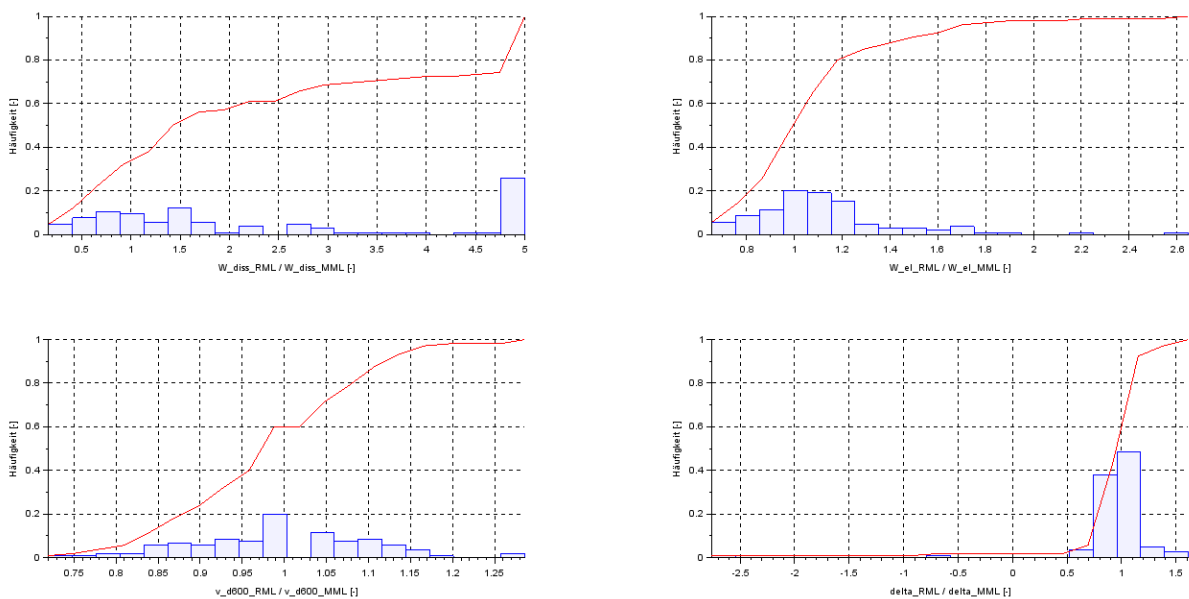


Abbildung 212: Quotienten von dynamischen Tragfähigkeitskennwerten aus rechter Messlinie (RML) und mittlerer Messlinie (MML)

Die so dargestellten Tragfähigkeitsunterschiede sind jedoch nicht allein durch die strukturelle Substanz zu erklären, sondern haben ihren Ursprung vor allem in der Art des Beanspruchungszustands. Nimmt man den gebundenen Oberbau als Platte an und die zugehörige Lagerung durch die ungebundenen Schichten als Federlagerung, so können tabellierte Werte zur Berechnung der resultierenden Verformung in Abhängigkeit der Lage der Beanspruchung berechnet werden. In Abbildung 213 ist die Beanspruchungssituation dargestellt:

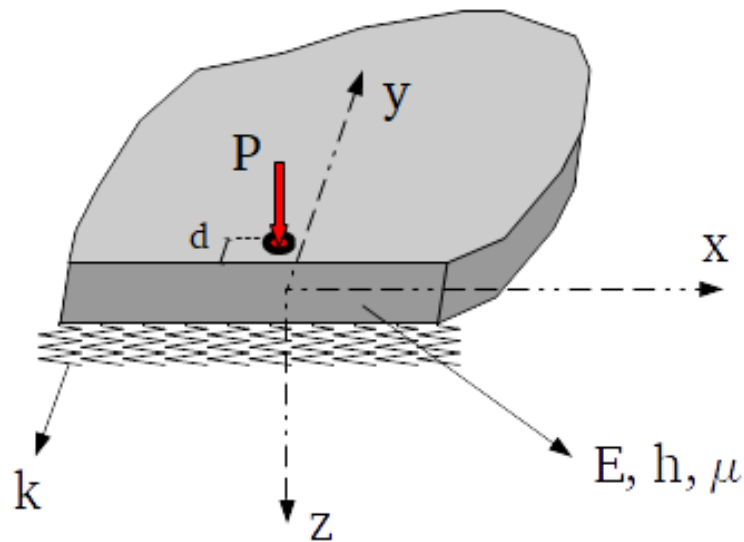


Abbildung 213: Beanspruchungsschema für den Lastfall Plattenrand – angelehnt an (Birmann, 1981)

BIRMANN (1981) ermittelte tabellierte Hilfwerte H_{wd} zur Berechnung der Verformung in Abhängigkeit von der Lage des Beanspruchungspunkts zum Plattenrand. Dabei gilt:

$$w(x, y, d) = \frac{F}{k \cdot l^2} \cdot H_{wd}$$

Gleichung 39: Berechnung der Verformung in Abhängigkeit der Lage des Lastangriffspunkts (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2011b)

mit:	$w =$	Verformung [mm]
	$x =$	Abstand des betrachteten Punkts zum Lastangriffspunkt in x-Richtung [mm]
	$y =$	Abstand des betrachteten Punkts zum Lastangriffspunkt in y-Richtung [mm]
	$d =$	Abstand des Lastangriffspunkts zum Plattenrand [mm]
	$F =$	Kraft [N]
	$k =$	Federsteifigkeit [N/mm ³]
	$l =$	Elastische Länge [mm]
	$H_{wd} =$	Hilfswert [-]

Um den Einfluss der Lage des Lastangriffspunkts zu ermitteln, wurde ein Beispielfall gerechnet. Dabei wurde von einer elastischen Länge $l = 500$ mm ausgegangen und zwei Fälle für das Verhältnis d/l angenommen:

- $\frac{d_1}{l} = 0,2 = \frac{y}{l}$
- $\frac{d_2}{l} = 0,8 = \frac{y}{l}$

Das Verhältnis y/l wurde mit dem Verhältnis d/l gleichgesetzt, da die Verformung, die mit dem FWD erfasst wird, immer parallel zum Plattenrand verläuft. Auf Grundlage dieser Annahme wurden dann die Hilfwerte H_{wd} bestimmt, die in Abhängigkeit vom Verhältnis x/l tabelliert

vorliegen. Für das Verhältnis $d_1/l = 0,8$ wurde eine Soll-Verformungsmulde angenommen, die stellvertretend für eine Verformungsmulde bei Asphaltbefestigungen steht. Mithilfe der Verhältniswerte der Hilfwerte H_{wd} wurde dann die korrespondierende Verformungsmulde in der Nähe des Plattenrands ermittelt. Die zwei Verformungsmulden sind in Abbildung 214 dargestellt. Aus diesen zwei Verformungsmulden können dann wiederum Tragfähigkeitsgrößen berechnet werden und diese dann anschließend miteinander verglichen werden.

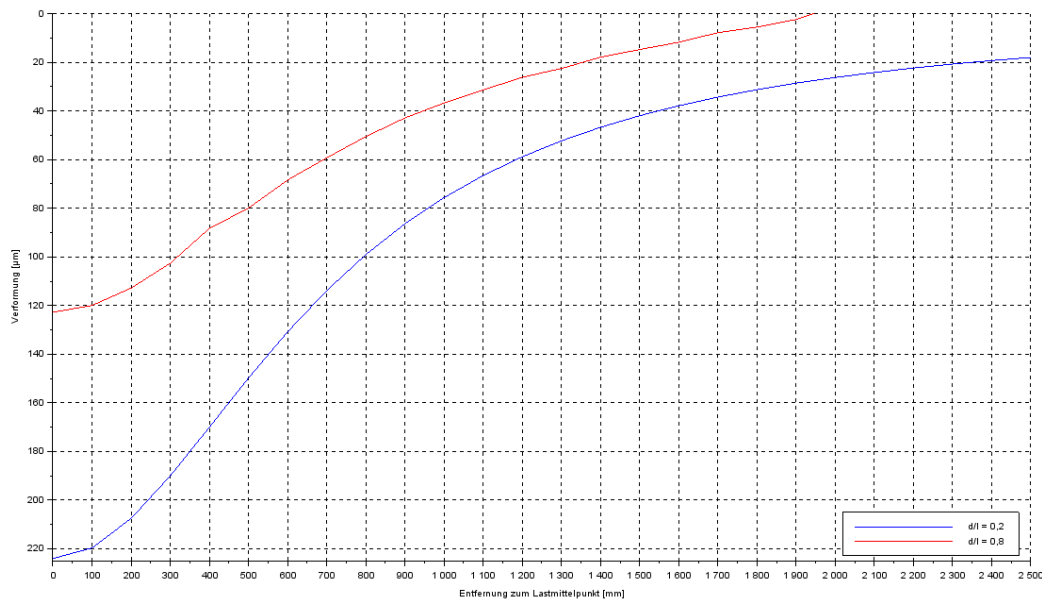


Abbildung 214: Verformungsmulden der plattentheoretischen Betrachtung des Lastfalls Plattenrand

Aus der oben dargestellten Simulation ergeben sich die in Tabelle 38 aufgeführten Ergebnisse. Während die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 bei Belastung nahe des Plattenrands auf 85 % des Werts der zentraleren Lage fällt, betrifft die Randlage der Belastung die Ausprägung des Schichtmoduls der ungebundenen Schichten M_0 noch mehr: auf 49 % des zentraleren Falls fällt die Ausprägung der Tragfähigkeitsgröße in diesem Fall.

	M_0 [MPa]	M_1h^3 [MNm]
$d/l = 0,2$	252	35,7
$d/l = 0,8$	518	42,1

Tabelle 38: Tragfähigkeitsgrößen der plattentheoretischen Betrachtung des Lastfalls Plattenrand

Grundsätzlich decken sich die experimentellen Untersuchungen bezüglich der Auswirkung der Lage des Lastangriffspunkts mit den plattentheoretischen Berechnungen. Es kann eine Abnahme der Tragfähigkeitsgrößen beobachtet werden, sobald der der Lastangriffspunkt am Plattenrand liegt. Allerdings zeigen die experimentellen Untersuchungen eine deutlichere Abnahme der Ausprägungen bei Tragfähigkeitskennwerten, die die gebundenen Schichten charakterisieren. Die plattentheoretischen Untersuchungen wiederum sehen deutlich größere Auswirkungen bei Kennwerten der ungebundenen Schichten. Hier liegt sicherlich die Schwierigkeit darin begründet, dass die untersuchte strukturelle Substanz in Plattenmitte nicht vollständig der am Plattenrand entspricht. Hinzu kommen Lagerungsbedingungen (beispielsweise gepflasterte Rinnen, Hochborde etc.), die auch eine mittragende Wirkung aufweisen und somit eine freie Lagerung am Plattenrand nicht mehr vorliegt.

6.2.3 EINFLÜSSE AUF DEN VERLAUF DYNAMISCHER TRAGFÄHIGKEITSKENNWERTE

Untersucht man die Verläufe aus Abschnitt 4.6 für die dissipierte Energie W_{diss} , so sind es häufig ähnliche Aspekte, die über alle Messstrecken auffällig sind:

- Hohe Werte für die dissipierte Energie W_{diss} sind vor allem bei Messkampagnen, die im März oder April durchgeführt wurden, beobachtbar → Tauperiode
- Verkehrsflächenbefestigungen mit sehr hoher Tragfähigkeit weisen keinerlei Auffälligkeiten bei dynamischen Tragfähigkeitskennwerten auf
- Dies gilt auch für Verkehrsflächenbefestigungen aus Beton (MS 3)
- Gute Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0
- Mittlere Vorhersage der dissipierten Energie W_{diss} durch die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3

Blickt man auf die Rangkorrelationskoeffizienten in Tabelle 27 bis Tabelle 36, so stellt man fest, dass die Korrelation zwischen den Kennwerten M_0 und M_1h^3 auch vergleichsweise hoch ist. Prinzipiell kann die Korrelation zweier Variablen durch weitere Variablen mitbestimmt werden. Aus diesem Grund kann der partielle Korrelationskoeffizient berechnet werden. Wenn Korrelationen der Variablen x , y , und z vorliegen und die jeweiligen Paarkorrelationskoeffizienten r_{xy} , r_{xz} und r_{yz} , kann der partielle Korrelationskoeffizient $r_{xy,z}$, berechnet werden (Korrelationskoeffizient zwischen Variablen x und y , unter Konstanthaltung von z):

$$r_{xy,z} = \frac{r_{xy} - r_{xz} \cdot r_{yz}}{\sqrt{(1 - r_{xz}^2) \cdot (1 - r_{yz}^2)}} \quad \text{Gleichung 40: Partielle Korrelationskoeffizient (Sachs, 1997)}$$

mit:	$r_{xy,z}$	=	Partieller Korrelationskoeffizient zwischen den Variablen x und, unter Konstanthaltung der Variable z [-]
	r_{xy}	=	Korrelationskoeffizient zwischen den Variablen x und y [-]
	r_{xz}	=	Korrelationskoeffizient zwischen den Variablen x und z [-]
	r_{yz}	=	Korrelationskoeffizient zwischen den Variablen y und z [-]

Setzt man nun die Variablen x , y und z gleich mit den Tragfähigkeitskennwerten M_0 , M_1h^3 und W_{diss} , so können die jeweiligen partiellen Korrelationskoeffizienten bestimmt werden. Es ergibt sich:

- $|r_{M_0, W_{\text{diss}} | M_1h^3}| = 0,742$
- $|r_{M_1h^3, W_{\text{diss}} | M_0}| = 0,171$

Dies bedeutet, dass die Korrelation zwischen der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 und der dissipierten Energie W_{diss} deutlich geringer ist als die ursprünglichen Berechnungen es darstellen. Die hohe Korrelation zwischen M_0 und M_1h^3 sowie W_{diss} und M_0 führt dazu, dass auch die Korrelation zwischen M_1h^3 und W_{diss} sehr hoch erscheint. Die Güte der Korrelation ist jedoch nur eine Scheinkorrelation. Die tatsächliche Korrelation ist deutlich geringer. Dieser Umstand gilt aber nicht für die Korrelation zwischen M_0 und W_{diss} – hier bleibt die Korrelation auf einem hohen Niveau.

6.3 DISKUSSION DER MODELLTHEORETISCHEN UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

6.3.1 KORRELATIONEN ZWISCHEN KONVENTIONELLEN UND DYNAMISCHEN TRAGFÄHIGKEITSKENN- WERTEN

Analog zur statistischen Untersuchung der experimentellen Untersuchungen wurde auch hier die Korrelation der einzelnen Tragfähigkeitsgrößen durch den Spearmanschen Rangkorrelationskoeffizienten bestimmt, da hier ein nichtlinearer, monotoner Zusammenhang angenommen wird.

Liegen $n < 30$ Wertepaare vor, so werden tabellierte Werte herangezogen, um die Signifikanz zu prüfen. Dies ist bei den SEM-Simulationen der Fall. Nachstehend sind die Ergebnisse der Korrelationsanalyse dieser Untersuchungen aufgeführt. Neben den Werten des jeweiligen Rangkorrelationskoeffizienten r_s ist mit "***" eine hohe Signifikanz ($\alpha = 0,01$) gekennzeichnet.

n = 11	T_K	M_0	M_1h^3	W_{diss}	V_{d600}
T_K	1,000	-0,991**	-1,000**	0,582	-0,995**
M_0	-0,991**	1,000	0,991**	-0,600	0,986**
M_1h^3	-1,000**	0,991**	1,000	-0,582	0,995**
W_{diss}	0,582	-0,600	-0,582	1,000	-0,571
V_{d600}	-0,995**	0,986**	0,995**	-0,571	1,000

Tabelle 39: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für die SEM-Simulation (Variation von T_K , elastischer Fall)

n = 11	T_K	M_0	M_1h^3	W_{diss}	V_{d600}
T_K	1,000	-1,000**	-1,000**	1,000**	-0,991**
M_0	-1,000**	1,000	1,000**	-1,000**	0,991**
M_1h^3	-1,000**	1,000**	1,000	-1,000**	0,991**
W_{diss}	1,000**	-1,000**	-1,000**	1,000	-0,991**
V_{d600}	-0,991**	0,991**	0,991**	-0,991**	1,000

Tabelle 40: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für die SEM-Simulation (Variation von T_K , visko-elastischer Fall)

n = 11	T_K	M_0	M_1h^3	W_{diss}	V_{d600}
T_K	1,000	1,000**	0,900**	-1,000**	0,893**
M_0	1,000**	1,000	0,900**	-1,000**	0,893**
M_1h^3	0,900**	0,900**	1,000	-0,900**	0,998**
W_{diss}	-1,000**	-1,000**	-0,900**	1,000	-0,893**
V_{d600}	0,893**	0,893**	0,998**	-0,893**	1,000

Tabelle 41: Spearmanscher Rangkorrelationskoeffizient r_s für die SEM-Simulation (Variation von E_0)

Eine Regressionsanalyse ergibt aufgrund der vergleichsweise geringen Stichprobenzahl wenig Sinn. Die Stichprobe kann auch nicht durch das Vermengung der drei Parameterstudien

vergrößert werden, da mindestens zwei unterschiedliche Materialverhaltensweisen angesetzt wurden und somit keine homogene Basis vorliegt.

Interessant ist zu beobachten, dass bei der elastischen Modellierung der gebundenen Schichten die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v_{D600} sehr gut mit den konventionellen Tragfähigkeitskennwerten korreliert. Die dissipierte Energie W_{diss} spielt hingegen eine untergeordnete Rolle.

Bei der Parameterstudie zum Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten sowie der visko-elastischen Simulation der gebundenen Schichten spricht W_{diss} in sehr ähnlicher Weise auf die veränderten Rahmenbedingungen an wie die konventionellen Tragfähigkeitskennwerte. Zu beachten sind dabei Abbildung 203 und Abbildung 206. Hier zeigt sich, dass die dissipierte Energie W_{diss} bei üblichen Temperaturspektren eine gar nicht so große Veränderung annimmt, wie das gesamte dargestellte Temperaturspektrum suggeriert. Verengt man das Asphaltkörpertemperaturfenster auf üblichere Temperaturbereiche (zum Beispiel zwischen 5 °C und 30 °C), so ist die Veränderung der dissipierten Energie W_{diss} vergleichsweise gering (von 2 J auf 3 J). Bei der Variation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten E_0 kann auch eine Verengung des Wertespektrums durchgeführt werden (zum Beispiel auf den Bereich zwischen 50 MPa und 300 MPa), jedoch bleiben hier die Werte für die dissipierte Energie trotzdem sehr unterschiedlich (zwischen 2 J und 8 J). Die reine Korrelationsanalyse zeigt hier zwar, dass eine Korrelation zwischen den unterschiedlichen Tragfähigkeitskennwerten vorliegt, jedoch zeigt diese Analyse nicht die quantitative Auswirkung, sondern nur eine qualitative. Unter Einbeziehung der quantitativen Auswirkungen lässt sich konstatieren, dass die Betrachtung des visko-elastischen Falls unter Veränderung der Asphaltkörpertemperatur T_K sich zwar eine Veränderung der dissipierten Energie W_{diss} einstellt, diese auch monoton ist, aber bezogen auf die quantitative Ausprägung nicht allzu groß ausfällt. Im Gegensatz hierzu führt eine Verminderung der Steifigkeit der ungebundenen Schichten zu einer vergleichsweise starken Zunahme der dissipierten Energie W_{diss} .

6.3.2 DURCHFÜHRUNG EINER SENSITIVITÄTSANALYSE

Bei der Betrachtung der charakteristischen Tragfähigkeitskennwerte werden die Ergebnisse aus den SEM-Simulationen herangezogen. Bei der Analyse der Ergebnisse der SEM-Simulationen geht es vorrangig darum herauszufinden, wie der jeweils betrachtete Kennwert auf den variierenden Parameter reagiert, das heißt ein Tragfähigkeitskennwert würde dann positiv auffallen, wenn sich Änderungen im variierenden Rahmenbedingungsparameter sehr stark in der Tragfähigkeitsgröße widerspiegeln würden. Hierzu wird immer das Tragfähigkeitsgrößenniveau beim niedrigsten Niveau des zu variierenden Rahmenbedingungsparameters als 1 gesetzt. Die weiteren Tragfähigkeitsgrößen werden dann als Quotient zur genannten Tragfähigkeitsgröße auf dem niedrigsten Rahmenbedingungsparameter gebildet. Sollte die Tragfähigkeitsgröße durch die Parametervariation geringer werden (zum Beispiel bei Erhöhung der Asphaltkörpertemperatur T_K), so wird der Kehrwert dieses Quotienten als Kennzahl der Sensitivität gewählt. Es wurden nahezu alle in Abschnitt 2.4.5 genannten Tragfähigkeitskennwerte verwendet, mit Hinzunahme der beiden dynamischen Kennwerte W_{diss} und $v_{D2,400}$. Nachstehend sind die einzelnen Grafiken der Sensitivitätsanalyse (je nach variiertem Parameter) dargestellt:

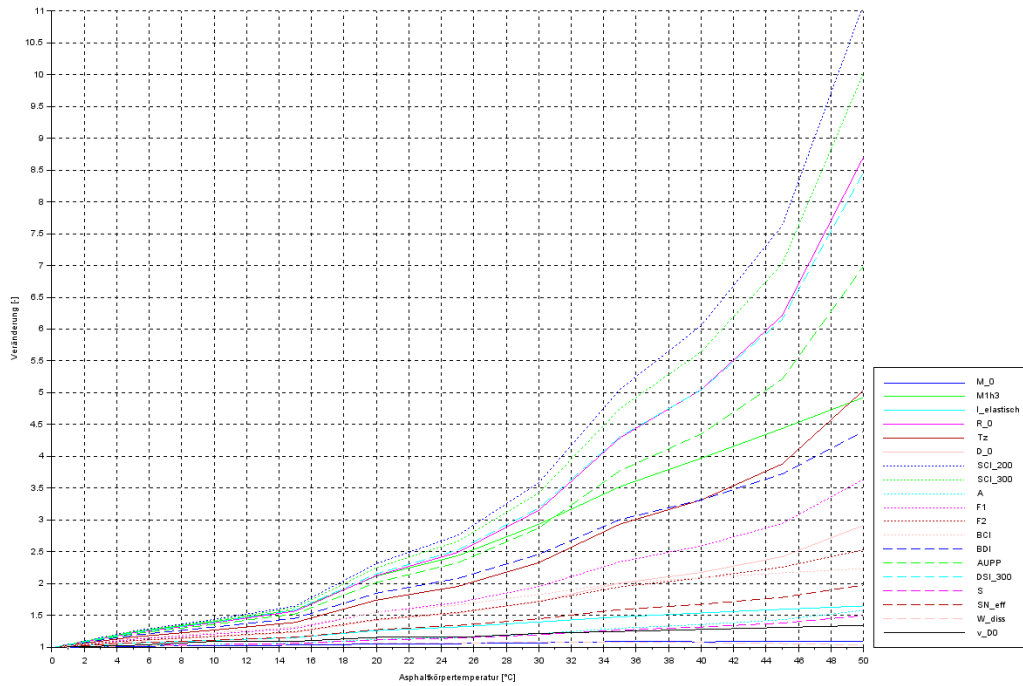


Abbildung 215: Sensitivitätsanalyse der Tragfähigkeitskennwerte bei Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K für den elastischen Fall

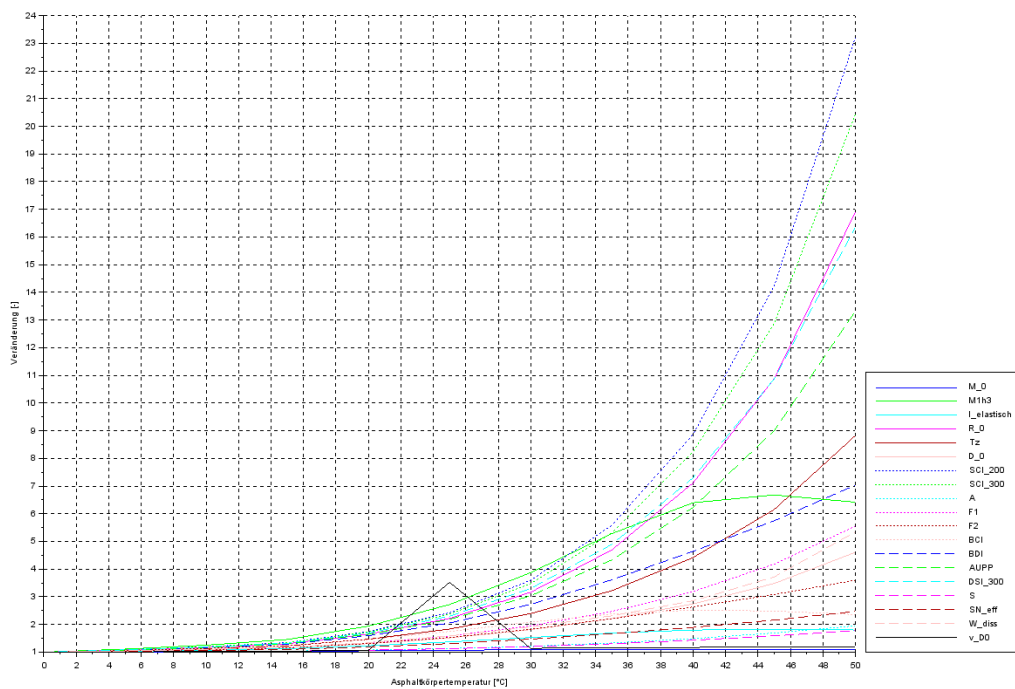


Abbildung 216: Sensitivitätsanalyse der Tragfähigkeitskennwerte bei Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K für den visko-elastischen Fall

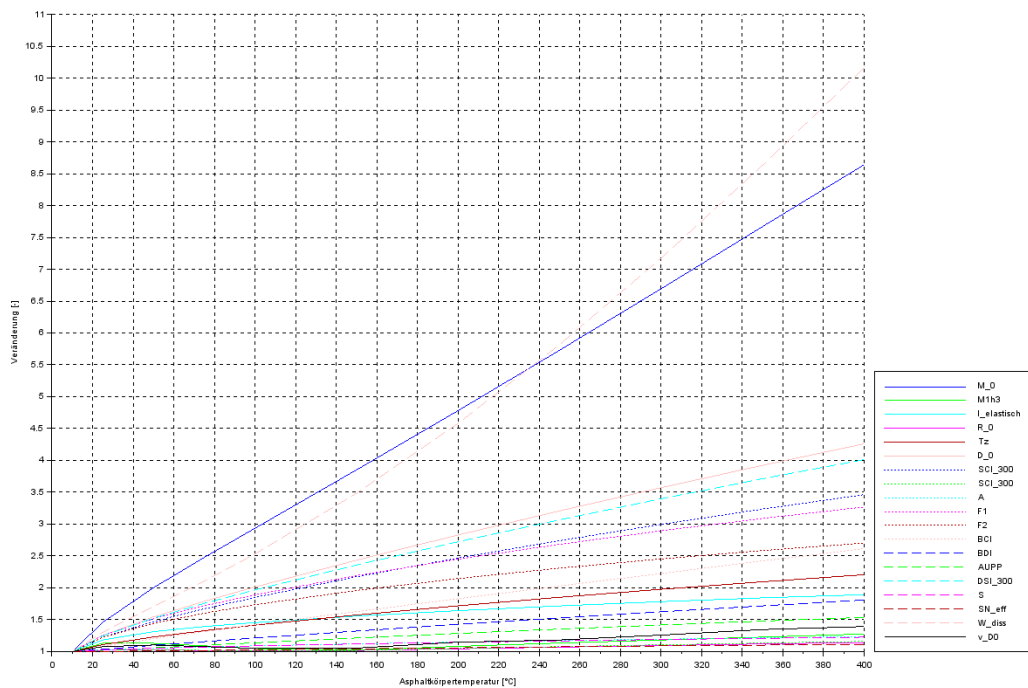


Abbildung 217: Sensitivitätsanalyse der Tragfähigkeitskennwerte bei Variation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten E_0

Aus der in Abbildung 215 bis Abbildung 217 dargestellten Sensitivitätsanalyse auf Grundlage der SEM-Simulationen ergibt sich, dass die dissipierte Energie W_{diss} vor allem bei Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten anspricht – in nahezu ähnlichem Maße wie der Steifigkeitsmodul der ungebundenen Schichten M_0 . Bei Veränderungen der Steifigkeit der gebundenen Schichten durch Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K sind es vor allem die Verformungsdifferenzen, die in hohem Maße sensitiv reagieren. Die dissipierte Energie W_{diss} verändert sich zwar auch aber in ähnlichem Maße wie beispielsweise die Verformung im Lastmittelpunkt D_0 .

Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v (berechnet zwischen dem Zeitpunkt des Verformungsmaximums bei $x = 0$ mm und $x = 2.400$ mm Entfernung zum Lastmittelpunkt) verändert sich kaum bei den betrachteten Variationen, sodass hier kein systematischer Zusammenhang feststellbar ist.

Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse auf Basis der SEM-Simulationen unterstreichen abermals die Erkenntnis, dass die dissipierte Energie W_{diss} vornehmlich durch die Steifigkeit der ungebundenen Schichten bestimmt wird aber auch zu einem gewissen Teil durch die Steifigkeit der gebundenen Schichten.

6.4 KRITISCHE GEGENÜBERSTELLUNG DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

6.4.1 VERGLEICH ZWISCHEN MODELLTHEORETISCHER BERECHNUNG UND EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN

Die Erkenntnisse aus den experimentellen und modelltheoretischen Untersuchungen bezüglich der Aussagekraft der dissipierten Energie W_{diss} als Tragfähigkeitskennwert ergänzen sich:

- W_{diss} erscheint sowohl bei der Charakterisierung der gebundenen als auch ungebundenen Schichten auf den ersten Blick als guter Indikator zur Bewertung der Tragfähigkeit.
- Auffällig ist vor allem der Sprung in der Tauperiode, der auch durch die modelltheoretischen Rechnungen mit der Annahme eines stark herabgesetzten Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten E_0 nachempfunden wurde.
- Korrelationen zu Tragfähigkeitskennwerten, die Aussage über die strukturelle Substanz der gebundenen Schichten geben sollen, sind Scheinkorrelationen, da die zugehörigen Kennwerte für gebundene und ungebundene Schichten einen Zusammenhang aufweisen.
- Auswirkung hoher Asphaltkörpertemperaturen T_K und damit verringerter Schichtsteifigkeiten der gebundenen Schichten machen sich erst bei vergleichsweise hohen Temperaturen bemerkbar.

6.4.2 VERGLEICH MIT ERKENNTNISSEN AUS DER LITERATURSTUDIE

In Abschnitt 2.5.2 wurden Ergebnisse von einzelnen Studien zu dynamischen Tragfähigkeitskennwerten auf Grundlage von FWD-Tragfähigkeitsmessungen vorgestellt. Diese sollen nachfolgend mit den Erkenntnissen dieser Arbeit verglichen werden. Der Übersichtlichkeit halber werden die Erkenntnisse beziehungsweise Ergebnisse tabellarisch zusammengefasst:

QUELLE	TRAGFÄHIGKEITSKENNWERT	AUSSAGE
DEBLOIS ET AL. (2010)	δ	➤ Zunahme des Phasenverschiebungswinkels während der Tauperiode.
QUINTUS & KILLINGSWORTH (1998)	W_{diss}	➤ Steht in kausalem Zusammenhang mit dem Grad der Schädigung und den viskosen Anteilen des untersuchten Materials.
RIEDL (2006)	W_{diss}	➤ Befestigungen niedrigerer Bauklassen weisen eine höhere Menge an dissipierter Energie auf.
DEBLOIS ET AL. (2010)	W_{diss}	➤ Die dissipierte Energie steigt vor allem in der Tauperiode sprunghaft an. ➤ Im Winter wiesen die untersuchten Verkehrsflächenbefestigungen ein nahezu elastisches Verhalten auf.

QUELLE	TRAGFÄHIGKEITSKENNWERT	AUSSAGE
		<ul style="list-style-type: none"> ➤ Der Effekt der messtechnisch erfassbaren dissipierten Energie wird dem visko-elastischen Materialverhalten der gebundenen Schichten zugesprochen.
LU (2010)	W_{diss}	<ul style="list-style-type: none"> ➤ ABABQUS-Simulation zeigt, dass die Materialdämpfung einen erheblichen Einfluss auf die Ausprägung der dissipierten Energie hat.
LENNGREN (2016)	W_{diss}	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Je nach Art der untersuchten Befestigung ist ein Teil der Schleife durch Dämpfung des Untergrunds zu begründen ➤ Die Viskoelastizität der gebundenen Schichten und deren Schädigungsgrad spielen eine Rolle, aber auch die Massenträgheit des Gesamtsystems.
PARK ET AL. (2019)	W_{diss}	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Es wurde der Zusammenhang zwischen Rissbildung und der dissipierten Energie auf Grundlage von FWD-Messungen untersucht. ➤ Dabei wurde vor allem die dissipierte Energie auf Grundlage von FWD-Messungen dem Wert des Energieverhältnisses (Energy Ratio = ER) gegenübergestellt. ➤ Ergebnis dieser Untersuchung ist ein proportionales Verhältnis zwischen diesen beiden Werten

Tabelle 42: Ergebnisse der Literaturstudie zu dynamischen FWD-Tragfähigkeitskennwerten

Die Ergebnisse der experimentellen FWD-Tragfähigkeitsversuche im Rahmen dieser Arbeit zeigten, dass die Auswirkung besonders hoher Temperaturen und damit verbundenen geringen Steifigkeiten der gebundenen Schichten auf dynamische Tragfähigkeitskennwerte (wie beispielsweise die dissipierte Energie W_{diss}) nicht allzu hoch ist. Vielmehr konnte repliziert werden, dass die herabgesetzte Steifigkeit der ungebundenen Schichten in der Tauperiode zu einem signifikanten Anstieg der dissipierten Energie W_{diss} führt, der überproportional ist zur Abnahme des Schichtmoduls M_0 . Ebenso konnte gezeigt werden, dass Verkehrsflächenbefestigungen niedrigerer Belastungsklassen tendenziell höhere Werte für die dissipierte Energie W_{diss} aufweisen. Dies ergibt insoweit Sinn, als dass durch die geringere Schichtdicke der gebundenen Schichten die lastverteilende Wirkung dieser nicht mehr vorhanden ist und damit die nicht-elastischen Eigenschaften der ungebundenen Schichten deutlich mehr zum Vorschein kommen.

Die modelltheoretischen Berechnungen zeigten zwar eine auf den ersten Blick gute Korrelation zwischen Kennwerten der Steifigkeit der gebundenen Schichten und der dissipierten Energie W_{diss} , diese sind jedoch als Scheinkorrelationen zu sehen, da diese bedingt werden durch die gute Korrelation zum Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 . Zudem konnte nachgewiesen werden, dass der betragsmäßige Einfluss der Steifigkeit der ungebundenen Schichten auf die Höhe der dissipierten Energie W_{diss} im üblichen Wertespektrum deutlich höher ausfällt als bei der Asphaltkörpertemperaturbetrachtung und der damit verbundenen Schichtsteifigkeitsminderung der gebundenen Schichten.

6.5 VERGLEICH DER TEMPERATURNORMIERUNGSVERFAHREN UND TRAGFÄHIGKEITSGRÖßEN

Da die einzelnen Messungen bei unterschiedlichen Temperaturen stattfanden aber immer die gleichen Messpunkte erfasst wurden, kann auch eine Analyse der Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren auf die resultierende Verformungsmulde und die daraus berechenbaren Tragfähigkeitsgrößen erfolgen. In Abschnitt 2.4.4 wurden einzelne Temperaturnormierungsverfahren vorgestellt. Problematisch hierbei ist jedoch, dass die Tragfähigkeitsgrößen auf Grundlage der Verformungsmulde berechnet werden, das heißt es ist für diese Analyse nicht ausreichend, wenn ein einzelner Tragfähigkeitskennwert temperaturnormiert wird – es muss die gesamte Verformungsmulde temperaturnormiert werden, um vergleichbare Ergebnisse zu liefern. Daher werden nachfolgend die folgenden beiden Temperaturnormierungsverfahren betrachtet:

- Normierungsverfahren nach SCHULTE (1984)
- Normierungsverfahren nach JANSEN (2009)

Zwar beruht das Temperaturnormierungsverfahren nach AASHTO (1993) auch auf einer Normierung der Verformungsmulde, jedoch ist die Parametrisierung der zugrundeliegenden Normierungsfunktion für die Anwendung auf Verkehrsflächenbefestigungen in Deutschland zumindest unklar (beispielsweise durch den Parameter Breitengrad θ).

Im Rahmen einer Parameterstudie wurden die einzelnen Verformungsmulden der durchgeführten Messungen mithilfe der beiden Normierungsansätze auf eine Referenztemperatur von 20 °C normiert und darauf aufbauend die jeweiligen (konventionellen) Tragfähigkeitsgrößen berechnet.

In einem ersten Schritt wurde die maßgebende Asphaltkörpertemperatur T_K für jeden Messpunkt jeder Messkampagne berechnet. Dabei wurde zuerst die gemessene Oberflächentemperatur T_O verwendet, um diese dann anhand des thermodynamischen Ansatzes aus Abschnitt 4.4.2 zu transformieren. Die berechnete Oberflächentemperatur T_O wurde dann in Kombination mit den DWD-Daten verwendet, um die Asphaltkörpertemperatur T_K in einer Tiefe von 50 mm zu berechnen. Diese Asphaltkörpertemperatur T_K diente im weiteren Verlauf als Grundlage für die beiden Normierungsverfahren.

Gleichzeitig werden die Ergebnisse der SEM-Simulation herangezogen, um die Auswirkung der beiden Temperaturnormierungsverfahren zu analysieren. Da hierbei für den elastischen und visko-elastischen Fall die Asphaltkörpertemperatur T_K variiert wurde, ist die Lagegenauigkeit der Messpunkte irrelevant und jegliches Normierungsverfahren sollte bei verschiedenen Ausgangstemperaturen für T_K ähnliche Tragfähigkeitsgrößen nach der Normierung liefern.

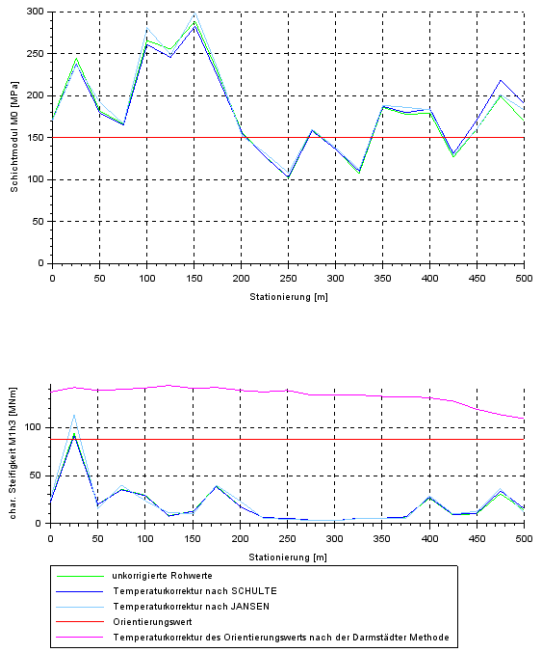


Abbildung 218: Resultierende Tragfähigkeitsgrößen nach der Temperaturnormierung bei einer Asphaltkörpertemperatur von $T_K = 21 \text{ }^\circ\text{C}$

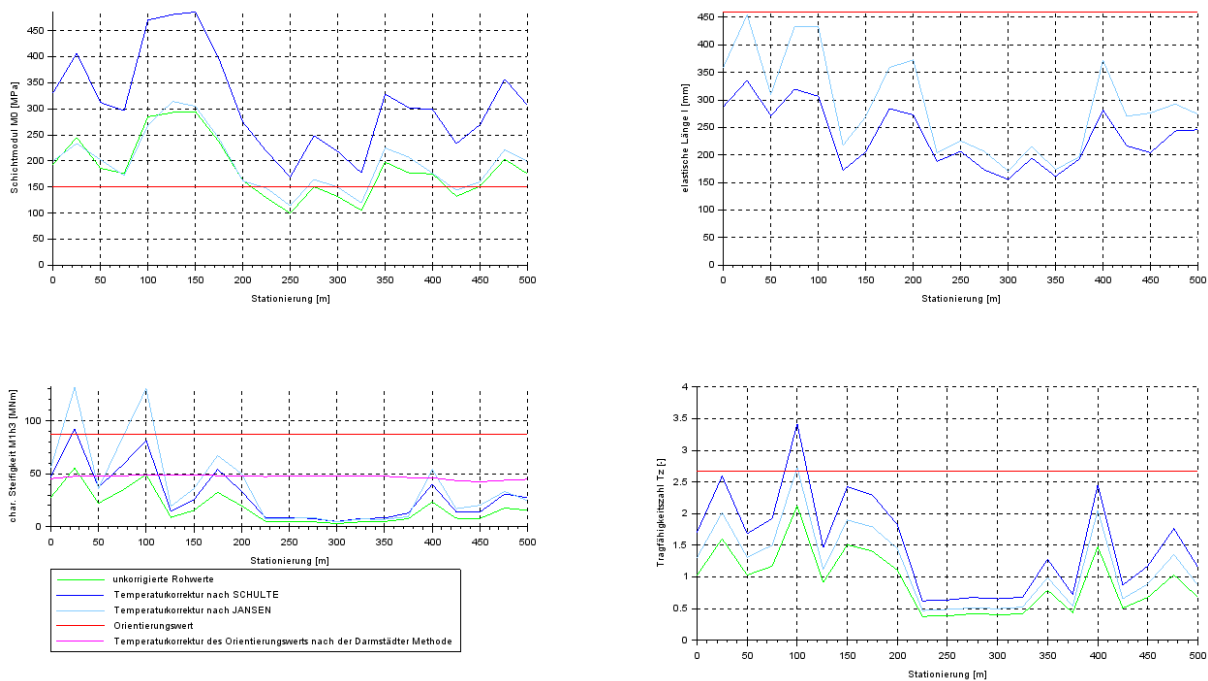


Abbildung 219: Resultierende Tragfähigkeitsgrößen nach der Temperaturnormierung bei einer Asphaltkörpertemperatur von $T_K = 30 \text{ }^\circ\text{C}$

Es fällt auf, dass bei einer Asphaltkörpertemperatur T_K nahe der Referenztemperatur $T_{ref} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ beide Normierungsverfahren kaum Änderungen erzeugen. Bei hohen Temperaturen hingegen führt der Ansatz von SCHULTE (1984), der die gesamte Verformungsmulde temperaturnormiert, dazu, dass der Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 übermäßig korrigiert wird, obwohl eine Zunahme der Steifigkeit in diesem Fall nicht zu erwarten ist. Bei

der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 ist die Veränderung durch Normierung nach dem Ansatz von JANSEN (2009) stärker und erscheint übermäßig.

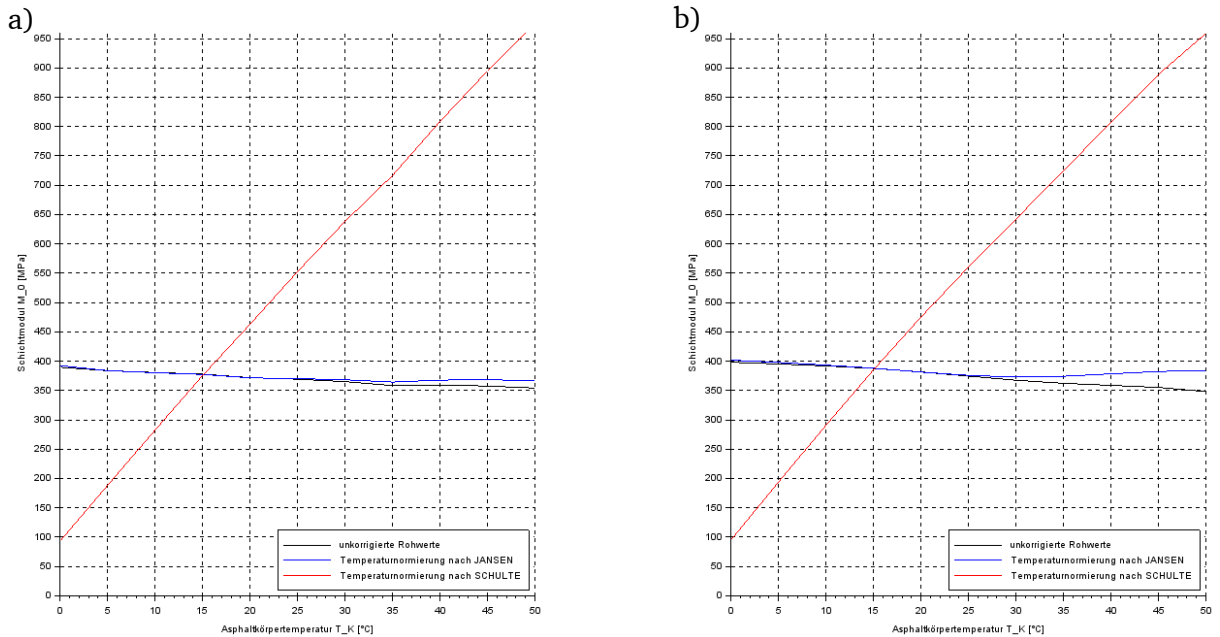


Abbildung 220: Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren auf den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 in Abhängigkeit von der tatsächlichen Asphaltkörpertemperatur T_K – a) elastischer Fall; b) visko-elastischer Fall

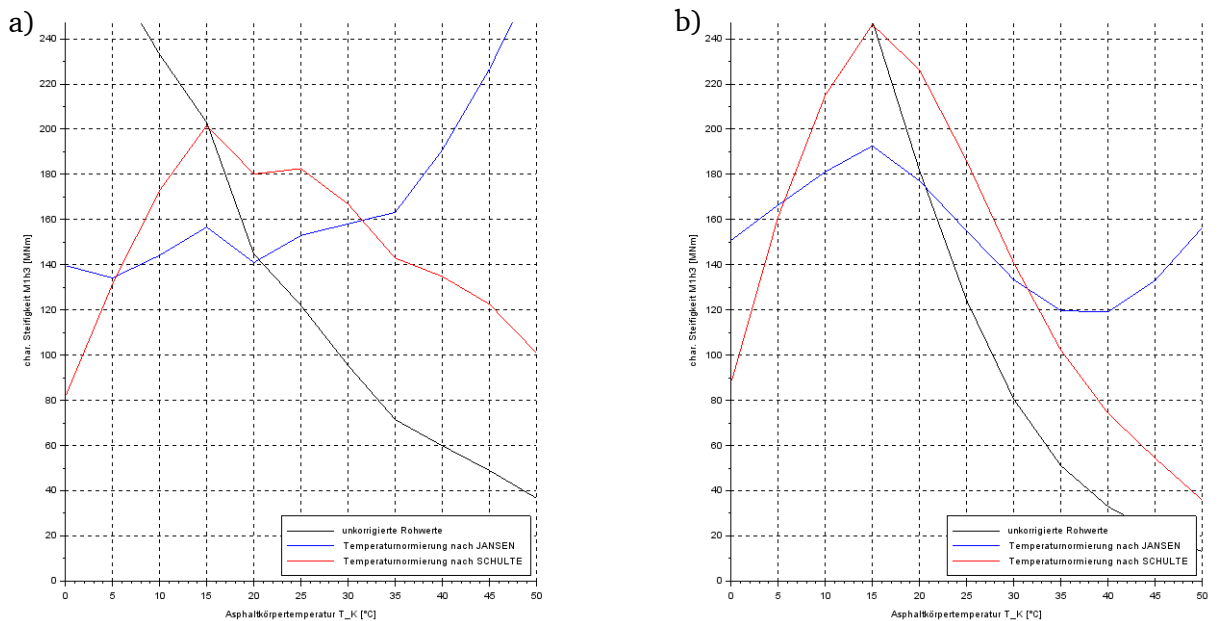


Abbildung 221: Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren auf die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 in Abhängigkeit von der tatsächlichen Asphaltkörpertemperatur T_K – a) elastischer Fall; b) visko-elastischer Fall

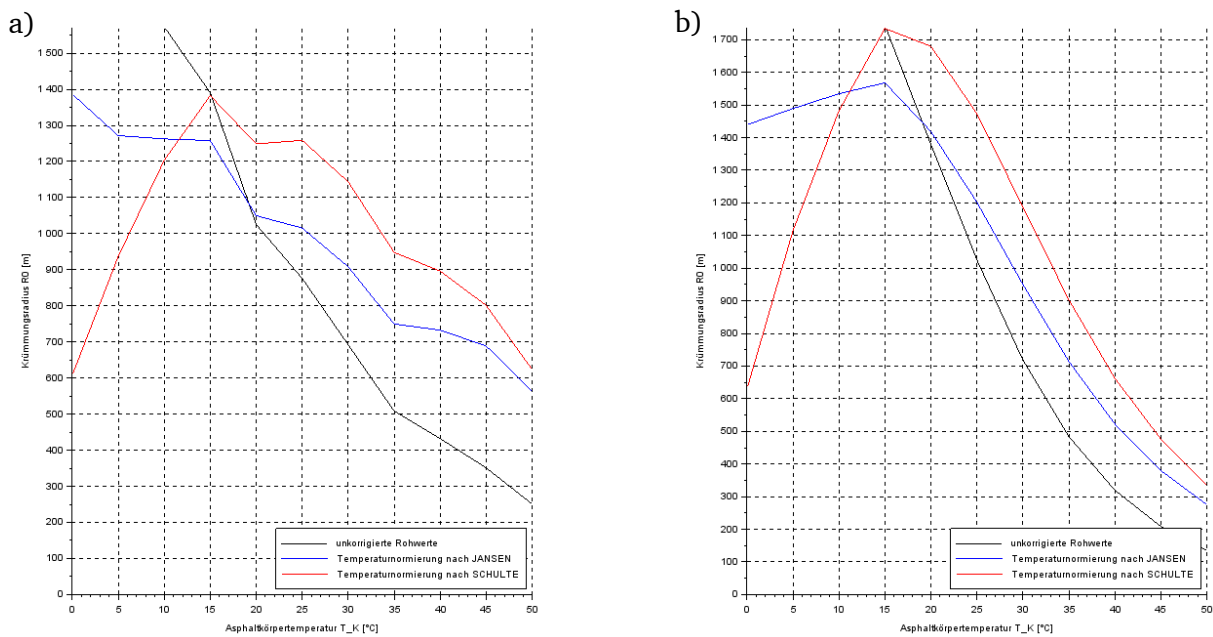


Abbildung 222: Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren auf den Krümmungsradius im Lastmittelpunkt R_0 in Abhängigkeit von der tatsächlichen Asphaltkörpertemperatur T_K – a) elastischer Fall; b) visko-elastischer Fall

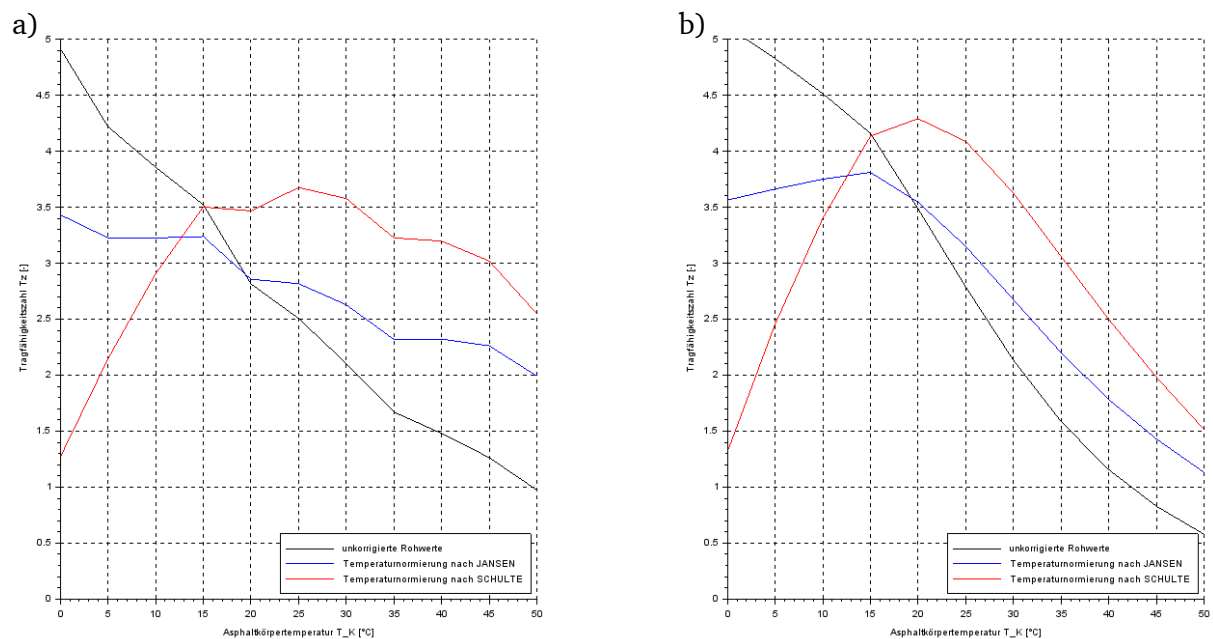


Abbildung 223: Auswirkung von Temperaturnormierungsverfahren auf die Tragfähigkeitszahl T_z in Abhängigkeit von der tatsächlichen Asphaltkörpertemperatur T_K – a) elastischer Fall; b) visko-elastischer Fall

In Abbildung 220 bis Abbildung 223 sind die quantitativen Ausprägungen einzelner Tragfähigkeitskennwerte nach der Temperaturnormierung in Abhängigkeit von der tatsächlichen Asphaltkörpertemperatur T_K dargestellt.

Auffällig beim Verlauf des Schichtmoduls der ungebundenen Schichten M_0 ist, dass der Normierungsansatz nach SCHULTE (1984), ähnlich wie bei der Anwendung auf reale Messdaten, sehr unrealistische Werte liefert. Dies liegt in der Tatsache begründet, dass der Normierungsansatz die gesamte Verformungsmulde berücksichtigt und daher eine Normierung dieses Teils zu einem merkwürdigen Verlauf des Schichtmoduls M_0 bei extremen Temperaturen führt. Der Ansatz nach JANSEN (2009) ist vergleichsweise konstant, was auch den

mechanischen Gegebenheiten am Ehesten entspricht, da die Steifigkeit der ungebundenen Schichten kaum durch die vorherrschenden Temperaturen bestimmt wird.

Bei den übrigen betrachteten Tragfähigkeitsgrößen zeigt sich ein ähnliches Bild: Der Ansatz nach JANSEN (2009) weist einen deutlich konstanteren Verlauf über die Temperatur auf als der Ansatz von SCHULTE (1984). Vor allem im Bereich der zulässigen Messtemperaturen (5 °C – 30 °C) schneidet der Ansatz von JANSEN (2009) deutlich besser ab. Bei höheren oder niedrigeren Temperaturen weisen beide Ansätze jedoch eine deutliche Abweichung vom übrigen Tragfähigkeitsgrößenspektrum auf. Dies ist auch nicht weiter überraschend, da beide Normierungsverfahren für übliche Temperaturbereiche entwickelt und parametrisiert wurden. Deutlich davon abweichende Temperaturen führen zu extremen Ausprägungen.

Insgesamt lässt sich feststellen, dass der Ansatz nach JANSEN (2009) ein deutlich temperaturkonstanteres Bild bei den resultierenden Tragfähigkeitsgrößen aufweist als der Ansatz nach SCHULTE (1984). Die Abweichungen im üblichen Messtemperaturspektrum sind vergleichsweise gering, sodass hier von einer guten Temperaturnormierung ausgegangen werden kann. Die Ergebnisse der Parameterstudie auf Grundlage der SEM-Simulationen decken sich zudem mit den Ergebnissen der realen Messdaten.

6.6 ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Abschnitt beinhaltet die Diskussion der experimentellen und modelltheoretischen Untersuchungen und stellt mittels statistischer Analysen den Zusammenhang zwischen dynamischen und konventionellen Tragfähigkeitskennwerten dar. Dabei wurde auf die in Abschnitt 2.5 diskutierten Erkenntnisse aus der Literatur eingegangen und diese mit den vorliegenden Ergebnissen verglichen. Zuletzt wurden noch einzelne Temperaturnormierungsverfahren auf Grundlage der experimentellen und modelltheoretischen Daten hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf Tragfähigkeitskennwertebene untersucht.


Zuerst lässt sich feststellen, dass auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen und der durchgeführten Korrelationsberechnung ein signifikanter Zusammenhang zwischen dissipierter Energie W_{diss} sowohl zum Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 vorliegt als auch zur charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$. Eine Untersuchung der bedingten Wahrscheinlichkeit zeigt jedoch, dass der Zusammenhang zur charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ nur deswegen vorliegt, weil es einen statistischen Zusammenhang zwischen dieser und dem Schichtmodul M_0 gibt. Dies geht einher mit den Ergebnissen der modelltheoretischen Untersuchungen, da auch hier die dissipierte Energie W_{diss} deutlich mehr durch die Variation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten E_0 beeinflusst wird als durch die Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K . Die durchgeführte Sensitivitätsanalyse unterstreicht diese Beobachtung. Daher lässt sich festhalten, dass die dissipierte Energie nur in geringem Maße durch das visko-elastische Verhalten und die abnehmende Steifigkeit der gebundenen Schichten bei steigenden Temperaturen beeinflusst wird, sondern vielmehr durch die Steifigkeiten der ungebundenen Schichten. Da bei den experimentellen Untersuchungen vor allem in den Messkampagnen im Frühjahr vergleichsweise hohe Werte für die dissipierte Energie W_{diss} feststellbar waren, kann konstatiert werden, dass bedingt durch die Tauperiode und die dadurch im Jahresvergleich sehr geringe Steifigkeit der ungebundenen Schichten, die dissipierte Energie W_{diss} hier besonders hoch ist. Der angenommene hyperbolische Zusammenhang zwischen der dissipierten Energie W_{diss} und den beiden diskutierten konventionellen Tragfähigkeitskennwerten wird bestätigt und zeigt auf, dass die dissipierte Energie W_{diss} Steifigkeitsdefizite (vor allem die der ungebundenen Schichten) überproportional stark abbildet.

Beobachtungen aus der Literatur, dass aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen Phasenverschiebungswinkel des Asphalts berechnet werden können, lassen sich nicht bestätigen. Interessanterweise wird der Zusammenhang zwischen der dissipierten Energie W_{diss} und der Steifigkeit der ungebundenen Schichten in der Literatur nahezu überhaupt nicht erwähnt oder diskutiert, sondern einzig auf die Steifigkeit der gebundenen Schichten Bezug genommen. Zwar ist dieser Bezug sicherlich vorhanden, allerdings besteht auch ein nicht unerheblicher Zusammenhang zur Steifigkeit der ungebundenen Schichten, sodass die dissipierte Energie W_{diss} vielmehr beide Steifigkeiten (hyperbolisch) abbildet. Der hyperbolische Zusammenhang zu den konventionellen Tragfähigkeitskennwerten bedeutet auch, dass die Aussagekraft der dissipierten Energie W_{diss} vor allem in Bereichen niedriger Tragfähigkeiten (also niedrigerer Belastungsklassen) zunimmt. Bei Verkehrsflächenbefestigungen höherer Belastungsklassen ist der Mehrwert des dissipierten Energie W_{diss} nahezu kaum vorhanden – außer bei starken, lokalen Schwächungen der strukturellen Substanz.

Zudem wurde diskutiert, inwieweit die Unterschiede der Kennwerte im Vergleich zwischen rechter und mittlerer Messlinie durch die Lage der Beanspruchung hervorgerufen werden. Hier

konnte nachgewiesen werden, dass ein Großteil der Unterschiede in der Ausprägung der Kennwerte durch die Randlage der Beanspruchung herrühren und wenig mit der strukturellen Substanz als solche zusammenhängen.

Zuletzt wurden Temperaturnormierungsverfahren verglichen. Dabei wurden die Normierungsverfahren nach SCHULTE (1984) und JANSEN (2009) auf Kennwertebene verglichen, da diese beiden Verfahren auf Ebene der Verformungsmulde durchgeführt werden. Hierbei zeigt sich, dass der Ansatz nach JANSEN (2009) durch die Annahme der Temperaturunabhängigkeit der lastfernen Verformungen beim Schichtmodul M_0 gut abschneidet, während es bei der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ bei beiden Verfahren zu Abweichungen kommt.



Diese Seite wurde absichtlich leer gelassen

7 RÉSUMÉ UND WEITERFÜHRENDE AUFGABEN

7.1	ZUSAMMENFASSUNG	7-2
7.2	ERKENNTNISSE FÜR DIE ANWENDUNG IN DER PRAXIS	7-3
7.3	WEITERFÜHRENDE AUFGABEN.....	7-4

7.1 ZUSAMMENFASSUNG

Die Time History, die bei FWD-Tragfähigkeitsmessungen üblicherweise neben den Absolutverformungen aufgezeichnet wird, spielt bisher bei der Ermittlung von Tragfähigkeitskennwerten und der Bewertung der Tragfähigkeit keine Rolle. In der Vergangenheit gab es in der Forschung einige Versuche, die Time History miteinzubeziehen, um auch das dynamische Materialverhalten (vor allem von Asphalt) abzubilden. Hierzu gehört auch die Formulierung eines Tragfähigkeitskennwerts, der aus eben jener Time History zu ermitteln ist.

Es bietet sich an, die zeitabhängigen Kraft- und Verformungsverläufe zu einem Kennwert zu verschmelzen. Dabei kann eine Art Hystereseschleife gebildet werden, deren Flächeninhalt die dissipierte Energie W_{diss} darstellt. Dieser Kennwert wurde bereits in einigen Forschungsversuchen über einen gewissen Zeitraum beobachtet und dessen Entwicklung, Ausprägung und Streuung hauptsächlich den Eigenschaften des Asphalts zugeschrieben.

Mithilfe einer Vielzahl an FWD-Tragfähigkeitsmessungen an insgesamt elf Messstrecken und einer modelltheoretischen Berechnung auf Grundlage eines SEM-Modells, wurde die dissipierte Energie W_{diss} konventionellen Tragfähigkeitskennwerten gegenübergestellt. Dabei ging es vor allem darum festzustellen, welche Parametervariation zu einer Veränderung der Ausprägung der dissipierten Energie W_{diss} führt und ob sich diese Veränderung auch bei Betrachtung der konventionellen Tragfähigkeitskennwerte erkennen lässt.

Sowohl die Analyse der experimentellen als auch der modelltheoretischen Untersuchungen lassen den Schluss zu, dass die dissipierte Energie W_{diss} als eine Art Gesamttragwerkskennwert fungiert, der die Steifigkeiten von gebundenen und ungebundenen Schichten abbilden kann. Jedoch ist die Abhängigkeit zur Steifigkeit der ungebundenen Schichten im Rahmen üblicher Umgebungsbedingungen größer, was durch eine Sensitivitätsanalyse der SEM-Simulation belegt wurde aber auch durch die Tatsache, dass die dissipierte Energie W_{diss} bei den experimentellen Untersuchungen in den Frühjahrmesskampagnen die höchsten Werte aufwies. Dies ist auch nicht weiter verwunderlich, da für die Ermittlung der dissipierten Energie W_{diss} die Hystereseschleife des ersten Geophons D_0 verwendet wurde und die Maximalverformung im Lastmittelpunkt in hohem Maße auch von der Steifigkeit der ungebundenen Schichten abhängig ist. Eine Verbindung zwischen Kennwerten, die mithilfe der Time History von FWD-Tragfähigkeitsversuchen ermittelt werden können und visko-elastischen Materialeigenschaften des Asphalts erscheinen nach den experimentellen und modelltheoretischen Untersuchungen der vorliegenden Arbeit zumindest vage, da hierbei nicht schichtenscharf getrennt werden kann zwischen dem Lastabtragungsbeitrag der gebundenen und ungebundenen Schichten. Noch weiter gehende Annahmen, dass gar Phasenverschiebungswinkel des Asphalts direkt berechnet werden können, waren auf Artefakte des Messgerätsteuerungssoftware zurückzuführen und sind daher nicht reproduzierbar.

7.2 ERKENNTNISSE FÜR DIE ANWENDUNG IN DER PRAXIS

Für die Anwendung in der Praxis stellt sich die Frage, ob die hier aufgeführten und diskutierten dynamischen Tragfähigkeitskennwerte einen Mehrwert für die Bewertung der Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen bieten können. Aufgrund der Tatsache, dass es einen hyperbolischen (also deutlich überproportionalen) Zusammenhang zwischen dissipierter Energie W_{diss} und dem Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 gibt, lässt darauf schließen, dass die Anwendung der dissipierten Energie W_{diss} dazu führt, dass Stellen mit besonders schwacher Steifigkeit der ungebundenen Schichten deutlicher auffallen als bei Betrachtung des Schichtmoduls der ungebundenen Schichten M_0 oder anderen Kennwerten. In Abbildung 224 ist beispielhaft der Verlauf der dissipierten Energie W_{diss} für die MS 6 im Frühjahr (rechte Messlinie) dargestellt. Dabei fällt der Sprung der dissipierten Energie W_{diss} bei Stationierung 0+225 auf, der zwar bei Betrachtung des Verlaufs für den Schichtmodul M_0 erkennbar ist, jedoch nicht so deutlich.

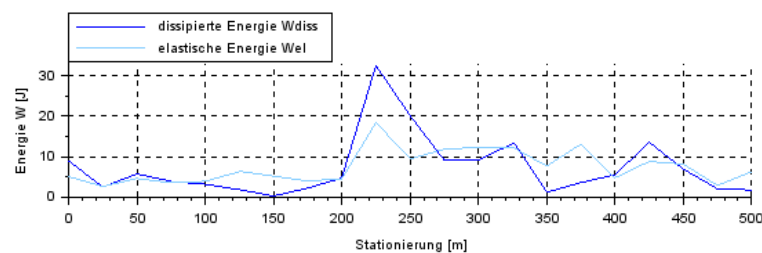


Abbildung 224: Verlauf der dissipierten und elastischen Energie (W_{diss} und W_{el}) für MK 2 der MS 6 (RML)

Für die Zustandserhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen ist vor allem die Frage nach dem Zustand der ungebundenen Schichten wichtig, da jede Erhaltungsmaßnahme, die auch die ungebundenen Schichten betrifft, wesentlich teurer ist als Maßnahmen, die "nur" die gebundenen Schichten betreffen. Daher kann die Miteinbeziehung der dissipierten Energie W_{diss} einen Mehrwert liefern, da hierbei lokale Schwächen der strukturellen Substanz der ungebundenen Schichten deutlich stärker auffallen.

Auch bei der Qualitätssicherung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen kann die Time History einen wichtigen Beitrag leisten. Beispielweise wird bei der jährlichen FWD-Vergleichsmessung, die von der BASt organisiert wird, neben den Maximalwerten für Kraft und Verformungen auch immer die Time History von den einzelnen Teilnehmenden abgespeichert. Hier ergeben sich interessante Ansätze hinsichtlich der unterschiedlichen Lasteinträge der einzelnen FWD (Jansen, 2017). Hier können sowohl dynamische Tragfähigkeitskennwerte als auch die isolierte Analyse der Time History der Kraft beziehungsweise der Verformungen dazu beitragen, Kennzahlen zu entwickeln, anhand derer die Vergleichbarkeit bemessen werden kann.

7.3 WEITERFÜHRENDE AUFGABEN

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde die Time History des FWD verwendet, um hieraus Tragfähigkeitskennwerte zu ermitteln, die bei Tragfähigkeitsmessungen Anwendung finden können. In weiterführenden Forschungen kann und muss es darum gehen, inwieweit die identifizierten Kennwerte auch etwas mit dem tatsächlichen Dehnungszustand der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung zu tun haben. Hier können Verkehrsflächenbefestigungen instrumentiert werden, wie es auch schon bei der tiefergehenden Analyse anderer Tragfähigkeitskennwerte bereits geschehen ist.

Weiterhin besteht noch Klärungsbedarf, ob die beobachtete Abnahme der Steifigkeit der ungebundenen Schichten in der Tauperiode tatsächlich durch erhöhte Feuchtigkeit hervorgerufen wurde und wie die Zusammensetzung der ungebundenen Schichten Einfluss nehmen kann auf die quantitative Ausprägung der dynamischen Tragfähigkeitskennwerte (beispielsweise die dissipierte Energie W_{diss}). Vor diesem Hintergrund wäre es ebenso interessant eine Messstrecke auszuwählen und diese in einem engeren zeitlichen Messraster messtechnisch zu erfassen und die Unterschiede in der Ausprägung der Tragfähigkeitskennwerte zu dokumentieren. Hier würde sich vor allem eine Verkehrsflächenbefestigung anbieten, die einer niedrigeren Belastungsklasse entspricht, da gerade bei diesen Befestigungen der hyperbolische Zusammenhang zwischen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten und der dissipierten Energie W_{diss} zu beobachten ist.

Bleibt man bei der Betrachtung der Time History bei der dissipierten Energie W_{diss} besteht zudem die dringende Frage nach einem Grenz- beziehungsweise Orientierungswert. Hier sollte es auf Grundlage von experimentellen und modelltheoretischen Untersuchungen (auch in Kombination mit prüftechnischen Ansprüchen der einzelnen Schichten) möglich sein, einen solchen Grenz- oder Orientierungswert in Abhängigkeit der jeweiligen Belastungsklasse zu definieren (analog zum bisherigen Vorgehen im AP TRAG TEIL C 2.1 (2014)).

Bezüglich des Aspekts der Qualitätssicherung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen und dem Potential der Berücksichtigung der Time History ergeben sich vor allem Ansätze bei der geometrischen Betrachtung der zeitabhängigen Verläufe der Kraft und Verformungen. Da hier bereits viele Daten unterschiedlicher Gerätebetreiber und -hersteller aufgrund der jährlich stattfindenden FWD-Vergleichsmessungen bei der BASt vorliegen, besteht an dieser Stelle sicherlich enormes Potential, um die unterschiedlichen Lasteinträge der einzelnen FWD zu analysieren und diese mit den resultierenden Verformungsmulden und zeitlichen Verläufe der Verformungen zu vergleichen.

Auch hinsichtlich der Normierung von Verformungen ergeben sich hier offene Fragen, da sich bisher Normierungsverfahren einzig auf die Kraft und die Temperatur beziehen. Betrachtet man jedoch den Einfluss der saisonal bedingten Unterschiede bezüglich der Steifigkeit der ungebundenen Schichten, die wahrscheinlich mit der Zusammensetzung und der Feuchtigkeit der ungebundenen Schichten zusammenhängen, so kann an dieser Stelle nicht von vergleichbaren Messergebnissen gesprochen werden. Die experimentellen und modelltheoretischen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Unterschiede bei der Ausprägung der Tragfähigkeitskennwerte enorm sind, sobald sich die Steifigkeit der ungebundenen Schichten verändert. Hier gibt in der internationalen Praxis empirische ,funktionale Ansätze (Graczyk, 2009, 2010) jedoch müssten diese Ansätze in Deutschland reproduziert und gegebenenfalls neu parametrisiert werden.

- Achterberg, G. & Hampe, K.-H. (1979). *Baustoffe und Bauunterhaltungskosten. Wirtschaftlich günstige Relationen von Herstellungs- und Unterhaltungskosten der Gebäude* (Schriftenreihe "Bau- und Wohnforschung" des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau 04.051).
- Al-Khoury, R., Kasbergen, C., Scarpas, A. & Blaauwendraad, J. (2001). Spectral element method for efficient parameter identification of layered media. Part II: inverse calculation. *International Journal of Solids and Structures*, 38(48-49), 8753–8772.
- Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kasbergen, C. & Blaauwendraad, J. (2001). Spectral element method for efficient parameter identification of layered media. Part I: forward calculation. *International Journal of Solids and Structures*, 38(9), 1605–1623.
- Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kasbergen, C. & Blaauwendraad, J. (2002). Spectral element method for efficient parameter identification of layered media. Part III: viscoelastic aspects. *International Journal of Solids and Structures*, 39(8), 2189–2201.
- Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kasbergen, C., Blaauwendraad, J. & van Gurp, C. (2001). Forward and inverse models for parameter identification of layered media. *International Journal of Geomechanics*, 1(4), 441–458.
- Almedia, J. de, Brown, S. F. & Thom, N. H. (1994). A pavement evaluation procedure incorporating material nonlinearity. In A. J. Bush, G. Y. Baladi & H. L. von Quintus (Eds.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Second volume* (ASTM STP, vol. 1198, S. 218–232). Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993). *AASHTO guide for design of pavement structures*. Washington D.C.: AASHTO.
- Antonsen, V. & Mork, H. (2017). A comparison of TSD and FWD deflections at Norwegian roads with an interpretation of bearing capacity from TSD measurements. In A. Loizos, I. L. Al-Qadi & T. Scarpas (Hrsg.), *Bearing capacity of roads, railways and airfields. Proceedings of the "10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields", held in Athens, Greece, June 28 - June 30, 2017* (S. 579–584). CRC Press.
- Arand, W. (1983). Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf das Ermüdungsverhalten von Asphalten. *Straße und Autobahn*, 34(10), 424–431.
- Arand, W. & Lorenzl, H. (1995). *Einfluß der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur. Teil 2* (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 696). Bonn-Bad Godesberg.
- Arraigada, M. & Partl, M. N. (2006). *Calculation of displacements of measured accelerations, analysis of two accelerometers and application in road engineering. Proceedings of the "6th Swiss Transport Research Conference", held in Monte Verità / Ascona, Switzerland, March 15 - March 17, 2006*. Monte Verità / Ascona.
- Austroroads Ltd. (2008). *Technical basis of the Austroroads design procedures for flexible overlays on flexible pavements* (Austroroads technical report, AP-T99/08). Sydney.

-
- Bairstow, L. (1910). The elastic limits of iron and steel under cyclic variation of stress. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, (210), 35–55.
- Bald, J. S. & Nguyen, A.-D. (2014, 16. April). *Evaluation of load-carrying capacity of asphalt superstructures from deflection measurements*. 5th Conference on Transport Solutions: from Research to Development. Transportation Research Arena (TRA2014), Paris - La Défense.
- Balduzzi, F. (1969). *Bodenmechanik für den Straßenbau*. Zürich.
- Barnes, C. L. & Trottier, J.-F. (2009). Evaluating high-frequency visco-elastic moduli in asphalt concrete. *Research in Nondestructive Evaluation*, 20(2), 116–130.
- Bayerische Staatsbauverwaltung. (2019). *Netzweite Erfassung der Tragfähigkeit der Staatsstraßen in Bayern mit dem Traffic Speed Deflectometer (TSD)*. Unveröffentlicht. München.
- Beckedahl, H., Hürtgen, H. & Straube, E. (1996). *Begleitende Forschung zur Einführung des Falling Weight Deflectometer (FWD) in der Bundesrepublik Deutschland* (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 733). Bonn-Bad Godesberg.
- Becker, P. von. (1966). Einsenkungsmessungen mit dem Benkelman-Balken. *Straße und Autobahn*, 17(7), 233–239.
- Becker, P. von. (1976). *Zur Annahme wirklichkeitsnäherer E-Moduli als Kennwerte für das elastische Verformungsverhalten flexibler Straßenbefestigungen bei elastizitätstheoretischen Beanspruchungsrechnungen* (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 204). Bonn-Bad Godesberg.
- Becker, P. von. (1977). Die Steifigkeitsänderungen der Böden und Schichtbaustoffe unter natürlichen Umwelt- und Belastungsbedingungen und ihre Bedeutung für die Bemessung flexibler Straßenbefestigungen. *Straße und Autobahn*, 28(9), 374–381.
- Beecken, G., Höppel, H. E., Metelmann, P., Rudolph, F., Schönian, E., Springer, E. et al. (1994). *Shell Bitumen für den Straßenbau und andere Anwendungsgebiete* (7. Auflage).
- BIM Acceleration Committee. (2019). *The New Zealand BIM handbook. A guide to enabling BIM on building projects*. Version 3.1. Wellington.
- Birmann, D. (1981). *Einfluss hydraulisch gebundener Tragschichten auf die Beanspruchung von Betondecken. Experimentelle und theoretische Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der Randbelastung* (Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München Heft 35). Technische Universität München.
- Böhm, S., Nguyen, A.-D., Schwebel, N. & Bald, J. S. (2011). *Optimierung von Maßnahmen zur Erhaltung einer funktionstüchtigen Straßeninfrastruktur - Ermittlung des Substanzwertes. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr. 88.0100/2009*. Darmstadt.
- Bohn, A. O. (1968). Tragfähigkeitsmessungen mittels Fallgeräts. *Straße und Autobahn*, 19(1), 17–24.
- Bohn, A. O. (1989). The history of the Falling Weight Deflectometer. Verfügbar unter: http://www.pavement-consultants.com/media/6042/HistoryOfFWD_AxelOBohn.pdf

-
- Bonneagar Iompair Éireann. (2000). *Guidelines for the use of the Falling Weight Deflectometer in Ireland* (TII publications CC-GSW-04008). Dublin: Bonneagar Iompair Éireann / Transport Infrastructure Ireland.
- Brown, A. I. & Marco, S. M. (1951). *Introduction to heat transfer* (2nd edition). New York: McGraw-Hill.
- Bühler, B. & Falb, B. (2017). *B26 zwischen Hain und Siebenwege. Bohrkernentnahme und Untersuchungen auf PAK und PIX*. Prüfbericht (1AB/4454/2017). Aschaffenburg: HNL Ingenieur- und Prüfgesellschaft mbH.
- Bühler, B. & Falb, B. (2018a). *B469 zwischen Niedernberg und Großostheim-Mitte. Bohrkernentnahme und qualitativer Pechnachweis und Zusammensetzung*. Prüfbericht (1AB/1533/2018). Aschaffenburg: HNL Ingenieur- und Prüfgesellschaft mbH.
- Bühler, B. & Falb, B. (2018b). *St2312 zwischen Haibach und Aschaffenburg. Bohrkernuntersuchungen und Untersuchungen auf PAK und PIX*. Prüfbericht (1AB/1576/2018). Aschaffenburg: HNL Ingenieur- und Prüfgesellschaft mbH.
- Bühler, B. & Falb, B. (2020). *B47 zwischen Boxbrunn und Amorbach. Bohrkernentnahme*. Prüfbericht (1AB/3687/2020-Vorabbericht). Aschaffenburg: HNL Ingenieur- und Prüfgesellschaft mbH.
- Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt). (2014). *Anwendung und Auswertung des BELLS-Verfahrens zur Temperaturbestimmung im Asphaltkörper bei FWD-Messungen* (Arbeitspapier). Bergisch Gladbach.
- Bundesministerium der Finanzen. (2011). *Bundeshaushaltsplan 2012*. Berlin.
- Bundesministerium der Finanzen. (2012). *Bundeshaushaltsplan 2013. Einzelplan 12. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung*. Berlin.
- Bundesministerium der Finanzen. (2013). *Bundeshaushaltsplan 2014. Einzelplan 12. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur*. Berlin.
- Bundesministerium der Finanzen. (2014). *Bundeshaushaltsplan 2015. Einzelplan 12. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur*. Berlin.
- Bundesministerium der Finanzen. (2015). *Bundeshaushaltsplan 2016. Einzelplan 12. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur*. Berlin.
- Bundesministerium der Finanzen. (2016). *Bundeshaushaltsplan 2017. Einzelplan 12. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur*. Berlin.
- Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur. (2016). *Bundesverkehrswegeplan 2030*. Berlin.
- Caicedo, B. (2019). *Geotechnics of Roads. Fundamentals*. Boca Raton: CRC Press.
- Cannone Falchetto, A., Moon, K. H., Wistuba, M. P. & Marasteanu, M. O. (2015). Investigation on low temperature limiting criteria for asphalt mixture. In A. F. Nikolaidis (Hrsg.), *Bituminous mixtures and pavements. Proceeding of the "6th International Conference on Bituminous Mixtures and Pavements", held in Thessaloniki, Greece, 10-12 June 2015* (S. 277–286). Leiden: CRC Press.

-
- Chang, D.-W., Roesset, J. M. & Stokoe, K. H. (1991). Nonlinear effects in Falling Weight Deflectometer tests. *Transportation Research Record*, 1355, 1–7.
- Chatti, K., Ji, Y. & Harichandran, R. (2004). Dynamic time domain backcalculation of layer moduli, damping, and thicknesses in flexible pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1869(1), 106–116.
- Chatti, K. & Kim, T. K. (2000). Effect of frequency-dependent asphalt concrete layer moduli on pavement response. In Tayabji, Shiraz, D. & E. O. Lukanen (Hrsg.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Proceedings of the "Third International Symposium Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli", held Seattle, Washington, on 30 June - 1 July 1999* (ASTM STP, Bd. 1375, S. 365–382). Fredericksberg: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Chatti, K. & Lei, L. [L.] (2012). Forward calculation of subgrade modulus using Falling Weight Deflectometer time histories and wave propagation theory. In *GeoCongress 2012. State of the art and practice in geotechnical engineering* (Bd. 2, Bd. 2, S. 1400–1409). Reston: American Society of Civil Engineers.
- Čičković, M. (2017). Analysing FWD data - from the deflection bowl to material parameters. In A. Loizos, I. L. Al-Qadi & T. Scarpas (Hrsg.), *Bearing capacity of roads, railways and airfields. Proceedings of the "10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields", held in Athens, Greece, June 28 - June 30, 2017* (S. 691–699). CRC Press.
- Čičković, M. (2018). *Alternative FWD evaluation concepts. Paper #10211*. Wien: 7th Transportation Research Arena (TRA).
- Čičković, M. & Bald, J. S. (2017). Rückrechnung der charakteristischen mechanischen Parameter von Verkehrsbefestigungen aus FWD-Messungen. *Straße und Autobahn*, 68(12), 950–957.
- Čičković, M., Bald, J. S. & Middendorf, M. (2020). *Analyse von Auswertungs- und Bewertungsverfahren für die Anwendung des Traffic-Speed-Deflectometers auf Asphaltbefestigungen. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr. 04.0318/2018/MRB*. Darmstadt.
- Čičković, M. & Tielmann, M. (2018). *Measuring deflections with accelerometers in existing pavements. Paper #10226*. Wien: 7th Transportation Research Arena (TRA).
- Čičković, M., Tielmann, M., Hill, T., Bald, J. S., Böhm, S., Gablovský, J. et al. (2017). *Informationssystem Straßenzustand Teil 2: Entwicklung von Sensoren zur Erfassung des strukturellen Zustandes von Asphaltstraßen (SENSOR). Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr. 07.0255/2011/ARB*. Darmstadt: Technische Universität Darmstadt.
- Crantz, R. (1952). Die Bedeutung des Untergrundes und des Unterbaues für die Haltbarkeit der bituminösen Fahrbahnbeläge. *Straße und Autobahn*, 3(1), 20–23.
- Daniel, J. S. & Bisirri, W. M. (2005). Characterizing fatigue in pavement materials using a dissipated energy parameter. In *Geo-Frontiers 2005. Papers prepared for the Geo-Frontiers 2005*. Reston: American Society of Civil Engineers.

-
- Deblois, K., Bilodeau, J.-P. & Doré, G. (2010). Use of Falling Weight Deflectometer time history data for the analysis of seasonal variation in pavement response. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(9), 1224–1231.
- Delaporte, B., Di Benedetto, H., Chaverot, P. & Gauthier, G. (2009). Linear viscoelastic properties of bituminous materials including new products made with ultrafine particles. *Road Materials and Pavement Design*, 10(1), 7–38.
- Dempwolff, K. R. & Metelmann, P. (1979). Bemessung bituminöser Befestigungen. In B. Wehner, P. Siedek & K.-H. Schulze (Hrsg.), *Handbuch des Straßenbaus* (Bd. 3, S. 1–46). Berlin: Springer-Verlag.
- Department of Transport of South Africa. (1997). *TRH12. Flexible pavement rehabilitation investigation and design* (Department of Transport of South Africa, Hrsg.). Pretoria.
- Deutscher Wetterdienst. (2018a). *Daten der Wetterstation in Frankfurt am Main (Westend)*. WESTE-XL. Zugriff am 27.02.2018.
- Deutscher Wetterdienst. (2018b). *Daten der Wetterstation in Michelstadt-Vielbrunn*. WESTE-XL. Zugriff am 27.02.2018.
- Deutscher Wetterdienst. (2018c). *Daten der Wetterstation in Neuhütten im Spessart*. WESTE-XL. Zugriff am 27.02.2018.
- Deutscher Wetterdienst. (2018d). *Daten der Wetterstation in Darmstadt*. WESTE-XL. Zugriff am 27.02.2018.
- Deutscher Wetterdienst. (2018e). *Daten der Wetterstation in Schaafheim-Schlierbach*. WESTE-XL. Zugriff am 27.02.2018.
- D-maps. (2017). *Silhouettenkartenmaterial von Südhessen und Unterfranken*, d-maps. Zugriff am 04.01.2017. Verfügbar unter: <http://d-maps.com/>
- Donovan, P. & Tutumluer, E. (2009). Falling Weight Deflectometer testing to determine relative damage in asphalt pavement unbound aggregate layers. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2104, 12–23.
- Doré, G. & Zubeck, H. K. (2009). *Cold regions pavement engineering*. Reston: ASCE Press.
- Egert, T. (2021, 29. Januar). *Aufbaudaten für die K AB 13*. E-Mail. Aschaffenburg: Landratsamt Aschaffenburg.
- Eisenmann, J. (1979). Bemessung von Betondecken. In B. Wehner, P. Siedek & K.-H. Schulze (Hrsg.), *Handbuch des Straßenbaus* (Bd. 3, S. 47–74). Berlin: Springer-Verlag.
- Ellyin, F. (1997). *Fatigue damage, crack growth and life prediction*. London: Chapman & Hall.
- Enomoto, N. (1955). On fatigue tests under progressive stress. *Proceedings of ASTM International*, (55), 903–917.
- European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research. (1999). *COST 333. Development of new bituminous pavement design method*. Final report. Luxemburg.
- European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research. (2000). *COST 333. Development of new bituminous pavement design method*. Final report. Brüssel.

-
- European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research. (2007). *COST 354. Performance indicators for road pavements*. WP2: Selection and assessment of individual performance indicators. Brüssel.
- Faes, G. (2010). *Einführung in R. Ein Kochbuch zur statistischen Datenanalyse mit R* (3. Auflage). Norderstedt: Books on Demand.
- Ferry, J. D. (1980). *Viscoelastic properties of polymers* (3rd edition). New York: John Wiley & Sons.
- Figura, L. O. (2004). *Lebensmittelphysik. Physikalische Kenngrößen - Messung und Anwendung*. Berlin: Springer-Verlag.
- Flores, J., Van, P., Park, C., Kim, W. & Lee, H. (2017). Development of a frequency temperature correction model for FWD back-calculated moduli based on frequency-temperature superposition principle. In A. Loizos, I. L. Al-Qadi & T. Scarpas (Hrsg.), *Bearing capacity of roads, railways and airfields. Proceedings of the "10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields", held in Athens, Greece, June 28 - June 30, 2017* (S. 757–763). CRC Press.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (1995). *Richtlinien für die Sicherung von Arbeitsstellen an Straßen. RSA 95. Ausgabe 1995* (4., überarbeitete Auflage). Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2001). *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. RStO 01. Ausgabe 2001*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2003). *Begriffsbestimmungen. Teil Straßenbautechnik*. Ausgabe 2003. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2006). *Mechanisches Verhalten von Asphalt in Befestigungen für Verkehrsflächen - Eingangsgrößen in die Bemessung (Materialkennwerte)* (FGSV-Arbeitspapier, Bd. 65). Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2008). *Arbeitspapier Tragfähigkeit. Teil B 2.1. Falling Weight Deflectometer (FWD): Gerätebeschreibung, Messdurchführung - Asphaltbauweisen (AP Trag Teil B 2.1)*. Ausgabe 2008. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2009a). *Arbeitspapier. Grundlagen zur Ermittlung homogener Abschnitte zur Bewertung der strukturellen Substanz von Straßenbefestigungen*. Ausgabe 2009. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2009b). *Arbeitspapiere zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen. Reihe B: Berechnungsmodelle. Teil B 3: Methode der finiten Elemente und Randelemente bei der Dimensionierung*. Ausgabe 2009. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2011a). *Arbeitspapiere zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen. Reihe B: Berechnungsmodelle. Teil B 1: Methode der Mehrschichtentheorie und Halbraumtheorie bei der Dimensionierung*. Ausgabe 2011. Köln: FGSV-Verlag.

-
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2011b). *Arbeitspapiere zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen. Reihe B: Berechnungsmodelle. Teil B 2: Methode der Plattentheorie bei der Dimensionierung*. Ausgabe 2011. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2012a). *Arbeitspapier Tragfähigkeit. Teil B 4. Curviametro: Gerätebeschreibung, Messdurchführung (AP Trag Teil B 4)*. Ausgabe 2012. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2012b). *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. RStO 12. Ausgabe 2012*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2012c). *Technische Prüfvorschriften zur Bestimmung der Dicken von Oberbauschichten im Straßenbau. TP D-StB. Ausgabe 2012*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2013). *Arbeitspapier Tragfähigkeit. Teil A. Messsysteme (AP Trag Teil A)*. Ausgabe 2013. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2014a). *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen. Teil B 1. Benkelman-Balken: Gerätebeschreibung, Messdurchführung (AP Trag Teil B 1)*. Ausgabe 2014. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2014b). *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen. Teil C 2.1. Falling Weight Deflectometer (FWD): Auswertung und Bewertung - Asphaltbauweise (AP Trag Teil C 2.1)*. Ausgabe 2014. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2015). *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen. Teil B 5. Schnell fahrendes Messsystem Traffic Speed Deflectometer (TSD): Gerätebeschreibung, Messdurchführung (AP Trag Teil B 5)*. Ausgabe 2015. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2016). *Technische Prüfvorschriften für Asphalt. TP Asphalt-StB. Teil 27: Probenahme. Ausgabe 2016*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2020). *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen. Teil C 5. Traffic Speed Deflectometer (TSD). Auswertung und Bewertung - Teil Verkehrsflächenbefestigungen in Asphaltbauweise (AP Trag Teil C 5)*. Ausgabe 2020. Köln: FGSV-Verlag.
- Fredrickson, F. C. (1963). Frost considerations in highway pavement design. *Highway Research Record*, (33), 35–60.
- Georgy, W. (1963). *Die Baustoffe Bitumen und Teer. Aufbau, Eigenschaften und Anwendung im Bauwesen*. Köln-Braunsfeld: Verlagsgesellschaft Rudolf Müller.
- Gerlach, A. (1968). *Zur Beurteilung der Standfestigkeit von Fahrbahnaufbauten mit Hilfe statisch elastizitätstheoretischer Berechnungen* (Mitteilungen aus dem Institut für Materialprüfung und Forschung des Bauwesens der Technischen Hochschule Hannover Heft 6). Hannover: Technische Hochschule Hannover.

-
- Germann, F. P. & Lytton, R. L. (1989). Temperature, frequency, and load level correction factors for backcalculated moduli values. In A. J. Bush & G. Y. Baladi (Hrsg.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Proceedings of the "First International Symposium Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli", held Baltimore, Maryland, on 29-30 June 1988* (ASTM STP, Bd. 1026, S. 431–451). Fredericksberg: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Gomez, C., Bunks, C., Chancelier, J.-P., Delebecque, F., Goursat, M., Nikoukhah, R. et al. (Hrsg.). (2012). *Engineering and scientific computing with SCILAB*. Boston: Birkhäuser Science.
- Graczyk, M. (2009). Seasonal coefficients for the pavement roads in Polish climate conditions. In E. Tutumluer & I. L. Al-Qadi (Hrsg.), *Bearing capacity of roads, railways and airfields. Proceedings of the "8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields", held in Champaign, Illinois, U.S.A., June 29 - July 2, 2009* (S. 1063–1072). Boca Raton: CRC Press.
- Graczyk, M. (2010). *Nośność konstrukcji nawierzchni wielowarstwowych w krajowych warunkach klimatycznych*. Habilitation. Warszawa.
- Grätz, B. (1999). *Einfluß der Temperatur, der Belastungsfrequenz und der Impulskraft beim Falling-Weight-Deflectometer (FWD) auf die Größe der effektiven Schicht-E-Moduli. Schlußbericht zum BAST-Forschungsprojekt FE 04.174*. Darmstadt: Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST).
- Grätz, B. (2009). *Bewertung der Tragfähigkeit und der Standfestigkeit bestehender Asphaltstraßen zur Wahl zweckmäßiger Erhaltungsmaßnahmentearten* (Schriftenreihe des Instituts für Verkehr). Habilitationsschrift. Darmstadt.
- Grellmann, W. & Seidler, S. (2015). *Kunststoffprüfung* (3., aktualisierte Auflage). München: Carl Hanser Verlag.
- Grenier, S., Konrad, J.-M. & LeBœuf, D. (2009). Dynamic simulation of falling weight deflectometer tests on flexible pavements using the spectral element method. Forward calculations. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 944–956.
- Grob, H. (1979). Betondecken. In B. Wehner, P. Siedek & K.-H. Schulze (Hrsg.), *Handbuch des Straßenbaus* (Bd. 2, S. 430–472). Berlin: Springer-Verlag.
- Gruber, F. J. & Joeckel, R. (2016). *Formelsammlung für das Vermessungswesen* (18. Auflage). Berlin: Springer-Verlag.
- Hake, E. & Meskouris, K. (2007). *Statik der Flächentragwerke. Einführung mit vielen durchgerechneten Beispielen* (2., korrigierte Auflage). Berlin: Springer-Verlag.
- Hall jr., J. W. & McCaffrey jr., P. S. (1994). Misleading results from nondestructive testing. In A. J. Bush, G. Y. Baladi & H. L. von Quintus (Eds.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Second volume* (ASTM STP, vol. 1198, S. 251–260). Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- HELLER Ingenieurgesellschaft mbH. (2018). *OnKo3. Anwenderhandbuch*. Version 2. Darmstadt.
- Hering, E., Martin, R. & Stohrer, M. (2007). *Physik für Ingenieure* (10., vollständig neu bearbeitete Auflage). Berlin: Springer-Verlag.

-
- Hermansson, Å. (2002). Simulation of asphalt concrete pavement temperatures for use with FWD. *Road Materials and Pavement Design*, 3(3), 281–297.
- Hermansson, Å. & Knutsson, S. (2011). Effective layer temperature prediction model and temperature correction via Falling Weight Deflectometer deflections. Discussion. *Transportation Research Record*, (1764), 107–111.
- Herzog, K. (2005). *Lebenszykluskosten von Baukonstruktionen. Entwicklung eines Modells und einer Softwarekomponente zur ökonomischen Analyse und Nachhaltigkeitsbeurteilung von Gebäuden* (Schriftenreihe des Instituts für Massivbau, Heft 10). Dissertation. Darmstadt.
- Heukelom, W. (1964). Dimensionierung und Schwingungsbeanspruchung bei flexiblen Fahrbahnbefestigungen. *Bitumen*, 26(1), 11–17.
- Hiesch, D., Huang, P., Schardt, M., Schneider, J., Schneider, O., Weise, K. et al. (2018). *Der Zustand unserer Straßenbefestigung - Monitoring, Modellierung und Prognose. Interdisziplinäres Projekt Bau und Umwelt (IPBU), WS 2017/18. Endbericht*. Darmstadt: Technische Universität Darmstadt.
- Hoffman, M. S. (2003). Direct method for evaluating structural needs of flexible pavements with Falling-Weight Deflectometer deflections. *Transportation Research Record*, (1860), 41–47.
- Hoffman, M. S. & Thompson, M. R. (1982). Comparative study of selected nondestructive testing devices. *Transportation Research Record*, 852, 32–41.
- Holl, A. (1971). *Bituminöse Straßen. Technologie und Bauweisen*. Wiesbaden: Bauverlag.
- Hou, X. (1996). *Analyse der bleibenden Verformungen des Asphalts unter statischer und dynamischer Belastung zur Vorhersage von Spurrinnen*. Dissertation. Darmstadt: Technische Hochschule Darmstadt.
- Huber, G. (1988). *Erschütterungsausbreitung beim Rad-Schiene-System* (Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe (TH), Heft 115). Karlsruhe.
- Huet, C. (1965). *Étude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés*. Dissertation. Université de Paris, Paris.
- Huhnke, D. (2006). *Temperaturmesstechnik* (atp Praxiswissen Kompakt, Bd. 4). München: Oldenbourg Industrieverlag.
- Hushek, S. (1980). Die Beurteilung des Verformungswiderstandes bituminöser Mischungen durch den Kriechversuch. *Bitumen*, 42(2), 44–48.
- Janoo, V. C. & Berg, R. L. (1990). Thaw weakening of pavement structures in seasonal frost areas. *Transportation Research Record*, (1286), 217–233.
- Jansen, D. (2009). *Temperaturkorrektur von mit dem Falling-Weight-Deflectometer gemessenen Deflexionen auf Asphaltbefestigungen* (Schriftenreihe des Instituts für Straßenbau und Verkehrswesen, Heft 2). Dissertation. Essen.
- Jansen, D. (2015). *FWD-Vergleichsmessungen 2015*. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt).
- Jansen, D. (2017). *FWD-Vergleichsmessungen 2016*. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt).

-
- Jansen, D. (2018). *FWD-Vergleichsmessungen 2018*. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt).
- Jansen, D. (2019). *FWD-Vergleichsmessungen 2019*. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt).
- Jansen, D. & Čičković, M. (2017). Qualitätssicherung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen. *Straße und Autobahn*, 68(8), 615–626.
- Jendia, S. (1995). *Bewertung der Tragfähigkeit von bituminösen Straßenbefestigungen* (Veröffentlichungen des Institutes für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe (TH), Heft 45). Karlsruhe.
- Jörke, V. & Grambow, C. (2017). *Fahrbahnschwingungen "Am Sandberg 86" in 60599 Frankfurt-Sachsenhausen. Geotechnischer Bericht*. Künzell.
- Judycki, J. (2014). Influence of low-temperature physical hardening on stiffness and tensile strength of asphalt concrete and stone mastic asphalt. *Construction and Building Materials*, 61, 191–199.
- Kang, Y. V. (1998). Multifrequency back-calculation of pavement-layer moduli. *Journal of Transportation Engineering*, 124(1), 73–81.
- Kang, Y. V. (2000). Use of multifrequency backcalculation for determining moduli of a pavement structure. In Tayabji, Shiraz, D. & E. O. Lukanen (Hrsg.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Proceedings of the "Third International Symposium Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli", held Seattle, Washington, on 30 June - 1 July 1999* (ASTM STP, Bd. 1375, S. 383–397). Fredericksberg: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Khazanovich, L. (2000). Dynamic analysis of FWD test results for rigid pavements. In Tayabji, Shiraz, D. & E. O. Lukanen (Hrsg.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Proceedings of the "Third International Symposium Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli", held Seattle, Washington, on 30 June - 1 July 1999* (ASTM STP, Bd. 1375, S. 398–412). Fredericksberg: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Klengel, K. J. (1968). *Frost und Baugrund*. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen.
- Kolsky, H. (2015). *Stress waves in solids* (2nd ed.). New York: Dover Publications.
- Komačka, J. (2017). Experience with the application of the spectral analysis of surface waves method on a Falling Weight Deflectometer time history. *MATEC Web of Conferences*, (107 (Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering)).
- Kramer, H. (2008). *Angewandte Baudynamik. Grundlagen und Beispiele für Studium und Praxis* (Bauingenieur-Praxis). Berlin: Verlag Ernst & Sohn.
- Kressirer, B. (2020). Pilotprojekt Tragfähigkeitsmessung in Bayern als Baustein des Erhaltungsmanagements. *Straße und Autobahn*, 71(10), 813–820.
- Kutay, M. E., Chatti, K. & Lei, L. [Ligang]. (2011). Backcalculation of dynamic modulus mastercurve from Falling Weight Deflectometer surface deflections. *Transportation Research Record*, (2227), 87–96.

-
- Lechner, B. (1997). Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. *Straße und Autobahn*, 48(6), 311–316.
- Lee, H. S. (2013). *Development of a new solution for viscoelastic wave propagation of pavement structures and its use in dynamic backcalculation*. Dissertation. Michigan State University, East Lansing.
- Lee, H. S. (2014). Viscowave - a new solution for viscoelastic wave propagation of layered structures subjected to an impact load. *International Journal of Pavement Engineering*, 15(6), 542–557.
- Lee, H.-J., Daniel, J. S. & Kim, Y. R. (2000). Continuum damage mechanics-based fatigue model of asphalt concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 12(2), 105–112.
- Lee, J. L. & Duschlbauer, D. (2017). Pavement vibration measurement for Falling Weight Deflectometer and moving vehicle loads. In Australian Asphalt Pavement Association (AAPA) (Hrsg.), *Proceedings of the "17th AAPA International Flexible Pavements Conference 2017", held in Melbourne, Australia, August 13 - August 16, 2017*.
- Lee, U. (2009). *Spectral element method in structural dynamics*. Singapore: John Wiley & Sons (Asia).
- Lenngren, C. A. (2009). Going beyond elastic response while evaluating Falling Weight Deflectometer data. In E. Tutumluer & I. L. Al-Qadi (Hrsg.), *Bearing capacity of roads, railways and airfields. Proceedings of the "8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields", held in Champaign, Illinois, U.S.A., June 29 - July 2, 2009* (S. 829–838). Boca Raton: CRC Press.
- Lenngren, C. A. (2016, 19. September). *Energy dissipation in pavement materials and consequences for backcalculation*. 25th Annual FWD User Group Meeting, San José.
- Lenngren, C. A. (2020, 7. Oktober). *Finding leaking water main by FWD and energy dissipation*. 29th Annual FWD User Group Meeting.
- Leutner, R. & Wellner, F. (2007). Prognose der Lebensdauer von Asphaltbefestigungen auf der Grundlage struktureller Eigenschaften. *Straße und Autobahn*, 58(5), 241–250.
- Liang, R. Y. & Zhou, J. (1997). Prediction of fatigue life of asphalt concrete beams. *International Journal of Fatigue*, 19(2), 117–124.
- Lippold, C. (2011). *Der Elsner 2012. Handbuch für Straßen- und Verkehrswesen*. Planung, Bau, Erhaltung, Verkehr, Betrieb. Berlin: Otto Elsner Verlagsgesellschaft.
- Loizos, A. & Scarpas, A. (2005). Verification of Falling Weight Deflectometer backanalysis using a dynamic finite element analysis. *International Journal of Pavement Engineering*, 6(2), 115–123.
- Lu, T. (2010). *The influence of pavement stiffness on vehicle fuel consumption*. Dissertation. University of Nottingham, Nottingham.
- Lu, X. & Isacson, U. (2000). Laboratory study on the low temperature physical hardening of conventional and polymer modified bitumens. *Construction and Building Materials*, 14(2), 79–88.
- Lukanen, E. O., Stubstad, R. N. & Briggs, R. (2000). *Temperature predictions and adjustment factors for asphalt pavement* (FHWA-RD-98-085). Minneapolis: Braun Intertec Corporation.

-
- Lundström, R. (2002). *Rheological and fatigue characterisation of asphalt concrete mixtures using uniaxial testing*. Dissertation. Kungliga University of Technology, Stockholm.
- Lutif, J. E. S., Souza, F. V., Kim, Y., Soares, J. B. & Allen, D. H. (2010). Multiscale modeling to predict Mechanical behavior of asphalt mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2181(1), 28–35.
- Magnuson, A. H. (1988). *Dynamic analysis of Falling-Weight-Deflectometer data (TX-89/1175-1)*. College Station: Texas A&M University.
- Magnuson, A. H., Lytton, R. L. & Briggs, R. (1991). Comparison of computer predictions and field data for dynamic analysis of Falling Weight Deflectometer data. *Transportation Research Record*, (1293), 61-71.
- Marasteanu, M. O. (2012). *Investigation of low temperature cracking in asphalt pavements*. Final report (MN/RC 2012-23). Minneapolis: University of Minnesota.
- Markert, R. (2013). *Strukturodynamik (Mechanik)*. Aachen: Shaker Verlag.
- Meier, H., Eisenmann, J. & Koroneos, E. (1968). *Beanspruchung der Straße unter Verkehrslast (Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen. Neue Folge, Heft 76)*. Bad Godesberg: Kirschbaum Verlag.
- Menke, K., Smith, R., Pirelli, L. & van Hoesen, J. (2016). *Mastering QGIS. Go beyond the basics and unleash the full power of QGIS with practical, step-by-step examples (Community experience distilled, Second edition)*. Birmingham, Mumbai: Packt Publishing. Retrieved from <http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&scope=site&db=nlebk&AN=972848>
- Miskimmin, I. (2020). Resiliente, sektorübergreifende Asset-Management-Entscheidungen mittels BIM und einem nationalen digitalen Zwilling. *Straße und Autobahn*, 71(11), 928–935.
- Mittmeyer, H. (1966a). Der AASHO-Road-Test und die Bemessung von Fahrbahnbefestigungen. Teil I. *Straßen- und Tiefbau*, 20(4), 316–320.
- Mittmeyer, H. (1966b). Der AASHO-Road-Test und die Bemessung von Fahrbahnbefestigungen. Teil II. *Straßen- und Tiefbau*, 20(5), 444–450.
- Muller, W. B. & Roberts, J. (2013). Revised approach to assessing Traffic Speed Deflectometer data and field validation of deflection bowl predictions. *International Journal of Pavement Engineering*, 14(4), 388–402.
- Müller, C. (2020). *Lebenszykluskosten von Straßen. Umsetzungsformen, Modulare Kalkulation, Optimierungspotentiale*. Wiesbaden: Springer-Verlag.
- Mun, S. & Lee, S. (2010). Determination of the fatigue-cracking resistance of asphalt concrete mixtures at low temperatures. *Cold Regions Science and Technology*, 61(2-3), 116–124.
- Nazarian, S. & Stokoe, K. H. (1989). Nondestructive evaluation of pavements by surface wave method. In A. J. Bush & G. Y. Baladi (Hrsg.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Proceedings of the "First International Symposium Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli", held Baltimore, Maryland, on 29-30 June 1988 (ASTM STP, Bd. 1026, S. 119–137)*. Fredericksberg: American Society for Testing and Materials (ASTM).


-
- Nega, A., Nikraz, H. & Al-Qadi, I. L. (2016). Dynamic analysis of Falling Weight Deflectometer. *Journal of Transportation Engineering*, 3(5), 427–437.
- Neumann, J. M. (2019). *Mesomechanische Modellierung von Asphalt*. Dissertation. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Aachen.
- Nur Izzi, Y. (2012). *Modelling the linear viscoelastic rheological properties of bituminous binders*. Dissertation. University of Nottingham, Nottingham.
- Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr. (2016). *Bayerisches Straßeninformationssystem (BAYSIS)*, Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr. Zugriff am 21.12.2016. Verfügbar unter: <http://www.baysis.bayern.de/>
- Oeser, M. & Pellinien, T. (2012). Computational framework for common visco-elastic models in engineering based on the theory of rheology. *Computers and Geotechnics*, 42, 145–156.
- Oeser, M., Wang, D., Liu, P., Wellner, F. & Reinhardt, U. (2017). *Rechnerische Dimensionierung von Asphaltbefestigungen über ein Finite-Element-Modell. Verbesserung der Sicherheit und Wirtschaftlichkeit* (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1125). Bonn.
- Olard, F. & Di Benedetto, H. (2003). General “2S2P1D” model and relation between the linear viscoelastic behaviours of bituminous binders and mixes. *Road Materials and Pavement Design*, 4(2), 185–224.
- Oran Brigham, E. (1985). *FFT. Schnelle Fourier-Transformation* (Einführung in die Nachrichtentechnik, 2. Auflage). München: R. Oldenbourg Verlag.
- Ovik, J. M., Birgisson, B. & Newcomb, D. E. (2000). Seasonal variations in backcalculated pavement layer moduli in Minnesota. In Tayabji, Shiraz, D. & E. O. Lukanen (Hrsg.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Proceedings of the "Third International Symposium Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli", held Seattle, Washington, on 30 June - 1 July 1999* (ASTM STP, Bd. 1375, S. 129–143). Fredericksberg: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Park, B., Chun, S. & Han, S. (2019). Application of Falling Weight Deflectometer (FWD) data and Energy Ratio (ER) approach for cracking performance evaluation of asphalt pavements. *International Journal of Civil Engineering*, 17(11), 1729–1737.
- Park, D.-Y., Buch, N. & Chatti, K. (2001). Effective layer temperature prediction model and temperature correction via Falling Weight Deflectometer deflections. *Transportation Research Record*, 1764, 97–111.
- Park, S. W. & Schapery, R. A. (1999). Methods of interconversion between linear viscoelastic material functions. Part I - a numerical method based on Prony series. *International Journal of Solids and Structures*, 36, 1653–1675.
- PHØNIX Pavement Consultants. (1998). *PRI 2100 FWD test system. User's manual. Software manual*. Kolding.
- Pingel, C. (1982). Begriffsbestimmungen im Bereich "Management der Straßenbefestigung". *Straße und Autobahn*, 33(6), 215–217.
- Pistner, M. (2021, 13. Januar). *Aufbaudaten für die St2309*. E-Mail. Aschaffenburg: Staatliches Bauamt Aschaffenburg.

-
- Pronk, A. C. & Hopman, P. C. (1991). Energy dissipation: the leading factor of fatigue. *Highway research: sharing the benefits*, 225–237.
- Puente León, F., Kiencke, U. & Jäkel, H. (2011). *Signale und Systeme* (5., überarbeitete Auflage). München: Oldenbourg Verlag.
- Qin, J. (2010). *Predicting flexible pavement structural response using Falling Weight Deflectometer deflections*. Master-Thesis. Ohio University, Athens.
- Quintus, H. von & Killingsworth, B. (1998). *Analyses relating to pavement material characterizations and their effects on pavement performance*. FHWA-RD-97-085. Austin: Brent Rauhut Engineering Inc.
- Radke, S. & Deutsches Institut für Wirtschaftsforschung. (2017). *Verkehr in Zahlen 2017/2018. 46. Jahrgang* (Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Hrsg.). Hamburg.
- Ramsamooj, D. (1999). Prediction of fatigue performance of asphalt concrete mixes. *Journal of Testing and Evaluation*, 27(5), 343–348.
- Reynolds, J. M. (1997). *Introduction to applied environmental geophysics*. Chichester: John Wiley & Sons.
- Riedl, S. (2006). *Rückrechnung dynamischer Tragfähigkeitswerte aus den Messdaten des Falling Weight Deflectometers (FWD)* (Schriftenreihe des Instituts für Verkehr, Heft S8). Dissertation. Darmstadt.
- Rizzi, S. A. & Doyle, J. F. (1992). Spectral analysis of wave motion in plane solids with boundaries. *Journal of Vibration and Acoustics*, 114(2), 133–140.
- Roesset, J. M. & Shao, K.-Y. (1985). Dynamic interpretation of Dynaflect and Falling Weight Deflectometer tests. *Transportation Research Record*, (1022), 7–16.
- Roesset, J. M., Stokoe, K. H. & Seng, C.-R. (1995). Determination of depth to bedrock from Falling Weight Deflectometer test data. *Transportation Research Record*, (1504), 68–77.
- Roos, R., Freund, H.-J. & Thiele, T. (2008). *Erarbeitung eines Bewertungshintergrundes für Tragfähigkeitsmessungen auf Basis von Zustandsindikatoren nach JENDIA* (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 989). Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW.
- Rosauer, V. (2010). *Abschätzung der herstellungsbedingten Qualität und Lebensdauer von Asphaltdeckschichten mit Hilfe der Risikoanalyse*. Dissertation. Darmstadt.
- Rösler, J., Harders, H. & Bäker, M. (2016). *Mechanisches Verhalten der Werkstoffe* (5., aktualisierte und erweiterte Auflage). Wiesbaden: Springer-Verlag.
- Roussel, J.-M. (2019). *Numerical developments for flexible and rigid pavement HWD data analysis* (9th European FWD User Group Meeting). Darmstadt.
- Sachs, L. (1997). *Angewandte Statistik. Anwendung statistischer Methoden* (8., völlig neu bearbeitete und erweiterte Auflage). Berlin: Springer-Verlag.
- Saint-Laurent, D. (1995). *Évaluation structurale de chaussées souples dans un contexte climatique nordique*. Master-Thesis. Université Laval, Laval.

-
- Salour, F. & Erlingsson, S. (2013). Investigation of a pavement structural behaviour during spring thaw using Falling Weight Deflectometer. *Road Materials and Pavement Design*, 14(1), 141–158.
- Sayman, W. C. (1955). Plate-bearing study of loss of pavement supporting capacity due to frost. *Highway Research Board Bulletin*, (111), 99–106.
- Schindler, K. (2008). *Untersuchung des Verformungsverhaltens von Asphalt zur Bestimmung von Materialkennwerten für die Dimensionierung*. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, Braunschweig.
- Schmuck, A. (1987). *Straßenerhaltung mit System*. Bonn: Kirschbaum Verlag.
- Schulte, W. (1984). *Analyse des Temperaturgeschehens im Straßenoberbau und dessen Einfluß auf Ergebnisse von Einsenkungsmessungen nach Benkelman* (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 423). Bonn-Bad Godesberg.
- Sebaaly, B. E., Davies, T. G. & Mamlouk, M. S. (1985). Dynamics of Falling Weight Deflectometer. *Journal of Transportation Engineering*, 111(6), 618–632.
- Sebaaly, B. E., Mamlouk, M. S. & Davies, T. G. (1986). Dynamic analysis of Falling Weight Deflectometer data. *Transportation Research Record*, 1070, 63–68.
- Sheu, J.-C., Stokoe, K. H., Roesset, J. M. & Hudson, W. R. (1986). *Applications and limitations of the spectral-analysis-of-surface-waves method* (FHWA/TX-87/70+437-3F). Austin: University of Texas.
- Smirnow, A. W. & Jordan, K. (1973). Besonderheiten der Formänderungen von Straßenkonstruktionen unter der Einwirkung von rollenden Kraftfahrzeugbelastungen. *Die Straße*, 13(5).
- Solaimanian, M. & Kennedy, T. W. (1993). Predicting maximum pavement surface temperature using maximum air temperature and hourly solar radiation. *Transportation Research Record*, 1417, 1–11.
- Southgate, H. F. & Deen, R. C. (1968). *Temperature distribution within asphalt pavements and its relationship to pavement deflection*. Lexington: Department of Transportation (Commonwealth of Kentucky).
- Souza, F. V. & Castro, L. S. (2012). Effect of temperature on the mechanical response of thermo-viscoelastic asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 30, 574–582.
- Springenschmid, R. (2000). Technische Grundlagen des Betonstraßenbaus und ihre Umsetzung in die Praxis - gestern, heute, morgen. *Straße und Autobahn*, 51(3), 184–191.
- The Stationery Office. (2008). *Data for pavement assessment. HD 29/08* (Design manual for roads and bridges, Volume 7: Pavement design and maintenance. Section 3: Pavement maintenance assessment). London.
- Stöckner, M., Gerdes, A. & Schwotzer, M. (2013). Neue Ansätze für ein Lebenszyklusmanagement der Straßeninfrastruktur. *Straße und Autobahn*, 64(6), 421–428.
- Stolle, D. F. E. & Jung, F. W. (1992). Simplified, rational approach to Falling Weight Deflectometer data interpretation. *Transportation Research Record*, (1355), 82–89.
- Stolle, D. F. E. & Sedran, G. (1995). Influence of inertia on Falling Weight Deflectometer (FWD) test response. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(6), 1044–1048.

-
- Straube, E., Krass, K., Karcher, C. & Jansen, D. (2016). *Straßenbau und Straßenerhaltung. Ein Handbuch für Studium und Praxis* (10., neu bearbeitete und wesentlich erweiterte Auflage). Berlin: Erich Schmidt Verlag.
- Stubbs, N., Torpunuri, V. S., Lytton, R. L. & Magnuson, A. H. (1994). A methodology to identify material properties in pavements modeled as layered viscoelastic halfspaces (theory). In A. J. Bush, G. Y. Baladi & H. L. von Quintus (Eds.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Second volume* (ASTM STP, vol. 1198, S. 53–67). Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Studer, J. A., Laue, J. & Koller, M. G. (2007). *Bodendynamik. Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze* (3., völlig neu bearbeitete Auflage). Berlin: Springer-Verlag.
- Taranovs, A. (2019). *Krītošā svara deflektometra datu izmantošanas iespējas*. Master-Thesis. Rīgas Tehniskās Universitātes, Rīga.
- Tielmann, M., Čičković, M., Hill, T., Huczek, J., Nono Tamo, M., Farbischewski, V. et al. (2018). Entwicklung von Sensoren zur Erfassung des strukturellen Zustandes von Asphaltstraßen. *Straße und Autobahn*, 69(4), 277–289.
- Tigdemir, M. (2002). Investigation of fatigue behaviour of asphalt concrete pavements with fuzzy-logic approach. *International Journal of Fatigue*, 24(8), 903–910.
- Timm, D. H., Sholar, G. A., Kim, J. & Willis, J. R. (2009). Forensic investigation and validation of Energy Ratio concept. *Transportation Research Record*, 2127(1), 43–51.
- Torpunuri, V. S. (1990). *A methodology to identify material properties in layered viscoelastic halfspaces*. Master-Thesis. Texas A&M University, College Station.
- Torpunuri, V. S., Stubbs, N., Lytton, R. L. & Magnuson, A. H. (1994). Field validation of a methodology to identify material properties in pavements modeled as layered viscoelastic halfspaces. In A. J. Bush, G. Y. Baladi & H. L. von Quintus (Eds.), *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. Second volume* (ASTM STP, vol. 1198, S. 159–169). Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Ullidtz, P. (1987). *Pavement analysis*. Amsterdam: Elsevier Science.
- Van Gurp, C. (1995). *Characterization of seasonal influences on asphalt pavements with the use of Falling Weight Deflectometers*. Proefschrift. Delft: Technische Universiteit Delft.
- Vehrencamp, J. E. (1953). Experimental investigation of heat transfer at an air-earth interface. *Transactions, American Geophysical Union*, 34(1), 22–30.
- Weist, W., Plehm, T. & Spahr, H. (2005). Der Deflektograph "Lacroix". 12 Jahre im Dienst der Straßenbauverwaltung Brandenburgs. *Straße und Autobahn*, 56(4), 192–198.
- Weller, O., Degelmann, R. & Jansen, D. (2014). Tragfähigkeitsmessungen mit dem Traffic Speed Deflectometer (TSD). *Straße und Autobahn*, 65(11), 870–879.
- Wesche, K. (1996). *Baustoffe für tragende Bauteile. Band 1: Grundlagen. Baustoffkenngrößen, Meß- und Prüftechnik, Statistik und Qualitätssicherung* (3., völlig neubearbeitete und erweiterte Auflage). Wiesbaden: Bauverlag.
- Widyatmoko, I., Ellis, C. & Read, J. M. (1999). Energy dissipation and the deformation resistance of bituminous mixtures. *Materials and Structures*, 32, 218–223.

-
- Xu, Q. & Prozzi, J. A. (2014). Static versus viscoelastic wave propagation approach for simulating loading effects on flexible pavement structure. *Construction and Building Materials*, 53, 584–595.
- Xue, Q., Liu, L., Zhao, Y. [Ying], Chen, Y.-J. & Li, J.-S. (2013). Dynamic behavior of asphalt pavement structure under temperature-stress coupled loading. *Applied Thermal Engineering*, 53(1), 1–7.
- Zhao, Y. [Yanqing], Cao, D. & Chen, P. (2015). Dynamic backcalculation of asphalt pavement layer properties using spectral element method. *Road Materials and Pavement Design*, 16(4), 870–888.
- Zhu, Z., Wang, B. & Guo, D. (1985). 郭大智. 路面力学计算. *Bemessung von Straßenbefestigungen (auf Chinesisch)*. Peking: China Communications Press.
- Zieger, M. (1980). Deflexionsmessung zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Straßenkonstruktionen. *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift*, 23(9).

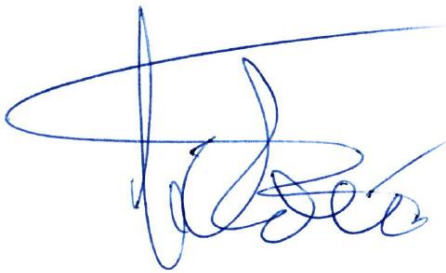


Diese Seite wurde absichtlich leer gelassen

ERKLÄRUNG ZUR DISSERTATION

Hiermit versichere ich, die vorliegende Dissertation ohne Hilfe Dritter nur mit den angegebenen Quellen und Hilfsmitteln angefertigt zu haben. Alle Stellen, die aus Quellen entnommen wurden, sind als solche kenntlich gemacht. Diese Arbeit hat in gleicher oder ähnlicher Form noch keiner Prüfungsbehörde vorgelegen. Die elektronische Version der Dissertation stimmt mit der schriftlichen Version überein.

Frankfurt am Main, den 28. September 2021

A handwritten signature in blue ink, consisting of a large, stylized initial 'M' followed by several loops and a final flourish.

Marko Čičković, M.Sc.

Diese Seite wurde absichtlich leer gelassen

LEBENS LAUF

03. August 1989 Geboren in Sarajevo (damals: SFR Jugoslawien, heute: Bosnien und Herzegowina) als Sohn des Diplom-Bauingenieurs Hrvoje Čičković und der Diplom-Philologin Jasna Soldo Čičković
- 1995 – 1999 Besuch der Liebfrauenschule (Grundschule) in Frankfurt am Main
- 1999 – 2008 Besuch des Goethe-Gymnasiums in Frankfurt am Main
Abschluss: Allgemeine Hochschulreife
- 2008 – 2012 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Darmstadt
Abschluss: Bachelor of Science
- 2012 – 2014 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Darmstadt
Abschluss: Master of Science
- 2014 – 2019 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Darmstadt
- seit August 2019 Projektleiter bei der HELLER Ingenieurgesellschaft mbH in Darmstadt
-