

Diplomarbeit

# Analyse neuer Deflektionsparameter zur Beurteilung von Fallgewichtsdeflektometermessungen an Asphaltoberbauten

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

---

Diploma Thesis

## Analysis of new deflection basin indices for the assessment of falling weight deflectometer measurements on asphalt pavements

submitted in satisfaction of the requirements for the degree

Diplom-Ingenieur

of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

**Silvio Roth, BSc**

Matr.Nr.: 01637174

Betreuung: Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Ronald Blab**  
Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Lukas Eberhardsteiner**, BSc  
Dipl.-Ing. Dr.techn. **Valentin Donev**

Institut für Verkehrswissenschaften  
Forschungsbereich Straßenwesen  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/E230-03, 1040 Wien, Österreich

Wien, im März 2024

---

# Kurzfassung

Mit zunehmenden Alter der Straßeninfrastruktur gewinnt vor allem das Erhaltungsmanagement an Bedeutung. Die Erfassung und korrekte Interpretation von Zustandsindikatoren ist essentiell für eine nachhaltige und vorausschauende Planung. Ein wesentliches Werkzeug für die strukturelle Substanzbewertung von Fahrbahnen ist neben der visuellen Erfassung von Rissen der Fallgewichtdeflektometerversuch (FWD-Versuch). Die Interpretation der FWD-Deflektionen ist jedoch aufgrund zahlreicher Einflussfaktoren nicht trivial und es existieren mehrere Ansätze und Indikatoren zur Bewertung der Tragfähigkeit.

Der Verformungsflächenmodul  $M_{FWD}$  und der Einsenkungsmodul  $M_{Di}$  sind zwei neu entwickelte Zustandsindikatoren zur Bewertung der Tragfähigkeit von Asphaltstraßen. Dabei wird die Kontaktspannung unter der Lastplatte  $\sigma_{FWD}$  einer Dehnung mit Bezug auf die Asphalt-schichtdicke und der gemessenen Deflektionen des FWD-Versuches gegenübergestellt. Während der Verformungsflächenmodul  $M_{FWD}$  die gesamte Fläche unter der Deflektionsmulde für die Ermittlung der Dehnung  $\varepsilon_{FWD}$  berücksichtigt, wird beim Einsenkungsmodul  $M_{Di}$  nur die jeweilige Deflektion an  $i$ -ter Stelle für die Dehnung  $\varepsilon_{Di}$  herangezogen.

Für die Untersuchung der Aussagekraft dieser Indikatoren wurden Einflussgrößen wie Materialparameter, Schichtdicken und Belastungen ausgehend von einem Standardoberbau der Lastklasse LK25, Bautype AS1 aus dem Bemessungskatalog nach RVS 03.08.63 mithilfe von Strukturmodellen variiert. Hierfür kamen sowohl die Mehrschichtentheorie (MST) nach Burmister als auch die Finite-Elemente-Methode (FEM) zur Anwendung. Als besonders aussagekräftig für den strukturellen Zustand der bituminösen Schichten stellte sich der Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  heraus. Der Verformungsflächenmodul  $M_{FWD}$  hingegen beschreibt das Tragverhalten des gesamten Oberbaus. Durch Verknüpfung der Resttragfähigkeit nach RVS 03.08.64 in Form des Einsenkungsmoduls  $M_{D1}$  mit der mechanistisch-empirischen Dimensionierung nach RVS 03.08.68 konnte ein Bewertungshintergrund für die verbleibende Anzahl der Normlastwechsel  $N_{Rest}$  geschaffen werden. Durch Vergleich der verbleibenden Anzahl der Normlastwechsel  $N_{Rest}$  mit der erwarteten Anzahl der Normlastwechsel  $N_{erw}$  kann die Restlebensdauer ermittelt werden.

Die Untersuchung von 24 realen Long-Term Pavement Performance (LTPP) Messstrecken ergab keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen neuen FWD-Zustandsindikatoren ( $M_{FWD}$ ,  $M_{Di}$ ) und strukturellen Schadensmerkmalen (Längs-, Quer-, Ermüdungs- und Blockrisse). Bei vier der 24 Strecken konnte ein direkter Zusammenhang zwischen den manuell erfassten Schäden (v.a. Querrisse) am Streckenband und den Deflektionen im Lastzentrum hergestellt werden. Ein Zusammenhang zwischen den kumulierten Schäden aus der Datenbank und den vorgestellten Indikatoren konnte für acht der 24 Strecken hergestellt werden.

# Abstract

Maintenance management is becoming increasingly important as road infrastructure ages. The collection and correct interpretation of pavement condition information is essential for sustainable planning. In addition to the visual detection of cracks, the Falling Weight Deflectometer (FWD) test is a key tool for assessing the structural condition of pavements. However, interpreting the FWD deflections is not trivial due to numerous influencing factors. There are several approaches and indicators for assessing the structural bearing capacity.

The area-deformation-modulus  $M_{FWD}$  and the basin-deflection-modulus  $M_{Di}$  are two newly developed pavement condition indicators for assessing the load-bearing capacity of asphalt roads. The contact stress under the load plate  $\sigma_{FWD}$  is compared to a strain with reference to the asphalt layer thickness and the measured deflections of the FWD-Test. While the area-deformation-modulus  $M_{FWD}$  takes the entire area under the deflection basin into account to determine the strain  $\varepsilon_{FWD}$ , the basin-deflection-modulus  $M_{Di}$  only considers the respective deflection at the  $i$ -th position of the geophone for the strain  $\varepsilon_{Di}$ .

To investigate the significance of these new indicators, influential variables such as material parameters, layer thicknesses and loads were varied using structural models based on a standard superstructure of load class LC25, construction type AS1 from the design catalogue according to RVS 03.08.63. For this purpose, both the multi-layer-theory (MST) according to Burmister and the finite element method (FEM) were used. The basin-deflection-modulus  $M_{D1}$  proved to be particularly significant for the structural condition of the bituminous layers. The area-deformation-modulus  $M_{FWD}$ , on the other hand, describes the load-bearing behaviour of the entire structure. By linking the residual load-bearing capacity as stated in RVS 03.08.64 in the form of the basin-deflection-modulus  $M_{D1}$  with the mechanistic-empirical dimensioning method in compliance with RVS 03.08.68, an evaluation background for the remaining number of standard load cycles  $N_{rest}$  could be developed. By comparing the remaining number of standard load cycles  $N_{rest}$  with the expected number of standard load cycles  $N_{exp}$ , the remaining service life can be determined.

The investigation of 24 real Long-Term Pavement Performance (LTPP) test sections revealed no distinct correlation between the new pavement condition indicators ( $M_{FWD}$ ,  $M_{Di}$ ) and structural pavement distress (longitudinal, transverse, fatigue and block cracks). For four of the 24 sections, a direct correlation between the manually recorded damage (mainly transverse cracks) from the survey distress map sheets and the deflections in the load centre could be established. A correlation between the cumulative damage from the database and the pavement condition indicators could be established for eight out of the 24 sections.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>5</b>
1.1	Eingrenzung, Methodik und Struktur der Arbeit . . . . .	6
<b>2</b>	<b>Fallgewichtsdeflektometer</b>	<b>7</b>
2.1	Historischer Exkurs und Weiterentwicklungen . . . . .	7
2.2	Messprinzip und Funktionsweise . . . . .	8
2.3	Wesentliche Einflussgrößen auf Deflektionen . . . . .	9
2.3.1	Struktur . . . . .	9
2.3.2	Einwirkung . . . . .	10
2.3.3	Schichttemperaturen . . . . .	11
2.3.4	Hydrologische Verhältnisse ungebundener Schichten . . . . .	14
<b>3</b>	<b>Bewertung der Tragfähigkeit</b>	<b>16</b>
3.1	Primärwirkungsmodelle . . . . .	17
3.1.1	Mehrschichtentheorie nach Burmister . . . . .	18
3.1.2	Finite Elemente Methode . . . . .	19
3.2	Zustandsindikatoren . . . . .	20
3.2.1	Deflektionsmuldenparameter nach Horak . . . . .	20
3.2.2	Verformungsflächenmodul - $M_{FWD}$ . . . . .	21
3.2.3	Einsenkungsmodul - $M_{Di}$ . . . . .	23
<b>4</b>	<b>Sensitivitätsanalyse neuer Deflektionsparameter anhand synthetischer Daten</b>	<b>24</b>
4.1	Grundannahmen . . . . .	24
4.2	Untersuchte Parameter . . . . .	26
4.3	Sensitivitätsanalyse . . . . .	27
4.4	Bewertungshintergrund . . . . .	32
<b>5</b>	<b>Korrelationsanalyse von LTPP-Messstrecken</b>	<b>36</b>
5.1	LTPP – Datenbank . . . . .	36
5.1.1	Messdurchführung und Gerätekonfiguration . . . . .	37
5.1.2	Aufnahme oberflächlicher Schadensmerkmale . . . . .	38
5.1.3	Auswahl der Teststrecken . . . . .	40
5.2	Statistische Auswertung und Überblick der Teststrecken . . . . .	42
5.3	Zusammenhang zwischen Zustandsindikatoren und Schadensmerkmalen . . . . .	47
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>57</b>
<b>A</b>	<b>Sensitivitätsanalyse</b>	<b>68</b>
<b>B</b>	<b>LTPP-Messstrecken</b>	<b>73</b>

# Kapitel 1

## Einleitung

Das Straßennetz zählt zu den wichtigsten Verkehrsträgern eines Landes, da es die wirtschaftliche, soziale und kulturelle Entwicklung vorantreibt. Mit mehr als 830.000 Kilometer in Deutschland [72], 125.000 Kilometer in Österreich [8] und 84.000 Kilometer in der Schweiz [65], ist das Straßennetz im DACH-Raum größtenteils ausgebaut und eine nachhaltige und vorausschauende Straßenerhaltung steht im Fokus der Straßenverwaltung. Bedingt durch die Netzalterung steigt der Erhaltungsbedarf kontinuierlich an. Alleine für das österreichische Autobahn- und Schnellstraßennetz prognostiziert die ASFINAG mehr als eine Verdoppelung der baulichen Erhaltungskosten von 675 Millionen Euro im Jahr 2022 [8] auf 1.400 Millionen Euro im Jahr 2040 [2]. Daher ist es aus Sicht der Straßenerhaltung unerlässlich, über Instrumente zu verfügen, die den Zustand des Straßennetzes regelmäßig bewerten, um eine vorausschauende Planung und Budgetierung der baulichen Erhaltungsmaßnahmen gewährleisten zu können.

Als Teil des Erhaltungsmanagements dient die Zustandserfassung als objektive Grundlage, um einen Straßenzustand aufrechtzuerhalten, der einerseits eine gefahrlose und komfortable Befahrbarkeit für Verkehrsteilnehmer ermöglicht und andererseits minimale gesamtwirtschaftliche Kosten und höchstmögliche Umweltverträglichkeit gewährleistet [38]. Die Zustandserfassung kann dabei visuell, sensitiv oder messtechnisch erfolgen [64]. Die visuelle und sensitive Zustandserfassung wird nach Schadensmerkmalen von geschultem Personal durch Begehung mit einfachen Messgeräten (Richtlatte und Messkeil) erfasst und anhand eines Schadenskatalogs [3, 57] bewertet. Messtechnische Verfahren nehmen die Schäden automatisiert durch stationäre Messsysteme wie dem Falling-Weight-Deflectometer (FWD) zur strukturellen Substanzbewertung oder durch schnellfahrende Messsysteme wie dem RoadSTAR oder dem Traffic-Speed-Deflectometer (TSD) auf. Die erfassten Schadensmerkmale können dabei im Wesentlichen in Gebrauchswerte (Ebenheit in Längs- und Querrichtung, Griffbarkeit, Textur und Oberflächeneigenschaften) und Substanzwerte (strukturelle Risse und Tragfähigkeit) unterteilt werden.

Abhängig von der Schadensschwere und dem Schadensausmaß wird der IST-Zustand jedes Schadensmerkmals in einer Datenbank aufgezeichnet. Die systematische, anlassbezogene oder periodische Aufnahme der Schadensmerkmale in einer Datenbank wird zusammen mit Bestandsdaten des Straßennetzes als Grundlage eines Pavement Management Systems (PMS) verstanden. Die progressive Schädigung der einzelnen Schadensmerkmale über die Lebensdauer eines Oberbaus lässt sich durch Zustandsfunktionen modellhaft abbilden. Die Beschreibung der Zustandsentwicklung kann dabei durch numerische Modelle (white box), empirische Modelle (black box) oder einer Kombination beider Verfahren als mechanistisch-empirisches Modell (grey box) erfolgen. Das österreichische System ViaPMS basiert auf einem deterministischen Zustandsmodell, welches ausschließlich empirisch erfasste Zustandsdaten des RoadSTAR (Risse, Oberflächenschäden, Spurrinnen, Längsebenheit und Griffbarkeit) verwendet [31]. Durch Zusammenfassen von Schadensmerkmalen und Homogenisieren von Abschnitten (Aggregation) kommt es dabei zu Informationsverlusten, Unschärfen und Verzerrungen in der Zustandsprognose [18].

## 1.1 Eingrenzung, Methodik und Struktur der Arbeit

Im Fokus der vorliegenden Arbeit ist die Analyse und Verknüpfung von Substanzmerkmalen an Asphaltstraßen. Betrachtet wird vor allem der FWD-Versuch sowie die Bewertung der Tragfähigkeit anhand neu entwickelter Zustandsindikatoren: der Verformungsflächenmodul  $M_{FWD}$  und der Einsenkungsmodul  $M_{Di}$ .

Die wesentlichen Aspekte des Fallgewichtsdeflektometersversuchs werden in Kapitel 2 umfassend behandelt. Nach einem kurzen historischen Exkurs zur Entwicklung des Verfahrens werden Messprinzip, Funktionsweise und wesentliche Einflussgrößen des Systems erläutert. Dabei wird auf besondere Aspekte und Ursprünge der österreichischen Bemessungsmethodik [51] und der rechnerischen Dimensionierung [53] eingegangen. Für die thermo-viskoelastischen Eigenschaften der Asphaltdecke wird die später verwendete Temperaturkorrektur nach Jansen [36] vorgestellt.

Da es eine Vielzahl an Möglichkeiten zur Bewertung der Tragfähigkeit anhand der gemessenen FWD-Deflektionen gibt, werden in Kapitel 3 verschiedene Methoden zur Handhabung der Messergebnisse präsentiert. Neben einem Überblick über mögliche Primärwirkungsmodelle zur Bemessung und Dimensionierung von Straßenaufbauten wird vor allem auf die analytische Mehrschichtentheorie (MST) nach Burmister [13] und die numerische Finite-Elemente-Methode (FEM) eingegangen, da diese anschließend in Kapitel 4 angewendet werden. Zusätzlich zu den neu entwickelten Zustandsindikatoren  $M_{FWD}$  und  $M_{Di}$  werden die langjährig etablierten Deflektionsmuldenparameter nach Horak [32] erläutert.

Anhand eines Standardoberbaus der Lastklasse LK25, Bautype AS1 aus dem Bemessungskatalog nach RVS 03.08.63 [51] wird in Kapitel 4 der Einfluss verschiedener Materialparameter auf den Verformungsflächenmodul  $M_{FWD}$  und den Einsenkungsmodul  $M_{Di}$  durch mechanistisch-empirische Struktursimulationen (MST und FEM) analysiert. Der als maßgebende Parameter identifizierte Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  für die Asphaltsteifigkeit wird in Kapitel 4.4 anhand der Resttragfähigkeit nach RVS 03.08.64 [52] und mithilfe der rechnerischen Dimensionierung nach RVS 03.08.68 [53] mit der verbleibenden Anzahl an zulässigen Normlastwechsel  $N_{Rest}$  zu einem neuen Bewertungshintergrund verknüpft. Durch Vergleich der verbleibenden zulässigen und weiterhin erwarteten Anzahl der Lastwechsel – entweder durch genaue Verkehrszählungen oder durch das repräsentative Schwerverkehrskollektiv – kann schlussendlich die verbleibende Restlebensdauer des Oberbaus bestimmt werden.

Das vorletzte Kapitel 5 widmet sich der Analyse realer Daten anhand von 24 Messstrecken aus dem amerikanischen LTPP-Programm. Es wurden mögliche Zusammenhänge zwischen den FWD-Deflektionen, den vorgestellten Zustandsindikatoren und den verschiedenen Schadensmerkmalen der Kategorie Risse (Längs-, Quer-, Ermüdungs- und Blockrisse) untersucht. Die Datenanalyse und -visualisierung erfolgt dabei durch automatisierte Python-Skripte.

# Kapitel 2

## Fallgewichtsdeflektometer

Das Fallgewichtsdeflektometer, im Englischen als Falling-Weight-Deflectometer (FWD) bezeichnet, ist ein weltweit etabliertes zerstörungsfreies Messverfahren zur strukturellen Bewertung der Tragfähigkeit von Straßenoberbauten. Das dynamische Messverfahren misst die Deflektionen des gesamten Oberbaus und des Untergrundes. Eine Deflektion wird dabei nach Hveem [35] als vorübergehende nach unten gerichtete Verformung des Oberbaus infolge einer Radlast verstanden.

### 2.1 Historischer Exkurs und Weiterentwicklungen

Frühe grundlegende Überlegungen zum FWD von Bretonnière [12] im Jahr 1963, welche zugunsten des später entwickelten quasi-statischen Messverfahrens des Lacroix-Deflektometers verworfen wurden, wurden in Dänemark am National Road Laboratory - heute als Danish Road Institute bekannt - wieder aufgenommen und kontinuierlich verbessert [9]. Nach anfänglichen Schwierigkeiten der effektiven Kraftübertragung gelang es schließlich einen dynamischen Lastimpuls in Form einer halbformigen Sinuswelle erfolgreich nachzubilden und die ersten Hersteller (Dynatest aus Dänemark und KUAB aus Schweden) begannen 1976 mit der Produktion von FWD-Geräten [9].

Im Vergleich zum 1953 ursprünglich entwickelten quasi-statischen Messverfahren des Benkelman-Balkens in den USA [73], welches neben dem FWD weiterhin in der deutschen (AP Trag A [4]) und österreichischen (RVS 11.06.63 [55]) Normung enthalten ist, wird bei FWD-Messungen eine dynamische Belastung gemessen. Der wesentliche Unterschied zwischen quasi-statischen und dynamischen Messverfahren ist die Belastungsgeschwindigkeit. Man spricht von einer quasi-statischen Belastung, wenn die Lastaufbringungsgeschwindigkeit so gering ist, dass die Trägheitskräfte auf dem System vernachlässigbar klein werden. Bei dynamischen Belastungen hingegen sind die Lastaufbringungsgeschwindigkeiten so hoch, dass die Trägheitskräfte berücksichtigt werden müssen. Daher entspricht eine quasi-statische Messung mit dem Benkelman-Balken oder dem Lacroix-Deflektometer einer ruhenden Radlast, während ein dynamischer FWD-Versuch einer rollenden Radlast entspricht [4].

Die bisher genannten Verfahren sind stationäre Punktmessungen, welche in regelmäßigen Abständen auf Projekt- und Netzebene nur eine stichprobenartige Abschätzung des gesamten Straßenzustandes erlauben und daher kein vollständiges Straßenprofil, weder in Längs- noch in Querrichtung, erfassen. Im Falle des FWD-Versuches dauert die Erfassung eines Messpunktes zwar nur wenige Minuten, jedoch muss der entsprechende Fahrstreifen abgesperrt und gesichert werden. Weiterentwicklungen im Bereich des FWD führten zu schnellfahrenden und kontinuierlichen Messverfahren in Längsrichtung, welche mittels Triangulations-Laser beim Rolling Wheel Deflectometer (RWD) [24] oder mittels Doppl laser im Falle des Traffic-Speed-Deflectometers (TSD) [27] messen. Kontinuierliche Messungen eignen sich hervorragend auf Netzebene, um potenzielle Schwachstellen aufzuspüren und bei Erfordernis genauer mit dem FWD zu untersuchen [50].

Eine umfangreiche Zusammenfassung und Gegenüberstellung der Systeme und deren Funktionsweise ist in der Literaturstudie von Radenberg et al. [50] zu finden.

## 2.2 Messprinzip und Funktionsweise

Grundsätzlich besteht ein FWD aus einem Fallgewicht  $A_F$  mit bekannter Masse, welches von einer definierten Höhe  $H$  auf ein Feder-Dämpfer-System ( $C_F$  und  $B_F$ ) fallengelassen wird (siehe Abbildung 2.1). Der induzierte dynamische Lastimpuls  $P(t)$  wird über eine kreisförmige Lastplatte in die Verkehrsfläche eingeleitet und mittels Kraftmessdose aufgezeichnet. Der übliche Durchmesser der Lastplatte beträgt 300 mm, bei Flugbetriebsflächen 450 mm bzw. 600 mm [63]. Der Untergrund wird ebenfalls als Feder-Dämpfer-System ( $C$  und  $B$ ) modelliert, was zur Lösung von zwei gekoppelten Differenzialgleichungen führt. Die mathematische Beschreibung des Problems stellt jedoch nur eine Näherung der Wirklichkeit dar, da einerseits der Gummipuffer ein nichtlineares Verhalten aufweist und andererseits die Fallmasse nach dem Auftreffen, zumindest teilelastisch, wieder aufspringt [7].

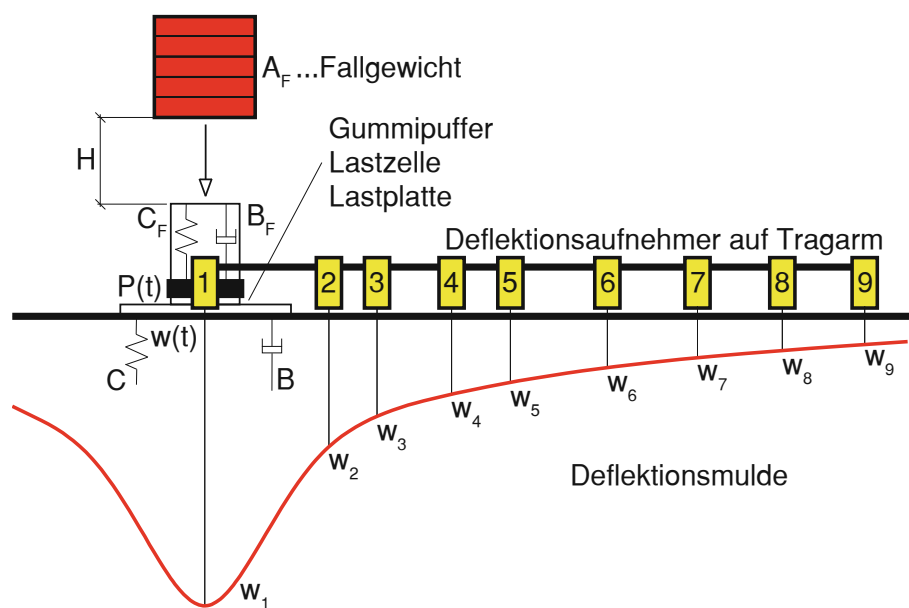


Abb. 2.1: Messprinzip des FWD-Versuchs (modifizierte Skizze nach [56])

Die durch den Lastimpuls hervorgerufene kurzzeitige elastische Verformung  $w(t)$  wird dabei von mehreren Deflektionsaufnehmern (z.B. Geophone) gemessen und als Deflektionsmulde – meist in der rechten Radspur des ersten Fahrstreifens – angegeben. Abhängig vom Oberbautyp (Asphalt- oder Betonstraßen) können die Geophone sowohl in der Anzahl als auch in den Abständen variabel zueinander verstellt und am Tragarm montiert werden. Für Asphaltstraßen werden üblicherweise neun Geophone –  $G_1$  bis  $G_9$  (siehe Abbildung 2.1) – in Abständen von 0-200-300-450-600-900-1.200-1.500-1.800 mm vom Lasteinleitungszentrum gemessen, montiert. Aufgrund der Fugenausbildung bei Betonfahrbahnen kann einerseits die Plattenmitte als auch der Plattenrand zur Beurteilung der Querkraftübertragung im Fugenbereich geprüft werden [56].

Die von den Geophonen aufgezeichneten Verformungen sind glockenförmige Funktionen der Zeit (siehe Abbildung 2.2). Das etwa 30 ms andauernde dynamische Verformungsverhalten der Platte wird durch ca. 300 Messwerte je Geophon aufgezeichnet [19]. Dabei erkennt man sowohl die zeitliche Ausdehnung der elastischen Welle durch das Material als auch das Abklingen der Deflektionen vom Geophon  $G_1$  im Lastzentrum bis nach außen zum letzten Geophon  $G_9$ . Zur Ermittlung der Deflektionsmulde aus Abbildung 2.1 werden jeweils die maximalen Auslenkungen der einzelnen Geophone – gekennzeichnet durch Punkte in Abbildung 2.2 – herangezogen.



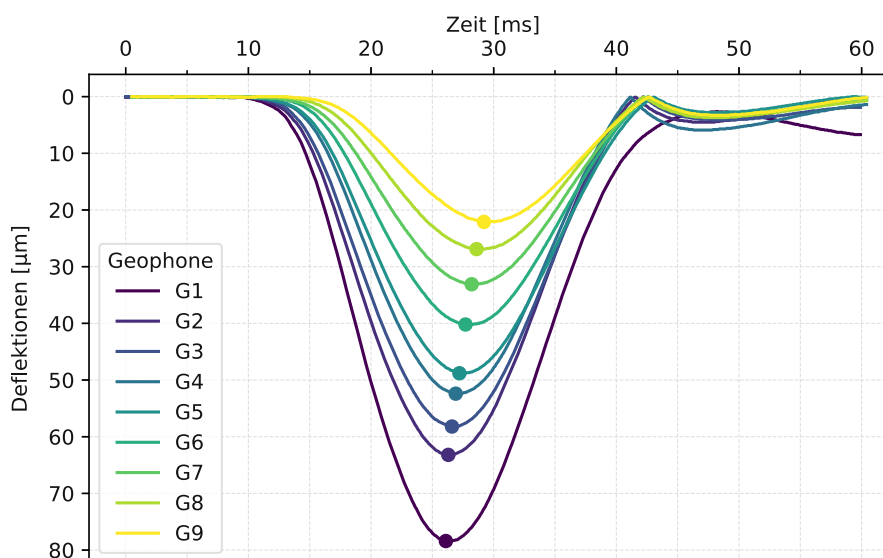


Abb. 2.2: Aufgezeichnete Deflektionsverläufe eines FWD-Versuchs

FWD-Messungen liefern daher in erster Linie nur vertikale Verformungen der gesamten Oberbaukonstruktion und des Untergrundes. Die gemessenen Deflektionen können Aufschluss über den strukturellen Zustand liefern und zur Beurteilung des Straßenzustandes als Teil eines Pavement Management Systems (PMS) für die Straßenerhaltung verwendet werden.

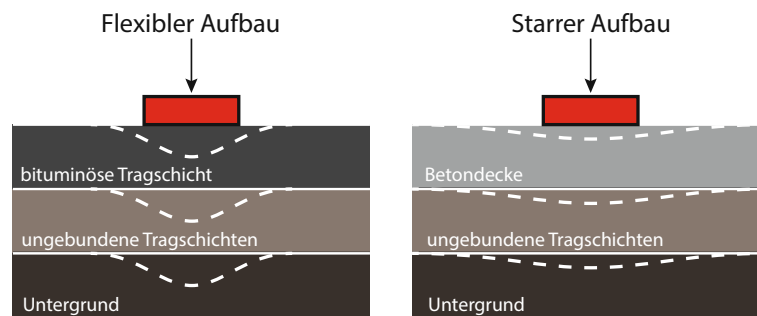
## 2.3 Wesentliche Einflussgrößen auf Deflektionen

Eine Vielzahl von Faktoren beeinflusst die Größe der gemessenen Deflektionen bei FWD-Messungen, wodurch die Interpretation der Ergebnisse zusätzlich erschwert wird. Es ist daher entscheidend, die wesentlichen Einflussgrößen zu kennen und zu berücksichtigen, um aussagekräftige FWD-Daten zu ermitteln. Entscheidende Aspekte, welche die Größe der Deflektionen beeinflussen, sind die Struktur (Materialien, Anzahl und Dicke der Schichten), die Einwirkung (Belastungsgröße, -art und -geschwindigkeit) sowie die wechselnden klimatischen Witterungsbedingungen (Zusammenwirken von Temperaturen und hydrologischen Verhältnissen)[48, 63].

### 2.3.1 Struktur

Der grundlegendste Faktor, welcher die Größe der Verformungen beeinflusst, ist die Zusammensetzung und Beschaffenheit der Fahrbahnstruktur selbst. Grundsätzlich repräsentiert die Deflektion einer Struktur die kombinierte Reaktion aller Schichten, welche abhängig von den Materialkennwerten (Schichtdicke, E-Modul und Querdehnungszahl) der jeweiligen Schicht ist [36]. Im Allgemeinen lässt sich festhalten, dass weichere Systeme größere Deflektionen erfahren und auch eine kürzere Lebensdauer aufweisen. Abbildung 2.3 veranschaulicht, dass flexible Strukturen wie Asphaltstraßen (weicherer System) die Lasten mit größeren Verformungen über einen konzentrierten Einflussbereich ableiten, während Betonstraßen als steifere und starre Struktur die Lasten flächiger und mit geringeren Verformungen abtragen [29, 63].

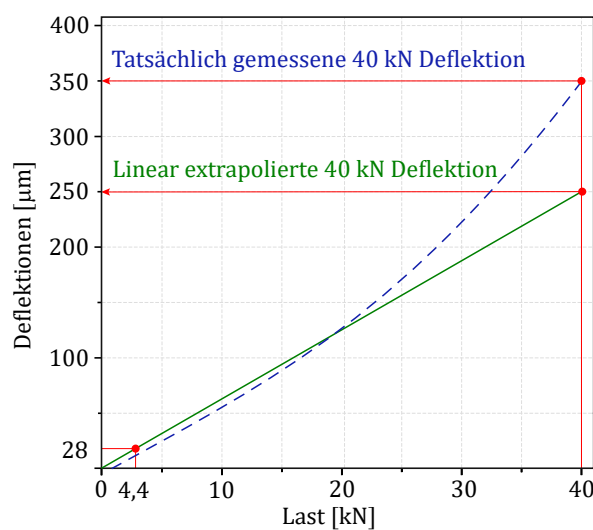
Weiters können Faktoren wie Oberflächenschäden, Unebenheiten, Einbauten, Fugen und Ecken die Deflektionen beeinflussen. Auch Variationen in den Schichtdicken und der Materialbeschaffenheit, insbesondere des Untergrundes, können innerhalb eines Abschnittes von Messpunkt zu Messpunkt signifikant voneinander abweichen.



**Abb. 2.3:** Vergleich der Deflektionen von flexiblen und starren Aufbauten (modifizierte Skizze nach [63])

### 2.3.2 Einwirkung

Auch Größe und Belastungsgeschwindigkeit des Lastimpulses spielen eine entscheidende Rolle für die gemessene Deflektion. Abhängig vom Einsatzgebiet und somit von der Schichtstärke und Steifigkeit des Aufbaus sollte die aufgebrachte Stoßkraft möglichst die tatsächliche Bemessungslast simulieren [56, 63]. Für übliche Bundes- und Landesstraßen in Österreich entspricht die Bemessungslast nach RVS 03.08.63 [51] der Normachslast von 100 kN (= 10 Tonnen). Da der FWD-Versuch die Überfahrt eines rollenden Reifens und keiner ganzen Achse simuliert, muss die Normachslast halbiert werden. Für höher belastete Flächen wie Flugbetriebsflächen können zusätzliche Gewichte bis zu 300 kN verwendet werden (Heavy-Weight-Deflectometer, HWD [19]). Die Wahl der Stoßkraft ist insofern entscheidend, da alle Straßenbefestigungen, insbesondere Asphalt mit viskoelastischem Materialverhalten, aber auch Beton, ein unterschiedlich stark ausgeprägtes nicht lineares Verformungsverhalten in Abhängigkeit der Belastung aufweisen. Das nachfolgende Beispiel in Abbildung 2.4 nach Hoerner et al. [29] veranschaulicht, dass ein FWD-Versuch bei einer Prüflast von 4,4 kN nicht linear auf eine fiktive Bemessungslast von 40 kN extrapoliert werden kann. Anstelle der tatsächlich auftretenden 350  $\mu\text{m}$  würde man mit dem extrapolierten Wert von 250  $\mu\text{m}$  die Deflektionen um 28,58 % unterschätzen.



**Abb. 2.4:** Nichtlineares Deflektionsverhalten von Straßenaufbauten bei Laststeigerung und konstanter Belastungsgeschwindigkeit (modifiziertes Diagramm nach [29])

Wie bereits in Kapitel 2.1 erläutert, handelt es sich beim FWD-Versuch im Vergleich zu früheren Verfahren wie dem Benkelman-Balken um einen dynamischen Test. Je schneller die Belastungsgeschwindigkeit gewählt wird, desto geringer fällt die gemessene Deflektion (höhere Steifigkeit) aus [63]. Daher sind die gemessenen Deflektionen im Allgemeinen beim Benkelman-Balken größer als beim FWD-Versuch. Um den Effekt eines rollenden Rades zu simulieren, wird die Dauer des Lastimpulses mit 25-30 ms gewählt [19], was einer Belastungsfrequenz von ca. 10 Hz und einer mittleren Geschwindigkeit von 60 km/h entspricht [7].

### 2.3.3 Schichttemperaturen

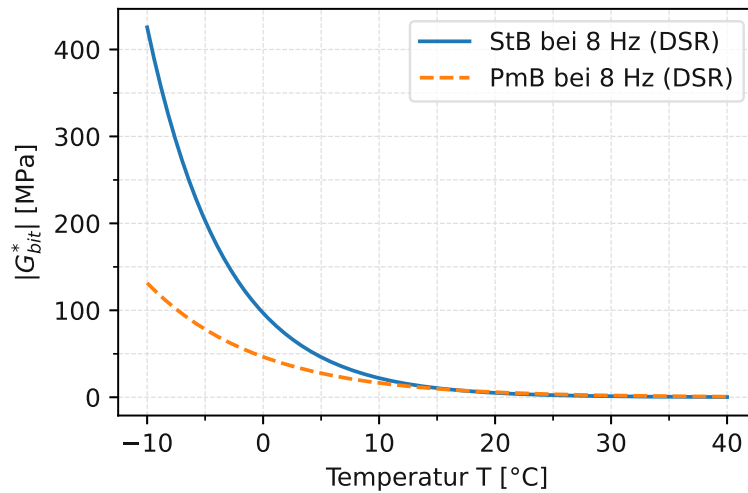
Einen signifikanten Einfluss auf die Größe der Deflektionen hat die vorherrschende Temperatur sowie der Temperaturgradient in den Schichten zum Zeitpunkt der Messung. Die Steifigkeit von Asphalt wird noch stärker von der Temperatur beeinflusst als von der Belastungsgeschwindigkeit [74, 77]. Infolge von Temperaturunterschieden zwischen der Ober- und Unterseite von Betonplatten können sich je nach Temperaturgradientenlastfall (Erwärmen bzw. Abkühlen) die Platten aufwölben bzw. aufschüsseln [22, 39]. Dies kann zu einem Verlust des Schichtverbundes und einem nachweisbar erhöhten Deflektionswert führen [17, 71]. Auch das Wasser im Boden (siehe nachfolgendes Kapitel 2.3.4) kann bei Temperaturen unter 0 °C gefrieren und die Messergebnisse erheblich beeinflussen.

#### Temperaturkorrektur von Asphaltstraßen

Straßenbauasphalt ist ein technisch hergestelltes Gemisch aus Gestein (ca. 95 M.-%) und dem Bindemittel Bitumen (ca. 5 M.-%) [77]. Aufgrund der thermo-viskoelastischen Eigenschaften von Bitumen wird das Tragverhalten von Größe und Geschwindigkeit der Last (siehe Kapitel 2.3.2), aber auch maßgeblich von der Temperatur beeinflusst. Die temperaturabhängige Komponente der Steifigkeit  $S_{mix}(T)$  des Asphalts, auch als dynamischer Elastizitätsmodul  $E_{dyn}$  bezeichnet, wird in der österreichischen rechnerischen Dimensionierung RVS 03.08.68 [53] nach Eberhardsteiner und Blab [20] vor allem vom komplexen Schubmodul  $|G_{bit}^*|(T)$  des Bitumens durch dynamische Scherrheometerversuche (DSR) bei einer Prüffrequenz von 8 Hz (entspricht einer mittleren Fahrgeschwindigkeit von 60-80 km/h) bestimmt. Abbildung 2.5 zeigt, dass der Temperatureinfluss des komplexen Schubmoduls  $|G_{bit}^*|$  von Bitumen im negativen Temperaturbereich besonders hoch ist und im positiven Temperaturbereich geringer wird. Im Allgemeinen ist herkömmliches Straßenbaubitumen (StB) von den Temperatureffekten deutlich stärker betroffen als polymermodifiziertes Bitumen (PmB) [20].

Um den erheblichen Diskrepanzen bei der FWD-Messung Rechnung zu tragen, werden neben der Luft- und Oberflächentemperatur die Asphaltstichttemperaturen über Bohrlochmessungen in verschiedenen Tiefen gemessen [5, 56]. Gemäß der deutschen und österreichischen Norm sollte die Kerntemperatur des Asphalts während des Versuchs zwischen 5 °C und 30 °C liegen [5, 56].

Um den Einfluss der Temperatur möglichst zu eliminieren und Ergebnisse untereinander vergleichbar zu machen, wurden zahlreiche Ansätze mittels Korrekturfaktoren zur Korrektur der Deflektionen auf eine Bezugstemperatur entwickelt. Bei den meisten Ansätzen wurde eine Referenztemperatur von 20 °C gewählt.



**Abb. 2.5:** Temperatureinfluss auf die Steifigkeit  $|G_{bit}^*|$  von Bitumen (Modellparameter nach RVS 03.08.68 [53])

### Methodenkritik

Gemäß Chakar [14] sind Ansätze der Temperaturkorrektur in mehrerer Hinsicht kritisch zu hinterfragen, da

- die Verfahren meist aus Laborversuchen oder theoretischen Berechnungen abgeleitet wurden und der Praxisbezug angezweifelt wird,
- die Randbedingungen wie Materialien, klimatische Bedingungen und Einbaubedingungen erheblich voneinander abweichen können,
- und sich die Verfahren meist auf verschiedene Modellgrößen beziehen und entweder den Einfluss auf die Deflektionen oder auf die Schicht-E-Moduln berücksichtigen.

Da es bereits eine Vielzahl an Ansätzen im internationalen Raum gibt, welche jedoch oft geographisch – aufgrund unterschiedlicher Bauweisen, Schichtdicken und klimatischen Bedingungen – beschränkt anwendbar sind, wird nur der später verwendete Korrekturansatz nach Jansen [36] erläutert. Ein ausführlicher Vergleich der verschiedenen Ansätze ist in der Arbeit von Hofbauer [30] zu finden.

### Temperaturkorrekturansatz nach Jansen [36]

Anders als bei der indirekten Temperaturkorrektur, bei der die bereits rückgerechneten E-Moduln temperaturkorrigiert werden, handelt es sich bei dem Korrekturansatz nach Jansen [36] um eine direkte Korrektur der gemessenen Deflektionen. Allgemein wird eine Deflektion  $D_T$  bei einer gemessenen Temperatur  $T$  mittels eines Korrekturfaktors  $\lambda$  auf eine Deflektion  $D_{T=20^\circ C}$  mit der Referenztemperatur von  $20^\circ C$  korrigiert (siehe Gl 2.1).

$$D_{T=20^\circ C} = \lambda \cdot D_T \quad (2.1)$$

Der Korrekturansatz nach Jansen [36] wurde anhand von zwei Messstellen im Nordwesten von Deutschland kalibriert und bietet im Vergleich zu anderen linearen Korrekturfunktionen wie Jendia [37], Van Gorp [70] und Ehrola et al. [21] eine Unterscheidung sowohl zwischen großen und kleinen Deflektionen, abhängig vom Geophonabstand zum Lastzentrum, als auch zwischen Temperaturen über und unter  $20^\circ C$ . Aus Regressionsberechnungen stellte Jansen [36] fest, dass als maßgebende

Asphaltkörpertemperatur für die Korrektur der Deflektionen eine Bohrlochtemperaturmessung in 5 cm Tiefe einen sehr guten Zusammenhang mit der Deflektionsmulde aufweist [36].

Weiters werden Deflektionen, die mehr als 600 mm vom Lastzentrum entfernt sind, nicht korrigiert [36], da gemäß Park et al. [47] der Temperatureinfluss der bituminösen Tragschicht mit zunehmendem Abstand vom Lastzentrum abnimmt. Der Abstand hängt dabei vor allem von der Dicke und Steifigkeit der Asphaltsschichten ab. Bei der Studie nach Hu et al. [34] wurde ein Oberbau mit einer 18 cm starken Asphalttragschicht im ländlichen Raum von Shanghai untersucht und durch Minimieren der Fehlerquadratsummen zwischen den tatsächlich gemessenen Deflektionen und den rückgerechneten Deflektionen festgestellt, dass der maßgebende Abstand 900 mm vom Lastzentrum entfernt ist.

Abhängig vom Geophonabstand zum Lasteinleitungszentrum des FWD-Gerätes (nachfolgend gekennzeichnet durch den Index bei der Deflektion  $D$ ) und den gemessenen Asphaltkörpertemperaturen unter 20 °C in einer Tiefe von 5 cm ergeben sich für große Deflektionen die Korrekturfunktionen für  $\lambda$  nach Tabelle 2.1 und für kleine Deflektionen nach Tabelle 2.2.

**Tab. 2.1:** Temperaturkorrekturfaktoren nach Jansen [36] für große Deflektionen unter 20 °C

$\lambda = 1,3052 - 0,0152 \cdot T$	für $D_{0mm} > 140 \mu\text{m}$
$\lambda = 1,2784 - 0,0139 \cdot T$	für $D_{200mm} > 130 \mu\text{m}$
$\lambda = 1,2317 - 0,0115 \cdot T$	für $D_{300mm} > 120 \mu\text{m}$
$\lambda = 1,1779 - 0,0089 \cdot T$	für $D_{450mm} > 110 \mu\text{m}$
$\lambda = 1,1158 - 0,0058 \cdot T$	für $D_{600mm} > 100 \mu\text{m}$

**Tab. 2.2:** Temperaturkorrekturfaktoren nach Jansen [36] für kleine Deflektionen unter 20 °C

$\lambda = 1,5183 - 0,0259 \cdot T$	für $D_{0mm} \leq 140 \mu\text{m}$
$\lambda = 1,4308 - 0,0215 \cdot T$	für $D_{200mm} \leq 130 \mu\text{m}$
$\lambda = 1,3102 - 0,0155 \cdot T$	für $D_{300mm} \leq 120 \mu\text{m}$
$\lambda = 1,3131 - 0,0156 \cdot T$	für $D_{450mm} \leq 110 \mu\text{m}$
$\lambda = 2,2392 - 0,0122 \cdot T$	für $D_{600mm} \leq 100 \mu\text{m}$

Bei gemessenen Temperaturen in 5 cm Tiefe der bituminösen Tragschicht über der Referenztemperatur von 20 °C entfällt die Unterscheidung in große und kleine Deflektionen und somit können die Korrekturfunktionen in Tabelle 2.3 herangezogen werden. Für eine gemessene Temperatur von 20 °C würde der Korrekturfaktor  $\lambda = 1,00$  entsprechen.

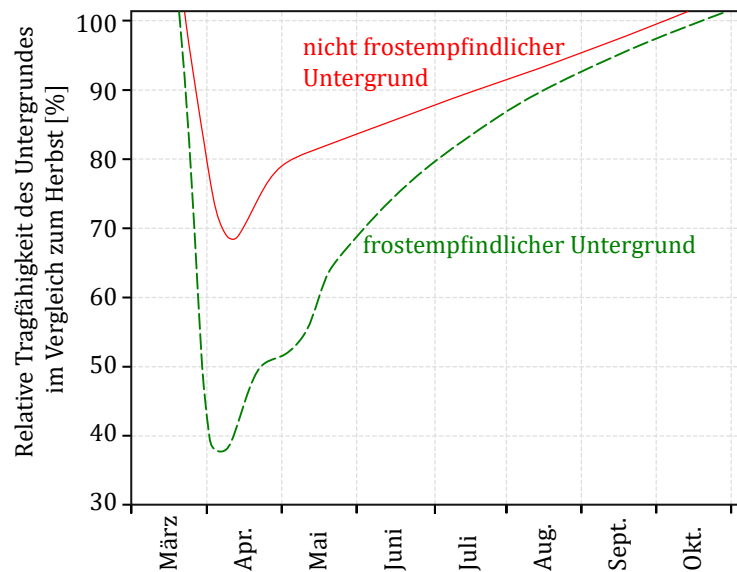
**Tab. 2.3:** Temperaturkorrekturfaktoren nach Jansen [36] für Deflektionen über 20 °C

$\lambda = 1,3005 - 0,0153 \cdot T$	für $D_{0mm}$
$\lambda = 1,2713 - 0,0137 \cdot T$	für $D_{200mm}$
$\lambda = 1,2709 - 0,0133 \cdot T$	für $D_{300mm}$
$\lambda = 1,2303 - 0,0110 \cdot T$	für $D_{450mm}$
$\lambda = 1,1600 - 0,0077 \cdot T$	für $D_{600mm}$

Die ermittelten Korrekturfaktoren wurden an FWD-Messungen im Temperaturbereich von 3 °C bis 35 °C der Asphaltkörpertemperatur in 5 cm Tiefe ermittelt. Die Streuung der Korrekturfaktoren war dabei im Temperaturbereich über 20 °C geringer als unter 20 °C [36].

### 2.3.4 Hydrologische Verhältnisse ungebundener Schichten

Anders als bei den gebundenen Tragschichten (siehe Kapitel 2.3.3) spielt bei den ungebundenen Tragschichten und dem Untergrund vor allem der Wassergehalt und der Aggregatzustand (flüssig oder gefroren) des gebundenen Wassers eine entscheidende Rolle. Oberhalb des Gefrierpunktes hat der Wassergehalt nur einen untergeordneten Einfluss auf die Verformungseigenschaften von nichtbindigen Böden und ungebundenen Tragschichtmaterialien, bei bindigen Böden jedoch sehr wohl [74]. Sobald das Wasser zu gefrieren beginnt, konnte nach Von Becker [74] und Fredrickson [25] gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit erheblich zunimmt. Demnach ist die Tragfähigkeit im Winter, wenn der Frost einsetzt, am höchsten und im Frühjahr, wenn der Boden auftaut, am geringsten (siehe Abbildung 2.6).



**Abb. 2.6:** Änderung der Untergrundtragfähigkeit im Jahresverlauf (modifiziertes Diagramm nach [25])

Aufgrund der jahreszeitlich bedingten Änderungen der Untergrundtragfähigkeit wurden in der österreichischen Bemessungsmethodik [53] nach Litzka [40] vier Jahresperioden festgelegt. In der Winterperiode (16.12.—15.3.), wenn der Boden gefroren ist, wird die Tragfähigkeit mit 200 % des Herbstwertes angenommen. In der Frühjahrestauperiode (16.3.—15.5.) hingegen, wird ein Abfall der Tragfähigkeit auf 50 % festgelegt. Auch die Tragfähigkeit der darüber liegenden ungebundenen Tragschichten wird wesentlich davon beeinflusst. Der üblicherweise nichtlinear verlaufende E-Modul der ungebundenen Tragschichten wurde nach Milkovics [42] in Abhängigkeit von der Schichtdicke als äquivalenter Ersatzmodul für die gesamte Schicht als E-Modulverhältnis vom Untergrund in der Bemessungsmethodik [53] aufgenommen.

#### Unterschied zwischen statischen und dynamischen Verformungsmodul

Ähnlich zum viskoelastischen Verhalten von Bitumen sind auch poröse Materialien wie ungebundene Tragschichten und der Untergrund abhängig von der Lastaufbringungsgeschwindigkeit. Die Abhängigkeit lässt sich jedoch nicht wie bei Bitumen auf die Rheologie des Materials zurückführen, sondern hängt wesentlich von der Deformation des Porenraumes und dessen Inhalt ab. Die makroskopischen Materialeigenschaften von Böden hängen daher wesentlich von der Porosität und dem Medium ab, der den Porenraum ausfüllt. In der Bodenmechanik wird der Boden als Dreiphasensystem betrachtet, der aus Feststoffen (Gestein), Luft und Wasser besteht [1]. Nach

Terzaghi [67] setzen sich die totalen Spannungen  $\sigma$  im Boden aus den wirksamen Spannungen  $\sigma'$  und dem Porenwasserdruck  $u$  zusammen. Durch lastinduzierte Deformationen des Porenraumes wird folglich ein Porendruck aktiviert, der sich mit der Zeit abbaut (Konsolidierung), da das Wasser eine charakteristische Zeit benötigt, um der Last zu entweichen.

In Abhängigkeit der Lastaufbringungsgeschwindigkeit können nun zwei Fälle unterschieden werden [28]:

1. Wird die Last langsamer aufgebracht als die charakteristische Dauer des Flüssigkeitstransportprozesses, kann sich das Wasser der Belastung entziehen (keine Aktivierung der Porenwasserdrücke) und es werden ausschließlich die Materialeigenschaften des Festkörpergerüsts gemessen.
2. Bei einer Lastaufbringung, die schneller ist als die charakteristische Dauer des Flüssigkeitstransportprozesses, kann das Wasser nicht schnell genug entweichen und die gemessenen Materialeigenschaften sind sowohl auf das Festkörpergerüst als auch auf das Wasser zurückzuführen.

Der erste Fall entspricht dem statischen Lastplattenversuch bei dem eine quasi-statische Belastung aufgebracht und ein Verformungsmodul  $E_v$  gemessen wird. Im Druck-Setzungs-Diagramm werden der Verformungsmodul der Erstbelastung  $E_{v1}$  und der Verformungsmodul der Wiederbelastung  $E_{v2}$  anhand von Sekanten ermittelt. In der österreichischen Oberbaubemessung nach RVS 03.08.63 [51] wird ein Erstbelastungsmodul  $E_{v1,UP} = 35 \text{ MN/m}^3$  für das Unterbauplanum (UP) gefordert.

Eine impulsartige schnelle Belastung, wie sie im Straßenverkehr bei der Überfahrt von Fahrzeugen auftritt, entspricht eher dem zweiten Fall. Mithilfe von dynamischen Lastplattenversuchen (leichtes Fallgewicht) wird der dynamische Verformungsmodul  $E_{vd}$  ermittelt und als Tragfähigkeit in der Oberbaubemessung [51] nach Litzka [40] angesetzt. Die Umrechnung zwischen dem statischen und dynamischen Verformungsmodul wurde nach Brandl et al. [11] für nichtbindige und bindige Böden hergeleitet.

### Fazit

Es zeigt sich daher, dass die Interpretation verschiedener FWD-Messungen am gleichen Standort und gleichen Fahrbahnaufbau, jedoch an verschiedenen Tagen mit unterschiedlichen Temperaturen, Temperaturgradienten und hydrologischen Verhältnissen, nicht trivial ist und die Ergebnisse der unterschiedlichen Messungen nicht ohne Weiteres direkt miteinander verglichen werden können.

# Kapitel 3

## Bewertung der Tragfähigkeit

Als Tragfähigkeit wird der mechanische Widerstand einer Straßenbefestigung gegen kurzzeitige Verformungen infolge kurzzeitiger Belastungen verstanden [4].

Wie bereits in Kapitel 2.2 verdeutlicht, liefern FWD-Messungen lediglich Deflektionen, die von der gesamten Oberbaukonstruktion und dem Untergrund beeinflusst werden. Zur Evaluierung des strukturellen Zustandes durch Bewertung der Tragfähigkeit stehen mehrere Methoden zur Auswahl [9]:

### Direkte statistische Auswertung und Vergleich der Deflektionen

Die direkte statistische Auswertung und Gegenüberstellung der Deflektionen kann bereits viele Informationen über die Beschaffenheit einzelner Schichten oder bei jährlichen Messungen auch über die Zustandsentwicklung liefern. Gemäß der Sensitivitätsanalyse von Straube [36] konnte gezeigt werden, dass mit zunehmendem Abstand der Geophone vom Lastzentrum der Einfluss tiefer liegender Schichten, also der ungebundenen Tragschichten und des Untergrundes, zunimmt, während Deflektionen im Lastzentrum eher die oberen Schichten beschreiben. Ab einer Entfernung von 1.500 mm zum Lastzentrum werden die Deflektionen nur noch vom Untergrund beeinflusst. Am Streckenband lassen sich somit direkte Schwachstellen des Untergrundes identifizieren.

### Berechnung von Deflektionsparametern

Deflektionsparameter sind Indikatoren, die lediglich aus den Deflektionen verschiedener Geophone selbst oder teilweise auch aus zusätzlichen geometrischen Überlegungen der Deflektionsmulde hergeleitet werden. Dabei ist zu beachten, dass einige Parameter aufgrund unterschiedlicher klimatischer Verhältnisse oder anderen Bauweisen eine geografisch begrenzte Anwendbarkeit aufweisen. Bereits etablierte und allgemeingültige Parameter wie der  $SCI_{300}$ ,  $BCI$  und  $BDI$  werden im Kapitel 3.2 erläutert, bevor die neu entwickelten Parameter des Verformungsflächenmodul  $M_{FWD}$  und Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  in Kapitel 3.2.2 und Kapitel 3.2.3 vorgestellt werden. Eine Gegenüberstellung der Indikatoren, im Speziellen für bituminös gebundene Straßen, ist in der Arbeit von Hofbauer [30] zu finden.

### Rückrechnung der elastischen Materialeigenschaften der einzelnen Schichten

Rückrechnungsmethoden versuchen die gemessenen Durchbiegungen so genau wie möglich nachzubilden, indem Materialkenngrößen und/oder die Dicke einzelner Schichten innerhalb des Fahrbahnaufbaus variiert werden. Dabei handelt es sich um ein mathematisch inverses Problem, bei dem es keine eindeutige Lösung gibt, da verschiedene Kombinationen von Schichtstärken und Materialsteifigkeiten zu den gleichen Verformungen führen können. Die Ableitung mechanischer Kenngrößen ist mit größeren Unsicherheiten behaftet, weshalb eine Klassifikation der Tragfähigkeit auf Basis gemessener Deflektionen vorzuziehen ist [14]. Die Verwendung von Rückrechnungsverfahren und das Abschätzen der Plausibilität erfordert daher ingenieurmäßige Erfahrung und Sorgfalt.



## 3.1 Primärwirkungsmodelle

Der mechanistisch-empirischen Bemessung und Dimensionierung von Straßenaufbauten ist stets ein Primärwirkungsmodell zugrunde gelegt, mit welchem die Spannungen und Dehnungen unter einer gegebenen Einwirkung ermittelt werden, um in weiterer Folge durch geeignete materialabhängige Schadensmodelle und der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner [44, 46] eine Lebensdauer von Befestigungen festzulegen. Dabei kann die mathematische Beschreibung der Primärwirkungsmodelle in Abhängigkeit von der Komplexität des Systems analytisch oder numerisch erfolgen.

### Analytische Verfahren

Analytische Verfahren zeichnen sich meist durch einfache Systeme mit linearen Materialgesetzen und vereinfachten Annahmen hinsichtlich der Struktur aus. Aus den dafür hergeleiteten Gleichungen sind die Spannungen und Dehnungen direkt und vor allem schnell und effizient ermittelbar. Bekannte analytische Verfahren für flexible Asphaltbefestigungen beinhalten die Halbraumtheorie nach Boussinesq [10], die Ersatzdickenmethode nach Odemark [45] oder die Mehrschichtentheorie nach Burmister [13]. Für starre Betonfahrbahnen kann beispielsweise die Plattentheorie nach Westergaard [75] eingesetzt werden.

### Numerische Verfahren

Numerische Verfahren, wie die Finite-Elemente-Methode (FEM) [78] hingegen, können komplexere Systeme und damit auch die Realität besser beschreiben. Es können nichtlineare Materialgesetze, verschiedene Lastpositionen und Belastungen angesetzt werden. Die Differenzialgleichungssysteme können jedoch nicht mehr direkt, sondern müssen iterativ gelöst werden, wodurch die Rechenzeit abhängig von der Netzgröße und der Elementanzahl im Vergleich zu analytischen Verfahren deutlich höher ausfällt.

Die klassische österreichische Oberbaubemessung nach RVS 03.08.63 [51] basiert auf analytischen Methoden und verwendet die Mehrschichtentheorie nach Burmister [13] für Asphaltstraßen und die Plattentheorie nach Westergaard [75] für Betonstraßen. In der rechnerischen Dimensionierung für Asphalt- [53], aber auch Betonstraßen [54] sind numerische Verfahren ebenfalls zulässig, solange die maßgeblichen Primärwirkungen nicht mehr als 3 % von den analytischen Verfahren abweichen.

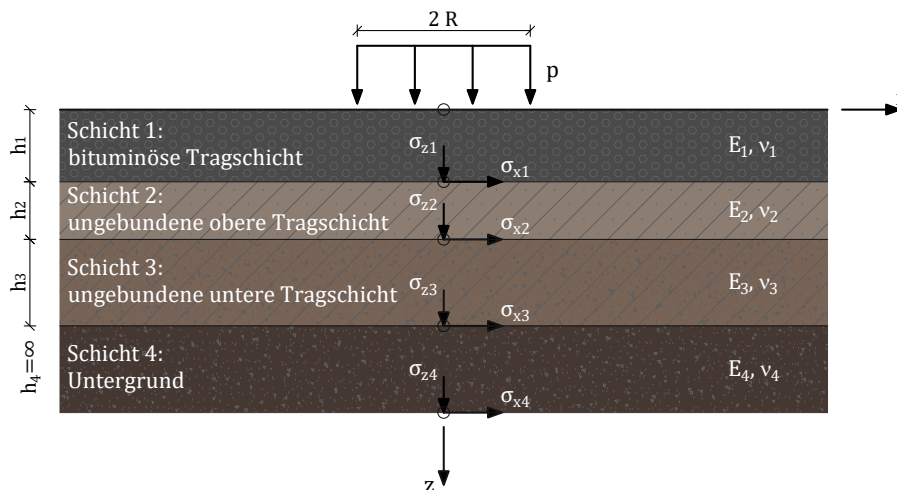
Bezugnehmend auf den FWD-Versuch können mithilfe von Strukturmodellen die Schichtsteifigkeiten iterativ rückgerechnet oder Bewertungshintergründe für Deflektionen hergeleitet werden. Nachfolgend werden die wesentlichen theoretischen Grundlagen und Annahmen der analytischen Mehrschichtentheorie nach Burmister [13] sowie die numerische FE-Methode [78] erläutert, welche anschließend in Kapitel 4 angewendet werden.

### 3.1.1 Mehrschichtentheorie nach Burmister [13]

Die linear elastische Halbraumtheorie von Boussinesq [10] wurde erstmals von Burmister [13] für ein zweischichtiges System an Flugbetriebsflächen erweitert. Die exakte analytische Lösung geht jedoch von einigen Grundhypothesen aus:

- Jede Schicht ist homogen und das Materialverhalten ist isotrop und linear elastisch.
- Jede Schicht ist gewichtslos und unendlich in der horizontalen  $x$ - $y$ -Ebene ausgedehnt.
- Jede Schicht, mit Ausnahme der untersten Schicht, weist eine begrenzte Dicke  $h$  auf.
- Eine kreisrunde, gleichmäßige Flächenlast  $p$  mit dem Radius  $R$  wird an der Oberfläche der obersten Schicht aufgebracht.
- Zwischen den Schichtgrenzen herrscht entweder voller oder kein Verbund.

Neben der Belastungsgeometrie und -größe müssen für alle Schichten die Schichtdicken, die Elastizitätsmoduln sowie die Querdehnungszahlen bekannt sein (siehe Abbildung 3.1).



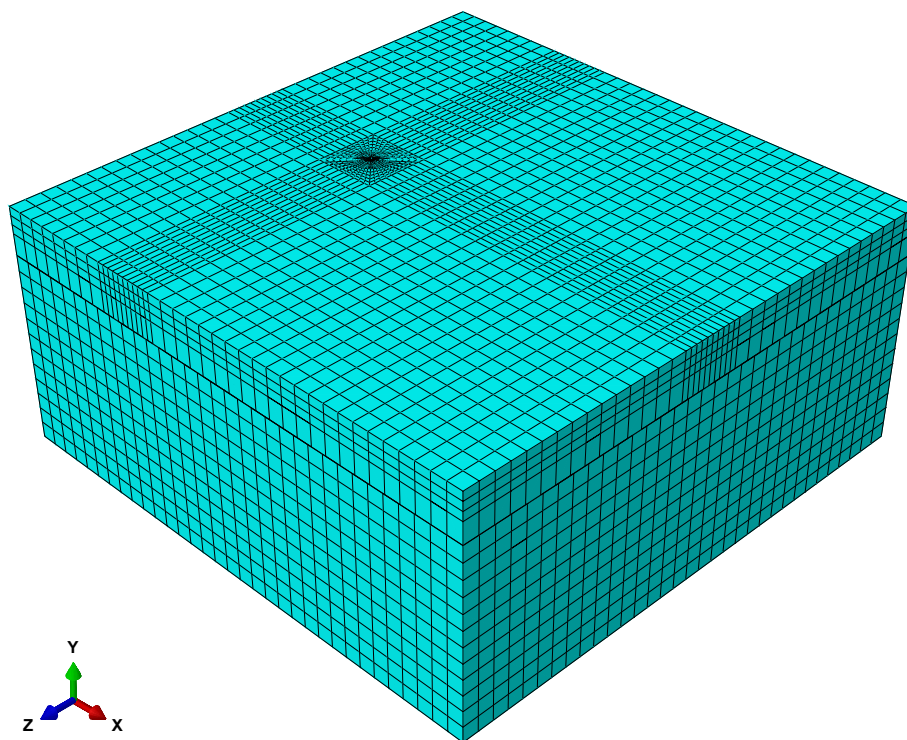
**Abb. 3.1:** Struktur der Mehrschichtentheorie

Für die Auswertung der Primärwirkungen werden die Gleichgewichtsbedingungen in die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eingesetzt und das Differentialgleichungssystem gelöst. Die Spannungen und Dehnungen können an jeder Stelle des Aufbaus für eine oder mehrere kreisrunde Belastungen ausgewertet werden. Durch kontinuierliche Weiterentwicklungen wurden die Berechnungen durch Computerprogramme, wie BISAR [61] oder das Matlab-Package ALVA [62], auf mehrere Schichten erweitert und verbessert. Aufgrund der schnellen und effizienten Auswertung liegt der Oberbaubemessung nach RVS 03.08.63 [51] und der Oberbauverstärkung von Asphaltstraßen nach RVS 03.08.64 [52] die Mehrschichtentheorie zugrunde. Auch die rechnerische Dimensionierung in Österreich [53, 54] setzt auf das Primärwirkungsmodell der Mehrschichtentheorie.

### 3.1.2 Finite Elemente Methode

Die numerische Finite Elemente Methode (FEM) ist sehr flexibel und kann komplexe Formen und Randbedingungen sowie inhomogene und anisotrope Materialeigenschaften beschreiben, welche mit geschlossenen analytischen Formeln nicht mehr lösbar wären. Dabei wird das betrachtete Kontinuum in viele hinreichend kleine Elemente geteilt. Der ursprünglich kontinuierliche Körper mit unendlich vielen unbekanntenen Werten wird zur Reduktion der Freiheitsgrade diskretisiert, wodurch der Übergang zu einem System mit endlichen vielen unbekanntenen Werten geschaffen wird. Anhand der bekannten Differentialgleichungssysteme aus der Festigkeitslehre – Gleichgewichtsbedingungen, geometrische Kompatibilität und konstitutive Materialgesetze – wird mithilfe des Prinzips der virtuellen Leistungen und vorgegebenen Randbedingungen die Lösung iterativ bestimmt [26].

Da die FE-Methode keine exakte Lösung ermittelt und die Ergebnisse stark von der gewählten Netzgröße abhängen, muss die ideale Elementgröße durch Konvergieren der totalen dissipierten Energie in sogenannten Mesh-Convergence-Studies iterativ bestimmt werden. Ein beispielhaftes Mesh (Netz) wurde mit dem kommerziellen Softwareprogramm Abaqus CAE 2020 [16] generiert und ist in der nachfolgenden Abbildung 3.2 dargestellt.



**Abb. 3.2:** Struktur und Mesh eines FE-Modells

In der Regel wird darauf geachtet, dass das Modell so klein wie möglich und so groß wie nötig ist, um die maßgebenden Primärwirkungen zu erfassen und gleichzeitig die Rechenzeit zu reduzieren. Da die Rechenzeit exponentiell mit der Anzahl der Elemente im Modell ansteigt, werden die wesentlichen Elemente mit den maßgebenden Primärwirkungen im Lasteinleitungsbereich besonders klein gewählt und mit zunehmenden Abstand immer größer. Standardmäßig wird in Abaqus CAE ein Hexaederelement mit acht Knotenpunkten verwendet [16].

## 3.2 Zustandsindikatoren

Neben der Erfassung von oberflächenbezogenen Zustandsdaten der Infrastruktur sind vor allem aussagekräftige Zustandsindikatoren für die Resttragfähigkeit von Straßenoberbauten bedeutend. Als Resttragfähigkeit wird nach RVS 03.08.64 [52] die verbleibende Tragfähigkeit des Bestandaufbaus verstanden, welche aufgrund von Vorschädigung während der bisherigen Liegedauer vermindert wurde. Die strukturelle Substanzbewertung kann als Mittel der Straßenerhaltung für die Prognose von Erneuerungs- und Instandsetzungsmaßnahmen genutzt werden, um eine entsprechende zukünftige Budgetierung einplanen und bereitstellen zu können.

Nachfolgend werden drei grundlegende, bereits langjährig etablierte, Zustandsindikatoren nach Horak [32] beschrieben, welche zur zweiten vorgestellten Methode, der Berechnung von Deflektionsparametern, hinzugezählt werden kann (siehe Kapitel 3.2.1). Im Anschluss werden zwei neu, an der Technischen Universität Wien, entwickelte Indikatoren vorgestellt, welche neben den Deflektionen selbst auch die versuchstechnisch induzierten Primärwirkungen (Spannungen und Dehnungen) berücksichtigen (siehe Kapitel 3.2.2 und 3.2.3).

### 3.2.1 Deflektionsmuldenparameter nach Horak [32]

Die Deflection Bowl Parameters (DBP), im Deutschen als Deflektionsmuldenparameter übersetzt, sind drei grundlegende Zustandsindikatoren nach Horak [32] welche eine gemessene Deflektionsmulde in drei Zonen unterteilt. In der ersten Zone vom Lasteinleitungszentrum des FWD (Geophonposition 0 mm) bis zum üblicherweise dritten Geophon 300 mm entfernt, weist die Deflektionsmulde eine positive Krümmung auf. Die zweite Zone befindet sich üblicherweise 300 mm bis 600 mm vom Lastzentrum entfernt und enthält den Wendepunkt von einer positiven auf eine negative Krümmung. Bei der am weitesten entfernten dritte Zone von 600 mm bis zum letzten Geophon (meist 1.800 mm) weist die Deflektionsmulde eine negative Krümmung auf. Die Zoneneinteilung ist dabei wesentlich von der Dicke der einzelnen Oberbauschichten sowie vom Untergrund abhängig [32]. Für andere geographische Gegebenheiten (Bauweisen, Schichtdicken und klimatische Einflüsse) wurden die Grenzen der Zonen verschoben [66].

#### Surface Curvature Index - $SCI_{300}$

Der Surface Curvature Index, auch als Base Layer Index (*BLI*) bekannt [33], befindet sich in der ersten Zone (0-300 mm) und beschreibt die Tragfähigkeit der bituminösen Tragschicht sowie der ungebundenen oberen Tragschicht. Ermittelt wird der  $SCI_{300}$  durch die Differenz zwischen der direkt im Lastzentrum erfassten Deflektion  $D_0$  und der 300 mm vom Lastzentrum gemessenen Deflektion  $D_{300}$  wie in Gleichung 3.1.

$$SCI_{300} = D_0 - D_{300} \quad [\mu\text{m}] \quad (3.1)$$

#### Base Curvature Index - *BCI*

Der Base Curvature Index, auch als Middle Layer Index (*MLI*) bekannt [33], befindet sich in der zweiten Zone (300-600 mm) und beschreibt die Tragfähigkeit der ungebundenen unteren Tragschicht. Ermittelt wird der *BCI* durch die Differenz zwischen der 300 mm vom Lastzentrum gemessenen Deflektion  $D_{300}$  und der 600 mm vom Lastzentrum gemessenen Deflektion  $D_{600}$  nach Gleichung 3.2.

$$BCI = D_{300} - D_{600} \quad [\mu\text{m}] \quad (3.2)$$

### Base Damage Index - *BDI*

Der Base Damage Index, auch als Lower Layer Index (*LLI*) bekannt [33], befindet sich in der dritten Zone (600-1.800 mm) und beschreibt die Tragfähigkeit des Untergrundes. Ermittelt wird der *BDI* durch die Differenz zwischen der 600 mm vom Lastzentrum gemessenen Deflektion  $D_{600}$  und der 900 mm vom Lastzentrum gemessenen Deflektion  $D_{900}$  nach Gleichung 3.3.

$$BDI = D_{600} - D_{900} \quad [\mu\text{m}] \quad (3.3)$$

### Bewertung der Indikatoren

Die Bewertung und Klassifizierung der ermittelten Indikatoren muss ebenfalls an geographische Gegebenheiten angepasst werden und kann nicht pauschal definiert werden. Dazu werden in der Regel Mindeststeifigkeiten für die Schichten berechnet, um die Bemessungslast in der vorgesehenen Lebensdauer aufnehmen zu können. Durch Simulation verschiedener Resttragfähigkeiten, sei es nach der Mehrschichtentheorie [13], Plattentheorie [75] oder der Finite-Elemente-Methode [78], werden theoretische Deflektionen hergeleitet und die Indikatoren berechnet. Durch Einteilung in Klassen, beispielsweise in Mindeststeifigkeiten [66] oder strukturelle Zustände (gut, mittel, schlecht) [33], können die tatsächlich gemessenen Resultate zugeordnet werden.

Ein Zusammenhang zwischen oberflächlichen Substanzmerkmalen (Spurrinntiefe, Netzrisse und Längsrisse) und den Deflektionsmuldenparametern konnte nach Talvik und Aavik [66] für das estländische Straßennetz jedenfalls nicht gefunden werden.

### 3.2.2 Verformungsflächenmodul - $M_{FWD}$

Der an der Technischen Universität Wien neu entwickelte Verformungsflächenmodul ist ein Indikator zur Bewertung der Tragfähigkeit von bituminösen Befestigungen. Neben den aufgezeichneten Deflektionen der Geophone wird hierbei auch die Dicke der Asphaltsschicht zur Evaluierung benötigt. Dabei ist eine direkte Temperaturkorrektur der Deflektionen vor Ermittlung des Verformungsflächenmoduls möglich.

Für die Berechnung von  $M_{FWD}$  werden die versuchstechnisch induzierten Primärwirkungen (Spannungen  $\sigma_{FWD}$  und Dehnungen  $\varepsilon_{FWD}$ ) des Fallgewichts nach Gleichung 3.4 betrachtet.

$$M_{FWD} = \frac{\sigma_{FWD}}{\varepsilon_{FWD}} \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \quad (3.4)$$

Die durch das Fallgewicht verursachten Spannungen  $\sigma_{FWD}$  werden dabei anhand der gemessenen Last der Kraftmessdose  $P_{FWD}$  und der bekannten Fläche der kreisrunden Lastplatte  $A_{FWD} = r^2 \cdot \pi$  (üblicherweise mit Radius  $r = 150$  mm) nach Gleichung 3.5 ermittelt.

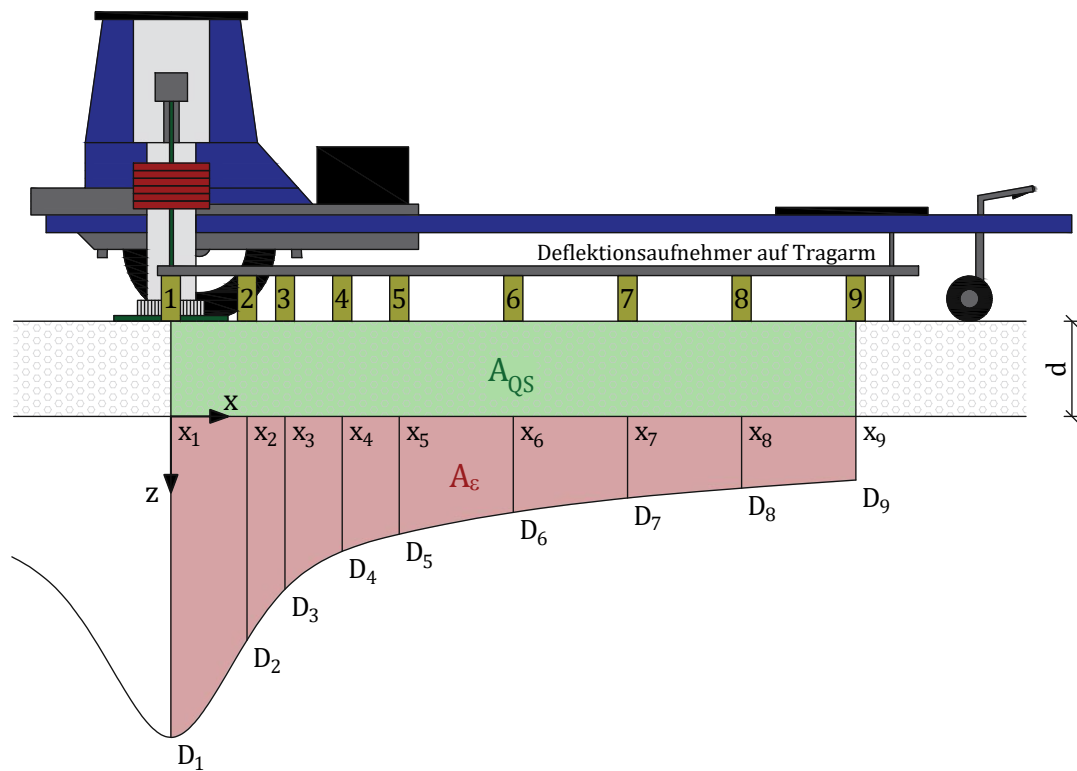
$$\sigma_{FWD} = \frac{P_{FWD}}{A_{FWD}} \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \quad (3.5)$$

mit:

$$\begin{aligned} P_{FWD} & \dots \text{ Last auf der Lastplatte [N]} \\ A_{FWD} & \dots \text{ Fläche der Lastplatte [mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Anders als bei klassischen längenbezogenen Verformungen wird an dieser Stelle eine flächenbezogene Dehnung  $\varepsilon_{FWD}$  zwischen der Fläche der Deflektionsmulde  $A_\varepsilon$  (in Abbildung 3.3 hellrot markiert) und dem betrachteten Asphaltquerschnitt  $A_{QS}$  (in Abbildung 3.3 hellgrün markiert) berechnet.

$$\varepsilon_{FWD} = \frac{A_\varepsilon}{A_{QS}} \quad [-] \quad (3.6)$$



**Abb. 3.3:** Definition der Flächen für den Verformungsflächenmodul

Die betrachteten Flächen nach Abbildung 3.3 erstrecken sich vom Lastzentrum, wo auch das erste Geophon Nr. 1 ( $G_1$ ) situiert ist, bis zum letzten Geophon Nr. 9, welches für Messungen an Asphaltbefestigungen nach RVS 11.06.72 [56] 1.800 mm entfernt ist. In Abbildung 3.3 werden die Geophonabstände bis zum Lastzentrum mit  $x_i$  gekennzeichnet und die vertikalen Deformationen mit  $D_i$ , wobei der Index  $i$  jeweils die Geophonnummer beschreibt. Das letzte Geophon, im Falle von Abbildung 3.3 Geophon Nr. 9, wird in den nachfolgenden Formeln mit dem Index  $n$  bezeichnet.

Für die Verformungsfläche  $A_\varepsilon$  der Deflektionsmulde ist eine Näherung nach der Trapezformel nach Gleichung 3.7 zulässig.

$$A_\varepsilon = \sum_{i=1}^n \frac{D_{i+1} + D_i}{2} \cdot (x_{i+1} - x_i) \quad [\text{mm}^2] \quad (3.7)$$

mit:

- $x_i$  ... horizontaler Abstand  $x$  von Geophon  $i$  zum Lastzentrum [mm]
- $D_i$  ... vertikale Deflektion  $D$  von Geophon  $i$  [mm]

Anhand von Bohrkernentnahmen kann die Schichtdicke  $d$  der Asphaltdecke ermittelt werden und folglich auch die Asphaltquerschnittsfläche  $A_{QS}$  nach Gleichung 3.8.

$$A_{QS} = d \cdot x_n \quad [\text{mm}^2] \quad (3.8)$$

mit:

- $d$  ... Dicke der Asphaltdecke [mm]
- $x_n$  ... horizontaler Abstand  $x$  des letzten Geophons  $n$  zum Lastzentrum [mm]

### 3.2.3 Einsenkungsmodul - $M_{Di}$

Ähnlich zum Verformungsflächenmodul  $M_{FWD}$  wird auch ein längenbezogener Einsenkungsmodul  $M_{Di}$  nach Gleichung 3.9 definiert. Der Indikator  $M_{Di}$  wird für jedes Geophon einzeln berechnet und durch den Index  $i$  für die Geophonnummer gekennzeichnet. Dabei wird  $\sigma_{FWD}$  analog nach Gleichung 3.5 anhand der gemessenen Last der Kraftmessdose  $P_{FWD}$  und der bekannten Fläche der kreisrunden Lastplatte  $A_{FWD}$  ermittelt.

$$M_{Di} = \frac{\sigma_{FWD}}{\varepsilon_{Di}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.9)$$

Die Dehnung  $\varepsilon_{Di}$  wird durch Division der jeweiligen Deflektion  $D_i$  mit der gemessenen Dicke der Asphaltsschicht  $d$  nach Gleichung 3.10 berechnet.

$$\varepsilon_{Di} = \frac{D_i}{d} \quad [-] \quad (3.10)$$

mit:

$$\begin{aligned} D_i & \dots \text{ vertikale Deflektion } D \text{ von Geophon } i \text{ [mm]} \\ d & \dots \text{ Dicke der Asphaltsschicht [mm]} \end{aligned}$$

#### Bewertung des Einsenkungsmoduls nach RVS 03.08.64 [52]

Ein Bewertungshintergrund für den Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  liegt für österreichische Asphalttaufbauten zur Ermittlung der Resttragfähigkeit nach RVS 03.08.64 [52] vor. Der gemessene Einsenkungsmodul  $M_{D1}$ , welcher sich direkt auf die Verformung im Lastzentrum bezieht, wird in Abhängigkeit von der Lastklasse, der Untergrundtragfähigkeitsperiode (Datum der Messung) und der Oberflächentemperatur in 10 % Schritten von 100 % bis 50 % Resttragfähigkeit klassifiziert. Die Klassifizierung erfolgt dabei durch einen Abgleich mit einer Datenbank im Hintergrund. Die Datenbank enthält die Resultate von zahlreichen Berechnungen nach der Mehrschichtentheorie von Burmister [13] (siehe Kapitel 3.1.1). Dabei wurden für jede Temperaturperiode des Asphalts, jede Untergrundtragfähigkeitsperiode und jede Lastklasse die Schichtsteifigkeiten des Asphalts  $S_{mix}$  [53] zwischen 100 % und 50 % in 10 % Schritten variiert und die maßgebenden Deflektionen  $D_1$  im Lastzentrum ausgegeben. Die Belastung der simulierten Ergebnisse entspricht dabei der halben Bemessungslast von 50 kN, da der FWD-Versuch nur eine Radüberfahrt und keine ganze Achse nachbildet. Die Ergebnisse werden dann in der Datenbank zu Einsenkungsmoduln umgerechnet, um schlussendlich den Datenabgleich mit den tatsächlich ermittelten Einsenkungsmoduln aus dem FWD-Versuch zu ermöglichen.

# Kapitel 4

## Sensitivitätsanalyse neuer Deflektionsparameter anhand synthetischer Daten

Für die beiden neu vorgestellten Zustandsindikatoren  $M_{FWD}$  und  $M_{Di}$  (siehe Kapitel 3.2) wird der Einfluss verschiedener Strukturparameter durch Simulation des FWD-Versuchs ermittelt, um eine präzise Bewertung der Tragfähigkeit und des Zustands von Straßenoberbauten zu ermöglichen. Die Simulationen werden mit der Mehrschichtentheorie nach Burmister [13] (MST) und der Finite-Elemente-Methode (FEM) linear-elastisch und isotrop durchgeführt. Die zugrunde liegenden Annahmen und Grenzen der Modelle wurden bereits in Kapitel 3.1 ausgeführt.

Zuerst werden die Grundannahmen und die untersuchten Parameter erläutert bevor die Ergebnisse der Sensitivitätsuntersuchung in Kapitel 4.3 präsentiert werden. Anschließend wird in Kapitel 4.4 eine Verknüpfung der zulässigen Anzahl der Lastwechsel  $N_{zul}$  nach RVS 03.08.68 [53] mit dem Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  hergestellt, um einen Bewertungshintergrund zwischen dem Zustandsindikator und der verbleibenden technischen Lebensdauer der Struktur zu schaffen.

### 4.1 Grundannahmen

Als Ausgangspunkt sämtlicher Betrachtungen wurde ein Schichtaufbau aus den Bemessungstabellen für Oberbauten mit Asphaltbefestigungen gemäß RVS 03.08.63 [51] herangezogen. Dabei wurde repräsentativ für das hochrangige österreichische Straßennetz ein Standardoberbau der Lastklasse LK25, Bautype AS1 aus dem Bemessungskatalog gewählt. Die Lastklasse (LK) gibt dabei die Anzahl der zulässigen Bemessungsnormlastwechsel (BNLW) an. Im Falle von LK25 erträgt der Aufbau 10 bis 25 Millionen Übergänge der äquivalenten Normachslast von 100 kN [51]. Die einzelnen Schichtdicken des 75 cm dicken LK25-Aufbaus sowie die angenommenen Materialparameter für den Referenzaufbau der nachfolgenden Sensitivitätsanalyse sind in Tabelle 4.1 angeführt.

**Tab. 4.1:** Referenz LK25: Materialparameter und Schichtdicken

Schicht	Schichtdicke [cm]	E-Modul [MPa]	Querdehnungszahl $\nu$ [-]
bituminöse Schichten	25	2800	0,35
ungebundene obere Tragschicht	20	478	0,30
ungebundene untere Tragschicht	30	392	0,30
Untergrund	-	140	0,30

Die Asphaltsteifigkeit  $S_{mix} = 2800 \text{ MPa}$  wurde dabei nach RVS 03.08.68 [53] für einen typischen Asphalt mit Straßenbaubitumen (StB) bei 20 °C berechnet. Die Parameter des Asphaltmischgutes wurden mit 14,1 % für den Hohlraumgehalt des Korngerüstes ( $VMA$ ) und 68,1 %



Auffüllungsgrad ( $VFB$ ) bei einem 95 %-Quantil Vertrauensniveau angesetzt. Für die Tragfähigkeit des Untergrundes und der ungebundenen Schichten wurde die Sommer-/Herbstperiode herangezogen.

Anders als bei der Mehrschichtentheorie, bei der die letzte Schicht eine unendliche Dicke aufweist (siehe Abbildung 3.1), wurde für die FE-Berechnungen eine Dicke des Untergrundes von 150 cm angenommen. Die horizontale Ausdehnung wurde mit  $500 \times 500$  cm ausreichend groß gewählt, um die Einflüsse der Randbedingungen auf die maßgeblichen Primärwirkungen entlang des Geophonpfades möglichst gering zu halten. Zwischen der Asphaltsschicht und der ungebundenen oberen Tragschicht wurde das Tangentialverhalten über einen Reibungskoeffizienten  $\mu = 0,7$  definiert. Zwischen den anderen Schichten wurde voller Verbund ( $\mu = 1,0$ ) angenommen. Die Randeinspannung des Modells wurde in diesem Beispiel als elastische Winklerbettung mit dem Bettungsmodul  $k$  in  $\text{MN}/\text{m}^3$  modelliert und ist Abbildung 4.1 zu entnehmen.

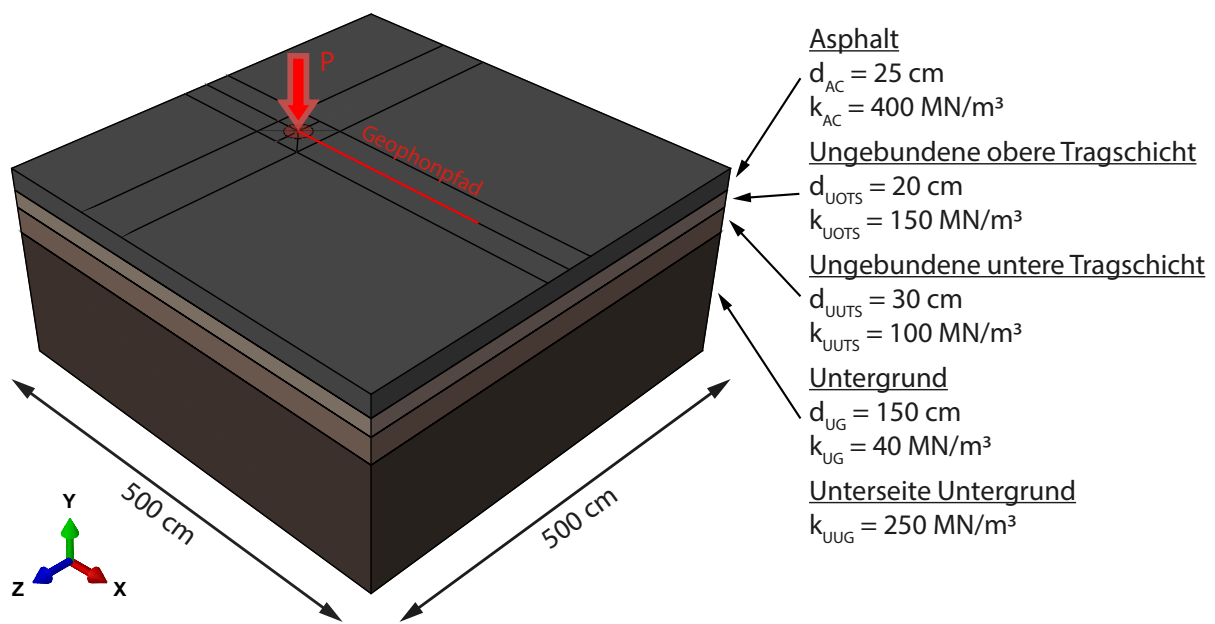


Abb. 4.1: FE-Modell des Referenzaufbaus LK25

## 4.2 Untersuchte Parameter

Um das Verhalten der Indikatoren zu untersuchen, wurden die angeführten Referenzparameter aus Tabelle 4.1 variiert. Bei der Variation eines Parameters wurden dabei die restlichen Werte konstant gehalten.

Eine strukturelle Schädigung einzelner Schichten wurde durch Abmindern der Steifigkeit (E-Modul bzw. Verformungsmodul) simuliert. Auch Erhöhungen wurden für eine größere Variationsbandbreite von 50 bis 150 % nach Tabelle 4.2 untersucht. Die angeführten Steifigkeiten bei 100 % entsprechen den Referenzsteifigkeiten aus Tabelle 4.1. Für die Berechnungen wurde die ungebundene obere Tragschicht (UOTS) und ungebundene untere Tragschicht (UUTS) gleichzeitig variiert.

**Tab. 4.2:** Variation der Steifigkeiten

Änderung [%]	Asphalt [MPa]	UOTS [MPa]	UUTS [MPa]	Untergrund [MPa]
50	1400	239	196	70
60	1680	287	235	84
70	1960	335	274	98
80	2240	382	314	112
90	2520	430	353	126
100	2800	478	392	140
110	3080	526	431	154
120	3360	574	470	168
130	3640	621	510	182
140	3920	669	549	196
150	4200	717	588	210

Außerdem wurde auch eine Änderung der Schichtdicken betrachtet. Eine Zu- und Abnahme wurde in 2 cm Schritten für Asphaltsschichten bzw. 5 cm Schritten für ungebundene Tragschichten nach Tabelle 4.3 untersucht. Wie bereits bei den Steifigkeiten wurden die Schichtdicken der UOTS und der UUTS gleichzeitig variiert. Bei allen Variationen wurden die restlichen Parameter konstant gehalten.

**Tab. 4.3:** Variation der Schichtdicken

Änderung [cm]	Asphalt [cm]	Änderung [cm]	UOTS [cm]	UUTS [cm]
- 4	21	- 10	10	20
- 2	23	- 5	15	25
± 0	25	± 0	20	30
+ 2	27	+ 5	25	35
+ 4	29	+ 10	30	40

Die Belastung wurde nur bei den Berechnungen nach der Mehrschichtentheorie [13] in 25 kN Schritten von 50 kN bis 175 kN variiert. Bei der Mehrschichtentheorie wurde mit vollem Verbund zwischen allen Schichten gerechnet, während bei der FE-Methode zwischen der Asphaltsschicht und der ungebundenen oberen Tragschicht (UOTS) mit einem Haftreibungswert  $\mu$  von 0,7 gerechnet

wurde. Um den Einfluss der Haftreibung zu untersuchen, wurde auch der Reibungskoeffizient zwischen keinem Verbund ( $\mu = 0$ ) und vollem Verbund ( $\mu = 1,0$ ) variiert.

### 4.3 Sensitivitätsanalyse

Die Sensitivitätsanalyse der untersuchten Parameter ist in Abbildung 4.2 und 4.3 anhand der relativen Werte in Bezug auf die Referenzkonfiguration aus Tabelle 4.1 auf der Ordinate dargestellt. Die Variation des jeweiligen Parameters ist auf der Abszisse aufgetragen und oberhalb der Diagramme erläutert. Die verschiedenen Geraden stellen dabei im Falle von  $M_{D_i}$  einzelne Punkte und im Falle von  $M_{FWD,1-i}$  Auswertungsabschnitte dar. Der Ausgangszustand von LK25 aus Tabelle 4.1 ist dabei mit einer relativen Änderung von 1,0 als Schnittpunkt aller Linien in den Diagrammen ersichtlich.

#### Variation der Asphaltparameter

Die Variation der Schichtsteifigkeit und der Dicke des Asphalts ist in den oberen zwei Diagrammen in Abbildung 4.2 und 4.3 für die Berechnungen nach der Mehrschichtentheorie dargestellt.

Für den Einsenkungsmodul in Abbildung 4.2 erkennt man, dass vor allem  $M_{D1}$  ein guter Prädiktor für den strukturellen Zustand der Asphaltschicht ist. Besonders für den E-Modul bewirkt eine Reduktion der Asphaltschichtsteifigkeit von 100 % auf 50 % eine relative Änderung von  $M_{D1}$  um mehr als 20 %. Aufgrund von Spannungsumlagerungen ist das relative Änderungsverhalten bei der Reduktion und Erhöhung der Steifigkeit asymmetrisch. Eine Reduktion der Asphaltsteifigkeit beeinflusst  $M_{D1}$  stärker als eine Erhöhung, da die weicher modellierten ungebundenen Schichten mehr Spannungen aufnehmen müssen und sich daher stärker deformieren. Für  $M_{D3}$  bis  $M_{D9}$  liegt die relative Änderung bei Variation der Steifigkeit unter 5 %, wodurch eine klare Abgrenzung wie bei  $M_{D1}$  nicht möglich ist. Anders als bei der Asphaltsteifigkeit verhält sich eine Erhöhung bzw. Reduktion der Asphaltschichtdicke relativ symmetrisch. Eine Reduktion der Schichtdicke um 4 cm hat ungefähr den gleichen relativen Einfluss auf die Änderung wie eine Reduktion der Schichtsteifigkeit auf 50 %. Eine Abgrenzung zwischen  $M_{D1}$  und den restlichen Indikatoren wie bei der Variation des E-Moduls ist bei den Schichtdicken nicht sichtbar.

In Abbildung 4.3 zeigt sich, dass die relative Änderung des Verformungsflächenmoduls um etwa 5 % geringer ausfällt. Der klassische Verformungsflächenmodul  $M_{FWD,1-9}$ , der die gesamte Verformungsfläche  $A_\epsilon$  unter den Geophonen berücksichtigt, zeigt dabei die geringste relative Änderung bei Variation der Asphaltschichtsteifigkeit und -dicke.

Für die Bewertung der Tragfähigkeit der Asphaltschicht stellt sich daher heraus, dass  $M_{D1}$  ein geeigneter Prädiktor ist. Auch die FE-Auswertung in Anhang B untermauert dieses Resultat. Die relativen Änderungen fallen bei der FE-Auswertung geringer aus als bei der Mehrschichtentheorie.

#### Variation der ungebundenen Tragschichten

Die obere und untere ungebundene Tragschicht wurde als gemeinsames Schichtpaket behandelt und variiert. Betrachtet man die Variation des E-Moduls der ungebundenen Tragschichten anhand des Einsenkungsmoduls in Abbildung 4.2, erkennt man, dass die relative Änderung von  $M_{D1}$  nicht mehr am größten ist. Die größte relative Änderung tritt nun bei  $M_{D2}$ , dicht gefolgt von  $M_{D3}$  und  $M_{D1}$ , auf. Eine klare Abgrenzung wie bei der Variation der Asphaltsteifigkeit ist nicht mehr möglich. Bei Reduktion der Steifigkeiten der ungebundenen Tragschichten um 50 % fällt die relative Änderung von  $M_{D2}$  mit knapp unter 20 % etwas geringer aus als bei der Variation der Asphaltsteifigkeit und  $M_{D1}$ . Ein ähnliches Verhalten zeigt sich auch bei der Variation der Schichtdicken der ungebundenen Tragschichten, wobei die Sensitivität, ausgedrückt als relative Änderung, mit rund 10 % geringer ist.

Bei Betrachtung des Verformungsflächenmoduls in Abbildung 4.3 erkennt man ebenfalls, dass die relativen Änderungen geringer ausfallen als bei der Betrachtung der Asphalttschicht. Auch bei den Abständen zwischen den Indikatoren ist eine Reduktion ersichtlich. Die größte relative Änderung weist  $M_{FWD,1-4}$  auf und der klassische Verformungsflächenmodul weicht nur noch ungefähr 10 % ab. Die Streuung zwischen den Indikatoren ist beim Verformungsflächenmodul deutlich geringer.

Wie auch schon bei der Analyse des Asphalts zeigt sich, dass vor allem die Variation der Steifigkeit ein asymmetrisches Verhalten der relativen Änderung bewirkt. Werden die weiter unten gelegenen Schichten betrachtet, so fällt die Asymmetrie geringer aus. Die Spannungsumlagerung in tiefer gelegene Schichten fällt weniger ins Gewicht und die Steifigkeitsunterschiede zwischen den ungebundenen Schichten und dem Untergrund sind geringer als zwischen der Asphalttschicht und den restlichen Schichten.

Für die gezielte Analyse der ungebundenen Schichten eignet sich  $M_{D3}$  besonders gut. Ein ähnliches Bild zeigt sich auch bei Betrachtung der FE-Resultate in Anhang A, wobei die relativen Änderungen geringer ausfallen. Da die Finite-Elemente-Methode nicht wie die Mehrschichtentheorie einen unendlich ausgedehnten Untergrund annimmt und stattdessen Lagerungsbedingungen an der Unterseite ansetzt, wurde die Variation der Untergrundtragfähigkeit bei den FE-Berechnungen verworfen. Anstelle der Variation der Untergrundtragfähigkeit wurde bei den FE-Berechnungen der Einfluss der ungebundenen oberen Tragschicht separat untersucht (siehe Abbildung A.3, Anhang A). Da die ungebundene obere Tragschicht direkt nach der Asphalttschicht noch relativ weit oben in den Schichtabfolge liegt, ist  $M_{D1}$  noch der dominierende Prädiktor, wobei die relativen Änderungen mit weniger als 5 % gering sind. Die Sensitivität einzelner relativ nachgiebiger und dünner Schichten ist zu gering, um einen eindeutigen Indikator auszuwählen. Das Zusammenfassen der beiden ungebundenen Schichten ist daher in vielen Fällen empfehlenswert.

### Variation des Untergrundes (nur MST)

Da nur der Mehrschichtentheorie ein unendlich ausgedehnter Untergrund als Annahme zugrunde liegt, wurde auf die Variation der Untergrundtragfähigkeit in den FE-Berechnungen verzichtet. Die Variation der Schichtdicke war infolge der unendlichen Dicke der letzten Schicht ebenfalls nicht möglich. Allgemein lässt sich festhalten, dass die Steifigkeit des Untergrundes mit Abstand den größten Einfluss auf die Deflektionen hat (siehe Abbildung A.1, Anhang A). Dies spiegelt sich auch in den Indikatoren wieder.

Der maßgebende Einsenkungsmodul mit der größten relativen Änderung in Abbildung 4.2 ist nun erwartungsgemäß  $M_{D9}$ , welches am weitesten vom Lastzentrum entfernt ist. In Abbildung 4.3 zeigt sich, dass der klassische Verformungsflächenmodul  $M_{FWD,1-9}$ , welcher sämtlicher Geophone berücksichtigt, die größte relative Änderung aufweist.

Auch wenn der Untergrund die letzte Schicht ist, weisen die vorderen Geophone eine geringe Asymmetrie bei Variation der Schichtsteifigkeit auf. Erst die weiter entfernten Einsenkungsmoduln  $M_{D6}$  bis  $M_{D9}$  verhalten sich symmetrisch. Eine Erhöhung bzw. Reduktion der Untergrundsteifigkeit bewirkt eine relative Änderung des Indikators  $M_{D9}$  von 50 %. Für den untersuchten Aufbau (LK25 nach Tabelle 4.1) ist  $M_{D9}$  daher ein geeigneter Indikator für die Tragfähigkeit des Untergrundes.

### Variation der Belastung (nur MST)

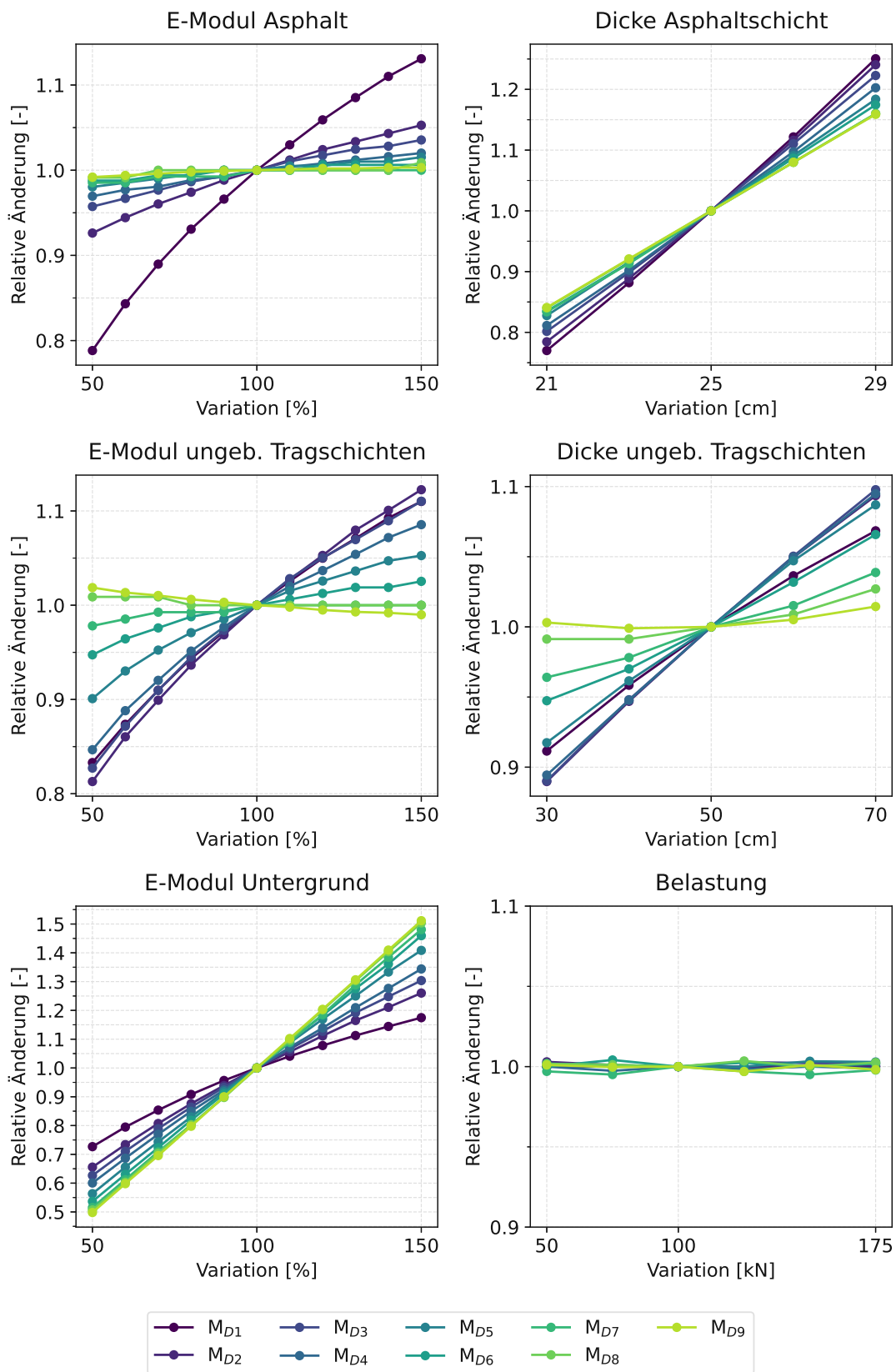
Da die Berechnungen linear elastisch durchgeführt wurden, zeigt sich erwartungsgemäß bei Betrachtung der Deflektionen in Abbildung A.1 (Anhang A), dass die relative Änderung mit Zu- und Abnahme der Last ebenfalls linear verläuft. Da sowohl der Verformungsflächenmodul als auch der Einsenkungsmodul als Verhältnis zwischen Spannungen und Dehnungen definiert ist, sind diese lastunabhängig. Geringe Abweichungen in Abbildung 4.2 und 4.3, welche eine relative Änderung von 1,0 aufweisen, sind aufgrund von Rundungsfehlern zu vernachlässigen (geringer als 1 %).

### Variation der Haftreibung (nur FEM)

Um den Einfluss des Verbundes zwischen der Asphaltenschicht und der ungebundenen oberen Tragschicht zu untersuchen, wurde der Haftreibungskoeffizient  $\mu$  bei den FE-Berechnungen zwischen keinem Verbund ( $\mu = 0$ ) und vollem Verbund ( $\mu = 1$ ) variiert (siehe Abbildung A.3 und A.4 in Anhang A). Im Vergleich dazu liegt der Mehrschichtentheorie die Annahme vollen Verbundes zwischen allen Schichten ( $\mu = 1$ ) zugrunde. Sowohl für den Verformungsflächenmodul als auch den Einsenkungsmodul zeigt sich, dass die relative Änderung im Extremfall bei einer Haftreibung von  $\mu = 0$  maximal 1 % beträgt und somit vernachlässigbar gering ist. Der Unterschied zwischen vollem Verbund ( $\mu = 1$ ) und keinem Verbund ( $\mu = 0$ ) beträgt 1,5 %.

### Fazit

Um einzelne Schichten oder Schichtpakete im Falle der ungebundenen Schichten zu bewerten, sind die Einsenkungsmoduln  $M_{Di}$  gut geeignet. Wie auch bei den Indikatoren nach Horak [32] zeigt sich, dass weiter vom Lastzentrum entfernte Geophone tiefer liegende Schichten besser beschreiben. Aufgrund des überproportional starken Einflusses der größeren Flächen im Bereich der hinteren Geophone bei  $A_\varepsilon$  (siehe Gleichung 3.7) sollte der Verformungsflächenmodul eher für alle Geophone ( $M_{FWD,1-9}$ ) berechnet und als Maß für den gesamten Aufbau herangezogen werden. Im Falle einer linear elastischen Betrachtung sind der Einsenkungsmodul und der Verformungsflächenmodul lastunabhängig. Der Einfluss einer Reibung zwischen der Asphaltenschicht und der ungebundenen oberen Tragschicht ist nach den FE-Berechnungen vernachlässigbar gering.

Abb. 4.2: MST: Relative Änderung des Einsenkungsmoduls  $M_{Di}$

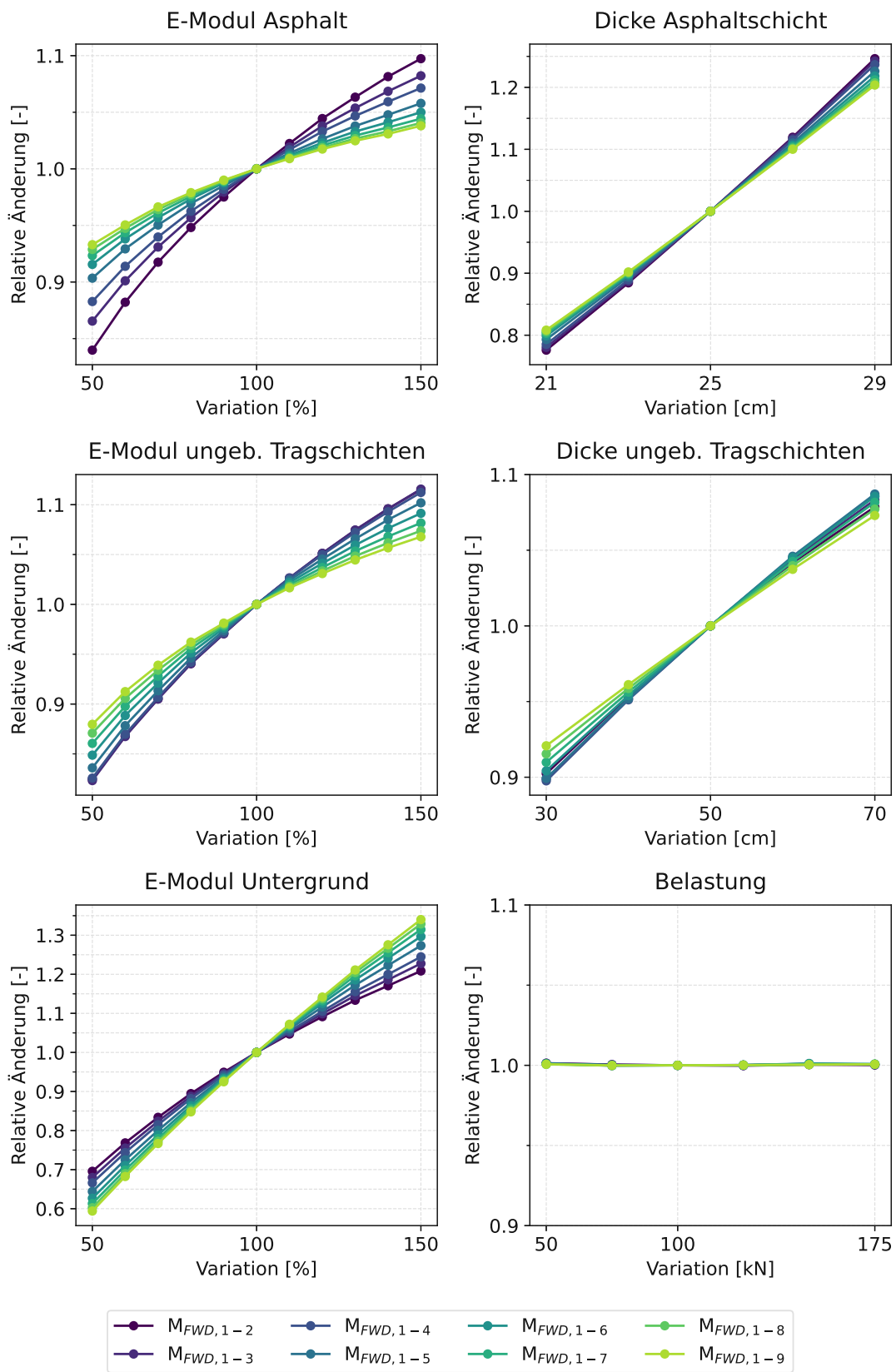


Abb. 4.3: MST: Relative Änderung des Verformungsflächenmoduls  $M_{FWD,1-i}$

## 4.4 Bewertungshintergrund

Die Sensitivitätsanalyse bestätigt somit, dass der Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  nach RVS 03.08.64 [52] ein geeigneter Prädiktor für den Zustand der oberen bituminösen Asphalttschicht ist. Nach aktuellem Stand evaluiert das Berechnungsprogramm der RVS 03.08.64 [52] für die Deflektionsmethode lediglich die Resttragfähigkeit für Oberbauten aus dem Bemessungskatalog (LK0,05 bis LK163) nach RVS 03.08.63 [51]. Am Beispiel von Lastklasse LK25, Bautype AS1 aus dem Bemessungskatalog [51], wird im Folgenden ein Zusammenhang zwischen dem Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  und der verbleibenden Anzahl an BNLW hergestellt. Die Vorgehensweise entspricht der mechanistisch-empirischen Bemessungsmethodik nach RVS 03.08.68 [53], bei der die Schädigung der einzelnen Perioden gewichtet und nach der Schadensakkumulationshypothese [44, 46] aufsummiert werden. Die angesetzte Bemessungslast für den simulierten FWD-Versuch entspricht dabei der halben 100 kN Normachslast. Bei einer Lastplatte von 30 cm würde dies eine Druckspannung von 0,707 MPa induzieren, was mit dem typischen Reifeninnendruck (7 bar) von Lastkraftfahrzeugen übereinstimmt.

Die nachfolgenden Berechnungen in diesem Kapitel wurden abweichend von der Referenzkonfiguration aus Tabelle 4.1 mit einem polymermodifizierten Bitumen (PmB mit  $VMA=14,1\%$ ,  $VFB=68,1\%$  und 95 % Vertrauensniveau) sowie mit an die Temperatur- und Untergrundtragfähigkeitsperioden angepassten Steifigkeits- und Verformungsmoduln nach RVS 03.08.68 [53] durchgeführt.

Um nochmals den starken Temperatureinfluss auf die Steifigkeit des Bitumens im Asphalt zu verdeutlichen, wurde in Abbildung 4.4 die Asphaltsteifigkeit  $S_{mix}$  nach dem Wiener Modell [53] in Abhängigkeit der Temperatur und der Resttragfähigkeit dargestellt. Dabei wurde die Temperatur von  $-15\text{ °C}$  bis  $40\text{ °C}$  in  $5\text{ °C}$  Schritten und die daraus resultierende Steifigkeit  $S_{mix}$  zwischen 100 % und 50 % in 10 % Schritten variiert.

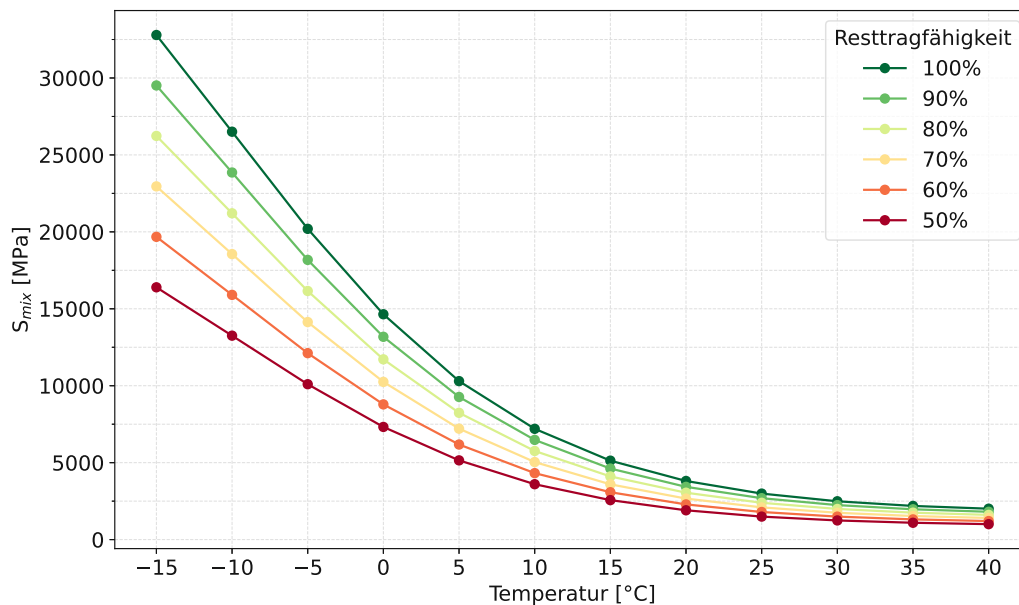
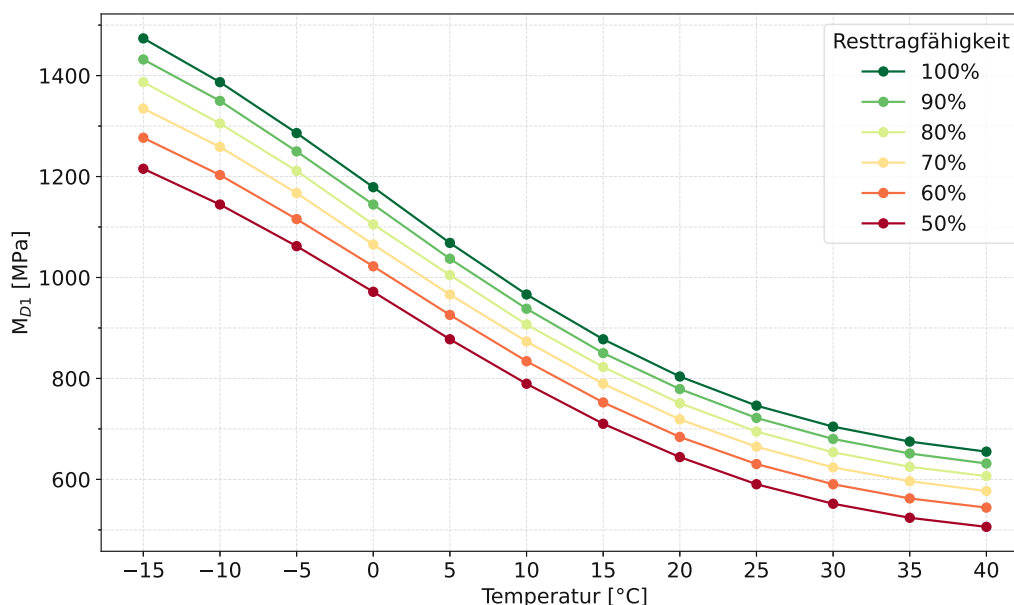


Abb. 4.4: Asphaltsteifigkeit  $S_{mix}$  in Abhängigkeit der Temperatur und der Resttragfähigkeit

In Abbildung 4.4 zeigt sich besonders bei niedrigen Temperaturen ein erheblicher Steifigkeitsverlust bei einer Resttragfähigkeit von 50 % im Vergleich zum Ausgangszustand von 100 %. Je höher die Temperaturen werden, desto geringer werden die Differenzen zwischen den Stufen der Resttragfähigkeiten.



Berechnet man nun die Deflektionen mit der Mehrschichtentheorie (MST) und in weiterer Folge den Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  für die jeweiligen Temperaturen und Resttragfähigkeiten mit konstanten Tragfähigkeitsperioden der ungebundenen Schichten (UOTS, UUTS und UG), erkennt man in Abbildung 4.5, dass durch den erheblichen Einfluss der weiteren Schichten die Differenzen zwischen den Resttragfähigkeiten für das angegebene Temperaturspektrum gleichmäßiger verteilt sind. Als Tragfähigkeitsperiode der ungebundenen Schichten wurde die Sommer-/Herbstperiode nach Tabelle 4.1 gewählt.



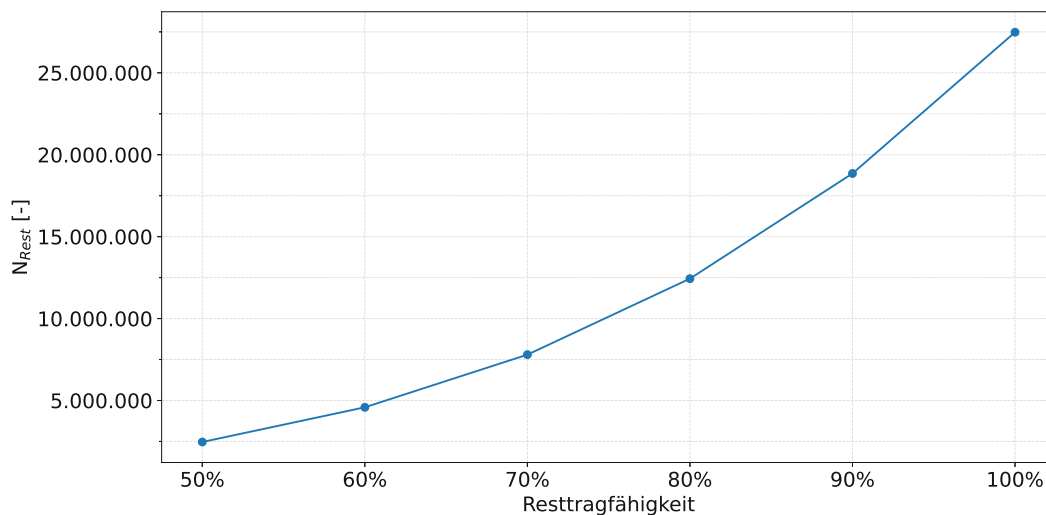
**Abb. 4.5:** Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  in Abhängigkeit der Temperatur und der Resttragfähigkeit (MST)

Für die Berechnung der verbleibenden zulässigen Anzahl der Lastwechsel  $N_{Rest}$  in Abhängigkeit der gemessenen Einsenkungsmoduln  $M_{D1}$  wurden die zu variierenden Materialeigenschaften des Asphalts und der ungebundenen Schichten für alle definierten Perioden und für Resttragfähigkeiten zwischen 100 % und 50 % in 10 % Schritten nach der Mehrschichtentheorie berechnet. Dabei wurden die temperaturabhängigen asphaltmechanischen Eigenschaften nach RVS 03.08.68 [53] durch sechs Temperaturperioden mit jeweiliger Unterscheidung in Tag- und Nachttemperaturen berücksichtigt. Herangezogen wurden die repräsentativen Temperaturen an der Unterseite der Asphaltsschicht in 25 cm Tiefe aus den maßgebenden Temperaturprofilen in Temperaturzone II nach RVS 03.08.68 [53] (siehe Tabelle 4.4).

**Tab. 4.4:** Temperaturen an der Unterseite der Asphaltsschicht [53, 76]

Temperaturperioden Tag					
P1	P3	P5	P7	P9	P11
0,6 °C	10,6 °C	19,5 °C	19,7 °C	17 °C	3,6 °C
Temperaturperioden Nacht					
P2	P4	P6	P8	P10	P12
1,8 °C	11 °C	26 °C	25,6 °C	17,6 °C	6,3 °C

Nachdem die 72 Berechnungen nach der Mehrschichtentheorie für alle zwölf Temperaturperioden unter Berücksichtigung der vier Tragfähigkeitsperioden der ungebundenen Schichten und der sechs Stufen der Abminderung der Asphaltsteifigkeit (50 % bis 100 % in 10 % Schritten) abgeschlossen waren, wurden neben den Einsenkungsmoduln auch die Primärwirkungen (v.a. die Spannungen) für das Ermüdungskriterium bituminöser Schichten nach RVS 03.08.68 [53] berechnet. Durch Ermittlung der Schädigung und der anteilmäßigen Gewichtung der zwölf Perioden ergeben sich in Abhängigkeit der gewählten Stufen der Resttragfähigkeit die folgende zulässige Anzahl der verbleibenden Lastwechsel  $N_{Rest}$  in Abbildung 4.6. Da die rechnerische Dimensionierung nach RVS 03.08.68 [53] einem gebrauchsverhaltensorientierten (GVO) Ansatz folgt und daher wirtschaftlicher als die traditionelle Oberbaubemessung nach RVS 03.08.63 [51] ist, muss für den Bezug auf die BNLW der Bemessungstabellen [51] noch ein Kalibrierungsfaktor von 1,26 eingeführt werden. Anstelle der 25 Mio. Lastwechsel bei 100 % Resttragfähigkeit sind jedoch aufgrund des PmB-Einsatzes 27,5 Mio. Lastwechsel, also eine Erhöhung der Lastklassengrenzen um 10 %, nach RVS 03.08.63 [51] zulässig.



**Abb. 4.6:** Zulässige Anzahl an Lastwechsel in Abhängigkeit der Resttragfähigkeit

Über die Verknüpfung der Resttragfähigkeit kann nun der Zusammenhang zwischen der zulässigen verbleibenden Anzahl an Lastwechsel  $N_{Rest}$  und dem ebenfalls berechneten Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  hergestellt werden. Wie auch bei der Bestimmung der Resttragfähigkeit bituminöser Befestigungen nach RVS 03.08.64 [52] (siehe Kapitel 3.2.3) werden die Deflektionsmulden synthetischer und realer FWD-Versuche mit Hilfe des Einsenkungsmoduls  $M_{D1}$  verglichen. Da der Zeitpunkt für die Zuordnung der tatsächlich gemessenen Deflektionen wesentlich ist, müssen die vier Tragfähigkeitsperioden der ungebundenen Schichten (Untergrund, UUTS, UOTS) sowie die zum Zeitpunkt der Messung vorherrschende Asphalttemperatur berücksichtigt werden.

Das ergänzende Berechnungsprogramm “FSV–Resttragfähigkeit“ (ReTra) zur RVS 03.08.64 [52] umfasst dabei eine umfangreiche Datenbank mit mehr als 11.000 Simulationsberechnungen nach der Mehrschichtentheorie. Die Datenbank enthält Struktursimulationen von drei Bautypen (AS1, AS2 und AS4), jeweils zehn Lastklassen (LK0,05 bis LK163) sowie jeweils sechs Temperaturperioden während eines Jahres mit jeweils bis zu 12 Oberflächentemperaturbereichen. Der strukturelle Zustand in Form der Resttragfähigkeit (50 % bis 100 % in 10 % Schritten) wird im ReTra-Tool durch Angabe der folgenden Eingangsgrößen nach Abbildung 4.7 bestimmt.

RVS 03.08.64 - Ermittlung der Resttragfähigkeit - Deflektionsmethode	
Bautype:	AS1
Lastklasse:	LK10
Art der Messung:	FWD
Datum:	01.01.2024
Periode:	1
Oberflächentemperatur [°C]:	10
Deflektion unter Lastplatte [µm]:	360,00
Last FWD [kN]:	50,00
Berechnung durchführen	
<b>Resttragfähigkeit:</b>	<b>70 %</b>

**Abb. 4.7:** ReTra-Tool nach RVS 03.08.64 [52]: Eingabemaske

Die Bautype und Lastklasse werden gemäß RVS 03.08.63 [52] unter Einhaltung des Anwendungsbereiches nach RVS 03.08.64 [52] per Drop-Down Menü ausgewählt. Neben dem FWD-Versuch wäre die Auswertung auch mit dem Benkelmanbalken (Art der Messung) möglich. Das Datum der Tragfähigkeitsmessung dient zur korrekten Einteilung der Temperaturperiode und die Oberflächentemperatur wird zur Zuordnung der Asphaltsteifigkeit herangezogen. Für die Berechnung des Einsenkungsmodul  $M_{D1}$  werden die Deflektionen unter der Lastplatte  $D_1$  sowie die aufgebrachte Last  $P_{FWD}$  abgefragt.

Das vorhandene Softwarepaket ReTra könnte als Grundlage für die Berechnung der Restlebensdauer eines Oberbaus genutzt werden. Durch Erweiterung der Datenbank des Berechnungsprogramms könnte die verbleibende Anzahl der Lastwechsel  $N_{Rest}$  ermittelt werden. Der Vergleich der verbleibenden zulässigen und weiterhin erwarteten Anzahl der Lastwechsel – entweder durch genaue Verkehrszählungen oder durch das repräsentative Schwerverkehrskollektiv – kann schlussendlich für die Berechnung der verbleibenden Restlebensdauer des Oberbaus verwendet werden. Die Restlebensdauer kann als ergänzendes Element des Erhaltungsmanagements eine wesentliche Rolle bei der vorausschauenden und nachhaltigen Planung von Erhaltungs- und Erneuerungsmaßnahmen spielen. Die hier vorgestellte Methodik könnte als Grundlage für eine neue Richtlinie zur Auswertung von FWD-Messungen herangezogen werden.

# Kapitel 5

## Korrelationsanalyse von LTPP-Messstrecken

Nachdem die neuen Indikatoren näher untersucht wurden und auch ein Bewertungshintergrund auf Basis der synthetischen Daten nach der Mehrschichtentheorie für die Restlebensdauer geschaffen wurde, werden nun reale Daten von Versuchsstrecken aus den USA untersucht. Basierend auf den FWD-Daten und der visuellen Schadenserfassung soll ein möglicher Zusammenhang untersucht werden. Nach einer kurzen Einführung und Erläuterung der untersuchten Strecken und des Aufbaus der Datenbank in Kapitel 5.1 werden die gesammelten Ergebnisse der Untersuchung in Kapitel 5.2 für alle Strecken zusammengefasst und Besonderheiten an einzelnen ausgewählten Strecken in Kapitel 5.3 erläutert.

### 5.1 LTPP – Datenbank

Das Long-Term Pavement Performance Programm (LTPP) ist ein umfangreiches Forschungsprojekt, welches seit 1987 als Teil des fünfjährigen Strategic Highway Research Program (SHRP) gestartet und seitdem von der Federal Highway Administration (FHWA) weitergeführt wurde [68]. Die öffentlich zugängliche LTPP-Onlinedatenbank sammelt eine Vielzahl an Daten zur Analyse und Verbesserung der Leistungsfähigkeit der Straßeninfrastruktur. Mit über 2.500 Testabschnitten in den USA und Kanada werden in Abhängigkeit der zugeordneten Untersuchungsstudie unter anderem folgende Aspekte über mehrere Jahre erhoben und in der Datenbank gespeichert:

- Struktur- und Materialdaten (Aufbau, Schichtdicken, Materialeigenschaften)
- Klimadaten (Temperatur, Niederschlag, Frosttage)
- Verkehrsdaten (Verkehrszählung, Fahrzeuggewichte, Achslasten)
- Zustandserfassung (strukturelle und oberflächliche Schadensmerkmale mitunter auch die Tragfähigkeit mittels FWD-Messungen)

Dabei wird grundsätzlich bei den Teststrecken zwischen zwei Untersuchungsstudien unterschieden. **General Pavement Studies** (GPS) beinhalten Testabschnitte, die eine repräsentative Bandbreite des amerikanischen Straßennetzes darstellen sollen. Diese Abschnitte können bereits eine Liegedauer von bis zu 15 Jahren aufweisen, bevor sie in das LTPP-Programm aufgenommen werden. **Specific Pavement Studies** (SPS) fokussieren sich auf spezielle Themen oder Bedingungen im Straßenbau. Sie umfassen neu gebaute oder rekonstruierte Straßenabschnitte, die gezielt für das Programm errichtet oder modifiziert werden, um bestimmte Forschungsfragen zu untersuchen. Innerhalb der beiden Untersuchungsstudien werden weitere Differenzierungen in Abhängigkeit des Forschungsschwerpunktes gesetzt. Die untersuchten Testabschnitte sind jeweils 152 m (500 ft.) lang, wobei Materialproben nicht innerhalb des Untersuchungsabschnittes entnommen werden, sondern in den darauffolgenden 15,2 m nach dem Ende des Abschnittes [23].

### 5.1.1 Messdurchführung und Gerätekonfiguration

Mit der Aufzeichnung von FWD-Messdaten wurde an einzelnen Strecken bereits 1989 begonnen und diese wurden seither kontinuierlich ergänzt [23]. Die Messungen werden dabei hauptsächlich mit Geräten des dänischen Herstellers Dynatest [19] mit einer 300 mm großen Lastplatte durchgeführt [63]. Das Messintervall einer Teststrecke ist abhängig von der Untersuchungsstudie (GPS/SPS) und deren Unterkategorien und kann von monatlichen bis jährlichen Intervallen reichen. Nachfolgend werden die wichtigsten Parameter des Messsetups aus dem LTPP Bericht “Guidelines for Deflection Testing, Analysis, and Interpretation” [48] für die anschließende Auswertung zusammengefasst.

#### Sensorkonfiguration

Wie auch in der österreichischen [56] und deutschen Norm [5] empfiehlt das LTPP-Program eine Sensorkonfiguration mit neun Geophone. Da jedoch das angloamerikanische Maßsystem (Inches) verwendet wird, weichen die Geophonabstände einerseits aufgrund der Umrechnungsfaktoren leicht ab und andererseits wird das letzte Geophon  $G_9$  vor dem Lasteinleitungszentrum positioniert (siehe Tabelle 5.1). Weiters wird eine Sensorkonfiguration mit sieben Geophone zugelassen, wobei anhand der 24 betrachteten Strecken auffällt, dass diese Konfiguration vor allem nur bis 1998 verwendet wurde. Eine Gegenüberstellung der verschiedenen Konfigurationen ist in der nachfolgenden Tabelle 5.1 ersichtlich. Da die Temperaturkorrektur nach Jansen [36] nur bis zum fünften Geophon  $G_5$  – 600 mm vom Lastzentrum entfernt – angewendet wird, ist die abweichende Positionierung des letzten Geophons  $G_9$  für die nachfolgende Auswertung vernachlässigbar.

**Tab. 5.1:** Vergleich der Sensorkonfigurationen für Asphaltstraßen

Geophon Nr.	Abstände $x_i$ der Sensoren in [mm]		
	9 Geophone nach RVS [56]	9 Geophone nach LTPP [48]	7 Geophone nach LTPP [48]
$G_1$	0	0	0
$G_2$	200	203	203
$G_3$	300	305	305
$G_4$	450	457	457
$G_5$	600	610	610
$G_6$	900	914	914
$G_7$	1.200	1.219	1.524
$G_8$	1.500	1.524	N/A
$G_9$	1.800	-305	N/A

#### Belastungsgröße und Anzahl der Versuche je Messpunkt

Das LTPP-Program schreibt für die FWD-Versuche vier Lastgrößen (Drop\_Load) mit jeweils vier Schlägen (Drop\_No) vor. Dabei wird die Stoßkraft entweder über die Fallmasse oder über die Fallhöhe eingestellt. Die definierten Stoßkräfte von 26,7 kN (Schlag 1-4), 40,0 kN (Schlag 5-8), 53,4 kN (Schlag 9-12) und 71,2 kN (Schlag 13-16) sind mit einer Toleranz von 10 % einzuhalten. Durch das Aufzeichnen mehrerer Laststufen kann das nichtlineare Materialverhalten analysiert werden. Vor der Durchführung der 16 Versuche wird ein nicht aufgezeichneter Anpassungsschlag (seating drop) angeordnet, um die im  $\mu\text{m}$ -Bereich messenden Geophone an die Rauigkeit der Oberfläche anzupassen [48].

### Anzahl und Ort der Messpunkte

Für Asphaltstraßen wird der äußerste rechte Fahrstreifen in Fahrtrichtung getestet. Dabei wird einerseits die äußere rechte Radspur (outer wheel path, F3) sowie die Mitte des Fahrstreifens (mid-lane, F1) geprüft. Die 152 m langen Testabschnitte werden je nach Testplan in regelmäßigen Abständen von 7,6, 15,2 oder 30,5 m geprüft. Einer der elf Testpläne wird abhängig von der jeweiligen Untersuchungsstudie (GPS/SPS) und deren Unterkategorien nach Schmalzer [60] festgelegt. In der Datenbank kann es innerhalb einer Teststrecke jedoch vorkommen, dass unterschiedliche Messpunktinkremente zwischen den Jahren festzustellen sind, da die Strecke nach Beendigung einer Untersuchungsstudie für eine andere Studie – unter einer neuen Konstruktionsnummer (Construction Number) – herangezogen werden kann.

### Temperaturmessungen

Neben der Erfassung der Luft- und Oberflächentemperatur während einer FWD-Messung werden auch Bohrlochtemperaturmessungen durchgeführt. Es werden in Abhängigkeit der Asphalt-schichtdicken bis zu fünf Tiefen beprobt. Die Tiefen sind mit 25, 50, 100, 200 und 300 mm festgelegt, wobei die tiefste Temperaturmessung 10 mm oberhalb der Schichtgrenze liegen muss. Die Bohrlöcher werden üblicherweise an den Enden der Teststrecke in der rechten Radspur platziert. Die Temperaturen werden in regelmäßigen Abständen gemessen, wobei mindestens drei Messwerte (zu Beginn, in der Mitte und am Ende des Messzeitraums) aufgezeichnet werden [48].

Mithilfe der Temperatur in 50 mm Tiefe wird die Temperaturkorrektur nach Jansen [36] in der nachfolgenden Auswertung durchgeführt. Wenn die Schichtdicke zu gering war oder keine Temperaturdaten vorlagen, wurde die Temperaturkorrektur verworfen. Außerdem waren die Tiefen bei den 24 ausgewählten Strecken nicht immer konsistent. Die inkonsistente Datengrundlage hatte zwei Ursachen. Zum Einen wurden bis zum Jahr 2000 nur drei Tiefen (25, 75 und 150 mm) gemessen. Zum Anderen wurden die exakten Tiefen in der Praxis mit einer Abweichung von  $\pm 10\%$  gebohrt. In diesem Fall wurden die Temperaturen, falls möglich, auf 50 mm interpoliert oder anderenfalls verworfen.

Im Gegensatz zur deutschen [5] und österreichischen [56] Norm, bei der FWD-Messungen nur bei Asphaltkörperkerntemperaturen zwischen 5 °C und 30 °C durchgeführt werden (hellrot hinterlegter Temperaturbereich in Abbildung 5.2), gibt es im LTPP-Handbuch keine Einschränkungen hinsichtlich der Temperatur [60].

### 5.1.2 Aufnahme oberflächlicher Schadensmerkmale

Die Aufzeichnung oberflächlicher Substanzmerkmale wird im LTPP-Programm seit den Anfängen im Jahr 1987 durchgeführt [68]. Die Ermittlung erfolgt dabei nach dem Handbuch “Distress Identification Manual” [43], welches bereits in der fünften Auflage seit 2014 aufliegt.

Die Zustandserfassung wird zeitlich unabhängig von den FWD-Messtagen und Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen durchgeführt. Anhand einer visuellen Begehung werden die schadhaf-ten Stellen der Strecke in einem standardisierten Formular nach Schadenstyp, Schadensausmaß und genauer Lokalisierung auf einer Karte (siehe Abbildung 5.1) aufgezeichnet. Außerdem wird zusätzliches Bild- sowie Videomaterial aufgenommen und auf der LTPP-Website zur Verfügung gestellt. Das Schadensausmaß für Risse wird abhängig vom Schadenstyp anhand von Rissbreiten, Risslängen oder zusammenhängenden Rissflächen in leichte (L–Low), mittlere (M–Moderate) und hohe (H–High) Schadensschweren klassifiziert [43]. Die Summe der Schäden über den gesamten 152 m langen Streckenabschnitt wird für alle Risstypen je Schadensausmaß in der Datenbank hinterlegt. Für eine genauere Lokalisierung der Schäden innerhalb einer Strecke müssen die einzelnen Protokolle auf der LTPP-Website aufgerufen oder als PDF heruntergeladen werden.

Die visuelle Begehung durch Begutachter bringt jedoch einige Probleme mit sich. Einerseits beruht die gesamte Auswertung auf die subjektive Einschätzung des Begutachters. Außerdem kann es während der Liegedauer von mehreren Jahren vorkommen, dass unterschiedliche Gutachter die Strecke untersuchen. Andererseits ist das Schadensausmaß der Risse oftmals eine Funktion der Rissbreiten, welche sich in Abhängigkeit der Temperatur ändert. Dieses Problem kann in der Auswertung (siehe Abbildung 5.14, Transversalrisse von 2016 bis 2020) beobachtet werden, da die Summe der Schäden von einem Erfassungszeitpunkt zum andern sinken, obwohl keine Instandsetzungs- oder Erneuerungsmaßnahmen (gekennzeichnet durch orange vertikale Linien) gesetzt wurden. An vereinzelt Strecken werden seit einigen Jahren automatisierte Zustandserfassungen mit Kameras durchgeführt, jedoch waren zum Zeitpunkt der Auswertung die Datenreihen noch zu kurz, um diese Strecken zu analysieren.

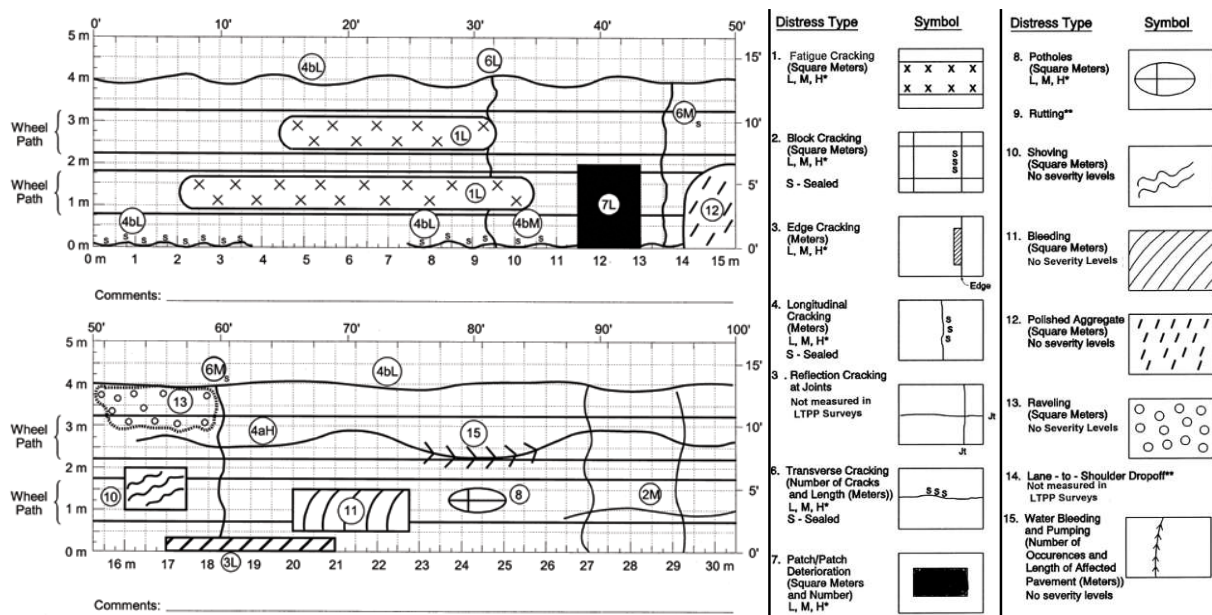


Abb. 5.1: Beispiel einer manuellen Zustandserfassung einer Asphalt-Teststrecke aus [43]

Nachfolgend werden ausgewählte Schadensmerkmale der Rissbildung thematisiert, da Risse vor allem der strukturellen Schädigung von Asphaltstraßen zuzurechnen sind. Die Auswertung beschränkt sich dabei auf Längs-, Quer-, Ermüdungs- und Blockrisse.

### Einzelrisse: Längs- und Querrisse

Einzelrisse manifestieren sich durch die linienförmige Ausbreitung, welche entweder längs zur Fahrtrichtung (longitudinal cracking) oder quer zur Fahrtrichtung (transversal cracking) auftreten. Die Klassifizierung der Schadensschwere nach dem LTPP-Schadenshandbuch [43] erfolgt dabei nach der Rissbreite. Risse mit einer mittleren Öffnungsweite kleiner als 6 mm oder verfüllte Risse, bei denen die Öffnungsweite nicht ersichtlich ist, werden als leichter Schaden (L–Low) bewertet. Eine Rissbreite größer als 6 mm und kleiner gleich 19 mm wird als mittlerer Schaden (M–Moderate) klassifiziert. Alle Risse, die eine Breite größer als 19 mm aufweisen, werden der Schadenskategorie hoch (H–High) zugeordnet. Das Schadensausmaß wird als Länge mit der SI-Einheit [m], eingeteilt nach der Schadensschwere (L,M,H), angegeben. Für Längsrisse wird eine zusätzliche Einteilung nach der Lage in der Radspur (wheel path) und außerhalb der Radspur (non-wheel path) vorgenommen [43].

Mögliche Schadensursachen für Längsrisse sind eine unzureichende Tragfähigkeit durch eine falsche Dimensionierung des Oberbaus, Entwässerungsmängel oder Einbaufehler. Entwässe-

rungsmängel können in weiterer Folge zu Frosthebungen führen. Eine allgemeine unzureichende Tragfähigkeit kann zu einer verkehrslastinduzierten Überbeanspruchung führen [57].

Querrisse können vor allem durch thermisch induzierte Spannungen zu einer Überbeanspruchung (Kälterisse) führen. Aber auch eine unzureichende Abstimmung der darunterliegenden Schichteigenschaften, Einbaufehler oder Reflexionsrisse durch ältere überbaute Schichten können zu Transversalrissen führen [57].

Mit zunehmender Schädigung löst sich das Mischgut entlang der Einzelrisse und es können parallele Sekundärrisse auftreten, welche mit der Zeit zu Netzzissen zusammenwachsen [57].

### **Netzrisse: Ermüdungs- und Blockrisse**

Als Netzrisse werden zusammenhängende, stark verzweigte Risse verstanden, welche mehrere polygonale, kleinere Flächen bilden. Das LTPP-Handbuch [43] unterscheidet bei Netzzissen anders als die österreichische RVS 13.01.16 [58] zwischen Ermüdungsrisen (fatigue cracking) und Blockrissen (block cracking).

Als Ermüdungsrisse werden unregelmäßige mosaikartige Rissstrukturen verstanden, welche üblicherweise eine maximale Maschenweite von 300 mm aufweisen. Die Einteilung der Schadensschwere ist dabei von der Stärke der Rissverzweigung abhängig. Eine Rissfläche die wenig bis keine zusammenhängende Risse aufweist, wird als leichter Schaden (L–Low) eingestuft. Flächen die ein zusammenhängendes Muster ergeben, leichte Abplatzungen aufweisen oder auch teilweise verfüllte Risse beinhalten, werden als mittlerer Schaden (M–Moderate) klassifiziert. Flächen mit starken Abplatzungen und durch Verkehrslasten bereits verschobenen Teilflächen werden als schwere Schäden (H–High) eingeordnet [43].

Blockrisse hingegen werden als Sonderform der Netzrisse mit regelmäßigen rechteckigen Rissflächen definiert. Die Rissflächen betragen dabei zwischen 0,1 und 10  $m^2$ . Anders als bei den Ermüdungsrisen wird die Schadensschwere bei Blockrissen nicht nach der Stärke der Verzweigung, sondern nach der Rissbreite wie bei den Einzelrissen klassifiziert. Die Einteilung der Rissbreiten wird dabei analog zu den Einzelrissen definiert [43].

Das Schadensausmaß wird bei beiden Schadensmerkmalen als Fläche mit der SI-Einheit [ $m^2$ ], eingeteilt nach der Schadensschwere (L,M,H), angegeben [43].

Netzrisse sind meist durch Ermüdung auftretende Einzelrisse, welche sich von der Schichtunterseite progressiv nach oben fortpflanzen (bottom-up) und mit zunehmender Schädigung zu Netzzissen zusammenwachsen. Als Schadensursachen können eine unzureichende Tragfähigkeit des Untergrundes, eine Unterdimensionierung des Oberbaues oder das Erreichen der Bemessungslbensdauer genannt werden [31].

### **5.1.3 Auswahl der Teststrecken**

Da die Deflektionen der FWD-Messung für Asphaltstraßen von einer Vielzahl an Einflussgrößen abhängen (siehe Kapitel 2.3), wurden Kriterien für die Auswahl der zu untersuchenden Teststrecken festgelegt.

Um den Einfluss der Temperatur und der hydrologischen Verhältnisse zu reduzieren, wurden vor allem Klimaregionen der Kategorie “dry, no-freeze” ausgewählt. Die Unterscheidung zwischen trockenen und feuchten Regionen basiert auf der historischen Wasserbilanz der Gebiete nach dem hydrologischen Niederschlags-Abflussmodell von Thornthwaite [69]. Als Grenzwert setzen die LTPP-DataPave Autoren einen jährliche Niederschlag von 508 mm an [23]. Die in der LTPP-Datenbank enthaltenen aktuellen Schwellenwerte für Frostzonen basieren auf einem durchschnittlichen jährlichen Frostindex (FI) von 83 °C-Tagen. Der Frostindex wird als Summe aller durchschnittlich täglichen Lufttemperaturen unter 0 °C definiert [23]. Dies steht im Gegensatz zu der österreichischen [15] und deutschen [41] Definition des Frostindex, welcher die



Differenz zwischen dem Maximum und Minimum einer Kälteperiode bzw. Frostperiode definiert. Frostperioden sind dabei definiert als Kältetage, an denen die tägliche mittlere Tageslufttemperatur  $T_{m,i}$  unterhalb der  $0\text{ °C}$  Gefriergrenze bleibt. Sollten die dazwischenliegenden Tauphasen ( $T_{m,i} > 0\text{ °C}$ ) nicht länger als zwei Tage andauern, dürfen die Frostperioden zu Kälteperioden zusammengefasst werden [41].

Nach Anwendung des Klimafilters und der Eingrenzung auf Asphaltstraßen (Asphalt Concrete Pavements – ACS) wurde die Auswahl der Teststrecken auf 222 Abschnitte minimiert. Anschließend wurden die gefilterten Teststrecken in zwei Gruppen unterteilt: einerseits mit und andererseits ohne Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen (in Tabelle 5.3 als Maintenance and Rehabilitation mit M&R abgekürzt). Für jede Teststrecke beider Gruppen wurde die Anzahl der vorhandenen FWD-Messungen ermittelt und nach Größe absteigend sortiert. Es wurden 16 Teststrecken ausgewählt, die zur Gruppe “mit M&R” gehören und innerhalb der Gruppe die größte Datenbasis aufweisen. Zusätzlich wurden 6 Teststrecken ausgewählt, die der Gruppe “ohne M&R” angehören und ebenfalls die größte Datengrundlage innerhalb der Gruppe aufweisen. Abweichend von den zuvor genannten Kriterien wurde zusätzlich eine Teststrecke in Kanada (Klimaregion “dry, freeze”) sowie eine Teststrecke in den USA (Klimaregion “wet, no-freeze”) in die engere Auswahl miteinbezogen.

In Tabelle 5.3 sind die wesentlichen Merkmale der 24 analysierten Strecken aufgelistet. Die Section-ID ist dabei der wichtigste Identifikationsschlüssel der relationalen LTPP-Datenbanken. Die erste zweistellige Zahl definiert den Bundesstaat (State-Code), in dem sich die Teststrecke befindet, während die letzten vier Zahlen (SHRP-ID) eine spezifische Strecke identifizieren. Tabelle 5.2 ordnet die verwendeten State-Codes den tatsächlichen Bundesstaaten zu und nennt die Anzahl der ausgewählten Teststrecken im jeweiligen Bundesstaat. Die in Tabelle 5.3 angegebene Anzahl der FWD-Messungen gibt dabei nur Messungen an, die bei einer Stoßkraft von 71 kN durchgeführt wurden.

**Tab. 5.2:** Anzahl der Teststrecken pro Bundesstaat

State-Code	Bundesstaat	Anzahl der Teststrecken
01	Alabama (USA)	1
04	Arizona (USA)	9
06	California (USA)	4
08	Colorado (USA)	1
15	Hawaii (USA)	2
35	New-Mexico (USA)	2
48	Texas (USA)	2
49	Utah (USA)	1
53	Washington (USA)	1
81	Alberta (Kanada)	1
		$\Sigma = 24$

**Tab. 5.3:** Untersuchte LTPP-Teststrecken

Section-ID	Studie	Anzahl der FWD Messungen	Klimaregion	LTPP Neubau	Mit M&R	Ohne M&R
04-0113	SPS	12548	Dry, no-freeze	X	X	
04-0114	SPS	12216	Dry, no-freeze	X	X	
49-1001	GPS	10040	Dry, no-freeze		X	
35-1112	GPS	9168	Dry, no-freeze			X
04-1024	GPS	8460	Dry, no-freeze		X	
53-1007	GPS	2352	Dry, no-freeze		X	
04-1017	GPS	2135	Dry, no-freeze		X	
06-8535	GPS	1848	Dry, no-freeze		X	
04-1016	GPS	1836	Dry, no-freeze		X	
06-8149	GPS	1680	Dry, no-freeze		X	
06-8156	GPS	1680	Dry, no-freeze		X	
04-1062	GPS	1676	Dry, no-freeze		X	
04-1022	GPS	1512	Dry, no-freeze		X	
48-1111	GPS	1512	Dry, no-freeze		X	
08-7781	GPS	1512	Dry, no-freeze		X	
04-1003	GPS	1508	Dry, no-freeze		X	
04-1006	GPS	1508	Dry, no-freeze		X	
48-2176	GPS	1176	Dry, no-freeze		X	
15-1003	GPS	1008	Dry, no-freeze			X
15-1006	GPS	1008	Dry, no-freeze			X
06-8201	GPS	756	Dry, no-freeze			X
35-0801	SPS*	704	Dry, no-freeze	X		X
01-0101	SPS	7744	Wet, no-freeze	X		X
81-A901	SPS	524	Dry, freeze	X	X	

**Anmerkungen**

\*Study of Environmental Effects in the Absence of Heavy Loads

M&amp;R ... Maintenance and Rehabilitation (Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen)

**5.2 Statistische Auswertung und Überblick der Teststrecken**

Für die Vergleichbarkeit und Aussagekraft der Auswertung müssen die vorliegenden Daten der FWD-Messungen, Temperaturmessungen und Schadensmerkmale im ersten Schritt gefiltert und gruppiert werden. Für die Auswertung der FWD-Daten werden die Messungen nach Datum, Konstruktionsnummer, Messpunkt und Messposition gruppiert (siehe Kapitel 5.1.1). Die Konstruktionsnummer ändert sich bei Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen (M&R) sowie bei der Änderung der Untersuchungsstudie. Anschließend werden nur FWD-Daten herangezogen, die mit der vierten Laststufe (Stoßkraft von 71 kN) geprüft wurden. Durch die höhere Belastung des Aufbaus werden größere Deflektionen aufgezeichnet und folglich sind die Differenzen zwischen den Strecken stärker ausgeprägt als bei einer geringeren Laststufe. Fehlmessungen, bei denen die Deflektionen mit zunehmenden Abstand vom Lasteinleitungszentrum nicht kontinuierlich abnehmen, werden für die Auswertung entfernt. Aus den übrigen Messschlägen wird je Datum, Messpunkt und Messposition jeweils der Mittelwert gebildet. Zusammengefasst wurden folgende Schritte und Kriterien bei der Datenbereinigung und Auswertung berücksichtigt:

- Gruppierung:
  - Datum der Messung
  - Konstruktionsnummer (Änderung bei M&R)
  - Messpunkte (5–20 abh. von der Untersuchungsstudie)
  - Messpositionen (Fahrstreifenmitte, rechte Radspur)
- Filter:
  - Schlagkraft: 71 kN (Drop\_No 13–16)
  - Fehlmessungen (Non\_Decreasing\_Defl) werden verworfen
  - Mittelwertbildung der verbleibenden Messungen

Eine Zusammenfassung der Anzahl der Messpunkte, Messtage und Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen nach Anwenden der Filter und Gruppierungen ist im Anhang B in Tabelle B.1 zu finden.

Die Bohrlochtemperaturdaten wurden für jede Teststrecke am gleichen Tag wie die FWD-Messung, jedoch mit einem anderen Zeitintervall, aufgezeichnet. Die gemessenen Temperaturen in verschiedenen Tiefen wurden auf eine Asphaltkörpertemperatur in 50 mm Tiefe interpoliert und für den ganzen Messtag gemittelt. Die Schadensmerkmale hingegen sind nicht an den gleichen Tagen ermittelt worden und werden für die gesamte Strecke nur als Summe in der Datenbank hinterlegt (siehe Kapitel 5.1.2).

### Auswertung der Temperaturen

Da die Temperatur einen entscheidenden Einfluss auf die Deflektionen von Asphaltstraßen hat (siehe Kapitel 2.3), wurden im ersten Schritt die mittleren Asphaltkörpertemperaturen in 50 mm Tiefe an den FWD-Messtagen betrachtet (siehe Abbildung 5.2).

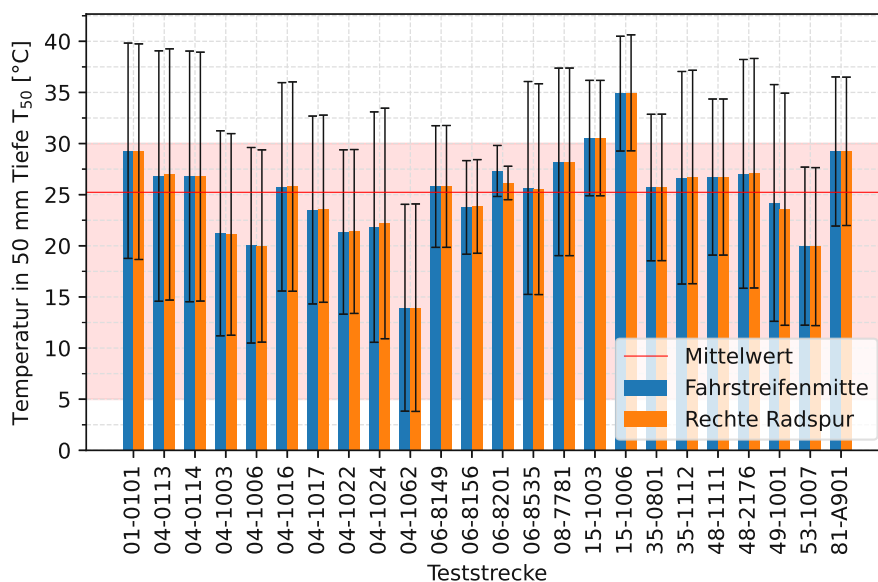


Abb. 5.2: Mittlere Asphaltkörpertemperaturen der Teststrecken

Der Temperaturmittelwert über den gesamten Zeithorizont aller FWD-Messtage wurde für jede Teststrecke als Balkendiagramm in Abbildung 5.2 dargestellt. Dabei wurde zwischen mittleren Asphaltkörpertemperaturen in der Fahrstreifenmitte und in der rechten Radspur des

äußersten rechten Fahrstreifens unterschieden. Die Fehlerbalken stellen die minimale und maximale Standardabweichung dar und verdeutlichen die Streuung der einzelnen Messtage um den Mittelwert. Da die Temperaturen in 50 mm Tiefe betrachtet werden, sind kurzfristige Wetterphänomene wie Wolken vernachlässigbar. Dies zeigt sich unter anderem anhand der geringen Temperaturfluktuation zwischen der Fahrstreifenmitte und der rechten Radspur. Der Asphaltkörpertemperaturmittelwert aller 24 Teststrecken (horizontale rote Linie in Abbildung 5.2) liegt mit 25 °C relativ hoch. Für die Temperaturkorrektur nach Jansen [36] wurden daher nur jene Deflektionswerte herangezogen, bei der die Asphaltkörpertemperatur innerhalb des Normbereichs [5, 56] von 5 °C bis 30 °C liegt (hellrot hinterlegte Temperaturzone in Abbildung 5.2). Für die "Dry, freeze" Teststrecke in Kanada (81-A901) fällt auf, dass die Messungen (sechs Messtage, siehe Tabelle B.1) nur in den Sommermonaten bei hohen Temperaturen durchgeführt wurden.

### Zusammenhang zwischen Liegedauer und Deflektionen

Unter der Annahme, dass mit fortschreitender Liegedauer der Konstruktion die Deflektionen zunehmen sollten, wurde der prozentuale Anteil der Strecken, der dieser These entspricht, für alle 24 Teststrecken berechnet. Um Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen bei dieser Betrachtung nicht zu vernachlässigen, wurden die Anteile nur zwischen den Verbesserungsmaßnahmen (Änderung der `Construction_No`) berücksichtigt. Die Anteile werden also nur für jeden Messpunkt zwischen den Maßnahmen berechnet und anschließend einerseits für die gesamte Zeitreihe und andererseits für alle Messpunkte innerhalb einer Teststrecke gemittelt.

Für die Auswertung der Deflektionen im Lastzentrum  $D_1$  ohne Temperaturkorrektur (siehe Abbildung 5.3) ist keine eindeutige Tendenz ersichtlich. Im Mittel über alle Teststrecken sind die Unterschiede zwischen Fahrstreifenmitte (26,9%) und der rechten Radspur (27,2%) vernachlässigbar gering. Da es aber erhebliche Unterschiede zwischen den Strecken gibt, sollten diese separat betrachtet werden.

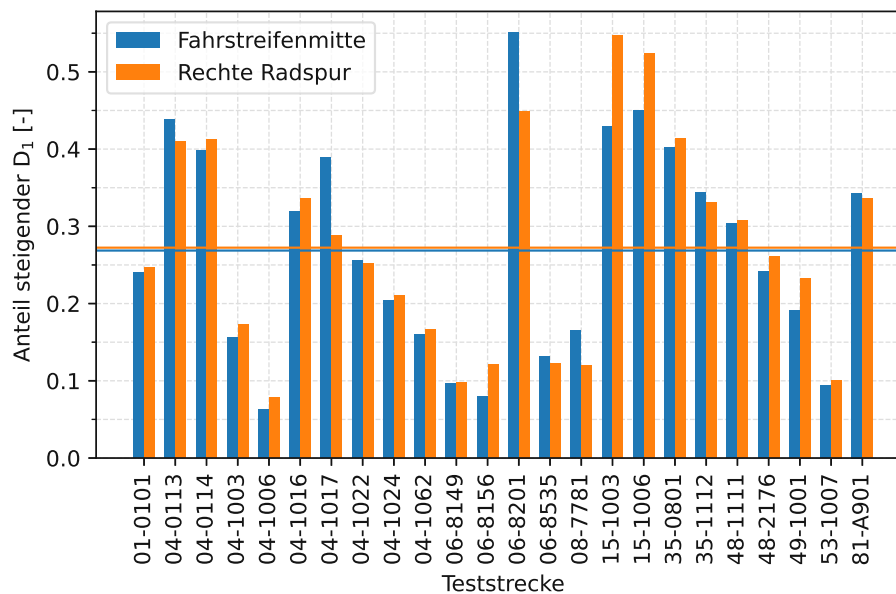
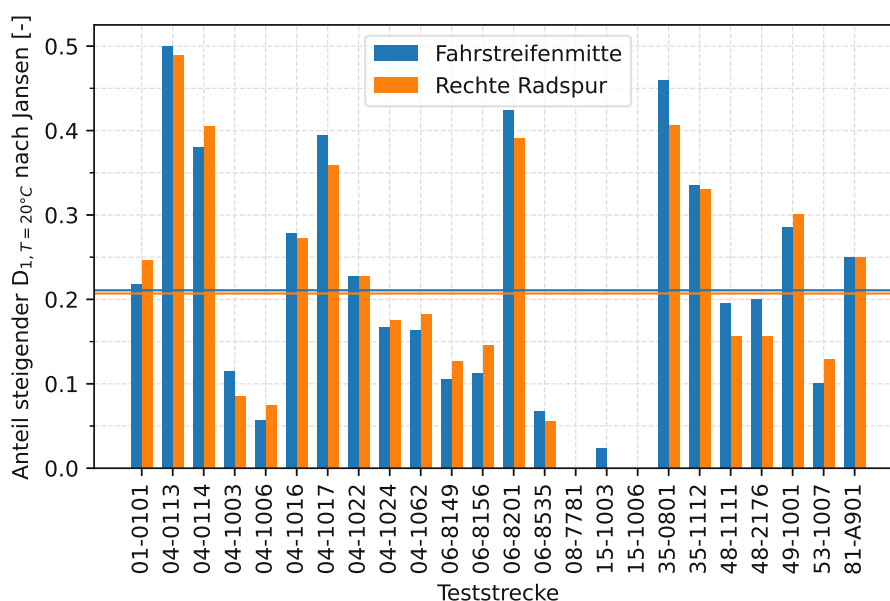


Abb. 5.3: Anteil steigender Deflektionen  $D_1$  für alle Teststrecken

Wird nun der Temperaturbereich nach Norm [5, 56] auf 5 °C bis 30 °C eingeschränkt, um die Temperaturkorrektur nach Jansen [36] anzuwenden (siehe Abbildung 5.4), fallen die Teststrecken in Colorado (08-7781) und Hawaii (15-1003 und 15-1006) aus der Betrachtung heraus. Bei der Teststrecke in Colorado entfallen einerseits aufgrund der Temperatureinschränkung ungefähr die Hälfte der Messwerte und andererseits bleiben nur noch fünf Messtage übrig, wobei auch fünf

Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen gesetzt wurden, sodass innerhalb eines Intervalls jeweils nur eine FWD-Messung stattgefunden hat. Aufgrund der fehlenden Datengrundlage konnten daher keine Anteile berechnet werden. Die Messstrecken in Hawaii haben zwar jeweils nur eine Instandsetzungs- oder Erneuerungsmaßnahme erfahren, jedoch bleiben aufgrund der hohen Temperaturen während den Messungen (siehe Abbildung 5.2) nur noch zwei Messtage für 15-1003 und ein Messtag für 15-1006 übrig. Nach Filterung und Gruppierung der Daten bleiben z.B. von 1008 Messpunkten für die Teststrecke 15-1006 nur 42 Messpunkte übrig. In Tabelle B.1 in Anhang B ist eine komplette Übersicht der Anzahl der Messpunkte, Messtage und Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen vor und nach der Temperatureinschränkung ersichtlich. Im Mittel sinkt durch die Temperaturkorrektur der Anteil der steigenden Deflektionen über die Messtage auf 21,08 % in der Fahrstreifenmitte und 20,7 % in der rechten Radspur.



**Abb. 5.4:** Anteil steigender temperaturkorrigierter Deflektionen  $D_{1, T=20^{\circ}C}$  für alle Teststrecken

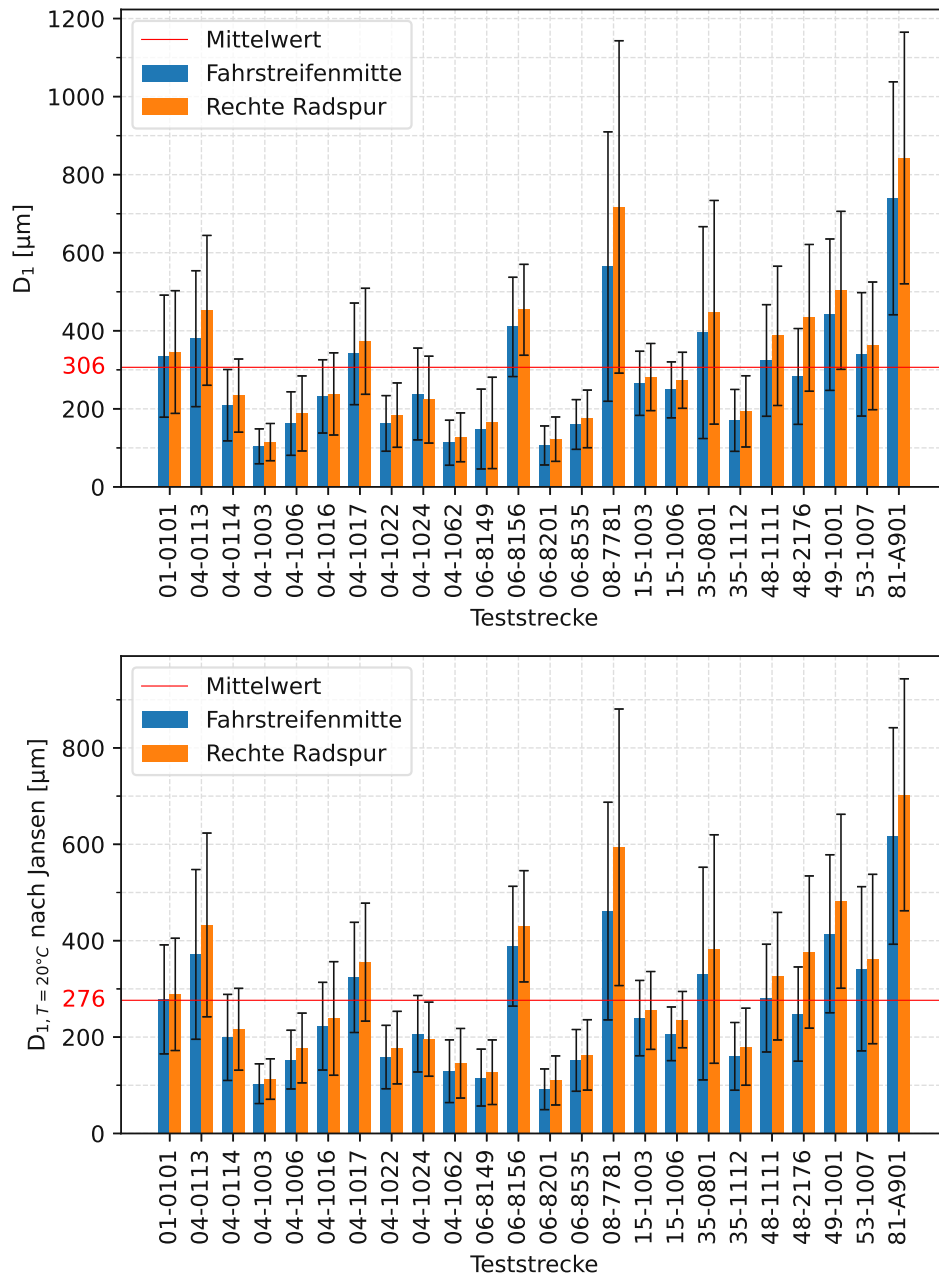
### Auswertung der Deflektionsparameter

Im ersten Diagramm von Abbildung 5.5 werden die gemittelten und unkorrigierten Deflektionen des ersten Geophons  $G_1$  direkt unter der Lastplatte betrachtet. Das zweite Diagramm stellt die gemittelten und temperaturkorrigierten Deflektionen mit eingeschränktem Temperaturbereich (5-30 °C) dar. Die Balken stellen dabei die Mittelwerte der Deflektionen  $D_1$  bzw.  $D_{1, T=20^{\circ}C}$  gemittelt über alle Messpunkte und Messtage dar. Die Standardabweichung um den Mittelwert der Deflektionen wird durch die Fehlerbalken veranschaulicht.

Betrachtet man alle Deflektionen in Abbildung 5.5, fallen starke Schwankungen zwischen den Strecken aber auch innerhalb der einzelnen Teststrecken auf. Dies kann, wie bereits in Kapitel 2.3 erläutert, auf viele Ursachen zurückzuführen sein. Deutlich erkennbar ist jedoch, dass die Messungen in der rechten Radspur stets höher ausfallen als in der Fahrstreifenmitte. Dieser Trend wurde auch in der Literatur [49, 59] mehrfach entdeckt und lässt sich auf die höhere Belastungsfrequenz durch die Überfahrt von Fahrzeugen erklären. Die Radspuren werden dabei stärker geschädigt, wodurch eine permanente plastische Deformation und Verfestigung der Asphaltsschichten zu beobachten ist [59].

Der Vergleich zwischen den nicht temperaturkorrigierten Deflektionen (oberes Diagramm) und den temperaturkorrigierten Deflektionen nach Jansen [36] (unteres Diagramm) in Abbildung 5.5

zeigt, dass die durchschnittlichen Deflektionen über alle Strecken nach der Temperaturkorrektur von  $306 \mu\text{m}$  auf  $276 \mu\text{m}$  sinken. Höhere Temperaturen resultieren in einer niedrigeren Steifigkeit  $S_{mix}$  und somit in höheren Deflektionen (siehe Abbildung 2.5). Da nach Abbildung 5.2 die Temperaturen mit durchschnittlich  $25 \text{ }^\circ\text{C}$  über der Referenztemperatur von  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  liegen, ist eine Reduktion der Deflektionen nach Anwendung der Temperaturkorrektur plausibel.



**Abb. 5.5:** Vergleich der mittleren Deflektionen  $D_1$  mit den mittleren temperaturkorrigierten Deflektionen  $D_{1,T=20^\circ\text{C}}$  nach Jansen [36] für alle untersuchten Teststrecken

Im Anhang B ist die Auswertung für die vorgestellten Zustandsindikatoren (siehe Kapitel 3.2)  $SCI_{300}$ ,  $MD_1$  und  $M_{FWD}$  dargestellt. Die zuvor genannten Schlussfolgerungen sind dabei analog gültig, wobei die Sensitivität zwischen den nicht temperaturkorrigierten und den temperaturkor-

rigierten Deflektionen bei den neu vorgestellten Indikatoren  $M_{D1}$  und  $M_{FWD}$  höher ausfällt. Die Sensitivität wurde als Absolutbetrag der Differenzen der Mittelwerte der beiden betrachteten Parameter für alle Messpositionen und Teststrecken berechnet. Diese wurden dann je Indikator gemittelt und verglichen. Die Sensitivität zwischen  $D_1$  und  $D_{1,T=20^\circ C}$  ( $31,67 \mu\text{m}$ ) fällt höher aus als zwischen  $SCI_{300}$  und  $SCI_{300,T=20^\circ C}$  ( $20,41 \mu\text{m}$ ). Am höchsten ist sie mit  $43,06 \mu\text{m}$  bei  $M_{FWD}$ , gefolgt von  $M_{D1}$  mit  $41,79 \mu\text{m}$ .

### 5.3 Zusammenhang zwischen Zustandsindikatoren und Schadensmerkmalen anhand ausgewählter Beispiele

Nachdem ein Überblick über die ausgewählten Teststrecken in Kapitel 5.2 geschaffen wurde, werden nun ausgewählte Beispiele mit besonderen Charakteristiken präsentiert. Alle Teststrecken wurden einzeln auf mögliche Zusammenhänge zwischen strukturellen Oberflächenschäden (siehe Kapitel 5.1.2) und Deflektionen untersucht. Dabei wurden nicht nur die verfügbaren Gesamtschäden aus der Datenbank, sondern auch die einzeln protokollierten Umfrageblätter mit den Schadenskarten betrachtet. Ein allgemeingültiger Zusammenhang für alle 24 untersuchten Teststrecken wurde nicht gefunden.

#### Streckenband

Einen Zusammenhang zwischen erhöhten Deflektionen am Streckenband und den markierten Schadstellen auf der Karte wurde bei vier (04-1003, 04-1006, 06-8149 und 35-1112) der 24 Teststrecken festgestellt. Bei den anderen 20 Strecken konnte aus diversen Gründen kein eindeutiger Zusammenhang festgestellt werden. Bei manchen Strecken waren die Schäden am ganzen Abschnitt stark ausgeprägt, sodass erhöhte Deflektionen nicht eindeutig einem Schaden zugeordnet werden konnten. Andere Strecken wurden hingegen mehrfach instandgesetzt, erneuert oder überbaut. Dadurch wurde die Interpretation der Ergebnisse zusätzlich erschwert. Außerdem lassen sich erhöhte Deflektionen, wie bereits in Kapitel 2.3 erläutert, nicht nur auf strukturelle oberflächliche Schäden reduzieren. Einen maßgeblichen Einfluss hat unter anderem die Untergrundtragfähigkeit, die bei dieser Betrachtungsweise nicht berücksichtigt wurde.

Bei den vier identifizierten Strecken fällt auf, dass es sich bei den Schadensmerkmalen vor allem um Querrisse handelt. Dies könnte daran liegen, dass Querrisse punktuell besser zuordenbar sind als Längs- oder Netzrisse, da diese eher einen linienförmigen Charakter aufweisen und daher nicht eindeutig mit einer punktuellen FWD-Messung charakterisiert werden können.

Eine der vier Strecken war der Versuchsabschnitt 35-1112 südöstlich von New-Mexiko. Die GPS-Strecke wurde nach 2,59 Jahren ins LTPP-Programm aufgenommen und wurde von 1989 bis Ende 2004 betreut. In dieser Zeit wurden keine Instandsetzungs- oder Erneuerungsmaßnahmen (M&R) in der Datenbank hinterlegt.

Während der 15 Jahre wurden 39 FWD-Messtage durchgeführt, wobei nicht immer alle Messpunkte geprüft wurden. Die Auswertung der Anzahl der Messtage pro Messpunkt in Abbildung 5.6 zeigt, dass vor allem die ersten 60 m an 39 Tagen geprüft wurden, während der hintere Abschnitt (70-152 m) nur an sechs Messtagen geprüft wurde. Durch geringfügige Abweichungen der GPS-Stationierung ist es im vorliegenden Fall vorgekommen, dass anstelle der sechs Messtage nur fünf gezählt wurden und der verbleibende Punkt wenige Zentimeter verschoben als neuer Messpunkt gewertet wurde (siehe Messpunkt 84, 107 oder 129 m in Abbildung 5.6).

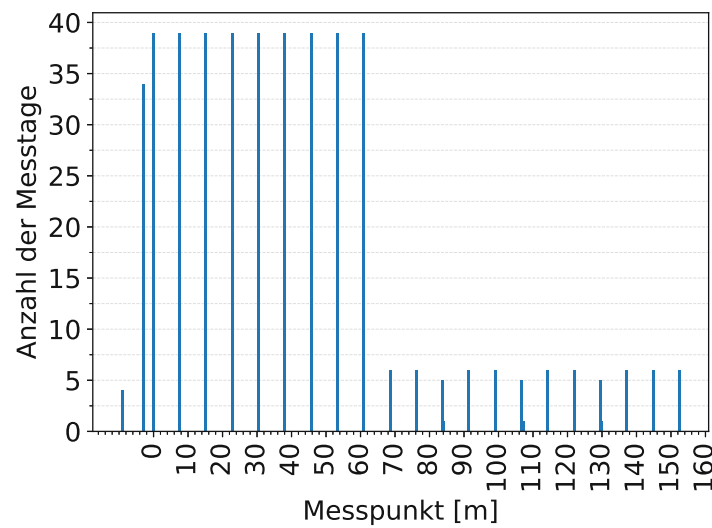


Abb. 5.6: 35-1112: Anzahl der Messtage pro Messpunkt

Betrachtet man die gemittelten Temperaturen an den Messtagen in Abbildung 5.7 erkennt man, dass viele FWD-Messungen nach der österreichischen und deutschen Normung [5, 56] außerhalb des gültigen Temperaturbereichs sind. Weiters ist ersichtlich, dass die Asphaltkörpertemperatur in 5 cm Tiefe erheblich von der mittleren Oberflächentemperatur abweichen kann. Ob die Asphaltkörpertemperatur höher oder geringer als die Oberflächentemperatur ausfällt, hängt dabei wesentlich vom Temperaturgradienten zum Zeitpunkt der Messung ab. Beispielsweise kann das Abkühlen der Lufttemperatur in der Nacht dazu führen, dass die Oberflächentemperatur geringer ist als die Asphaltkörpertemperatur.

Die Verteilung der Messtage kann ebenfalls aus Abbildung 5.7 entnommen werden. Ein regelmäßiges Messintervall oder eine spezifische Jahreszeit für die Durchführung der FWD-Versuche konnte nicht festgestellt werden. Der Großteil der FWD-Messungen wurde zwischen 1994 und 1997 durchgeführt.

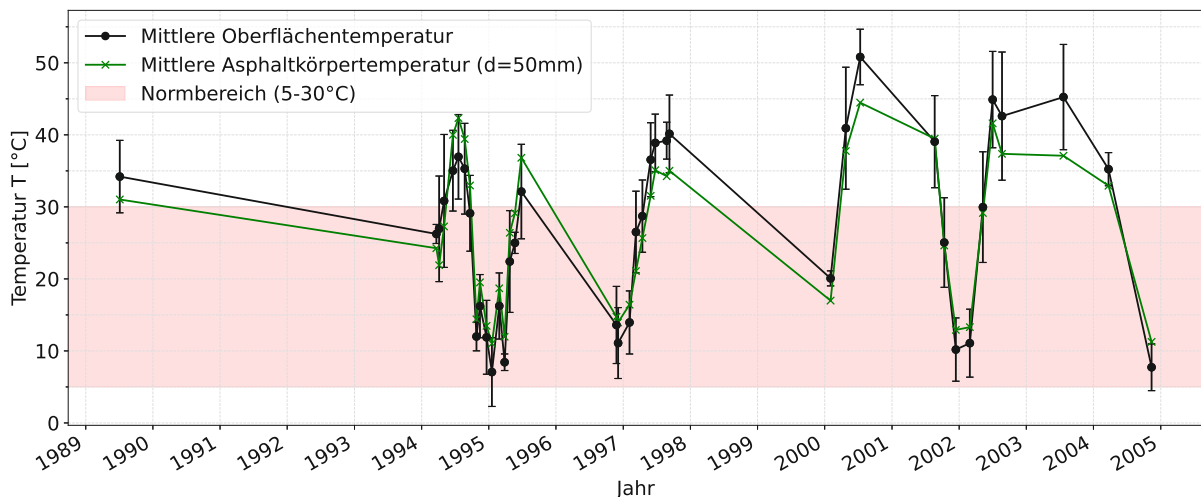


Abb. 5.7: 35-1112: Temperaturen und Verteilung der Messtage über den Untersuchungszeitraum



Abbildung 5.8 zeigt die temperaturkorrigierten Deflektionen des ersten Geophons direkt unter der Lastplatte  $D_{1,T=20^{\circ}C}$  für jeden Messpunkt in der rechten Radspur (Wheelpath, F3) als zeitliche Entwicklung über die Jahre und einen Asphaltkörpertemperaturbereich von 5-30 °C. Bei mehreren Messungen innerhalb eines Jahres wurde nur der Mittelwert des Jahres herangezogen. Unterhalb des Diagramms wurden vier repräsentative Protokolle der Schadenserfassung herangezogen und qualitativ sowie quantitativ am Streckenband abgetragen.

Über die Jahre ist die Schadensevolution der Querrisse deutlich anhand der Schadensschwere – L, M, H wie in Kapitel 5.1.2 beschrieben – und des Schadensausmaßes erkennbar. Vor allem die Messpunkte bei 21 m, 39 m und 152 m zeigen, dass mit zunehmender Schadensevolution die Deflektionen deutlich zunehmen. Eine frühzeitige Schadensprognose anhand der Deflektionen ist in diesem Beispiel nicht möglich, da die höheren Deflektionen erst nach dem Auftreten der Querrisse zu beobachten sind. Bei den anderen Punkten ist diese Tendenz ebenfalls ersichtlich, jedoch in einer geringeren Ausprägung. Das Jahr 1989 ist aufgrund der hohen Temperatur über 30 °C in dieser Betrachtung nicht ersichtlich. Die erhöhten Deflektionswerte in den früheren Jahren könnten auf die hohen Temperaturen oder auch auf eine anfängliche Nachverdichtung des Asphalts zurückzuführen sein.

Mit dem vollen Temperaturspektrum sowie ohne der Temperaturkorrektur sind die Deflektionsspitzen innerhalb eines Jahres ebenfalls ersichtlich, jedoch heben sich die lokalen Spitzen über alle Messjahre weniger hervor, da aufgrund der Temperaturen die Deflektionen stärker streuen. In Abbildung B.4 aus Anhang B wurden die Deflektionen mit und ohne Temperatureinschränkung sowie mit und ohne Temperaturkorrektur gegenübergestellt.

Bei der Gegenüberstellung der gesammelten Schäden und der vorgestellten Indikatoren aus Kapitel 3.2 – in Abbildung 5.9 anhand von  $M_{FWD}$  dargestellt – ist jedoch kein Zusammenhang bei Mittelung der gesamten Strecke ersichtlich. Dabei ist es unerheblich, ob die Deflektionen davor temperaturkorrigiert wurden (siehe Abbildung 5.9 unten) oder nicht. Dies liegt daran, dass die Deflektionen über die Jahre mit relativ geringer Streuung stabil blieben und nur vereinzelte Punkte erhöhte Werte aufweisen. Diese Information geht durch die zusätzliche Mittelung über die gesamte Strecke verloren. Betrachtet man dieselbe Gegenüberstellung in Abbildung 5.10 für jeden einzelnen Messpunkt bei der Stationierung von 22,9 m, so erkennt man eine Abnahme des temperaturkorrigierten Verformungsflächenmoduls mit zunehmender Schadensevolution.

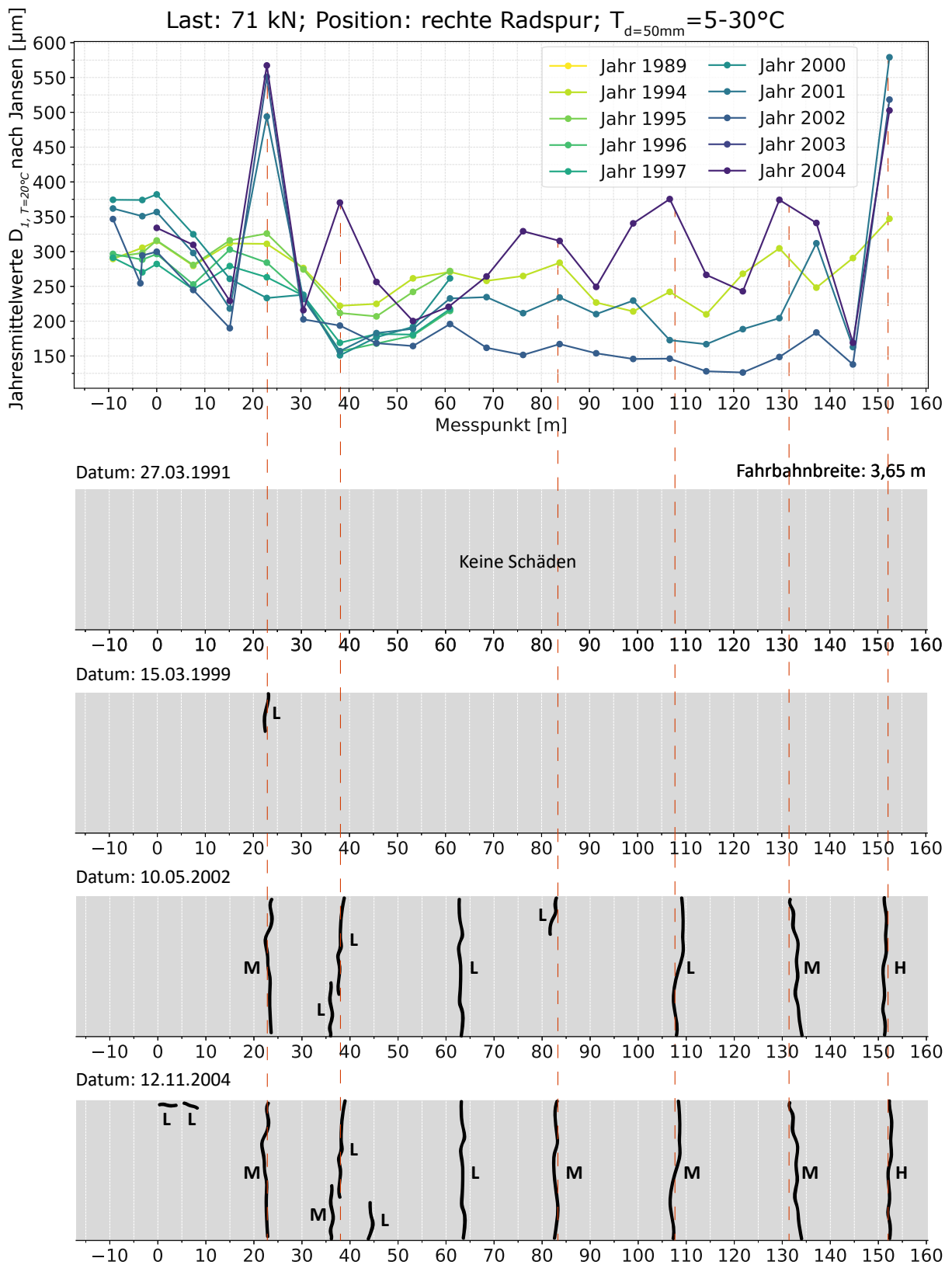


Abb. 5.8: 35-1112: Temperaturkorrigierte Deflektionen und Schäden am Streckenband

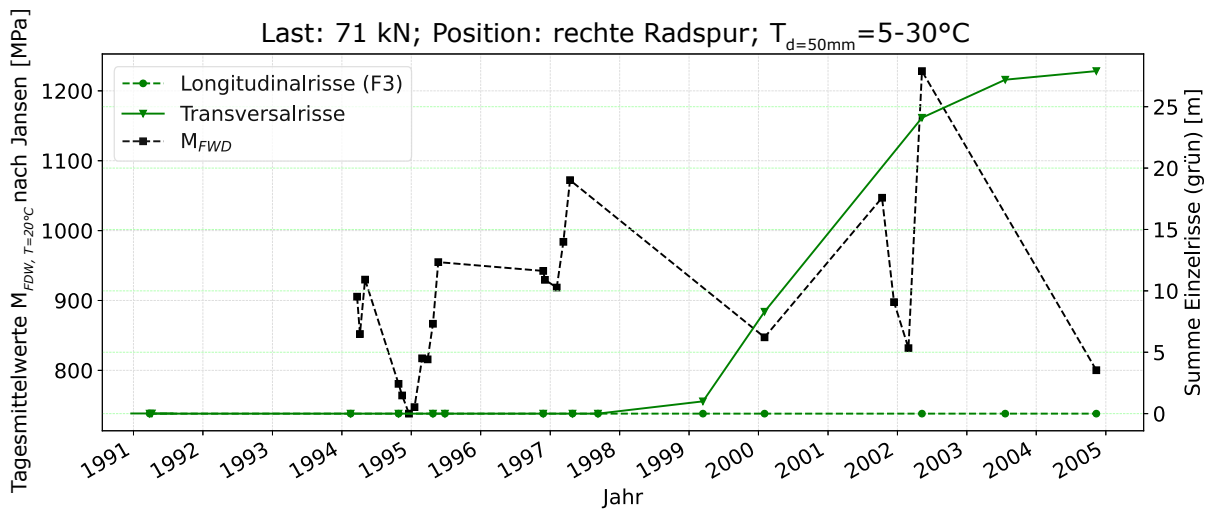
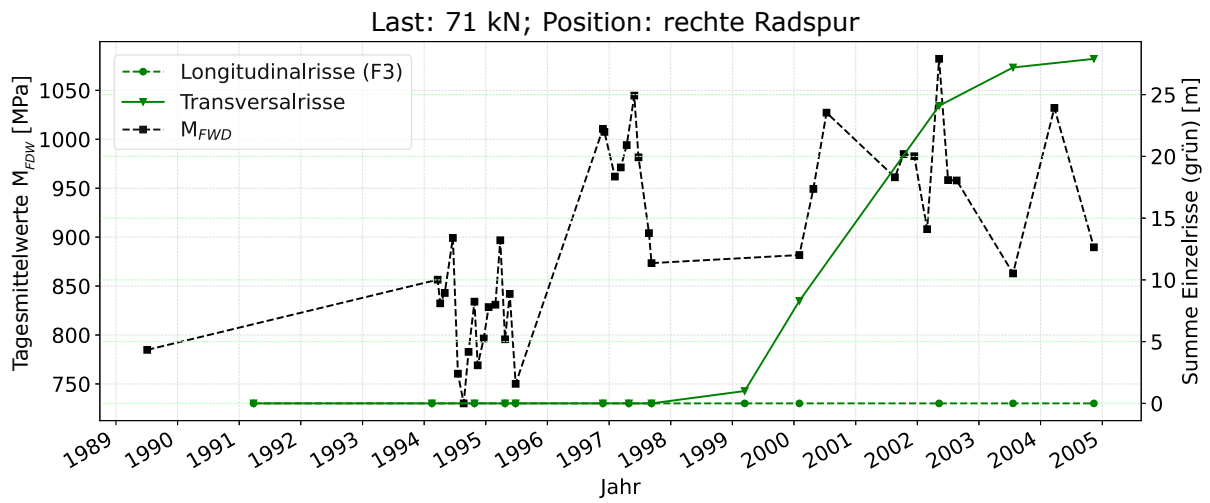


Abb. 5.9: 35-1112:  $M_{FWD}$ ,  $M_{FWD, T=20^\circ C}$  und Gesamtschäden über die Jahre

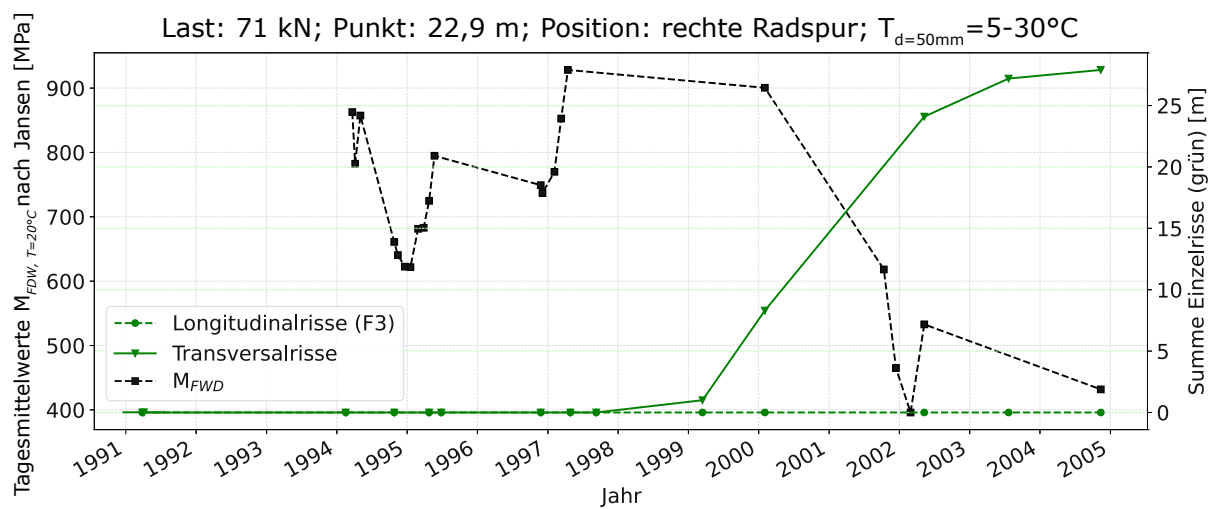


Abb. 5.10: 35-1112:  $M_{FWD, T=20^\circ C}$  und Gesamtschäden über die Jahre an Messpunkt 22,9 m

### Gesamtschäden und Zustandsindikatoren

Wie am Beispiel der Teststrecke 35-1112 in New-Mexiko gezeigt wurde, eignet sich die Mittelung der Deflektionen über die gesamte Strecke für wenige Einzelrisse nicht, um sie mit den Gesamtschäden aus der Datenbank in Zusammenhang zu bringen. Eine detaillierte Aufschlüsselung der Schäden mit der entsprechenden Stationierung ist in der Datenbank nicht vorhanden, wodurch eine manuelle Auswertung der einzelnen Protokolle notwendig ist, um die Schäden mit den erhöhten Deflektionen am Streckenband in Verbindung zu bringen (siehe Abbildung 5.8).

Für Strecken mit flächendeckenden Schadensmerkmalen (Längs- und Netzrisse), die über den gesamten Abschnitt verteilt sind, konnte ein Zusammenhang der kumulierten Schäden aus der Datenbank mit den vorgestellten Indikatoren für acht der 24 Strecken hergestellt werden. Darunter fallen die Streckenabschnitte in Arizona (04-1016, 04-1017, 04-1022, 04-1024, 04-1062), Kalifornien (06-8149), New-Mexiko (35-0801) und Utah (49-1001). Die Abschnitte 06-8201 in Kalifornien und 81-A901 in Alberta (Kanada) weisen ebenfalls einen richtigen Trend auf, wurden jedoch aufgrund der geringen Datenlage von nur drei Messpunkten nach Eingrenzen der Asphaltkörpertemperatur nicht bei den acht aufgezählten Strecken berücksichtigt.

Anhand der Teststrecke 04-1016 südlich von Arizona soll der Zusammenhang zwischen den Gesamtschäden der Strecke und den Zustandsindikatoren näher erläutert werden. Die Strecke wurde 1988 nach 9,2 Jahren ins LTPP-Programm als GPS-1-Strecke aufgenommen und wird weiterhin aktiv als GPS-6 (AC Overlay on AC Pavement with Milling and/or Fabric Pretreatment) betreut. In der Zeit wurden zwei Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen durchgeführt: 1991 wurden die Risse versiegelt (Crack sealing) und 1998 wurde die oberste Asphaltsschicht teilweise abgefräst und neu überbaut (AC Overlay).

Anders als bei der vorherigen Strecke sind innerhalb der elf FWD-Messtage alle Messpunkte gleichmäßig getestet worden. Geringfügige Abweichungen im Zentimeterbereich bei der Stationierung der Punkte sind dabei in Abbildung 5.11 vernachlässigbar. Die Messpunkte wurden in regelmäßigen Abständen von 7,6 m gesetzt.

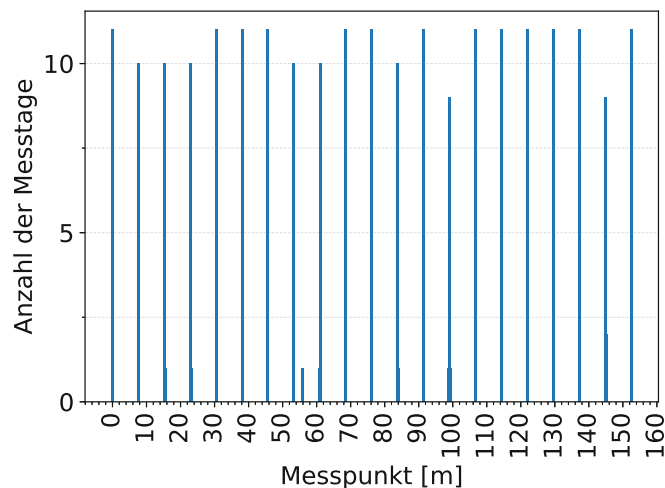
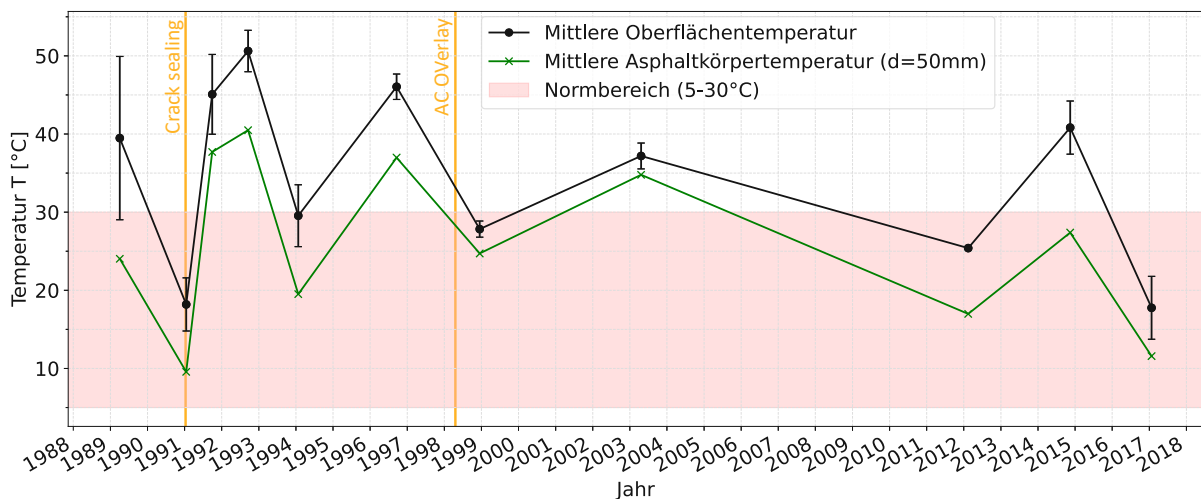


Abb. 5.11: 04-1016: Anzahl der Messtage pro Messpunkt

Am gemittelten Temperaturverlauf der einzelnen Messtage in Abbildung 5.12 erkennt man, dass die Asphaltkörpertemperatur an vier Tagen außerhalb des definierten österreichischen und deutschen Normbereichs [5, 56] liegt. An allen Messtagen war die Oberflächentemperatur deutlich höher als die Asphaltkörpertemperatur in 5 cm Tiefe. Die Verteilung der Messtage kann ebenfalls Abbildung 5.12 entnommen werden. Ein regelmäßiges Messintervall oder eine spezifische Jahressaison für die Durchführung der FWD-Versuche konnte nicht festgestellt werden.



**Abb. 5.12:** 04-1016: Temperaturen und Verteilung der Messtage über den Untersuchungszeitraum

Die gemittelten und temperaturkorrigierten jährlichen Deflektionen für jeden Messpunkt sind am Streckenband in Abbildung 5.13 dargestellt. Darunter wurden wieder die Schäden anhand von vier Zustandserfassungsprotokollen aufgetragen. Aufgrund der hohen Anzahl der Schäden und den geringen Abständen dazwischen, sollen die nachgezeichneten Schäden nur ein qualitatives und kein quantitatives Abbild der tatsächlichen Protokolle darstellen.

Die erste Zustandserfassung mit dem Protokoll vom 24.01.1994 (siehe Abbildung 5.13, erstes Schadensbild) wurde erst drei Jahre nach dem Verfüllen der Risse durchgeführt. Da jedoch verfüllte Risse, bei denen die Rissbreite nicht identifizierbar ist, ebenfalls als geringe Schäden (low severity – L) gewertet werden, sind drei Jahre nach der Sanierungsmaßnahme weiterhin viele Schadensmerkmale aufgezeichnet worden. Den Großteil der dokumentierten Risse machen Einzelrisse mit geringer bis mittlerer Schadensschwere aus. Aus platztechnischen Gründen wurde in Abbildung 5.13 auf die Darstellung der Schadensschwere jedes einzelnen Risses verzichtet. Betrachtet man die gemittelten Deflektionen von 1989 bis 1996, sind drei schwach ausgeprägte Schwachstellen mit erhöhten Deflektionen ungefähr an der Stationierung mit 22 m, 60 m und 108 m zu erkennen. Da sich die Schäden jedoch über den gesamten Streckenabschnitt erstrecken, können die oberflächlichen Schadensmerkmale nicht eindeutig mit der erhöhten Deflektion in Verbindung gebracht werden.

Nach dem partiellen Abfräsen und Überbauen der Asphaltenschicht am 01.05.1998 wurde ein halbes Jahr später bei der Inspektion am 15.12.1998 erwartungsgemäß kein Schaden aufgenommen (siehe Abbildung 5.13, zweites Schadensbild). Obwohl die ursprünglich 254 mm dicke Asphaltenschicht nach dem Abfräsen und Überbauen um 40 mm auf 294 mm verstärkt wurde, scheint der Oberbau nicht widerstandsfähiger geworden zu sein. Die mittleren Deflektionen der FWD-Messungen im Jahr 1998 verhalten sich ähnlich bis geringfügig besser zu den Jahren davor. Die nachfolgenden Messungen ab 2012 bis 2017 fallen jedoch deutlich erhöht aus. Die Deflektionen nehmen teilweise um mehr als das Doppelte zu. Diese ungewöhnliche Beobachtung könnte auf Konstruktionsfehler wie fehlender Schichtverbund, Materialfehler oder Eindringen von Feuchtigkeit zwischen den Schichten zurückzuführen sein. An der Stelle ist jedoch anzumerken, dass zwischen den Messungen eine 14 Jahre lange (1998 bis 2012) Datenlücke vorhanden ist. Des Weiteren ist am Streckenband eine leichte Abnahme der Deflektionen in Fahrtrichtung zu

erkennen. So sind die vorderen Messpunkt nachgiebiger als die hinteren Punkte. Eine mögliche Erklärung könnte eine wechselnde Untergrundbeschaffenheit sein.

Die Jahresmittelwerte der Deflektionen des ersten Geophons mit dem vollen Temperaturspektrum und ohne Temperaturkorrektur sind im Anhang B in Abbildung B.5 zum Vergleich mit den eingeschränkten Deflektionen mit/ohne Temperaturkorrektur gegenübergestellt. Durch die Einschränkung des Temperaturbereichs auf 5 °C bis 30 °C fallen drei (1992, 1996 und 2003) der zehn Jahre aus der Betrachtung heraus. Das uneingeschränkte Temperaturspektrum mit allen zehn Jahren enthält dabei keinen abrupten Sprung der Deflektionen zwischen den Jahren 1998 und 2012. In diesem Fall werden erst durch die Anwendung der getroffenen Anpassungen (Temperaturzone und Temperaturkorrektur) die Auswirkungen der Erneuerungsmaßnahme (AC Overlay) ersichtlich.

In Abbildung 5.14 werden die kumulierten Schäden aus der Datenbank in Bezug auf drei Zustandsindikatoren ( $SCI_{300}$ ,  $M_{D1}$  und  $M_{FWD}$ ) visualisiert. Die Indikatoren wurden dabei auf eine Asphaltkörpertemperatur zwischen 5-30 °C eingegrenzt und nach Jansen [36] temperaturkorrigiert. Die Tagesmittelwerte der Zustandsindikatoren sind auf der linken Ordinate dargestellt. Auf der rechten Ordinate befinden sich zwei separate Achsen: eine für die Einzelrisse in [m] und die andere für die Netzrisse in [ $m^2$ ]. Außerdem sind Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen als orange vertikale Linien innerhalb des Diagramms markiert.

Das obere Diagramm in Abbildung 5.14 stellt den  $SCI_{300}$  dar. Am  $SCI_{300}$  erkennt man, ähnlich wie am Streckenband in Abbildung 5.13, dass die beiden Maßnahmen (Crack sealing und AC Overlay) keinen wesentlichen Einfluss auf die Widerstandsfähigkeit des Aufbaus haben. Mit der Zunahme der Liegedauer und dem Aufkommen neuer Schäden ab 2004 steigt auch der  $SCI_{300}$  deutlich an. Eine Zunahme des  $SCI_{300}$  deutet auf eine Verschlechterung des Straßenzustands hin, welche durch die Zunahme der Schäden bestätigt werden kann. Ähnlich dazu verhalten sich die Indikatoren  $M_{D1}$  und  $M_{FWD}$ , wobei hier eine Abnahme des Moduls die Zunahme der Schädigungen signalisiert. Anders als beim  $SCI_{300}$  ist bei  $M_{D1}$  und  $M_{FWD}$  ein unerwarteter Anstieg der Werte zwischen den Maßnahmen zu erkennen. Die Zunahme direkt nach der Überbauung scheint hingegen plausibel, da die Asphaltstärke  $d$  zunimmt und dadurch die Dehnungen  $\varepsilon_{FWD}$  in Gleichung 3.4 bzw.  $\varepsilon_{Di}$  in Gleichung 3.10 abnehmen.

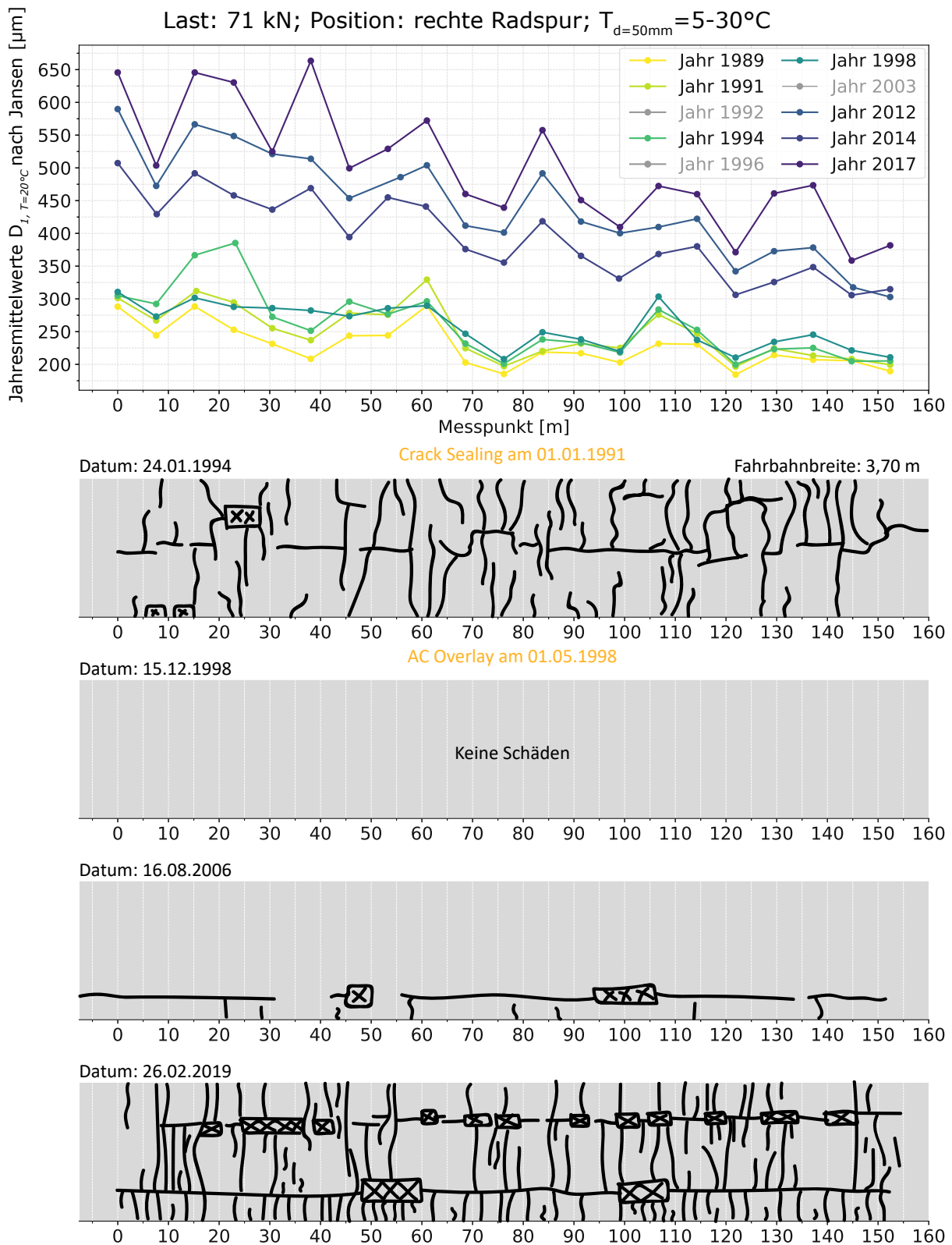


Abb. 5.13: 04-1016: Temperaturkorrigierte Deflektionen und Schäden am Streckenband

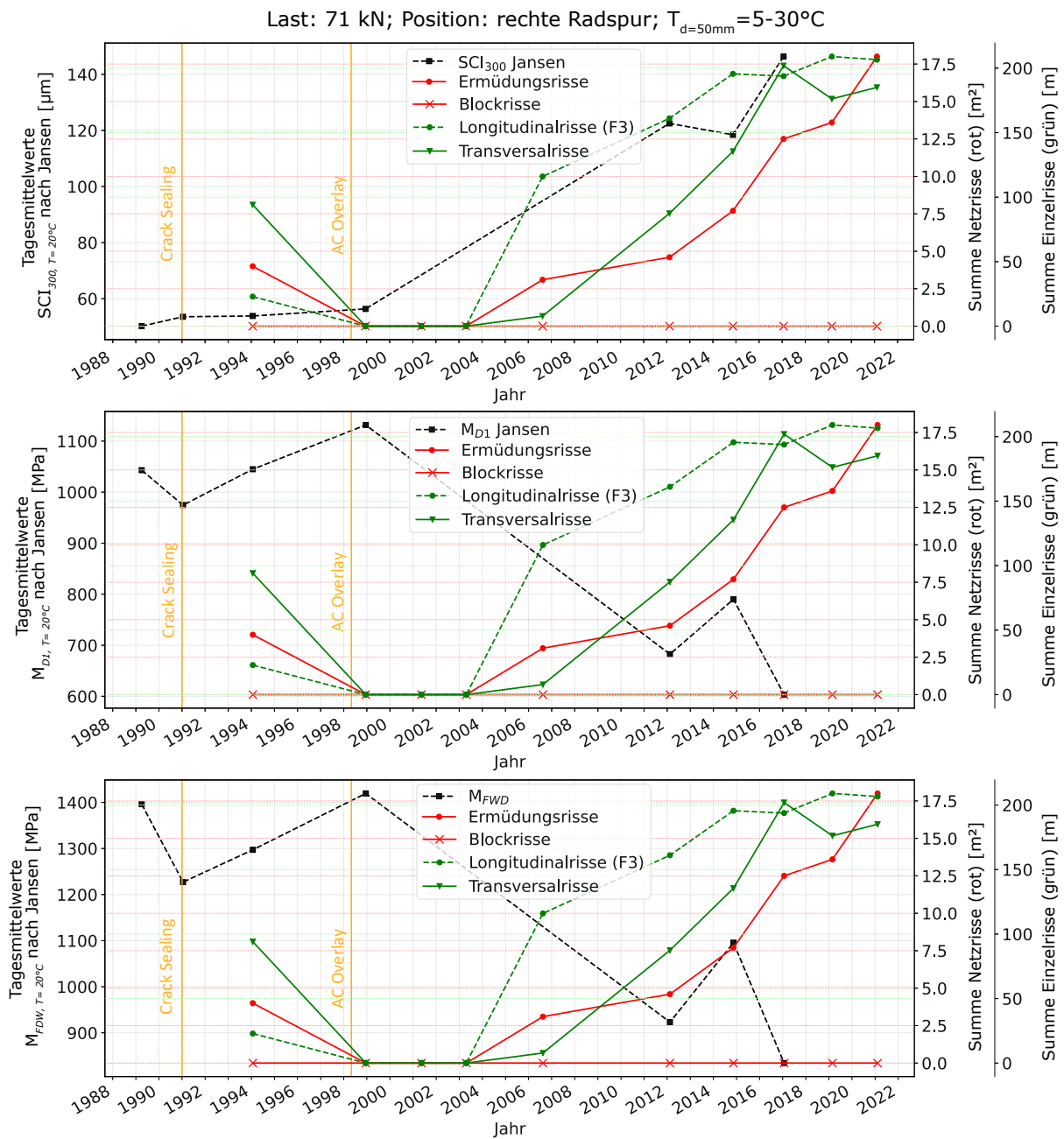


Abb. 5.14: 04-1016:  $M_{FWD}$ ,  $M_{FWD,T=20^{\circ}C}$  und Gesamtschäden über die Jahre



# Kapitel 6

## Zusammenfassung und Ausblick

Tragfähigkeitsmessungen mit dem Fallgewichtsdeflektometer (FWD) sind schnelle und zerstörungsfreie in-situ Versuche, die als Teil des Erhaltungsmanagements Aussagen über den strukturellen Zustand einer Straßenbefestigung liefern können. Das relativ simple Messverfahren, welches nun seit mehr als 45 Jahren eingesetzt wird, unterliegt jedoch zahlreichen Einflussfaktoren. Für das bessere Verständnis wurden daher in Kapitel 2 und Kapitel 3 die Grundlagen erläutert, um anschließend die wesentlichen Untersuchungen und Ergebnisse der vorliegenden Arbeit in Kapitel 4 und Kapitel 5 zu präsentieren. Hauptaugenmerk waren dabei die neu vorgestellten Tragfähigkeitsindikatoren: der Verformungsflächenmodul  $M_{FWD}$  und der Einsenkungsmodul  $M_{Di}$ .

### Sensitivitätsanalyse und Bewertungshintergrund

Im ersten Schritt wurde eine Sensitivitätsanalyse der Indikatoren in Kapitel 4 anhand synthetisch generierter Daten durchgeführt und ein Bewertungshintergrund für die Restlebensdauer einer Struktur hergeleitet. Die Berechnung der Primärwirkungen wurde sowohl nach der klassischen Mehrschichtentheorie (MST) nach Burmister [13] als auch nach der Finite-Elemente-Methode (FEM) durchgeführt und die Ergebnisse einander gegenübergestellt. Für beide Berechnungsmethoden können die Ergebnisse wie folgt zusammengefasst werden:

- Der Einsenkungsmodul  $M_{Di}$  eignet sich besonders gut, um die Tragfähigkeit einzelner Schichten zu beschreiben. Wie auch in der Literatur ersichtlich [32, 74], konnte gezeigt werden, dass mit zunehmendem Abstand zum Lasteinleitungszentrum die Sensitivität tiefer liegender Schichten dominiert. Besonders für die Asphaltdeckungsstärke stellte sich  $M_{D1}$  als geeigneter Prädiktor heraus.
- Der Verformungsflächenmodul  $M_{FWD,1-i}$  ist aufgrund der Verformungsfläche  $A_\epsilon$  – unter Einbeziehung aller Geophone ( $M_{FWD,1-9}$ ) – vor allem für die Beschreibung des Tragverhaltens des gesamten Straßenaufbaus (Oberbau inkl. Untergrund/Unterbau) geeignet. Einzelne Schichten lassen sich nur schwer bis gar nicht identifizieren.
- Den mit Abstand größten Einfluss auf die Deflektionen und in weiterer Folge auf die Indikatoren hat die Steifigkeit des Untergrundes. In absteigender Reihenfolge ist die Sensitivität bei Variation der Asphaltdeckungsstärke und der Asphaltsteifigkeit anzuführen.
- Bei linear elastischen Berechnungen (MST und FEM) sind die untersuchten Indikatoren lastunabhängig. Der Parameter der Belastungsgröße hat somit keinen Einfluss auf die Bewertung der Tragfähigkeitsindikatoren, fließt jedoch sehr wohl in die Berechnung der Indikatoren mit ein (siehe Kapitel 3.2).
- Die Variation des Haftreibungskoeffizienten zwischen der Asphaltdeckungsstärke und der ungebundenen oberen Tragschicht hat höchstens einen Einfluss von 1,5 % nach der FE-Methode ergeben. Ob mit vollem Verbund ( $\mu = 1$ , wie auch bei der MST) oder keinem Verbund ( $\mu = 0$ ) gerechnet wird, ist daher vernachlässigbar.

- Durch Verknüpfung der Resttragfähigkeit und des Einsenkungsmoduls  $M_{D1}$  konnte mithilfe der mechanistisch-empirischen rechnerischen Dimensionierung nach RVS 03.08.68 [53] ein Bewertungshintergrund zur Berechnung der verbleibenden Anzahl an Lastwechsel  $N_{Rest}$  hergeleitet werden. Analog zur bestehenden Berechnung der Resttragfähigkeit nach RVS 03.08.64 [52] wäre eine automatisierte Softwarelösung für alle Lastklassen und erweitertem Temperaturbereich realisierbar. Durch Vergleich der verbleibenden Anzahl an Lastwechsel  $N_{Rest}$  mit der voraussichtlich erwarteten Anzahl an Lastwechsel  $N_{erw}$  kann die Restlebensdauer von Oberbauten bestimmt werden. Damit würde dem Erhaltungsmanagement ein weiteres wesentliches Instrument zur nachhaltigen und vorausschauenden Planung von Erhaltungs- und Erneuerungsmaßnahmen zur Verfügung stehen.

### Zusammenhang zwischen FWD-Versuchen und Schadensmerkmalen

Neben den synthetisch generierten Daten wurden auch 24 Versuchsstrecken aus dem amerikanischen Long-Term-Pavement-Performance (LTPP) Programm in Kapitel 5 untersucht. Der Schwerpunkt der Untersuchung lag vor allem auf einem möglichen Zusammenhang zwischen den visuell erfassten strukturellen Schadensmerkmalen und den Ergebnissen der FWD-Messungen. Wie bereits in ähnlicher Weise im Bericht von Baladi et al. [6] untersucht, konnte auch in dieser Arbeit kein allgemeingültiger kausaler Zusammenhang festgestellt werden.

Obwohl es sich bei der LTPP-Datenbank um die wahrscheinlich größte Aggregation straßenbautechnischer Daten weltweit handelt, ist die Datenqualität für eine entsprechende Auswertung oftmals nicht ausreichend. Einerseits werden FWD-Messungen in unregelmäßigen Abständen und je nach Bedarf in Abhängigkeit von der jeweiligen Untersuchungsstudie (GPS oder SPS) durchgeführt. Damit fehlen wesentliche FWD-Messungen zu kritischen Zeitpunkten einer Fahrbahnbefestigung, wie beispielsweise vor und nach einer Erhaltungs- oder Erneuerungsmaßnahme. Andererseits ist die visuelle Zustandserfassung der Schäden nicht nur subjektiv vom Begutachter, sondern auch von den klimatischen Bedingungen während der Erfassung abhängig. Die Rissbreiten können in Abhängigkeit von der Temperatur erheblich variieren. Erschwerend hinzukommend schränkt das LTPP-Programm den zulässigen Temperaturbereich der Messungen nicht ein. Bei Eingrenzung der Asphaltkörperkerntemperatur auf 5 °C bis 30 °C gemäß deutscher und österreichischer Norm [5, 56] für die Temperaturkorrektur der Deflektionen nach Jansen [36] fällt daher bei einigen Strecken ein Großteil der Messungen aus der Betrachtung heraus.

Dennoch konnte bei vier der 24 Strecken ein direkter Zusammenhang zwischen den manuell erfassten Schäden am Streckenband und den Deflektionen im Lastzentrum hergestellt werden. Dabei zeigte sich, dass eine eindeutige Korrelation vor allem bei Strecken mit geringer Schadensausprägung und Transversalrissen gefunden wurde. Dies kann vor allem darauf zurückgeführt werden, dass Querrisse am Streckenband besser punktuell eindeutig zuordenbar sind als linienförmig verlaufende Längs- oder Netzrisse. Für Strecken mit flächendeckenden Schadensmerkmalen wie Längs- und Netzrisse, die über den gesamten Abschnitt verteilt sind, konnte bei acht der 24 Strecken ein Zusammenhang zwischen den kumulierten Schäden aus der Datenbank und den vorgestellten Indikatoren hergestellt werden.

Um den Zusammenhang zwischen visuell erfassten strukturellen Schadensmerkmalen und den Ergebnissen von FWD-Messungen besser zu verstehen, ist eine konsequente und umfassende Datenerfassung beider Parameter notwendig. Ein definierter Temperaturbereich mit einem Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des thermoviskoelastischen Verhaltens von Asphalt während der FWD-Messungen sowie Zustandserfassungen und FWD-Messungen vor und nach einer baulichen Erhaltungsmaßnahme wären folglich notwendig, um die Korrelation besser analysieren zu können.

# Abkürzungen

**M<sub>Di</sub>** Einsenkungsmodul

**M<sub>FWD</sub>** Verformungsflächenmodul

**SCI<sub>300</sub>** Surface Curvature Index (auch Base Layer Index (BLI) genannt)

**ACS** Asphalt Concrete Pavement (auf Deutsch: Asphaltbetonstraßen)

**BCI** Base Curvature Index (auch Middle Layer Index (MLI) genannt)

**BDI** Base Damage Index (auch Lower Layer Index (LLI) genannt)

**BNLW** Bemessungsnormlastwechsel

**DBP** Deflection Bowl Parameter (auf Deutsch: Deflektionsmuldenparameter)

**DSR** Dynamic-Shear-Rheometer (auf Deutsch: dynamischer Scherrheometer)

**FEM** Finite-Elemente-Methode

**FHWA** Federal Highway Administration

**FWD** Falling-Weight-Deflectometer (auf Deutsch: Fallgewichtsdeflektometer)

**GPS** General Pavement Studies

**HWD** Heavy-Weight-Deflectometer (auf Deutsch: Schwergewichtsdeflektometer)

**LK** Lastklasse

**LTPP** Long Term Pavement Performance

**M.-%** Masseprozent

**M&R** Maintenance and Rehabilitation (auf Deutsch: Instandsetzung und Erneuerung)

**PmB** Polymermodifiziertes Bitumen

**RWD** Rolling-Wheel-Deflectometer

**SHRP** Strategic Highway Research Program

**SPS** Specific Pavement Studies

**StB** Straßenbaubitumen

**TSD** Traffic-Speed-Deflectometer (auf Deutsch: Schnellfahrender Fallgewichtsdeflektometer)

# Literatur

- [1] D. Adam. *Grundbau und Bodenmechanik*. Wien: Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, 2019.
- [2] M. Anthofer, C. Antony, K. Bayraktarova, S. Gabl, K. Gragger, C. Honeger, C. Klass, J. Kloimstein, R. Lohmann-Pichler, T. Moser, D. Prammer, R. Schremser, J. Steigenberger und M. Steiner. *Netzzustand 2022*. Wien: ASFINAG Bau Management GmbH, 2023.
- [3] *AP Nr. 9/K 2.3: zur Systematik der Straßenerhaltung - Kommunale Belange - Zustandserfassung - Schadenskatalog für die messtechnische und visuelle Zustandserfassung*. Köln: FGSV, Mai 2015.
- [4] *AP Trag Teil A: Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen: Messsysteme*. Köln: FGSV, Jan. 2020.
- [5] *AP Trag Teil B 2.1: Arbeitspapier Tragfähigkeit: Falling Weight Deflectometer (FWD): Gerätebeschreibung, Messdurchführung - Asphaltbauweise*. Köln: FGSV, Mai 2008.
- [6] G. Y. Baladi, T. Dawson, G. Musunuru, M. Prohaska und K. Thomas. *Pavement Performance Measures and Forecasting and the Effects of Maintenance and Rehabilitation Strategy on Treatment Effectiveness (Revised)*. FHWA- HRT-17-095. Washington, DC: Federal Highway Administration (FHWA), 2017.
- [7] H. Beckedahl, H. Hürtgen und E. Straube. *Begleitende Forschung zur Einführung des Falling Weight Deflectometer (FWD) in der Bundesrepublik Deutschland*. Heft 733. Deutschland: Bundesministerium für Verkehr: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1996.
- [8] G. El-Betawy. *Statistik Straße und Verkehr*. Wien: Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie, 2023.
- [9] E. Beuving und C. van Gorp. *COST 336: Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation*. 2., Final Report of the Action. European Commission, Directorate General Transport, 2005.
- [10] M. Boussinesq. *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre, et de mouvement des solides élastiques*. Paris: Gauthier-Villars, 1885.
- [11] H. Brandl, D. Adam, F. Kopf und R. Niederbrucker. *Der dynamische Lastplattenversuch mit dem Leichten Fallgewicht*. Heft 533. Wien: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie: Straßenforschung, 2003.
- [12] S. Bretonnière. „Étude d'un Défectomètre à boulet.“ In: *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers*. No. 2 (1963).
- [13] D. Burmister. „The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems. I“. In: *Journal of Applied Physics* 16 (2) (1945), S. 89–94.
- [14] T. Chakar. „Methode zur Klassifizierung von Tragfähigkeitsmessergebnissen des Falling Weight Deflectometers bei Asphaltbefestigungen“. Dissertation. Karlsruhe: Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2011. ISBN: 978-3-86644-581-9.

- [15] P. Clan und J. Litzka. „Die Berücksichtigung des Frostindex bei der Bemessung des Straßenoberbaus“. In: *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift* 38.1 (1988). Heft 5, S. 296–302.
- [16] Dassault Systèmes. *Abaqus/CAE 2020*. Version Build ID: 2019\_09\_13-19.49.31 163176. Johnston, RI, USA, 2020.
- [17] V. Donev, R. Diaz Flores, L. Eberhardsteiner, L. Zelaya-Lainez, C. Hellmich, M. Buchta und B. L. A. Pichler. „Instrumentation of Field-Testing Sites for Dynamic Characterization of the Temperature-Dependent Stiffness of Pavements and Their Layers“. In: *Structural Control and Health Monitoring Volume 2023* (2023). DOI: 10.1155/2023/2857660.
- [18] V. Donev. „Ein verbesserter Optimierungsansatz für Pavement Management Systeme“. Dissertation. Wien: Technische Universität Wien, 2020.
- [19] *Dynatest FWD/HWD Test Systems: Owner’s manual*. Version 03a. ID Number 1110102. Denmark: Dynatest A/S, 2021.
- [20] L. Eberhardsteiner und R. Blab. „Design of bituminous pavements – a performance related approach“. In: *Road Materials and Pavement Design* 20:2 (2019), S. 244–258. DOI: 10.1080/14680629.2017.1380689.
- [21] E. Ehrola, J. Belt und T. Rynänen. „Influence of temperature on the deflection of asphalt pavements“. In: *Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields* (1990).
- [22] J. Eisenmann und G. Leykauf. *Betonfahrbahnen*. 2. Auflage. Berlin: Ernst, 2003. ISBN: 3433013411.
- [23] G. E. Elkins und B. Ostrom. *Long-Term Pavement Performance Information Management System User Guide*. (revision). FHWA-RD-03-088. Washington, DC: Federal Highway Administration, 2019.
- [24] M. Elseifi, A. M. Abdel-Khalek und K. Dasari. *Implementation of Rolling Wheel Deflectometer (RWD) in PMS and Pavement Preservation*. Forschungsber. Louisiana Department of Transportation und Development, 2012. 124 S.
- [25] F. Fredrickson. *Frost Considerations in Highway Pavement Desing: West-Central United States*. Highway Research Record No.33. Washington D.C.: Minnesota Department of Highways, 1963.
- [26] J. Füssl, C. Hellmich, G. Kandler, T. Kiefer und H. Mang. *Skriptum zur VU Finite Elemente Methoden*. Wien: Technische Universität Wien, Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, 2018.
- [27] Greenwood Engineering A/S. *Traffic Speed Deflectometer (TSD)*. 2023. URL: <https://greenwood.dk/road/tsd/> (Zugriff am 27. 12. 2023).
- [28] C. Hellmich. *Skriptum zur Vorlesung mit Übung aus Ingenieurmechanik, Teil A - Vorlesungsteil: Thermodynamik der Festkörper - nichtlineares und inelastisches Materialverhalten; experimentelle Methoden; höhere Stabtheorie; Mikromechanik - Mehrskalmethoden*. Wien: Technische Universität Wien, Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, 2023.
- [29] T. Hoerner, K. Smith, H. Yu, D. Peshkin und M. Wade. *PCC Pavement Evaluation and Rehabilitation: Reference Manual*. NHI Course 131062. Arlington: National Highway Institute, 2001.
- [30] S. Hofbauer. „Gegenüberstellung von Indikatoren zur Bewertung der Tragfähigkeit bituminös gebundener Straßen“. Bachelorarbeit. Wien: Technische Universität Wien, 2021.

- [31] M. Hoffmann. *Lebenszykluskosten der Straßeninfrastruktur*. Mitteilungen Nr. 36. Wien: Technische Universität Wien, Institut für Verkehrswissenschaften, 2019. ISBN: 978-3-901912-36-8.
- [32] E. Horak. „Aspects of Deflection Basin Parameters used in a Mechanistic Rehabilitation Design Procedure for Flexible Pavements in South Africa.“ Dissertation. Pretoria: University of Pretoria, 1988.
- [33] E. Horak und S. Emery. „Evaluation of Airport Pavements with FWD Deflection Bowl Parameter Benchmarking Methodology“. In: 2nd European Airport Pavement Workshop. Amsterdam, Netherlands: Highway Research Board, 2009.
- [34] X. Hu, J. Li, Y. Hu und L. Sun. „Study on Temperature Correction of Asphalt Pavement Deflection Based on the Deflection Change Rate“. In: *Applied Sciences* 13, 367 (2023). DOI: 10.3390/app13010367.
- [35] F. N. Hveem. „Pavement deflections and fatigue failures“. In: Highway Research Board Bulletin 114. Washington, D.C.: Highway Research Board, 1955, S. 43–87.
- [36] D. Jansen. „Temperaturkorrektur von mit dem Falling-Weight-Deflectometer gemessenen Deflexionen auf Asphaltbefestigungen“. Dissertation. Essen: Universität Duisburg-Essen, 2009.
- [37] S. Jendia. *Analyse des Falling-Weigt-Deflectometers (FWD) und seine Interpretationsmöglichkeiten*. Karlsruhe: Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe (TH), 1995.
- [38] C. Karcher, D. Jansen, E. Straube und K. Krass. *Straßenbau und Straßenerhaltung : ein Handbuch für Studium und Praxis*. 10. Auflage. Berlin: Erich Schmidt Verlag, 2016. ISBN: 978-3-503-17016-6.
- [39] L. Khazanovich, S. D. Tayabji und M. I. Darter. *Backcalculation of layer parameters for performance for LTPP test sections, volume I: Slab on elastic solid and slab on dense-liquid foundation analysis of rigid pavements*. FHWA-RD-00-086. Washington, DC: Federal Highway Administration (FHWA), 2001.
- [40] J. Litzka. „Die Bemessung des Straßenoberbaus nach der neuen RVS 3.63“. In: *Baumaschine, Baugerät, Baustelle* (1987). Heft 2.
- [41] *Merkblatt über die Verhütung von Frostschäden an Straßen*. FGSV 545. Köln: FGSV, Juni 2013.
- [42] T. Milkovics. „Ergänzende Berechnungen und Untersuchungen zur neuen Oberbaurichtlinie RVS 3.63“. Diplomarbeit. Wien: Universität für Bodenkultur, 1984.
- [43] J. S. Miller und W. Y. Bellinger. *Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program (Fifth Revised Edition)*. FHWA-HRT-13-092. Washington, DC: Federal Highway Administration (FHWA), 2014.
- [44] A. Miner Milton. „Cumulative Damage in Fatigue“. In: *Journal of Applied Mechanics* 12 (3) (1945). A159-A164, S. 339–341. DOI: 10.1115/1.4009458.
- [45] N. Odemark. *Investigations as to the Elastic Properties of the Soils and Design of Pavements according to the Theory of Elasticity*. Mitteilung 77. Stockholm: Statens Vaginstitut, 1949.
- [46] A. Palmgren. „Die Lebensdauer von Kugellagern“. In: *VDI-Zeitschrift* 68 (1924), S. 339–341.

- [47] H. M. Park, Y. Richard Kim und S. Park. „Temperature correction of multiloading-level Falling Weight Deflectometer deflections“. In: *Transportation research record* No. 1806 (2002), S. 3–8. DOI: 10.3141/1806-01.
- [48] L. M. Pierce, J. E. Bruinsma, K. D. Smith, M. J. Wade, K. Chatti und J. M. Vandenbossche. *Using Falling Weight Deflectometer Data with Mechanistic- Empirical Design and Analysis, Volume III: Guidelines for Deflection Testing, Analysis, and Interpretation*. FHWA-HRT-16-011. Washington, DC: Federal Highway Administration (FHWA), 2017.
- [49] G. R. Rada, S. D. Rabinow, C. A. Richter und M. Witczak. „Impact of Digital Filtering on FWD Load Cell and Deflection Sensor Responses.“ In: *Transportation Research Board* 1260 (1990), S. 147–165.
- [50] M. Radenberg, R. Manke, H. Steeb und R. Jänicke. *Potenzial innovativer Messsysteme für den Erdbau – Literaturstudie*. Heft S 125. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2018.
- [51] *RVS 03.08.63: Oberbaubemessung*. Wien: FSV, Feb. 2021.
- [52] *RVS 03.08.64: Oberbauverstärkung von Asphaltstraßen*. Wien: FSV, Feb. 2023.
- [53] *RVS 03.08.68: Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen*. Wien: FSV, Jan. 2018.
- [54] *RVS 03.08.69: Rechnerische Dimensionierung von Betonstraßen*. Wien: FSV, Juni 2018.
- [55] *RVS 11.06.63: Deflektionsmessungen*. Wien: FSV, Nov. 1995.
- [56] *RVS 11.06.72: Tragfähigkeitsmessungen mit dem Fallgewichtsdeflektometer*. Wien: FSV, Apr. 2018.
- [57] *RVS 13.01.11: Zustandsbeschreibung und mögliche Schadensursachen von Asphalt- und Betonstraßen*. Wien: FSV, Aug. 2009.
- [58] *RVS 13.01.16: Bestimmung von Oberflächenschäden und Rissen auf Asphalt- und Betondecken*. Wien: FSV, Sep. 2022.
- [59] G. J. Schaertl, T. B. Edil und C. H. Benson. *Field Performance Falling Weight Deflectometer Data Analysis*. Mn/DOT Contract No. 89264 Work Order No. 2. Wisconsin: University of Wisconsin- Madison, 2010.
- [60] P. Schmalzer. *LTPP Manual for Falling Weight Deflectometer Measurements*. FHWA-HRT-06-132. Washington, DC: Federal Highway Administration (FHWA), 2017.
- [61] *Shell pavement desing method – BISAR-PC user manual*. Release: R 1.0. London: Shell International Petroleum Company Limited, 1988.
- [62] A. Skar und S. Andersen. „ALVA: An adaptive MATLAB package for layered viscoelastic analysis“. In: *Journal of Open Source Software* 5.55 (2020), S. 2548. DOI: 10.21105/joss.02548.
- [63] K. D. Smith, J. E. Bruinsma, M. J. Wade, K. Chatti, J. M. Vandenbossche und H. Thomas Yu. *Using Falling Weight Deflectometer Data with Mechanistic- Empirical Design and Analysis, Volume I: Final Report*. FHWA-HRT-16-009. Washington, DC: Federal Highway Administration (FHWA), 2017.
- [64] M. Socina. „Erweiterung der Nutzung von Straßenzustandsdaten in der Systematischen Straßenerhaltung“. Dissertation. Wien: Technische Universität Wien, 2007.
- [65] *Straße und Verkehr 2022/2023*. ASTRA Jahrespublikation. Bern: Bundesamt für Strassen ASTRA, 2023.

- [66] O. Talvik und A. Aavik. „Use of FWD Deflection Basin Parameters (SCI, BDI, BCI) for Pavement Condition Assessment“. In: *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering* 4 (4) (2009), S. 196–202. ISSN: 1822-4288. DOI: 10.3846/1822-427X.2009.4.196-202.
- [67] K. Terzaghi und R. Jelinek. *Theoretische Bodenmechanik*. Berlin: Springer Verlag, 1954. ISBN: 978-3-642-53245-0.
- [68] *The Long-Term Pavement Performance Program*. Release: R 1.0. FHWA-HRT-15-049. Washington, DC: Federal Highway Administration, 2015.
- [69] C. Thornthwaite. „An Approach toward a Rational Classification of Climate“. In: *Geographical Review* 38.1 (1948), S. 55–94. DOI: 10.2307/210739.
- [70] C. Van Gorp. „Characterization of seasonal influences on asphalt pavements with the use of falling weight deflectometers“. Dissertation. Delft: TU Delft: Civil Engineering und Geosciences, 1995. ISBN: 90-9008036-8.
- [71] J. M. Vandenbossche. „Effects of slab temperature profiles on use of Falling Weight Deflectometer data to monitor joint performance and detect voids.“ In: *Transportation research record* No. 2005 (2007), S. 75–85. DOI: 10.3141/2005-09.
- [72] *Verkehr in Zahlen 2023/2024*. 52. Jahrgang. Flensburg: Bundesministerium für Digitales und Verkehr, 2024.
- [73] A. Visse und D. Priambodo Koesrindartono. „Towards a mechanistic analysis of Benkelman beam deflection measurements.“ In: *Heron* 45 (3) (2000). ISSN 0046-7316.
- [74] P. Von Becker. *Zur Annahme wirklichkeitsnäherer E-Moduli als Kennwerte für das elastische Verformungsverhalten flexibler Straßenbefestigungen bei elastizitätstheoretischer Beanspruchungsrechnungen*. Heft 204. Deutschland: Bundesministerium für Verkehr: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1976.
- [75] H. Westergaard. „New formulas for stresses in concrete pavements of airfields“. In: *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 113 (1948), S. 425–439.
- [76] M. Wistuba, J. Litzka und R. Blab. *Klimakenngrößen für den Straßenbau in Österreich*. Heft 507. Wien: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie: Straßenforschung, 2001.
- [77] M. P. Wistuba. *Straßenbaustoff Asphalt*. 1. Auflage. Wien-Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, 2019.
- [78] O. Zienkiewicz und R. Taylor. *The Finite Element Method*. 5th Edition. Oxford: Butterworth Heinemann, 2000. ISBN: 0-756-5049-4.



# Abbildungsverzeichnis

2.1	Messprinzip des FWD-Versuchs (modifizierte Skizze nach [56]) . . . . .	8
2.2	Aufgezeichnete Deflektionsverläufe eines FWD-Versuchs . . . . .	9
2.3	Vergleich der Deflektionen von flexiblen und starren Aufbauten (modifizierte Skizze nach [63]) . . . . .	10
2.4	Nichtlineares Deflektionsverhalten von Straßenaufbauten bei Laststeigerung und konstanter Belastungsgeschwindigkeit (modifiziertes Diagramm nach [29]) . . . . .	10
2.5	Temperatureinfluss auf die Steifigkeit $ G_{bit}^* $ von Bitumen (Modellparameter nach RVS 03.08.68 [53]) . . . . .	12
2.6	Änderung der Untergrundtragfähigkeit im Jahresverlauf (modifiziertes Diagramm nach [25]) . . . . .	14
3.1	Struktur der Mehrschichtentheorie . . . . .	18
3.2	Struktur und Mesh eines FE-Modells . . . . .	19
3.3	Definition der Flächen für den Verformungsflächenmodul . . . . .	22
4.1	FE-Modell des Referenzaufbaus LK25 . . . . .	25
4.2	MST: Relative Änderung des Einsenkungsmoduls $M_{Di}$ . . . . .	30
4.3	MST: Relative Änderung des Verformungsflächenmoduls $M_{FWD,1-i}$ . . . . .	31
4.4	Asphaltsteifigkeit $S_{mix}$ in Abhängigkeit der Temperatur und der Resttragfähigkeit	32
4.5	Einsenkungsmodul $M_{D1}$ in Abhängigkeit der Temperatur und der Resttragfähigkeit (MST) . . . . .	33
4.6	Zulässige Anzahl an Lastwechsel in Abhängigkeit der Resttragfähigkeit . . . . .	34
4.7	ReTra-Tool nach RVS 03.08.64 [52]: Eingabemaske . . . . .	35
5.1	Beispiel einer manuellen Zustandserfassung einer Asphalt-Teststrecke aus [43] . . . . .	39
5.2	Mittlere Asphaltkörpertemperaturen der Teststrecken . . . . .	43
5.3	Anteil steigender Deflektionen $D_1$ für alle Teststrecken . . . . .	44
5.4	Anteil steigender temperaturkorrigierter Deflektionen $D_{1, T=20^\circ C}$ für alle Teststrecken	45
5.5	Vergleich der mittleren Deflektionen $D_1$ und $D_{1, T=20^\circ C}$ für alle Teststrecken . . . . .	46
5.6	35-1112: Anzahl der Messtage pro Messpunkt . . . . .	48
5.7	35-1112: Temperaturen und Verteilung der Messtage über den Untersuchungszeitraum	48
5.8	35-1112: Temperaturkorrigierte Deflektionen und Schäden am Streckenband . . . . .	50
5.9	35-1112: $M_{FWD}$ , $M_{FWD, T=20^\circ C}$ und Gesamtschäden über die Jahre . . . . .	51
5.10	35-1112: $M_{FWD, T=20^\circ C}$ und Gesamtschäden über die Jahre an Messpunkt 22,9 m	51
5.11	04-1016: Anzahl der Messtage pro Messpunkt . . . . .	52
5.12	04-1016: Temperaturen und Verteilung der Messtage über den Untersuchungszeitraum	53
5.13	04-1016: Temperaturkorrigierte Deflektionen und Schäden am Streckenband . . . . .	55
5.14	04-1016: $M_{FWD}$ , $M_{FWD, T=20^\circ C}$ und Gesamtschäden über die Jahre . . . . .	56
A.1	MST: Relative Änderung der Deflektionen . . . . .	69
A.2	FEM: Relative Änderung der Deflektionen . . . . .	70
A.3	FEM: Relative Änderung des Einsenkungsmoduls . . . . .	71
A.4	FEM: Relative Änderung des Verformungsflächenmoduls . . . . .	72

B.1	Vergleich des mittleren $SCI_{300}$ mit den mittleren temperaturkorrigierten $SCI_{300,T=20^{\circ}C}$ nach Jansen [36] für alle untersuchten Teststrecken . . . . .	75
B.2	Vergleich der mittleren $M_{D1}$ mit den mittleren temperaturkorrigierten $M_{D1,T=20^{\circ}C}$ nach Jansen [36] für alle untersuchten Teststrecken . . . . .	76
B.3	Vergleich der mittleren $M_{FWD}$ mit den mittleren temperaturkorrigierten $M_{FWD,T=20^{\circ}C}$ nach Jansen [36] für alle untersuchten Teststrecken . . . . .	77
B.4	35-1112: Vergleich der Deflektionen und Schäden am Streckenband mit und ohne Temperaturkorrektur . . . . .	78
B.5	04-1016: Vergleich der Deflektionen und Schäden am Streckenband mit und ohne Temperaturkorrektur . . . . .	79

# Tabellenverzeichnis

2.1	Temperaturkorrekturfaktoren nach Jansen [36] für große Deflektionen unter 20 °C	13
2.2	Temperaturkorrekturfaktoren nach Jansen [36] für kleine Deflektionen unter 20 °C	13
2.3	Temperaturkorrekturfaktoren nach Jansen [36] für Deflektionen über 20 °C . . .	13
4.1	Referenz LK25: Materialparameter und Schichtdicken . . . . .	24
4.2	Variation der Steifigkeiten . . . . .	26
4.3	Variation der Schichtdicken . . . . .	26
4.4	Temperaturen an der Unterseite der Asphalttschicht [53, 76] . . . . .	33
5.1	Vergleich der Sensorkonfigurationen für Asphaltstraßen . . . . .	37
5.2	Anzahl der Teststrecken pro Bundesstaat . . . . .	41
5.3	Untersuchte LTPP-Teststrecken . . . . .	42
B.1	LTPP Streckendetails . . . . .	74

# Anhang A

## Sensitivitätsanalyse

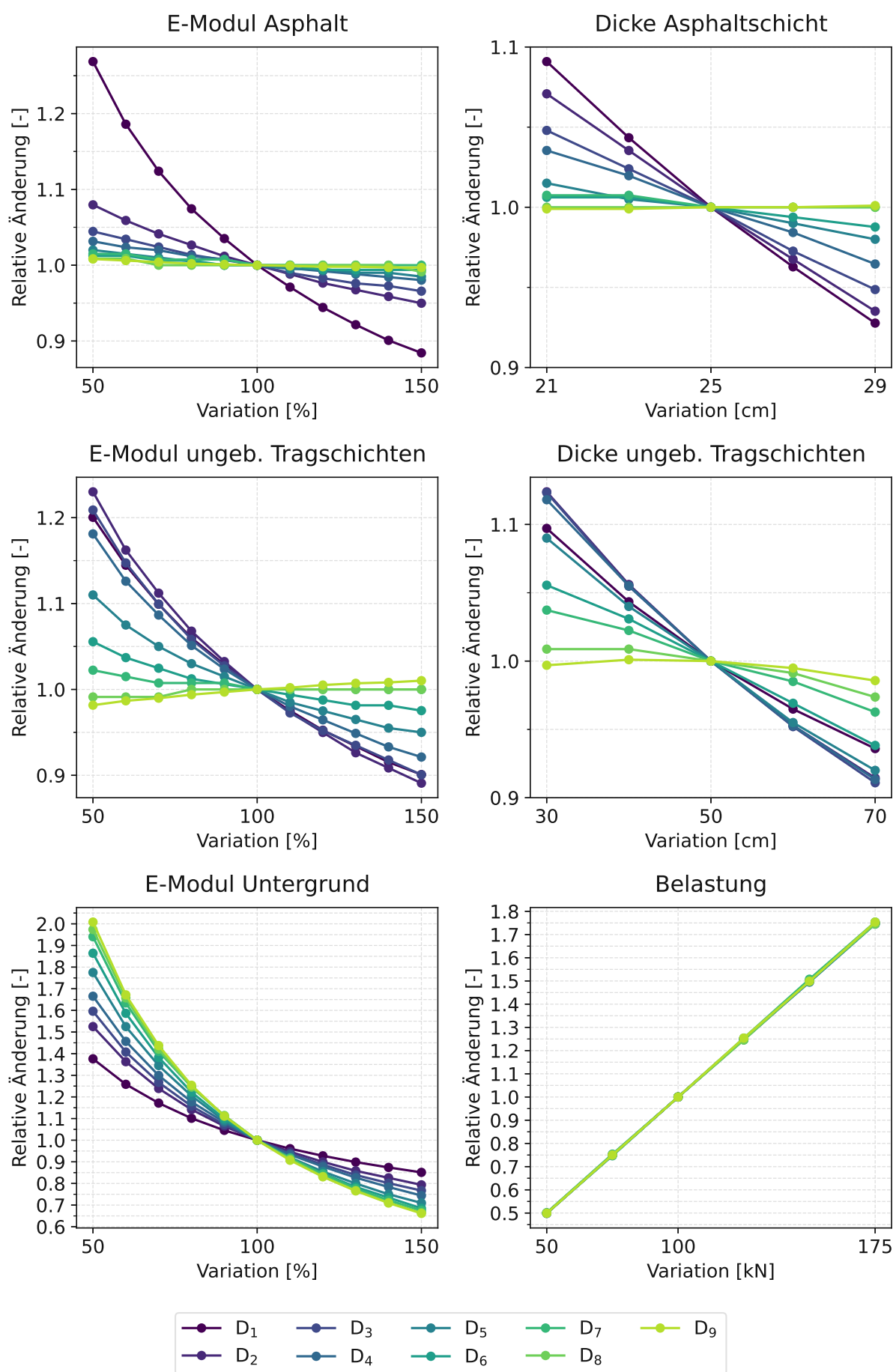


Abb. A.1: MST: Relative Änderung der Deflektionen

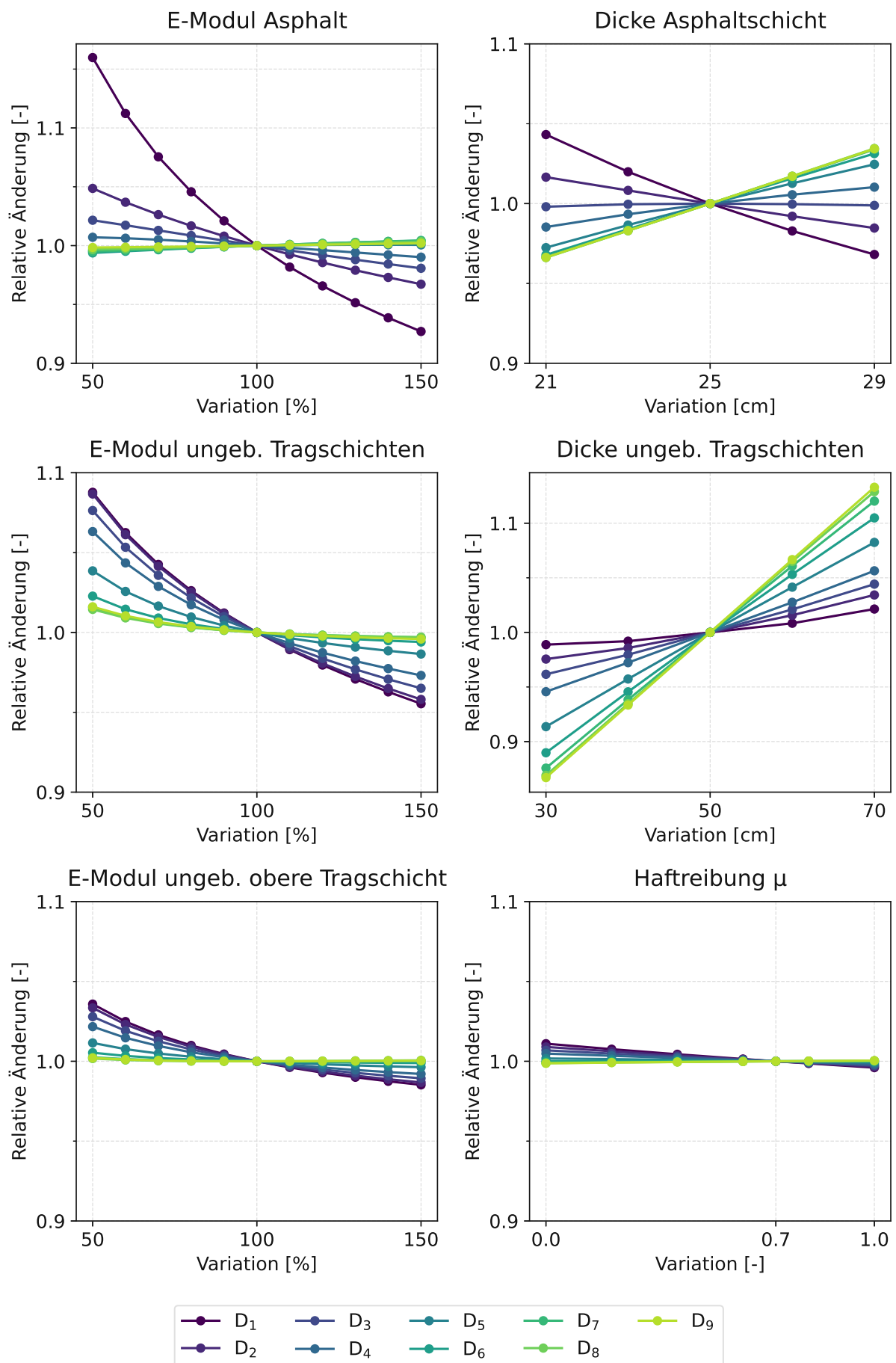


Abb. A.2: FEM: Relative Änderung der Deflectionen

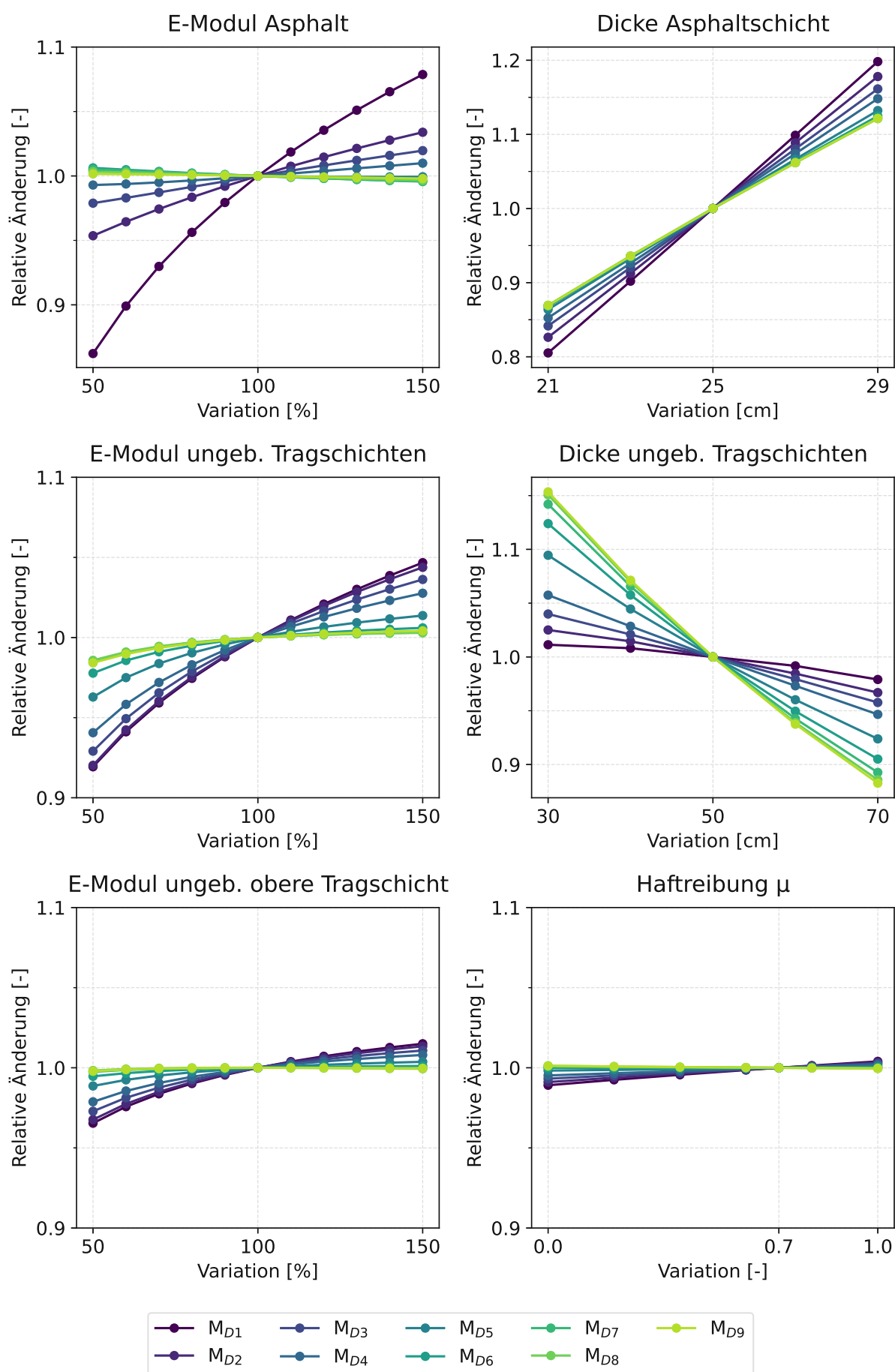


Abb. A.3: FEM: Relative Änderung des Einsenkungsmoduls

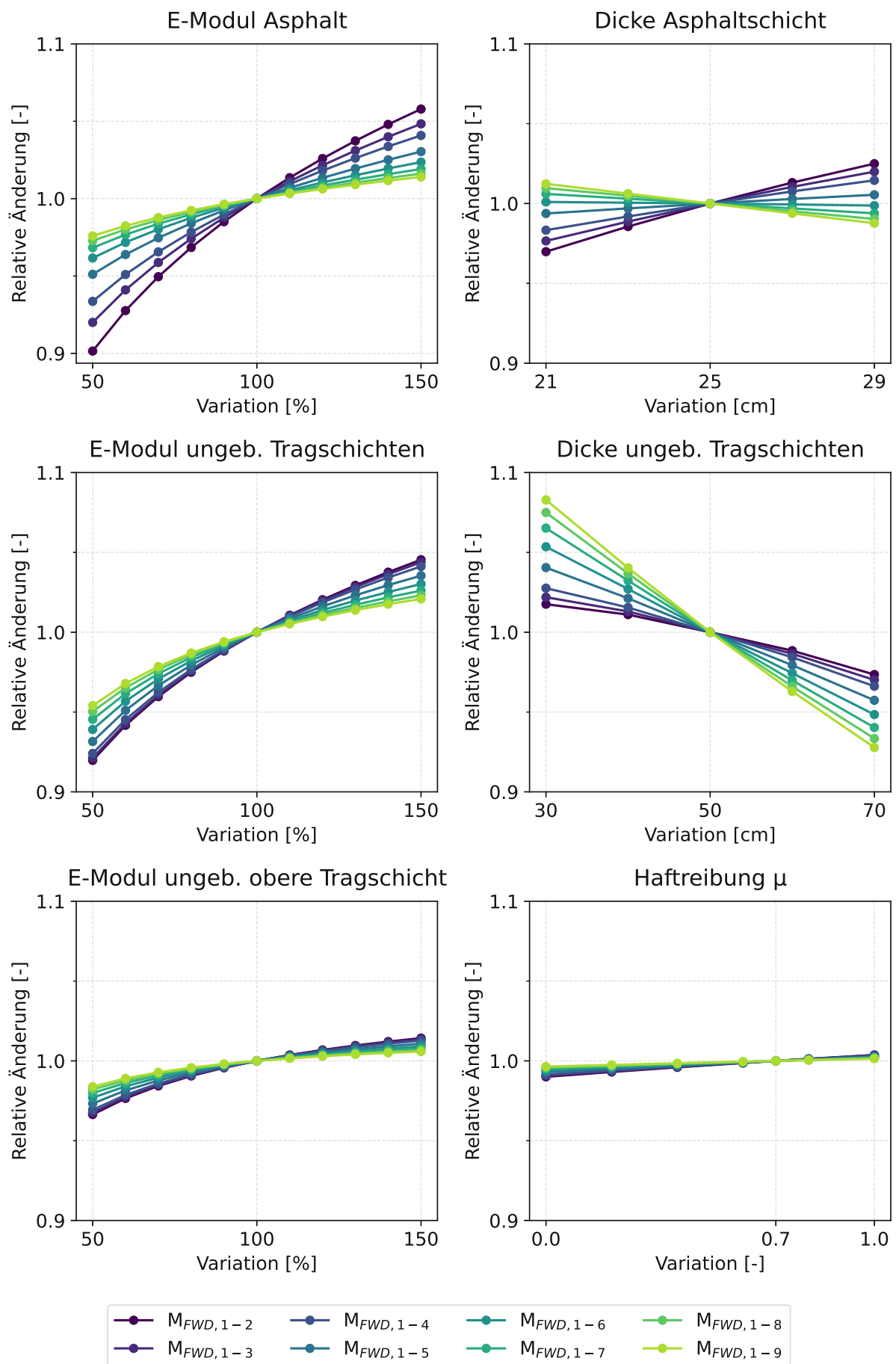


Abb. A.4: FEM: Relative Änderung des Verformungsflächenmoduls



# Anhang B

## LTPP-Messstrecken

**Tab. B.1: LTPP Streckendetails**

Section-ID	Anzahl der FWD-Messungen	ohne Temperaturkorrektur						mit Temperaturkorrektur (5-30°C)								
		Anzahl der Messpunkte			Anzahl			Anzahl der Messpunkte			Anzahl					
		(71 kN gemittelt)			M&R Messtage			(71 kN gemittelt)			M&R Messtage					
F1	F3	F1&F3	F1	F3	F1&F3	F1	F3	F1&F3	F1	F3	F1&F3	M&R	Messtage	F1&F3	Messtage	
01-0101	7744	933	1003	1	36	568	616	1	21							
04-0113	12516	1502	1627	2	46	717	795	2	23							
04-0114	12192	1459	1589	2	46	810	879	2	26							
04-1003	1480	185	185	5	9	164	165	4	8							
04-1006	1476	182	187	6	9	161	166	5	8							
04-1016	1836	228	231	3	11	146	147	3	7							
04-1017	2000	251	249	3	12	188	186	3	9							
04-1022	1512	189	189	3	9	189	189	3	9							
04-1024	8124	968	1063	6	30	570	609	6	18							
04-1062	1672	210	208	6	10	168	166	5	8							
06-8149	1512	189	189	4	9	126	126	3	6							
06-8156	1456	186	178	7	9	165	156	6	8							
06-8201	572	80	63	1	4	60	63	1	3							
06-8535	1616	202	202	5	10	160	160	4	8							
08-7781	1512	189	189	5	9	105	105	5	5							
15-1003	1008	126	126	1	6	42	42	1	2							
15-1006	1008	126	126	1	6	21	21	1	1							
35-0801	704	88	88	1	8	77	77	1	7							
35-1112	9160	1102	1188	1	39	650	695	1	22							
48-1111	1512	189	189	3	9	147	147	3	7							
48-2176	1176	147	147	4	7	63	63	2	3							
49-1001	9872	1213	1255	5	37	833	903	3	26							
53-1007	2176	271	273	4	13	229	231	4	11							
81-A901	524	65	66	2	6	33	33	2	3							
M&R ... Maintenance and Rehabilitation (Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen)																
F1 ... Fahrstreifenmitte																
F3 ... Rechte Radspur																

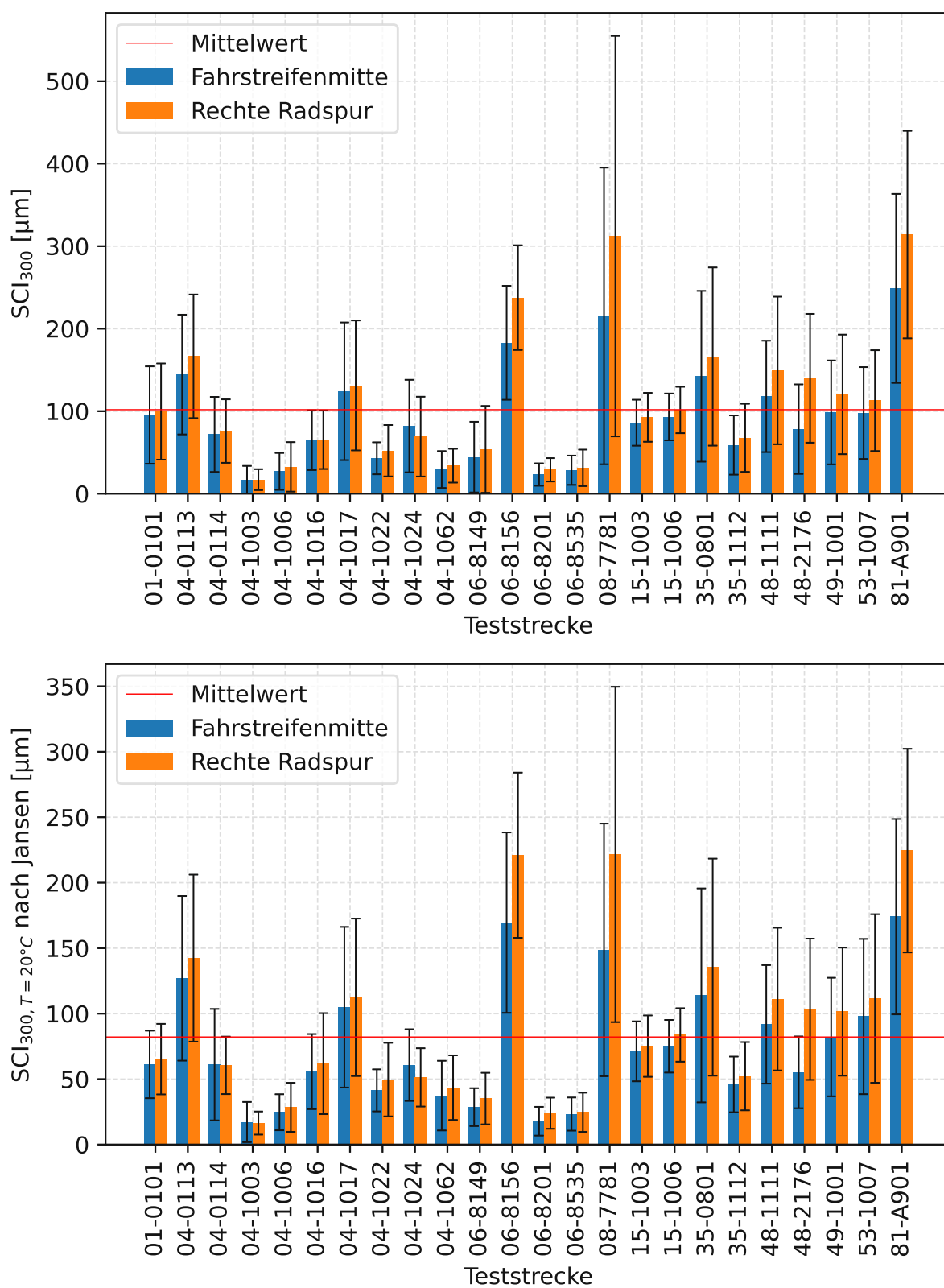


Abb. B.1: Vergleich des mittleren  $SCI_{300}$  mit den mittleren temperaturkorrigierten  $SCI_{300, T=20^\circ C}$  nach Jansen [36] für alle untersuchten Teststrecken

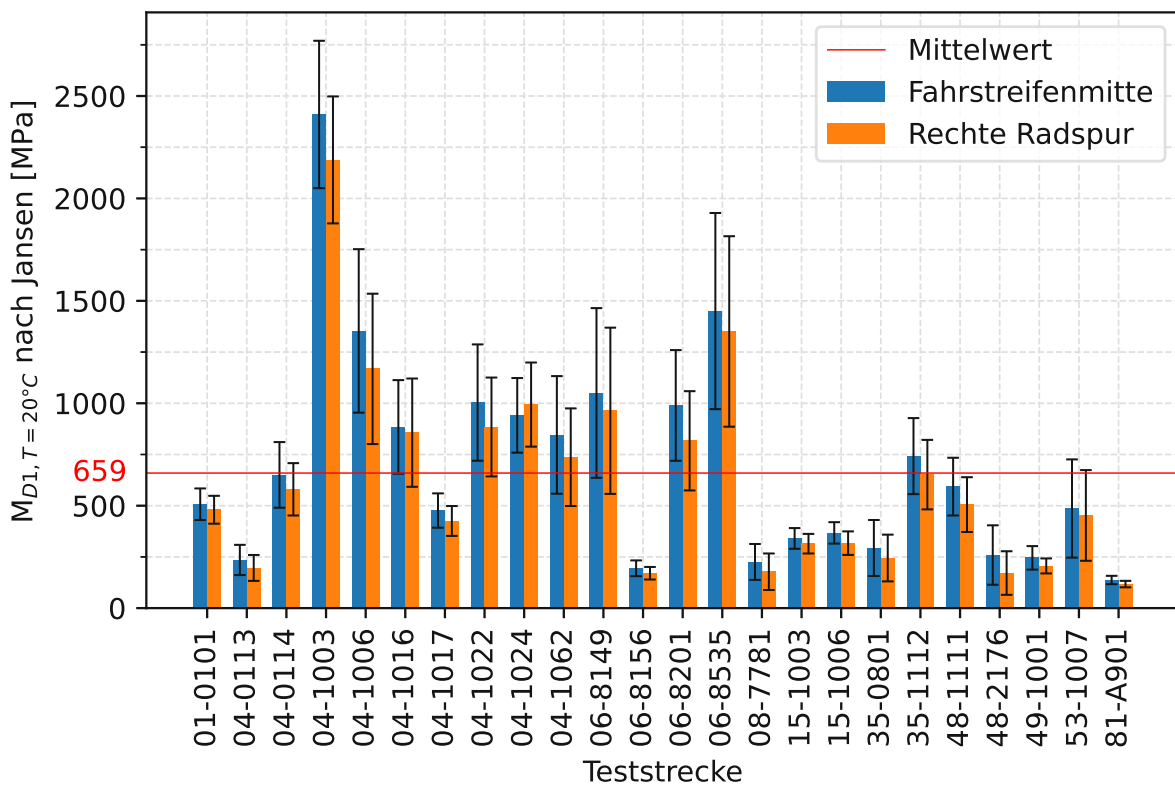
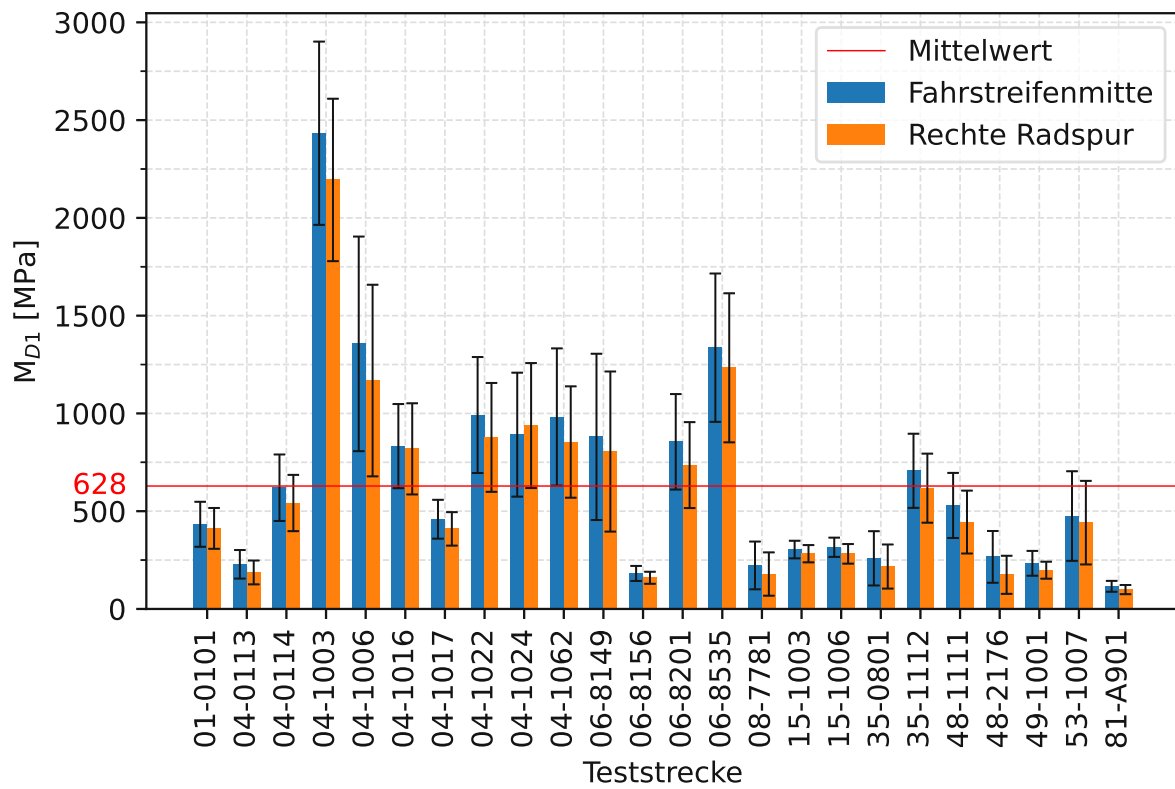


Abb. B.2: Vergleich der mittleren  $M_{D1}$  mit den mittleren temperaturkorrigierten  $M_{D1,T=20^{\circ}C}$  nach Jansen [36] für alle untersuchten Teststrecken

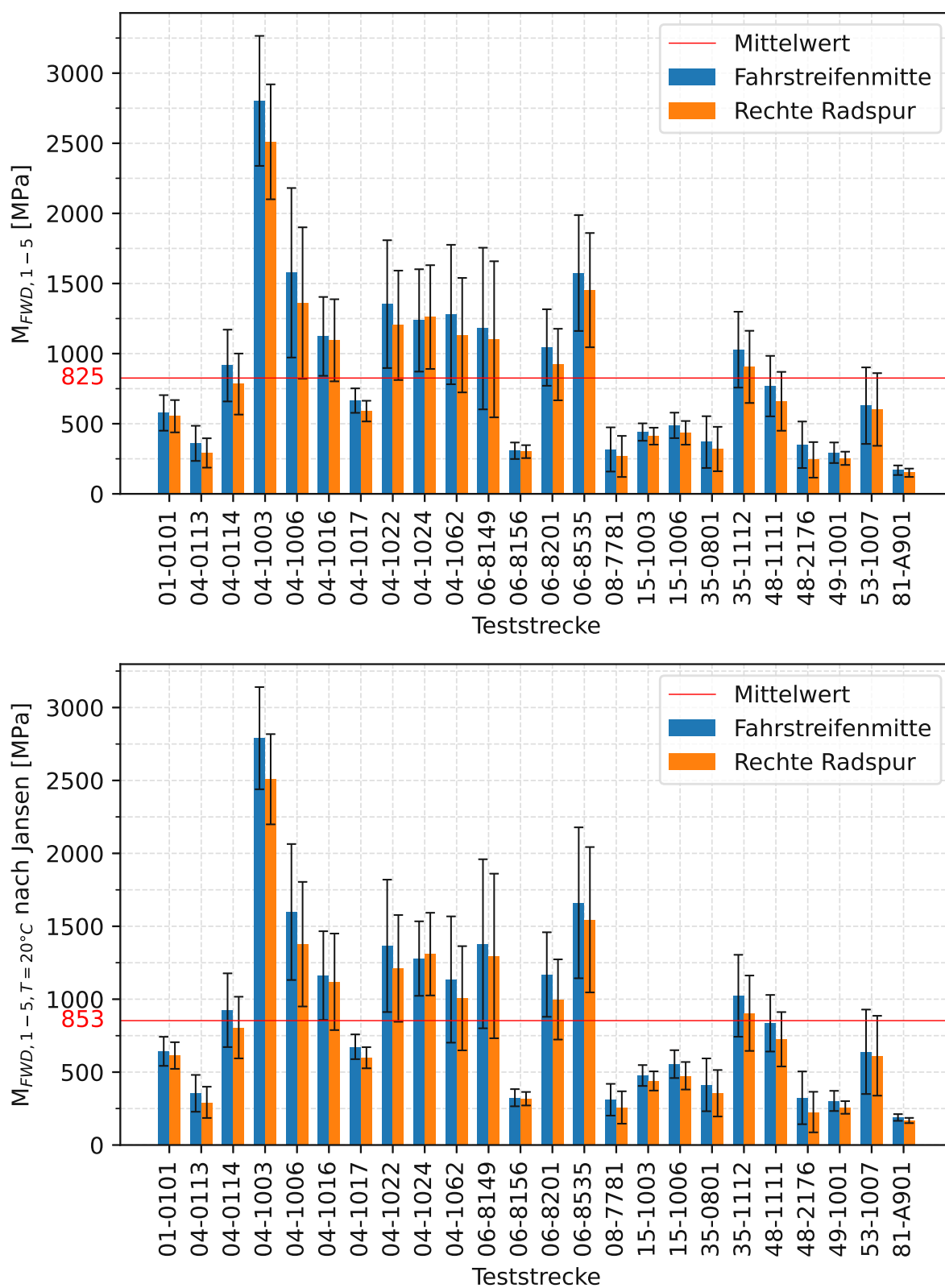
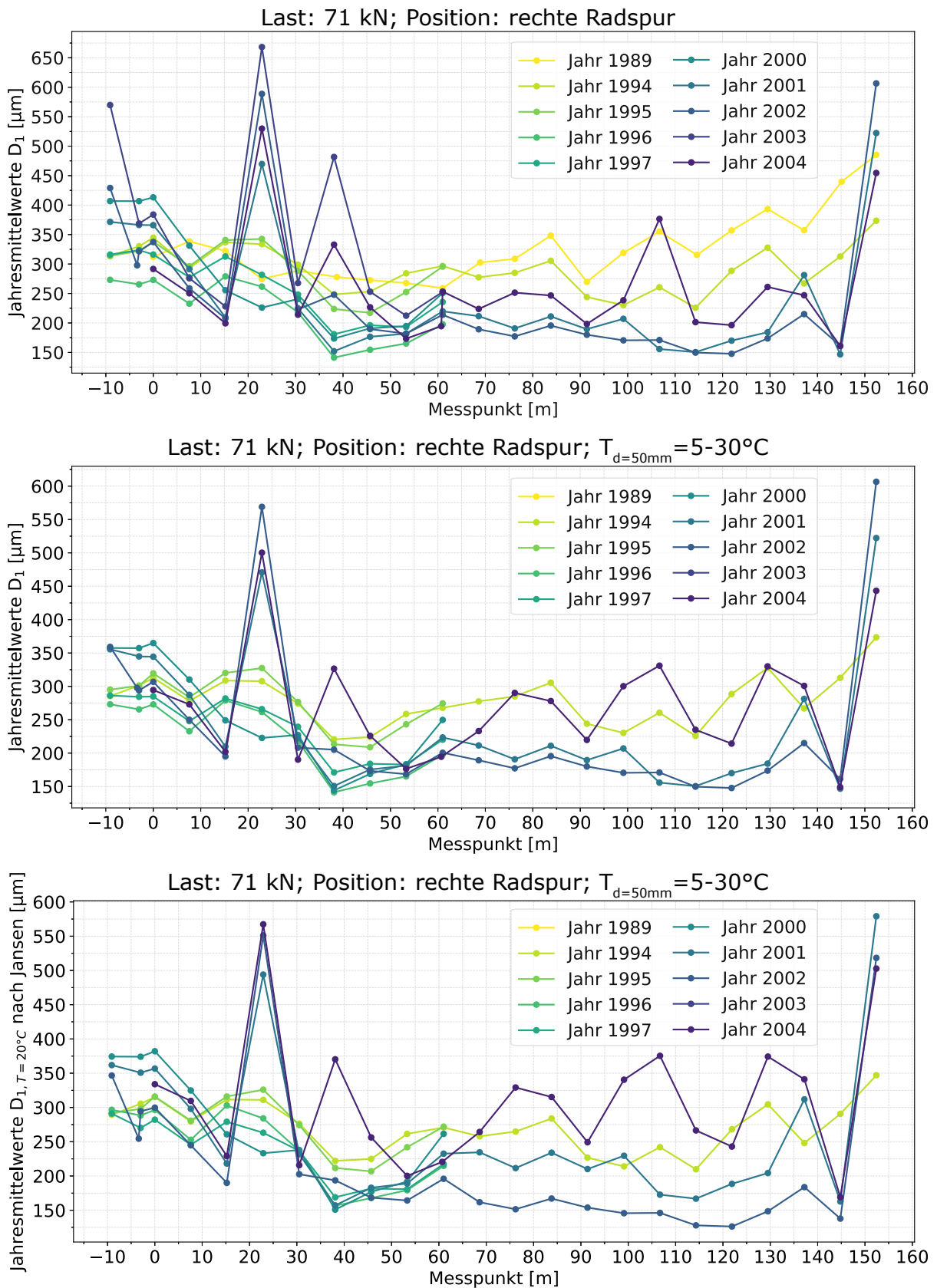
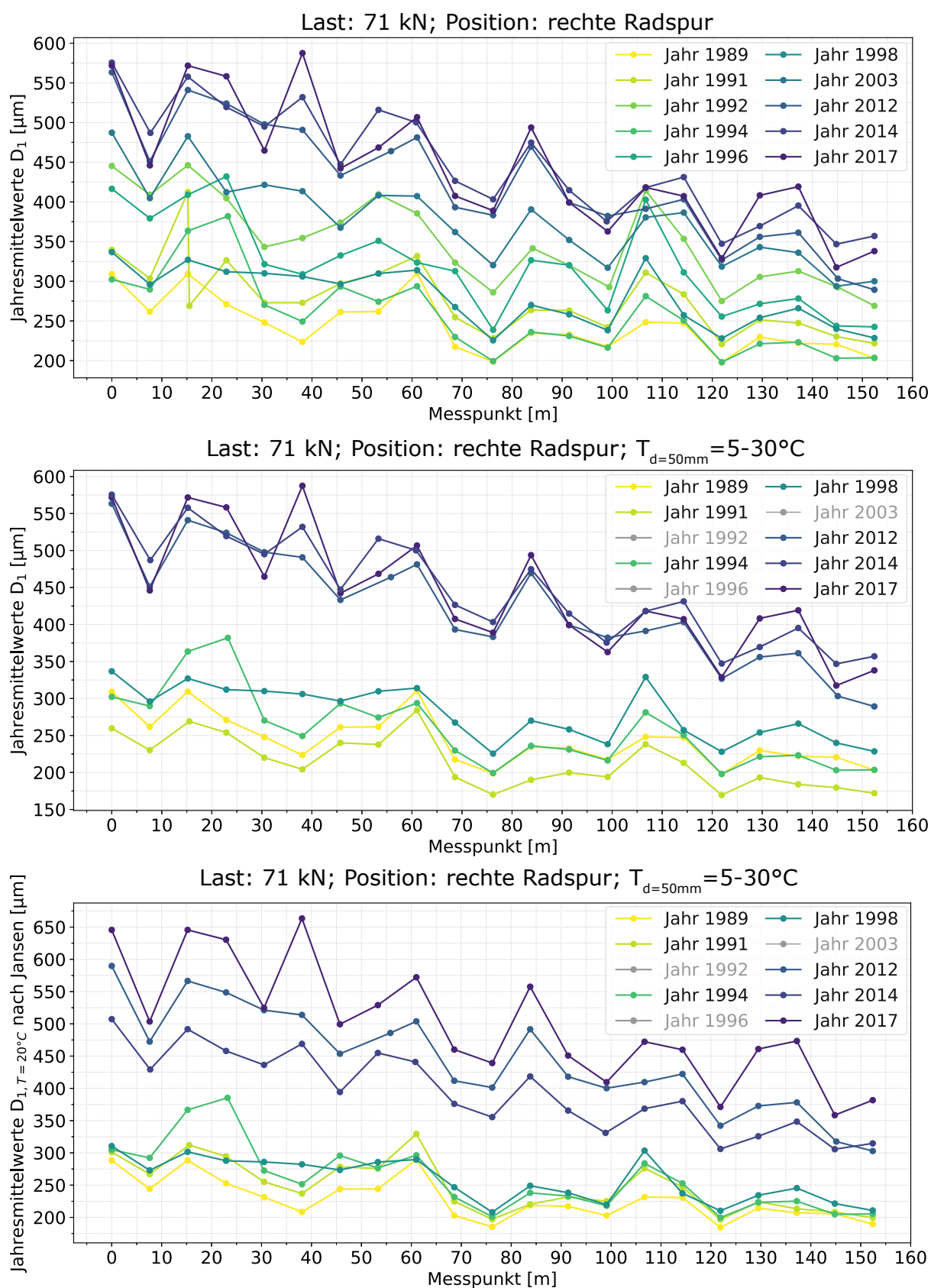


Abb. B.3: Vergleich der mittleren  $M_{FWD}$  mit den mittleren temperaturkorrigierten  $M_{FWD, T=20^\circ C}$  nach Jansen [36] für alle untersuchten Teststrecken



**Abb. B.4:** 35-1112: Vergleich der Deflektionen und Schäden am Streckenband mit und ohne Temperaturkorrektur



**Abb. B.5:** 04-1016: Vergleich der Deflektionen und Schäden am Streckenband mit und ohne Temperaturkorrektur