

Analyse von Auswertungs- und Bewertungsverfahren für die Anwendung des Traffic-Speed- Deflectometers auf Asphaltbefestigungen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 192

bast

Analyse von Auswertungs- und Bewertungsverfahren für die Anwendung des Traffic-Speed- Deflectometers auf Asphaltbefestigungen

von

Marko Čičković

HELLER Ingenieurgesellschaft mbH
Darmstadt

J. Stefan Bald
Moritz Middendorf

Technische Universität Darmstadt

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 192

bast

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

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

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

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

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

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

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

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 04.0318

Analyse von Auswertungs- und Bewertungsverfahren für die Anwendung des Traffic-Speed-Deflectometers auf Asphaltbefestigungen

Fachbetreuung

Dirk Jansen

Referat

Analyse und Entwicklung von Straßenoberbauten

Herausgeber

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

Redaktion

Stabsstelle Presse und Kommunikation

Druck und Verlag

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

ISSN 0943-9323

ISBN 978-3-95606-750-1

Bergisch Gladbach, Juni 2023

Kurzfassung – Abstract

Analyse von Auswertungs- und Bewertungsverfahren für die Anwendung des TSD auf Asphaltbefestigungen

Das Traffic Speed Deflectometer (TSD) wurde Ende des letzten Jahrhunderts in Dänemark entwickelt, mit dem Ziel, Verformungen bei hoher Geschwindigkeit zu erfassen. Dabei ist das Messsystem auf einem Lkw verbaut (inkl. aller zugehöriger Instrumentierung). So ist die Erfassung der Tragfähigkeit bei einer Geschwindigkeit von ca. 80 km/h möglich. Der Messbalken muss biege- und verwindungssteif und möglichst gleichmäßig temperiert sein, um gleiche Rahmenbedingungen bei der Korrektur der einzelnen Doppler-Laser-Daten zu gewährleisten.

Ziel des vorliegenden Forschungsvorhabens ist es, geeignete Ansätze zur Aus- und Bewertung von Tragfähigkeitsmessungen mit dem TSD zu finden, diese zu beschreiben und zu evaluieren.

In einem ersten Schritt wird mithilfe einer ausgedehnten, internationalen Literaturstudie der aktuelle Kenntnisstand bzgl. Tragfähigkeitsmessungen mit dem TSD zusammengetragen. Dabei wird zunächst das Messprinzip möglichst detailliert beleuchtet. Ein weiterer Fokus liegt zudem auf bisherigen Erfahrungen mit dem TSD. Angefangen mit Untersuchungen zu Wiederholgenauigkeit und Vergleichbarkeit bis hin zu ersten Anwendungsfällen. Dies wird als Überleitung zur Einführung möglicher Tragfähigkeitskennwerte, die mit TSD-Messungen erfasst oder berechnet werden können, verwendet. Hierbei werden insgesamt 26 Tragfähigkeitskennwerte identifiziert, die in der internationalen Fachliteratur als Kennwerte der strukturellen Substanz von Verkehrsflächenbefestigungen verwendet werden.

Die weitergehende Analyse der Auswerte- und Berechnungsverfahren stützte sich zuerst auf eine Analyse des Einflusses von Rahmenbedingungen und Korrekturverfahren auf die quantitative Ausprägung von Tragfähigkeitskennwerten. Dabei kann festgestellt werden, dass die Messgeschwindigkeit im üblichen Geschwindigkeitsfenster kaum Einfluss hat ($v > 20$ km/h). Die Radlast hat einen Einfluss, jedoch kann dieser, sofern sich die Radlast im üblichen Wertebereich befindet, über einen linearen Korrekturansatz abgefangen werden. Die Temperatur hat einen maßgeblichen Einfluss, die vorgestellten Korrekturansätze können auch z.T. den Einfluss abfedern, jedoch gilt es diese für den TSD-Messungsablauf zu verfeinern.

Gleichzeitig werden auch die Verformungsmuldenberechnungsverfahren analysiert. Dabei werden das Area-under-the-Curve-Verfahren (AUTC) und das Verfahren nach PEDERSEN (2013) verglichen. Mittels der Parameterstudie in 3D-Move können Slope- und Verformungswerte berechnet werden. Die Slope-Werte wurden dann verwendet, um anhand der beiden genannten Verfahren Verformungswerte zu berechnen und diese mit den „realen“ Daten aus 3D-Move zu vergleichen. Ergebnis ist, dass das AUTC-Verfahren aufgrund des Taitaming-Ansatzes bei steifen Verkehrsflächenbefestigungen Abweichungen aufweist, während der Ansatz nach PEDERSEN (2013) durchgehend sehr gute Übereinstimmungen zeigt.

In 3D-Move wurde eine Vielzahl an Simulationen durchgeführt, bei denen verschiedenste Parameter variiert wurden. Hierzu werden auch alle zugehörigen Tragfähigkeitskennwerte berechnet, sodass eine Sensitivitätsanalyse entsteht, die Aussagen über den jeweiligen Tragfähigkeitskennwert zulässt. So wird deutlich, dass die Parameter der SCI-Familie, also Oberflächenkrümmungsindizes, sehr zuverlässige Kennwerte sind zur Beschreibung der Steifigkeiten der jeweils betrachteten Schicht. Gleiches gilt aber auch für die Kennwerte der Steifigkeitsrückrechnungsmethode.

Zudem wird anhand einer Vielzahl an realen Messdaten untersucht, wie gut die Wiederholgenauigkeit der einzelnen Tragfähigkeitskennwerte ist – ebenfalls werden die Temperatur- und Konstruktionsabhängigkeit und die Korrelation zu ZEB-Daten (auf Ebene der Zustandsgrößen) untersucht. Dabei zeigt sich, dass die Kennwerte der SCI-Familie sehr zuverlässig sind, während die Kennwerte der Steifigkeitsrückrechnungsmethode höheren Streuungen ausgesetzt sind. Dies liegt aber an der Berechnungsart: Der zugehörigen Regressionsfunktion liegen beim TSD-Versuchsaufbau nur zwei bis drei Doppler-Laser zugrunde, sodass diese nicht prozesssicher parametrisiert werden kann. Die Werte der SCI-Familie hingegen als einfache Subtraktion zweier Verformungswerte können sicherer bestimmt werden. Die Korrelationsanalyse zeigt, dass keinerlei Korrelation o.ä. zwischen Zustandsgrößen und Tragfähigkeitskennwerten vorliegt – der Schluss von Zustandsgrößen der ZEB auf die Tragfähigkeit der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung scheint daher unzulässig.

Abschließend lässt sich feststellen, dass mit dem TSD und den aufgeführten Tragfähigkeitskennwerten die Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen zuverlässig und schnell erfasst und bewertet

werden kann. Es ist aber Augenmerk auf die vorherrschenden Temperaturverhältnisse zu legen, da kleinste Inhomogenitäten zu falschen Ergebnissen führen können.

Analysis of evaluation and assessment procedures for the application of the TSD on asphalt pavements

The Traffic Speed Deflectometer (TSD) was developed in Denmark at the end of the last century with the aim of detecting deformations at high speed. The measuring system is installed on a truck (incl. all related instrumentation). This allows the load capacity to be recorded at a speed of up to approx. 80 km/h. The measuring beam must be rigid and torsionally stiff and as evenly tempered as possible in order to ensure equal conditions for the correction of the individual Doppler laser data.

The aim of the present research project is to find suitable approaches for the assessment and evaluation of bearing capacity measurements with the TSD, to describe and evaluate them.

In a first step, the state of the art regarding bearing capacity measurements with the TSD will be established with the help of an extensive, international literature study. First of all, the measuring principle will be examined in as much detail as possible. A further area of research is the empirical data available of TSD deployment. Starting with investigations on repeatability and comparability up to first application cases. This will be used as a transition to the introduction of possible bearing capacity characteristics which can be recorded or calculated with TSD measurements. A total of 26 bearing capacity parameters are identified, which are used in the international technical literature as characteristic values of the structural substance of pavements.

The further analysis of the evaluation and calculation methods was initially based on an analysis of the influence of general conditions and correction methods on the quantitative characteristics of the bearing capacity parameters. It can be stated that the measuring speed has hardly any influence within the usual speed window ($v > 20$ km/h). The wheel load does have an influence, but if the wheel load is within the usual range of values, this can be compensated for by a linear correction approach. The temperature has a decisive influence, the correction approaches presented can also limit the influence to some extent, but these must be refined for the TSD measurement procedure.

At the same time, the deformation bowl calculation methods are also analysed. The area-under-the-curve method (AUTC) and the PEDERSEN method (2013) are compared. Slope and deformation values can be calculated using the parameter study in 3D-Move. The slope values were then used to calculate deformation values using the two methods mentioned above and to compare them with the "real" data from 3D-Move. The result is that the AUTC method shows deviations due to the tailtaming approach for stiff traffic surface pavements, whereas the approach according to PEDERSEN (2013) shows very good agreement throughout.

In 3D-Move, a large number of simulations were carried out in which a wide variety of parameters were varied. For this purpose, all corresponding bearing capacity parameters are also calculated, resulting in a sensitivity analysis that allows statements about the respective bearing capacity parameter. This makes it clear that the parameters of the SCI family, i.e. surface curvature indices, are very reliable parameters for describing the stiffness of the layer under consideration. The same applies to the characteristic values of the stiffness backcalculation method (SBM).

In addition, a large number of real measured data are used to investigate how good the repeatability of the individual load-bearing capacity parameters is - the temperature and construction dependency and the correlation to ZEB data (at the level of state variables) are also investigated. The results show that the characteristics of the SCI family are very reliable, while the characteristic values of the SBM are subject to higher scatter. However, this is due to the calculation method: The associated regression function is based on only two to three Doppler lasers in the TVD test setup, so that it cannot be parameterized in a process-safe manner. The values of the SCI family, on the other hand, can be determined more reliably as a simple subtraction of two deformation values. The correlation analysis shows that there is no correlation whatsoever between ZEB parameters and load-bearing capacity parameters - the conclusion of state variables of the ZEB on the load-bearing capacity of the examined traffic surface pavement seems to be inadmissible.

In conclusion, it can be stated that with the TSD and the listed bearing capacity parameters, the bearing capacity of traffic area pavements can be reliably and quickly recorded and evaluated. However, attention must be paid to the prevailing temperature conditions, as the smallest inhomogeneities can lead to incorrect results.

Summary

Analysis of evaluation and assessment procedures for the application of the TSD on asphalt pavements

The Traffic Speed Deflectometer (TSD) was developed in Denmark at the end of the last century with the aim of detecting deformations at high speed (RASMUSSEN, 2002). The measuring system is installed on a truck (incl. all associated instrumentation, see Fig. 1). Thus, the recording of the bearing capacity at a speed of approx. 80 km/h is possible. The measuring beam must be resistant to bending and torsion, and its temperature profile must be as uniform as possible in order to ensure equal conditions for the correction of the individual Doppler laser data (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015).

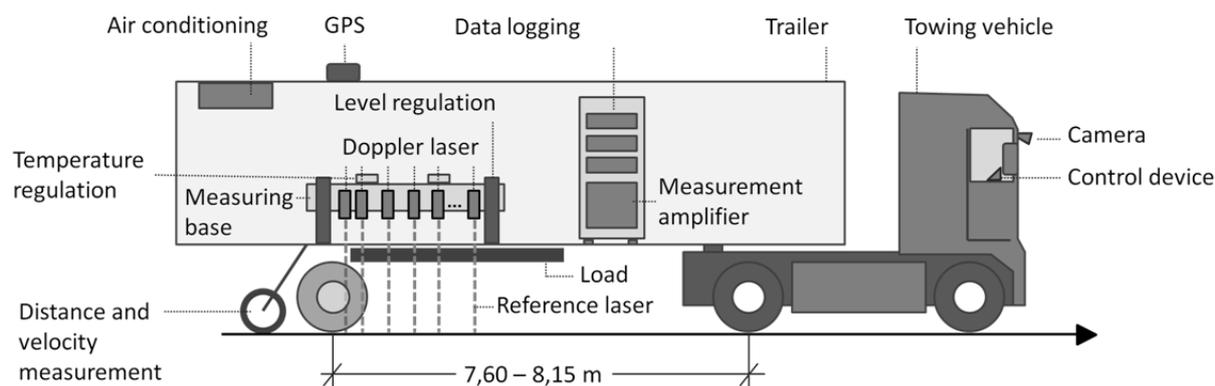


Fig. 1: Principle sketch of the TSD (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2017)

The principle of data acquisition of the TSD is based on the Doppler effect, i.e. the wavelength of the emitted light beam is different than the wavelength of the immitted (reflected) light beam. Thus the oblique speed of the deformation can be recorded. In order to measure only the deformation speed, exact knowledge of the inclined position of the Doppler laser and the horizontal speed is necessary. The inclined position is measured with the aid of a reference laser. In addition, acceleration sensors and gyroscopes are used to record the movements during data acquisition. The horizontal speed of the vehicle is recorded by a hodometer and is used to calculate the vertical speed (i.e. the deformation speed) (HILDEBRAND, RASMUSSEN & ANDRÉS, 2000)..

The aim of the present research project is to find suitable approaches for the evaluation and assessment of load-bearing capacity measurements with the TSD, to describe and evaluate them.

As a first step, the current state of knowledge regarding load-bearing capacity measurements will be compiled via an extensive, international literature study. First of all, the measuring principle is examined in as much detail as possible. A further focus will be on existing experiences with the TSD. Starting with investigations on repeatability and comparability up to first application cases. This will be used as a transition to the introduction of possible bearing capacity parameters which can be recorded or calculated with TSD measurements. From international technical literature a total of 26 load-bearing capacity parameters could be identified, as characteristic values of the structural integrity of pavements.

At the same time, post-processing is also examined, especially the effects of weather and measurement conditions on the measurement results. On the one hand, the measuring speed, which represents a new component compared to FWD measurements, is to be mentioned, but also the prevailing temperatures and the actual stress. For this purpose, first correction approaches were compiled. A further point of post-processing is the calculation of deformation bowls from the slope values of the TSD. Two competing approaches exist here, which are explained in more detail.

The next step is to verify the previous findings with data. Two approaches are pursued here: On the one hand, a parameter study is carried out with the aid of the calculation program 3D-Move from the University of Nevada, in which a wide range of boundary conditions (temperature, wheel load, Young's modulus of the bound and unbound layers, thickness of the bound layers, speed, load class) are varied. The advantage of this program is that a calculation of deformations and deformation velocities is possible and thus also slope values (since the horizontal velocity is always known) are available. On

the other hand, the German Federal Highway Research Institute (BAST) and the Bavarian State Ministry of Housing, Construction and Transport (StMB) have provided TSD measurement data for evaluation.

The parameter study on the influence of speed on the load-bearing capacity characteristics shows that it is negligible in the usual speed range of the TSD (> 20 km/h). Only at speeds below 20 km/h do differences arise with regard to the characteristics of the load capacity values, which are caused by the increasingly static load of the TSD. The results of the 3D Move parameter study are also congruent with real measurements carried out by BAST on the premises of the Aldenhoven Testing Center (ATC).

Due to the fluctuations in wheel load caused by the interaction between the vehicle and the road, the calculated bearing capacity values are also subject to wheel load-induced fluctuations. Within the scope of a parameter study on the influence of the wheel load on the characteristic values of the bearing capacity, it could be determined that a linear correction approach, analogous to the correction approach in FWD load capacity measurements, is permissible within the usual wheel load window that occurs in bearing capacity measurements. Significant deviations (above or below 10 %) can not be responsively detected by a linear correction. Since some TSDs have strain gauges to record the applied load, critical points, i.e. areas in which the target load is clearly exceeded or undercut, can be recorded and considered separately.

The present temperature, in particular the knowledge of the asphalt temperature, is elementary to be able to assess the load-bearing capacity of the investigated pavement. With this knowledge already being available from FWD bearing capacity measurements it can also be projected onto TSD bearing capacity measurements. The conducted parameter study in 3D-Move as well as the analysis of the real measured data shows that almost all bearing capacity parameters depend on the temperature and therefore a temperature correction is absolutely necessary. For this purpose, different methods were discussed and applied exemplarily in order to quantify their effects - with the help of the 3D-Move parameter study. It should be noted that most of the approaches discussed originate from FWD load-bearing capacity measurements and therefore the permissibility of a direct implementation for TSD measurements must at least be verified. Principally the question must also be asked on which data level a temperature correction should be carried out. All temperature correction methods used in bearing capacity measurements aim at a temperature correction of the deformation bowl or individual bearing capacity parameters. It should at least be discussed whether the application of the temperature correction on this level is the optimal solution, since a temperature correction on the resistance side is also possible, i.e. correction on the level of the limit or orientation values.

Since the TSD, in contrast to the FWD, does not have deformation values as original output values, but deformation velocities or slope values, the calculation of the deformation values must also be investigated. The calculation of the deformation values is relevant because many of the bearing capacity parameters are based on deformation values. Currently, there are two deformation bowl calculation methods being critically examined: the Area-under-the-Curve method (AUTC) and the method according to PEDERSEN (2013), which is used by the TSD manufacturer Greenwood A/S. The AUTC method is based on a backward integration of the slope-progression under consideration of some basic conditions (e.g. taitaming, i.e. taming of the load-remote part of the slope-progression). The procedure according to PEDERSEN (2013) works on the principle of a curve fitting of the slope-course (here a composite function is used as a template, which has to be parameterised). The simulations in 3D-Move are used to compare these two methods. It should be noted that 3D-Move also allows the output of deformation velocities, so that these can be used to calculate slope values and thus serve as a starting point for the calculation of deformations. The AUTC-method is simulated in Scilab itself, whereas for the method according to PEDERSEN (2013) the data is calculated by Greenwood A/S. The calculated deformations can then be compared with the "real" deformations from 3D-Move. The comparison shows that the taitaming of the AUTC method incorrectly sets in, especially in the case of stiff pavements, and thus incorrectly reproduces the deformation bowl. Otherwise, this approach provides good matches. The procedure according to PEDERSEN (2013) provides very good overall agreement with the "real" deformation bowls from 3D-Move. The good matches are also shown on the level of the load capacity values.

The parameter study in 3D-Move is also used to carry out a sensitivity analysis on the level of the bearing capacity parameters. The aim is to find out which parameter changes the most in terms of quantitative characteristics due to a variation of a certain initial parameter. The result of this analysis is that especially the bearing capacity parameters of the SCI family (surface curvature indices SCI_{200} , SCI_{300} and SCI_{SUB}) and the stiffness backcalculation method (SBM; layer modulus of the unbound layers M_0 , elastic length $l_{elastic}$ and characteristic stiffness of the load-distributing layer M_1h^3) showed very high sensitivities with respect to the corresponding, varied parameters. For example, the characteristic values

SCI_{200} , SCI_{300} , elastic and M_1h^3 show high sensitivities to variations in the stiffness of the bound layers, while the characteristic values SCI_{SUB} and M_0 react very strongly to changes in the stiffness of the unbound layers. Another positive aspect is that the mentioned sensitivities only occur for the addressed layers, i.e. the SCI_{300} does not or hardly reacts at all to changes in the stiffness of the unbound layers.

In addition to a parameter study, real measurement data sets are also evaluated. A total of 14 data sets of the Königsforster Runde (provided by the BAST), one data set of the ZEB continuous measurement route on the BAB 5 (provided by the BAST) and two data sets of state roads in Bavaria (provided by the StMB) were available. The data sets of the Königsforster Runde are used to investigate the repeatability, the dependence on temperature and the dependence on road categorisation and construction. The data set of the measurements on the BAB 5 is used for the comparison with ZEB data. The same applies to the two measuring sections provided by the StMB. In addition, the application on pavements with low bearing capacity is also of interest.

The analysis of the measured data of the Königsforster Runde shows that the load-bearing capacity parameters of the SCI family reliably and clearly detect differences in load-bearing capacity between the individual road categories and thus superstructures of the individual sections (e.g. BAB, various country roads) and can also react to the prevailing temperatures and thus changed load-bearing capacity conditions of the bound layers. The problem with the characteristic values of the SBM is that only two to three deformation values can be used for their calculation and this is too small a quantity of data to be able to reliably determine the necessary regression function. Therefore a large scattering can be recognised. In a next step, an attempt was made to apply the function approach at the level of the slope values, but here too the problem of an insufficient quantity of data per single value arises. With an increased number of Doppler lasers in the far-load range, however, the approach could provide more reliable values. Furthermore, it can be shown that the quality of the data is highly dependent on the temperature constancy within the measuring bar. Thus, some measurement campaigns show strange progressions on the level of the load carrying capacity characteristics which cannot be explained by environmental influences. However, a look at the temperature differences of the measuring beam shows that these were high (up to 1 K) during the affected measuring campaigns and it can be assumed that a thermally induced curvature of the measuring beam had occurred which influenced the recording of the measured data. From this it can be deduced that during the measurement and post-processing a great deal of attention must be paid to the temperature condition of the measuring bar and that no temperature differences should occur here.

For the network-wide analysis of load-bearing capacity parameters, it is also relevant to know to what extent the parameters can be aggregated and what information is still available. It should be noted that the raw data is usually available as 10 m individual values, i.e. an averaging to 10 m values takes place in advance. A further averaging, for example to 100 m-section values, leads to a further homogenisation of the data, but detailed information and knowledge about local discontinuities in the bearing capacity is lost. When forming homogeneous sections, there is also the question of which bearing capacity parameter should be used for formation. It should be noted that this question depends on which bearing capacity (i.e. which layer) should be combined to form a homogeneous section. If it is a question of the bearing capacity of the bound layers, then the choice of e.g. SCI_{300} would be possible, while the question of the bearing capacity of the unbound layers is best answered by e.g. SCI_{SUB} . It is the combination of characteristic values that allows an overview of the overall bearing capacity of the pavement.

Finally, the bearing capacity parameters are compared with state variables of the ZEB. The comparisons are carried out for the ZEB continuous measurement section on the A5 motorway and for two state roads in Bavaria. The results showed that there is no correlation or the like between condition variables and bearing capacity parameters - the conclusion of condition variables of the ZEB on the bearing capacity of the examined pavement seems to be inadmissible.

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	9
Symbolverzeichnis	13
1 Einführung	19
1.1 Allgemeines	19
1.2 Zielsetzung.....	19
1.3 Projektorganisation.....	22
1.4 Begriffsbestimmungen.....	26
2 Stand des Wissens	27
2.1 Allgemeines	27
2.1.1 Lebenszykluskosten im Straßenbau	27
2.1.2 Technische Lebensdauer von Verkehrsflächenbefestigungen.....	28
2.2 Messverfahren und -prinzip	29
2.2.1 Tragfähigkeitsmessverfahren	29
2.2.2 Datenerfassung.....	39
2.2.3 Instrumentierung und Eigenschaften einzelner TSD	42
2.2.4 Messdurchführung	42
2.2.5 Systeminterne Filter und Voranalysen	44
2.2.6 Qualitätssicherung	44
2.2.7 Bisherige Erfahrungen	48
2.2.8 Zusammenfassung.....	50
2.3 Verwendete Entwicklungsumgebungen	51
2.3.1 Einleitung.....	51
2.3.2 Übergabe eines Pseudocodes.....	51
3 Auswertungs- und Bewertungsverfahren	53
3.1 Einleitung	53
3.2 Normierung auf Bezugsrahmenbedingungen	53
3.2.1 Normierung auf eine Bezugslast.....	53
3.2.2 Normierung auf eine Bezugstemperatur	54
3.2.3 Normierung auf eine Bezugsgeschwindigkeit.....	64
3.3 Berechnung von Verformungsmulden.....	65
3.3.1 Verwendung der Winkler'schen Bettungsfunktion	65
3.3.2 Asymmetrisches Modell nach PEDERSEN (2013).....	66
3.3.3 Area-under-the-Curve-Verfahren (AUTC)	67
3.3.4 Euler-Darstellung der Verformungsmulde nach ZOFKA et al. (2014).....	68
3.4 Charakteristische Tragfähigkeitskennwerte.....	69
3.4.1 Slope-Werte P_i	70
3.4.2 Verformungen D_i	71
3.4.3 Krümmungsradien R_i	73
3.4.4 Fläche A	74

3.4.5	Formfaktoren F_i	75
3.4.6	Oberflächenkrümmungsindex SCI_i	76
3.4.7	Oberflächenkrümmungsindex SCI_{SUB}	78
3.4.8	Unterbaukrümmungsindex BCI	80
3.4.9	Unterbauschadensindex BDI	81
3.4.10	Fläche unter dem Befestigungsprofil $AUPP$	82
3.4.11	Tangentiale Neigung TS_i	82
3.4.12	Verformungsneigung SD_i	83
3.4.13	Verformungsneigungsindex DSI_i	83
3.4.14	Verbreitungsfähigkeit S	84
3.4.15	Tragfähigkeitszahl Tz	84
3.4.16	RWD-Index RI	85
3.4.17	RWD-Zonenindex ZRI	86
3.4.18	Phasenverschiebungswinkel δ	87
3.4.19	Schiefe der Verformungsmulde γ	88
3.4.20	Schichtmodul des Halbraums M_0	89
3.4.21	Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten M_r	92
3.4.22	Elastische Länge l	93
3.4.23	Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$	94
3.4.24	Anprallsteifigkeitsmodul ISM	94
3.4.25	Effektive Strukturzahl SN_{eff}	95
3.4.26	Rückrechnung von Elastizitätsmoduln E_i	96
3.4.27	Bestimmung der äquivalenten Verstärkungsdicke d_{eq}	97
3.5	Zusammenfassung.....	98
4	Bewertung und Auswahl von Normierungs- und Bewertungsverfahren	100
4.1	Einleitung	100
4.2	Simulation von Überrollungen mithilfe des Programms 3D-Move	100
4.2.1	Parameterstudie zur Fahrgeschwindigkeit	101
4.2.2	Parameterstudie zur Radlast.....	101
4.2.3	Parameterstudie zur Asphaltkörpertemperatur.....	101
4.2.4	Parameterstudie zum Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten.....	101
4.2.5	Parameterstudie zur Dicke der Asphaltsschichten	102
4.2.6	Parameterstudie zum Elastizitätsmodul der gebundenen Schichten.....	102
4.3	Vorgehen bei der Analyse der Normierungs- und Bewertungsverfahren.....	105
4.4	Vorhandene TSD-Datensätze.....	106
4.4.1	TSD-Datensätze der BAST.....	107
4.4.2	TSD-Datensätze des bayerischen Staatsministeriums für Wohnen, Bauen und Verkehr (BayStMB) 109	
4.5	Normierung auf Bezugsrahmenbedingungen	111
4.5.1	Normierung auf eine Bezugslast.....	111
4.5.2	Normierung auf eine Bezugsgeschwindigkeit.....	117
4.5.3	Normierung auf eine Bezugstemperatur	119

4.6	Berechnung von Verformungsmulden.....	126
4.6.1	Asymmetrisches Modell nach PEDERSEN (2013).....	127
4.6.2	Area-under-the-Curve-Verfahren (AUTC).....	127
4.6.3	Vergleich der Verformungsmuldenberechnungsverfahren.....	131
4.7	Charakteristische Tragfähigkeitskennwerte.....	132
4.7.1	Vorgehensweise	132
4.7.2	Slope-Wert P_{300}	140
4.7.3	Verformung im Lastmittelpunkt D_0	143
4.7.4	Krümmungsradius im Lastmittelpunkt R_0	146
4.7.5	Fläche A	149
4.7.6	Formfaktoren F_i	152
4.7.7	Oberflächenkrümmungsindex SCI_{200}	156
4.7.8	Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300}	159
4.7.9	Oberflächenkrümmungsindex SCI_{SUB}	162
4.7.10	Unterbaukrümmungsindex BCI	165
4.7.11	Unterbauschadensindex BDI	168
4.7.12	Fläche unter dem Befestigungsprofil $AUPP$	171
4.7.13	Verformungsneigungsindex DSI_{300}	174
4.7.14	Verbreitungsfähigkeit S	177
4.7.15	Tragfähigkeitszahl T_z	180
4.7.16	RWD-Index RI	183
4.7.17	RWD-Zonenindex ZRI	185
4.7.18	Schichtmodul des Halbraums M_0	187
4.7.19	Elastische Länge l	190
4.7.20	Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$	193
4.7.21	Effektive Strukturzahl SN_{eff}	196
4.7.22	Phasenverschiebungswinkel δ	199
4.7.23	Schiefe der Verformungsmulde γ	199
4.7.24	Tangentiale Neigung TS_i	199
4.7.25	Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten M_r	199
4.7.26	Anprallsteifigkeitsmodul ISM	199
4.7.27	Erfüllung der gestellten Kriterien.....	199
4.8	Abschnittsbildung.....	210
4.8.1	Beschreibung möglicher Verfahren.....	210
4.8.2	Wahl eines Tragfähigkeitskennwerts als Grundlage zur Bildung homogener Abschnitte....	215
4.9	Festgestellte Abweichungen.....	216
4.10	Auffälligkeiten bei der Steifigkeitsrückrechnungsmethode.....	219
4.10.1	Einleitung.....	219
4.10.2	Berechnung von Tragfähigkeitskennwerten der Steifigkeitsrückrechnungsmethode auf Grundlage von Slope-Werten.....	219
4.10.3	Ansätze zur Neuparametrisierung der regressiven Bestimmungsgleichung.....	222
4.11	Vergleich der TSD-Daten mit ZEB-Daten.....	225

5	Ergebnisse.....	227
5.1	Allgemeines	227
5.2	Ergebnisse für die Forschung.....	227
5.3	Ergebnisse für die Anwendung.....	228
	Abbildungsverzeichnis	230
	Gleichungsverzeichnis	238
	Tabellenverzeichnis	240
	Abkürzungsverzeichnis	243
	Literaturverzeichnis	246

Symbolverzeichnis

A	Regressionskonstante	[-]
A	Fläche	[-]
A	Regressionsparameter	[mm]
a_0	Regressionskoeffizient	[-]
a_1	Regressionskoeffizient	[-]
a_2	Regressionskoeffizient	[-]
A_{Regress}	Steigung der Regressionsgeraden	[-]
A_{rel}	Relative Ausprägung der Fläche	[-]
AUN	Allgemeine Unebenheit	[cm ³]
AUPP	Fläche unter dem Befestigungsprofil	[μm]
$AUPP_{\text{rel}}$	Relative Ausprägung der Fläche unter dem Befestigungsprofil	[-]
b	Regressionsparameter (in Abhängigkeit von der Dicke des gebundenen Oberbaus)	[-]
B	Regressionskonstante	[1/μm]
B	Regressionsparameter	[mm ⁻¹]
b_0	Geometrischer Parameter der Master-Curve	[-]
b_1	Geometrischer Parameter der Master-Curve	[-]
BCI	Unterbaukrümmungsindex	[μm]
BCI_{rel}	Relative Ausprägung des Unterbaukrümmungsindex	[-]
BDI	Unterbauschadensindex	[μm]
BDI_{rel}	Relative Ausprägung des Unterbauschadensindex	[-]
c	Regressionsparameter (in Abhängigkeit von der Dicke des gebundenen Oberbaus)	[1/°C]
d	Tiefe	[cm]
D	Dämpfungsmaß	[-]
D_0	Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{0,\text{FWD}}$	Verformung im Lastmittelpunkt, gemessen mit dem FWD	[μm]
$D_{0,\text{rel}}$	Relative Ausprägung der Verformung im Lastmittelpunkt	[-]
$D_{1.200}$	Verformung in einer Entfernung von 1.200 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{1.500}$	Verformung in einer Entfernung von 1.500 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
$D_{1.800}$	Verformung in einer Entfernung von 1.800 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
$d_{20,i}$	Auf die Referenztemperatur bezogene Verformung für Geophon i	[μm]
D_{200}	Verformung in einer Entfernung von 200 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
D_{210}	Verformung in einer Entfernung von 210 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]

D_{300}	Verformung in einer Entfernung von 300 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
D_{450}	Verformung in einer Entfernung von 450 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
D_{600}	Verformung in einer Entfernung von 600 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
D_{900}	Verformung in einer Entfernung von 900 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
d_{eq}	Bestimmung der äquivalenten Verstärkungsdicke	[mm]
d_i	Auf die Referenzlast linear bezogene Verformung für Geophon i	[μm]
D_{kor}	Normierter Wert der Verformung	[μm]
D_{max}	Maximalwert der Verformung	[μm]
$D_{T,i}$	Ursprünglicher Wert der Verformung an der Stelle i	[μm]
$DSI_{300,\text{rel}}$	Relative Ausprägung des Verformungsneigungsindex in 300 mm Entfernung zum Lastmittelpunkt	[-]
DSI_r	Verformungsneigungsindex in einer Entfernung r vom Lastmittelpunkt	[μm]
$DTV^{(\text{SV})}$	Durchschnittliches tägliches Schwerverkehrsaufkommens	[Kfz/d]
E	Elastizitätsmodul	[MPa]
E_0	Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten	[MPa]
E_{AC}	Elastizitätsmodul der gebundenen Schichten	[MPa]
E_{max}	Maximum des Elastizitätsmoduls der gebundenen Schichten	[MPa]
E_{min}	Minimum des Elastizitätsmoduls der gebundenen Schichten	[MPa]
E_{v2}	Verformungsmodul nach Wiederbelastung	[MPa]
ESAL	Äquivalente 18.000-lb-Achsübergänge pro Tag	[Aü/d]
F	Last	[kN]
f	Frequenz	[Hz]
F_1	Formfaktor	[-]
f_1	Fahrstreifenfaktor	[-]
F_2	Formfaktor	[-]
f_2	Fahrstreifenbreitenfaktor	[-]
f_3	Steigungsfaktor	[-]
f_A	Durchschnittliche Achszahl pro Fahrzeug des Schwerverkehrs	[-]
f_{DK}	Beanspruchungsfaktor	[-]
f_{korr}	Korrigierte Frequenz (unter Einbeziehung der Temperatur, Temperatur-Frequenz-Äquivalenz)	[-]
f_s	Saisonalitätskoeffizient	[-]
$F_{1,\text{rel}}$	Relative Ausprägung des Formfaktors	[-]
FLI	Flickstellen	[%]
GOF	Goodness of Fit	[%]

GRI	Griffigkeit	[-]
h	Dicker der lastverteilenden Schicht	[mm]
h _{AC}	Dicke des gebundenen Oberbaus	[cm]
h _{calc}	Rechnerische Dicke	[mm], [cm]
H _W	Hilfswert	[-]
hr ₁₈	Tageszeit im Dezimalsystem	[h]
ISM	Anprallsteifigkeitsmodul	[kN/μm]
J ₀	Bessel'sche Funktion erster Gattung, 0-ter Ordnung	[-]
J ₁	Bessel'sche Funktion erster Gattung, 1-ter Ordnung	[-]
k	Federkonstante	[kN/m]
k ₁	Koeffizient	[-]
k ₂	Koeffizient	[-]
k ₃	Koeffizient	[-]
K _i	Umrechnungsfaktor	[-]
l	Länge	[km], [mi]
l	Elastische Länge	[mm]
L ₁	Rad- und Achsabstände	[mm]
L ₂	Rad- und Achsabstände	[mm]
l _{elastisch}	Elastische Länge	[mm]
l _{ges}	Gesamtlänge	[m], [km]
l _{rel}	Relative Ausprägung der elastischen Länge	[-]
LWI	Längsebenheitwirkindex	[-]
m	Maßgebende Tiefe (i.d.R. 5 cm)	[cm]
m	Dicke des gebundenen Oberbaus	[cm]
M ₀	Schichtmodul der ungebundenen Schichten	[MPa]
M _{0,rel}	Relative Ausprägung des Schichtmoduls der ungebundenen Schichten	[-]
M _r	Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten	[psi]
M ₁	Schichtmodul der gebundenen Schichten	[MPa]
M ₁ h ³	Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht	[MNm]
M ₁ h ³ _{rel}	Relative Ausprägung der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht	[-]
MSPH	Fiktive Wassertiefe	[mm]
MSPT	Spurrinntiefe	[mm]
n	Anzahl betrachteter Stützstellen der Verformungsmulde	[-]
P	Anpralllast	[lbs], [kN]
P _{1.500}	Slope in einer Entfernung von 1.500 mm zum Lastmittelpunkt	[μm/m]
P ₁₀₀	Slope in einer Entfernung von 100 mm zum Lastmittelpunkt	[μm/m]
P _{3.010}	Slope in einer Entfernung von 3.010 mm zum Lastmittelpunkt	[μm/m]

P_{300}	Slope in einer Entfernung von 300 mm zum Lastmittelpunkt	[$\mu\text{m}/\text{m}$]
$P_{300,\text{rel}}$	Relative Ausprägung des Slope-Werts in 300 mm Entfernung zum Lastmittelpunkt	[-]
P_{900}	Slope in einer Entfernung von 900 mm zum Lastmittelpunkt	[$\mu\text{m}/\text{m}$]
PCI	Pavement Condition Index	[-]
Q	Impulskraft	[kN]
q	Parameter zur Festlegung des Bereichs des gleitenden Mittelwerts	[-]
q_{Bm}	Lastkollektivquotient	[-]
Q_{ref}	Referenzlast	[kN]
r	Entfernung vom Lastmittelpunkt	[mm]
$R(x)$	Krümmungsradius in der Entfernung x vom Lastmittelpunkt	[mm]
R_0	Krümmungsradius im Lastmittelpunkt	[m]
r_0	Radius der Lastplatte	[mm]
$R_{0,\text{rel}}$	Relative Ausprägung des Krümmungsradius im Lastmittelpunkt	[-]
R^2	Bestimmtheitsmaß	[-]
RI	RWD-Index	[μm^2]
RISS	Risse	[%]
RSFA	Restschadensfläche	[%]
S	Verbreitungsfähigkeit	[-]
S_1	Rad- und Achsabstände	[mm]
S_{rel}	Relative Ausprägung der Verbreitungsfähigkeit	[-]
SCI	Structural Condition Index	[-]
$\text{SCI}_{1.200}$	Oberflächenkrümmungsindex bezogen auf die Verformung in einer Entfernung von 1.200 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
$\text{SCI}_{1.500}$	Oberflächenkrümmungsindex bezogen auf die Verformung in einer Entfernung von 1.500 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
SCI_{200}	Oberflächenkrümmungsindex bezogen auf die Verformung in einer Entfernung von 200 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
$\text{SCI}_{200,\text{rel}}$	Relative Ausprägung des Oberflächenkrümmungsindex bezogen auf die Verformung in einer Entfernung von 200 mm zum Lastmittelpunkt	[-]
SCI_{300}	Oberflächenkrümmungsindex bezogen auf die Verformung in einer Entfernung von 300 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
$\text{SCI}_{300,\text{ref}}$	Normierter Wert des SCI_{300}	[μm]
$\text{SCI}_{300,\text{rel}}$	Relative Ausprägung des Oberflächenkrümmungsindex bezogen auf die Verformung in einer Entfernung von 300 mm zum Lastmittelpunkt	[-]
SCI_{450}	Oberflächenkrümmungsindex bezogen auf die Verformung in einer Entfernung von 450 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
SCI_{600}	Oberflächenkrümmungsindex bezogen auf die Verformung in einer Entfernung von 600 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]

SCI_{900}	Oberflächenkrümmungsindex bezogen auf die Verformung in einer Entfernung von 900 mm zum Lastmittelpunkt	[μm]
SCI_{SUB}	Oberflächenkrümmungsindex im lastfernen Teil der Verformungsmulde	[μm]
$SCI_{SUB,rel}$	Relative Ausprägung des Oberflächenkrümmungsindex im lastfernen Teil der Verformungsmulde	[-]
SD	Verformungsneigung	[m]
SIP	Strukturindex der Befestigung	[μm]
SN_{eff}	Effektive Strukturzahl	[-]
$SN_{eff,FWD}$	Effektive Strukturzahl, gemessen mit dem FWD	[-]
$SN_{eff,rel}$	Relative Ausprägung der effektiven Strukturzahl	[-]
t	Zeit	[s]
T	Temperatur	[$^{\circ}\text{C}$], [K], [$^{\circ}\text{F}$]
t	Hilfsvariable bei der Integration der Bessel'schen Funktionen	[-]
T(d)	Asphaltkörpertemperatur in Abhängigkeit von der Tiefe d	[$^{\circ}\text{C}$]
t_0	Asphaltoberflächentemperatur	[$^{\circ}\text{C}$]
T_{faktor}	Korrekturfaktor	[-]
T_{FB}	Fahrbahnoberflächentemperatur	[$^{\circ}\text{C}$]
t_m	Maßgebende Asphaltkörpertemperatur (i.d.R. in einer Tiefe von 5 cm)	[$^{\circ}\text{C}$]
T_o	Oberflächentemperatur	[$^{\circ}\text{C}$]
T_{t-1}	Durchschnittliche Lufttemperatur des Vortages	[$^{\circ}\text{C}$]
TS	Tangentiale Neigung	[$\mu\text{m}/\text{m}$]
TZ	Tragfähigkeitszahl	[-]
TZ_{rel}	Relative Ausprägung der Tragfähigkeitszahl	[-]
v	Geschwindigkeit	[km/h], [m/s]
$v_{D,FWD}$	fiktive Verformungsgeschwindigkeit	[$\mu\text{m}/\text{s}$]
v_h	Horizontalgeschwindigkeit	[km/h], [m/s], [mi/h]
v_{TSD}	Fahrgeschwindigkeit des TSD	[km/h], [mi/h]
v_v	Vertikalgeschwindigkeit	[$\mu\text{m}/\text{s}$]
x	Entfernung der betrachteten Stelle vom Lastmittelpunkt	[mm]
ZRI	RWD-Zonenindex	[$\mu\text{m}^{3/2}$]
γ	Schiefe der Verformungsmulde	[-]
δ	Phasenverschiebungswinkel	[$^{\circ}$]
ΔT	Temperaturdifferenz	[$^{\circ}\text{C}$], [K]
Θ	Breitengrad	[$^{\circ}$]
λ	Temperaturkorrekturfaktor	[-]
μ	Querdehnzahl	[-]
μ_{D0}	Mittelwert der Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
ρ	Dichte	[g/cm ³]

σ_{D0}	Standardabweichung der Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
$ E^* $	Dynamischer Elastizitätsmodul	[MPa]

1 Einführung

1.1 Allgemeines

Das Traffic-Speed-Deflectometer (TSD) ist ein schnellfahrendes Messgerät, mit dem die Verformung von Straßenkonstruktionen als Folge einer bekannten Belastung aus dem fließenden Verkehr heraus gemessen werden kann. Als Belastung wird die hintere Achse eines Sattelauflegers verwendet, in dem auch die umfangreiche und hochpräzise Messapparatur eingebaut ist. Für eine genauere Beschreibung siehe Abschnitt 2.2.

Aus Form und Größe der Verformung können Rückschlüsse auf den inneren Zustand der Verkehrsflächenbefestigung, insbesondere die Widerstandsfähigkeit der lastverteilenden Schicht(en) und ihres Auflagers, gezogen werden. Wird regelmäßig gemessen, können auch zeitliche Verläufe dieser Widerstandsfähigkeit ermittelt werden.

Bisher sind für solche Verformungsmessungen auch schon andere Messgeräte im Einsatz (z.B. Benkelman-Balken, Lacroix, Curviametro, Falling Weight Deflectometer (FWD)). Alle diese Geräte messen aber nur vergleichsweise langsam und eignen sich nicht für die regelmäßige Untersuchung von ganzen Straßennetzen. Dafür liegen für diese Messgeräte und ihre Messwerte umfangreiche Erfahrungssammlungen vor.

Aus verschiedenen Gründen (s. Abschnitt 2.2.2) kann beim TSD die durch die Belastung induzierte Verformung nicht direkt gemessen werden. Das Messprinzip erlaubt es „nur“, an verschiedenen Stellen die Neigungen (Slope-Werte) der Verformungsmulde zu bestimmen. Um diese zu interpretieren, müssen entweder neue Methoden entwickelt werden, die die Interpretation dieser Slope-Werte ermöglichen, oder Verfahren genutzt werden, mit denen Verformungsmulden aus den Slope-Werten hergeleitet werden.

Die im Vergleich zu den anderen Messgeräten hohe Messgeschwindigkeit führt außerdem dazu, dass die Verformungsmulde wegen Trägheits- und Viskositätswirkungen nicht mehr symmetrisch ist. Außerdem befindet sich der Ort der maximalen Einsenkung nicht mehr am Ort der Belastung, sondern kurz dahinter. Auch dieser Unterschied muss bei der Auswertung berücksichtigt werden.

Ein weiterer Unterschied ist die quasi-kontinuierliche Messung. Je nach Auswertung liefern Sensoren und Auswerteelektronik Messwerte im Dezimetertakt. Diese einzelnen Messwerte streuen allerdings aus den verschiedensten Gründen um den eigentlichen Wert. Sie müssen in geeigneter Weise gefiltert und geglättet werden. Dabei ist ein geeigneter Ausgleich zwischen Eliminierung der Streuungen (das spricht für längere Abschnitte) und Erkennbarkeit kürzerer Unregelmäßigkeiten (kürzere Abschnitte) zu finden.

1.2 Zielsetzung

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, die vorhandenen Analyse- und Bewertungsmethoden des Messsystems TSD mit seinen inhärenten Filter- und Voranalysemethoden systematisch und vergleichend zu untersuchen.

Grundsätzlich ermöglicht das Traffic Speed Deflectometer (TSD), den inneren Zustand der Verkehrsflächenbefestigung auch großer Straßennetze in vergleichsweise kurzer Zeit zu erfassen und zu analysieren. Daher soll das Hauptaugenmerk auch auf die Netzebene gelegt werden.

Über die Analyse- und Bewertungsmethoden hinaus sollten auch sinnvolle Normierungsverfahren (Last- und Temperaturkorrekturverfahren) untersucht werden, die für die Anwendung bei der Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt geeignet sind. Gleiches gilt für die Rückrechnungs- und Bewertungsparameter.

Der vorliegende Forschungsbericht soll einen Überblick über bisherige Erfahrungen mit dem Messverfahren TSD liefern und auf mögliche (in Anwendung befindliche) Aus- und Bewertungsverfahren eingehen. Ziel ist es, auf Grundlage eines Anforderungskatalogs und Bewertungsschemas, einzelne Verfahren zu bewerten und Empfehlungen für die Nutzung der jeweiligen Verfahren und Methoden aussprechen zu können. Eine graphische Darstellung ist Bild 1 und Bild 2 zu entnehmen. Während Bild 2 eher ein Projektablaufplan (PAP) ist, stellt Bild 1 die Zusammenhänge einzelner Teilarbeitspakete,

zusammengefasst als Arbeitspaketkreise (APK), untereinander dar. Die Tabellen Tab. 1 und Tab. 2 beschreiben die einzelnen Arbeitspakete und die zeitliche Abfolge des Forschungsprojekts.

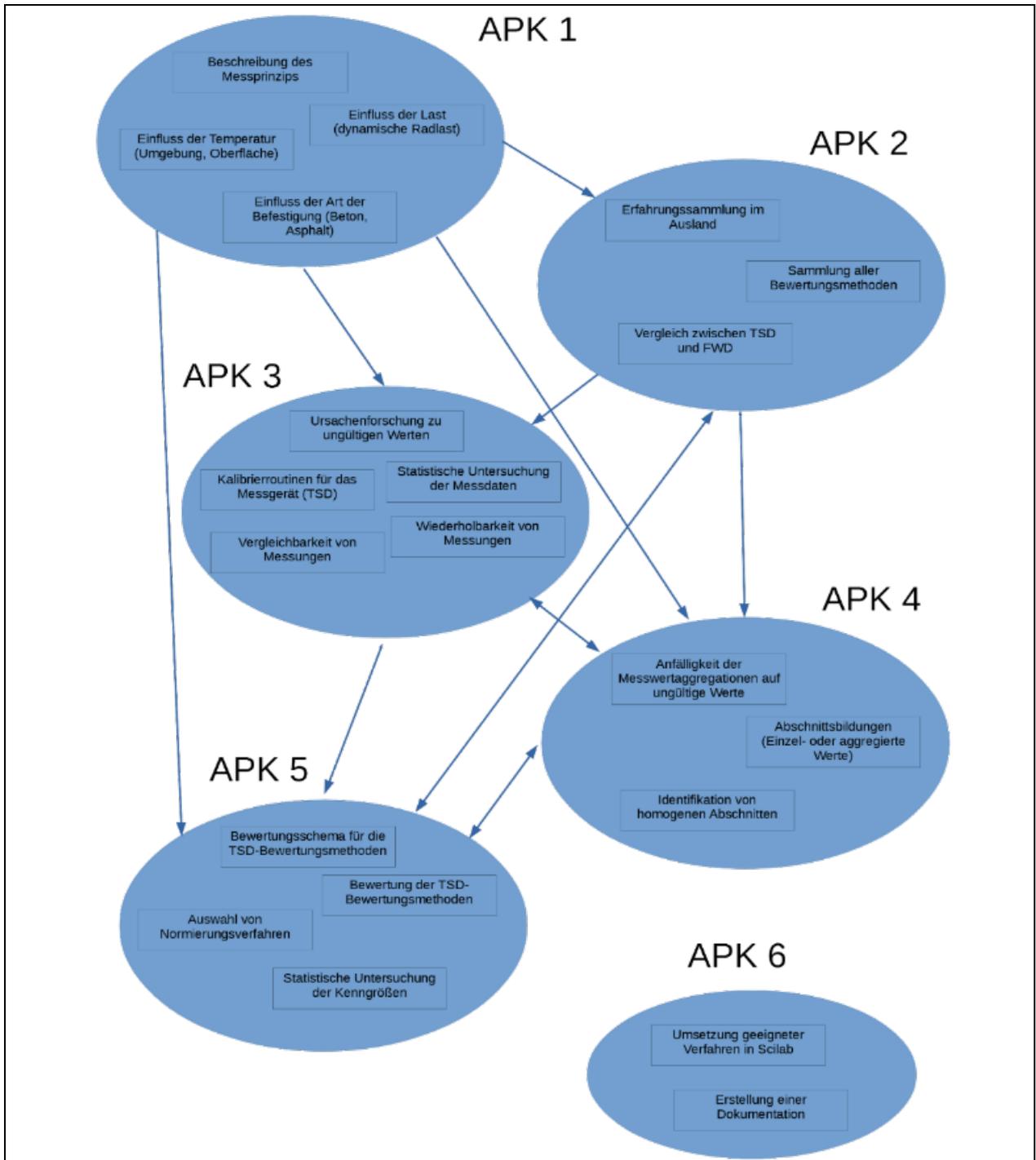


Bild 1: Methodisches Vorgehen in AP-Kreisen (APK)

In einem ersten Schritt soll die gegenwärtige Literatur (vor allem international) nach möglichen Tragfähigkeitskennwerten durchsucht werden. Viele dieser Kennwerte sind in Anlehnung an das Messverfahren Falling Weight Deflectometer (FWD) entstanden und damit „historisch bedingt“. Ein großer Teil der Literatur versucht auch diese beiden Messverfahren mithilfe solcher Parameter miteinander zu verknüpfen und zu vergleichen. Neben solchen Kennwerten, die ihren Ursprung in anderen Messverfahren haben, sollen vor allem solche Kennwerte identifiziert und beschrieben werden, die allein durch das TSD erfasst werden können. Als Resultat soll ein Katalog entstehen, der alle möglichen Parameter nach Anwendungsfall und Aussagefähigkeit kategorisiert.

Gleichzeitig soll zu Beginn eine genaue Darstellung des Messverfahrens an sich stehen, d.h. es soll ein Überblick über die Datenerfassung inkl. der physikalischen Prinzipien, die eine solche Erfassung ermöglichen, gegeben werden. In diesem Rahmen soll auch auf das messgerätere Pre-Processing eingegangen werden, d.h. inwiefern die erhaltenen Messwerte vom Messgerät selbst schon prozessiert werden, bevor der Gerätebetreiber die Rohdaten erhält. Ebenso sollen Abhängigkeiten und Anfälligkeiten diskutiert werden:

- Wie sehr sind die Rohwerte von der tatsächlich aufgebrachten Last (dynamisch) und den vorherrschenden Temperaturen (Innenraum- und Oberflächentemperaturen) abhängig?
- Welche Rolle spielt die untersuchte Art der Verkehrsflächenbefestigung?
- Inwieweit werden die Messwerte von der Fahrzeuggeschwindigkeit beeinflusst?

Im Rahmen von Messkampagnen kommt es auch immer wieder zu ungültigen Einzelmesswerten. Hier wird eine Art Katalog ausgearbeitet, in dem alle möglichen „G-Flags“ benannt und ihre Herkunft erläutert werden. Von Relevanz ist im Anschluss auch die Frage, inwieweit ungültige Einzelwerte einer Werteaggregation im Wege stehen und welche Anzahl an ungültigen Werten tolerierbar ist.

Die Frage nach möglichen Qualitätssicherungsmaßnahmen wird in APK 3 beleuchtet. Neben der bereits angesprochenen Ursachenforschung zu ungültigen Werten, geht es im Rahmen dieser AP auch um die Frage nach der Wiederholbarkeit und Vergleichbarkeit von Messkampagnen:

Wiederholbarkeit: Zwei Messungen mit demselben Gerät, Prüfmaterial und denselben Bedingungen werden innerhalb einer kurzen Zeitspanne durchgeführt. Das Höchstmaß an Abweichung zwischen diesen beiden Messungen wird als Wiederholbarkeit definiert.

Vergleichbarkeit: Zwei Messungen werden mit unterschiedlichen Geräten und unterschiedlichen Rahmenbedingungen aber an demselben Prüfmaterial durchgeführt. Das Höchstmaß an Abweichung zwischen diesen beiden Messungen wird als Vergleichbarkeit definiert.

Da das TSD während einer Messkampagne auch Umwelteinflüssen und mechanischen Beanspruchungen ausgesetzt ist, in Kombination mit der Tatsache, dass die Sensorik sehr sensibel auf Veränderungen reagiert, ist auch die Frage nach Kalibrierroutinen eine sehr wichtige. Hierbei sollen bestehende Verfahrensweisen bei der Kalibrierung des TSD dokumentiert und mögliche Verbesserungspotentiale, mit Blick auf andere Messgeräte im Straßenbau, aufgezeigt werden.

Mithilfe bestehender Erfahrungen (auch mit anderen Tragfähigkeitsmessverfahren) kann eine Sammlung an Parametern erstellt werden. Dabei gilt es zum einen zu klären, inwiefern Kennwerte anderer Messverfahren (vor allem FWD) auf das TSD anwendbar sind und unter welchen Umständen. Zum anderen gilt es, TSD-spezifische Kennwerte zu finden. Die so erhaltenen Parameter sollen in ihrem physikalischen Ursprung erläutert und auf ihre Aussagekraft hin geprüft werden. Eine Differenzierung nach prüftechnisch angesprochener Schicht ist hierbei auch durchzuführen. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt können keine belastungsklassenabhängigen Orientierungswerte (in Anlehnung an das AP TRAG TEIL C 2.1 (2014)) definiert werden, da die Erfahrungswerte für Verkehrsflächenbefestigungen in Deutschland noch nicht in ausreichendem Maß vorliegen. Trotzdem kann eine statistische Vorabanalyse der sich ergebenden Werte erfolgen und so im Nachgang die Güte der Kennwerte qualitativ bewertet werden.

Auf Grundlage der Literaturrecherche und beispielhaften Datenanalyse kann im nächsten Schritt eine Definition von Anforderungen an Bewertungs- und Normierungsmethoden erfolgen. Dabei kann es zu einer allgemeinen Bewertung kommen, da eine weitreichende Datenbasis nicht vorliegt (mit Blick auf fehlende Orientierungswerte). Bewertungsmethoden, die prinzipiell geeignet erscheinen, sollen in eine

Entwicklungsumgebung (hier Scilab bzw. MATLAB) übersetzt werden. Die entstehenden Quellcodes sind zu dokumentieren und werden dem Auftraggeber zur Verfügung gestellt.

1.3 Projektorganisation

Das Forschungsvorhaben FE 04.0318/2018/MRB wurde vom Institut für Straßenwesen der TU Darmstadt mit der HELLER Ingenieurgesellschaft mbH als Unterauftragnehmer bearbeitet. Eine Auflistung und Zuordnung der Arbeitspakete und Zuständigkeiten folgt nachstehend.

Im Rahmen dieses Forschungsprojekts sind drei Meilensteine (MS) vorgesehen. Die zeitliche Lage selbiger orientiert sich am Forschungsprojektfortschritt:

- MS1 (Ergebnisse der erweiterten Literaturstudie)
 - Hier sollen die Ergebnisse der erweiterten Literaturstudie zusammengetragen werden.
 - Dabei sollen sämtliche (relevanten) Verfahren zusammengetragen werden, inkl. der vorgeschalteten Normierungsverfahren.
 - Zudem gilt es im Rahmen dieses Meilensteins auch darzulegen, inwiefern Analogien mit dem FWD (nebst der zugehörigen Rückrechnungsverfahren und -parameter) zulässig sind.
 - Dies umfasst dementsprechend das gesamte AP 2 und die ersten Erkenntnisse aus AP 3.1.
 - Die Form des Ergebnisses ist der erste (und einzige) Zwischenbericht im Rahmen dieses Forschungsvorhabens.
- MS2 (Implementierung der Erkenntnisse)
 - Im Rahmen dieses AP ist die Implementierung der analysierten Verfahren in eine Entwicklungsumgebung durchzuführen.
 - Dies geschieht auf Grundlage einer Bewertung (inkl. vorgeschalteten Bewertungsschema) der zusammengetragenen Bewertungsverfahren.
 - Als Form des Ergebnisses soll der Schlussberichtsentwurf (SBE) fungieren, der dann als Grundlage des Schlussberichts (SB) dient.
- MS3 (Schlussbericht)
 - Dieser Meilenstein beschließt das Forschungsvorhaben mit dem Schlussbericht. Dieser wird auf Grundlage des SBE angefertigt.

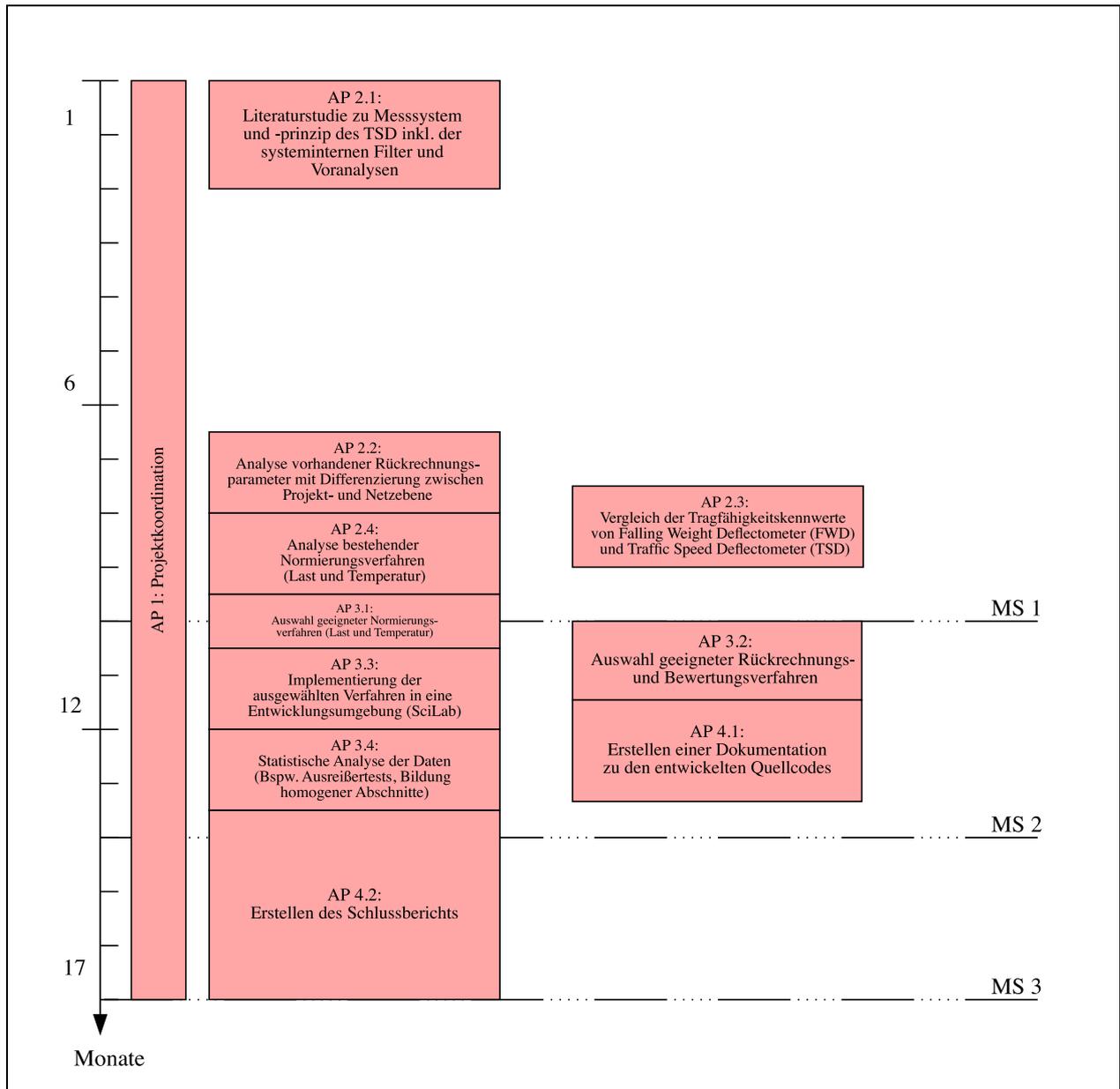


Bild 2: Projektablaufplan (PAP)

AP	Beschreibung
1	<p>Die Projektkoordination umfasst alle Koordinationsaufgaben des Projekts und die Organisation eines projektbegleitenden Arbeitskreises.</p> <p>Die Zusammenarbeit der Projektpartner basiert auf den folgenden Abschnitten:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Regelmäßiger Wissensaustausch • Regelmäßige Treffen • Verteilung von Aufgaben • Abstimmung von Zwischenergebnissen • Direkte Zusammenarbeit <p>Der projektbegleitende Arbeitskreis kann über die Aufgaben eines reinen Betreuungskreises hinausgehen. Sein Kern besteht aus den Bearbeitern des Forschungsprojektes, der BAST und evtl. weiteren Mitgliedern, die sich in Anlehnung der folgenden Schritte treffen, einen kurzen Bericht über den Fortgang der Arbeiten austauschen, Varianten für das weitere Vorgehen diskutieren und darauf aufbauend das weitere Vorgehen festlegen. Je nach Zweckmäßigkeit können im Zusammenhang mit diesen Sitzungen auch andere Experten einbezogen werden sowie „klassische“ Betreuerkreissitzungen stattfinden.</p>
2.1	<p>Im Rahmen des AP 2.1 soll das Messprinzip des TSD inkl. seiner physikalischen Gesetzmäßigkeiten erörtert werden (vor allem in Bezug auf viskoelastische Effekte durch die dynamische Belastung, Massenträgheitseffekte, etc.). Gleichzeitig sollen auch systemimmanente Filter- und Voranalysemethoden durchleuchtet werden. Hierbei muss eine enge Kommunikation mit dem Hersteller Greenwood A/S aus Dänemark hergestellt werden, um sämtliche interne Bearbeitungsschritte zu erfassen.</p> <p>Ziel ist es, sämtliche Verarbeitungsschritte beschreiben zu können, die von der Erfassung der Messdaten bis zur Benutzeroberfläche, die der Operator sieht, geschehen. Gleichzeitig ist es wichtig, vor allem mit Blick auf mögliche Bewertungsverfahren, die physikalischen Gegebenheiten während des Messvorgangs zu beschreiben. Als Ergebnis kann ggf. festgestellt werden, dass gewisse Rückrechnungsverfahren aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen nicht ohne weiteres auf das TSD übertragbar sind.</p>
2.2	<p>Mit Rücksicht auf die Erkenntnisse aus AP 2.1 sollen in AP 2.2 alle bekannten und vorhandenen Ansätze zu Auswerteverfahren von TSD-Tragfähigkeitsmessungen zusammengetragen werden. Dabei soll streng unterschieden werden zwischen Parametern/Verfahren, die auf Projektebene Anwendung finden und solchen, die auf der Netzebene erprobt wurden.</p> <p>Als Ergebnis dieses AP soll ein Katalog entstehen, der sämtliche relevante Methoden der Versuchsauswertung enthält und ihr Zustandekommen beschreibt, inkl. ihrer physikalischen Grundannahmen, auf denen diese beruhen.</p>
2.3	<p>Da viele Rückrechnungsmethoden des TSD-Messverfahrens aus Erfahrungen mit FWD-Tragfähigkeitsmessungen adaptiert wurden, muss prinzipiell diskutiert werden, ob eine solche Adaption ohne weiteres zulässig ist. Vor allem zu Anfangszeiten des TSD wurden Vergleichsmessungen mit dem FWD durchgeführt, wobei die Slope-Werte des TSD integriert wurden, um eine Verformungsmulde zu erhalten. Diese Literatur soll ausführlich gesichtet und analysiert werden. Ggf. können auch originäre Vergleichsdatensätze bezogen werden, die dann näher ausgewertet werden (FWD und TSD).</p> <p>Ziel dieses AP ist es, Analogien zwischen FWD und TSD, falls vorhanden, zu identifizieren und zu beschreiben, inkl. evtl. bestehender Einschränkungen für eine Adaption von FWD-Rückrechnungsparametern.</p>

AP	Beschreibung
2.4	<p>Bevor eine Aus- und Bewertung von Datensätzen vergleichbar ist, sollten die erhaltenen Messwerte auf bestimmte Referenzwerte normiert werden. Dabei sind vor allem die Last und die Befestigungstemperatur von Bedeutung. Für das FWD gibt es (zumindest für die Last) ein im betreffenden AP festgelegtes Verfahren zur Normierung auf ein Referenzlastniveau. Bei der Normierung auf eine Referenztemperatur gibt es zumindest verschiedene Verfahren, die eine solche Normierung ermöglichen. Für das TSD müssen auch solche Normierungen durchgeführt werden. Hierbei kommt noch der Aspekt der Messbalkentemperatur bzw. des Temperaturunterschieds zwischen Ober- und Unterseite des Messbalkens hinzu, die einen großen Einfluss auf die erhaltenen Messwerte haben. Auf Grundlage internationaler Erfahrungen soll auch hier ein Katalog der Normierungsverfahren erstellt werden, der die verschiedenen Normierungsverfahren gegenüberstellt.</p>
3.1	<p>Mit Blick auf AP 2.4 gilt es in diesem AP eine Bewertung der diskutierten Normierungsverfahren durchzuführen. Da wahrscheinlich einige Verfahren auch von Erfahrungen aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen stammen, muss hier auch berücksichtigt werden, ob eine solche Adaption möglich ist. Es sollen Kriterien bestimmt werden, anhand derer die vorgestellten Verfahren bewertet und ein Vorzugsverfahren bestimmt werden kann.</p>
3.2	<p>Wie in AP 3.1 sollen einzelne Verfahren und Methoden, die in AP 2 vorgestellt wurden, auf ihre Tauglichkeit hin bewertet werden. Auch hier soll ein Kriterienkatalog einer solchen Bewertung zugrunde gelegt und eine Empfehlung ausgesprochen werden.</p> <p>Grundsätzlich sei gesagt, dass die einzelnen Verfahren aus AP 3.1 und AP 3.2 mit realen Datensätzen auf ihre Anwendbarkeit hin überprüft werden, d.h. erste Umsetzungen in eine Entwicklungsumgebung finden im Rahmen dieser AP bereits statt. Das Resultat dieser Umsetzung soll auch Gegenstand der Bewertung werden.</p>
3.3	<p>AP 3.3 findet bereits in Teilen in AP 3.1 und AP 3.2 statt und beschreibt die Umsetzung der diskutierten Normierungs-, Auswertungs- und Analyseverfahren in eine Entwicklungsumgebung. Im Rahmen des Forschungsvorhabens soll Scilab verwendet werden.</p>
3.4	<p>Zur Bewertung der Straßeninfrastruktur auf Grundlage von TSD-Tragfähigkeitsmessungen auf Netzebene ist eine statistische Analyse der Rohdaten und auch der rückgerechneten Parameter wichtig. Dabei gilt es, kennzeichnende Parameter für einen betrachteten Abschnitt festzusetzen bzw. solche Abschnitte zu identifizieren, in welchen ein ähnliches Tragfähigkeitsniveau erreicht wird. Gleichzeitig ist es von Relevanz sich mit den Rohdaten selbst aus statistischer Sicht zu beschäftigen, d.h. die Streuung, Wiederholpräzision, etc. des Messgeräts zu quantifizieren und hier ggf. Einflussparameter herauszudeuten, die den Messablauf und die Analyse der untersuchten Befestigung erschweren.</p>
4.1	<p>Die Umsetzungen der einzelnen Methoden und Verfahren in eine Entwicklungsumgebung (Scilab) werden im Rahmen dieses AP final durchgeführt und so dokumentiert, dass der AG diese versteht, selbst umsetzen kann und ggf. auch ohne größere Schwierigkeiten Anpassungen am Quellcode vornehmen kann.</p>
4.2	<p>Die Anwendbarkeit der ausgewählten Methoden bzw. Verfahren wird wissenschaftlich und aus der Sicht des Straßenbaulastträgers (auch unter Berücksichtigung von Nutzen-Kosten-Überlegungen) bewertet und schriftlich dokumentiert.</p>

Tab. 1: Beschreibung der Arbeitspakete (AP)

	MS 1	MS 2	MS 3
Erreichungsdatum	31.03.2020	31.07.2020	31.10.2020
Enthaltene AP	2.1., 2.2., 2.3., 2.4.	3.1., 3.2., 3.3., 3.4., 4.1.	4.2.
Form der Dokumentation	Zwischenbericht	Schlussberichtsentswurf	Schlussbericht

Tab. 2: Meilensteinplan

1.4 Begriffsbestimmungen

Nachfolgend sind die in diesem Forschungsprojekt verwendeten, besonderen Begriffe zur Vermeidung von Missverständnissen aufgelistet und definiert (Bayerische Staatsbauverwaltung, 2019):

- **Kennwert bzw. Tragfähigkeitskennwert**
Der Begriff Kennwert ist als Oberbegriff für einen Typ von Tragfähigkeitsgrößen (ohne die Information bzgl. ihrer quantitativen Ausprägung) zu verstehen. Beispiele hierfür sind die Bezeichnungen SCI_{300} , D_0 , SCI_{SUB} 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 TSD-Messungen erfasst werden. Hierzu gehören auch prozessierte Daten, wie beispielsweise die Verformungsmulde, der SCI_{300} etc., die in der Ergebnistabelle des TSD ausgegeben werden. Diese liegen als 10-m-Werte vor.
- **Tragfähigkeitsgrößen**
Tragfähigkeitsgrößen beschreiben die quantitative Ausprägung eines Kennwerts ohne eine weitere Einordnung oder Bewertung. Diese können als Einzelwerte (hier: 10-m-Einzelwerte) oder als aggregierte Werte (beispielsweise 100-m-Abschnittswerte) vorliegen.
- **Tragfähigkeitswerte**
Tragfähigkeitswerte sind bewertete Tragfähigkeitsgrößen. Die Bewertung erfolgt auf Grundlage eines vorab definierten Bewertungsschemas.
- **Tragfähigkeitsklasse**
Auf Grundlage der Tragfähigkeitsgrößen und eines definierten Schemas erfolgt eine Einteilung in Tragfähigkeitsklassen. Die Einteilung in Tragfähigkeitsklassen ist abhängig davon, ob unterschiedliche Schichten einzeln oder die Tragfähigkeit der Verkehrsflächenbefestigung als Ganzes bewertet werden.

2 Stand des Wissens

2.1 Allgemeines

2.1.1 Lebenszykluskosten im Straßenbau

Wie jedes Produkt unterliegen Straßenbefestigungen auch einem Gesamtlebenszyklus, der aus verschiedenen Phasen besteht, in jedem Falle aber mit einer Art Beseitigung endet. Bild 3 stellt einen exemplarischen und vereinfachten Lebenszyklus dar. Der Lebenszyklus beginnt mit der Planung, dem Entwurf und dem Bau der Befestigung, geht dann über die (zeitlich) längste Phase, dem Betrieb, der wiederum zeitlich überlagert wird durch einzelne Erhaltungsmaßnahmen zur Konservierung bzw. Verbesserung des technischen Zustands der Befestigung. Als Entscheidungsparameter zur Bewertung von Maßnahmen jeglicher Art im Rahmen des Lebenszyklus stehen Sicherheit, Umwelt(einwirkung), Kosten und Qualität im Vordergrund.

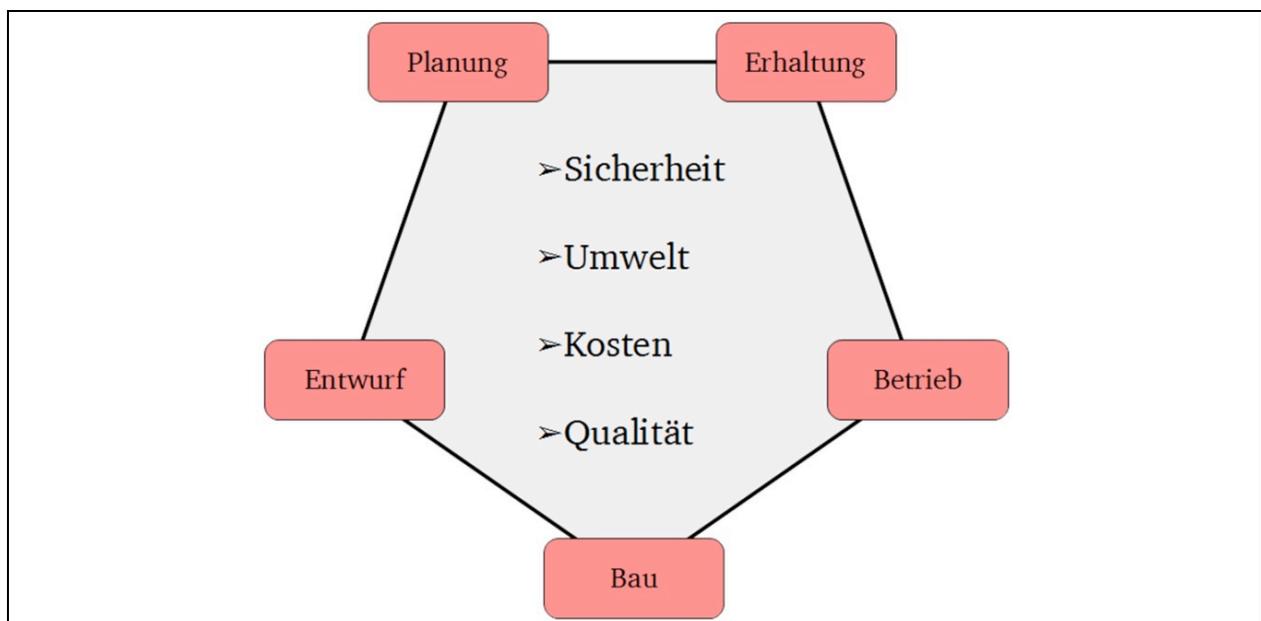


Bild 3: Lebenszyklus einer Verkehrsflächenbefestigung inkl. der zu berücksichtigenden Parameter (LEUTNER & WELLNER, 2007)

Zeitlich gesehen ist die Lebensdauer der Straßenbefestigung das relevante Merkmal, welches es gilt, unter Rücksichtnahme auf die vier o.g. Entscheidungsparameter, zu maximieren. Dabei ist festzustellen, dass die Lebensdauer jeglicher Verkehrsinfrastrukturelemente zu einem Teil bereits während der Herstellung bestimmt wird (Herstellungs-, Material- und Entwurfsqualität, zum anderen Teil aber auch von externen Einflüssen, die durch die Nutzung der Befestigung bedingt sind (chemische Belastung, Verkehr, Klima – s. Bild 4).

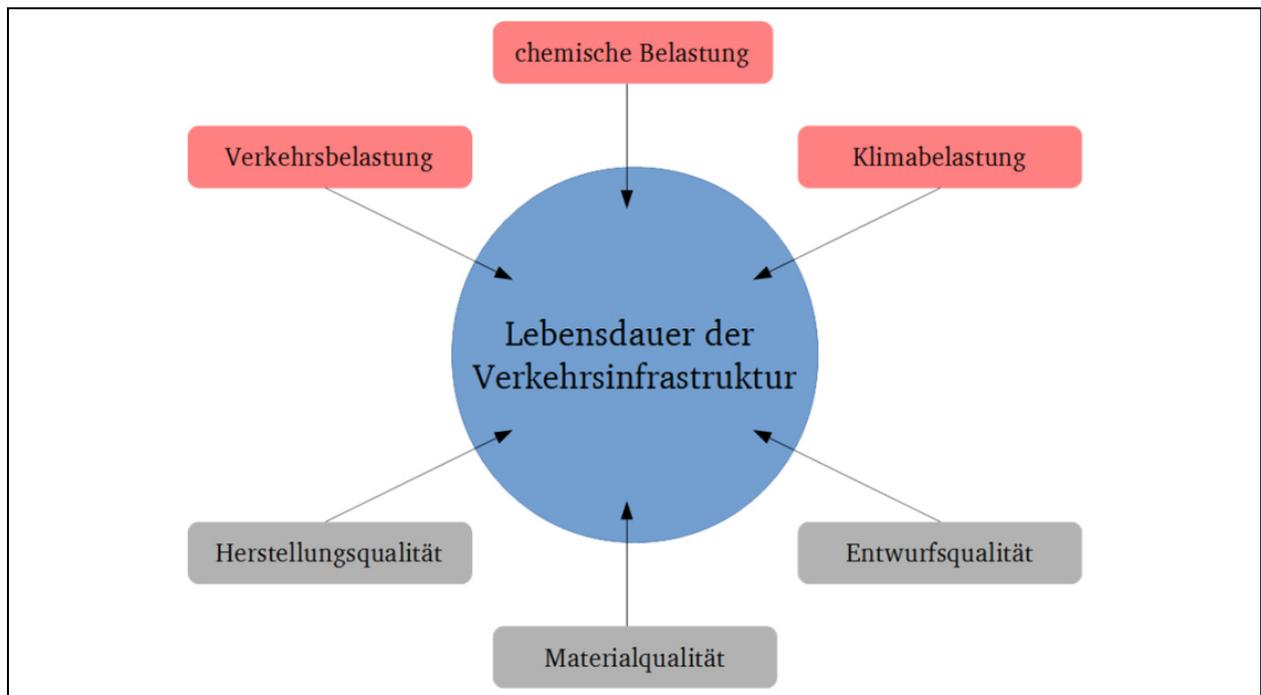


Bild 4: Einflussgrößen auf die Lebensdauer einer Verkehrsflächenbefestigung (STÖCKNER, GERDES & SCHWOTZER, 2013)

ROSAUER (2010) differenziert den Begriff der Lebensdauer. Dabei kann zwischen einer technischen und einer wirtschaftlichen Lebensdauer unterschieden werden (ROSAUER, 2010). Die technische Lebensdauer kann definiert werden als die Lebensdauer, in der das Produkt den nutzungsbedingten Anforderungen der Nutzer an das Produkt genügt (ACHTERBERG & HAMPE, 1979). Konkreter für den Fall der Verkehrsflächenbefestigung formuliert bedeutet dies, dass das Ende der technischen Lebensdauer einer Befestigung dann erreicht ist, wenn die technische Nutzung stark beeinträchtigt wird oder das Maß der Abnutzung einer substantiellen Zerstörung gleicht (PINGEL, 1982). So wird die technische Lebensdauer von folgenden Einflüssen beeinflusst (HERZOG, 2005) :

- Qualität der verwendeten Materialien
- Qualität der Ausführung
- Instandhaltungsqualität
- Äußere Einflüsse, wie z.B. Nutzerverhalten, Umwelteinflüsse, Beanspruchung

2.1.2 Technische Lebensdauer von Verkehrsflächenbefestigungen

Die in HERZOG (2005) definierten Einflussparameter auf die technische Lebensdauer beziehen sich auf Gebäude. Bei Verkehrsflächenbefestigungen sind diese Einflussparameter grundsätzlich auch anzutreffen, allerdings mit einem überproportional großen Einfluss der äußeren Einflüsse (Klima, Beanspruchung).

Die wirtschaftliche Lebensdauer eines Objekts ist losgelöst von der technischen Lebensdauer, kann diese aber nicht überschreiten. Die wirtschaftliche Lebensdauer ist dann beendet, wenn unter finanziell-monetären Gesichtspunkten das betrachtete Objekt nicht mehr rentabel ist. Das Ende der wirtschaftlichen Lebensdauer ist daher dann erreicht, wenn das Objekt dem Stand der Technik oder den Ansprüchen der Nutzer nicht mehr entspricht. Bei Erreichen des technischen Lebensdauerendes ist die Funktionsfähigkeit einzelner Komponenten oder des Gesamtobjekts nicht mehr gewährleistet (HERZOG, 2005) . Vor diesem Gesichtspunkt schlussfolgert ROSAUER (2010), dass die maßgebende Lebensdauer für Verkehrsflächenbefestigungen immer die technische Lebensdauer ist, da sich die Nutzeransprüche nicht derart ändern, als dass ein weiterer Betrieb der Verkehrsflächenbefestigung unrentabel ist. Zudem stellt sich i. Allg. die Frage der Rentabilität bei einer bestehenden Befestigung selten, da der „Gewinn“ einer bestehenden Verkehrsflächenbefestigung zum Großteil volkswirtschaftlicher Natur ist und so kurzfristige Entscheidungen bzgl. des Haltens oder Verkaufens nicht maßgebend sind.

Die zentrale Fragestellung bei der Erhaltung der bestehenden Verkehrsinfrastruktur ist, wann die technische Lebensdauer erreicht ist und wann Bedarf nach Erhaltungsmaßnahmen besteht und in welcher Tragweite diese erfolgen müssen, um die jeweils betrachteten technischen Eigenschaften der Befestigung zu erhalten. Der Substanzverlust, also die Abnutzung der Ausprägung einer gewissen technischen Eigenschaft, kann verschiedenen zeitlichen Verläufen folgen (s. Bild 5). Vor allem nicht-linear progressive Substanzverluste sind kritisch, da sich hier in kürzester Zeit die Substanz in hohem Maße verschlechtert. Um den zeitlichen Verlauf des Substanzverlusts genau beobachten zu können, sind Monitoringkonzepte von Nöten, die das betrachtete Befestigungsmerkmal erfassen und analysierbar machen. Einen Beitrag hierzu kann die Erfassung der Tragfähigkeit mittels TSD liefern, da mit dem TSD eine netzweite Erfassung (in wiederholender Kampagnenform) möglich ist und der Grad des Substanzverlusts messtechnisch erfasst werden kann.

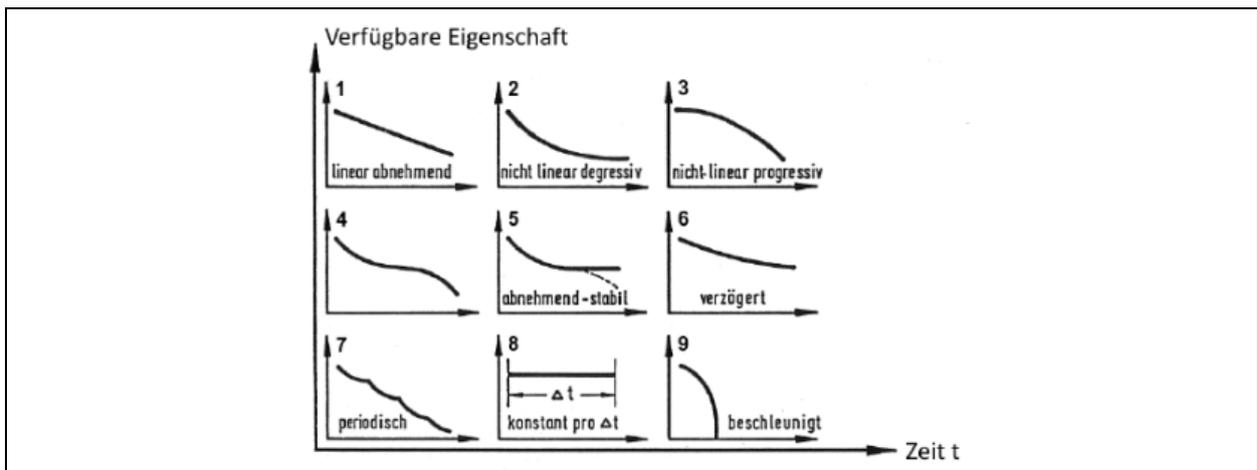


Bild 5: Mögliche Verläufe der Substanzverluste (SCHMUCK, 1987)

2.2 Messverfahren und -prinzip

Im nachfolgenden Kapitel soll das TSD in seiner Funktionsweise beschrieben werden. Dabei solle es zuerst verglichen werden mit den anderen verfügbaren Tragfähigkeitsmessgeräten, vor allem mit Blick auf das FWD. Darauf folgt ein Blick auf die ZEB und die Möglichkeit der Implementation der Tragfähigkeitsdaten in die Zustandsbewertung von Straßen. Im Anschluss folgt eine Beschreibung des Messprinzips des TSD inkl. aller Prozessierungsschritte von der Datenerfassung bis zur Ausgabe von Kennwerten. Anschließend wird über derzeit eingesetzte Qualitätskontrollmechanismen berichtet und über die generelle Vergleich- und Wiederholbarkeit von TSD-Messungen, um abschließend über Erfahrungen im In- und Ausland mit dem TSD zu berichten.

2.2.1 Tragfähigkeitsmessverfahren

2.2.1.1 Einordnung des TSD

Messverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen werden i.d.R. nach der Art und Weise der Lastaufbringung unterschieden. Differenziert wird dabei zwischen dynamischen und quasi-statischen Messverfahren. Quasi-statische Messverfahren zeichnen sich durch die nahezu statische Belastung aus, die auf die zu prüfende Verkehrsfläche aufgebracht wird. Dadurch können Trägheitskräfte vernachlässigt werden. Dynamische Messverfahren üben einen kurzzeitigen Impuls auf die zu prüfende Verkehrsfläche aus (z.B. durch ein fallendes Gewicht oder ein vorbeifolendes Lastrad). Die kurze Impulszeit macht jedoch das Berücksichtigen von Trägheitskräften unabdingbar. Die gängigen Messverfahren können dabei gemäß Tab. 3 kategorisiert werden:

	Benkelman-Balken	Lacroix	Curviametro	FWD	TSD
Lastsystem	Zwillingsbereifung	Zwillingsbereifung	Zwillingsbereifung	Kreisförmige Lastplatte	Zwillingsbereifung
Art des Messverfahrens	quasistatisch	quasistatisch	quasistatisch	dynamisch	dynamisch
Messung der Einsenkung bzw. Verformung	Einflusslinie	Einflusslinie	Einflusslinie	Verformungsmulde	Steigung der Verformungsmulde
Standardbelastung	Standardradlast 5 t	Standardachslast 10 t	Standardachslast 10 t	Standardkraftstoß 50 kN	Standardradlast 5 t
Messstrecke (bei 8 h/d)	150 MP bei einem MP-Abstand von 50 m: bis zu 7,5 km	5.000 MP bei einem MP-Abstand von 6 m, in beiden Rollspuren: bis zu 30 km	20.000 MP bei einem MP-Abstand von 5 m: bis zu 100 km	500 MP bei einem MP-Abstand von 50 m: bis zu 25 km	60.000 MP bei einem MP-Abstand von 10 m, kontinuierliche Messung bei 80 km/h: bis zu 640 km
Einsatzbereich	Vorzugsweise auf Konstruktionen der Belastungsklasse Bk3,2 bis Bk0,3 Vorzugsweise auf Befestigungen mit Asphalt- oder Pflasterdecke	Vorzugsweise auf Konstruktionen der Belastungsklasse Bk10 bis Bk0,3 Auf Befestigungen mit Asphaltdecke	Alle Belastungsklassen Auf Befestigungen mit Asphaltdecke	Alle Belastungsklassen Auf Befestigungen mit Asphalt-, Beton- oder Pflasterdecke	Alle Belastungsklassen Auf Befestigungen mit Asphaltdecke Anforderungen an Höchstkurvigkeit: Geschwindigkeit $v > 30$ km/h

Tab. 3: Vergleich der verschiedenen Messsysteme – angelehnt an (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2013)

Das TSD vereinbart damit viele verschiedene Vorteile der einzelnen Tragfähigkeitsmessgeräte und ist zudem noch das Messgerät mit der größten Erfassungsleistung.

2.2.1.2 Vergleich des TSD mit dem FWD

2.2.1.2.1 Vergleich der Beanspruchungssituation

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 bzw. widerlegen. Das TSD hingegen entspricht aufgrund der Messkonfiguration genau der Belastung eines Lkw, daher stellt sich hier die Frage nach der Realitätsnähe der Beanspruchungssituation nicht. In einigen Untersuchungen, vor allem bei Vergleichsuntersuchungen zwischen FWD und TSD, wird die Beanspruchungssituation beider Messverfahren als Quelle für abweichende Ergebnisse angeführt (KATICHA, FLINTSCH & FERNE, 2012; KATICHA, FLINTSCH, FERNE & BRYCE, 2014; KATICHA, FLINTSCH, BRYCE & FERNE, 2014). Jedoch fand in den o.g. Berichten keine tiefere Analyse des Beanspruchungsunterschieds und seiner potentiellen Auswirkungen statt.

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 zunehmend größer, als die des FWD (ULLIDTZ, 1987).

HOFFMAN & THOMPSON (1982) brachten Beschleunigungssensoren in die AASHTO-Versuchsstraße ein, um die Impulsbreiten und die daraus resultierenden Deflexionen messtechnisch zu erfassen. Dabei beanspruchten sie die Befestigung mit verschiedenen zerstörungsfreien Messgeräten (u.a. 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 (≈ 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, 1982b). Bzgl. der Verformungsmulden kommen AKRAM et al. (1993) auf ähnlich Resultate, jedoch ließ sich mit keiner eingestellten Fahrgeschwindigkeit eines Referenz-Lkw die Impulsdauer des FWD erreichen – die Impulsbreite war bei jeder Geschwindigkeits- und Achskonfiguration nicht zu erreichen (AKRAM, SCULLION & SMITH, 1993).

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, 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 $v = 20$ km/h fahrenden Lkw fest. Hier betrug die Impulsbreite des Lkw ca. 200 ms (LEE & DUSCHLBAUER, 2017).

2.2.1.2.2 Vergleichsmessungen

Auch wenn die Beanspruchungssituation und damit verbunden die Reaktion der Verkehrsflächenbefestigung beim FWD-Versuch eine andere ist als beim TSD-Versuch, wurden in der Vergangenheit viele Vergleiche zwischen diesen beiden Tragfähigkeitsmessgeräten durchgeführt. Dies liegt in der Tatsache begründet, dass das FWD das meistgenutzte Messgerät zur Erfassung der Tragfähigkeit ist und daher sämtliche Bewertungsverfahren und -parameter aus den Erkenntnissen des FWD herausgebildet wurden. Daher werden im folgenden Abschnitt sämtliche bekannten Vergleichsmessungen erörtert.

Die ersten Vergleichsmessungen fanden 2002 statt, wobei hier die Verformungsgeschwindigkeit als Vergleichsparameter gewählt wurde. Dabei wurde die Verformungsmulde des FWD „dynamisiert“, d.h. es wurde angenommen, dass diese mit einem fahrenden Fahrzeug erfasst wurde und so eine fiktive Verformungsgeschwindigkeit $v_{D,FWD}$ berechnet und mit den Verformungsgeschwindigkeiten des TSD verglichen. Heraus kam, dass die absoluten Werte nicht übereinstimmen, was wenig verwunderlich ist aufgrund der fiktiven Dynamisierung des FWD-Versuchs, aber die qualitativen Verläufe gut übereinstimmen (RASMUSSEN, KRARUP & HILDEBRAND, 2002).

Mit dem Prototyp des TSD wurden Pilotmessungen durchgeführt, die auch den Vergleich mit dem FWD beinhalteten. Dabei wurden verschiedene Messgeschwindigkeiten eingestellt sowie unterschiedliche Straßenkategorien untersucht. Hierzu sei gesagt, dass der TSD-Prototyp nur zwei Doppler-Laser besaß, d.h. es wurde einzig die Verformung im Lastmittelpunkt erfasst, während der zweite Sensor zur Referenzierung diente. Deswegen war der Vergleich der beiden Werte für D_0 nur bedingt in ihrem Absolutwert vergleichbar, da wenig Informationen zur Ermittlung einer Verformungsmulde bereitstanden. Im qualitativen Vergleich der Verläufe für D_0 war eine gute Korrelation feststellbar (SIMONIN, LIÈVRE, RASMUSSEN & HILDEBRAND, 2005).

In Dänemark wurde der o.g. Prototyp des TSD abermals mit dem FWD verglichen. Hier wurde ein Messpunktrasterabstand von 100 m gewählt (für das FWD) und die SCI_{300} -Werte miteinander verglichen. Dabei ist der SCI_{300} -Wert des FWD systematisch niedriger als der SCI_{300} des TSD. Eine tieferegehende Analyse der mögliche Gründe für diesen Befund findet jedoch nicht statt – es werden nur die Ergebnisse präsentiert, vor allem mit dem Gedanken, dass das TSD prinzipiell vergleichbare Werte liefert wie das FWD (KRARUP, RASMUSSEN, AAGAARD & HJORTH, 2006).

Mit einem weiterentwickelten TSD wurden in Großbritannien im Jahr 2008 Vergleichsmessungen durchgeführt. Hier wurde aufgrund der schwierigen Vergleichbarkeit der Outputs einzig qualitativ die Verläufe von $Slope_{100}$ und D_0 miteinander verglichen. Hier konnten gute Übereinstimmungen der Verläufe festgestellt werden (FERNE, LANGDALE, ROUND & FAIRCLOUGH, 2009B).

Im Jahr 2009 wurde in Australien (New South Wales) ein 500 m langer Abschnitt mit TSD und FWD erfasst. Dabei wurde ein sehr enges Messraster (Maschenweite von 10 m) für das FWD gewählt. Verglichen wurden die Maximalverformungen D_0 . Es zeigte sich, dass die qualitativen Verläufe für D_0 gut übereinstimmen, jedoch die absoluten Beträge für D_0 beim FWD um ca. 50 % höher liegen, als beim TSD. Gründe hierfür wurden nicht tiefergehend analysiert. Einzig wurde die Hypothese der unterschiedlichen Beanspruchungssituationen und den daraus folgenden unterschiedlichen Reaktionsmustern aufgeworfen (BALTZER, PRATT, WELIGAMAGE, ADAMSEN & HILDEBRAND, 2010). Ein Grund hierfür kann sein, dass das gewählte Verfahren zur Berechnung der Verformungsmulde unstimme Ergebnisse liefert (s. Abschnitt 3.3.1).

Untersuchungen in Großbritannien auf der Versuchsstrecke des TRL zeigten auch gute Übereinstimmungen zwischen dem FWD (hier wurde D_0 als charakteristischer Wert des FWD genommen) und dem TSD (hier wurde $Slope_{100}$ als charakteristischer Wert genommen). Die Versuchsstrecke umfasst dabei eine große Variation hinsichtlich der Gesamtsteifigkeit. Interessant hierbei ist, dass zwischen den beiden Messungen eine Zeitspanne von vier Jahren liegt. Eine genaue Analyse über die Hintergründe einer solchen Übereinstimmung der Verläufe liegt dieser Arbeit jedoch nicht vor (FLINTSCH, FERNE, DIFENDERFER, KATICHA, BRYCE & NELL, 2012).

Bei einem Pilotprojekt in Bayern aus dem Jahr 2014 konnten Übereinstimmungen zwischen TSD und FWD festgestellt werden. Hier wurde auf unterschiedlichen Straßenkategorien gemessen, sodass unterschiedliche Aufbauten erfasst werden konnten. Beobachtet wurde zudem, dass bei größeren Fahrbahnebenenheiten die Ergebnisse der beiden Messsysteme tendenziell eher voneinander abweichen. Ebenso wurden gute Übereinstimmungen mit dem Lacroix und dem Curviametro festgestellt (WELLER, DEGELMANN & JANSEN, 2014).

Für den Vergleich zwischen FWD- und TSD-Ergebnissen wurde das Bland-Altman-Diagramm verwendet. Dabei werden charakteristische Parameter zweier Messverfahren miteinander verglichen: die Differenzen auf der y-Achse, der Mittelwert auf der x-Achse. Dabei liegt dem Verfahren die Annahme zugrunde, dass ein Verfahren ein Referenzverfahren ist, d.h. die beiden Messverfahren nicht gleichbedeutend sind. Als Ergebnis kann nun optisch die Streuung zwischen den beiden Messverfahren erkannt und Tendenzen hinsichtlich einer systematischen Abweichung eines Messverfahrens detektiert werden (BLAND & ALTMAN, 1986). Mithilfe dieser Analyse konnten KATICHA et al. (2014) zeigen, dass es eine systematische Abweichung zwischen Kennwerten des TSD und FWD gibt. Hierbei wurden der SCI_{300} und der BDI der beiden Verfahren verglichen. Die Werte, die durch das TSD erfasst wurden, sind dabei systematisch höher. Genauere Gründe hierfür wurden nicht analysiert. Auch hier wurde die Beanspruchungssituation als möglicher Grund angeführt. Zum einen durch die Dynamik der TSD-Beanspruchung aber auch durch die unterschiedliche Aufbringung der Last auf die Befestigung (Lastplatte vs. Reifen) (KATICHA, BRYCE & FLINTSCH, 2014).

Bei der Betrachtung desselben Versuchs, allerdings eines anderen Parameters (hier: SN_{eff}) wurde auch ein optimistisches Ergebnis auf Seiten des FWD (im Vergleich zum TSD) festgestellt. Hier wurden die Eingangswerte, also die Verformungsmulde, nach dem Verfahren von LUKANEN et al. (2000) (s. hierzu Abschnitt 3.2.2.2) temperaturkorrigiert. Trotzdem zeigte sich ein im Durchschnitt um 24 % höherer Wert für SN_{eff} beim FWD als beim TSD. Auch hier wird als möglicher Grund die unterschiedliche Beanspruchungssituation genannt, ohne aber vertieft eine quantitative Analyse des möglichen Unterschieds durchzuführen (KATICHA, FLINTSCH, FERNE & BRYCE, 2014).

Bei Vergleichsmessungen in Australien (hier: Queensland und New South Wales) wurden auch die Verformungen im Lastmittelpunkt D_0 von TSD und FWD miteinander verglichen. Dabei wurde zuerst eine lineare Regressionsgleichung berechnet, mit der die beiden Messwerte abgebildet werden. Im Anschluss wurden die Werte für D_0 mithilfe der ermittelten Regressionsgleichung korrigiert. Zweiteres ist für den vorliegenden Abschnitt irrelevant. Von Relevanz ist die Tatsache, dass die Verformungen D_0 des FWD systematisch höher sind – ähnlich wie in anderen Untersuchungen festgestellt (MULLER, 2015; ROBERTS, AI, TOOLE & MARTIN, 2014).

In Brandenburg wurden 2016 Vergleichsmessungen durchgeführt. Die Werte für D_0 beim FWD waren deutlich höher als beim TSD, jedoch waren die D_0 -Verläufe qualitativ kongruent. Eine tiefergehende Analyse wurde nicht durchgeführt, allerdings mit dem Hinweis, dass die Beanspruchung durch das FWD nicht mit der Beanspruchung des TSD gleichzusetzen ist und somit auch andere Tragfähigkeitsgrößenniveaus zu erwarten sind (BECKEDAHL, KOPPERS, BALCK & SKAKUJ, 2016).

CHAI et al. (2016) untersuchten den direkten Zusammenhang zwischen Verformungswerten des TSD und des FWD. Dabei wurden Messungen in Queensland durchgeführt und Regressionsfunktionen für jede Geophon- bzw. Doppler-Laser-Position ermittelt. Die Regressionsfunktionen entsprechen dem Typ einer e-Funktion und beinhalten zusätzlich als Eingangsparameter noch die Information bzgl. der Nichtlinearität des Materialverhaltens der ungebundenen Schichten (ULLIDTZ, 1998). Mithilfe dieser Regressionsfunktionen konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den Verformungsmulden aus FWD und TSD erzielt werden (CHAI, MANOHARAN, GOLDING, KELLY & CHOWDHURY, 2016).

In Vergleichsmessungen in New South Wales wurden qualitativ ähnliche Verläufe beim TSD und FWD für D_0 festgestellt, jedoch gibt es in der Höhe der Verformungswerte deutliche Unterschiede. Dies wird mit dem Unterschied hinsichtlich der Beanspruchungssituation begründet – „[...] a direct agreement between the deflections derived by the two devices in all situations is unrealistic.“, es kann also nicht davon ausgegangen werden, dass die beiden Messgeräte identische Ergebnisse liefern (WIX, MURNANE & MOFFATT, 2016).

Vergleichsmessungen in der Slowakei zeigten geringe Korrelationen zwischen D_0 und SCI_{300} , jeweils ermittelt mit FWD und TSD. Interessant hierbei ist die Tatsache, dass für D_0 das Bestimmtheitsmaß mit zunehmender Geschwindigkeit abnimmt. Angemerkt wird dabei die Schwierigkeit, die Messpunkte für beide Messgeräte so lokalisieren zu können, dass ein Vergleich zulässig ist. Dies könne auch ein Grund für das abnehmende Bestimmtheitsmaß bei zunehmender TSD-Messgeschwindigkeit sein (BŘEZINA, STRYK & GROŠEK, 2017).

Untersuchungen in Louisiana zeigten, dass FWD und TSD deutliche Unterschiede aufweisen. Dabei wurde ebenfalls das Bland-Altman-Diagramm zur Bewertung herangezogen – mit D_0 als Vergleichsparameter. Eine weitere Differenzierung fand bzgl. des Zustands der untersuchten Befestigungen statt. Hierbei zeigte sich eine mit besserem Straßenzustand (bezogen auf den PCI – Pavement Condition Index) zunehmend bessere Übereinstimmung der Werte (ELSEIFI & ZIHAN, 2018).

Tragfähigkeitsmessungen mit FWD und TSD wurden im Jahr 2015 auf Messstrecken in den U.S.A. miteinander verglichen, wobei die Zeitspanne zwischen der Erfassung mit dem FWD und TSD bis zu acht Jahre betrug. Hier gibt es einige Bereiche, in denen die Daten sehr gut übereinstimmen (D_0 wurde als Vergleichsparameter gewählt) aber auch einige, in denen die Verläufe völlig diametral zueinander verlaufen. Begründet wird dies zum einen mit der Tatsache, dass ggf. Instandsetzungsarbeiten durchgeführt wurden, die die Tragfähigkeit der betrachteten Bereiche deutlich verändert. Zum anderen aber auch mit der anders gearteten Beanspruchungssituation beim TSD im Vergleich zu der des FWD (SHRESTHA, KATICHA, FLINTSCH & THYAGARAJAN, 2018).

Abschließend sollen die Erkenntnisse des obigen Abschnitts nochmals tabellarisch in Tab. 4 aufgearbeitet werden. Dabei werden betrachtet:

- Tragfähigkeitskennwert
- Rahmenbedingungen
- Ergebnis
- Begründung (falls vorhanden)

Quelle	Herangezogener Parameter	Vergleichbarkeit zwischen FWD und TSD vorhanden?	Begründung
KRARUP et al. (2002)	v_v	Nein	Offset durch fiktive Dynamisierung von FWD-Verformungsmulden – qualitative Verläufe sind kongruent
SIMONIN et al. (2005)	D_0	Nein	Qualitative Verläufe kongruent, Offset durch geringe Anzahl an Sensoren beim TSD (zwei Stück)

Quelle	Herangezogener Parameter	Vergleichbarkeit zwischen FWD und TSD vorhanden?	Begründung
KRARUP et al. (2006)	SCI ₃₀₀	Prinzipiell ja	Qualitative Verläufe kongruent, SCI _{300,FWD} systematisch niedriger (ohne weitere Begründung)
FERNE et al. (2009)	Slope ₁₀₀ , D ₀	Ja	-
BALTZER et al. (2010)	D ₀	Nein	Unterschiedliche Beanspruchungssituationen
FLINTSCH et al. (2012)	Slope ₁₀₀ , D ₀	Ja	Nur qualitativer Vergleich der Verläufe
WELLER et al. (2014)	D ₀ , SCI ₃₀₀	Prinzipiell ja	Fahrbahnunebenheiten mit Einfluss auf einzelne Messgeräte
KATICHA et al. (2014)	SCI ₃₀₀ , BDI	Nein	Werte des TSD systematisch höher durch andere Lastaufbringung inkl. -einbringung in die Befestigung
KATICHA et al. (2014)	SN _{eff}	k.A.	SN _{eff,FWD} zu optimistisch durch unterschiedliche Lastaufbringung und -einbringung
ROBERTS et al. (2014), MULLER (2015)	D ₀	k.A.	Werte für D _{0,FWD} systematisch höher – keine weitere Begründung/Analyse
BECKEDAHL et al. (2016)	D ₀	Nein	Offset (D _{0,FWD} systematisch höher) durch andere Lastaufbringung
CHAI et al. (2016)	D _i	Prinzipiell ja	Gute Übereinstimmung
WIX et al. (2016)	D ₀	Nein	Qualitativ kongruent, allerdings fällt D _{0,FWD} systematisch höher aus
BŘEZINA et al. (2017)	D ₀ , SCI ₃₀₀	Prinzipiell ja	Übereinstimmung nimmt mit zunehmender Messgeschwindigkeit ab
ELSEIFI & ZIHAN (2018)	D ₀	Nein	Unterschiedliche Lastaufbringung
SHRESTHA et al. (2018)	D ₀	Ja	Bereiche mit guter Übereinstimmung vorhanden – bei keiner guten Übereinstimmung: Instandsetzungsarbeiten (großer Zeitabstand zwischen Erfassungen) und unterschiedliche Beanspruchungssituationen

Tab. 4: Übersicht der Vergleichsmessungsergebnisse

2.2.1.2.3 Wirtschaftlicher Vergleich der Messverfahren

In einer Musterkalkulation von MULLER & MARTIN (2012) wurden die Erfassungskosten des FWD und des TSD einander gegenübergestellt. Dabei wurden die Kosten je Fahrstreifenkilometer (FS-km)

angegeben. Eingeflossen sind dabei Personal- und Gerätekosten aber auch die Kosten, die durch eine ggf. notwendige Verkehrssicherung notwendig sind. Insgesamt ergibt sich hieraus, dass eine Erfassung mittels TSD (bei einer Jahresleistung von 62.500 FS-km) genauso teuer ist, wie eine Erfassung mittels FWD bei einem Messpunktraster von 800 m. Eine solche Maschenweite ist jedoch aus technischer Sicht ungenügend, da somit für einen 800-m-Abschnitt nur ein Wert erfasst würde, was bei der Heterogenität der Straßenkonstruktion unzureichend wäre. Ein vergleichsweise immer noch großzügiges Raster von 100 m ergäbe fünfmal so hohe Kosten, wie die Erfassung mittels TSD, bei deutlich langsamerer Erfassung (MULLER & MARTIN, 2012).

Insbesondere bei der Überlegung, die Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen netzweit und wiederholend zu erfassen, kommen den hohen Kosten und der Langwierigkeit von FWD-Messungen eine hohe Bedeutung zu. Bei einer Tagesleistung von max. 25 km (bei einem Messraster von 50 m), wäre entweder eine Vielzahl an FWD nötig oder die Erfassung würde sehr lange dauern. Netzweite Erfassungen in den U.S.A. vergrößerten als Antwort auf diese Fragestellungen/Probleme das Messraster auf 400 m (DAMNJANOVIC & ZHANG, 2006) oder 500 m (ALAM, GALAL & DIEFENDERFER, 1990; NOURELDIN, ZHU, LI & HARRIS, 2003).

FLINTSCH et al. (2012) sehen im TSD drei verschiedene Vorteile und Nutzen, die durch die kontinuierliche Art der Messung bei Straßenbulasträgern und Streckenbetreibern Anklang finden können (FLINTSCH, FERNE, DIEFENDERFER, KATICHA, BRYCE & NELL, 2012):

- Identifikation von Bereichen mit schwacher Tragfähigkeit zur näheren Untersuchung auf Projektebene
- Erfassung der Tragfähigkeit auf Netzebene, um hieraus Parameter zu berechnen, die in ein PM-System einfließen können
- Differenzierung von Bereichen, die einer Instandhaltung, Instandsetzung oder Erneuerung bedürfen

2.2.1.3 Tragfähigkeitsmessverfahren als Teil der Zustandserfassung von Verkehrsflächenbefestigungen

Erhaltungsmaßnahmen, als übergeordneter Begriff, sind definiert als „Maßnahmen, die der Erhaltung der Substanz und des Gebrauchswertes von Verkehrsflächenbefestigungen einschließlich der Nebenflächen sowie der Umweltverträglichkeit dienen. Sie sind gegliedert in Betriebliche Erhaltung und Bauliche Erhaltung.“(Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b). Die Begriffe „Bauliche Erhaltung“ und „Betriebliche Erhaltung“ sind zudem folgendermaßen definiert (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014b):

- Bauliche Erhaltung
 - Maßnahmen zur baulichen Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen, gegliedert in Instandhaltung, Instandsetzung und Erneuerung
 - Instandhaltung: „bauliche Maßnahmen kleineren Umfangs zur Substanzerhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen, die mit geringem Aufwand sofort nach dem Auftreten eines örtlich begrenzten Schadens von Hand oder maschinell ausgeführt werden“
 - Instandsetzung: „bauliche Maßnahmen zur Substanzerhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen oder zur Verbesserung von Oberflächeneigenschaften von Verkehrsflächenbefestigungen, die auf zusammenhängenden Flächen in der Regel in Fahrstreifenbreite bis zu einer Dicke von 4 cm ausgeführt werden“
 - Erneuerung: „vollständige Wiederherstellung einer Verkehrsflächenbefestigung oder Teilen davon, sofern mehr als nur die Asphaltdeckschicht betroffen ist“
- Betriebliche Erhaltung
 - Maßnahmen zur betrieblichen Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen, gegliedert in Kontrolle und Wartung

Für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen werden deswegen folgende, notwendige Arbeitsschritte als zwingend notwendig erachtet (NAUMANN & HAHN, 2003):

- Formulierung von qualitätsbezogenen Vorgaben
- Prognose des mittel- und langfristigen Erhaltungsbedarfs
- Periodische und regelmäßige Zustandserfassung
- Analyse der erfassten Schäden und Prognose der Schadensweiterentwicklung
- Entwicklung und Bewertung verschiedener Erhaltungsstrategien
- Priorisierung von Erhaltungsmaßnahmen

Um eine solche Planung von Erhaltungsmaßnahmen zu ermöglichen wird der Zustand der Verkehrsflächenbefestigungen der Bundesfernstraßen in einem Vier-Jahres-Rhythmus erfasst und bewertet (BLEßMANN, BÖHM, ROSAUER & SCHÄFER, 2010). Die ZTV ZEB-StB (2018) definieren dabei verschiedene Merkmalsgruppen, die bei der Zustandserfassung erfasst und bewertet werden sollen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2018d):

- Ebenheit im Längsprofil
- Ebenheit im Querprofil
- Griffigkeit
- Substanzmerkmale der Oberfläche (unterteilt in unterschiedliche Zustandsmerkmale in Abhängigkeit von der Befestigungsart)

Für die einzelnen Zustandsmerkmale sind Erfassungsmethoden und Indikatoren fest vorgeschrieben. Die Erfassung kann dabei, je nach Art des Zustandsmerkmals, visuell-sensitiv oder messtechnisch erfolgen:

- Visuell-sensitiv (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2001)
 - Allgemeine Unebenheiten
 - Spurrinnen
 - Wasserrückhalt
 - Netzkrisse
 - Ausmagerungen
 - Flickstellen
- Messtechnisch (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019b)
 - Ebenheit im Längsprofil
 - Ebenheit im Querprofil
 - Griffigkeit

Die erhaltenen Zustandsgrößen werden dann in Zustandswerte, anschließend in Gebrauchs- oder Substanzwerte und schließlich in einen Gesamtwert zusammengeführt (s. Bild 6). Der Gebrauchswert bildet den Zustand der Eigenschaften ab, die für Fahrkomfort und Verkehrssicherheit von Relevanz sind, während der Substanzwert (Oberfläche) der betrachteten Verkehrsflächenbefestigung den Zustand der Oberfläche widerspiegeln soll, anhand dessen dann Rückschlüsse auf die Substanz unterhalb der Oberfläche gezogen werden können.

Die in Abschnitt 2.2.1.3 beschriebene Verfahrensweise zur Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen bildet allerdings nur den oberflächlichen Zustand ab bzw. bezieht sich nur auf Messwerte und Merkmale, die oberflächlich gemessen oder erfasst werden können. Bei einer instandgesetzten oder erneuerten Oberfläche kann es durchaus sein, dass die erfassten Zustandswerte einen guten Substanzwert ergeben, allerdings die darunterliegenden Schichten derart geschwächt sind, dass die strukturelle Substanz der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung in Wahrheit sehr schwach ist (RESSEL, BENNER, WELLNER, WERKMEISTER & LIPKE, 2008). Merkmale oder Parameter wie beispielsweise Alter, Aufbau, Belastung,

Klima und Tragfähigkeit wären zur Beschreibung der strukturellen Substanz deutlich zielführender (OEFNER, KIENLEIN, NUßRAINER & PINDUR-NAKAMURA, 2000). Ein Vergleich zwischen Tragfähigkeitsgrößen (Erfassung mithilfe FWD oder TSD) und ZEB-Zustandsgrößen und -werten ist bisher in der Fachliteratur nicht dokumentiert oder beschrieben worden.

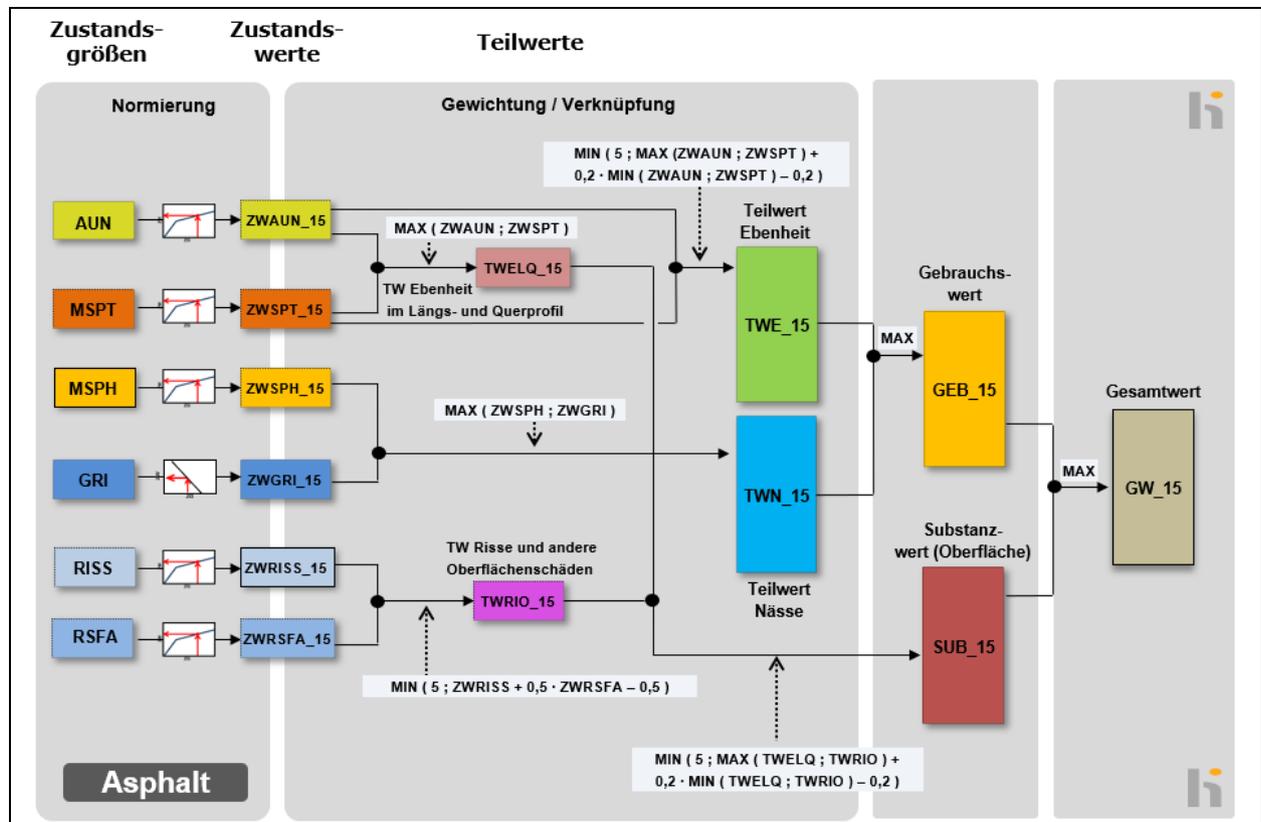


Bild 6: Synthetisierung des Gesamtwerts aus Zustandsgrößen – angelehnt an (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2018d)

Ein Versuch diesen Umständen Rechnung zu tragen, ist die, derzeit sich im Entwurfsprozess befindliche, RSO Asphalt. Durch das Zusammenführen von verschiedenen Messdaten soll so eine Restsubstanzbewertung erfolgen, um dem tatsächlichen Substanzwert der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung näher zu kommen. Tragfähigkeits- und Georadarmessungen werden derzeit (noch) einzig für die Bildung homogener Abschnitte (strukturell) verwendet (für die Substanzbewertung). Der schematische Ablauf einer solchen Bewertung ist in Bild 7 dargestellt. Dabei sind nachstehende Parameter von Nöten (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015b), (ZANDER, 2014):

- Verkehrsdaten
- Tragfähigkeitsmessdaten (z.B. durch FWD- oder TSD-Messungen)
- Schichtdicken, z.B. durch GPR-Messungen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2016)
- Ermüdungsfunktion, nach (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009a, 2018a)
- Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion, nach (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009a, 2018b)
- Schichtenverbundsuntersuchung, nach (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2012b)

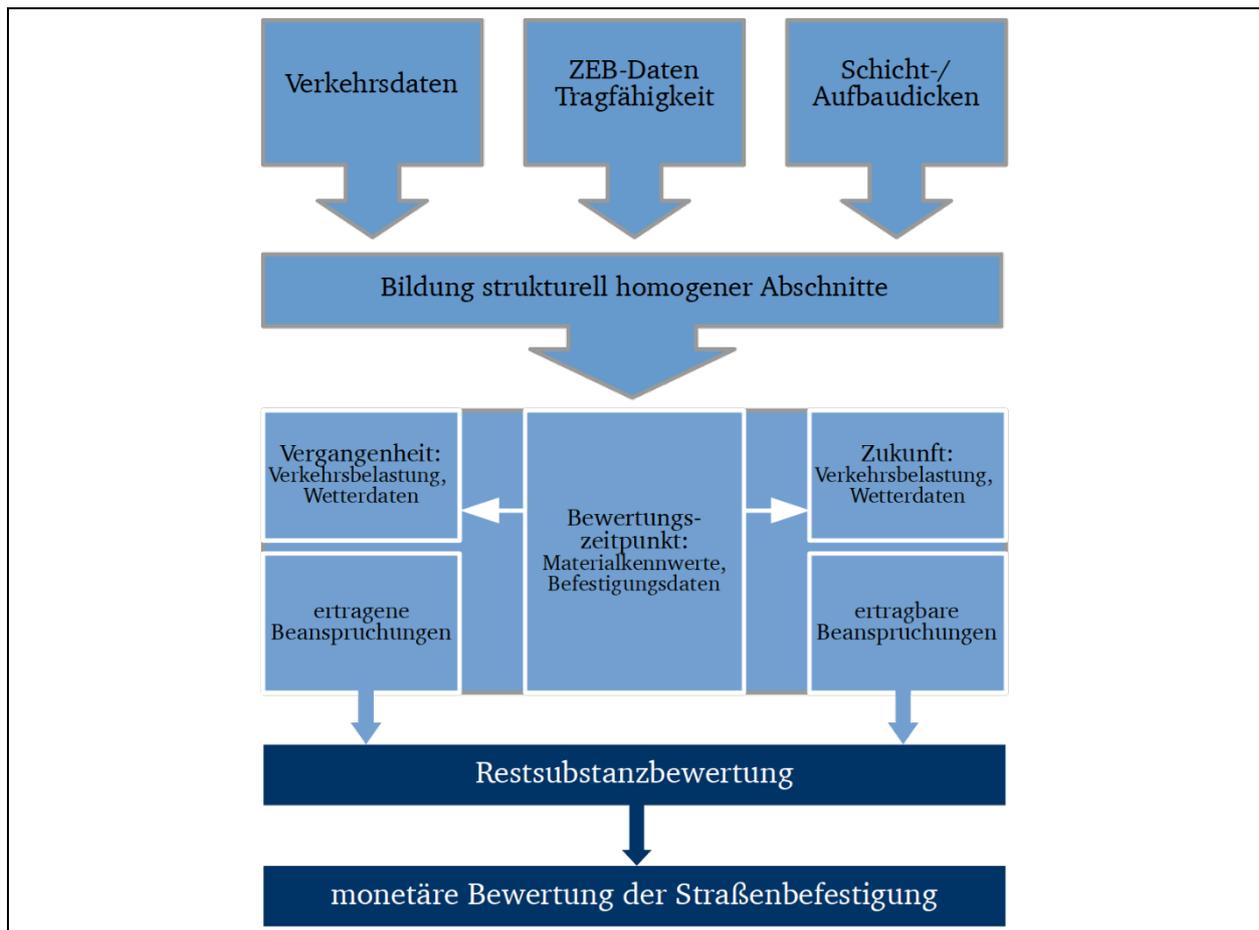


Bild 7: Prinzip der Substanzbewertung nach RSO Asphalt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015b)

Aus den obigen Ausführungen kann der Schluss gezogen werden, dass netzweite Tragfähigkeitsmessungen (mit dem TSD) einen deutlichen Mehrwert hinsichtlich der Aussage über den Zustand der untersuchten Verkehrsflächenbefestigungen bieten und somit eine Ergänzung zur ZEB darstellen können.

2.2.1.4 Tragfähigkeitsmessverfahren als Teil von Pavement Management Systemen (PMS)

Zu einem PMS gehört eine Vielzahl an koordinierten Aktivitäten, die sich um den gesamten Lebenszyklus von Verkehrsflächenbefestigungen drehen. Angefangen mit der Planung, über den Entwurf bis hin zum Bau, der Erhaltung und der Bewertung (s. Bild 8) (HAAS & HUDSON, 1978; HAAS, HUDSON & ZANIEWSKI, 1994). Das PMS zeichnet sich durch ihren modularen Charakter aus, d.h. es besteht aus verschiedenen (Teil-)Modulen, beispielsweise Zustandsprognose, Auswahl geeigneter Eingreifzeitpunkte und -weisen (KRAUSE & MAERSCHALK, 2010). Der Vorteil eines PMS liegt vor allem darin, in der netzweiten Betrachtung eine große Menge an erhaltungsrelevanten Daten miteinander zu verknüpfen und so geeignete Maßnahmen zur Erhaltung des Netzes auszuwählen (KNEPPER, KRAUSE, MAERSCHALK & SCHRÖDER, 2003).

In Bild 8 ist der Ansatzpunkt für Tragfähigkeitsmessungen farblich markiert. Dabei stehen Tragfähigkeitsmessungen als Bindeglied zwischen Erhaltungs- und Planungsaktivitäten, d.h. sie dienen als Rückkopplung, inwieweit Erhaltungsaktivitäten zu einem gewünschten Niveau beigetragen haben und inwieweit Erhaltungsmaßnahmen zu einem gewünschten Niveau beitragen können. So kann erst durch (zerstörungsfreie) Messungen erkannt werden, wie tiefgreifend Erhaltungsmaßnahmen sein müssen, beispielsweise bei der Frage, ob ungebundene Schichten ebenso erneuert oder instandgesetzt werden müssen (HAAS & HUDSON, 1978). Bzgl. der Dichte an Messpunkten (relevant vor allem für das FWD) kann hinsichtlich des vorherrschenden Prüfcharakters unterschieden werden. Eine netzweite Erfassung kann mit einem grobmaschigen Messraster erfolgen, während die Notwendigkeit und Wirkung spezifischer

Erhaltungsmaßnahmen (dann in der Projektebene) mit einem engmaschigen Messraster erfasst werden kann (SHAHIN, 2005). Die Auswahl eines geeigneten Parameters zur Charakterisierung der Tragfähigkeit (der einzelnen Schichten) ist jedoch mindestens genauso wichtig, wie die Wahl eines geeigneten Messgeräts (HAAS & HUDSON, 1978; HAAS, HUDSON & COWE FALLS, 2015).

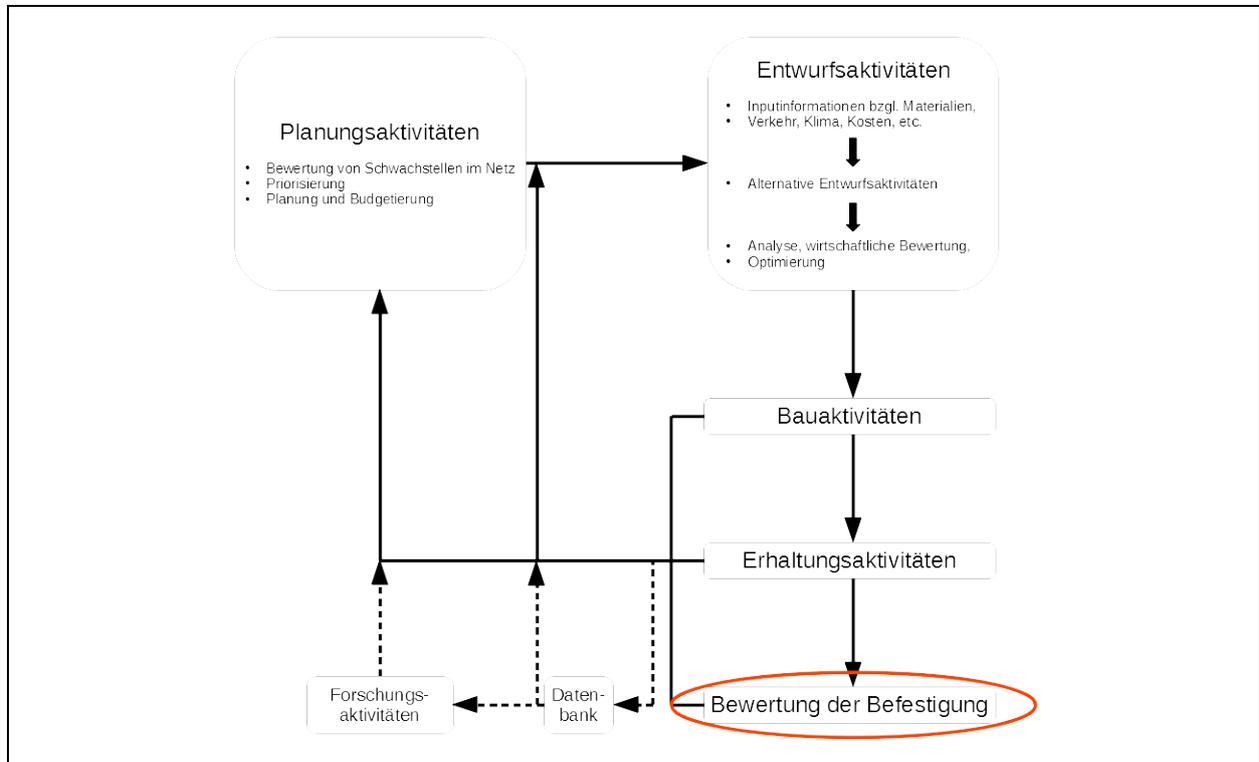


Bild 8: Hauptsächliche Aktivitäten innerhalb eines PMS – angelehnt an (Haas & Hudson, 1978)

In den U.S.A. erfolgten bereits Implementierungen von Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD und Rolling Wheel Deflectometer (RWD) in PM-Systeme. Dabei wurden auf Netzebene Messungen durchgeführt (beim FWD mit vergleichsweise grobmaschigen Messraster), geeignete Parameter ausgewählt und die Daten in die bestehenden PM-Systeme des jeweiligen Bundesstaates eingepflegt (NOURELDIN et al., 2003; ZHANG, GASPARD & ELSEIFI, 2016).

Das PM-System in Österreich geht noch einen Schritt weiter und bildet aus einem charakteristischen Zustandswert der Tragfähigkeit Verhaltensprognosen, die dann der Bewertung der Entwicklung der Tragfähigkeit über die Nutzungsdauer dienen. Als Inputparameter wird neben der Tragfähigkeitszahl T_z (s. Abschnitt 3.4.15) auch die Verkehrsbelastung verwendet, sodass hier eine Kopplung zwischen Beanspruchungsseite und Widerstandsseite der Verkehrsflächenbefestigung als Konstruktion besteht (WENINGER-VYCUDIL, BROZEK, SIMANEK & LITZKA, 2016). Die in Deutschland gängigen PMS-Modelle berücksichtigen die Tragfähigkeit einzig nach dem AP 9 S (2019), d.h. rein modellhaft ohne zusätzliche messtechnische Erfassung (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019c).

2.2.2 Datenerfassung

Das TSD wurde Ende des letzten Jahrhunderts in Dänemark entwickelt, mit dem Ziel, Verformungen bei hoher Geschwindigkeit zu erfassen (RASMUSSEN, 2002). Dabei ist das Messsystem auf einem Lkw verbaut (inkl. aller zugehöriger Instrumentierung, s. Bild 9). So ist die Erfassung der Tragfähigkeit bei einer Geschwindigkeit von ca. 80 km/h möglich. Der Messbalken muss biege- und verwindungssteif und möglichst gleichmäßig temperiert sein, um gleiche Rahmenbedingungen bei der Korrektur der einzelnen Doppler-Laser-Daten zu gewährleisten (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a).

Das Prinzip der Datenerfassung beim TSD beruht auf dem Doppler-Effekt, d.h. die Wellenlänge des emittierten Lichtstrahls unterscheidet sich von der Wellenlänge des immittierten (reflektierten) Lichtstrahls. Dabei kann so die Schräggeschwindigkeit der Verformung erfasst werden. Um die reine Verformungsgeschwindigkeit zu erfassen, ist die genaue Kenntnis über die Schräglage der Doppler-Laser notwendig, Die Schräglage wird dabei mithilfe eines Referenzlasers (oder auch Bezugslaser, L_{ref}) erfasst (s. Bild 10). Hinzu kommen Beschleunigungssensoren und Gyroskope, die die Bewegungen während der Datenerfassung aufzeichnen. Die Horizontalgeschwindigkeit des Fahrzeugs wird mittels eines Hodometers erfasst und wird zur Berechnung der Vertikalgeschwindigkeit (also der Verformungsgeschwindigkeit) verwendet (HILDEBRAND, RASMUSSEN & ANDRÉS, 2000).

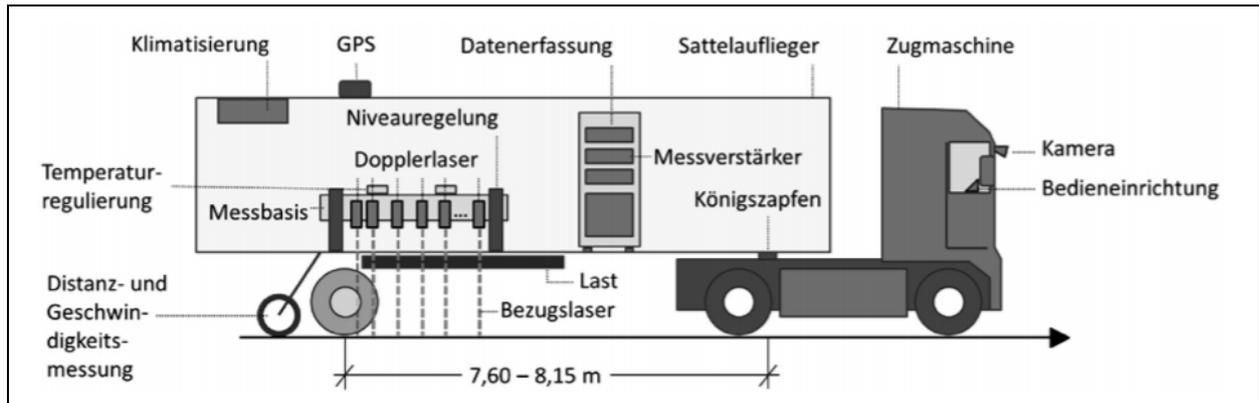


Bild 9: Prinzipskizze des Messfahrzeugs (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a, 2017)

Die Doppler-Laser sind dabei in definierten Abständen auf einem Messbalken montiert. Die Abstände der Doppler-Laser bezogen auf den Lastmittelpunkt unterscheiden sich von Messgerät zu Messgerät. Der letzte Sensor befindet sich in einer Entfernung von 3.500 mm (oder 3.000 mm, je nach Messgerätgeneration) und ist gleichzeitig auch der Referenzsensor (RASMUSSEN, KRARUP & HILDEBRAND, 2002). Das TSD der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) besitzt zudem noch drei Sensoren, die sich hinter der Lastachse befinden – und zwar bei -200 mm, -300 mm und -450 mm. Die Auflösung der Messdaten ist von den Gegebenheiten der Befestigungsoberfläche abhängig und bewegt sich üblicherweise bei ca. 900 Hz. Als Ausschlusskriterium wird hier eine Untergrenze der Auflösung herstellereitig festgelegt von 650 Hz. Das TSD der BASt ist mit Messköpfen des Typs OFV-503-KUA ausgestattet. Diese Laser entsprechen dem Typ HeNe, der Laserschutzklasse 3B und haben einen maximalen Arbeitsabstand von 300 m. Aus dem Lasertyp ergeben sich auch Einschränkungen hinsichtlich der Umgebungsbedingungen (Polytec GmbH, 2018):

- Betriebstemperatur: 5 °C – 40 °C
- Relative Luftfeuchtigkeit: < 80 % (nicht kondensierend)

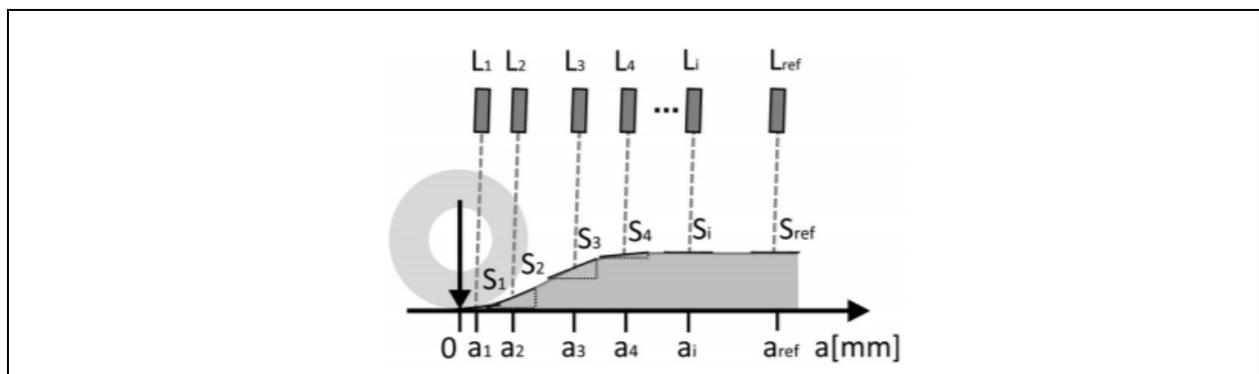


Bild 10: Anordnung der Doppler-Laser zur Ermittlung der Slope-Werte (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a)

Mithilfe der erfassten Horizontalgeschwindigkeit und der korrigierten Vertikalgeschwindigkeit kann der Slope S_i berechnet werden (s. Bild 11 und Bild 12). Der jeweilige Slope-Wert dient dann als Grundlage für weitere Berechnungen.

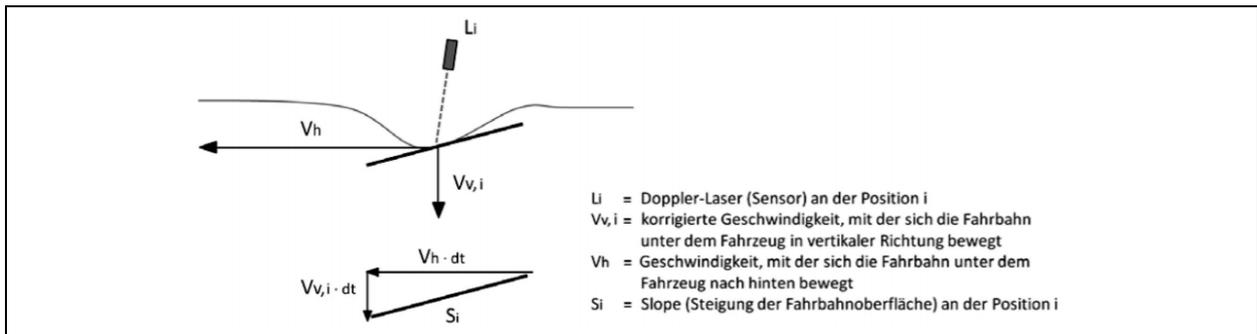


Bild 11: Prinzipskizze zur Berechnung des Slope-Wertes in einem fahrzeugbezogenen Koordinatensystem (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a)

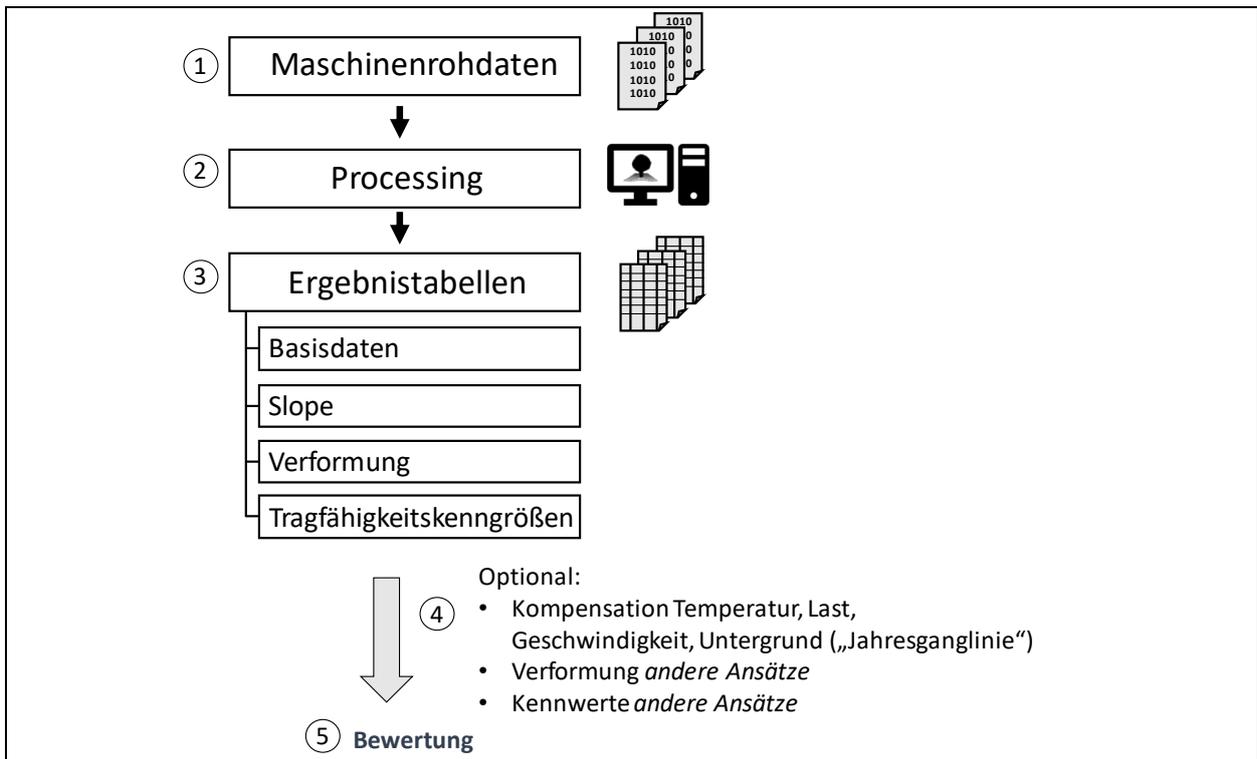


Bild 12: Prozess der Erfassung und Auswertung von TSD-Messdaten (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)

Bei einer üblichen Messgeschwindigkeit werden so alle 10 cm Messwerte (Horizontal- und Vertikalgeschwindigkeit) erfasst. Die Datenmenge entspricht bei einer Erfassungslänge von $l = 1$ km ca. 6 MB. Die so erhaltenen Maschinenrohdaten werden von der Herstellersoftware prozessiert. Dabei werden Kalibrierdaten inkl. der Winkelangaben für die Doppler-Laser als Eingangswerte verwendet (PRATT, KELLEY & MOFFATT, 2012). Zusätzlich wird aus den Slope-Werten die Verformungsmulde berechnet – hier können unterschiedliche Verfahren zum Einsatz kommen (s. Abschnitt 3.3). Die berechnete Verformungsmulde wird zusätzlich auf ihre Güte geprüft, bezogen auf die modellhafte Annäherung. Dies bedeutet, dass eine Regressionsrechnung durchgeführt, an deren Ende der Regressionsparameter berechnet wird – im System wird dies mit „Goodness of Fit“ (= GOF) bezeichnet. Die prozessierten Daten werden anschließend als Ergebnistabelle gespeichert und stehen im Nachgang einem Post-Processing zur Verfügung. Weiterhin kann auf Grundlage der Temperaturdaten die Asphaltkörpertemperatur nach dem BELLS3-Verfahren (s. Abschnitt 3.2.2) errechnet werden. Dieser Schritt ist allerdings Teil des Post-Processings und erfolgt nicht automatisch durch die Herstellersoftware.

2.2.3 Instrumentierung und Eigenschaften einzelner TSD

Im Zuge dieses Forschungsvorhabens wurde der Hersteller (Greenwood A/S) nach einer Liste bzgl. Eigenschaften und eingebauter Messinstrumente befragt. Aus Datenschutz- und patentrechtlichen Gründen kann eine detaillierte Auflistung der Eigenschaften sämtlicher TSD nicht veröffentlicht werden. Es kann nur darauf verwiesen werden, dass sich im Laufe der Zeit einige Optimierungen aus der stetig steigenden Messpraxis ergeben haben, die Einfluss in die Produktion neuer TSD-Generationen gefunden haben. Gleichzeitig werden auch bereits produzierte TSD aufgerüstet. In Tab. 5 ist eine Auflistung aller derzeit auf dem Markt agierenden TSD dargestellt:

TSD-Nr. [-]	Organisation	Land
TSD1	Vejdirektoratet	Dänemark
TSD2	Highways Agency	Vereinigtes Königreich
TSD3	Azienda Nazionale Autonoma delle Strade (ANAS)	Italien
TSD4	Instytut Badawczy Dróg i Mostów (IBDiM)	Polen
TSD5	South African National Roads Agency (SANRAL)	Südafrika
TSD6	Research Institute of Highway Ministry of Transport (RIOH)	China
TSD7	Greenwood Engineering A/S	Dänemark
TSD8	Australian Road Research Board (ARRB)	Australien
TSD9	Australian Road Research Board (ARRB)	U.S.A.
TSD10	VNA Consulting Ltd.	Südafrika
TSD11	Shanghai Highway Bureau	China
TSD12	Australian Road Research Board (ARRB)	Australien
TSD14	Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)	Deutschland
TSD15	Bergische Universität Wuppertal	Deutschland
TSD16	Highways England	Vereinigtes Königreich

Tab. 5: Tabellarische Aufführung aller TSD (Greenwood Engineering A/S, 2020)

2.2.4 Messdurchführung

Neben den primären Parametern/Kenngrößen, die vom TSD messtechnisch erfasst werden, werden gleichzeitig auch andere Rahmenbedingungen aufgenommen:

- Datum und Uhrzeit des ersten Messpunkts im 10-m-Abschnitt
- Mittlere Außenlufttemperatur innerhalb des 10-m-Abschnitts

- Mittlere Tagesaußenlufttemperatur des Vortages muss z.B. über Daten des Deutschen Wetterdiensts (DWD) separat eingepflegt werden
- Mittlere Messbalkentemperatur innerhalb des 10-m-Abschnitts
 - An drei Stellen gemessen
 - Jeweils an der Ober- und Unterseite des Messbalkens
- Mittlere Innenraumtemperatur innerhalb des 10-m-Abschnitts
 - An drei Stellen gemessen
- Mittlere Fahrbahnoberflächentemperatur innerhalb des 10-m-Abschnitts
- Laufender Meter des Messpunkts
- GPS-Koordinate des Messpunkts

Bei der Messdurchführung kann es zu Problemen hinsichtlich der Datenqualität kommen. Im nachfolgenden soll deswegen auch kurz auf mögliche Problemfälle und Anwendungsgrenzen eingegangen werden, die sich in einzelnen Projekten bzw. Pilotmessungen ergeben haben.

BALTZER et al. (2010) zeigten auf, dass sehr unebene Verkehrsflächenbefestigungen ein Problem darstellen können, da durch die große Unebenheit die dynamischen Achslasten deutlich mehr schwanken und damit auch andere Verformungen erzeugt werden. Theoretische Rechnungen zeigen, dass unebene Befestigungen im Durchschnitt höhere Verformungen aufweisen als ebene Befestigungen, was sich mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit immer mehr auswirkt (MARTINČEK, 1994) U.a. ist aus diesem Grund wird eine Messung auf ungebundenen oder stark verschmutzten Verkehrsflächenbefestigungen nicht empfohlen. Gleichzeitig waren reflektierende Oberflächen (z.B. bei neu hergestellten Asphaltdeckschichten) problematisch, da die Laserstrahlen zu stark gestreut wurden und so die Datenrate zu niedrig war (BALTZER et al., 2010). Zu ähnlichen Ergebnissen kommen auch Untersuchungen aus Großbritannien, Australien und den U.S.A. (ELSEIFI & ZIHAN, 2018; FERNE et al., 2009B; ROBERTS & BYRNE, 2008).

RADA et al. (2016) sehen Feuchtigkeit auf der Oberfläche als mögliches Problem an. Zudem wird der Einfluss von Wind in den Raum gestellt als möglicher Einflussfaktor, vor allem wenn dieser rechtwinklig zur Fahrtrichtung wirkt. Enge Kurven hingegen wurden im Rahmen dieser Erfassung nicht als kritisch gesehen (RADA, NAZARIAN, VISINTINE, SIDDHARTHAN & THYAGARAJAN, 2016).

AUSTROADS LTD. (2016) definiert in ihrer Norm (bzgl. Tragfähigkeitsmessungen mit dem TSD) folgende Einflussfaktoren, die Messwerte zumindest in Frage stellen und eine nähere Prüfung erfordern (Austroads Ltd., 2016):

- Abweichung von der Rollspur
- Messgeschwindigkeit außerhalb des vorgegebenen Fensters
- Enge Kurven
- Brückenbauwerk inkl. zugehöriger Übergangskonstruktionen
- Kreuzungen mit Schienenverkehrswegen
- Schachtdeckel
- Bauliche Maßnahmen zur Verkehrsberuhigung
- Verschmutzungen auf der Straßenoberfläche
- Stehendes oder fließendes Wasser auf der Straßenoberfläche

Allgemein sind Verschmutzungen oder Nässe ein großes Problem für das TSD. Hierdurch sinkt die Datenrate rapide und die so erfassten Werte können durch die Verschmutzungen verfälscht sein. Zudem sind Verkehrsflächenbefestigungen, die sich unter Last kaum verformen (beispielsweise Verkehrsflächenbefestigungen aus Beton) kritisch, da hier die Verformungen voraussichtlich nicht zuverlässig ermittelt werden können (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a).

2.2.5 Systeminterne Filter und Voranalysen

Wie bereits in Abschnitt 1 beschrieben, erfolgt ein großer Teil der Voranalyse durch Software, die vom Gerätehersteller selbst zur Verfügung gestellt wird. Eine genaue Angabe, was während des Prozessierens innerhalb der Herstellersoftware passiert, kann nicht erfolgen. Der Operator erhält erst im Rahmen des Batch-Processings, also der Generierung von Ergebnisdateien/-tabellen, Zugriff auf die bereits prozessierten Werte. Hierbei werden sämtliche erfassten Daten (Temperatur, GPS-Koordinaten, etc.) verschmolzen, korrigiert und über eine festgelegte Abschnittslänge gemittelt (üblicherweise in 10-m-Abschnitte). Wie genau diese Mittelung erfolgt, ist auch unbekannt. Gleichzeitig wird anhand der Slope-Werte auch die jeweilige charakteristische Verformungsmulde für den betrachteten Abschnitt gebildet. Bei älteren Softwareversionen erfolgt dies nach dem Winkler'schen Bettungsfunktionsverfahren (s. Abschnitt 3.3.1), bei neueren Softwareversionen erfolgt dies nach dem Pedersen-Verfahren (s. Abschnitt 3.3.2). Bei einigen Betreibern wird darüber hinaus die charakteristische Verformungsmulde nach dem AUTC-Verfahren (s. Abschnitt 3.3.3) berechnet. Eine Normierung auf Bezugsrahmenbedingungen erfolgt vorerst nicht. Dies kann vom jeweiligen Betreiber im Rahmen des Post-Processings erfolgen.

PRATT et al. (2012) untersuchten die Güte der Messdaten in Abhängigkeit von ihrer Auflösung, d.h. es wurden unterschiedliche Abschnittslängen gewählt, über diese Abschnittslängen wurden dann Mittelwerte (hier: Slope-Wert) gebildet und der Verlauf qualitativ beurteilt. Folgende Abschnittslängen wurden dabei untersucht:

- 1 m
- 5 m
- 20 m
- 50 m
- 100 m

Kritisch angemerkt wurde die Tatsache, dass die Wahl des Mittelwerts und der Standardabweichung als charakteristische Abschnittswerte nicht unbedingt repräsentativ sind, da die Verformungen der untersuchten Verkehrsflächenbefestigungen keiner Normalverteilung unterliegen – für den Zweck einer Untersuchung der Abschnittslängenvarianierung waren diese Werte jedoch hinreichend aussagekräftig. Es wurde unterschieden, ob die Messdaten für die Projekt- oder Netzebene verwendet werden sollen. Offensichtlich ist, dass eine größere Abschnittslänge Maximalwerte „verwischt“, d.h. diese im Mittel nicht mehr herausragen. Auf der anderen Seite wäre die Datenmenge bei 1-m-Abschnitten sehr hoch und erhaltungspraktisch unbrauchbar, da eine Erhaltungsplanung in einem solchen Detailgrad nicht durchführbar ist. Auf Grundlage dieser Überlegungen wurde eine Abschnittslänge von 50 m als sinnvoll erachtet, um auf Netzebene eine Erhaltungsplanung darauf aufbauend durchzuführen. 1-m- oder 5-m-Abschnittslängen können hingegen Anwendung auf Projektebene finden (PRATT et al., 2012). Inwieweit die Rohwerte im Vorlauf gefiltert werden (können), ist bisher nicht Gegenstand der Forschung gewesen.

2.2.6 Qualitätssicherung

Um eine gesicherte Erhaltungsplanung auf Grundlage von Tragfähigkeitsmessungen durchführen zu können, ist die Qualitätssicherung auf Seiten des Messgeräts selbst von hoher Bedeutung. Dementsprechend soll im nachfolgenden Abschnitt auf Kalibriermethoden, Wiederhol- und Vergleichbarkeit von TSD-Messungen eingegangen werden und herausgearbeitet werden, welche Erfahrungen hier bestehen und wo evtl. Probleme bestehen.

2.2.6.1 Kalibrierung des TSD

Kalibrierungen von Tragfähigkeitsmessgeräten sind enorm wichtig, da nur durch eine Kalibrierung und die damit verbundene Sicherstellung eines festgelegten Qualitätsniveaus der Messgeräte, konstante Messgerätebedingungen sichergestellt werden können und ein Vergleich verschiedener Messgeräte und -kampagnen möglich wird. Beim FWD gibt es beispielsweise solche Vergleichsmessungen, die in Großbritannien und den Niederlanden gar mit einem Zertifikat versehen werden, die eine Messung der jeweiligen Messgerätebetreiber auf Fernstraßen überhaupt erst erlauben (CROW, 2013; JANSEN & ČIČKOVIĆ, 2017; JANSEN, 2019a; NELL & LANGDALE, 2008).

Die Kalibriermethode des Herstellers Greenwood Engineering A/S aus Dänemark sieht vor, dass sämtliche Zusatzgewichte des TSD entfernt werden und eine Messung auf einer sehr steifen Befestigung durchgeführt wird. Der Gedanke ist, dass das TSD so keinerlei Verformungen hervorruft und damit alle gemessenen Verformungen bei dieser Konstellation Artefakte aus Fehlstellungen sind, die in das Kalibrierprotokoll eingepflegt werden können. Als Nachteil führen FERNE et al. (2009) an, dass spätere Messungen auf noch steiferen Konstruktionen einen negativen Slope-Wert bzw. negative Verformungen hervorrufen können und die Güte der Kalibrierung somit von der Steifigkeit der Kalibrierbefestigung abhängig ist (FERNE, LANGDALE, ROUND & FAIRCLOUGH, 2009a).

Bedingt durch die Beweglichkeit des Messbalkens bei neueren TSD-Generationen, kann der Messbalken so verschoben werden, dass er gänzlich im Bereich liegt, der kaum Verformungen erfährt – d.h. in die Mitte des Aufliegers. Da der gesamte Messbalken eine Länge von über 3,5 m aufweist, gibt es zwei solcher Kalibrierpositionen, in denen verschiedene Doppler-Laser im unverformten Bereich liegen. Der Gedanke dieser Kalibriermethode ist, dass aufgrund der Lage des Messbalkens (bzw. Teilen davon) im unverformten Bereich, keinerlei Verformung bzw. Verformungsgeschwindigkeit auftreten sollte, und daher sämtliche gemessenen Verformungsgeschwindigkeiten als Offset zu betrachten (WIX et al., 2016).

Der Hersteller (Greenwood A/S) hat hierzu Kalibrierungshandbücher verfasst, in denen die einzelnen Schritte der Kalibrierung und Anforderungen an die Kalibrierungsstrecke formuliert werden (Greenwood Engineering A/S, 2016, 2017):

- Homogene Befestigung (aus Sicht der Tragfähigkeit)
- Keine Verkehrsflächenbefestigung aus Beton
- Keine Brücke(n)
- Vergleichsweise steife Verkehrsflächenbefestigung
- Geringe Unebenheiten
- Stabile Temperaturen im Zeitraum der Kalibrierfahrten

Dabei sind mindestens zwei Fahrten durchzuführen: in der „mittleren“ und in der „vorderen“ Messbalkenposition, wobei die Kalibrierungsstrecke mindestens eine Länge von 1 km aufweisen muss. Die weiteren Berechnungsschritte werden anschließend von der TSD-Software durchgeführt, wobei hier die Relativwinkel zwischen Referenzlaser und den übrigen Doppler-Lasern berechnet werden.

FERNE et al. (2009) schlagen deswegen eine etwas andere Kalibriermethode vor. Dabei genügt eine kurze Strecke mit bekannter, vergleichsweise konstanter Tragfähigkeit, um über einen geometrischen Ansatz den notwendigen Kalibrierwinkel der einzelnen Doppler-Laser zu bestimmen. Verifiziert werden kann dies zudem mithilfe von Beschleunigungssensoren, die in die Befestigung eingebaut werden (FERNE et al., 2009a; JENKINS, 2009; PRATT et al., 2012).

2.2.6.2 Wiederholbarkeit von Messungen

Wiederholbarkeit (oder Wiederholpräzision) ist definiert als der Vergleich von Messwerten, die vom selben Bediener und mit demselben Messinstrument in kurzem Zeitabstand erfasst werden (DIETRICH & SCHULZE, 2014).

In einer Vielzahl von Veröffentlichungen wurde das Thema der Wiederholbarkeit behandelt. Dabei wurde sowohl die Kurzzeitwiederholbarkeit als auch die Langzeitwiederholbarkeit untersucht. Abschließend werden die Erkenntnisse in Tab. 6 tabellarisch mit den wichtigsten Aussagen aufgeführt.

Im Jahr 2002 wurde bereits anhand des Prototyps die Kurzzeitwiederholbarkeit untersucht. Auf einer ca. 3,5 km langen Strecke wurden zwei Messungen kurz hintereinander durchgeführt und die Verformungsgeschwindigkeiten verglichen. Hier kann ein deutlicher Offset erkannt werden, jedoch stimmen die qualitativen Verläufe überein. Begründet wird der Offset mit einem Unterschied in der Messgeschwindigkeit, der sich unmittelbar in der Verformungsgeschwindigkeit bemerkbar macht (RASMUSSEN, KRARUP & HILDEBRAND, 2002)

Untersuchungen in Frankreich aus dem Jahr 2003 zielten auf die Kurzzeitwiederholbarkeit ab. Auffälligkeiten in der Kurzzeitwiederholbarkeit zeigten sich vor allem, nachdem das TSD kalibriert wurde. Ansonsten wies der verwendete Prototyp des TSD eine gute Kurzzeitwiederholbarkeit auf (SIMONIN et al., 2005).

In den Jahren 2005 und 2006 wurden jeweils 3.300 km mittels TSD erfasst. Verglichen wurde der SCI_{300} über die einzelnen Messkampagnen. Korrekturen bzgl. Last- oder Temperatureinwirkungen wurden nicht durchgeführt. Dabei zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung des SCI_{300} über die Messkampagnen. Signifikante Abweichungen wurden nur dann festgestellt, wenn Instandsetzungsarbeiten (beispielsweise grundlegende Erneuerung) durchgeführt wurden. Erneuerungen der Deckschicht zeigten keinerlei Veränderungen im Verlauf des SCI_{300} (RASMUSSEN, AAGAARD, BALTZER & KRARUP, 2008).

Auf einer ca. 450 m langen Versuchsstrecke auf dem Gelände des TRL wurden innerhalb kürzester Zeit sechs Messfahrten durchgeführt. Die Standardabweichung der Messungen fiel gering aus, was auf eine gute Wiederholbarkeit der Messungen schließen lässt. Selbst bei sehr heterogenen Befestigungen, d.h. schnell wechselnden Aufbauarten und -dicken, wurden gute Kurzzeitwiederholbarkeiten erzielt. Probleme sahen die Autoren in der Langzeitwiederholbarkeit, da die Temperaturverhältnisse sowohl bei der Erfassung selbst als auch bei der Reaktion der Befestigung eine große Rolle spielen und damit sehr unterschiedliche Ergebnisse zu erwarten sind (FERNE et al., 2009a).

Untersuchungen zur Langzeitwiederholbarkeit bei variierenden Temperaturverhältnissen wurden in der Nähe von Sydney bei drei Messfahrten auf einer ca. 1,1 km langen Strecke durchgeführt. Auch hier zeigte sich eine gute Wiederholbarkeit der Messungen, jedoch mit einem Offset – Messungen bei hohen Temperaturen (in diesem Fall bei $T = 31\text{ °C}$) wiesen höhere Verformungen (D_0) auf als Messungen, die bei niedrigen Temperaturen ($T = 15\text{ °C}$) durchgeführt wurden. Die dritte Messung fand bei ca. 28 °C statt und ist dem Verformungsverlauf für $T = 31\text{ °C}$ deutlich näher (BALTZER et al., 2010).

In einem Vergleich verschiedener schnellfahrender Tragfähigkeitsmessgeräte untersuchten RADA et al. (2011) die Wiederholbarkeit auf verschiedenen Ebenen. Dabei stellten sie fest, dass das TSD auf Netzebene eine gute Wiederholbarkeit hat, jedoch auf Projektebene die Wiederholbarkeit der Messergebnisse nicht gegeben ist (RADA, NAZARIAN, DALEIDEN & YU, 2011).

FLINTSCH et al. (2012) untersuchten die Daten von FERNE et al. (2009) hinsichtlich des Einflusses der Aggregierungslänge (Mittelungslänge). Gewählt wurden folgende Längen:

- 10 m
- 100 m
- 160,9 m (= 0,1 mi).

Es wurde festgestellt, dass mit zunehmender Aggregierungslänge die Standardabweichung (als Kriterium der Wiederholbarkeit), abnimmt und damit die Wiederholbarkeit zunimmt (FLINTSCH, FERNE, DIFENDERFER, KATICHA, BRYCE & NELL, 2012). Eine große Aggregierungslänge geht aber einher mit dem Verlust an Detailschärfe bzgl. der Tragfähigkeit, d.h. viel Information geht bei großen Aggregierungslängen verloren – bei homogenen Befestigungen wäre das unproblematisch, jedoch trifft dies bei wechselnden Aufbauarten und -dicken nicht zu (KATICHA, FLINTSCH & FERNE, 2013).

Kurzzeitwiederholbarkeitsuntersuchungen in Australien zeigten kleinere Ungereimtheiten hinsichtlich der Stationierung der Messpunkte, d.h. es gab eine Horizontalverschiebung um bis zu 8 m der einzelnen Punkte. Ansonsten wies das TSD eine gute Kurzzeitwiederholbarkeit auf. Auffälligkeiten wurden durch äußere Einflüsse, wie z.B. Temperatur und Messgeschwindigkeit begründet. Die Langzeitwiederholbarkeit wurde auf verschiedenen Versuchsstrecken mit einem zeitlichen Abstand von sechs Monaten untersucht. Es kam zu größeren Abweichungen, verglichen mit den Ergebnissen aus der Kurzzeitwiederholbarkeit, was mit dem Einfluss der Umweltbedingungen auf die mechanischen Eigenschaften der Verkehrsflächenbefestigungen begründet wird (PRATT et al., 2012).

Die Langzeitwiederholbarkeit wurde auf einer vergleichsweise langen Versuchsstrecke ($l = 35\text{ mi}$) in Virginia geprüft. Es wurde der SCI_{300} verglichen, wobei dieser vorher temperaturkorrigiert wurde. Dabei zeigte sich eine gute Wiederholbarkeit zwischen den zwei Messkampagnen. Diese Ergebnisse wurden durch eine weitere Strecke in Pennsylvania gestützt (SHRESTHA et al., 2018).

Quelle	Kurz- oder Langzeitwiederholbarkeit?	Ergebnis	Begründung
KRARUP et al. (2002)	Kurzzeitwiederholbarkeit	Prinzipiell ja	Offset durch Messgeschwindigkeit
SIMONIN et al. (2005)	Kurzzeitwiederholbarkeit	ja	-
RASMUSSEN et al. (2008)	Langzeitwiederholbarkeit	Prinzipiell ja	Instandsetzungsarbeiten verfälschen Ergebnisse
FERNE et al. (2009)	Kurzzeitwiederholbarkeit	Ja	Mögliche Probleme bei Langzeitwiederholbarkeit wegen abweichender Wetterverhältnisse
BALTZER et al. (2010)	Langzeitwiederholbarkeit	Prinzipiell ja	Offset durch Temperatur
RADA et al. (2011)	Kurzzeitwiederholbarkeit	Nein	Durch Abschnittsmittelungen geht Detailschärfe auf Projektebene verloren
FLINTSCH et al. (2012)	Kurzzeitwiederholbarkeit	Ja	Problematisch bei zunehmenden Aggregierungslängen/Abschnittslängen
PRATT et al. (2012)	Kurz- und Langzeitwiederholbarkeit	Ja /nein	Kurzzeitwiederholbarkeit: prinzipiell ja, allerdings durch Einflüsse aus Messgeschwindigkeit und Temperatur ggf. gestört Langzeitwiederholbarkeit: schwieriger, da Umwelteinflüsse bei langfristiger Betrachtung mehr Einfluss nehmen
SHRESTHA et al. (2018)	Langzeitwiederholbarkeit	Ja	-

Tab. 6: Übersicht der Wiederholbarkeitsuntersuchungen

2.2.6.3 Vergleichbarkeit von Messungen

Vergleichbarkeit (oder Vergleichspräzision) ist definiert als der Vergleich von Messwerten, die von unterschiedlichen Bedienern und mit unterschiedlichen Messinstrumenten in kurzem Zeitabstand erfasst werden (DIETRICH & SCHULZE, 2014).

Eine Untersuchung der Vergleichbarkeit inkl. zugehörigen Daten ist bisher selten durchgeführt worden. In einzelnen Untersuchungen in Deutschland wurden verschiedene Geräte miteinander verglichen. Dabei wurde dieselbe Strecke kurz hintereinander von den jeweiligen TSD messtechnisch erfasst. Schwierig ist eine Bestimmung der Vergleichbarkeit trotzdem, da nicht immer davon auszugehen ist, dass die Rollspur der beiden TSD uneingeschränkt identisch ist. Jegliche Abweichung hinsichtlich der Rollspur kann zu abweichenden Ergebnissen führen.

2.2.6.4 Ursachenforschung zu ungültigen Werten

Bei der Messdurchführung kann es auch zu ungültigen Werten kommen. Diese werden, je nach Art der Ungültigkeit, gekennzeichnet, sodass diese auch einer weitergehenden Auswertung zur Verfügung stehen. Dabei sind folgende Kriterien für ungültige Werte denkbar:

- Zu geringe Messgeschwindigkeit (dadurch nahezu statische Beanspruchung)
- GOF zu gering (Unsicherheiten bei der Berechnung des approximierten Slope-Verlaufs und damit auch bei der Verformungsmuldenberechnung)
- Zwangspunkte in der Örtlichkeit, die die Messung beeinträchtigen
- Zu geringe Datenrate durch verschmutzte oder nasse Fahrbahnoberfläche
- Fehler im System

Fraglich ist, ob und in welchem Maße ungültige Einzelwerte auftreten und wie diese die Bewertung (vor allem im Netz) beeinflussen. Zweiteres ist sicherlich von der Anzahl an ungültigen Einzelwerten abhängig. Maßgebend wird diese Fragestellung auch dann, wenn Abschnitte gebildet werden sollen.

2.2.7 Bisherige Erfahrungen

Das TSD wurde bzw. wird bereits in einigen Ländern als Tragfähigkeitsmessverfahren angewandt. In diesem Kapitel soll kurz auf die Erfahrungen und Anwendungsfälle eingegangen werden.

2.2.7.1 Erfahrungen in Deutschland

Im Jahr 2014 wurde das TSD (zweiter Generation) erstmals in Deutschland auf einer öffentlichen Straße im Rahmen eines Pilotprojekts getestet. Gemessen wurde dabei auf der BAB 70, der B 26 und der St 2181 in Nordbayern. Ziel war es, die Ergebnisse des TSD mit anderen Tragfähigkeitsmessgeräten zu vergleichen (Curviametro, Lacroix und FWD). Aufgrund des Pilotcharakters wurde einzig der SCI_{300} und die Verformung D_0 als Zustandswert der Tragfähigkeit berechnet und angegeben. Quintessenz dieser Pilotanwendung des TSD war, dass das TSD bei Befestigungen mit hohen Steifigkeiten (vor allem bei Verkehrsflächenbefestigungen aus Beton) hohe Datenausfallraten aufweist. Zudem wurde der Wunsch nach mehr Erfahrungswerten formuliert, d.h. wie mit der Fülle an Daten und wie mit Temperatur- und Radlastschwankungen bei der Berechnung von Tragfähigkeitsgrößen umgegangen werden soll (WELLER et al., 2014).

Ähnliche Forderungen formulieren BECKEDAHL et al. (2016), wobei in deren Untersuchungen mehr Untersuchungsstrecken zur Verfügung standen. Es wurden im Rahmen dieses Berichts verschiedene Einflussparameter erörtert und messtechnisch untersucht (BECKEDAHL et al., 2016):

- Oberflächentemperatur hat großen Einfluss auf D_0
- Messgeschwindigkeit scheint Einfluss auf D_0 zu haben
- Es konnte keine Abhängigkeit von der Jahreszeit, d.h. vom Feuchtigkeitsgehalt in den ungebundenen Schichten, festgestellt werden

Da sich diese Untersuchung weitgehend auf die Erörterung einzelner Aspekte fokussierte, wurden Anwendungsfälle oder eine netzweite Erprobung nicht weiterverfolgt.

2.2.7.2 Erfahrungen in Dänemark

Bereits in den Jahren 2005, 2006 und 2007 wurden mithilfe des TSD-Prototyps ca. 1.600 km des dänischen Straßennetzes erfasst. Hierbei fungierte der SCI_{300} als Bewertungsparameter. Untersuchungsziel war es festzustellen, wie sich der SCI_{300} über die drei Messkampagnen hinweg verändert. Es stellte sich heraus, dass sich der SCI_{300} im Mittel jährlich um $5 \mu\text{m} - 10 \mu\text{m}$ erhöht. Weiterhin wurde der Einfluss der Umgebung diskutiert, wobei die Temperatur als maßgebender Einflussfaktor identifiziert wurde. Zudem wurde darauf hingewiesen, dass für eine netzweite Betrachtung der Tragfähigkeit das TSD gut geeignet sei, allerdings in einem nachgeordneten Schritt einzelne Abschnitte mit dem FWD erfasst werden können, um sich ein genaues Bild von der Tragfähigkeit zu machen. Es wird also differenziert zwischen Netzebene (TSD als primäres Erfassungsinstrument) und Projektebene (FWD als primäres Erfassungsinstrument). Als offene Fragestellung wurde die Frage nach einem Bewertungshintergrund formuliert, da zum Zeitpunkt des Berichts einzig eine Darstellung des SCI_{300} durchgeführt wurde und einzelne Fragestellungen beantwortet/angegangen wurden (BALTZER, 2009).

2.2.7.3 Erfahrungen in Frankreich

Die Erfassung der Tragfähigkeit in Frankreich im Jahr 2003 war auch ein Pilotversuch zur prinzipiellen Anwendbarkeit des TSD. Es wurden drei Messstrecken ausgesucht, die unterschiedlichen Straßenkategorien angehören und eine Länge von ca. 2 km aufwiesen. Diese Messung ist daher auch als Pilotmessung zu verstehen und es wurden nur die Slope-Werte gegenübergestellt. Befestigungen von höheren Straßenkategorien wiesen geringere Slope-Werte auf als Befestigungen der nachgeordneten Straßenkategorien. Gleichzeitig wurden einige Probleme bzgl. des Messsystems angesprochen:

- Anfälligkeit gegenüber Temperatur und Wind
- Lange Anlaufzeiten (Aufwärmphase der Doppler-Laser)
- Kalibrierung aufwendig und gleichzeitig enorm wichtig

Gleichzeitig wurde hervorgehoben, dass das TSD klare Unterschiede hinsichtlich der Tragfähigkeit detektieren kann und der Vergleich mit anderen Messgeräten zulässig ist (SIMONIN et al., 2005).

2.2.7.4 Erfahrungen in Australien

Im Jahr 2010 wurden in den australischen Bundesstaaten Queensland und New South Wales insgesamt 18.000 km des primären Straßennetzes messtechnisch mit dem TSD erfasst. Als Tragfähigkeitskennwert wurde dabei auf D_0 zurückgegriffen, da die dortigen PM-Systeme D_0 als Inputparameter verwenden. Deswegen wurden 5-m-Abschnitte definiert, für die D_0 nach der ursprünglichen Verformungsmuldenberechnungsmethode (s. Abschnitt 3.3.1) berechnet wurde. Hierbei wurden auch die Schwächen dieses Verfahrens thematisiert, da besonders steife Oberbaukonstruktionen unrealistische Werte lieferten. In diesen Fällen wurde einfach „steif“ als Wert für den betroffenen Abschnitt ausgegeben (falls gilt: $SCI_{300} < 50 \mu\text{m}$). Mithilfe der so erfassten Daten konnten die PM-Systeme mit Daten „gefüttert“ werden und Abschnitte definiert werden, die erhaltungsbedürftig sind. Als besonders vorteilhaft stach dabei die vergleichsweise kurze Erfassungsdauer von fünf Monaten heraus – trotz Unterbrechungen durch Regen (BALTZER et al., 2010).

ROBERTS et al. (2014) bauten ihre Untersuchungen auf den o.g. Untersuchungen von BALTZER et al. (2010) auf und untermauerten die Aussage, dass eine Erfassung der Tragfähigkeit mittels TSD prinzipiell eine Unterscheidung zwischen Bereichen guter und ungenügender Tragfähigkeit liefern kann. Dabei wurden verschiedene Einflussfaktoren (Temperatur, Messgeschwindigkeit, Ebenheit, etc.) diskutiert. Fokus der Untersuchung war die Erprobung eines anderen Verfahrens zur Ermittlung der Verformungsmulde, um hieraus die kennzeichnen Parameter D_0 und SCI_{300} zu berechnen. Da das Verfahren des Herstellers zu dem Zeitpunkt teilweise unzureichende und unbefriedigende Ergebnisse lieferte, wurde das AUTC-Verfahren (s. Abschnitt 3.3.3) entwickelt, welches auch die Verfahrensweise des Herstellers in Australien und Neuseeland ersetzt hat (ROBERTS et al., 2014).

WIX et al. (2016) berichten von Erfahrungen aus insgesamt 60.000 km an erfassten Tragfähigkeitsdaten mittels TSD. Hierbei geht es zum einen um den AUTC-Ansatz zur Berechnung der Verformungsmulden aus Verformungsgeschwindigkeiten, zum anderen aber auch um Qualitätssicherungsmaßnahmen und Fehlerquellen. Bzgl. der Qualitätssicherungsmaßnahmen wurden zweierlei Streckentypen definiert, um die Messergebnisse zu validieren (WIX et al., 2016):

- Benchmarkingstrecken: Strecken mit bekannten Tragfähigkeitsgrößen, die in regelmäßigen Abständen befahren werden, um die Güte der Kalibrierung zu prüfen. Solche Strecken dienen auch der Errichtung eines Erfahrungsschatzes bzgl. des Einflusses verschiedenster Einflussparameter auf die Tragfähigkeitsgrößen und -werte.
- Validierungsstrecken: Besitzen einen ähnlichen Charakter wie die Benchmarkingstrecken, allerdings mit dem Unterschied, dass hier die TSD-Messergebnisse mit FWD-Messergebnissen verglichen werden.

Bei der Erfassung von insgesamt 60.000 km mit einem Messgerät kann es zu vielerlei Problemen in der „Hardware“ kommen. WIX et al. (2016) berichten dabei von Folgenden (WIX et al., 2016):

- Kühlsystem: Probleme in der Luftzirkulation führten zu Temperaturunterschieden im Messbalken. Solche Temperaturunterschiede können zu einer (minimalen) Verformung des Messbalkens führen, die wiederum enormen Einfluss auf die Ausrichtung der Doppler-Laser hat. Die Einführung eines eingehausten, klimatisierten Messbalkens schuf hier Abhilfe.
- Hodometerrad: Durch unebene Befestigungsoberflächen wurde das Hodometerrad stark belastet, sodass die Aufhängung brach. Dies führte dazu, dass der Hersteller eine neue Aufhängungskonstruktion entwarf, die besser mit unebenen Straßen umgehen kann.
- DGPS: Interferenzen, ausgehend von den Doppler-Lasern, behinderten den GPS-Receiver, sodass der Empfang der Korrekturdaten unmöglich wurde. Dies wurde durch die Einhausung der Doppler-Laser-Elektronik gelöst.

HOQUE et al. (2016) berichten von der Anwendung von TSD-Daten im PM-System von New South Wales und wie die Daten sowohl auf Netz- als auch auf Projektebene Anwendung finden. Ausgehend von einer erfassten Streckenlänge von insgesamt 36.500 km im Straßennetz von New South Wales wird für jeden 10-m-Abschnitt eine Strukturzahl (Structural Number SN) berechnet, die in funktionellen Zusammenhang mit der Restnutzungsdauer gebracht wird. Dabei wird von einem Vier-Schichten-System ausgegangen. Dieser Wert wird mittels einer Wertesynthese mit anderen Befestigungskennwerten verknüpft (Risse, Ebenheit, Griffigkeit, Oberflächenlebensdauer, Breite), um eine Priorisierung von Erhaltungsmaßnahmen durchzuführen – dies ist der Anwendungsfall für die Netzebene. Für die Projektebene wird die Restnutzungsdauer herangezogen, wobei hier drei Risikokategorien gebildet werden:

- Hohes Risiko: Restnutzungsdauer < 5 Jahre
- Mittleres Risiko: Restnutzungsdauer zwischen 5 Jahren und 10 Jahren
- Niedriges Risiko: Restnutzungsdauer > 10 Jahre

Mithilfe dieses dreistufigen Risikobewertungsverfahrens werden auf Projektebene Bereiche ermittelt, die einer sofortigen Erhaltungsmaßnahme bedürfen. Dies gilt auch für Befestigungen mit Oberflächenbehandlung, bei denen zusätzlich Nomogramme herangezogen wurden, um die erforderliche Zusatzdicke (aufgebracht durch ungebundenes Material) ermitteln zu können (HOQUE, PRODHAN, TERRIS & ROUX, 2018).

2.2.7.5 Erfahrungen in den U.S.A.

Im Jahr 2015 wurden insgesamt 683 mi (= 1.100 km) im Straßennetz des US-amerikanischen Bundesstaats Idaho durch das TSD erfasst. Als kennzeichnender Tragfähigkeitsparameter wurde für jeden 10-m-Abschnitt die effektive Strukturzahl (Effective Structural Number SN_{eff}) berechnet. Aus diesem Wert wurde die Restnutzungsdauer (mithilfe des ESAL) berechnet. Zudem wurde, als kennzeichnender Parameter für die ungebundenen Schichten, der Widerstandsmodul (Resilient Modulus M_r) berechnet. Hieraus wurden anschließend homogene Abschnitte (je nach Parameter) gebildet. Die so berechneten Werte wurden in ein GIS eingepflegt. Aufgrund der zwei betrachteten Parameter und prinzipiellen Versagensmechanismen, kann ein differenzierteres Erhaltungsprogramm verfolgt werden – auch auf Projektebene (MASER, CARMICHAEL, SCHMALZER & SHAW, 2017; MASER, SCHMALZER, SHAW & CARMICHAEL, 2017).

Aufbauend auf TSD-Messungen auf einer Vielzahl von Straßen im Netz Louisianas (und Idahos) und den Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Strukturzahl SN aus FWD-Messungen, wurde für jeden 0,01-mi-Abschnitt (= 16-m-Abschnitt) die Strukturzahl SN ermittelt. Als Grundlage für diese Berechnungen dienten FWD-Vergleichsmessungen, da für das FWD diese Berechnungsmethode etabliert ist. So konnten Übertragungsfunktionen ermittelt werden, die eine netzweite Berechnung eines SN_{TSD} ermöglichen. Eine weitergehende Verwendung dieses Parameters erfolgte jedoch nicht (ELSEIFI & ZIHAN, 2018).

2.2.8 Zusammenfassung

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass im Laufe der Entwicklung des TSD viele Schritte erfolgten, die die Transparenz und Plausibilität der Messergebnisse erhöhten. Angefangen von der Ausstattung, bis hin zu Korrektur-, Normierungs-, Rückrechnungs- und Bewertungsverfahren. Hilfreich hierbei war sicherlich die gute Korrelation zu Ergebnissen anderer Tragfähigkeitsmessgeräte, die als Goldstandard fungierten,

wobei solche Vergleiche „mit Vorsicht zu genießen sind“, da die Beanspruchungssituationen z.T. deutlich unterschiedlich sind.

Positiv ist weiterhin, dass eine gute Wiederhol- und Vergleichbarkeit vorherrscht, d.h. die Messungen sind nicht als Zufallsprodukt zu werten, sondern entsprechen den strukturellen Gegebenheiten und sind daher statistische valide. Erfahrungen im Ausland hinsichtlich der netzweiten Anwendung stimmen zusätzlich optimistisch, da nun Tragfähigkeitsgrößen und -werte binnen überschaubarer Zeithorizonte netzweit erfasst werden können und einen wichtigen Impuls bei der Erhaltungsplanung liefern können.

Wichtig ist aber, dass das Messsystem auf vielen Ebenen noch einige Schwächen und unbekannte Variablen in sich birgt: Probleme in der Ausstattung (beispielsweise Temperierungssystem), Einfluss einzelner Umgebungs- und Messgerätsfaktoren auf das Messergebnis, Parameter zur Bewertung der Tragfähigkeit, weitergehende Implementierung und Anwendung der Erkenntnisse..

2.3 Verwendete Entwicklungsumgebungen

2.3.1 Einleitung

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 (z.B. Methode der kleinsten Quadrate) sowie eine graphische Ausgabemöglichkeit von Diagrammen (2D- und 3D-Plots) (GOMEZ, 1999).

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

Bei zunehmender Datenmenge, die zu prozessieren ist, gelangt Scilab an seine Grenzen. Selbst mit der Methode „stacksize“, die den für Scilab zur Verfügung stehenden Arbeitsspeicher vergrößern kann, führt die Datenmenge (beispielsweise bei der Verarbeitung von realen Messdaten) zum Programmabsturz. Aus diesem Grund wird für den Pseudocode die Entwicklungsumgebung MATLAB verwendet.

Ähnlich wie Scilab, ist MATLAB eine Entwicklungsumgebung für numerische Mathematik. MATLAB ist dabei unterteilt in ein Basismodul und eine Vielzahl an Erweiterungspaketen (Toolboxen) (ANGERMANN, BEUSCHEL, RAU & WOHLFARTH, 2016) . Für den vorliegenden Pseudocode wurde hauptsächlich auf Funktionen des Basismoduls zurückgegriffen. Einzig für die Methode der kleinsten Quadrate („lsqcurvefit“) muss die Toolbox „Optimization“ verwendet werden.

2.3.2 Übergabe eines Pseudocodes

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden auch einige Scilab-Codes zur Auswertung der Tragfähigkeitsmessdaten entwickelt. Diese werden dem Auftraggeber in Form eines Pseudocodes übergeben – d.h. es wird ein Quellcode überlassen, den ein geschulter Programmierer innerhalb angemessener Zeit zu einer Weiterentwicklung umarbeiten kann. Dies betrifft folgende Skript-Pakete:

- Auswertung der TSD-Rohdaten nach 19 Tragfähigkeitskennwerten (unterteilt je nach Art der Verformungsmuldenberechnung und Last- bzw. Temperaturnormierung)
- Korrelationen von verschiedenen Messkampagnen
- Lastkorrektur mithilfe eines linearen Verformungsmuldenkorrekturansatzes (analog zu FWD-Tragfähigkeitsmessungen mit $Q_{ref} = 50 \text{ kN}$)
- Berechnung der Asphaltkörpertemperatur T_K in einer Tiefe von 50 mm nach dem BELLS3-Verfahren
- Temperaturkorrektur von Verformungsmulden
 - Verfahren nach JANSEN (2009)
- Berechnung von Verformungsmulden nach dem AUTC-Verfahren

- Vergleich der Verformungswerte (AUTC vs. PEDERSEN (2013))
- 100-m-Abschnittsbildung auf Ebene der Tragfähigkeitsgrößen
- Analyse der Messbalkentemperaturen inkl. Berechnung von Temperaturdifferenzen (vorzeichenreu, falls im Nachgang weitere Berechnungen durchgeführt werden sollen)
- Darstellung der Ergebnisse als Plots
 - Verläufe der einzelnen Tragfähigkeitsgrößen (10-m-Einzel- und 100-m-Abschnittswerte)
 - Verläufe der Asphaltkörpertemperatur T_K
 - Verläufe der mittleren Radlast Q
 - Verläufe der Messbalkentemperaturdifferenzen
 - Vergleich der Verformungswerte (nach AUTC und PEDERSEN (2013))
 - Vergleich der einzelnen Messkampagnen (inkl. Korrelation)

Aufgrund der Tatsache, dass die Möglichkeit eröffnet werden soll, möglichst viele Korrekturkonstellationen zuzulassen, ergibt sich für die Berechnung von Verformungsmulden und den daraus resultierenden Tragfähigkeitsgrößen der in Bild 13 dargestellte Entscheidungsbaum in Abhängigkeit vom gewählten Verformungsmuldenberechnungs- und Normierungsverfahren (Last und/oder Temperatur):

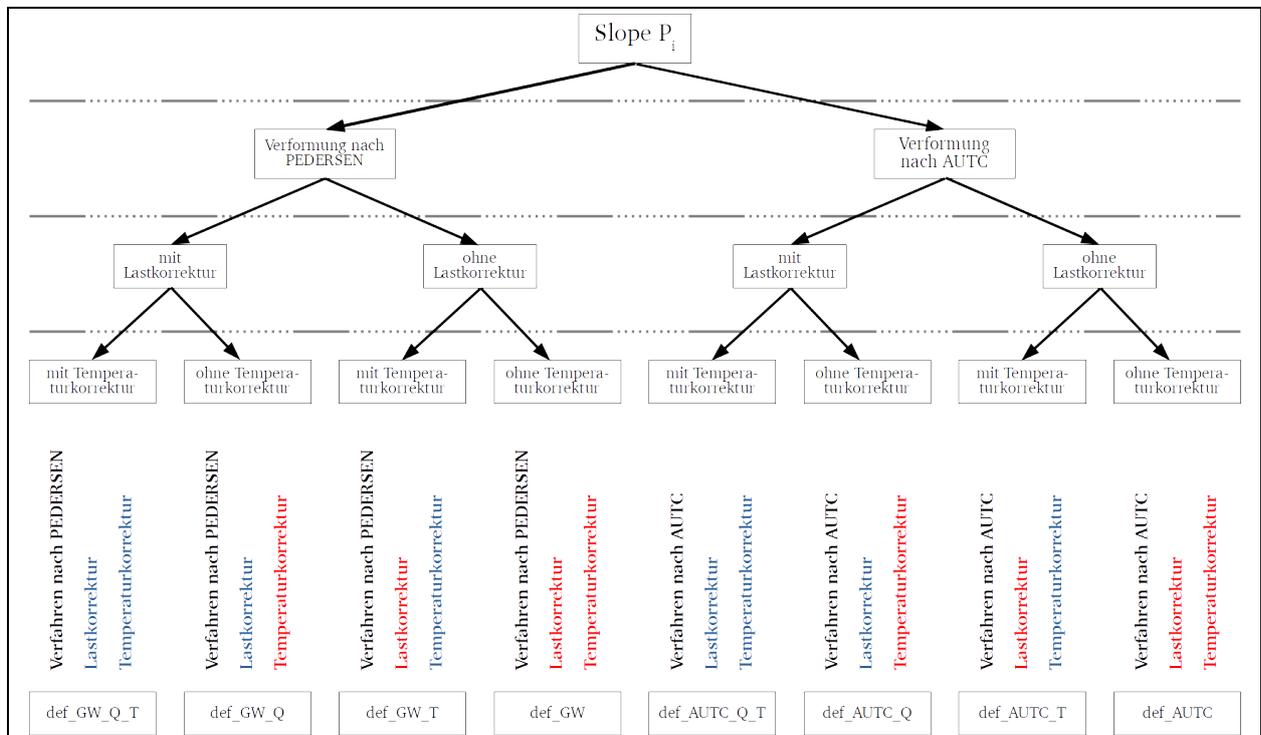


Bild 13: Schema zum Pseudocode und der Berücksichtigung der Verformungsmuldenberechnungs- und Normierungsverfahren (Last und Temperatur)

3 Auswertungs- und Bewertungsverfahren

3.1 Einleitung

Nachdem in den vorigen Abschnitten die gängigen Tragfähigkeitsmessverfahren, das TSD-Messverfahren, die zugehörigen Stärken, Schwächen, Chancen und Risiken sowie die bisherigen Erfahrungen geschildert wurden, soll im nachfolgenden Abschnitt auf den Umgang mit den erfassten Daten eingegangen werden. Hierzu soll zuerst das Thema der Normierung auf Bezugsbedingungen diskutiert werden. Anschließend werden Verfahren zur Berechnung der Verformungsmulde diskutiert sowie einzelne Tragfähigkeitskennwerte, die aus TSD-Messdaten abgeleitet/berechnet werden können, vorgestellt. Im selben Zug erfolgt eine Vorstellung möglicher bzw. sich bereits in Anwendung befindlicher Bewertungsschemata.

3.2 Normierung auf Bezugsrahmenbedingungen

Da sämtliche Tragfähigkeitsmesswerte und abgeleitete -kennwerte von der Versuchsdurchführung und den zum Zeitpunkt der Messung vorhandenen Rahmenbedingungen abhängig sind, ist eine Normierung auf Bezugsrahmenbedingungen unabdingbar. Im Zuge anderer Tragfähigkeitsmessverfahren werden Messwerte und/oder rückgerechnete Kennwerte auf Grundlage folgender Rahmenbedingungen normiert:

- Kraftstoß bzw. Last
- Temperatur (Befestigungskörpertemperatur)

Hierzu liegen üblicherweise Korrekturfunktionen vor, mit denen Roh- oder Kennwerte mithilfe der jeweils vorliegenden Last oder Temperatur auf ein Bezugsniveau normiert werden können. Hierbei ergibt sich bereits die allgemeine Frage, auf welchem Niveau der Messdatenverarbeitung eine solche Normierung stattfinden soll. So ist beispielsweise für die Normierung von FWD-Daten beides vorgesehen: Die Verformungsmulden (gleichzusetzen mit Rohdaten) werden auf einen Bezugskraftstoß normiert, während die Temperaturnormierung sowohl auf Ebene der Verformungsmulde als auch auf Ebene der rückgerechneten Tragfähigkeitsgrößen oder -werte erfolgen kann.

Prinzipiell sind die o.g. Rahmenbedingungen auch kennzeichnend für das TSD. Die Temperatur beeinflusst maßgeblich die Verformung, gleiches gilt für die aufgebrachte Last. Jedoch ergibt sich hier bereits eine Schwierigkeit, die bei den anderen Tragfähigkeitsmessverfahren nicht in dem Maße auftritt: die Dynamik des Versuchsaufbaus. Da das TSD mit einer Geschwindigkeit von bis zu 80 km/h fährt und die Verkehrsflächenbefestigung nicht ideal eben ist, kann nicht von einer gleichbleibenden Prüflast von 50 kN ausgegangen werden, sondern es muss von einer variierenden, dynamischen Prüflast ausgegangen werden.

Ein weiterer Parameter, der die Messwerte maßgeblich beeinflusst, ist die Horizontalgeschwindigkeit des Fahrzeugs, also die Fahrgeschwindigkeit. Da die Geschwindigkeiten der anderen Tragfähigkeitsmessverfahren entweder konstant und/oder vernachlässigbar gering sind, sind Einflüsse aus der Dynamik der Beanspruchung und daraus resultierende Trägheitseffekte ebenso zu vernachlässigen. Dies ist so allerdings nicht gültig für das TSD. Allein aufgrund des phasenverschobenen Verformungsmaximums, welches maßgeblich von der Horizontalgeschwindigkeit abhängig ist (abgesehen vom untersuchten Material), ist eine Normierung auf eine Bezugsgeschwindigkeit oder zumindest eine Berücksichtigung unterschiedlicher Geschwindigkeitsszenarien unabdingbar.

3.2.1 Normierung auf eine Bezugslast

Die dynamischen Radlasten werden mithilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS) erfasst, die auf beiden Seiten der Achse angebracht sind. Mithilfe der genauen Kenntnis der geometrischen und mechanischen Parameter der Achse (zusätzlich zu klimatischen Rahmenbedingungen) kann so die jeweilige Radlast errechnet werden. Derzeit besteht jedoch kein Ansatz zur Normierung auf eine Bezugslast (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a).

Bei Messungen in Australien wurde auch eine Varianz der dynamischen Achslasten festgestellt. Hierzu wird ein linearer Normierungsansatz vorgeschlagen, der auf der Ebene der Slope-Werte eingreift.

Interessant ist jedoch, dass für unterschiedliche Messgeschwindigkeiten ein anderer Verlauf der dynamischen Achslast festgestellt wurde – bei gleicher Strecke (PRATT et al., 2012).

BECKEDAHL et al. (2016) untersuchten anhand von 164.000 Datensätzen das Verhalten der Radlast. Dabei zeigte sich, dass diese zwischen 3,8 t und 6,3 t schwankt. Auf Grundlage dessen wurde, aufbauend auf der Lastnormierung beim FWD-Messverfahren, eine lineare Normierung auf die Referenzlast von $Q_{ref} = 50$ kN vorgenommen. Eine Normierung der Slope-Werte ist dabei nicht möglich, sondern es wurden die Verformungswerte normiert. Die Auswirkungen auf die D_0 -Werte sind dabei sehr gering (BECKEDAHL et al., 2016).

Bei Vergleichsmessungen in der Slowakei wurden die gemessenen Verformungsmulden linear auf eine Bezugslast normiert – in diesem Fall auf 60 kN, da eines der verwendeten TSD eine Achslast von 12 t aufwies (BŘEZINA et al., 2017). Dieses Verfahren entspricht also dem Lastnormierungsverfahren des FWD, bei welchem die gemessene Verformungsmulde linear auf eine Bezugslast von $Q_{ref} = 50$ kN normiert wird.

3.2.2 Normierung auf eine Bezugstemperatur

Normierungsverfahren bei anderen Tragfähigkeitsmessverfahren sind in hoher Menge vorhanden. Trotzdem ist eine Adaption selbiger ohne weiteres nicht möglich, da sich diese meist auf die Verformungsmulde beziehen oder gar auf einen daraus abgeleiteten Kennwert. Mathematisch ist eine Normierung freilich möglich, jedoch stellt sich hier die Frage, inwiefern es physikalisch Sinn ergibt, ein Normierungsverfahren eines anderen Versuchs zu verwenden, der in seiner Weise der Befestigungsbeanspruchung gänzlich anders zu werten ist. Da es jedoch kaum Normierungsverfahren gibt, die einzig und allein auf Grundlage von TSD-Tragfähigkeitsmessungen formuliert wurden, wird auch auf solche Temperaturnormierungsverfahren eingegangen, die ihren Ursprung in anderen Tragfähigkeitsmessverfahren haben.

Aufgrund der materialspezifischen Eigenschaften von Asphalt ist die Verformung von Verkehrsflächenbefestigungen in der Asphaltbauweise temperaturabhängig. Ein allgemeingültiger Ansatz zur Normierung der gemessenen Verformungen auf die Bezugstemperatur von i.A. 20 °C existiert bisher noch nicht (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a). Im Folgenden werden mögliche Temperaturkorrekturverfahren vorgestellt und ihre Auswirkungen anhand von beispielhaften Auswertungen näher diskutiert. Dabei sollen zunächst auch Korrekturfunktionen diskutiert werden, die auf Grundlage von FWD-Tragfähigkeitsmessungen bestimmt wurden. Ob und inwiefern diese auch für TSD-Tragfähigkeitsmessungen anwendbar sind, soll mittels Parameterstudien nachvollzogen werden.

Anhand mehrerer Messungen bei unterschiedlichen Temperaturen konnte in Australien nachgewiesen werden, dass die (Umgebungs-)Temperatur einen Einfluss auf die Messwerte hat. So steigt der Slope₂₀₀-Wert mit zunehmender Temperatur (tendenziell) (PRATT et al., 2012).

I.d.R. werden dabei entweder die Oberflächentemperatur oder die Asphaltkörpertemperatur als Ausgangswerte für die Temperaturnormierung verwendet. Der Nachteil der Oberflächentemperatur ist ihre hohe Anfälligkeit gegenüber wetterbedingten Einflüssen, d.h. direkte Sonneneinstrahlung oder Wind verfälschen die Aussage der so erfassten Temperatur. Auf der anderen Seite ist die Erfassung der Asphaltkörpertemperatur ohne weiteres nicht möglich. Während beim FWD die prinzipielle Möglichkeit besteht, durch Bohrungen die Asphaltkörpertemperatur punktuell aufzunehmen, ist dies beim TSD aus operativen Gründen unmöglich. Aus diesem Grund werden hierfür Näherungsgleichungen verwendet, um auf die Asphaltkörpertemperatur zu schließen. International verbreitet ist die BELLS3-Gleichung, die als Information die durchschnittliche Lufttemperatur des Vortages benötigt und mithilfe einer Sinus-Funktion die Temperaturtagesganglinie nachbildet. Mithilfe der Temperaturinformationen aus einer stationären Wetterstation kann die durchschnittliche Vortageslufttemperatur ermittelt werden. So ergibt sich die Asphaltkörpertemperatur in einer Tiefe d folgendermaßen:

$$T(d) = 0,935 \cdot T_o + [\log_{10}(d) - 1,25] \\ \cdot [(-0,448) \cdot T_o + 0,621 \cdot T_{t-1} + 1,83 \\ \cdot \sin(hr_{18} - 15,5)] + 0,037 \cdot T_o \\ \cdot \sin(hr_{18} - 13,5)$$

Gleichung 1: BELLS3-Gleichung
(LUKANEN, STUBSTAD & BRIGGS, 2000)

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

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. Diese erfassten Daten der Temperaturmessstation (TMS) in Heek sollen im nachfolgenden Teil dazu genutzt werden, um die drei o.g. Verfahren auf ihre Genauigkeit hin zu prüfen. Hierzu liegen insgesamt 9.393 Temperaturgradienten vor. Gleichzeitig wurden von ČIČKOVIĆ (2019) diese Gradienten mit Modellierungsverfahren verglichen. Dieser Vergleich ist in Bild 14 dargestellt. Die modellierte Körpertemperatur in einer Tiefe von $d = 50$ mm ist der tatsächlichen Körpertemperatur sehr ähnlich, jedoch liegt tendenziell eine leichte Unterschätzung der tatsächlichen Temperatur vor.

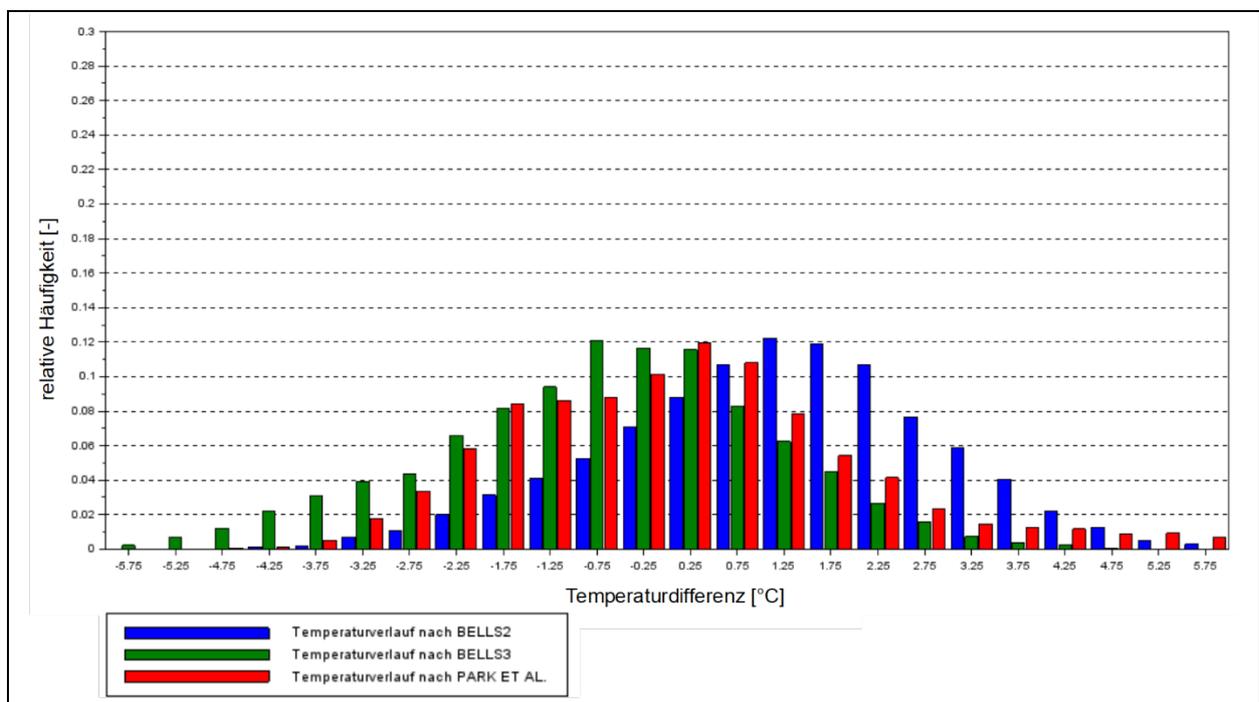


Bild 14: Vergleich der tatsächlichen Temperatur mit modellierten Temperaturen in einer Tiefe von $d = 50$ mm (ČIČKOVIĆ, 2019)

Die nachfolgenden Unterabschnitte sollen einen Überblick über die gängigen Temperaturnormierungsverfahren geben. Dabei werden zum einen Normierungsverfahren aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen erläutert, zudem aber auch ein Normierungsverfahren, welches explizit auf Grundlage von TSD-Tragfähigkeitsmessungen erarbeitet worden ist.

3.2.2.1 Temperaturnormierungsverfahren nach SCHULTE (1984)

Das Temperaturkorrekturverfahren nach SCHULTE (1984) wurde für die temperaturseitige Normierung von Einsenkungsmessungen mit dem Benkelman-Balken entwickelt. Dabei wurden an 17 Straßenabschnitten Temperatur- und Benkelman-Balken-Messungen durchgeführt. Als Einflussparameter für die Einsenkungsmessung wurden Temperatur und Dicke der Asphaltbefestigung definiert und deren Einfluss experimentell ermittelt (SCHULTE, 1984, 1985). Unter Annahme eines polynomialen Regressionsansatzes für den Umrechnungsfaktor K_i ergaben sich folgende Gleichungen zur Temperaturkorrektur:

$$d_{i,20} = K_i \cdot d_i$$

Gleichung 2:
Temperaturnormierungsansatz nach
SCHULTE (1984)

mit:	$d_i =$	auf die Referenzlast linear bezogene Verformung für Geophon i	[μm]
	$d_{20,i} =$	auf die Referenztemperatur bezogene Verformung für Geophon i	[μm]
	$K_i =$	Umrechnungsfaktor	[-]

$$K_i = \frac{t_m}{t_m + b \cdot t_m + c \cdot t_m^2}$$

**Gleichung 3: Ansatz für den
Umrechnungsfaktor K_i**

mit:	$K_i =$	Umrechnungsfaktor [-]	[-]
	$t_m =$	maßgebende Asphaltkörpertemperatur (i.d.R. in einer Tiefe von 5 cm)	[$^{\circ}\text{C}$]
	$b =$	Regressionsparameter (in Abhängigkeit von der Dicke des gebundenen Oberbaus)	[-]
	$c =$	Regressionsparameter (in Abhängigkeit von der Dicke des gebundenen Oberbaus)	[$1/^{\circ}\text{C}$]

$$t_m = \frac{t_0 \cdot m + t_{10} \cdot (h - m)}{h}$$

**Gleichung 4: Ansatz für die maßgebende
Asphaltkörpertemperatur t_m**

mit:	$t_m =$	maßgebende Asphaltkörpertemperatur (i.d.R. in einer Tiefe von 5 cm)	[$^{\circ}\text{C}$]
	$t_0 =$	Asphaltoberflächentemperatur	[$^{\circ}\text{C}$]
	$m =$	maßgebende Tiefe (i.d.R. 5 cm)	[cm]
	$h =$	Dicke des gebundenen Oberbaus	[cm]

Beim Temperaturkorrekturverfahren nach SCHULTE (1984) ist positiv anzumerken, dass der Ansatz versucht den Einfluss der Dicke der betrachteten Verkehrsflächenbefestigung zu berücksichtigen. Begründet wird diese Unterscheidung durch thermodynamische Eigenschaften (vor allem des Asphalts) und den sich daraus ergebenden Implikationen hinsichtlich des Wärmetransports innerhalb der betrachteten Befestigung.

Die Adaption an das TSD ist allerdings kritisch zu sehen. Zum einen ist es fraglich, ob die gesamte Verformungsmulde denselben Umrechnungsfaktor aufweist, zum anderen ist der Versuchsablauf und die

Art der Belastung des Benkelman-Balkens eine vollkommen andere als beim TSD. Aufgrund der dynamischen Beanspruchung, gegenüber der quasi-statischen Beanspruchung beim Benkelman-Balken, sind die Ansätze ggf. falsch und müssten angepasst werden.

3.2.2.2 Temperaturnormierungsverfahren nach LUKANEN et al. (2000)

Anhand einer großen Fülle an Messdaten wurden von LUKANEN et al. (2000) unterschiedliche empirische Regressionsfunktionen bestimmt, die das Temperaturverhalten einzelner Rückrechnungsparameter von FWD-Tragfähigkeitsmessungen abbilden (LUKANEN et al., 2000). So wurden folgende Parameterklassen abgedeckt:

- Verformungsmulde: jede Geophonposition einzeln
- Geometrische Parameter (beispielsweise SCI_{300})
- Elastizitätsmoduln

Beispielhaft ist nachfolgend die Temperaturkorrekturgleichung für den SCI_{300} („delta12“ genannt) aufgeführt. Die Gleichungen für alle anderen Parameter folgen demselben Schema, beinhalten jedoch andere Faktoren, da diese über eine Regression bei fixiertem Funktionstyp und fixen Einflussparametern ermittelt wurden.

$$\log_{10}(SCI_{300,ref}) = 3,45 - 1,49 \cdot \log_{10}(h_{AC}) + 0,489 \cdot \log_{10}(\Theta) + 0,448 \cdot \log_{10}(d_{900}) - 0,0275 \cdot T + 0,012 \cdot T \cdot \log_{10}(h_{AC}) \cdot \log_{10}(\Theta)$$

Gleichung 5:
Temperaturnormierungsverfahren nach LUKANEN et al. (2000)

mit:	$SCI_{300,ref}$ =	normierter Wert des SCI_{300}	[μm]
	h_{AC} =	Dicke der Asphaltbefestigung	[mm]
	Θ =	Breitengrad	[°]
	d_{900} =	Verformung in 900 mm Entfernung zum Lastmittelpunkt	[μm]
	T =	Asphaltkörpertemperatur in einer Tiefe von d = 5 cm	[°C]

Eine direkte Umsetzung für in Deutschland erfasste Tragfähigkeitsgrößen und -werte nicht ohne weiteres möglich, da die Regressionsgleichungen den Breitengrad beinhalten und diese für die U.S.A. parametrisiert wurden – mit den dort vorkommenden Breitengraden. Gleiches gilt für die in den U.S.A. üblichen Dicken der Asphaltbefestigung.

In einer Parameterstudie wurden unterschiedliche Ausprägungen der Eingangswerte auf deren Einfluss auf den resultierenden $SCI_{300,ref}$ untersucht. Die Rahmenbedingungen können untenstehender Auflistung entnommen werden. Die daraus resultierenden Werte für $SCI_{300,ref}$ sind ebenfalls nachstehend in Bild 15 dargestellt:

- Breitengrad Θ wurde fixiert auf 50°
- Dicke der Asphaltbefestigung h_{AC} wurde diskret variiert: 15 cm, 20 cm, 25 cm, 30 cm
- Verformung d_{900} wurde variiert in einem Intervall von 10 μm bis 110 μm
- Asphaltkörpertemperatur T wurde variiert in einem Intervall von 5 °C bis 40 °C

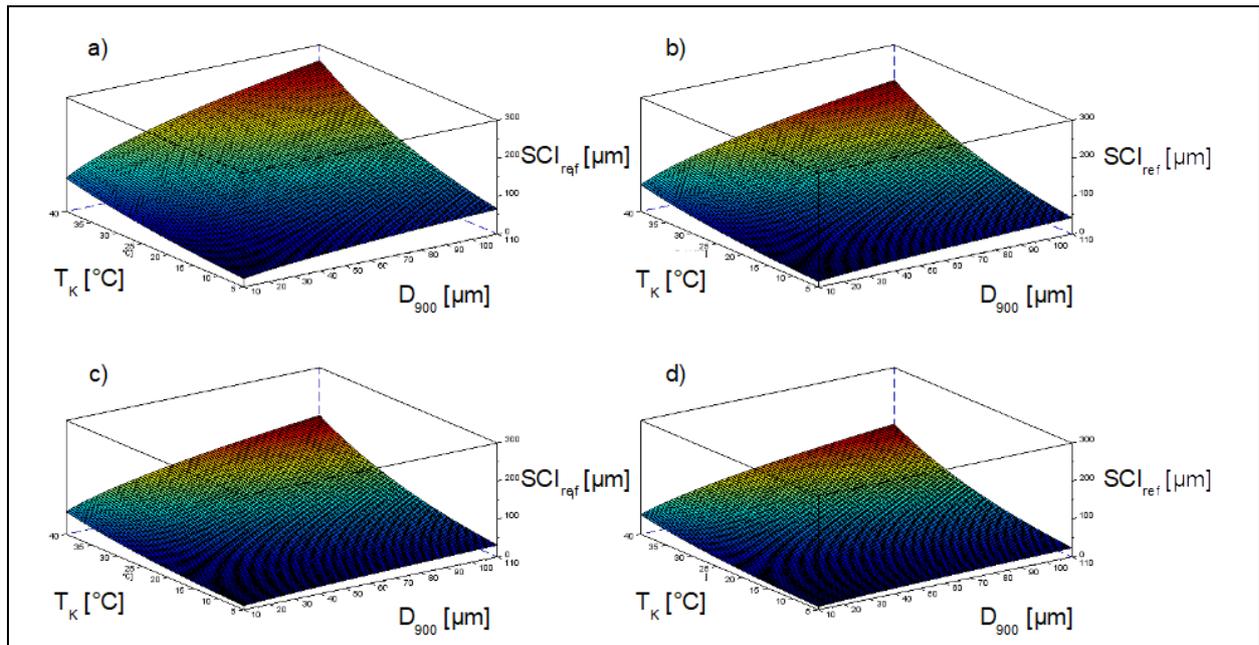


Bild 15: Parameterstudie zum Temperaturnormierungsverfahren nach LUKANEN et al. (2000) a) Verlauf des $SCI_{300,ref}$ für $h_{AC} = 15$ cm; b) Verlauf des $SCI_{300,ref}$ für $h_{AC} = 20$ cm; c) Verlauf des $SCI_{300,ref}$ für $h_{AC} = 25$ cm; d) Verlauf des $SCI_{300,ref}$ für $h_{AC} = 30$ cm

Es wird deutlich, dass die Dicke der Asphaltbefestigung den Wert für $SCI_{300,ref}$ moderiert. Mit zunehmender Dicke wird auch der Temperatureinfluss geringer. Gleiches gilt für den Einfluss von d_{900} .

3.2.2.3 Temperaturnormierungsverfahren nach JANSEN (2009)

Aufgrund der Tatsache, dass vorhandene Temperaturkorrekturfunktionen für FWD-Tragfähigkeitsmessungen auf national/regional vorhandenen Rahmenbedingungen beruhen, entwickelte JANSEN (2009) ein empirisches Temperaturkorrekturgleichungskollektiv, welches linearer Natur ist. Dabei wurde über einen längeren Zeitraum hinweg Asphaltbefestigungen mit Temperatursensoren instrumentiert, um den Temperaturgradienten innerhalb der Asphaltbefestigung zu erfassen. Zudem wurden auch FWD-Tragfähigkeitsmessungen in regelmäßigen Abständen durchgeführt. Zudem wurde unterschieden zwischen Asphaltkörpertemperaturen T_K ober- und unterhalb von 20 °C und nach dem Betrag der jeweiligen Verformung. Dabei wurde festgestellt, dass ab der Geophonposition d_{900} , der Temperatureinfluss keine Rolle mehr spielt (JANSEN, 2009, 2010).

$$D_{20,1} = D_{T,1} \cdot (1,3052 - 0,0152 \cdot T), \text{ für } D_{T,1} > 140 \mu\text{m}$$

$$D_{20,2} = D_{T,2} \cdot (1,2784 - 0,0139 \cdot T), \text{ für } D_{T,2} > 130 \mu\text{m}$$

$$D_{20,3} = D_{T,3} \cdot (1,2317 - 0,0115 \cdot T), \text{ für } D_{T,3} > 120 \mu\text{m}$$

$$D_{20,4} = D_{T,4} \cdot (1,1779 - 0,0089 \cdot T), \text{ für } D_{T,4} > 110 \mu\text{m}$$

$$D_{20,5} = D_{T,5} \cdot (1,1158 - 0,0058 \cdot T), \text{ für } D_{T,5} > 100 \mu\text{m}$$

mit: $D_{20,i}$ = auf die Referenztemperatur von $T_{ref} = 20$ °C [μm]
normierter Wert der Verformung an der Stelle i

$D_{T,i}$ = ursprünglicher Wert der Verformung an der Stelle i [μm]

T = Asphaltkörpertemperatur in einer Tiefe von $d = 5$ cm [°C]

Gleichung 6:
Temperaturnormierungsverfahren nach
JANSEN (2010) für $T_K < 20$ °C und große
Verformungen

$$D_{20,1} = D_{T,1} \cdot (1,5183 - 0,0259 \cdot T), \text{ für } D_{T,1} \leq 140 \mu\text{m}$$

$$D_{20,2} = D_{T,2} \cdot (1,4308 - 0,0215 \cdot T), \text{ für } D_{T,2} \leq 130 \mu\text{m}$$

$$D_{20,3} = D_{T,3} \cdot (1,3102 - 0,0155 \cdot T), \text{ für } D_{T,3} \leq 120 \mu\text{m}$$

$$D_{20,4} = D_{T,4} \cdot (1,3131 - 0,0156 \cdot T), \text{ für } D_{T,4} \leq 110 \mu\text{m}$$

$$D_{20,5} = D_{T,5} \cdot (1,2392 - 0,0122 \cdot T), \text{ für } D_{T,5} \leq 100 \mu\text{m}$$

Gleichung 7:
Temperaturnormierungsverfahren nach
JANSEN (2010) für $T_K < 20 \text{ °C}$ und geringe
Verformungen

mit: $D_{20,i}$ = auf die Referenztemperatur von $T_{\text{ref}} = 20 \text{ °C}$ [μm]
normierter Wert der Verformung an der Stelle i

$D_{T,i}$ = ursprünglicher Wert der Verformung an der Stelle i [μm]

T = Asphaltkörpertemperatur in einer Tiefe von $d = 5 \text{ cm}$ [°C]

$$D_{20,1} = D_{T,1} \cdot (1,3005 - 0,0153 \cdot T)$$

$$D_{20,2} = D_{T,2} \cdot (1,2713 - 0,0137 \cdot T)$$

$$D_{20,3} = D_{T,3} \cdot (1,2709 - 0,0133 \cdot T)$$

$$D_{20,4} = D_{T,4} \cdot (1,2303 - 0,0110 \cdot T)$$

$$D_{20,5} = D_{T,5} \cdot (1,1600 - 0,0077 \cdot T)$$

Gleichung 8:
Temperaturnormierungsverfahren nach
JANSEN (2010) für $T_K > 20 \text{ °C}$

mit: $D_{20,i}$ = auf die Referenztemperatur von $T_{\text{ref}} = 20 \text{ °C}$ [μm]
normierter Wert der Verformung an der Stelle i

$D_{T,i}$ = ursprünglicher Wert der Verformung an der Stelle i [μm]

T = Asphaltkörpertemperatur in einer Tiefe von $d = 5 \text{ cm}$ [°C]

Da dieses Temperaturkorrekturverfahren in Deutschland entwickelt wurde, werden hiesige Bauweisen und Klimaverhältnisse berücksichtigt. Kritisch ist jedoch anzumerken, dass dieses Verfahren für Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD erarbeitet wurde und daher die Beanspruchungssituation (inkl. Verformungsbild) des FWD-Verfahrens widerspiegelt. Ob dieses Verfahren in diesem Maße auch für das TSD übernommen werden kann, wird später anhand von realen Beispielen ausführlich diskutiert und bewertet.

3.2.2.4 Temperaturnormierungsverfahren nach GRACZYK (2010)

Das Verfahren nach GRACZYK (2010) ist zwar angelehnt an FWD-Messungen, jedoch wird es auch für TSD-Messungen in Polen angewandt. Dabei wird die gesamte Verformungsmulde mittels eines monatsabhängigen Faktors auf ein Bezugsniveau normiert (GRACZYK, 2010):

$$D_{\text{kor}} = D \cdot T_{\text{faktor}}$$

Gleichung 9:
Temperaturnormierungsverfahren nach
GRACZYK (2010)

mit: D_{kor} = normierter Wert der Verformung [μm]

D = ursprünglicher Wert der Verformung [μm]

T_{faktor} = Korrekturfaktor [-]

Der Berechnung des Korrekturfaktors T_{faktor} liegt auch eine Gleichung zugrunde. Diese ist linear und abhängig von der Fahrbahnoberflächentemperatur und dem Monat der Erfassung (s. Bild 16):

$$T_{faktor} = f_s \cdot [1 + 0,02 \cdot (20 - T_{FB})] \quad \text{Gleichung 10: Korrekturfaktor } T_f$$

mit:	T_{faktor} =	Korrekturfaktor	[-]
	T_{FB} =	Fahrbahnoberflächentemperatur	[°C]
	f_s =	Saisonalitätskoeffizient	[-]

Monat	Saisonalitätskoeffizient
März	1,00
April	1,04
Mai	1,08
Juni	1,12
Juli	1,15
August	1,17
September	1,20
Oktober	1,22
November	1,25
Dezember	1,28

Tab. 7: Saisonalitätskoeffizienten für die Temperaturkorrekturfunktion

Mithilfe einer Parameterstudie wurde zudem untersucht, inwiefern unrealistische Korrekturwerte bei ungünstiger Kombination aus Monat und Temperatur auftreten können. Dabei wurde für jeden Monat der Korrekturfaktor im Bereich von 5 °C und 40 °C berechnet. Das Ergebnis dieser Studie ist Bild 17 zu entnehmen. Es fällt auf, dass der „Wendepunkt“ (also die Stelle, an welcher der Korrekturfaktor $T_f = 1$ ist) immer größer wird.

Dies ist auf den ersten Blick kritisch anzumerken, da durchaus Temperaturkonstellationen möglich sind, die so eine unrealistische Korrektur nach sich ziehen würden. Beispielsweise führt eine Fahrbahnoberflächentemperatur von 26 °C im September dazu, dass die Verformungswerte bzw. die SCI-Werte nach oben korrigiert werden müssten, obwohl bei einer Normierung auf 20 °C von einer Korrektur nach unten auszugehen ist. Jedoch ist zu beachten, dass die Normbedingung nach der Definition der verwendeten Korrekturgleichung der Monat März ist (bei $T = 20$ °C). Aufgrund der dort vermuteten Tauperiode ist die Tragfähigkeit derart herabgesetzt, dass andere Bedingungen im Vergleich deutlich günstiger für die Tragfähigkeit der Befestigung sind. Deswegen wird bei der o.g. Konstellation aus Monat und Temperatur die Verformung in der Normierung vergrößert.

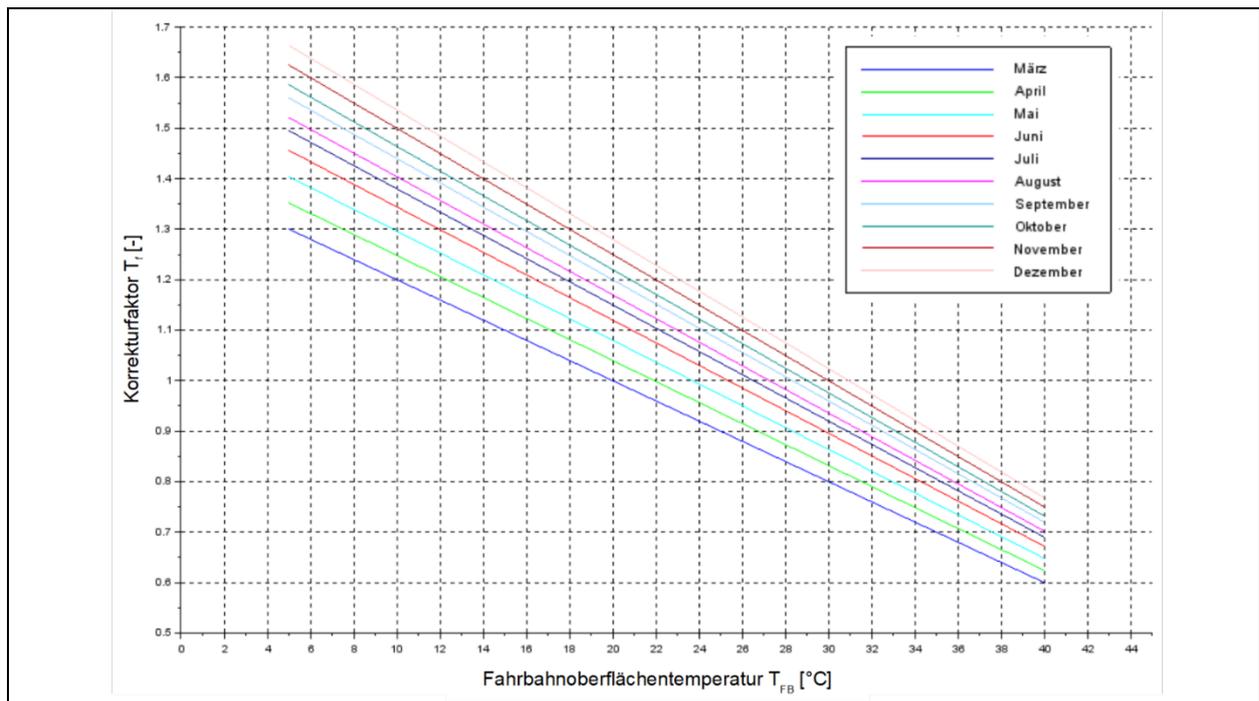


Bild 16: Parameterstudie zum Saisonalitätskoeffizienten und der Fahrbahnoberflächentemperatur

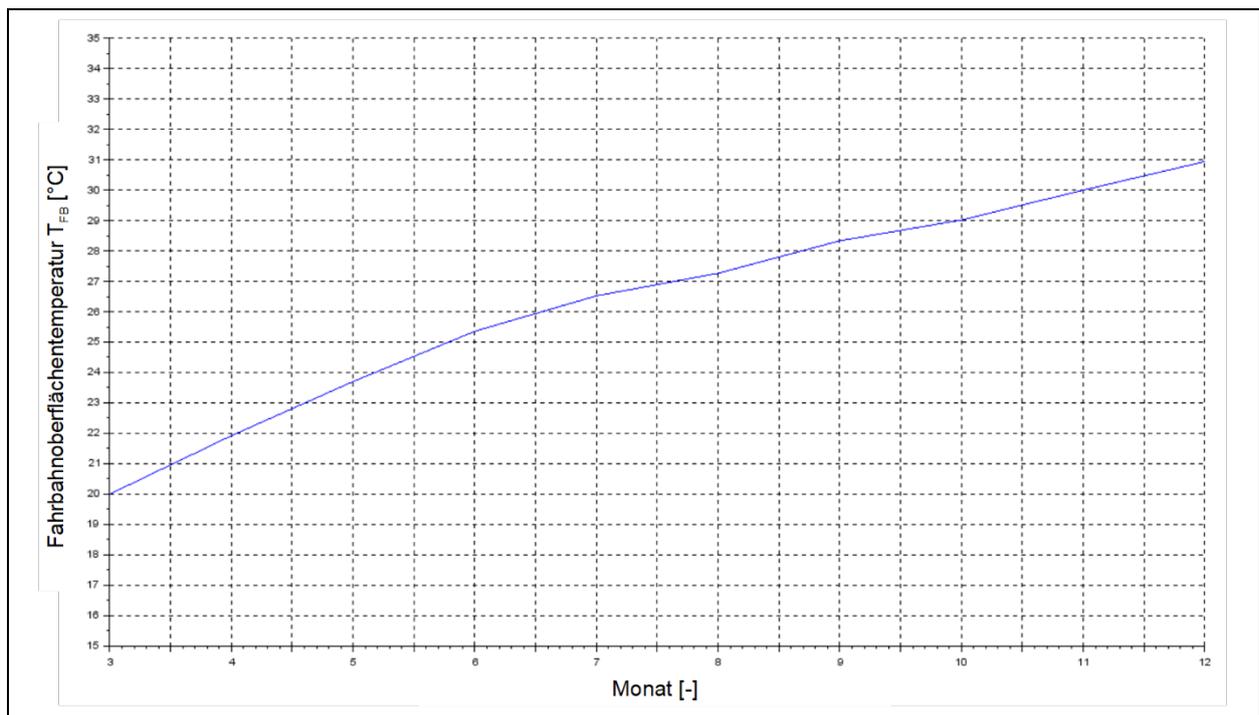


Bild 17: Parameterstudie zum „Wendepunkt“ der Temperaturnormierung nach GRACZYK (2010)

Der TSD-Betreiber IBDiM aus Polen wendet dieses Normierungsverfahren standardmäßig an. Aus Erfahrung wird hier die Fahrbahnoberflächentemperatur als Eingangswert verwendet und nicht die nach beispielsweise dem BELLS-Verfahren prognostizierte Asphaltkörpertemperatur, da nach Aussage des TSD-Betreibers IBDiM die Fahrbahnoberflächentemperatur stabiler und kontrollierbarer sei.

3.2.2.5 Temperaturnormierungsverfahren nach NASIMIFAR et al. (2018)

Anhand von FE-Simulationen, unter Rücksichtnahme auf das viskoelastische Materialverhalten von Asphalt, wurde ein Korrekturverfahren entwickelt, welches als Eingangsgröße die Dicke des gesamten Asphaltpakets benötigt (neben der Temperaturinformation). Dabei wird ein Korrekturfaktor λ errechnet, der den SCI auf die Bezugstemperatur T_{ref} normiert. Die Eigenschaften der ungebundenen Schichten werden nicht berücksichtigt, da diese nur einen geringen Einfluss auf den SCI aufweisen. Das theoretische Modell wurde auf Versuchsstrecken in den U.S.A., aber auch in Australien und Europa validiert (NASIMIFAR, CHAUDHARI, THYAGARAJAN & SIVANESWARAN, 2018). Wichtig zu erwähnen ist, dass NASIMIFAR et al. (2018) zwar von einem SCI_{TSD} sprechen, jedoch hiermit einzig und allein den SCI_{300} meinen. Eine Applikation dieses Normierungsverfahrens auf andere SCI ist damit ohne weiteres nicht möglich.

$$\lambda = \frac{SCI_{ref}}{SCI_T} = \frac{10^{-0,0521 \cdot T_{ref} + 0,0322 \cdot T_{ref} \cdot \log(h_{AC})}}{10^{-0,0521 \cdot T + 0,0322 \cdot T \cdot \log(h_{AC})}}$$

Gleichung 11:
Temperaturnormierungsverfahren nach
NASIMIFAR et al. (2018)

mit:	$\lambda =$	Temperaturkorrekturfaktor	[-]
	$SCI_{ref} =$	auf die Bezugstemperatur T_{ref} normierter Wert des SCI	[μm]
	$SCI_T =$	ursprünglicher Wert des SCI	[μm]
	$T_{ref} =$	Bezugstemperatur (i.d.R. 20 °C)	[°C]
	$h_{AC} =$	Dicke des Asphaltpakets	[mm]
	$T =$	Temperatur in der Asphaltsschicht (Annahme: in t = 50 mm)	[°C]

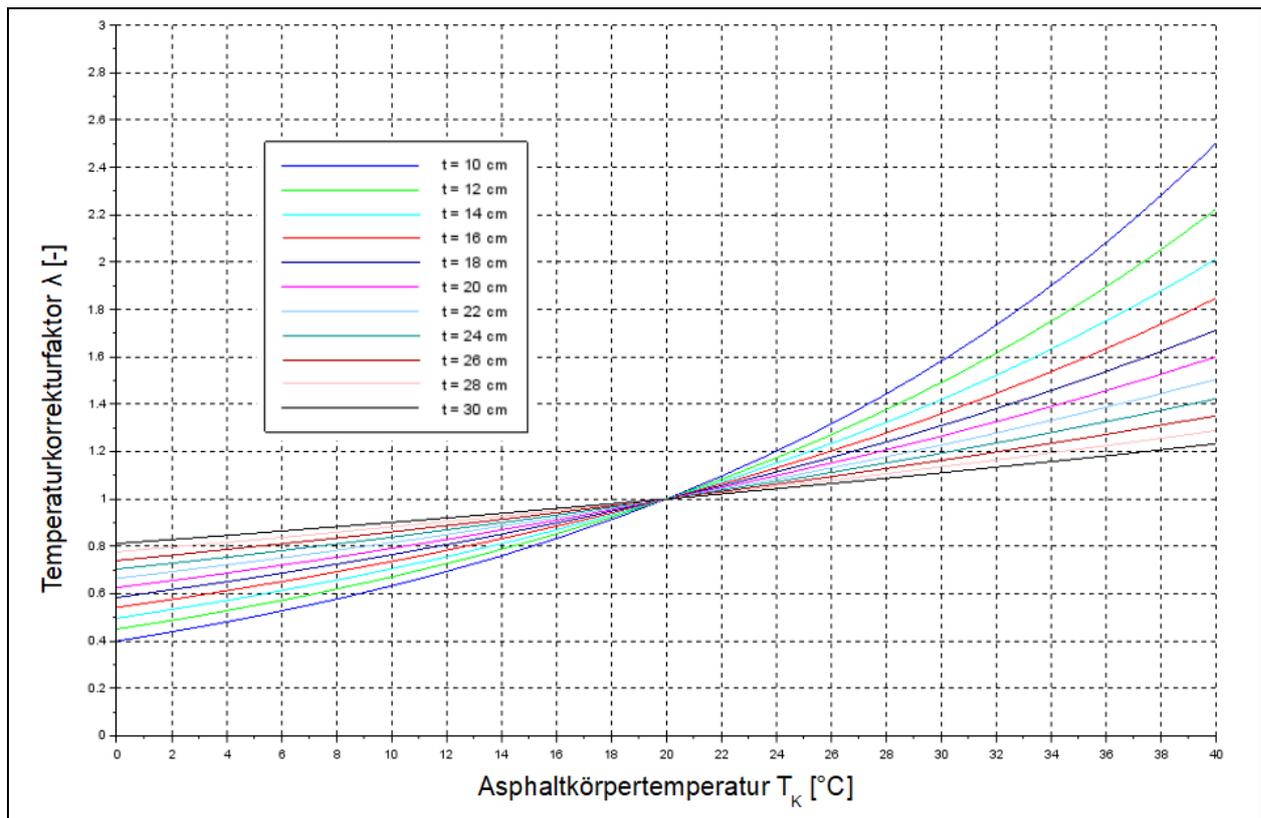


Bild 18: Parameterstudie zum Temperaturkorrekturverfahren nach NASIMIFAR et al. (2018)

Bei der oben dargestellten Parameterstudie wurden Asphaltstärke und Asphaltkörpertemperatur variiert und der daraus resultierende Temperaturkorrekturfaktor berechnet. Es wird deutlich, dass das Korrekturverfahren bei geringen Asphaltstärken deutlich größere Korrekturen vornimmt als bei hohen Asphaltstärken. Während sich bei einer Asphaltstärke von $t = 10$ cm der Temperaturkorrekturfaktor zwischen 0,4 und 2,5 bewegt (bei einer Asphaltkörpertemperatur von 0 °C bzw. 40 °C), fällt die Spanne bei einer Stärke von $t = 30$ cm deutlich geringer aus: zwischen 0,8 und 1,2.

Ebenso fällt auf, dass die Bestimmung des Korrekturfaktors eine vergleichsweise hohe Genauigkeit der Angabe zur Asphaltstärke benötigt. Abweichungen von 2 cm führen zu signifikanten Änderungen bei der Bestimmung des jeweiligen Korrekturfaktors.

3.2.2.6 Widerstandsseitiges Temperaturkorrekturverfahren nach BÖHM et al. (2011)

Die bisher vorgestellten Temperaturkorrekturverfahren konzentrieren sich ausschließlich auf eine Korrektur von gemessenen oder unmittelbar davon ableit- oder rückrechenbaren Werten. Dies ist bei nahezu allen Korrekturverfahren auch die übliche Verfahrensweise (European Commission, Directorate General Transport, 2005). Der Ansatz von BÖHM et al. (2011) jedoch normiert die Widerstandsseite, d.h. den Grenz-/Orientierungswert. Dabei wurde aus einer Vielzahl von Elastizitätsmodul-Untersuchungen eine mittlere Master-Curve gebildet (bei einer Frequenz von $f = 30$ Hz, also der Belastungsfrequenz des FWD-Versuchs) und mithilfe dieser mittleren Master-Curve die Elastizitätsmoduln für die jeweilige Temperatur abgetragen. Als Referenztemperatur wurde $T_{ref} = 20$ °C festgelegt und das Verhältnis des Elastizitätsmoduls bei vorliegenden Temperatur T und der Referenztemperatur T_{ref} wird als Umrechnungsfaktor für die widerstandsseitige Temperaturnormierung genutzt (s. Tab. 8).

Vorteil dieser Methode ist die Tatsache, dass jegliche lokalen Störungen, die die gemessenen Werte beeinflussen und durch die Temperaturkorrektur ggf. noch verstärkt werden, nun nicht mehr die Rückrechnung beeinflussen. Zudem ergibt diese Verfahrensweise aus mechanischer Sicht Sinn, da die untersuchte Verkehrsflächenbefestigung zum Zeitpunkt der Messung und bei vorliegender Temperatur eine gewisse Tragfähigkeit aufweisen sollte. Daher erscheint aus dieser Sicht eine Korrektur der Widerstandsseite auf die zum Untersuchungszeitpunkt vorliegende Temperatur sinnvoll.

Auf der anderen Seite birgt dieser Ansatz annahmenbedingt durchaus Schwächen. So sind die mittleren Elastizitätsmoduln zwar experimentell bestimmt worden und bilden ein mittleres Verhalten von Asphalt ab, jedoch ist diese Annahme im Einzelfall einer Untersuchung immer kritisch zu sehen, da die untersuchte Asphaltbefestigung abweichende Eigenschaften hinsichtlich der Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls aufweisen kann.

Temperatur [°C]	mittlere Elastizitätsmoduln (wenn genauere Werte nicht vorliegen) [MPa]	Umrechnungsfaktor [-]
0	14.800	0,229
5	11.900	0,286
10	8.400	0,400
15	5.400	0,629
20	3.400	1,000
25	2.300	1,514
30	1.640	2,086
35	1.320	2,571
40	1.150	2,943
45	1.060	3,200

Tab. 8: Umrechnungsfaktoren und überschlägige Elastizitätsmoduln (BÖHM et al., 2011)

3.2.3 Normierung auf eine Bezugsgeschwindigkeit

BECKEDAHL et al. (2016) untersuchten den Einfluss der Geschwindigkeit auf Tragfähigkeitsgrößen. Dabei wurde mit drei verschiedenen Geschwindigkeiten auf einer Untersuchungsstrecke gemessen:

- $v_1 = 40$ km/h
- $v_2 = 60$ km/h
- $v_3 = 80$ km/h

Es wurde als Vergleichsparameter einzig D_0 untersucht. Es zeigte sich, dass D_0 mit abnehmender Messgeschwindigkeit zunimmt. Zwischen den Werten für D_0 bei 60 km/h und 80 km/h ist kein signifikanter Unterschied festzustellen, während der Wert für D_0 bei $v_1 = 40$ km/h deutlich höher ist (BECKEDAHL et al., 2016). Ähnliche Befunde wurden bereits 2006 für den Parameter SCI_{300} festgestellt (KRARUP, RASMUSSEN, AAGAARD & HJORTH, 2006). Diesen Aussagen widersprechen BALTZER et al. (2010), die in Reihenuntersuchungen mit gleichen Geschwindigkeitsklassen keinerlei Unterschiede für D_0 feststellen konnten. Zurückgeführt wird dies auf die Tatsache, dass diese Messungen in Australien stattfanden und die gebundenen Schichten deutlich dünner ausgebildet werden als in Zentraleuropa. Deswegen stellen sich ggf. visko-elastische Effekte nicht im selben Maße ein und der Geschwindigkeitseinfluss verschwindet (BALTZER et al., 2010).

Derzeit existiert kein Normierungsverfahren, welches die Messgeschwindigkeit berücksichtigt. Einzig ist sicherzustellen, dass die Datenerfassung bei einer Geschwindigkeit von $v > 40$ km/h erfolgt. Darüber hinaus bleibt die Messgeschwindigkeit bei der Normierung der Daten unberücksichtigt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a).

3.3 Berechnung von Verformungsmulden

Da bei der Bewertung von Tragfähigkeitsmessdaten mittels TSD häufig zuerst die Verformungsmulde berechnet wird, um daraus charakteristische Kennwerte zu ermitteln, kommt der Berechnung der Verformungsmulde auf Grundlage der originären TSD-Messdaten eine hohe Bedeutung zu. Hierzu werden drei Verfahren vorgestellt, die derzeit eingesetzt werden. Hierzu soll neben einer theoretischen Erläuterung des Verfahrens auch eine beispielhafte Berechnung von Verformungsmulden und charakteristischen Kennwerten erfolgen, um die Unterschiede genauer beleuchten zu können. Dabei sind folgende Verfahren zur Verformungsmuldenberechnung gängig:

- Verwendung der Winkler'schen Bettungsfunktion
- Asymmetrisches Modell nach PEDERSEN (2013)
- Area-under-the-Curve-Verfahren (AUTC)
- Euler-Darstellung der Verformungsmulde nach ZOFKA et al. (2014)

3.3.1 Verwendung der Winkler'schen Bettungsfunktion

Der erste Ansatz des TSD-Herstellers zur Konstruktion einer Verformungsmulde aus Slope-Werten war die Winkler'sche Bettungsfunktion (KRARUP et al., 2006). Bei diesem Ansatz wird „der Boden durch ein System von unendlich dünnen, voneinander entkoppelten Federn ersetzt.“ (KOLYMBAS, 2007). Dadurch hängt die Verformung nur noch von den Federsteifigkeiten ab – also dem Bettungsmodul. Durch tabellierte Werte und einigen Annahmen, können auf Grundlage dieses Systems auch Spannungen und Dehnungen berechnet werden. In Bild 1 ist das mechanische Modell schematisch dargestellt. Dabei sind folgende mechanischen Parameter notwendig:

- Dicke der Platte h
- Elastizitätsmodul der Platte E
- Federsteifigkeit des Halbraums k
- Einzellast F

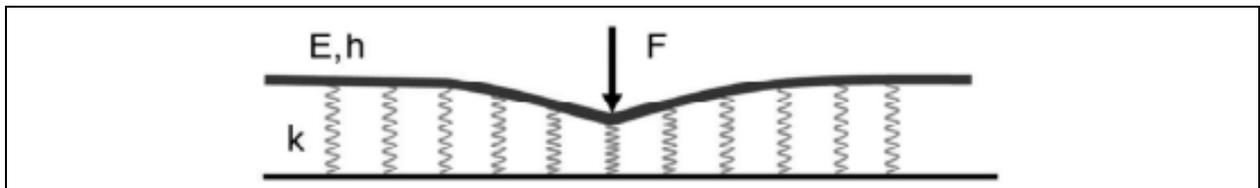


Bild 1: Prinzipskizze zur Winkler'schen Bettungsfunktion (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a)

$$D(x) = -\frac{A}{2 \cdot B} \cdot [\cos(B \cdot x) + \sin(B \cdot x)] \cdot e^{-B \cdot x}$$

Gleichung 12: Berechnung der Verformungsmulde anhand der Winkler'schen Bettungsfunktion (KRARUP et al., 2006)

mit:	$D(x) =$	Verformung im Abstand x zum Lastmittelpunkt	$[\mu\text{m}]$
	$x =$	Abstand zum Lastmittelpunkt	$[\mu\text{m}]$
	$A =$	Regressionskonstante	$[-]$
	$B =$	Regressionskonstante	$[1/\mu\text{m}]$

Der Ansatz ist auch insofern falsch, als die Verformungsmulde eines Straßenoberbaus ein radialsymmetrisches (zweidimensionales) Flächenproblem ist, während die Balkengleichung ein eindimensionales Tragwerk abbildet. Würde man aus der Fläche ein eindimensionales Ersatzsystem ausschneiden, so sähe das wie zwei Stücke eines runden Kuchens aus, die gegenüberliegen und an

ihren Spitzen (dem Lastangriffspunkt) aneinanderstoßen. Dieses Ersatzsystem hat nicht wie der Balken des Winkler-Ansatzes eine gleichmäßige Steifigkeit, sondern hat in der Mitte (in der Nähe des Lastangriffspunkts) eine geringere und in den außenliegenden Bereichen eine größere Steifigkeit. Entsprechend ist das Tragwerk im Vergleich zur Verformung eines Balkens im Bereich des Lastangriffspunkts deutlich stärker, in den peripheren Stellen aber weniger stark gekrümmt.

Nach PEDERSEN (2013) ist ein solches Balkenmodell außerdem nicht so zu parametrisieren, dass es zum tatsächlichen (dynamischen) Verformungsverhalten passt, weswegen komplexere Materialmodelle von Nöten sind, um das Materialverhalten von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt bei der TSD-Beanspruchungssituation nachbilden zu können (PEDERSEN, 2013).

3.3.2 Asymmetrisches Modell nach PEDERSEN (2013)

Den Ansatz einer Annäherung durch eine plausible Funktion wählt PEDERSEN (2013) mit der in Bild 20 dargestellten, zusammengesetzten Funktion für den Slope-Verlauf. Dabei setzt sich diese Funktion aus einer symmetrischen und einer asymmetrischen Teilfunktion zusammen, die den lastnahen bzw. lastfernen Teil des Slope-Verlaufs abbilden sollen. Hierbei sind viele Regressionsparameter zu ermitteln, d.h. die Ermittlung einer solchen Funktion für jeden einzelnen Messpunkt ist sehr rechenintensiv. Die Güte der Annäherung an den tatsächlichen Slope-Verlauf wird mithilfe einer Berechnung der kleinsten Fehlerquadrate durchgeführt, wobei hier als Ergebnis der GOF steht. Dieser soll nach Angaben des Herstellers nicht geringer ausfallen als 85 % bzw. 0,85. Der regressiv ermittelte Slope-Verlauf kann dann in einem nächsten Schritt integriert werden, um den Verformungsverlauf zu erhalten. Die asymmetrische Teilfunktion berücksichtigt dabei den Versatz zwischen Lastmittelpunkt und Verformungsmaximum. Dieser Versatz kann beim Ansatz der Winkler'schen Bettungsfunktion nicht erfasst werden, da hier ein ideal-elastisches Materialverhalten angenommen wird. Beim Ansatz nach PEDERSEN (2013) wird der viskose Materialverhaltensanteil durch die asymmetrische Teilfunktion abgefangen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a; PEDERSEN, 2013).

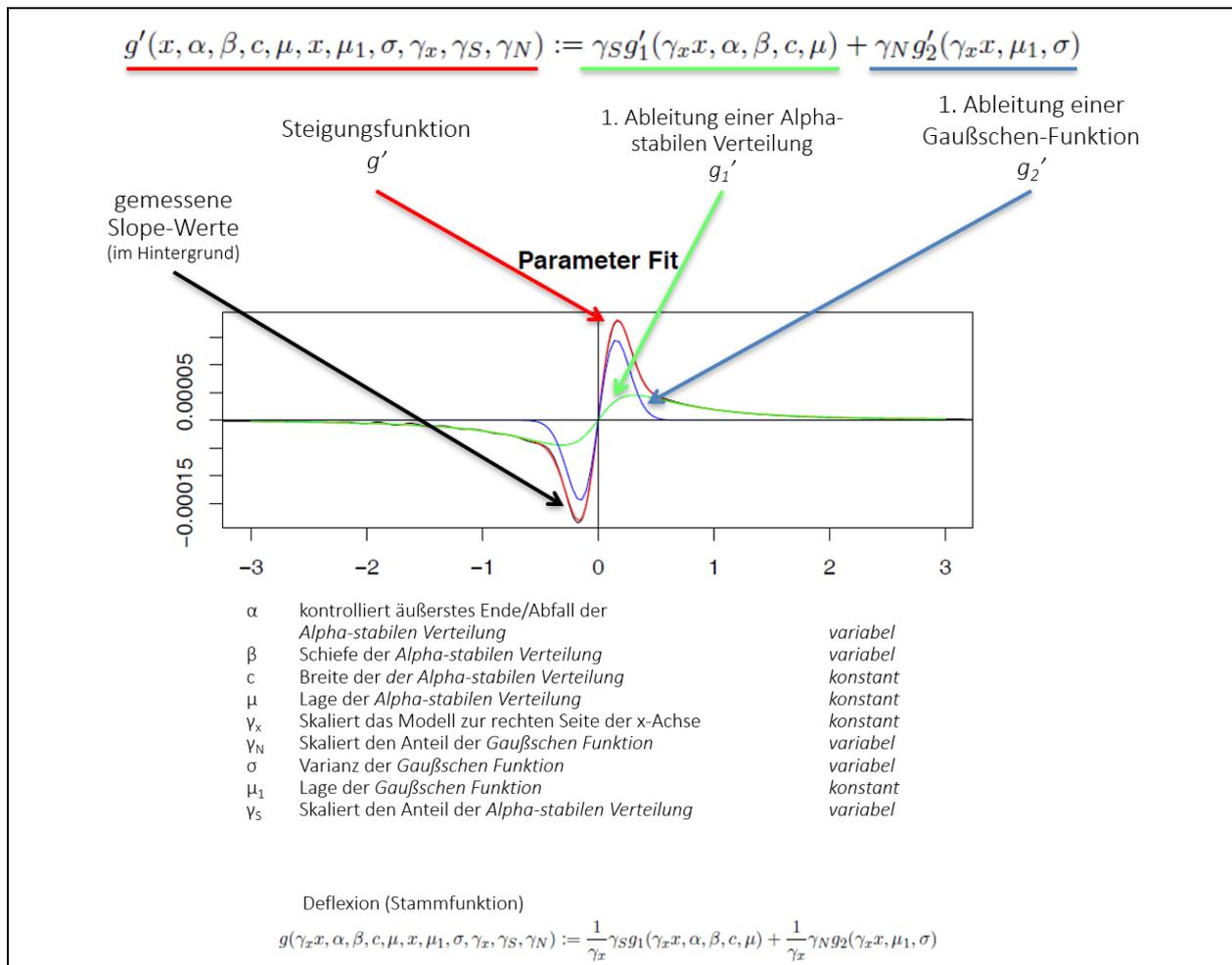


Bild 20: Ansatz für die Steigungsfunktion des asymmetrischen Modells nach PEDERSEN (2013) (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)

3.3.3 Area-under-the-Curve-Verfahren (AUTC)

Aufgrund der teilweise unbefriedigenden Ergebnisse aus der ursprünglichen Verformungsmuldenberechnungsfunktion (s. Abschnitt 3.3.1) wurde das AUTC-Verfahren entwickelt. Dabei wird ausgehend vom äußeren Rand der Slope-Verlauf „von rechts nach links“ integriert, um den Verformungsmuldenverlauf zu ermitteln. Es wird davon ausgegangen, dass in einer Entfernung von 3.500 mm vom Lastmittelpunkt die Verformungsgeschwindigkeit $v_v = 0 \mu\text{m/m}$ ist. Von dort ausgehend wird der Slope-Verlauf entgegen der x-Richtung integriert (s. Bild 21) (MOFFATT, MARTIN, MULLER & AI, 2014; MULLER & MARTIN, 2012; MULLER & ROBERTS, 2013; MULLER, 2015).

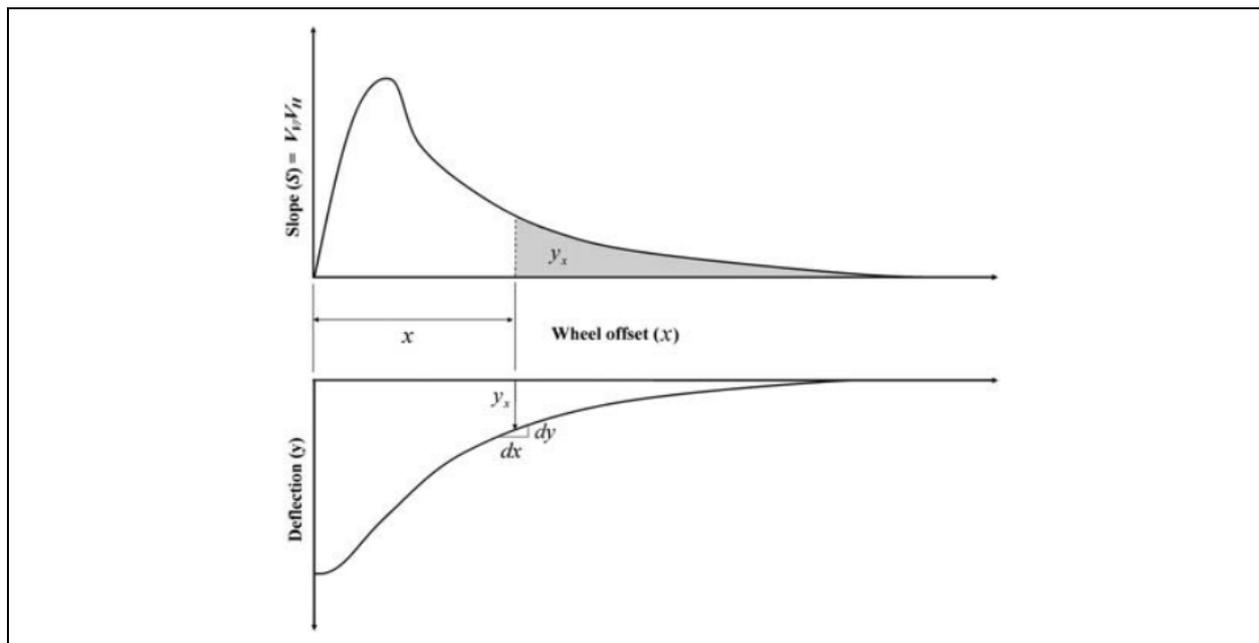


Bild 21: Ermittlung der Verformungsmulde nach dem AUTC-Verfahren (MULLER & ROBERTS, 2013)

Aufgrund der Tatsache, dass es bei den ersten TSD weniger Doppler-Laser gab, war die Berücksichtigung bzw. Annahme des äußeren Endes der Slope-Kurve (engl. „tail taming“), d.h. der Verlauf ab 900 mm Entfernung zum Lastmittelpunkt, ein großes Problem, da in diesem Bereich keine weiteren Messwerte zur Verfügung standen aber bereits kleinste Abweichungen sich deutlich im Verformungsverlauf (nach Integration) bemerkbar machten. Deswegen existiert die Bedingung, dass der angenäherte Slope₆₀₀ max. 1,5-mal so groß sein durfte, wie der angenäherte Slope₉₀₀ (WIX et al., 2016). Zudem besteht eine weitere Einschränkung bzgl. des Slope_{1.500} (SCHMALZER & WEITZEL, 2017). Der Verlauf des Slope wird mittels Curve Fitting bestimmt, das Curve Fitting erfolgt mithilfe von kubisch hermiteschen Splines (cSplines) (MULLER & ROBERTS, 2013). Hierzu werden n Kontrollpunkte definiert, die mit n-1 Segmenten miteinander verbunden sind. Diese Segmente bestehen aus kubischen Polynomen, die stetig differenzierbar sind. Nachdem der gemessene Slope-Verlauf durch die Splineannäherung unter Berücksichtigung des „tail taming“ approximiert wurde, kann die rückwärtige Integration zur Berechnung der Verformungsmulde erfolgen.

3.3.4 Euler-Darstellung der Verformungsmulde nach ZOFKA et al. (2014)

In der Kontinuumsmechanik sind zwei verschiedene Betrachtungsweisen für Bewegungen geläufig: die Euler-Darstellung und die Lagrange-Darstellung. Diese sind folgendermaßen definiert (ALTENBACH, 2012):

- Lagrange-Darstellung: Der Beobachter ist mit dem sich bewegenden Teilchen verbunden und misst die Veränderungen der jeweiligen Eigenschaften.
- Euler-Darstellung: Der Beobachter ist örtlich an einem Punkt fixiert und kann das Passieren des Teilchens sehen. Es werden die Veränderungen der jeweiligen Eigenschaften für den Betrachtungsort erfasst.

Eine schematische Darstellung dieser Betrachtungsweisen ist der Bild 22 zu entnehmen. Für TSD-Tragfähigkeitsmessungen ist die Lagrange-Darstellung die übliche Betrachtungsweise, da die Verformungsgeschwindigkeiten am Ort der Doppler-Laser erfasst werden, die sich ständig bewegen (s. Bild 23).

Tragfähigkeitsmessungen und mechanischen Eigenschaften von Verkehrsflächenbefestigungen nachgewiesen werden (PARK, KIM & PARK, 2005; XU, RANJITHAN & KIM, 2002a, 2002b).

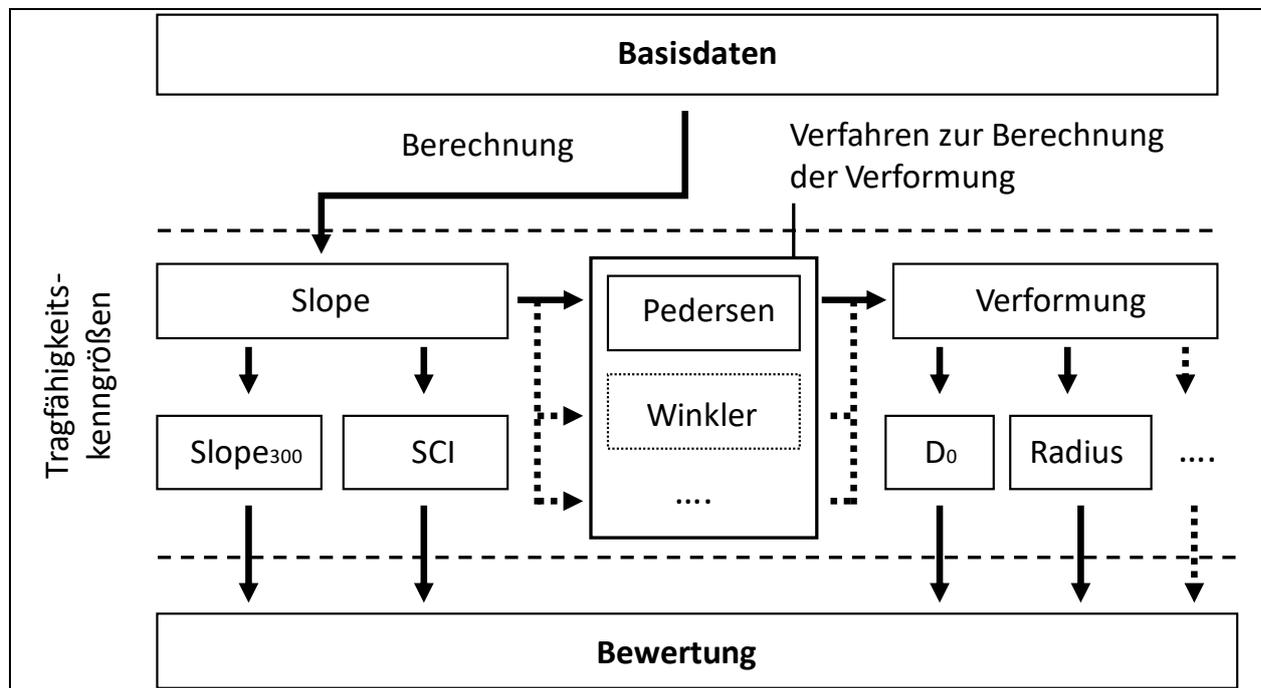


Bild 24: Ermittlung von Tragfähigkeitskenngrößen auf Grundlage von TSD-Messdaten (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)

Im nachfolgenden Abschnitt sollen sämtliche Parameter vorgestellt werden, die aus TSD-Messungen berechnet/ermittelt werden können. Dabei soll zwischen zwei Kategorien unterschieden werden:

- Geometrische Parameter: Parameter, die entweder unmittelbar aus den Verformungsgeschwindigkeiten oder der Verformungsmulde ermittelt oder solche, die aus der Form der Verformungsmulde berechnet werden können.
- Mechanikgestützte Parameter: Parameter, die über eine modellhafte Annahme der Befestigung, aus der Verformungsmulde oder den Verformungsgeschwindigkeiten berechnet werden können.

Grundsätzlich gilt, dass viele der nachfolgend vorgestellten Parameter ihren Ursprung in anderen Tragfähigkeitsmessverfahren haben. Daher werden auch viele verschiedene Parameter inkl. vorhandener Bewertungshintergründe vorgestellt, bevor diese dann hinsichtlich ihres Nutzens bewertet werden.

3.4.1 Slope-Werte P_i

Ähnlich wie beim FWD, kann ein Ansatz für das TSD sein, originäre Messwerte bzw. deren unmittelbare Derivate als charakteristische Parameter zur Bewertung der Tragfähigkeit heranzuziehen. Im Falle des TSD wäre dies der Slope-Wert, also die Steigung der Verformungsmulde an der Stelle x . In Großbritannien wird hierzu P_{300} verwendet, da die Steigung in 300 mm Entfernung zum Lastmittelpunkt das Verformungsverhalten der gebundenen Schichten widerspiegelt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a). In Bild 2 ist die geometrische Bedeutung des P_{300} dargestellt, während in Tab. 9 die in Großbritannien verwendeten Orientierungswerte zur Bewertung wiedergegeben sind. Hierzu sei angemerkt, dass diese Orientierungswerte für das Fernstraßennetz definiert wurden und daher nicht unmittelbar auf Straßen aller anderen Straßenkategorien verwendet werden können.

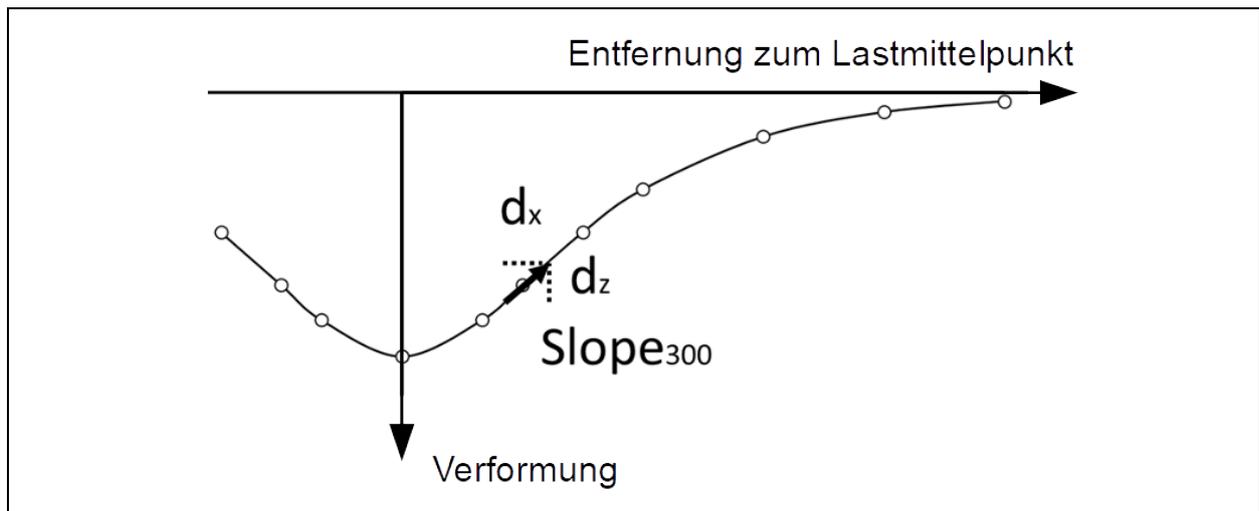


Bild 2: Schematische Darstellung des P_{300} (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)

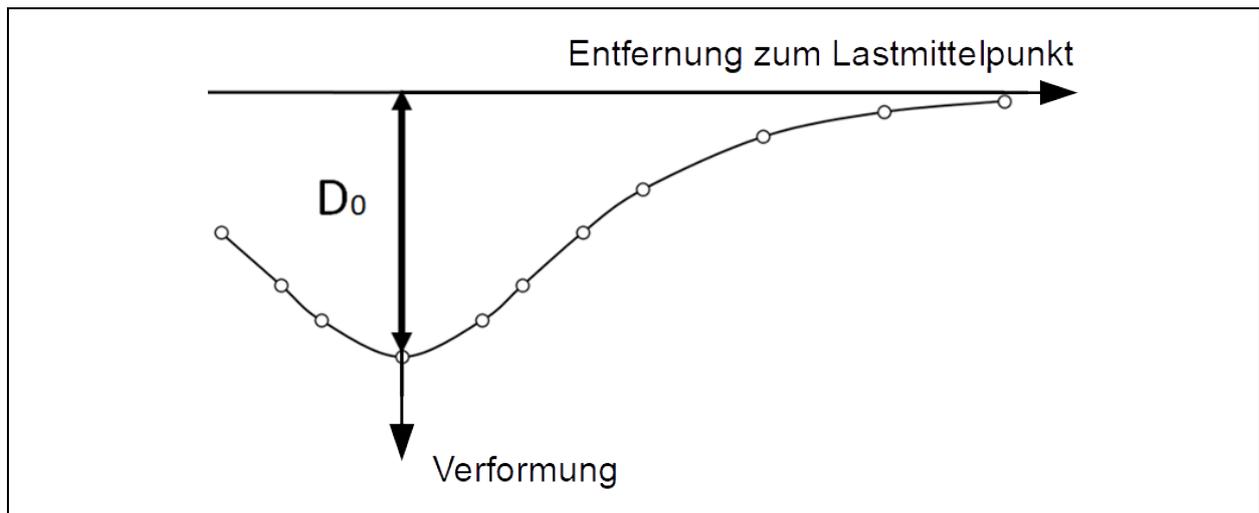
Klasse	Beschreibung	Wertebereich für P_{300} [mm/m]
1	keine Erhaltungsmaßnahme erforderlich	0 – 0,4
2	wahrscheinlich keine Erhaltungsmaßnahme erforderlich	0,4 – 0,8
3	wahrscheinlich Erhaltungsmaßnahme erforderlich – vertiefte Untersuchungen notwendig	0,8 – 1,2
4	sehr wahrscheinlich Erhaltungsmaßnahme erforderlich – vertiefte Untersuchungen notwendig	> 1,2

Tab. 9: Orientierungswerte für den P_{300} -Wert (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)

3.4.2 Verformungen D_i

Da die Verformungsmulde der originäre Outputwert des FWD ist, wurden viele Vergleichsmessungen zwischen FWD und TSD anhand der Verformung im Lastmittelpunkt D_0 verglichen. Ebenso wird aus eben jenem genannten Grund D_0 in vielen Ländern als kennzeichnender Parameter für die Tragfähigkeit herangezogen, weswegen dieser Wert auch für TSD-Messungen besteht. Wie in Abschnitt 3.3 ausgeführt, existieren derzeit Unsicherheiten hinsichtlich der mathematischen Herleitung der Verformungsmulde aus den originären Slope-Werten, sodass eine Übernahme von Orientierungswerten aus FWD-Messungen zu hinterfragen ist. Zu beachten sind zudem die Beanspruchungssituationen, die bei den beiden Messverfahren sehr unterschiedlich ausfallen und damit auch die Tragwerksreaktion. Hierbei ist auch die Phasenverschiebung zu beachten, die zwischen Lastmittelpunkt und Verformungsmaximum besteht. Aufgrund der dynamischen Belastung durch das TSD (auch in horizontaler Richtung), der viskoelastischen Materialeigenschaften von Asphalt und der Massenträgheit sind diese beiden ausgezeichneten Stellen nicht kongruent.

Grundsätzlich gilt jedoch, dass Verformungen in der Nähe des Lastmittelpunkts die mechanischen Eigenschaften der oberen (gebundenen) Schichten repräsentieren. Je weiter entfernt die betrachtete Stelle vom Lastmittelpunkt ist, desto eher spiegelt diese die Eigenschaften der tiefer liegenden (ungebundenen) Schichten wider. In den Tabellen Tab. 1, Tab. 11 und Tab. 12 sind Ansätze zur Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen aus Polen, Irland und Südafrika wiedergegeben.

Bild 3: Schematische Darstellung des D_0

Klasse	Wertebereich für D_0 [μm]
sehr gut	< 250
gut	250 – 580
ausreichend	580 – 730
nicht ausreichend	> 730

Tab. 1: Orientierungswerte für die Verformung im Lastmittelpunkt D_0 in Polen (Zarząd Dróg Wojewódzkich w Olsztynie, 2018)

Klasse	Wertebereich für D_0 [μm]	Wertebereich für $D_{2.100}$ [μm]
sehr gut	< 100	< 10
gut	100 – 200	10 – 20
befriedigend	200 – 350	20 – 30
ausreichend	350 – 500	30 – 40
ungenügend	500 – 700	40 – 50
Mangelhaft	> 700	> 50

Tab. 11: Orientierungswerte für die Verformungen D_0 und $D_{2.100}$ in Irland (Bonneagar Iompair Éireann, 2000)

Klasse	Wertebereich für D_0 [μm]
sehr gut	< 250
gut	250 – 400

Klasse	Wertebereich für D_0 [μm]
ausreichend	400 – 600
nicht ausreichend	> 600

Tab. 12: Orientierungswerte für die Verformung im Lastmittelpunkt D_0 in Südafrika für Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (Department of Transport of South Africa, 1997)

Betrachtet man exemplarisch die Orientierungswerte für D_0 in den o.g. Ländern, so können Ähnlichkeiten festgestellt werden, obwohl sich der konstruktive Aufbau der Asphaltbefestigungen deutlich unterscheidet. Zusätzlich wird in Irland $D_{2.100}$ als Kriterium zur Bewertung der ungebundenen Schichten herangezogen, was in anderen Ländern nicht geschieht.

In Großbritannien wird zur Bewertung der gebundenen Schichten ebenso D_0 , für die ungebundenen Schichten wird $D_{1.500}$ verwendet (The Stationery Office [TSO], 2008). In Australien werden für die Bewertung von D_0 keine Zahlenwerte definiert, sondern es findet eine funktionale Verknüpfung mit dem tatsächlichen Verkehrsaufkommen und den damit einhergehenden Achsüberfahrten statt (HUBNER & JAMESON, 2008).

3.4.3 Krümmungsradien R_i

Der mechanische Ansatz zur Herannahme des Krümmungsradius als charakteristischen Parameter liegt in der Annahme begründet, dass die Biegung und damit die Krümmung eines Körpers unmittelbar (durch Stoffgesetze) mit den Spannungen und Dehnungen verbunden ist. Im Lastmittelpunkt ist die größte Krümmung zu beobachten, weswegen an dieser Stelle auch mit den größten Dehnungen zu rechnen (s. Bild 27). Für den Krümmungsradius $R(x)$ gilt:

$$R(x) = \frac{x^2}{2 \cdot D_0 \cdot \left(\frac{D_0}{D(x)} - 1 \right)}$$

Gleichung 1: Krümmungsradius $R(x)$
(DEHLEN, 1962)

mit: $R(x)$ = Krümmungsradius in der Entfernung x vom [mm]
Lastmittelpunkt

x = Entfernung der betrachteten Stelle vom [mm]
Lastmittelpunkt

D_0 = Verformung im Lastmittelpunkt [mm]

$D(x)$ = Verformung in der Entfernung x vom [mm]
Lastmittelpunkt

Nach derzeitigem Kenntnisstand wird der Krümmungsradius $R(x)$ allerdings nicht als charakteristischer Tragfähigkeitskennwert verwendet, sondern allenfalls als Hilfsgröße. Dementsprechend existieren auch keine Orientierungswerte, die die Güte der Befestigung anhand des ermittelten Krümmungsradius bewerten. In Deutschland wird der Krümmungsradius im Lastmittelpunkt R_0 als Zwischenwert verwendet, um hieraus die Tragfähigkeitszahl T_z (s. Abschnitt 3.4.15) zu berechnen.

Grundsätzlich existiert aber ein Zusammenhang zwischen dem Krümmungsradius R_0 und den mechanischen Eigenschaften der gebundenen Schichten (JENDIA, 1995). R_0 kann mittels der Verformungen D_0 und D_{210} (Geophonpositionen des FWD) berechnet werden:

$$R_0 = 24,494 \cdot (D_0 - D_{210})^{-0,899}$$

Gleichung 14: Krümmungsradius R_0
(Forschungsgesellschaft für Straßen-
und Verkehrswesen (FGSV), 2014a)

mit:	R_0 =	Krümmungsradius im Lastmittelpunkt	[m]
	D_0 =	Verformung im Lastmittelpunkt	[mm]
	D_{210} =	Verformung in einer Entfernung von 210 mm vom Lastmittelpunkt	[mm]

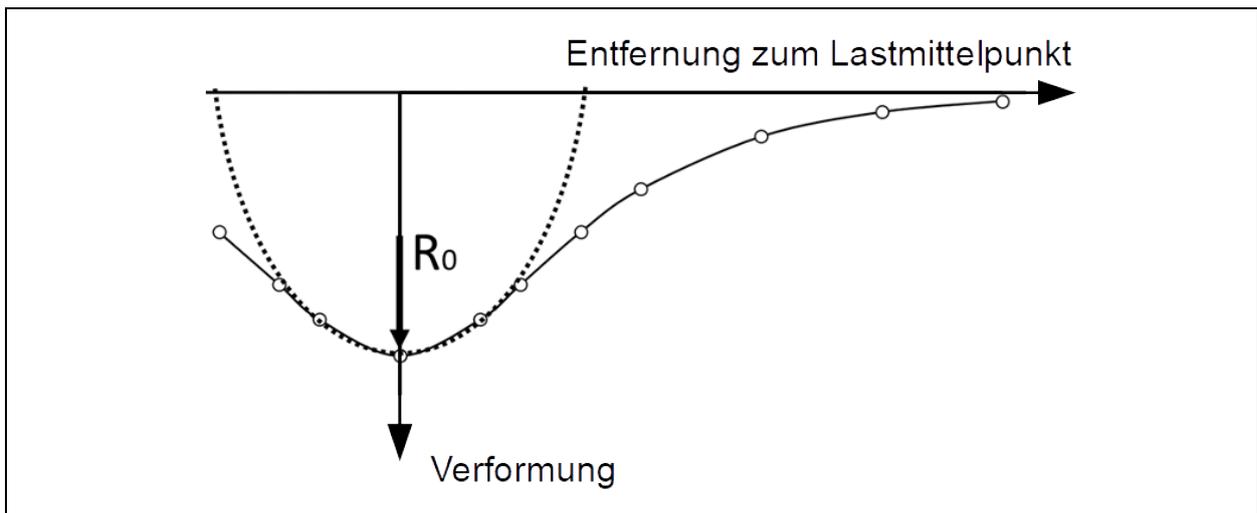


Bild 27: Schematische Darstellung des R_0 – elliptische Form ergibt sich aus der überhöhten Darstellung der z-Achse (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)

3.4.4 Fläche A

Die Fläche A beschreibt den Flächeninhalt der Verformungsmulde, die nach der Simpsonregel berechnet wird. Der Flächeninhalt wird dabei um den Betrag der Maximalverformung D_0 bereinigt (GOPALAKRISHNAN & THOMPSON, 2005):

$$A = 6 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{D_{300}}{D_0} + 2 \cdot \frac{D_{600}}{D_0} + \frac{D_{900}}{D_0} \right)$$

Gleichung 15: Fläche A (LUKANEN ET AL., 2000)

mit:	A =	Fläche	[-]
	D_0 =	Verformung im Lastmittelpunkt	[mm]
	D_{300} =	Verformung in einer Entfernung von 300 mm vom Lastmittelpunkt	[mm]
	D_{600} =	Verformung in einer Entfernung von 600 mm vom Lastmittelpunkt	[mm]
	D_{900} =	Verformung in einer Entfernung von 900 mm vom Lastmittelpunkt	[mm]

Dieser Parameter wies im Vergleich zu versuchstechnisch erfassten Materialparametern eine gute Korrelation auf und repräsentiert die relative Steifigkeit des gebundenen Oberbaus im Vergleich zur Steifigkeit des ungebundenen Oberbaus (HOFFMAN & THOMPSON, 1982a). Entwickelt wurde dieser Parameter auf Grundlage von Benkelman-Balken- und FWD-Tragfähigkeitsmessungen. Aufgrund des relativen Aussagecharakters existieren hierzu keine Orientierungswerte, sondern der Wert wird nur

zusätzlich hinzugezogen zur Bewertung des gebundenen Oberbaus. In Kombination mit anderen Parametern (beispielsweise F_2) wurden hiermit gute Erfahrungen bei der Detektion von Schäden im Oberbau gemacht (KIM, LEE & RANJITHAN, 2000).

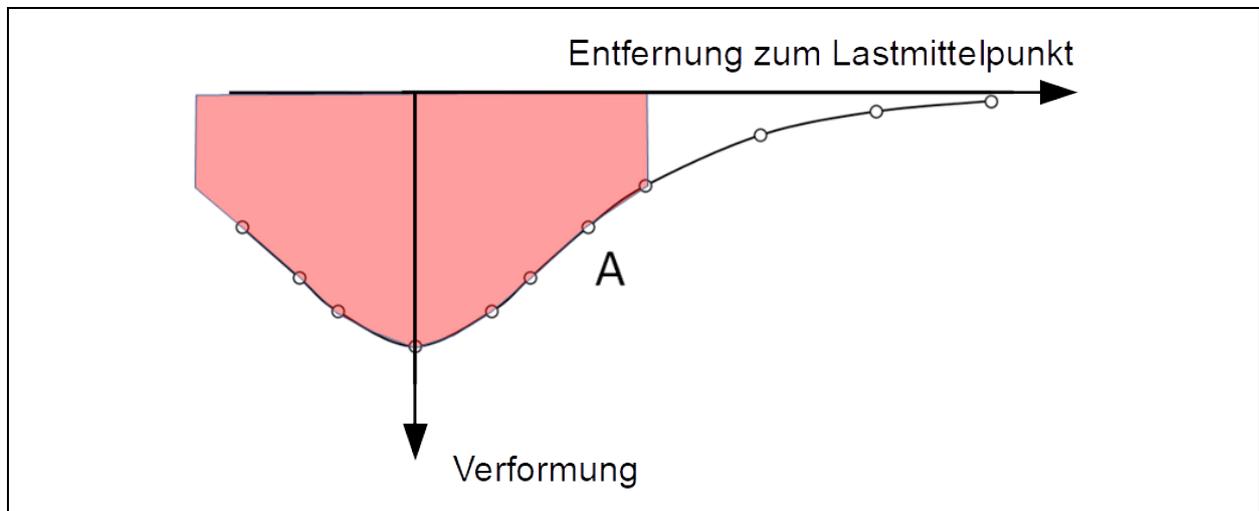


Bild 28: Schematische Darstellung der Fläche A

3.4.5 Formfaktoren F_i

Die Formfaktoren F_1 und F_2 sind auch als geometrische Parameter zu sehen und bilden die Krümmung der Verformungsmulde an einer bestimmten Stelle der Mulde ab. Der Parameter F_1 ist umgekehrt proportional zum Verhältnis der Steifigkeit vom gebundenen Oberbau zum ungebundenen Oberbau (Lukanen, Stubstad & Briggs, 2000). Der Formfaktor F_2 hingegen kann in Kombination mit anderen Parametern die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten abbilden (beispielsweise BDI) (Kim, Lee & Ranjithan, 2000).

$$F_1 = \frac{D_0 - D_{600}}{D_{300}}$$

Gleichung 16: Formfaktor F_1 (LUKANEN et al., 2000)

mit:	$F_1 =$	Formfaktor	[-]
	$D_0 =$	Verformung im Lastmittelpunkt	[mm]
	$D_{300} =$	Verformung in einer Entfernung von 300 mm vom Lastmittelpunkt	[mm]
	$D_{600} =$	Verformung in einer Entfernung von 600 mm vom Lastmittelpunkt	[mm]

$$F_2 = \frac{D_{300} - D_{900}}{D_{600}}$$

Gleichung 17: Formfaktor F_2 (LUKANEN et al., 2000)

mit:	$F_2 =$	Formfaktor	[-]
	$D_{300} =$	Verformung in einer Entfernung von 300 mm vom Lastmittelpunkt	[mm]
	$D_{600} =$	Verformung in einer Entfernung von 600 mm vom Lastmittelpunkt	[mm]

D_{900} = Verformung in einer Entfernung von 900 mm vom Lastmittelpunkt [mm]

3.4.6 Oberflächenkrümmungsindex SCI_i

Allgemein wird der Oberflächenkrümmungsindex SCI definiert als Differenz der Verformung im Lastmittelpunkt und der jeweils betrachteten Stelle i (s. Bild 29: hier beispielhaft der SCI_{300}). Geometrisch kann der SCI also als Stich des Schmiegekreisradius bezeichnet werden.

$$SCI_i = D_0 - D_i$$

Gleichung 18:
Oberflächenkrümmungsindex SCI_i

mit: SCI_i = Oberflächenkrümmungsindex an der Stelle i [μm]
 D_0 = Verformung im Lastmittelpunkt [μm]
 D_i = Verformung in einer Entfernung von i mm vom Lastmittelpunkt [μm]

Indizes, die aus Differenzen zweier Verformungen bestehen, sind deswegen interessant, da davon ausgegangen wird, dass durch die Bildung von Differenzen, die mechanischen Eigenschaften einzelner Schichten betrachtet werden können (ANDERSON, 1977; HORAK, 1987a). Der SCI_{300} hat dabei eine besondere Rolle, da dieser Parameter zuverlässige Aussagen über die Steifigkeit der gebundenen Schichten liefern kann (HORAK, 1987b). Andere Untersuchungen kommen zu ähnlichen Aussagen (XU et al., 2002b).

FLINTSCH et al. (2012) und NASIMIFAR et al. (2016) merken an, dass es bei der Aussagekraft des SCI_{300} Unsicherheit gibt, da die Verformung im Lastmittelpunkt nicht gleichzusetzen ist mit dem Ort der maximalen Verformung. Hinzu kommt, dass sich aufgrund der variierenden Materialeigenschaften der Ort der maximalen Verformung verändert und somit der berechnete SCI_{300} nicht dem geometrischen Stich des Schmiegekreisradius entspricht (FLINTSCH, FERNE, DIFENDERFER, KATICHA, BRYCE, NELL & CLARK, 2012; NASIMIFAR, THYAGARAJAN, SIDDHARTHAN & SIVANESWARAN, 2016). Trotzdem wird weiterhin der SCI_{300} vielerorts als charakteristischer Parameter für die Tragfähigkeit der gebundenen Schichten verwendet.

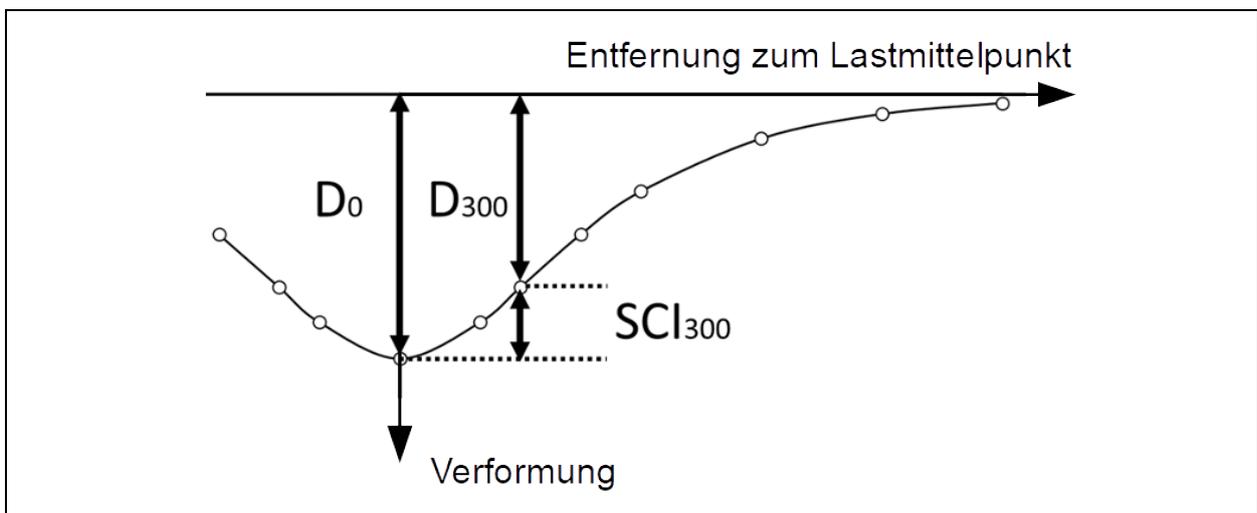


Bild 29: Schematische Darstellung des SCI_{300} (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)

In Tab. 13 sind Orientierungswerte für den SCI_{300} aus Polen dargestellt. Diese wurden auf Grundlage von Messungen im Woiwodschaftsnetz (vergleichbar mit einem Landstraßennetz in Deutschland) gebildet.

Hierbei wurde die Häufigkeitsverteilung der gemessenen Werte genommen und Quantilwerte als Grenzen festgesetzt.

Klasse	Wertebereich für SCI_{300} [μm]
sehr gut	< 120
gut	120 – 290
ausreichend	290 – 360
nicht ausreichend	> 360

Tab. 13: Orientierungswerte für den SCI_{300} in Polen (Zarząd Dróg Wojewódzkich w Olsztynie, 2018)

In Dänemark existieren Orientierungswerte für die Bewertung von Tragfähigkeit anhand des SCI_{300} -Wertes, in Abhängigkeit von der durchschnittlich täglichen Verkehrsbelastung mit der äquivalenten 10-t-Achslast (ESAL). Diese sind in Tab. 14 dargestellt:

Tragfähigkeit	Wertebereich SCI_{300} [μm]
gut	< $600 \times ESAL^{[-\log_{10}(2)]}$
angemessen	zwischen „gut“ und „schlecht“
schlecht	> $900 \times ESAL^{[-\log_{10}(2)]}$

Tab. 14: Orientierungswerte für den modifizierten SCI_{300} (unter Berücksichtigung des ESAL) (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)

In Tab. 14 wird die Tragfähigkeit einer Befestigung in drei Bereiche unterteilt: gut, angemessen, schlecht. Die Kategorisierung erfolgt dabei mithilfe des vorhandenen SCI_{300} . Dieser wird mit einem $SCI_{300,max}$ verglichen, der aus der tatsächlichen Beanspruchung berechnet wird:

$$SCI_{300,max} = f_{DK} \cdot ESAL^{[-\log_{10}(2)]}$$

Gleichung 19: Maximaler SCI_{300} in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung

mit:	$SCI_{300,max}$ =	Grenzwert für den SCI_{300}	[μm]
	f_{DK} =	Beanspruchungsfaktor	[μm]
		Für die Grenze zwischen guter und angemessener Tragfähigkeit: $f_{DK} = 600 \mu\text{m}$	
		Für die Grenze zwischen angemessener und schlechter Tragfähigkeit: $f_{DK} = 900 \mu\text{m}$	
	ESAL =	Äquivalente 18.000-lb-Achsübergänge pro Tag (muss in äquivalente 10-t-Achsübergänge umgerechnet werden)	[Aü/d]

Die Umrechnung der $DTV^{(SV)}$ -Werte in ESAL-Werte erfolgt dabei mithilfe der gängigen Parameter aus der RStO 12 (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2012a):

$$ESAL = DTV^{(SV)} \cdot q_{Bm} \cdot f_A \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot \left(\frac{10}{8,1646627} \right)^4$$

Gleichung 20: Umrechnung des ESAL in $DTV^{(SV)}$

mit:	ESAL =	Äquivalente 18.000-lb-Achsübergänge pro Tag (muss in äquivalente 10-t-Achsübergänge umgerechnet werden)	[Aü/d]
	$DTV^{(SV)}$ =	Durchschnittliches Schwerverkehrsaufkommens	tägliches [Kfz/d]
	q_{Bm} =	Lastkollektivquotient	[-]
	f_A =	durchschnittliche Achszahl pro Fahrzeug des Schwerverkehrs	[-]
	f_1 =	Fahrstreifenfaktor	[-]
	f_2 =	Fahrstreifenbreitenfaktor	[-]
	f_3 =	Steigungsfaktor	[-]

Der Beanspruchungsfaktor f_{DK} aus Gleichung 19 ist dabei für Fernstraßen festgelegt worden. Dieser kann so jedoch nicht für Verkehrsflächenbefestigungen anderer Straßenkategorien angewendet werden. Hierzu ist Forschungsbedarf notwendig, um typische Beanspruchungsfaktoren für andere Straßenkategorien festzulegen. Zudem ist es möglich, mehr als drei Tragfähigkeitsklassen zu definieren. Je nach Bedarf und Anwendungsszenario ist auch eine höhere Zahl an Klassen denkbar.

Grundsätzlich sind auch andere SCI-Werte denkbar. So untersuchen NASIMIFAR et al. (2016) auch die Ausprägung folgender Werte: SCI_{200} , SCI_{450} , SCI_{600} , SCI_{900} , $SCI_{1.200}$ und $SCI_{1.500}$. Für den SCI_{200} wurde festgehalten, dass dieser noch mehr von der Ungenauigkeit bzgl. der Ermittlung von D_0 und der Schiefe der mechanisch korrekten Verformungsfigur abhängig ist und daher eine noch größere Unsicherheit in sich birgt als der SCI_{300} (NASIMIFAR et al., 2016).

3.4.7 Oberflächenkrümmungsindex SCI_{SUB}

JENDIA (1995) stellte für FWD-Tragfähigkeitsmessungen fest, dass der Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten sehr gut über die Verformungsdifferenzen am äußeren Rand der Verformungsmulde abgebildet werden kann (JENDIA, 1995). Der mechanischen Zusammenhang kann in Bild 30 nachvollzogen werden. Hierfür etablierte er den Untergrund-/Unterbau-Indikator UI, der folgendermaßen definiert ist:

$$UI = SCI_{SUB} = D_{900} - D_{1.500}$$

Gleichung 21: Untergrund-/Unterbau-Indikator UI bzw. SCI_{SUB}

mit:	UI =	Untergrund-/Unterbau-Indikator	[μ m]
	SCI_{SUB} =	Oberflächenkrümmungsindex	[μ m]
	D_{900} =	Verformung in einer Entfernung von 900 mm vom Lastmittelpunkt	[μ m]

$D_{1.500}$ = Verformung in einer Entfernung von 1.500 mm vom Lastmittelpunkt [μm]

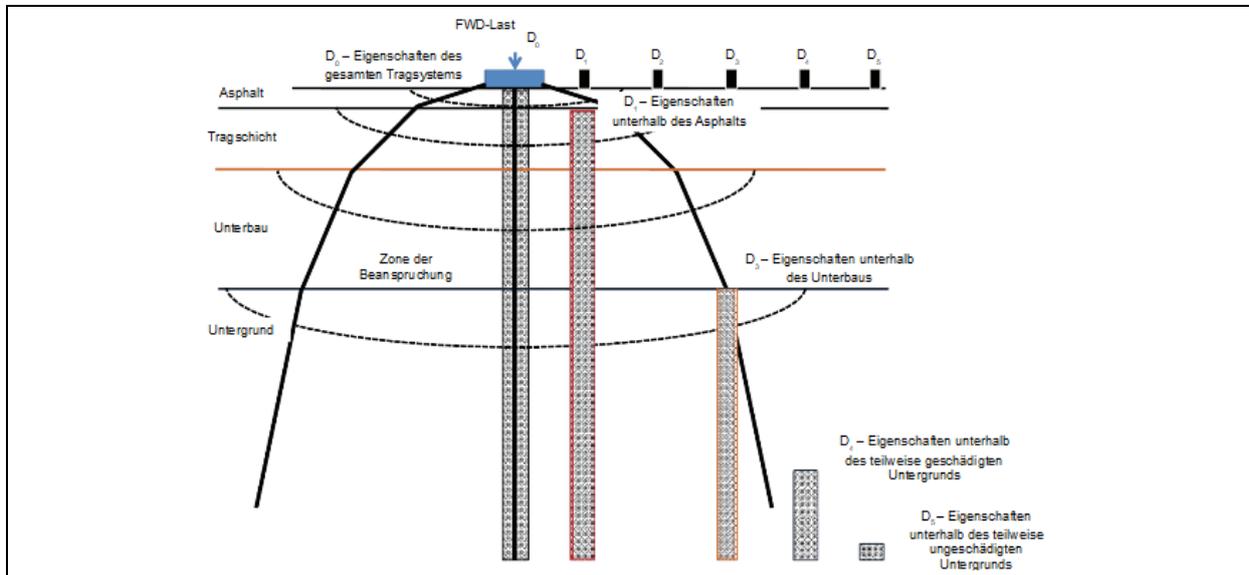


Bild 30: Verbindung zwischen Ort der gemessenen Verformungen und Schichteigenschaften (DONOVAN & TUTUMLUER, 2009)

Mithilfe einer Parameterstudie wurden verschiedene Elastizitätsmodul für die ungebundenen Schichten angenommen, wobei die Dicke und die Steifigkeit der gebundenen Schichten nicht verändert wurde. Auf Grundlage der Spektralelementmethode (eine Art vereinfachte FEM) wurden darauf aufbauend Verformungsmulden berechnet, unter der Annahme eines ideal-elastischen Materialverhaltens. Das vorliegende Modell wurde an der Université de Lyon in Kooperation mit dem Service Technique de l'Aviation Civile (STAC) entwickelt und beruht auf den Annahmen und Beschreibungen von AL-KHOURY et al. (2011) (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; ROUSSEL, 2019). Die Ergebnisse der Parameterstudie und die Auswirkung eines sich verändernden Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten auf den SCI_{300} und den SCI_{SUB} sind in Bild 31 dargestellt:

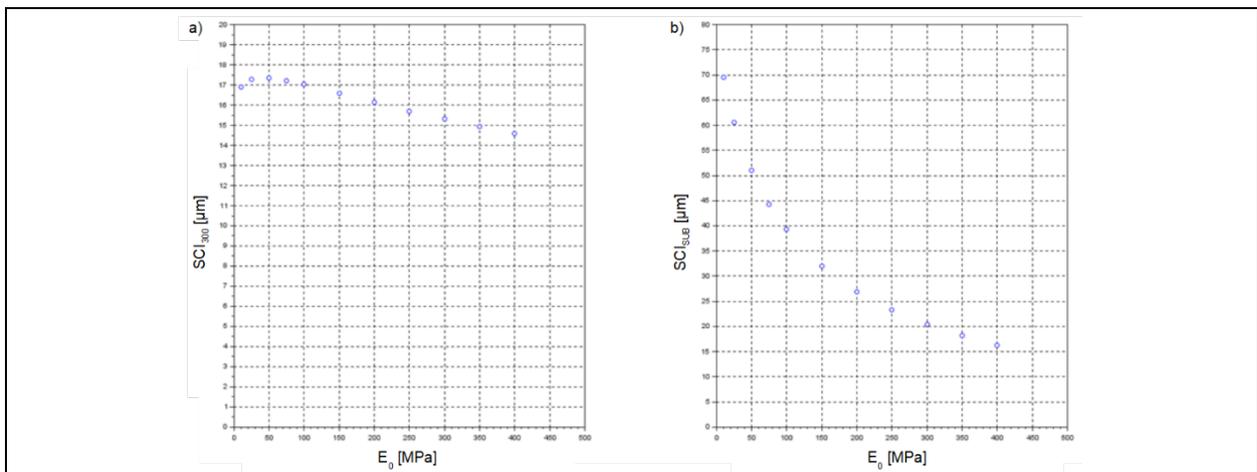


Bild 31: a) SCI_{300} in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten; b) SCI_{SUB} in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten

Während die Werte für den SCI_{300} nahezu unbeeinflusst sind vom Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten, zeigt sich ein nichtlineares antiproportionales Verhältnis zum SCI_{SUB} . Bei der Durchführung einer

Rückrechnung anhand der theoretisch ermittelten Verformungsmulden können auch die vom FWD-Verfahren bekannten Parameter ermittelt werden – so z.B. auch der Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 (s. Abschnitt 3.4.20). Ein Vergleich von M_0 mit dem SCI_{SUB} ist der Bild 32 zu entnehmen. Auch hier zeigt sich ein nichtlineares antiproportionales Verhältnis zwischen den beiden Parametern. Würde der Orientierungswert für M_0 zugrunde gelegt (= 150 MPa), so läge der Grenzwert für den SCI_{SUB} bei 45 μm . Da die rechnerischen Verformungsmulden allerdings auf der Belastungssituation des FWD beruhen, ist ein direkter Transfer von Grenzwerten nicht möglich. Grundsätzlich führt eine Ermittlung von FWD-Kennzahlen mithilfe von TSD-Verformungsmulden zu sehr pessimistischen Ergebnissen. Deswegen erscheint eine Festlegung des $SCI_{SUB, \text{grenz}} = 60 \mu\text{m}$ sinnvoll. Eine weitere Differenzierung in Tragfähigkeitsklassen hingegen erscheint nicht sinnvoll, da die Entscheidung über die Instandsetzung von ungebundenen Schichten einer Verkehrsflächenbefestigung binärer Natur ist. Den selben Orientierungswert zur Bewertung der ungebundenen Schichten wählte auch JENDIA (1995) für den Untergrund-Unterbau-Indikator, errechnet aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen (JENDIA, 1995).

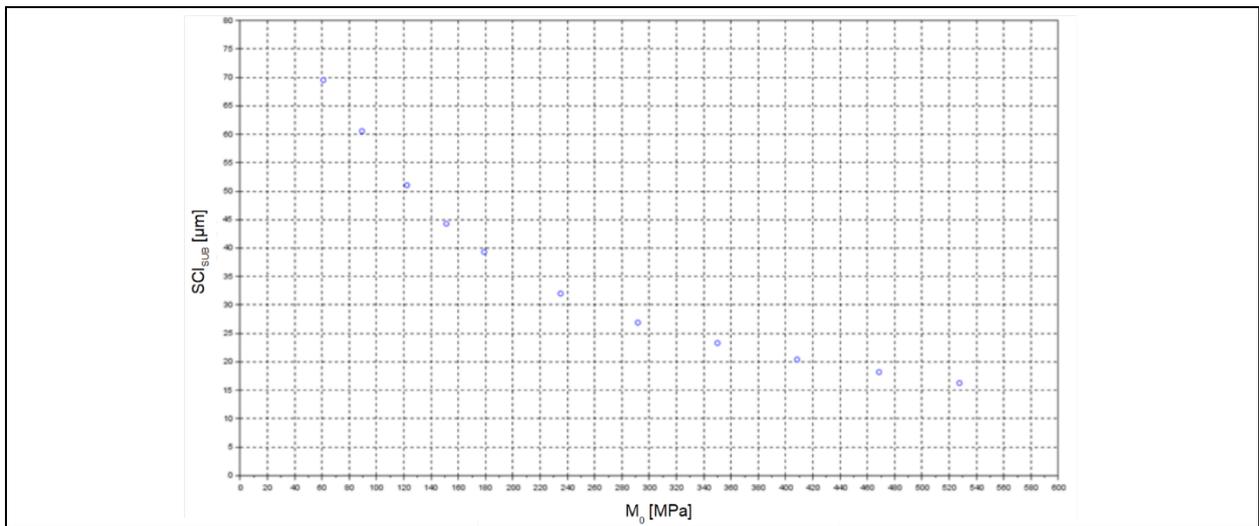


Bild 32: SCI_{SUB} in Abhängigkeit vom Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0

3.4.8 Unterbaukrümmungsindex BCI

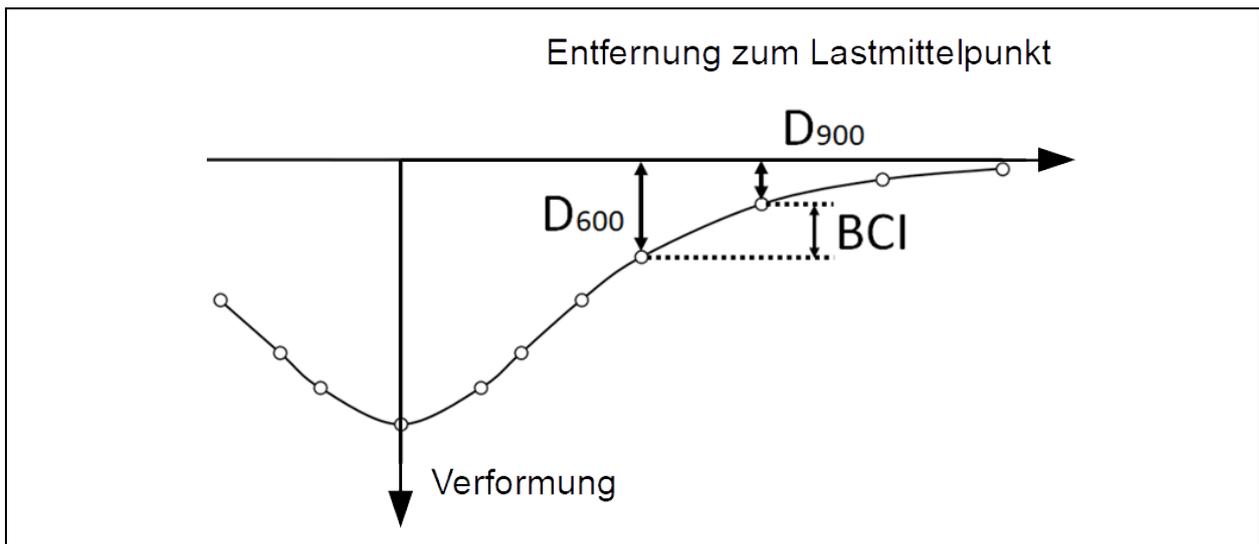


Bild 33: Schematische Darstellung des BCI

Der Unterbaukrümmungsindex BCI ist auch eine Verformungsdifferenz und soll ebenso die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten charakterisieren. Dabei ist er folgendermaßen definiert:

$$BCI = D_{600} - D_{900}$$

Gleichung 2: Unterbaukrümmungsindex
BCI

mit:	BCI =	Unterbaukrümmungsindex	[μm]
	D_{600} =	Verformung in einer Entfernung von 600 mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
	D_{900} =	Verformung in einer Entfernung von 900 mm vom Lastmittelpunkt	[μm]

Dieser Parameter wurde erstmals von KILARESKI & ANANI (1982) verwendet und soll die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten repräsentieren (KILARESKI & ANANI, 1982). Der Grundgedanke ist, dass die Eigenschaften der ungebundenen (also tieferliegenden) Schichten von der Geometrie des äußeren Teils der Verformungsmulde charakterisiert werden. Diese Feststellung wurde in einer Vielzahl von Untersuchungen in den U.S.A. bestätigt (HOSSAIN & ZANIEWSKI, 1991; KIM et al., 2000; MCCULLOCH & TAUTE, 1982; XU et al., 2002b).

3.4.9 Unterbauschadensindex BDI

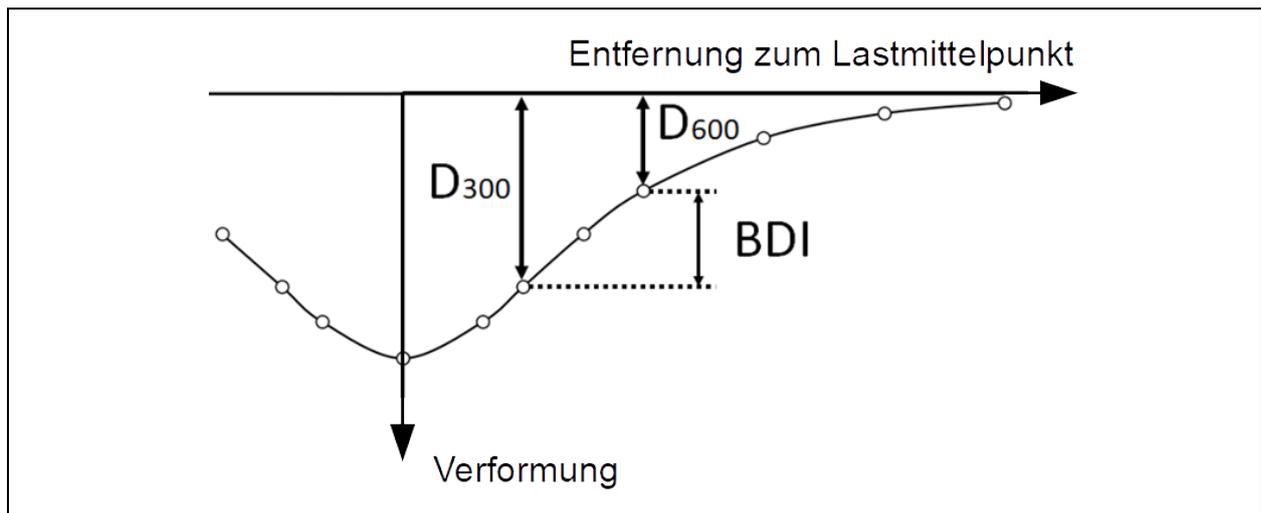


Bild 4: Schematische Darstellung des BDI

$$BDI = D_{300} - D_{600}$$

Gleichung 3: Unterbauschadensindex
BDI

mit:	BDI =	Unterbauschadensindex	[μm]
	D_{300} =	Verformung in einer Entfernung von 300 mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
	D_{600} =	Verformung in einer Entfernung von 600 mm vom Lastmittelpunkt	[μm]

Der Unterbauschadensindex BDI repräsentiert, ähnlich wie der BCI, die Steifigkeit der tieferliegenden, ungebundenen Schichten. Jedoch wird hier ein näheres sich zum Lastmittelpunkt befindliches Verformungspaar gewählt. In den Untersuchungen von DONOVAN & TUTUMLUER (2009) wird der BDI als besserer Indikator für die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten beschrieben (DONOVAN & TUTUMLUER, 2009). Dies liegt jedoch in der Tatsache begründet, dass die untersuchten Verkehrsflächenbefestigungen eine sehr geringe Dicke des gebundenen Oberbaus aufweisen und die Gesamtbefestigung ebenso eine vergleichsweise geringe Dicke aufweisen (vor allem im Vergleich zu in

Deutschland üblichen Befestigungsdicken). Deswegen kann daraus geschlussfolgert werden, dass das verwendete Verformungspaar umso weiter vom Lastmittelpunkt entfernt sein muss, je dicker der Befestigungsaufbau ist, um die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten beschreiben zu können.

3.4.10 Fläche unter dem Befestigungsprofil AUPP

Die Fläche unter dem Befestigungsprofil AUPP ist der Gegenpart zur Fläche A und spiegelt daher die Tragfähigkeit der gebundenen Schichten wider. Ein niedriger Wert für AUPP bedeutet daher, dass die Steifigkeit der gebundenen Schichten hoch ist (GOPALAKRISHNAN & THOMPSON, 2005; GOPALAKRISHNAN, 2009). Entwickelt wurde dieser Parameter von HILL (1988) auf Grundlage der ILLI-PAVE-Datenbank (ein Befestigungs-FE-Programm (THOMPSON, 1989)). Es wurde nachgewiesen, dass der AUPP in direktem Zusammenhang steht mit den Zugspannungen an der Unterseite der Asphaltsschicht – dies wurde durch Korrelationsanalyse von FWD-Tragfähigkeitsmessungen und Dehnungsmessstreifen durchgeführt (ALVAREZ & THOMPSON, 1998; GARG & THOMPSON, 1998; HILL, 1988; WANG, LI & JI, 2018). Der AUPP ist folgendermaßen definiert:

$$AUPP = \frac{5 \cdot D_0 - 2 \cdot D_{300} - 2 \cdot D_{600} - D_{900}}{2}$$

Gleichung 24: Fläche unter dem Befestigungsprofil AUPP (HILL, 1988)

mit:	AUPP =	Fläche unter dem Befestigungsprofil	[μm]
	D_0 =	Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
	D_{300} =	Verformung in einer Entfernung von 300 mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
	D_{600} =	Verformung in einer Entfernung von 600 mm vom Lastmittelpunkt	[μm]
	D_{900} =	Verformung in einer Entfernung von 900 mm vom Lastmittelpunkt	[μm]

In aktuellen Untersuchungen wurde zudem festgestellt, dass der AUPP der sensitivste Parameter zur Identifikation von Bereichen ist, die durch Verkehrsbeanspruchung in ihrer strukturellen Substanz geschwächt wurden (GOPALAKRISHNAN & THOMPSON, 2005). Für den AUPP gilt aber, wie auch bereits für den SCI_{300} , dass durch die Herannahme von D_0 und die Unsicherheiten, die hierdurch entstehen, die Übertragung dieses, von FWD-Tragfähigkeitsmessungen abgeleiteten, Parameters, anfällig ist für Ungenauigkeiten.

3.4.11 Tangentiale Neigung TS_i

Der tangentielle Slope TS gibt die Steigung der Verformungsmulde an der Stelle i wieder und ist damit gleichzusetzen mit dem Slope-Wert P_i (s. Abschnitt 3.4.1). In der Literatur wird deswegen explizit nochmals TS erwähnt, da dieser Wert bei FWD-Tragfähigkeitsmessungen aus den Verformungswerten hergeleitet werden muss (durch Anschmiegen einer Regressionsfunktion an die Verformungsmulde). Für den vorliegenden Forschungsbericht sollen TS_i und P_i als gleichwertig betrachtet werden, da sie physikalisch dasselbe ausdrücken. Interessant ist, dass in früheren Untersuchungen anhand von FWD-Messungen und Simulationen TS als verlässlicher Parameter zur Identifikation von Schwächung der strukturellen Substanz im gebundenen Oberbau herausstach (University of Dundee. Department of Civil Engineering, 1980).

$$TS_i = \frac{\partial D}{\partial r}$$

Gleichung 25: Tangentiale Neigung TS_i (NASIMIFAR et al., 2016)

mit:	TS_i =	Tangentiale Neigung an der Stelle i	[$\mu\text{m}/\text{m}$]
	D =	Verformung an der Stelle i	[μm]

$r =$ Entfernung vom Lastmittelpunkt [m]

3.4.12 Verformungsneigung SD_i

Je nach betrachteter Stelle der Verformungsmulde kann die Verformungsneigung SD über die Materialeigenschaften unterschiedlicher Schichten aussagen. Für $r = 610$ mm untersuchte HORAK (1987) die Auswirkungen einzelner Ausprägungen von Schichteigenschaften auf einzelne Parameter, u.a. auch auf den SD_{610} . Dabei zeigte sich, dass der SD_{610} in der Lage ist, Hinweise auf Abweichungen und Unterschiede in der strukturellen Substanz von Verkehrsflächenbefestigungen zu liefern (HORAK, 1987a).

$$SD_i = \frac{\tan^{-1}(D_0 - D_r)}{r}$$

Gleichung 26: Verformungsneigung SD_i
(KUNG, 1967)

mit: $SD_i =$ Verformungsneigung an der Stelle i [m]
 $D_0 =$ Verformung im Lastmittelpunkt [μm]
 $D_r =$ Verformung in einer Entfernung r vom Lastmittelpunkt [μm]
 $r =$ Entfernung vom Lastmittelpunkt [m]

Andere Variationen von SD wurden nicht untersucht, sodass die Frage besteht, inwiefern dieser Parameter variabel in seiner Aussagekraft ist und wie dieser Parameter im Vergleich zu anderen Parametern abschneidet. Hier gilt ebenso, dass für die Anwendung bei TSD-Messungen die Unsicherheit bzgl. der Aussagekraft von D_0 besteht.

3.4.13 Verformungsneigungsindex DSI_i

NASIMIFAR et al. (2016) untersuchten anhand von FE-Simulationen die Korrelation von verschiedenen geometrischen Parametern auf den Dehnungszustand der Verkehrsflächenbefestigungen. Hierzu wurde der DSI als zusätzlicher Parameter gewählt, da es aufgrund der Verformungsmuldenberechnungsmethoden Unsicherheit bzgl. der Ermittlung des D_0 gibt. Wie bereits erwähnt, liegt dies daran, dass im Lastmittelpunkt kein Sensor vorhanden ist und durch die Phasenverschiebung der Abstand von Lastmittelpunkt und Verformungsmaximum je nach Befestigung variiert (NASIMIFAR et al., 2016).

$$DSI_{100-r} = D_{100} - D_r$$

Gleichung 27:
Verformungsneigungsindex DSI_i
(NASIMIFAR et al., 2016)

mit: $DSI_{100-r} =$ Verformungsneigungsindex in einer Entfernung r vom Lastmittelpunkt [μm]
 $D_{100} =$ Verformung in einer Entfernung von 100 mm vom Lastmittelpunkt [μm]
 $D_r =$ Verformung in einer Entfernung r vom Lastmittelpunkt [μm]

Es zeigte sich, dass der $DSI_{200-300}$, also die Differenz der Verformungen D_{200} und D_{300} , gute Korrelationen zu Zugdehnungen an der Unterseite der Asphaltsschicht und der $DSI_{300-900}$, also der Differenz der Verformungen D_{300} und D_{900} , gute Korrelationen zur Spurrinnenbildung aufweist. Die untersuchten Asphaltsschichten reichen von 76 mm bis hin zu 381 mm, also auch sehr große Dicken, die in Deutschland

Anwendung finden. Daher könnten diese beiden Parameter auch für TSD-Tragfähigkeitsmessungen in Deutschland ohne weiteres angewandt werden.

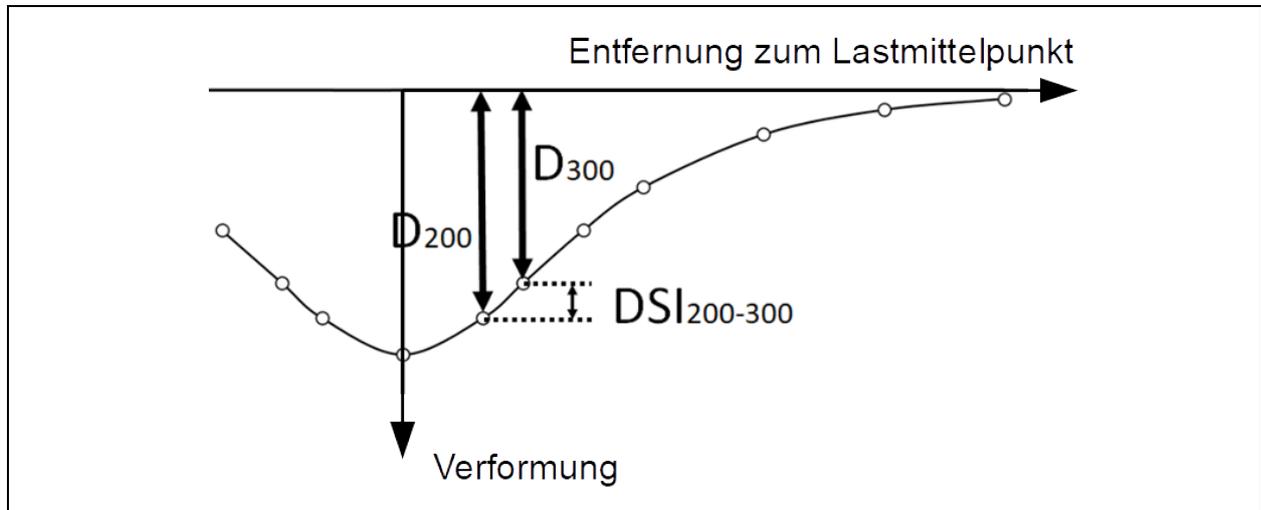


Bild 35: Schematische Darstellung des DSI

3.4.14 Verbreitungsfähigkeit S

Ähnlich wie die Fläche A soll die Verbreitungsfähigkeit S die gesamte Verformungsmulde zur Bewertung berücksichtigen. Einzelne Untersuchungen zeigten, dass S ein relativer Parameter ist, d.h. S bildet die Steifigkeit der gebundenen in Relation zur Steifigkeit der ungebundenen Schichten ab (ROHLF & ROGNESS, 1986).

$$S = \frac{100 \cdot \frac{D_0 + D_{300} + D_{600} + D_{900}}{5}}{D_0}$$

Gleichung 28: Verbreitungsfähigkeit S
(VASWANI, 1971)

mit:	S =	Verbreitungsfähigkeit	[-]
	D ₀ =	Verformung im Lastmittelpunkt	[µm]
	D ₃₀₀ =	Verformung in einer Entfernung von 300 mm vom Lastmittelpunkt	[µm]
	D ₆₀₀ =	Verformung in einer Entfernung von 600 mm vom Lastmittelpunkt	[µm]
	D ₉₀₀ =	Verformung in einer Entfernung von 900 mm vom Lastmittelpunkt	[µm]

Andere Untersuchungen zeigten, dass Veränderungen in der Steifigkeit und Dicke der ungebundenen Schichten unmittelbar Auswirkung auf den Parameter S haben (HORAK, 1987a).

3.4.15 Tragfähigkeitszahl Tz

Der Krümmungsradius R₀ liefert Aussage über den strukturellen Zustand der gebundenen Schichten (s. Abschnitt 3.4.3). Will man jedoch eine Aussage über den strukturellen Zustand der gesamten Straßenbefestigung treffen, so kann die Tragfähigkeitszahl Tz herangezogen werden:

$$T_z = \sqrt{\frac{R_0}{D_0}}$$

Gleichung 29: Tragfähigkeitszahl T_z
(JENDIA, 1995)

mit:	$T_z =$	Tragfähigkeitszahl	[-]
	$R_0 =$	Radius des Schmiegekreises im Lastmittelpunkt	[m]
	$D_0 =$	Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]

Die Tragfähigkeitszahl T_z wird bei FWD-Tragfähigkeitsmessungen in Deutschland als charakteristischer Parameter verwendet, um die Tragfähigkeit der gesamten Befestigungen zu bewerten. Hierfür wurden in Abhängigkeit von der Belastungsklasse Orientierungswerte erarbeitet, um die vorhandenen Werte zu bewerten (ROOS, FREUND & THIELE, 2008):

Belastungsklasse	Orientierungswert für die Tragfähigkeitszahl T_z [-]
Bk100	4,35
Bk32	3,65
Bk10	3,02
Bk3,2	2,67
Bk1,8	2,38
Bk1,0	1,48
Bk0,3	0,17

Tab. 15: Belastungsklassenabhängige Orientierungswerte für die Tragfähigkeitszahl T_z (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014a)

Bisher wurden TSD-Tragfähigkeitsmessdaten noch nicht anhand von T_z bewertet, sodass nicht gesagt werden kann, ob der Parameter zur Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen taugt und ob die für das FWD formulierten Orientierungswerte übertragbar sind. Dies erfolgt in Abschnitt 4.7.15.

3.4.16 RWD-Index RI

Mithilfe von RWD-Tragfähigkeitsmessungen wurden ebenfalls schon netzweite Erfahrungen mit schnellfahrenden Tragfähigkeitsmesssystemen gemacht. In Untersuchungen in Louisiana wurde beobachtet, dass eine abnehmende Tragfähigkeit der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung sich zum einen in einer Zunahme des Absolutwerts der Verformungen bemerkbar macht aber auch in der Streuung der Einzelwerte. Deswegen wurden hierzu Standardabweichung und Mittelwert einer bestimmten Abschnittslänge in einem Wert zusammengefasst, um so einen kennzeichnenden Parameter zu bilden (ELSEIFI, ABDEL-KHALEK, GASPARD, ZHANG & ISMAIL, 2011; ELSEIFI, ABDEL-KHALEK & DASARI, 2012):

$$RI = \mu_{D_0} \cdot \sigma_{D_0}$$

Gleichung 30: RWD-Index RI (ELSEIFI et al., 2012)

mit:	$RI =$	RWD-Index	[μm^2]
	$\mu_{D_0} =$	Mittelwert der Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]

σ_{D_0} = Standardabweichung der Verformung im Lastmittelpunkt [µm]

Dieser Parameter wurde mit der Strukturzahl SN korreliert und es wurden gute Übereinstimmungen festgestellt. Auch der Vergleich mit der SN aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen zeigte gute Übereinstimmungen. Deswegen wurde auf Grundlage der vorhandenen Datenbasis ein Bewertungsschema ausgearbeitet, welches zusätzlich noch zwischen drei Dickenklassen differenziert:

Tragfähigkeitszustand	Dicke der Asphaltbefestigung [cm] bzw. RWD-Index RI [µm ²]		
	< 7,5	7,5 – 15,0	> 15,0
Gut	< 620	< 605	< 388
Mittelmäßig	620 – 1.705	605 – 1.690	388 – 1.225
Schlecht	> 1.705	> 1.690	> 1.225

Tab. 16: Definition von Orientierungswerten für den FWD-Index RI in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltbefestigung (ELSEIFI et al., 2012)

Nach diesem Schema wurde auch das Straßennetz Louisianas bewertet. Grundlage der Grenzwerte waren zum einen bestehende Grenzwerte in Louisiana, zum anderen aber auch Ergebnisse aus Expertenbefragungen.

3.4.17 RWD-Zonenindex ZRI

In Anlehnung an den RWD-Index RI wurde der RWD-Zonenindex ZRI entwickelt, der eine Weiterentwicklung darstellt. Hier wird dem Absolutwert der Verformung mehr Bedeutung zugewiesen. Die Verformung wird dabei als maßgebender Faktor zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Befestigung gesehen und die Standardabweichung der Verformung innerhalb des betrachteten Abschnitts als ein untergeordneter Faktor (ZHANG et al., 2016):

$$ZRI = \mu_{D_0} \cdot \sqrt{\sigma_{D_0}}$$

Gleichung 4: RWD-Zonenindex ZRI (ZHANG et al., 2016)

mit: ZRI = RWD-Zonenindex [µm^{3/2}]
 μ_{D_0} = Mittelwert der Verformung im Lastmittelpunkt [µm]
 σ_{D_0} = Standardabweichung der Verformung im Lastmittelpunkt [µm]

3.4.18 Phasenverschiebungswinkel δ

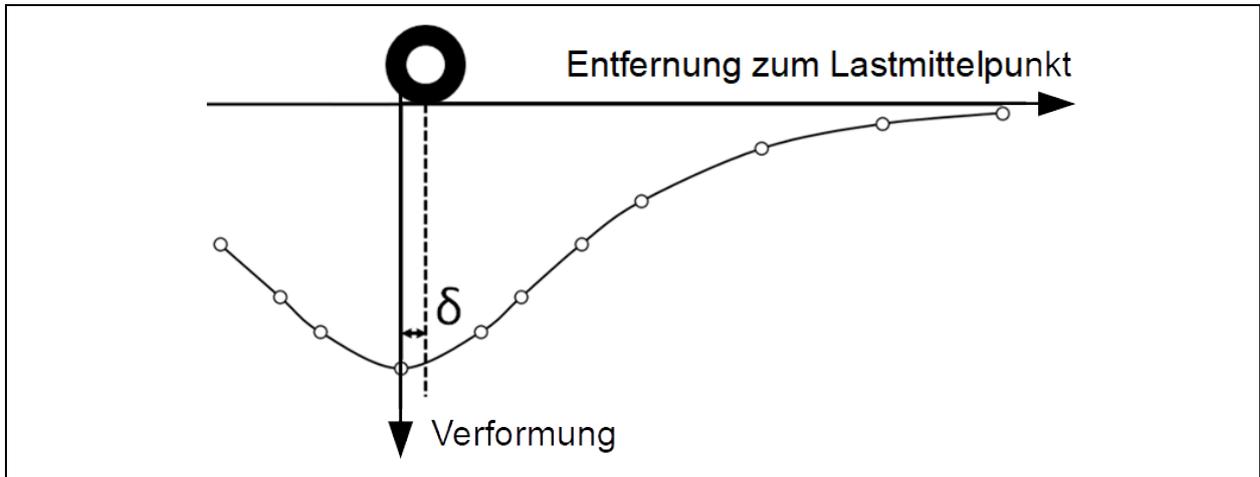


Bild 36: Schematische Darstellung des δ

Die bisher angewandten Tragfähigkeitsmesssysteme arbeiten nach einem quasi-statischen Prinzip oder dem einer aufprallenden Masse, die keinerlei Horizontalkomponente aufweist. Dadurch kann zwar auch die Tragfähigkeit erfasst werden, jedoch gehen einige Informationen bzgl. der Materialeigenschaften verloren. Hier sind vor allem die visko-elastischen Eigenschaften zu nennen, die durch die schnelle Bewegung des Messgeräts in Horizontalrichtung und gleichzeitige Belastung in Vertikalrichtung erst erfasst werden können. Dies zeigt sich zuerst in der Darstellung von Beschleunigungswerten, die ein Fahrzeug innerhalb einer Befestigung erzeugt. In Bild 37 sind die Beschleunigungsverläufe auf einer Verkehrsflächenbefestigung aus Beton und einer aus Asphalt dargestellt. Während der Beschleunigungsverlauf auf Beton vergleichsweise niedrige Werte aufweist und nahezu punktsymmetrisch ist, zeigt der Verlauf bei der Asphaltbefestigung einen deutlichen Unterschied in Amplitude und Breite auf. Auch ist ein Nachschwingen der Asphaltbefestigung zu erkennen.

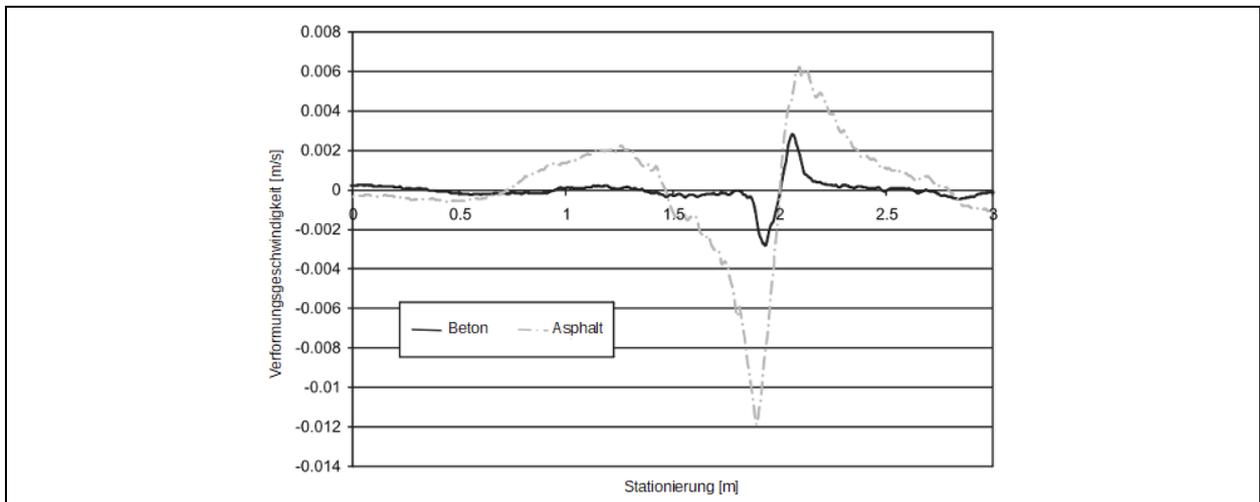


Bild 37: Vergleich der Reaktion von Beschleunigungssensoren auf TSD-Überfahrten bei Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt und Beton (FERNE et al., 2009a)

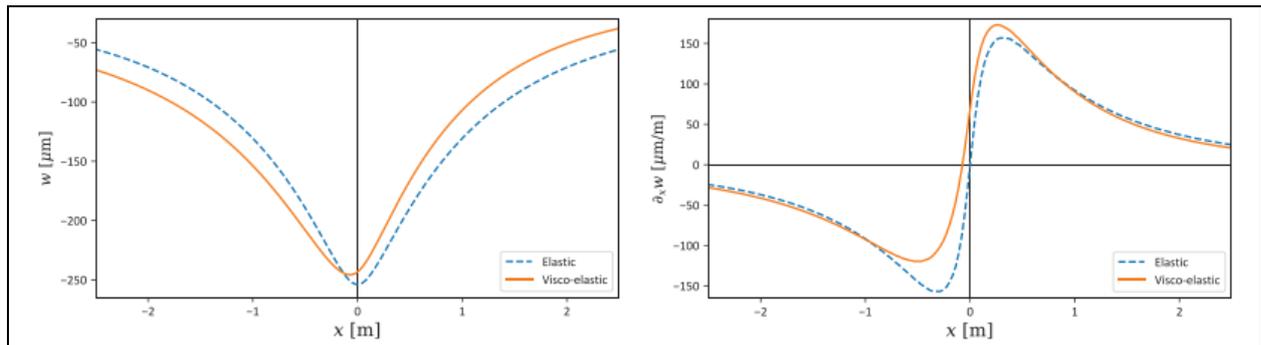


Bild 38: Auswirkung der Betrachtung viskoser Materialeigenschaften auf die Rückrechnung von Slope- (rechts) und Verformungsverläufen (links) (NIELSEN, 2019)

Jedoch ist die Phasenverschiebung δ nicht ausschließlich auf die visko-elastischen Materialeigenschaften zurückzuführen. Hier ist auch die Massenträgheit zu nennen, die einen Einfluss auf den Versatz zwischen Last- und Verformungsmaximum besitzt. Untersuchungen des zeitlichen Verformungsverlaufs von modellierten und mittels FWD messtechnisch erfassten Asphaltbefestigungen konnten nachweisen, dass Materialeigenschaften des ungebundenen Materials ebenfalls einen großen Einfluss auf die Phasenverschiebung haben (ČIČKOVIĆ, 2019). In Kombination aber mit anderen Parametern kann der Phasenverschiebungswinkel δ Rückschlüsse auf die Beschaffenheit der Gesamtbefestigung liefern. Allerdings liegen hierzu noch keine Erfahrungs- oder Orientierungswerte vor, d.h. es muss erst ein Erfahrungshintergrund geschaffen werden – falls der Parameter überhaupt geeignet ist.

Unsicherheiten bzgl. der Bestimmung des Phasenverschiebungswinkels δ bestehen hinsichtlich der Bestimmung der Verformungsmulde, da hier einige Verfahren existieren, die unterschiedliche Ergebnisse aufweisen. Das Winkler'sche Bettungsmodulverfahren ist hierfür nicht geeignet, da es von einem ideal-elastischen Materialverhalten ausgeht und ein solches Materialverhalten keinerlei Phasenverschiebung kennt. Welche Unterschiede die beiden anderen Verfahren liefern, muss anhand von realen Datensätzen geprüft werden.

Es sei angemerkt, dass die Berechnung des Phasenverschiebungswinkels δ nur dann möglich ist, wenn sich auch hinter der Lastachse Doppler-Laser befinden.

3.4.19 Schiefe der Verformungsmulde γ

Analog zum Phasenverschiebungswinkel δ dient der Blick auf die Schiefe der Verformungsmulde γ der Berücksichtigung visko-elastischer und Trägheitseffekte der betrachteten Verkehrsflächenbefestigung. Dabei bildet diese Kennzahl ab, inwieweit das Maximum der Verformungsmulde von der Mitte abweicht und in welche Richtung. Hierzu verwendet man das dritte Moment der Verformungsmulde und bereinigt dieses um die Standardabweichung und die Anzahl an verwendeten Werten.

$$\gamma = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{D_i - \mu}{\sigma} \right)^3$$

Gleichung 32: Schiefe der Verformungsmulde

mit:	$\gamma =$	Schiefe der Verformungsmulde	[-]
	$\mu =$	Mittelwert der Verformungsmulde	[μm]
	$\sigma =$	Standardabweichung der Verformungsmulde	[μm]
	$D_i =$	Verformung an der Stelle i	[μm]
	$n =$	Anzahl betrachteter Stützstellen der Verformungsmulde	[-]

Bisher ist dieser Parameter nicht zur Bewertung der Tragfähigkeit verwendet worden, allerdings könnte er bei der Quantifizierung der visko-elastischen und Trägheitseffekte (bei der Erfassung der Tragfähigkeit

durch das TSD) relevant sein/werden. Auch hier gelten jedoch dieselben Einschränkungen, wie auch für den Phasenverschiebungswinkel δ .

3.4.20 Schichtmodul des Halbraums M_0

Der Schichtmodul des Halbraums M_0 ist einer von drei Parametern, die der Steifigkeitsrückrechnungsmethode (auch bekannt als Darmstädter Auswertemethode; SBM = Stiffness Backcalculation Method) von FWD-Tragfähigkeitsversuchen entspringen. Dabei basiert die Steifigkeitsrückrechnungsmethode und deren Vorstufen auf dem Ansatz der Platte auf elastisch-isotropem Halbraum. Dieser Ansatz eignet sich jedoch nicht bei Körpern mit seitlich endlichen Abmessungen, sodass Rand- oder Fugenbereiche nicht abgebildet werden können (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2011b). 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

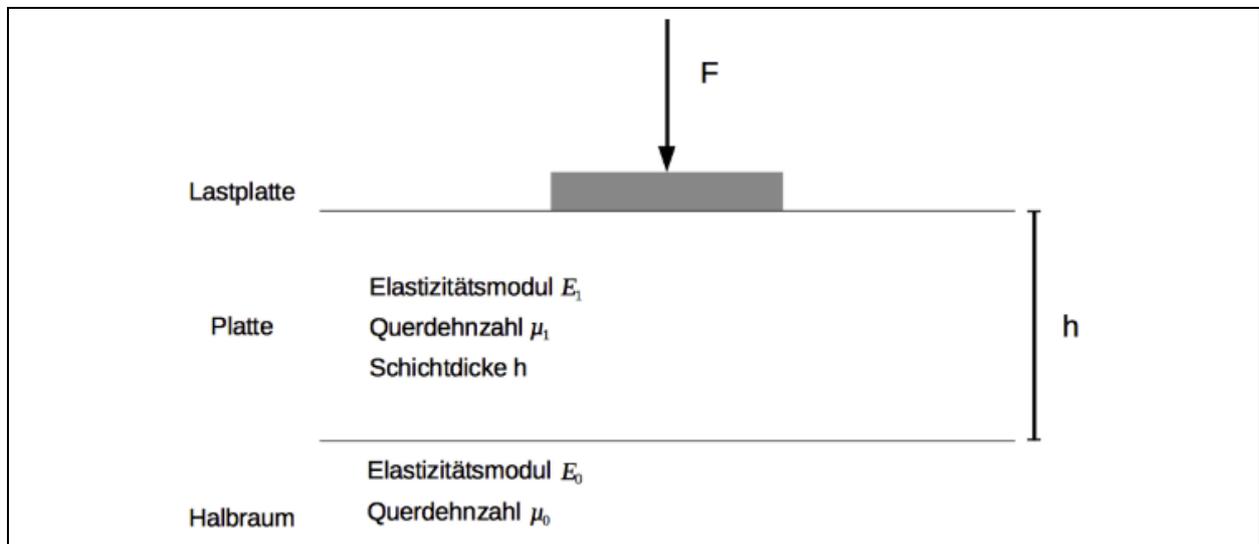


Bild 39: Berechnungsmodell „Platte auf elastisch-isotropem Halbraum“ ohne Schichtenverbund zwischen der Platte und dem Halbraum (GRÄTZ, 2009c)

Diese Voraussetzungen waren bei früheren Asphaltbefestigungen häufig nicht erfüllt. Bei heutigen Asphaltbauweisen können sie als erfüllt angesehen werden (Transportation Research Board [TRB], 2016). Für den Fall der Toplast und der sich daraus ergebenden Vertikalverformung der Plattenoberfläche ermittelten ZHU et al.(1985) folgenden Zusammenhang, aus dem die Verformung berechnet werden kann:

$$D\left(\frac{r}{l}\right) = \frac{Q}{M_0 \cdot l} \cdot H_w\left(\frac{r}{l}\right)$$

Gleichung 33: Verformung an der Fahrbahnoberfläche (ZHU, WANG & GUO, 1985)

mit:	D =	Verformung	[mm]
	Q =	Impulskraft	[N]
	M_0 =	Schichtmodul des Halbraums	[MPa]
	l =	Elastische Länge	[mm]
	r =	Abstand zum Lastmittelpunkt	[-]
	H_w =	Hilfswert	[-]

$$H_w\left(\frac{r}{l}\right) = \frac{2 \cdot l}{\pi \cdot M_0} \cdot \int_0^{\infty} \frac{J_0\left(\frac{r}{l} \cdot t\right) \cdot J_1\left(\frac{r}{l} \cdot t\right)}{t \cdot (1 + t^3)} dt$$

Gleichung 34: Lösung des Hilfswerts Hw
(ZHU et al., 1985)

mit:	H _w =	Hilfswert	[-]
	l =	Elastische Länge	[mm]
	M ₀ =	Schichtmodul des Halbraums	[MPa]
	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 =	Hilfsvariable bei der Integration der Bessel'schen Funktionen	[-]

Da diese Integralgleichung keine geschlossene Lösung liefert, leitete GRÄTZ (1999) durch Parameterstudien und Annahmen üblicher und zu erwartender Werte eine Regressionsgleichung für den interessanten äußeren Teil der Einsenkungsmulde ab, die eine geschlossene Lösung ermöglicht.

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 Bild 40 anschaulich dargestellt.

Die Steifigkeitsrückrechnungsmethode 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 bzgl. des Verhältniswertes r₀/l und der iterativen Bestimmung eines realistischen Wertes hierfür konnte folgende Regressionsgleichung formuliert werden:

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

Gleichung 35: Regressive Berechnung der Verformungsmulde (GRÄTZ, 2009c, 2009a, 2009b)

mit:	D(r) =	Verformung im Abstand r vom Lastmittelpunkt	[mm]
	A =	Regressionsparameter	[mm]
	B =	Regressionsparameter	[mm ⁻¹]
	a ₀ =	Regressionskoeffizient (= 0,392948)	[-]
	a ₁ =	Regressionskoeffizient (= -0,398483)	[-]
	a ₂ =	Regressionskoeffizient (= 0,0137024)	[-]

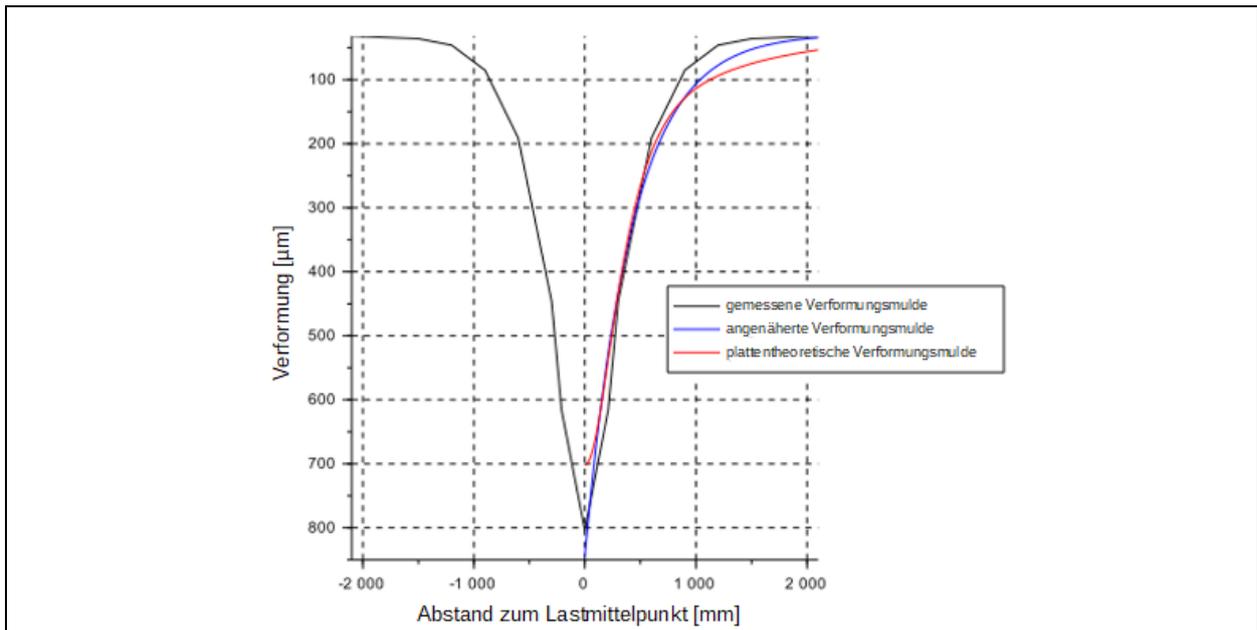


Bild 40: Vergleich zwischen gemessener, regressiv angenäherter und plattentheoretisch berechneter Verformungsmulde (ČIČKOVIĆ & BALD, 2017)

Dieser Regressionsansatz liefert sehr befriedigende Ergebnisse – das Bestimmtheitsmaß liegt nahezu immer oberhalb von $R^2 = 0,99$ (s. Bild 40). 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 die beiden Schichten (modellhafte Annahme) der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung. Wichtig ist, dass der o.g. Regressionsansatz für die Verformungen angesetzt wird, die außerhalb der Lasteintragungsfäche liegen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014a), da sonst der positiv gekrümmte Ast der Verformungsmulde die Güte der Regression nachteilig beeinflusst. Jedoch empfiehlt das o.g. AP TRAG TEIL C 2.1 (2014) keinen einheitlichen Ansatzpunkt für die Regressionsfunktion.

Aus dem Regressionsparameter A kann der Schichtmodul des Halbraums M_0 berechnet werden. Der Schichtmodul ist hierbei ein um die Querkontraktionszahl bereinigter Elastizitätsmodul und steht auch im Zusammenhang mit dem baupraktisch relevanten E_{v2} -Wert (GRÄTZ, 2009c). Es handelt sich also um eine Tragfähigkeitskennzahl, die die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten beschreibt:

$$M_0 = \frac{Q}{A \cdot l}$$

Gleichung 5: Schichtmodul des Halbraums M_0 (GRÄTZ, 2009c, 2009a, 2009b)

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

Für diesen Parameter bestehen gute Erfahrungswerte in Deutschland bei der Auswertung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen. Hierzu gibt es belastungsklassenabhängige Orientierungswerte. Bei der Auswertung von TSD-Tragfähigkeitsmessdaten kam dieser Parameter noch nicht zum Einsatz.

Belastungsklasse	Orientierungswert für den Schichtmodul des Halbraums M_0 [MPa]
Bk100, Bk32, Bk10, Bk3,2, Bk1,8, Bk1,0	150
Bk0,3	125

Tab. 17: Belastungsklassenabhängige Orientierungswerte für den Schichtmodul des Halbraums M_0 (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014a)

3.4.21 Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten M_r

AASHTO (1993) geht davon aus, dass Verformungen, die in weitem Abstand zum Lastmittelpunkt auftreten, nur durch die Verformungen der ungebundenen Schichten beeinflusst werden. So kann ein Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten folgendermaßen berechnet werden:

$$M_r = 0,24 \cdot \frac{P}{D_{1.800} \cdot 72}$$

Gleichung 37: Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten M_r (American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO], 1993)

mit: M_r = Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten [psi]
 P = Anpralllast (= 9.000 lbs) [lbs]
 $D_{1.800}$ = Verformung in einem Abstand von 1.800 mm zum Lastmittelpunkt [in]

Hierzu existiert auch ein Erfahrungsschatz (aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen) und damit auch eine Klasseneinteilung nach der Güte der Tragfähigkeit. Bei der Auswertung von TSD-Tragfähigkeitsmessdaten kam dieser Parameter noch nicht zum Einsatz.

Tragfähigkeitszustand	Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten [psi]
Gut	7.500 – 40.000
Mittelmäßig	5.400 – 7.500
Schlecht	1.000 – 5.400

Tab. 18: Definition von Tragfähigkeitszuständen anhand des Widerstandsmoduls M_r (AASHTO, 1993)

3.4.22 Elastische Länge l

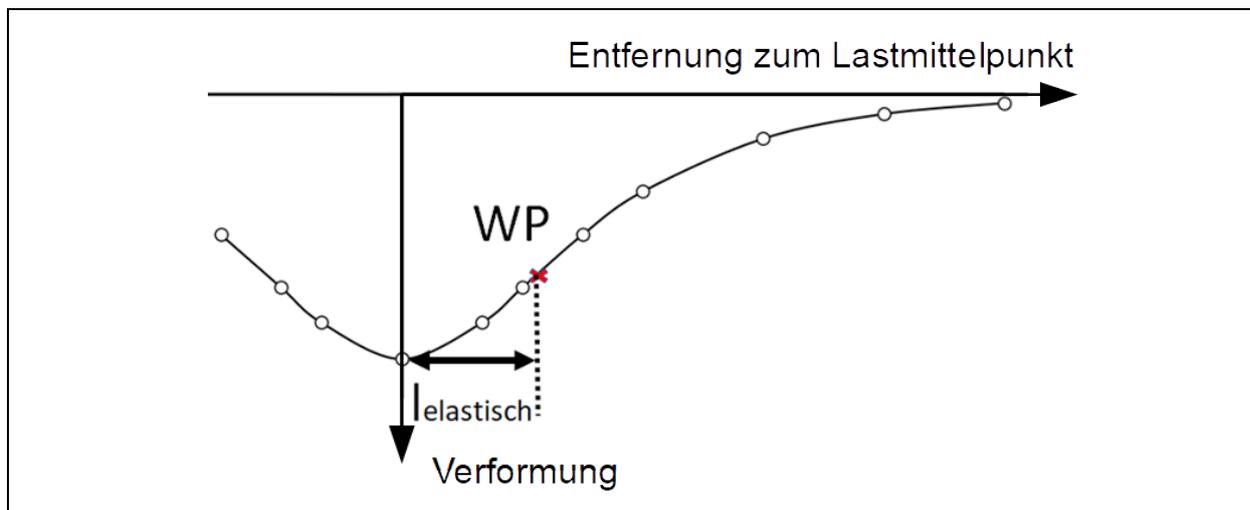


Bild 41: Schematische Darstellung des l

$$l = \frac{1}{B}$$

Gleichung 38: Elastische Länge l (GRÄTZ, 2009c, 2009a, 2009b)

mit: l = Elastische Länge [mm]

B = Regressionsparameter [mm⁻¹]

Belastungsklasse	Orientierungswert für die elastische Länge l [mm]
Bk100	620
Bk32	560
Bk10	500
Bk3,2	460
Bk1,8	430
Bk1,0	360
Bk0,3	130

Tab. 19: Belastungsklassenabhängige Orientierungswerte für die elastische Länge l (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014a)

Die elastische Länge l ist ein Parameter, der ebenso aus der Steifigkeitsrückrechnungsmethode stammt. Der Parameter entspricht dem Abstand zwischen Lastmittelpunkt bzw. Verformungsmaximum und dem Wendepunkt (WP) der Verformungsmulde. Ursprünglich wurde/wird der Parameter dazu verwendet, um die Tragfähigkeit der gebundenen Schichten zu beschreiben. Weitergehende Untersuchungen zeigten aber, dass der Parameter eher moderierender Natur ist, d.h. die elastische Länge l beschreibt das Verhältnis der Steifigkeiten der gebundenen und ungebundenen Schichten (ČIČKOVIĆ & BALD, 2017). Für diesen Parameter bestehen Erfahrungswerte in Deutschland bei der Auswertung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen. Hierzu gibt es belastungsklassenabhängige Orientierungswerte. Bei der Auswertung von TSD-Tragfähigkeitsmessdaten kam dieser Parameter noch nicht zum Einsatz.

3.4.23 Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3

$$M_1h^3 = 6 \cdot M_0 \cdot l^3$$

Gleichung 6: Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 (BÖHM et al., 2011)

mit:	$M_1h^3 =$	Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht	[MNm]
	$M_0 =$	Schichtmodul des Halbraums	[MPa]
	$l =$	Elastische Länge	[m]

Mechanisch gesehen, kann die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 als (um den Faktor zwölf) erhöhte Plattensteifigkeit verstanden werden und beinhaltet neben der Aussage über den Schichtmodul der lastverteilenden Schicht M_1 auch eine Aussage über die rechnerische Dicke h_{calc} . Diese dominiert diesen Parameter gar, da sie in dritter Potenz eingeht (BÖHM et al., 2011; ČIČKOVIĆ & BALD, 2017). Für diesen Parameter bestehen gute Erfahrungswerte in Deutschland bei der Auswertung von FWD-Tragfähigkeitsmessungen. Hierzu gibt es belastungsklassenabhängige Orientierungswerte. Bei der Auswertung von TSD-Tragfähigkeitsmessdaten kam dieser Parameter noch nicht zum Einsatz.

Belastungsklasse	Orientierungswert für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 [MNm]
Bk100	214,5
Bk32	158,1
Bk10	112,5
Bk3,2	87,6
Bk1,8	71,6
Bk1,0	42,0
Bk0,3	1,7

Tab. 20: Belastungsklassenabhängige Orientierungswerte für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3

3.4.24 Anprallsteifigkeitsmodul ISM

Der Anprallsteifigkeitsmodul ISM wird bestimmt durch diejenige Kraft, die benötigt wird, um die Verkehrsflächenbefestigung zu verformen:

$$ISM = \frac{P}{D_0}$$

Gleichung 40: Anprallsteifigkeitsmodul ISM (GOPALAKRISHNAN & THOMPSON, 2005)

mit:	ISM =	Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht	[kN/μm]
	P =	Anpralllast	[kN]
	D ₀ =	Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]

Mechanisch entspricht der ISM einer Art Federsteifigkeit des Gesamtsystems und soll so die elastische Steifigkeit des Gesamttragsystems abbilden. Dieser Parameter wurde bisher nur einmal in der Literatur erwähnt und angewendet. Dabei wurde durch FWD-Tragfähigkeitsmessungen der Verlauf des Werts bei zunehmender Verkehrsbelastung einer Flugbetriebsfläche messtechnisch erfasst. Es zeigte sich, dass der ISM mit zunehmender Lebensdauer der Flugbetriebsflächenbefestigung (bestehend aus Asphalt) abnimmt, d.h. es wurde mit der Zeit weniger Kraft benötigt, um die Befestigung um denselben Betrag zu verformen (GOPALAKRISHNAN & THOMPSON, 2005). Bei der Auswertung von TSD-Tragfähigkeitsmessdaten kam dieser Parameter noch nicht zum Einsatz.

3.4.25 Effektive Strukturzahl SN_{eff}

Da in den U.S.A. die Bemessung von Verkehrsflächenbefestigungen anhand der Strukturzahl SN erfolgt, existieren Berechnungsmethoden des SN_{eff} („eff“ steht in diesem Fall für die vorhandene Strukturzahl, während „req“ für die geforderte Strukturzahl steht) anhand von Tragfähigkeitsmessergebnissen. Die Strukturzahl SN kann dabei auf viele verschiedene Arten berechnet werden, die unterschiedlich kompliziert sind aber nahezu alle als Eingangsgrößen neben den Verformungswerten auch die Dicke der Asphaltbefestigung benötigen (SCHNOOR & HORAK, 2012). Das Konzept der Strukturzahl SN geht von einem additiven Tragfähigkeitsverhalten aus, d.h. jede einzelne Schicht trägt etwas zur Gesamttragfähigkeit der Verkehrsflächenbefestigung bei. Diese Beiträge werden superpositioniert. Nachfolgend wird die Berechnungsmethode nach ROHDE (1995) vorgestellt, da diese vergleichsweise einfach ist und ähnliche Ergebnisse liefert, wie die Berechnungsmethoden nach AASHTO (1993):

$$SIP = D_0 - D_{1,5d}$$

Gleichung 41: Strukturindex der Befestigung SIP

mit:	SIP =	Strukturindex der Befestigung	[μm]
	D_0 =	Verformung im Lastmittelpunkt	[μm]
	d =	Dicke der Befestigung	[mm]
	$D_{1,5d}$ =	Verformung in einer Entfernung von $1,5 \times$ Dicke der Befestigung vom Lastmittelpunkt	[μm]

$$SN_{eff} = k_1 \cdot SIP^{k_2} \cdot d^{k_3}$$

Gleichung 42: Effektive Strukturzahl SN_{eff} (ROHDE, 1995)

mit:	SN_{eff} =	Effektive Strukturzahl	[-]
	SIP =	Strukturindex der Befestigung	[μm]
	d =	Dicke der Befestigung	[mm]
	k_1 =	Koeffizient (= 0,1165)	[-]
	k_2 =	Koeffizient (= -0,3248)	[-]
	k_3 =	Koeffizient (= 0,8241)	[-]

Der Strukturzahl SN_{eff} wird anschließend die benötigte Strukturzahl SN_{req} gegenübergestellt. Der Quotient aus diesen beiden Kennzahlen wird Strukturzustandsindex SCI genannt und dient der Bewertung des aktuellen Zustands der Befestigung. Die Bestimmung des SN_{req} variiert dabei von Bundestaat zu Bundestaat, da hier Materialkenngrößen, Annahmen zur Zuverlässigkeit und jährlicher Materialschädigung angenommen werden, die regional unterschiedlich ausfallen.

Dieses Verfahren kann auch für TSD-Tragfähigkeitsmessdaten verwendet werden, da die Eingangswerte für die Berechnung von SN_{eff} prinzipiell auch aus TSD-Messungen ermittelt werden können. SCHMALZER & WEITZEL (2017) beispielsweise berechneten den SN_{eff} , um einen Parameter zu haben, der einem widerstandsseitigem Wert gegenübergestellt werden kann, welcher zudem auch noch aufgrund von unterschiedlichem Material etc. veränderlich ist (SCHMALZER & WEITZEL, 2017).

3.4.26 Rückrechnung von Elastizitätsmoduln E_i

Die Rückrechnung von Elastizitätsmoduln einzelner Schichten einer Verkehrsflächenbefestigung erfolgt mithilfe der Mehrschichtentheorie. Dabei kann der gesamte Spannungs- und Verzerrungszustand eines n-schichtigen Systems bei axialsymmetrischer Belastung berechnet werden (s. Bild 42). Es gelten folgende Voraussetzungen für die Anwendung (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2011a):

- Horizontale Schichten mit gleichmäßiger Dicke
- Unterste Schicht ist unendlich dick
- Schichten sind in horizontaler Richtung unendlich ausgedehnt
- Materialien weisen linear-elastische, isotrope und homogene Eigenschaften auf
- Schichten sind masselos
- Lasten werden über eine statische Topflast in das System eingeleitet

Bei der Rückrechnung von Elastizitätsmoduln aus Tragfähigkeitsmessungen werden als Eingangswerte benötigt: Dicke der Schichten, Verformungsmulde inkl. Anpralllast, Annahme bzgl. der Querkontraktionszahl μ_i , Ausgangswerte für den ersten Iterationsschritt und Abbruchkriterien. Hierzu gibt es verschiedene Programme, die die Rückrechnung ermöglichen, beispielsweise MODULUS, ELMOD, EVERCALC, BAKFAA, etc. Bei allen Programmen wird aus der Kombination aus Eingangswerten mittels der Mehrschichtentheorie die resultierende Verformungsmulde berechnet und mit der gemessenen Verformungsmulde verglichen. Sind die Abweichungen zu groß, wird der nächste Iterationsschritt durchgeführt. Dieser Vorgang geht so lange, bis das Abbruchkriterium (i.d.R. der mittlere quadratische Fehler) erreicht wird oder aufgrund der gewählten Grenzen der einzelnen Schichtelastizitätsmoduln keine bessere Näherung möglich ist (s. Bild 43).

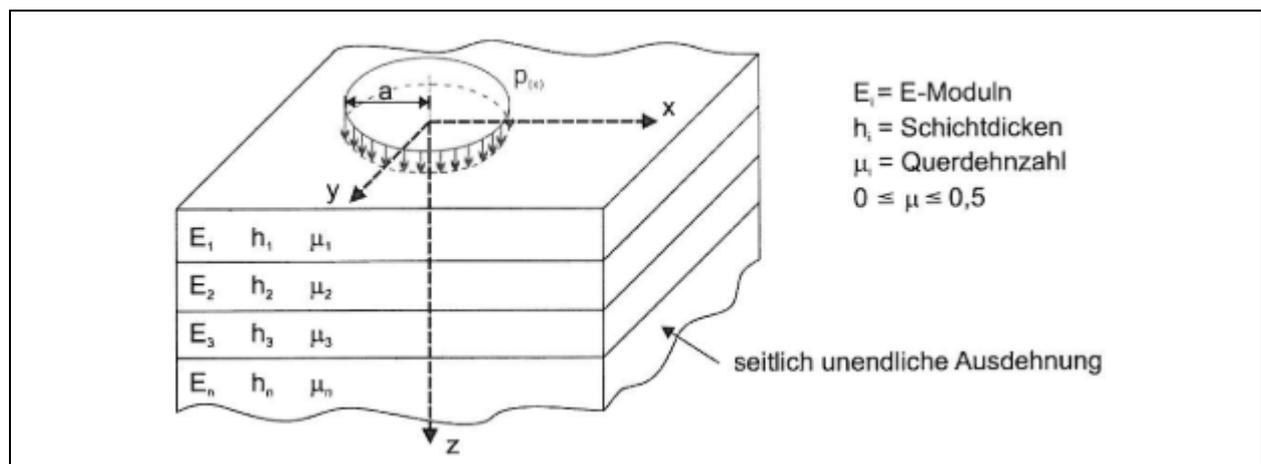


Bild 42: Mehrschichtenmodell (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2011a)

Kritisch anzumerken ist aber, dass es viele Unbekannte in dieser Gleichung gibt aber mit der Verformungsmulde als einzigen Eingangswert nur sehr wenige Gleichungen. Das bedeutet, dass es u.U. zu mehrdeutigen Ergebnissen kommen kann und dass eine berechnete Elastizitätsmodulnschar keineswegs die einzig richtige für die gegebene Verformungsmulde ist. Dies kann nur durch eine sehr enge Vorgabe der Elastizitätsmodulfenster verhindert werden, was aber aufgrund der Heterogenität der Steifigkeitsverhältnisse nur sehr schwierig ist (RIEDL, GRÄTZ, HOTHAN & PAULI, 2009). Zudem ist zu beachten, dass die Dicke der einzelnen Schichten auch sehr wichtig für die Genauigkeit der Berechnung ist. Da aber die Schichtdicken entweder nur punktuell (durch Bohrkernentnahmen) oder mit großem Post-

Processing-Aufwand (GPR-Messungen) ermittelt werden können, besteht hier eine zusätzliche Unsicherheit im Rückrechnungsprozess, die die erhaltenen Ergebnisse noch ungenauer werden lässt.

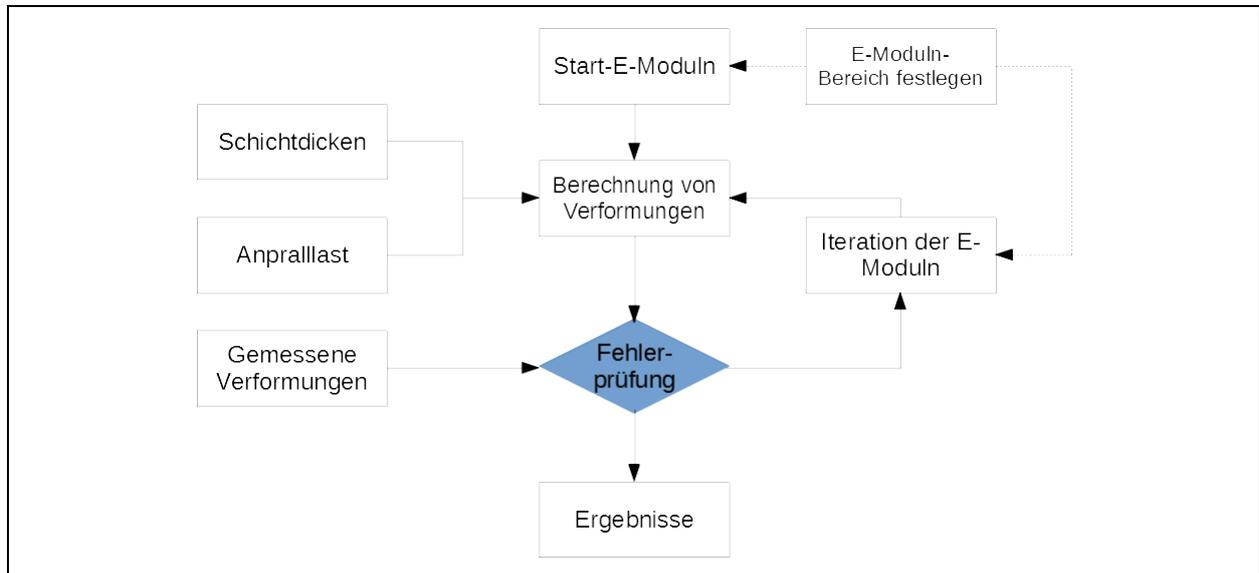


Bild 43: Schema des Rückrechnungsprozesses von Elastizitätsmoduln aus Verformungsmulden (HAAS et al., 2015)

3.4.27 Bestimmung der äquivalenten Verstärkungsdicke d_{eq}

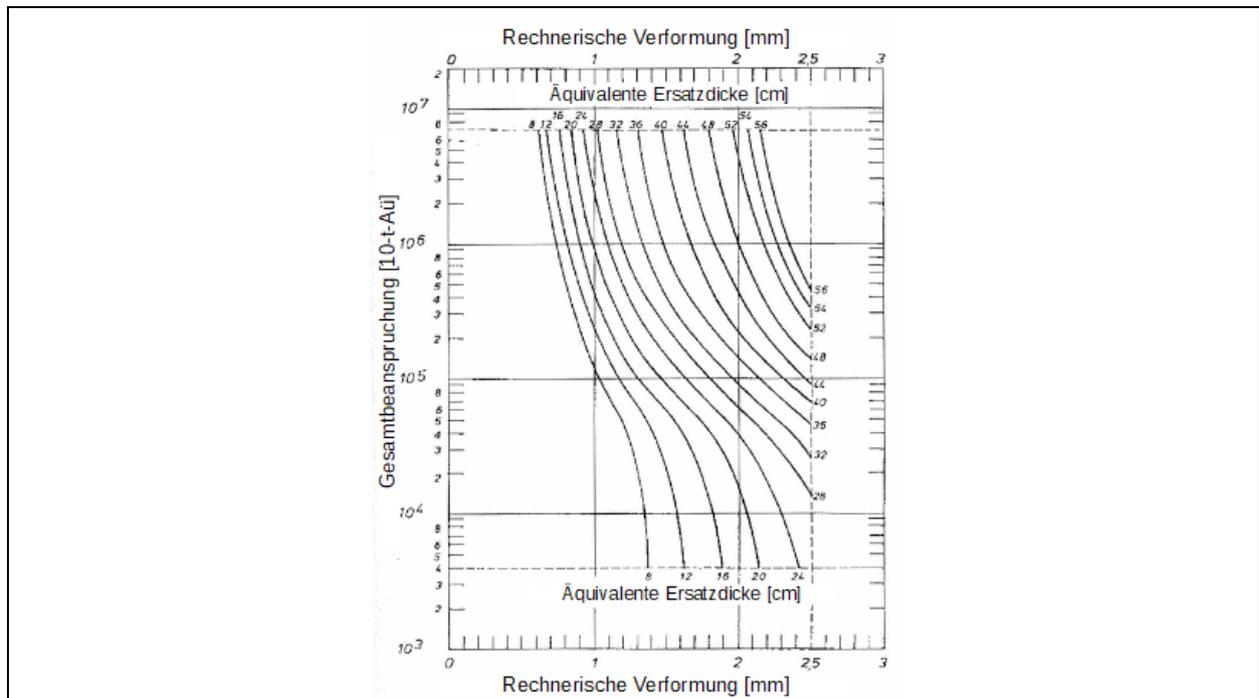


Bild 44: Bestimmung der Ersatzdicke der Verstärkung (Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych [GDDP] & Instytut Badawczy Dróg i Mostów [IBDiM], 2012)

Dieses Verfahren basiert ursprünglich auf den Nomogrammen von LEYKAUF (1991), der zuerst Referenz-Verformungsmulden mittels der Mehrschichtentheorie und den Referenzbauweisen aus der RStO berechnete. Diese Referenz-Verformungsmulden werden über ein Nomogramm mit den gemessenen Verformungsmulden verglichen, um ein Tragfähigkeitsdefizit festzustellen (LEYKAUF, 1991).

In Polen wird die gemessene Verformung im Lastmittelpunkt D_0 mittels eines Nomogramms (s. Bild 44) in Relation gesetzt zu der jährlichen Anzahl an Achsüberrollungen des Schwerververkehrs. Aus dem Nomogramm geht dann hervor, welche Verstärkung notwendig ist, um diesen Verkehr schadlos zu

überstehen. Tabelle Tab. 21 dient im Anschluss daran zur Bewertung der Tragfähigkeit (Instytut Badawczy Dróg i Mostów [IBDiM], 2013).

Klasse	Wertebereich für die äquivalente Verstärkungsdicke [cm]
sehr gut	< 8
gut	8 – 16
ausreichend	16 – 32
nicht ausreichend	> 32

Tab. 21: Orientierungswerte für die äquivalente Verstärkungsdicke

3.5 Zusammenfassung

Im vorangegangenen Abschnitt wurden zuerst verschiedene Normierungsverfahren vorgestellt und diskutiert. Es wurde deutlich, dass eine Normierung auf Bezugsrahmenbedingungen zwingend erforderlich ist, da die Messwerte Schwankungen unterliegen sind und daher sonst die Vergleichbarkeit einzelner Messkampagnen evtl. nicht gegeben sein könnte. Gleichzeitig wurde aber auch deutlich, dass es an einheitlichen Verfahren mangelt – und zwar bzgl. sämtlicher Rahmenbedingungsgrößen (Last, Temperatur, Geschwindigkeit).

Einige Bewertungsparameter erfordern die Berechnung der Verformungsmulde aus den Slope-Werten. Auch hier gibt es mehrere Berechnungsverfahren, die miteinander in Konkurrenz stehen. Das Winkler'sche Bettungsmodulverfahren kann als überholtes Verfahren betrachtet werden, welches in den Anfangsjahren des TSD-Messsystems verwendet wurde, da zu der Zeit keine anderen Verfahren zur Verfügung standen. Hier ist das asymmetrische Modell nach PEDERSEN (2013) als Nachfolgeverfahren zu sehen, das prinzipiell valide ist. Das AUTC-Verfahren steht mit diesem Verfahren in unmittelbarer Konkurrenz. Hier gilt es im folgenden Abschnitt herauszufinden, wie sich die Unterschiede in der Herangehensweise bemerkbar machen und ob eines der Verfahren Schwächen in der Verarbeitung der Slope-Werte zu Verformungsmulden aufweist. Die Euler-Darstellung der Verformungsmulde hingegen kann als (noch) theoretisches Berechnungsverfahren bewertet werden, welches derzeit nicht anwendbar ist.

Abschließend wurde eine Vielzahl an möglichen Bewertungsparametern vorgestellt. Diese Vielzahl liegt in der Tatsache begründet, dass viele dieser Verfahren noch aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen stammen und diese sich auf die Verformungsmulde beziehen. Hier kann es passieren, dass einige dieser Parameter aufgrund der unterschiedlichen Beanspruchungssituation nicht anwendbar sind für das TSD-Messsystem. Es ist aber anzumerken, dass viele dieser Kennwerte noch nicht bei TSD-Tragfähigkeitsmessungen verwendet wurden. Auffällig ist, dass viele durchgeführte Untersuchungen keine Bewertung der rückgerechneten Tragfähigkeitsgrößen vorgenommen haben, sondern nur die quantitative Ausprägung selbiger aufgezeigt wurden d.h. für viele Parameter fehlen Orientierungsmaßstäbe. Dies kann jedoch mit einer Vielzahl an Messungen an unterschiedlichen Straßenkategorien (und damit verbunden auch Bauweisen) in Zukunft noch erfolgen.

Geometrische Parameter	Mechanikgestützte Parameter
Slope-Werte P_i	Phasenverschiebungswinkel δ
Verformungen D_i	Schichtmodul des Halbraums M_0
Krümmungsradien R_i	Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten M_r
Fläche A	Elastische Länge l
Formfaktoren F_i	Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schichten $M_1 h^3$
Oberflächenkrümmungsindex SCI_i	Anprallsteifigkeitsmodul ISM
Oberflächenkrümmungsindex SCI_{SUB}	Effektive Strukturzahl SN_{eff}
Unterbaukrümmungsindex BCI	Rückrechnung von Elastizitätsmoduln E_i
Unterbauschadensindex BDI	Bestimmung der äquivalenten Verstärkungsdicke d_{eq}
Fläche unter dem Befestigungsprofil $AUPP$	
Tangentiale Neigung TS_i	
Verformungsneigung SD_i	
Verformungsneigungsindex DSI_i	
Verbreitungsfähigkeit S	
Tragfähigkeitszahl Tz	
RWD-Index RI	
RWD-Zonenindex ZRI	
Schiefe der Verformungsmulde γ	

Tab. 22: Klassifizierung von Tragfähigkeitskennwerten

4 Bewertung und Auswahl von Normierungs- und Bewertungsverfahren

4.1 Einleitung

Nachdem im vorigen Abschnitt viele Normierungs- und Bewertungsverfahren vorgestellt wurden, sollen diese im nachfolgenden Abschnitt diskutiert und analysiert werden. Hierzu werden jeweils Kriterien definiert, anhand derer die Verfahren bewertet werden sollen. Die Erfüllung der Kriterien wird jeweils im Nachgang in stichpunktartiger Form begründet.

Prinzipiell gilt, dass in der Bewertung und Analyse die jeweiligen Verfahren nicht nur theoretisch auf ihre Eignung geprüft werden, sondern auch ihre Auswirkung auf reale Datensätze untersucht wird. Die Beschreibung der verwendeten TSD-Messdaten erfolgt in Abschnitt 4.4. Die verwendeten Daten wurden dabei von Seiten der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und des Bayerischen Staatsministeriums für Wohnen, Bau und Verkehr (BayStMB) zur Verfügung gestellt.

4.2 Simulation von Überrollungen mithilfe des Programms 3D-Move

Um Überrollungen simulieren zu können und so Parameterstudien mit variierenden Rahmenbedingungen hinsichtlich Umgebung und Materialeigenschaften durchführen zu können, wurde das kontinuumbasierte Finite-Schichten-Analyse-Programm 3D-Move (Asphalt Research Consortium, 2013) verwendet. Das Programm kann durch den Ansatz von Fourier-Transformationen die Reaktion eines Mehrschichtsystems auf eine Überrollung bei konstanter Geschwindigkeit simulieren und dabei auch die visko-elastischen Materialeigenschaften von Asphaltsschichten abbilden (SIDDHARTHAN, YAO & SEBAALY, 1998; ZAFIR, SIDDHARTHAN & SEBAALY, 1994). Aufgrund der Tatsache, dass sowohl das visko-elastische Materialverhalten als auch eine konstante Überrollungsgeschwindigkeit simuliert werden kann, ist eine Simulation einer TSD-Überfahrt und der daraus resultierenden Verformung möglich (NASIMIFAR, SIDDHARTHAN, RADA & NAZARIAN, 2015).

Für die vorliegende Forschungsarbeit wurde die in Bild 45 dargestellte Belastungskonfiguration gewählt. Dabei wird eine Last von 50 kN auf die Befestigung aufgebracht, mit einem Druck von 0,862 MPa. 3D-Move gibt als Output den Spannungs- und Dehnungszustand sowie die resultierenden Verformungen in alle Koordinatenrichtungen für einen betrachteten Punkt aus. Dabei ist zu beachten, dass sich die ausgegebene Verformung in der Zeitdomäne befindet, d.h. es handelt sich um eine Euler-Darstellung der Verformung. Um in die Lagrange-Darstellung überzugehen, muss mithilfe der Fahrgeschwindigkeit und der Information bzgl. der Entfernung des Anfangspunkts bzgl. des ausgezeichneten Punkts eine Umrechnung stattfinden.

Die ungebundenen Schichten werden mithilfe eines linear-elastischen Materialverhaltens abgebildet, während Asphaltsschichten auch visko-elastisch berechnet werden können. Bei der Definition der Materialeigenschaften der ungebundenen Schichten existiert die Möglichkeit aus einem Katalog an vordefinierten Materialien zu wählen oder direkt den Elastizitätsmodul E , die Querkontraktionszahl μ , das Dämpfungsmaß D , die Dichte ρ und die Dicke d einzugeben. Die Dichte ρ und die Dicke d sind auch bei der Definition der Materialparameter des Asphalts eine der Eingangswerte. Bei der Definition der visko-elastischen Eigenschaften gibt es zwei verschiedene Möglichkeiten: Entweder es werden labortechnische Parameter eingesetzt, die aus dem Spaltzugschwellversuch (Master Curve) und dem Dynamischen Scherrheometer (DSR) stammen. Die zweite Möglichkeit ist die Zuhilfenahme des Witczak-Modells, das den dynamischen Elastizitätsmodul $|E^*|$ des Asphalts auf Grundlage von Materialeigenschaften des verwendeten Bitumens und volumetrischen Eigenschaften des Asphaltgemischs funktional beschreibt. Hier werden daher ebenfalls prüftechnische Parameter verwendet, um die mechanischen Eigenschaften des Asphalts zu beschreiben. Allerdings ist dabei kein Spaltzugschwellversuch von Nöten, da diese Ergebnisse durch die volumetrischen Eigenschaften des Asphalts regressiv nachgebildet werden. Die jeweilige Charakterisierung und Parametrisierung der Verkehrsflächenbefestigung wird in den jeweiligen Unterabschnitten genauer erläutert. Es wurden folgende Parameter variiert:

- Fahrgeschwindigkeit
- Radlast
- Asphaltkörpertemperatur

- Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten
- Dicke der Asphalttschicht
- Elastizitätsmodul der gebundenen Schichten

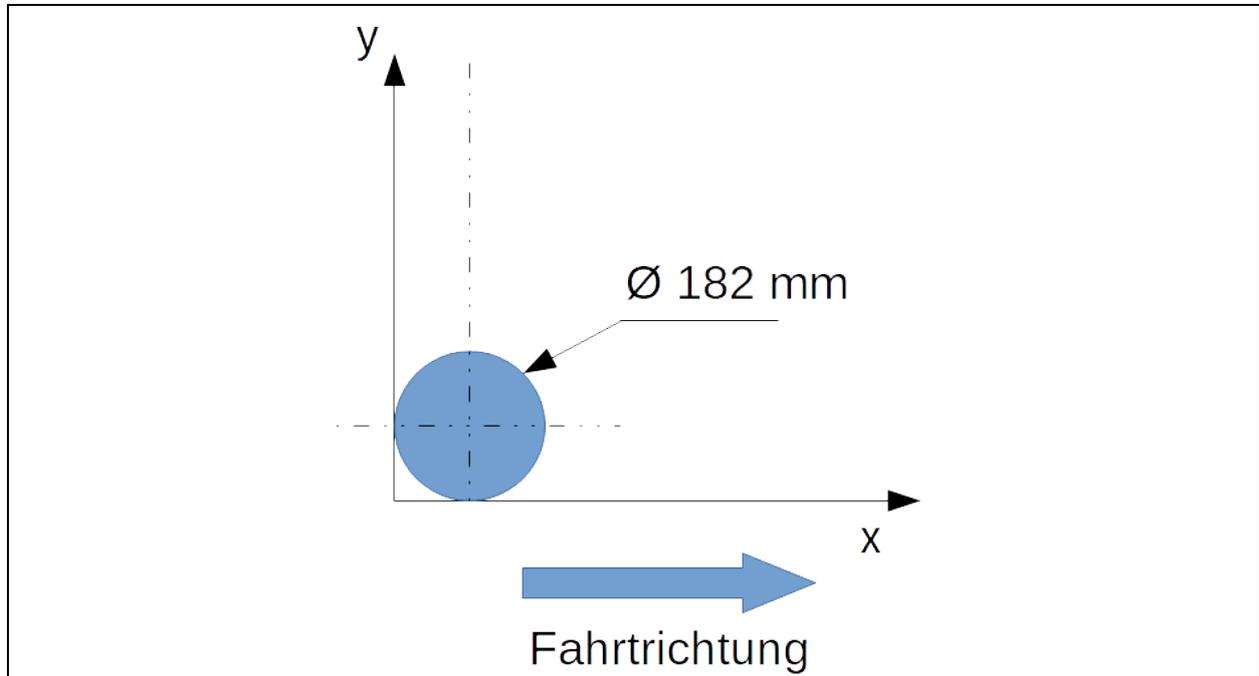


Bild 45: Belastungsszenario in 3D-Move

Da vom Programm 3D-Move auch die Verformungsgeschwindigkeiten in die jeweiligen Koordinatenrichtungen errechnet werden (neben den Verformungen), können diese auch dazu verwendet werden, um den Slope-Wert zu bestimmen. Ein Anwendungsfall hierzu ist, die Slope-Werte für die Stellen zu berechnen, an denen sich die Doppler-Laser des TSD (der BAST) befinden. Die so künstlich verknäpften Daten können verwendet werden, um die Güte der Berechnung der Verformungsmulde zu bestimmen. Da das Berechnungsverfahren des TSD-Herstellers nicht öffentlich parametrisiert ist, wurden die berechneten und verknäpften Slope-Werte dem Hersteller zugeschickt. Der Hersteller berechnete dann darauf aufbauend die Verformungsmulde nach dem in Abschnitt 3.3.2 beschriebenen Verfahren. Das AUTC-Verfahren wurde zum einen selbst programmiert, zum anderen wurden aber auch die Slope-Datensätze dem Entwickler (ARRB) zur Berechnung der Verformungsmulden zugeschickt.

4.2.1 Parameterstudie zur Fahrgeschwindigkeit

Die Durchführung der Parameterstudie zur Fahrgeschwindigkeit wird in Abschnitt 4.5.2 näher beschrieben und soll aus Redundanzgründen an dieser Stelle nicht erläutert werden.

4.2.2 Parameterstudie zur Radlast

Die Durchführung der Parameterstudie zur Radlast wird in Abschnitt 4.5.1 näher beschrieben und soll aus Redundanzgründen an dieser Stelle nicht erläutert werden.

4.2.3 Parameterstudie zur Asphaltkörpertemperatur

Die Durchführung der Parameterstudie zur Asphaltkörpertemperatur wird in Abschnitt 4.5.3 näher beschrieben und soll aus Redundanzgründen an dieser Stelle nicht erläutert werden.

4.2.4 Parameterstudie zum Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten

In der Parameterstudie zum Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten wurden zwei Aufbauten (nach Bk100 und Bk1,0, s. Bild 56 und Bild 57) nachgebildet und die Verkehrsflächenbefestigung mit einem

Einzelrad ($v = 80 \text{ km/h}$, $Q = 50 \text{ kN}$) belastet. Die mechanischen Eigenschaften der gebundenen Schichten wurden konstant gelassen, während der Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten (ungebundene Schichten werden in 3D-Move zwangsweise linear-elastisch simuliert) variiert wurde:

Bez.	E_0 [MPa]	E_0 [psi]	Bez.	E_0 [MPa]	E_0 [psi]
$E_{0,1}$	55,2	8.000	$E_{0,5}$	110,3	16.000
$E_{0,2}$	68,9	10.000	$E_{0,6}$	124,1	18.000
$E_{0,3}$	82,7	12.000	$E_{0,7}$	137,9	20.000
$E_{0,4}$	96,5	14.000	$E_{0,8}$	151,7	22.000

Tab. 23: Variation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten E_0

4.2.5 Parameterstudie zur Dicke der Asphaltsschichten

In der Parameterstudie zur Dicke der gebundenen Schichten wurden zwei Elastizitätsmoduln der ungebundenen Schichten gewählt und die Verkehrsflächenbefestigung mit einem Einzelrad ($v = 80 \text{ km/h}$, $Q = 50 \text{ kN}$) belastet. Die mechanischen Eigenschaften der gebundenen Schichten wurden konstant gelassen, während die Dicke der gebundenen Schichten variiert wurde:

Bez.	t_{AC} [cm]	Bez.	t_{AC} [cm]	Bez.	t_{AC} [cm]	Bez.	t_{AC} [cm]	Bez.	t_{AC} [cm]
$t_{AC,1}$	8,9	$t_{AC,5}$	14,0	$t_{AC,9}$	19,1	$t_{AC,13}$	24,1	$t_{AC,17}$	29,2
$t_{AC,2}$	10,2	$t_{AC,6}$	15,2	$t_{AC,10}$	20,3	$t_{AC,14}$	25,4	$t_{AC,18}$	30,5
$t_{AC,3}$	11,4	$t_{AC,7}$	16,5	$t_{AC,11}$	21,6	$t_{AC,15}$	26,7	$t_{AC,19}$	31,8
$t_{AC,4}$	12,7	$t_{AC,8}$	17,8	$t_{AC,12}$	22,9	$t_{AC,16}$	27,9	$t_{AC,20}$	33,0

Tab. 24: Variation der Dicke der gebundenen Schichten t_{AC}

4.2.6 Parameterstudie zum Elastizitätsmodul der gebundenen Schichten

In der Parameterstudie zum Elastizitätsmodul der gebundenen Schichten wurden die mechanischen Eigenschaften der ungebundenen Schichten konstant gewählt ($E_0 = 117,2 \text{ MPa}$) und die Verkehrsflächenbefestigung mit einem Einzelrad ($v = 80 \text{ km/h}$, $Q = 50 \text{ kN}$) belastet. Der Aufbau der Verkehrsflächenbefestigung entspricht Bild 48 und die mechanischen Eigenschaften der gebundenen Schichten wurden über den Elastizitätsmodul variiert. Hierzu sind in Bild 46 und Bild 47 die Eingabefenster dargestellt:

Pavement Layer Properties - Layer 1

Type of Material

Linear Elastic Material

Viscoelastic Material

Dynamic Modulus Data

Witczak Model

User Defined Properties

Layer Thickness in

Note :

Asphalt Mixture Properties | Asphalt Binder Properties | **[E*] Master Curve** | Asphalt General

Dynamic Modulus, [E*] | Damping Ratio and Poisson's Ratio

No of Temperatures No of Frequencies Reference Temperature °F

Temperature (°F)	Dynamic Modulus [E*] (psi)		
	0.1 Hz	1 Hz	10 Hz
14	3154830.4	3717426.1	4162986.6
32	2305888.9	2949477.7	3542976.1
50	1557660.3	2154846.1	2798867.6

Unit Weight lb/in³

Bild 46: Eingabefenster zum Spaltzug-Schwellversuch in 3D-Move

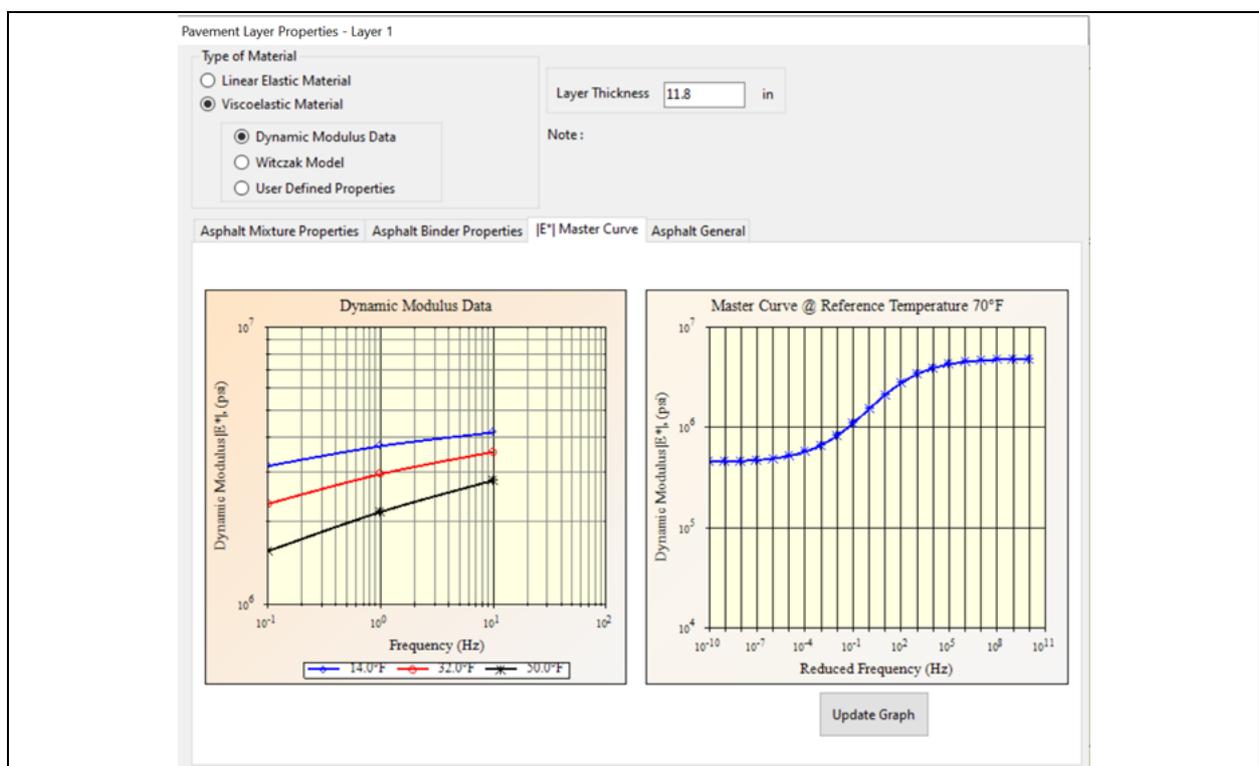


Bild 47: Berechnung der Master-Curve in 3D-Move

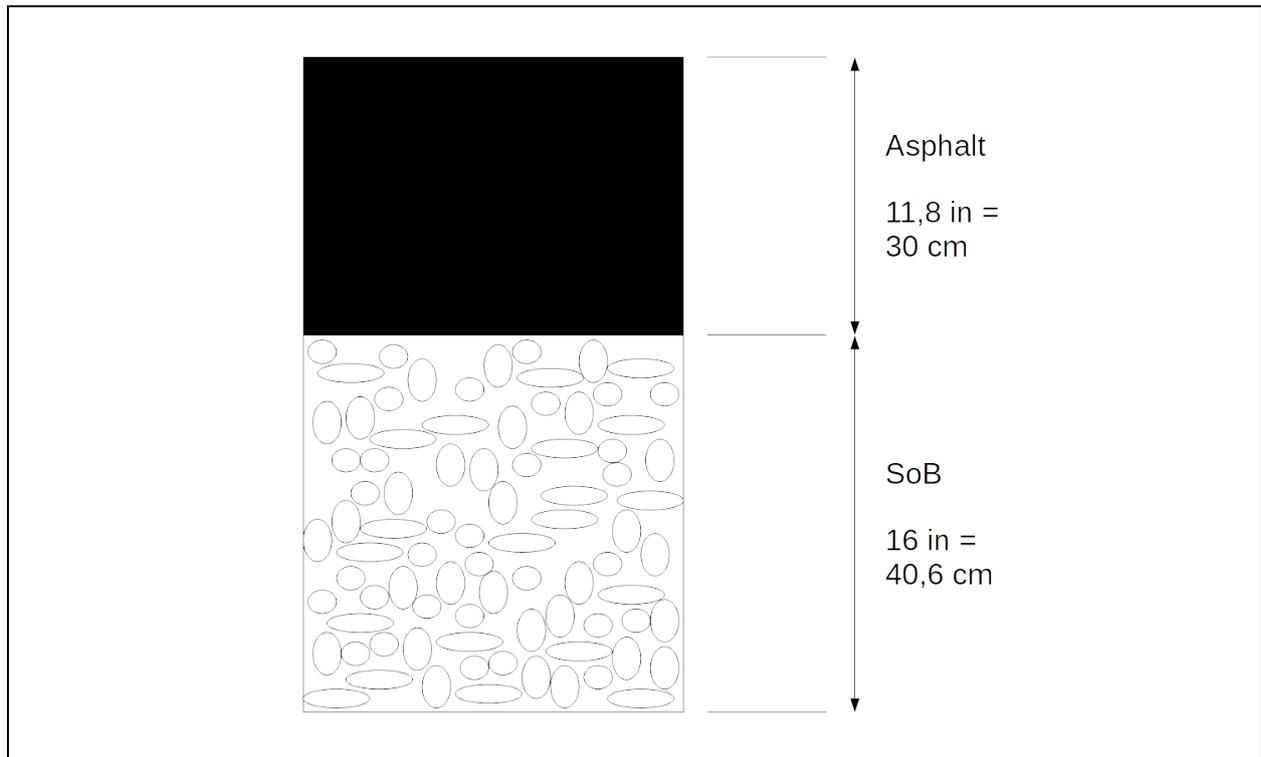


Bild 48: Schichtenaufbau für die Simulation in 3D-Move

Es wird ersichtlich, dass für die Variation des dynamischen Elastizitätsmoduls der gebundenen Schichten Versuchsdaten aus dem Spaltzugschwellversuch benötigt werden (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2018c), d.h. jeweils die repräsentative Master-Curve je Variation. Diese folgt Gleichung 43:

$$|E^*| = E_{min} + \frac{E_{max} - E_{min}}{1 + e^{b_1 \cdot \log_{10}(f_{korrr}) + b_0}}$$

Gleichung 43: Master-Curve zur Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls von Asphalt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009a)

mit:	$ E^* $ =	Dynamischer Elastizitätsmodul der gebundenen Schichten	[MPa]
	E_{min} =	Minimum des Elastizitätsmoduls der gebundenen Schichten	[MPa]
	E_{max} =	Maximum des Elastizitätsmoduls der gebundenen Schichten	[MPa]
	b_0 =	Geometrischer Parameter der Master-Curve	[-]
	b_1 =	Geometrischer Parameter der Master-Curve	[-]
	f_{korrr} =	Korrigierte Frequenz (unter Einbeziehung der Temperatur, Temperatur-Frequenz-Äquivalenz)	[-]

Um die Gleichung sinnvoll zu parametrisieren, wurden die Ergebnisse aus dem Forschungsbericht FE 04.0207/2007/MGB herangezogen, in welchem für unterschiedliche Asphaltarten gute, durchschnittliche und schlechte Master-Curves aus einer Vielzahl an Versuchsdaten gebildet wurden (STÖCKNER et al., 2019). Aus der daraus resultierenden Spannweite wurden dann Grenzwerte für die jeweiligen Parameter definiert, innerhalb der Grenzwerte dann Werte definiert und hieraus Master-Curves gebildet. Diese Bild 49 zu entnehmen.

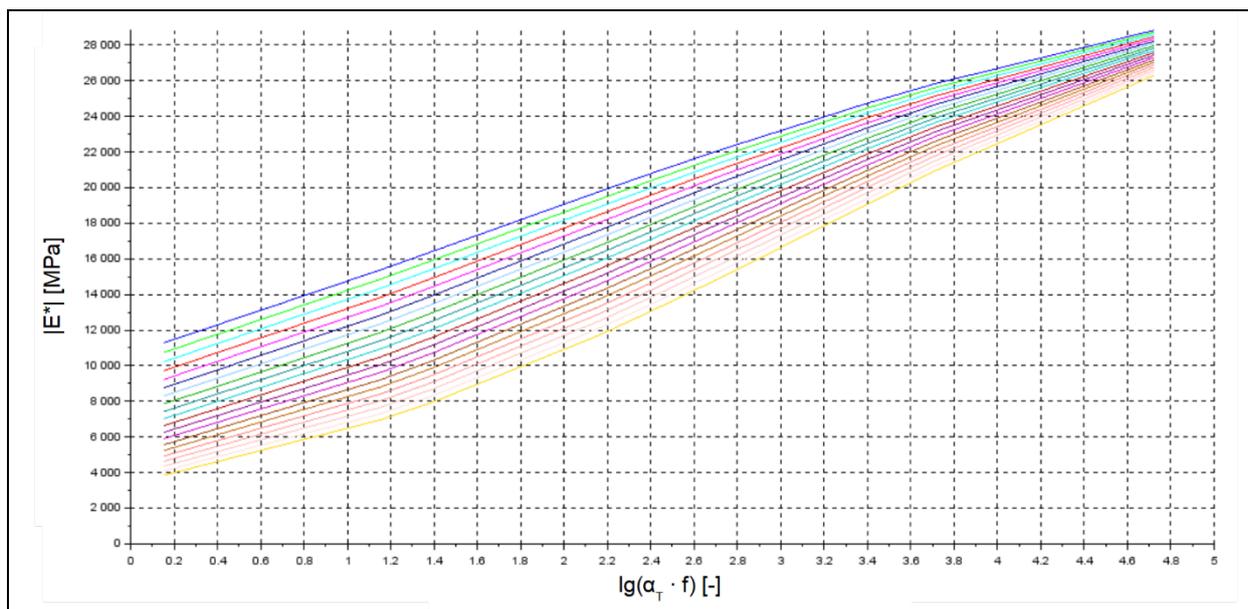


Bild 49: Master-Curves der simulierten Asphaltarten

4.3 Vorgehen bei der Analyse der Normierungs- und Bewertungsverfahren

Wie bereits erwähnt, wird für die Prüfung der Eignung der Normierungs- und Bewertungsverfahren ein zweistufiges Verfahren (unter Zuhilfenahme realer TSD-Messdaten) verfolgt. Hierbei wird in der ersten Prüfstufe untersucht, inwiefern einzelne Verfahren grundsätzlich geeignet sind oder nicht. Falls nicht, werden diese direkt verworfen. Falls eine grundsätzliche Eignung vorliegt, erfolgt eine tiefergehende Analyse der Auswirkung und Ausprägung des jeweiligen Verfahrens anhand von theoretischen Überlegungen und der Anwendung an realen TSD-Messdaten. Hierzu werden Bewertungskriterien formuliert und untereinander priorisiert, die das jeweilige Verfahren erfüllen kann. Je nach Erfüllungsgrad schneidet das betrachtete Verfahren gut oder schlecht ab. Hintergrund für die Priorisierung von Bewertungskriterien ist die Tatsache, dass einige Kriterien zwar wichtig sind, aber die Erfüllung dieses Kriteriums nicht zwangsläufig über die Güte der Bewertung oder Normierung entscheidet. Hiermit ist beispielsweise der Rechenaufwand gemeint: Hier kann die Berechnung der Normierung oder des Parameters zeitaufwendig sein, allerdings ist davon nicht die Qualität der Normierung oder der Bewertung betroffen.

Nachfolgend werden die Kriterien und Ergebnisse der ersten Bewertungsstufe der Normierungs- und Bewertungsverfahren aufgeführt und beschrieben.

Für die Normierung der Messdaten auf eine Bezugstemperatur wurden folgende notwendige Kriterien festgelegt:

- Normierungsverfahren darf keine Parameter enthalten, die in Deutschland nicht anwendbar sind
- Normierungsverfahren muss sich auf eine Größe beziehen, die messtechnisch erfassbar ist

Berücksichtigt man die o.g. Kriterien, so entfallen das Temperaturnormierungsverfahren nach LUKANEN et al. (2000), da dieses den Breitengrad als Eingangsparameter besitzt und die amerikanischen Werte für den Breitengrad nicht unmittelbar in Deutschland anwendbar sind. Ebenso entfällt das widerstandsseitige Temperaturkorrekturverfahren nach BÖHM et al. (2011), da vorerst nicht davon ausgegangen werden kann, dass Korrekturwerte, die mithilfe des Spaltzug-Schwell-Verfahrens ermittelt wurden, auf das TSD-Messverfahren anwendbar sind.

Für die Normierung der Messdaten auf eine Bezugslast bzw. -geschwindigkeit erfolgt keine Diskussion von möglichen Verfahren, da hier keinerlei oder nur ein Normierungsverfahren existieren. Die prinzipielle Eignung einer linearen Lastnormierung auf eine Bezugslast wird in Abschnitt 4.5.1 diskutiert.

Da einige Berechnungsverfahren und Bewertungsparameter die vorherige Berechnung von Verformungsmulden notwendig machen, muss auch die Eignung der Berechnungsverfahren für die Verformungsmulden diskutiert werden. Hier werden folgende notwendige Kriterien festgelegt:

- Berechnungsverfahren muss mit den vorhandenen Daten eine Verformungsmulde konstruieren können
- Berechnungsverfahren muss die Beanspruchung und Verformungssituation der Verkehrsflächenbefestigung physikalisch richtig abbilden können

Aus erstgenanntem Grund wird die Euler-Darstellung der Verformungsmulde nach ZOFKA et al. (2014) verworfen, da für eine solche Betrachtungsweise zu wenig Daten vorliegen. Das zweitgenannte Kriterium eliminiert die Verwendung der Winkler'schen Bettungsfunktion, da hier ideal-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt wird. Da die Verformungsmulde beim TSD-Messverfahren nachweislich auch visko-elastische und Trägheitseffekte aufweist, beschneidet die ideal-elastische Abstraktion des Materialverhaltens wichtige Informationen bzgl. des Materialverhaltens der Verkehrsflächenbefestigung auf die aufgebrachte Last.

Für die charakteristischen Tragfähigkeitskennwerte (unter Berücksichtigung der Bewertung selbiger) werden folgende notwendige Kriterien festgelegt:

- Für den Tragfähigkeitskennwert müssen zumindest bei einem Tragfähigkeitsmessverfahren Erfahrungswerte vorliegen
 - Falls der Tragfähigkeitskennwert nicht ausschließlich für das TSD konzipiert wurde

Auf Grundlage dieses Kriteriums werden die Verformungsneigung SD_i und der Anprallsteifigkeitsmodul ISM nicht weiter betrachtet. Alle anderen Parameter werden (mit Ausnahme der rückgerechneten Elastizitätsmoduln E_i) so umgesetzt, dass diese aus realen TSD-Datensätzen berechnet werden können.

Die Kriterien zur zweiten Bewertungsstufe werden in den jeweiligen Unterabschnitten erläutert. Falls eine Vielzahl an Bewertungskriterien vorliegt (beispielsweise bei der Bewertung von charakteristischen Tragfähigkeitskennwerten), werden die einzelnen Kriterien in eine $n \times n$ -Matrix eingetragen. Die Diagonale wird mit dem Zahlenwert „1“ gefüllt. Die verbliebenden Zellen der Matrix dienen als Vergleich der relativen Wichtigkeit zwischen den beiden betrachteten Kriterien. So wird die Zelle mit dem Zahlenwert „1“ gefüllt, wenn das Kriterium der betrachteten Zeile wichtiger ist als das Kriterium der betrachteten Spalte. Ist das betrachtete Kriterium der Zeile genauso wichtig oder gar unwichtiger als das Kriterium der betrachteten Spalte, so wird die Zelle mit dem Zahlenwert „0“ gefüllt. Daraufhin werden die Matrixeinträge zeilenweise addiert. Die Zeile mit der höchsten Summe stellt das wichtigste Kriterium dar.

Die Bewertung der einzelnen Normierungs- und Bewertungsverfahren erfolgt dann mit einer Plus-Minus-Tabelle (PMT). Die PMT beinhaltet drei Erfüllungsausprägungen: erfüllt (= „+“), bedingt erfüllt (= „0“) und nicht erfüllt (= „-“). Diese Bewertung wird anschließend mit der o.g. Wertigkeit des Kriteriums multipliziert. Die Summe dieser Produkte aus Bewertung und Wertigkeit der einzelnen Varianten ergibt dann den Gesamtwert der betrachteten Bewertungs- oder Normierungsvariante.

4.4 Vorhandene TSD-Datensätze

Bei der Analyse von Normierungs-, Auswertungs- und Bewertungsverfahren wurden auch reale TSD-Datensätze verwendet, um deren Ausprägung zu prüfen. Die Auswahl der Datensätze erfolgte unter Rücksichtnahme nachstehender Aspekte:

- Wiederholbarkeit der Messungen
- Einfluss der Temperatur auf die Messergebnisse
- Einfluss der Horizontalgeschwindigkeit auf die Messergebnisse
- Ausprägung von Straßenkategorien auf einzelne Tragfähigkeitsgrößen
- Nachvollziehen der systeminternen Abschnittsbildung (i.d.R. 10-m-Werte)
- Anwendbarkeit der Messdaten auf Netzebene

Zur Untersuchung der o.g. Aspekte wurden Datensätze aus drei unterschiedlichen Quellen/Anwendungsszenarien verwendet:

- Tragfähigkeitsmessungen der BAST für interne Qualitätssicherungs- und Forschungszwecke
 - „Königsforster Runde“
 - Tragfähigkeitsmessungen inkl. ZEB-Daten der ZEB-Dauermessstrecke auf der BAB 5
- Tragfähigkeitsmessungen (durchgeführt durch IBDiM) zur Erfassung des Staatsstraßennetzes in Bayern im Auftrag des Bayerischen Staatsministeriums für Wohnen, Bau und Verkehr (BayStMB)
 - St TSD1 (LK Aschaffenburg)
 - St TSD2 (LK Aschaffenburg)

4.4.1 TSD-Datensätze der BAST

4.4.1.1 Einleitung

Von Seiten der BAST wurden TSD-Datensätze zweier Versuchsstrecken zur Verfügung gestellt. Der erste Typ an Datensätzen waren Datensätze der „Königsforster Runde“ (s. Bild 50), die sich in unmittelbarer Umgebung zur BAST befindet und eine Vielzahl an unterschiedlichen Straßenkategorien umfasst. Hier liegen insgesamt 14 Datensätze vor, d.h. es kann die Wiederholbarkeit der Messungen untersucht werden, zum anderen aber auch der Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Messwerte (als Vergleich zu den theoretischen Berechnungen in 3D-Move). Zudem bietet die Tatsache, dass unterschiedliche Straßenkategorien vorliegen, die Möglichkeit zu prüfen, ob und in welchem Maße einzelne Tragfähigkeitsgrößen aufgrund dessen bei realen Messungen Schwankungen aufweisen. Es liegen folgende Messkampagnen vor:

MK	Datum	MK	Datum	MK	Datum
1	03. Mai 2019	6	21. August 2019	11	11. Oktober 2019
2	24. Juli 2019	7	18. September 2019	12	25. Oktober 2019
3	21. August 2019	8	18. September 2019	13	25. Oktober 2019
4	21. August 2019	9	18. September 2019	14	21. November 2019
5	21. August 2019	10	18. September 2019		

Tab. 25: Übersicht der Messkampagnen der „Königsforster Runde“

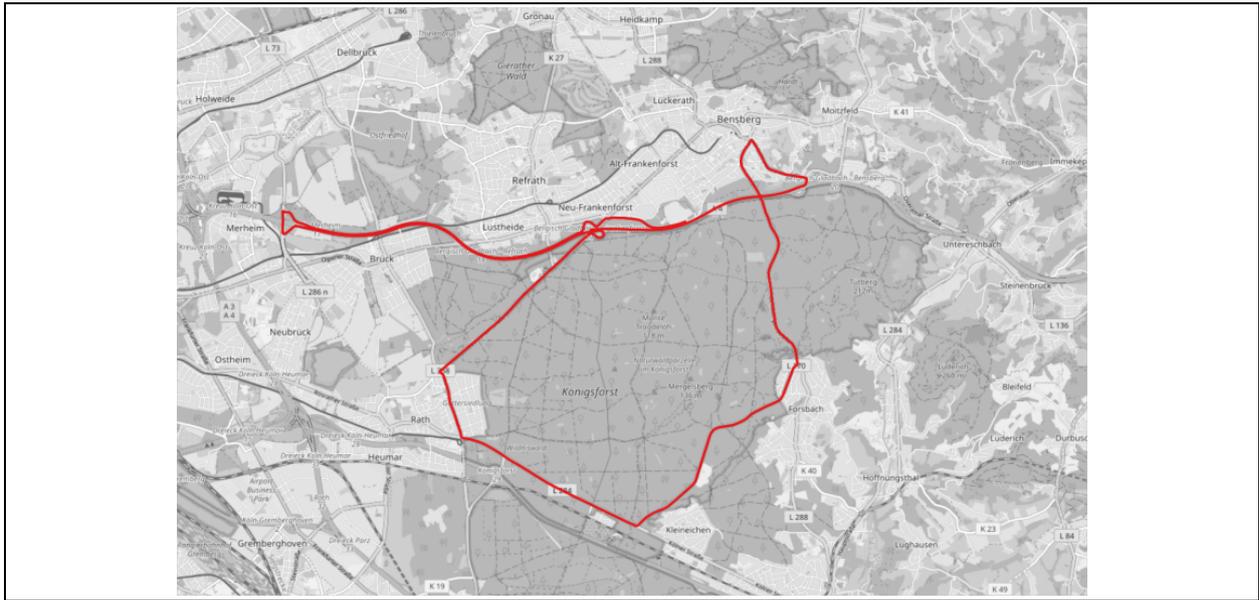


Bild 50: Streckenverlauf der „Königsforster Runde“ (JANSEN, 2019b)

Der zweite Datensatz beinhaltet Tragfähigkeitsmessdaten, die auf der ZEB-Dauermessstrecke auf der BAB 5 erfasst wurden (s. Bild 51). Die Erfassung hierzu erfolgte am 14. Mai 2020 durch das TSD der BASt. Vorteil der Verwendung dieser Messstrecke ist die Tatsache, dass die TSD-Tragfähigkeitsdaten mit den regelmäßig erfassten und qualitätsgesicherten ZEB-Daten verglichen werden können.

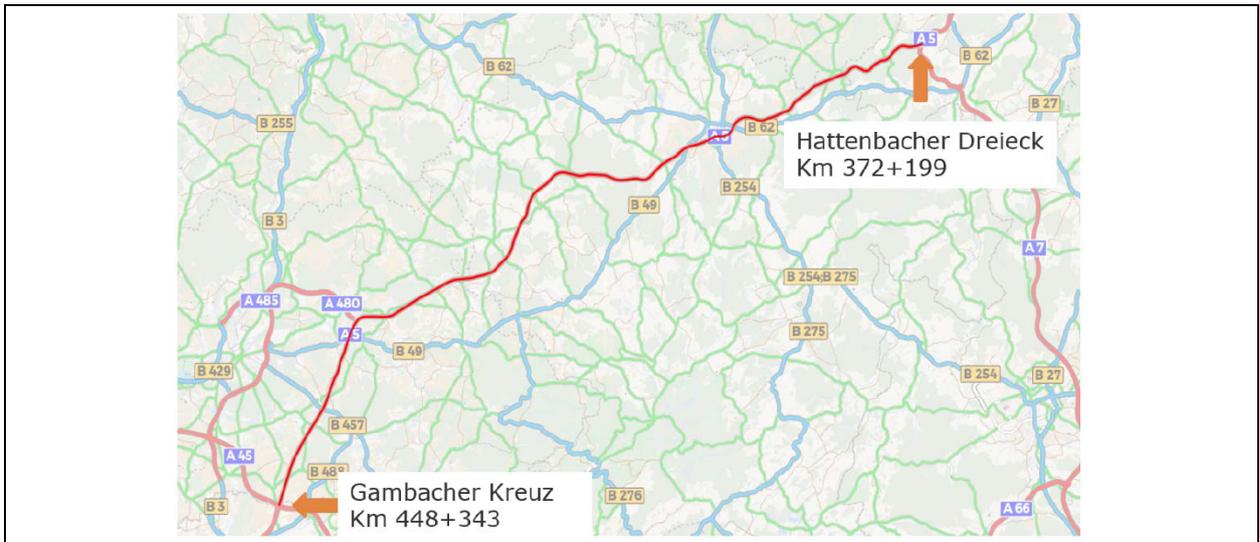


Bild 51: Streckenverlauf der ZEB-Dauermessstrecke auf der BAB 5 (SKAKUJ & KOMMA, 2016)

4.4.1.2 Vorgehensweise

Zuerst müssen die einzelnen Messkampagnen (MK) syntopisiert, d.h. auf die gleiche Ortsbasis gebracht werden. Dies geschieht durch eine Analyse der GPS-Koordinaten der einzelnen Werte. Prinzipiell gilt, dass bei den Messdaten der Königsforster Runde die Daten als 10-m-Einzelwerte vorliegen. Als Ergebnis dieser Syntopisierung werden 10-m-Einzelwerte, die über den Messdatenbereich der anderen MK hinausgehen, verworfen. Grundsätzlich gilt auch, dass die 10-m-Einzelwerte beim Vergleich der Lokalisierung zwischen den einzelnen MK einen Versatz aufweisen können. Dieser Umstand wird aufgrund der Art der Berechnung der 10-m-Einzelwerte (Mittelwertbildung) bei der weiteren Verarbeitung vernachlässigt.

In einem zweiten Schritt wird die Runde in insgesamt zehn unterschiedliche Abschnitte unterteilt. Diese Unterteilung liegt in der Art und Zahl an erfassten Straßenkategorien begründet. Da davon auszugehen ist, dass die einzelnen Straßenkategorien unterschiedliche Tragfähigkeitsniveaus aufweisen, soll für jede

Straßenkategorie ein eigenständiger Wert berechnet werden. Bei der Königsforster Runde sind dabei folgende Straßen erfasst worden:

- BAB 4 (insgesamt drei Abschnitte)
- L 286n
- L 358
- L 73
- L 284
- L 170
- L 288
- L 136

Die Messdatensätze werden den o.g. Straßenkategorien entsprechend aufgeteilt und ausgewertet. Dabei werden sämtliche der in Abschnitt 3.4 beschriebenen Tragfähigkeitskenngrößen berechnet. Ziel ist es dabei, die Tragfähigkeitsgrößen auf verschiedenste Art und Weise zu vergleichen:

- In Abhängigkeit der Temperatur (Fahrbahnoberfläche, Asphaltkörper)
- In Abhängigkeit der Straßenkategorie
- Vergleichbarkeit auf Ebene des jeweiligen Abschnittsmittelwerts
- Vergleichbarkeit auf 10-m-Einzelwertebene
- Vergleichbarkeit auf 100-m-Abschnittsebene
- Auswirkung von Temperaturkorrekturverfahren auf die Ausprägung von Tragfähigkeitsgrößen

Die Datensätze der ZEB-Dauermessstrecke auf der BAB 5 müssen ebenfalls syntopisiert werden. Auf Ebene der ZEB-Daten liegen Datensätze für alle Fahrtrichtungen und Fahrstreifen vor, d.h. es muss zuerst der Fahrstreifen herausgefiltert werden, der auch mit dem TSD erfasst wurde. In diesem Fall war es die Fahrtrichtung Hattenbacher Dreieck (Hauptfahrstreifen). Die ZEB-Daten liegen zudem als 100-m-Abschnittswerte vor, d.h. die TSD-Daten mussten, nach der Syntopisierung mit den ZEB-Daten, in 100-m-Abschnittswerte umgerechnet werden. Hinzu kommt, dass die ZEB-Daten nach der ASB-Systematik in Abschnitte unterteilt wurden. Das bedeutet, dass eine reine 100-m-Abschnittsbildung ohne weiteres nicht möglich ist, da zwischendurch immer wieder Netzknoten vorliegen, die einen Abschnittswechsel einleiten – ein Abschnittswert im ZEB-Datensatz muss also nicht zwangsläufig den Wert eines 100 m langen Abschnitts repräsentieren. Nach der Syntopisierung und Berücksichtigung der Abschnittsgrenzen kann dann der Vergleich der Zustandsgrößen mit den Tragfähigkeitsgrößen erfolgen.

4.4.2 TSD-Datensätze des bayerischen Staatsministeriums für Wohnen, Bauen und Verkehr (BayStMB)

4.4.2.1 Einleitung

Die Datensätze, die durch das BayStMB zur Verfügung gestellt wurden, umfassen zwei Staatsstraßen (St) in Unterfranken. Neben den TSD-Datensätzen stehen zudem auch Daten der ZEB-Kampagne aus dem Jahr 2015, Aufbaudaten (bereitgestellt durch das BayStMB) und Verkehrsdaten zur Verfügung.

- St TSD1: $l_{\text{ges}} = 35.919 \text{ m}$
- St TSD2: $l_{\text{ges}} = 9.708 \text{ m}$

Zweck der Verwendung dieser beiden Untersuchungsstrecken ist die Prüfung der Anwendbarkeit einzelner Tragfähigkeitskennwerte auf Netzebene, die Auswirkung von Abschnittsbildungen auf die Aussage zur Tragfähigkeit der untersuchten Verkehrsflächenbefestigungen, auch vor dem Hintergrund der Frage, ob die Bildung von 100-m-Abschnitten (analog zur ZEB) sinnvoll ist und/oder homogene Abschnitte mehr Informationen zur Erhaltungsplanung liefern. Aufgrund der Tatsache, dass bei den beiden Untersuchungsstrecken des BayStMB auch Aufbau-, Verkehrs- und ZEB-Daten zur Verfügung stehen, kann auch ein Vergleich und eine Verschneidung mit diesen drei Datensätzen erfolgen.

In Bild 52 und Bild 53 sind einige Grunddaten der beiden Streckenabschnitte dargestellt. Bei der St TSD1 wird deutlich, dass viele Tragfähigkeitsniveaus entlang der Strecke auftreten. Die Werte für D_0 , SCI_{300} und SCI_{SUB} streuen in hohem Maße. Gleiches gilt auch für den Substanz- und den Gebrauchswert. Bei der Betrachtung der Verläufe der St TSD2 fällt auf, dass der erste Abschnitt (0+000 bis 2+000) ein sehr hohes und homogenes Tragfähigkeitsniveau aufzuweisen scheint, während die Werte in den nachfolgenden Abschnitten mehr streuen.

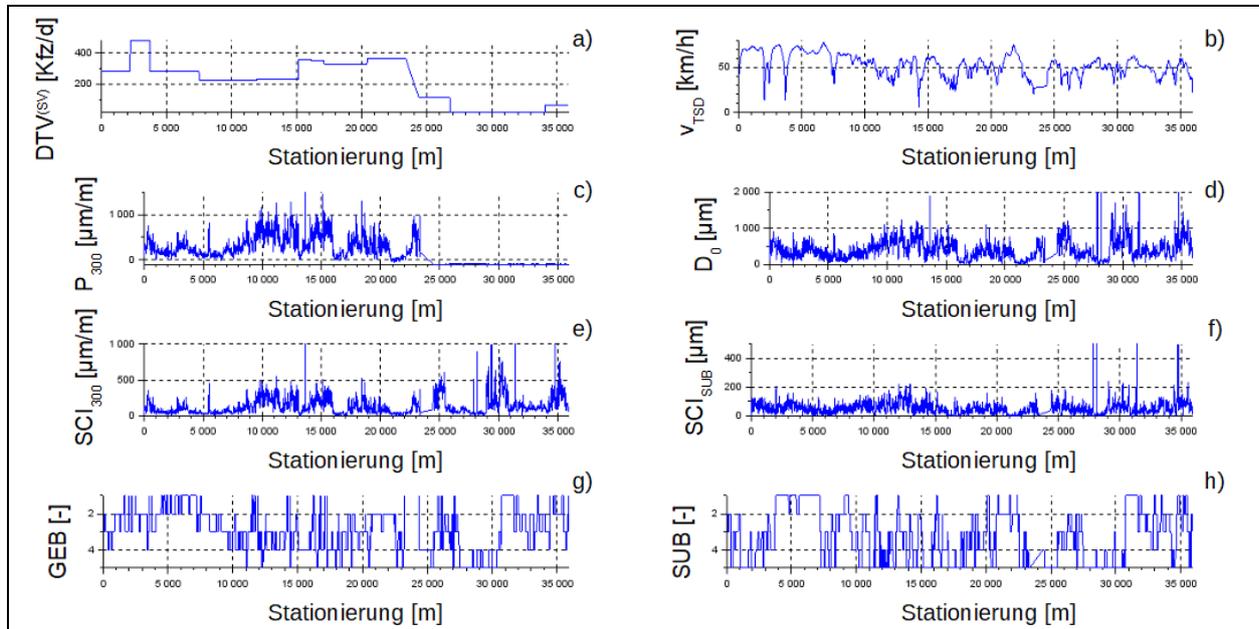


Bild 52: a) Verlauf des $DTV^{(SV)}$ auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; b) Verlauf der TSD-Geschwindigkeit auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; c) Verlauf des P_{300} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; d) Verlauf des D_0 auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; e) Verlauf des SCI_{300} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; f) Verlauf des SCI_{SUB} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; g) Verlauf des Gebrauchswerts auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; h) Verlauf des Substanzwerts auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1

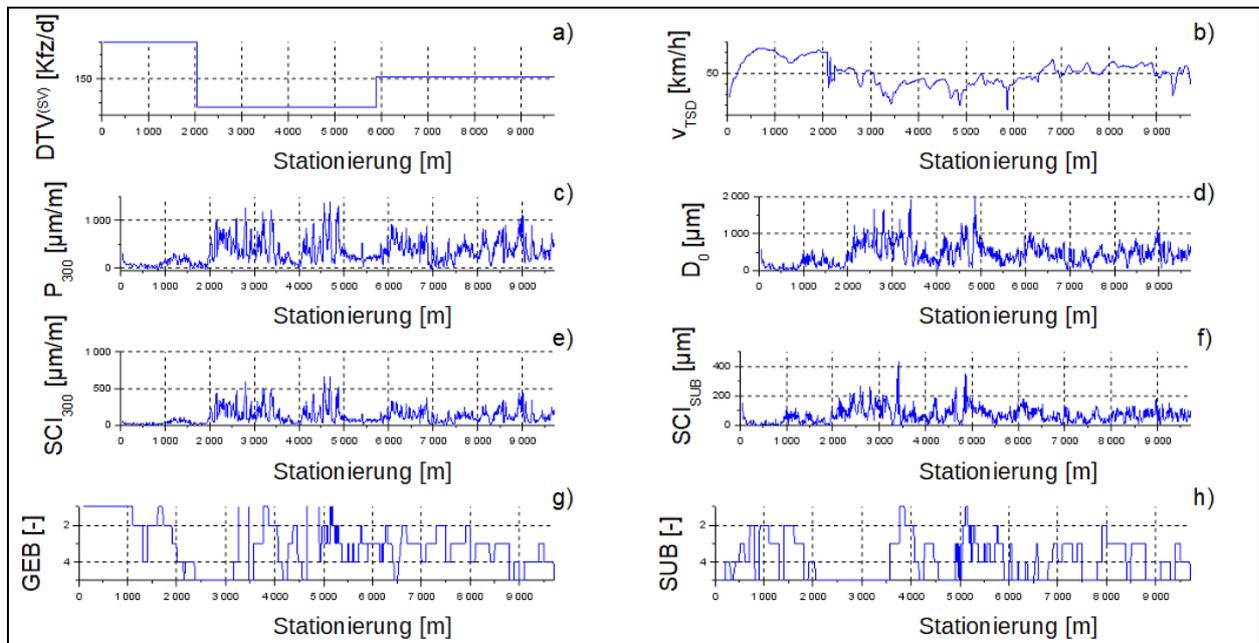


Bild 53: a) Verlauf des $DTV^{(SV)}$ auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; b) Verlauf der TSD-Geschwindigkeit auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; c) Verlauf des P_{300} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; d) Verlauf des D_0 auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; e) Verlauf des SCI_{300} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; f) Verlauf des SCI_{SUB} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; g) Verlauf des Gebrauchswerts auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; h) Verlauf des Substanzwerts auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2

4.4.2.2 Vorgehensweise

Die Datensätze des BayStMB dienen vor allem zur Anwendung der einzelnen Tragfähigkeitskennwerte auf Straßen mit stark variierendem Tragfähigkeitsniveau. Zudem dienen diese auch zum Vergleich der TSD-Daten mit ZEB-Daten. Hierzu wurden im ersten Schritt die Daten syntopisiert. Im Anschluss erfolgte eine 100-m-Abschnittsbildung, um die Streuung der zu vergleichenden Werte zu verringern. Daraufhin wurden charakteristische Zustandsgrößen gewählt, um diese mit Tragfähigkeitsgrößen zu vergleichen. Diese sind:

- Allgemeine Unebenheit (AUN)
- Längsebenheitswirkindex (LWI)
- Spurrinntiefe (MSPT)
- Fiktive Wassertiefe (MSPH)
- Netzrisse, Risshäufungen und Einzelrisse (RISS)
- Restschadensfläche (RSFA)

Die Tatsache, dass die Tragfähigkeitsgrößen mit Zustandsgrößen und nicht mit -werten verglichen werden, liegt in der Tatsache begründet, dass auf Ebene der Zustandsgrößen keine Deckelung der jeweils betrachteten Größe nach oben vorherrscht. Auf Ebene der Zustandswerte kann der Wert nicht schlechter sein als 5,0. Dies gilt auch für die Vorgehensweise bei der Auswertung der Daten der ZEB-Dauermessstrecke auf der BAB 5.

4.5 Normierung auf Bezugsrahmenbedingungen

4.5.1 Normierung auf eine Bezugslast

Um beurteilen zu können, ob und in welcher Art und Weise eine Normierung auf eine Bezugslast notwendig ist, soll in einem ersten Schritt erörtert werden, inwieweit die dynamische Last streut. Hierzu wurde von IBDiM ein Datensatz bereitgestellt, der die 10-m-Einzelwerte einer Messung darstellt, die eine Gesamtlänge von ca. 30 km aufweist. Hierzu liegen die Ergebnisse der Dehnungsmessstreifenmessungen vor (bereits umgerechnet in die aufgebrachte Radlast, auf der rechten und linken Seite). Die Ergebnisse sind Bild 54 und Bild 55 zu entnehmen:

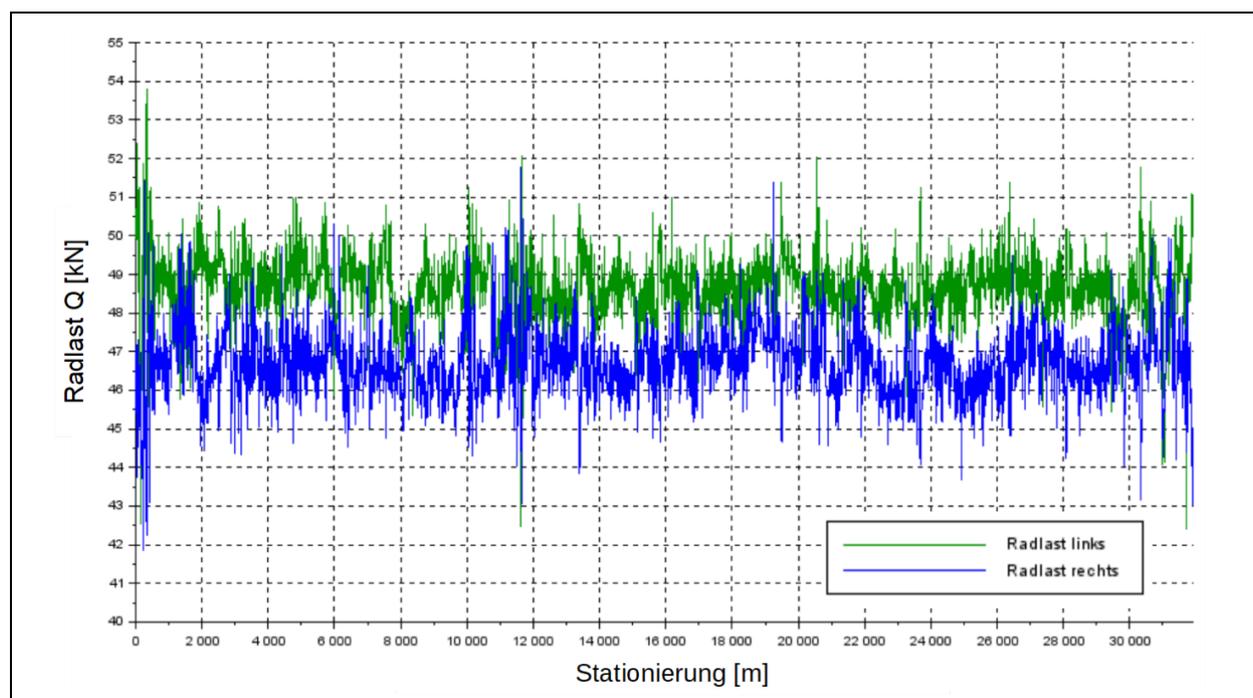


Bild 54: Verlauf der dynamischen Radlasten

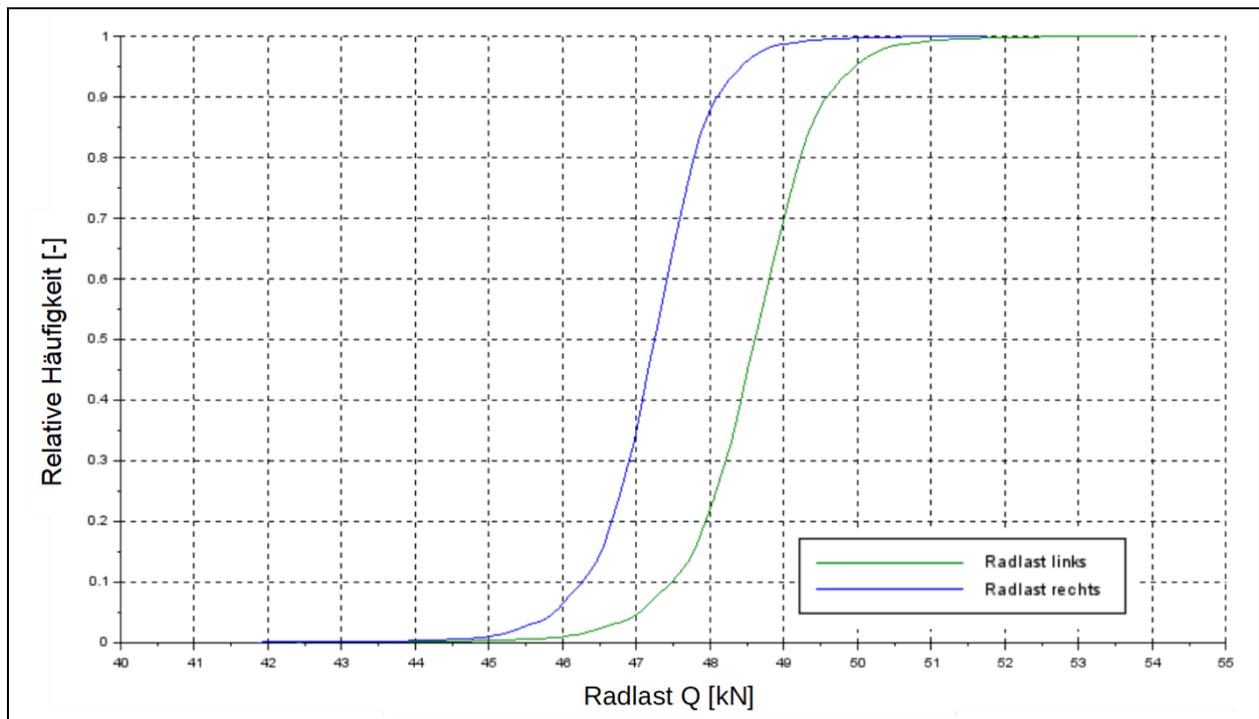


Bild 55: Summenlinie der dynamischen Radlasten

Im vorliegenden Datensatz streut die Radlast nicht allzu stark. Die linke Radlast weist einen Mittelwert von 48,6 kN auf, während die rechte Radlast einen Mittelwert von 46,7 kN besitzt. Hier ist auffällig, dass die rechte Radlast prinzipiell niedriger ist als die linke Radlast. Woran das liegt, lässt sich nicht erklären. Die Streuung, ausgedrückt über den Variationskoeffizienten, ist jedoch bei beiden Datensätzen nahezu identisch: 1,9 kN für die rechte Radlast, 2,0 kN für die linke Radlast. Wie in Bild 54 gezeigt, können die Radlasten allerdings deutlich größere Streuungen aufweisen. Das Problem der Normierung liegt jedoch in der Tatsache begründet, dass der Betrag der dynamischen Radlast zweierlei Ursprünge hat: Masse und Massenverteilung des TSD, Unebenheiten der Fahrbahnoberfläche. Während die Masse und Massenverteilung des TSD noch (in kleinem Maßstab) veränderlich sind, sind die Fahrbahnebenheit und die daraus resultierende Reaktion des Fahrwerks und mechanische Beanspruchung der Fahrbahnkonstruktion kaum steuerbar, sodass Parameterstudien hier nur bedingt anwendbar sind. Aus diesem Grund soll der Einfluss der dynamischen Achslast auf Tragfähigkeitsgrößen mithilfe von Simulationen untersucht werden.

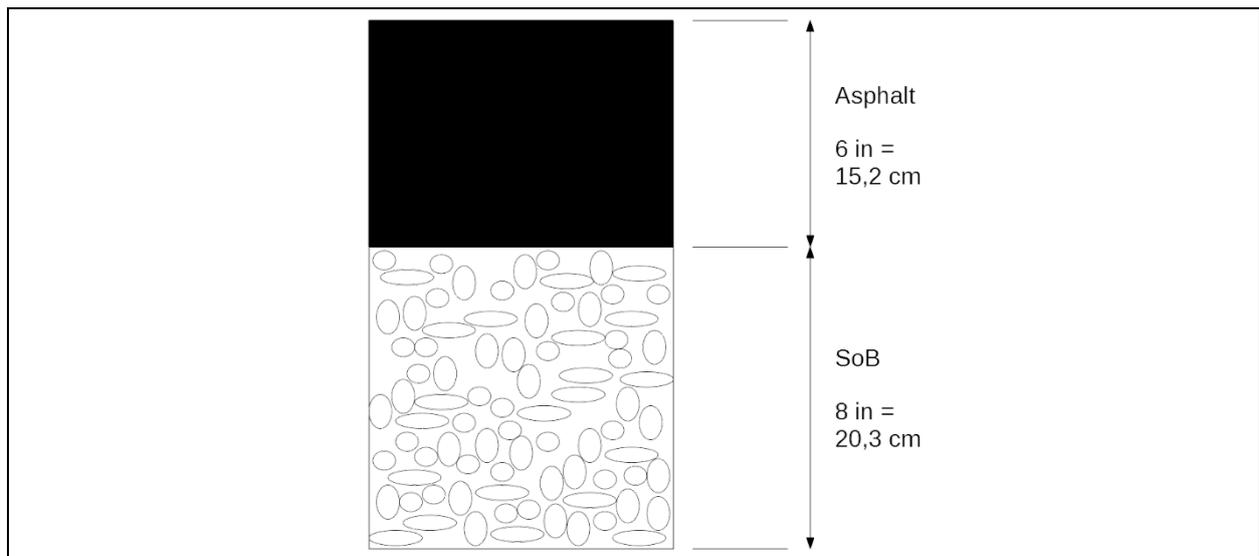


Bild 56: Schichtenaufbau für die Simulation in 3D-Move (Aufbau Bk1,0)

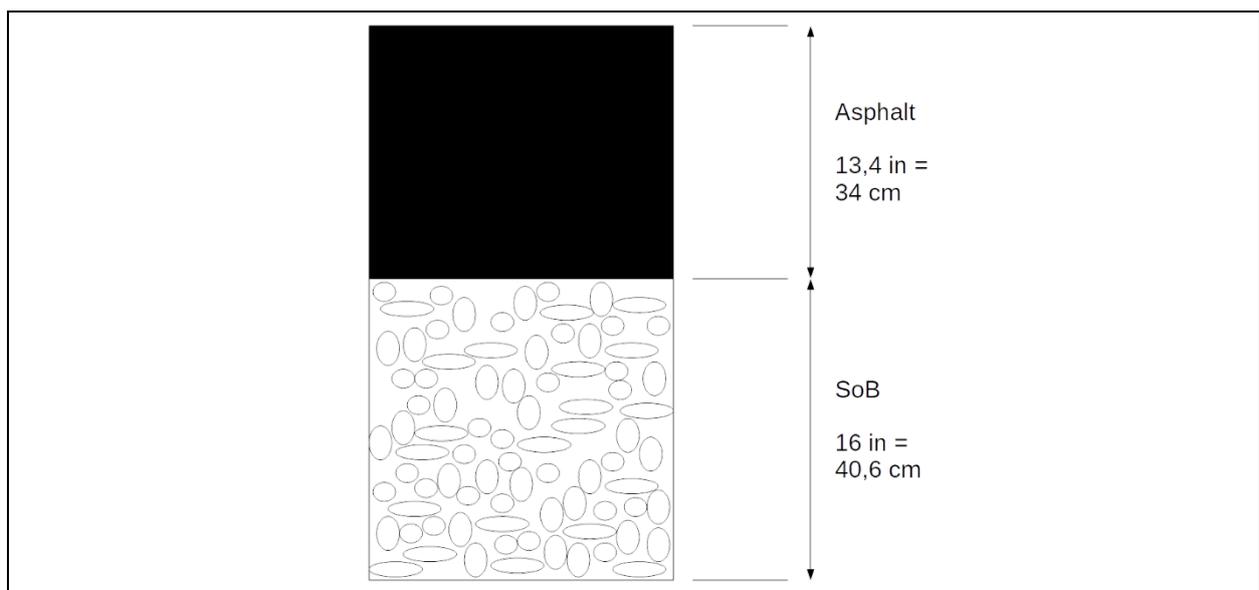


Bild 57: Schichtenaufbau für die Simulation in 3D-Move (Aufbau Bk100)

Option B : User-Selected Pre-Defined Axle/Tire Configuration (Uniform Pressure)

Reference Title for Axle: TSD

Tire Pressure: 125 psi Tire Load: 11023 lb

Geometry of Loaded Area

Circle Ellipse Rectangle

Note:

$$R = \sqrt{\frac{\text{Tire Load}}{\pi \times \text{Tire Pressure}}}$$

Calculated R: 5,298 in

Axle Spacing

L1: 0 in L2: 0 in S1: 0 in

Friction Coefficient

Rolling Friction Coefficient

Bracking Friction Coefficient

Note: Default for Friction Coefficient is zero.

Note:

- As many as, six Single Loaded Areas can be specified
- A Single Tire can be represented by using S1 = L1 = L2 = 0
- A Single Axle Dual Tire can be represented by L1 = L2 = 0 and S1 ≠ 0
- A Tandem Axle Dual Tire can be represented by L2 = 0 and S1 ≠ 0, L1 ≠ 0
- L1 > Xc+Xe, L2 > Xc+Xe, and S1 > Yc+Ye.

Cancel Previous Next OK

Bild 58: Eingabefenster der Lastkonfiguration in 3D-Move

Hierzu wurde in 3D-Move eine Radüberrollung bei 80 km/h und unterschiedlichen Radlasten simuliert. Der Aufbau der Verkehrsflächenbefestigung entspricht Bild 56 bzw. Bild 57. Die SoB wurde zudem hinsichtlich der Steifigkeit variiert: hohe und niedrige Steifigkeit ($E_{0,1} = 275 \text{ MPa}$, $E_{0,2} = 60 \text{ MPa}$). In Bild 58 ist das Eingabefenster der Lastkonfiguration in 3D-Move dargestellt. Variiert werden können dabei: Radlast, Reifendruck, Geometrie der Radaufstandsfläche, Rad- und Achsabstände. In vorliegender Parameterstudie wurde der Reifendruck konstant gewählt ($p = 125 \text{ psi} = 8,6 \text{ bar}$), die Rad- und Achsabstände (L_1 , L_2 und S_1) so gewählt, dass nur ein Rad vorliegt und die Radlast variiert:

Bez.	Q [kN]	Q [lb]	Bez.	Q [kN]	Q [lb]
Q ₁	34,3	7.726	Q ₈	51,5	11.574
Q ₂	36,8	8.267	Q ₉	54,0	12.125
Q ₃	39,2	8.818	Q ₁₀	56,4	12.677
Q ₄	41,7	9.370	Q ₁₁	58,9	13.228
Q ₅	44,1	9.921	Q ₁₂	61,3	13.779
Q ₆	46,6	10.472	Q ₁₃	63,8	14.330
Q ₇	49,1	11.023			

Tab. 26: Variation der Radlast Q

Auf Grundlage dieser Parametervariationen wurden Verformungsmulden und die daraus resultierenden, charakteristischen Tragfähigkeitskennwerte berechnet: zuerst ohne lineare Normierung, danach mit linearer Normierung auf eine Bezugslast von $Q_{\text{ref}} = 50 \text{ kN}$ ($= 5.096 \text{ kg} = 11.237 \text{ lb}$). Die Ergebnisse dieser Auswertung sind den Diagrammen in Bild 59 bis Bild 62 zu entnehmen.

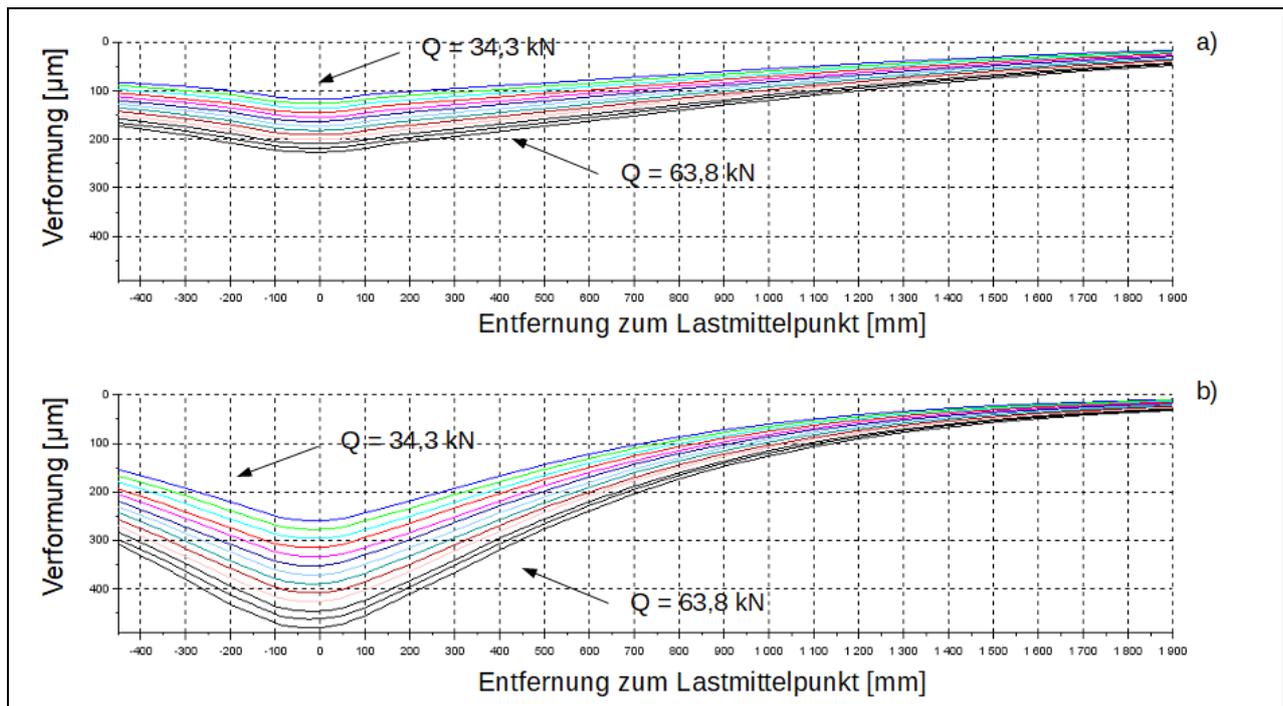


Bild 59: a) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Radlast bei einem Schichtenaufbau gemäß Bk100; b) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Radlast bei einem Schichtenaufbau gemäß Bk1,0

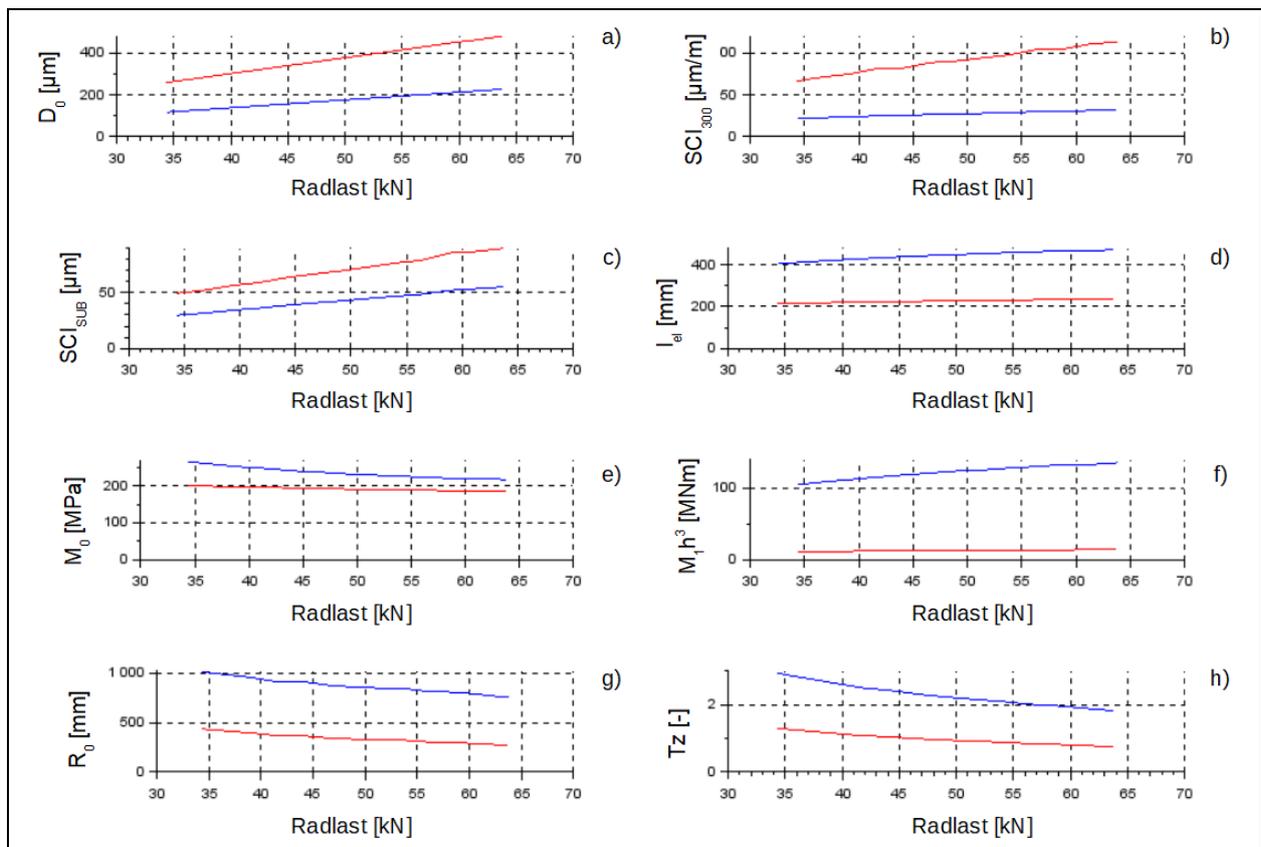


Bild 60: a) Verlauf von D_0 in Abhängigkeit von der Radlast; b) Verlauf von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Radlast; c) Verlauf von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Radlast; d) Verlauf von I_{el} in Abhängigkeit von der Radlast; e) Verlauf von M_0 in Abhängigkeit von der Radlast; f) Verlauf von $M_1 h^3$ in Abhängigkeit von der Radlast; g) Verlauf von R_0 in Abhängigkeit von der Radlast; h) Verlauf von Tz in Abhängigkeit von der Radlast – blau: Schichtenaufbau gemäß Bk100, rot: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0

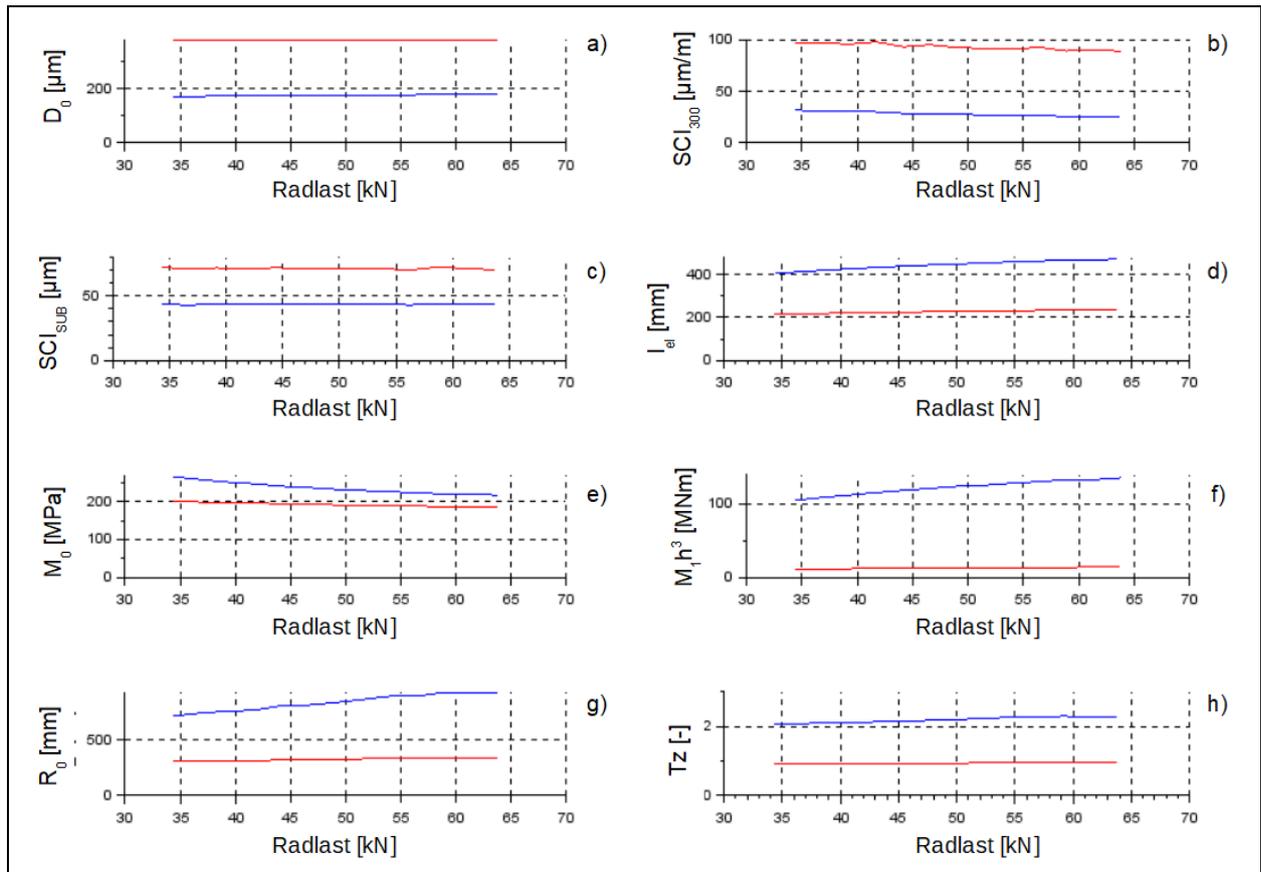


Bild 61: a) Lastkorrigierter Verlauf von D_0 in Abhängigkeit von der Radlast; b) Lastkorrigierter Verlauf von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Radlast; c) Lastkorrigierter Verlauf von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Radlast; d) Lastkorrigierter Verlauf von I_{el} in Abhängigkeit von der Radlast; e) Lastkorrigierter Verlauf von M_0 in Abhängigkeit von der Radlast; f) Lastkorrigierter Verlauf von $M_1 h^3$ in Abhängigkeit von der Radlast; g) Lastkorrigierter Verlauf von R_0 in Abhängigkeit von der Radlast; h) Lastkorrigierter Verlauf von Tz in Abhängigkeit von der Radlast – blau: Schichtenaufbau gemäß Bk100, rot: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0

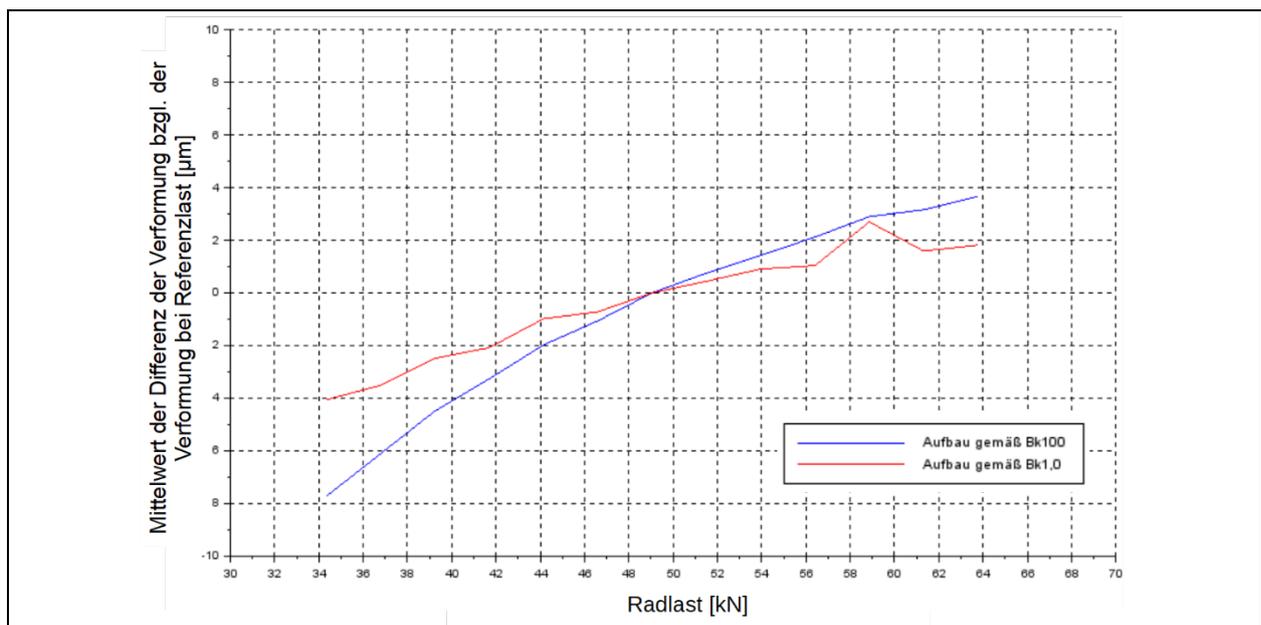


Bild 62: Mittelwert der Verformungsdifferenzen bzgl. der Verformungen bei Referenzlast

Bei der Parameterstudie zur Auswirkung der Radlast wurde zudem eine lineare Korrektur der Verformungsmulde auf die Bezugslast von $Q_{ref} = 50 \text{ kN}$ durchgeführt und hieraus ausgewählte charakteristische Kennwerte ermittelt. Es wird deutlich, dass die tatsächlich aufgebrachte Radlast einen wesentlichen Einfluss auf die berechneten Tragfähigkeitsgrößen hat, d.h. die Schwankungen der dynamischen Radlast nicht vernachlässigbar sind. Allerdings kann eine lineare Korrektur der Verformungsmulde die Auswirkungen der Schwankungen (bei Bekanntheit der tatsächlichen Radlast je Einzelwert) gut abbilden bzw. abfangen. Bild 62 zeigt beispielsweise die Abweichung der lastkorrigierten Verformungen bzgl. der Verformungen bei $Q = 50 \text{ kN}$. Da dieselbe Verkehrsflächenbefestigung durch unterschiedliche Radlasten beansprucht wurde (in 3D-Move), kann angenommen werden, dass wenn die Lastkorrektur ideal ist, die Abweichungen der Verformungswerte bzgl. der Verformung bei $Q = 50 \text{ kN}$ gleich Null sein müssen. Hier zeigt sich, dass je weiter die tatsächliche Radlast von der Referenzlast entfernt ist, desto größer wird der Fehler durch die Lastkorrektur. Dieser Fehler wirkt sich umso mehr aus, je steifer die Konstruktion ist. Es kann daher angenommen werden, dass ein linearer Korrekturanatz zur Eliminierung des Einflusses der Radlast hinreichend genaue Ergebnisse bzgl. der daraus ableitbaren Tragfähigkeitsgrößen und -werte liefert, wenn die Abweichungen von der Referenzlast gering sind.

4.5.2 Normierung auf eine Bezugsgeschwindigkeit

Weiterführende Untersuchungen von PODOLSKI (2020) zeigten, dass die Fahrzeuggeschwindigkeit im Bereich von $20 \text{ km/h} - 90 \text{ km/h}$ einen sehr geringen Einfluss auf die Verformungen und die daraus abgeleiteten Tragfähigkeitsgrößen und -werte hat. Hierbei wurde auf dem Aldenhoven Testing Center (ATC) die Tragfähigkeit im geraden Bereich in 10-km/h -Schritten (von $20 \text{ km/h} - 90 \text{ km/h}$) mithilfe des TSD erfasst. Der gerade Abschnitt, der der Untersuchung diente, wies eine Länge von ca. 400 m auf. Analysiert wurden die Mittelwerte und Mediane des SCI_{300} in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit. Dabei war keine Abhängigkeit erkennbar. Es sei jedoch angemerkt, dass die Verkehrsflächenbefestigung sehr geringe Verformungen aufwies: $D_0 < 100 \text{ }\mu\text{m}$, $SCI_{300} < 300 \text{ }\mu\text{m}$ (PODOLSKI, 2020).

Es wurde auch eine Parameterstudie mithilfe von 3D-Move durchgeführt. Dabei wurden die beiden Aufbauten aus Bild 56 und Bild 57 gewählt, wobei für den Aufbau nach Bk1,0 bei der Steifigkeit der ungebundenen Schichten durch Variation des Elastizitätsmoduls ein günstiger und ein ungünstiger Zustand nachgebildet wurden. Der Aufbau nach Bk100 wurde mit einer konstanten Steifigkeit der ungebundenen Schichten durchgeführt. Als Belastung wurde die Lastkonfiguration aus Bild 45 gewählt. Nachfolgend sind die variierten Parameter aufgeführt:

- Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten E_0
 - $E_{0,1} = 275 \text{ MPa}$
 - $E_{0,2} = 60 \text{ MPa}$

Bez.	v [km/h]	Bez.	v [km/h]	Bez.	v [km/h]	Bez.	v [km/h]
v ₁	1,6	v ₅	32,2	v ₉	64,4	v ₁₃	128,8
v ₂	8,0	v ₆	40,2	v ₁₀	72,4	v ₁₄	160,9
v ₃	16,1	v ₇	48,3	v ₁₁	80,5		
v ₄	24,1	v ₈	56,3	v ₁₂	96,6		

Tab. 27: Variation der TSD-Geschwindigkeit v_{TSD}

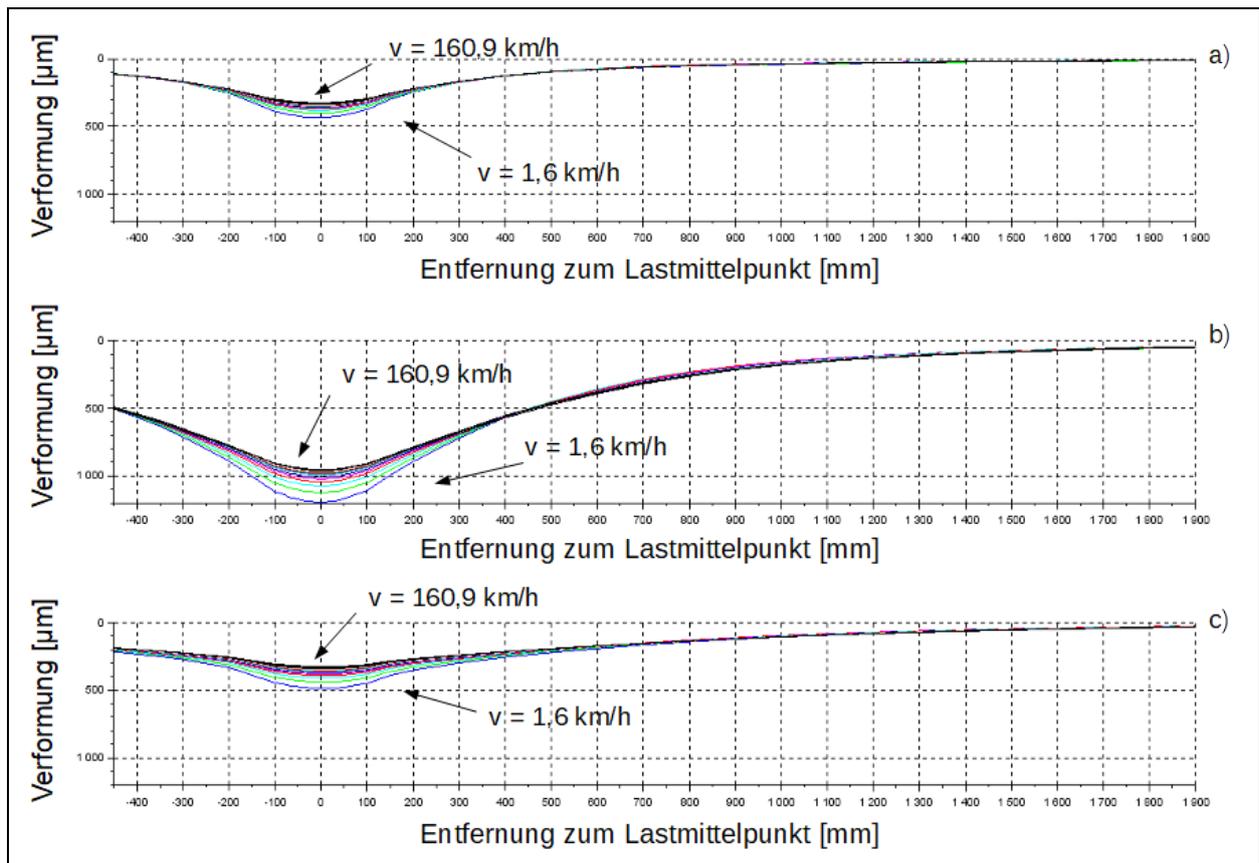


Bild 63: a) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit bei Aufbau nach Bk1,0 und hohem Elastizitätsmodul für die ungebundenen Schichten; b) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit bei Aufbau nach Bk1,0 und niedrigem Elastizitätsmodul für die ungebundenen Schichten; c) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit bei Aufbau nach Bk100

Aus Bild 63 wird deutlich, dass die Horizontalgeschwindigkeit des TSD einen Einfluss auf die Ausprägung der Verformungsmulde hat, allerdings nimmt dieser Einfluss mit zunehmender Geschwindigkeit ab. Bei sehr niedrigen Geschwindigkeiten zeigt der Bereich in der Nähe des Lastmittelpunkts eine deutliche Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit. Im äußeren Bereich der Verformungsmulde ist eine solche Abhängigkeit nicht festzustellen. Zudem wird deutlich, dass der Geschwindigkeitseinfluss mit abnehmender Steifigkeit der ungebundenen Schichten zunimmt – es stellen sich deutlich größere Verformungen ein. In Bild 64 wurden aus den obigen Verformungsmuldenscharen charakteristische Tragfähigkeitsgrößen ermittelt, und dieser in Abhängigkeit mit der Horizontalgeschwindigkeit gesetzt. Die blauen Kurven stellen dabei den Fall von ungenügender Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten dar, während die roten Kurven hohe Steifigkeit der ungebundenen Schichten repräsentieren. Zu sehen sind dabei die relativen Ausprägungen der jeweiligen Tragfähigkeitsgröße, bezogen auf das Niveau bei einer Horizontalgeschwindigkeit von 80 km/h .

Aus der Parameterstudie in Bild 64 wird ersichtlich, dass die Horizontalgeschwindigkeit des TSD zwar einen Einfluss auf die quantitative Ausprägung der Tragfähigkeitsgrößen hat, allerdings erst ab einem Geschwindigkeitsbereich unterhalb von 20 km/h . Befindet sich die Fahrgeschwindigkeit des TSD innerhalb des vom Hersteller genannten Geschwindigkeitsfensters (40 km/h bis 80 km/h), so ist der Einfluss der Geschwindigkeit auf die Tragfähigkeitsgrößen vernachlässigbar klein. Die Steifigkeit der ungebundenen Schichten hat in der relativen Betrachtung der Veränderung der Tragfähigkeitsgrößen keinen Einfluss.

Auf Grundlage der Untersuchungen von PODOLSKI (2020) und der Parameterstudie in 3D-Move erscheint daher eine Geschwindigkeitsnormierung nicht notwendig.

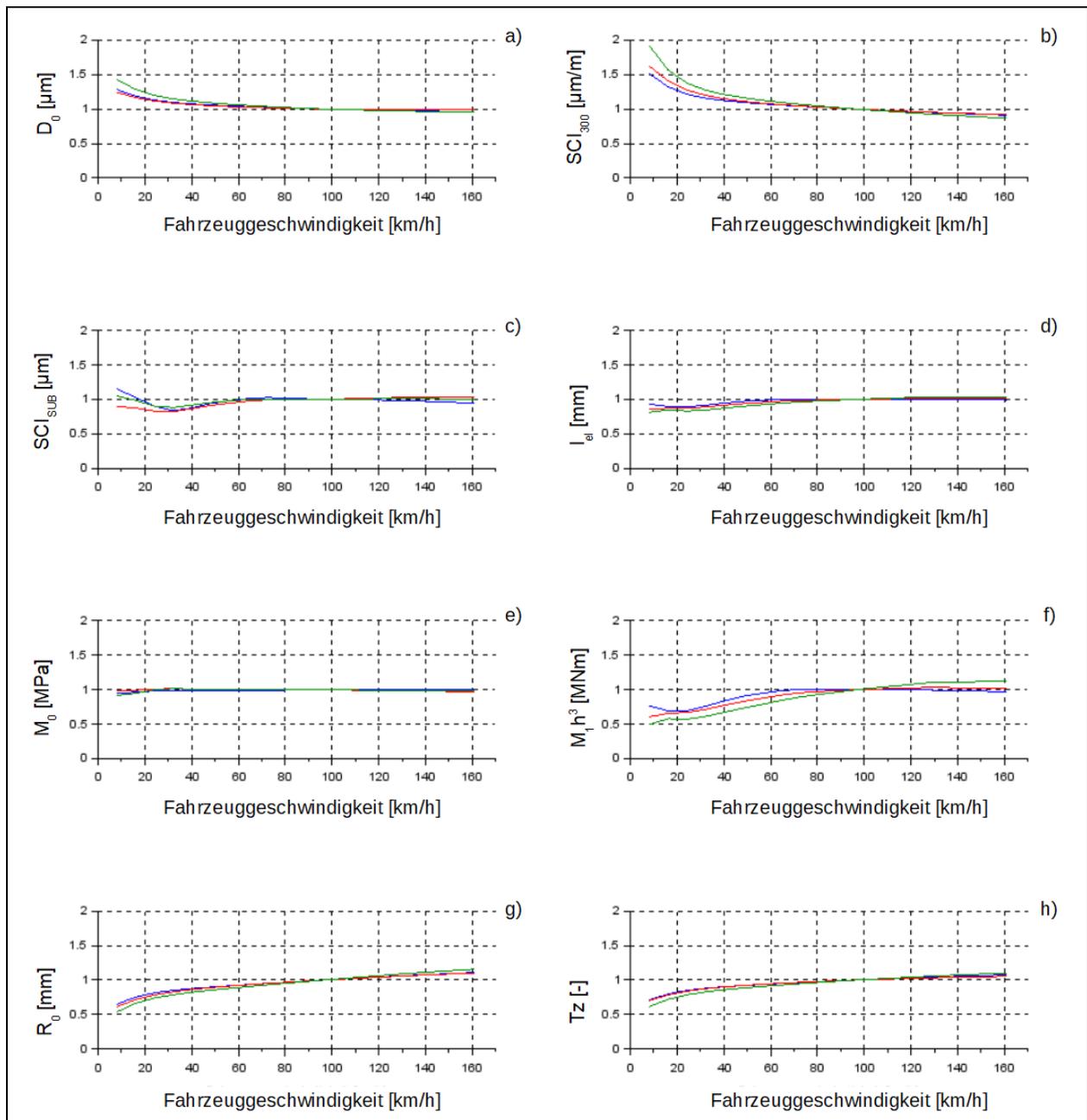


Bild 64: a) Verlauf von D_0 in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; b) Verlauf von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; c) Verlauf von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; d) Verlauf von $l_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; e) Verlauf von M_0 in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; f) Verlauf von $M \cdot h^3$ in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; g) Verlauf von R_0 in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; h) Verlauf von Tz in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD – blau: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0 und hohe Steifigkeit der ungebundenen Schichten, rot: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0 und geringe Steifigkeit der ungebundenen Schichten, grün: Aufbau gemäß Bk100

4.5.3 Normierung auf eine Bezugstemperatur

Zunächst ist davon auszugehen, dass die Asphaltkörpertemperatur einen Einfluss auf die erhaltenen Messwerte hat. Dies wurde in Abschnitt 3.2.2 näher diskutiert. Für vielerlei Tragfähigkeitsmessverfahren existieren Verfahren, die den Einfluss der Temperatur (und des Feuchtegehalts in den ungebundenen Schichten) berücksichtigen. Im nachfolgenden Abschnitt sollen einzelne Verfahren anhand von Parameterstudien und realen Messdaten bewertet werden.

Hierzu wird in einem ersten Schritt die Belastung aus Bild 45 und der Aufbau aus Bild 56 und Bild 57 dahingehend modifiziert, dass die Asphaltkörpertemperatur variiert wird – bei gleichbleibender Last und Horizontalgeschwindigkeit ($v_{TSD} = 50 \text{ km/h}$, $Q = 50 \text{ kN}$). Dabei wurde die Verformungsmulde für folgende Temperaturen berechnet:

Bez.	T [°F]	T [°C]	Bez.	T [°F]	T [°C]	Bez.	T [°F]	T [°C]
T ₁	10,0	-12,2	T ₅	50,0	10,0	T ₉	90,0	32,2
T ₂	20,0	-6,7	T ₆	60,0	15,6	T ₁₀	100,0	37,8
T ₃	30,0	-1,1	T ₇	70,0	21,1	T ₁₁	110,0	43,3
T ₄	40,0	4,4	T ₈	80,0	26,7			

Tab. 28: Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K

Hieraus wurden zuerst die resultierenden Verformungsmulden berechnet (s. Bild 65). Ersichtlich wird, dass sich mit zunehmender Asphaltkörpertemperatur der lastnahe Teil der Verformungsmulde mehr verformt. Die hieraus berechenbaren Tragfähigkeitsgrößen liefern auch ein mechanisch stimmiges Bild (s. Bild 67 bis Bild 85).

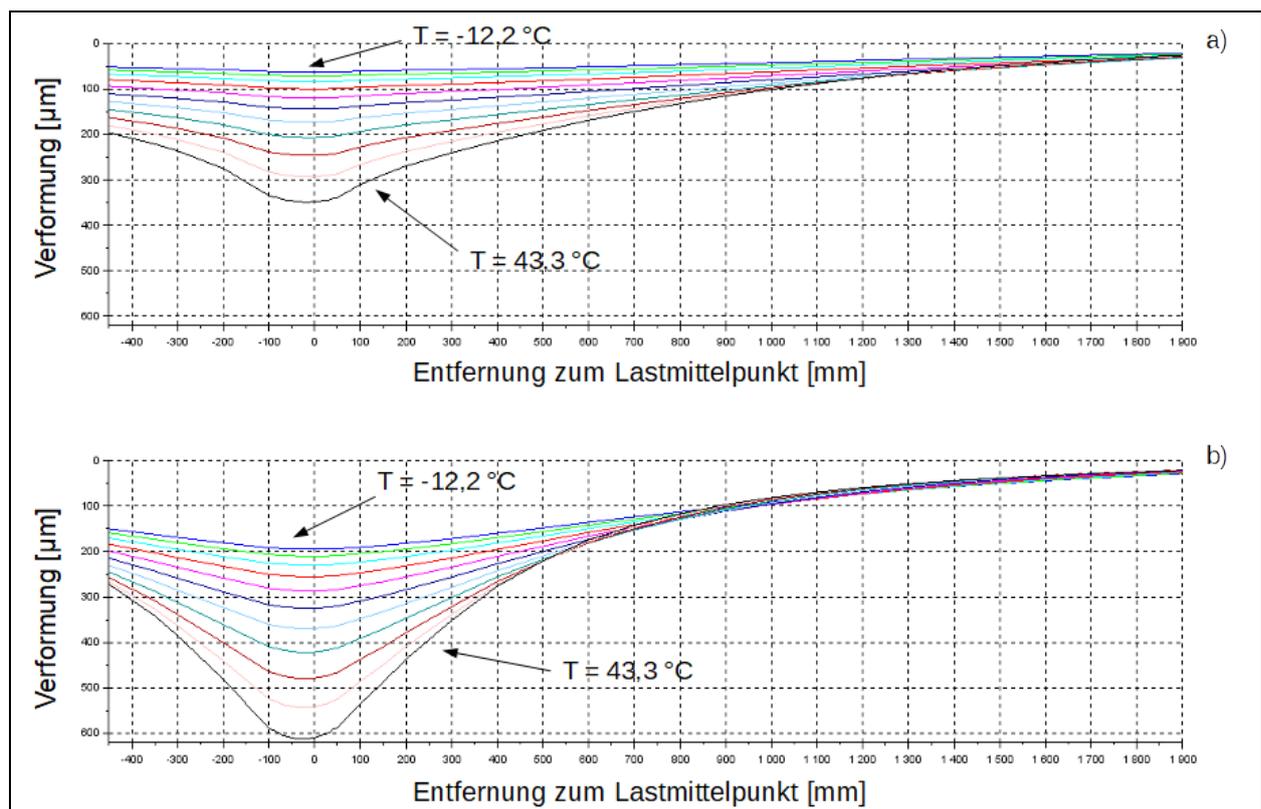


Bild 65: a) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Temperatur bei Aufbau nach Bk100; b) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Temperatur bei Aufbau nach Bk1,0

Im Anschluss wurden drei Temperaturkorrekturverfahren angewandt, um aus den temperaturabhängigen Verformungsmulden bzw. Tragfähigkeitsgrößen den Einfluss der Temperatur zu eliminieren (soweit dies mit dem jeweiligen Verfahren möglich ist). Dabei galten folgende Rahmenbedingungen:

- Referenztemperatur: $T_{ref} = 20 \text{ °C}$
- Da ein vergleichsweise steifer Aufbau gewählt wurde, sind die Verformungen gering – für das Verfahren nach JANSEN (2009) wurde daher die Korrektur bei geringen Verformungen angewandt.

Beim Temperaturkorrekturverfahren nach GRACZYK (2010) wurde zur besseren Vergleichbarkeit der Saisonalitätskoeffizient $f_s = 1,00$ (Monat März) gewählt. Beim Vergleich der Verfahren anhand von realen Messdaten wird der jeweils gültige Saisonalitätskoeffizient f_s verwendet.

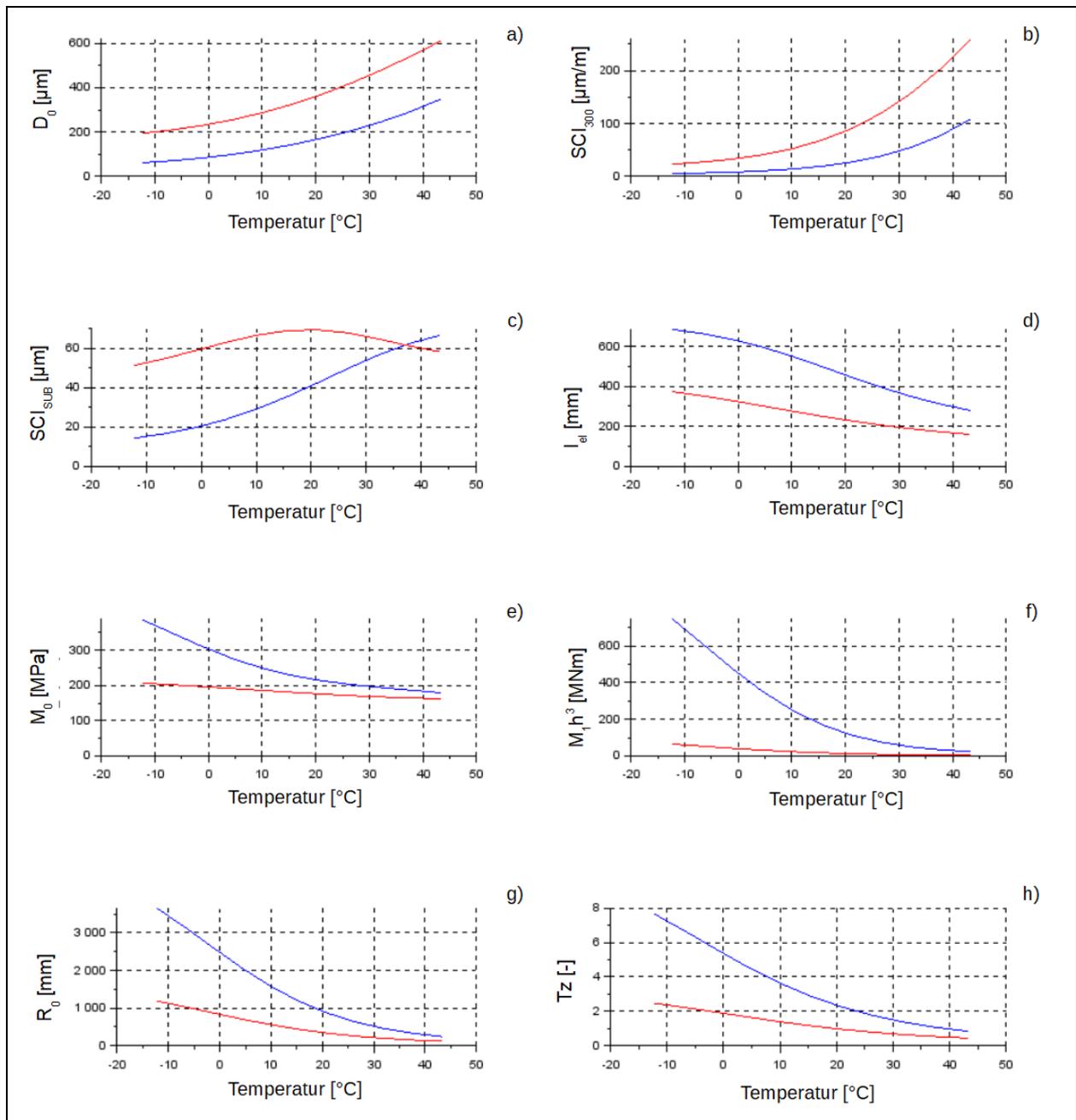


Bild 66: Verlauf von D_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; b) Verlauf von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; c) Verlauf von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; d) Verlauf von $l_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; e) Verlauf von M_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; f) Verlauf von $M_1 h^3$ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; g) Verlauf von R_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; h) Verlauf von Tz in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur – blau: Schichtenaufbau gemäß Bk100, rot: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0

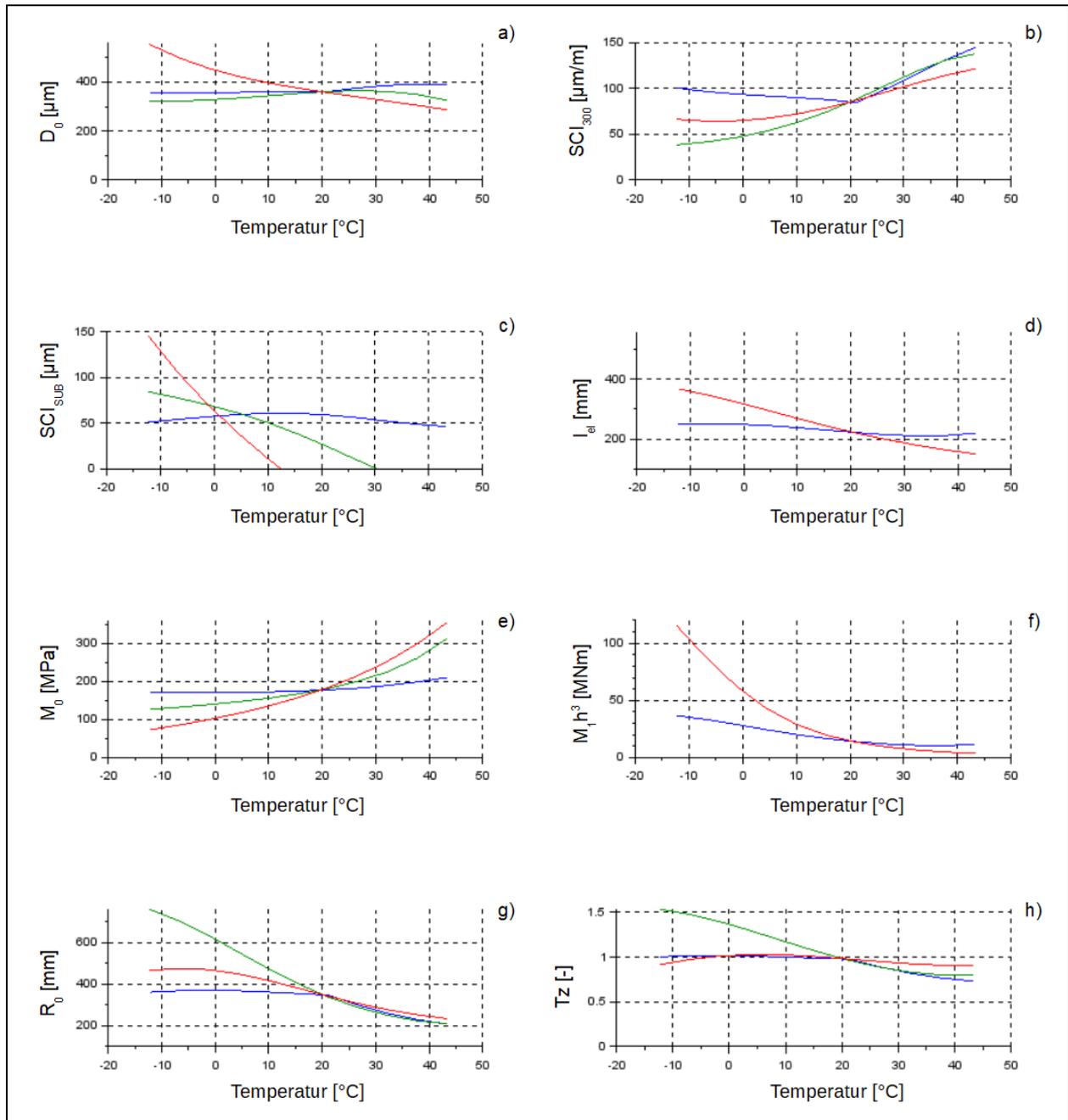


Bild 67: a) Temperaturkorrigierte Verläufe von D_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); b) Temperaturkorrigierte Verläufe von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); c) Temperaturkorrigierte Verläufe von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); d) Temperaturkorrigierte Verläufe von $l_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); e) Temperaturkorrigierte Verläufe von M_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); f) Temperaturkorrigierte Verläufe von $M_1 h^3$ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); g) Temperaturkorrigierte Verläufe von R_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); h) Temperaturkorrigierte Verläufe von Tz in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0) – blau: Temperaturkorrektur nach JANSEN, grün: Temperaturkorrektur nach GRACZYK, rot: Temperaturkorrektur nach NASIMIFAR ET AL.

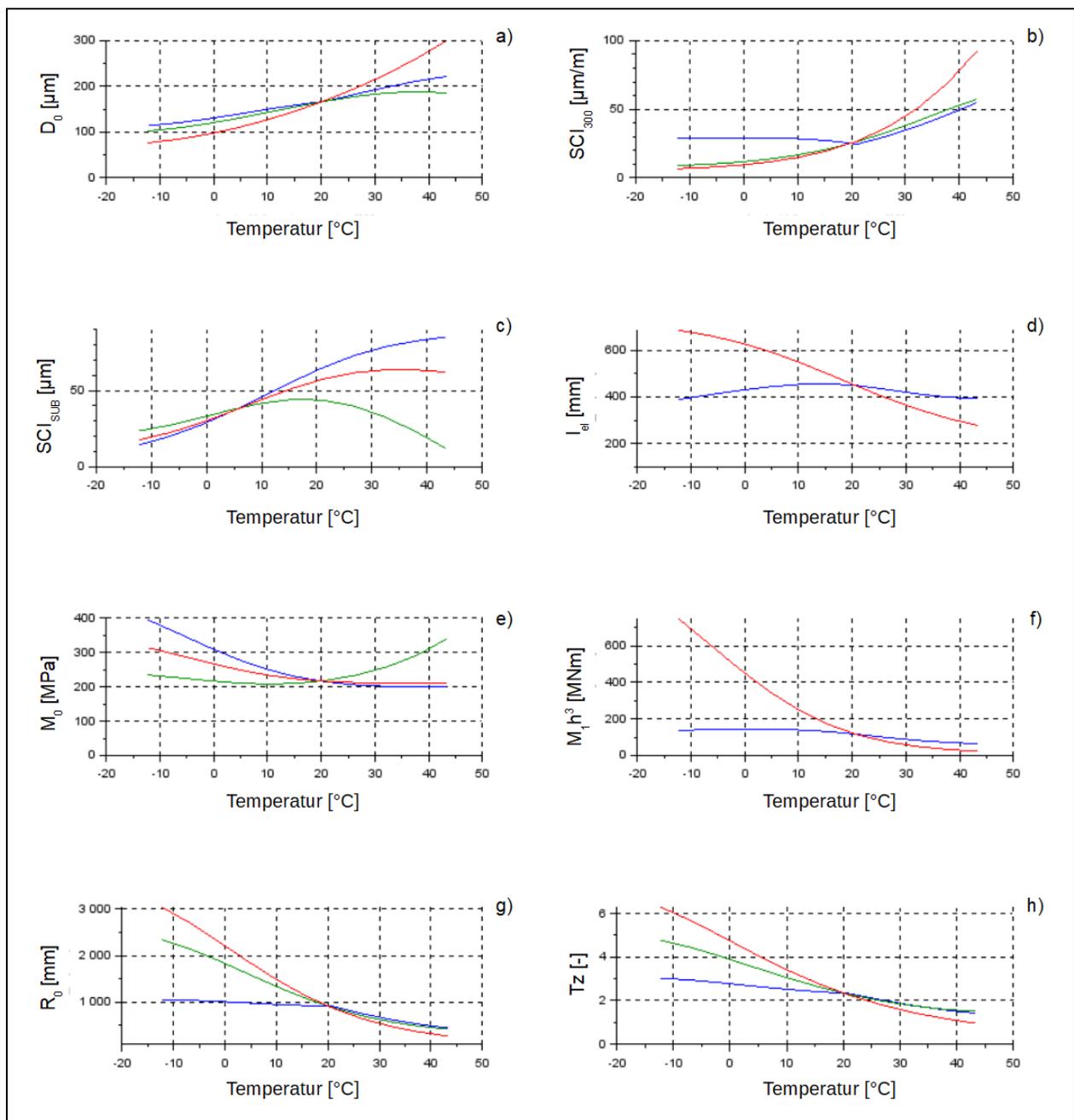


Bild 68: a) Temperaturkorrigierte Verläufe von D_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); b) Temperaturkorrigierte Verläufe von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); c) Temperaturkorrigierte Verläufe von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); d) Temperaturkorrigierte Verläufe von $I_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); e) Temperaturkorrigierte Verläufe von M_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); f) Temperaturkorrigierte Verläufe von $M_1 h^3$ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); g) Temperaturkorrigierte Verläufe von R_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); h) Temperaturkorrigierte Verläufe von Tz in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100) – blau: Temperaturkorrektur nach JANSEN, grün: Temperaturkorrektur nach GRACZYK, rot: Temperaturkorrektur nach NASIMIFAR ET AL.

In Bild 66, Bild 67 und Bild 68 werden verschiedene Effekte deutlich, die sich durch die jeweiligen Temperaturkorrekturverfahren einstellen. Im Idealfall sollten die jeweiligen Tragfähigkeitsgrößen denselben Wert aufweisen, ungeachtet der jeweils simulierten Asphaltkörpertemperatur.

- Temperaturkorrekturverfahren nach JANSEN (2009)

- Korrigiert den lastfernen Teil der Verformungsmulde nicht – Simulation mithilfe von 3D-Move weist jedoch eine Veränderung der lastfernen Verformungen in Abhängigkeit von der Temperatur auf, dementsprechend kann dieses Korrekturverfahren diese Umstände nicht korrigieren.
- Bei extremen Temperaturen unstetiges Korrekturverhalten – bei Aufstellung der Korrekturgleichungen wurden diese Temperaturbereiche nicht berücksichtigt.
- Ansonsten nahezu konstante Verläufe über die Asphaltkörpertemperatur.
- Temperaturkorrekturverfahren nach GRACZYK (2010)
 - Schwierig zu beurteilen, da Betrachtung des Saisonalitätskoeffizienten f_s bei der Simulation nicht möglich.
 - Durch Multiplikation der einzelnen Verformungswerte können die Tragfähigkeitsgrößen keinen konstanten Verlauf über die Asphaltkörpertemperatur aufweisen.
 - Dies führt zu Überschätzungen der Tragfähigkeit bei niedrigen Temperaturen und Unterschätzungen der Tragfähigkeit bei hohen Temperaturen.
- Temperaturkorrekturverfahren nach NASIMIFAR et al. (2018)
 - Ähnliche Feststellungen wie beim Temperaturkorrekturverfahren nach GRACZYK (2010), da auch Multiplikation der Verformungswerte mit einem Faktor.
 - Fraglich, ob so überhaupt anwendbar, da es ursprünglich nur zur Korrektur des SCI_{300} formuliert wurde. Da aber zur Normierung des SCI_{300} selbiger mit dem Faktor λ multipliziert wird, können auch die Verformungswerte D_0 und D_{300} mit dem Faktor λ multipliziert werden (Distributivgesetz). Zumindest kann so die Annahme getroffen werden, dass der innere, lastnahe Teil der Verformungsmulde mithilfe dieses Faktors temperaturkorrigiert werden kann.

Zur Bewertung der Temperaturkorrekturverfahren werden acht Kriterien erarbeitet, die die Qualität des jeweiligen Verfahrens beschreiben sollen. Diese sind nachstehend aufgelistet inkl. einer kurzen Erläuterung, warum das jeweilige Kriterium wichtig ist. In Tab. 29 wird die Erfüllung der Kriterien durch die Symbole „+“, „0“ und „-“ charakterisiert, wobei „+“ einer guten, „0“ einer durchschnittlichen und „-“ einer schlechten Erfüllung des jeweiligen Kriteriums entspricht:

- Sinnvolle Veränderung der normierten Eingangswerte (Kriterium A)
 - Möglichst alle Temperaturbereiche sollen abgedeckt werden, zumindest aber der Temperaturbereich, in welchem Tragfähigkeitsmessungen nach AP Trag Teil B 5 vorgesehen sind.
 - Tragfähigkeitsgrößen sollen mechanisch sinnvoll temperaturkorrigiert werden.
- Möglichst wenig zusätzliche Daten (beispielsweise Aufbaudicke) von Nöten (Kriterium B)
 - Eine Vielzahl an benötigten Eingangsdaten erfordert ggf. zusätzliche Untersuchungen, die ggf. nicht möglich sind und damit eine Temperaturkorrektur bei Fehlen unmöglich machen.
- Geringer Rechenaufwand (Kriterium C)
 - Da das TSD eine Vielzahl an Messdaten liefert, sollte das Temperaturkorrekturverfahren vergleichsweise schnell durchführbar sein, d.h. es sollten keine allzu komplizierten Rechenoperationen enthalten sein, damit die Daten noch prozessierbar bleiben.
- Bereits an TSD-Messdaten (erfolgreich) angewandt worden (Kriterium D)
 - Problematisch ist, dass viele Verfahren derzeit „nur“ anhand von FWD-Tragfähigkeitsmessungen erarbeitet und erprobt wurden. Besonderheiten, die das TSD aufgrund der dynamischen Beanspruchungssituation aufweist, können durch diese Verfahren ggf. nicht berücksichtigt werden.
- Normierungsansatz anhand von TSD-Messdaten formuliert worden (Kriterium E)
 - Problematisch ist, dass viele Verfahren derzeit „nur“ anhand von FWD-Tragfähigkeitsmessungen erarbeitet und erprobt wurden. Besonderheiten, die das TSD

- aufgrund der dynamischen Beanspruchungssituation aufweist, können durch diese Verfahren ggf. nicht berücksichtigt werden.
- Sollte das jeweilige Temperaturkorrekturverfahren anhand von TSD-Messdaten erarbeitet worden sein, so ist die prinzipielle Anwendbarkeit auf das TSD-Messverfahren sichergestellt.
 - **Robuste Eingangstemperatur (Kriterium F)**
 - Alle Temperaturkorrekturverfahren benötigen Temperaturen als Eingangswert. Hierbei ist wichtig, dass beispielsweise die Oberflächentemperatur stark von der Sonneneinstrahlung, Windstärke und anderen Umgebungseinflüssen abhängig ist und damit ggf. kein geeigneter Eingangswert ist, um die jeweils gültigen Temperaturverhältnisse zu beschreiben. Die Asphaltkörpertemperatur ist ein geeigneterer Eingangswert, da diese Umgebungseinflüsse entfallen.
 - Dabei ist vorerst irrelevant, dass die Asphaltkörpertemperatur nicht unmittelbar gemessen werden kann (zumindest nicht während der Tragfähigkeitserfassung mittels TSD), sondern rechnerisch durch das in Abschnitt 3.2.2 beschriebene BELLS-Verfahren im Vorlauf bestimmt werden muss.
 - **Berücksichtigung der herabgesetzten Tragfähigkeit während der Tauperiode (Kriterium G)**
 - Die Tragfähigkeit der untersuchten Verkehrsflächenbefestigungen sind während der Tauperiode ggf. herabgesetzt (je nach Zusammensetzung der ungebundenen Schichten).
 - Diese Tragfähigkeitsänderung wird durch reine Betrachtung der Temperatur nicht berücksichtigt.
 - **Flexibilität der Anwendbarkeit (Kriterium H)**
 - Temperaturkorrekturverfahren sollte in einem möglichst großen Temperaturfenster anwendbar bleiben.
 - Ggf. sollten Anpassungen hinsichtlich der Faktorisierung und Parametrisierung möglich sein, beispielsweise Verwendung der Asphaltkörpertemperatur anstelle der Fahrbahnoberflächentemperatur.

	Krit. A	Krit. B	Krit. C	Krit. D	Krit. E	Krit. F	Krit. G	Krit. H
JANSEN	+	+	+	-	-	+	-	+
GRACZYK	0	+	+	+	-	-	+	+
NASIMIFAR ET AL.	0	0	+	+	+	+	-	0

Tab. 29: Bewertung der Temperaturnormierungsverfahren

Auf Grundlage der formulierten Kriterien inkl. deren Bewertung schneidet das Temperaturnormierungsverfahren nach JANSEN (2009) am besten ab, vor allem da es, wie in Bild 67 und Bild 68 zu sehen ist, die stabilsten Parameterverläufe nach der Temperaturkorrektur aufweist. Die beiden anderen betrachteten Verfahren weisen zu große Schwankungen hinsichtlich der temperaturkorrigierten Parameterverläufe auf. Offen bleibt die Frage, an welcher Stelle eine Temperaturnormierung zu erfolgen hat. Hier besteht Forschungsbedarf, d.h. einzelne Tragfähigkeitsgrößenverläufe könnten anhand von beispielhaften Berechnungen und parameterstudienhaften Messungen über das mögliche Temperaturspektrum simuliert oder erfasst werden und so eine Temperaturkennlinie des jeweiligen Tragfähigkeitskennwerts definiert werden. Für den vorliegenden Fall der Temperaturnormierung, die bereits auf Ebene der Verformungsmulden durchgeführt wird, erscheint das Verfahren nach JANSEN (2009) am zielführendsten.

4.6 Berechnung von Verformungsmulden

Zur Bewertung bzw. Analyse der Verformungsmuldenberechnungsverfahren wurden sämtliche in 3D-Move durchgeführten Simulationen und sich daraus ergebenden Verformungsmulden (143 Stück) herangezogen und auf mögliche Sensorpositionen verknüpft. Die gewählten Positionen sind (bezogen auf den Lastmittelpunkt): -450 mm, -300 mm, -200 mm, 110 mm, 210 mm, 310 mm, 460 mm, 610 mm, 910 mm, 1.510 mm, 3.010 mm. Das Programm 3D-Move ist in der Lage Verformungsgeschwindigkeiten und Verformungen zu berechnen und auszugeben. Mithilfe der Information der Horizontalgeschwindigkeit (als Inputgröße bekannt) können auch Slope-Werte berechnet werden. Diese wurden zum einen an Greenwood A/S geschickt, zum anderen auch an ARRB, um hieraus und dem jeweiligen Verfahren Verformungsverläufe zu berechnen. Das AUTC-Verfahren wurde zudem, da es vergleichsweise einfach zu rekonstruieren ist, selbst programmiert und angewendet. Da „tatsächliche“ Verformungsverläufe vorhanden sind, können die beiden Verfahren so mit den „tatsächlichen“ Verläufen verglichen und bewertet werden.

Zur Bewertung der Verformungsmuldenberechnungsverfahren werden drei Kriterien erarbeitet, die die Qualität des jeweiligen Verfahrens beschreiben sollen. Diese sind nachstehend aufgelistet inkl. einer kurzen Erläuterung, warum das jeweilige Kriterium wichtig ist:

- Umgang mit Anomalien der Slope-Werte (Kriterium A)
 - Einzelne Slope-Werte können ggf. Ausreißer sein, d.h. fehlerbehaftet sein. Das Verfahren sollte mit solchen Ausreißern umgehen können und trotzdem eine mechanisch-physikalisch sinnvolle Verformungsmulde berechnen können.
- Berücksichtigung von visko-elastischen und Trägheitseffekten (Kriterium B)
 - Der Vorzug des TSD gegenüber anderen Tragfähigkeitsmessverfahren ist die Dynamik der Beanspruchung. Die berechneten Verformungsmulden sollten daher auch die sich aus der Dynamik einstellenden Asymmetrien in der Verformungsmulde abbilden können.
 - Diese Asymmetrien stehen im Anschluss einer weiteren Untersuchung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten zur Verfügung.
- Geringer Rechenaufwand (Kriterium C)
 - Da das TSD eine Vielzahl an Messdaten liefert, sollte das Verformungsmuldenberechnungsverfahren vergleichsweise schnell durchführbar sein, d.h. es sollten keine allzu komplizierten Rechenoperationen enthalten sein, damit die Daten noch prozessierbar bleiben.

Nachfolgend wird die Berechnung von Verformungsmulden anhand von Slope-Werten und den beiden Verfahren verglichen mit den „realen“ Verformungsdaten aus 3D-Move. Die Darstellung der Vergleiche erfolgt zuerst im Überblick über alle generierten Verformungsmulden. Bei großen Abweichungen werden einzelne Beispiele, die die Unterschiede verdeutlichen, herangezogen.

4.6.1 Asymmetrisches Modell nach PEDERSEN (2013)

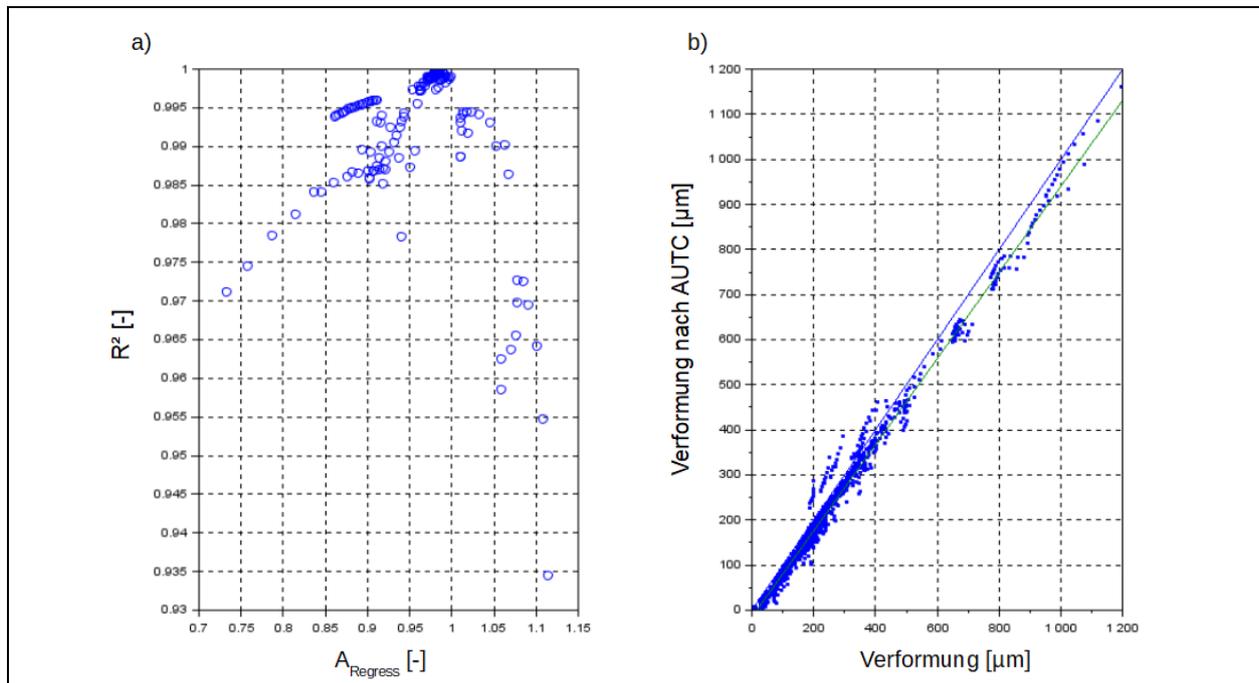


Bild 69: a) Darstellung des Bestimmtheitsmaßes und der Steigung der Regressionsgeraden zwischen „realer“ Verformung und Verformung nach PEDERSEN (2013), b) Scatter-Plot von „realen“ und Pedersen-Verformungen (blau: ideale Winkelhalbierende, grün: Regressionsgerade)

Das asymmetrische Modell nach PEDERSEN (2013) führt eine Regression des Slope-Verlaufs nach der in Abschnitt 3.3.2 vorgestellten Funktion durch. Darauf aufbauend werden dann die Verformungsverläufe mittels Integration ermittelt. Zum Vergleich mit der in 3D-Move berechneten Verformungsmulden wurden Greenwood A/S, verknappte Slope-Werte übermittelt, die daraufhin prozessiert wurden. Eine eigene Umsetzung des Verfahrens wurde nicht durchgeführt, da die Details bzw. genaue Parametrisierung des Verfahrens nicht öffentlich sind. In Bild 69 ist der Vergleich sämtlicher Verformungswerte dargestellt:

Der Vergleich der Verformungswerte zeigt, dass der Ansatz nach PEDERSEN (2013) eine sehr gute Übereinstimmung mit den „realen“ Verformungen aus 3D-Move besitzt.

4.6.2 Area-under-the-Curve-Verfahren (AUTC)

Beim AUTC-Verfahren wird der Slope-Verlauf mittels kubisch hermitescher Splines (cSplines) funktional approximiert, um daraufhin durch rückwärtige Integration die Verformungsmulde berechnen zu können. Hierbei existieren nachstehende Rahmenbedingungen:

- $P_{3,010} = 0 \mu\text{m/m}$
- $P_0 = 0 \mu\text{m/m}$
- $P_{910} \leq \frac{2}{3} \times P_{610}$
- $P_{1,510} \leq 0,404 \times P_{610}$

Auf Grundlage dieser Rahmenbedingungen wurden sämtliche Slope-Verläufe durch cSplines approximiert. In Bild 70 ist ein Verlauf beispielhaft dargestellt.

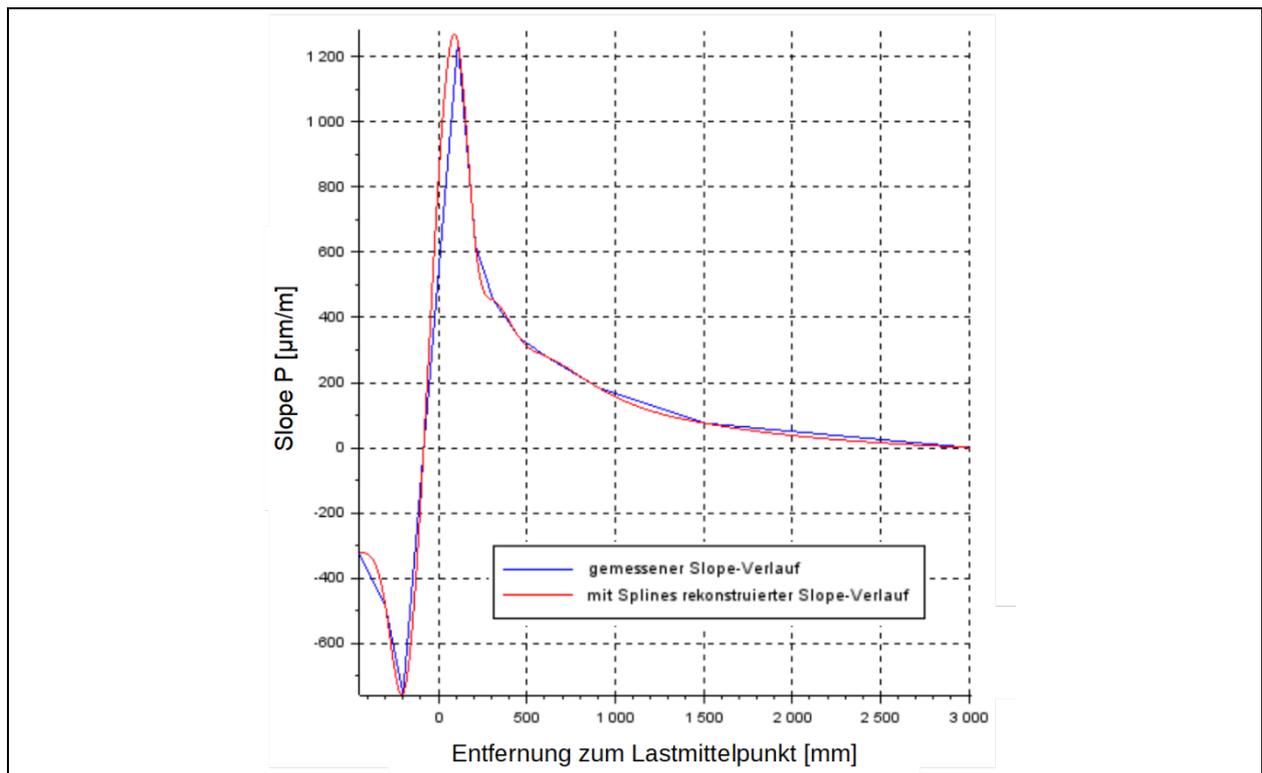


Bild 70: Annäherung des Slope-Verlaufs durch Splines nach dem AUTC-Verfahren

Vor allem die zweite Bedingung ($P_0 = 0 \mu\text{m/m}$) ist wichtig, da die fehlende Kenntnis über die genaue Lage des Nulldurchgangs des Slope-Verlaufs bzw. des Verformungsmaximums das Ergebnis der Integration nachhaltig beeinflusst. In Bild 71 ist eine Parameterstudie zur Lage des Nulldurchgangs bzw. Verformungsmaximums dargestellt – alle anderen Slope-Werte bleiben unverändert. Es wird deutlich, dass sich eine minimale Verschiebung des Nulldurchgangs bzw. des Verformungsminimums enorm auf den Wert des Verformungsmaximums auswirkt. Dabei gehören die gestrichelten und farblich differenziert dargestellten Slope-Verläufe zu den jeweils farblich dargestellten Verformungsverläufen (durchgezogene Linien):

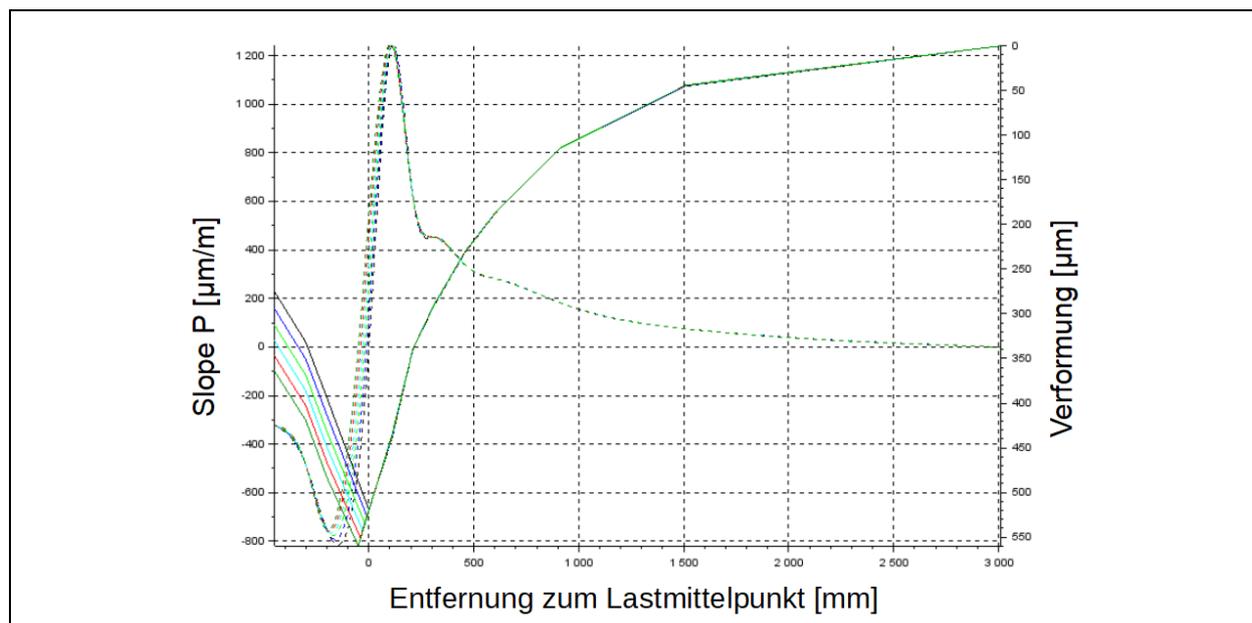


Bild 71: Auswirkung der Verschiebung des Nulldurchgangs beim Slope-Verlauf auf die resultierende Verformungsmulde

Bei dieser Parameterstudie wurde ein Slope-Verlauf genommen, bei dem der Slope-Wert im Lastmittelpunkt in 10-mm-Schritten verschoben wird. Ersichtlich wird, dass der Verformungsverlauf vor der Last unberührt bleibt, während der Wert für die Maximalverformung mit zunehmender Verschiebung des Nulldurchgangs im Slope-Verlauf steigt. Für die Rückrechnung und Bewertung bedeutet das, dass für die aus der Verformungsmulde berechneten Tragfähigkeitsgrößen keine Unterschiede feststellbar sind. Da jedoch der Großteil der Tragfähigkeitskennwerte ebenso eine genaue Kenntnis der Stelle der Maximalverformung nicht voraussetzt, ergibt sich durch die dargestellte Unkenntnis keine wesentliche Veränderung.

In Bild 72 sind verschiedene Informationen bzgl. des Vergleichs der „realen“ und der nach dem AUTC-Verfahren berechneten Verformungsmulden dargestellt:

- Bestimmtheitsmaß R^2
- Direkter Vergleich der Verformungseinzelwerte D_i
- Steigung der Regressionsgerade A_{Regress} beim Versuch einer linearen Regression zwischen beiden Verformungsmuldenebenen

Das Bestimmtheitsmaß ist für alle Verformungsmulden vergleichsweise unauffällig, d.h. die Werte liegen nahezu alle in der Nähe von $R^2 = 1$, also sind die beiden verglichenen Verformungsmuldenarten voneinander abhängig – nicht weiter verwunderlich. Interessant ist der Blick jedoch auf die Steigung der linearen Regressionsgeraden: Bei absoluter Gleichheit der Einzelwerte der Verformungen müsste die Steigung der Regressionsgeraden $A_{\text{Regress}} = 1$ betragen. Es fällt aber auf, dass einige Steigungen von diesem Wert abweichen. Der Blick auf den Scatterplot aller Verformungswerte in Bild 72 zeigt, dass vor allem im Bereich geringer Verformungen die berechnete Verformung nach dem AUTC-Verfahren eher unterhalb der „tatsächlichen“ Verformungen liegt.

Ein wichtiger Grund für die geringe Steigung der Regressionsgeraden ist in Bild 73 dargestellt. Das „tail taming“ führt zu erheblich geringeren Verformungen bei der Berechnung nach dem AUTC-Verfahren. Das „tail taming“ wird allerdings auch erst dadurch notwendig, da die Absolutwerte der Slopes vergleichsweise gering sind, d.h. das Auslösekriterium für das „tail taming“ schnell aktiv wird. Betrachtet man den Ursprung des „tail taming“ und die Intention dahinter, fällt auf, dass die Slope-Werte auf den untersuchten Verkehrsflächenbefestigungen in Australien deutlich größer sind. Der in Bild 73 dargestellte Verlauf entspricht einer vergleichsweise steifen Verkehrsflächenbefestigung bei -10 C Asphaltkörpertemperatur. Dementsprechend kann die Hypothese aufgestellt werden, dass bei steifen Konstruktionen und geringen Temperaturen das definierte Auslösekriterium für die „Schwanzzähmung“ zu restriktiv ist.

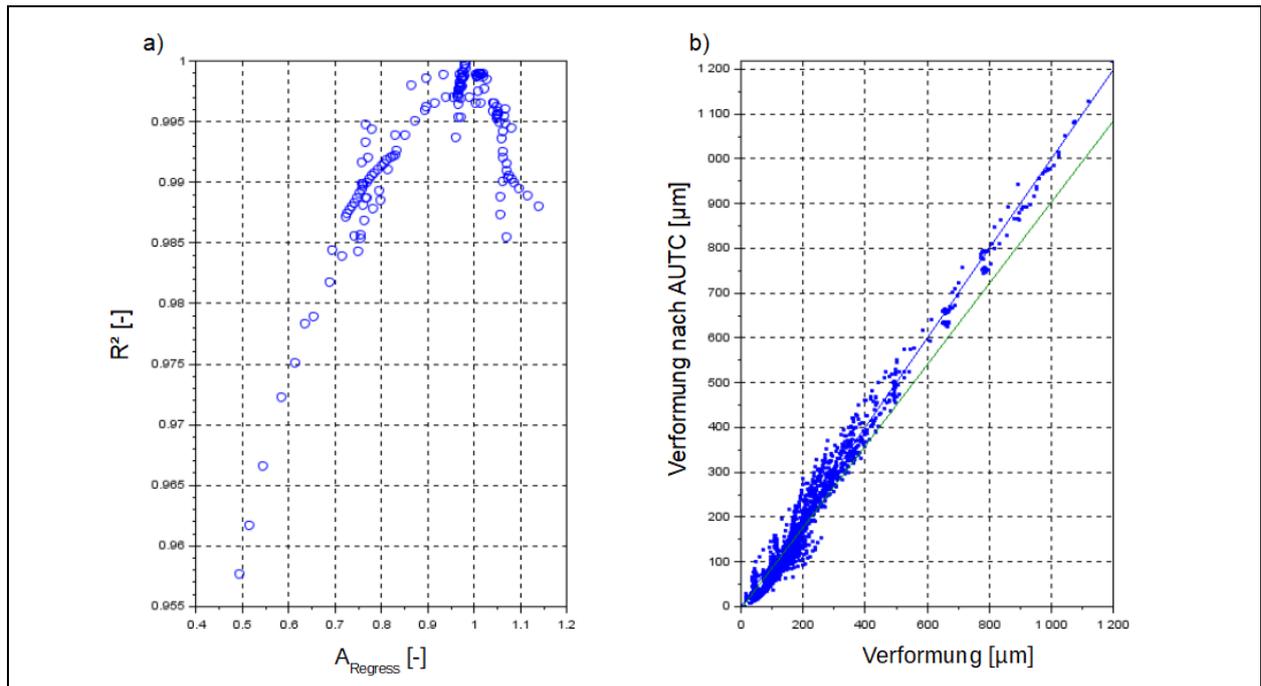


Bild 72: a) Darstellung des Bestimmtheitsmaßes und der Steigung der Regressionsgeraden zwischen „realer“ Verformung und Verformung nach AUTC, b) Scatter-Plot von „realen“ und AUTC-Verformungen (blau: ideale Winkelhalbierende, grün: Regressionsgerade)

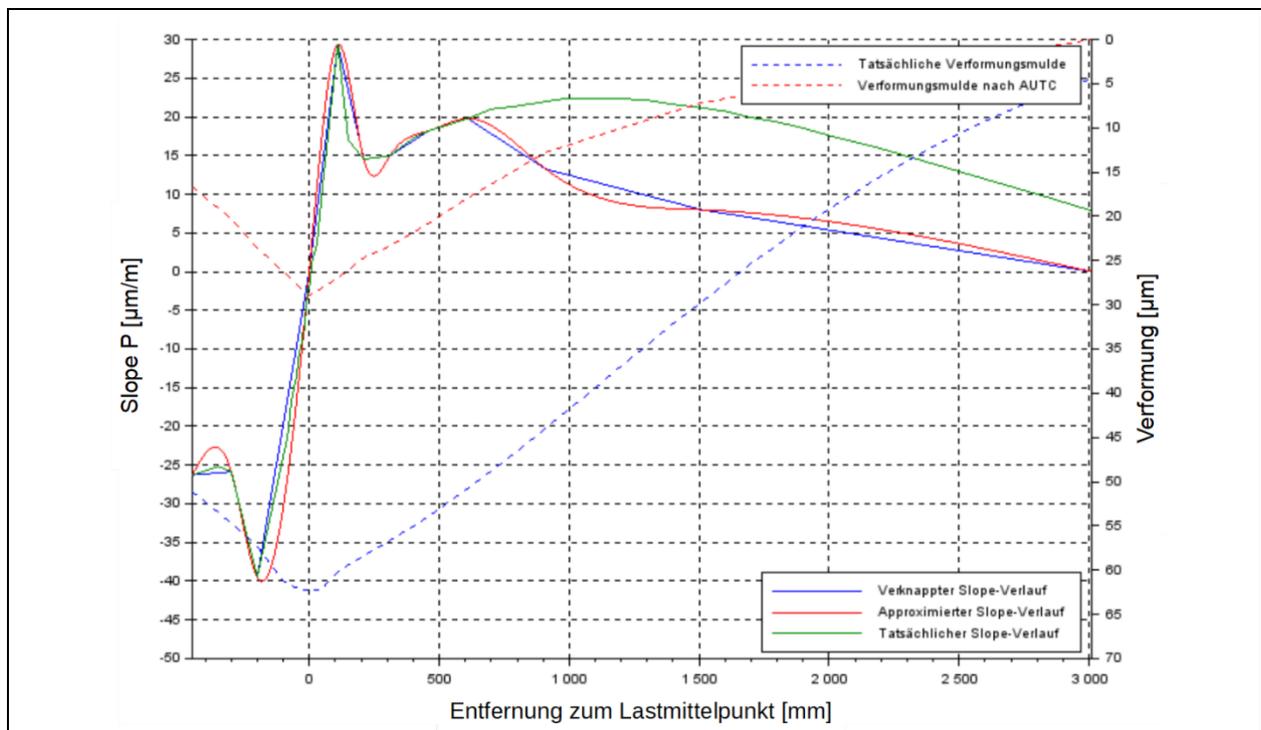


Bild 73: Auftretende Probleme beim Tailtaming von Slope-Verläufen

Problematisch kann zudem der Berechnungsalgorithmus des AUTC-Verfahrens sein. Durch die Definition von cSplines anhand der Slope-Werte ist die Güte der Verformungsmuldenberechnung abhängig von der Genauigkeit der Slope-Werte. Falls es zu Messfehlern kommen sollte, so wird der Spline-Algorithmus, bei bestehender Definition, versuchen, den fehlerbehafteten Slope-Wert beizubehalten (NASIMIFAR, THYAGARAJAN & SIVANESWARAN, 2018). Einzig durch die „Schwanzzähmung“ existiert ein Mittel, um die Auswirkung von Messfehlern zu begrenzen, vor allem da sich Messfehler im lastfernen Bereich der

Verformungsmulde durch die rückwärtige Integration sehr stark auf die Verformungsmuldenberechnung auswirken.

4.6.3 Vergleich der Verformungsmuldenberechnungsverfahren

Beide Verformungsmuldenberechnungsverfahren zeigen sehr gute Übereinstimmungen zu den „realen“ Verformungen aus 3D-Move. Auch auf Ebene der Tragfähigkeitsgrößen zeigt sich die gute Übereinstimmung mit den „realen“ Werten, berechnet mittels der Verformungswerte aus 3D-Move. In Bild 74 ist beispielsweise der Vergleich der beiden Verfahren mit den „realen“ Daten aus 3D-Move auf Ebene des SCI_{300} dargestellt. Die Abweichungen sind vergleichsweise gering, vor allem beim Verfahren nach PEDERSEN (2013).

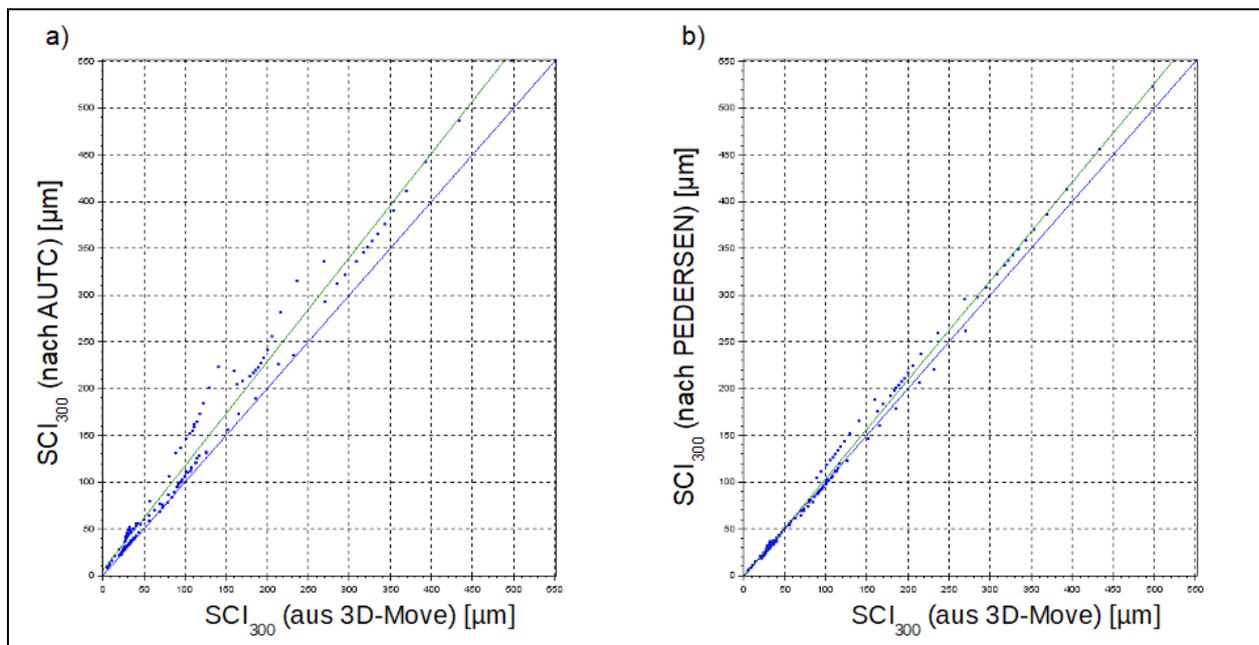


Bild 74: Vergleich des Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} nach der Art des Verformungsmuldenberechnungsansatzes a) nach AUTC-Verfahren; b) nach PEDERSEN (2013)

Einzig die „Schwanzzähmung“ des AUTC-Verfahrens kann bei bestimmten Steifigkeitskonstellation der betrachteten Verkehrsflächenbefestigung zu Problemen bei der Verformungsmuldenberechnung führen. Beim Verfahren nach PEDERSEN (2013) sind solche systematischen Fehler nicht aufgefallen. Daher können, unter Rücksichtnahme der Probleme bei der „Schwanzzähmung“, beide Verfahren zur Bestimmung von Tragfähigkeitsgrößen, die auf Verformungswerte basieren, verwendet werden. NASIMIFAR et al. (2018) weisen jedoch darauf hin, dass für weitergehende Rückrechnungen, beispielsweise zur Berechnung von Elastizitätsmoduln nach der Mehrschichtentheorie, die Verwendung des AUTC-Ansatzes zur Berechnung der Verformungen problematisch sein kann, vor allem bei Anomalien im Slope-Verlauf (NASIMIFAR, THYAGARAJAN & SIVANESWARAN, 2018).

Der Effekt der „Schwanzzähmung“ auf Ebene der Tragfähigkeitsgrößen zeigt sich vor allem bei Kennwerten der Steifigkeitsrückrechnungsmethode, da hier der lastferne Teil der Verformungsmulde betrachtet wird. Bild 75 zeigt, dass der funktionale Ansatz des Verfahrens nach PEDERSEN (2013) Werte für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3} liefert, die näher an den „realen“ Werten aus 3D-Move liegen. Deutlich wird dies im Bereich hoher Tragfähigkeiten (also im niedrigen Wertebereich für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_{1h^3}), da hier die „Schwanzzähmung“ sehr deutlich in Erscheinung tritt und so die Berechnung stark beeinflusst.

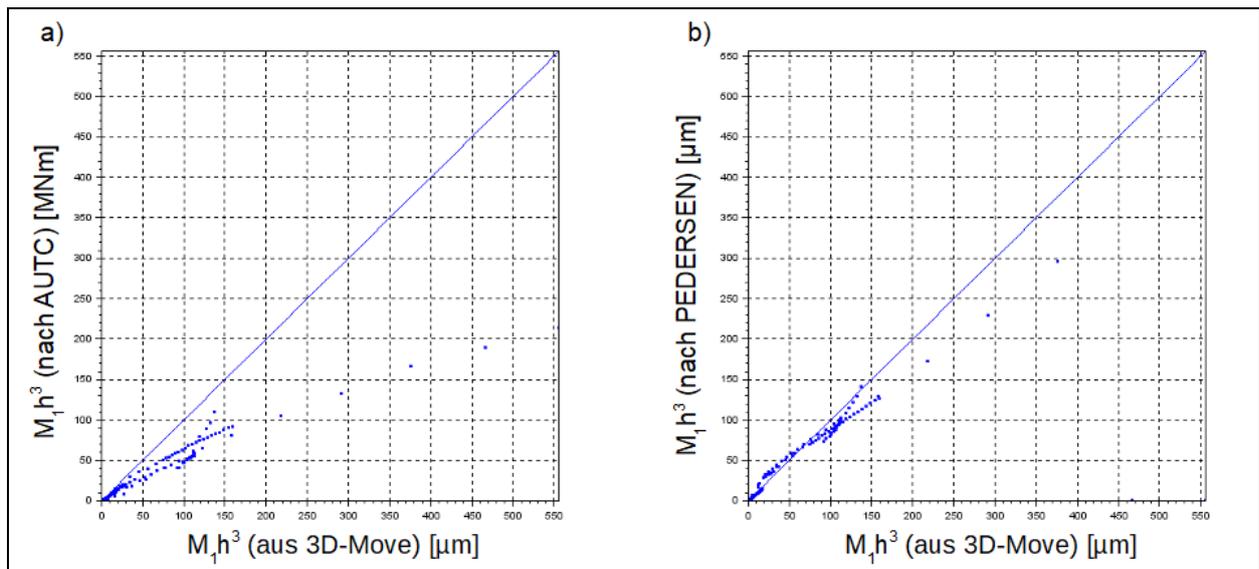


Bild 75: Vergleich der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ nach der Art des Verformungsmuldenberechnungsansatzes a) nach AUTC-Verfahren; b) nach PEDERSEN (2013)

Zudem ist die Annahme $P_0 = 0 \mu\text{m}/\text{m}$ problematisch, da bei der dynamischen Beanspruchung der Verkehrsflächenbefestigung durch das TSD nicht zwangsläufig davon auszugehen ist, dass sich das Maximum der Verformung und damit der Nulldurchgang im Slope-Verlauf unmittelbar im Lastmittelpunkt befindet. Diesen Umstand umgeht der Ansatz nach PEDERSEN (2013) durch die Formulierung der beiden superponierbaren Regressionsfunktionen.

4.7 Charakteristische Tragfähigkeitskennwerte

4.7.1 Vorgehensweise

Bei der Betrachtung der charakteristischen Tragfähigkeitskennwerte werden die Ergebnisse aus den 3D-Move-Simulationen und den realen Messdaten herangezogen. Bei der Analyse der Ergebnisse der 3D-Move-Simulationen geht es vorrangig darum herauszufinden, wie der jeweils betrachtete Kennwert auf den variierenden Parameter reagiert, d.h. 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 Rahmenbedingungslevel gebildet. Sollte die Tragfähigkeitsgröße durch die Parametervariation geringer werden (z.B. bei Erhöhung der Asphaltkörpertemperatur), so wird der Kehrwert dieses Quotienten als Kennzahl der Sensitivität gewählt. Nachstehend sind die einzelnen Grafiken der Sensitivitätsanalyse (je nach variiertem Parameter) dargestellt (s. Bild 76 bis Bild 85). Eine genauere Analyse der Abhängigkeiten erfolgt im Rahmen der Diskussion der einzelnen Tragfähigkeitskennwerte ab Abschnitt 4.7.2.

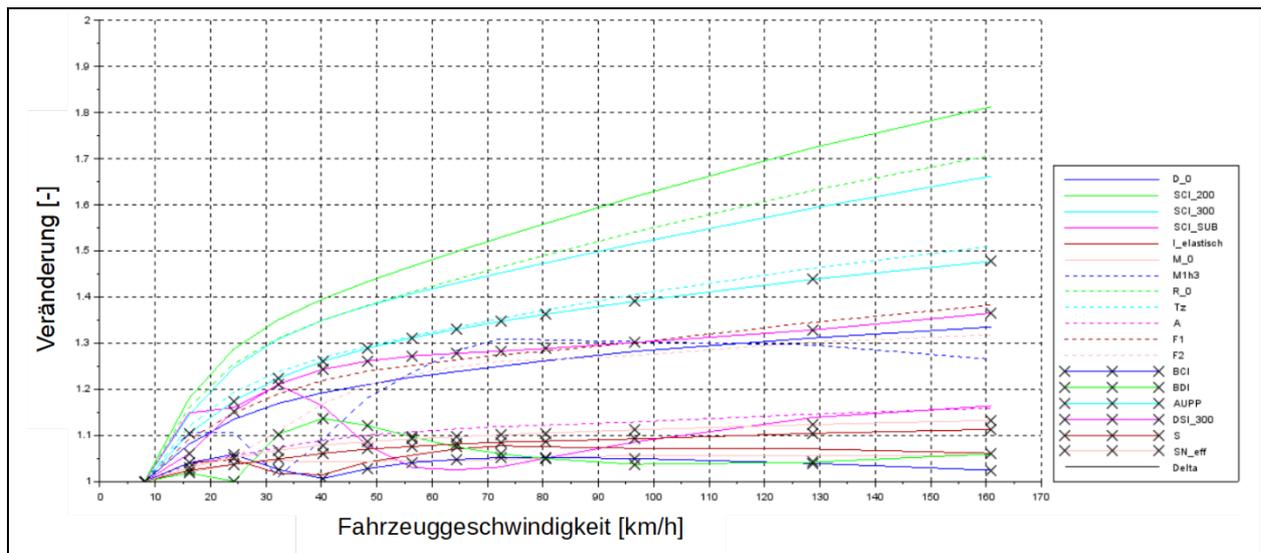


Bild 76: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Fahrzeuggeschwindigkeit (mit $E_0 = 275 \text{ MPa}$)

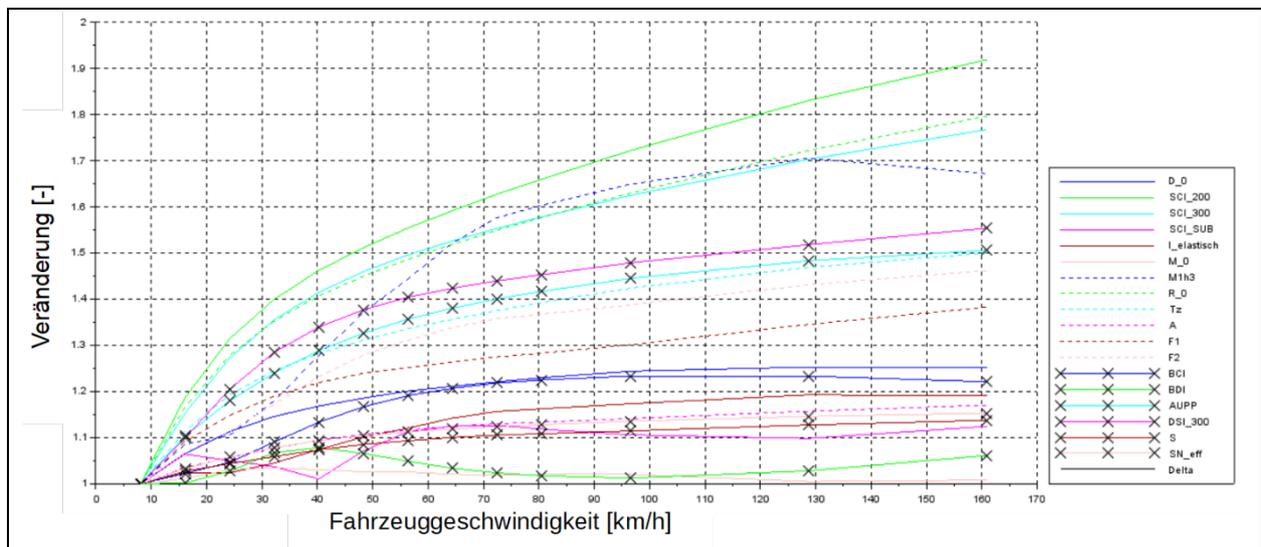


Bild 77: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Fahrzeuggeschwindigkeit (mit $E_0 = 60 \text{ MPa}$)

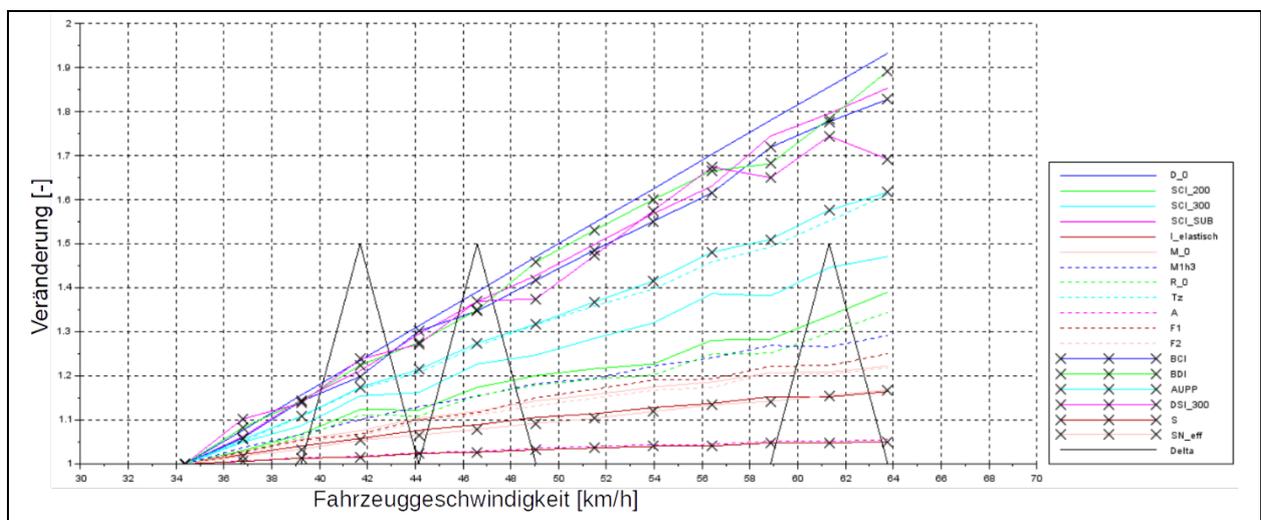


Bild 78: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Radlast für einen Aufbau gemäß Bk100

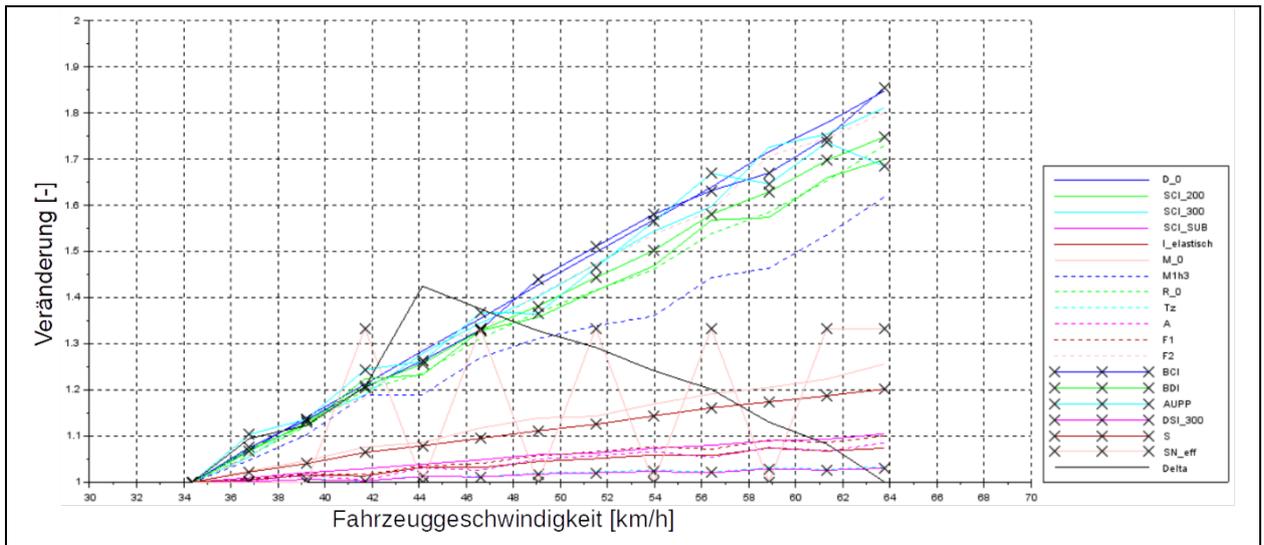


Bild 79: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Radlast für einen Aufbau gemäß Bk1,0

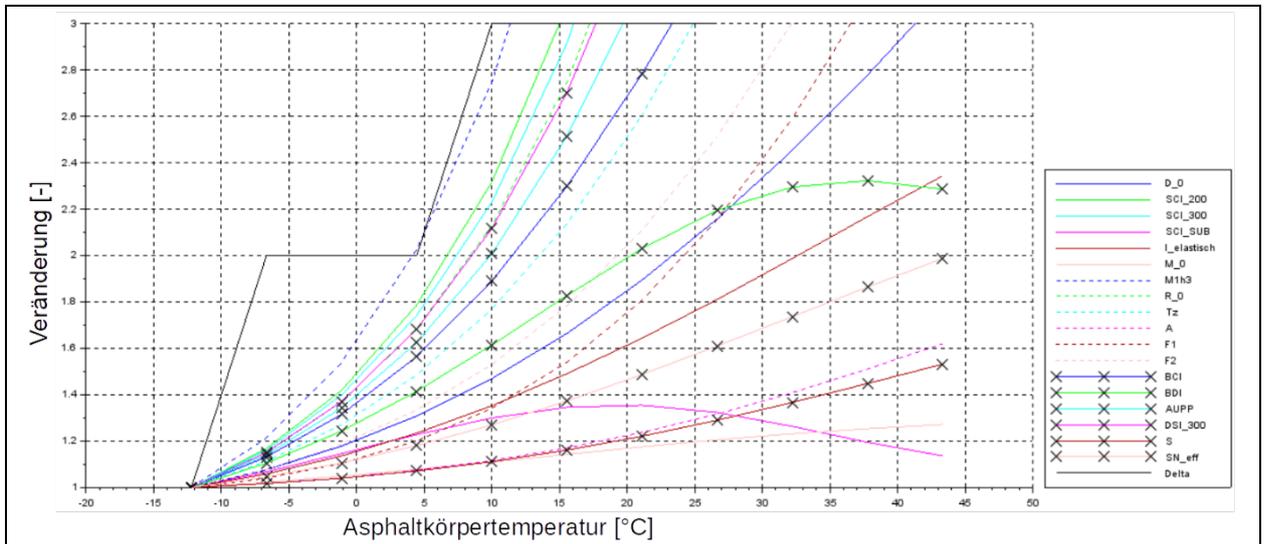


Bild 80: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Asphaltkörpertemperatur für einen Aufbau gemäß Bk100

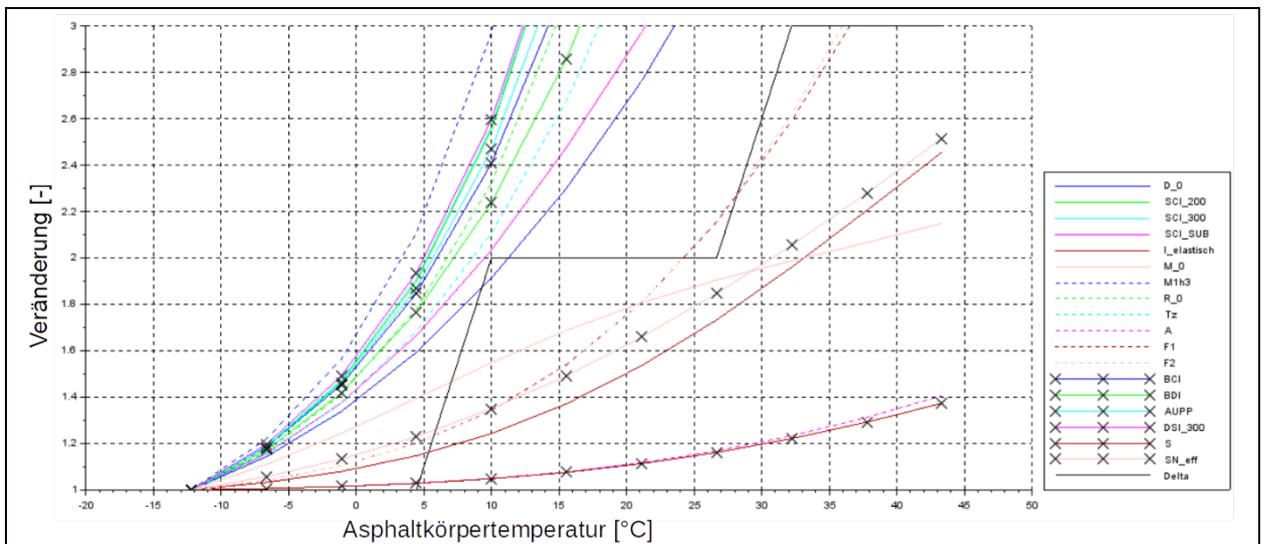


Bild 81: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Asphaltkörpertemperatur für einen Aufbau gemäß Bk1,0

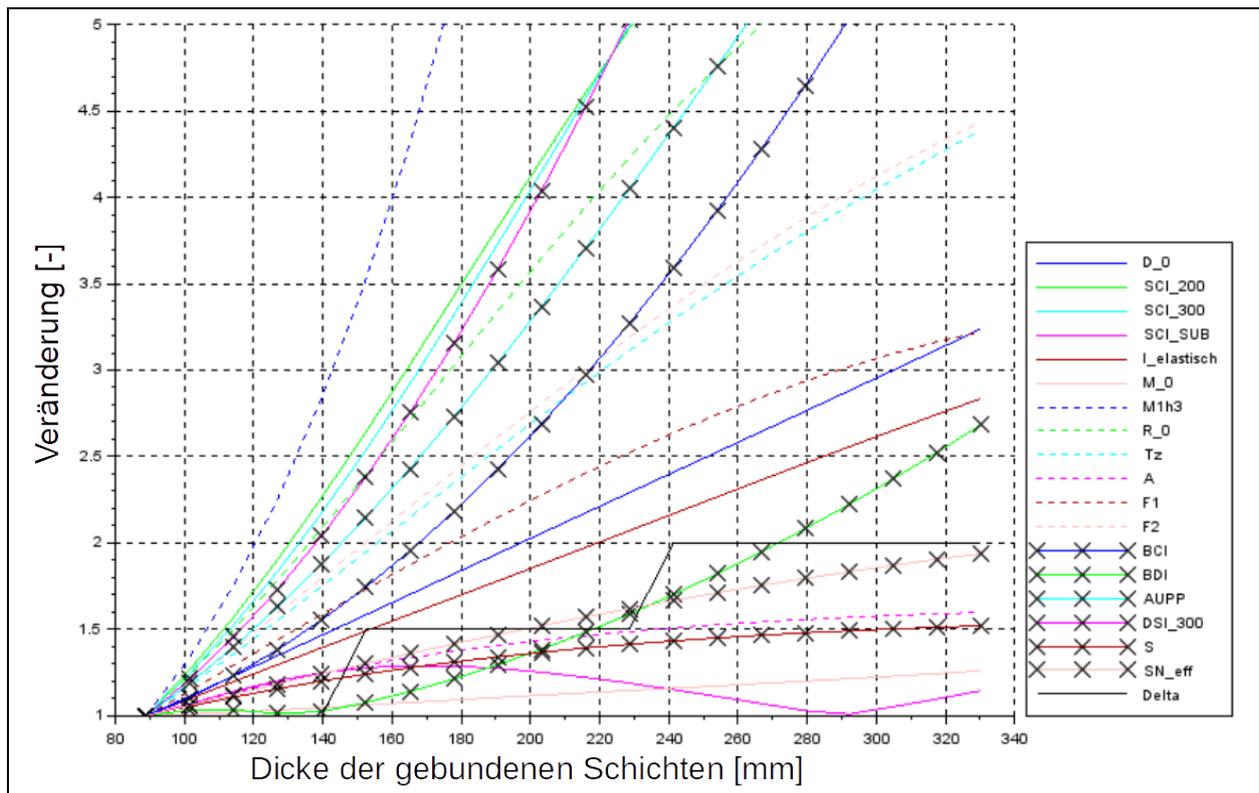


Bild 82: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Dicke der gebundenen Schichten

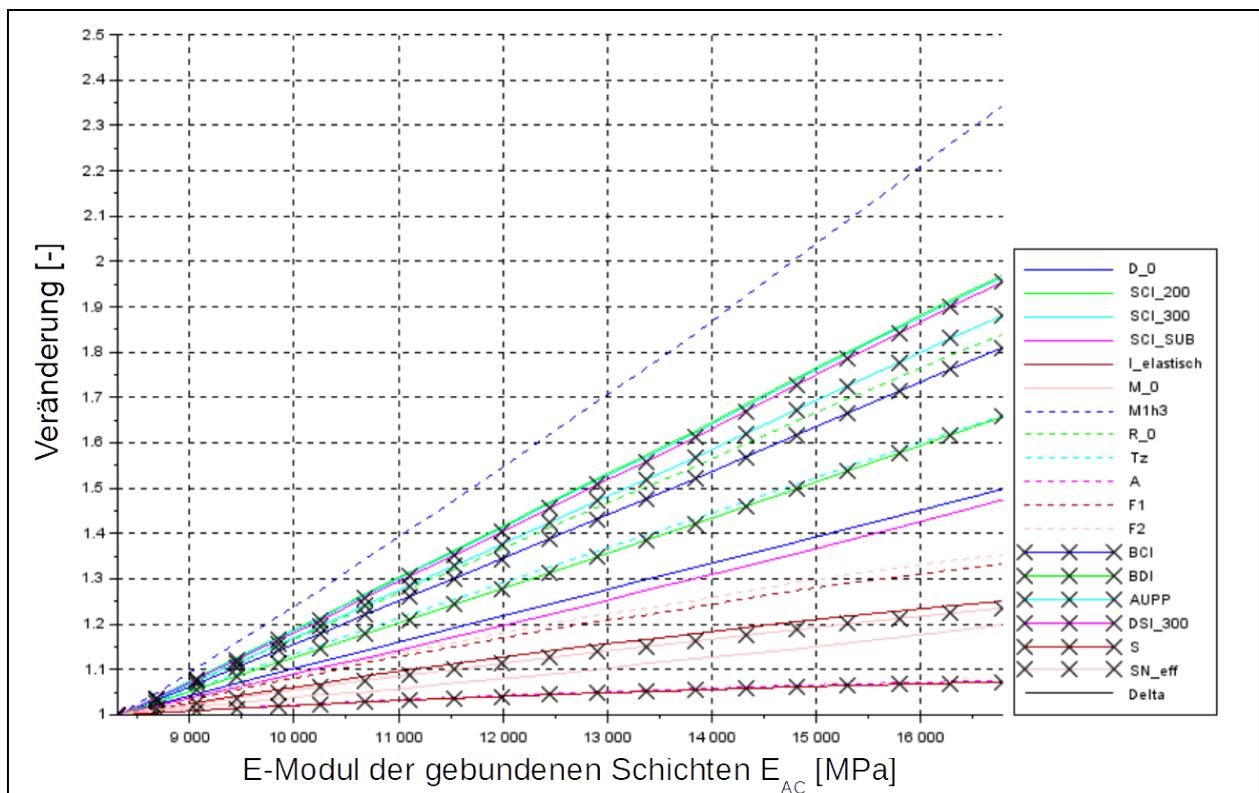


Bild 83: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation des Elastizitätsmoduls der gebundenen Schichten

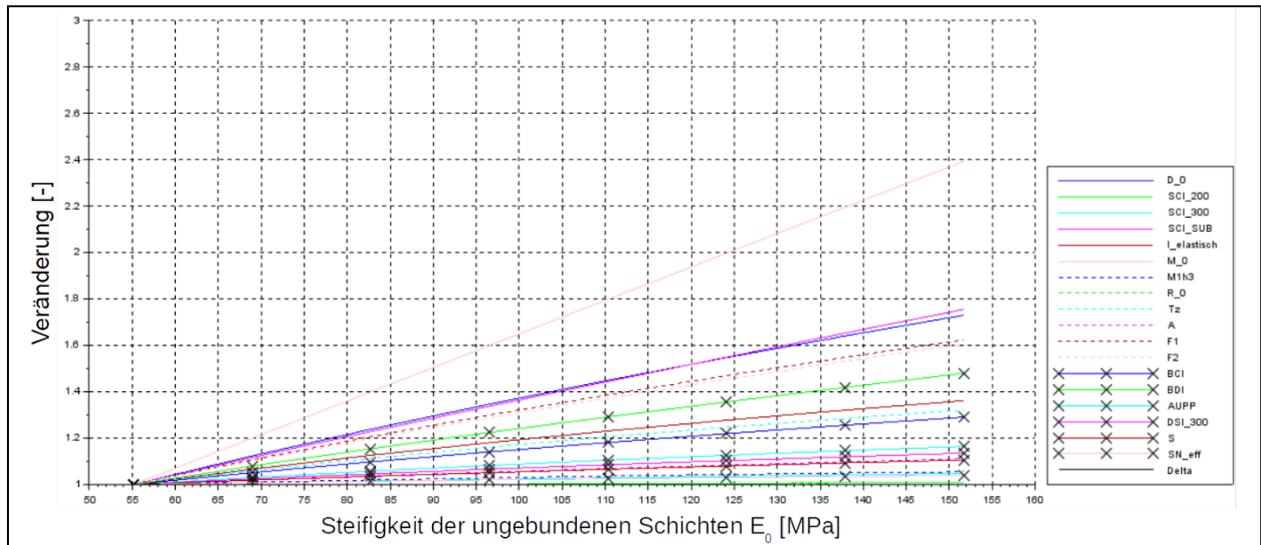


Bild 84: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten für einen Aufbau gemäß Bk100

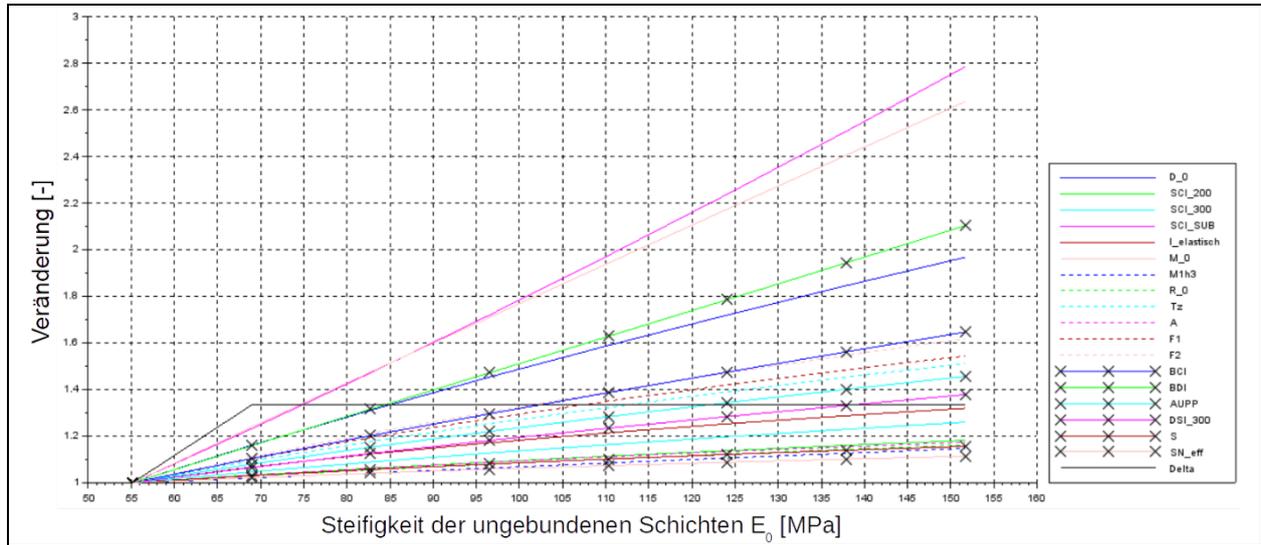


Bild 85: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten für einen Aufbau gemäß Bk1,0

Parameter	vrSD (E ₀ = 275 MPa)	vrSD (E ₀ = 60 MPa)	Q (Bk100)	Q (Bk1,0)	T _K (Bk100)	T _K (Bk1,0)	t _{AC}	E _{AC}	E ₀ (Bk100)	E ₀ (Bk1,0)
P _{300,rel} [-]	1,175	1,732	1,883	1,813	17,253	7,000	9,136	1,902	1,162	1,460
D _{0,rel} [-]	1,335	1,253	1,932	1,848	5,588	3,128	3,239	1,498	1,730	1,968
R _{0,rel} [-]	1,707	1,797	1,344	1,729	15,215	10,025	5,946	1,839	1,008	1,162
A _{rel} [-]	1,159	1,171	1,056	1,085	1,405	1,620	1,598	1,076	1,111	1,174
F _{1,rel} [-]	1,383	NaN	1,250	1,100	3,738	3,738	3,222	1,332	1,623	1,544
F _{2,rel} [-]	1,318	1,462	1,218	1,800	3,872	4,253	4,435	1,353	1,605	1,619
SCI _{200,rel} [-]	1,813	1,919	1,390	1,699	20,658	12,988	7,264	1,969	1,009	1,182
SCI _{300,rel} [-]	1,662	1,768	1,471	1,811	19,849	11,049	8,006	1,965	1,048	1,260

Parameter	$v_{TSD} (E_0 = 275 \text{ MPa})$	$v_{TSD} (E_0 = 60 \text{ MPa})$	Q (Bk100)	Q (Bk1,0)	T_K (Bk100)	T_K (Bk1,0)	t_{AC}	E_{AC}	E_0 (Bk100)	E_0 (Bk1,0)
$SCI_{SUB,rel} [-]$	1,164	1,124	1,853	1,105	4,669	1,136	1,145	1,474	1,755	2,785
$BCI_{rel} [-]$	1,025	1,221	1,828	1,855	12,091	4,883	6,290	1,810	1,291	1,647
$BDI_{rel} [-]$	1,060	1,062	1,892	1,748	7,852	2,286	2,685	1,657	1,480	2,103
$AUPP_{rel} [-]$	1,477	1,506	1,617	1,685	15,596	7,319	6,930	1,881	1,164	1,456
$DSI_{300,rel} [-]$	1,365	1,554	1,692	1,030	17,934	8,480	9,633	1,955	1,135	1,378
$S_{rel} [-]$	1,133	1,137	1,051	1,202	1,373	1,532	1,520	1,072	1,105	1,156
$Tz_{rel} [-]$	1,510	1,500	1,612	1,033	9,220	5,600	4,388	1,660	1,321	1,512
$M_{0,rel} [-]$	1,058	1,008	1,222	1,256	2,149	1,272	1,261	1,199	2,392	2,635
$l_{rel} [-]$	1,061	1,190	1,164	1,074	2,455	2,343	2,835	1,250	1,361	1,320
$M_{1h^3,rel} [-]$	1,265	1,672	1,292	1,618	31,818	13,363	28,742	2,343	1,055	1,147
$SN_{eff,rel} [-]$	1,133	1,153	1,168	1,333	2,515	1,987	1,939	1,235	1,039	1,114

Tab. 30: Tabellarische Übersicht zur Sensitivitätsanalyse der 3D-Move-Simulation

Für die Betrachtung der realen Messdaten werden vor allem die Datensätze der Königsforster Runde verwendet, da hier eine große Zahl an Messkampagnen vorliegt. Dies hat zum Vorteil, dass auch die Wiederholbarkeit und die Temperaturabhängigkeit des jeweiligen Tragfähigkeitskennwerts untersucht werden kann. Hierzu wurden die Ausprägungen einzelner Tragfähigkeitskenngrößen je Messkampagne in einem Netzdiagramm geplottet, um Auffälligkeiten visuell darstellen zu können. Wichtig hierbei ist, dass eine Messkampagne aus zehn Abschnitten besteht (s. hierzu Abschnitt 4.4.1.1). Analog zur oben beschriebenen Vorgehensweise zur Sensitivitätsanalyse in 3D-Move, wurde je Messkampagne die niedrigste Ausprägung eines Tragfähigkeitskennwerts als 1 gesetzt und für die verbliebenen Abschnitte der Quotient aus Abschnittsausprägung und der niedrigsten Ausprägung gebildet (s. Bild 86, es wurde immer der Abschnittsmittelwert verwendet). Qualitätsmerkmal hierbei wäre, wenn die Verläufe der einzelnen Messkampagnen ähnlich zueinander wären. Die Ausprägung im Netzdiagramm wurde auch immer bezogen auf den niedrigsten Wert der jeweiligen Messkampagne gewählt, um mögliche, nichtlineare Temperaturabhängigkeiten auszuklammern. In einem zweiten Schritt wurden die Tragfähigkeitsgrößen der einzelnen Messkampagnen miteinander verglichen. Dabei wurden zum einen die 10-m-Einzel- und 100-m-Abschnittswerte verwendet, um die Auswirkung der Mittelwertbildung auf die Korrelation festzustellen. In der Diskussion der Tragfähigkeitsgrößen (ab 4.7.2) werden die Ergebnisse näher diskutiert. Hierzu zählt auch eine tabellarische Darstellung der Wiederholgenauigkeit in Form einer Kreuzkorrelation der einzelnen Messkampagnen. Hierzu sei gesagt, dass einzig die Korrelationen der 100-m-Abschnittswerte verwendet wurden, da diese durchgehend eine höhere Korrelation aufwiesen. Dies ist beispielhaft in Bild 87 dargestellt.

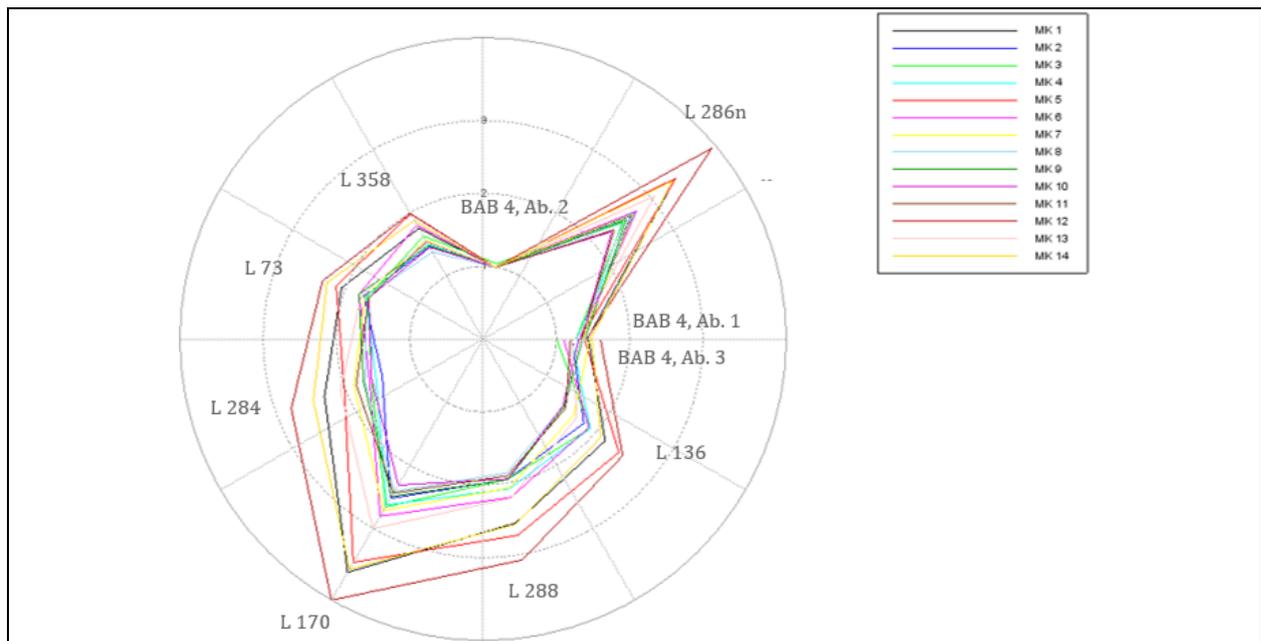


Bild 86: Beispielhaftes Netzdiagramm für 14 Messkampagnen der Königsforster Runde

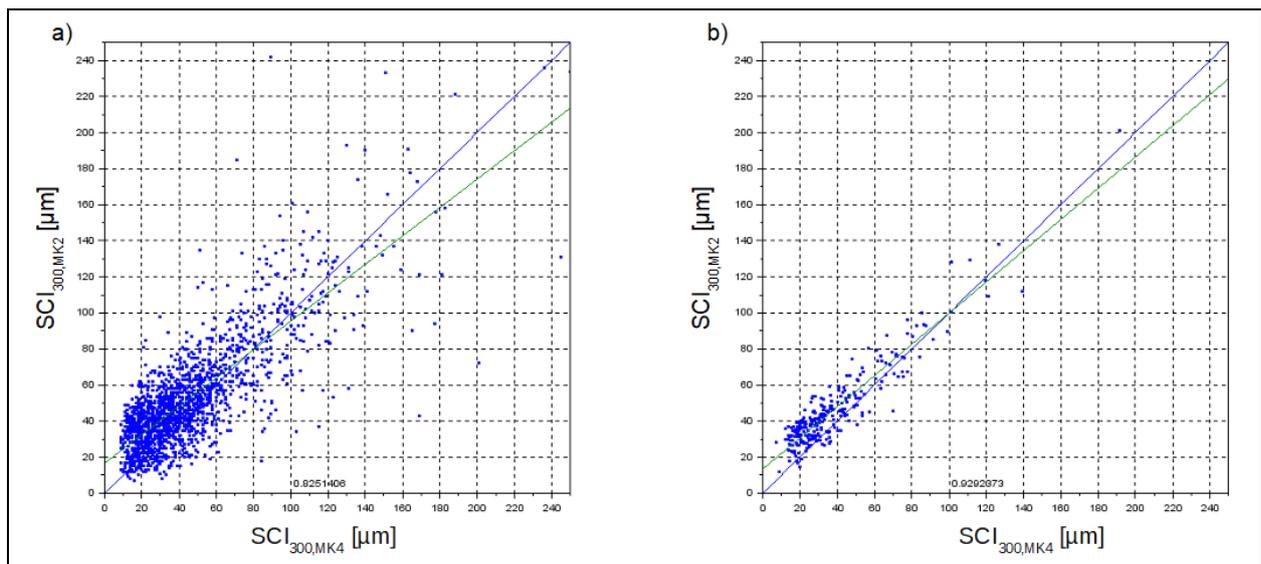


Bild 87: Korrelation des SCI_{300} zwischen MK 2 und MK 4 der Königsforster Runde inkl. zugehöriger Regressionsgerade (grün) und Bestimmtheitsmaßes a) für 10-m-Einzelwerte; b) für 100-m-Abschnittswerte

Zudem wurden einige Kriterien festgelegt, die die Güte des jeweils betrachteten charakteristischen Tragfähigkeitskennwerts beschreiben sollen. Die Erfüllung dieser Kriterien wird abschließend diskutiert. Die Kriterien inkl. zugehöriger Erläuterungen sind nachfolgend aufgeführt:

- Berücksichtigung von visko-elastischen und Trägheitseffekten (Kriterium A)
 - Der Vorzug des TSD gegenüber anderen Tragfähigkeitsmessverfahren ist die Dynamik der Beanspruchung. Die berechneten Verformungsmulden sollten daher auch die sich aus der Dynamik einstellenden Asymmetrien in der Verformungsmulde abbilden können.
 - Diese Asymmetrien stehen im Anschluss einer weiteren Untersuchung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten zur Verfügung.
- Robustheit gegenüber der Unsicherheit zur Ermittlung der Verformung im Lastmittelpunkt D_0 (Kriterium B)

- Das TSD besitzt keinen Doppler-Laser im Lastmittelpunkt, daher ist jegliche Berechnung einer Verformung im Lastmittelpunkt eine Annahme und Näherung und damit mit Unsicherheiten behaftet.
- Zudem ist anzunehmen, dass sich das Maximum der Verformungsmulde bei höheren Geschwindigkeiten nicht unmittelbar auf Höhe des Lastmittelpunkts befindet, sondern räumlich versetzt. Diese Verschiebung ist zudem nicht konstant, sondern abhängig von den mechanischen Eigenschaften der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung und der Geschwindigkeit des TSD.
- Tragfähigkeitsgrößen sollten daher, um verlässlich zu sein, nicht allzu abhängig sein von der Güte der Information bzgl. der Verformung im Lastmittelpunkt D_0 .
- Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften der Verkehrsflächenbefestigung (Kriterium C)
 - Der Tragfähigkeitskennwert sollte eine unmittelbare Verknüpfung zum mechanischen Verhalten der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung aufweisen.
 - Dies kann aber auch bedeuten, dass der jeweilige Tragfähigkeitskennwert „nur“ Aussage über die mechanischen Eigenschaften einzelner Schichten liefern kann, d.h. es kann durchaus auch eine Kombination verschiedener Tragfähigkeitskennwerte die Information über die mechanischen Eigenschaften der gesamten Straßenkonstruktion geben.
- Sinnvolle Veränderung der Ausprägung bei Anwendung von Normierungsverfahren (Last, Geschwindigkeit, Temperatur) (Kriterium D)
 - Temperaturkorrekturverfahren, die ggf. im Vorlauf durchgeführt werden, sollten sich physikalisch sinnvoll auf die Veränderung des jeweiligen Tragfähigkeitskennwerts auswirken.
 - Die Bewertung dieses Kriteriums ist gleichzeitig auch in Wechselwirkung zur Bewertung des jeweils angewendeten Temperaturkorrekturverfahrens zu sehen.
- Bewertungshintergrund vorhanden (Kriterium E)
 - Die reine Ermittlung einer Tragfähigkeitsgröße allein sagt vorerst noch nichts über die Güte der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung aus. Erst durch einen Bewertungshintergrund, d.h. durch die Definition von Orientierungswerten (ggf. auch belastungsklassenabhängig oder unter Berücksichtigung des DTV^(SV)) kann eine Einordnung der Tragfähigkeitsgrößen in -werte oder -klassen geschehen und in nachgeschalteten Prozessen eine Erhaltungsplanung erfolgen.
- Möglichst wenig zusätzliche Daten (beispielsweise Aufbaudicke) von Nöten (Kriterium F)
 - Eine Vielzahl an benötigten Eingangsdaten erfordert ggf. zusätzliche Untersuchungen, die ggf. nicht möglich sind und damit eine Berechnung von Tragfähigkeitsgrößen und -werten bei Fehlen unmöglich machen.
- Geringer Rechenaufwand (Kriterium G)
 - Da das TSD eine Vielzahl an Messdaten liefert, sollte der charakteristische Tragfähigkeitskennwert vergleichsweise schnell durchführbar sein, d.h. es sollten keine allzu komplizierten Rechenoperationen enthalten sein, damit die Daten noch prozessierbar bleiben.

4.7.2 Slope-Wert P_{300}

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für den Slope-Wert P_{300} stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt (die Auswirkung von Temperaturkorrekturansätzen kann auf Slope-Ebene nicht untersucht werden, da die zugehörigen Ansätze erst auf der Verformungsebene ansetzen):

- Geringe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Vergleichsweise hohe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der gebundenen Schichten
- Vor allem bei der Veränderung der Dicke der gebundenen Schichten weist der Slope-Wert P_{300} eine hohe Sensitivität gegenüber den anderen Tragfähigkeitskennwerten auf
- MK 5 weist ein außergewöhnliches Niveau für sämtliche Abschnittsmittelwerte auf
- Gute Differenzierung bzgl. der unterschiedlichen Straßenkategorien
- Sehr gute Korrelation zwischen den einzelnen Messkampagnen

Variierter Parameter	$P_{300,rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	$P_{300,rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
VTSD	1,175	1,732
Q	1,883	1,813
T_K	17,253	7,000
t_{AC}	9,136	
E_{AC}	1,902	
E_0	1,162	1,460

Tab. 31: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für P_{300}

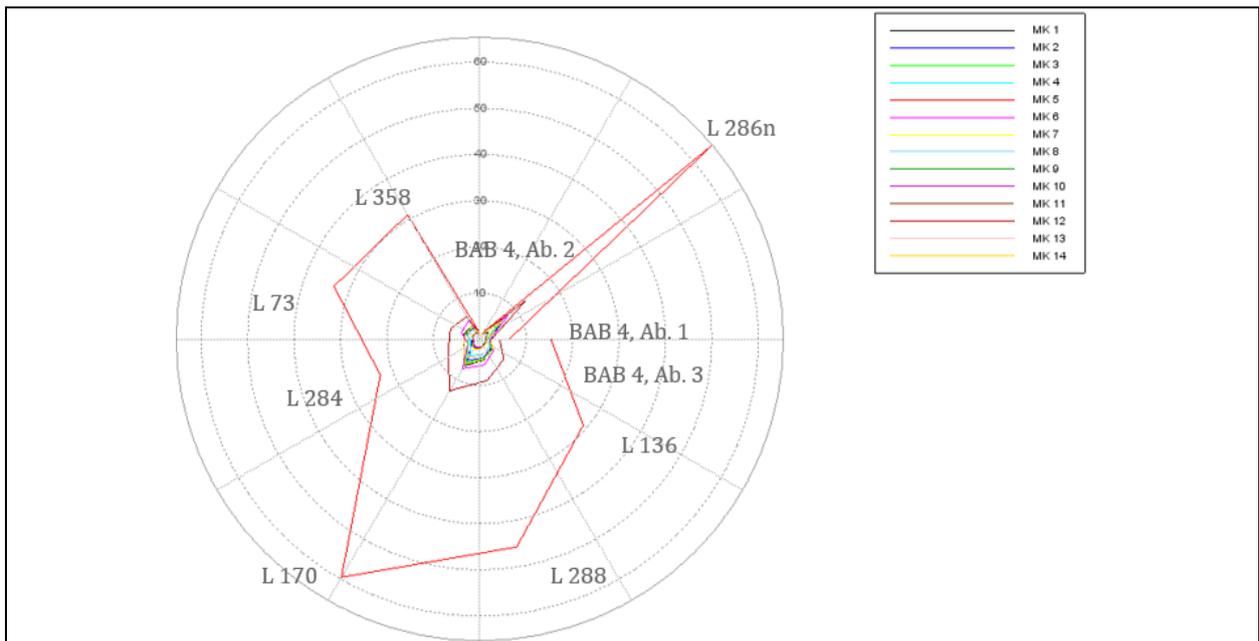
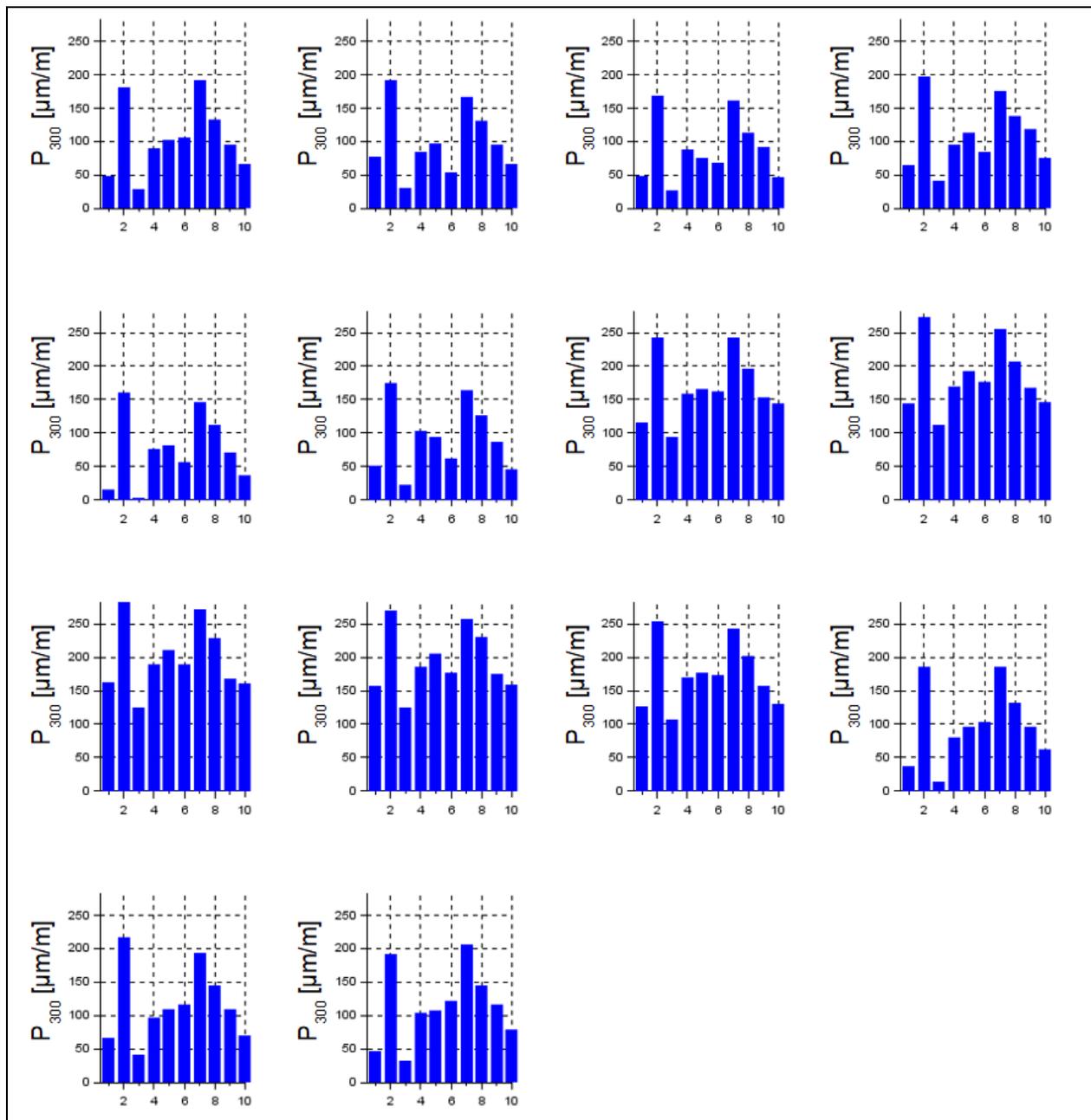


Bild 88: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für P_{300} (Königsforster Runde)

Bild 89: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für P_{300}

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,897	0,946	0,945	0,955	0,900	0,930	0,811	0,924	0,901	0,948	0,963	0,971	0,930
MK2	0,897	1,000	0,917	0,923	0,919	0,837	0,911	0,825	0,910	0,902	0,891	0,886	0,898	0,856
MK3	0,946	0,917	1,000	0,983	0,967	0,890	0,955	0,857	0,962	0,951	0,967	0,951	0,955	0,917
MK4	0,945	0,923	0,983	1,000	0,974	0,890	0,963	0,868	0,968	0,957	0,971	0,956	0,959	0,927
MK5	0,955	0,919	0,967	0,974	1,000	0,912	0,945	0,832	0,946	0,930	0,962	0,960	0,968	0,923
MK6	0,900	0,837	0,890	0,890	0,912	1,000	0,831	0,710	0,845	0,824	0,861	0,887	0,903	0,852
MK7	0,930	0,911	0,955	0,963	0,945	0,831	1,000	0,921	0,976	0,971	0,963	0,953	0,941	0,923
MK8	0,811	0,825	0,857	0,868	0,832	0,710	0,921	1,000	0,905	0,926	0,874	0,840	0,832	0,822
MK9	0,924	0,910	0,962	0,968	0,946	0,845	0,976	0,905	1,000	0,974	0,966	0,944	0,946	0,916
MK10	0,901	0,902	0,951	0,957	0,930	0,824	0,971	0,926	0,974	1,000	0,952	0,923	0,924	0,896
MK11	0,948	0,891	0,967	0,971	0,962	0,861	0,963	0,874	0,966	0,952	1,000	0,961	0,966	0,932
MK12	0,963	0,886	0,951	0,956	0,960	0,887	0,953	0,840	0,944	0,923	0,961	1,000	0,979	0,945
MK13	0,971	0,898	0,955	0,959	0,968	0,903	0,941	0,832	0,946	0,924	0,966	0,979	1,000	0,943
MK14	0,930	0,856	0,917	0,927	0,923	0,852	0,923	0,822	0,916	0,896	0,932	0,945	0,943	1,000

Tab. 32: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für P₃₀₀ (Königsforster Runde)

4.7.3 Verformung im Lastmittelpunkt D_0

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für die Verformung im Lastmittelpunkt D_0 stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Hohe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Vergleichsweise geringe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der gebundenen Schichten
- Vor allem bei der Veränderung der Radlast weist die Verformung im Lastmittelpunkt D_0 eine hohe Sensitivität gegenüber den anderen Tragfähigkeitskennwerten auf
- Differenzierung bzgl. der unterschiedlichen Straßenkategorien vorhanden aber nicht so ausgeprägt, wie bei anderen Tragfähigkeitskennwerten
- Gute Korrelation zwischen den einzelnen Messkampagnen

Variierter Parameter	$D_{0,rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	$D_{0,rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
V_{TSD}	1,335	1,253
Q	1,932	1,848
T_K	5,588	3,128
t_{AC}	3,239	
E_{AC}	1,498	
E_0	1,730	1,968

Tab. 33: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für D_0

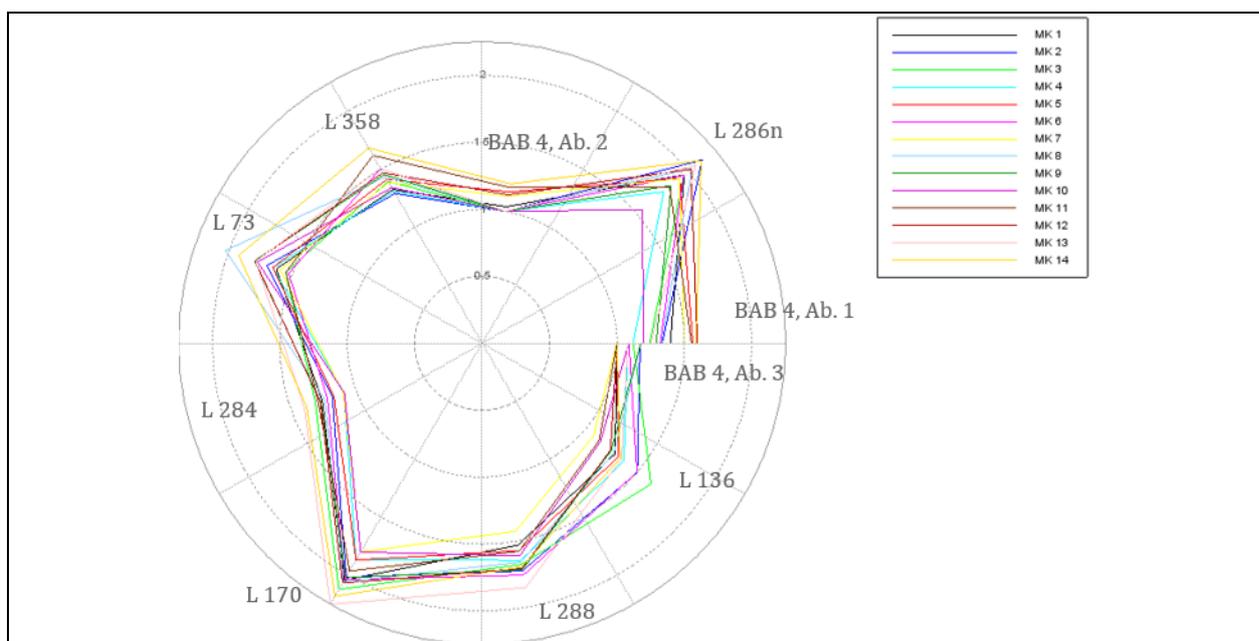
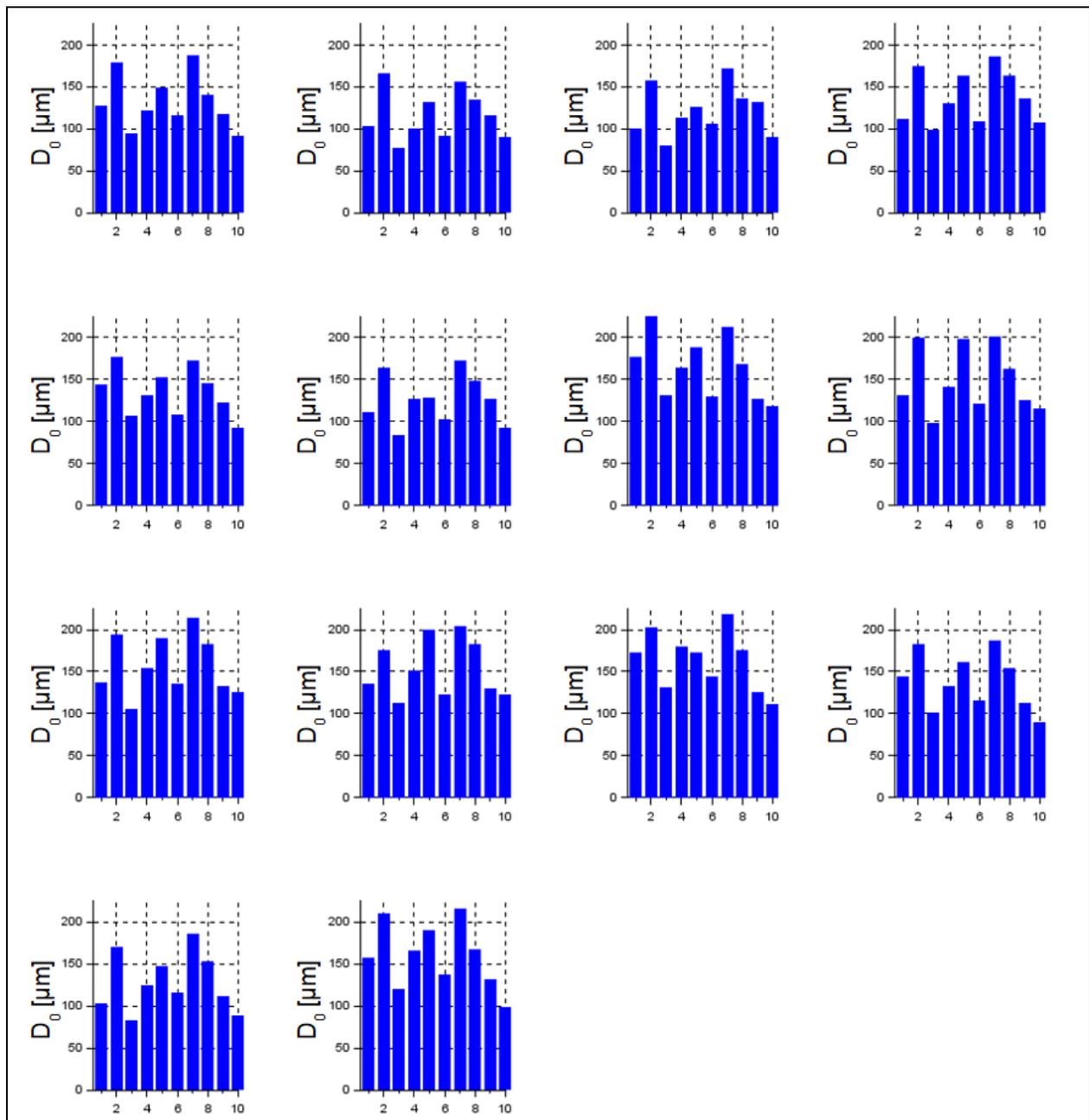


Bild 90: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für D_0 (Königsforster Runde)

Bild 91: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für D_0

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,855	0,876	0,851	0,852	0,816	0,801	0,755	0,843	0,837	0,830	0,869	0,899	0,870
MK2	0,855	1,000	0,885	0,878	0,849	0,804	0,786	0,767	0,870	0,853	0,799	0,863	0,887	0,820
MK3	0,876	0,885	1,000	0,934	0,852	0,867	0,778	0,788	0,907	0,884	0,823	0,861	0,929	0,814
MK4	0,851	0,878	0,934	1,000	0,845	0,852	0,786	0,815	0,904	0,906	0,836	0,846	0,925	0,811
MK5	0,852	0,849	0,852	0,845	1,000	0,802	0,843	0,709	0,813	0,812	0,826	0,882	0,846	0,808
MK6	0,816	0,804	0,867	0,852	0,802	1,000	0,674	0,653	0,796	0,786	0,721	0,821	0,876	0,781
MK7	0,801	0,786	0,778	0,786	0,843	0,674	1,000	0,784	0,822	0,825	0,823	0,828	0,762	0,774
MK8	0,755	0,767	0,788	0,815	0,709	0,653	0,784	1,000	0,861	0,858	0,769	0,738	0,778	0,711
MK9	0,843	0,870	0,907	0,904	0,813	0,796	0,822	0,861	1,000	0,925	0,842	0,844	0,899	0,815
MK10	0,837	0,853	0,884	0,906	0,812	0,786	0,825	0,858	0,925	1,000	0,829	0,836	0,885	0,781
MK11	0,830	0,799	0,823	0,836	0,826	0,721	0,823	0,769	0,842	0,829	1,000	0,841	0,828	0,808
MK12	0,869	0,863	0,861	0,846	0,882	0,821	0,828	0,738	0,844	0,836	0,841	1,000	0,886	0,859
MK13	0,899	0,887	0,929	0,925	0,846	0,876	0,762	0,778	0,899	0,885	0,828	0,886	1,000	0,864
MK14	0,870	0,820	0,814	0,811	0,808	0,781	0,774	0,711	0,815	0,781	0,808	0,859	0,864	1,000

Tab. 34: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für D_0 (Königsforster Runde)

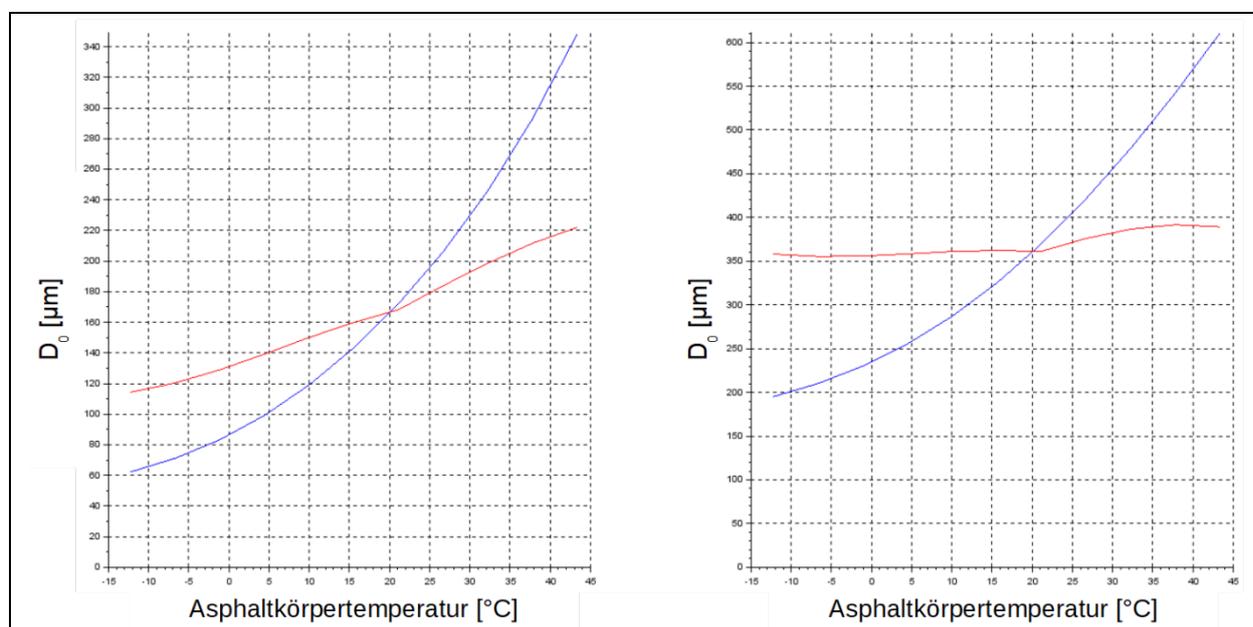


Bild 92: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von D_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.4 Krümmungsradius im Lastmittelpunkt R_0

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für den Krümmungsradius im Lastmittelpunkt R_0 stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Sehr geringe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Vergleichsweise hohe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der gebundenen Schichten
- Vor allem bei der Veränderung der Asphaltkörpertemperatur weist der Krümmungsradius im Lastmittelpunkt R_0 eine hohe Sensitivität gegenüber den anderen Tragfähigkeitskennwerten auf
- Bei Variation der Dicke der gebundenen Schichten weist der Krümmungsradius im Lastmittelpunkt R_0 eine vergleichsweise hohe Sensitivität auf
- Mittlere Korrelation zwischen den einzelnen Messkampagnen
- Gute Differenzierung zwischen den einzelnen Straßenkategorien

Variierter Parameter	$R_{0,rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	$R_{0,rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
VTSD	1,707	1,797
Q	1,344	1,729
T_K	15,215	10,025
t_{AC}	5,946	
E_{AC}	1,839	
E_0	1,008	1,162

Tab. 35: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für R_0

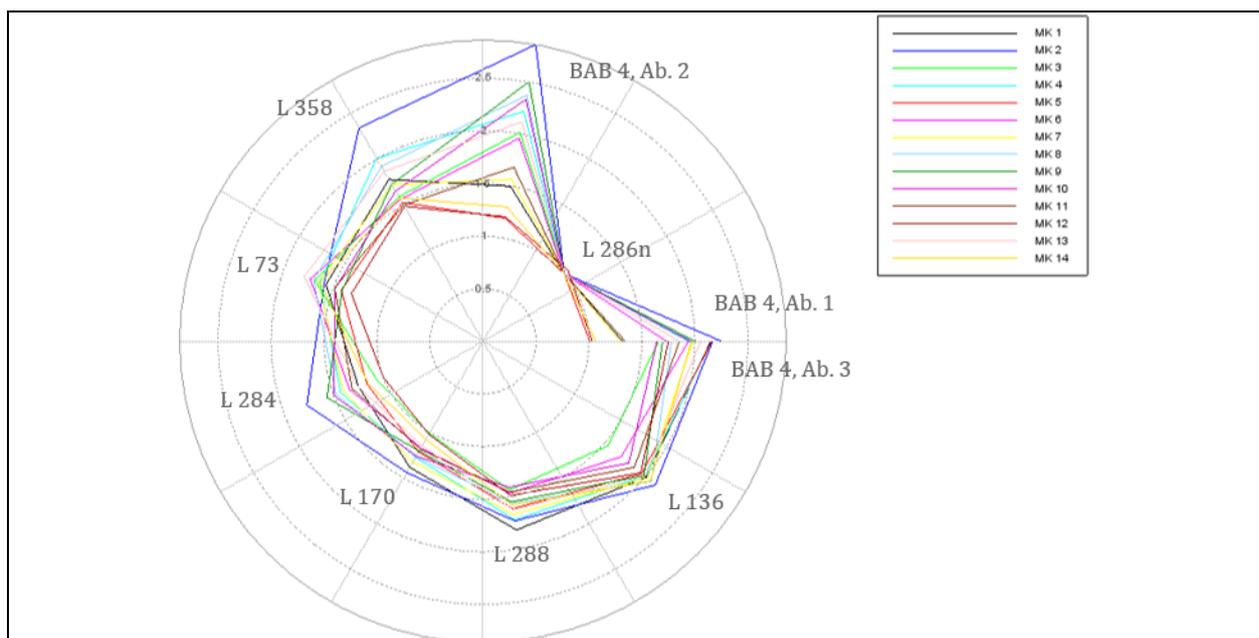
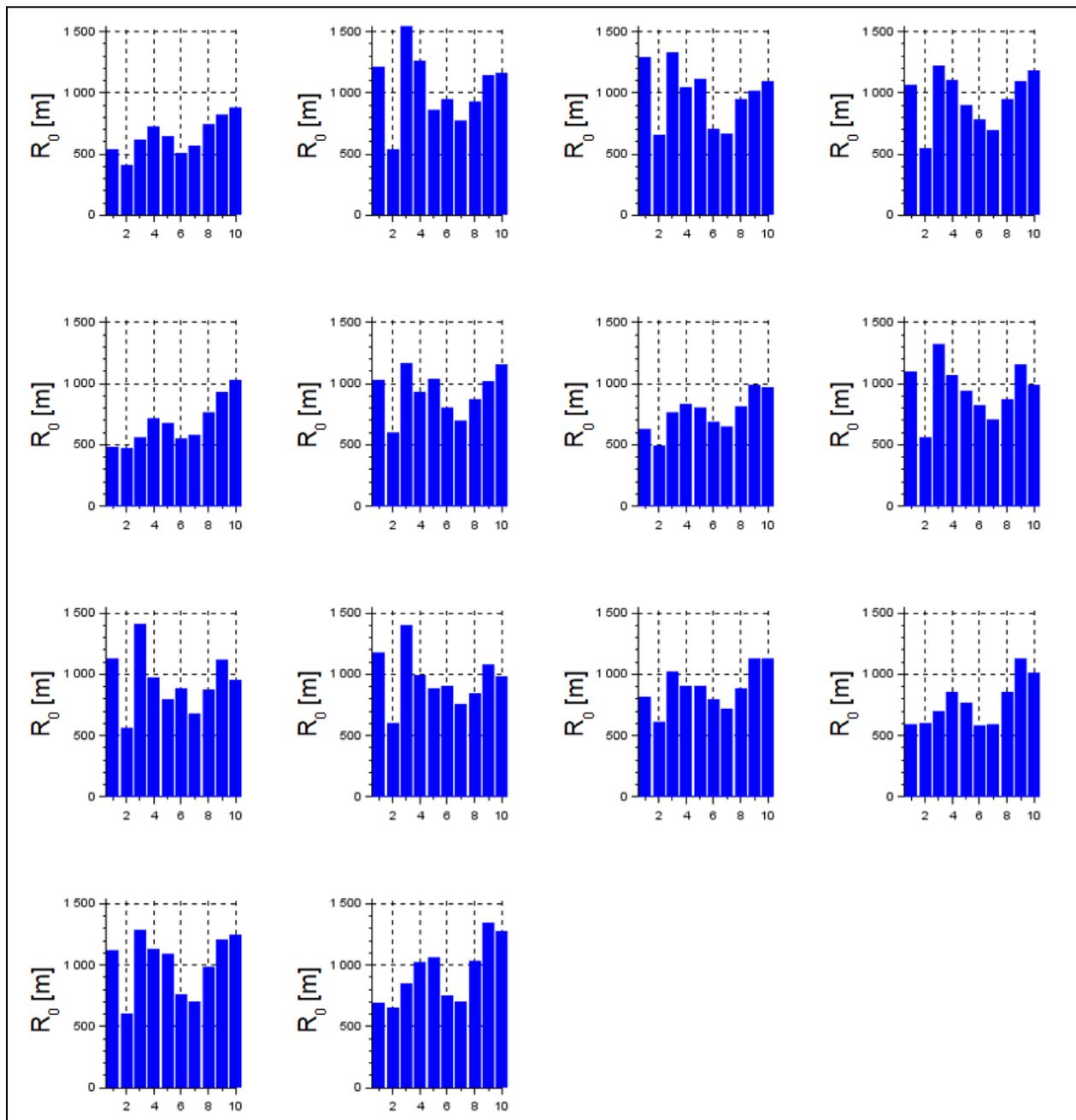


Bild 93: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für R_0 (Königsforster Runde)

Bild 94: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für R_0

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,556	0,493	0,639	0,777	0,598	0,781	0,426	0,447	0,465	0,703	0,806	0,675	0,802
MK2	0,556	1,000	0,807	0,802	0,478	0,711	0,615	0,731	0,847	0,849	0,791	0,535	0,796	0,446
MK3	0,493	0,807	1,000	0,781	0,471	0,641	0,551	0,737	0,843	0,842	0,720	0,481	0,773	0,444
MK4	0,639	0,802	0,781	1,000	0,526	0,678	0,642	0,736	0,769	0,829	0,832	0,626	0,835	0,577
MK5	0,777	0,478	0,471	0,526	1,000	0,509	0,760	0,338	0,452	0,375	0,679	0,767	0,513	0,723
MK6	0,598	0,711	0,641	0,678	0,509	1,000	0,533	0,504	0,624	0,620	0,682	0,625	0,747	0,526
MK7	0,781	0,615	0,551	0,642	0,760	0,533	1,000	0,580	0,593	0,606	0,796	0,797	0,684	0,764
MK8	0,426	0,731	0,737	0,736	0,338	0,504	0,580	1,000	0,807	0,857	0,701	0,412	0,694	0,399
MK9	0,447	0,847	0,843	0,769	0,452	0,624	0,593	0,807	1,000	0,916	0,785	0,474	0,720	0,381
MK10	0,465	0,849	0,842	0,829	0,375	0,620	0,606	0,857	0,916	1,000	0,774	0,436	0,786	0,412
MK11	0,703	0,791	0,720	0,832	0,679	0,682	0,796	0,701	0,785	0,774	1,000	0,717	0,796	0,680
MK12	0,806	0,535	0,481	0,626	0,767	0,625	0,797	0,412	0,474	0,436	0,717	1,000	0,672	0,771
MK13	0,675	0,796	0,773	0,835	0,513	0,747	0,684	0,694	0,720	0,786	0,796	0,672	1,000	0,664
MK14	0,802	0,446	0,444	0,577	0,723	0,526	0,764	0,399	0,381	0,412	0,680	0,771	0,664	1,000

Tab. 36: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für R_0 (Königsforster Runde)

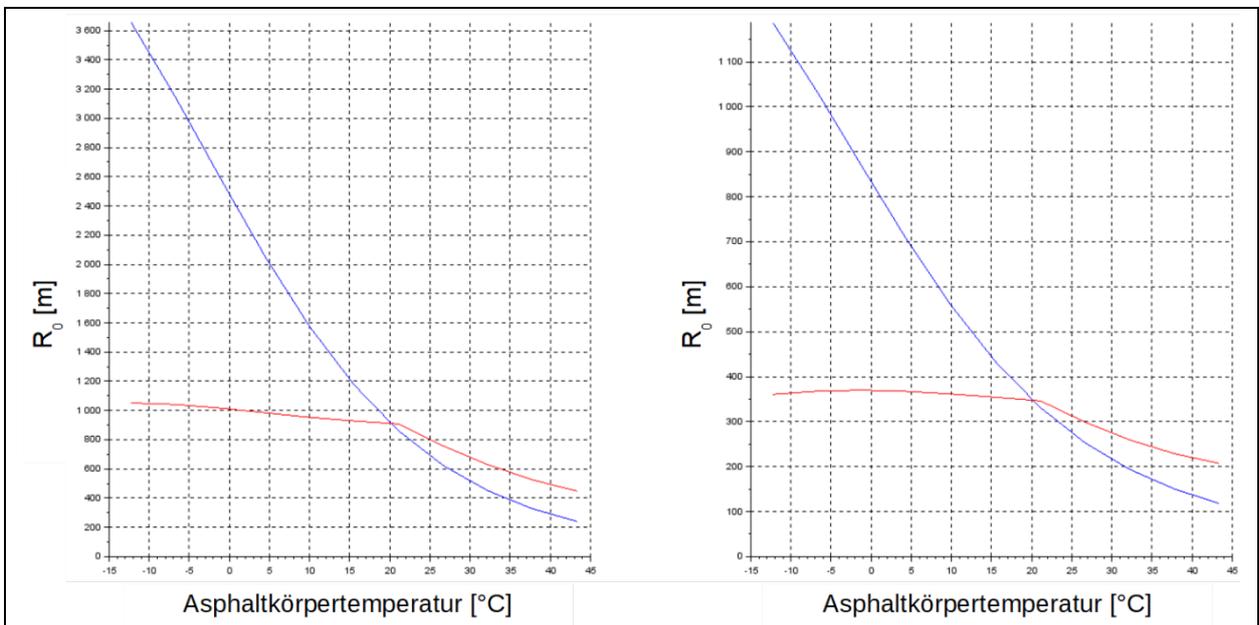


Bild 95: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von R_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.5 Fläche A

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für die Fläche A stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Allgemein: kaum Sensitivität gegenüber sämtlichen Variationen der Eigenschaften der Verkehrsflächenbefestigungen bzw. Einwirkungen
- Mittlere Korrelation zwischen den einzelnen Messkampagnen
- Geringe Differenzierung zwischen den einzelnen Straßenkategorien

Variierter Parameter	A_{rel} (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	A_{rel} (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
V_{TSD}	1,159	1,171
Q	1,056	1,085
T_K	1,405	1,620
t_{AC}	1,598	
E_{AC}	1,076	
E_0	1,111	1,174

Tab. 37: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für A

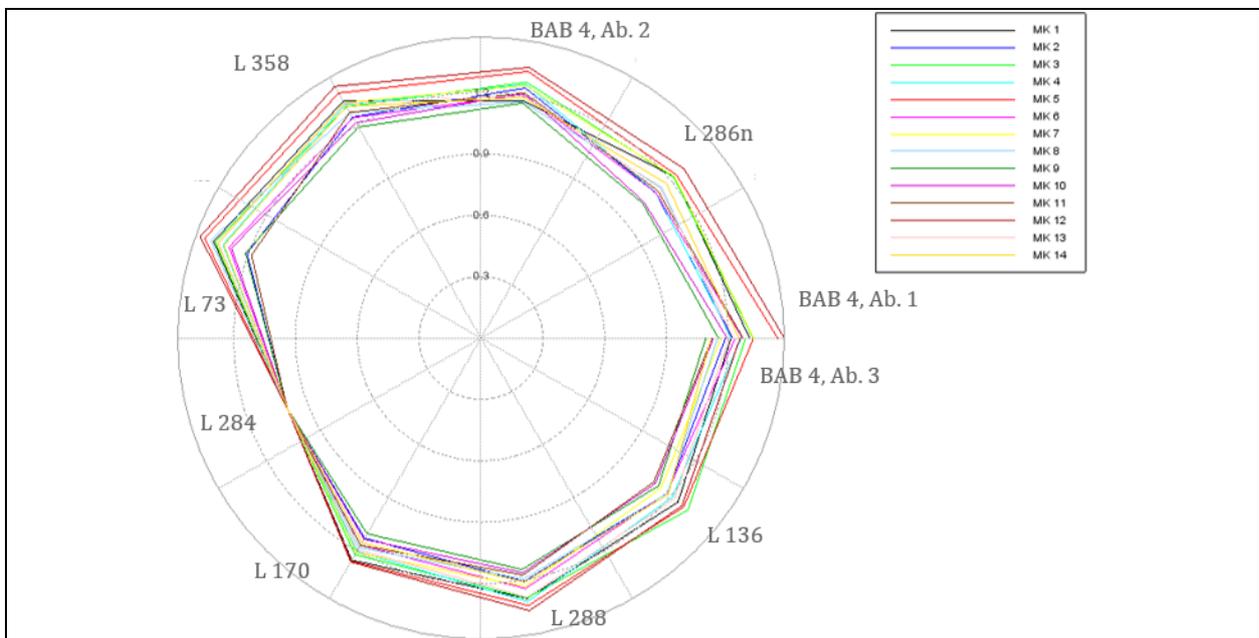


Bild 96: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für A (Königsforster Runde)

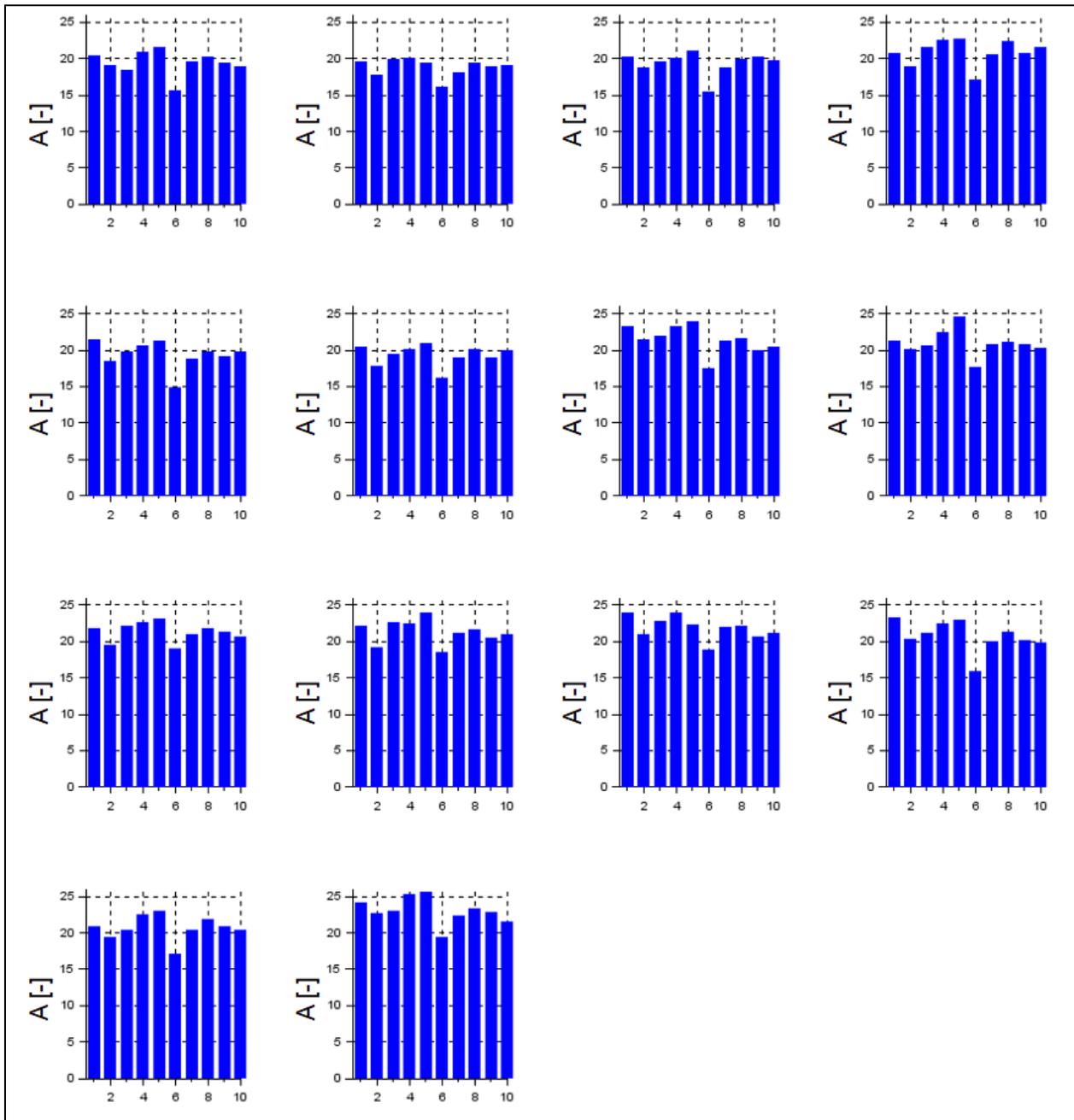


Bild 97: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für A

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,545	0,521	0,583	0,562	0,513	0,518	0,604	0,479	0,488	0,569	0,566	0,594	0,591
MK2	0,545	1,000	0,697	0,684	0,682	0,617	0,617	0,566	0,664	0,692	0,573	0,701	0,699	0,591
MK3	0,521	0,697	1,000	0,684	0,647	0,588	0,537	0,547	0,641	0,588	0,560	0,673	0,685	0,517
MK4	0,583	0,684	0,684	1,000	0,619	0,627	0,555	0,597	0,681	0,665	0,559	0,636	0,712	0,639
MK5	0,562	0,682	0,647	0,619	1,000	0,629	0,691	0,539	0,598	0,683	0,578	0,689	0,626	0,514
MK6	0,513	0,617	0,588	0,627	0,629	1,000	0,508	0,459	0,551	0,552	0,426	0,613	0,608	0,496
MK7	0,518	0,617	0,537	0,555	0,691	0,508	1,000	0,608	0,567	0,638	0,614	0,660	0,508	0,530
MK8	0,604	0,566	0,547	0,597	0,539	0,459	0,608	1,000	0,545	0,581	0,510	0,576	0,576	0,514
MK9	0,479	0,664	0,641	0,681	0,598	0,551	0,567	0,545	1,000	0,743	0,588	0,599	0,657	0,672
MK10	0,488	0,692	0,588	0,665	0,683	0,552	0,638	0,581	0,743	1,000	0,608	0,637	0,639	0,623
MK11	0,569	0,573	0,560	0,559	0,578	0,426	0,614	0,510	0,588	0,608	1,000	0,656	0,528	0,518
MK12	0,566	0,701	0,673	0,636	0,689	0,613	0,660	0,576	0,599	0,637	0,656	1,000	0,620	0,584
MK13	0,594	0,699	0,685	0,712	0,626	0,608	0,508	0,576	0,657	0,639	0,528	0,620	1,000	0,613
MK14	0,591	0,591	0,517	0,639	0,514	0,496	0,530	0,514	0,672	0,623	0,518	0,584	0,613	1,000

Tab. 38: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für A (Königsforster Runde)

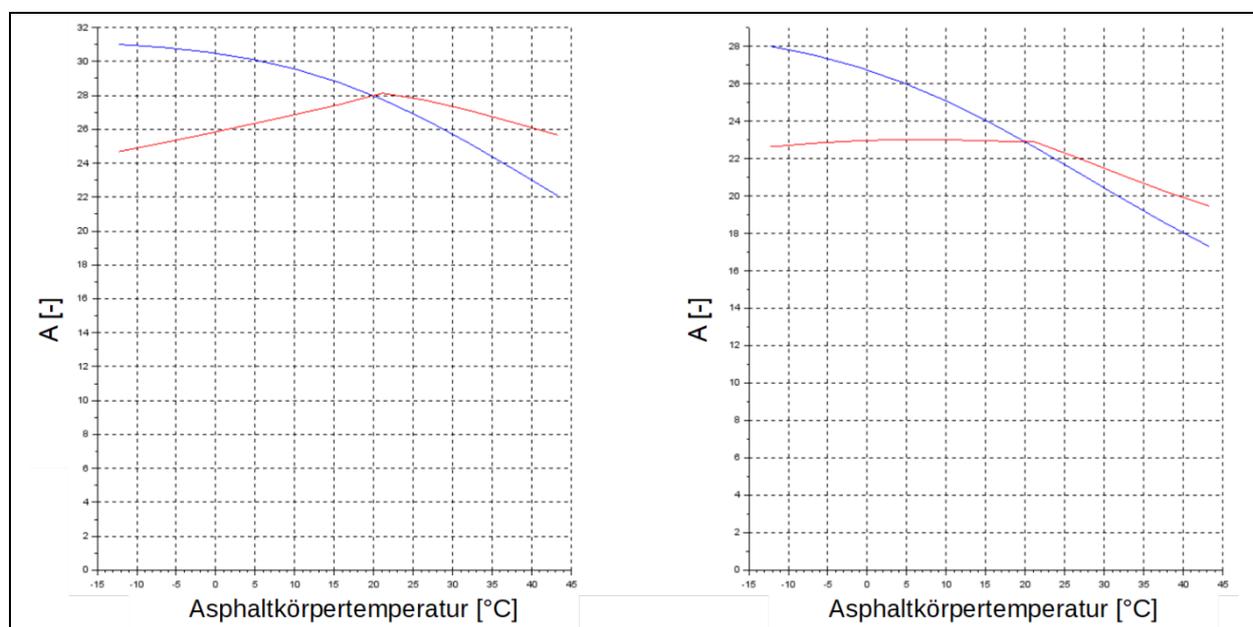


Bild 98: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von A in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.6 Formfaktoren F_i

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für die Formfaktoren F_1 und F_2 stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

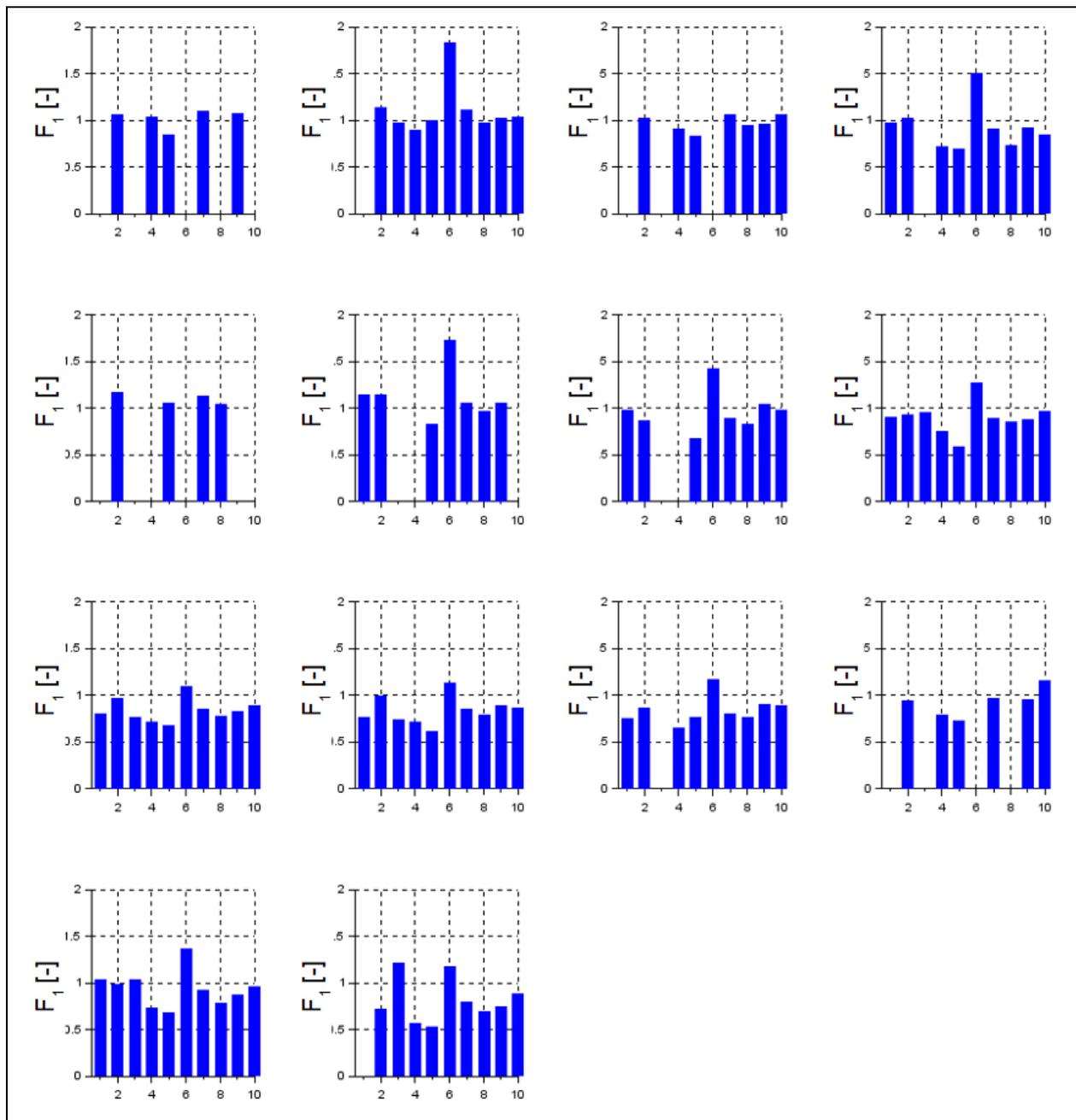
- Mittlere Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Geringe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der gebundenen Schichten
- Bei Veränderung der Asphaltkörpertemperatur weisen die Formfaktoren F_1 und F_2 eine hohe Sensitivität aus, jedoch ist diese im Vergleich mit anderen Tragfähigkeitskennwerten doch eher gering
- Bei der Variation der Dicke der gebundenen Schichten weisen die Formfaktoren F_1 und F_2 eine Sensitivität aus, jedoch ist diese wiederum gering im Vergleich zu anderen Tragfähigkeitskennwerten
- Bei einzelnen Abschnittsmittelwerten kann der Wert nicht berechnet werden
- Stark streuende Korrelation zwischen den einzelnen Messkampagnen
- Differenzierung zwischen den einzelnen Straßenkategorien einzig für die L 284 klar – alle anderen Abschnittsmittelwerte bewegen sich auf einem ähnlichen Wertenniveau

Variierter Parameter	$F_{1,rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	$F_{1,rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
VTSD	1,383	NaN
Q	1,250	1,100
T_K	3,738	3,738
t_{AC}	3,222	
E_{AC}	1,332	
E_0	1,623	1,544

Tab. 39: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für F_1

Variierter Parameter	$F_{2,rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	$F_{2,rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
VTSD	1,318	1,462
Q	1,218	1,800
T_K	3,872	4,253
t_{AC}	4,435	
E_{AC}	1,353	
E_0	1,605	1,619

Tab. 40: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für F_2

Bild 99: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für F_1

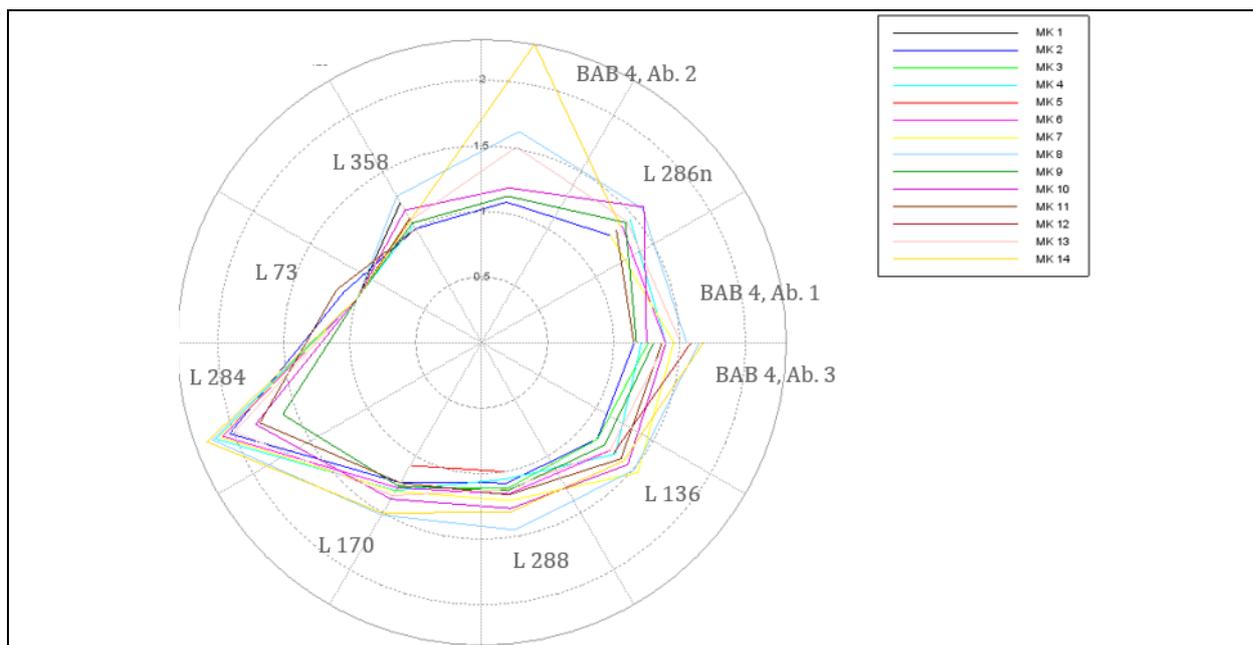


Bild 100: Netzdiagramm der Abschnittswerte für F₁ (Königsforster Runde)

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,090	0,179	0,126	0,374	0,214	0,327	0,333	0,161	0,054	0,278	0,469	0,312	0,179
MK2	0,090	1,000	0,661	0,671	0,226	0,489	0,438	0,481	0,552	0,587	0,446	0,395	0,496	0,266
MK3	0,179	0,661	1,000	0,767	0,313	0,405	0,567	0,654	0,710	0,670	0,620	0,415	0,668	0,365
MK4	0,126	0,671	0,767	1,000	0,298	0,487	0,600	0,620	0,771	0,760	0,671	0,385	0,683	0,363
MK5	0,374	0,226	0,313	0,298	1,000	0,264	0,355	0,364	0,299	0,231	0,415	0,355	0,442	0,313
MK6	0,214	0,489	0,405	0,487	0,264	1,000	0,343	0,390	0,420	0,356	0,419	0,301	0,432	0,218
MK7	0,327	0,438	0,567	0,600	0,355	0,343	1,000	0,673	0,585	0,561	0,574	0,363	0,480	0,354
MK8	0,333	0,481	0,654	0,620	0,364	0,390	0,673	1,000	0,683	0,683	0,611	0,378	0,623	0,358
MK9	0,161	0,552	0,710	0,771	0,299	0,420	0,585	0,683	1,000	0,837	0,736	0,273	0,654	0,342
MK10	0,054	0,587	0,670	0,760	0,231	0,356	0,561	0,683	0,837	1,000	0,702	0,204	0,591	0,349
MK11	0,278	0,446	0,620	0,671	0,415	0,419	0,574	0,611	0,736	0,702	1,000	0,258	0,612	0,300
MK12	0,469	0,395	0,415	0,385	0,355	0,301	0,363	0,378	0,273	0,204	0,258	1,000	0,444	0,198
MK13	0,312	0,496	0,668	0,683	0,442	0,432	0,480	0,623	0,654	0,591	0,612	0,444	1,000	0,410
MK14	0,179	0,266	0,365	0,363	0,313	0,218	0,354	0,358	0,342	0,349	0,300	0,198	0,410	1,000

Tab. 41: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für F₁ (Königsforster Runde)

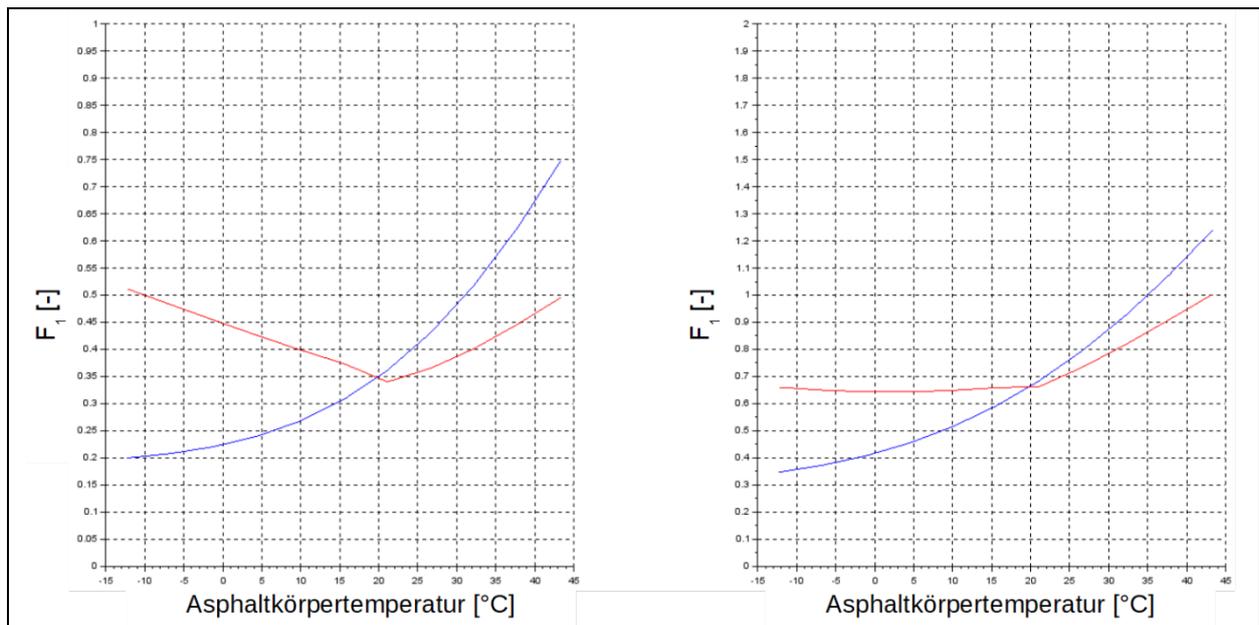


Bild 101: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von F_1 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.7 Oberflächenkrümmungsindex SCI₂₀₀

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für den Oberflächenkrümmungsindex SCI₂₀₀ stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Geringe Sensitivität bei Veränderung der Radlast
- Sehr starke Sensitivität bei der Variation der Asphaltkörpertemperatur
- Sehr starke Sensitivität bei der Variation der Dicke der gebundenen Schichten
- Keine Sensitivität bei Veränderung der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Deutliche Unterschiede der Sensitivität zwischen Bk1,0 und Bk100
- Klare Unterscheidung zwischen den Ausprägungen der einzelnen Straßenkategorien erkennbar
- Sehr gute Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	SCI _{200,rel} (für Bk100 bzw. E ₀ = 275 MPa) [-]	SCI _{200,rel} (für Bk1,0 bzw. E ₀ = 60 MPa) [-]
VTSD	1,813	1,919
Q	1,390	1,699
T _K	20,658	12,988
t _{AC}	7,264	
E _{AC}	1,969	
E ₀	1,009	1,182

Tab. 42: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für SCI₂₀₀

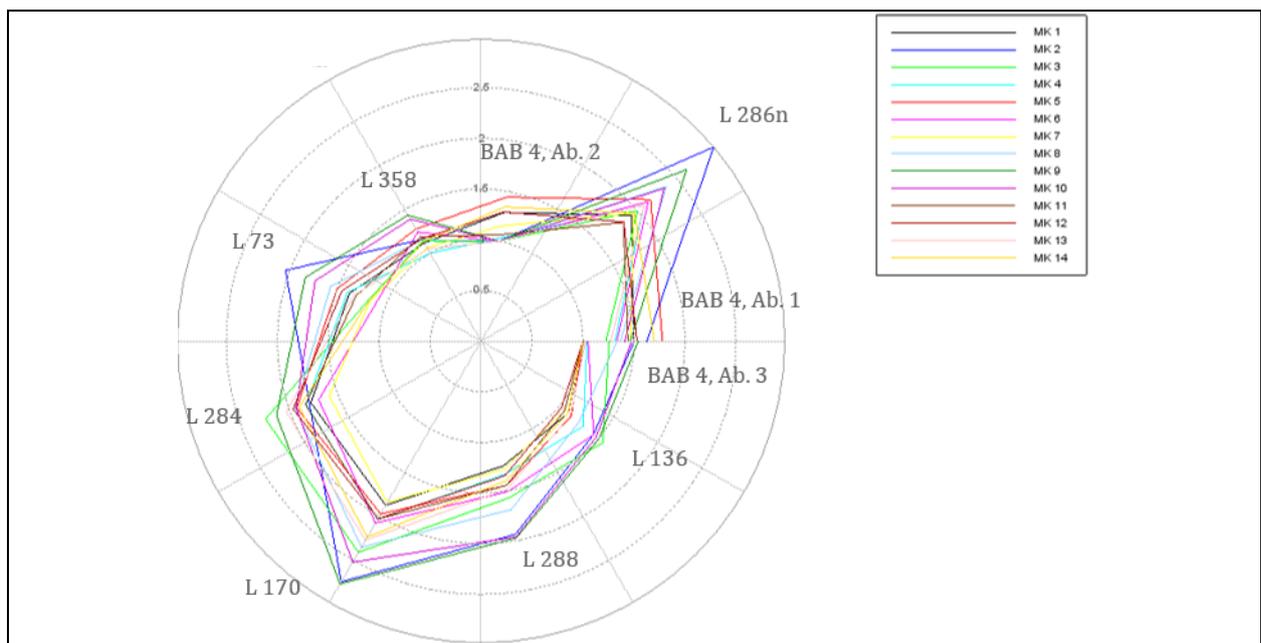
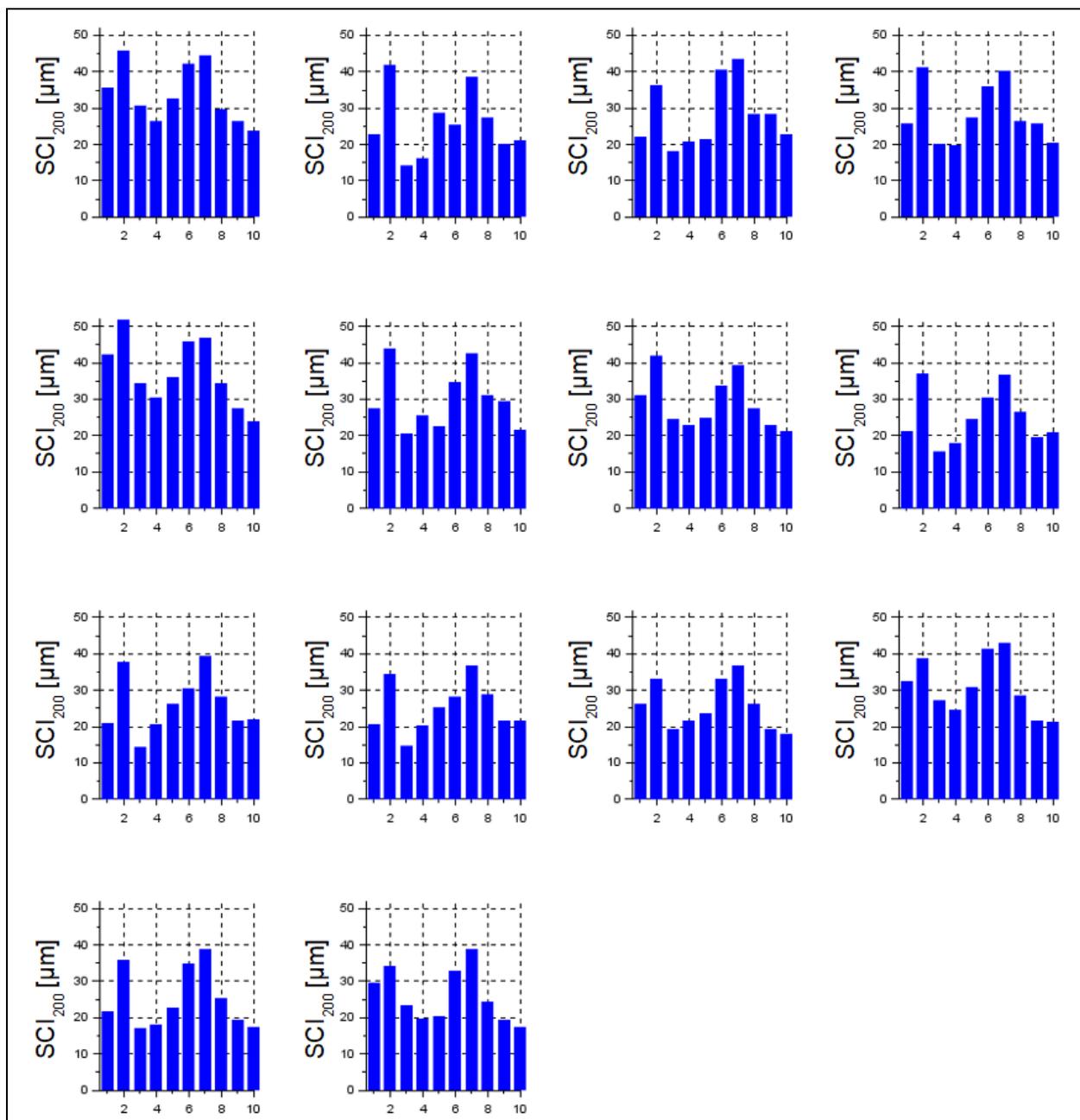


Bild 102: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für SCI₂₀₀ (Königsforster Runde)

Bild 103: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für SCI_{200}

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,808	0,862	0,864	0,898	0,784	0,870	0,690	0,820	0,781	0,870	0,925	0,901	0,927
MK2	0,808	1,000	0,840	0,829	0,817	0,744	0,846	0,764	0,863	0,853	0,837	0,818	0,854	0,818
MK3	0,862	0,840	1,000	0,918	0,860	0,807	0,881	0,812	0,932	0,908	0,922	0,893	0,938	0,865
MK4	0,864	0,829	0,918	1,000	0,878	0,786	0,902	0,827	0,913	0,901	0,938	0,891	0,919	0,870
MK5	0,898	0,817	0,860	0,878	1,000	0,795	0,884	0,700	0,827	0,803	0,897	0,922	0,882	0,897
MK6	0,784	0,744	0,807	0,786	0,795	1,000	0,695	0,589	0,750	0,723	0,759	0,795	0,820	0,792
MK7	0,870	0,846	0,881	0,902	0,884	0,695	1,000	0,855	0,919	0,905	0,933	0,895	0,881	0,882
MK8	0,690	0,764	0,812	0,827	0,700	0,589	0,855	1,000	0,893	0,900	0,828	0,728	0,772	0,709
MK9	0,820	0,863	0,932	0,913	0,827	0,750	0,919	0,893	1,000	0,967	0,941	0,852	0,908	0,831
MK10	0,781	0,853	0,908	0,901	0,803	0,723	0,905	0,900	0,967	1,000	0,919	0,814	0,878	0,796
MK11	0,870	0,837	0,922	0,938	0,897	0,759	0,933	0,828	0,941	0,919	1,000	0,915	0,926	0,888
MK12	0,925	0,818	0,893	0,891	0,922	0,795	0,895	0,728	0,852	0,814	0,915	1,000	0,950	0,952
MK13	0,901	0,854	0,938	0,919	0,882	0,820	0,881	0,772	0,908	0,878	0,926	0,950	1,000	0,932
MK14	0,927	0,818	0,865	0,870	0,897	0,792	0,882	0,709	0,831	0,796	0,888	0,952	0,932	1,000

Tab. 43: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für SCI₂₀₀ (Königsforster Runde)

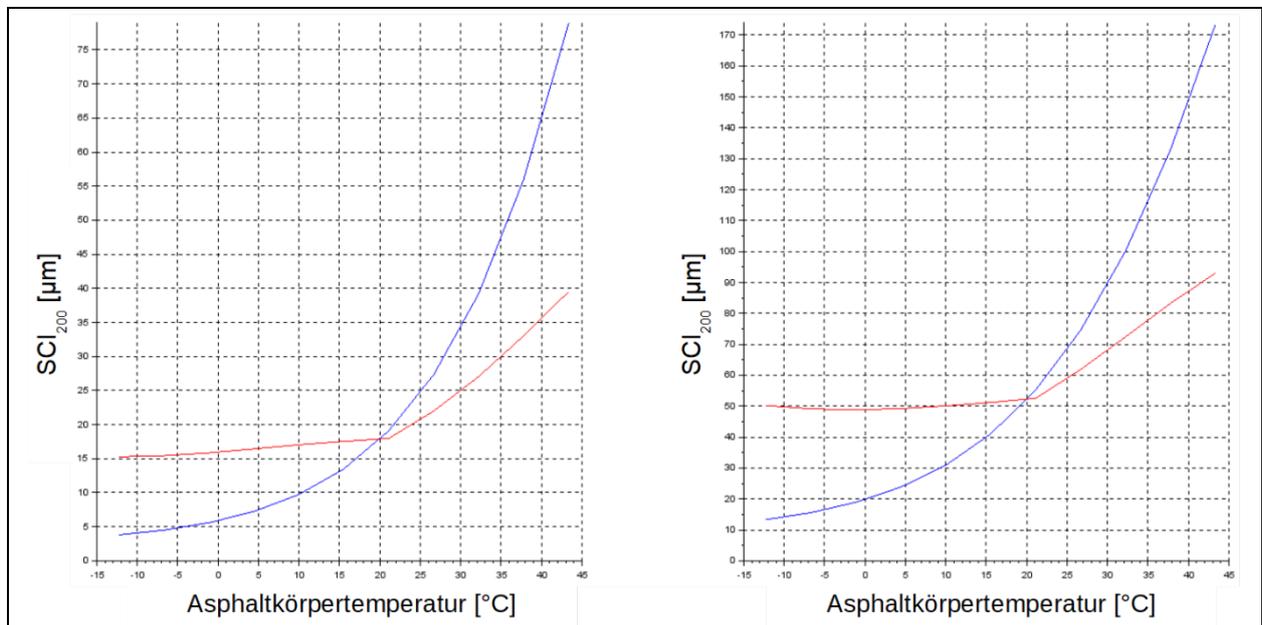


Bild 104: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von SCI₂₀₀ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.8 Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300}

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für den Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Im Vergleich zu anderen Tragfähigkeitskennwerten ist eine hohe Sensitivität zur Variation der Radlast vorhanden
- Geringe Sensitivität gegenüber Variation der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Hohe Sensitivität gegenüber Variationen der Steifigkeit und vor allem der Dicke der gebundenen Schichten
- Sehr hohe Sensitivität bzgl. Veränderungen der Asphaltkörpertemperatur
- Klare Differenzierung von Straßenkategorien bei der Analyse des Wertenniveaus erkennbar
- Sehr gute Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	$SCI_{300,rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275 \text{ MPa}$) [-]	$SCI_{300,rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60 \text{ MPa}$) [-]
VTSD	1,662	1,768
Q	1,471	1,811
T_K	19,849	11,049
t_{AC}	8,006	
E_{AC}	1,965	
E_0	1,048	1,260

Tab. 44: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für SCI_{300}

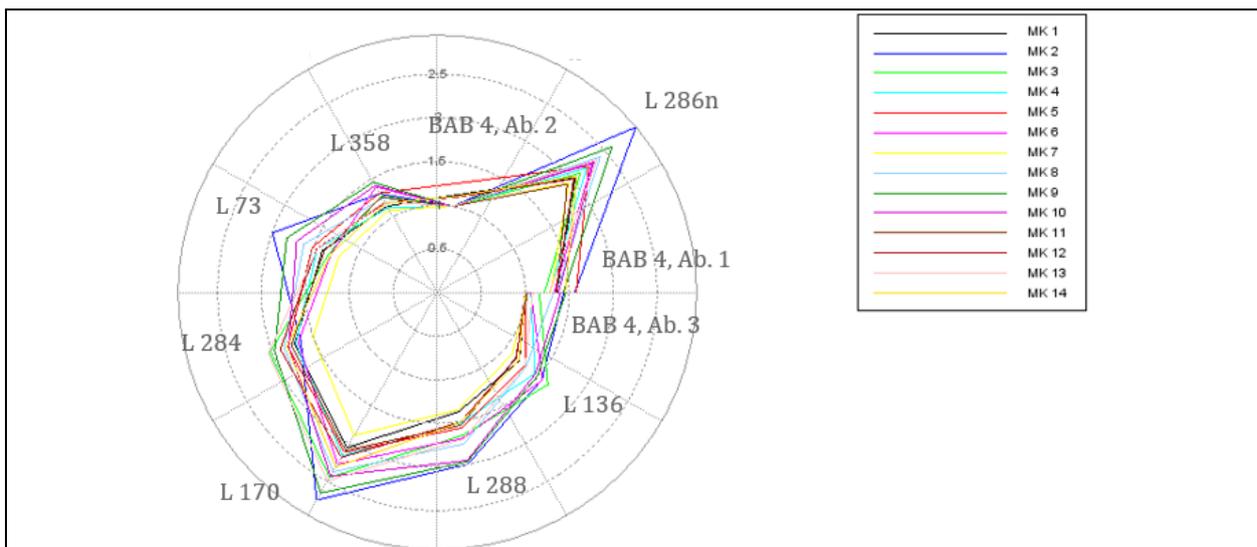
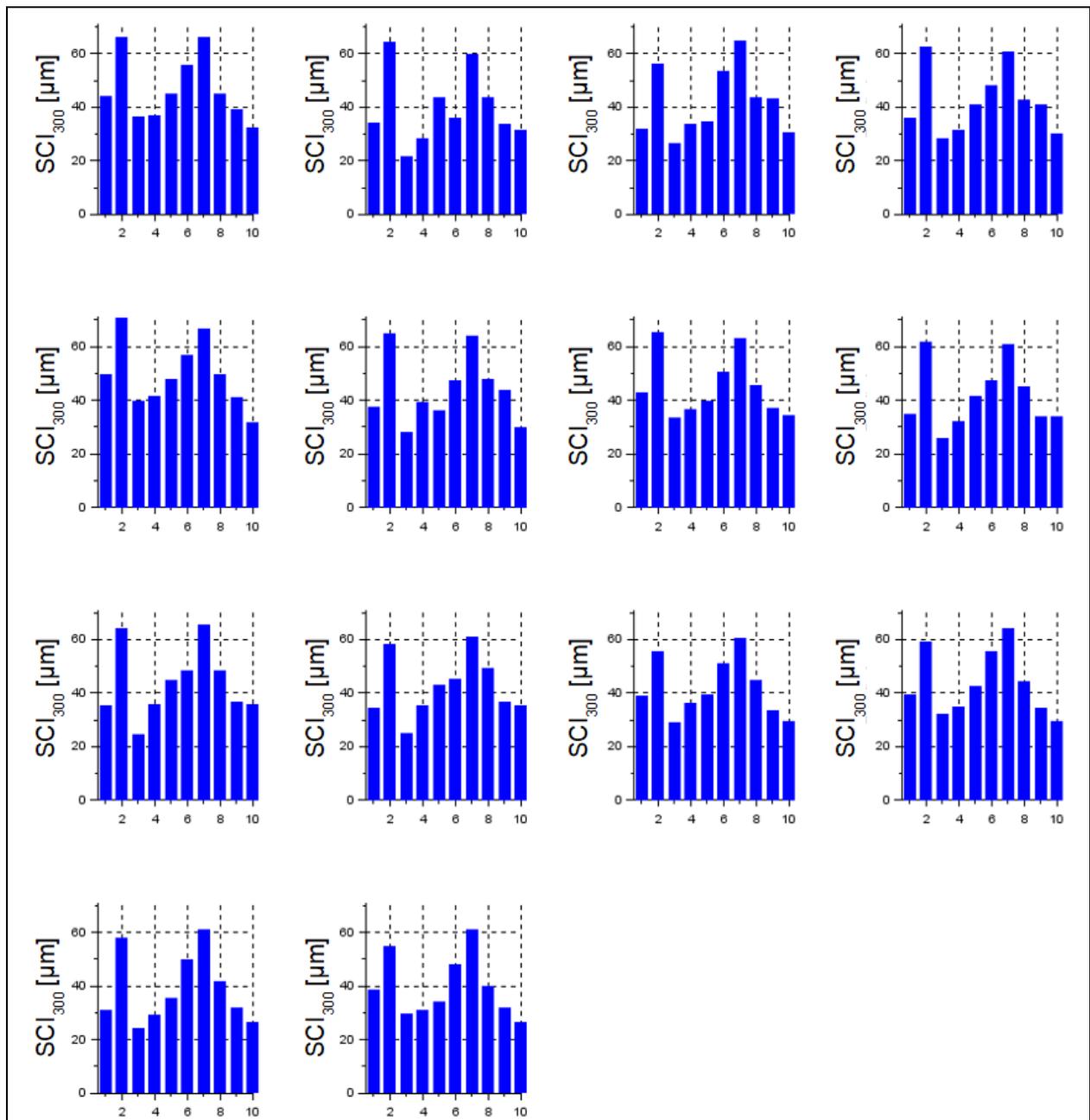


Bild 105: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für SCI_{300} (Königsforster Runde)

Bild 106: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für SCI_{300}

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,867	0,924	0,910	0,930	0,842	0,901	0,755	0,888	0,857	0,913	0,951	0,943	0,954
MK2	0,867	1,000	0,873	0,870	0,887	0,780	0,898	0,797	0,888	0,879	0,868	0,873	0,883	0,879
MK3	0,924	0,873	1,000	0,952	0,934	0,852	0,932	0,833	0,951	0,932	0,953	0,945	0,960	0,934
MK4	0,910	0,870	0,952	1,000	0,936	0,833	0,939	0,852	0,943	0,935	0,960	0,931	0,941	0,920
MK5	0,930	0,887	0,934	0,936	1,000	0,858	0,916	0,776	0,908	0,888	0,942	0,952	0,942	0,940
MK6	0,842	0,780	0,852	0,833	0,858	1,000	0,756	0,642	0,792	0,771	0,803	0,850	0,858	0,850
MK7	0,901	0,898	0,932	0,939	0,916	0,756	1,000	0,899	0,966	0,955	0,954	0,919	0,917	0,911
MK8	0,755	0,797	0,833	0,852	0,776	0,642	0,899	1,000	0,901	0,913	0,850	0,785	0,800	0,773
MK9	0,888	0,888	0,951	0,943	0,908	0,792	0,966	0,901	1,000	0,973	0,961	0,914	0,931	0,900
MK10	0,857	0,879	0,932	0,935	0,888	0,771	0,955	0,913	0,973	1,000	0,941	0,883	0,904	0,869
MK11	0,913	0,868	0,953	0,960	0,942	0,803	0,954	0,850	0,961	0,941	1,000	0,950	0,949	0,930
MK12	0,951	0,873	0,945	0,931	0,952	0,850	0,919	0,785	0,914	0,883	0,950	1,000	0,983	0,977
MK13	0,943	0,883	0,960	0,941	0,942	0,858	0,917	0,800	0,931	0,904	0,949	0,983	1,000	0,971
MK14	0,954	0,879	0,934	0,920	0,940	0,850	0,911	0,773	0,900	0,869	0,930	0,977	0,971	1,000

Tab. 45: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für SCI₃₀₀ (Königsforster Runde)

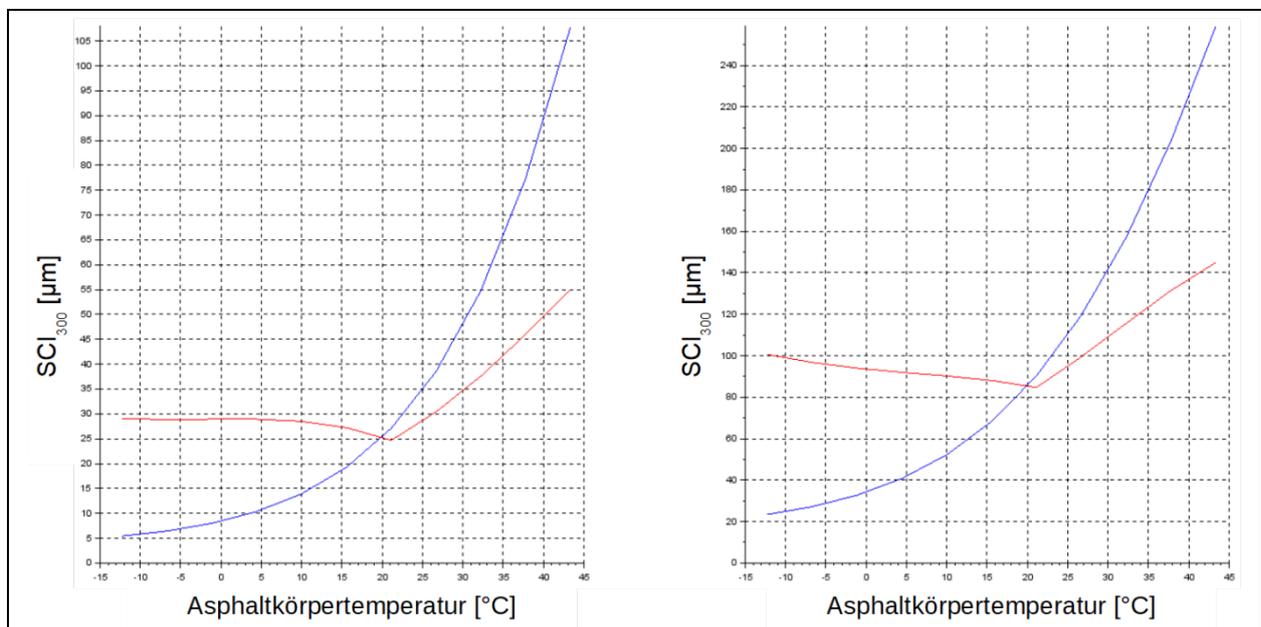


Bild 107: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von SCI₃₀₀ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.9 Oberflächenkrümmungsindex SCI_{SUB}

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für den Oberflächenkrümmungsindex SCI_{SUB} stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Hohe Sensitivität gegenüber Veränderungen der aufgebracht Radlast – vor allem bei Bk100
- Niedrige Sensitivität gegenüber Variation der Steifigkeit und Dicke der gebundenen Schichten
- Niedrige Sensitivität gegenüber Variation der Asphaltkörpertemperatur – Einfluss der Asphaltkörpertemperatur bei Bk100 deutlich höher ist als bei Bk1,0
- Hohe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten, vor allem bei niedrigeren Bk, da hier der lastverteilende Einfluss der gebundenen Schichten entfällt
- Klare Differenzierung zwischen Straßenkategorien bzgl. des Tragfähigkeitsgrößenniveaus möglich
- Mittlere Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	$SCI_{SUB,rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275 \text{ MPa}$) [-]	$SCI_{SUB,rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60 \text{ MPa}$) [-]
VTSD	1,164	1,124
Q	1,853	1,105
T_K	4,669	1,136
t_{AC}	1,145	
E_{AC}	1,474	
E_0	1,755	2,785

Tab. 46: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für SCI_{SUB}

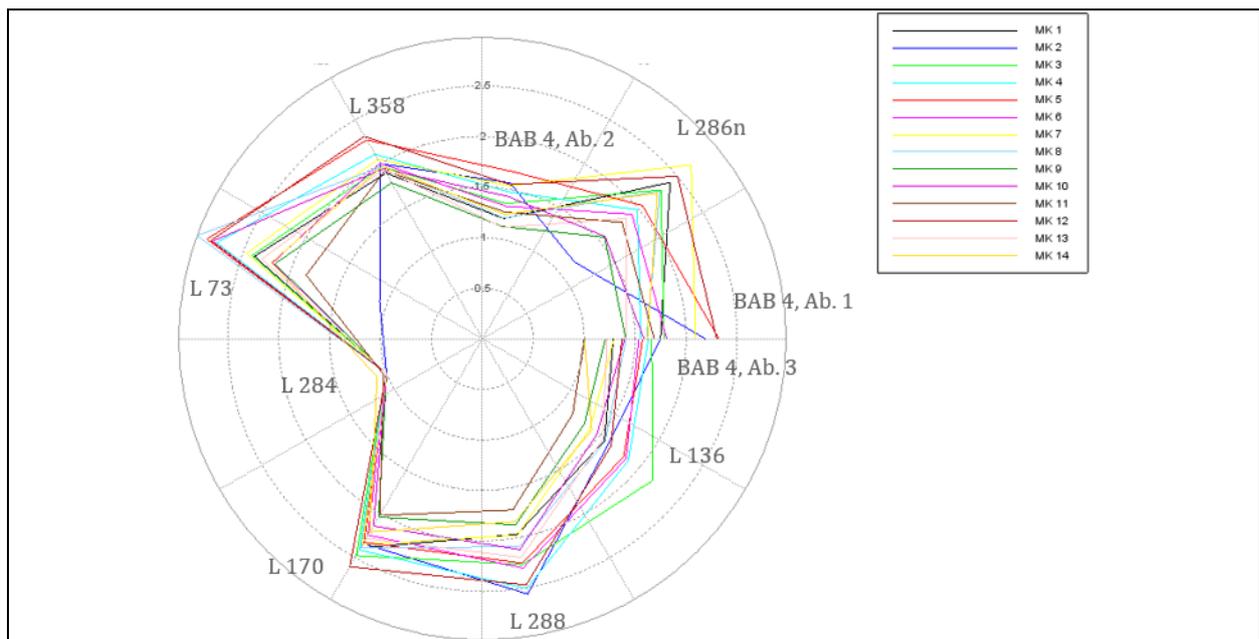


Bild 108: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für SCI_{SUB} (Königsforster Runde)

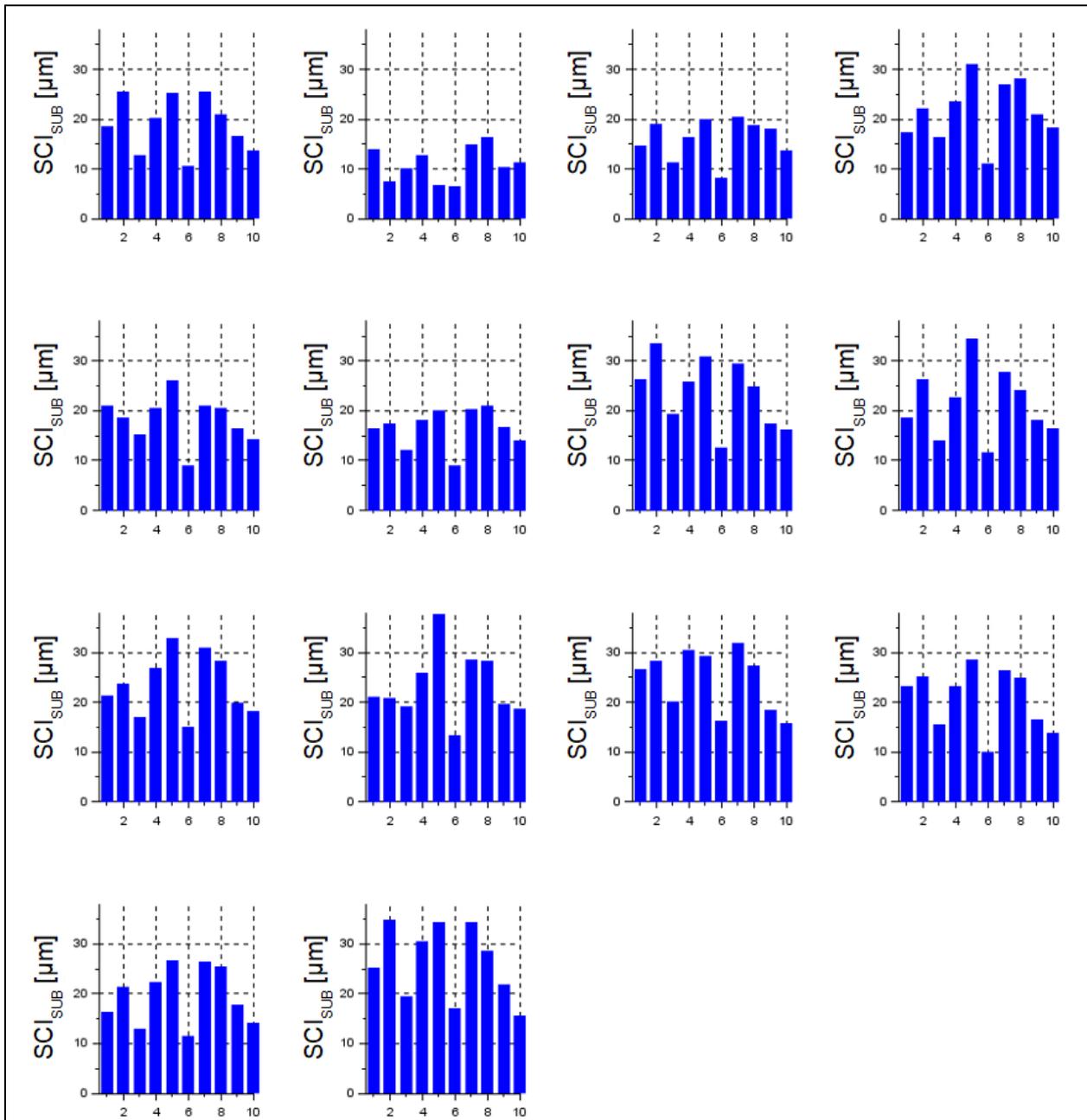


Bild 109: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für SCI_{SUB}

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,668	0,702	0,678	0,673	0,653	0,708	0,683	0,712	0,679	0,760	0,752	0,768	0,754
MK2	0,668	1,000	0,690	0,606	0,724	0,638	0,720	0,606	0,727	0,694	0,694	0,720	0,672	0,583
MK3	0,702	0,690	1,000	0,743	0,693	0,695	0,694	0,677	0,725	0,717	0,750	0,723	0,701	0,622
MK4	0,678	0,606	0,743	1,000	0,610	0,668	0,664	0,711	0,748	0,760	0,713	0,685	0,749	0,677
MK5	0,673	0,724	0,693	0,610	1,000	0,631	0,699	0,585	0,657	0,657	0,724	0,712	0,674	0,541
MK6	0,653	0,638	0,695	0,668	0,631	1,000	0,610	0,524	0,618	0,643	0,637	0,683	0,680	0,599
MK7	0,708	0,720	0,694	0,664	0,699	0,610	1,000	0,756	0,764	0,761	0,789	0,757	0,686	0,669
MK8	0,683	0,606	0,677	0,711	0,585	0,524	0,756	1,000	0,746	0,736	0,729	0,675	0,672	0,674
MK9	0,712	0,727	0,725	0,748	0,657	0,618	0,764	0,746	1,000	0,787	0,733	0,764	0,757	0,672
MK10	0,679	0,694	0,717	0,760	0,657	0,643	0,761	0,736	0,787	1,000	0,712	0,711	0,742	0,631
MK11	0,760	0,694	0,750	0,713	0,724	0,637	0,789	0,729	0,733	0,712	1,000	0,785	0,747	0,715
MK12	0,752	0,720	0,723	0,685	0,712	0,683	0,757	0,675	0,764	0,711	0,785	1,000	0,788	0,744
MK13	0,768	0,672	0,701	0,749	0,674	0,680	0,686	0,672	0,757	0,742	0,747	0,788	1,000	0,741
MK14	0,754	0,583	0,622	0,677	0,541	0,599	0,669	0,674	0,672	0,631	0,715	0,744	0,741	1,000

Tab. 47: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für SCI_{SUB} (Königsforster Runde)

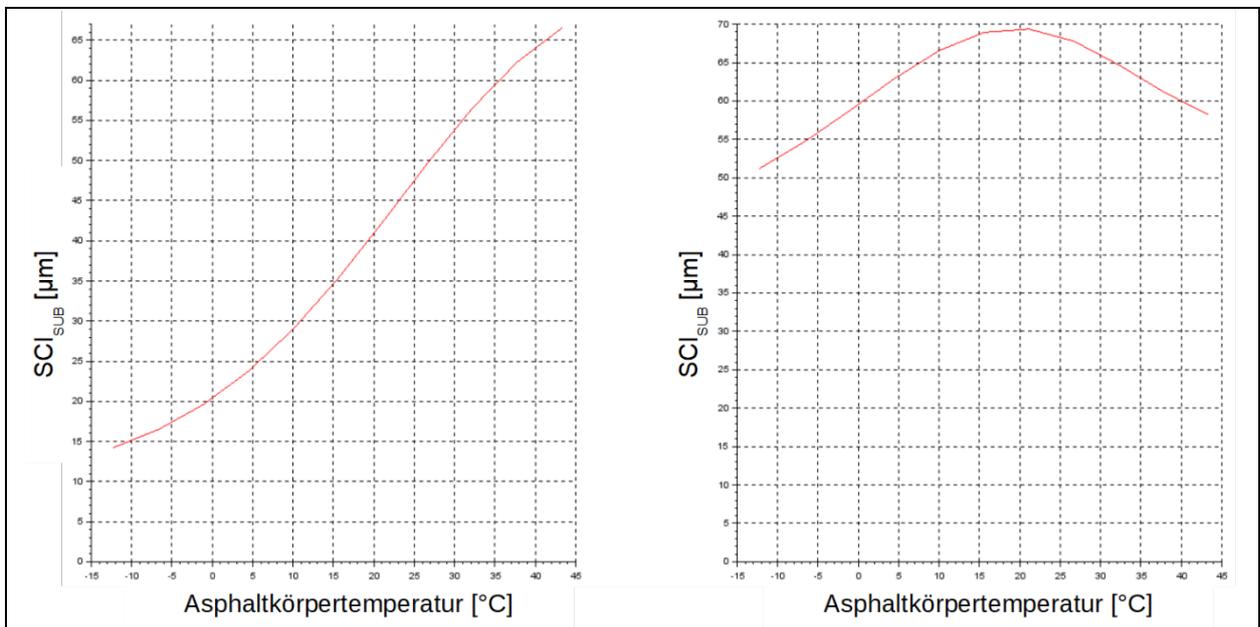


Bild 110: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (keinerlei Auswirkung der Temperaturkorrektur auf die Ausprägung des SCI_{SUB}) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.10 Unterbaukrümmungsindex BCI

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für den Unterbaukrümmungsindex BCI stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Vergleichsweise hohe Sensitivität bei Variation der Radlast
- Hohe Sensitivität bei Variation von Parametern, die die Steifigkeit der gebundenen Schichten charakterisieren
- Mittlere Sensitivität bzgl. der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Die geringe Sensitivität gegenüber der Steifigkeit von gebundenen und ungebundenen Schichten wird an der Lage bzgl. des Lastmittelpunkts liegen – Verkehrsflächenbefestigungen in den U.S.A. weisen nicht die Dicken auf, die in Deutschland üblich sind (vor allem bei Bk100)
- Gute Differenzierung hinsichtlich der auftretenden Straßenkategorien
- Sehr gute Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	BCI _{rel} (für Bk100 bzw. E ₀ = 275 MPa) [-]	BCI _{rel} (für Bk1,0 bzw. E ₀ = 60 MPa) [-]
VTSD	1,025	1,221
Q	1,828	1,855
T _K	12,091	4,883
t _{AC}	6,290	
E _{AC}	1,810	
E ₀	1,291	1,647

Tab. 48: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für BCI

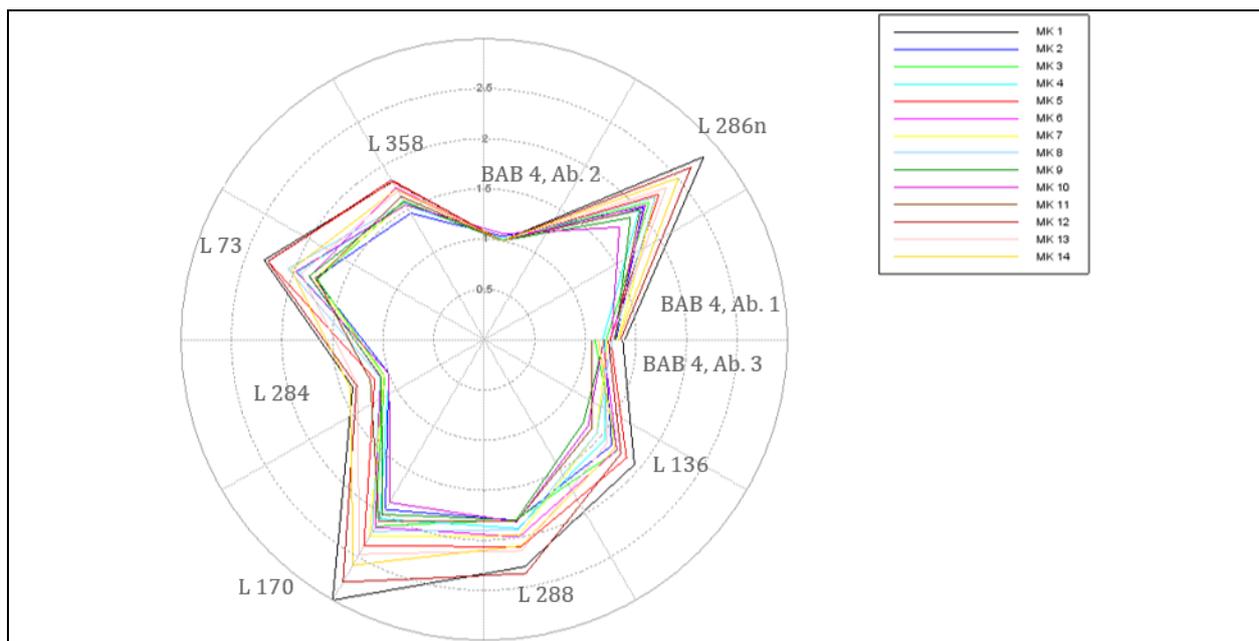


Bild 111: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für BCI (Königsforster Runde)

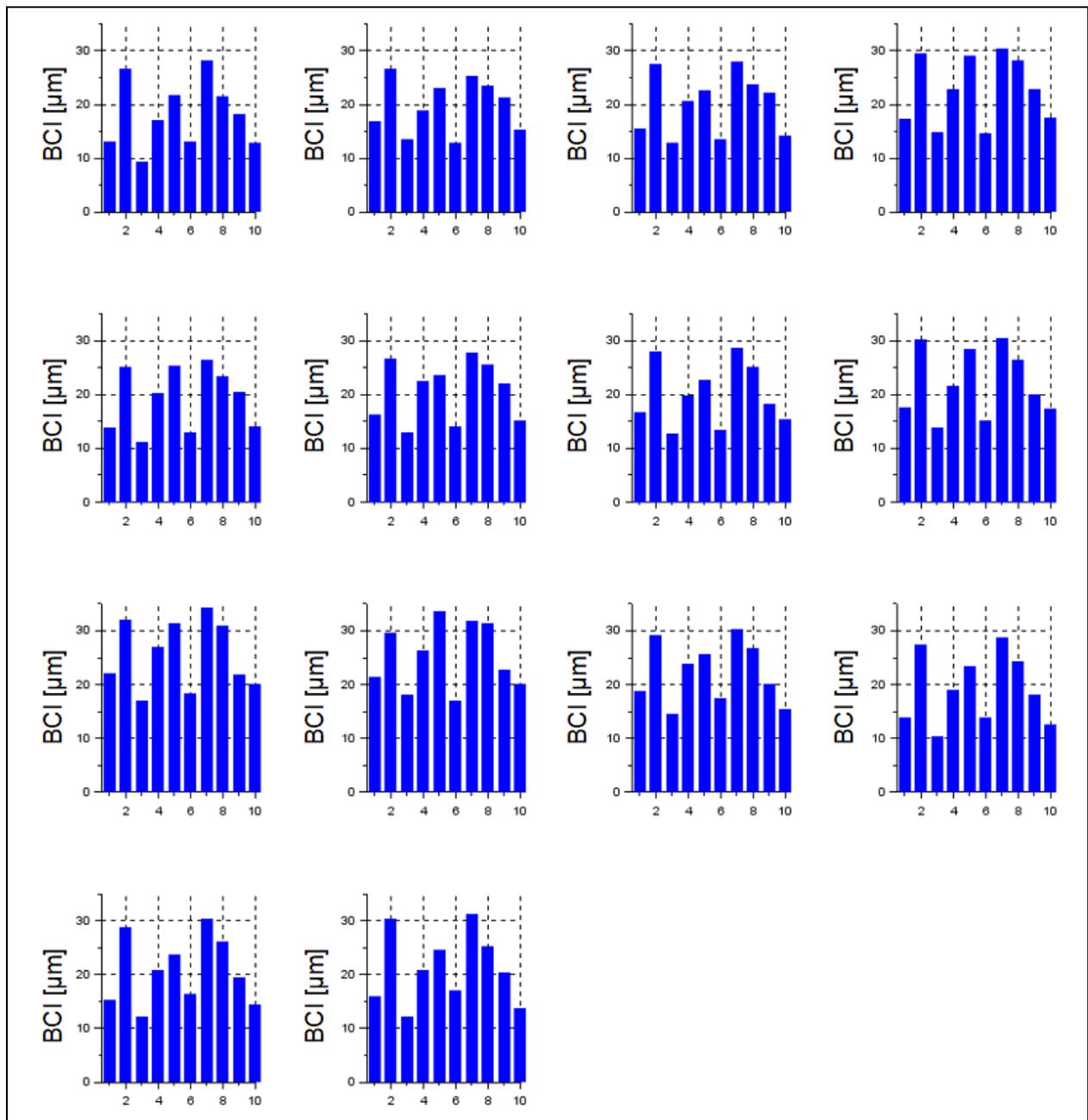


Bild 112: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für BCI

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,873	0,920	0,904	0,913	0,886	0,886	0,797	0,878	0,857	0,914	0,932	0,938	0,933
MK2	0,873	1,000	0,907	0,906	0,913	0,848	0,909	0,806	0,890	0,876	0,886	0,906	0,890	0,874
MK3	0,920	0,907	1,000	0,951	0,951	0,899	0,926	0,835	0,922	0,905	0,945	0,946	0,944	0,928
MK4	0,904	0,906	0,951	1,000	0,954	0,887	0,930	0,850	0,927	0,925	0,938	0,940	0,934	0,907
MK5	0,913	0,913	0,951	0,954	1,000	0,911	0,918	0,820	0,916	0,901	0,932	0,947	0,947	0,914
MK6	0,886	0,848	0,899	0,887	0,911	1,000	0,832	0,717	0,846	0,825	0,861	0,904	0,910	0,878
MK7	0,886	0,909	0,926	0,930	0,918	0,832	1,000	0,904	0,939	0,937	0,928	0,922	0,907	0,894
MK8	0,797	0,806	0,835	0,850	0,820	0,717	0,904	1,000	0,880	0,896	0,856	0,826	0,811	0,804
MK9	0,878	0,890	0,922	0,927	0,916	0,846	0,939	0,880	1,000	0,940	0,922	0,915	0,907	0,877
MK10	0,857	0,876	0,905	0,925	0,901	0,825	0,937	0,896	0,940	1,000	0,909	0,892	0,881	0,844
MK11	0,914	0,886	0,945	0,938	0,932	0,861	0,928	0,856	0,922	0,909	1,000	0,941	0,938	0,929
MK12	0,932	0,906	0,946	0,940	0,947	0,904	0,922	0,826	0,915	0,892	0,941	1,000	0,971	0,954
MK13	0,938	0,890	0,944	0,934	0,947	0,910	0,907	0,811	0,907	0,881	0,938	0,971	1,000	0,959
MK14	0,933	0,874	0,928	0,907	0,914	0,878	0,894	0,804	0,877	0,844	0,929	0,954	0,959	1,000

Tab. 49: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für BCI (Königsforster Runde)

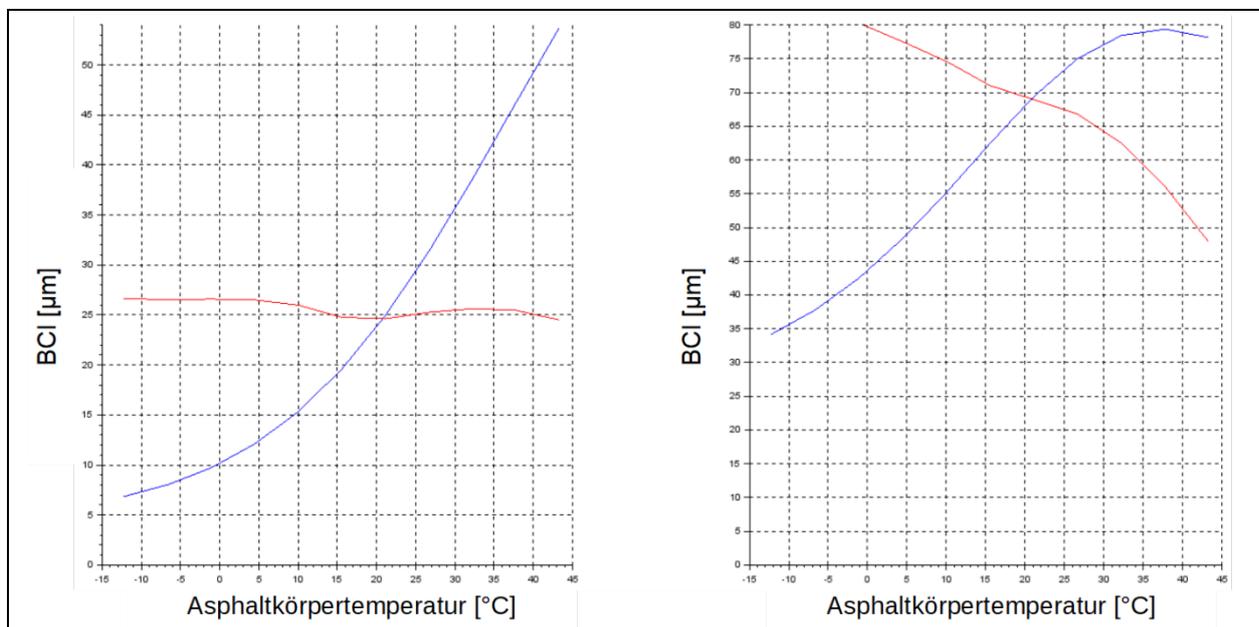


Bild 113: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von BCI in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.11 Unterbauschadensindex BDI

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für den Unterbauschadensindex BDI stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Vergleichsweise hohe Sensitivität bei Variation der Radlast
- Vergleichsweise hohe Sensitivität bei Variation von Parametern, die die Steifigkeit der gebundenen Schichten charakterisieren
- Hohe Sensitivität bzgl. der Steifigkeit der ungebundenen Schichten vorhanden
- Die geringe Sensitivität gegenüber der Steifigkeit von gebundenen und ungebundenen Schichten wird an der Lage bzgl. des Lastmittelpunkts liegen
- Gute Differenzierung hinsichtlich der auftretenden Straßenkategorien
- Sehr gute Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	BDI _{rel} (für Bk100 bzw. E ₀ = 275 MPa) [-]	BDI _{rel} (für Bk1,0 bzw. E ₀ = 60 MPa) [-]
VTSD	1,060	1,062
Q	1,892	1,748
T _K	7,852	2,286
t _{AC}	2,685	
E _{AC}	1,657	
E ₀	1,480	2,103

Tab. 50: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für BDI

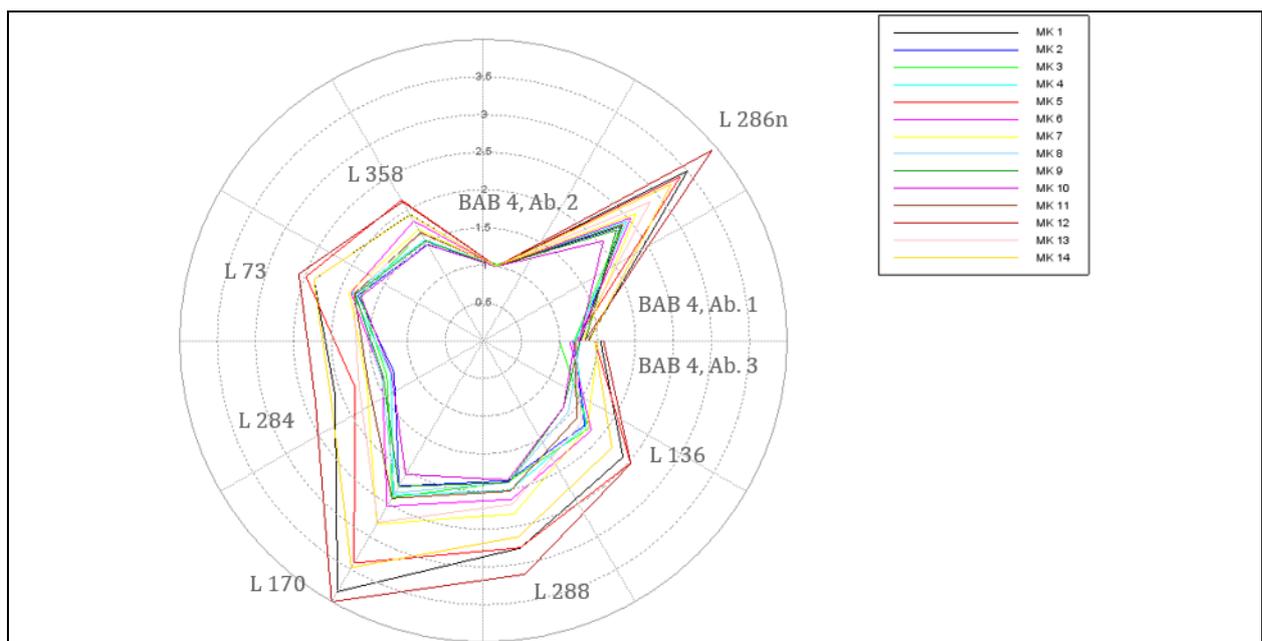


Bild 114: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für BDI (Königsforster Runde)

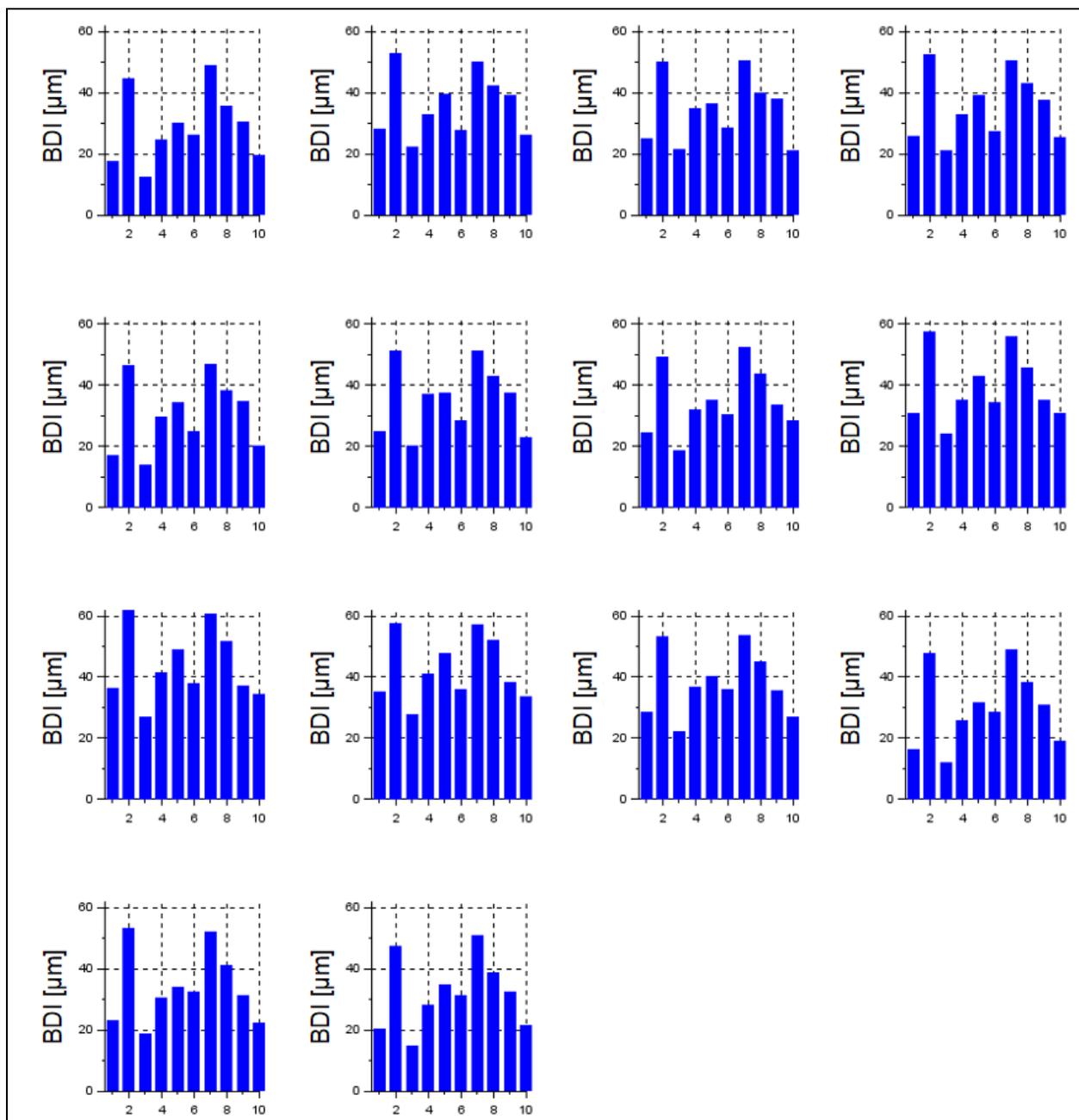


Bild 115: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für BDI

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,912	0,948	0,947	0,955	0,908	0,933	0,823	0,923	0,907	0,954	0,969	0,970	0,971
MK2	0,912	1,000	0,926	0,933	0,931	0,857	0,935	0,849	0,923	0,912	0,914	0,913	0,918	0,911
MK3	0,948	0,926	1,000	0,975	0,969	0,911	0,944	0,851	0,947	0,937	0,964	0,955	0,965	0,954
MK4	0,947	0,933	0,975	1,000	0,972	0,898	0,959	0,879	0,962	0,956	0,969	0,954	0,959	0,947
MK5	0,955	0,931	0,969	0,972	1,000	0,919	0,951	0,848	0,940	0,929	0,965	0,974	0,969	0,963
MK6	0,908	0,857	0,911	0,898	0,919	1,000	0,844	0,730	0,850	0,832	0,875	0,909	0,912	0,896
MK7	0,933	0,935	0,944	0,959	0,951	0,844	1,000	0,926	0,971	0,968	0,964	0,944	0,941	0,943
MK8	0,823	0,849	0,851	0,879	0,848	0,730	0,926	1,000	0,911	0,928	0,879	0,839	0,842	0,842
MK9	0,923	0,923	0,947	0,962	0,940	0,850	0,971	0,911	1,000	0,975	0,962	0,932	0,942	0,929
MK10	0,907	0,912	0,937	0,956	0,929	0,832	0,968	0,928	0,975	1,000	0,951	0,914	0,922	0,909
MK11	0,954	0,914	0,964	0,969	0,965	0,875	0,964	0,879	0,962	0,951	1,000	0,967	0,971	0,967
MK12	0,969	0,913	0,955	0,954	0,974	0,909	0,944	0,839	0,932	0,914	0,967	1,000	0,988	0,986
MK13	0,970	0,918	0,965	0,959	0,969	0,912	0,941	0,842	0,942	0,922	0,971	0,988	1,000	0,984
MK14	0,971	0,911	0,954	0,947	0,963	0,896	0,943	0,842	0,929	0,909	0,967	0,986	0,984	1,000

Tab. 51: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für BDI (Königsforster Runde)

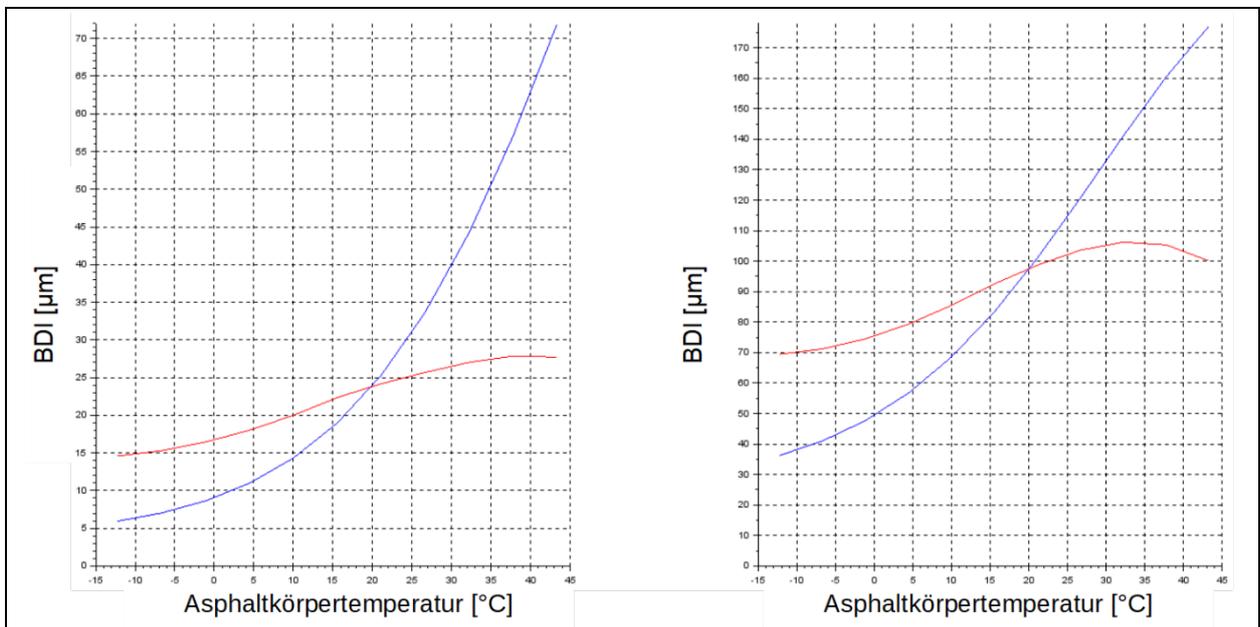


Bild 116: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von BDI in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.12 Fläche unter dem Befestigungsprofil AUPP

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für die Fläche unter dem Befestigungsprofil AUPP stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Sehr hohe Sensitivität gegenüber Veränderungen der Steifigkeit der gebundenen Schichten
- Hohe Sensitivität gegenüber der Variation der Asphaltkörpertemperatur
- Vergleichsweise geringe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Netzdiagramm zeigt ein kohärentes Bild über sämtliche MK hinweg
- Klare Differenzierung zwischen einzelnen Straßenkategorien hinsichtlich des Tragfähigkeitsgrößenniveaus möglich
- Sehr gute Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	AUPP _{rel} (für Bk100 bzw. E ₀ = 275 MPa) [-]	AUPP _{rel} (für Bk1,0 bzw. E ₀ = 60 MPa) [-]
VTSD	1,477	1,506
Q	1,617	1,685
T _K	15,596	7,319
t _{AC}	6,930	
E _{AC}	1,881	
E ₀	1,164	1,456

Tab. 52: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für AUPP

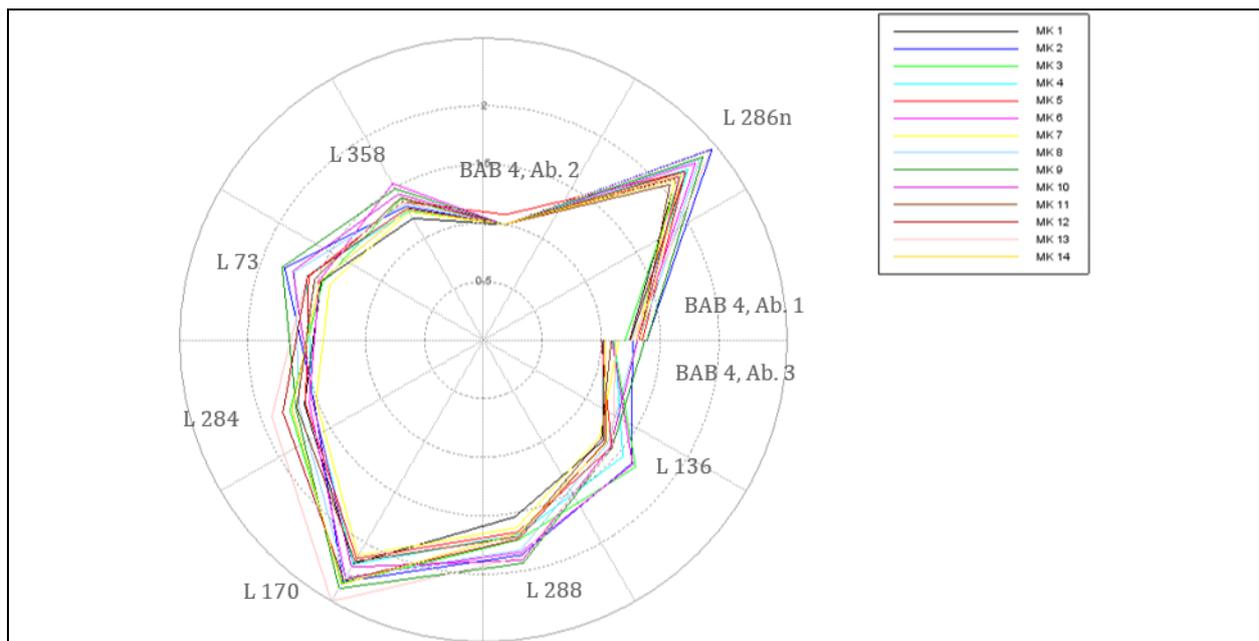


Bild 117: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für AUPP (Königsforster Runde)

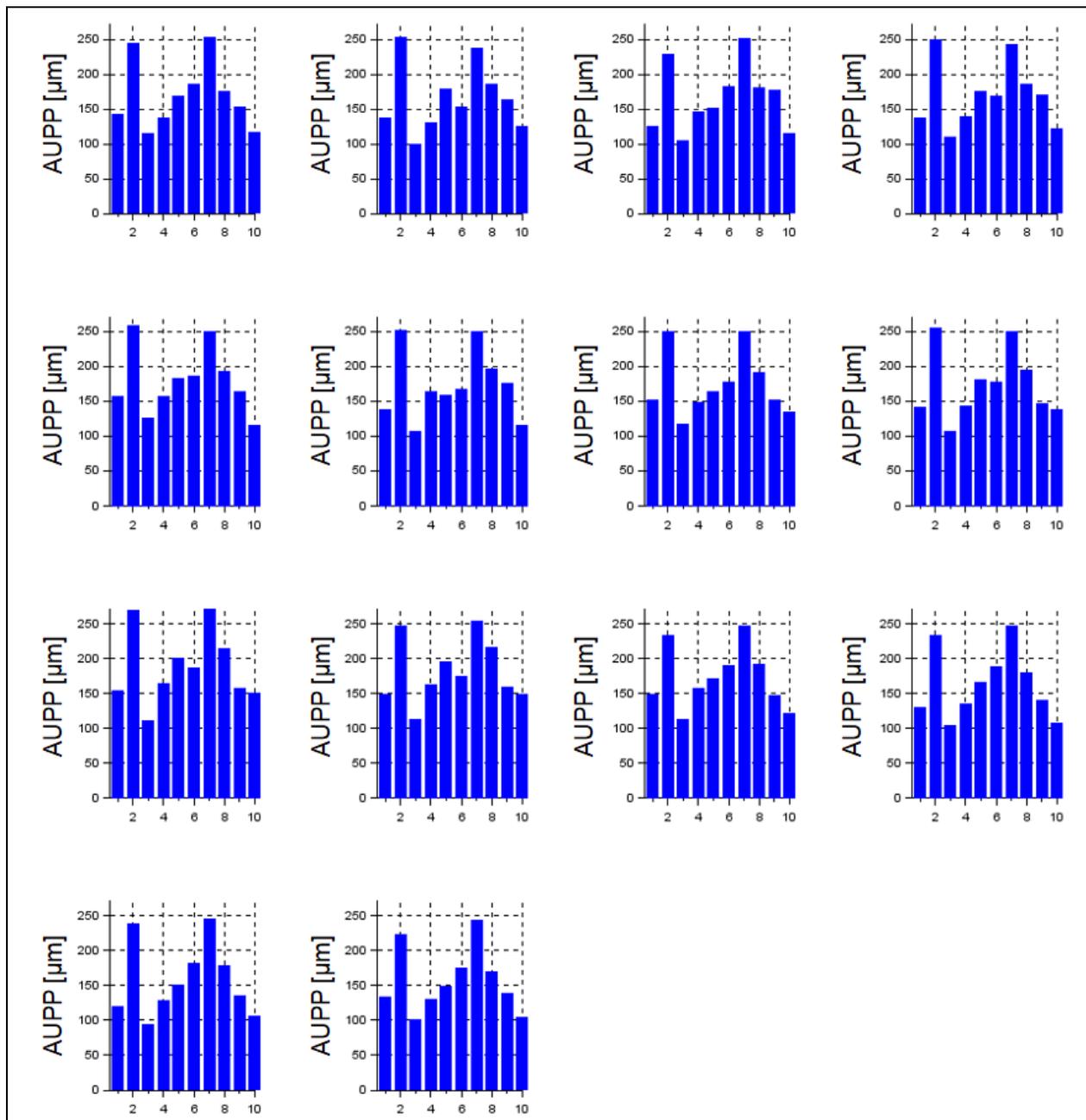


Bild 118: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für AUPP

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,897	0,947	0,932	0,949	0,877	0,917	0,788	0,912	0,888	0,934	0,963	0,961	0,966
MK2	0,897	1,000	0,895	0,902	0,922	0,811	0,924	0,820	0,903	0,894	0,892	0,902	0,902	0,909
MK3	0,947	0,895	1,000	0,967	0,967	0,881	0,948	0,843	0,954	0,938	0,965	0,962	0,968	0,958
MK4	0,932	0,902	0,967	1,000	0,964	0,865	0,954	0,865	0,955	0,949	0,969	0,948	0,952	0,939
MK5	0,949	0,922	0,967	0,964	1,000	0,892	0,938	0,819	0,943	0,925	0,964	0,968	0,969	0,961
MK6	0,877	0,811	0,881	0,865	0,892	1,000	0,798	0,680	0,821	0,801	0,838	0,883	0,887	0,881
MK7	0,917	0,924	0,948	0,954	0,938	0,798	1,000	0,916	0,978	0,970	0,962	0,932	0,931	0,928
MK8	0,788	0,820	0,843	0,865	0,819	0,680	0,916	1,000	0,906	0,919	0,863	0,814	0,817	0,807
MK9	0,912	0,903	0,954	0,955	0,943	0,821	0,978	0,906	1,000	0,975	0,967	0,933	0,939	0,923
MK10	0,888	0,894	0,938	0,949	0,925	0,801	0,970	0,919	0,975	1,000	0,950	0,907	0,914	0,897
MK11	0,934	0,892	0,965	0,969	0,964	0,838	0,962	0,863	0,967	0,950	1,000	0,962	0,960	0,950
MK12	0,963	0,902	0,962	0,948	0,968	0,883	0,932	0,814	0,933	0,907	0,962	1,000	0,993	0,986
MK13	0,961	0,902	0,968	0,952	0,969	0,887	0,931	0,817	0,939	0,914	0,960	0,993	1,000	0,984
MK14	0,966	0,909	0,958	0,939	0,961	0,881	0,928	0,807	0,923	0,897	0,950	0,986	0,984	1,000

Tab. 53: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für AUPP (Königsforster Runde)

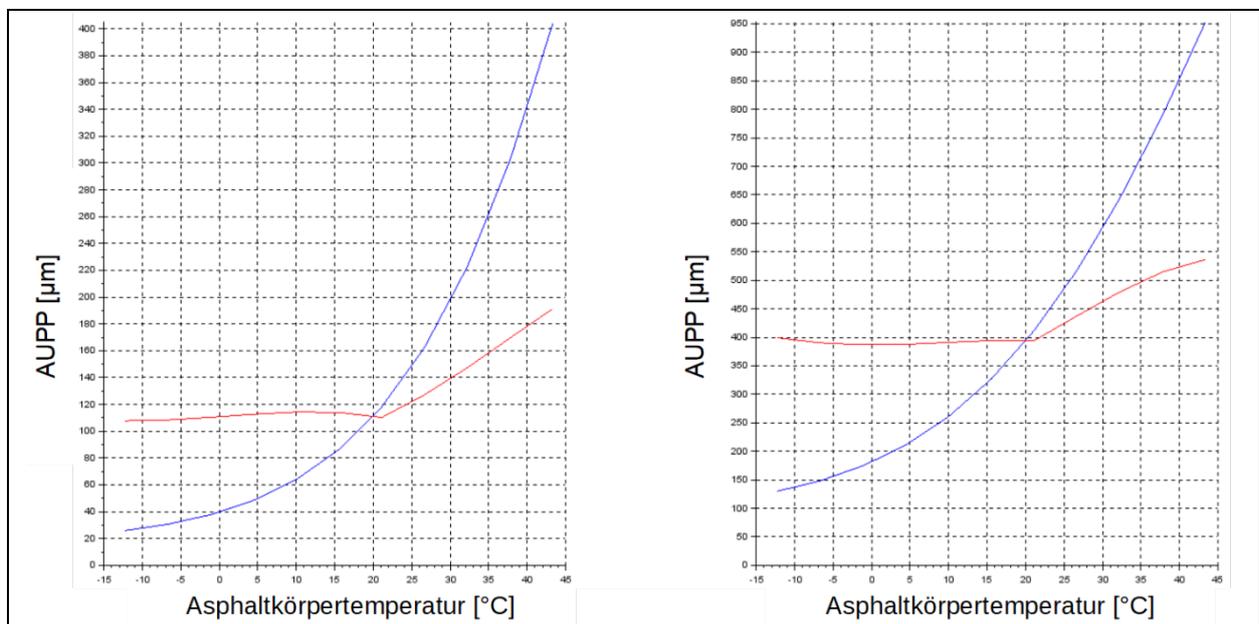


Bild 119: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von AUPP in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.13 Verformungsneigungsindex DSI₃₀₀

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für den Verformungsneigungsindex DSI₃₀₀ stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Vergleichsweise sehr hohe Sensitivität gegenüber Veränderungen der Steifigkeit der gebundenen Schichten
- Hohe Sensitivität gegenüber der Variation der Asphaltkörpertemperatur
- Geringe Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Netzdiagramm zeigt ein kohärentes Bild über sämtliche MK hinweg, allerdings sind bei einigen MK die relativen Unterschiede zwischen den einzelnen Abschnittswerten deutlich höher
- Klare Differenzierung zwischen einzelnen Straßenkategorien hinsichtlich des Tragfähigkeitsgrößenniveaus möglich
- Sehr gute Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	DSI _{300,rel} (für Bk100 bzw. E ₀ = 275 MPa) [-]	DSI _{300,rel} (für Bk1,0 bzw. E ₀ = 60 MPa) [-]
VTSD	1,365	1,554
Q	1,692	1,030
T _K	17,934	8,480
t _{AC}	9,633	
E _{AC}	1,955	
E ₀	1,135	1,378

Tab. 54: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für DSI₃₀₀

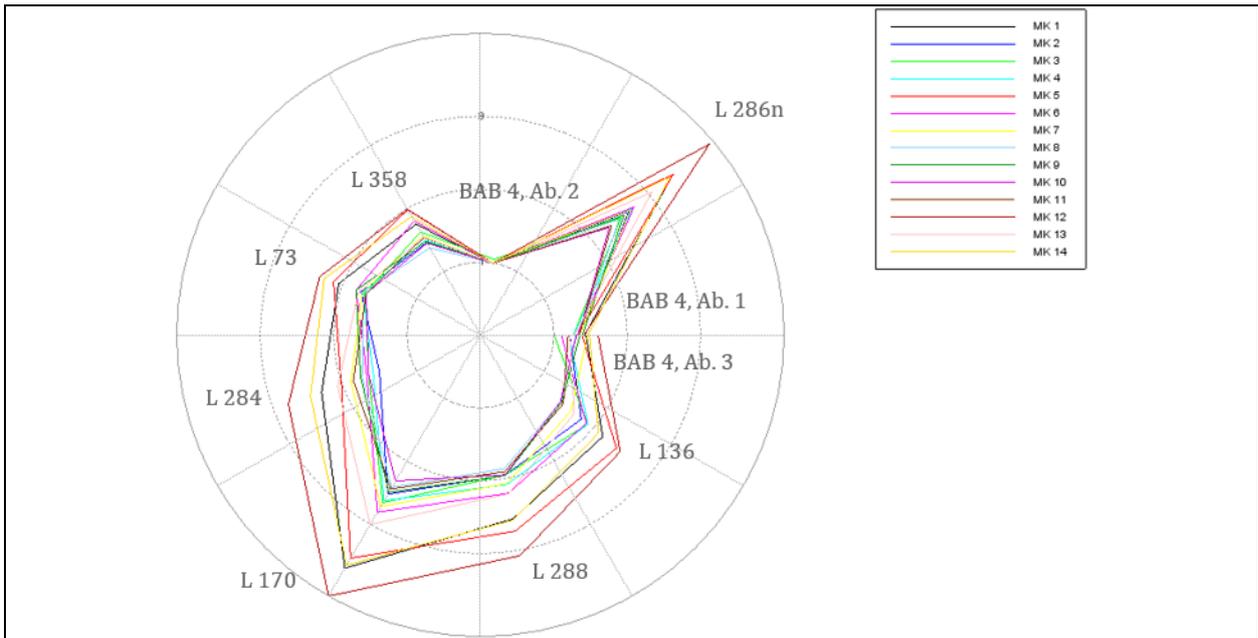
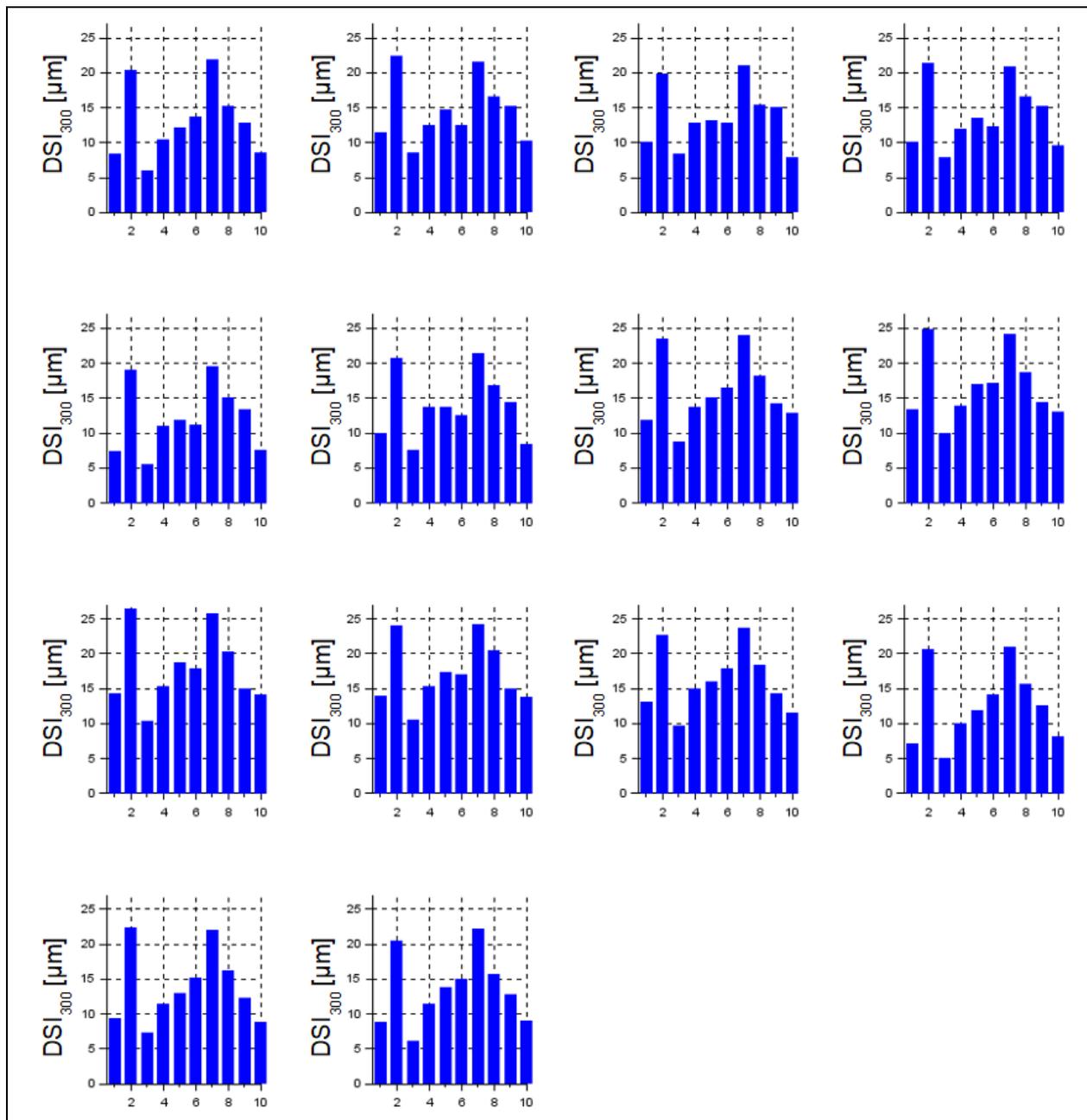


Bild 120: Netzdiagramm der Abschnittswerte für DSI₃₀₀ (Königsforster Runde)

Bild 121: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für DSI_{300}

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,897	0,946	0,941	0,946	0,888	0,930	0,810	0,928	0,910	0,947	0,968	0,967	0,971
MK2	0,897	1,000	0,913	0,912	0,926	0,835	0,918	0,828	0,901	0,894	0,889	0,901	0,905	0,904
MK3	0,946	0,913	1,000	0,972	0,972	0,898	0,941	0,840	0,946	0,937	0,956	0,953	0,961	0,952
MK4	0,941	0,912	0,972	1,000	0,969	0,887	0,952	0,870	0,957	0,952	0,963	0,951	0,954	0,945
MK5	0,946	0,926	0,972	0,969	1,000	0,910	0,932	0,826	0,935	0,925	0,948	0,967	0,966	0,957
MK6	0,888	0,835	0,898	0,887	0,910	1,000	0,821	0,712	0,831	0,819	0,848	0,894	0,894	0,886
MK7	0,930	0,918	0,941	0,952	0,932	0,821	1,000	0,920	0,979	0,972	0,963	0,938	0,938	0,939
MK8	0,810	0,828	0,840	0,870	0,826	0,712	0,920	1,000	0,911	0,926	0,872	0,824	0,833	0,827
MK9	0,928	0,901	0,946	0,957	0,935	0,831	0,979	0,911	1,000	0,978	0,970	0,939	0,946	0,936
MK10	0,910	0,894	0,937	0,952	0,925	0,819	0,972	0,926	0,978	1,000	0,956	0,919	0,926	0,914
MK11	0,947	0,889	0,956	0,963	0,948	0,848	0,963	0,872	0,970	0,956	1,000	0,961	0,964	0,959
MK12	0,968	0,901	0,953	0,951	0,967	0,894	0,938	0,824	0,939	0,919	0,961	1,000	0,989	0,986
MK13	0,967	0,905	0,961	0,954	0,966	0,894	0,938	0,833	0,946	0,926	0,964	0,989	1,000	0,985
MK14	0,971	0,904	0,952	0,945	0,957	0,886	0,939	0,827	0,936	0,914	0,959	0,986	0,985	1,000

Tab. 55: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für DSI₃₀₀ (Königsforster Runde)

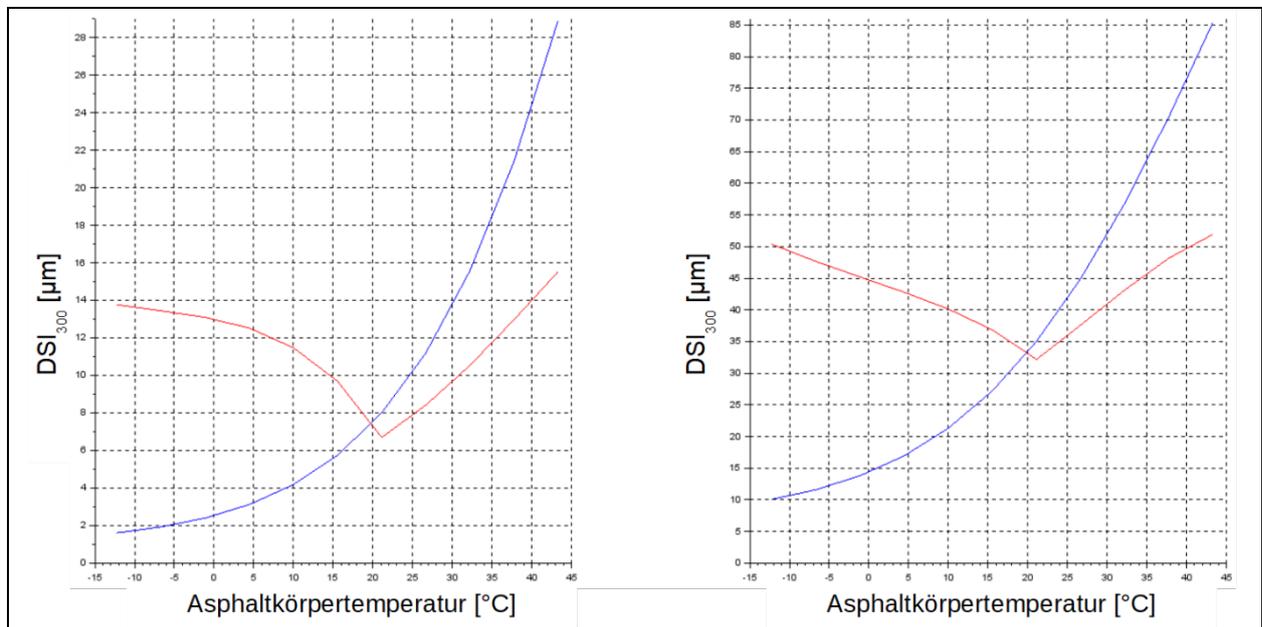


Bild 122: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von DSI₃₀₀ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.14 Verbreitungsfähigkeit S

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für die Verbreitungsfähigkeit S stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Kaum Sensitivitäten gegenüber jeglichen Variationen erkennbar – sowohl bei Veränderungen der gebundenen als auch bei ungebundenen Schichten
- Kaum Differenzierung zwischen einzelnen Straßenkategorien ersichtlich
- Kohärentes Bild über alle MK hinweg
- Mittlere Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	S_{rel} (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	S_{rel} (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
V_{TSD}	1,113	1,137
Q	1,051	1,202
T_K	1,373	1,532
t_{AC}	1,520	
E_{AC}	1,072	
E_0	1,105	1,156

Tab. 56: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für S

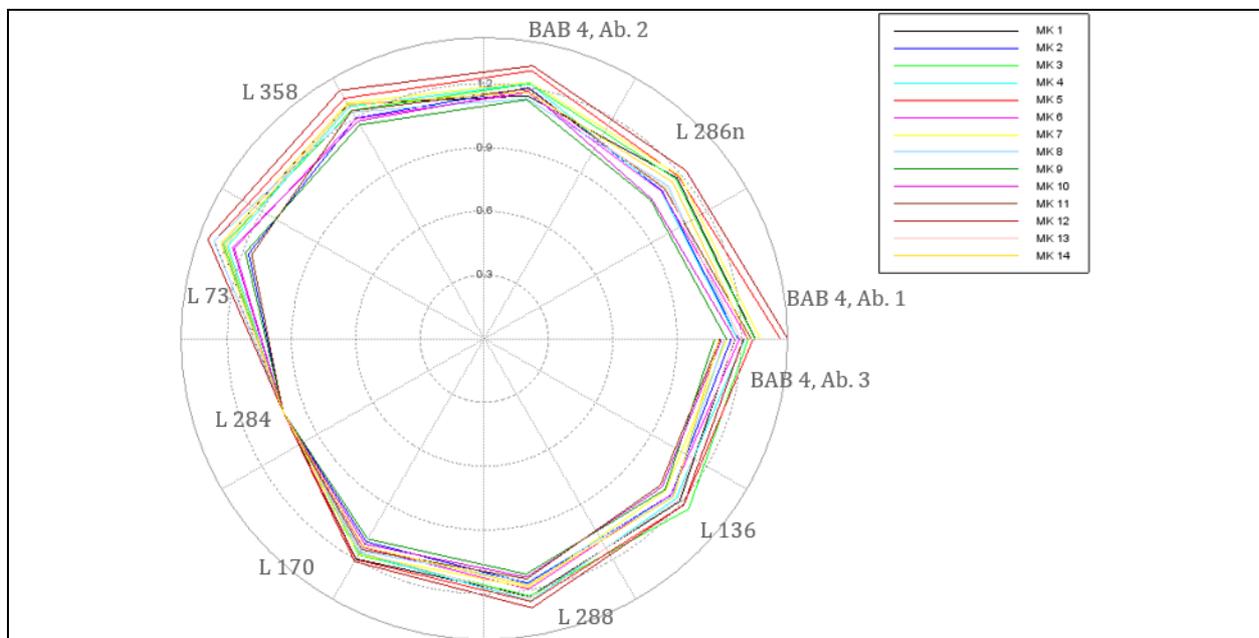
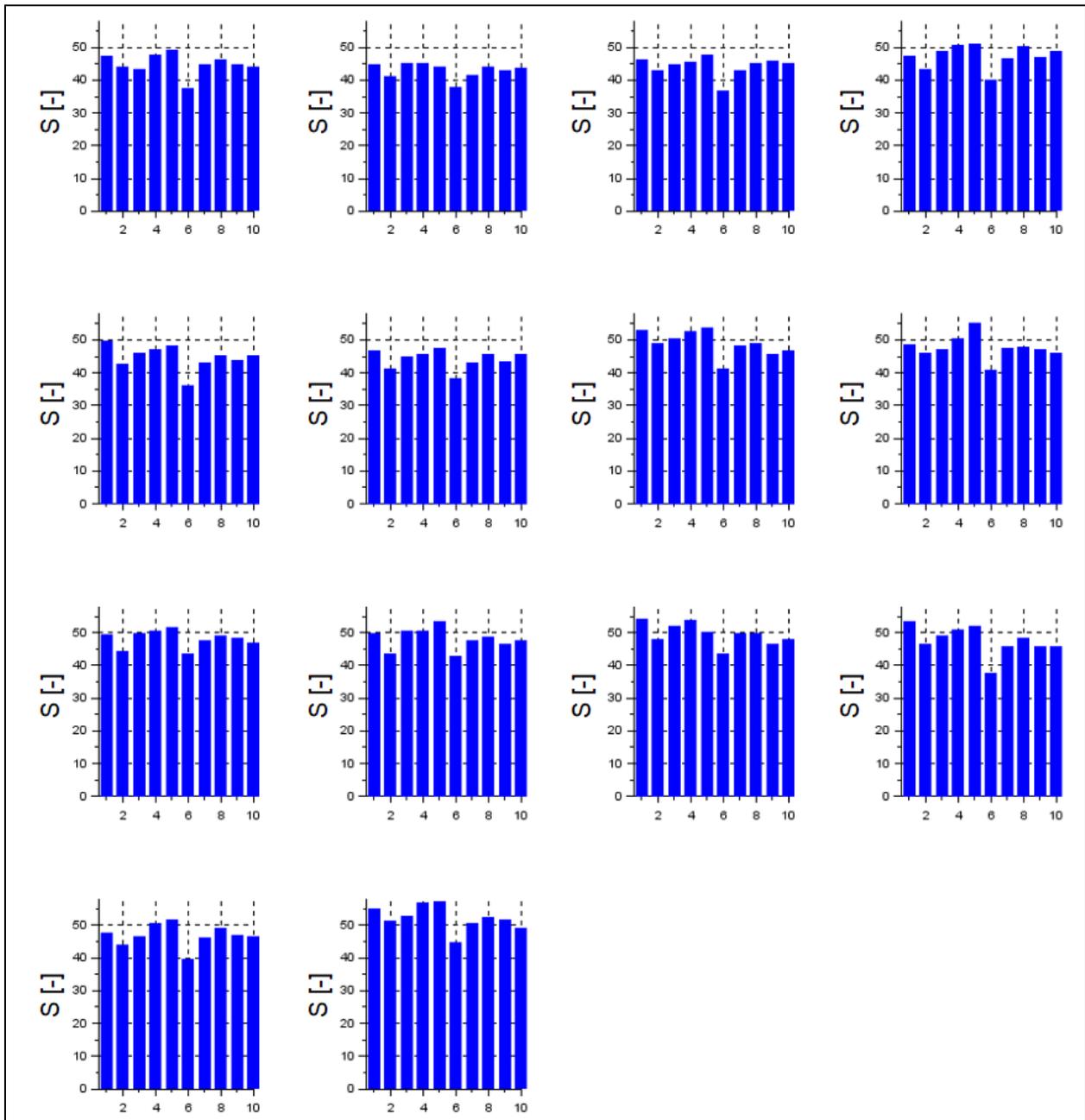


Bild 123: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für S (Königsforster Runde)

Bild 124: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für S

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,569	0,527	0,590	0,577	0,517	0,531	0,602	0,497	0,520	0,584	0,581	0,594	0,608
MK2	0,569	1,000	0,679	0,674	0,685	0,606	0,618	0,552	0,645	0,678	0,565	0,704	0,694	0,599
MK3	0,527	0,679	1,000	0,672	0,633	0,576	0,522	0,523	0,619	0,566	0,545	0,662	0,664	0,509
MK4	0,590	0,674	0,672	1,000	0,604	0,616	0,539	0,577	0,670	0,658	0,547	0,622	0,701	0,633
MK5	0,577	0,685	0,633	0,604	1,000	0,629	0,694	0,519	0,584	0,685	0,584	0,705	0,611	0,529
MK6	0,517	0,606	0,576	0,616	0,629	1,000	0,505	0,440	0,533	0,546	0,419	0,615	0,595	0,494
MK7	0,531	0,618	0,522	0,539	0,694	0,505	1,000	0,592	0,556	0,634	0,614	0,665	0,493	0,539
MK8	0,602	0,552	0,523	0,577	0,519	0,440	0,592	1,000	0,528	0,565	0,493	0,556	0,556	0,500
MK9	0,497	0,645	0,619	0,670	0,584	0,533	0,556	0,528	1,000	0,724	0,574	0,590	0,651	0,670
MK10	0,520	0,678	0,566	0,658	0,685	0,546	0,634	0,565	0,724	1,000	0,601	0,641	0,635	0,630
MK11	0,584	0,565	0,545	0,547	0,584	0,419	0,614	0,493	0,574	0,601	1,000	0,657	0,517	0,525
MK12	0,581	0,704	0,662	0,622	0,705	0,615	0,665	0,556	0,590	0,641	0,657	1,000	0,608	0,600
MK13	0,594	0,694	0,664	0,701	0,611	0,595	0,493	0,556	0,651	0,635	0,517	0,608	1,000	0,607
MK14	0,608	0,599	0,509	0,633	0,529	0,494	0,539	0,500	0,670	0,630	0,525	0,600	0,607	1,000

Tab. 57: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für S (Königsforster Runde)

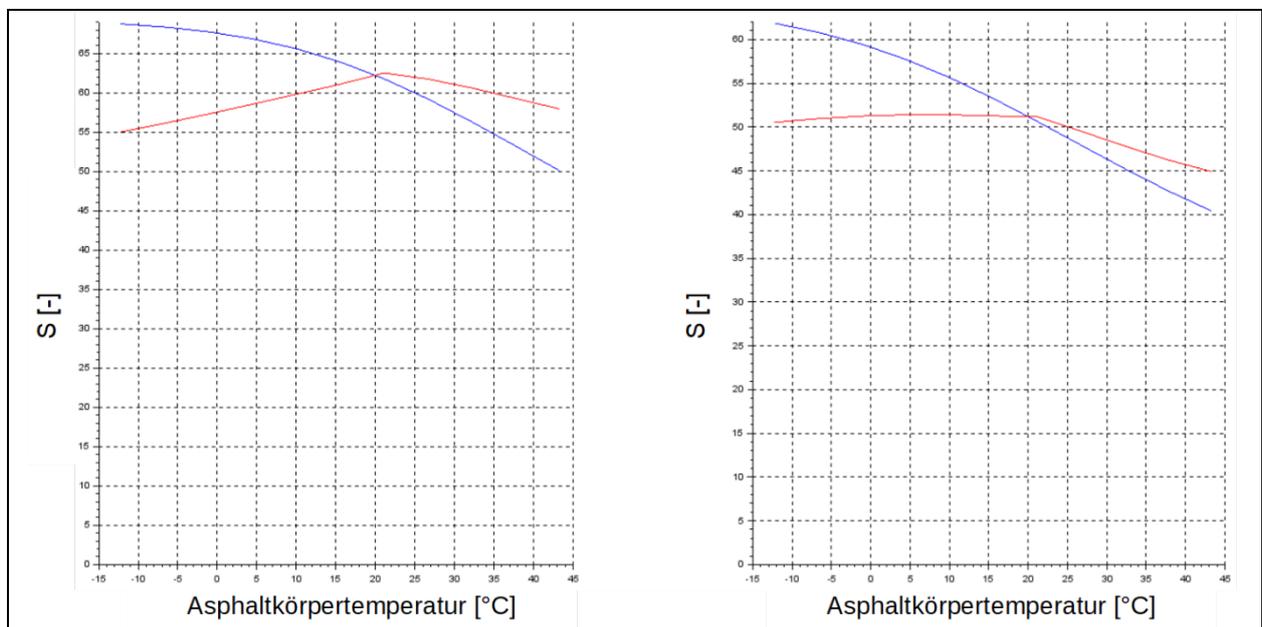


Bild 125: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von S in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.15 Tragfähigkeitszahl Tz

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für die Tragfähigkeitszahl Tz stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Hohe Sensitivität gegenüber Veränderungen der aufgebrachtten Radlast – vor allem bei Bk100
- Hohe Sensitivität gegenüber der Variation der Steifigkeit und Dicke der gebundenen Schichten
- Hohe Sensitivität gegenüber der Variation der Asphaltkörpertemperatur
- Mittlere Sensitivität bei Veränderungen der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Merkwürdiger Verlauf bei MK 2, der sich deutlich von übrigen MK unterscheidet
- Klare Differenzierung zwischen einzelnen Straßenkategorien hinsichtlich des Tragfähigkeitsgrößenniveaus möglich
- Mittlere bis gute Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	Tz _{rel} (für Bk100 bzw. E ₀ = 275 MPa) [-]	Tz _{rel} (für Bk1,0 bzw. E ₀ = 60 MPa) [-]
VTSD	1,510	1,500
Q	1,612	1,033
T _K	9,220	5,600
t _{AC}	4,388	
E _{AC}	1,660	
E ₀	1,321	1,512

Tab. 58: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für Tz

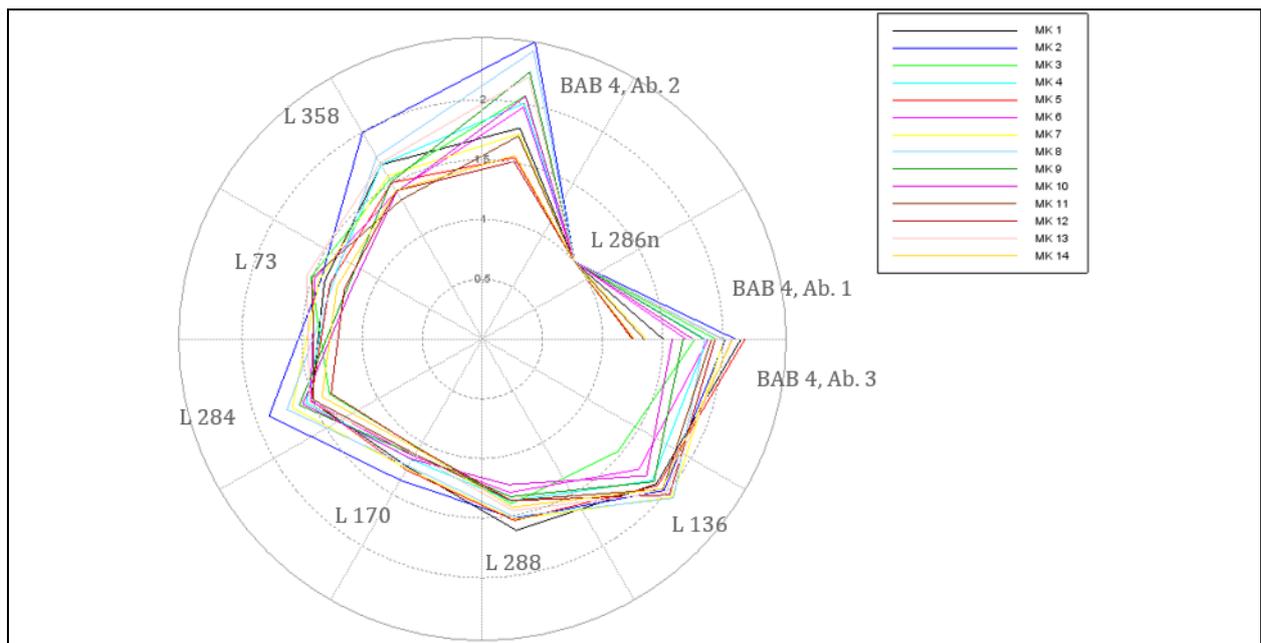
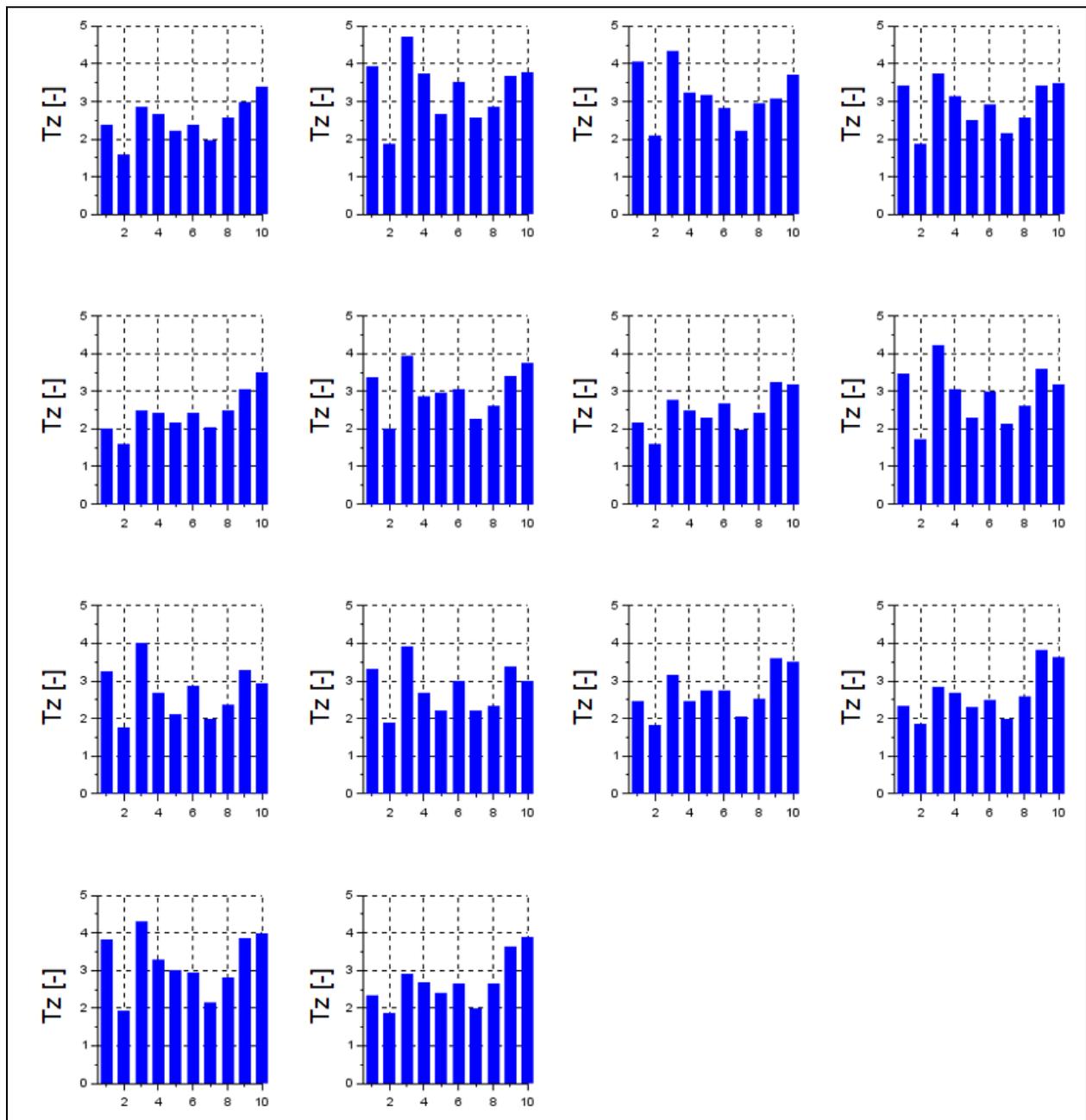


Bild 126: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für Tz (Königsforster Runde)

Bild 127: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für T_z

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,749	0,724	0,746	0,756	0,740	0,761	0,628	0,716	0,694	0,790	0,815	0,788	0,798
MK2	0,749	1,000	0,845	0,858	0,623	0,777	0,687	0,747	0,880	0,856	0,791	0,682	0,839	0,571
MK3	0,724	0,845	1,000	0,890	0,576	0,759	0,619	0,783	0,858	0,854	0,766	0,651	0,858	0,536
MK4	0,746	0,858	0,890	1,000	0,628	0,765	0,691	0,789	0,830	0,865	0,826	0,696	0,879	0,578
MK5	0,756	0,623	0,576	0,628	1,000	0,622	0,787	0,493	0,561	0,552	0,744	0,810	0,578	0,687
MK6	0,740	0,777	0,759	0,765	0,622	1,000	0,581	0,583	0,711	0,704	0,723	0,677	0,789	0,591
MK7	0,761	0,687	0,619	0,691	0,787	0,581	1,000	0,652	0,685	0,701	0,807	0,806	0,664	0,731
MK8	0,628	0,747	0,783	0,789	0,493	0,583	0,652	1,000	0,833	0,857	0,732	0,562	0,747	0,472
MK9	0,716	0,880	0,858	0,830	0,561	0,711	0,685	0,833	1,000	0,901	0,796	0,658	0,832	0,558
MK10	0,694	0,856	0,854	0,865	0,552	0,704	0,701	0,857	0,901	1,000	0,792	0,616	0,832	0,513
MK11	0,790	0,791	0,766	0,826	0,744	0,723	0,807	0,732	0,796	0,792	1,000	0,799	0,784	0,705
MK12	0,815	0,682	0,651	0,696	0,810	0,677	0,806	0,562	0,658	0,616	0,799	1,000	0,729	0,809
MK13	0,788	0,839	0,858	0,879	0,578	0,789	0,664	0,747	0,832	0,832	0,784	0,729	1,000	0,648
MK14	0,798	0,571	0,536	0,578	0,687	0,591	0,731	0,472	0,558	0,513	0,705	0,809	0,648	1,000

Tab. 59: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für Tz (Königsforster Runde)

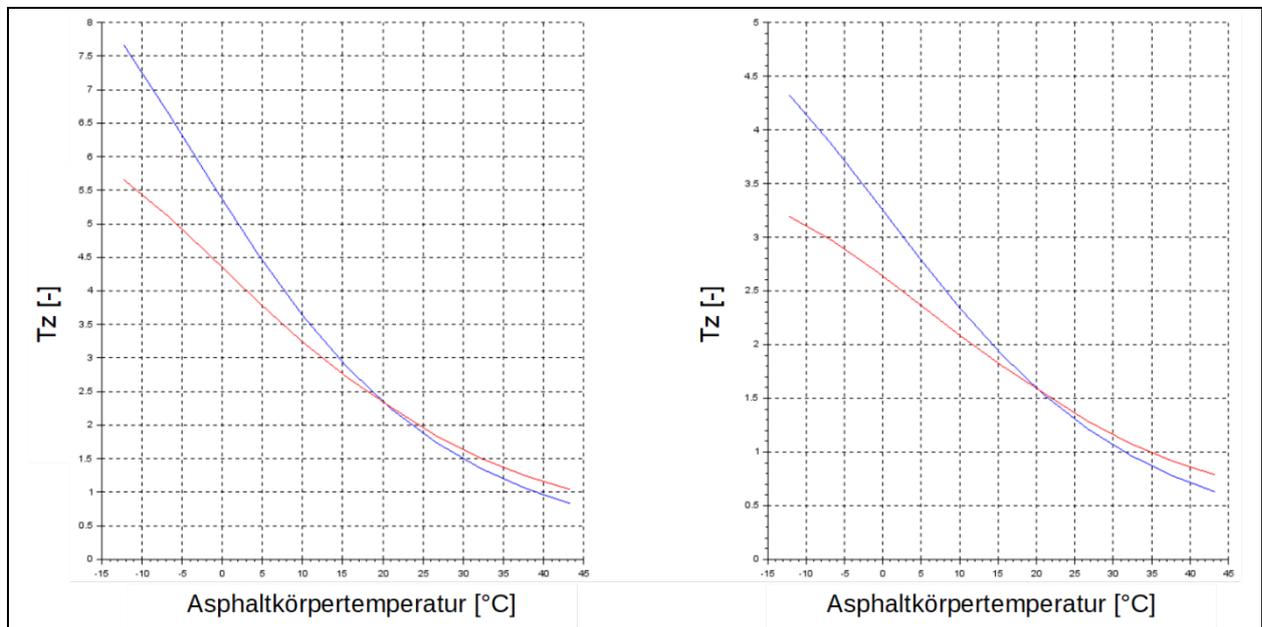


Bild 128: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von Tz in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.16 RWD-Index RI

Aufgrund der Tatsache, dass der RI nur für Abschnitte und nicht für Einzelwerte berechnet werden kann, entfällt hier die Betrachtung der 3D-Move-Simulationsergebnisse.

Da auch keine 10-m-Einzel- oder 100-m-Abschnittswerte berechnet werden können bzw. die Berechnung selbiger nicht zweckdienlich erscheint, entfällt hier auch die tabellarische Darstellung der Wiederholgenauigkeit anhand der 14 Messkampagnen der Königsforster Runde.

- Abschnitt der L 170 hebt sich deutlich von übrigen Messkampagne ab – heterogene und niedrige Tragfähigkeit (auf Grundlage der Verformung im Lastmittelpunkt D_0)
- Abschnitte der BAB 4 fallen durch homogene und hohe Tragfähigkeiten auf
- Netzdiagramm zeigt, dass diese Auffälligkeiten über alle MK hinweg erkennbar sind

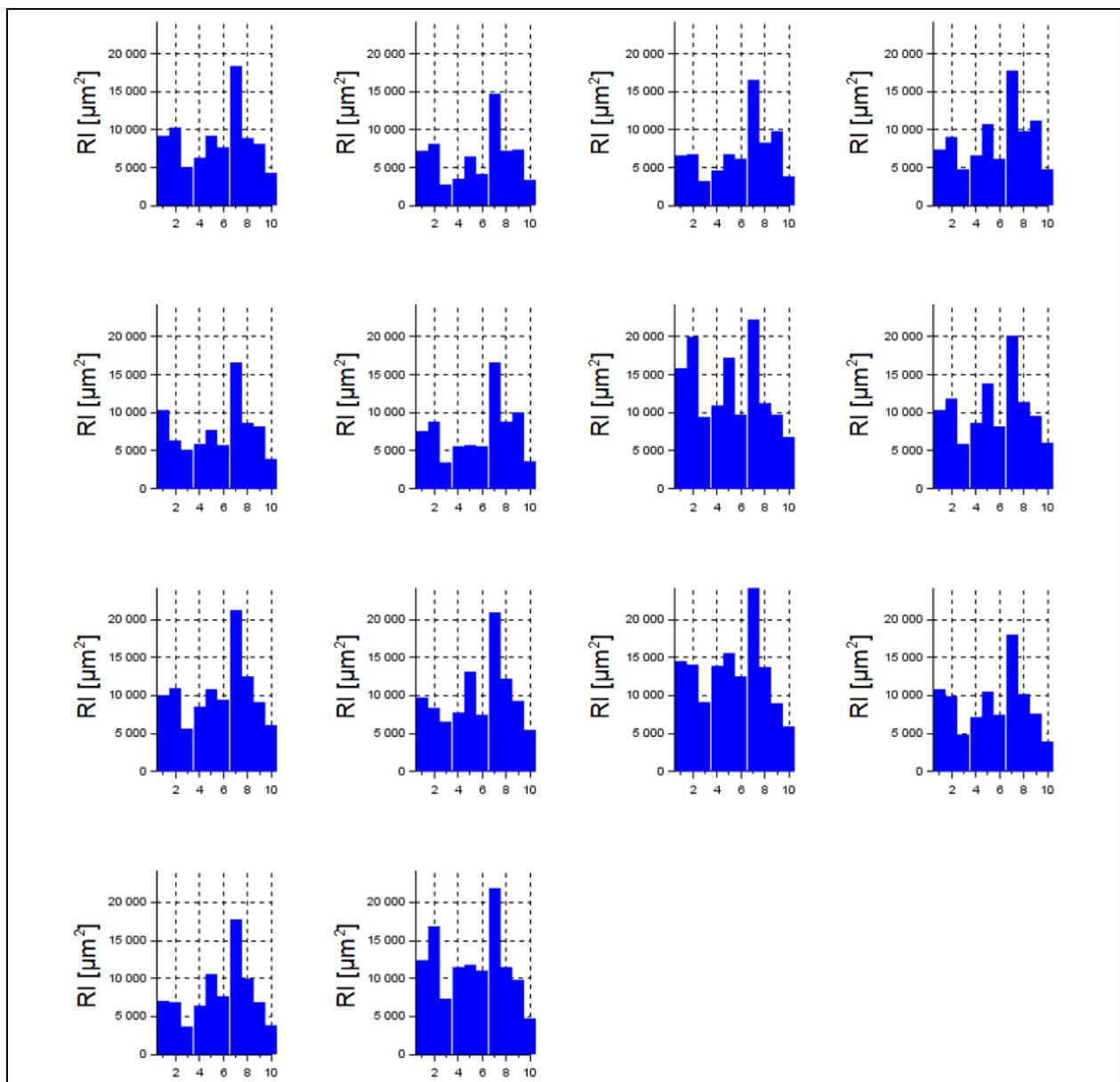


Bild 129: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für RI

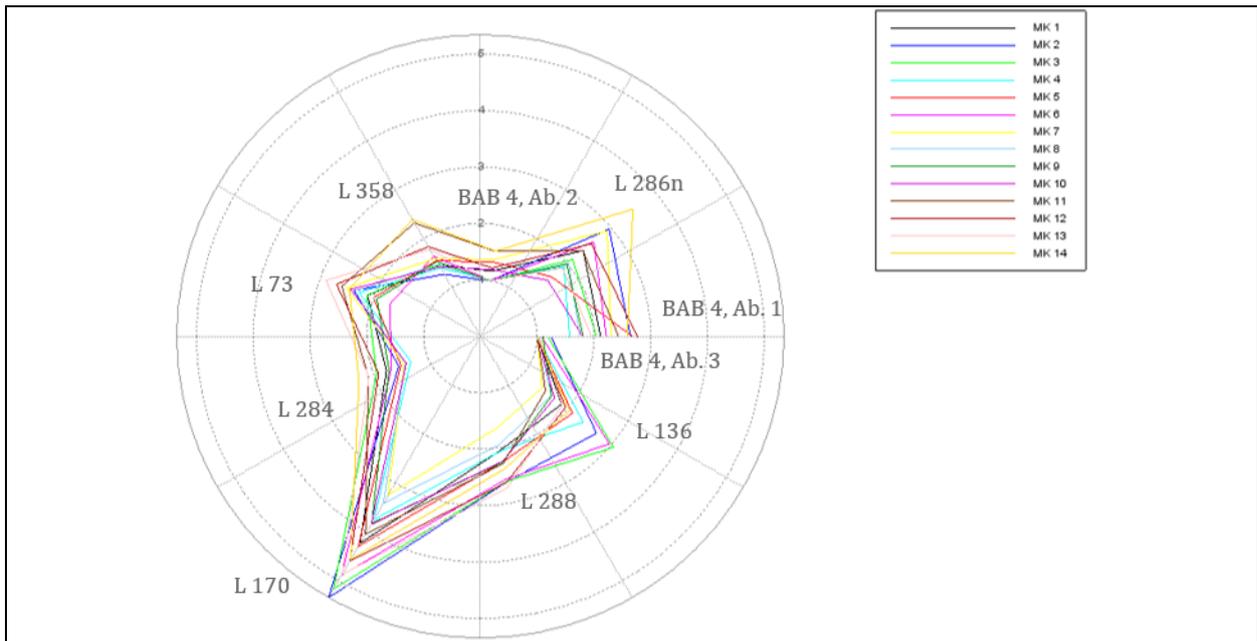


Bild 130: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für RI (Königsforster Runde)

4.7.17 RWD-Zonenindex ZRI

Aufgrund der Tatsache, dass der ZRI nur für Abschnitte und nicht für Einzelwerte berechnet werden kann, entfällt hier die Betrachtung der 3D-Move-Simulationsergebnisse.

Da auch keine 10-m-Einzel- oder 100-m-Abschnittswerte berechnet werden können bzw. die Berechnung selbiger nicht zweckdienlich erscheint, entfällt hier auch die tabellarische Darstellung der Wiederholgenauigkeit anhand der 14 Messkampagnen der Königsforster Runde.

- Abschnitt der L 170 hebt sich deutlich von übrigen Messkampagne ab – heterogene und niedrige Tragfähigkeit (auf Grundlage der Verformung im Lastmittelpunkt D_0)
- Abschnitte der BAB 4 fallen durch homogene und hohe Tragfähigkeiten auf
- Differenzierung zwischen einzelnen Straßenkategorien nicht so deutlich wie beim RWD-Index RI

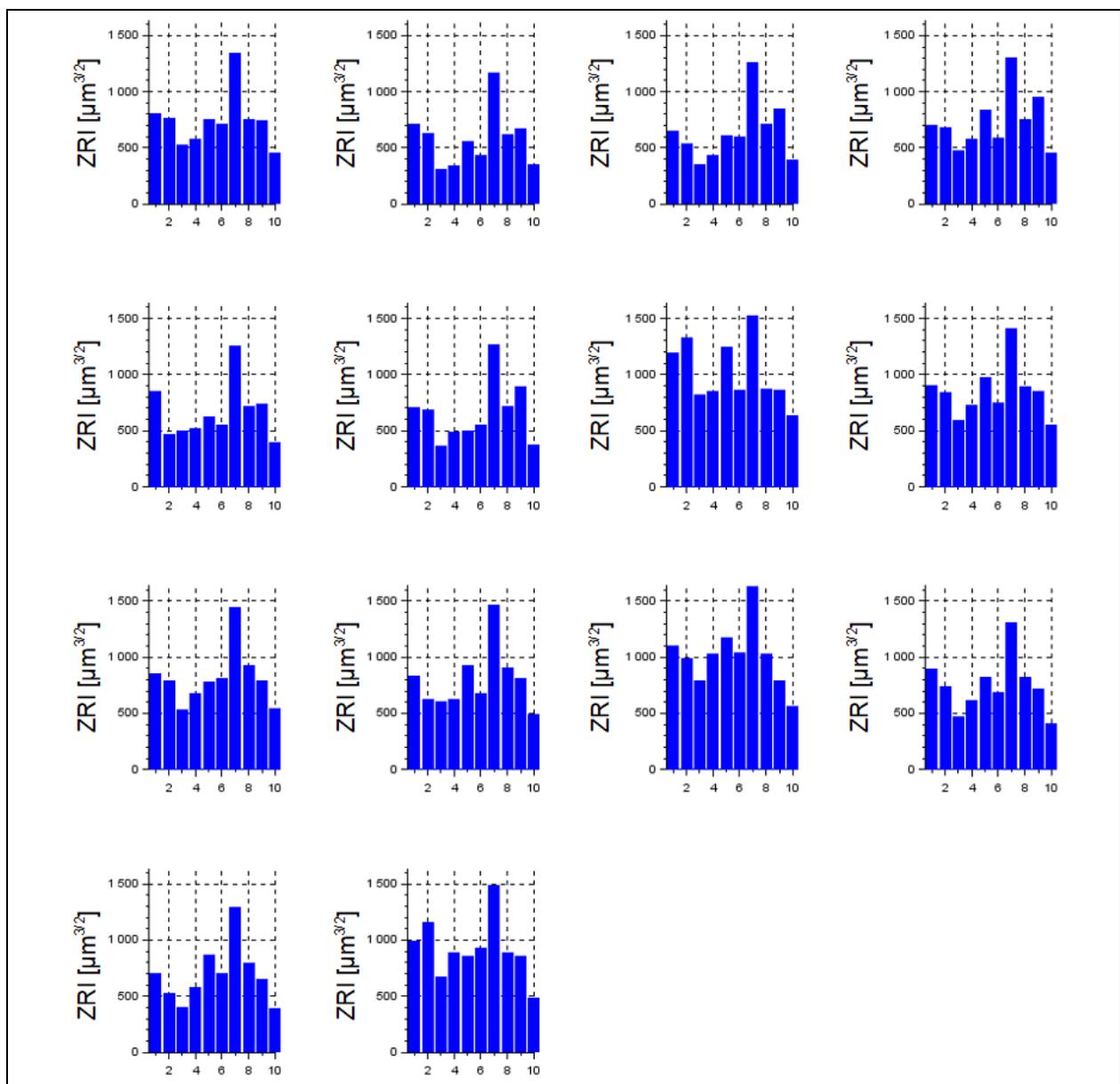


Bild 131: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für ZRI

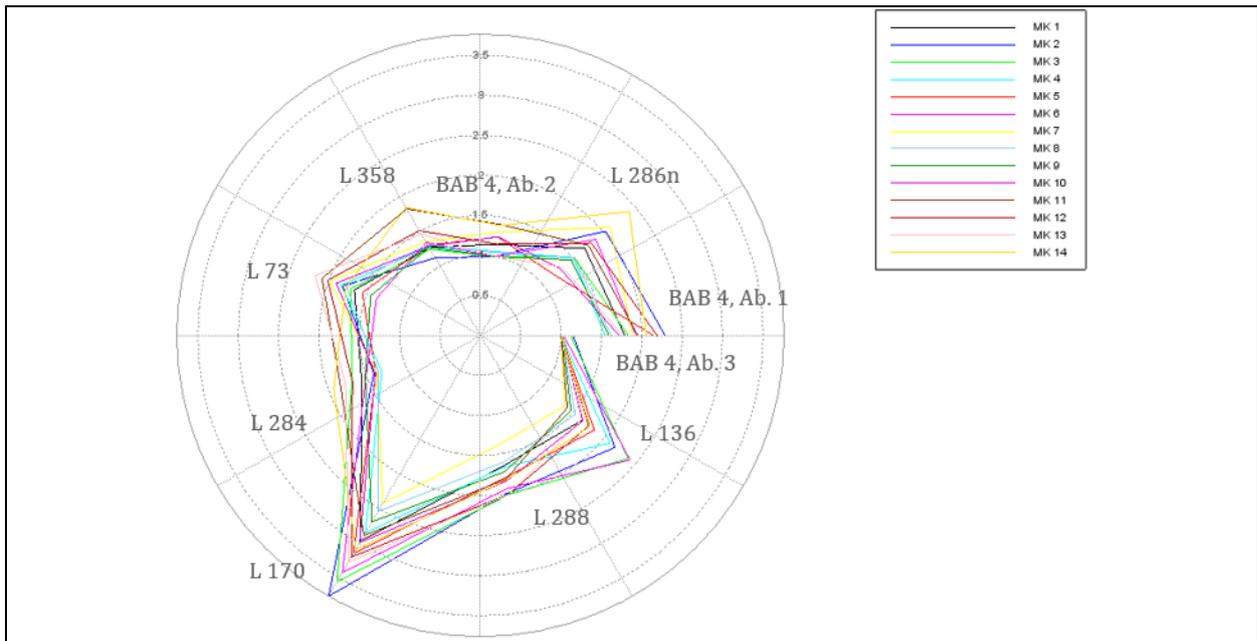


Bild 132: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für ZRI (Königsforster Runde)

4.7.18 Schichtmodul des Halbraums M_0

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für den Schichtmodul des Halbraums M_0 stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Vergleichsweise geringe Sensitivität bei Variation der Radlast
- Geringe Sensitivität bei Variation von Parametern, die die Steifigkeit der gebundenen Schichten charakterisieren
- Sehr hohe Sensitivität bzgl. der Steifigkeit der ungebundenen Schichten vorhanden
- Gute Differenzierung hinsichtlich der auftretenden Straßenkategorien
- Einige MK weisen eine deutliche Abweichung gegenüber den übrigen MK auf
- Mittlere bis niedrige Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	$M_{0,rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	$M_{0,rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
VTSD	1,058	1,008
Q	1,222	1,256
T_K	2,149	1,272
t_{AC}	1,261	
E_{AC}	1,199	
E_0	2,392	2,635

Tab. 60: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für M_0

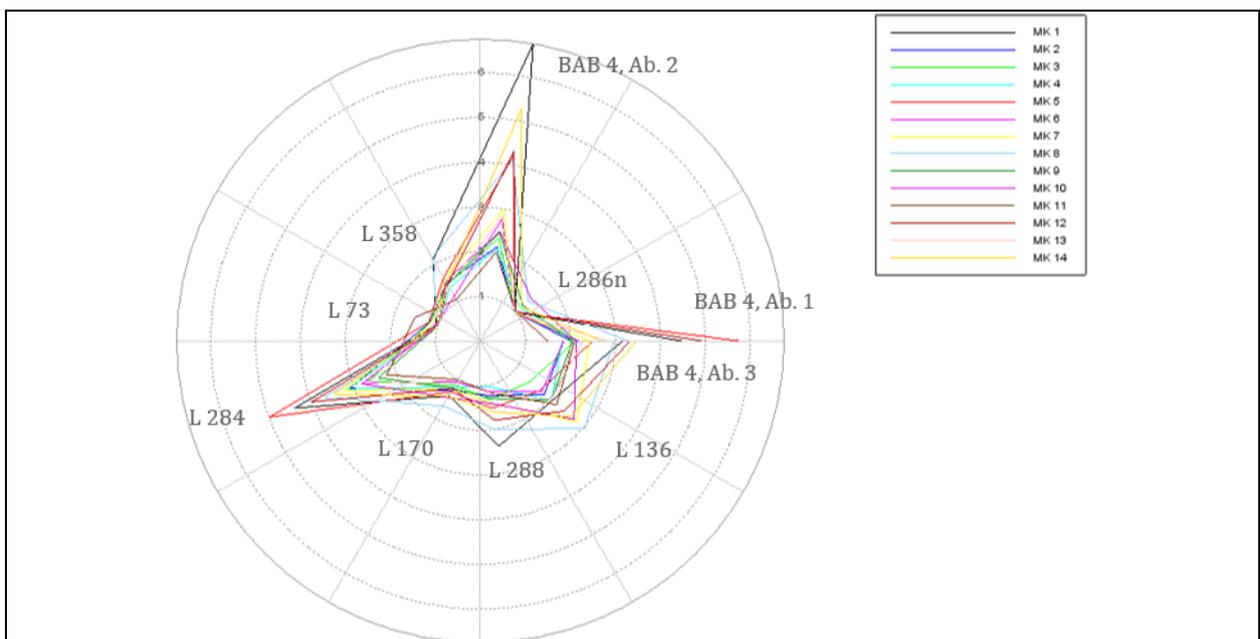
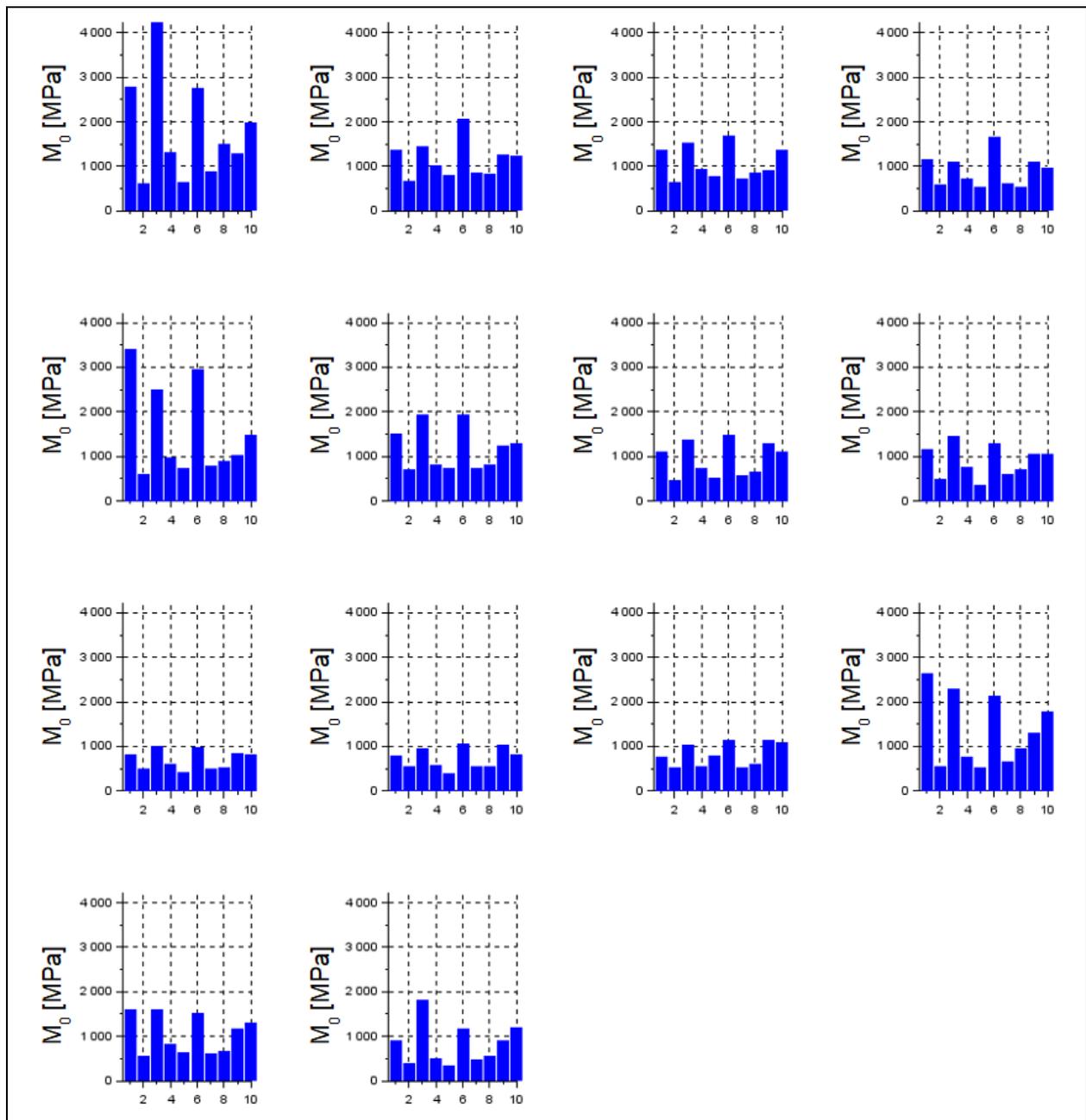


Bild 133: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für M_0 (Königsforster Runde)

Bild 134: Übersicht der Abschnittswerte für M_0

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,418	0,353	0,380	0,285	0,329	0,357	0,549	0,503	0,475	0,341	0,242	0,455	0,156
MK2	0,418	1,000	0,613	0,599	0,314	0,425	0,524	0,444	0,465	0,469	0,403	0,351	0,496	0,247
MK3	0,353	0,613	1,000	0,617	0,485	0,332	0,561	0,537	0,487	0,502	0,469	0,481	0,599	0,269
MK4	0,380	0,599	0,617	1,000	0,385	0,514	0,610	0,558	0,582	0,543	0,559	0,380	0,579	0,340
MK5	0,285	0,314	0,485	0,385	1,000	0,351	0,591	0,379	0,272	0,282	0,328	0,533	0,411	0,279
MK6	0,329	0,425	0,332	0,514	0,351	1,000	0,427	0,441	0,440	0,399	0,342	0,303	0,386	0,233
MK7	0,357	0,524	0,561	0,610	0,591	0,427	1,000	0,559	0,520	0,576	0,589	0,464	0,427	0,368
MK8	0,549	0,444	0,537	0,558	0,379	0,441	0,559	1,000	0,646	0,658	0,524	0,379	0,626	0,268
MK9	0,503	0,465	0,487	0,582	0,272	0,440	0,520	0,646	1,000	0,652	0,513	0,324	0,597	0,289
MK10	0,475	0,469	0,502	0,543	0,282	0,399	0,576	0,658	0,652	1,000	0,513	0,292	0,602	0,249
MK11	0,341	0,403	0,469	0,559	0,328	0,342	0,589	0,524	0,513	0,513	1,000	0,339	0,444	0,359
MK12	0,242	0,351	0,481	0,380	0,533	0,303	0,464	0,379	0,324	0,292	0,339	1,000	0,447	0,157
MK13	0,455	0,496	0,599	0,579	0,411	0,386	0,427	0,626	0,597	0,602	0,444	0,447	1,000	0,273
MK14	0,156	0,247	0,269	0,340	0,279	0,233	0,368	0,268	0,289	0,249	0,359	0,157	0,273	1,000

Tab. 61: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für M_0 (Königsforster Runde)

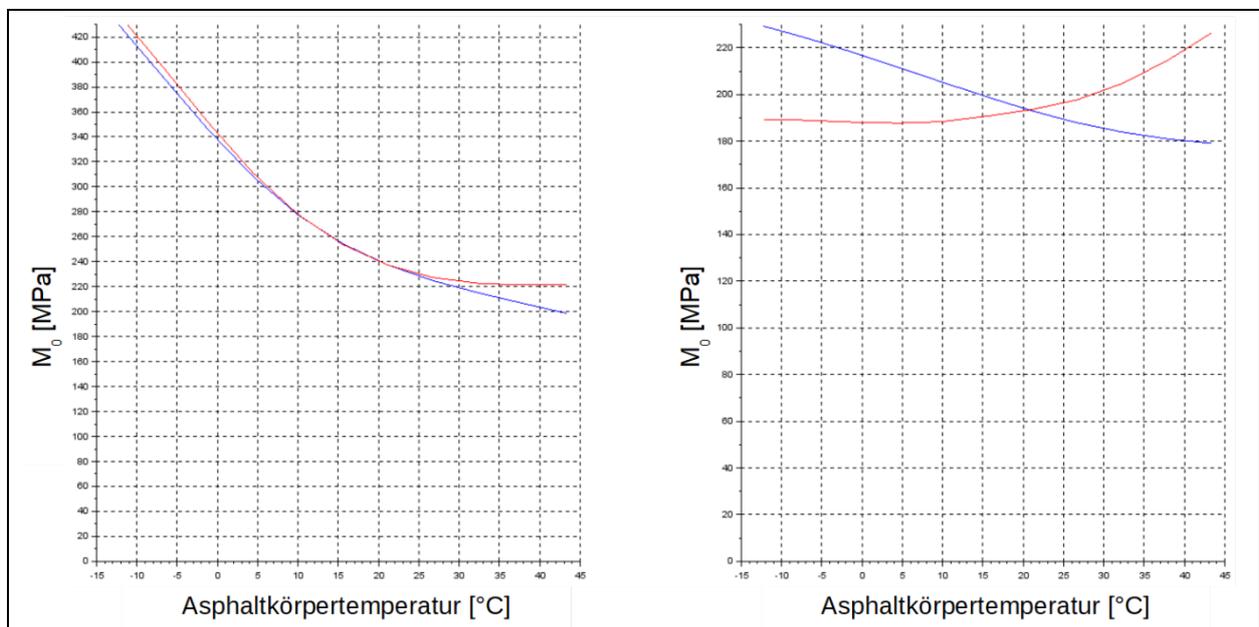


Bild 135: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von M_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.19 Elastische Länge I

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für die elastische Länge I stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Vergleichsweise geringe Sensitivität bei Variation der Radlast
- Geringe Sensitivität bei Variation von Parametern, die die Steifigkeit der gebundenen Schichten charakterisieren
- Geringe Sensitivität bzgl. der Steifigkeit der ungebundenen Schichten
- Gute Differenzierung hinsichtlich der auftretenden Straßenkategorien
- Einige MK weisen eine deutliche Abweichung gegenüber den übrigen MK auf (vor allem MK 5)
- Mittlere Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	I_{rel} (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	I_{rel} (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
VTSD	1,061	1,190
Q	1,164	1,074
T_K	2,455	2,343
t_{AC}	2,835	
E_{AC}	1,250	
E_0	1,361	1,320

Tab. 62: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für I

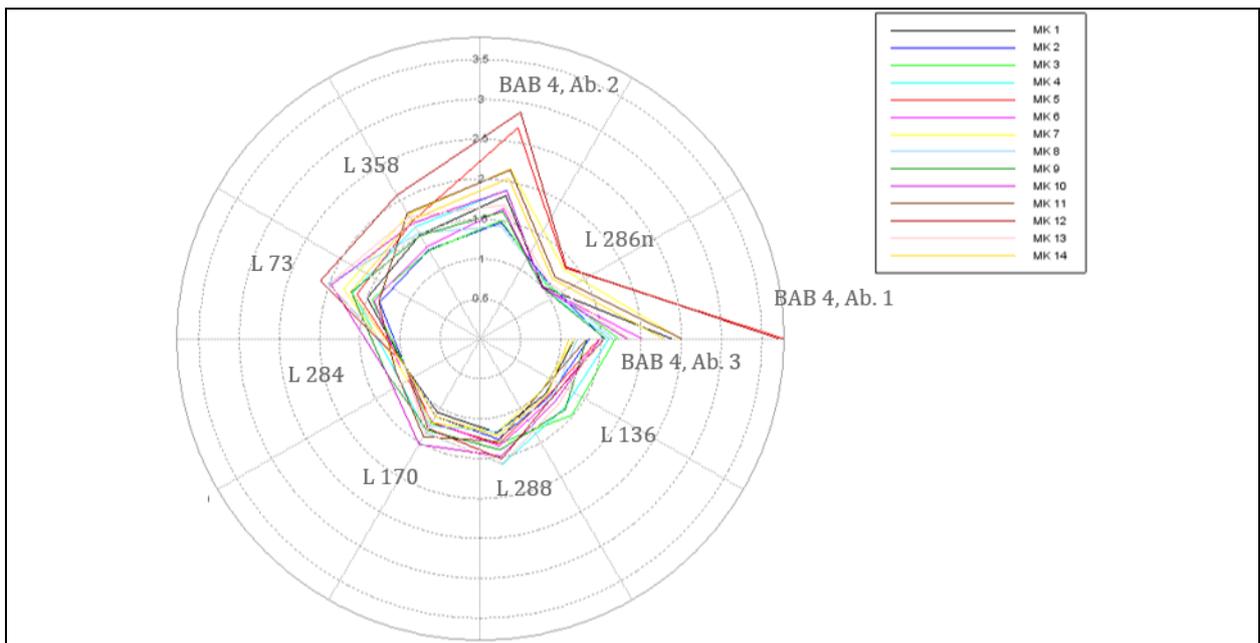


Bild 136: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für I (Königsforster Runde)

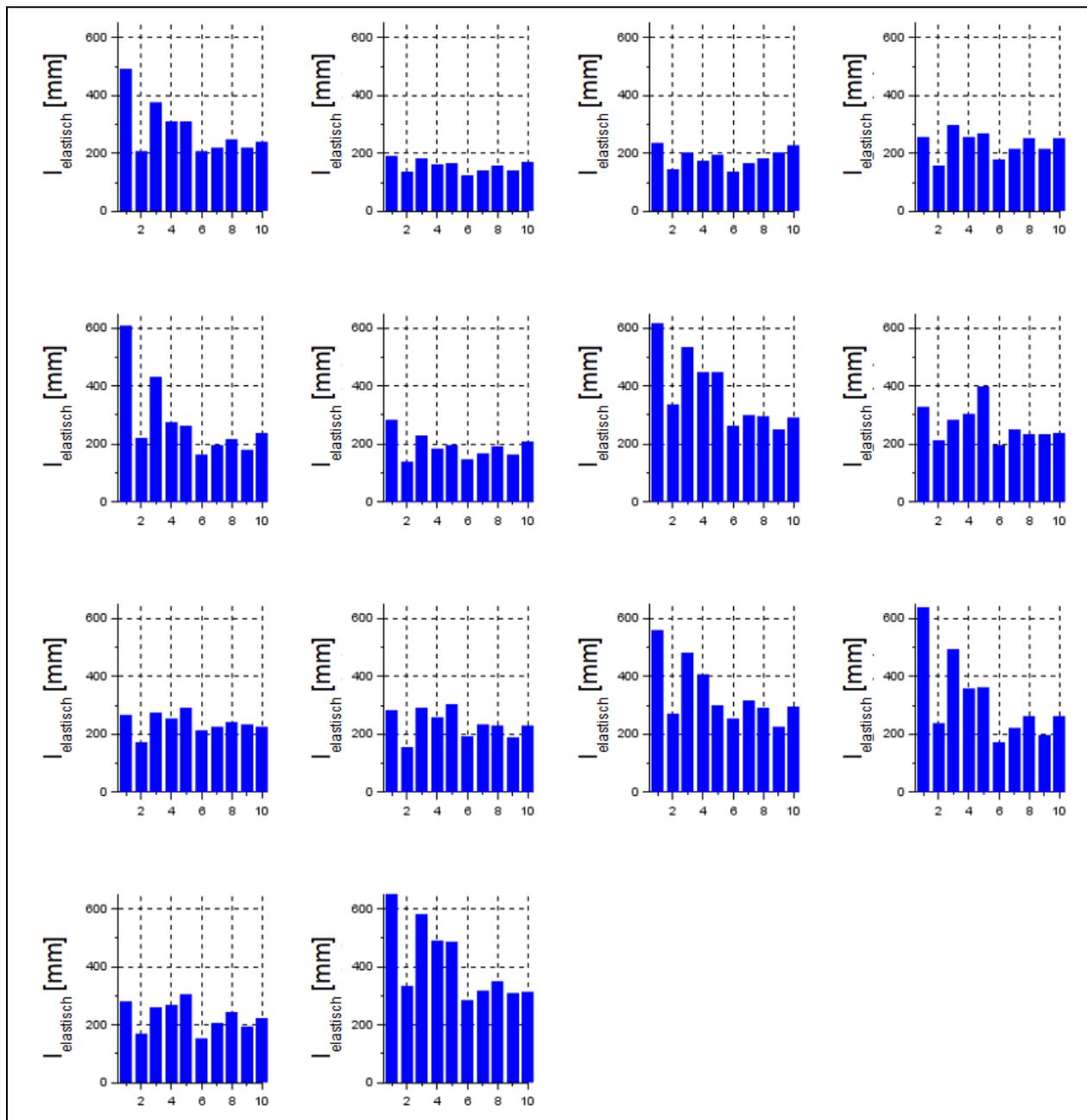


Bild 137: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für I

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,517	0,528	0,562	0,771	0,610	0,718	0,543	0,465	0,606	0,727	0,721	0,593	0,733
MK2	0,517	1,000	0,549	0,518	0,501	0,502	0,453	0,263	0,456	0,441	0,448	0,541	0,506	0,501
MK3	0,528	0,549	1,000	0,642	0,557	0,599	0,472	0,395	0,492	0,428	0,479	0,597	0,565	0,477
MK4	0,562	0,518	0,642	1,000	0,506	0,551	0,534	0,487	0,586	0,576	0,521	0,544	0,629	0,606
MK5	0,771	0,501	0,557	0,506	1,000	0,644	0,751	0,482	0,462	0,590	0,745	0,807	0,593	0,730
MK6	0,610	0,502	0,599	0,551	0,644	1,000	0,582	0,318	0,450	0,478	0,529	0,659	0,620	0,570
MK7	0,718	0,453	0,472	0,534	0,751	0,582	1,000	0,568	0,470	0,580	0,714	0,785	0,508	0,724
MK8	0,543	0,263	0,395	0,487	0,482	0,318	0,568	1,000	0,468	0,500	0,500	0,503	0,464	0,535
MK9	0,465	0,456	0,492	0,586	0,462	0,450	0,470	0,468	1,000	0,547	0,485	0,453	0,551	0,529
MK10	0,606	0,441	0,428	0,576	0,590	0,478	0,580	0,500	0,547	1,000	0,586	0,560	0,580	0,588
MK11	0,727	0,448	0,479	0,521	0,745	0,529	0,714	0,500	0,485	0,586	1,000	0,735	0,571	0,750
MK12	0,721	0,541	0,597	0,544	0,807	0,659	0,785	0,503	0,453	0,560	0,735	1,000	0,581	0,752
MK13	0,593	0,506	0,565	0,629	0,593	0,620	0,508	0,464	0,551	0,580	0,571	0,581	1,000	0,597
MK14	0,733	0,501	0,477	0,606	0,730	0,570	0,724	0,535	0,529	0,588	0,750	0,752	0,597	1,000

Tab. 63: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für I (Königsforster Runde)

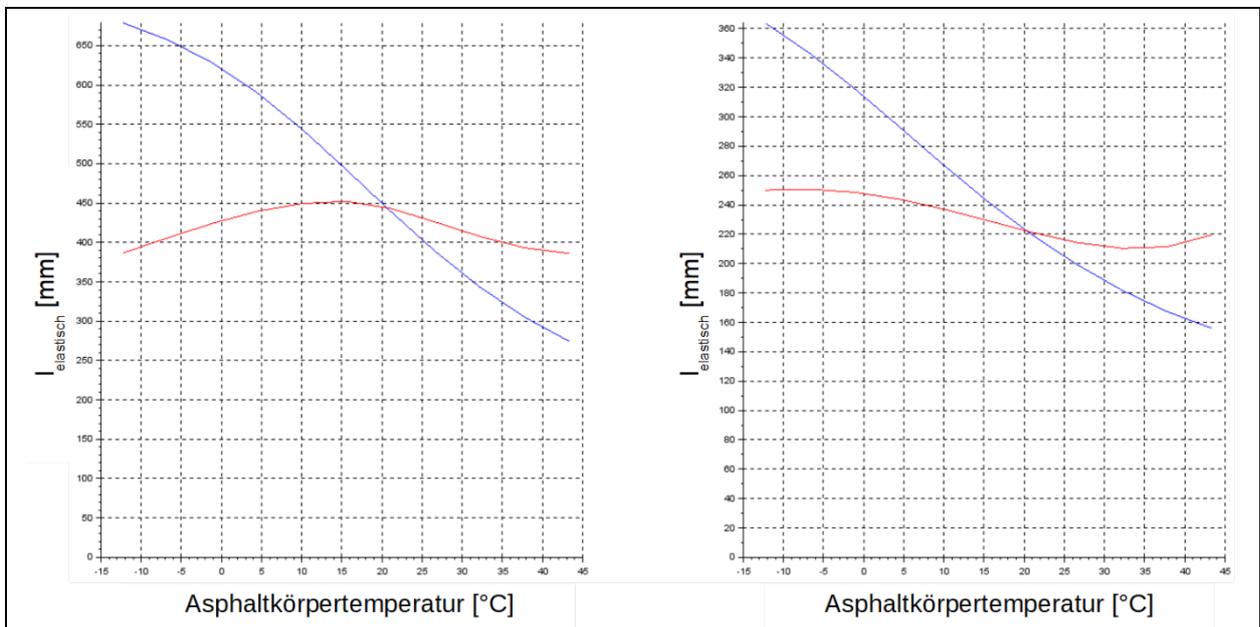


Bild 138: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von I in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.20 Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Vergleichsweise hohe Sensitivität bei Variation der Radlast vor allem bei Bk1,0
- Sehr hohe Sensitivität bei Variation der Dicke und Steifigkeit der gebundenen Schichten
- Sehr hohe Sensitivität bei Variation der Dicke der gebundenen Schichten und der Asphaltkörpertemperatur
- Sehr geringe Sensitivität bzgl. der Steifigkeit der ungebundenen Schichten vorhanden
- Gute Differenzierung hinsichtlich der auftretenden Straßenkategorien
- Einige MK weisen eine deutliche Abweichung gegenüber den übrigen MK auf (vor allem MK 5)
- Mittlere Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	$M_1h^3_{rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	$M_1h^3_{rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
VTSD	1,265	1,672
Q	1,292	1,618
T_K	31,818	13,363
t_{AC}	28,742	
E_{AC}	2,343	
E_0	1,055	1,147

Tab. 64: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für M_1h^3

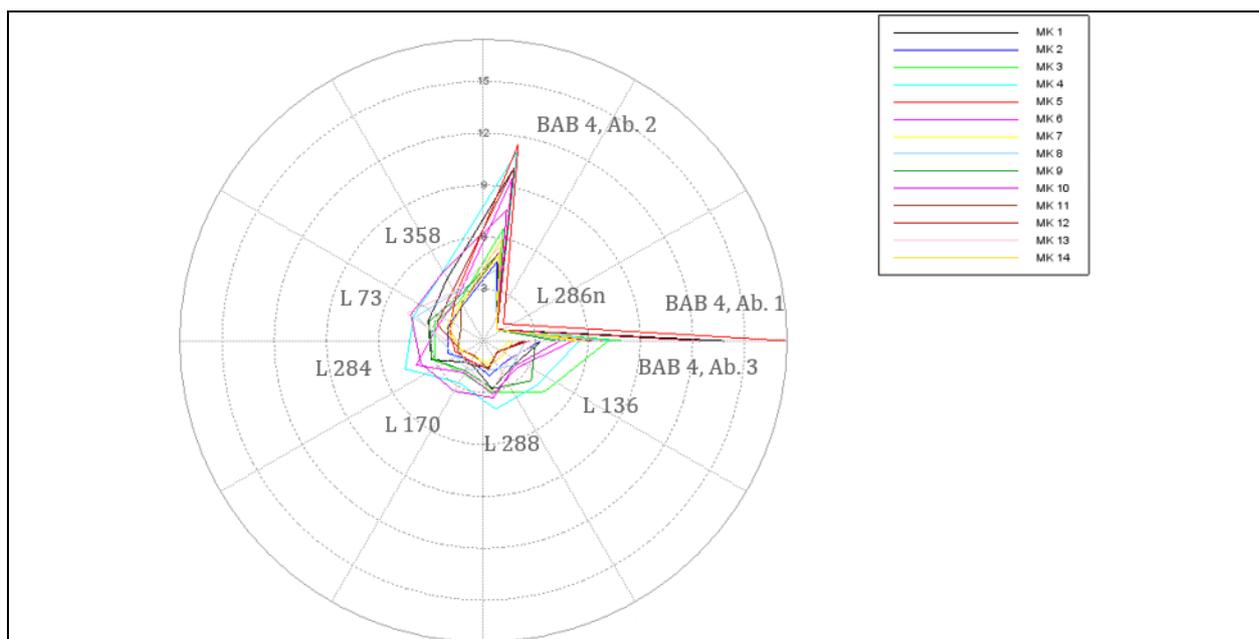
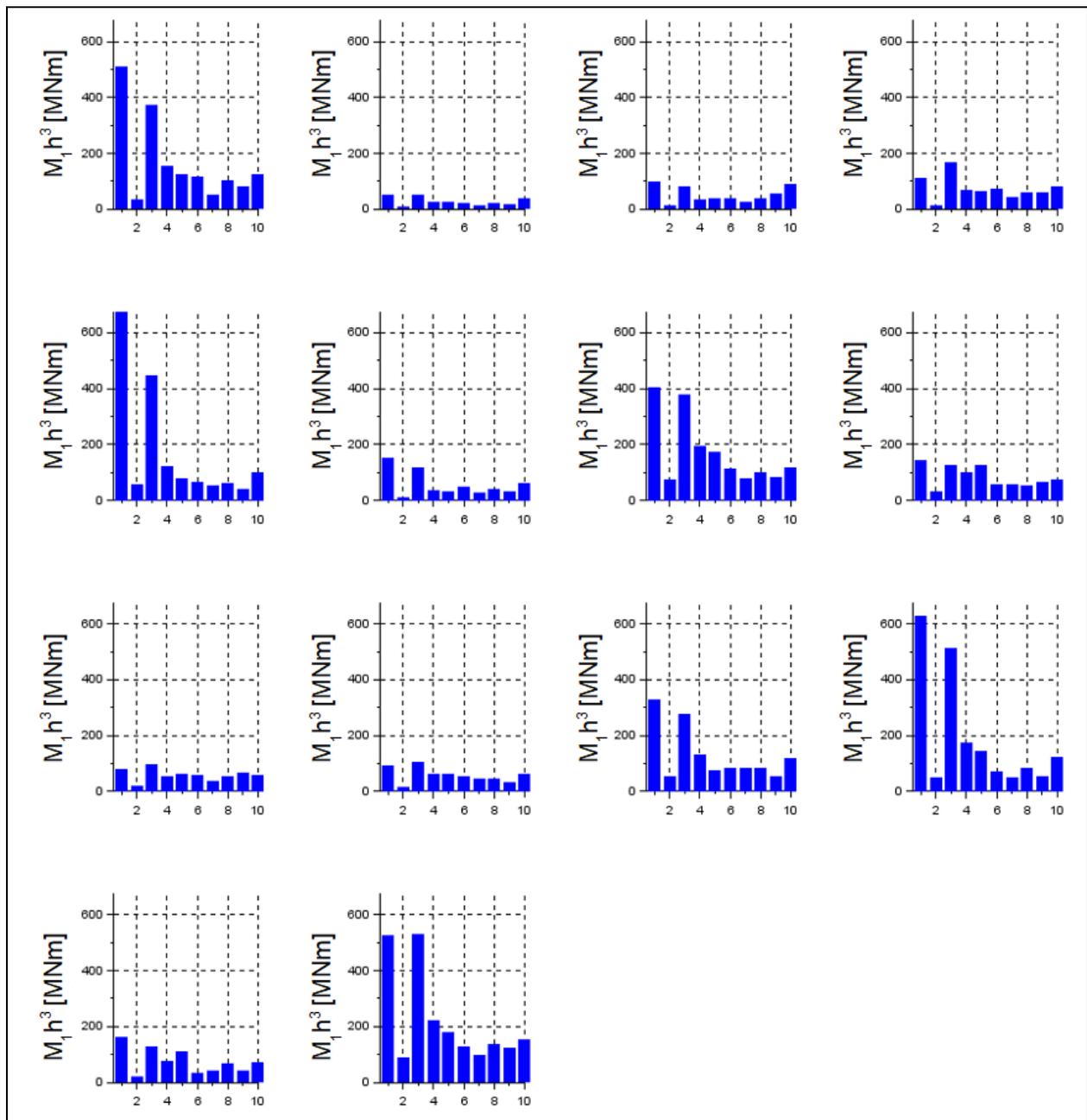


Bild 139: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für M_1h^3 (Königsforster Runde)

Bild 140: Übersicht der Abschnittswerte für $M_1 h^3$

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,608	0,518	0,538	0,724	0,583	0,630	0,487	0,509	0,635	0,678	0,713	0,542	0,610
MK2	0,608	1,000	0,607	0,605	0,610	0,589	0,587	0,422	0,633	0,586	0,520	0,671	0,617	0,563
MK3	0,518	0,607	1,000	0,535	0,545	0,446	0,536	0,451	0,548	0,517	0,536	0,597	0,490	0,500
MK4	0,538	0,605	0,535	1,000	0,433	0,437	0,545	0,458	0,651	0,601	0,491	0,581	0,454	0,518
MK5	0,724	0,610	0,545	0,433	1,000	0,617	0,644	0,450	0,415	0,534	0,666	0,787	0,613	0,647
MK6	0,583	0,589	0,446	0,437	0,617	1,000	0,573	0,387	0,482	0,478	0,553	0,652	0,655	0,504
MK7	0,630	0,587	0,536	0,545	0,644	0,573	1,000	0,586	0,509	0,582	0,711	0,781	0,433	0,656
MK8	0,487	0,422	0,451	0,458	0,450	0,387	0,586	1,000	0,496	0,520	0,522	0,548	0,404	0,490
MK9	0,509	0,633	0,548	0,651	0,415	0,482	0,509	0,496	1,000	0,624	0,474	0,507	0,545	0,464
MK10	0,635	0,586	0,517	0,601	0,534	0,478	0,582	0,520	0,624	1,000	0,615	0,594	0,540	0,570
MK11	0,678	0,520	0,536	0,491	0,666	0,553	0,711	0,522	0,474	0,615	1,000	0,725	0,522	0,740
MK12	0,713	0,671	0,597	0,581	0,787	0,652	0,781	0,548	0,507	0,594	0,725	1,000	0,549	0,681
MK13	0,542	0,617	0,490	0,454	0,613	0,655	0,433	0,404	0,545	0,540	0,522	0,549	1,000	0,461
MK14	0,610	0,563	0,500	0,518	0,647	0,504	0,656	0,490	0,464	0,570	0,740	0,681	0,461	1,000

Tab. 65: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für M_1h^3 (Königsforster Runde)

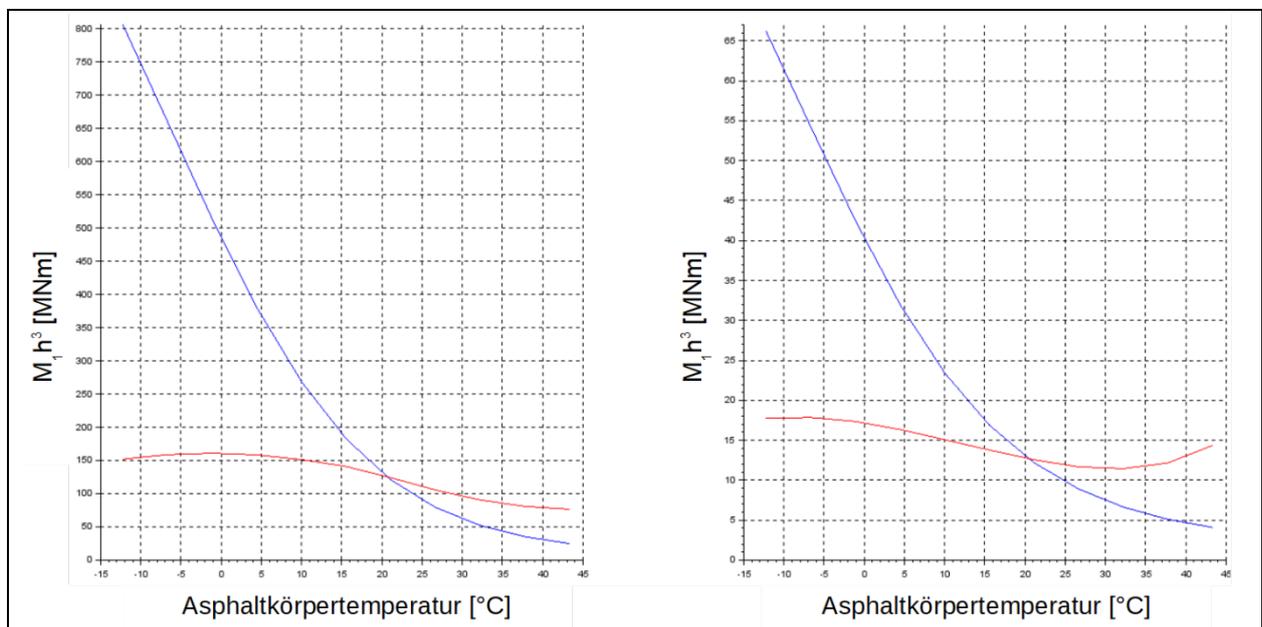


Bild 141: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von M_1h^3 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.21 Effektive Strukturzahl SN_{eff}

Nachfolgend werden die Erkenntnisse der 3D-Move-Simulation und der Tragfähigkeitsmessungen (Königsforster Runde) für die effektive Strukturzahl SN_{eff} stichpunktartig aufgeführt. Die zugehörigen Abbildungen und Tabellen sind nachfolgend aufgeführt:

- Kaum Sensitivitäten gegenüber jeglichen Variationen erkennbar – sowohl bei Veränderungen der gebundenen als auch bei ungebundenen Schichten
- Kaum Differenzierung zwischen einzelnen Straßenkategorien ersichtlich
- Kohärentes Bild über alle MK hinweg
- Sehr gute Korrelation bzw. Wiederholgenauigkeit bei verschiedenen Messkampagnen

Variierter Parameter	$SN_{eff,rel}$ (für Bk100 bzw. $E_0 = 275$ MPa) [-]	$SN_{eff,rel}$ (für Bk1,0 bzw. $E_0 = 60$ MPa) [-]
V_{TSD}	1,133	1,153
Q	1,168	1,333
T_K	2,515	1,987
t_{AC}	1,939	
E_{AC}	1,235	
E_0	1,039	1,114

Tab. 66: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für SN_{eff}

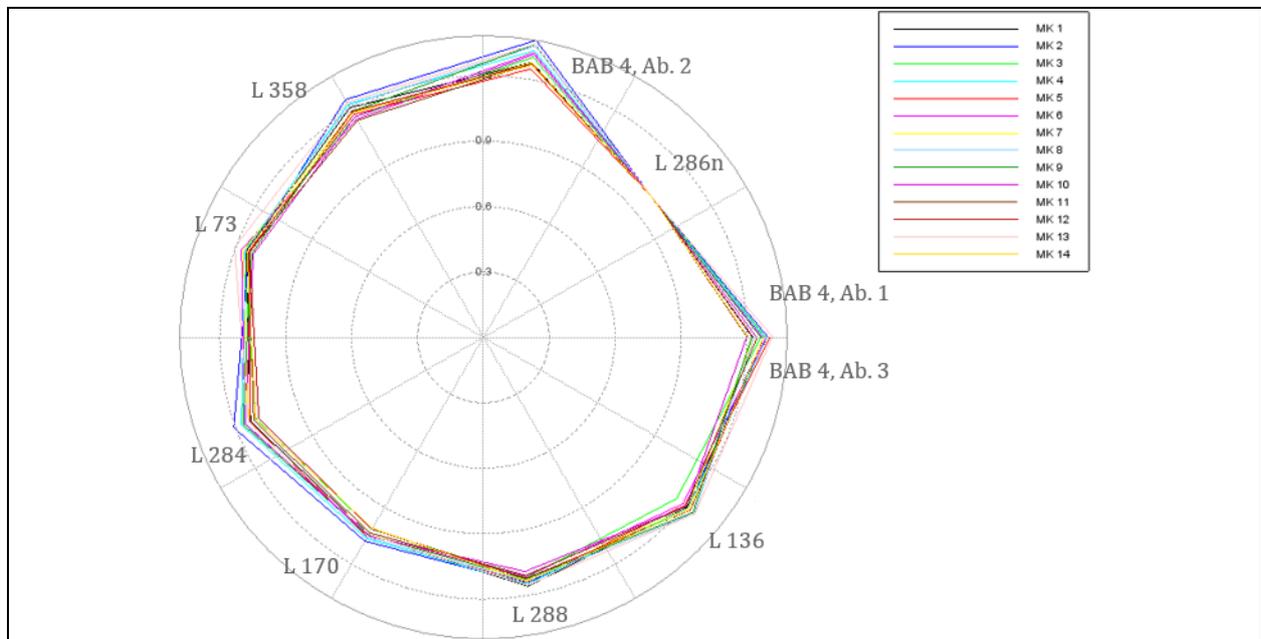
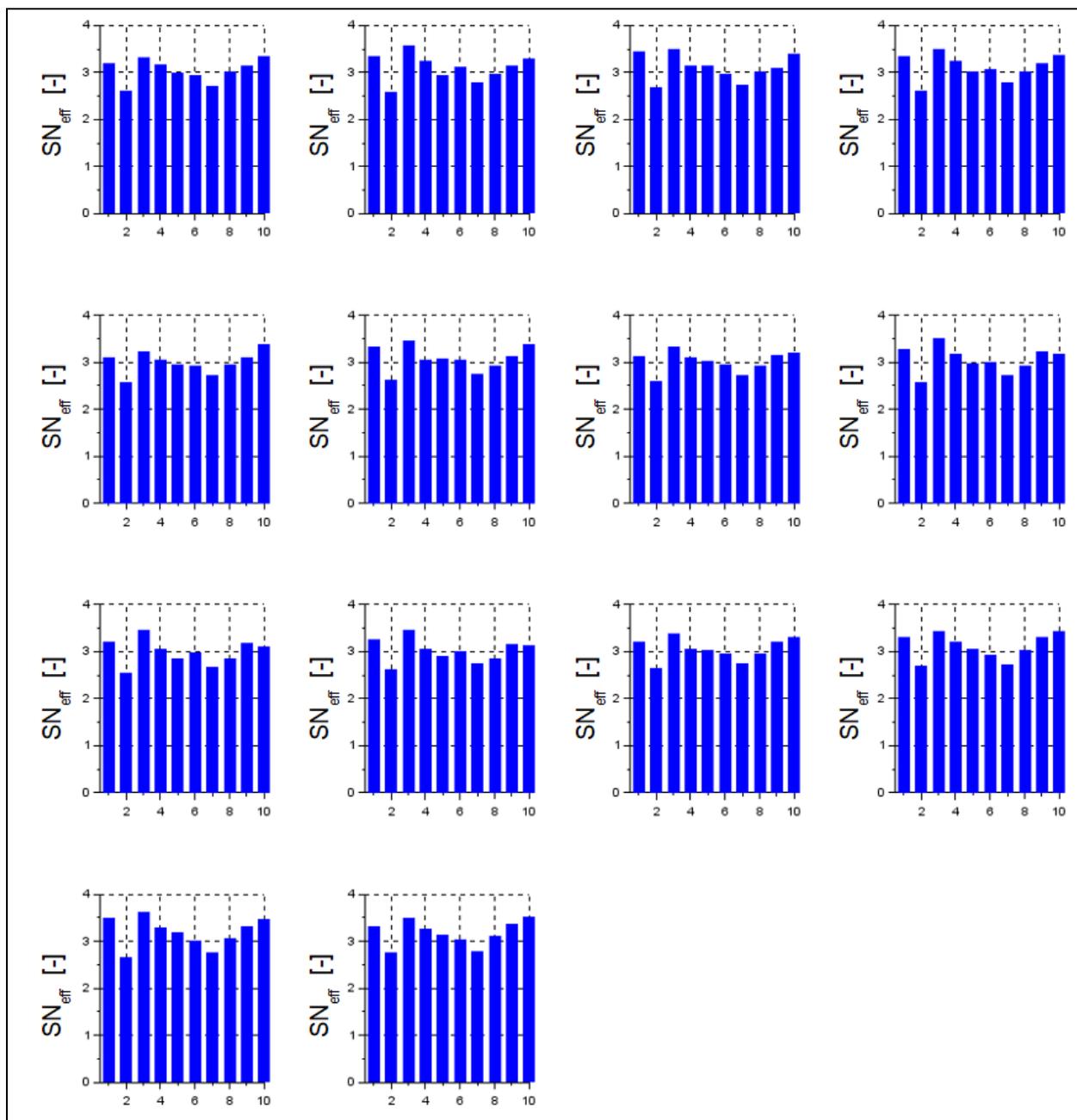


Bild 142: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für SN_{eff} (Königsforster Runde)

Bild 143: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für SN_{eff}

	MK1	MK2	MK3	MK4	MK5	MK6	MK7	MK8	MK9	MK10	MK11	MK12	MK13	MK14
MK1	1,000	0,895	0,914	0,921	0,927	0,881	0,912	0,776	0,885	0,868	0,929	0,941	0,939	0,943
MK2	0,895	1,000	0,908	0,917	0,908	0,849	0,919	0,808	0,925	0,904	0,919	0,902	0,918	0,874
MK3	0,914	0,908	1,000	0,945	0,918	0,860	0,920	0,837	0,932	0,923	0,947	0,926	0,952	0,915
MK4	0,921	0,917	0,945	1,000	0,923	0,857	0,927	0,848	0,922	0,928	0,951	0,916	0,940	0,906
MK5	0,927	0,908	0,918	0,923	1,000	0,870	0,918	0,771	0,895	0,869	0,943	0,947	0,928	0,928
MK6	0,881	0,849	0,860	0,857	0,870	1,000	0,794	0,667	0,805	0,785	0,858	0,884	0,895	0,867
MK7	0,912	0,919	0,920	0,927	0,918	0,794	1,000	0,890	0,954	0,945	0,949	0,920	0,919	0,912
MK8	0,776	0,808	0,837	0,848	0,771	0,667	0,890	1,000	0,887	0,907	0,851	0,787	0,813	0,779
MK9	0,885	0,925	0,932	0,922	0,895	0,805	0,954	0,887	1,000	0,961	0,944	0,900	0,924	0,879
MK10	0,868	0,904	0,923	0,928	0,869	0,785	0,945	0,907	0,961	1,000	0,932	0,866	0,901	0,856
MK11	0,929	0,919	0,947	0,951	0,943	0,858	0,949	0,851	0,944	0,932	1,000	0,946	0,948	0,930
MK12	0,941	0,902	0,926	0,916	0,947	0,884	0,920	0,787	0,900	0,866	0,946	1,000	0,969	0,963
MK13	0,939	0,918	0,952	0,940	0,928	0,895	0,919	0,813	0,924	0,901	0,948	0,969	1,000	0,952
MK14	0,943	0,874	0,915	0,906	0,928	0,867	0,912	0,779	0,879	0,856	0,930	0,963	0,952	1,000

Tab. 67: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für SN_{eff} (Königsforster Runde)

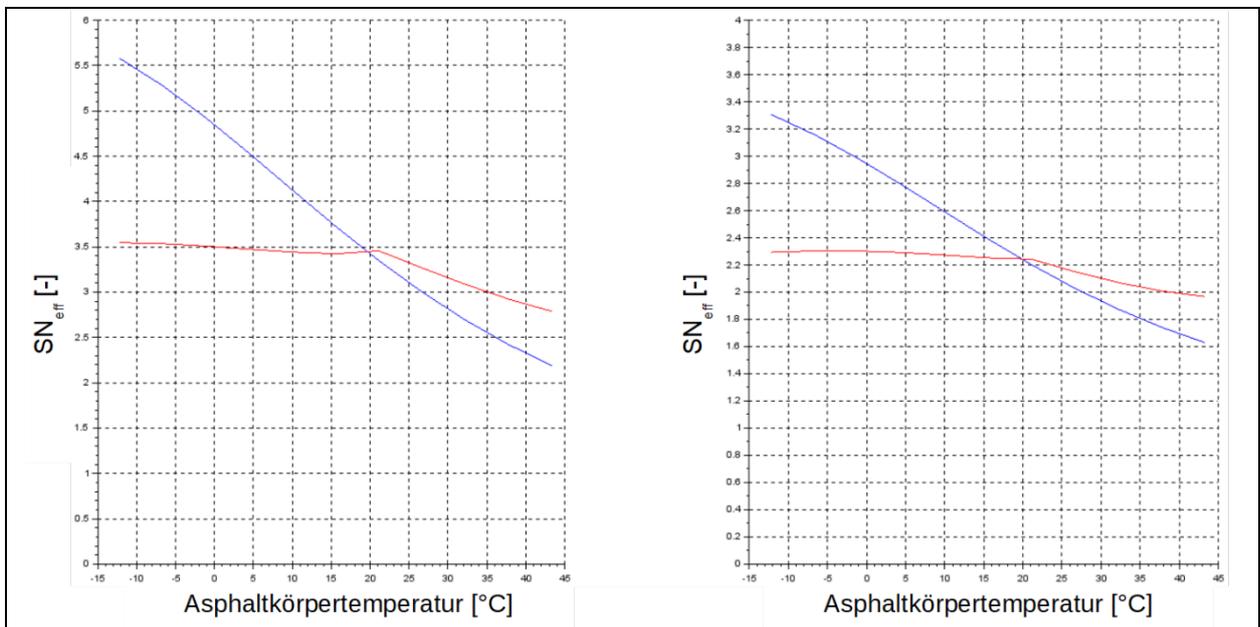


Bild 144: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von SN_{eff} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0

4.7.22 Phasenverschiebungswinkel δ

Wie in den Abbildungen zur Sensitivitätsanalyse zu erkennen ist (s. Bild 76 bis Bild 85) kann der Phasenverschiebungswinkel δ mit den vorhandenen Daten nur unzureichend berechnet werden bzw. die Aussagekraft ist sehr gering. Aus diesem Grund wird eine weitere Analyse nicht verfolgt.

4.7.23 Schiefe der Verformungsmulde γ

Wie in den Abbildungen zur Sensitivitätsanalyse zu erkennen ist (s. Bild 76 bis Bild 85) kann die Schiefe der Verformungsmulde γ mit den vorhandenen Daten nur unzureichend berechnet werden bzw. die Aussagekraft ist sehr gering. Aus diesem Grund wird eine weitere Analyse nicht verfolgt.

4.7.24 Tangentiale Neigung TS_i

Die tangentielle Neigung TS kann auch als Slope-Wert betrachtet werden. Daher folgt keine weitere Betrachtung der tangentialen Neigung TS – hier gelten die Ausführungen aus Abschnitt 4.7.2 für den Slope-Wert P_{300} .

4.7.25 Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten M_r

Aus den Ausführungen in 3.4.21 wird ersichtlich, dass für die Berechnung des Widerstandsmoduls der ungebundenen Schichten M_r die Kenntnis über die Verformung $D_{1.800}$ erforderlich ist. Aufgrund dessen, dass die Ausgabe der Verformungen bei $D_{1.500}$ endet, wurde eine weitere Betrachtung dieses Tragfähigkeitskennwerts nicht weiter verfolgt. Dies schließt aber nicht aus, dass dieser Tragfähigkeitskennwert ggf. die Tragfähigkeit der ungebundenen Schichten charakterisieren könnte. Dies müsste durch Anbringung weiterer Doppler-Laser im lastfernen Bereich ergründet werden.

4.7.26 Anprallsteifigkeitsmodul ISM

Da der Anprallsteifigkeitsmodul ISM nur in einer Literaturquelle als Tragfähigkeitskennwert angewandt wurde (auf einer Flugbetriebsfläche) und damit weitere Erfahrungswerte hinsichtlich der Eignung und Eingrenzung fehlen, wurde auf eine weitere Untersuchung dieses Tragfähigkeitskennwerts verzichtet.

4.7.27 Erfüllung der gestellten Kriterien

Auf Grundlage der dargestellten Ergebnisse aus den 3D-Move-Simulationen und den Messkampagnen der Königsforster Runde werden in Tab. 68 und Tab. 69 die einzelnen Tragfähigkeitskennwerte hinsichtlich der in Abschnitt 4.7.1 genannten Kriterien bewertet:

	Krit. A	Krit. B	Krit. C	Krit. D	Krit. E	Krit. F	Krit. G
P_{300}	-	0	-	0	+	+	+
D_0	-	-	0	0	+	+	+
R_0	-	-	0	0	-	+	0
A	-	-	0	0	-	+	0
F_i	-	-	0	0	-	+	0
SCI_{200}	-	0	0	0	-	+	+
SCI_{300}	-	0	0	0	+	+	+
SCI_{SUB}	-	+	0	-	+	+	+

	Krit. A	Krit. B	Krit. C	Krit. D	Krit. E	Krit. F	Krit. G
BCI	-	+	0	0	-	+	+
BDI	-	+	0	+	-	+	+
AUPP	-	-	0	0	-	+	0
DSI ₃₀₀	-	+	0	-	-	+	+
S	-	-	0	0	-	+	0
Tz	-	-	0	-	0	+	0
RI	-	-	0	0	+	+	0
ZRI	-	-	0	0	-	+	0
δ	+	+	+	0	-	0	-
γ	+	+	0	0	-	0	-
M ₀	-	+	+	-	0	0	-
I	-	-	+	+	0	0	-
M _{1h³}	-	0	+	+	0	0	-
SN _{eff}	-	0	0	0	0	-	0

Tab. 68: Bewertung der charakteristischen Tragfähigkeitskennwerte

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
P ₃₀₀	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Neutral gegenüber Ermittlungsunsicherheit, da nur eine einzelne Stelle betrachtet wird, die zudem außerhalb des Lastmittelpunkts liegt
	C	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Verknüpfung zu mechanischen Parametern, Rein geometrische Betrachtung
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein
	E	<ul style="list-style-type: none"> Erste Bewertungshintergründe sind vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei zusätzliche Informationen benötigt

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
	G	<ul style="list-style-type: none"> Kein zusätzlicher Rechenaufwand von Nöten Ist in Rohdaten bereits vorhanden
D ₀	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> D₀ wird üblicherweise mit D_{max} gleichgesetzt (s. beispielsweise FWD) Bei Tragfähigkeitsmessungen mittels TSD nicht zwingend der Fall
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein
	E	<ul style="list-style-type: none"> Durch vielfache Anwendung (bzgl. TSD-Messungen) ist ein großer Erfahrungsschatz inkl. Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei zusätzliche Informationen benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Kein zusätzlicher Rechenaufwand von Nöten Wird nach jeweils gewählten Verformungsmuldenberechnungsverfahren berechnet
R ₀	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Verfälschung durch Annahme, dass sich das Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt befindet
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein, vor allem im Bereich hoher Temperaturen
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden Auch bei FWD-Messungen wird R₀ zumeist als Hilfsgröße verwendet
	F	<ul style="list-style-type: none"> Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
	G	<ul style="list-style-type: none"> Funktionaler Ansatz zur Berechnung benötigt ein wenig Zeit
A	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Verfälschung durch Annahme, dass sich das Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt befindet
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein, vor allem im Bereich hoher Temperaturen
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Funktionaler Ansatz zur Berechnung benötigt ein wenig Zeit
F	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Verfälschung durch Annahme, dass sich das Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt befindet
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein, vor allem im Bereich hoher Temperaturen
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Funktionaler Ansatz zur Berechnung benötigt ein wenig Zeit
SCI ₂₀₀	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Durch Differenzbildung ist die verfälschende Wirkung der Verformungsmaximumannahme gering

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein, vor allem im Bereich hoher Temperaturen
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Sehr geringer Rechenaufwand
SCI ₃₀₀	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Durch Differenzbildung ist die verfälschende Wirkung der Verformungsmaximumannahme gering
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein, vor allem im Bereich hoher Temperaturen
	E	<ul style="list-style-type: none"> Durch vielfache Anwendung (bzgl. TSD-Messungen) ist ein großer Erfahrungsschatz inkl. Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei zusätzliche Informationen benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Sehr geringer Rechenaufwand
SCI _{SUB}	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Es wird nur der lastferne Bereich der Verformungsmulde zur Berechnung herangezogen
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
	D	<ul style="list-style-type: none"> • Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) sieht keine Korrektur des lastfernen Teils der Verformungsmulde vor • Simulation in 3D-Move zeigt allerdings eine leichte Temperaturabhängigkeit
	E	<ul style="list-style-type: none"> • Erste Bewertungsansätze sind vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> • Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> • Sehr geringer Rechenaufwand
BCI	A	<ul style="list-style-type: none"> • Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> • Es wird nur der lastferne Bereich der Verformungsmulde zur Berechnung herangezogen
	C	<ul style="list-style-type: none"> • Kein unmittelbar mechanischer Parameter • Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> • Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden • Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein, vor allem im Bereich hoher Temperaturen
	E	<ul style="list-style-type: none"> • Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> • Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> • Sehr geringer Rechenaufwand
BDI	A	<ul style="list-style-type: none"> • Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> • Es wird nur der lastferne Bereich der Verformungsmulde zur Berechnung herangezogen
	C	<ul style="list-style-type: none"> • Kein unmittelbar mechanischer Parameter • Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> • Temperaturkorrigierte Verformungsmulde führt zu einem nahezu ideal-konstanten Verlauf
	E	<ul style="list-style-type: none"> • Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> • Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> • Sehr geringer Rechenaufwand

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
AUPP	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Verfälschung durch Annahme, dass sich das Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt befindet
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein, vor allem im Bereich hoher Temperaturen
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Sehr geringer Rechenaufwand
DSI ₃₀₀	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Grundgedanke des DSI₃₀₀ ist die Elimination der Bestimmungsungenauigkeit des Verformungsmaximums
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Auswertung anhand temperaturkorrigierter Verformungsmulden zeigt einen merkwürdigen Verlauf über die Temperatur
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Sehr geringer Rechenaufwand
S	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Verfälschung durch Annahme, dass sich das Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt befindet
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein, vor allem im Bereich hoher Temperaturen
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Sehr geringer Rechenaufwand
Tz	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Verfälschung durch Annahme, dass sich das Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt befindet
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Nahezu keinerlei Veränderungen nach Temperaturkorrektur
	E	<ul style="list-style-type: none"> Bewertungshintergründe sind vorhanden Diese beziehen sich jedoch auf Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD, d.h. die Ansätze müssen für das TSD noch validiert oder neu formuliert werden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Einzig die Verformungsmulde wird zur Berechnung benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Sehr geringer Rechenaufwand
RI	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Verfälschung durch Annahme, dass sich das Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt befindet Zutreffend, wenn D_0 als Tragfähigkeitskennwert zur Berechnung verwendet wird
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen Bei Berechnung mithilfe der Verformung im Lastmittelpunkt D_0
	D	<ul style="list-style-type: none"> Keine Parameterstudie in 3D-Move möglich
	E	<ul style="list-style-type: none"> Erste Bewertungsansätze sind vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei zusätzliche Informationen benötigt

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
	G	<ul style="list-style-type: none"> Sehr geringer Rechenaufwand
ZRI	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Verfälschung durch Annahme, dass sich das Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt befindet Zutreffend, wenn D_0 als Tragfähigkeitskennwert zur Berechnung verwendet wird
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen Bei Berechnung mithilfe der Verformung im Lastmittelpunkt D_0
	D	<ul style="list-style-type: none"> Keine Parameterstudie in 3D-Move möglich
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei zusätzliche Informationen benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Sehr geringer Rechenaufwand
δ	A	<ul style="list-style-type: none"> Maßgebender Parameter zur Beschreibung der Asymmetrie der betrachteten Verformungsmulde
	B	<ul style="list-style-type: none"> Beschreibt die Abweichung des Verformungsmaximums vom Lastmittelpunkt
	C	<ul style="list-style-type: none"> Unmittelbar mechanischer Parameter
	D	<ul style="list-style-type: none"> Parameterstudie in 3D-Move wurde liefert keine befriedigenden Ergebnisse
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Genauere Kenntnis über die Verformungsmulde auf beiden Seiten des Verformungsmaximums benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Genauere Berechnung der Lage des Verformungsmaximums und Lastmittelpunkts vergleichsweise aufwendig
γ	A	<ul style="list-style-type: none"> Maßgebender Parameter zur Beschreibung der Asymmetrie der betrachteten Verformungsmulde
	B	<ul style="list-style-type: none"> Beschreibt die Abweichung des Verformungsmaximums vom Lastmittelpunkt
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Beschreibt jedoch prinzipiell die Asymmetrie und damit visko-elastische bzw. Trägheitseffekte

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
	D	<ul style="list-style-type: none"> Parameterstudie in 3D-Move wurde liefert keine befriedigenden Ergebnisse
	E	<ul style="list-style-type: none"> Kein Bewertungshintergrund vorhanden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Genauere Kenntnis über die Verformungsmulde auf beiden Seiten des Verformungsmaximums benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Approximation des Verformungs- und Kraftverlaufs vergleichsweise zeitaufwendig
M ₀	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Es wird nur der lastferne Bereich der Verformungsmulde zur Berechnung herangezogen
	C	<ul style="list-style-type: none"> Unmittelbar mechanischer Parameter
	D	<ul style="list-style-type: none"> Nahezu keinerlei Veränderungen nach Temperaturkorrektur
	E	<ul style="list-style-type: none"> Bewertungshintergründe sind vorhanden Diese beziehen sich jedoch auf Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD, d.h. die Ansätze müssen für das TSD noch validiert oder neu formuliert werden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Möglichst genauer Verformungsmuldenverlauf im lastfernen Teil benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Parametrisierung der Regressionsfunktion durch LSQ-Methode vergleichsweise zeitaufwendig
I	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Verfälschung durch Annahme, dass sich das Verformungsmaximum im Lastmittelpunkt befindet
	C	<ul style="list-style-type: none"> Unmittelbar mechanischer Parameter
	D	<ul style="list-style-type: none"> Temperaturkorrigierte Verformungsmulde führt zu einem nahezu ideal-konstanten Verlauf
	E	<ul style="list-style-type: none"> Bewertungshintergründe sind vorhanden Diese beziehen sich jedoch auf Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD, d.h. die Ansätze müssen für das TSD noch validiert oder neu formuliert werden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Möglichst genauer Verformungsmuldenverlauf im lastfernen Teil benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Parametrisierung der Regressionsfunktion durch LSQ-Methode vergleichsweise zeitaufwendig

Tragfähigkeitskennwert	Kriterium	Begründung
M_1h^3	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Bedingt durch die verfälschende Annahme bzgl. der Lage des Verformungsmaximums, ergeben sich auch für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 Ungenauigkeiten
	C	<ul style="list-style-type: none"> Unmittelbar mechanischer Parameter
	D	<ul style="list-style-type: none"> Temperaturkorrigierte Verformungsmulde führt zu einem nahezu ideal-konstanten Verlauf
	E	<ul style="list-style-type: none"> Bewertungshintergründe sind vorhanden Diese beziehen sich jedoch auf Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD, d.h. die Ansätze müssen für das TSD noch validiert oder neu formuliert werden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Möglichst genauer Verformungsmuldenverlauf im lastfernen Teil benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Parametrisierung der Regressionsfunktion durch LSQ-Methode vergleichsweise zeitaufwendig
SN_{eff}	A	<ul style="list-style-type: none"> Keinerlei Berücksichtigung von visko-elastischen oder Trägheitseffekten
	B	<ul style="list-style-type: none"> Durch Differenzbildung ist die verfälschende Wirkung der Verformungsmaximumannahme gering
	C	<ul style="list-style-type: none"> Kein unmittelbar mechanischer Parameter Verknüpfung zu mechanischen Eigenschaften jedoch durch Vielzahl an Untersuchungen erwiesen
	D	<ul style="list-style-type: none"> Bei beispielhafter Anwendung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) kann der Temperatureinfluss verringert werden Allerdings stellt sich kein ideal-konstanter Verlauf über die Temperatur ein, vor allem im Bereich hoher Temperaturen
	E	<ul style="list-style-type: none"> Bewertungshintergründe sind vorhanden Diese beziehen sich jedoch auf Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD, d.h. die Ansätze müssen für das TSD noch validiert oder neu formuliert werden
	F	<ul style="list-style-type: none"> Dicke der gebundenen Schichten des betrachteten Messpunkts wird benötigt
	G	<ul style="list-style-type: none"> Vergleichsweise geringer Rechenaufwand nötig

Tab. 69: Begründungen zur Kriterienerfüllung der einzelnen Tragfähigkeitskennwerte

Es ist wichtig herauszustellen, dass die oben aufgeführte Kriterienerfüllung nur den aktuellen Stand widerspiegelt. Dies bedeutet, dass die Kriterienerfüllung einiger Tragfähigkeitskennwerte nicht final ist, sondern sich durch zukünftige Entwicklung noch gänzlich verändern kann. Vor allem bei Betrachtung der

Auswirkung von Temperaturkorrekturverfahren ist eine Bewertung vom gewählten Verfahren abhängig. Bei Anwendung eines anderen Verfahrens, kann die Kriterienerfüllung für den jeweiligen Tragfähigkeitskennwert vollkommen anders ausfallen.

4.8 Abschnittsbildung

Für eine weitergehende Erhaltungsplanung ist eine Aufteilung der erfassten Verkehrsflächenbefestigungen in Abschnitte mit ähnlichen Tragfähigkeitseigenschaften zweckdienlich. Nachfolgend soll diskutiert werden, wie mit den erhaltenen Werten umgegangen werden kann, welche Betrachtungsebenen (Projekt- oder Netzebene) zu welchen Ergebnissen führen, und wie sich die Wahl des betrachteten Tragfähigkeitskennwerts auf die Bildung homogener Abschnitte auswirken kann.

4.8.1 Beschreibung möglicher Verfahren

Für die weitere Verwendung der TSD-Daten ist eine Aggregation der Werte hilfreich. Hierzu können verschiedene Aggregationsverfahren angewendet werden. Die TSD-Daten sollten im Idealfall die ZEB-Daten ergänzen - das TSD-Auswerteraster kann daher analog zum Auswerteraster der ZEB gewählt werden. Bei den freien Strecken können die TSD-Auswerteabschnitte, abweichend vom ZEB-Raster, eine Länge von 100 m aufweisen. Die Beibehaltung des 20-m-Rasters bei Ortsdurchfahrten bleibt aber trotzdem denkbar. Für freie Strecken würde das TSD-Auswerteraster dann eine Länge von 100 m aufweisen. Der letzte TSD-Auswerteabschnitt des jeweiligen Netzknotenabschnitts muss dabei kürzer als 100 m ausfallen. Die möglichen TSD-Auswerteraster sowie das ZEB-Auswerteraster sind in Bild 145 gegenübergestellt:

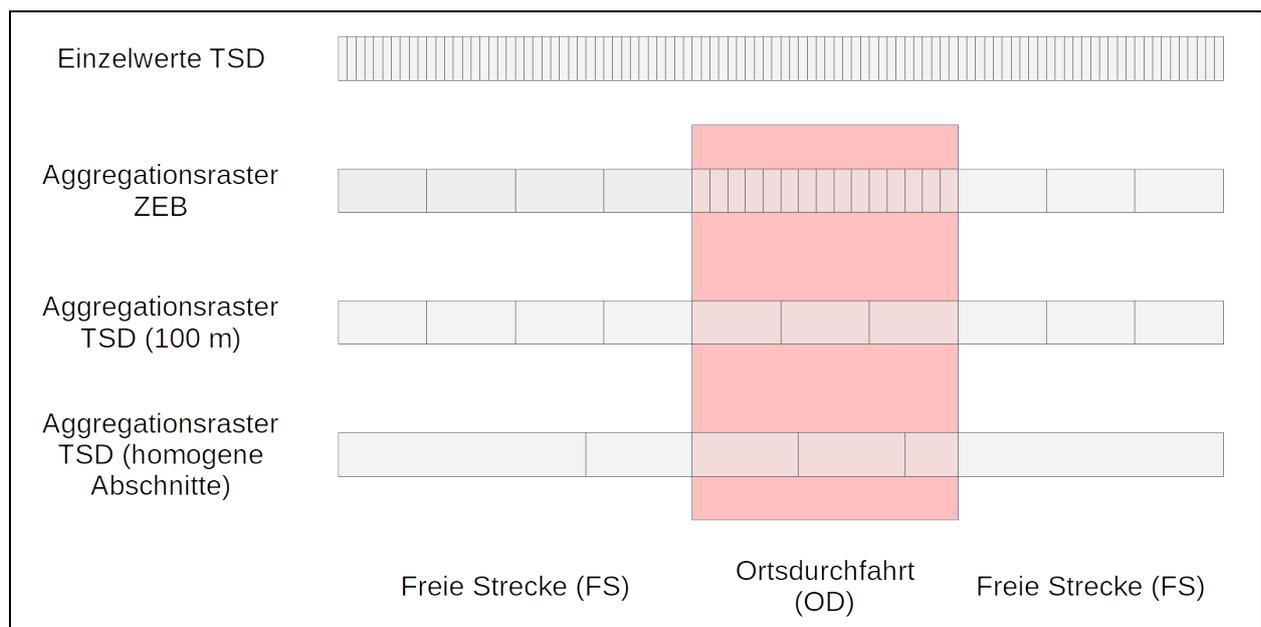


Bild 145: Auswerteraster der ZEB und mögliches Auswerteraster für TSD-Messdaten

Fraglich hierbei ist noch, zu welchem Zeitpunkt eine Aggregation auf 100-m-Abschnitte erfolgen soll. Zum einen kann die Mittelung mithilfe der Tragfähigkeitsgrößen geschehen, zum anderen aber auch auf Ebene der Tragfähigkeitswerte. Da Orientierungswerte bzw. zugehörige Belastungsklassengrenzen noch nicht abschließend definiert sind, kann eine 100-m-Aggregation auf Ebene der Tragfähigkeitsgrößen sinnvoll sein. Dabei gilt, falls diese Informationen vorhanden sind, dass die 100-m-Abschnitte immer von Netzknotenabschnitt zu Netzknotenabschnitt zu bilden sind. Das bedeutet auch, dass der letzte Abschnitt innerhalb eines Netzknotenabschnitts eine Abschnittslänge aufweist, die geringer ist als 100 m. Nachfolgend ist eine solche Aggregation von ausgewählten Tragfähigkeitsgrößen für die in Abschnitt 4.4.2 vorgestellten Untersuchungsstrecken dargestellt. Bei diesen Untersuchungsstrecken liegen Informationen bzgl. Netzknotenabschnitten vor, sodass eine Abschnittsbildung von Netzknotenabschnitt zu Netzknotenabschnitt möglich ist.

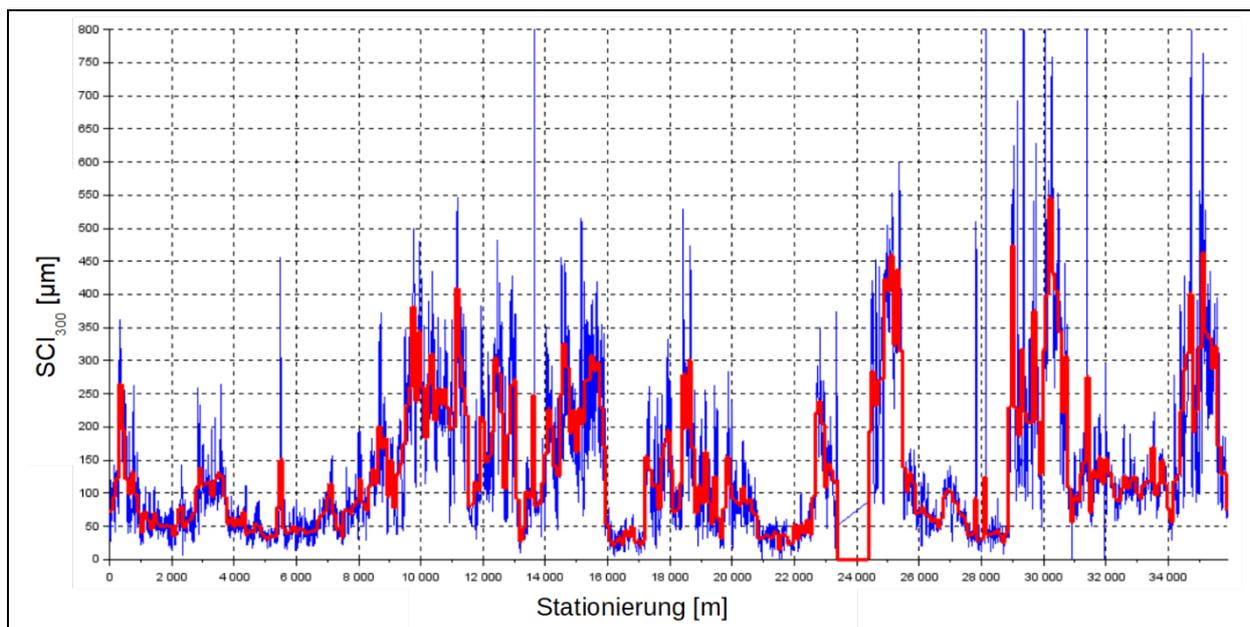


Bild 146: 100-m-Aggregation anhand des SCI_{300} für die St TSD1

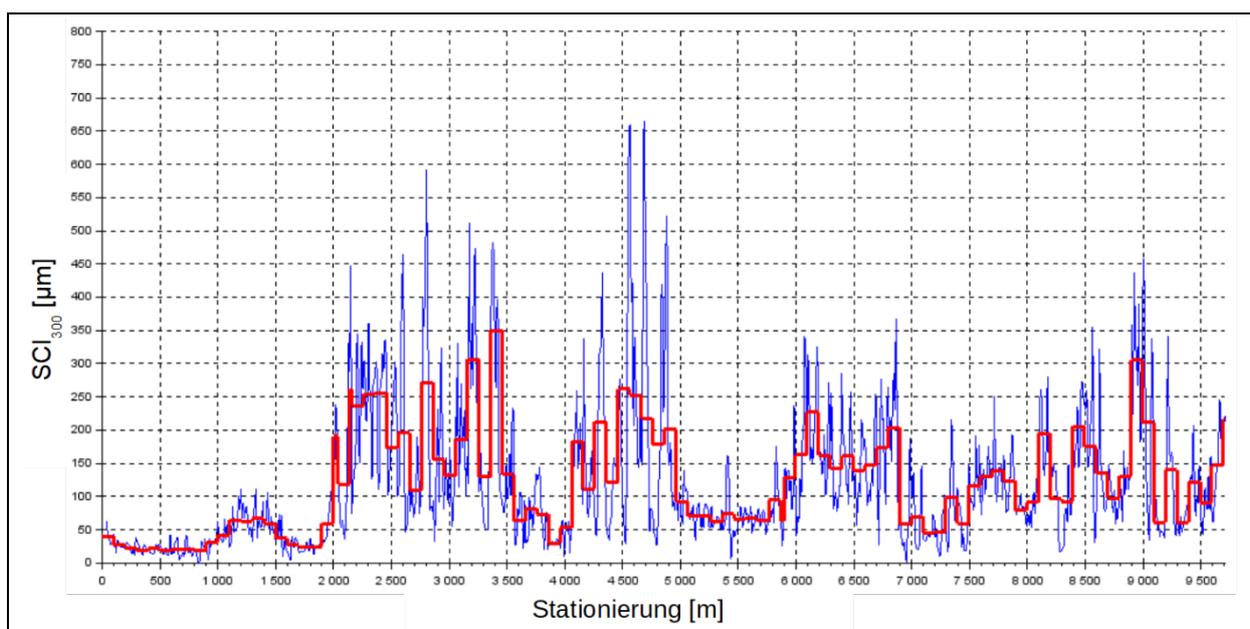


Bild 147: 100-m-Aggregation anhand des SCI_{300} für die St TSD2

Anhand der 100-m-Aggregationen aus Bild 146 und Bild 147 wird deutlich, dass das Verfahren zu einer Glättung des jeweils betrachteten Verlaufs führt – es ist ja schließlich auch eine Mittelwertbildung über einen bestimmten Abschnitt. Das führt jedoch auch dazu, dass punktuelle Peaks aufgrund der Mittelwertbildung verschwinden, d.h. besonders kritische Einzelwerte für die weitere Auswertung nicht mehr zur Verfügung stehen.

Für die Bewertung der berechneten Daten ist eine Bildung von und Einteilung in homogene Abschnitte denkbar, da durch eine solche Aggregation Areale mit gleichwertigem Tragfähigkeitsniveau bestimmt werden können. Die so bestimmten homogenen Abschnitte sind vor allem bei der Betrachtung des Netzes und zur Abschätzung des Erhaltungsbedarfs von Bedeutung.

Eine Möglichkeit zur Bestimmung der Bereiche mit homogenem Tragfähigkeitsniveau ist das Verfahren der kumulativen Summen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009b). Ein mögliches Problem hierbei könnte sein, dass aufgrund der vergleichsweise hohen Streuung der 10-m-Einzelwerte tendenziell zu viele und räumlich sehr kurze Bereiche bestimmt werden, sodass der Vorteil

einer Homogenisierung nicht mehr eintritt und die große Kleinteiligkeit der Abschnittsbildung keinen Mehrwert für die weitere Erhaltungsplanung liefert. Aus diesem Grund könnte eine Kombination aus dem Verfahren der kumulativen Summen und des gleitenden Mittelwerts verwendet werden (THOMAS, 2004). Bei letzterem wird ein gleitender Mittelwert (der 10-m-Einzelwerte) über einen im anfangs definierten Bereich (q) berechnet. Auf Basis dieser gleitenden Mittelwerte (gMW) wird darauffolgend das Verfahren der kumulativen Summen eingesetzt.

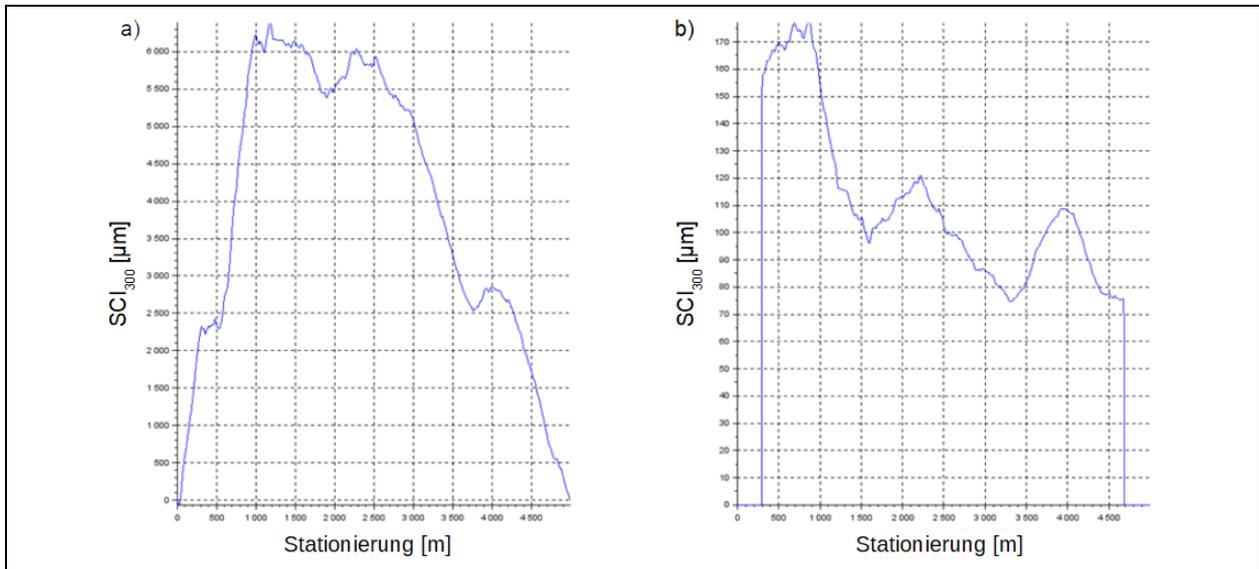


Bild 148: a) Darstellung der kumulativen Summen für den SCI₃₀₀; b) Darstellung des gleitenden Mittelwerts für die SCI₃₀₀-Einzelwerte mit $q = 30$ (Bayerische Staatsbauverwaltung, 2019)

Die Ermittlung von Bereichsgrenzen erfolgt über die Bestimmung von Vorzeichenwechseln in der Steigung (also Ableitung) der kumulativen Summen. Das Problem hierin liegt in der Tatsache begründet, dass nicht jeder Steigungswechsel der kumulativen Summen auch bedeutet, dass ein Abschnittswechsel vorliegt. Um die Schwankungen der 10-m-Einzelwerte zu verringern, kann der gleitende Mittelwert errechnet werden, dessen glättender Effekt sich dann auch im Verlauf der kumulativen Summen zeigt.

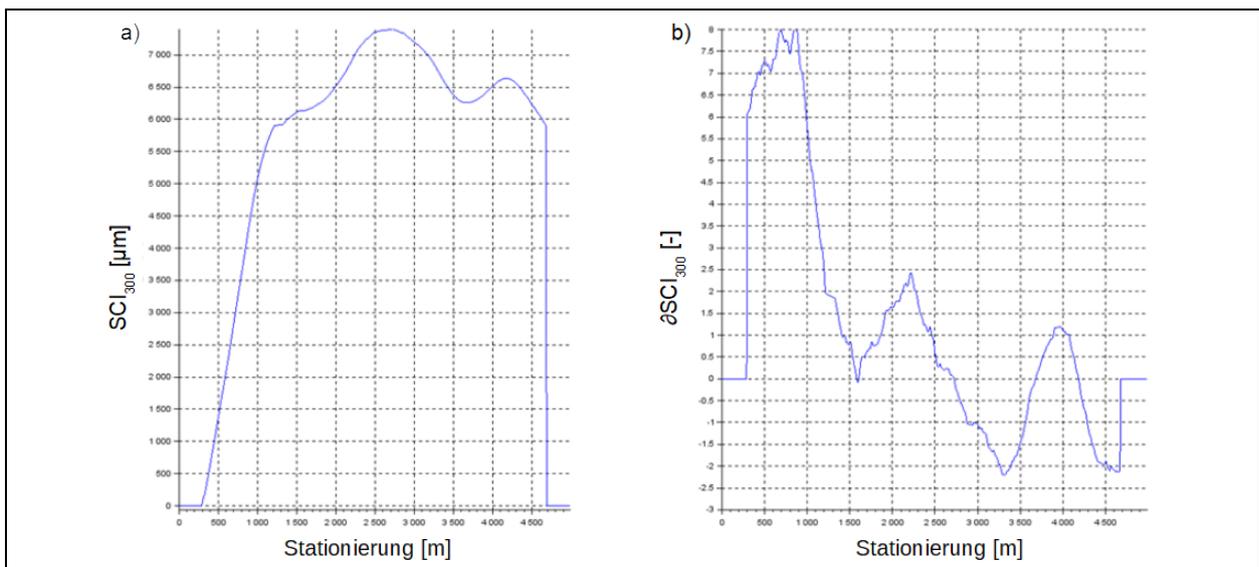


Bild 149: a) Darstellung der kumulativen Summen für den geglätteten SCI₃₀₀ mit $q = 30$; b) Darstellung des Steigungsverlaufs (erste Ableitung) der kumulativen Summen mit vorher geglättetem SCI₃₀₀-Verlauf ($q = 30$) (Bayerische Staatsbauverwaltung, 2019)

Die quantitative Ausprägung des Wertes für q ist nicht final, sondern muss mithilfe einer größeren Datenmenge bestimmt werden. Im vorliegenden Beispiel wurde zur Bildung der homogenen Abschnitte stellvertretend der SCI₃₀₀ verwendet. Es ist prinzipiell auch möglich andere Kennwerte, beispielsweise D_0 ,

als Kennwert zur Bildung homogener Abschnitte zu verwenden. Da derzeit keinerlei Untersuchung bzgl. der Auswirkung der Wahl des Kennwerts zur Bildung homogener Abschnitte existiert, besteht hierzu Forschungsbedarf. Die Auswirkung der Wahl des Tragfähigkeitskennwerts auf die Ausprägung der homogenen Bereiche wird in Abschnitt 4.8.2 diskutiert.

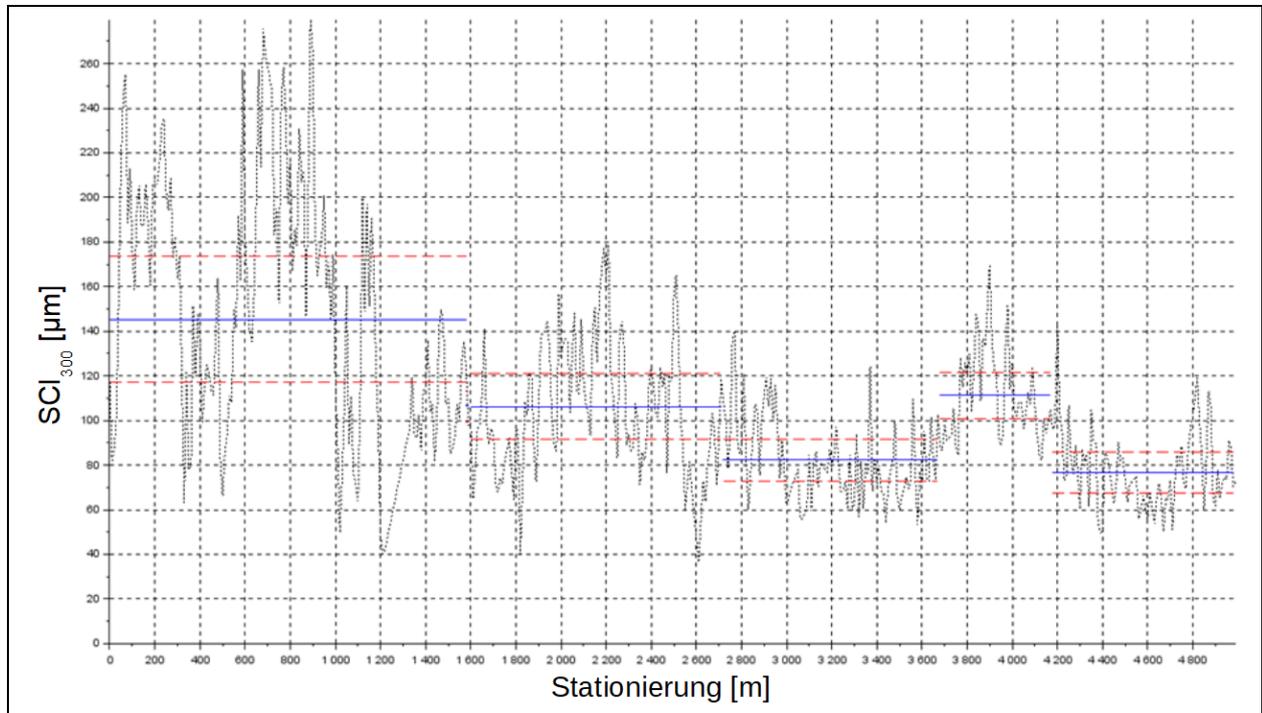


Bild 150: Darstellung des Verlaufs für SCI_{300} mit homogener Abschnittsbildung, jeweiligem Mittelwert und Standardabweichungsumgebung (Bayerische Staatsbauverwaltung, 2019)

In Bild 151 und Bild 152 ist das Ergebnis der Bildung homogener Abschnitte anhand des Verfahrens der kumulierten Summe von ausgewählten Tragfähigkeitsgrößen (hier: SCI_{300}) für die in 4.4.2 vorgestellten Untersuchungsstrecken dargestellt:

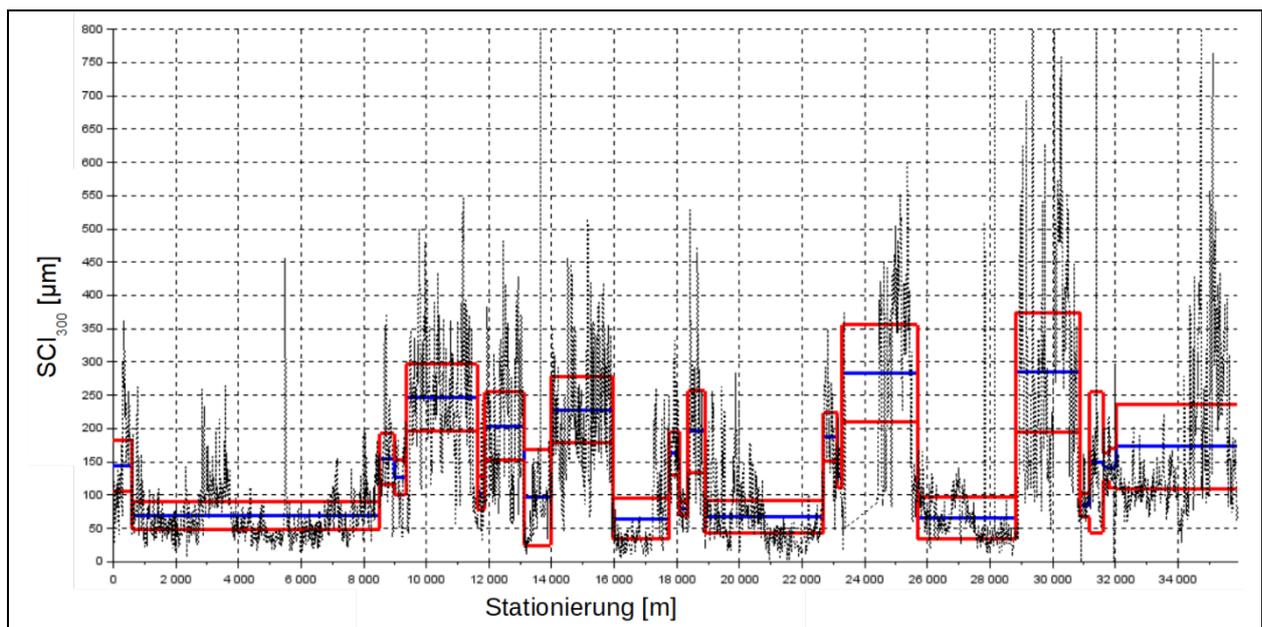


Bild 151: Bildung homogener Abschnitte anhand des SCI_{300} für die St TSD1

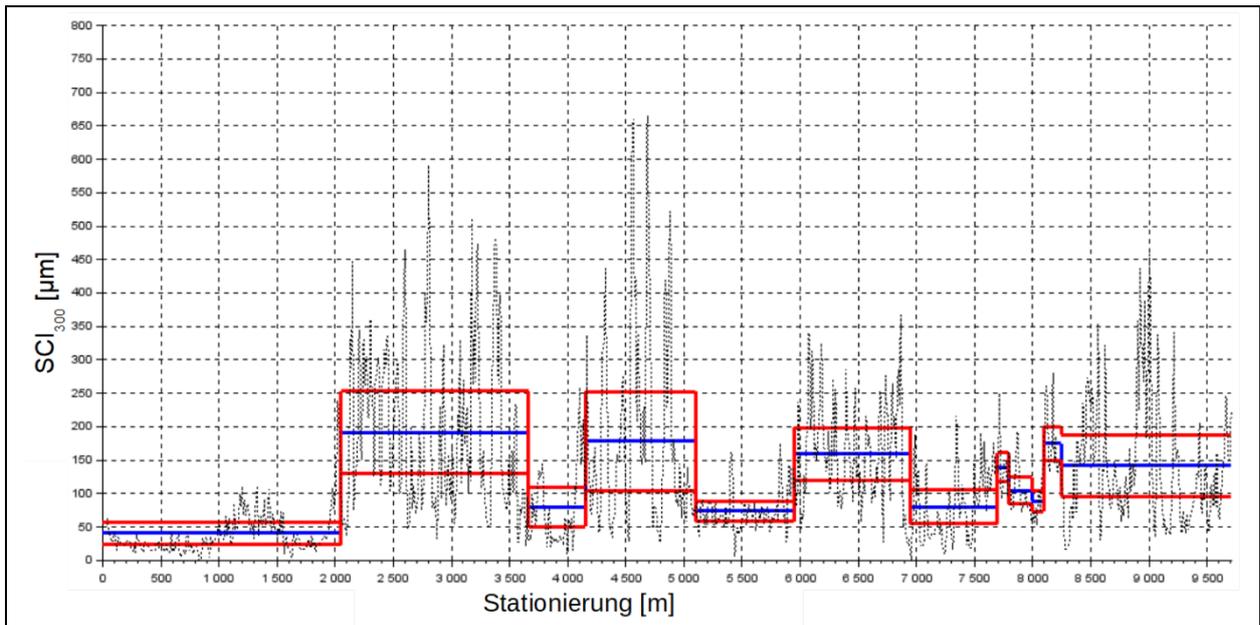


Bild 152: Bildung homogener Abschnitte anhand des SCI_{300} für die St TSD2

Je nachdem, wie die Glättungsparameter q und d gewählt werden, werden die gebildeten homogenen Abschnitte kleinteiliger oder nicht. Je kleinteiliger die Abschnitte werden, desto präziser ist der repräsentative Wert für den jeweiligen Abschnitt, allerdings mit dem Nachteil, dass die Abschnittslängen deutlich geringer ausfallen. Gleichzeitig fällt auf, dass einige Bereiche trotz vergleichsweise großzügigem Glättungsparameter kleinteilig bleiben, da der Berechnungsalgorithmus dort einen Steigungswechsel der kumulierten Summe detektiert. Daher wird eine solche Abschnittsbildung immer eine zusätzliche Sichtung und manuelle Anpassung benötigen, damit allzu kleinteilige oder zu grobe Abschnittsbildungen verhindert werden.

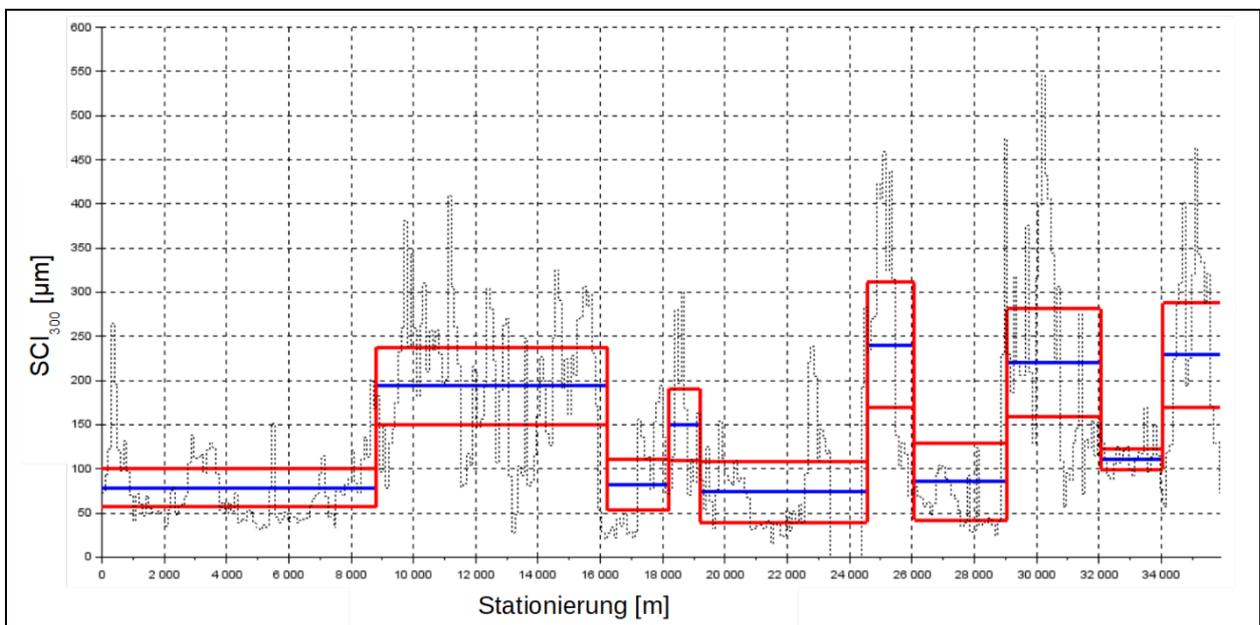


Bild 153: Bildung homogener Abschnitte anhand der 100-m-Abschnittswerte des SCI_{300} für die St TSD1

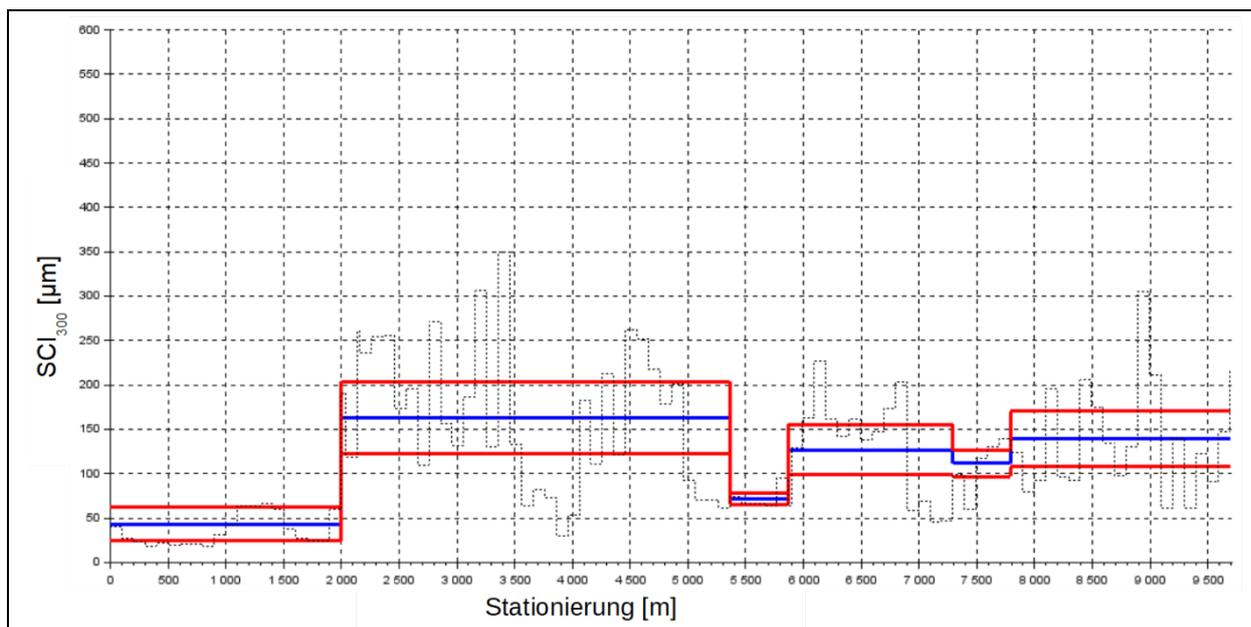


Bild 154: Bildung homogener Abschnitte anhand der 100-m-Abschnittswerte des SCI_{300} für die St TSD2

4.8.2 Wahl eines Tragfähigkeitskennwerts als Grundlage zur Bildung homogener Abschnitte

Die Bildung homogener Abschnitte erfordert die Wahl eines Tragfähigkeitskennwerts, mit dessen Hilfe der Algorithmus (oder die manuelle Einteilung) erfolgen kann. Aus der Unterschiedlichkeit hinsichtlich Aussagekraft und charakterisierender Tiefe (also Schicht) folgt zwangsläufig, dass sich die Ergebnisse der Abschnittsbildung deutlich unterscheiden. In Bild 155 sind die Ergebnisse von Bildungen homogener Abschnitte auf Grundlage verschiedener Tragfähigkeitskennwerte für die St TSD2 dargestellt:

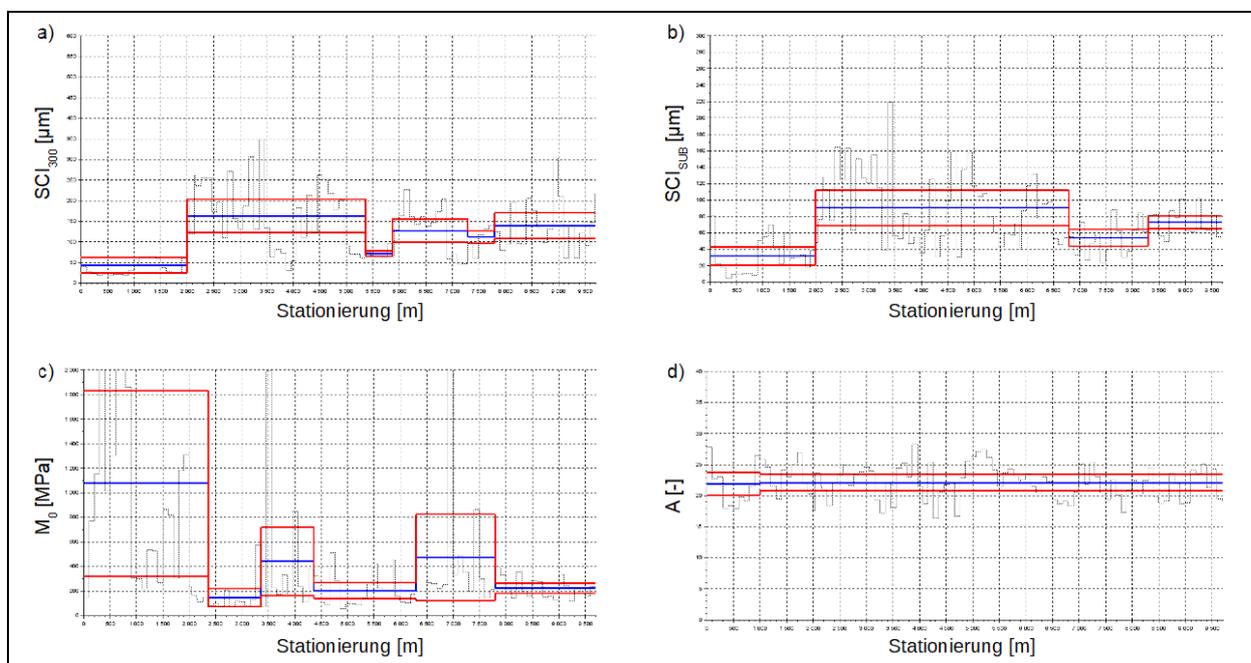


Bild 155: Bildung homogener Abschnitte auf Grundlage unterschiedlicher Tragfähigkeitskennwerte und des jeweiligen 100-m-Abschnittswerts a) Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} ; b) Oberflächenkrümmungsindex SCI_{Sub} ; c) Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ; d) Fläche A

Interessanterweise zeigen alle vier Tragfähigkeitskennwerte, dass der erste Abschnitt (bis km 2+000) eine hohe Tragfähigkeit der gebundenen und ungebundenen Schichten aufweist und damit fast durchgehend als ein homogener Abschnitt ausgewiesen wird. Im Anschluss ist das Bild der homogenen Abschnitte je

nach Tragfähigkeitskennwert dann aber deutlich unterschiedlich. Während der Oberflächenkrümmungsindex SCI_{SUB} und der Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 eine ähnliche Abschnittsbildung aufweisen, sind die homogenen Abschnitte auf Grundlage des Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} anders verteilt. Hieraus folgt, dass die Wahl des charakterisierenden Tragfähigkeitskennwerts hinsichtlich der Aussage der homogenen Abschnitte relevant ist. Diese Tatsache ist auch wenig verwunderlich, da die betrachteten Tragfähigkeitskennwerte auch Aussagen über die Tragfähigkeit unterschiedlicher Schichttiefen treffen. Wichtig hierbei ist auch, dass der gewählte Tragfähigkeitskennwert eine klare Differenzierung im Verlauf besitzt. In Bild 155 d) zeigt sich für die Fläche A eine sehr geringe Differenzierung über den Verlauf hinweg, sodass keine sinnvolle Bildung homogener Abschnitte möglich ist.

4.9 Festgestellte Abweichungen

Im Laufe der Auswertung wurden für einzelne Messkampagnen im Datensatz der Königsforster Runde deutliche Abweichungen festgestellt, die nicht durch sich verändernde Rahmenbedingungen begründbar waren. In Bild 156 ist eine solche Anomalie im Verlauf des Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} für die Messkampagnen MK 3 bis MK 6 (alle vom 21. August 2019) dargestellt:

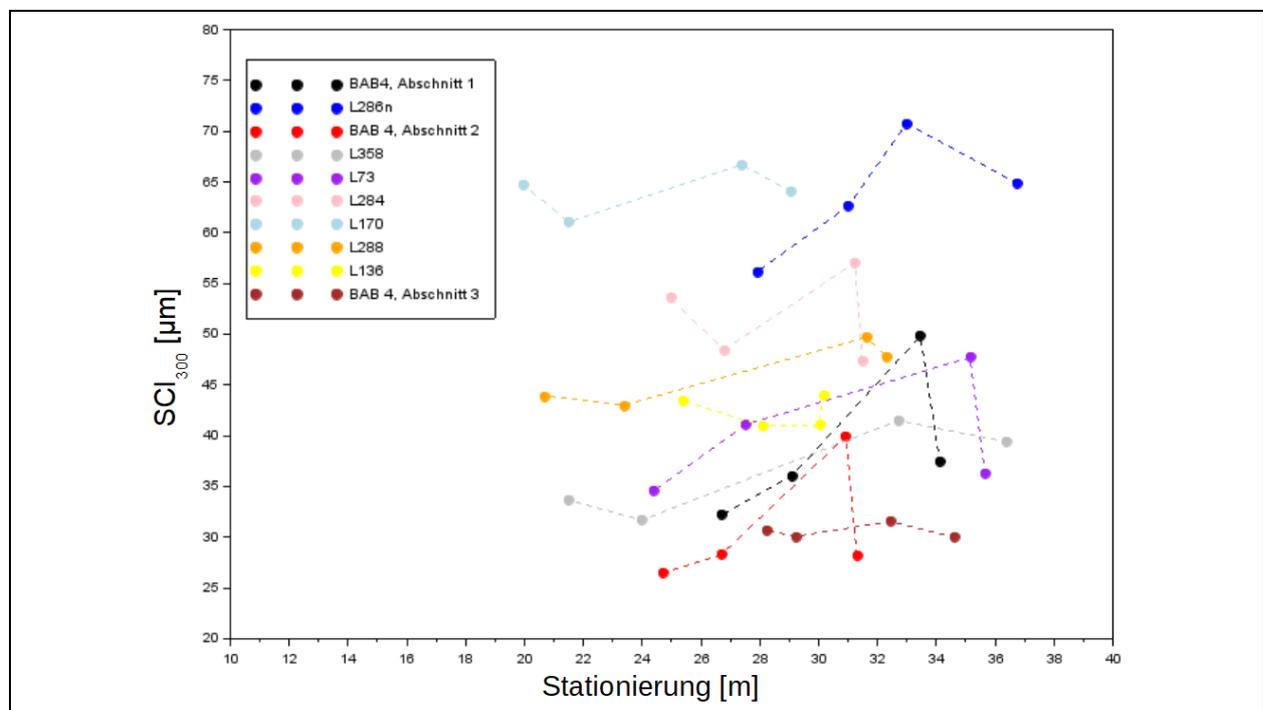


Bild 156: Verlauf des Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} für die Messkampagnen MK 3 bis MK 6 in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur

Auffällig ist, dass der jeweils dritte Wert (entspricht den Werten der MK 5) bei einigen Abschnitten deutlich vom erwarteten Messwertniveau abweicht. Da diese Werte Abschnittsmittelwerte sind, die über eine Vielzahl von Einzelwerten hinweg gebildet werden, ist von einem singulären Messfehler nicht auszugehen, sondern von einem systematischen Fehler. Aus diesem Grund wurden zuerst die Wetterdaten des DWD analysiert (s. Bild 157), um Auffälligkeiten in der Witterung zu erkennen. Wichtig hierbei ist, dass der Messablauf bei den Messungen am 21. August 2019 folgendes vorsah:

- MK 3 und MK 4 am Vormittag mit kurzer Pause zwischen den beiden MK
- MK 5 und MK 6 am Nachmittag mit kurzer Pause zwischen den beiden MK
- Zwischen MK 4 und MK 5 lag eine etwas längere Pause, bei welcher das TSD im Freien stand und das Kühlsystem nicht bei maximaler Leistung lief

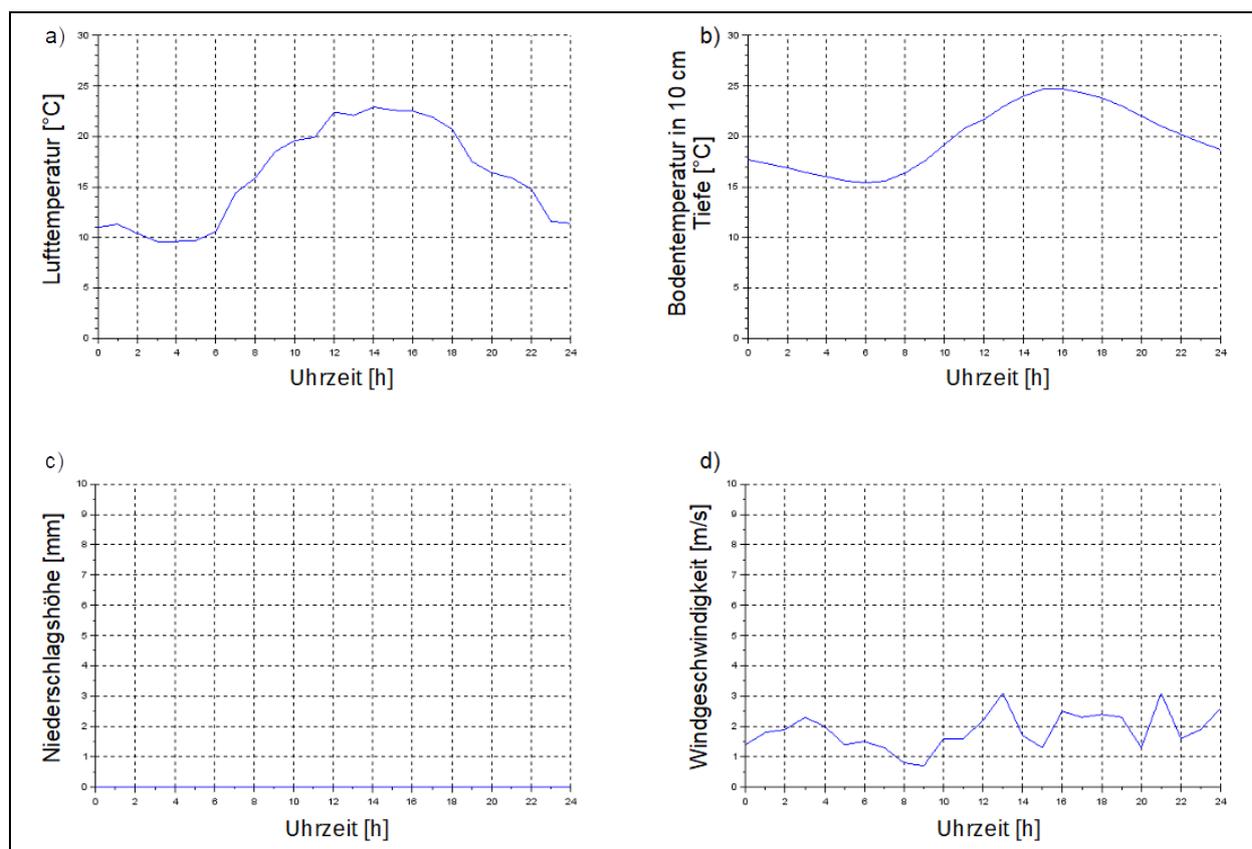


Bild 157: a) Verlauf der Lufttemperatur für den 21. August 2019; b) Verlauf der Bodentemperatur in 10 cm Tiefe für den 21. August 2019; c) Verlauf der Niederschlagshöhe für den 21. August 2019; d) Verlauf der Windgeschwindigkeit für den 21. August 2019 (Deutscher Wetterdienst [DWD], 2019)

Die Temperaturverläufe weisen eine typische Tagesganglinie auf, ohne weitere Auffälligkeiten. Einzig ist festzuhalten, dass die Temperaturen vergleichsweise hoch waren. Dies spiegelte sich auch in den gemessenen Oberflächentemperaturen wider. Die Verläufe für den Niederschlag weisen kein Niederschlagsereignis auf. Die gemessenen Windgeschwindigkeiten sind ebenso unauffällig und stellen damit keine maßgebende Einflussgröße auf das Messergebnis dar.

Dadurch, dass vergleichsweise hohe Temperaturen inkl. Sonneneinstrahlung vorlagen, ist dem messgerätinternen Kühlungssystem eine hohe Bedeutung beizumessen. Kleinste Temperaturunterschiede innerhalb des Messbalkens können zu einer thermischen Krümmung führen, die nicht beherrschbar/erfassbar ist und damit die Messergebnisse maßgeblich stört. Aus diesem Grunde wurden zusätzlich die Daten der Temperatursensoren der Messbalken ausgewertet. Diese befinden sich an drei Stellen jeweils an der Ober- und Unterseite des Messbalkens (jeweils in Fahrtrichtung von der Lastachse aus):

- $x_1 = 0,0$ m
- $x_2 = 1,3$ m
- $x_3 = 2,9$ m

Bei der Analyse der Messbalkentemperatursensoren wurde je Stelle die Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite berechnet. In Bild 158 und Bild 159 sind die Ergebnisse dargestellt. Anzumerken ist, dass die angegebenen Temperaturdifferenzen vorzeichenneutral sind, d.h. keine Informationen enthalten, welche Seite des Messbalkens wärmer oder kühler ist.

In Bild 158 ist der Verlauf der Messbalkentemperaturdifferenzen für die MK 4 dargestellt. Diese MK weist keine Auffälligkeiten bei Betrachtung der Mess- und Tragfähigkeitsgrößen auf. Ein ähnliches Bild zeigt sich bei der Analyse der Temperaturdifferenzen. Diese bewegen sich in einem Bereich von $\Delta T < 0,3$ K. Interessant wird es bei der Analyse der Temperaturdifferenzen bei MK 5. Hier zeigt sich, dass vor allem die Temperaturdifferenz bei $x_3 = 2,9$ m sehr hoch ist: Zu Messbeginn liegt diese bei fast 1,0 K und sinkt

zum Ende hin auf ca. 0,5 K – immer noch höher als bei MK 4. Ebenso interessant ist auch die Analyse der Tragfähigkeitsgrößenverläufe: Hier zeigt sich (s. Bild 156), dass die Abweichungen vom üblichen Niveau gerade bei Abschnitten am größten sind, die zu Beginn der Messung erfasst wurden. Abschnitte, die erst am Ende der Königsforster Runde befahren werden, weisen eine deutlich geringere Abweichung vom übrigen und erwartbaren Messwertniveau auf.

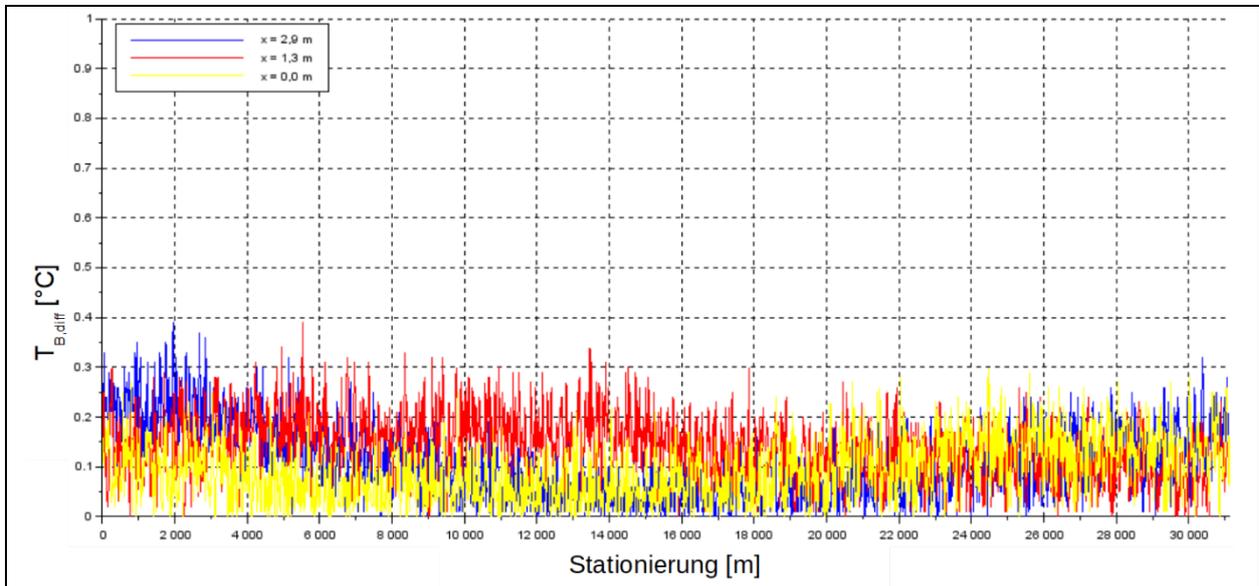


Bild 158: Verlauf der Messbalkentemperaturdifferenzen für MK 4

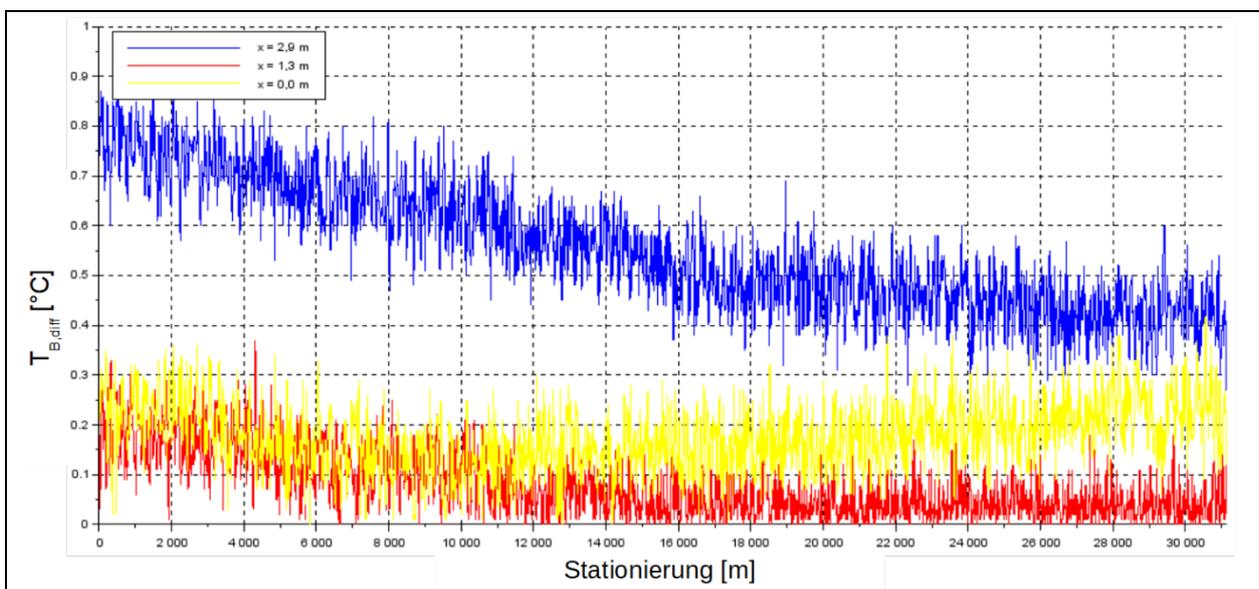


Bild 159: Verlauf der Messbalkentemperaturdifferenzen für MK 5

Diese Auffälligkeit lässt sich auch anhand des Messkampagnenablaufs erklären und nachvollziehen. So führte die vergleichsweise lange Standzeit zwischen MK 4 und MK 5 inkl. der verminderten Kühlung und der Standzeit im Freien dazu, dass sich ein inhomogener Temperaturzustand innerhalb des TSD ausbilden konnte. Gerade zu Beginn der Messung war diese vor allem bei $x_3 = 2,9$ m messtechnisch erfassbar, da sich die Ventilation der Messbalkenkammer nahe der Lastachse befindet und der Effekt dieser Ventilation erst später im lastfernen Bereich des Messbalkens deutlich wird. Die thermisch induzierten Krümmungen des Messbalkens führten dann wahrscheinlich dazu, dass die erfassten Verformungsgeschwindigkeiten nicht fehlerfrei in ihre Einzelkomponenten zerlegt werden und die daraus resultierenden Tragfähigkeitsgrößen berechnet werden konnten.

Auch in Bild 108 und aus dem deutlich unterschiedlichen Verlauf für den Oberflächenkrümmungsindex SCI_{SUB} bei MK 2 kann die Existenz einer Anomalie geschlossen werden. In Bild 160 ist der Verlauf der

Messbalkentemperaturdifferenzen für MK 2 dargestellt. Auch hier wird deutlich, dass die Temperaturdifferenzen bei $x_3 = 2,9$ m sehr hoch sind (ca. 1 K) und dabei im Laufe der Messung kaum geringer werden. Auch hier kann die Hypothese aufgestellt werden, dass die hohen Temperaturdifferenzen am Messbalken zu fehlerhaften Messergebnissen auf Rohdatenniveau geführt haben.

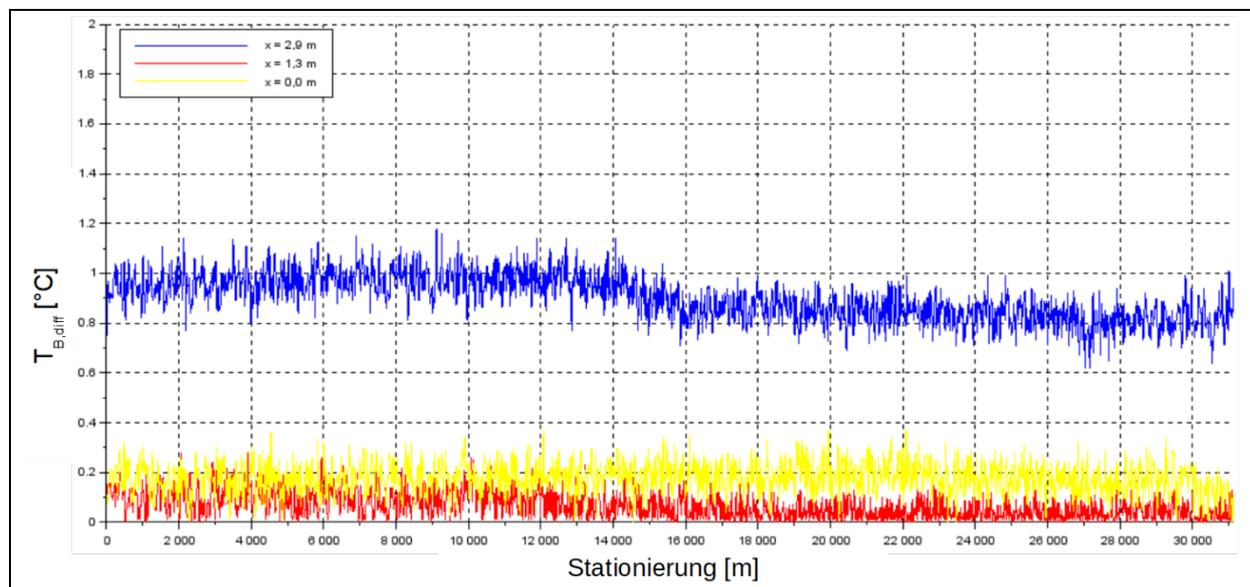


Bild 160: Verlauf der Messbalkentemperaturdifferenzen für MK 2

Für die weitere Messpraxis ist hieraus zu schließen, dass ein erhöhtes Augenmerk auf die Temperaturhomogenität zu legen ist, da bereits Temperaturunterschiede von $\Delta T > 0,5$ K zwischen Ober- und Unterseite des Messbalkens zu erhöhten Krümmungen und damit Abweichungen vom Lot führen, die die Berechnung von Tragfähigkeitsgrößen erschweren. Zudem ist zu folgern, dass Korrekturfunktionen erarbeitet werden sollten, die den Einfluss solcher Abweichungen ggf. abfangen können. Zweifelsohne ist der Betrachtung der Messbalkentemperaturunterschiede im Post-Processing der Messungen eine erhöhte Bedeutung beizumessen.

4.10 Auffälligkeiten bei der Steifigkeitsrückrechnungsmethode

4.10.1 Einleitung

Bei der Analyse der Tragfähigkeitsgrößen, berechnet aus 3D-Move und den realen Messdaten der Königsforster Runde und Staatsstraßen in Bayern, ist auffällig, dass die Kennwerte der Steifigkeitsrückrechnungsmethode (ausgehend von Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD; Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 , elastische Länge l , charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$) bei den Simulation in 3D-Move sehr hohe Sensitivitäten bzgl. der jeweiligen Variationen aufweisen. Diese Sensitivitäten liegen z.T. deutlich über den Sensitivitäten anderer Tragfähigkeitskennwerte und würden den Schluss zulassen, dass diese Tragfähigkeitskennwerte zur Beschreibung der jeweiligen Schichttragfähigkeiten sehr geeignet sind. Beim Blick auf die Ausprägung der Tragfähigkeitsgrößen bei realen Messdaten zeigt sich, dass diese z.T. stark streuen und eine mittlere Wiederholbarkeit besitzen. Aus diesem Grund wurde versucht in einer tiefergehenden Analyse den Berechnungsansatz auf die Ebene der Slope-Werte zu ermöglichen.

4.10.2 Berechnung von Tragfähigkeitskennwerten der Steifigkeitsrückrechnungsmethode auf Grundlage von Slope-Werten

Wie in Abschnitt 3.4.20 beschrieben, wird zur Bestimmung der Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode eine Regressionsfunktion (vom Typ einer e-Funktion) errechnet, die sich an den lastfernen Teil der Verformungsmulde anschmiegt. Diese Funktion kann prinzipiell abgeleitet werden und somit auch an den lastfernen Teil des Slope-Verlaufs angeschmiegt werden. Hieraus ergibt sich:

$$P(r) = a_0 \cdot a_1 \cdot A \cdot B \cdot e^{B \cdot a_1 \cdot r}$$

Gleichung 44: Ableitung der regressiven Bestimmungsgleichung der Steifigkeitsrückrechnungsmethode

mit:	$P(r) =$	Slope im Abstand r vom Lastmittelpunkt	[mm]
	$A =$	Regressionsparameter	[mm]
	$B =$	Regressionsparameter	[mm ⁻¹]
	$a_0 =$	Regressionskoeffizient	[-]
	$a_1 =$	Regressionskoeffizient	[-]

Da nun zwei Gleichungen zur Bestimmung der Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode vorliegen, wurde in einem nächsten Schritt untersucht, inwiefern die Berechnung der jeweiligen Tragfähigkeitsgrößen auf Grundlage der Verformungsmulde und von Slope-Werten ein ähnliches Bild abgibt. Das Ergebnis dieses Vergleichs (anhand einer MK der Königsforster Runde) ist Bild 161 zu entnehmen:

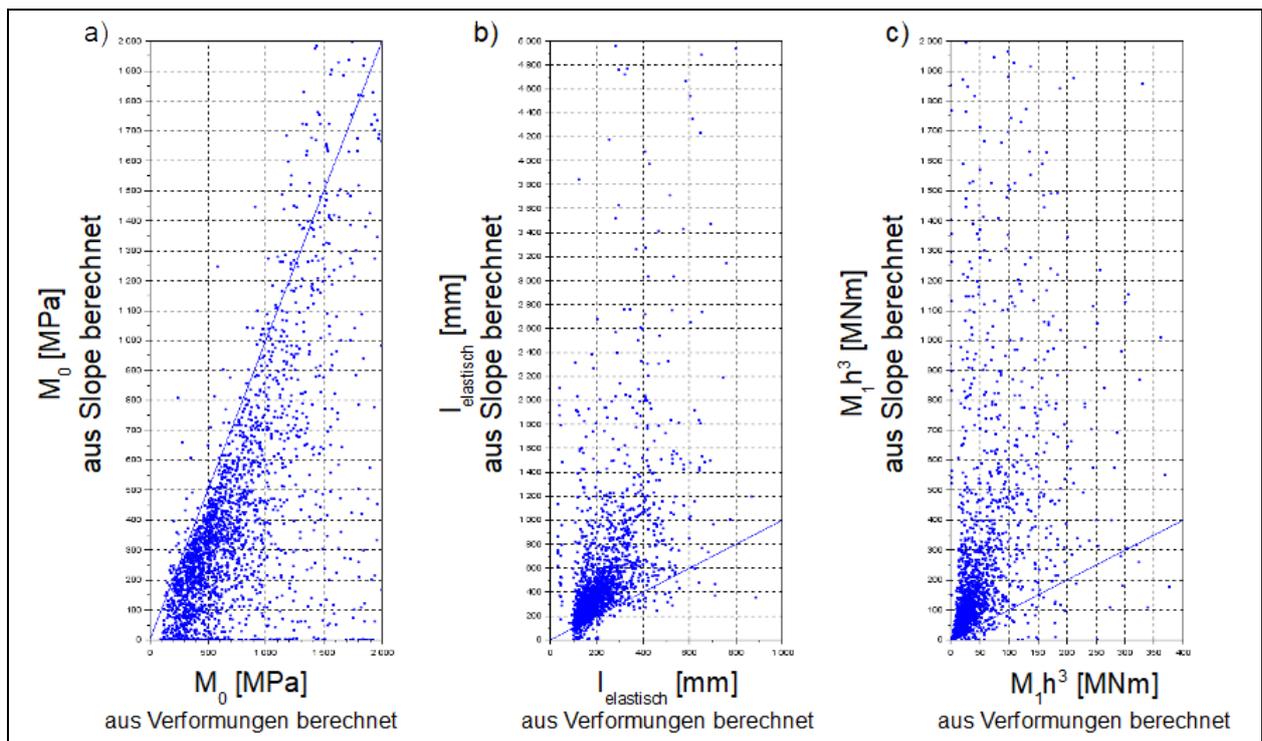


Bild 161: Vergleich der Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode berechnet aus Slope- und Verformungswerten der Königsforster Runde a) Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ; b) Elastische Länge I ; c) Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$

Es wird deutlich, dass die Berechnung anhand von Verformungsmulden und Slope-Werten eine große Streuung aufweist. Diese scheint bei der ersten Betrachtung auch nicht systematischer Natur zu sein, sodass die Frage gestellt werden muss, woher diese Streuungen (in alle Richtungen) kommen könnten. Aus diesem Grund wurden einzelne 10-m-Einzelwerte genommen, um die Anpassung der Regressionsgleichung an den Slope-Verlauf zu untersuchen. Das Ergebnis ist in Bild 162 zu sehen:

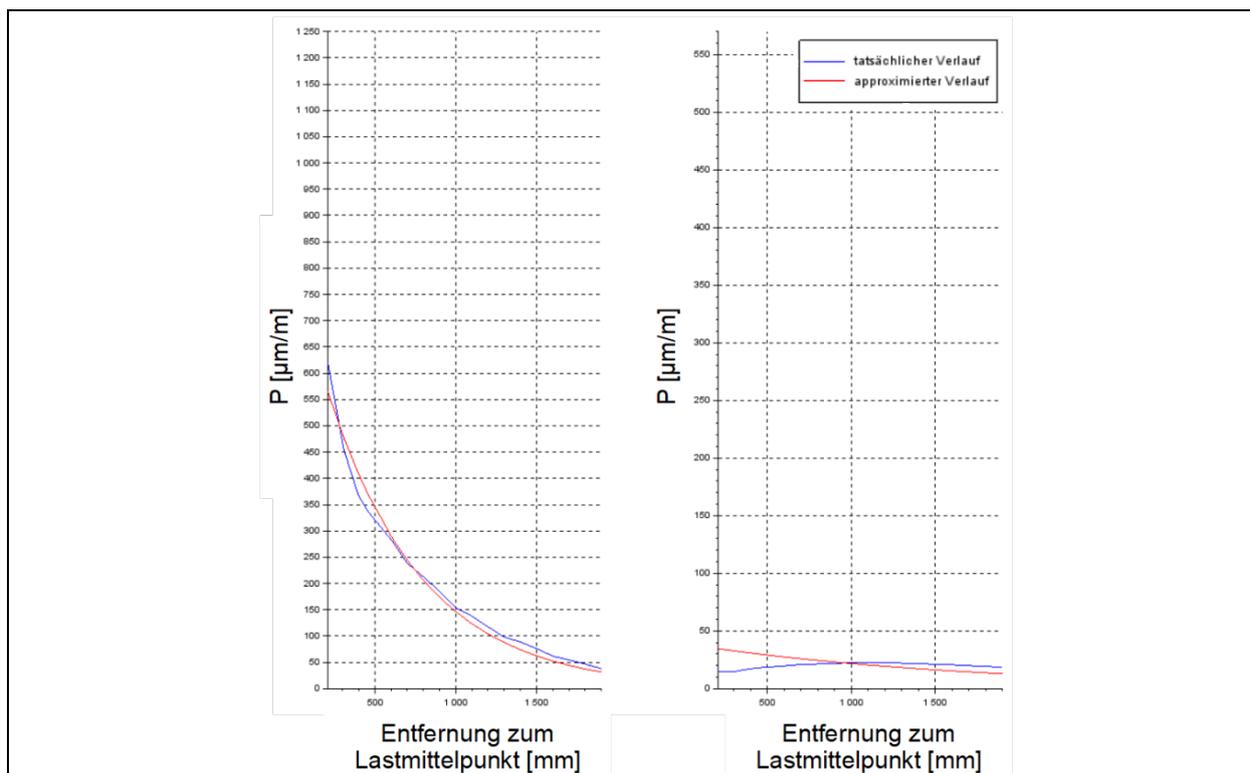


Bild 162: Beispiele zur Anpassung der Regressionsfunktion der Steifigkeitsrückrechnungsmethode auf den Slope-Verlauf

Hierbei ist interessant, dass es Slope-Verläufe gibt, die sehr gut durch die Regressionsgleichung abgebildet werden können (s. linker Teil der Bild 162). Der rechte Teil in Bild 162 zeigt wiederum eine eher schlechte Anpassung an den tatsächlichen Slope-Verlauf, wobei es wichtig ist anzumerken, dass die Anpassung der Regressionsfunktion nur für den lastfernen Teil relevant ist (ab ca. 600 mm Entfernung zum Lastmittelpunkt). Daraus folgt aber auch, dass für die Berechnung der Regressionskonstanten weniger Punkte vorhanden sind, da der lastnahe Teil vernachlässigt wird. Für die vorliegende Anordnung an Sensoren folgt, dass nur drei Slope-Werte (P_{610} , P_{910} und $P_{1.510}$) zur Verfügung stehen. Bei Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD ist mindestens ein weiterer Wert zur Bestimmung der Regressionsfunktion vorhanden (i.d.R. $D_{1.200}$). Hier wäre es bei weitergehenden Forschungsvorhaben interessant, ob ein weiterer Doppler-Laser zu anderen (besseren) Ergebnissen führen könnte.

In einem nächsten Schritt wurde dann verglichen, inwieweit sich das o.g. Vorgehen bei der Anwendung in 3D-Move von den Erfahrungen bei realen Datensätzen unterscheidet. Daher wurden die berechneten Verformungsmulden und Slope-Werte verwendet, um die Ergebnisse der Steifigkeitsrückrechnungsmethode auf Ebene der Verformungen mit denen auf Ebene der Slope-Werte zu vergleichen. Die Lage der Werte wurde dabei auf die Stellen verknüpft, an denen auch in der Realität Doppler-Laser beim TSD wären, d.h. es sind wieder „nur“ drei Werte vorhanden, anhand derer die Regressionsfunktionen bestimmt werden können. Die Ergebnisse des Vergleichs sind Bild 163 zu entnehmen:

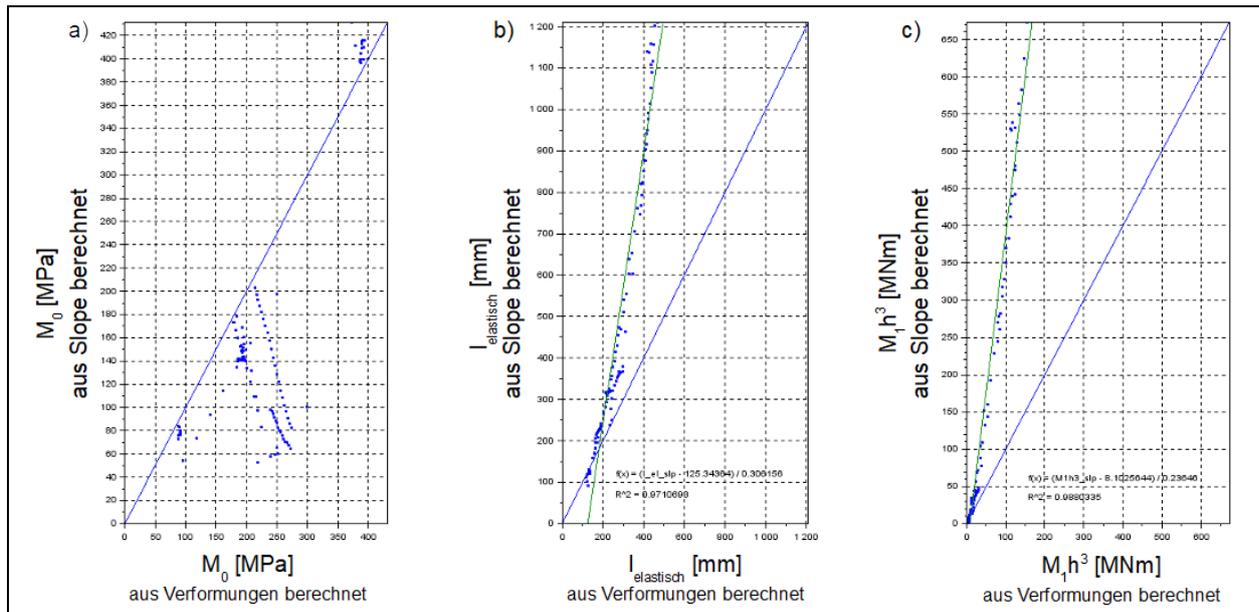


Bild 163: Vergleich der Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode berechnet aus Slope- und Verformungswerten der 3D-Move-Simulation a) Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ; b) Elastische Länge l ; c) Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$

Während der Vergleich der Ergebnisse für den Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 keinerlei auffällige Trends zeigt, scheinen die Berechnungen für die elastische Länge l und die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ eine funktionale Abhängigkeit zwischen der Berechnung über die Verformungsmulde und den Slope-Werten aufzuweisen. In einem ersten Ansatz wurde eine Polynomfunktion zweiten Grades angesetzt, um den funktionalen Zusammenhang zu beschreiben. Diese Funktionen liefern dabei gute Ergebnisse.

4.10.3 Ansätze zur Neuparametrisierung der regressiven Bestimmungsgleichung

In einem nächsten Schritt wurde untersucht, ob die Wahl der Regressionskoeffizienten a_0 , a_1 und a_2 einen Einfluss auf den funktionalen Zusammenhang zwischen der Berechnung auf Basis der Verformungsmulde und Slope-Werte besitzt. Hierzu wurden in einem ersten Schritt die Koeffizientenscharen von GRÄTZ (2009) gewählt, die anhand einer Parameterstudie berechnet wurden. Diese Koeffizientenscharen basieren auf Berechnungen von ZHU et al. (1985) und liefern für Tragfähigkeitsmessungen mittels FWD die besten Übereinstimmungen für $r_0 / l = 0,50$ (GRÄTZ, 2009c; ZHU et al., 1985). Da die Regressionsfunktion beim TSD-Versuch auch auf Ebene der Slope-Werte bestimmt werden muss, wurden die in Tab. 70 aufgeführten Koeffizientenscharen verwendet, um die daraus resultierenden Tragfähigkeitsgrößen zu ermitteln. Das Ergebnis dieser Parameterstudie ist Bild 164 zu entnehmen.

r_0 / l	$a_0 [-]$	$a_1 [-]$	$a_2 [-]$
0,10	0,4142943	-0,4256461	0,0148220
0,12	0,4049645	-0,4096327	0,0142221
0,20	0,4035034	-0,4074319	0,0140961
0,30	0,4009170	-0,4056209	0,0141173
0,50	0,3929480	-0,3984830	0,0137024
0,75	0,3762027	-0,3772602	0,0132253
1,00	0,3567776	-0,3572215	0,0127634
1,25	0,3375172	-0,3369920	0,0123396
1,50	0,3166654	-0,3153807	0,0118968

Tab. 70: Regressionskoeffizienten a_0 , a_1 und a_2 (GRÄTZ, 2009c)

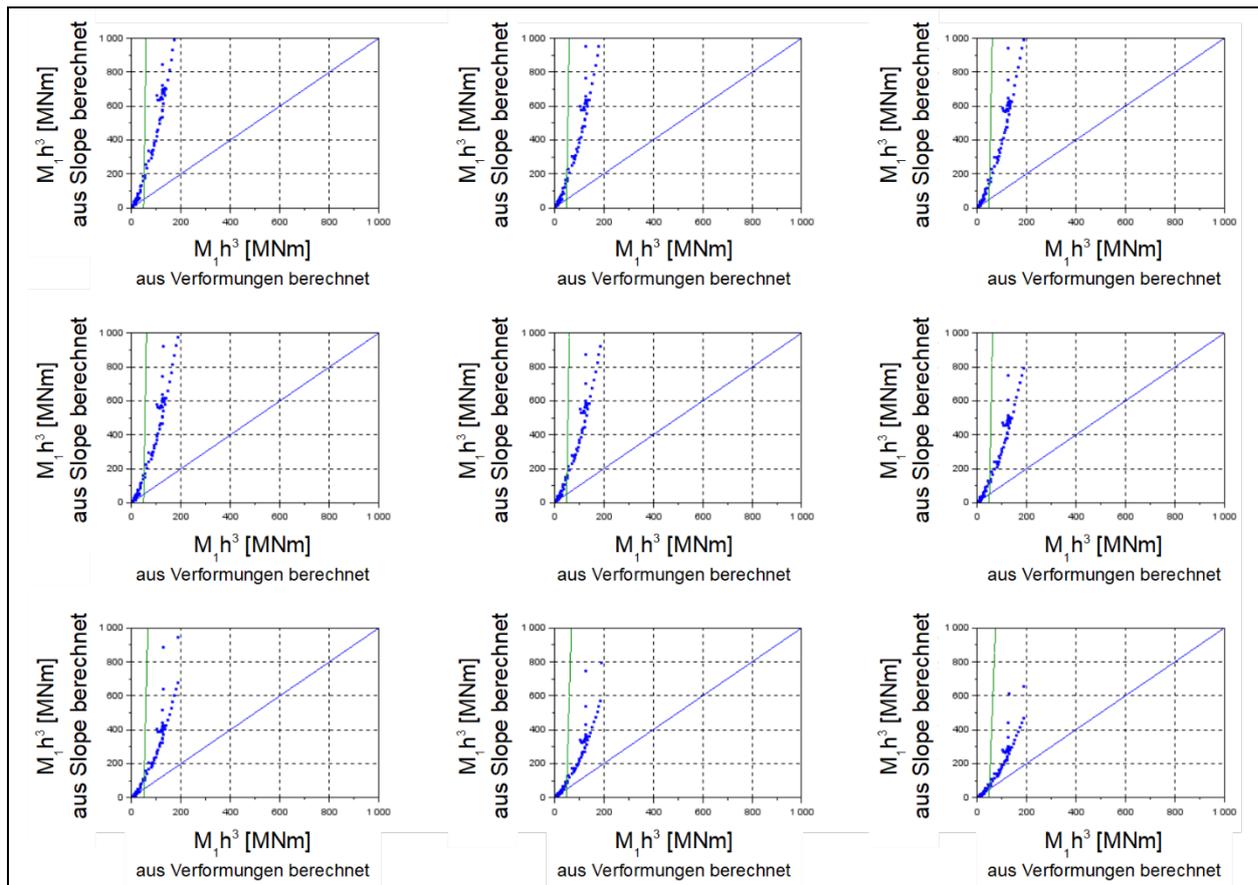


Bild 164: Vergleich der Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode berechnet aus Slope- und Verformungswerten der 3D-Move-Simulation bei Variation der Regressionsparameter a_0 , a_1 und a_2

Bild 164 zeigt, dass die Wahl der Koeffizienten a_0 und a_1 zwar eine Auswirkung auf das Ergebnis hat (die Wahl für a_2 ist irrelevant, da dieser Regressionskoeffizient in der Regressionsgleichung für $P(r)$ nicht mehr auftaucht), allerdings ist dieser Einfluss vergleichsweise gering und der quadratische Zusammenhang bleibt bestehen.

Aus diesem Grund wurde in einem nächsten Schritt eine weitere Parameterstudie durchgeführt. Hierbei wurden anhand der 3D-Move-Simulation und eines realen Datensatzes der Königsforster Runde die Tragfähigkeitskennwerte M_0 , I und $M_1 h^3$ auf Grundlage der Verformungsmulde berechnet. Diese Werte wurden als fest angenommen und untersucht, mit welcher Ausprägung der Regressionskoeffizienten a_0 und a_1 diese Werte mithilfe der Slope-Werte berechnet werden können.

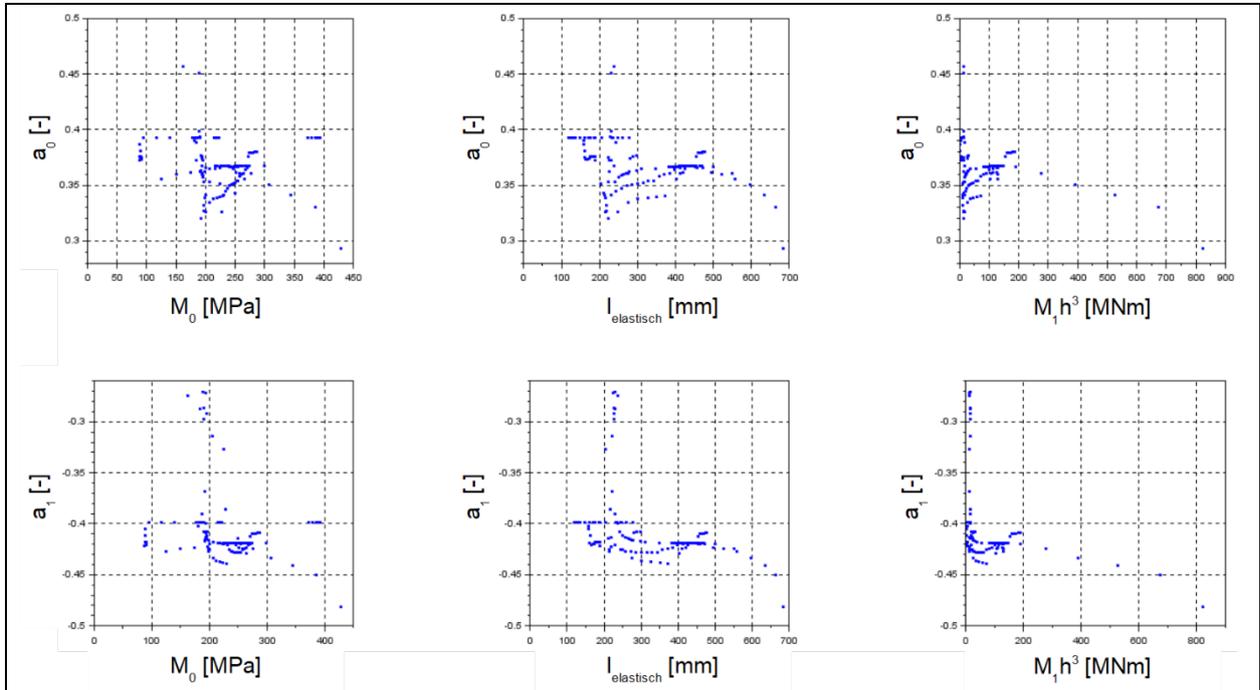


Bild 165: Gegenüberstellung der Regressionskoeffizienten a_0 und a_1 mit den Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode anhand der in 3D-Move simulierten Verformungsereignisse

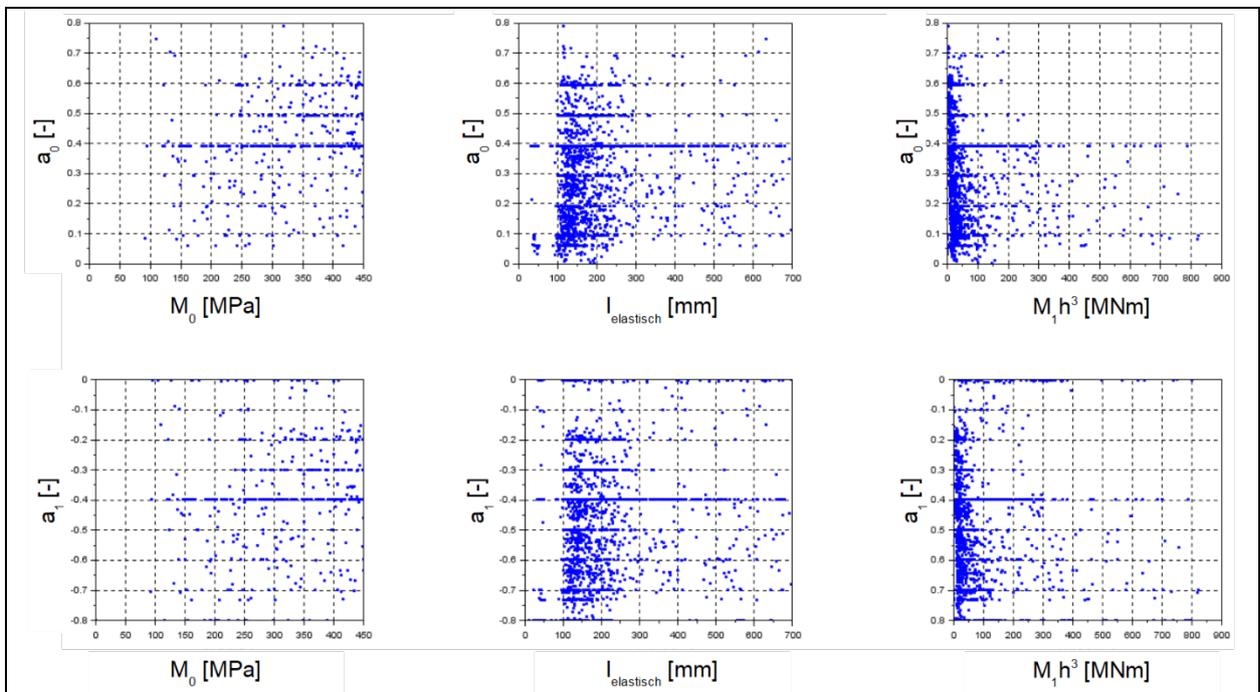


Bild 166: Gegenüberstellung der Regressionskoeffizienten a_0 und a_1 mit den Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode anhand der Verformungsereignisse der MK 6 der Königsforster Runde

Die Vergleiche der Regressionskoeffizienten mit den rückgerechneten Tragfähigkeitsgrößen (anhand der 3D-Move-Simulation und einer Messkampagne der Königsforster Runde) aus Bild 165 und Bild 166 lassen auf den ersten Blick keine direkten Beziehungen zwischen diesen Parametern zu. Während die Verteilung

der Werte bei den in 3D-Move simulierten Beanspruchungsereignissen noch vergleichsweise übersichtlich erscheint, ist die Werteverteilung anhand der realen Messdaten einer Messkampagne der Königsforster Runde sehr stark streuend und nicht systematisch.

Hier besteht in jedem Fall weiterer Forschungsbedarf, da die Kennwerte der Steifigkeitsrückrechnungsmethode prinzipiell sehr gute Indikatoren für die Tragfähigkeit der einzelnen Schichten einer Verkehrsflächenbefestigung sein können, wie es auch die Ergebnisse der 3D-Move-Simulation bewiesen haben. Allerdings gilt es den Funktionsansatz passender zu parametrisieren, um dieses Verfahren auch auf Slope-Ebene anwenden zu können. Hinzu kommt die vergleichsweise geringe Messwertdichte für den relevanten Verformungsmuldenbereich – ein weiterer Doppler-Laser, im Idealfall in einer Entfernung von 1.200 mm Entfernung zum Lastmittelpunkt, würde die Aussagekraft einer Regressionsfunktion erhöhen.

4.11 Vergleich der TSD-Daten mit ZEB-Daten

Wie in Abschnitt 2.2.1.3 detailliert ausgeführt, sind Tragfähigkeitsmessungen, unabhängig vom Messgerät, kein Teil der ZEB, bieten aber die Möglichkeit einer tiefergehenden Analyse des Zustands der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens lagen Messdaten der ZEB und Tragfähigkeitsmessdaten (Erfassung mittels TSD) vor, die miteinander verglichen werden konnten. Die genauen Beschreibungen und die gewählte Vorgehensweise zu diesen Messstrecken sind in Abschnitt 4.4.1.2 und Abschnitt 4.4.2.2 beschrieben. Insgesamt lagen sowohl TSD- als auch ZEB-Daten für folgende Strecken vor:

- ZEB-Dauermessstrecke auf der BAB 5
- Erfassung des Staatsstraßennetzes in Bayern im Auftrag des BayStMB
 - St TSD1 (LK Aschaffenburg)
 - St TSD2 (LK Aschaffenburg)

Hierzu wurden ausgewählte Zustandsgrößen mit ausgewählten Tragfähigkeitskennwerten verglichen. Dieser Vergleich ist als erster Vergleich zu sehen und besitzt nicht den Anspruch einer tiefergehenden Analyse von Zusammenhängen und Unterschieden. In Bild 167 bis Bild 169 sind einzelne Ergebnisse dieses Vergleichs abgebildet:

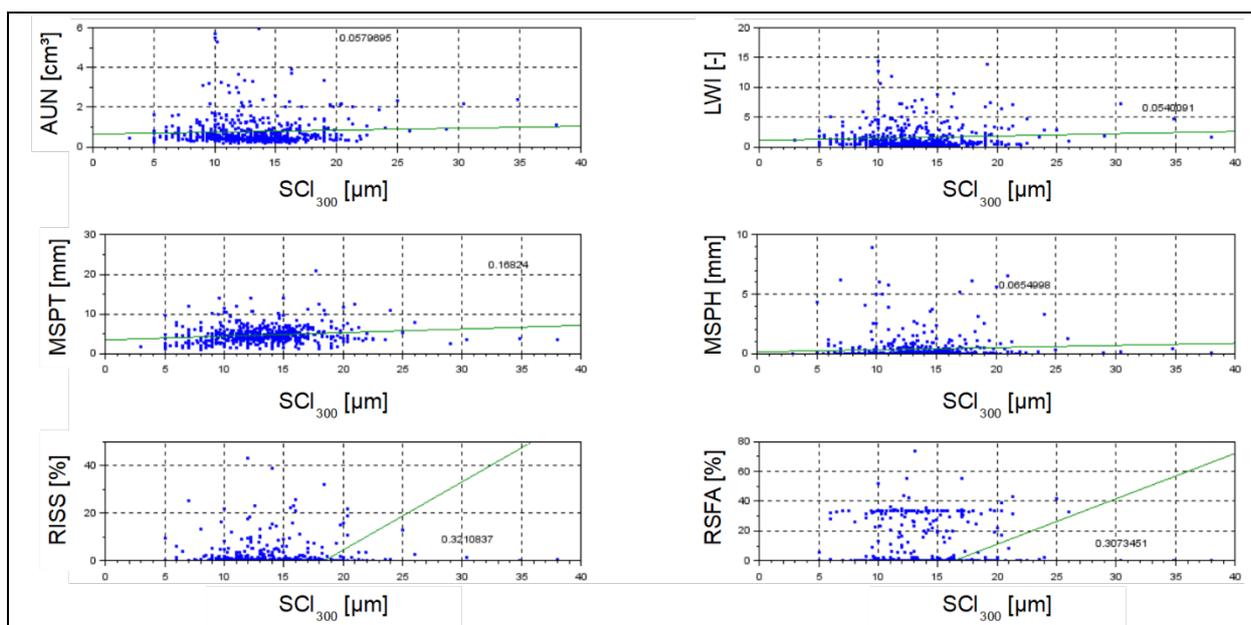


Bild 167: Vergleich von Zustandsgrößen mit dem Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} (ZEB-Dauermessstrecke auf der BAB 5)

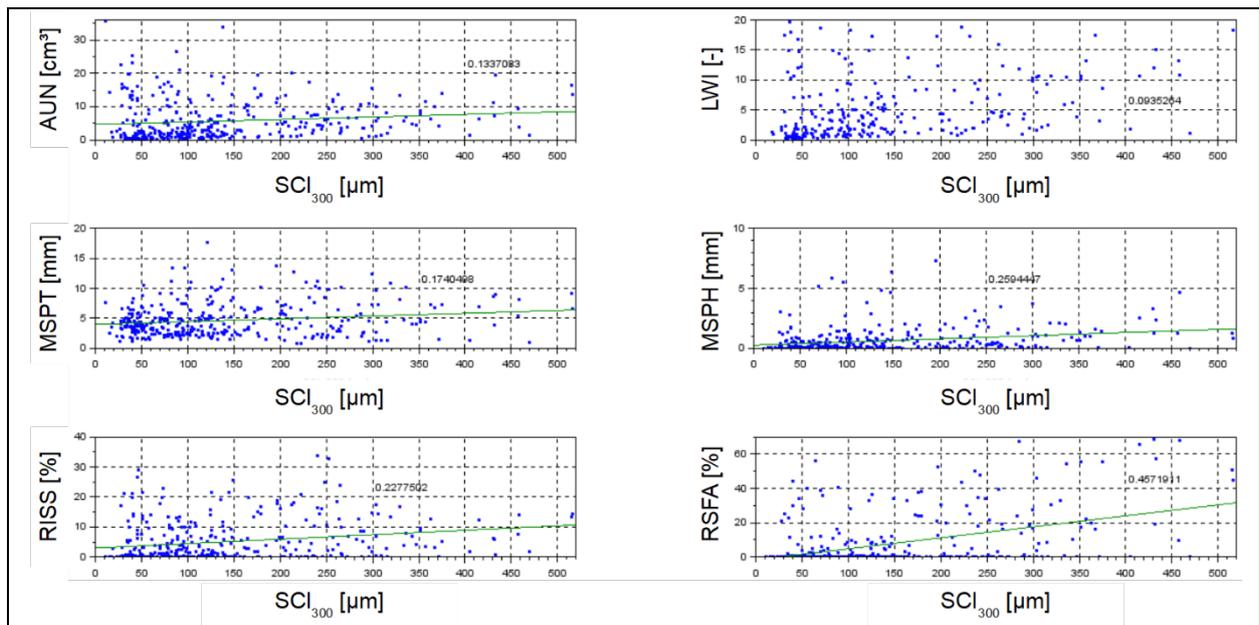


Bild 168: Vergleich von Zustandsgrößen mit dem Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} (St TSD1)

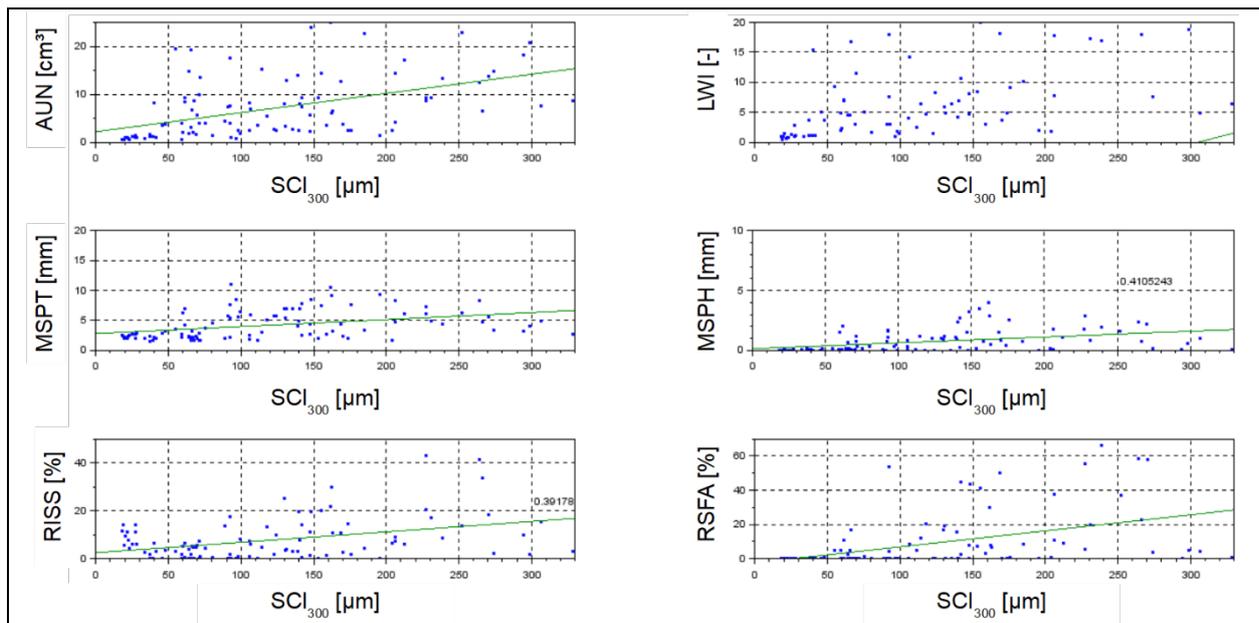


Bild 169: Vergleich von Zustandsgrößen mit dem Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} (St TSD2)

Der Vergleich zwischen Zustandsgrößen und (beispielhaft) dem Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} als Tragfähigkeitskennwert für alle drei Messstrecken zeigt kaum bis keinerlei Zusammenhänge. Es kann festgestellt werden, dass bei globaler Betrachtung von Zustandsgrößen und Tragfähigkeitsgrößen kein Zusammenhang vorherrscht. Dies ist jedoch keinesfalls überraschend, da die jeweils miteinander verglichenen Messverfahren sehr unterschiedlich sind und ebenso unterschiedliche Aspekte einer Verkehrsflächenbefestigung ansprechen. Trotzdem kann ebenfalls konstatiert werden, dass für Einzelfallbetrachtungen ein Abgleich zwischen Zustandsgrößen und Tragfähigkeitsgrößen lohnend sein kann, da sich ggf. schlechte Zustandsgrößen auch durch geringe Tragfähigkeiten manifestieren können. Hier besteht in jedem Fall Forschungsbedarf, inwieweit diese beiden Datenklassen in Kombination einen tiefergehenden Einblick in die Substanzqualität der untersuchten Verkehrsflächenbefestigung geben können.

5 Ergebnisse

5.1 Allgemeines

Ziel des Forschungsvorhabens war es, Auswertungs- und Bewertungsverfahren für Tragfähigkeitsmessungen mit dem TSD zusammenzutragen, diese zu eruiieren und abschließend zu evaluieren. Im Laufe der Bearbeitung wurde eine Vielzahl an unterschiedlichen Aus- und Bewertungsverfahren erarbeitet, die vor allem ihren Ursprung aus Tragfähigkeitsmessungen mit dem FWD haben. Mithilfe von Auswertungen anhand realer Messdaten und einer Parameterstudie in 3D-Move konnten Vor- und Nachteile einzelner Verfahren dargelegt und auch Ansprüche an die Qualitätssicherung während der Messdatenerfassung erarbeitet werden.

Forschungsbedarf besteht hinsichtlich der Temperaturnormierung. Hier kann bisher fast ausschließlich auf Ansätze aus FWD-Tragfähigkeitsmessungen zurückgegriffen werden. Diese führen die Temperaturnormierung jedoch auf der Verformungsseite durch, wodurch sich ggf. unzulässige oder unschlüssige Kennwerte einstellen. Es ist zumindest zu diskutieren, ob eine widerstandsseitige Temperaturnormierung oder eine Normierung auf Ebene der Tragfähigkeitsgrößen oder -werte die sinnvollere Alternative darstellen.

Ein weiteres Fragezeichen besteht in der weiteren Verwertung der Daten. Beispielsweise konnte in Abschnitt 4.8.2 gezeigt werden, dass die Bildung homogener Abschnitte wesentlich von der Wahl des Tragfähigkeitskennwerts abhängt, mit welchem der Algorithmus zur Berechnung durchgeführt wird. Dies ist wiederum davon abhängig, welche Schichttiefe im Rahmen dieser Abschnittsbildung zu homogenen Abschnitten zusammengefasst werden soll.

Zuletzt soll noch auf Anforderungen an die Qualitätssicherung eingegangen werden. Hierbei wurde in Abschnitt 4.9 dargelegt, dass bereits geringe Temperaturdifferenzen innerhalb des Messbalkenquerschnitts zu signifikanten Abweichungen auf Ebene der Tragfähigkeitsgrößen führen. Hier ist großes Augenmerk während der Messungen auf das Temperiersystem innerhalb des Messsattelauflegers zu legen – ebenso im Rahmen des Post-Processings.

5.2 Ergebnisse für die Forschung

Grundsätzlich ist festzustellen, dass es einige geeignete Tragfähigkeitskennwerte gibt, die sich für eine netzweite Anwendung eignen – gleichzeitig aber auch auf Ebene von 10-m-Einzelwerten, also auf Projektebene. Hier gibt es jedoch beispielsweise für die Tragfähigkeitskennwerte der Steifigkeitsrückrechnungsmethode (Darmstädter Auswertemethode), die bei der 3D-Move-Simulation sehr vielversprechende Ansätze gezeigt haben, Anpassungsbedarf an die Dynamik des TSD. Ebenso ist festzustellen, dass aufgrund der fehlenden Erfahrung in der netzweiten Anwendung und des daraus resultierenden, fehlenden Erfahrungsschatzes, nahezu keinerlei Ansätze für Bewertungshintergründe vorliegen. Dies bedeutet, dass zwar Tragfähigkeitsgrößen aus den Rohdaten berechnet werden können, jedoch eine Einordnung in beispielsweise Belastungsklassen (analog zu Tragfähigkeitsmessungen mit dem FWD) fehlen. Hier besteht dringender Forschungsbedarf, um mögliche Bewertungshintergründe modelltheoretisch und anhand realer Messdaten aufzufindig zu machen und festzulegen.

Nachfolgend werden die Ergebnisse des Forschungsprojekts, die für die weiterführende Forschung relevant sind, stichpunktartig zusammengefasst (inkl. zugehörigem Verweis auf das jeweilige Kapitel im Bericht):

- Geschwindigkeitsnormierung (s. Abschnitt 4.5.2)
 - Bei Geschwindigkeiten von $v > 20$ km/h ist der Einfluss der Fahrzeuggeschwindigkeit marginal.
 - Sinkt die Fahrzeuggeschwindigkeit auf unter 20 km/h, nimmt der Einfluss deutlich zu und kann nicht mehr unberücksichtigt bleiben.
- Lastnormierung (s. Abschnitt 4.5.1)
 - Tatsächlich aufgebrauchte Last schwankt aufgrund fahrzeug- und fahrbahngeometrischer Ursachen deutlich.

- Lineare Normierung auf eine Bezugslast ist in einem Bereich von $Q = 50 \text{ kN} \pm 5 \text{ kN}$ erscheint sinnvoll. Darüber hinaus besteht Forschungsbedarf bei größeren Abweichungen.
- Temperaturnormierung (s. Abschnitt 4.5.3)
 - Einfluss der Temperatur auf die Tragfähigkeitsgrößen ist signifikant.
 - Die vorhandenen Normierungsverfahren wurden jedoch auf Grundlage von FWD-Tragfähigkeitsmessungen formuliert.
 - Es besteht Forschungsbedarf hinsichtlich der Formulierung eines Normierungsansatzes inkl. der Beantwortung der Fragestellung, an welcher Stelle der Datenbearbeitung diese Normierung stattfinden soll.
- Verformungsberechnungsverfahren (s. Abschnitt 4.6)
 - Beide diskutierten Verfahren liefern in der 3D-Move-Simulation gute Ergebnisse.
 - Das Tailtaming beim AUTC-Verfahren kann bei vergleichsweise steifen Verkehrsflächenbefestigungen zu Problemen führen.
- Tragfähigkeitskennwerte (ab Abschnitt 4.7.2)
 - Kennwerte der SCI-Familie liefern sowohl in der 3D-Move-Simulation als auch bei Anwendung auf reale Messdaten gute Ergebnisse hinsichtlich Aussagekraft und Zuverlässigkeit.
 - Kennwerte der SBM zeigen in der 3D-Move-Simulation sehr hohe Sensitivitäten, d.h. sind in der Lage Änderungen in der Steifigkeit der jeweils betrachteten Schicht zu signalisieren. Für die Anwendung an realen Messdaten ist die Zahl an verwendbaren Doppler-Lasern zu gering, um die Kennwerte zuverlässig zu bestimmen. Hier besteht Forschungsbedarf, inwiefern weitere Doppler-Laser im lastfernen Bereich die Zuverlässigkeit erhöhen können.
- Vergleich von ZEB- mit TSD-Daten (s. Abschnitt 4.11)
 - Der Vergleich von Tragfähigkeitsgrößen mit Zustandsgrößen liefert keinerlei Korrelation.
- QS-Ansätze (s. Abschnitt 4.9)
 - Es ist von großer Bedeutung die Temperaturdifferenzen im Messbalken zu beachten, da hier bereits geringe Differenzen zwischen der Temperatur an der Ober- und Unterseite des Messbalkens zu großen Änderungen bei den Messwerten führen können.

5.3 Ergebnisse für die Anwendung

Grundsätzlich ist der Literatur und den durchgeführten Auswertungen zu entnehmen, dass das TSD ein Messsystem ist, mit dem tragfähigkeitsbezogene Kenngrößen reproduzierbar und mit für das Pavement Management ausreichender Genauigkeit während der Mitfahrt im Verkehrsfluss erhoben werden können.

Das Gerät misst zwar, anders als bekannte Tragfähigkeitsmesssysteme, die Verformungen nicht direkt, sondern bestimmt die Steigung (Slope-Werte) der Verformungsmulde an bestimmten Stellen. Inzwischen liegen jedoch Methoden vor, mit denen aus den Slope-Werten zutreffende Verformungsmulden ermittelt werden können.

- Das aktuelle von Greenwood A/S angebotene Verfahren (s. Abschnitt 3.3.2 und Abschnitt 4.6.1) nach PEDERSEN (2013) wurde mit dieser Untersuchung als stabiles und ausreichend genaues Rückrechnungsverfahren bestätigt.
- Das australische „AUTC-Verfahren“ (s. Abschnitt 3.3.3 und Abschnitt 4.6.2) ist in seiner Qualität bei vergleichsweise weichen (dünnen) Aufbauten vergleichbar mit dem Ansatz nach PEDERSEN (2013). Das Verfahren hat aber im Moment noch Probleme mit steiferen Aufbauten, was an einer in Australien für dortige Verhältnisse entwickelten Plausibilitätskontrolle („tail taming“) liegen kann, die für zentraleuropäische Verhältnisse noch optimiert werden muss.

Derzeit wird empfohlen, das Verfahren nach PEDERSEN (2013) zu verwenden, um aus den vom TSD ermittelten Slope-Werten auf Verformungsmulden zu schließen.

Ist die Verformungsmulde bekannt, können im Prinzip alle Auswertemethoden angewandt werden, die von den derzeit bereits etablierten Tragfähigkeitsmesssystemen bekannt sind und für die umfangreiche Bewertungshintergründe vorliegen. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, dass die Form der Verformungsmulden durch die dem Messprinzip geschuldete, spezifische, hochdynamische Belastung und die dadurch aktivierten Trägheits- und Viskositätseffekte systematisch verzerrt wird: Die Verformungsmulde ist im Belastungsbereich (also vor dem Rad) in der Regel steiler als im Entlastungsbereich (also hinter dem Rad) und ihr Tiefpunkt ist gegenüber dem Lastmittelpunkt (dem belastenden Rad) nach hinten verschoben.

Je nach Anwendungszweck sind verschiedene Auswertungen sinnvoll.

Einfache Tragfähigkeitskennwerte

eignen sich beispielsweise für schnelle Auswertungen:

- Erkennen von Entwicklungen
- Qualitativer Vergleich von Tragfähigkeitsniveaus

Als einfache Tragfähigkeitskennwerte sind hier sind zu nennen:

- Verformung im Lastmittelpunkt D_0
- Oberflächenkrümmungsindizes

In diesem Zusammenhang sollte die britische TSD-spezifische Auswertemöglichkeit zumindest kurz angerissen werden. Dort werden die Slope-Werte 30 cm vor dem belastenden Rad als Tragfähigkeitskennwert verwendet. Das ist die Stelle, an der die Verformungsmulden weicher Aufbauten ihren Wendepunkt haben, an denen daher die Steigung (der Slope) innerhalb der Verformungsmulde also am größten ist. Für weichere Beläge differenziert dieser Wert daher sehr gut. Bei steiferen Aufbauten liegt der Wendepunkt weiter vom Belastungspunkt entfernt – die Steigung an der Auswertestelle nimmt daher überproportional ab. Die Auswertungsmethode eignet sich daher zum Erkennen weicher Aufbauten und erlaubt innerhalb dieser Gruppe eine gute Differenzierung in gut/schlecht bzw. das Erkennen von Verschlechterungen.

Für gezieltere Auswertungen ist es sinnvoll, Auswertungen durchzuführen, die Rückschlüsse auf die

Wirkung der lastverteilenden Schicht und auf den Einfluss der Unterlage zulassen. Dabei kann man grob sagen, dass sich vom Niveau der Krümmung der Verformungsmulde auf die Steifigkeit der lastverteilenden Schicht (stärkere Krümmung $\hat{=}$ weichere Schicht), vom Niveau der Verformung (auch außerhalb der Belastungszone) auf die Steifigkeit der Unterlage schließen lässt. Allerdings bestehen gegenseitige (schwächere) Abhängigkeiten zwischen diesen beiden Einflüssen, die bei den ausgefeilteren Auswertemethoden berücksichtigt werden.

Insofern sind die Auswerteparameter hilfreich, die die beiden Kennwerte „Krümmung der Verformungsmulde“ (z.B. SCI_{300}) und „Niveau der Verformung“ (z.B. SCI_{SUB}) beschreiben.

Vorteilhaft ist es, wenn aus diesen Werten direkt auf mechanische Eigenschaften geschlossen werden kann. Für das FWD ist mit der Steifigkeitsrückrechnungsmethode (SBM) (s. Abschnitt 3.4.20, Abschnitt 3.4.22 und Abschnitt 3.4.23) eine Methode bekannt, die den Rückschluss auf die Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ und auf die Steifigkeit der Unterlage M_0 erlaubt. Diese ist wegen der oben angesprochenen Besonderheiten des TSD nur bedingt direkt übertragbar. Es scheint jedoch möglich, diesen Ansatz durch weitere Forschung auf das TSD anzupassen. Dabei sollte auch versucht werden, den Ansatz nach Möglichkeit so anzupassen, dass dieser direkt auf die vom TSD ermittelten Slope-Werte aufbaut.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass das TSD in jedem Fall ein Messgerät ist, mit dem binnen kürzester Zeit große Mengen an FS-km hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit erfasst werden können – und zwar sehr prozesssicher. Mit zunehmender Erfahrung und der Etablierung eines stabilen Bewertungshintergrunds und der Einführung eines QS-Prozesses (analog zur ZEB) kann das TSD einen maßgeblichen Beitrag zur Erweiterung der Zustandserfassung von Verkehrsflächenbefestigungen liefern.

Abbildungsverzeichnis

Bild 1: Methodisches Vorgehen in AP-Kreisen (APK)	20
Bild 2: Projektablaufplan (PAP)	23
Bild 3: Lebenszyklus einer Verkehrsflächenbefestigung inkl. der zu berücksichtigenden Parameter (LEUTNER & WELLNER, 2007)	27
Bild 4: Einflussgrößen auf die Lebensdauer einer Verkehrsflächenbefestigung (STÖCKNER, GERDES & SCHWOTZER, 2013)	28
Bild 5: Mögliche Verläufe der Substanzverluste (SCHMUCK, 1987)	29
Bild 6: Synthetisierung des Gesamtwerts aus Zustandsgrößen – angelehnt an (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2018d)	37
Bild 7: Prinzip der Substanzbewertung nach RSO Asphalt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015b)	38
Bild 8: Hauptsächliche Aktivitäten innerhalb eines PMS – angelehnt an (Haas & Hudson, 1978)	39
Bild 9: Prinzipskizze des Messfahrzeugs (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a, 2017)	40
Bild 10: Anordnung der Doppler-Laser zur Ermittlung der Slope-Werte (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a)	40
Bild 11: Prinzipskizze zur Berechnung des Slope-Wertes in einem fahrzeugbezogenen Koordinatensystem (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a)	41
Bild 12: Prozess der Erfassung und Auswertung von TSD-Messdaten (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)	41
Bild 13: Schema zum Pseudocode und der Berücksichtigung der Verformungsmuldenberechnungs- und Normierungsverfahren (Last und Temperatur)	52
Bild 14: Vergleich der tatsächlichen Temperatur mit modellierten Temperaturen in einer Tiefe von $d = 50$ mm (ČIČKOVIĆ, 2019)	55
Bild 15: Parameterstudie zum Temperaturnormierungsverfahren nach LUKANEN et al. (2000) a) Verlauf des $SCI_{300,ref}$ für $h_{AC} = 15$ cm; b) Verlauf des $SCI_{300,ref}$ für $h_{AC} = 20$ cm; c) Verlauf des $SCI_{300,ref}$ für $h_{AC} = 25$ cm; d) Verlauf des $SCI_{300,ref}$ für $h_{AC} = 30$ cm	58
Bild 16: Parameterstudie zum Saisonalitätskoeffizienten und der Fahrbahnoberflächentemperatur	61
Bild 17: Parameterstudie zum „Wendepunkt“ der Temperaturnormierung nach GRACZYK (2010)	61
Bild 18: Parameterstudie zum Temperaturkorrekturverfahren nach NASIMIFAR et al. (2018)	63
Bild 19: Prinzipskizze zur Winkler'schen Bettungsfunktion (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2015a)	65
Bild 20: Ansatz für die Steigungsfunktion des asymmetrischen Modells nach PEDERSEN (2013) (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)	67
Bild 21: Ermittlung der Verformungsmulde nach dem AUTC-Verfahren (MULLER & ROBERTS, 2013)	68
Bild 22: Unterscheidung zwischen der Lagrange- und der Euler-Darstellung (SHADLO, OGER & LE TOUZÉ, 2016)	69
Bild 23: Euler-Darstellung der Verformung (ZOFKA ET AL., 2014)	69
Bild 24: Ermittlung von Tragfähigkeitskenngrößen auf Grundlage von TSD-Messdaten (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)	70
Bild 25: Schematische Darstellung des P_{300} (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)	71
Bild 26: Schematische Darstellung des D_0	72

Bild 27: Schematische Darstellung des R_0 – elliptische Form ergibt sich aus der überhöhten Darstellung der z-Achse (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)	74
Bild 28: Schematische Darstellung der Fläche A	75
Bild 29: Schematische Darstellung des SCI_{300} (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)	76
Bild 30: Verbindung zwischen Ort der gemessenen Verformungen und Schichteigenschaften (DONOVAN & TUTUMLUER, 2009)	79
Bild 31: a) SCI_{300} in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten; b) SCI_{SUB} in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul der ungebundenen Schichten	79
Bild 32: SCI_{SUB} in Abhängigkeit vom Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0	80
Bild 33: Schematische Darstellung des BCI	80
Bild 34: Schematische Darstellung des BDI	81
Bild 35: Schematische Darstellung des DSI_i	84
Bild 36: Schematische Darstellung des δ	87
Bild 37: Vergleich der Reaktion von Beschleunigungssensoren auf TSD-Überfahrten bei Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt und Beton (FERNE et al., 2009a)	87
Bild 38: Auswirkung der Betrachtung viskoser Materialeigenschaften auf die Rückrechnung von Slope- (rechts) und Verformungsverläufen (links) (NIELSEN, 2019)	88
Bild 39: Berechnungsmodell „Platte auf elastisch-isotropem Halbraum“ ohne Schichtenverbund zwischen der Platte und dem Halbraum (GRÄTZ, 2009c)	89
Bild 40: Vergleich zwischen gemessener, regressiv angenäherter und plattentheoretisch berechneter Verformungsmulde (ČIČKOVIĆ & BALD, 2017)	91
Bild 41: Schematische Darstellung des I	93
Bild 42: Mehrschichtenmodell (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2011a)	96
Bild 43: Schema des Rückrechnungsprozesses von Elastizitätsmoduln aus Verformungsmulden (HAAS et al., 2015)	97
Bild 44: Bestimmung der Ersatzdicke der Verstärkung (Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych [GDDP] & Instytut Badawczy Dróg i Mostów [IBDiM], 2012)	97
Bild 45: Belastungsszenario in 3D-Move	101
Bild 46: Eingabefenster zum Spaltzug-Schwellversuch in 3D-Move	103
Bild 47: Berechnung der Master-Curve in 3D-Move	103
Bild 48: Schichtenaufbau für die Simulation in 3D-Move	104
Bild 49: Master-Curves der simulierten Asphaltarten	105
Bild 50: Streckenverlauf der „Königsforster Runde“ (JANSEN, 2019b)	108
Bild 51: Streckenverlauf der ZEB-Dauermessstrecke auf der BAB 5 (SKAKUJ & KOMMA, 2016)	108
Bild 52: a) Verlauf des $DTV^{(SV)}$ auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; b) Verlauf der TSD-Geschwindigkeit auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; c) Verlauf des P_{300} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; d) Verlauf des D_0 auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; e) Verlauf des SCI_{300} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; f) Verlauf des SCI_{SUB} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; g) Verlauf des Gebrauchswerts auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1; h) Verlauf des Substanzwerts auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD1	110
Bild 53: a) Verlauf des $DTV^{(SV)}$ auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; b) Verlauf der TSD-Geschwindigkeit auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; c) Verlauf des P_{300} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; d) Verlauf des D_0 auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; e)	

Verlauf des SCI_{300} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; f) Verlauf des SCI_{SUB} auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; g) Verlauf des Gebrauchswerts auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2; h) Verlauf des Substanzwerts auf dem ausgewählten Abschnitt der St TSD2	110
Bild 54: Verlauf der dynamischen Radlasten	111
Bild 55: Summenlinie der dynamischen Radlasten	112
Bild 56: Schichtenaufbau für die Simulation in 3D-Move (Aufbau Bk1,0)	113
Bild 57: Schichtenaufbau für die Simulation in 3D-Move (Aufbau Bk100)	113
Bild 58: Eingabefenster der Lastkonfiguration in 3D-Move	114
Bild 59: a) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Radlast bei einem Schichtenaufbau gemäß Bk100; b) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Radlast bei einem Schichtenaufbau gemäß Bk1,0	115
Bild 60: a) Verlauf von D_0 in Abhängigkeit von der Radlast; b) Verlauf von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Radlast; c) Verlauf von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Radlast; d) Verlauf von $I_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Radlast; e) Verlauf von M_0 in Abhängigkeit von der Radlast; f) Verlauf von M_1h^3 in Abhängigkeit von der Radlast; g) Verlauf von R_0 in Abhängigkeit von der Radlast; h) Verlauf von Tz in Abhängigkeit von der Radlast – blau: Schichtenaufbau gemäß Bk100, rot: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0	115
Bild 61: a) Lastkorrigierter Verlauf von D_0 in Abhängigkeit von der Radlast; b) Lastkorrigierter Verlauf von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Radlast; c) Lastkorrigierter Verlauf von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Radlast; d) Lastkorrigierter Verlauf von $I_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Radlast; e) Lastkorrigierter Verlauf von M_0 in Abhängigkeit von der Radlast; f) Lastkorrigierter Verlauf von M_1h^3 in Abhängigkeit von der Radlast; g) Lastkorrigierter Verlauf von R_0 in Abhängigkeit von der Radlast; h) Lastkorrigierter Verlauf von Tz in Abhängigkeit von der Radlast – blau: Schichtenaufbau gemäß Bk100, rot: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0	116
Bild 62: Mittelwert der Verformungsdifferenzen bzgl. der Verformungen bei Referenzlast	116
Bild 63: a) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit bei Aufbau nach Bk1,0 und hohem Elastizitätsmodul für die ungebundenen Schichten; b) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit bei Aufbau nach Bk1,0 und niedrigem Elastizitätsmodul für die ungebundenen Schichten; c) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit bei Aufbau nach Bk100	118
Bild 64: a) Verlauf von D_0 in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; b) Verlauf von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; c) Verlauf von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; d) Verlauf von $I_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; e) Verlauf von M_0 in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; f) Verlauf von M_1h^3 in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; g) Verlauf von R_0 in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD; h) Verlauf von Tz in Abhängigkeit von der Horizontalgeschwindigkeit des TSD – blau: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0 und hohe Steifigkeit der ungebundenen Schichten, rot: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0 und geringe Steifigkeit der ungebundenen Schichten, grün: Aufbau gemäß Bk100	119
Bild 65: a) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Temperatur bei Aufbau nach Bk100; b) Verformungsmulden in Abhängigkeit von der Temperatur bei Aufbau nach Bk1,0	120
Bild 66: Verlauf von D_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; b) Verlauf von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; c) Verlauf von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; d) Verlauf von $I_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; e) Verlauf von M_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; f) Verlauf von M_1h^3 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; g) Verlauf von R_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur; h) Verlauf von Tz in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur – blau: Schichtenaufbau gemäß Bk100, rot: Schichtenaufbau gemäß Bk1,0	121
Bild 67: a) Temperaturkorrigierte Verläufe von D_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); b) Temperaturkorrigierte Verläufe von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); c) Temperaturkorrigierte Verläufe von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); d) Temperaturkorrigierte Verläufe von $I_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur	

(Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); e) Temperaturkorrigierte Verläufe von M_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); f) Temperaturkorrigierte Verläufe von M_1h^3 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); g) Temperaturkorrigierte Verläufe von R_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0); h) Temperaturkorrigierte Verläufe von T_z in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk1,0) – blau: Temperaturkorrektur nach JANSEN, grün: Temperaturkorrektur nach GRACZYK, rot: Temperaturkorrektur nach NASIMIFAR ET AL.	122
Bild 68: a) Temperaturkorrigierte Verläufe von D_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); b) Temperaturkorrigierte Verläufe von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); c) Temperaturkorrigierte Verläufe von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); d) Temperaturkorrigierte Verläufe von $I_{elastisch}$ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); e) Temperaturkorrigierte Verläufe von M_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); f) Temperaturkorrigierte Verläufe von M_1h^3 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); g) Temperaturkorrigierte Verläufe von R_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100); h) Temperaturkorrigierte Verläufe von T_z in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (Schichtenaufbau gemäß Bk100) – blau: Temperaturkorrektur nach JANSEN, grün: Temperaturkorrektur nach GRACZYK, rot: Temperaturkorrektur nach NASIMIFAR ET AL.	123
Bild 69: a) Darstellung des Bestimmtheitsmaßes und der Steigung der Regressionsgeraden zwischen „realer“ Verformung und Verformung nach PEDERSEN (2013), b) Scatter-Plot von „realen“ und Pedersen-Verformungen (blau: ideale Winkelhalbierende, grün: Regressionsgerade)	127
Bild 70: Annäherung des Slope-Verlaufs durch Splines nach dem AUTC-Verfahren	128
Bild 71: Auswirkung der Verschiebung des Nulldurchgangs beim Slope-Verlauf auf die resultierende Verformungsmulde	129
Bild 72: a) Darstellung des Bestimmtheitsmaßes und der Steigung der Regressionsgeraden zwischen „realer“ Verformung und Verformung nach AUTC, b) Scatter-Plot von „realen“ und AUTC-Verformungen (blau: ideale Winkelhalbierende, grün: Regressionsgerade)	130
Bild 73: Auftretende Probleme beim Tailtaming von Slope-Verläufen	130
Bild 74: Vergleich des Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} nach der Art des Verformungsmuldenberechnungsansatzes a) nach AUTC-Verfahren; b) nach PEDERSEN (2013)	131
Bild 75: Vergleich der charakteristischen Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3 nach der Art des Verformungsmuldenberechnungsansatzes a) nach AUTC-Verfahren; b) nach PEDERSEN (2013)	132
Bild 76: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Fahrzeuggeschwindigkeit (mit $E_0 = 275$ MPa)	133
Bild 77: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Fahrzeuggeschwindigkeit (mit $E_0 = 60$ MPa)	133
Bild 78: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Radlast für einen Aufbau gemäß Bk100	133
Bild 79: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Radlast für einen Aufbau gemäß Bk1,0	134
Bild 80: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Asphaltkörpertemperatur für einen Aufbau gemäß Bk100	134
Bild 81: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Asphaltkörpertemperatur für einen Aufbau gemäß Bk1,0	134
Bild 82: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation der Dicke der gebundenen Schichten	135
Bild 83: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation des Elastizitätsmoduls der gebundenen Schichten	135
Bild 84: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten für einen Aufbau gemäß Bk100	136
Bild 85: Sensitivitätsanalyse für die Parametervariation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten für einen Aufbau gemäß Bk1,0	136

Bild 86: Beispielhaftes Netzdiagramm für 14 Messkampagnen der Königsforster Runde	138
Bild 87: Korrelation des SCI_{300} zwischen MK 2 und MK 4 der Königsforster Runde inkl. zugehöriger Regressionsgerade (grün) und Bestimmtheitsmaßes a) für 10-m-Einzelwerte; b) für 100-m-Abschnittswerte	138
Bild 88: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für P_{300} (Königsforster Runde)	140
Bild 89: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für P_{300}	141
Bild 90: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für D_0 (Königsforster Runde)	143
Bild 91: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für D_0	144
Bild 92: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von D_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	145
Bild 93: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für R_0 (Königsforster Runde)	146
Bild 94: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für R_0	147
Bild 95: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von R_0 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	148
Bild 96: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für A (Königsforster Runde)	149
Bild 97: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für A	150
Bild 98: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von A in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	151
Bild 99: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für F_1	153
Bild 100: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für F_1 (Königsforster Runde)	154
Bild 101: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von F_1 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	155
Bild 102: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für SCI_{200} (Königsforster Runde)	156
Bild 103: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für SCI_{200}	157
Bild 104: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von SCI_{200} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	158
Bild 105: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für SCI_{300} (Königsforster Runde)	159
Bild 106: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für SCI_{300}	160
Bild 107: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von SCI_{300} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	161
Bild 108: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für SCI_{SUB} (Königsforster Runde)	162
Bild 109: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für SCI_{SUB}	163
Bild 110: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von SCI_{SUB} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (keinerlei Auswirkung der Temperaturkorrektur auf die Ausprägung des SCI_{SUB}) a) Bk100; b) Bk1,0	164
Bild 111: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für BCI (Königsforster Runde)	165
Bild 112: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für BCI	166

Bild 113: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von BCI in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	167
Bild 114: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für BDI (Königsforster Runde)	168
Bild 115: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für BDI	169
Bild 116: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von BDI in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	170
Bild 117: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für AUPP (Königsforster Runde)	171
Bild 118: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für AUPP	172
Bild 119: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von AUPP in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	173
Bild 120: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für DSI ₃₀₀ (Königsforster Runde)	174
Bild 121: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für DSI ₃₀₀	175
Bild 122: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von DSI ₃₀₀ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	176
Bild 123: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für S (Königsforster Runde)	177
Bild 124: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für S	178
Bild 125: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von S in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	179
Bild 126: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für Tz (Königsforster Runde)	180
Bild 127: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für Tz	181
Bild 128: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von Tz in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	182
Bild 129: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für RI	183
Bild 130: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für RI (Königsforster Runde)	184
Bild 132: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für ZRI	185
Bild 131: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für ZRI (Königsforster Runde)	186
Bild 133: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für M ₀ (Königsforster Runde)	187
Bild 134: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für M ₀	188
Bild 135: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von M ₀ in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	189
Bild 136: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für I (Königsforster Runde)	190
Bild 137: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für I	191
Bild 138: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von I in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	192
Bild 139: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für M ₁ h ³ (Königsforster Runde)	193
Bild 140: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für M ₁ h ³	194

Bild 141: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von M_1h^3 in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	195
Bild 142: Netzdiagramm der Abschnittsmittelwerte für SN_{eff} (Königsforster Runde)	196
Bild 143: Übersicht der Abschnittsmittelwerte für SN_{eff}	197
Bild 144: Auswirkung der Temperaturkorrektur nach JANSEN (2009) auf die Ausprägung von SN_{eff} in Abhängigkeit von der Asphaltkörpertemperatur (blau: ohne Temperaturkorrektur; rot: mit Temperaturkorrektur) a) Bk100; b) Bk1,0	198
Bild 145: Auswerteraster der ZEB und mögliches Auswerteraster für TSD-Messdaten	210
Bild 146: 100-m-Aggregation anhand des SCI_{300} für die St TSD1	211
Bild 147: 100-m-Aggregation anhand des SCI_{300} für die St TSD2	211
Bild 148: a) Darstellung der kumulativen Summen für den SCI_{300} ; b) Darstellung des gleitenden Mittelwerts für die SCI_{300} -Einzelwerte mit $q = 30$ (Bayerische Staatsbauverwaltung, 2019)	212
Bild 149: a) Darstellung der kumulativen Summen für den geglätteten SCI_{300} mit $q = 30$; b) Darstellung des Steigungsverlaufs (erste Ableitung) der kumulativen Summen mit vorher geglättetem SCI_{300} -Verlauf ($q = 30$) (Bayerische Staatsbauverwaltung, 2019)	212
Bild 150: Darstellung des Verlaufs für SCI_{300} mit homogener Abschnittsbildung, jeweiligem Mittelwert und Standardabweichungsumgebung (Bayerische Staatsbauverwaltung, 2019)	213
Bild 151: Bildung homogener Abschnitte anhand des SCI_{300} für die St TSD1	213
Bild 152: Bildung homogener Abschnitte anhand des SCI_{300} für die St TSD2	214
Bild 153: Bildung homogener Abschnitte anhand der 100-m-Abschnittswerte des SCI_{300} für die St TSD1	214
Bild 154: Bildung homogener Abschnitte anhand der 100-m-Abschnittswerte des SCI_{300} für die St TSD2	215
Bild 155: Bildung homogener Abschnitte auf Grundlage unterschiedlicher Tragfähigkeitskennwerte und des jeweiligen 100-m-Abschnittswerts a) Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} ; b) Oberflächenkrümmungsindex SCI_{SUB} ; c) Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ; d) Fläche A	215
Bild 156: Verlauf des Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} für die Messkampagnen MK 3 bis MK 6 in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur	216
Bild 157: a) Verlauf der Lufttemperatur für den 21. August 2019; b) Verlauf der Bodentemperatur in 10 cm Tiefe für den 21. August 2019; c) Verlauf der Niederschlagshöhe für den 21. August 2019; d) Verlauf der Windgeschwindigkeit für den 21. August 2019 (Deutscher Wetterdienst [DWD], 2019))	217
Bild 158: Verlauf der Messbalkentemperaturdifferenzen für MK 4	218
Bild 159: Verlauf der Messbalkentemperaturdifferenzen für MK 5	218
Bild 160: Verlauf der Messbalkentemperaturdifferenzen für MK 2	219
Bild 161: Vergleich der Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode berechnet aus Slope- und Verformungswerten der Königsforster Runde a) Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ; b) Elastische Länge l ; c) Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3	220
Bild 162: Beispiele zur Anpassung der Regressionsfunktion der Steifigkeitsrückrechnungsmethode auf den Slope-Verlauf	221
Bild 163: Vergleich der Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode berechnet aus Slope- und Verformungswerten der 3D-Move-Simulation a) Schichtmodul der ungebundenen Schichten M_0 ; b) Elastische Länge l ; c) Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht M_1h^3	222
Bild 164: Vergleich der Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode berechnet aus Slope- und Verformungswerten der 3D-Move-Simulation bei Variation der Regressionsparameter a_0 , a_1 und a_2	223

Bild 165: Gegenüberstellung der Regressionskoeffizienten a_0 und a_1 mit den Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode anhand der in 3D-Move simulierten Verformungsereignisse	224
Bild 166: Gegenüberstellung der Regressionskoeffizienten a_0 und a_1 mit den Tragfähigkeitsgrößen der Steifigkeitsrückrechnungsmethode anhand der Verformungsereignisse der MK 6 der Königsforster Runde	224
Bild 167: Vergleich von Zustandsgrößen mit dem Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} (ZEB-Dauermessstrecke auf der BAB 5)	225
Bild 168: Vergleich von Zustandsgrößen mit dem Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} (St TSD1)	226
Bild 169: Vergleich von Zustandsgrößen mit dem Oberflächenkrümmungsindex SCI_{300} (St TSD2)	226

Gleichungsverzeichnis

Gleichung 1: BELLS3-Gleichung (LUKANEN, STUBSTAD & BRIGGS, 2000)	54
Gleichung 2: Temperaturnormierungsansatz nach SCHULTE (1984)	56
Gleichung 3: Ansatz für den Umrechnungsfaktor K_i	56
Gleichung 4: Ansatz für die maßgebende Asphaltkörpertemperatur t_m	56
Gleichung 5: Temperaturnormierungsverfahren nach LUKANEN et al. (2000)	57
Gleichung 6: Temperaturnormierungsverfahren nach JANSEN (2010) für $T_K < 20$ °C und große Verformungen	58
Gleichung 7: Temperaturnormierungsverfahren nach JANSEN (2010) für $T_K < 20$ °C und geringe Verformungen	59
Gleichung 8: Temperaturnormierungsverfahren nach JANSEN (2010) für $T_K > 20$ °C	59
Gleichung 9: Temperaturnormierungsverfahren nach GRACZYK (2010)	59
Gleichung 10: Korrekturfaktor T_f	60
Gleichung 11: Temperaturnormierungsverfahren nach NASIMIFAR et al. (2018)	62
Gleichung 12: Berechnung der Verformungsmulde anhand der Winkler'schen Bettungsfunktion (KRARUP et al., 2006)	65
Gleichung 13: Krümmungsradius $R(x)$ (DEHLEN, 1962)	73
Gleichung 14: Krümmungsradius R_0 (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014a)	74
Gleichung 15: Fläche A (LUKANEN ET AL., 2000)	74
Gleichung 16: Formfaktor F_1 (LUKANEN et al., 2000)	75
Gleichung 17: Formfaktor F_2 (LUKANEN et al., 2000)	75
Gleichung 18: Oberflächenkrümmungsindex SCI_i	76
Gleichung 19: Maximaler SCI_{300} in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung	77
Gleichung 20: Umrechnung des ESAL in $DTV^{(SV)}$	78
Gleichung 21: Untergrund-/Unterbau-Indikator UI bzw. SCI_{SUB}	78
Gleichung 22: Unterbaukrümmungsindex BCI	81
Gleichung 23: Unterbauschadensindex BDI	81
Gleichung 24: Fläche unter dem Befestigungsprofil $AUPP$ (HILL, 1988)	82
Gleichung 25: Tangentiale Neigung TS_i (NASIMIFAR et al., 2016)	82
Gleichung 26: Verformungsneigung SD_i (KUNG, 1967)	83
Gleichung 27: Verformungsneigungsindex DSI_i (NASIMIFAR et al., 2016)	83
Gleichung 28: Verbreitungsfähigkeit S (VASWANI, 1971)	84
Gleichung 29: Tragfähigkeitszahl T_z (JENDIA, 1995)	85
Gleichung 30: RWD-Index RI (ELSEIFI et al., 2012)	85
Gleichung 31: RWD-Zonenindex ZRI (ZHANG et al., 2016)	86
Gleichung 32: Schiefe der Verformungsmulde	88
Gleichung 33: Verformung an der Fahrbahnoberfläche (ZHU, WANG & GUO, 1985)	89
Gleichung 34: Lösung des Hilfwerts H_w (ZHU et al., 1985)	90
Gleichung 35: Regressive Berechnung der Verformungsmulde (GRÄTZ, 2009c, 2009a, 2009b)	90

Gleichung 36: Schichtmodul des Halbraums M_0 (GRÄTZ, 2009c, 2009a, 2009b)	91
Gleichung 37: Widerstandsmodul der ungebundenen Schichten M_r (American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO], 1993)	92
Gleichung 38: Elastische Länge l (GRÄTZ, 2009c, 2009a, 2009b)	93
Gleichung 39: Charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$ (BÖHM et al., 2011)	94
Gleichung 40: Anprallsteifigkeitsmodul ISM (GOPALAKRISHNAN & THOMPSON, 2005)	94
Gleichung 41: Strukturindex der Befestigung SIP	95
Gleichung 42: Effektive Strukturzahl SN_{eff} (ROHDE, 1995)	95
Gleichung 43: Master-Curve zur Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls von Asphalt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009a)	104
Gleichung 44: Ableitung der regressiven Bestimmungsgleichung der Steifigkeitsrückrechnungsmethode	220

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Beschreibung der Arbeitspakete (AP)	25
Tab. 2: Meilensteinplan	26
Tab. 3: Vergleich der verschiedenen Messsysteme – angelehnt an (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2013)	30
Tab. 4: Übersicht der Vergleichsmessungsergebnisse	34
Tab. 5: Tabellarische Aufführung aller TSD (Greenwood Engineering A/S, 2020)	42
Tab. 6: Übersicht der Wiederholbarkeitsuntersuchungen	47
Tab. 7: Saisonalitätskoeffizienten für die Temperaturkorrekturfunktion	60
Tab. 8: Umrechnungsfaktoren und überschlägige Elastizitätsmoduln (BÖHM et al., 2011)	64
Tab. 9: Orientierungswerte für den P_{300} -Wert (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)	71
Tab. 10: Orientierungswerte für die Verformung im Lastmittelpunkt D_0 in Polen (Zarząd Dróg Wojewódzkiej w Olsztynie, 2018)	72
Tab. 11: Orientierungswerte für die Verformungen D_0 und $D_{2.100}$ in Irland (Bonneagar Iompair Éireann, 2000)	72
Tab. 12: Orientierungswerte für die Verformung im Lastmittelpunkt D_0 in Südafrika für Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (Department of Transport of South Africa, 1997)	73
Tab. 13: Orientierungswerte für den SCI_{300} in Polen (Zarząd Dróg Wojewódzkiej w Olsztynie, 2018)	77
Tab. 14: Orientierungswerte für den modifizierten SCI_{300} (unter Berücksichtigung des ESAL) (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2019a)	77
Tab. 15: Belastungsklassenabhängige Orientierungswerte für die Tragfähigkeitszahl T_z (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014a)	85
Tab. 16: Definition von Orientierungswerten für den FWD-Index RI in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltbefestigung (ELSEIFI et al., 2012)	86
Tab. 17: Belastungsklassenabhängige Orientierungswerte für den Schichtmodul des Halbraums M_0 (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014a)	92
Tab. 18: Definition von Tragfähigkeitszuständen anhand des Widerstandsmoduls M_r (AASHTO, 1993)	92
Tab. 19: Belastungsklassenabhängige Orientierungswerte für die elastische Länge l (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2014a)	93
Tab. 20: Belastungsklassenabhängige Orientierungswerte für die charakteristische Steifigkeit der lastverteilenden Schicht $M_1 h^3$	94
Tab. 21: Orientierungswerte für die äquivalente Verstärkungsdicke	98
Tab. 22: Klassifizierung von Tragfähigkeitskennwerten	99
Tab. 23: Variation des Elastizitätsmoduls der ungebundenen Schichten E_0	102
Tab. 24: Variation der Dicke der gebundenen Schichten t_{AC}	102
Tab. 25: Übersicht der Messkampagnen der „Königsforster Runde“	107
Tab. 26: Variation der Radlast Q	114
Tab. 27: Variation der TSD-Geschwindigkeit v_{TSD}	117
Tab. 28: Variation der Asphaltkörpertemperatur T_K	120
Tab. 29: Bewertung der Temperaturnormierungsverfahren	125
Tab. 30: Tabellarische Übersicht zur Sensitivitätsanalyse der 3D-Move-Simulation	137

Tab. 31: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für P_{300}	140
Tab. 32: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für P_{300} (Königsforster Runde)	142
Tab. 33: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für D_0	143
Tab. 34: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für D_0 (Königsforster Runde)	145
Tab. 35: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für R_0	146
Tab. 36: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für R_0 (Königsforster Runde)	148
Tab. 37: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für A	149
Tab. 38: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für A (Königsforster Runde)	151
Tab. 39: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für F_1	152
Tab. 40: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für F_2	152
Tab. 41: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für F_1 (Königsforster Runde)	154
Tab. 42: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für SCI_{200}	156
Tab. 43: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für SCI_{200} (Königsforster Runde)	158
Tab. 44: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für SCI_{300}	159
Tab. 45: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für SCI_{300} (Königsforster Runde)	161
Tab. 46: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für SCI_{SUB}	162
Tab. 47: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für SCI_{SUB} (Königsforster Runde)	164
Tab. 48: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für BCI	165
Tab. 49: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für BCI (Königsforster Runde)	167
Tab. 50: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für BDI	168
Tab. 51: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für BDI (Königsforster Runde)	170
Tab. 52: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für $AUPP$	171
Tab. 53: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für $AUPP$ (Königsforster Runde)	173
Tab. 54: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für DSI_{300}	174
Tab. 55: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für DSI_{300} (Königsforster Runde)	176
Tab. 56: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für S	177
Tab. 57: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für S (Königsforster Runde)	179
Tab. 58: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für Tz	180
Tab. 59: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für Tz (Königsforster Runde)	182
Tab. 60: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für M_0	187
Tab. 61: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für M_0 (Königsforster Runde)	189
Tab. 62: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für I	190
Tab. 63: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für I (Königsforster Runde)	192
Tab. 64: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für M_1h^3	193
Tab. 65: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für M_1h^3 (Königsforster Runde)	195
Tab. 66: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für SN_{eff}	196
Tab. 67: Wiederholgenauigkeit der 100-m-Abschnittswerte für SN_{eff} (Königsforster Runde)	198
Tab. 68: Bewertung der charakteristischen Tragfähigkeitskennwerte	200
Tab. 69: Begründungen zur Kriterienerfüllung der einzelnen Tragfähigkeitskennwerte	209

Tab. 70: Regressionskoeffizienten a_0 , a_1 und a_2 (GRÄTZ, 2009c)

223

Abkürzungsverzeichnis

A/S	Aktieselskab
AAPA	Australian Asphalt Pavement Association
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
Ab.	Abschnitt
AL	Arbeitsanleitung
ANAS	Azienda Nazionale Autonoma delle Strade
AP	Arbeitspaket
AP	Arbeitspapier
APK	Arbeitspaketkreise
ARRB	Australian Road Research Board
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATC	Aldenhoven Testing Center
Aü	Achsübergänge
AUTC	Area under the Curve
B	Bundesstraße
BAB	Bundesautobahn
BASt	Bundesanstalt für Straßenwesen
BEA	Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen
Bk	Belastungsklasse
COST	Committee on Science and Technology
DA	Darmstadt
DaRTS	Deflection at Road Traffic Speed
DGPS	Differential Global Positioning System
Dim	Dimensionierung
DMS	Dehnungsmessstreifen
DTU	Danmarks Tekniske Universitet
DTV	Durchschnittliches tägliches Verkehrsaufkommen
DWD	Deutscher Wetterdienst
ECTRI	European Conference of Transport Research Institutes
FEM	Finite-Element-Methode
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen
FHWA	Federal Highway Administration
FS	Fahrstreifen
FS	Freie Strecke
FWD	Falling Weight Deflectometer
GDDP	Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych
GmbH	Gesellschaft mit beschränkter Haftung

gMW	Gleitender Mittelwert
GPR	Ground Penetrating Radar
GPS	Global Positioning System
HMA	Hot Mix Asphalt
HWD	Heavy Weight Deflectometer
IBDiM	Instytut Badawczy Dróg i Mostów
ISAP	International Society for Asphalt Pavements
Kfz	Kraftfahrzeug
Krit.	Kriterium
KWRNPP	Katalog Wzmocnień i Remontów Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych
L	Landstraße
LK	Landkreis
Lkw	Lastkraftwagen
L _{ref}	Referenzlaser
LSQ	Least Square Method
Ltd.	Limited
LVDT	Differentialtransformator
MESAS	Multifunktionales Erfassungssystem zur Substanzbewertung und zum Aufbau von Straßen
MK	Messkampagne
MP	Messpunkt
MS	Meilenstein
MS	Messstrecke
MW	Mittelwert
NaN	Not a Number
NSW	New South Wales
OD	Ortsdurchfahrt
PAP	Projektablaufplan
PMS	Pavement Management System
PMT	Plus-Minus-Tabelle
QS	Qualitätssicherung
RIOH	Research Institute of Highway Ministry of Transport
RSO	Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen
RStO	Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen
RWD	Rolling Wheel Deflectometer
SANRAL	South African National Roads Agency
SB	Schlussbericht
SBE	Schlussberichtsentwurf
SBM	Stiffness Backcalculation Method (= Steifigkeitsrückrechnungsmethode)
SEM	Spektralelementmethode

SHRP	Strategic Highway Research Program
SoB	Schichten ohne Bindemittel
St	Staatsstraße
STAC	Service Technique de l'Aviation Civile
StB	Straßenbau
BayStMB	Bayerisches Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr
SV	Schwerverkehr
TH	Technische Hochschule
TMS	Temperaturmessstation
TP	Technische Prüfvorschrift
Trag	Tragfähigkeit
TRB	Transportation Research Board
TRH	Technical Recommendations for Highways
TRL	Transport Research Laboratory
TSD	Traffic Speed Deflectometer
TSO	The Stationary Office
TU	Technische Universität
TW	Teilwert
WDSN	Wytyczne Diagnostyki Stanu Nawierzchni dla Dróg Wojewódzkich
WP	Wendepunkt
ZEB	Zustandserfassung und -bewertung
ZTV	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen
ZW	Zustandswert
μ	Mittelwert
σ	Standardabweichung

Literaturverzeichnis

- 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).
- Akram, T., Scullion, T. & Smith, R. E. (1993). *Comparing pavement responses under FWD and truck loads. FHWA/TX-92/1184-2*. College Station: Federal Highway Administration (FHWA).
- Alam, J., Galal, K. A. & Diefenderfer, B. K. (1990). Network-level Falling Weight Deflectometer testing. Statistical Determination of Minimum Testing Intervals and number of drop levels on Virginia's Interstate system. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2007, 111–118.
- 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. T., Kasbergen, C., Blaauwendraad, J. & van Gorp, C. (2001). Forward and inverse models for parameter identification of layered media. *The International Journal of Geomechanics*, 1(4), 441–458.
- Altenbach, H. (2012). *Kontinuumsmechanik. Einführung in die materialunabhängigen und materialabhängigen Gleichungen* (2. Auflage). Berlin: Springer.
- Alvarez, C. & Thompson, M. R. (1998). *Mechanistic-empirical evaluation of the Mn/ROAD mainline flexible pavement sections. FHWA-IL-UI-263*. Champaign: Federal Highway Administration (FHWA).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993). *AASHTO guide for design of pavement structures*. Washington D.C.: AASHTO.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993). *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures 1993*. Washington D.C.
- Anderson, D. T. (1977). *The design of asphalt concrete overlays for flexible highway pavements*. Dissertation. University of California, Berkeley.
- Angermann, A., Beuschel, M., Rau, M. & Wohlfarth, U. (2016). *MATLAB - Simulink - Stateflow. Grundlagen, Toolboxes, Beispiele* (De Gruyter Studium, 9. Auflage). Berlin: De Gruyter Oldenbourg.
- Asphalt Research Consortium. (2013). 3D-Move (Version 2.1) [Computer software]. Reno.
- Austroroads Ltd. (2016). *Pavement data collection with a Traffic Speed Deflectometer (TSD) device. AG:AM/T017*. Sydney.
- Baltzer, S. (2009). *Three years of high speed deflectograph measurements of the Danish state road network* (8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields). Champaign.
- Baltzer, S., Pratt, D., Weligamage, J., Adamsen, J. & Hildebrand, G. (2010). *Continuous bearing capacity profile of 18,000 km Australian road network in 5 months* (24th ARRB Conference). Melbourne.
- Bayerische Staatsbauverwaltung. (2019). *Netzweite Erfassung der Tragfähigkeit der Staatsstraßen in Bayern mit dem Traffic Speed Deflectometer (TSD)*. Unveröffentlicht. München.
- Beckedahl, H. J., Koppers, S., Balck, H. & Skakuj, M. (2016). *Vergleich verschiedener kontinuierlich messender Systeme zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Verkehrsflächen aus Asphalt auf Netzebene. Schlussbericht zum FE 04.0276/2013/EGB*. Wuppertal.

- Bland, J. M. & Altman, D. G. (1986). Statistical methods for assessing agreement between two methods of clinical measurement. *The Lancet*, 327(8476), 307–310.
- Bleißmann, W., Böhm, S., Rosauer, V. & Schäfer, V. (Hrsg.). (2010). *ZTV BEA-StB. Handbuch und Kommentar* (1. Auflage). Bonn: Kirschbaum Verlag.
- Böhm, S., Nguyen, A.-D., Schwebel, N. & Bald, J. S. (2011). *Optimierung von Maßnahmen zur Erhaltung einer funktionstüchtigen Straßeninfrastruktur - Ermittlung des Substanzwertes. Schlussbericht zum FE 88.0100/2009*. Darmstadt.
- Bonneagar Iompair Éireann. (2000). *Guidelines for the use of the Falling Weight Deflectometer in Ireland* (CC-GSW-04008). Dublin.
- Březina, I., Stryk, J. & Grošek, J. (2017). Using traffic speed deflectometer to measure deflections and evaluate bearing capacity of asphalt road pavements at network level. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 236.
- Chai, G., Manoharan, S., Golding, A., Kelly, G. & Chowdhury, S. (2016). Evaluation of the Traffic Speed Deflectometer data using simplified deflection model. *Transportation Research Procedia*, 14, 3031–3039.
- Čičković, M. (2019). *Einbeziehung der Time History zur Auswertung von Tragfähigkeitsmessungen mittels Falling Weight Deflectometer (FWD)*. Entwurfsfassung. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, Darmstadt.
- 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. & Skakuj, M. (2019). *Erfassung der Tragfähigkeit auf den Staatsstraßen in Bayern. Konzept für die Auswertung, Bewertung und Visualisierung der Daten*. Darmstadt.
- CROW. (2013). *FWD correlation trial 2013. CROW-report D13-05*. Ede.
- Damnjanovic, I. & Zhang, Z. (2006). Determination of required Falling Weight Deflectometer testing frequency for pavement structural evaluation at the network level. *Journal of Transportation Engineering*, 132, 76–85.
- Dehlen, G. L. (1962). A simple instrument for measuring the curvature induced in a road surfacing by a wheel load. *Civil Engineering*, 4(9), 189–194.
- Department of Transport of South Africa. (1997). *Flexible pavement rehabilitation investigation and design. TRH12* (Technical Recommendations for Highways). Pretoria.
- Deutscher Wetterdienst. (2019). *Climate Data Center. Stündliche Stationsmessungen der Wetterstation Köln-Bonn für den 21. August 2019*. Zugriff am 10.07.2020.
- Dietrich, E. & Schulze, A. (2014). *Statistische Verfahren zur Maschinen- und Prozessqualifikation* (7., aktualisierte Auflage). München: Carl Hanser Verlag.
- 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.
- Elseifi, M. A., Abdel-Khalek, A. M. & Dasari, K. (2012). *Implementation of Rolling Wheel Deflectometer (RWD) in PMS and pavement preservation. FHWA/11.492*. Baton Rouge: Federal Highway Administration (FHWA).
- Elseifi, M. A., Abdel-Khalek, A. M., Gaspard, K., Zhang, Z. & Ismail, S. (2011). *Evaluation of the Rolling Wheel Deflectometer as a structural pavement assessment tol in Lousiana* (T&DI Congress 2011. Integrated Transportation and Development for a Better Tomorrow). Chicago.
- Elseifi, M. A. & Zihan, Z. U. A. (2018). *Assessment of the Traffic Speed Deflectometer in Louisiana for pavement structural evaluation. FHWA/LA.18/590*. Baton Rouge: Federal Highway Administration (FHWA).
- European Commission. Directorate General Transport. (2005). *COST 336. Use of Falling Weight Deflectometers in pavement evaluation*. Final Report (European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research). Ede.

- Ferne, B. W., Langdale, P., Round, N. & Fairclough, R. (2009a). Development of a calibration procedure for the U.K. Highways Agency Traffic-Speed Deflectometer. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2093, 111–117.
- Ferne, B. W., Langdale, P., Round, N. & Fairclough, R. (2009b). *Development of the UK highways agency Traffic Speed Deflectometer* (8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields). Champaign.
- Flintsch, G. W., Ferne, B., Diefenderfer, B. K., Katicha, S. W., Bryce, J. & Nell, S. (2012). Evaluation of Traffic-Speed Deflectometers. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2304(1), 37–46.
- Flintsch, G. W., Ferne, B., Diefenderfer, B. K., Katicha, S. W., Bryce, J., Nell, S. et al. (2012). *Assessment of continuous pavement deflection measuring technologies. SHRP 2 renewal project R06(F)*. Blacksburg.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2001). *Arbeitspapiere zur Systematik der Straßenerhaltung (AP 9). Zustandserfassung und -bewertung der Fahrbahnoberfläche von Straßen (ZEB). Reihe V: Visuelle Zustandserfassung. Ausgabe 2001*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2006). *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien zur Zustandserfassung und -bewertung von Straßen. ZTV ZEB-StB. Ausgabe 2006*. 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)*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2009a). *Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung. AL Sp-Asphalt*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2009b). *Arbeitspapier. Grundlagen zur Ermittlung homogener Abschnitte zur Bewertung der strukturellen Substanz von Straßenbefestigungen*. 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 (AP Dim Teil B 1)*. 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 (AP Dim Teil B 2)*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2012a). *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. RStO 12. Ausgabe 2012*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2012b). *Technische Prüfvorschriften für Asphalt. TP Asphalt-StB. Teil 80: Abscherversuch. Ausgabe 2012*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2013). *Arbeitspapier. Tragfähigkeit. Teil A: Messsysteme (AP Trag Teil A)*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2014a). *Arbeitspapier. Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen. Teil C 2.1: Falling Weight Deflectometer (FWD). Auswertung und Bewertung - Asphaltbauweise (AP Trag Teil C 2.1)*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2014b). *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen. ZTB BEA-StB. Ausgabe 2009/Fassung 2013*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2015a). *Arbeitspapier. Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen. Teil B 5: Schnell fahrendes Messsystem Traffic Speed Deflectometer (TSD). Gerätebeschreibung, Messdurchführung (AP Trag Teil B 5)*. Köln: FGSV-Verlag.

- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2015b). *Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise (RSO Asphalt 15). Entwurfsfassung*. Köln.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2016). *Arbeitspapier. Anwendung des Georadars zur Substanzbewertung von Straßen. Teil A: Bestimmung von Schichtdicken des Oberbaus von Verkehrsflächenbefestigungen mit dem Georadar-Impulssystem (AP Georadar Teil A)*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2017). *Working paper. Bearing capacity of asphalt pavements. Part B 5: Fast moving measurement system. Description of equipment, taking measurements (AP Trag Part B 5 E)*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2018a). *Technische Prüfvorschriften für Asphalt. TP Asphalt-StB. Teil 24: Spaltzug-Schwellversuch - Beständigkeit gegen Ermüdung. Ausgabe 2018*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2018b). *Technische Prüfvorschriften für Asphalt. TP Asphalt-StB. Teil 26: Spaltzug-Schwellversuch - Bestimmung der Steifigkeit. Ausgabe 2018*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2018c). *Technische Prüfvorschriften für Asphalt. TP Asphalt-StB. Teil 26: Spaltzug-Schwellversuch. Bestimmung der Steifigkeit. Ausgabe 2018*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2018d). *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien zur Zustandserfassung und -bewertung von Straßen. ZTV ZEB-StB. Ausgabe 2006*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2019a). *Arbeitspapier. Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen. Teil C 5: Traffic Speed Deflectometer (TSD). Auswertung und Bewertung - Teil Verkehrsflächenbefestigungen in Asphaltbauweise (AP Trag Teil C 5). Entwurfsfassung*. Köln.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2019b). *Arbeitspapiere zur Systematik der Straßenerhaltung (AP 9). Zustandserfassung und -bewertung der Fahrbahnoberfläche von Straßen (ZEB). Reihe M: Messtechnische Zustandserfassung. Ausgabe 2019*. Köln: FGSV-Verlag.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). (2019c). *Arbeitspapiere zur Systematik der Straßenerhaltung (AP 9). Zustandserfassung und -bewertung der Fahrbahnoberfläche von Straßen (ZEB). Reihe S: Substanzwert (Bestand). Ausgabe 2019*. Köln: FGSV-Verlag.
- Garg, N. & Thompson, M. R. (1998). *Mechanistic-empirical evaluation of the Mn/ROAD low volume test sections. FHWA-IL-UI-262*. Champaign: Federal Highway Administration (FHWA).
- Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych; Instytut Badawczy Dróg i Mostów. (2012). *Katalog wzmocnień i remontów. Nawierzchni podatnych i poślizgowych. KWRNPP-2012*. Warszawa.
- 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.
- Gomez, C. (Hrsg.). (1999). *Engineering and scientific computing with Scilab*. Boston: Birkhäuser.
- Gopalakrishnan, K. (2009). Backcalculation of non-linear pavement moduli using finite-element based neuro-genetic hybrid optimization. *The Open Civil Engineering Journal*, 3(1), 83–92.
- Gopalakrishnan, K. & Thompson, M. R. (2005). *Use of deflection basin parameters to characterize structural degradation of airport flexible pavements (Geo-Frontiers Congress 2005)*. Austin.
- Graczyk, M. (2010). *Nośność konstrukcji nawierzchni wielowarstwowych w krajowych warunkach klimatycznych*. Habilitation. Warszawa.
- Grätz, B. (2009a). Bewertung der Tragfähigkeit und der Standfestigkeit bestehender Asphaltstraßen zur Wahl zweckmäßiger Erhaltungsmaßnahmen - Teil 1. *Straße und Autobahn*, 60(9), 572–580.

- Grätz, B. (2009b). Bewertung der Tragfähigkeit und der Standfestigkeit bestehender Asphaltstraßen zur Wahl zweckmäßiger Erhaltungsmaßnahmearten - Teil 2. *Straße und Autobahn*, 60(10), 664–670.
- Grätz, B. (2009c). *Bewertung der Tragfähigkeit und der Standfestigkeit bestehender Asphaltstraßen zur Wahl zweckmäßiger Erhaltungsmaßnahmearten* (Schriftenreihe des Instituts für Verkehr). Habilitationsschrift. Darmstadt.
- Greenwood Engineering A/S. (2016). *TSD doppler calibration. Version 2.0*. Brøndbyvester.
- Greenwood Engineering A/S. (2017). *TSD doppler calibration. Version 2.1*. Brøndbyvester.
- Greenwood Engineering A/S. (2020). *The TSD family*, Greenwood Engineering A/S. Zugriff am 14.10.2020. Verfügbar unter <https://greenwood.dk/road/tsd/references/>
- Haas, R. C. G. & Hudson, W. R. (1978). *Pavement management systems*. Malabar: Krieger Publishing.
- Haas, R. C. G., Hudson, W. R. & Cowe Falls, L. (2015). *Pavement asset management*. Beverly: Scrivener Publishing.
- Haas, R. C. G., Hudson, W. R. & Zaniewski, J. (1994). *Modern pavement management*. Malabar: Krieger Publishing.
- Herzog, K. (2005). *Lebenszykluskosten von Baukonstruktionen*. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, Darmstadt.
- Hildebrand, G., Rasmussen, S. & Andrés, R. (2000). Development of a laser-based high speed deflectograph. In S. D. Tayabji & 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. 457–469). Fredericksberg: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Hill, H. J. (1988). *Early life study of the FA409 full-depth asphalt concrete pavement sections*. Dissertation. University of Illinois, Champaign.
- Hoffman, M. S. & Thompson, M. R. (1982a). Backcalculating nonlinear resilient moduli from deflection data. *Transportation Research Record*, 852, 42–51.
- Hoffman, M. S. & Thompson, M. R. (1982b). Comparative study of selected nondestructive testing devices. *Transportation Research Record*, 852, 32–41.
- Hoffman, M. S. & Thompson, M. R. (1985). Comparative study of selected nondestructive testing devices. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1007, 32–41.
- Hoque, Z., Proadhan, M., Terris, L. & Roux, D. (2018). *Pavement condition data collected by Traffic Speed Deflectometer in NSW* (28th ARRB International Conference). Brisbane.
- Horak, E. (1987a). *Aspects of deflection basin parameters used in a mechanistic rehabilitation design procedure for flexible pavements in South Africa*. Dissertation. University of Pretoria, Pretoria.
- Horak, E. (1987b). *The use of surface deflection basin measurements in the mechanistic analysis of flexible pavements* (6th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements). Ann Arbor.
- Hossain, M. & Zaniewski, J. P. (1991). Characterization of Falling Weight Deflectometer deflection basin. *Transportation Research Record*, 1293, 1–11.
- Hubner, D. & Jameson, G. (2008). *Technical basis of the Austroads design procedures for flexible overlays on flexible pavements* (Austroads Technical Report AP-T99/08). Sydney: Austroads Ltd.
- Instytut Badawczy Dróg i Mostów. (2013). *Katalog przebudów i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych*. Warszawa.
- Jansen, D. (2009). *Temperaturkorrektur von mit dem Falling-Weight-Deflectometer gemessenen Deflexionen auf Asphaltbefestigungen* (Schriftenreihe des Instituts für Straßenbau und Verkehrswesen der Universität Duisburg-Essen, Heft 2). Essen.
- Jansen, D. (2010). Messung und Anwendung von Asphaltkörpertemperaturen - Temperaturkorrektur von FWD Deflexionen. *Straße und Autobahn*, 61(10), 728–732.

- Jansen, D. (2019a). *FWD-Vergleichsmessungen 2019*. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen.
- Jansen, D. (2019b). *Multifunctional assessment tool for the structural evaluation and the design of pavements (MESAS)*. Update from BAST. 11th DaRTS-Meeting, Roanoke.
- 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 Heft 45). Karlsruhe: Universität Karlsruhe (TH).
- Jenkins, M. (2009). *Geometric and absolute calibration of the English Highways Agency Traffic Speed Deflectometer* (Young Researchers Seminar: European Conference of Transport Research Institutes (ECTRI)). Torino.
- Katicha, S. W., Bryce, J. & Flintsch, G. W. (2014). *Estimating the tensile strain at the bottom of the HMA layer using TSD deflection slope measurements* (12th ISAP Conference on Asphalt Pavements). Raleigh.
- Katicha, S. W., Flintsch, G. W., Bryce, J. & Ferne, B. (2014). Wavelet denoising of TSD deflection slope measurements for improved pavement structural evaluation. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 29(6), 399–415.
- Katicha, S. W., Flintsch, G. W. & Ferne, B. (2012). *Estimation of pavement TSD slope measurements repeatability from a single measurement series* (91st Annual Meeting of the Transportation Research Board). Washington D.C.
- Katicha, S. W., Flintsch, G. W. & Ferne, B. (2013). *Optimal averaging and localized weak spots identification for TSD deflection slope measurements* (92nd Annual Meeting of the Transportation Research Board). Washington D.C.
- Katicha, S. W., Flintsch, G. W., Ferne, B. & Bryce, J. (2014). Limits of agreement method for comparing TSD and FWD measurements. *International Journal of Pavement Engineering*, 15(6), 532–541.
- Kilareski, W. P. & Anani, B. A. (1982). *Evaluation of in-situ moduli and pavement life from deflection basins* (5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements). Delft.
- Kim, Y. R., Lee, Y.-C. & Ranjithan, S. R. (2000). Flexible pavement condition evaluation using basin parameters and dynamic finite element analysis implemented by artificial neural networks. In S. D. Tayabji & 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. 514–530). Fredericksberg: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Knepper, S., Krause, G., Maerschalk, G. & Schröder, G. (2003). Erstanwendung eines Pavement Management Systems für die Erhaltungsplanung der Bundesfernstraßen - Teil 1. *Straße und Autobahn*, 54(3), 151–156.
- Kolymbas, D. (2007). *Geotechnik. Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau* (2., korrigierte und ergänzte Auflage). Berlin: Springer.
- Krarup, J. A., Rasmussen, S., Aagaard, L. & Hjorth, P. G. (2006). *Output from the Greenwood Traffic Speed Deflectometer* (22nd ARRB Conference). Canberra.
- Krause, G. & Maerschalk, G. (2010). *Auswertung von Forschungsarbeiten zur Weiterentwicklung des Pavement Management Systems (PMS)* (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 1037). Bonn.
- Kung, K. Y. (1967). *A new method in correlation study of pavement deflection and cracking* (2nd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements). Ann Arbor.
- 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*.

- Leutner, R. & Wellner, F. (2007). Prognose der Lebensdauer von Asphaltbefestigungen auf der Grundlage struktureller Eigenschaften. *Straße und Autobahn*, 58(5), 241–250.
- Leykauf, G. (1991). Verstärkung von Asphaltstraßen. Bemessung durch Einsenkungsmessungen. *Straßen- und Tiefbau*, 45(4), 6–14.
- Lukanen, E. O., Stubstad, R. & Briggs, R. (2000). *Temperature predictions and adjustment factors for asphalt pavements* (FHWA-RD-98-085). Minneapolis: Federal Highway Administration (FHWA).
- Martinček, G. (1994). *Dynamics of pavement structures*. London: E. & F. N. Spon.
- Maser, K. R., Carmichael, A., Schmalzer, P. & Shaw, W. 2017. *Integration of Traffic Speed Deflectometer and Ground Penetrating Radar for network-level roadway structure evaluation* (10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields). Athen.
- Maser, K. R., Schmalzer, P., Shaw, W. & Carmichael, A. (2017). Integration of Traffic Speed Deflectometer and Ground-Penetrating Radar for network-level roadway structure evaluation. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2639, 55–63.
- McCulloch, B. F. & Taute, A. (1982). Use of deflection measurements for determining pavement material properties. *Transportation Research Record*, 852, 8–14.
- Moffatt, M., Martin, T., Muller, W. B. & Ai, U. (2014). *Traffic Speed Deflectometer. Data analysis approaches in Europe and USA compared with ARRB analysis approach* (AP-T280-14). Sydney: Austroads Ltd.
- Muller, W. B. (2015). *A comparison of TSD, FWD and GPR field measurements* (International Symposium: Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE)). Berlin.
- Muller, W. B. & Martin, T. (2012). *Benefits and risks of investing in network level deflection data collection* (Austroads Technical Report AP-T217-12). Sydney: Austroads Ltd.
- 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.
- Nasimifar, M., Chaudhari, S., Thyagarajan, S. & Sivaneswaran, N. (2018). Temperature adjustment of Surface Curvature Index from Traffic Speed Deflectometer measurements. *International Journal of Pavement Engineering*, 1293, 1–11.
- Nasimifar, M., Siddharthan, R. V., Rada, G. R. & Nazarian, S. (2015). Dynamic analyses of traffic speed deflection devices. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(5), 381–390.
- Nasimifar, M., Thyagarajan, S., Siddharthan, R. V. & Sivaneswaran, N. (2016). Robust deflection indices from Traffic-Speed Deflectometer measurements to predict critical pavement responses for network-level pavement management system application. *Journal of Transportation Engineering*, 142(3), 1–11.
- Nasimifar, M., Thyagarajan, S. & Sivaneswaran, N. (2017). Backcalculation of flexible pavement layer moduli from Traffic Speed Deflectometer data. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2641, 66–74. <https://doi.org/10.3141/2641-09>
- Nasimifar, M., Thyagarajan, S. & Sivaneswaran, N. (2018). Computation of pavement vertical surface deflections from Traffic Speed Deflectometer data: evaluation of current methods. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, 144(1), 4018001.
- Naumann, J. & Hahn, S. (2003). Das Management der Straßenerhaltung in Deutschland. *Straße und Autobahn*, 54(3), 125–132.
- Nell, S. & Langdale, P. (2008). *Highways Agency 2007 national Falling Weight Deflectometer correlation trials* (PPR261). Wokingham: Transport Research Laboratory Ltd.
- Nielsen, C. P. (2019). Visco-elastic back-calculation of Traffic Speed Deflectometer measurements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1136(2), 1-10.
- Noureldin, A. S., Zhu, K., Li, S. & Harris, D. (2003). Network pavement evaluation with Falling-Weight Deflectometer and Ground-Penetrating Radar. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1860, 90–99.
- Oefner, G., Kienlein, E., Nußrainer, C. & Pindur-Nakamura, A. (2000). *Erweitern des streckenbezogenen Substanzwertes im System ZEB um Kriterien wie Belastung, Aufbau, Alter und Tragfähigkeit - Testen*

- und Abstimmen von Bewertungskonzepten (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 783). Bonn.
- Park, H. M., Kim, Y. R. & Park, S. W. (2005). Assessment of pavement layer condition with use of multiloading Falling Weight Deflectometer deflections. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1905, 107–116.
- Pedersen, L. (2013). *Viscoelastic modelling of road deflections for use with the Traffic Speed Deflectometer*. Dissertation. Technical University of Denmark (DTU), Lyngby.
- Pingel, C. (1982). Begriffsbestimmungen im Bereich "Management der Straßenbefestigung". *Straße und Autobahn*, 33(6), 215–217.
- Podolski, C. (2020). *TSD measurements. Effect of driving speed on deflections*. 12th DaRTS-Meeting, Washington D.C.
- Polytec GmbH. (2018). *OFV-505 Messkopf. Datenblatt*, Polytec GmbH. Zugriff am 05.12.2019. Verfügbar unter https://www.polytec.com/fileadmin/d/Vibrometrie/OM_DS_OFV-505_D_42327.pdf
- Pratt, D., Kelley, J. & Moffatt, M. (2012). *Review of the Traffic Speed Deflectograph*. Austroads (Austroads Technical Report AP-R395-12). Sydney: Austroads Ltd.
- Qin, J. (2010). *Predicting flexible pavement structural response using Falling Weight Deflectometer deflections*. Master-Thesis. Ohio University, Athens.
- Rada, G. R., Nazarian, S., Daleiden, J. & Yu, T. (2011). *Moving pavement deflection testing device: state-of-the-technology and best uses* (8th International Conference on Managing Pavement Assets ICMPA082). Santiago.
- Rada, G. R., Nazarian, S., Visintine, B. A., Siddharthan, R. V. & Thyagarajan, S. (2016). *Pavement structural evaluation at the network level. Final report*. FHWA-HRT-15-074. Beltsville.
- Rasmussen, S. (2002). *Development of a high speed deflectograph* (Report 117). Roskilde: Danish Road Institute.
- Rasmussen, S., Aagaard, L., Baltzer, S. & Krarup, J. A. (2008). *A comparison of two years of network level measurements with the Traffic Speed Deflectometer* (Transport Research Arena Europe 2008). Ljubljana.
- Rasmussen, S., Krarup, J. A. & Hildebrand, G. (2002). *Non-contact deflection measurement at high speed*.
- Ressel, W., Benner, A., Wellner, F., Werkmeister, S. & Lipke, S. (2008). *Vergleichende Bewertung der Restsubstanz von Asphaltbefestigungen nach langjähriger Verkehrsnutzung* (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1003). Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW.
- Riedl, S., Grätz, B., Hothan, J. & Pauli, S. (2009). Über die Mehrdeutigkeit bei der Rückrechnung von Schichtsteifigkeiten aus Einsenkungsmessungen. *Straße und Autobahn*, 60(8), 499–505.
- Roberts, J., Ai, U., Toole, T. & Martin, T. (2014). *Traffic Speed Deflectometer: data review and lessons learnt* (Austroads Technical Report AP-T279-14). Sydney: Austroads Ltd.
- Roberts, J. & Byrne, M. (2008). *An initial review of the Greenwood traffic speed deflectometer (TSD) and its potential applicability for the RTA. ARRB contract report RC73952*. Vermont South: ARRB Group.
- Rohde, G. T. (1995). Strength and deformation characteristics of pavement sections. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1448.
- Rohlf, J. G. & Rogness, R. O. (1986). Multivariate analysis of pavement Dynaflect deflection data. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1060, 139–150.
- 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). Bonn.
- Rosauer, V. (2010). *Abschätzung der herstellungsbedingten Qualität und Lebensdauer von Asphaltdeckschichten mit Hilfe der Risikoanalyse*. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, Darmstadt.

- Roussel, J.-M. (2019). *Numerical developments for flexible and rigid pavement HWD data analysis* (9th European FWD User Group Meeting). Darmstadt.
- Schmalzer, P. & Weitzel, N. (2017). *Methods for calculating deflections from Traffic Speed Deflectometer data and impacts on pavement design* (10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields). Athen.
- Schmuck, A. (1987). *Straßenerhaltung mit System. Grundlagen des Managements*. Bonn: Kirschbaum Verlag.
- Schnoor, H. & Horak, E. (2012). *Possible method of determining structural number for flexible pavements with the Falling Weight Deflectometer* (31st Southern African Transport Conference). Pretoria.
- Schulte, W. (1984). *Analyse des Temperturgeschehens im Straßenoberbau und dessen Einfluss auf Ergebnisse von Einsenkungsmessungen nach Benkelman* (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 423). Bonn-Bad Godesberg.
- Schulte, W. (1985). Einfache Bestimmung der Temperatur im Straßenoberbau. *Straße und Autobahn*, 36(9), 382–387.
- Shadlo, M. S., Oger, G. & Le Touzé, D. (2016). Smoothed particle hydrodynamics method for fluid flows, towards industrial applications: Motivations, current state, and challenges. *Computers and Fluids*, 136, 11–34.
- Shahin, M. Y. (2005). *Pavement management for airports, roads, and parking lots* (2nd edition). New York: Springer.
- Shrestha, S., Katicha, S. W., Flintsch, G. W. & Thyagarajan, S. (2018). Application of Traffic Speed Deflectometer for network-level pavement management. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2672(40), 1–12.
- Siddharthan, R. V., Yao, J. & Sebaaly, P. E. (1998). Pavement strain from moving dynamic 3D load distribution. *Journal of Transportation Engineering*, 124, 557–566.
- Simonin, J.-M., Lièvre, D., Rasmussen, S. & Hildebrand, G. (2005). *Assessment of the Danish High speed Deflectograph in France* (7th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields). Trondheim.
- Skakuj, M. & Komma, C. (2016). *ZEB-Dauermessstrecken A5. Datenkonsolidierung und Visualisierung. Schlussbericht*. Darmstadt: HELLER Ingenieurgesellschaft mbH.
- 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.
- Stöckner, M., Sagnol, L., Brzuska, A., Wellner, F., Blasl, A., Sommer, V. et al. (2019). *Abschätzung des Restwerts im PMS am Ende des Bewertungszeitraums. Schlussbericht zum FE 04.0207/2007/MGB*. Karlsruhe.
- Straube, E. & Jansen, D. (2010). Messung und Anwendung von Asphaltkörpertemperaturen - Temperaturmessstationen und Datenbasis. *Straße und Autobahn*, 61(9), 623–630.
- Thomas, F. (2004). *Generating homogeneous road sections based on surface measurements: available methods* (2nd European Pavement and Asset Management Conference). Berlin.
- Thompson, M. R. (1989). ILLI-PAVE based NDT analysis procedures. 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. 487–501). Fredericksberg: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Transportation Research Board. (2016). *Non-destructive evaluation of bonding condition of asphalt pavement based on the measured deformation of the road* (95th Annual Meeting). Washington D.C.
- Ullidtz, P. (1987). *Pavement analysis*. Amsterdam: Elsevier.

- Ullidtz, P. (1998). *Modelling flexible pavement response and performance*. Lyngby: Polyteknisk Forlag.
- University of Dundee. Department of Civil Engineering. (1980). *Pavement evaluation based on surface deflection*. Dundee.
- Vaswani, N. K. (1971). Method for separately evaluating structural performance of subgrades and overlaying flexible pavements. *Highway Research Record*, 362(48-62).
- Wang, H., Li, M. Y. & Ji, R. (2018). *Evaluation of airfield pavement responses from HWD deflections* (International Conference on Advances in Materials and Pavement Performance Prediction (AM3P 2018)). Doha.
- Weller, O., Degelmann, R. & Jansen, D. (2014). Tragfähigkeitsmessungen mit dem Traffic Speed Deflectometer (TSD). *Straße und Autobahn*, 65(11), 870–879.
- Weninger-Vycudil, A., Brozek, B., Simanek, P. & Litzka, J. (2016). *Handbuch Pavement Management in Österreich. Version 2016*. Wien.
- Wix, R., Murnane, C. & Moffatt, M. (2016). Experience gained investigating, acquiring and operating the first Traffic Speed Deflectometer in Australia. *Transportation Research Procedia*, 14, 3060–3069.
- Xu, B., Ranjithan, S. R. & Kim, Y. R. (2002a). New condition assessment procedure for asphalt pavement layers, using Falling Weight Deflectometer deflections. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1806, 57–69.
- Xu, B., Ranjithan, S. R. & Kim, Y. R. (2002b). New relationships between Falling Weight Deflectometer deflections and asphalt pavement layer condition indicators. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1806, 48–56.
- Zafir, Z., Siddharthan, R. V. & Sebaaly, P. E. (1994). Dynamic pavement-strain histories from moving traffic load. *Journal of Transportation Engineering*, 120, 821–842.
- Zander, U. (2014). Verfahrensweise bei der Bewertung der strukturellen Substanz von Asphaltbefestigungen. *Straße und Autobahn*, 65(9), 671–679.
- Zarząd Dróg Wojewódzkich w Olsztynie. (2018). *Wytyczne diagnostyki stanu nawierzchni dla dróg wojewódzkich (WDSN)*, Zarząd Dróg Wojewódzkich w Olsztynie. Zugriff am 24.02.2019. Verfügbar unter <http://www.zdw.olsztyn.pl/strona-glowna/dokumenty-techniczne.html?download=85:wdsn-pdf-zip>
- Zhang, Z., Gaspard, K. & Elseifi, M. A. (2016). Evaluating pavement management treatment selection utilising continuous deflection measurements in flexible pavements. *International Journal of Pavement Engineering*, 17(5), 414–422.
- 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.
- Zofka, A., Sudyka, J., Maliszewski, M., Harasim, P. & Sybilski, D. (2014). Alternative approach for interpreting Traffic Speed Deflectometer results. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2457, 12–18.

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2021

S 147: Numerische Modellierung der Lysimeteruntersuchungen der BAST

Birle, Cudmani, Melsbach

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 148: Ermittlung und Prognose von Spannungszuständen in Betonfahrbahndecken

Freudenstein, Eger, Pichottka, Riwe, K. Villaret, S. Villaret, Frohböse
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 149: Untersuchungen zur Durchsickerung von RC-Baustoffen und industriellen Nebenprodukten bei Bauweisen für technische Sicherungsmaßnahmen

Koukoulidou, Birle, Cudmani

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 150: Abschätzung des Restwerts im PMS am Ende des Bewertungszeitraums

Stöckner, Sagnol, Brzuska, Wellner, Blasl, Sommer, Krause, Komma € 19,50

S 151: Prognose der Griffigkeitsentwicklung von Waschbetonfahrbahndecken mit der Prüfanlage nach Wehner/Schulze

Klein, Gehlen, Kränkel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 152: Wiederverwendung von RC-Baustoffen aus AKR-geschädigten Betonfahrbahndecken

Mielich

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 153: Optimierung von Fugensystemen in Betonfahrbahndecken – Messtechnische Grundlage zur Ermittlung realer Beanspruchungen in situ

Recknagel, Spitzer, Hoppe, Wenzel, Pirskawetz € 23,00

S 154: Prozessoptimierung der Asphaltextraktion mit Oktansäuremethylester (OME)

Büchler, Wistuba

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 155: KIST-Zonen-Karte RDO und RSO Beton – Verteilungsfunktion und Extremwerte

Villaret, Augter, Kayser, Riwe

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 156: Asphaltoberbau und extreme Temperaturen

Beckedahl, Schrödter, Koppers, Mansura, Reutter, Thelen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 157: Erfassung von Bäumen mittels Laserscan-Daten zur Expositionsanalyse entlang des Bundesfernstraßennetzes in NRW

Chipek, Steffen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 158: Anforderungen an Baustoffe für schwach durchlässige, dauerhaft tragfähige, ungebundene Bankette

Cudmani, Henzinger, Birle, Barka

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 159: Dauerhafte Betondecken – Optimierung der Fahrbahnoberfläche durch Texturierung mittels Grinding-Verfahren

Villaret, Alte-Teigeler, Altreuther, Beckenbauer, Frohböse, Gehlen, Oeser, Skarabis, Tulke, Wang

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 160: Untersuchungen zur Ursache von Treiberscheinungen in Tragschichten ohne Bindemittel unter Verwendung von RC-Baustoffen aus Beton

Rigo, Unterderweide

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 161: Ermittlung der realistischen Verkehrsverteilung auf mehrstreifigen Bundesfernstraßen als Eingangsgröße für die rechnerische Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz

Kathmann, Schroeder

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 162: Beurteilung von Betonfahrbahndecken hinsichtlich deren in-situ AKR-Potenzial bei Gesteinskörnungen nach dem ARS Nr. 04/2013

Böhm, Eickschen, Hermerschmidt, Müller, Pierkes

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 163: NANOASPHALT – Optimierung der Gebrauchseigenschaften und der Beständigkeit von Asphaltstraßen unter Nutzung der Nanotechnologie

Beginn, Belke, Oeser, Meyer, Paffrath, Wellner, Clauß,

Beckedahl, Koppers, Schmidt, Erdmann, Schmidt, Hofmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 164: Untersuchung der Quellempfindlichkeit veränderlich fester Gesteine bei der Verwendung als Erdbaustoff

Cudmani, Heyer, Birle, Möller

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 165: Analyse des gefügeabhängigen Löslichkeitsverhaltens potenziell AKR-empfindlicher Gesteinskörnungen

Weise, Oesch, Wilsch, Sigmund, Hüniger, Kositz

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 166: Vibrationshammerverfahren zur Bestimmung der Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel

Demond, Reiche, Haas, Schmidt

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 167: Aktualisierung und Anpassung der Straßenbelastungsdaten für die Dimensionierung

K. Villaret, S. Villaret, Kathmann, Oeser, Ückermann, Schröder,

Riwe

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 168: Entwicklung einer Prüfsystematik zur Identifizierung der Bitumenart und der verwendeten Modifizierungsmittel in einem Ausbaupasphalt

Gehrke, Stephan, Weigel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 169: Untersuchung eines praxisbezogenen Instrumentariums zur Bewertung der Rissicherheit von Gussasphalten

Radenberg, Holzwarth

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 170: Kriterien für die Dauerhaftigkeit von Asphaltsschichten - Untersuchungen zur Ansprache des Haftverhaltens

Radenberg, Twer, Louis, Buscham

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2022

S 171: Informationssystem Straßenzustand Teil 2: Entwicklung von Sensoren zur Erfassung des strukturellen Zustandes von Asphaltstraßen (SENSOR)

Bald, Böhm, Čičković, Tielmann, Hill, Peitsch, Gablovský, Muschalla, Czaja, Ulrich, Farbischewski, Huczek
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 172: Verbesserung der Erfassung des Verhaltens von Trag-schichten ohne Bindemittel (ToB) zur Berücksichtigung in den RStO, RDO und den RSO

Wellner, Leischner, Spanier € 16,50

S 173: Analyse der Auswirkungen von Witterungsextremen an bestehenden Straßenbefestigungen in Betonbauweise

Villaret, Beckenbauer, Riwe, Tschernack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 174: Raumdichtebestimmung an hohlraumreichen Asphalten

Dudenhöfer, Rückert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 175: Einfluss der Fugenöffnungsweite auf die akustischen Eigenschaften von Fahrbahndecken aus Beton

Altreuther, Beckenbauer, Ertsey, Otto, Schubert, Kropp, Hoever
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 176: Strömungsmodelle zur Simulation der Durchsickerung von Straßenbauwerken mit Implementierung hydrologischer Parameter

Michaelides, Koukoulidou, Birle, Heyer, Vogt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 177: Bestimmung von Kenndaten zur sicheren Charakterisierung von Fugenvergussmassen

Breitenbücher, Buckenhüskes, Radenberg, Twer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 178: Ringversuch zum statischen Spaltzugversuch nach AL Sp-Beton

Weise, Hüsken, Niedack-Nad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 179: Die neue Autobahnverwaltung des Bundes – das Straßenrecht der Verkehrswende

Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 180: Entwicklung eines aktuellen Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung gemäß den RDO Beton

Kathmann, Hermes, Kucera, Stöver, Neumann, Lehmkuhl, Pfeifer € 14,50

2023

S 181: Möglichkeiten und Grenzen des Georadarverfahrens

Hülsbömer, Weißelborg, Gogolin, Mörchen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 182: Optimierung der Anwendbarkeit der Probabilistik in der Dimensionierung und Substanzbewertung von Betonstraßen

Neumann, Liu, Blasl, Reinhardt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 183: Potenzialuntersuchung zum Einsatz von Asphalt-einlagen

Mollenhauer, Wetekam, Wistuba, Büchler, Al-Qudsi, Falchetto, Kollmus, Trifunović, Schmalz, Ziegler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 184: Generelle Methodik zur Abschnittsbildung bei der Erhaltung kommunaler Straßen

Berthold, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 185: Potenzialanalyse – Prozesssichere Herstellung lärm- armer Straßen in Betonbauweise OPB – Offenporiger Beton

Freudenstein, Bollin, Eger, Klein, Kränkel
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 186: Praxisgerechte Anforderungen an den Polierwiderstand feiner Gesteinskörnungen

Oeser, Schulze, Benninghoff, Renken
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 187: Überprüfung der Geotextilrobustheitsklassen hinsichtlich neuer Produktentwicklungen

Zanzinger in Vorbereitung

S 188: Untersuchungen an einer CEM III-Versuchsstrecke auf der BAB A7 bei Wörnitz

Kuhnsch
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 189: Optimierung der Zusammensetzung Offenporiger Asphalte zur Verbesserung des Nutzungsverhaltens

Radenberg, Breddemann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 190: Wirtschaftlichkeitsuntersuchung an Bauweisen mit Betondecke der Belastungsklasse Bk100

Ressel, Engel, Ferraro, Alber, Garrecht, Mielich, Wellner, Kamratowsky, Kraft
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 191: Vergleich der Gebrauchseigenschaften von Asphalten mit Polymermodifiziertem Bindemittel und Gummimodifizierten Bindemitteln mit unterschiedlichen Gummianteil

Hase, Beyersdorf, Hase, Rademacher, Schindler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 192: Analyse von Auswertungs- und Bewertungsverfahren für die Anwendung des Traffic-Speed-Deflectometers auf Asphaltbefestigungen

Čičković, Bald, Middendorf
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.