

Implementierung des GVO und LCCA- Ansatzes in die österreichische Bemessungsmethode für Straßenoberbauten

OBESTO

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Pilotinitiative Verkehrsinfrastrukturforschung 2011
(VIF2011)

März 2014



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Renngasse 5
A - 1010 Wien



ÖBB-Infrastruktur AG
Praterstern 3
A - 1020 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
A - 1010 Wien



Für den Inhalt verantwortlich:

Institut für Verkehrswissenschaften –
Forschungsbereich Straßenwesen
Technische Universität Wien
Gußhausstraße 28/230-3
A – 1040 Wien



Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Bereich Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien



Implementierung des GVO und LCCA- Ansatzes in die österreichische Bemessungsmethode für Straßenoberbauten OBESTO

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Pilotinitiative Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2011)

AutorInnen:

**Univ.-Prof. DI Dr Ronald BLAB
DI Lukas EBERHARDSTEINER
DI Katrin HASELBAUER
DI Bettina MARCHART
DI Torsten HESSMANN**

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
ÖBB-Infrastruktur AG
Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Institut für Verkehrswissenschaften – Forschungsbereich Straßenwesen, TU Wien
(IVWS)
Institut für Straßenwesen, TU Braunschweig (ISBS)
ALPINE BauGmbH
OMV Refining & Marketing GmbH
Teerag Asdag AG
Swietelsky Bauges.m.b.H.

INHALTSVERZEICHNIS

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS	5
1. EINLEITUNG.....	7
2. DIMENSIONIERUNG VON ASPHALTSTRASSEN.....	9
2.1 Grundlagen	9
2.2 Nationale Bemessungsmethodik.....	10
3. ZIELSETZUNGEN	22
4. GEBRAUCHSVERHALTENORIENTIERTE ANFORDERUNGEN AN ASPHALTMISCHGUT UND SCHICHTEN	23
4.1 Eigenschaften bituminöser Baustoffe.....	23
4.2 Gebrauchsverhaltensorientierte Anforderungen	23
4.3 Übersicht über das europäischen und nationale Richtlinienwerk	25
4.4 Validierung der nationalen GVO Anforderungen	30
4.5 Ausarbeitung von Anforderungsmatrizen für das nationale Autobahnen und Schnellstraßennetz	39
5. MASSGEBLICHEN VERKEHRSELASTUNG	44
5.1 Gesetzliche Grundlagen und Begriffsbestimmungen	44
5.2 Datengrundlage	47
5.3 Datenauswertung.....	49
5.4 Untersuchung zur Schädigung von Fahrzeuggruppen und – kollektiven	58
5.5 Verbesserte Berücksichtigung der maßgeblichen Verkehrsbelastung ...	62
6. ASPHALTMECHANISCHE KENNGRÖSSEN.....	65
6.1 Materialeigenschaft Steifigkeit	65
6.2 Materialeigenschaft Ermüdung	84
7. ÜBERARBEITUNG DER RECHNERISCHEN BEMESSUNGSMETHODE...	89
7.1 Übersicht.....	89
7.2 Maßgebliche Verkehrsbelastung.....	94
7.3 Verbesserte Ansätze zur Klima- und Temperaturverteilung.....	95
7.4 Asphaltmechanische Kenngrößen aus GVO Anforderungen	97
7.5 Vergleichende Bewertung der Bemessungsergebnisse.....	100
8. WIRTSCHAFTLICHKEITSBEWERTUNG DER BEMESSUNGSERGEBNISSE AUF GRUNDLAGE EINER LEBENSZYKLUSKOSTENANALYSE	107
8.1 Grundlagen der Wirtschaftlichkeitsberechnung.....	107
8.2 Pavement Management System (PMS) – Lebenszyklus, Schadenentwicklung, Zustandsbewertung und Erhaltungsstrategien für Asphaltoberbauten am Beispiel VIAPMS.....	112
8.3 Berechnungsbeispiel LCC-Asphalt.....	128
9. ZUSAMMENFASSUNG	132
10. ANHANG	135
LITERATURVERZEICHNIS	138
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	142
TABELLENVERZEICHNIS.....	146

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

a, b, c, d	Parameter im Wiener Model
Ä	Äquivalenzfaktor [-]
B	Bindemittelgehalt [M-%]
E*	dynamischer Elastizitätsmodul [MPa]
E _a	Aktivierungsenergie
ε ₆	Mikrodehnung bei 10 ⁶ Lastwechsel aus Ermüdungsversuch gemäß ÖNORM EN 12697-24 [μm/m]
F	Kraft [N]
f	Frequenz [Hz]
f _c	Kriechrate aus Triaxialversuch gemäß ÖNORM EN 12697-25 [μm/m/n]
G*	dynamischer Schubmodul [MPa]
JDTV	Jährlich durchschnittlicher täglicher Verkehr [-]
JDTLV	Jährlich durchschnittlicher täglicher Lastverkehr [-]
k ₁ (T), k ₂ (T)	Ermüdungsparameter der bisher angewandten Dimensionierungsmethode
KF _S	Korrekturfaktor für die Steifigkeit [-]
m _{ε₆₋₁₃₀} (T)	Ermüdungsparameter für neues Ermüdungskriterium [-]
N _{erw}	erwartete Anzahl an Lastwechseln [-]
n(T)	Ermüdungsparameter für neues Ermüdungskriterium [-]
NLW	Normlastwechsel [-]
N _{zul}	zulässige Anzahl an Lastwechseln [-]
R	Gaskonstante
ρ _{R,M}	Rohdichte des Minerals [kg/m ³]
ρ _b	Raumdicke des Mischguts [kg/m ³]
ρ _B	Rohdichte des Bindemittels [kg/m ³]
σ _r	Radialspannung [MPa]
σ _v	Vergleichsspannung nach Leon [MPa]
S	Steifigkeit [MPa]
F(ε ₆)	Sicherheitsfaktor für neues Ermüdungskriterium [-]
T	Temperatur [°C]
T _c	Risstemperatur aus Abkühlversuch gemäß ÖNORM EN 12697-46 [°C]
VFB	Auffüllungsgrad [Vol-%]

VMA	Hohlraum des Korngerüsts [Vol-%]
V_m	Hohlraumgehalt [Vol-%]
z	Verschiebung [m]

1. EINLEITUNG

Basierend auf der aktuellen österreichischen Bemessungsmethode werden in der RVS 03.08.63:2008 Standardaufbauten von Asphaltstraßen in Abhängigkeit der Lastklasse für verschiedene Bautypen angegeben. Unterschieden wird dabei zwischen drei Bautypen in Asphaltbauweise auf ungebundener oberer Tragschichte (Bautypen 1 bis 3 – flexible Aufbauten) und einer Asphaltbauweise mit zementstabilisierter Tragschichte (Bauypen 4 - halbstarre Bauweise). Diese Bautypen werden je nach der im Bemessungszeitraum ertragbaren Verkehrsbelastung in Lastklassen eingeteilt. Die Aufbauten der verschiedenen Bautypen sind in Abhängigkeit von deren Lastklasse mit den erforderlichen Schichtdicken in einem Bemessungskatalog zusammengestellt. Der wesentliche Unterschied zwischen den Lastklassen besteht in der notwendigen Gesamtdicke der Asphaltmischgutschichten, wobei aus bemessungstechnischer Sicht keine gesonderten Anforderungen an das Mischgut oder den Aufbau der Schichten gestellt werden. Hinsichtlich der strukturellen Lebensdauer werden somit innerhalb einer Lastklasse alle Bautypen, unabhängig von der Art und den Eigenschaften des gewählten Asphaltmischguts und dem Aufbau der Asphaltmischgutschichten, als technisch gleichwertig betrachtet. Das spezifische Gebrauchsverhalten moderner Mischgutsorten mit polymermodifizierten Bitumen, Recyclinggranulat oder speziellen Zusätzen wird somit bei der Bemessung derzeit nicht berücksichtigt.

Neben der Notwendigkeit bei der Bemessung auf der Widerstandsseite verbesserte materialtechnische Ansätze heranzuziehen sind auch auf der Beanspruchungsseite die derzeit herangezogenen Methoden zu überarbeiten. Für die Zuordnung zur einer Lastklasse und damit zur Festlegung der erforderlichen Schichtdicke eines Aufbaus wird die maßgebliche Verkehrsbelastung durch Normlastwechsel, das sind die Übergänge der Normachse von 100 kN, ausgedrückt. Die Umrechnung der vorhandenen Schwerverkehrsbelastung in Normlastwechsel erfolgt durch den Ansatz von mittleren Achslastäquivalenzfaktoren, welche die Schädigungswirkung charakteristischer Fahrzeuge bzw. des Schwerverkehrskollektivs mit einer 100 kN Einzelachse verknüpfen. Diese für die Ermittlung der maßgeblichen Verkehrsbelastung noch heute herangezogenen Äquivalenzfaktoren wurden bei Molzer et al. [Molzer, 1995] im Zuge von Untersuchungen über die Schwerverkehrsbelastung im österreichische Bundesstraßennetz im Jahr 1995 entwickelt.

Die heutige Belastungssituation durch den Schwerverkehr, die sich infolge von verbesserter Logistik, sowie geänderte Nutzfahrzeugzusammensetzungen durch höhere Gesamtgewichts- bzw. Achslastverteilungen auszeichnet, wird durch dieses Konzept heute nur mehr unzureichend genau abgebildet. Daher ist auch in dieser Hinsicht für die rechnerische Bemessung eine Überprüfung der Ansätze zur Festlegung der maßgeblichen Verkehrsbelastung erforderlich.

Schließlich beschränkt sich die österreichische Bemessungsmethode bei der Bewertung der untersuchten Aufbauten ausschließlich auf die Bewertung der strukturellen Tragfähigkeit der untersuchten Aufbauten. Die im Bemessungskatalog vorgesehenen Bautypen weisen über die Gebrauchsdauer aber häufig ein unterschiedliches Gebrauchsverhalten auf, welches wiederum verschiedene Erhaltungsmaßnahmen und anderen Instandsetzungsintervalle erfordert. Eine Wirtschaftlichkeitsbewertung des unterschiedlichen Gebrauchsverhaltens auf Basis einer Lebenszykluskostenanalyse ist nur ansatzweise im österreichischen Regelwerk implementiert, aber nicht zwingend als Teil des Bemessungsprozesses vorgesehen.

Durch die Einführung sogenannter gebrauchsverhaltensorientierter (GVO-) Anforderungen an Bindemittel (Bitumen und Bindemittelsysteme) und das Asphaltmischgut, die sich auf fundamentale Mischguteigenschaften wie Widerstand gegen Spurrinnenbildung, Tieftemperaturverhalten oder die Steifigkeit bzw. Ermüdungsfestigkeit beziehen, stehen in Österreich erstmals verbesserte Instrumente zur Optimierung des bituminösen Oberbaus im Hinblick auf die tatsächlichen verkehrlichen und klimatischen Beanspruchungen zur Verfügung. Mit Hilfe von GVO-Materialkenngrößen lassen sich verschieden modifizierte Asphaltmischgutsorten, Recyclingasphalte und innovative Spezialasphalte mechanisch bewerten und in Bezug auf deren Gebrauchsverhalten qualitativ miteinander vergleichen.

Derzeit fehlt den Bauherren (Ausschreibenden) und der Bauwirtschaft eine technisch-wissenschaftlich fundierte Methodik zur Beurteilung einer erzielbaren technischen Qualitätssteigerung bei Einsatz von modifizierten Sonderasphalten im Vergleich zu gängigen Standardasphalten. Ebenso können mit den derzeitigen Instrumentarien mögliche Schichtdickenreduktionen oder verringerte Lebenszykluskosten durch erhöhte GVO Anforderungen an die eingesetzten (Sonder-) Asphalte nicht adäquat beurteilt und dargestellt werden. Damit stehen derzeit den mit dem GVO Ansatz verbundenen höheren Prüfaufwand und -kosten kein technisch wirtschaftlich darstellbarer Vorteil gegenüber, weshalb auf Seiten der Industrie der Anreiz zur Entwicklung innovativer bituminöser Baustoffe oder zur Konzeption neuer nach dem GVO Ansatz optimierter Oberbausysteme beschränkt bleibt.

2. DIMENSIONIERUNG VON ASPHALTSTRASSEN

2.1 Grundlagen

Die Straßenoberbaudimensionierung in Österreich wird laufend weiterentwickelt, wobei der Anspruch verfolgt wird, die realen Belastungs- und Tragfähigkeitszustände des Oberbaus möglichst genau durch entsprechende Modellansätze abzubilden. Die letzte wesentliche methodische Überarbeitung der österreichischen Bemessungsmethode erfolgte im Rahmen der Untersuchungen durch Litzka et al. [Litzka, 1996] und wurde im Regelwerk in der RVS 03.63 im Jahr 1998 umgesetzt.

Ziel der Oberbaubemessung ist es, die Straßenkonstruktion so aufzubauen, dass sie während der gesamten vorgesehenen Bemessungsperiode den auftretenden Verkehrsbelastungen gerecht wird. Das heißt, dass alle durch die Verkehrsbeanspruchung im Zusammenwirken mit den klimatischen Einflüssen und der Beschaffenheit des Untergrundes in der Straßenbefestigung verursachten Beanspruchungen bzw. Formänderungen bestimmte Grenzwerte nicht überschreiten. Als für die Dickenbemessung maßgebliches Kriterium wird hier wie international üblich die Baustoffermüdung unter der maßgeblichen verkehrlichen und klimatischen Beanspruchung (Spannungen und Dehnungen) in den einzelnen Schichten des Oberbaus und am Untergrund herangezogen.

Als maßgebende Beanspruchungen werden bei der Dimensionierung von Asphaltstraßen in der Regel die wechselnde Zugbeanspruchung an der Unterseite der Asphaltsschichte und die senkrechte Druckbeanspruchung am Unterbauplanum angesehen. Die zyklischen Zugbeanspruchungen infolge der Verkehrsbelastung führen zur Ermüdung des Baustoffes und an der Unterseite der Asphaltkonstruktion entstehen Risse, die sich nach oben hin fortpflanzen („bottom up cracking“). In der Folge verbinden sich die Einzelrisse zu Netzzissen, wodurch es zur rasch progressiven Herabsetzung der Tragfähigkeit der gesamten Konstruktion kommt.

Neben den Ermüdungseigenschaften des Asphalts, die in erster Linie für die strukturelle Lebensdauer und damit für die Festlegung der Dicken und der Qualität der einzelnen Schichten maßgebend ist, müssen andererseits auch andere asphaltmechanische Gebrauchseigenschaften des Asphalts wie Widerstand gegen Risse bei tiefen Temperaturen oder Verformungsverhalten bei hohen Temperaturen (Spurrinnenbildung) in die Bewertung der Bau- und Erhaltungskosten der Konstruktion einfließen, um eine wirtschaftlich optimale Lösung zu gewährleisten.

Die Größe der Beanspruchung des Straßenoberbaus und damit auch die erforderliche Dicke der einzelnen Oberbauschichten hängen von folgenden wesentlichen Einflussparametern ab:

- Verkehrsbelastung
- Untergrundtragfähigkeit
- Klimakenngrößen
- Struktur und Materialeigenschaften der Schichten des Oberbaus

Die Qualität und Verlässlichkeit eines Bemessungsvorschlages hängen wesentlich von der Zuverlässigkeit und Genauigkeit ab, mit der diese Einflussgrößen erfasst und im verwendeten Bemessungsmodell abgebildet werden können. Im Folgenden soll daher kurz darauf eingegangen werden, wie diese wesentlichen Einflussgrößen im derzeitigen österreichischen Bemessungsmodell für Asphaltstraßen berücksichtigt werden.

2.2 Nationale Bemessungsmethodik

2.2.1 Maßgebende Verkehrsbelastung

Auf Grundlage detaillierter Daten über die Achslast- und Fahrzeugtypenverteilungen aus Achslastwägungen im hochrangigen Straßennetz [Molzer,1995] in Österreich werden mit Hilfe eines Ermüdungskriteriums (siehe Kapitel 2.2.4) repräsentative mittlere Äquivalenzfaktoren für Fahrzeugtypen bzw. –kollektive abgeleitet. Dabei können die 5 Fahrzeugtypen

- LKW ohne Anhänger
- LKW mit Anhänger bzw. Sattelzug
- Bus
- Linienbus (ÖPNV)
- Liniengelenkbus (ÖPNV),

sowie jeweils ein Kollektiv für den Schwerverkehr auf

- Autobahnen, und
- sonstigen Straßen

unterschieden werden. Diese Äquivalenzfaktoren stellen die mittlere Schädigungswirkung des entsprechenden Fahrzeugtyps bzw. Kollektivs im Vergleich zum Übergang einer 100 kN Normachse dar und ermöglichen eine Bestimmung der vom Oberbau zu ertragenden Anzahl an Normlastwechsel aus den (für einen Streckenabschnitt bei Verkehrszählungen ermittelten) Kenngrößen $JDTV_i$ für den Fahrzeugtyp i bzw. $JDTLV$ durch [Litzka, 1996]

$$NLW_{\text{tägl}} = \sum_i JDTV_i \cdot \ddot{A}_i \quad (1)$$

bzw.

$$NLW_{\text{tägl}} = JDTLV \cdot \ddot{A}_{JDTLV} \quad (2)$$

Die Äquivalenzfaktoren sind in Tabelle 1 und Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 1: Äquivalenzfaktoren der Fahrzeugkategorien gemäß RVS 03.08.63

Fahrzeugkategorie	\ddot{A}
LKW ohne Anhänger	0,70
LKW mit Anhänger bzw. Sattelzug	1,20
Bus	0,60
Linienbus (ÖPNV)	0,80
Liniengelenkbus (ÖPNV)	1,40

Tabelle 2: Äquivalenzfaktoren nach Straßenkategorien gemäß RVS 03.08.63

Straßenkategorie	\ddot{A}_{JDTLV}
Autobahnen	0,90
sonstige Straßen	1,00

In RVS 03.08.63 werden 7 Lastklassen unterschieden, für die in Abhängigkeit der ertragbaren Anzahl an Bemessungsnormlastwechseln (BNLW) mit der 100 kN Normachse Standardaufbauten vorgeschrieben sind. BNLW kann mit Hilfe von

$$BNLW = NLW_{\text{tägl}} \cdot R \cdot V \cdot S \cdot 365 \cdot n \cdot z \quad (3)$$

bestimmt werden, wobei R, V und S Faktoren zur realitätsnahen Berücksichtigung des Verkehrs, n den Bemessungszeitraum und z einen Verkehrszuwachsfaktor der Form

$$z = \frac{q^n - 1}{n(q - 1)} \quad (4)$$

mit $q=1+p/100$ und p als mittlere jährliche Zuwachsrate in % darstellen.

2.2.2 Untergrundtragfähigkeit

Die Tragfähigkeit des Untergrundes schwankt stark mit den sich saisonal ändernden hydrologischen Verhältnissen. Daher werden in der österreichischen Bemessungsmethode unterschiedliche Tragfähigkeiten für verschiedene Perioden des Jahres herangezogen. Die höchsten Tragfähigkeiten treten dabei im Winter bei z. T. gefrorenem Boden auf, die niedrigsten während des Frühjahrstauwetters. Im Laufe des Sommers und Herbstes steigen die Untergrundtragfähigkeitswerte danach wieder kontinuierlich an (siehe Abbildung 1).

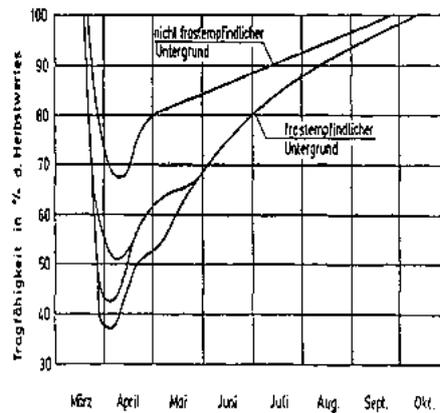


Abbildung 1: Änderung der Untergrundtragfähigkeit einer Straßenbefestigung mit der Jahreszeit [Fredrickson, 1963]

Für die Modellierung und Bemessung der Oberbauten werden in der österreichischen Bemessungsmethode die in Tabelle 3 angegebenen Werte für die unterschiedlichen Tragfähigkeitsperioden herangezogen. Daher ist in RVS 03.08.63 bzw. in RVS 08.03.01 eine Mindesttragfähigkeit des Unterbauplanums von 35 MN/m² gefordert.

Tabelle 3: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [Litzka, 1987]

Jahresperiode	Tragfähigkeit in % des Herbstwertes	angesetzter Modul $E_{dyn,UG}$ [MN/m ²]
Winterperiode 16.12. – 15.3.	200	280
Frühjahrstauperiode 16.3. – 15.5.	50	70
Übergangsperiode 16.5. – 15.6.	70	100
Sommer-/Herbstperiode 16.6. – 15.12.	100	140

2.2.3 Klimakenngrößen

Da es im Straßenoberbau in Österreich über das Jahr hinweg zu starken Temperaturschwankungen in Abhängigkeit der klimatischen Bedingungen kommen kann, ist es unerlässlich, diese Schwankungen zu berücksichtigen. Eine Annahme konstanter Materialkennwerte kann besonders bei hohen Temperaturen (Asphalt) und hohem Wassergehalt im Untergrund zu fehlerhaften Bemessungsergebnissen Fehlern führen. Die Berücksichtigung der über das Jahr wechselnden Temperaturverhältnisse, erfolgt unter Verwendung der von Mais [Mais, 1973] vorgeschlagenen Temperaturperioden. Aufgrund von täglichen und jährlichen Temperaturschwankungen in den bituminösen

Schichten wurde das Jahr in 6 Klimaperioden eingeteilt, die sich wiederum durch Tag und Nacht unterscheiden [Mais, 1973]. Somit ergeben sich für das Jahr 12 Temperaturperioden, welche sich durch annähernd gleiche Temperaturverhältnisse auszeichnen. Diese sind in Tabelle 4 dargestellt.

Tabelle 4: Einteilung des Jahres in 6 Klimaperioden bzw. in 12 Temperaturperioden in Abhängigkeit von der Jahres- und Tageszeit, nach [Mais, 1973]

Klimaperiode	1		2		3		4		5		6	
Zeitraum	16.12.-15.3.		16.3.-15.5.		16.5.-15.6.		16.6.-15.9.		16.9.-15.10.		16.10.-15.12.	
Tag/Nacht	T	N	T	N	T	N	T	N	T	N	T	N
Temp.-periode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

Um den Temperaturverlauf in der bituminösen Oberbaukonstruktion der Dimensionierung berücksichtigen zu können, kann die Tabelle 5 aus [Milkovics, 1984] verwendet werden.

Tabelle 5: Charakteristische mittlere Temperaturen in der Mitte der bituminösen Schicht in Abhängigkeit von der Jahreszeit und der Schichtstärke h_1 , [Milkovics, 1984]

Jahreszeit	16.12.-15.3.		16.3.-15.5.		16.5.-15.6.		16.6.-15.9.		16.9.-15.10.		16.10.-15.12.	
Temp.-periode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h_1 [cm]	Bemessungstemperatur [°C]											
6	-1	-7	17	8	31	18	34	20	26	15	10	5
8	-1	-7	16	8	31	18	34	20	25	15	10	6
9	-1	-7	16	8	30	18	33	21	25	15	10	6
10	-1	-7	16	8	30	18	33	21	25	15	10	6
11	-1	-7	16	8	30	18	32	21	24	15	10	6
12	-1	-6	15	8	29	18	32	21	24	15	10	6
14	-1	-6	15	8	29	18	31	21	24	16	10	6
15	-1	-6	15	8	29	18	31	21	23	16	10	7
17	-1	-6	15	9	28	18	30	21	23	16	10	7
18	-1	-6	14	9	28	18	30	21	23	16	10	7
20	-1	-6	14	9	28	18	30	21	23	16	10	7
21	-1	-6	14	9	26	18	29	21	22	16	10	7
22	-1	-6	14	9	26	18	29	21	22	16	10	7
24	-1	-6	14	9	26	18	29	21	22	16	10	7
25	-1	-5	14	9	26	18	28	21	22	16	10	8
26	-1	-5	14	9	26	18	28	21	22	16	10	8
28	-1	-5	13	10	25	18	28	21	21	16	9	8
29	-1	-5	13	10	25	18	27	21	21	16	9	8
32	-1	-4	13	10	24	18	27	21	20	16	9	8
33	-1	-4	13	10	23	19	26	21	20	17	9	8
36	-1	-4	12	10	23	18	26	21	20	17	9	8
37	-1	-3	12	10	23	18	26	21	20	17	9	8
40	-1	-3	12	10	22	18	25	21	19	17	9	8

2.2.4 Materialeigenschaften der Oberbauschichten

Ungebundene Tragschichten

Die Tragfähigkeit ungebundener Schichten wird maßgeblich von der Untergrundtragfähigkeit beeinflusst, wobei diese maximal den ca. 1,5 bis 2,5-fachen Wert des E-Moduls des Untergrundes erreichen kann. Zugspannungen an der Unterseite der Tragschicht bei Belastung der Straße führen zur Auflockerung des ungebundenen Materials, wodurch eine höhere Tragfähigkeit verhindert wird. Zudem spielen die Dicke der Tragschicht, sowie die Materialart eine entscheidende Rolle für das Tragfähigkeitsverhalten. Tabelle 6 zeigt die E-Modulverhältnisse für ungebundene Tragschichte, die der Bemessung nach RVS 03.08.63 zugrunde liegen.

Tabelle 6: E-Modulverhältnis für ungebundene Schichten [Milkovics, 1984]

Schicht 1	Schicht 2	E-Modulverhältnis
30 cm ungeb. untere TS	Untergrund	2,0
20 cm ungeb. obere TS (Rundkörnung)	ungeb. untere TS	1,7
20 cm ungeb. obere TS (Kantkörnung)	ungeb. untere TS	1,9
15 - 18 cm ungeb. obere TS (ZGKK)	ungeb. untere TS	2,5

Die Steifigkeit von ungebundenen Schichten steigt in der Regel von der Schichtunterseite zur –oberseite. Im Rahmen der Bemessung wird allerdings von einem konstanten Ersatzmodul über die gesamte Schichtdicke ausgegangen.

Zementstabilisierte Tragschichte

Die zementstabilisierte Tragschicht wird durch Mischen eines geeigneten, anstehenden Bodens oder aufbereiteten Gesteins mit Zement und Verdichten beim optimalen Wassergehalt nach Proctor hergestellt. Abgesehen von Arbeitsfugen werden bei der Herstellung keine Fugen ausgeführt. Durch die gering gehaltene Druckfestigkeit der zementstabilisierten Tragschicht bildet sich nach dem Erhärten eine feine Rissstruktur aus, die ein Paketreißen mit großem Fugenabstand und offenen Fugen verhindert. In der Bemessung wird ein E-Modul von 5000 N/mm² und eine Querdehnzahl von $\nu=0,35$ bei Vorhandensein der Mikrorissstruktur angenommen. [Litzka, 1996] [Litzka, 1987]

Kommt eine zementstabilisierte Tragschicht zum Einsatz, wird davon ausgegangen, dass das Ermüdungsversagen an der Unterseite dieser Schicht in Form von Zugversagen auftritt. Herangezogen werden diesbezüglich die Untersuchungen von [Leykauf, 1982] und [Milkovics, 1984]. Für die Ermüdung zementstabilisierter Schichten lässt sich, unter Berücksichtigung der Radialspannung σ_r , die Anzahl der zulässigen Lastwechsel N_{zul} damit wie folgt darstellen:

$$N_{zul} = \left(0,57 \cdot \frac{1}{\sigma_r} \right)^5 \cdot 10^6. \quad (5)$$

Bituminös gebundene Schichten

Das Steifigkeitsverhalten bituminöser Schichten hängt neben der Mischgutzusammensetzung (Gesteinsanteil, Korngrößenverteilung, Bindemittelgehalt,...), aufgrund der viskoelastischen Eigenschaften maßgebend von Temperatur und Belastungsfrequenz ab. Um elastische Modelle zur Bestimmung der Primärwirkungen anwenden zu können, wird ein effektiver dynamischer E-Modul E_{dyn} abgeleitet. Dieser ist durch einen elastischen Vergleichskörper definiert, der bei gegebenem Spannungsverlauf das gleiche Dehnungsverhalten aufweist wie ein viskoelastischer Körper. Das temperaturabhängige Verhalten dieses Modellasphaltes wurde nach [Shell, 1978] abgeleitet und kann durch

$$E_{dyn}(T) = -2,079 \cdot 10^{-4} \cdot T^4 - 2,065 \cdot 10^{-3} \cdot T^3 + 5,271 \cdot T^2 - 4,193 \cdot 10^2 \cdot T + 9218. \quad (6)$$

beschrieben werden (siehe auch Abbildung 2). Die Querdehnzahl für bituminöse Schichten kann mit $\nu=0,35$ angenommen werden.

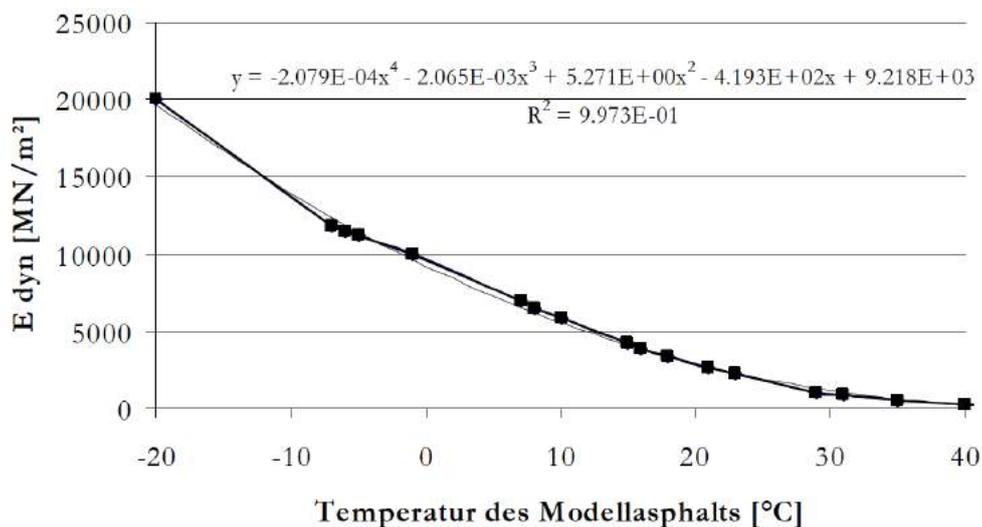


Abbildung 2: Temperaturabhängiger Verlauf des E-Moduls für den Modellasphalt [Wistuba, 2003]

Festigkeit und Steifigkeit des Asphalts nehmen durch wiederholte, dynamische Verkehrsbelastung ab und die Beanspruchungen summieren sich zu einem kumulativen Schaden. Als Ort für diesen ersten Ermüdungsschaden wird die Unterseite der Asphaltenschicht angenommen. Da Strukturschäden an Straßenkonstruktionen am häufigsten durch Ermüdung entstehen, wird zur Bemessung eine Vergleichsspannung σ_v an der Unterseite dieser Schicht herangezogen. Das Ermüdungsverhalten kann durch [Litzka, 1996]

$$N_{zul} = k_1(T) \cdot \left(\frac{E_{dyn}(T)}{\sigma_v} \right)^{k_2(T)} \quad (7)$$

bestimmt werden. Dieses Ermüdungsgesetz wurde anhand unterschiedlicher Versuche im Labor aufgestellt. Die Asphaltprobekörper wurden dynamischen Biege-, Torsions-, Zug- oder Druckversuchen ausgesetzt. Laut [Arand, 1989] gilt bei lastgeregelten Versuchen eine Zunahme der Dehnung um 100%, bei weggeregelten Versuchen eine Abnahme der Spannung um 50% als Versagenskriterium für Asphalt. Die temperaturabhängigen Parameter $k_1(T)$ und $k_2(T)$ ergeben sich zu

$$k_1(T) = k_1(70) \cdot 10^{(0,08896(T-70) - 0,0023817(T-70)^2)},$$

$$k_2(T) = k_2(70) - 0,01349(T-70) + 0,0004624(T-70)^2. \quad (8)$$

Die Werte für $k_1(70)$ und $k_2(70)$ sind für eine Temperatur von 70 Fahrenheit (entspricht etwa 21,1°C) gültig, wobei die Werte $k_1(70)=4,6 \cdot 10^{-12}$ und $k_2(70)=5$ herangezogen werden können [Litzka, 1996] und die Temperatur mit Hilfe von Gleichung (9) von °C in F umgerechnet werden kann.

$$T[F] = \frac{9}{5} \cdot T[°C] + 32 \quad (9)$$

2.2.5 Berechnungsmodell

Die heute in Österreich angewandte Bemessungsmethode für bituminöse Aufbauten stammt in seiner Grundform aus dem Jahr 1996 und wird in [Litzka, 1996], [Molzer 1996] und [Wistuba, 2003] ausführlich beschrieben.

Basierend auf einem analytischen Bemessungsmodell beschreiben allgemeingültige physikalisch-mechanische Gesetzmäßigkeiten die Reaktion des Straßenaufbaus auf äußere Lasteinwirkungen. Dabei werden das Lastkollektiv (unterschiedliche Achsart, Achslast, Reifenart und Reifendruck – siehe Kapitel 2.2.1), klimatische Einflüsse (siehe Kapitel 2.2.3) und die Struktur (Dicke der Schichten, Materialeigenschaften – siehe Kapitel 2.2.4) berücksichtigt. Einen Überblick über die Bemessungsmethode gibt Abbildung 3.

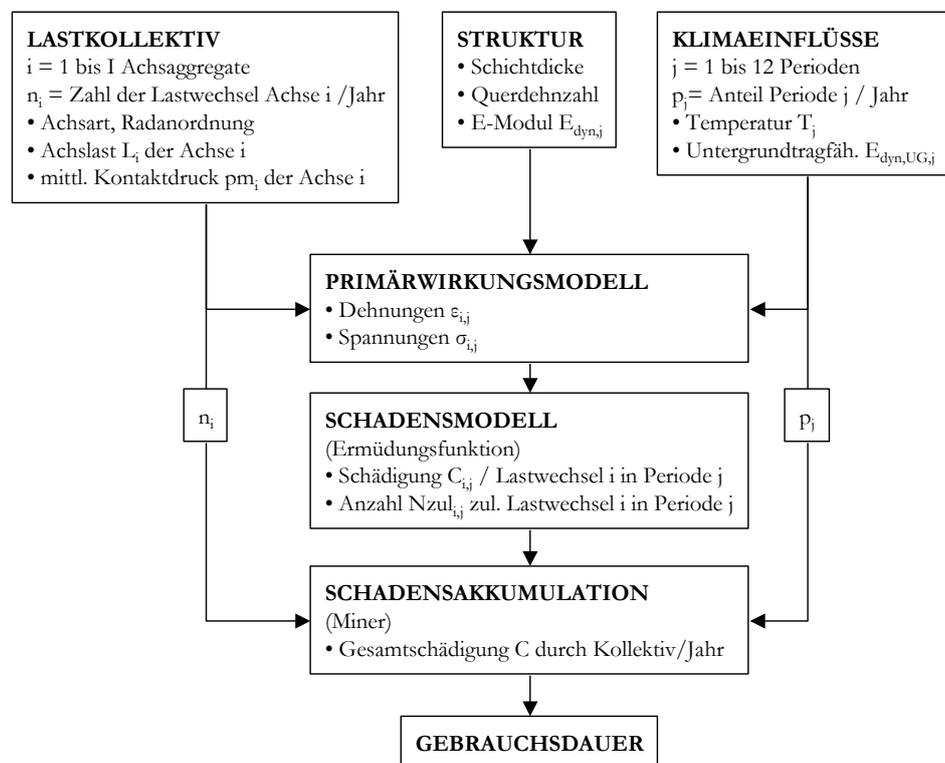


Abbildung 3: Berechnungsschema der österreichischen Bemessungsmethode bituminöser Straßenaufbauten [Litzka et al. 1996]

Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen können mit Hilfe der Mehrschichtentheorie nach Burmister die maßgeblichen Primärwirkungen (Spannungen und Dehnungen) im Straßenoberbau bestimmt werden.

Ein Schadensmodell basierend auf der Ermüdungsfunktion in Gleichung (5) bzw. (7) liefert die Schädigung der Straßenkonstruktion durch das Lastkollektiv, wobei die Teilschädigungen für jede Achse i und jede Jahresteilperiode j gemäß dem Superpositionsprinzip über den Bemessungszeitraum aufsummiert werden können und eine technische Gebrauchsdauer ermittelt werden kann. Mit Hilfe der Teilschädigung für die einzelnen Achsaggregate können Achslastäquivalenzfaktoren zur Umrechnung der Schädigungswirkung maßgebender Fahrzeuge in die Schädigungswirkung einer Normachse (100 kN Einzelachse) angegeben werden. Die Bemessung muss somit nur mehr für diese Normachse durchgeführt werden, wobei die technische Lebensdauer in Normlastwechseln angegeben werden kann.

2.2.6 Methodenkritik

Bei der Ermittlung der maßgeblichen Verkehrsbelastung wird bei der aktuellen Bemessungsmethode das Konzept von Äquivalenzfaktoren herangezogen. Mit Hilfe dieser Äquivalenzfaktoren für Schwerfahrzeuge oder für ein bestimmtes Schwerfahrzeugkollektiv werden äquivalente Übergänge der Normachse und in der Folge die Bemessungsnormlastwechsel ermittelt. Abgeleitet wurden diese Äquivalenzfaktoren bei [Litzka, 1996] durch den Vergleich der rechnerischen Schädigung der einzelnen Fahrzeugtypen bzw. Schwerfahrzeugkollektive mit jener der Normachse von 100 kN.

Die Differenzierung der Äquivalenzfaktoren erfolgte dabei aus praktischen Gründen der Anwendbarkeit in der RVS nicht besonders detailliert. Somit werden beispielsweise alle LKW ohne Anhänger gemeinsam mit einem Äquivalenzwert beschrieben, obwohl das Schädigungsverhalten in Abhängigkeit von der Bauart und der unterschiedlichen Beladungen sehr stark schwanken kann. Der pragmatische Hintergrund für die Anwendung von Äquivalenzfaktoren ist deren einfache Handhabbarkeit bei der Bemessung und die oft fehlende Datengrundlage zur tatsächlichen Zusammensetzung des Schwerverkehrs. Liegen jedoch genauere Daten zur Verkehrszusammensetzung der Fahrzeugklassen des Schwerverkehrs und gegebenenfalls auch deren Achslastverteilungen vor, wie dies im ASFiNAG Netz z.B. aus Mautdaten der Fall ist, gibt die derzeitige Richtlinie dem Anwender keine Möglichkeiten diese zusätzlichen Daten in die Bemessung einfließen zu lassen, um damit das Bemessungsergebnis deutlich zu verbessern.

Die Materialeigenschaften der bituminösen Schichten (Steifigkeit und Ermüdungswiderstand) werden bei der derzeitigen Bemessungsmethode unabhängig von der Art und Zusammensetzung des Asphaltmischgutes durch einen Modellasphalt abgebildet. Tatsächlich können die Materialparameter aber in Abhängigkeit von der Konzeption des Mischgutes (volumetrische Zusammensetzung), dem verwendeten Bindemittel und Bindemittelsystemen sowie allfällig verwendeten Zusätzen sehr stark variieren. Da im Rahmen von neueren europäischen Richtlinien und Normenwerken Mindestwerte für diese auch für die Bemessung wesentlichen asphaltmechanischen Kenngrößen im Zuge von sogenannte gebrauchsvorhaltensorientierte (GVO) Materialprüfungen gefordert werden können, sollten diese in Zukunft bei der rechnerischen Dimensionierung berücksichtigt werden.

Des Weiteren lassen sich mit den derzeit vorhandenen Instrumentarien mögliche Schichtdickenreduktionen oder verringerte Lebenszykluskosten, die sich beispielsweise durch verbesserte asphaltmechanische Kennwerte erzielen lassen, nicht adäquat beurteilen. In einer überarbeiteten Bemessungsmethode sollte deshalb eine wirtschaftliche, auf Lebenszykluskosten basierende Beurteilungsmethodik vorgesehen sein.

3. ZIELSETZUNGEN

Die grundsätzliche Ziele und angestrebten Ergebnisse des gegenständlichen Forschungsvorhabens können daher aus der ausgeführten Problemstellung und der Methodenkritik an der aktuellen Bemessungsmethodik wie folgt formuliert werden.

- Verbesserte Bewertung der maßgeblichen Verkehrsbelastung auf Grundlage von automatischen Zählstellen mit Fahrzeugtypenunterscheidung (Mautdaten) und vorhandenen Daten zur Achslast- und Gesamtgewichtverteilung der einzelnen Fahrzeugtypen für das österreichische Autobahnen- und Schnellstraßennetz
- Schaffung eines Bewertungshintergrundes für die bemessungsrelevanten asphaltmechanischen Kennwerte von gängigen Mischgutsorten für hoch und höchst beanspruchte Asphaltstraßen
- Ausarbeitung von Empfehlungen für gebrauchungsverhaltensorientierte (GVO) Anforderungen an Asphaltmischgut in Abhängigkeit von den prognostizierten Verkehrsbelastungen und klimatischen Randbedingungen (Anforderungsmatrizen)
- Überarbeitung und Erweiterung der bestehenden österreichischen Methodik zur Dimensionierung des Straßenoberbaus unter Einbeziehung der GVO-Eigenschaften an Asphaltmischgut und einer verbesserten Berücksichtigung der tatsächlichen Verkehrsbelastung durch moderne Schwerverkehrskollektive
- Entwicklung einer Bewertungsmethodik für die Wirtschaftlichkeit von Straßenoberbauten auf Grundlage einer durchgängigen Lebenszykluskostenanalyse auf Grundlage des bestehenden PMS Systems der ASFINAG unter Einbeziehung der Baulastträgerkosten
- Erstellung der Grundlagen für die rasche Implementierung der ausgearbeiteten Dimensionierungsmethodik in ein Richtlinienwerk (RVS) zur rechnerischen Dimensionierung von Asphaltstraßen

4. GEBRAUCHSVERHALTENORIENTIERTE ANFORDERUNGEN AN ASPHALTMISCHGUT UND SCHICHTEN

4.1 Eigenschaften bituminöser Baustoffe

Nach spontan auftretendem elastischen Verhalten ändert sich das Materialverhalten von Bitumen und bituminösen Baustoffen in Abhängigkeit der Zeit und der Belastungsdauer. Diese viskosen Eigenschaften äußern sich in den Phänomenen Kriechen und Relaxation. Beim Kriechen nehmen Dehnungen im Baustoff bei konstant gehaltener Spannung mit der Zeit zu; Relaxation führt zu einer Reduktion der Spannungen bei konstant gehaltener Dehnung. Aufgrund dieses temperatur- und zeitabhängigen Verhaltens sind die Steifigkeitseigenschaften bituminöser Baustoffe stark von der Temperatur und der Belastungsfrequenz und damit der Überrollungsgeschwindigkeit durch den Verkehr abhängig. Daher werden die mechanischen Eigenschaften im Rahmen von gebrauchsverhaltensorientierten Prüfungen in dynamischen Versuchen charakterisiert. Eine weitere Besonderheit bituminöser Baustoffe ist die Temperaturabhängigkeit des Materialverhaltens. Als thermorheologisch einfache Materialien gilt, dass Temperatur und Belastungsfrequenz austauschbare Variablen sind., wodurch sich der Prüfaufwand zur Charakterisierung des gesamten Spektrums durch Anwendung des Time-Temperature-Superposition Principle [Steinmann, 2005] (siehe auch Kapitel 6.1.4) erheblich verringert.

4.2 Gebrauchsverhaltensorientierte Anforderungen

Gebrauchsverhaltensorientierte (GVO) Anforderungen an Heißasphalt beziehen sich auf asphaltmechanische Eigenschaften des Asphaltmischguts, die einen direkten Bezug auf das Gebrauchsverhalten im eingebauten Zustand aufweisen. Zum Gebrauchsverhalten des Mischguts zählen dabei die Verformungsbeständigkeit bei hohen Temperaturen (Widerstand gegen Spurrinnenbildung) und Ermüdungsbeständigkeit bei wiederholter (Verkehrs-)Beanspruchung sowie die temperatur- und belastungsdauerabhängige Materialsteifigkeit (Abbildung 4).

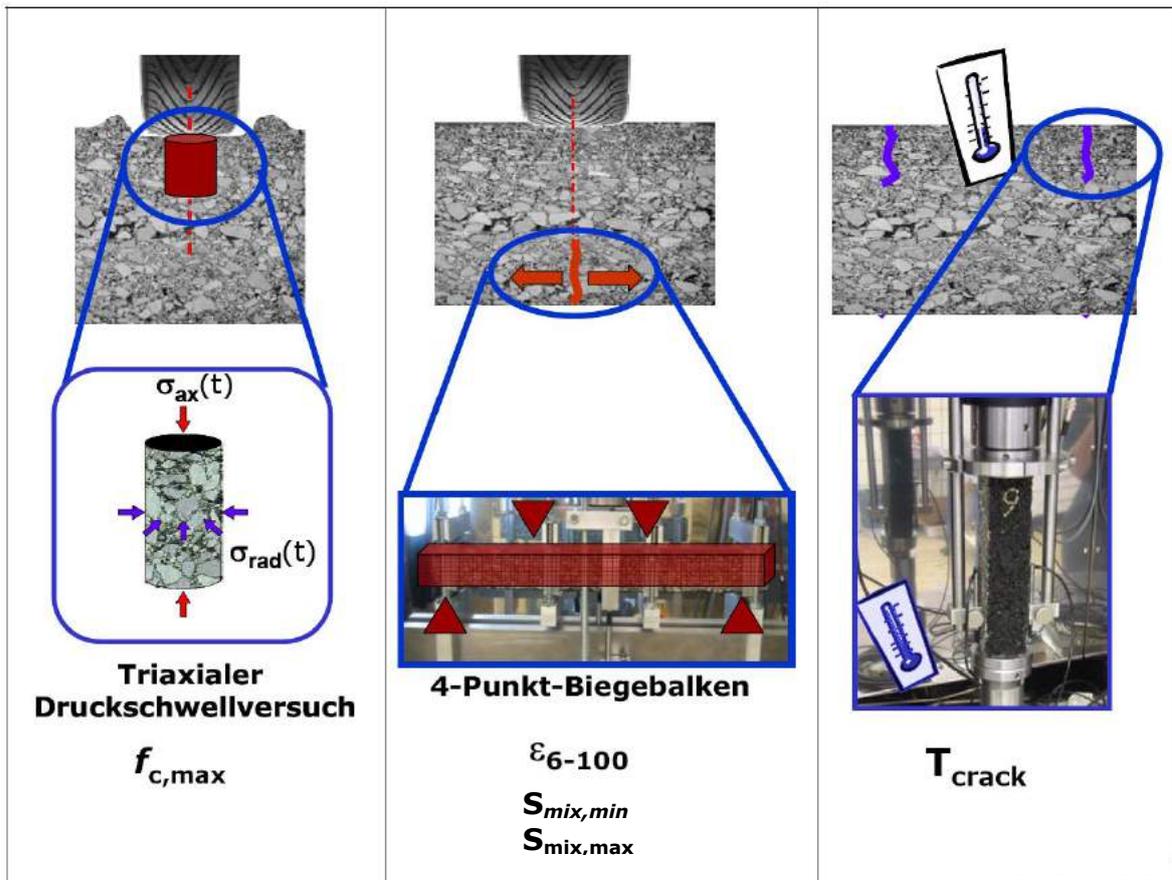


Abbildung 4: GVO Kennwerte auf Grundlage asphaltmechanischer Materialprüfungen

Auch beim GVO Ansatz gelten für alle Asphalttypen grundsätzlich die „allgemeinen Anforderungen“. Dazu zählen die Zusammensetzung und Korngrößenverteilung des Asphaltes, der Hohlraumgehalt, Umhüllung und Homogenität, Brandverhalten und die Temperatur des Mischgutes bei der Herstellung. An das Asphaltmischgut können daneben Anforderungen an folgende GVO Kenngrößen gestellt werden:

a) Widerstand gegen bleibende Verformungen

Die Anforderungen an die Verformungsstabilität von Asphaltmischgütern bei hohen Temperaturen werden auf Grundlage von Druckschwellprüfungen nach ÖNORM EN 12697-25, Teil B, festgelegt. Dabei werden zylindrische Probekörper in einer Triaxialzelle bei hoher Temperatur (40°C bzw. 50°C) mit einem zyklischen (sinusförmigen) Axialdruck σ_{ax} bei einer Frequenz von 3 Hz und konstantem Stützdruck σ_{rad} beansprucht. Anforderungen werden gestellt an die maximal zulässige Kriechrate $f_{c,max}$ [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$].

b) Steifigkeit und Ermüdungsbeständigkeit

Aufgrund des visko-elastischen Materialverhaltens von Asphaltmischgut sind dessen Steifigkeits- und Ermüdungseigenschaften im verdichteten Zustand einerseits von der Belastungsdauer (Fahrgeschwindigkeit) und andererseits von der Asphalttemperatur abhängig. Bei der Festlegung von GVO Anforderungen wird die Steifigkeit von Asphaltprobekörpern mit Hilfe von Steifigkeitsversuchen nach ÖNORM EN12697-26 am 4-Punkt-Biegebalken ermittelt. Festgelegt werden maximale und minimale Steifigkeiten S_{\max} bzw. S_{\min} bei einer Temperatur von 20°C und einer Belastungsfrequenz von 8 Hz.

Anforderungen an die Ermüdungsbeständigkeit von Asphalten beziehen sich auf die zulässige Mikrodehnung ε_6 bei 10^6 Lastwechsel im Zuge von Ermüdungsprüfungen gemäß ÖNORM EN 12697-24 ebenfalls am 4-Punkt-Biegebalken bei 20°C und einer Prüffrequenz von 30 Hz.

c) Widerstand gegen thermische Rissbildung bei tiefen Temperaturen

Um eine Optimierung des Mischgutes nur im Hinblick auf die obere Gebrauchsspanne (hohe Verformungsstabilität und Steifigkeit) zu vermeiden, werden in Österreich auch nationale Anforderungen an den Widerstand gegen thermische Rissbildung bei tiefen Temperaturen gestellt. Die Prüfung erfolgt gemäß EN 12697-46 bei welcher im Rahmen eines Abkühlversuchs, die Risstemperatur und die Entwicklung der kryogenen Spannung bei einer Abkühlrate von 10°C/h ermittelt werden. In der Folge werden Anforderungen an die minimale Risstemperatur T_c gestellt.

4.3 Übersicht über das europäischen und nationale Richtlinienwerk

Alle für den Asphaltstraßenbau relevanten harmonisierten Europäische Normen (hEN) sind als ÖNORM EN veröffentlicht. Die Prüfverfahren für Heißasphalt erscheinen in der Normengruppe ÖNORM EN 12697 (Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt) und die entsprechenden Anforderungen in der Normengruppe ÖNORM EN 13108 (Asphaltmischgut – Mischgutanforderungen). Für die Anforderungen an das Asphaltmischgut wurden die nationalen Umsetzungsdokumente ÖNORM B3580 bis B3586 im Jahr 2010 neu überarbeitet und veröffentlicht. Die Tabelle 7 gibt eine Übersicht über das aktuell gültige Normenwerk.

Tabelle 7: Anforderungen an Asphaltmischgut – Europäische Richtlinien und nationale Umsetzungsnormen

ÖNORM EN	Asphaltmischgut – Mischgutanforderungen	ÖNORM B	Asphaltmischgut – Mischgutanforderungen
13108-1	Asphaltbeton	3580-1	Asphaltbeton – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13108-1 – Empirische Anforderungen
		3580-2	Asphaltbeton – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13108-1 – Gebrauchsverhaltensorientierte Anforderungen
13108-2	Asphaltbeton für sehr dünne Schichten	3581	Asphaltbeton für sehr dünne Schichten – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13108-2
13108-3	Softasphalt	3582	Softasphalt – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13108-3
13108-4	Hot Rolled Asphalt	3583	Hot Rolled Asphalt – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13108-4
13108-5	Splittmastixasphalt	3584-1	Splittmastixasphalt – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13108-5 – Empirische Anforderungen
		3584-2	Splittmastixasphalt – Gebrauchsverhaltensorientierte Anforderungen
13108-6	Gussasphalt	3585	Gussasphalt – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13108-6
13108-7	Offenporiger Asphalt	3586-1	Offenporiger Asphalt – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13108-7 – Empirische Anforderungen
		3586-2	Offenporiger Asphalt – Gebrauchsverhaltensorientierte Anforderungen
13108-8	Ausbauasphalt	a	
13108-20	Erstprüfung	a	
13108-21	Werkseigene Produktionskontrolle	a	
^a Umsetzung in den ÖNORMEN B 3580-1 bis B 3586-2.			

Für die Anforderungen an Asphaltbetone AC gem. EN 13108-1, die im Straßenbau in Trag-, Binder- oder Deckschichten eingesetzt werden können, wurden zwei nationale Umsetzungsnormen geschaffen. Die ÖNORM 3580-1 regelt die Anforderungen an Asphaltbetone nach dem sogenannten „Empirischen Ansatz“. Die ÖNORM 3580-2 ermöglicht erstmals auch gebrauchsvorhaltensorientierte (GVO) Anforderungen im Rahmen des „Fundamentalen Ansatzes“. Derartige GVO Anforderungen können im Rahmen der nationalen Umsetzungsnormen ebenso an Deckschichten aus Splittmastixasphalt SMA (ÖNORM 3584-2) und offenporigen Asphalt DA (ÖNORM 3586-2) gestellt werden.

Der GVO Ansatz wurde neben Österreich erstmals in den Niederlanden eingeführt und umgesetzt. Auch in Deutschland laufen Forschungsarbeiten zur Implementierung dieses

Ansatzes in das nationale Richtlinienwerk. In der in Österreich im März 2013 verbindlich erklärten Richtlinie RVS 08.16.06 (Anforderung an Asphalt-schichten – GVO Ansatz) und RVS 08.97.06 (Anforderung an Asphaltmischgut – GVO Ansatz) erfolgt eine Einteilung der GVO-Anforderungen an Deck-, hochstandfeste und bituminöse Tragschichten in Klassen, die Grenzwerte für die speziellen Anforderungen der jeweiligen Schichte enthalten. Ein Überblick über die Mischguttypen, die nach dem GVO Ansatz konzipiert werden können, und deren wesentlichen Gebrauchseigenschaften ist in Abbildung 5 dargestellt.

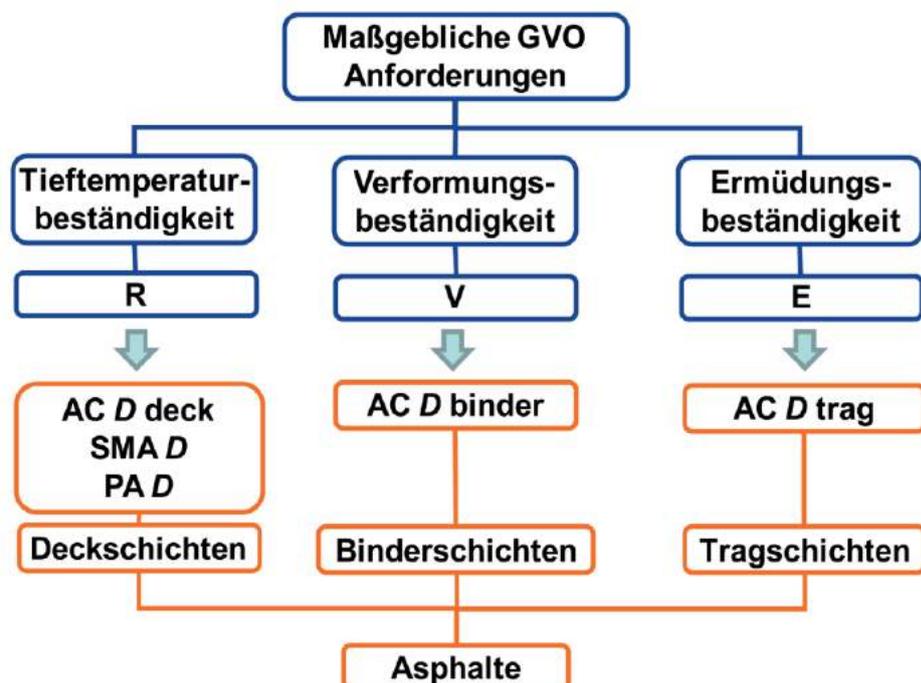


Abbildung 5: Mischguttypen und deren wesentlichen Gebrauchseigenschaften
 [RVS 08.97.06, 2013]

Für die nach dem GVO Ansatz deklarierten Asphalte sind folgende Typen Kennzeichnungen vorgesehen

- R (Rissbeständigkeit bei tiefen Temperaturen)

Diese Bezeichnung weist auf einen Mischguttyp für Deckschichten hin, welcher vorrangig auf Rissbeständigkeit bei tiefen Temperaturen konzipiert ist und in fünf Typen (R1, R2, R3, R4 und R5) unterteilt wird.

- V (Verformungsbeständigkeit bei hohen Temperaturen)
 Diese Bezeichnung weist auf einen Mischguttyp für Binderschichten hin, welcher vorrangig auf Beständigkeit gegen bleibende Verformungen bei hohen Temperaturen konzipiert ist und in vier Typen (V1, V2, V3 und V4) unterteilt wird.
- E (Ermüdungsbeständigkeit)
 Diese Bezeichnung weist auf einen Mischguttyp für Tragschichten hin, welcher vorrangig auf Beständigkeit gegen Ermüdungsrisse konzipiert ist und in vier Typen (E1, E2, E3 und E4) unterteilt wird.

Basierend auf den Anforderungen gemäß ÖNORM EN 13108 wurden in den nationalen Umsetzungsnormen ÖNORM 3580 für alle Asphalttypen Kategorien als Mindestanforderung an das Gebrauchsverhalten für Deckschichten aus Asphaltbeton (AC deck), gemäß Tabelle 8, und Splittmastixasphalt (SMA), gemäß Tabelle 9, sowie Asphaltbetone für Binderschichten (AC binder), gemäß Tabelle 10, und Asphaltbetone für Tragschichten (AC trag), gemäß Tabelle 11, festgelegt. Die Anforderungen an Asphalte für offenporige Deckschichte (Drainasphalt PA) sind in der Tabelle 12 zusammengefasst, wobei anzumerken ist, dass diese Schichten bei der Bemessung unberücksichtigt bleiben [RVS 03.08.63, 2008].

Tabelle 8: GVO Anforderungstypen für AC 11 deck, AC 16 deck, AC 22 deck

Parameter/Eigenschaft	R1	R2	R3	R4	R5
Maximale Bruchtemperatur T_c in °C	T_{c-30}	T_{c-25}	T_{c-30}	T_{c-25}	T_{c-20}
Beständigkeit gegen Ermüdung ϵ_6 (Mikrodehnung)	ϵ_{6-NR}				
Steifigkeit S_{mix} in MPa	nächst kleineren S_{min} -Wert angeben nächst größeren S_{max} -Wert angeben				
Maximale Kriechgeschwindigkeit f_{cmax} in $\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$	$f_{cmax0,2}$		$f_{cmax0,4}$		

Tabelle 9: GVO Anforderungskategorien für SMA 11

Parameter/Eigenschaft	R1	R2	R3	R4	R5
Maximale Bruchtemperatur T_c in °C	T_{c-30}	T_{c-25}	T_{c-30}	T_{c-25}	T_{c-20}
Beständigkeit gegen Ermüdung ε_6 (Mikrodehnung)	ε_{6-NR}				
Steifigkeit S_{mix} in MPa	nächst kleineren S_{min} -Wert angeben nächst größeren S_{max} -Wert angeben				
Maximale Kriechgeschwindigkeit f_c in $\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$	$f_{c \max 0,2}$		$f_{c \max 0,4}$		

Tabelle 10: GVO Anforderungskategorien für AC binder

Parameter/Eigenschaft	V1	V2	V3	V4
Maximale Bruchtemperatur T_c in °C	T_{c-25}	T_{c-20}	T_{c-25}	T_{c-20}
Beständigkeit gegen Ermüdung ε_6 (Mikrodehnung)	ε_{6-130}			
Steifigkeit S_{mix} in MPa	nächst kleineren S_{min} -Wert angeben nächst größeren S_{max} -Wert angeben			
Maximale Kriechgeschwindigkeit f_c in $\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$	$f_{c \max 0,2}$		$f_{c \max 0,4}$	

Tabelle 11: GVO Anforderungskategorien für AC trag

Parameter/Eigenschaft	E1	E2	E3	E4
Maximale Bruchtemperatur T_c in °C	T_{c-20}			
Beständigkeit gegen Ermüdung ε_6 (Mikrodehnung)	ε_{6-190}	ε_{6-130}	ε_{6-190}	ε_{6-130}
Steifigkeit S_{mix} in MPa	nächst kleineren S_{min} -Wert angeben nächst größeren S_{max} -Wert angeben			
Maximale Kriechgeschwindigkeit f_χ in $\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$	$f_{c \max 0,4}$		$f_{c \max 0,6}$	

Tabelle 12: GVO Anforderungskategorien für offenporige Asphalte DA

Parameter/Eigenschaft	R1	R2	R3
Maximale Bruchtemperatur T_c in °C	T_{c-30}	T_{c-25}	T_{c-20}
Beständigkeit gegen Ermüdung ε_6 (Mikrodehnung)	ε_{6-NR}		
Steifigkeit S_{mix} in MPa	keine Anforderungen		
Maximale Kriechgeschwindigkeit f_c in $\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$	f_{c-NR}		

4.4 Validierung der nationalen GVO Anforderungen

Um sicherzustellen, dass die GVO Anforderungswerte an Mischgüter, welche im österreichischen Normen und Richtlinienwerk derzeit festgelegt sind, mit den im ASFiNAG Netz bisher üblicher Weise eingesetzten Mischguttypen erreicht werden können, wurde in Zusammenarbeit mit der TU Braunschweig eine umfassende Mischgutdatenbank erstellt, in denen erstmals die Kennwerte von GVO Prüfergebnissen an insgesamt 573 Mischgütern zusammengefasst und statistisch ausgewertet wurden.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Auswertung für die einzelnen GVO Anforderung dargestellt, wobei der Schwerpunkt auf typische, im ASFiNAG Netz eingesetzte Mischgüter gelegt wird. Für die statistische Auswertung wurden nur jene Ergebnisse herangezogen, für die GVO Prüfergebnisse von zumindest vier unterschiedlichen Mischgütern der jeweiligen Mischguttype vorlagen. Anzumerken ist, dass ein Großteil der Prüfergebnisse von Mischgütern stammen, die z.B. im Zuge von Erstprüfungen oder bei der Mischgutkonzeption im Labor und nicht unter Mischanlagenbedingungen hergestellt wurden.

a) Widerstand gegen thermische Rissbildung bei tiefen Temperaturen

Gestellt werden Anforderungen an die minimale Risstemperatur T_c für Mischgüter für Deckschichten (AC deck, SMA und PA) sowie Binderschichten (AC binder), die im Zuge einer Abkühlprüfung gemäß ÖNORM EN 12697-46 als Mittelwert an mindestens drei Probekörpern ermittelt wird. In der Tabelle 13 sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung (Mittelwert und Standardabweichung) für insgesamt 10 Deckschichtmischgüter zusammengefasst und in der Abbildung 6 graphisch dargestellt. In der Abbildung eingetragen sind auch die gemäß ÖNORM B3580-2 derzeit in Abhängigkeit von der Anforderungskategorie (R1 bis R4) festgelegten Grenzwerte von $T_c \leq -30^\circ\text{C}$ bzw. $T_c \leq -25^\circ\text{C}$.

Tabelle 13: Statistische Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgütern für Deckschichten „Thermische Rissbildung bei tiefen Temperaturen“; Anforderungswert T_c .

Mischgut für Deckschichten	T_c [°C] Mittelwert ¹⁾	T_c [°C] Stabw. ¹⁾	Anzahl Mischgüter
AC deck B70/100	-29,2	1,42	4
AC deck B50/70	-24,5	3,21	6
AC deck B30/45	-20,7	1,22	4
AC deck pmB 45/80-65	-36,5	2,28	14
AC deck pmB 45/80-50	-32,3	2,74	15
AC deck pmB 25/55-55	-26,7	2,18	11
SMA pmB 45/80-65	-34,5	1,94	13
SMA pmB 45/80-50	-31,2	3,08	4
SMA pmB 25/55-55	-23,2	2,39	11
PA pmB 45/80-65	-30,6	3,29	6

¹⁾ Prüfergebnis pro Mischgut. Ein Prüfergebnis ergibt sich gemäß ÖNORM 3590 als Mittelwert aus mindestens drei Abkühlprüfungen.

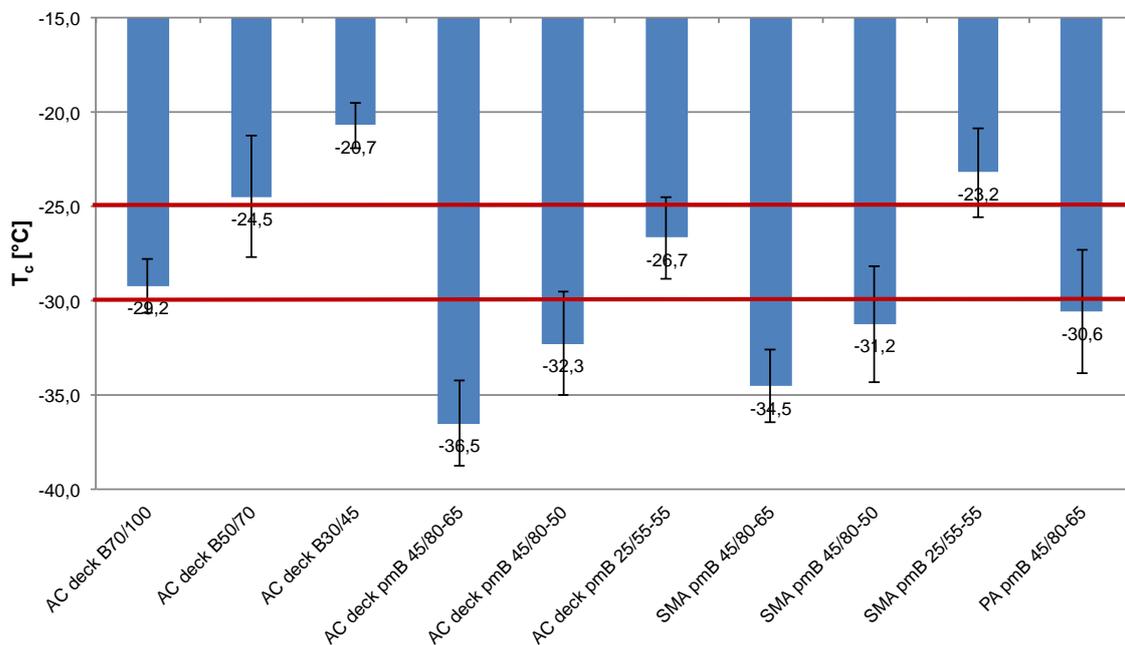


Abbildung 6: GVO Anforderungswert T_c für Mischgüter für Deckschichten

In der Tabelle 13 sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung (Mittelwert und Standardabweichung) für insgesamt 6 Mischgüter für Binderschichten zusammengefasst und in der Abbildung 7 graphisch dargestellt. In der Abbildung eingetragen sind auch die

gemäß ÖNORM B3580-2 derzeit in Abhängigkeit von der Anforderungskategorie (V1 bis V4) festgelegten Grenzwerte von $T_c \leq -25^\circ\text{C}$ bzw. $T_c \leq -20^\circ\text{C}$.

**Tabelle 14: Statist. Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgütern für Binderschichten
„Thermische Rissbildung bei tiefen Temperaturen“; Anforderungswert T_c**

Mischgut für Binderschichten	T_c [°C] Mittelwert ¹⁾	T_c [°C] Stabw. ¹⁾	Anzahl Mischgüter
AC binder pmB 45/80-65	-33,0	5,44	12
AC binder pmB 45/80-50	-33,3	1,99	5
AC binder pmB 45/80-65 RA20	-29,8	5,78	7
AC binder pmB 25/55-65	-28,0	3,53	36
AC binder pmB 25/55-65 RA30	-26,5	3,64	12
AC binder B35/50	-26,6	1,01	4

¹⁾ Prüfergebnis pro Mischgut. Ein Prüfergebnis ergibt sich gemäß ÖNORM 3590 als Mittelwert aus mindestens drei Abkühlprüfungen.

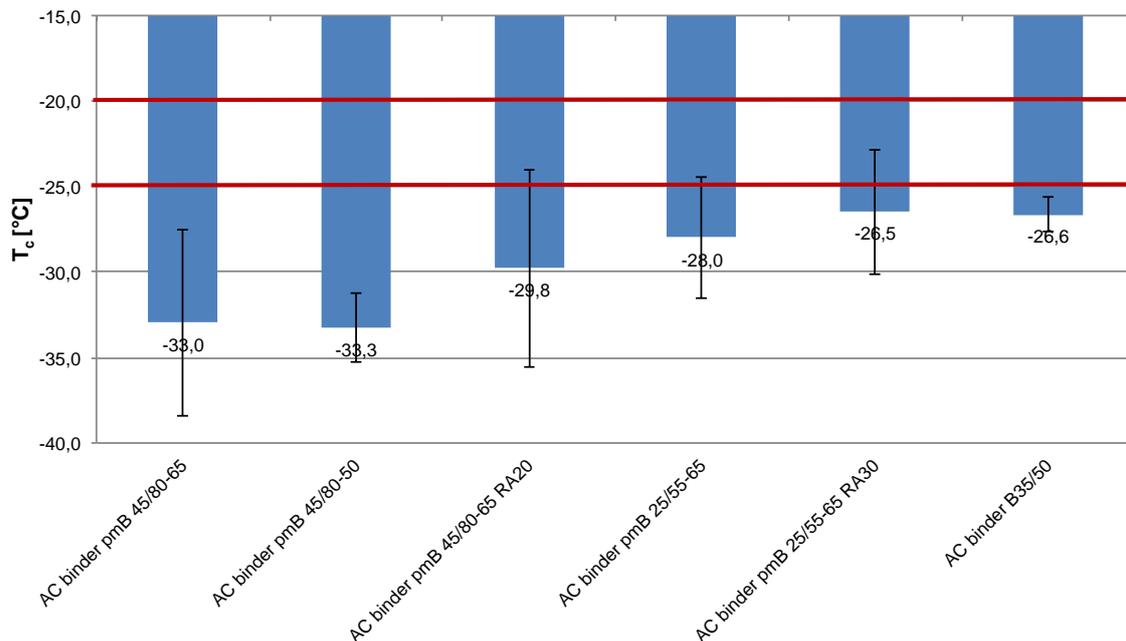


Abbildung 7: GVO Anforderungswert T_c für Mischgüter für Binderschichten

Die Auswertung der GVO Kennwerte zum Widerstand gegen thermische Rissbildung zeigt, dass

- der Prüfwert T_c im Wesentlichen von der Bindemittelart und der Mischguttupe abhängig ist: für härtere Bindemittel liegt der Prüfwert höher als für weichere

Bindemittelsorten, und Mischgüter mit polymermodifizierten Bindemitteln (pmB) erreichen, je nach Modifizierungsgrad und -art teilweise deutlich niedrigere Risstemperaturen

- die für die verschiedenen Mischguttypen ermittelte Standardabweichung der mittleren Risstemperatur bei Deckschichten mit 1 bis 3 °C eher gering ist, jedoch bei Binderschichten mit 1 bis 5°C doch deutlich höher liegt. Innerhalb einer Mischguttypen wird die erreichte Risstemperatur daher im Wesentlichen von der Mischgutkonzeption (Mix Design: Sieblinie, Gesteinsart und Bindemittelgehalt, volumetrische Kenngrößen) und die für eine Bindemittelsorte zulässigen Bandbreiten der Kennwerte beeinflusst
- bei den Mischgütern für Deckschichten der höchste Anforderungswert von $T_c \leq -30^\circ\text{C}$ mit polymermodifizierten Asphalten zuverlässig erreicht werden kann; dies gilt auch für den höchste Anforderungswert von $T_c \leq -25^\circ\text{C}$ für Binderschichten
- keine statistisch abgesicherten Daten für Deckschichtmischgüter mit recyceltem Asphaltgranulat (RA) vorliegen, da im hochrangigen Straßenbau in Österreich die Zugabe von RA in Mischgüter für Deckschichten nach dem heute noch größtenteils angewandten empirischen Ansatz nicht zulässig ist
- für die Anwendung von RA in Binderschichten liege statistisch aussagekräftige Daten für Kaltzugaben von 20% (RA 20) und 30% (RA 30) Asphaltgranulat vor. Demnach führt die Zugabe von Recyclinggranulat erwartungsgemäß zur Erhöhung der Risstemperatur (geringerer Widerstand gegen thermische Rissbildung) bei gleichzeitig höherer Variabilität (größere Standardabweichung) der Prüfwerte

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die in Hinblick auf das Tieftemperaturverhalten in den verschiedenen GVO Anforderungskategorien festgelegten Grenzwerte von den üblichen, im hochrangigen Straßennetz Österreichs eingesetzten Mischgütern bei sorgfältiger Konzeption und qualitätsgesicherter Herstellung zuverlässig erreicht und eingehalten werden können.

b) Widerstand gegen bleibende Verformungen

Gestellt werden Anforderungen an die maximale Kriechrate f_{cmax} für Mischgüter für Deckschichten (AC deck, SMA und PA) sowie Binderschichten (AC binder), die im Zuge einer triaxialen Druckschwellprüfung bei 50°C gemäß ÖNORM EN 12697-25 als Mittelwert an mindestens drei Probekörpern ermittelt wird. In der Tabelle 15 sind die

Ergebnisse der statistischen Auswertung (Mittelwert und Standardabweichung) für insgesamt 8 Deckschichtmischgüter zusammengefasst und in der Abbildung 8 graphisch dargestellt. In der Abbildung eingetragen sind auch die gemäß ÖNORM B3580-2 derzeit in Abhängigkeit von der Anforderungskategorie (R1 bis R4) festgelegten Grenzwerte von $f_{cmax} \leq 0,2$ bzw. $f_{cmax} \leq 0,4$ [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$].

Tabelle 15: Statist. Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgüter für Deckschichten „Verformungsbeständigkeit bei hohen Temperaturen“; Anforderungswert f_{cmax} @ 50°C

Mischgut für Deckschichten	f_{cmax} [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$] Mittelwert ¹⁾	f_{cmax} [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$] Stabw. ¹⁾	Anzahl Mischgüter
AC deck 70/100	0,31	0,180	13
AC deck 35/50	0,26	0,011	4
AC deck pmB 45/80-50	0,15	0,041	10
AC deck pmB 45/80-65	0,19	0,030	8
SMA 70/100	0,24	0,112	11
SMA pmB 45/80-50	0,19	0,033	12
SMA pmB 45/80-65	0,18	0,028	16
PA pmB 45/80-50	0,25	0,180	4

¹⁾ Prüfergebnis pro Mischgut. Ein Prüfergebnis ergibt sich gemäß ÖNORM EN 12697-25 als Mittelwert aus mindestens drei triaxialen Druckschwellprüfungen.

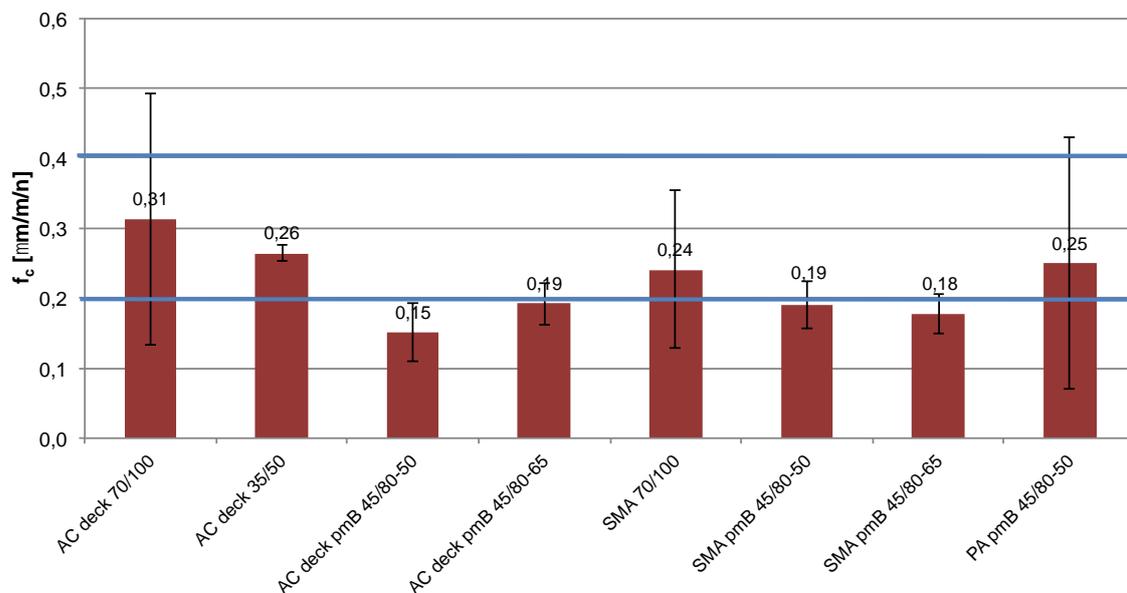


Abbildung 8: GVO Anforderungswert f_{cmax} für Mischgüter für Deckschichten

In der Tabelle 16 sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung (Mittelwert und Standardabweichung) für insgesamt 6 Mischgüter für Binder- und Tragschichten bei der vorgeschriebenen Prüftemperatur von 40°C zusammengefasst und in der Abbildung 9 graphisch dargestellt. In der Abbildung eingetragen sind auch die gemäß ÖNORM B3580-2 derzeit in Abhängigkeit von der Anforderungskategorie (V1 bis V4) festgelegten Grenzwerte von $f_{cmax} \leq 0,2$ bzw. $f_{cmax} \leq 0,4$ [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$].

Tabelle 16: Statist. Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgüter für Binder- und Tragschichten „Verformungsbeständigkeit bei hohen Temperaturen“; Anforderungswert f_{cmax} @ 40°C

Mischgut für Binder- und Tragschichten	f_{cmax} [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$] Mittelwert ¹⁾	f_{cmax} [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$] Stabw. ¹⁾	Anzahl Mischgüter
AC trag 50/70	0,60	0,150	8
AC trag 35/50	0,43	0,212	4
AC binder pmB 45/80-50	0,26	0,027	6
AC binder pmB 45/80-65	0,17	0,026	12
AC binder pmB 25/55-50	0,14	0,054	56
AC binder pmB 25/55-65	0,13	0,035	15

¹⁾ Prüfergebnis pro Mischgut. Ein Prüfergebnis ergibt sich gemäß ÖNORM EN 12697-25 als Mittelwert aus mindestens drei triaxialen Druckschwellprüfungen.

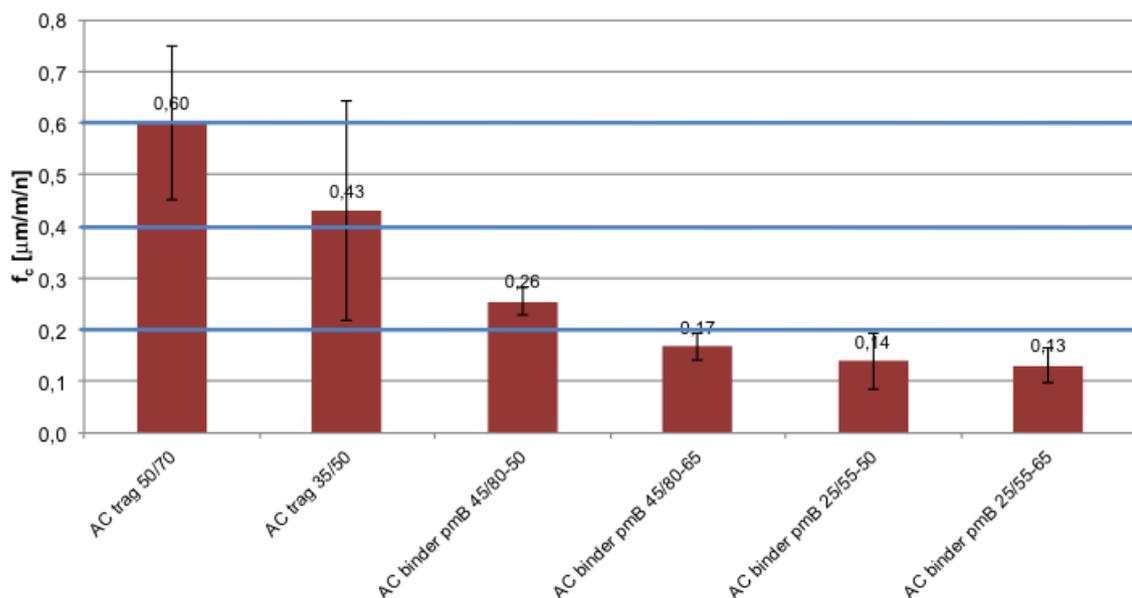


Abbildung 9: GVO Anforderungswert f_{cmax} für Mischgüter für Trag- und Binderschichten

Die Auswertung der GVO Prüfungen zum Widerstand gegen bleibende Verformungen zeigt, dass

- der Prüfwert f_{cmax} von der Bindemittelart und der Mischguttpe abhängig ist, wobei die Kriechrate bei Mischgütern mit härteren Bindemitteln insgesamt niedriger ist, als bei jenen mit weicheren Bindemittelsorten; bei Mischgütern mit polymermodifizierten Bindemitteln (pmB) lassen sich je nach Modifizierungsgrad und -art teilweise deutlich günstigere Kriechraten erzielen
- die für einen Mischguttpe ermittelte Standardabweichung der mittleren Kriechraten sowohl bei Deckschichten als auch bei Binder- und Tragschichten sehr hoch sein kann. Die Standfestigkeit ist somit auch abhängig von der Konzeption des Mischgutes, insbesondere von den volumetrischen Kennwerten des Mischgutes (Bindemittelgehalt, Größtkorn und Sieblinie)
- bei den Mischgütern für Deckschichten der höchste Anforderungswert von $f_c \leq 0,2$ [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$] auch mit polymermodifizierten Asphalten nur knapp erreicht bzw. unterschritten wird; die mittleren Kriechraten liegen sowohl bei AC als auch bei SMA Mischgütern nur knapp unter diesem Anforderungswert. Eine Erhöhung dieses Anforderungswertes für Deckschichten, z.B. auf $f_c \leq 0,25$ [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$] wäre daher zu empfehlen. Nach ÖNORM EN 13108-1 kann aber nur die nächst höhere Kategorie von $f_{cmax} \leq 0,4$ [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$] gefordert werden
- bei Mischgütern für Binder- und Tragschichten aufgrund des größeren Größtkorns und des in der Regel geringeren Bindemittelgehalts der Anforderungswert von $f_c \leq 0,2$ [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$] bei Verwendung von polymermodifizierten Bindemittelsorten in der Regel gut eingehalten wird
- die Zugabe von Recyclinggranulat zur Erhöhung der Standfestigkeit führt, weshalb mit RA Zugaben hergestellte Mischgüter in der gegenständlichen Untersuchung zur Verformungsstabilität nicht explizit ausgewertet wurden

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Festlegungen der GVO Anforderungen in Hinblick auf die Standfestigkeit von Mischgütern für Binderschichten bei sorgfältiger Konzeption und qualitätsgesicherter Herstellung zuverlässig erreicht und eingehalten werden können. Bei Mischgütern für Deckschichten wird für die höchste Anforderungskategorie R1 und R2 mit der Kategorie $f_{cmax} \leq 0,2$ [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{n}$] empfohlen, eine Überschreitungstoleranz von 15 % einzuführen bzw. bei der Angabe des Prüfwertes auf eine Kommastelle mathematisch zu runden.

c) Ermüdungsbeständigkeit

Gestellt werden Anforderungen an die minimale Mikrodehnung ε_6 bei 10^6 Lastwechsel für Tragschichten (AC trag) sowie Binderschichten (AC binder), die im Zuge einer Ermüdungsprüfung mit dem 4-Punkt Biegebalken gemäß ÖNORM EN 12697-24 aus einer Regressionsfunktion basierend auf Prüfungen bei mindestens drei Dehnungsstufen mit je 6 Prüfkörpern ermittelt wird. In der Tabelle 17 sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung (Mittelwert und Standardabweichung) für insgesamt 4 Tragschichtmischgüter zusammengefasst und in der Abbildung 10 graphisch dargestellt. In der Abbildung eingetragen sind auch die gemäß ÖNORM B3580-2 derzeit in Abhängigkeit von der Anforderungskategorie (E1 bis E4) festgelegten Grenzwerte von $\varepsilon_6 \geq 130$ bzw. $\varepsilon_6 \geq 190$ [$\mu\text{m/m}$].

**Tabelle 17: Statist. Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgüter für Tragschichten
 „Ermüdungsbeständigkeit“; Anforderungswert ε_6**

Mischgut für Deckschichten	ε_6 [$\mu\text{m/m}$] Mittelwert ¹⁾	ε_6 [$\mu\text{m/m}$] Stabw. ¹⁾	Anzahl Mischgüter
AC trag 50/70	132,7	33,79	13
AC trag pmB 25/55-65	216,4	22,91	7
AC trag pmB 45/80-65	255,5	47,78	22
AC trag pmB 45/80-65 RA20	197,9	42,93	14

¹⁾ Prüfergebnis pro Mischgut. Ein Prüfergebnis ergibt sich gemäß EN 12697-24 als Mittelwert aus mindestens 18 Ermüdungsprüfungen bei drei Dehnungsstufen.

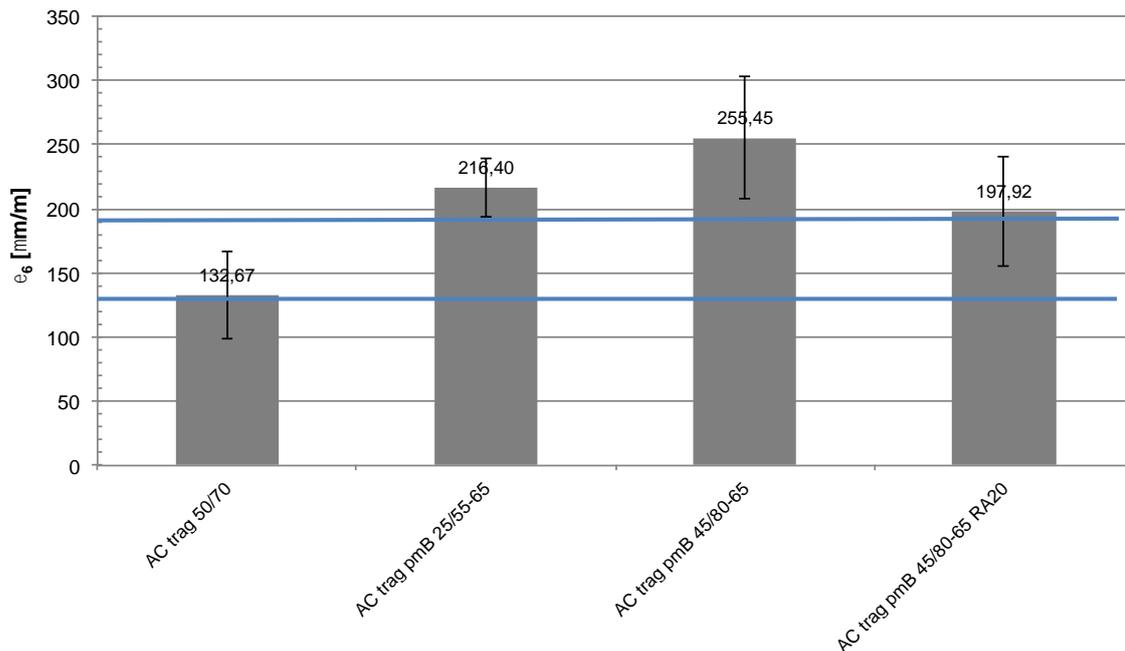


Abbildung 10: GVO Anforderungswert ε_6 für Mischgüter für Trag- und Binderschichten

Die Auswertung der GVO Prüfungen zur Ermüdungsbeständigkeit zeigt, dass

- der Prüfwert ε_6 wesentlich von der Penetrationsklasse, der Art des Bindemittels (Destillationsbitumen oder polymermodifiziertes Bitumen) und dem Bindemittelgehalt abhängig ist
- die für einen Mischgutttyp ermittelte Standardabweichung für die mittlere vorhandene Mikrodehnung bei 10^6 Lastwechseln sehr groß sein kann. Dies ist nur zum Teil durch die natürliche Streuung der Versuchsergebnisse erklärbar, da die Prüfwerte für ein nach derselben Rezeptur hergestelltes Mischgut in der Regel gut wiederholbar sind. Im Wesentlichen liegt dies daran, dass in Österreich die Ermüdungsbeständigkeit von Asphaltmischgut im Gegensatz zu anderen Ländern, wie zum Beispiel in Frankreich, niemals Anforderungskriterium war und Asphalte daher nie spezifisch auf hohe Ermüdungsbeständigkeit konzipiert wurden
- der Anforderungswert von ε_{6-190} für die Kategorien E1 und E3 mit den untersuchten pmB Asphalten zuverlässig erreicht werden kann, wobei für entsprechend ermüdungsbeständig konzipierte Asphalte ε_6 -Werte von deutlich über 250 [$\mu\text{m}/\text{m}$] erzielt werden können
- durch die Kaltzugabe von Recyclingasphalt (RA) die Ermüdungsbeständigkeit herabgesetzt wird und deshalb der Anforderungswert von ε_{6-190} für die Kategorien

E1 und E3 trotz Verwendung eines polymermodifizierten Bitumen gegebenenfalls nicht mehr eingehalten werden kann

- der Anforderungswert von ε_{6-130} für die Kategorien E2 und E4 mit Asphalten erreicht werden kann, die mit herkömmlichen Destillationsbitumen der Penetrationsklasse 50/70 und höher hergestellt werden, wobei bei ungünstiger Konzeption (z.B. geringer Bindemittelgehalt) diese Mindestanforderung an die Ermüdungsbeständigkeit auch unterschritten wird

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Festlegungen der GVO Anforderungen in Hinblick auf die Ermüdungsbeständigkeit von Mischgütern für Tragschichten bei sorgfältiger Konzeption und qualitätsgesicherter Herstellung zuverlässig erreicht und eingehalten werden können. Die Auswertungen zeigen des Weiteren, dass z.B. durch Verwendung von geeignetem polymermodifizierten Bitumen ein bedeutendes Potential für die Konzeption besonders ermüdungsbeständiger Asphalte vorhanden ist. Die damit verbundene Erhöhung der strukturellen Lebensdauer des gebundenen Oberbaus wird in der derzeitigen Bemessungsmethode allerdings nicht berücksichtigt.

4.5 Ausarbeitung von Anforderungsmatrizen für das nationale Autobahnen und Schnellstraßennetz

Um eine einfache Zuordnung für einen bestimmten Abschnitt am Autobahnen- und Schnellstraßennetz der ASFiNAG zu ermöglichen, werden für die GVO-Anforderungen (R-,V-,E-Anforderungen) gemäß RVS 08.97.06 Anforderungsmatrizen im Sinne von Mindestanforderungen ausgearbeitet. Die Auswahl erfolgt anhand von verkehrs- und klimarelevanten Kenngrößen.

Auf Grundlage des Konzeptes der maßgeblichen Gebrauchsspanne wird ein Zusammenhang zwischen den klimatischen Randbedingungen (Lufttemperatur) bzw. der mechanogene Beanspruchung (Verkehrsbelastung) und den GVO-Anforderungen an das Mischgut erarbeitet. Durch Verwendung von Klimakarten – für Österreich sind beispielsweise Karten mit den mittleren Maxima der Lufttemperatur bereits aufgearbeitet [Wistuba et al., 2001] – können einem Streckenabschnitt im ASFiNAG Straßennetz unter Einbeziehung der vorhandenen bzw. prognostizierten Verkehrsbelastung sämtliche GVO Anforderungen an die Asphaltmischgüter der vorgesehenen bituminös gebundenen Schichten zugeordnet werden.

4.5.1 Unterscheidungsmerkmal Verkehr

Aufgrund unterschiedlicher Versagensmechanismen, muss beim Unterscheidungsmerkmal Verkehr zwischen den Anforderungen an Deck- und Binderschichten (R bzw. V) einerseits und den Anforderung an Tragschichten (E) andererseits unterschieden werden.

Für Deck- und Binderschichten wird die Spurrinnenbildung als maßgebliches Versagenskriterium herangezogen. Mit Hilfe der maximal zulässigen Kriechrate f_c aus dem Triaxialversuch gemäß ÖNORM EN 12697-25 können die kumulierten plastischen Verformungen aller bituminösen Schichten abgeschätzt und die Anzahl der Übergänge einer Normachse mit einer Achslast von 100 kN bis zum Erreichen des Warnwertes für die Spurrinnentiefe von 15 mm bestimmt werden. Berücksichtigt man eine technische Lebensdauer von 20 Jahren für Oberbauten mit bituminöser Befestigung, wird innerhalb dieser Zeitdauer mit großer Wahrscheinlichkeit (mindestens) eine Deckensanierung durchgeführt und somit die Spurrinnen behoben. Daher wird der Warnwert einmal während Lebensdauer zurückgesetzt. Mit Hilfe von

$$JDTLV = \frac{NLW}{\ddot{A}_{JDTLV} \cdot R \cdot V \cdot S \cdot 365 \cdot n \cdot z} \quad (10)$$

mit

JDTLV	Jährlich durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke
NLW	Normlastwechsel
R	Richtungsfaktor (hier: 1,0)
V	Verteilung des Lastverkehrs (hier: 0,9)
S	Fahrspurverteilung innerhalb des Fahrstreifens (hier: 0,7)
n	Bemessungszeitraum (hier: 20 Jahre)
z	Zuwachsfaktor (hier: 1,22)

kann auf den JDTLV rückgeschlossen und ein Grenzwert von 1299 (entspricht ca. 1300) bestimmt werden.

Für Tragschichten gilt die Ermüdungsbeanspruchung als maßgebliches Kriterium. Daher wird für die Bestimmung eines Grenzwertes auf die Bemessung gemäß RVS 03.08.63 zurückgegriffen und der JDTLV aus dem Grenzfall von 10 Millionen Normlastwechseln mit Hilfe von Gleichung (10) zurückgerechnet. Daraus ergibt sich ein JDTLV von 1782 (entspricht ca. 1800) als Grenzwert für den Verkehr für die Anforderungskategorie E.

4.5.2 Unterscheidungsmerkmal Klima

In [Wistuba, 2001] wurden Klimakenngößen, wie mittlere Jahresminima und -maxima der Lufttemperatur und deren Standardabweichungen, von bis zu 20 Jahresreihen für 91 Klimastationen der ZAMG in Österreich ausgewertet. Da diese Datenreihe im Jahr 1999 endet, wurden diese um Jahrestemperaturminima aus den Jahren 2005 bis 2010 ergänzt und die Veränderung statistischer Kenngrößen untersucht. Dabei fällt eine minimale mittlere Temperaturerhöhung von 0,9°C auf.

Auch beim Unterscheidungsmerkmal Klima muss zwischen Anforderungen an Deck- und Binderschichten und Anforderungen an Tragschichten unterschieden werden. Während bei Deck- und Binderschichten das Tieftemperaturverhalten und daher die minimale Grenztemperatur maßgebend ist, erfolgt bei Tragschichten eine Einteilung aufgrund des Kriechverhaltens des eingesetzten Asphaltens und somit einer maximale Grenztemperatur. Zur Bestimmung der Grenzwerte wurden mittleren Jahresminima und -maxima der Lufttemperatur, die in direktem Zusammenhang zur Temperatur der Straßenoberfläche steht, aus [Wistuba, 2001] statistisch ausgewertet und jeweils die 95%-Perzentile gewählt. Somit ergibt sich eine maximale Grenztemperatur von $T_{\max,95\%} = +30^{\circ}\text{C}$ und eine minimale Grenztemperatur von $T_{\min,95\%} = -10^{\circ}\text{C}$.

4.5.3 Anforderungsmatrizen

Die GVO-Anforderungen gemäß RVS 08.16.06 können wie in Abbildung 11 bis Abbildung 13 eingeteilt werden. In Abhängigkeit der Verkehrsstärke in dem zu dimensionierenden Streckenabschnitt und der 95%-Quantile der vorherrschenden Temperaturminima bzw. –maxima an der nächstgelegenen Wetterstation (siehe Tabelle 50 im Anhang) können die Anforderungsklassen gemäß Tabelle 8 bis Tabelle 12 für Deck-, Binder- und Tragschichten aus diesen Anforderungsmatrizen direkt abgelesen werden. Optional lässt sich ein entsprechendes Softwaretool entwickeln, das die empfohlenen GVO-Mindestanforderungen graphisch darstellt, wie in Abbildung 14 beispielhaft zu sehen

	$T_{\max,95\%}$	$\leq 30^{\circ}\text{C}$	$\leq 30^{\circ}\text{C}$	$> 30^{\circ}\text{C}$	$> 30^{\circ}\text{C}$
	$T_{\min,95\%}$	$\geq -10^{\circ}\text{C}$	$< -10^{\circ}\text{C}$	$\geq -10^{\circ}\text{C}$	$< -10^{\circ}\text{C}$
hohe Verkehrsbelastung	JDTLV > 1300	R2	R1	R2	R1
geringe Verkehrsbelastung	JDTLV \leq 1300	R4	R3	R4	R3

Abbildung 11: Empfohlene Mindestanforderungen für Deckschichten (R – Anforderung an das Tieftemperaturverhalten)

	$T_{\max,95\%}$	$\leq 30^{\circ}\text{C}$	$\leq 30^{\circ}\text{C}$	$> 30^{\circ}\text{C}$	$> 30^{\circ}\text{C}$
	$T_{\min,95\%}$	$\geq -10^{\circ}\text{C}$	$< -10^{\circ}\text{C}$	$\geq -10^{\circ}\text{C}$	$< -10^{\circ}\text{C}$
hohe Verkehrsbelastung	JDTLV > 1300	V2	V1	V2	V1
geringe Verkehrsbelastung	JDTLV \leq 1300	V4	V3	V4	V3

Abbildung 12: Empfohlene Mindestanforderungen für Binderschichten (V – Anforderung an das Verformungsverhalten)

	$T_{\max,95\%}$	$> 30^{\circ}\text{C}$	$\leq 30^{\circ}\text{C}$
hohe Verkehrsbelastung	JDTLV > 1800	E1	E3
geringe Verkehrsbelastung	JDTLV \leq 1800	E2	E4

Abbildung 13: Empfohlene Mindestanforderungen für Tragschichten (E – Anforderung an das Ermüdungsverhalten)

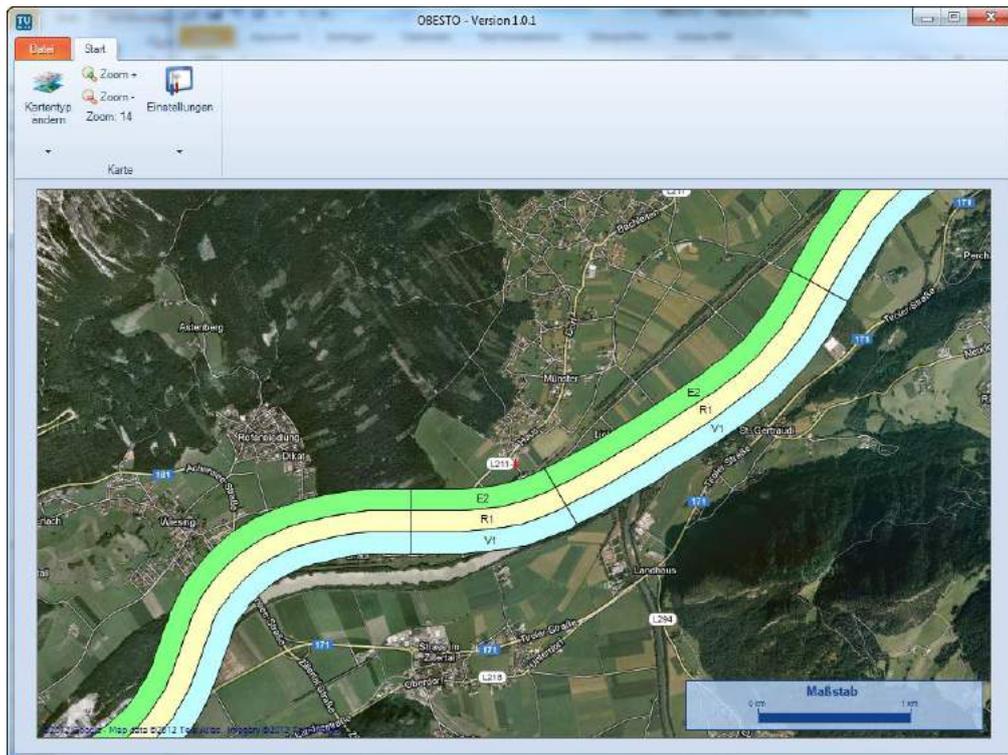


Abbildung 14: Optionales Softwaretool zur graphischen Darstellung der empfohlenen GVO-Mindestanforderungen

5. MASSGEBLICHEN VERKEHRSELASTUNG

Hinsichtlich der maßgebenden Verkehrsbelastung wird die Zielsetzung verfolgt, diese auf Grundlage von Daten im ASFiNAG-Netz zu definieren. Hierbei wurden aufgrund der höheren schädigenden Wirkung nur Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht größer als 3,5 t (Schwerverkehr) berücksichtigt. Als Datengrundlage stehen unter anderem Mautdaten am ASFiNAG-Netz zur Verfügung. Damit kann die flächendeckende Verteilung des Schwerverkehrs erfasst werden. Des Weiteren werden Daten zum Gesamtgewicht und der Achslastverteilung in die Betrachtungen miteinbezogen, die im Rahmen von Bridge-Weigh-in-Motion (BWIM) -Messungen erhoben wurden. Einleitend wird noch ein Überblick über die gesetzlichen Grundlagen, sowie die Straßenverkehrszählung in Österreich gegeben.

5.1 Gesetzliche Grundlagen und Begriffsbestimmungen

Die gesetzlichen Grundlagen dieses Arbeitspaketes sind im Wesentlichen in den Gesetzestexten des [KFG, 1967] sowie des [BStMG, 2002] enthalten. In diesem Kapitel sollen kurz die wichtigsten Punkte dazu erläutert, sowie zentrale Begriffsbestimmungen dieser Arbeit definiert werden.

Laut Bundesstraßen-Mautgesetz 2002, § 6 [BStMG, 2002], ist für mehrspurige Kraftfahrzeuge mit einem höchsten zulässigen Gesamtgewicht größer als 3,5 t eine fahrleistungsabhängige Maut zu entrichten. In § 9 [BStMG, 2002] sind die darauf anzuwendenden Mauttarife festgelegt. Demzufolge sind die Mauttarife nach Anzahl der Achsen der Kraftfahrzeuge und der von diesen gezogenen Anhänger gegliedert. Es wird unterschieden zwischen:

- Kraftfahrzeuge mit zwei Achsen
- Kraftfahrzeuge und Fahrzeugkombinationen mit drei Achsen
- Kraftfahrzeuge und Fahrzeugkombinationen mit vier und mehr Achsen

Laut § 9 Abs 3 [BStMG, 2002] sind Achsen unabhängig vom Radstand alle Aufhängungen von Rädern, die im Wesentlichen symmetrisch zur Längsmittlebene des Fahrzeuges liegen. Stützachsen gelten nicht als Achsen. Achsen von Anhängern, die von Omnibussen gezogen werden, sind bei der Ermittlung der Achsenzahl nicht zu berücksichtigen. Es gilt noch zu erwähnen, dass die Mauttarife laut § 9 Abs 5 [BStMG, 2002] in weiterer Folge noch nach EURO-Emissionsklassen unterschieden werden. Diese Zusammenfassung zu Tarifgruppen erfolgt nach Artikel 7g Abs 1 und 4 der [Richtlinie 1999/62/EG], sowie nach

Anhang 0 derselbigen Richtlinie. Es gilt daher festzuhalten, dass die Einteilung der Mauttarife auf der Anzahl der Achsen der Kraftfahrzeuge >3,5 t basiert, sowie deren Zugehörigkeit zu den EURO-Emissionsklassen. In Abbildung 15 ist das Netz der Maut- und Vignetten pflichtigen Straßen in Österreich dargestellt. Die in dieser Abbildung erwähnte GO-Box ist ein System der ASFINAG zur Einhebung der Maut des Schwerververkehrs. Jedes Fahrzeug mit mehr als 3,5 t höchstzulässigem Gesamtgewicht, das im ASFINAG-Netz unterwegs ist, muss diese GO-Box mitführen.



Abbildung 15: Maut- und Vignettenpflichtige Strecken in Österreich

In § 2 Abs 1 Z 34 [KFG, 1967], sowie § 4 Abs 7 [KFG, 1967] ist festgelegt, dass als Achse auch zwei Achsen gelten können, falls deren Radstand unter 1 m liegt. Die höchst zulässigen Achslasten sind in § 4 Abs 8 [KFG, 1967] vermerkt. Je nach Achsabstand von Tandem- bzw. Tridemachsen zueinander wird eine Gewichtsobergrenze für die Summe ihrer Achslasten festgelegt.

Abschließend zu diesem Kapitel werden in Tabelle 18 alle zentralen Begriffe der vorliegenden Arbeit definiert. Es handelt sich dabei zum einen um Begriffe wie sie im Gesetzestext zu finden sind, und zum anderen um eigens für diese Arbeit definierte Begriffe.

Tabelle 18: Begriffsdefinitionen

Begriffsdefinitionen	
Achse	Als Achse gelten nach § 9 Abs 3 [BStMG, 2002], unabhängig vom Radstand, alle Aufhängungen von Rädern, die symmetrisch zur Längsmittlebene des Fahrzeuges liegen. Wohingegen im §4 Abs 7 [KFG, 1967] als Achse auch zwei Achsen gelten können, falls deren Radstand unter 1 m liegt. Letztere Definition wird vor allem für die Regelung des höchst zulässigen Gesamtgewichtes verwendet, das unter anderem von der Achszahl abhängig ist.
Achslast	„Achslast die Summe aller bei stehendem Fahrzeug auf eine waagrechte, ebene Fahrbahn wirkenden Radlasten einer Achse oder zweier Achsen mit einem Radstand bis zu 1 m.“, gemäß § 2 Abs 1 Z 34 [KFG, 1967]
Tandem- od. Doppelachse	Als Doppelachse gelten nach § 4 Abs 8 [KFG, 1967] zwei Achsen mit einem Radstand bis zu 1,8 m.
Tridem- od. Dreifachachse	Als Dreifachachse gelten nach § 4 Abs 8 [KFG, 1967] drei Achsen mit einem Radstand bis zu 1,4 m.
Achsaggregat	Achsaggregat ist ein Überbegriff für alle Achskonstellationen. Ein Achsaggregat kann demnach eine Einzel-, eine Tandem- oder auch eine Tridemachse sein.
Fahrzeugklasse FK	Häufig auch VC für Vehicle Class (engl.). Unter Fahrzeugklassen versteht man charakteristische Fahrzeugtypen, die sich durch ihre Achskonfiguration unterscheiden. Die Einteilung erfolgt gemäß [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c].
Fahrzeuggruppe FG	§ 9 Abs 2 [BStMG, 2002] unterscheidet die Fahrzeuggruppen 2-, 3 und 4+-Achser, denen alle mehrspurigen Kraftfahrzeuge >3,5 t zugeordnet werden können.
Kollektiv	Gesamtheit der auftretenden Kraftfahrzeuge >3,5 t, die einen definierten Straßenabschnitt passieren.

5.2 Datengrundlage

5.2.1 Mautdaten

Mautdaten werden an automatischen Zählmesstellen im ASFiNAG-Netz erhoben. Im Gegensatz zu den Daten herkömmlicher Verkehrszählungen wird bei Mautdaten eine Differenzierung des Schwerverkehrs gemäß [BStMG, 2002] vorgenommen. Somit ergibt sich eine Einteilung der Mautdaten nach Schwerverkehrsfahrzeugen mit zwei und drei, sowie nach vier und mehr Achsen. Der besondere Wert dieser Daten liegt in der hohen Qualität, der flächendeckenden Verfügbarkeit für das gesamte ASFiNAG-Netz und der regelmäßigen bzw. fortlaufenden Erhebung der Messwerte.

Im ASFiNAG-Netz stehen für 198 Messstellen (Stand: 2011) die Mautdaten aus den Jahren 2008 bis 2011 zur Verfügung. Da die Daten für beide Richtungsfahrbahnen erhoben werden, ergeben sich somit insgesamt 396 Messpunkte. In Abbildung 16 sind die Anteile der Fahrzeuggruppen am Gesamtschwerverkehrsauflkommen dargestellt. Die Daten sind absteigend nach dem Anteil der 4(+)-Achser sortiert.

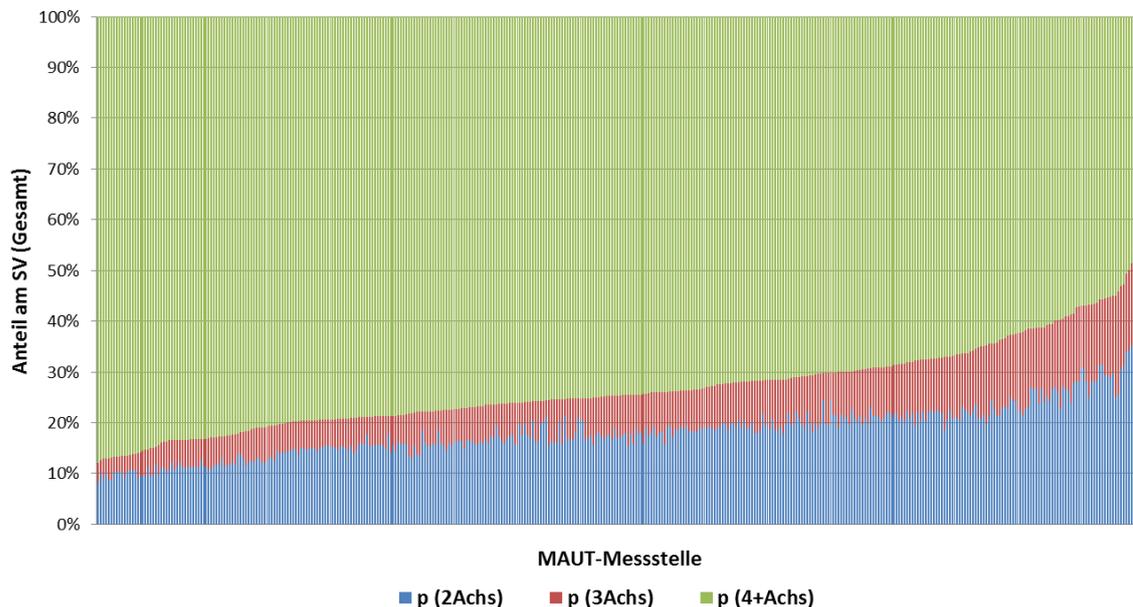


Abbildung 16: mittlerer Anteil der Fahrzeuggruppen 2-, 3- und 4(+)-Achser für 198 Messstellen im ASFiNAG-Netz für die Jahre 2008-2011; SV=Schwerverkehr

Aus Abbildung 16 wird ersichtlich, dass die Anteile der Fahrzeuggruppen für verschiedene Autobahnabschnitte deutliche Unterschiede aufweisen. Aus den unterschiedlichen

Anteilen der Fahrzeuggruppen ist auf eine Verschiedenartigkeit der Verkehrszusammensetzung zu schließen, da anzunehmen ist, dass sich mit steigendem Transportaufkommen und Transportweite die charakteristischen Kollektive ändern und die Fahrzeuge im Schnitt mehr Achsen mit höheren Achslasten aufweisen. Somit liegt die Vermutung nahe, dass Transit- bzw. Fernverkehr besonders Abschnitten mit hohem 4(+)-Achser-Anteil zuzuordnen ist, wohingegen der Nahverkehr eher auf Abschnitten mit geringerem 4(+)-Achser-Anteil dominiert. Eine eindeutige Einteilung des Verkehrs in Binnen- und Transitverkehr kann anhand der Mautdaten jedoch nicht vorgenommen werden.

5.2.2 (Bridge-)Weigh-in-Motion-Messungen

„Weigh-in-motion (WIM) wurde ursprünglich verwendet, um das Gewicht von Fahrzeugen, die mit Autobahngeschwindigkeit fahren, zu messen. WIM-Systeme bieten detaillierte Daten über Bruttogewicht, Achslasten, Geschwindigkeit und Achsabstand für nahezu alle Fahrzeuge, welche das System passieren. Brücken-WIM (BWIM) ist eine Sonderform von WIM, die existierende instrumentierte Brücken aus dem Straßennetzwerk als Wiegeplattformen nutzt.“ [Petschacher, 2009]. Bei den vorliegenden Bridge-Weigh-in-Motion-Messungen (BWIM) wurden demzufolge an Brückenbauwerken mithilfe einer installierten Messsensorik die Achslasten und somit das Gesamtgewicht der überfahrenden Fahrzeuge unter laufendem Verkehr erfasst. Des Weiteren erlaubte es die Messsensorik, die Achskonfiguration zu erfassen und anhand dieser spezifische Fahrzeugtypen festzulegen.

Im Rahmen des gegenständlichen Projektes liegen aus den Jahren 2008 bzw. 2009 Messdaten von jeweils einem Brückenobjekt auf der A9, A10 und A12 vor, die im Zuge einer ASFiNAG-Studie erhoben und in [Petschacher, 2009] aufbereitet wurden. Abbildung 17 gibt einen Überblick über die Lage der Messstellen in Österreich. Der Zeitraum der Messungen war auf ein bis zwei Wochen beschränkt. Somit weisen diese Daten einen stichprobenhaften Charakter auf. Über die Repräsentanz der Messstellen gibt Abbildung 18 Auskunft. Es sind der jährlich durchschnittliche Schwerverkehr für alle 198 Messstellen, sowie die Lage der Messstellen in der Verteilung ersichtlich. Demnach befinden sich die drei Messstellen an Standorten mit mittlerer (absoluter) Verkehrsbelastung.

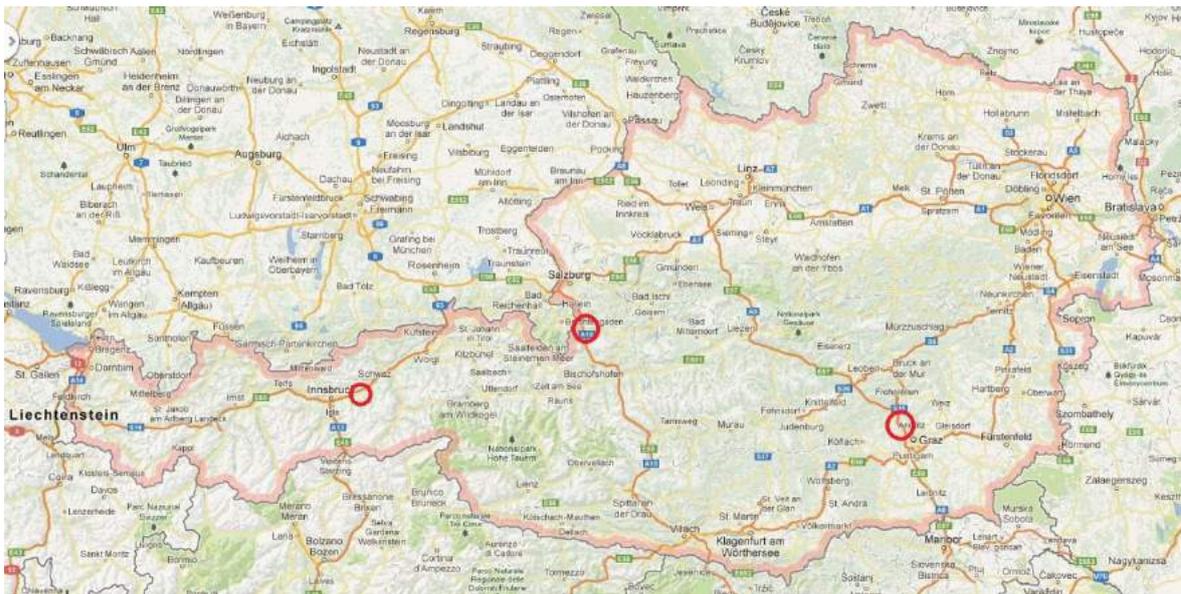


Abbildung 17: Übersicht der BWIM-Messstellen in Österreich

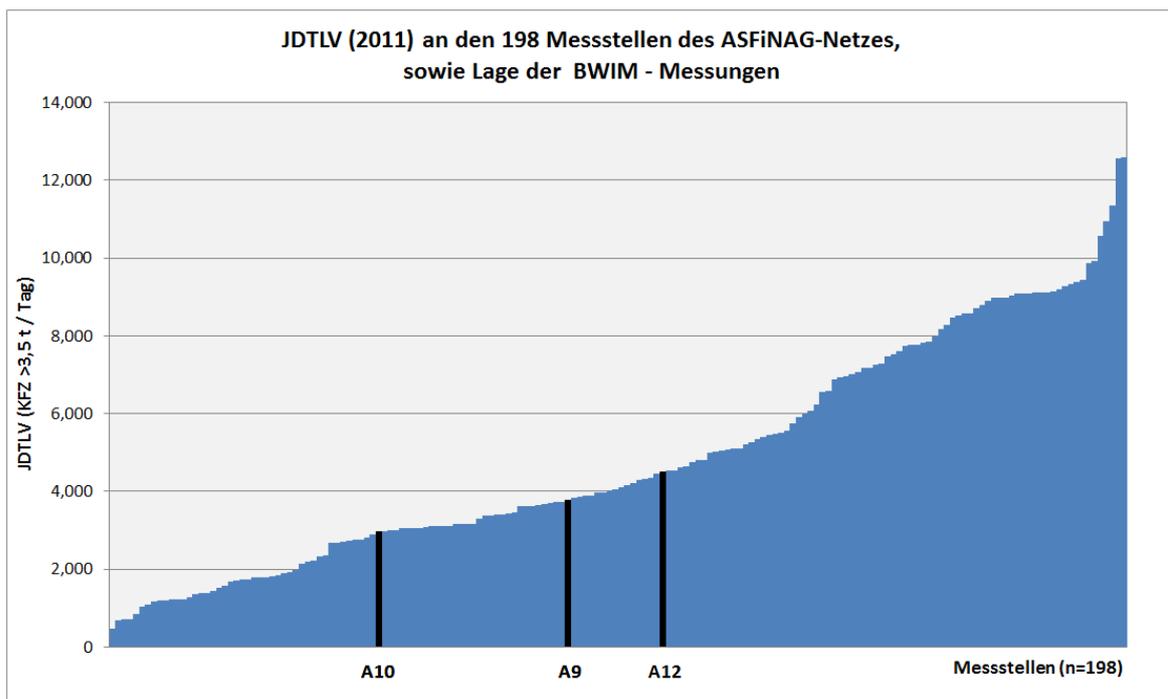


Abbildung 18: Verteilung des jährlichen durchschnittlichen täglichen Lastverkehrs (JDTLV) für sämtliche 198 Messstellen, sowie Lage der BWIM-Messungen

5.3 Datenauswertung

Um die Mautdaten, sowie die Daten aus den BWIM-Messungen als Grundlage für diese Arbeit verwenden zu können, werden sie in diesem Kapitel ausgewertet.

5.3.1 Fahrzeuggruppeneinteilung

Die Einteilung zu Fahrzeuggruppen erfolgt gemäß der schon aus dem [BStMG, 2002] bekannten Einteilung zu 2-, 3- und 4+-Achser, wobei die Definition der Achse unabhängig vom Radstand der Achsen nach § 9 Abs 3 [BStMG, 2002] erfolgt.

5.3.2 Fahrzeugklasseneinteilung

Eine weitere Differenzierung erfolgt nun innerhalb der Fahrzeuggruppen zu Fahrzeugklassen, auch Vehicle Classes genannt. Diese Einteilung wird gemäß [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c] durchgeführt. Wie bereits erwähnt konnten durch die BWIM-Messungen der ASFiNAG Informationen zu Achslasten, Gesamtgewichte und Achsabstände der Schwerverkehrskollektive der A9, A10 und A12 gewonnen werden. Nach [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c] erfolgt die Einteilung der Fahrzeuge zu Fahrzeugklassen hauptsächlich nach dem Achsabstand. Jedoch wird für einige spezielle Fahrzeugtypen mit sehr ähnlichen Achsenverhältnissen noch eine weitergehende Differenzierung bezüglich Bruttogewicht und [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c] durchgeführt. Diese Vorgehensweise kann mit dem Ziel argumentiert werden, möglichst homogene Fahrzeugklassen zu schaffen. Es gilt darauf hinzuweisen, dass für die Achsabstände einer Fahrzeugklasse Maximal- und Minimalwerte vorgegeben sind, innerhalb deren die Achsabstände eines Fahrzeuges liegen müssen, um der jeweiligen Fahrzeugklasse zugeordnet werden zu können. Eine Auflistung der maßgeblichen Fahrzeugklassen, VCs, nach Fahrzeuggruppen und Achsabständen ist in Tabelle 19 zu sehen. Außerdem sind in dieser Tabelle die Achsen zu Achsaggregaten zusammengefasst. Die Einteilung in Achsaggregate erfolgt gemäß [KFG, 1967] und den BWIM-Berichten [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c]. Basierend auf dem minimalen Achsabstand werden die Achsen Einzel-, Tandem- oder Tridemachsaggregaten zugeordnet. Die Zuordnung erfolgt nach den Grenzwerten in Tabelle 20.

Tabelle 19: Einteilung der Fahrzeugklassen nach Achsabständen

Einteilung der Fahrzeugklassen			Legende: Einzel Tandem Tridem						
			Achsaggregate und Achsabstände [m]						
Fahrzeuggruppe	Fahrzeugklasse	Bezeichnung		Achse 1	Achse 2	Achse 3	Achse 4	Achse 5	
2-Achser		VC40	Achsaggregat	Einzel	Einzel				
			Minimal		3.10				
			Maximal		5.10				
3-Achser		VC51	Achsaggregat	Einzel	Tandem				
			Minimal		2.80	1.25			
				Maximal	4.00	1.75			
		VC54	Achsaggregat	Einzel	Tandem				
			Minimal		4.00	1.25			
				Maximal	5.30	1.75			
	VC100	Achsaggregat	Einzel	Einzel	Einzel				
		Minimal		2.60	2.40				
			Maximal	5.30	10.00				
4+-Achser		VC57	Achsaggregat	Tandem		Tandem			
			Minimal		0.90	2.20	0.90		
				Maximal	2.20	6.00	2.40		
		VC61	Achsaggregat	Einzel	Einzel	Tandem			
			Minimal		3.00	6.00	0.90		
				Maximal	8.00	10.00	2.40		
		VC62	Achsaggregat	Einzel	Einzel	Einzel	Einzel	Einzel	
			Minimal		3.00	2.40	2.40		
				Maximal	8.00	9.90	9.90		
		VC74	Achsaggregat	Einzel	Einzel	Tridem			
			Minimal		3.30	6.00	0.90	0.90	
				Maximal	6.50	10.00	1.75	1.75	
		VC81	Achsaggregat	Einzel	Tandem		Tandem		
			Minimal		2.20	0.90	6.00	0.90	
			Maximal	7.00	1.75	10.00	1.75		
	VC82	Achsaggregat	Einzel	Tandem		Tandem			
		Minimal		2.20	0.90	6.00	1.75		
			Maximal	7.00	1.75	10.00	2.40		
	VC83	Achsaggregat	Einzel	Tandem			Einzel	Einzel	
		Minimal		3.60	0.90	2.40	2.40		
			Maximal	6.00	1.75	10.00	9.00		
	VC113	Achsaggregat	Einzel	Einzel	Tridem				
		Minimal		2.20	2.00	1.25	0.90		
			Maximal	5.00	6.00	2.40	1.75		

Fahrzeuggröße nicht maßstabsgetreu

Tabelle 20: Einteilung der Achsen zu Achsaggregaten gemäß [KFG, 1967] und den BWIM Berichten [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c]

	Achsabstände der Achsaggregate [m]		
minim. Achsabstand	Einzel	Tandem	Tridem
≥	1,81	0,00	0,00
≤	-	1,80	1,40

Die Auswahl dieser maßgeblichen Fahrzeugklassen geschah in Anlehnung an den BASt Bericht S61 [WOLF, 2010]. Aus Gründen der Zweckmäßigkeit werden ausschließlich

Fahrzeugklassen mit einem Anteil >1% am Gesamtschwerverkehrsaufkommen berücksichtigt und die verbleibende Rest-Wahrscheinlichkeit diesen Fahrzeugklassen zugeordnet. Die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen wurden den BWIM-Berichten [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c] entnommen und sind in Tabelle 21 zusammengefasst. Die Auftrittshäufigkeit des VC51 auf der A9 war in [Petschacher, 2009a] nicht angegeben, sie konnte jedoch mittels der Kenntnis der Häufigkeiten anderer Fahrzeugklassen rückgerechnet werden und ist deswegen in Tabelle 21 in Rot dargestellt.

Tabelle 21: Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen laut den BWIM-Berichten von [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c]

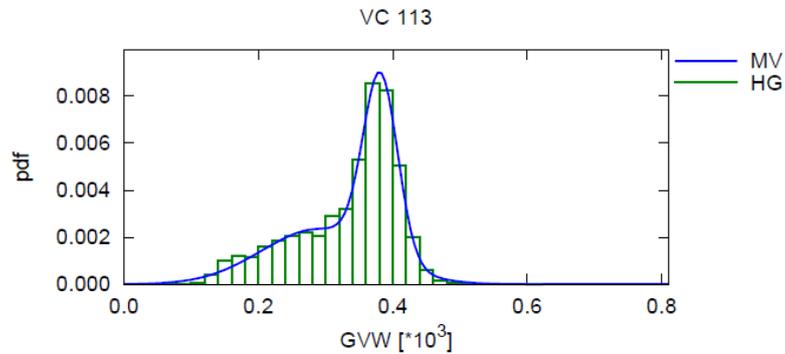
Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen laut den BWIM-Berichten												
	VC											
	40	51	54	57	61	62	74	81	83	113	100	82
A9	0.1460	0.0176	0.0245	0.0233	0.1360	0.1010	0.0468	0.0290	0.0666	0.2860	0.0333	-
A10	0.1319	0.0182	0.0158	0.0220	0.1067	0.0770	0.0778	0.0230	0.0457	0.3119	0.0338	0.0119
A12	0.1067	0.0313	0.0315	0.0220	0.0981	0.0256	0.1053	0.0197	0.0481	0.4618	0.0075	0.0102

5.3.3 Gesamtgewichtsverteilung der Fahrzeugklassen

In [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c] werden zur Auswertung der BWIM-Daten für jede Fahrzeugklasse und für jeden Streckenabschnitt Histogramme erstellt, die die Häufigkeiten der Gesamtgewichte angeben. An diese Histogramme werden bimodal gemischte Normalverteilungen nach Gleichung (11) angenähert, wobei g_1 bzw. g_2 für die Gewichtungsfaktoren der beiden Normalverteilungen, sowie μ_1 bzw. μ_2 und σ_1 bzw. σ_2 für deren Mittelwerte und Standardabweichungen stehen. Die Anwendung dieses Modells ist am Beispiel von VC113 in Abbildung 19 illustriert. Die Abbildung zeigt auch die Achslastkoeffizienten α und β zur Ermittlung der Achslasten aus dem Gesamtgewicht. Dieser Vorgang wird im nächsten Kapitel noch genauer behandelt. Die Parameter für die Ermittlung der Gesamtgewichtsverteilungen sind in Tabelle 22 für alle Fahrzeugklassen und alle Kollektive angegeben. Die Klasseneinteilung der bimodal gemischten Normalverteilung erfolgt nach dem Gesamtgewicht in kN und die Bezeichnung einer Klasse erfolgt nach dessen Obergrenze. Die Klassenbreite liegt bei 10 kN und die Klassen reichen von 5 bis 585 kN, siehe Tabelle 23.

$$f(x) = g_1 N_1(\mu_1, \sigma_1) + g_2 N_2(\mu_2, \sigma_2) \quad (11)$$

VC 113



$GVW \sim \text{Mixed}(0.5056 * N(289.9, 85.79), 0.4944 * N(381.5, 25.64))$

(a) Regression und Streuung				(b) Korrelation				
A	α	β	σ_c	1	2	3	4	5
1	0.0606	49.9	10.1	1	-0.117	-0.374	-0.537	-0.459
2	0.255	-2.36	12.7	2	1	-0.552	-0.75	-0.549
3	0.219	-16.7	6.59	3	-0.374	1	0.684	0.0898
4	0.228	-15.8	5.21	4	-0.537	-0.75	1	0.722
5	0.237	-15	7.27	5	-0.459	-0.549	0.0898	1

Abbildung 19: Beispiel für ein Achslastmodell als Funktion der Gesamtlast [kN] (für VC113 auf der A9); pdf = probability density function, GVW = gross vehicle weight; [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c]

Tabelle 22: Parameter zur Ermittlung der Gesamtgewichtsverteilungen der Fahrzeugklassen der Kollektive A9, A10 und A12

Parameter der Gesamtgewichtsverteilung			Parameter						
Fahrzeuggruppe	Fahrzeugklasse	Bezeichnung	Kollektiv	g_1	μ_1	σ_1^2	g_2	μ_2	σ_2^2
2-Achser		VC40	A9	0.4062	74.5300	14.4300	0.5938	124.6000	37.3700
			A10	0.3837	66.4100	16.2400	0.6163	114.7000	40.0700
			A12	0.7770	126.3000	36.7700	0.2230	69.8400	18.2000
3-Achser		VC51	A9	0.6852	250.8000	69.4600	0.3148	140.2000	25.2000
			A10	0.1597	110.5000	8.0020	0.8403	194.7000	53.0500
			A12	0.4803	236.5000	50.6800	0.5197	151.1000	28.1700
		VC54	A9	0.9194	190.3000	45.1800	0.0806	263.9000	66.4900
			A10	0.6602	187.8000	46.7200	0.3398	139.8000	19.6900
			A12	0.4068	225.4000	44.9600	0.5932	162.7000	35.9500
	VC100	A9	0.5981	207.4000	55.7700	0.4019	142.3000	17.8300	
		A10	0.5688	128.1000	20.0100	0.4312	164.9000	61.8200	
		A12	-	-	-	-	-	-	
4+-Achser		VC57	A9	0.3543	150.7000	13.9100	0.6457	325.5000	76.9100
			A10	0.0051	564.8000	41.2500	0.9949	221.8000	75.7900
			A12	0.0293	424.0000	139.9000	0.9707	256.4000	89.8800
		VC61	A9	0.4205	258.4000	65.3900	0.5795	175.4000	32.0500
			A10	0.6608	239.9000	62.7200	0.3392	159.1000	30.1900
			A12	0.3955	181.2000	41.8700	0.6045	262.6000	64.8200
		VC62	A9	0.6500	196.0000	36.7200	0.3500	309.8000	72.8400
			A10	0.5112	172.7000	33.6700	0.4888	268.2000	78.6800
			A12	0.8514	208.4000	49.2100	0.1486	302.3000	68.9100
		VC74	A9	0.0717	367.3000	158.4000	0.9283	317.1000	85.7900
			A10	0.5871	293.8000	87.0000	0.4129	381.4000	33.5200
			A12	0.6803	295.2000	84.7200	0.3197	404.9000	32.8800
		VC81	A9	0.6078	324.5000	73.0900	0.3922	242.6000	44.0400
			A10	0.3526	235.2000	36.5800	0.6474	306.4000	77.6300
			A12	0.3738	254.4000	58.5900	0.6262	336.9000	64.9300
		VC82	A9	-	-	-	-	-	-
			A10	0.4818	226.5000	28.9300	0.5182	326.5000	59.2900
			A12	-	-	-	-	-	-
	VC83	A9	0.4380	234.5000	41.5400	0.5620	362.6000	76.3700	
		A10	0.6781	320.4000	70.6300	0.3219	193.2000	30.7600	
		A12	0.4897	247.3000	48.9500	0.5103	380.4000	67.3700	
	VC113	A9	0.5056	289.9000	85.7900	0.4944	381.5000	25.6400	
		A10	0.4327	364.2000	34.4100	0.5673	279.4000	83.4600	
		A12	0.3806	407.1000	34.9400	0.6194	305.7000	88.7900	
Fahrzeuggröße nicht maßstabsgetreu									

Tabelle 23: Klasseneinteilung der Gesamtgewichtsverteilung

Bezeichnung	Klassengrenzen
5 kN	≤ 5 kN
15 kN	> 5 kN ≤ 15 kN
25 kN	> 15 kN ≤ 25 kN
585 kN	≤ 575 kN ≤ 585 kN

Infolge der mathematischen Beschreibung der Häufigkeitsverteilung durch eine Normalverteilung, werden sehr hohe und niedrige Gesamtgewichte theoretisch auftretenden Häufigkeiten zugewiesen, die in Realität nicht auftreten. So ist ein Gesamtgewicht unter dem Fahrzeugleergewicht ebenso unwahrscheinlich wie extrem überladene Fahrzeuge mit einem Überladungsgrad $>20\%$ des Gesamtgewichtes. Es ist daher zweckmäßig Gesamtgewichte mit einer Auftrittshäufigkeit $<1\%$ nicht zu berücksichtigen, jedoch die aufsummierten Häufigkeiten dieser Bereiche dem höchsten noch berücksichtigtem Gesamtgewicht zuzuschlagen, um Bemessungsreserven vorzusehen. In Abbildung 20 ist die Summe dieser Auftrittshäufigkeiten $<1\%$ in roter Farbe deutlich hervorgehoben.

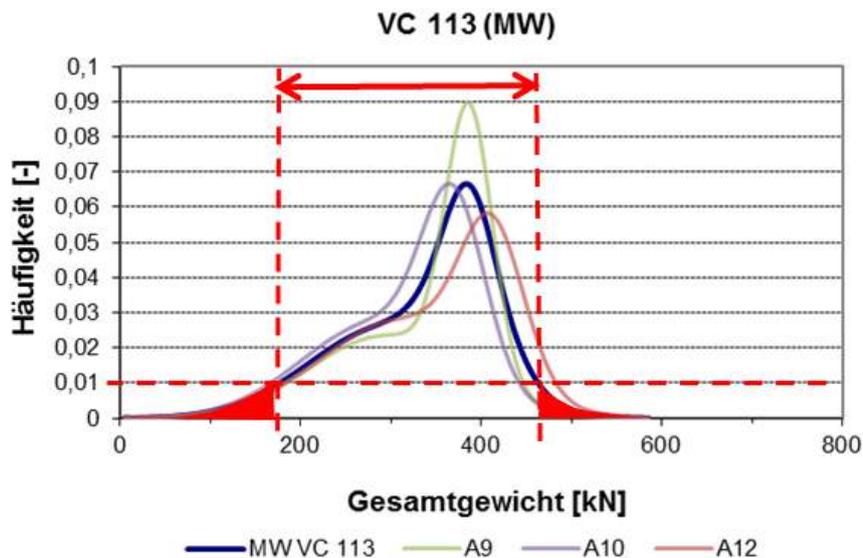


Abbildung 20: Gesamtgewichtsverteilung am Beispiel des VC113 mit Markierung jener Gesamtgewichtsfälle, deren Auftrittshäufigkeiten unter einem Prozent liegen

5.3.4 Achslastverteilung der Fahrzeugklassen

Durch statistische Auswertung der Achslastmessungen werden für jede Fahrzeugklasse und jede Achse Achslastkoeffizienten α und β bestimmt, mit deren Hilfe von der Gesamtgewichtsverteilung auf die Achslastverteilung geschlossen werden kann (siehe Gleichung (12)). μ_i gibt den Mittelwert der i -ten Achslast an (zählend von der vordersten Achse), Q_i gibt die Achslast der i -ten Achse an, W steht für das LKW-Gesamtgewicht und α_i und β_i sind die Achslastkoeffizienten der i -ten Achse. Für jede Fahrzeugklasse gilt:

$\Sigma\alpha_i=1$ und $\Sigma\beta_i=0$. Abbildung 19 zeigt ein Beispiel dieser Achslastkoeffizienten für VC113 auf der A9.

$$\mu_i(Q_i | W) = \beta_i + \alpha_i * W \quad (12)$$

Die Achslastkoeffizienten α und β liegen für die drei untersuchten Messabschnitte auf A9, A10 und A12 vor. In Abbildung 21 sind beispielhaft die Achslasten der 2. Achse der Fahrzeugklasse 113 (VC113) in Abhängigkeit des Gesamtgewichtes für die drei untersuchten Abschnitte dargestellt. Es zeigen sich lediglich im Bereich sehr geringer Gesamtgewichte, die das Fahrzeugleergewicht unterschreiten und daher nicht berücksichtigt werden, maßgebliche Unterschiede. Ähnliche Zusammenhänge liegen für andere Fahrzeugklassen vor. Somit kann auf eine Unterscheidung der Achslastkoeffizienten nach Messabschnitten verzichtet werden und vereinfachend der Mittelwert daraus herangezogen werden.

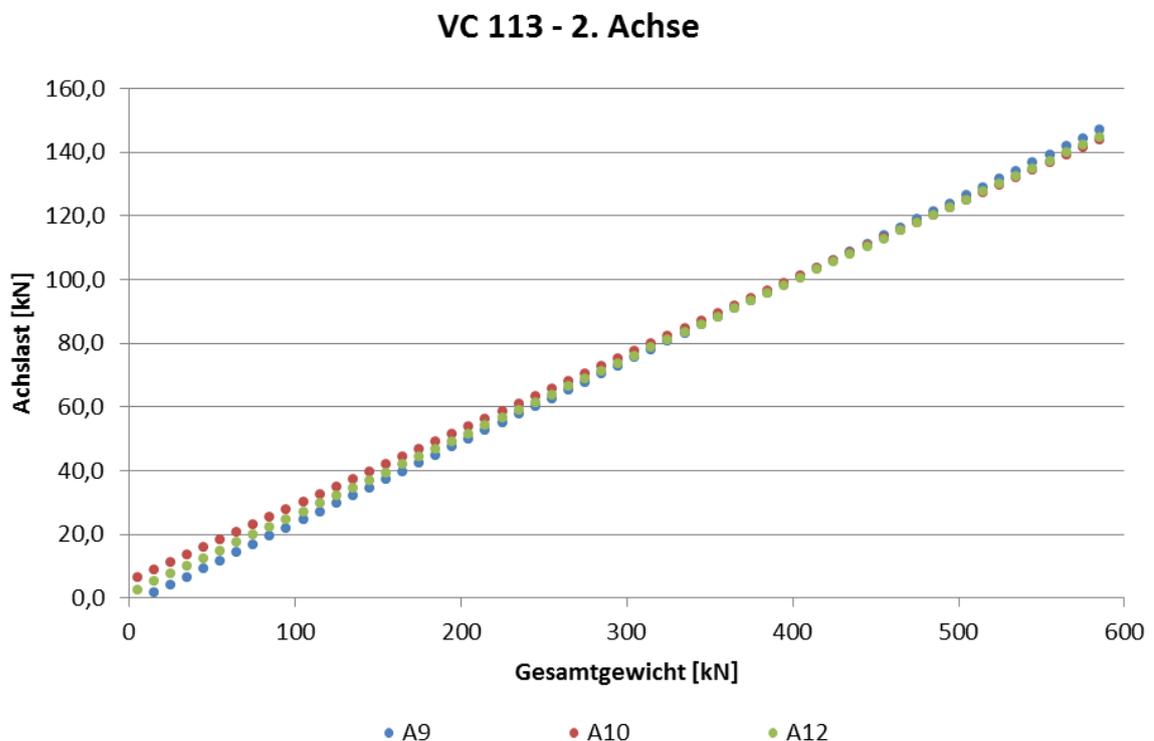


Abbildung 21: Achslasten der 2. Achse für die Fahrzeugklasse (VC) 113

Letztlich ist dieser Umstand durch die Beladungssituation der Fahrzeuge zu erklären, d.h. wie die transportierte Last auf dem Fahrzeug positioniert wird. Aufgrund der mittlerweile eindeutigen Vorschriften in diesem Bereich, kann von einer gleichbleibenden Beladungssituation und damit gleichen Achslastkoeffizienten ausgegangen werden. Daher werden für die Fahrzeugklassen, getrennt für jede Achse, die Achslastkoeffizienten als Mittelwert aus den drei Streckenabschnitten gebildet. In Tabelle 24 sind die Achslastkoeffizienten für alle berücksichtigten Fahrzeugklassen angeführt.

Tabelle 24: Mittelwert der Achslastkoeffizienten aus A9, A10 und A12

Achslastkoeffizienten			Achslastkoeffizienten α_i und β_i der i-ten Achse (Mittelwert aus A9, A10, A12)				
			α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
Fahrzeuggruppe	Fahrzeugklasse	Bezeichnung	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5
			2-Achser		VC40	0.3567 10.4033	0.6433 -10.4033
3-Achser		VC51	0.1987 27.7667	0.3767 -10.5200	0.4243 -17.2333		
		VC54	0.2010 28.2333	0.4423 -13.3667	0.3570 -14.8400		
		VC100	0.1610 32.1000	0.4130 -18.0000	0.4260 -14.1400		
		VC57	0.1683 12.1100	0.1733 12.9367	0.3093 -10.6633	0.3487 -14.3667	
		VC61	0.1013 42.0000	0.3640 -12.9967	0.2607 -13.6000	0.2740 -15.4333	
4+-Achser		VC62	0.1090 34.9000	0.2933 8.7300	0.2953 -21.3333	0.3023 -22.3333	
		VC74	0.0835 41.6333	0.2430 3.2337	0.2330 -16.7000	0.2233 -14.8333	0.2170 -13.4000
		VC81	0.0938 37.6667	0.2563 -5.3367	0.2020 -7.0967	0.2193 -12.1667	0.2283 -13.2667
		VC82	0.0738 39.9000	0.3020 -10.1000	0.1680 -7.2600	0.2100 -9.2100	0.2450 -13.4000
		VC83	0.0961 36.9333	0.2173 4.1033	0.1850 -2.1100	0.2450 -16.6333	0.2560 -22.2333
		VC113	0.0716 46.4333	0.2457 1.3700	0.2293 -16.7000	0.2260 -15.5667	0.2277 -15.4667
	Fahrzeuggröße nicht maßstabsgetreu						

5.4 Untersuchung zur Schädigung von Fahrzeuggruppen und – kollektiven

Mit Hilfe der in Kapitel 7.2 präsentierten Vorgangsweise werden die durch eine Überfahrt der einzelnen Fahrzeugklassen verursachte Schädigung ermittelt. Der nächste Schritt ist die Untersuchung der Schädigungswirkung von Fahrzeuggruppen bzw. ganzen Kollektiven. Dies ist notwendig, da im Weiteren ein für österreichische Autobahnen und Schnellstraßen repräsentatives Schwerverkehrskollektiv erstellt werden soll. Zwei wesentliche Anforderungen an dieses Kollektiv sind, dass es zum einen in der Realität tatsächlich auftreten kann und zum anderen, dass es bezüglich seiner Schädigungswirkung den ungünstigsten Fall darstellt. Letzteres ist notwendig, um eine Unterdimensionierung von Autobahnen und Schnellstraßen bei Verwendung dieses repräsentativen Verkehrskollektives zu vermeiden. Ziel ist es, dem Planer dieses repräsentative Kollektiv zur Verfügung zu stellen, falls dieser über keine eigenen Daten zur Fahrzeugklassen- und Achslastverteilung verfügt.

Zunächst ist es erforderlich, nicht nur die mittleren Schädigungen der einzelnen Fahrzeugklassen, sondern auch deren Auftrittshäufigkeit zu bedenken. Die Auftrittshäufigkeiten müssen insofern berücksichtigt werden, da eine Fahrzeugklasse zwar sehr stark schädigen kann, jedoch für eine Bemessung nicht relevant sein wird, falls sie nur sehr selten auftritt. Umgekehrt kann eine andere Fahrzeugklasse den Straßenoberbau bei einmaliger Überfahrt nur wenig schädigen, falls sie jedoch häufig auftritt, summieren sich diese Schädigungen auf und werden somit bemessungsrelevant.

Die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen laut den BWIM-Berichten ist bereits in Kapitel 5.3.2 angegeben. Da auf der A12 die Auftrittshäufigkeiten von VC100 und VC82 zwar bekannt sind, jedoch keine Daten zu deren Gesamtgewichts- bzw. Achslastverteilungen vorliegen, werden die Häufigkeiten dieser Fahrzeugklassen auf der A12, jeweils Fahrzeugklassen ähnlicher Schädigung auf der A12 zugeordnet. Diese Fahrzeugklassen ähnlicher Schädigung können durch die Betrachtung der beiden anderen Kollektive (A9 und A10) identifiziert werden. Die Achslastdaten besagter Fahrzeugklassen und somit auch deren mittlere Schädigung sind in diesen beiden Kollektiven bekannt. Daher kann festgestellt werden, dass die Fahrzeugklassen VC54 und VC81 auf A9 und A10 eine ähnliche mittlere Schädigung wie VC100 und VC82 in den jeweiligen Kollektiven aufweisen. Diesem Umstand Rechnung tragend, werden die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen VC100 und VC82 auf der A12, respektive den

Fahrzeugklassen VC54 und VC81 auf der A12 hinzugefügt. In Tabelle 25 sind die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeuggruppen angegeben.

Tabelle 25: Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeuggruppen

Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeuggruppen													
	2-Achser		3-Achser				4+ -Achser						
	VC40	VC51	VC54	VC100	VC57	VC61	VC62	VC74	VC81	VC82	VC83	VC113	Summe
A9	0.1470		0.0754					0.7770					1.0000
A10	0.1340		0.0750					0.7912					1.0000
A12	0.1070		0.0710					0.8300					1.0000

Mithilfe dieser Wahrscheinlichkeiten werden die Schädigungen für die Fahrzeuggruppen der Kollektive auf der A9, A10 und A12 berechnet. Die Berechnung dieser gewichteten Schädigung erfolgt durch die Multiplikation der mittleren Schädigung einer Fahrzeugklasse mit deren Auftrittshäufigkeit. Die mittlere Schädigung einer Fahrzeuggruppe oder eines Kollektives erhält man durch Summenbildung der gewichteten Schädigungen. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in Tabelle 26 zusammengefasst, wobei die rot markierten Einträge anzeigen, in welchem Kollektiv (A9, A10, A12) die Fahrzeuggruppe am aggressivsten bezüglich ihrer Schädigung ist. In Abbildung 22 ist der Anteil an der jeweiligen Kollektivschädigung zusammenfassend für alle Fahrzeugklassen zu sehen.

Tabelle 26: Übersicht über die Schädigung der Fahrzeuggruppen unter Berücksichtigung des Anteils der FG an der Verkehrsbelastung (VB)

Absoluter Anteil der Fahrzeuggruppen an der Schädigung der Kollektive A9, A10 bzw. A12													
	2-Achser		3-Achser				4+ -Achser						
	VC40	VC51	VC54	VC100	VC57	VC61	VC62	VC74	VC81	VC82	VC83	VC113	Summe
A9	2.7142E-09		3.6804E-09					5.3428E-08					5.9823E-08
A10	2.2012E-09		2.1734E-09					5.3116E-08					5.7491E-08
A12	2.6065E-09		3.0696E-09					7.4378E-08					8.0054E-08

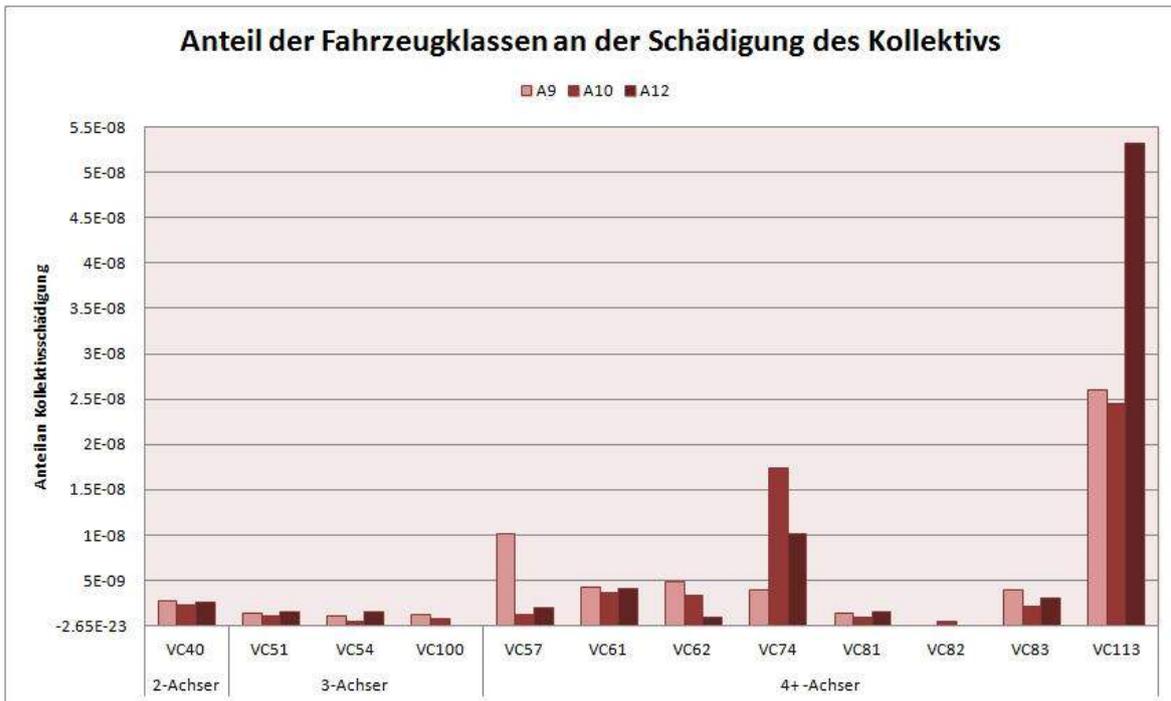


Abbildung 22: Vergleich des Anteils der Fahrzeugklassen an der jeweiligen Schädigung des Kollektivs (A9, A10 bzw. A12)

Bei Betrachtung der Ergebnisse in Tabelle 26 wird klar, dass die Gruppe der 2- und 3-Achser im Kollektiv A9 am meisten schädigen und die Gruppe der 4+-Achser im Kollektiv A12. Da jedoch die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeuggruppen von Kollektiv zu Kollektiv unterschiedlich sind, wie in Tabelle 25 erkennbar ist, ist es streng genommen nicht korrekt die Fahrzeuggruppen kollektivübergreifend zu vergleichen. Mit dem Ziel im Auge, ein repräsentatives Kollektiv zu erzeugen, das einerseits die Realität abbildet und andererseits, für eine Oberbaubemessung den ungünstigsten Fall darstellt, wird für jedes Kollektiv und jede Fahrzeuggruppe die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen innerhalb der jeweiligen Gruppe berechnet. Um die Fahrzeuggruppenschädigungen kollektivübergreifend vergleichbar machen zu können, werden fiktive Gruppenwahrscheinlichkeiten verwendet. Die Größenordnung dieser Wahrscheinlichkeiten ist irrelevant, da sie nur dem Zweck eines Vergleiches der Fahrzeuggruppenschädigungen dienen. Die Auftrittshäufigkeiten innerhalb der Gruppe, siehe Tabelle 27, werden nun mit den fiktiven Gruppenwahrscheinlichkeiten multipliziert und man erhält als Resultat die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen. Dieses neue Kollektiv wird als Vergleichskollektiv herangezogen. Es zeichnet sich dadurch aus, dass sich zwar die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen auf A9, A10 und A12 voneinander

unterscheiden, diejenigen der Gruppen jedoch kollektivübergreifend konstant bleiben. Durch Multiplikation der im vorigen Kapitel berechneten mittleren Schädigungen der Fahrzeugklassen mit den Werten des Vergleichskollektivs, kann die jeweils aggressivste Gruppe der 2-, 3- und 4+-Achser ermittelt werden.

Tabelle 27: Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen innerhalb der Fahrzeuggruppen [%]

Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen innerhalb der Fahrzeuggruppen [%]												
	2-Achser		3-Achser				4+ -Achser					
	VC40	VC51	VC54	VC100	VC57	VC61	VC62	VC74	VC81	VC82	VC83	VC113
A9	100.00%	23.34%	32.49%	44.16%	14.36%	17.50%	13.00%	6.02%	3.73%	0.00%	8.57%	36.81%
A10	100.00%	33.87%	21.06%	45.06%	2.78%	13.49%	9.74%	24.38%	2.91%	1.51%	5.78%	39.42%
A12	100.00%	45.02%	54.98%	0.00%	2.65%	11.82%	3.08%	12.69%	3.60%	0.00%	5.79%	60.37%

Tabelle 28: Schädigungen der Vergleichskollektive A9, A10, A12

Schädigungen der Vergleichskollektive A9, A10, A12													
	2-Achser		3-Achser				4+ -Achser						Summe
	VC40	VC51	VC54	VC100	VC57	VC61	VC62	VC74	VC81	VC82	VC83	VC113	
A9	2.5850E-09		3.6609E-09						5.4831E-08				6.1077E-08
A10	2.2998E-09		2.1733E-09						5.3155E-08				5.7628E-08
A12	3.4103E-09		3.2414E-09						7.0975E-08				7.7627E-08

Bei Untersuchung der gewichteten Schädigungen des Vergleichskollektivs in Tabelle 28 sieht man rasch, dass die Fahrzeugzusammensetzung der Gruppe der 2- und 4+-Achser im Kollektiv A12 und die der 3-Achser im Kollektiv A9 am aggressivsten sind (rot markierte Werte). Daraus wird ein repräsentatives Schwerverkehrskollektiv für Autobahnen und Schnellstraßen generiert, das sich aus den Fahrzeuggruppen mit den höchsten Schädigungsraten zusammensetzt. Dieses repräsentatives Schwerverkehrskollektiv mit den Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen innerhalb der Gruppen ist im nächsten Kapitel in Tabelle 29 dargestellt. Es setzt sich demnach aus den Fahrzeuggruppen der 2- und 4+-Achser der A12 und der Gruppe der 3-Achser der A9 zusammen.

Die tatsächlichen Anteile der Gruppen der 2-, 3- und 4+-Achser kann der Anwender/Planer immer aus aktuellen Mautdaten entnehmen und für den Fall, dass keine Daten über die Fahrzeugzusammensetzung bekannt sind, sich dieses Bemessungskollektivs bedienen, um es mit den Mautdaten zu kombinieren. Je geringer der Anteil der 2-Achser und je höher der Anteil der 3-Achser und besonders der 4+-Achser ist, desto höher wird die Schädigung des Straßenoberbaus sein.

5.5 Verbesserte Berücksichtigung der maßgeblichen Verkehrsbelastung

5.5.1 Repräsentatives Schwerverkehrskollektiv für das A- und S-Netz

Das repräsentative Schwerverkehrskollektiv, das in Kapitel 5.4 abgeleitet wurde und sich aus den jeweils aggressivsten Fahrzeuggruppen der Kollektive A9, A10 und A12 zusammensetzt, ist in Tabelle 29 dargestellt. Es sind nur die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen innerhalb der Gruppen definiert. Die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeuggruppen selbst werden nicht festgelegt und sollen immer vom Planer aus aktuellen Mautdaten ermittelt werden. Die mittleren Schädigungen der Fahrzeugklassen sind beispielhaft für den Aufbau Bautyp I, Lastklasse S in Tabelle 30 angegeben.

Tabelle 29: Repräsentatives Schwerverkehrskollektiv für Autobahnen und Schnellstraßen

Repräsentatives Schwerverkehrskollektiv für Autobahnen und Schnellstraßen										
2-Achser	3-Achser			4+ -Achser						
VC40	VC51	VC54	VC100	VC57	VC61	VC62	VC74	VC81	VC83	VC113
100.00%	23.34%	32.49%	44.16%	2.65%	11.82%	3.08%	12.69%	3.60%	5.79%	60.37%

Tabelle 30: Mittlere Schädigungen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen (Bautyp I, Lastklasse S)

Mittlere Schädigungen der Fahrzeugklassen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs										
2-Achser	3-Achser			4+ -Achser						
VC40	VC51	VC54	VC100	VC57	VC61	VC62	VC74	VC81	VC83	VC113
aus Kollektiv A12	aus Kollektiv A9			aus Kollektiv A12						
2.4359E-08	8.1804E-08	4.3682E-08	3.5150E-08	8.8878E-08	4.2233E-08	3.8188E-08	9.5752E-08	5.2379E-08	6.3578E-08	1.0630E-07

5.5.2 Repräsentative Gesamtgewichtsverteilung der Fahrzeugklassen

Die Parameter zur Berechnung der Gesamtgewichtsverteilungen, der im repräsentativen Schwerverkehrskollektiv verwendeten Fahrzeugklassen auf A9 bzw. A12, sind in Tabelle 31 zusammengefasst. Die Berechnung der Gesamtgewichtsverteilung folgt Kapitel 5.3.3.

Tabelle 31: Parameter zur Ermittlung der Gesamtgewichtsverteilungen der Fahrzeugklassen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen

Repräsentatives Schwerverkehrskollektiv für Autobahnen und Schnellstraßen:			Parameter zur Ermittlung der Gesamtgewichtsverteilung							
Fahrzeuggruppe	Fahrzeugklasse	Bezeichnung	ξ_1	μ_1	σ_1	ξ_2	μ_2	σ_2	zulässiger Gewichtsbereich [kN]* ¹	Σ Häufigkeiten < 1% * ²
2-Achser aus Kollektiv A12		VC40	0.7770	126.3000	36.7700	0.2230	69.8400	18.2000	35 - 205	1.6373%
3-Achser aus Kollektiv A9		VC51	0.6852	250.8000	69.4600	0.3148	140.2000	25.2000	95 - 335	8.7537%
		VC54	0.9194	190.3000	45.1800	0.0806	263.9000	66.4900	95 - 295	4.4582%
		VC100	0.5981	207.4000	55.7700	0.4019	142.3000	17.8300	85 - 295	4.0057%
4+-Achser aus Kollektiv A12		VC57	0.0293	424.0000	139.9000	0.9707	256.4000	89.8800	115 - 415	9.4325%
		VC61	0.3955	0.3955	41.8700	0.6045	262.6000	64.8200	105 - 355	5.7311%
		VC62	0.8514	208.4000	49.2100	0.1486	302.3000	68.9100	115 - 375	3.7429%
		VC74	0.6803	295.2000	84.7200	0.3197	404.9000	32.8800	175 - 465	6.8203%
		VC81	0.3738	254.4000	58.5900	0.6262	336.9000	64.9300	165 - 445	4.8584%
		VC83	0.4897	247.3000	48.9500	0.5103	380.4000	67.3700	155 - 475	4.9372%
		VC113	0.3806	407.1000	34.9400	0.6194	305.7000	88.7900	175 - 465	7.5595%
Fahrzeuggröße nicht maßstabsgetreu										
* ¹ Gesamtgewichte mit einer Auftrittshäufigkeit < 1% werden nicht berücksichtigt (siehe Kapitel zur Datenauswertung)										
* ² die Summe der Häufigkeiten < 1% werden dem obersten Wert des zulässigen Gewichtsbereichs zugerechnet (siehe Kapitel zur Datenauswertung)										

5.5.3 Repräsentative Achslastverteilung der Fahrzeugklassen

Die Achslastkoeffizienten zur Berechnung der Achslastverteilungen, der im repräsentativen Schwerverkehrskollektiv verwendeten Fahrzeugklassen auf A9 bzw. A12, sind in Tabelle 32 zusammengefasst. Die Berechnung der Achslastverteilung erfolgt nach Kapitel 5.3.4.

Tabelle 32: Achslastkoeffizienten zur Ermittlung der Achslastverteilungen der Fahrzeugklassen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen

Repräsentatives Schwerverkehrskollektiv für Autobahnen und Schnellstraßen:			Achslastkoeffizienten α_i und β_i der i-ten Achse (Mittelwert aus A9, A10, A12)				
Fahrzeuggruppe	Fahrzeugklasse	Bezeichnung	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
			β_1	β_2	β_3	β_4	β_5
2-Achser aus Kollektiv A12		VC40	0.3567	0.6433			
			10.4033	-10.4033			
3-Achser aus Kollektiv A9		VC51	0.1987	0.3767	0.4243		
			27.7667	-10.5200	-17.2333		
		VC54	0.2010	0.4423	0.3570		
			28.2333	-13.3667	-14.8400		
	VC100	0.1610	0.4130	0.4260			
		32.1000	-18.0000	-14.1400			
4+-Achser aus Kollektiv A12		VC57	0.1683	0.1733	0.3093	0.3487	
			12.1100	12.9367	-10.6633	-14.3667	
		VC61	0.1013	0.3640	0.2607	0.2740	
			42.0000	-12.9967	-13.6000	-15.4333	
		VC62	0.1090	0.2933	0.2953	0.3023	
			34.9000	8.7300	-21.3333	-22.3333	
		VC74	0.0835	0.2430	0.2330	0.2233	0.2170
			41.6333	3.2337	-16.7000	-14.8333	-13.4000
	VC81	0.0938	0.2563	0.2020	0.2193	0.2283	
		37.6667	-5.3367	-7.0967	-12.1667	-13.2667	
	VC83	0.0961	0.2173	0.1850	0.2450	0.2560	
		36.9333	4.1033	-2.1100	-16.6333	-22.2333	
	VC113	0.0716	0.2457	0.2293	0.2260	0.2277	
			46.4333	1.3700	-16.7000	-15.5667	-15.4667
Fahrzeuggröße nicht maßstabsgetreu							

6. ASPHALTMECHANISCHE KENNGRÖSSEN

6.1 Materialeigenschaft Steifigkeit

Die Materialsteifigkeit spielt, neben der Materialermüdung, bei der Bemessung von Oberbauten eine zentrale Rolle. Als Kenngröße für den Widerstand gegen Verformungen hat sie direkten Einfluss auf die Größe der Spannungen und Dehnungen (Primärwirkungen), die durch die Verkehrsbelastung hervorgerufen werden, und damit auch auf das Bemessungsergebnis. In der bisherigen Bemessungsmethodik wird die Materialsteifigkeit durch einen Modellasphalt charakterisiert, dessen Eigenschaften nicht angepasst werden können. Es ist also nicht möglich, das tatsächliche Materialverhalten in die Bemessung einfließen zu lassen. Im Rahmen dieser Überarbeitung soll diese Möglichkeit geschaffen werden. In Abhängigkeit des Prüfaufwandes und der somit mehr oder weniger genauen Charakterisierung des eingesetzten Asphaltes, gibt es 4 Bemessungsstufen. In Stufe 1 und 2 wird die Steifigkeit des Asphaltes ausgehend von einem Modellbitumen bzw. dem geprüften Verhalten des tatsächlich eingesetzten Bitumens mit Hilfe eines Materialmodells beschrieben; in Stufe 3 werden die Eigenschaften des Modellasphaltes anhand von Versuchsergebnissen am Asphalt geeicht, während in Stufe 4 das Materialverhalten nur durch Ergebnisse genormter Prüfungen beschrieben wird.

6.1.1 Prüfung und Bewertung der Asphaltsteifigkeit

Die Materialsteifigkeit wird nach dem Verfahren gemäß ÖNORM EN 12697-26 ermittelt und dient zur Einstufung von Asphalt, als Hinweis auf sein relatives Leistungsvermögen in der Fahrbahnbefestigung und um Daten zur Abschätzung des Tragverhaltens in der Straße zu erhalten. Dabei sind zwei Verfahren zu unterscheiden.

- Direkter Zug-Druckversuch (DTC)

Beim direkten Zug-Druck-Versuch wird eine sinusförmige Dehnung $\varepsilon = \varepsilon_0 \times \sin(\omega t)$ auf einen zylindrischen Probekörper ausgeübt, der zwischen zwei Stahlplatten geklebt ist, die mit der Belastungsvorrichtung verschraubt sind. ε_0 sollte $\leq 25 \times 10^{-6}$ sein und somit im linear-viskoelastischen Bereich des Asphaltes liegen.

Während der Prüfung werden die Kraft F , die Verschiebung z und der Phasenwinkel Φ aufgezeichnet und unter Anwendung von [ÖNORM EN 12697-26, 2004]

$$E_1 = \gamma \cdot \left(\frac{F}{z} \cdot \cos(\Phi) + \frac{\mu}{10^3} \cdot \omega \right) \quad (13)$$

mit der Prüffrequenz ω , und

$$E_2 = \gamma \cdot \left(\frac{F}{z} \cdot \cos(\omega) \right) \quad (14)$$

der komplexe Modul

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (15)$$

bestimmt. γ und μ stellen einen Form- bzw. Massfaktor da, wobei im Falle des direkten Zug-Druck-Versuchs mit zylindrischem Probekörper

$$\gamma = \frac{4h}{\pi D^2} \quad (16)$$

mit der Höhe des Probekörpers h und dessen Durchmesser D , sowie

$$\mu = \frac{M}{2} + m \quad (17)$$

mit der Masse des Probekörpers M und der Masse der beweglichen Teile m , gilt. Jeder Probekörper wird dabei bei vier Temperaturen und 10 Frequenzen geprüft. Aufgrund der geringen Dehnungsamplitude ist es möglich, das gesamte Spektrum an einem Probekörper zu prüfen ohne dass Ermüdungserscheinungen auftreten.

Tabelle 33: zeigt die Prüftemperaturen und die Prüffrequenzen.

Tabelle 33: Prüftemperaturen und -frequenzen der Steifigkeitsprüfung (DTC)

Temperatur [°C]	-5	+10	+25	+40						
Frequenz [Hz]	0,1	1,0	3,0	5,0	8,0	10,0	20,0	30,0	40,0	

- Vierpunktbiegeprüfung (4PBBT)

Mit dem Vierpunktbiegebalken werden einerseits die temperatur- und frequenzabhängige dynamische Steifigkeit eines Mischguts nach ÖNORM EN 12697-26 ermittelt und andererseits die Ermüdungsbeständigkeit nach ÖNORM EN 12697-24 untersucht. Bei der Steifigkeitsprüfung wird ein prismatischer Probekörper einer periodischen, dehnungsgesteuerten 4-PBB-Prüfung mit freier Rotation und horizontaler Translation an allen Belastungs- und Reaktionspunkten unterzogen. Die Biegung wird durch die Bewegung der mittigen Lastpunkte in vertikaler Richtung senkrecht zur Längsachse des Probekörpers erreicht. Die vertikale Lage der beiden Endpunkte bleibt erhalten. Die ausgeübte periodische Verschiebung erfolgt symmetrisch zum Nullpunkt, ist sinusförmig, und die Verschiebungsamplitude z muss als Funktion der Zeit konstant werden. Während der Prüfung wird die für die Verformung des Probekörpers erforderliche Kraft F als Funktion der Zeit gemessen. Daraus wird der Steifigkeitsmodul des Mischguts gemäß Gleichung (13) bis (15) berechnet. Für den Vierpunktbiegebalken ergeben sich der Formfaktor γ und der Massefaktor μ zu

$$\gamma = \frac{L^2 A}{bh^3} \cdot \left(\frac{3}{4} - \frac{A^2}{L^2} \right), \quad (18)$$

mit dem Abstand zwischen den Auflagern L , dem Abstand zwischen den Lasteinleitungspunkten l , der Breite b und der Höhe h des Probekörpers und $A=(L-l)/2$, bzw. zu

$$\mu = R(X) \cdot \left(\frac{X}{\pi^4} + \frac{m}{R(A)} \right). \quad (19)$$

mit X als der Koordinate des Punktes, an dem die Auslenkung gemessen wird und

$$R(X) = \frac{12L}{A} \cdot \frac{l}{3X/L - 3X^2/L^2 - A^2/L^2}. \quad (20)$$

Als Ergebnis wird der Betrag der dynamischen Steifigkeit $|E^*|$ in MPa, dessen elastischer (E1) und viskoser (E2) Anteil und der Phasenwinkel (Φ) in Abhängigkeit der Frequenz angegeben. Eine schematische Abbildung des 4-PBB ist in Abbildung 23 dargestellt.

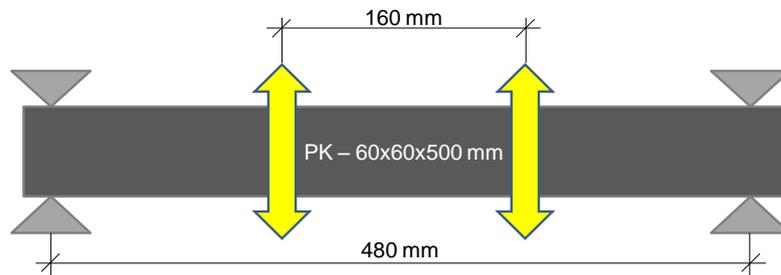


Abbildung 23: Schema des 4-PBB für Mischgüter mit einem Größtkorndurchmesser größer als 11 mm

Die Maße der Probekörper betragen 60x60x500 mm für Mischgüter mit einem Größtkorn größer als 11 mm bzw. 50x50x450 mm für Mischgüter mit einem Größtkorn kleiner als 11 mm. Der Abstand der äußeren Klemmen beträgt 480 mm, der Abstand der inneren Klemmen zueinander beträgt 160 mm. Um den Probekörper während der Steifigkeitsprüfung nicht zu beschädigen, wird die horizontale Dehnung an der Unterseite des Probekörpers mit 35 µm/m begrenzt. Die Prüftemperaturen betragen -20°C, 0°C und +20°C.

Tabelle 34 zeigt die Prüffrequenzen, die während des Steifigkeitsversuchs durchlaufen werden.

Tabelle 34: Prüffrequenzen der Steifigkeitsprüfung (4PBBT)

Temperatur [°C]	-20	0	+20						
Frequenz [Hz]	0,1	1,0	3,0	5,0	8,0	10,0	20,0	30,0	40,0

Abbildung 24 zeigt den Verlauf der Steifigkeit $|E^*|$ und des Phasenwinkel F beispielhaft für einen AC11 deck 70/100 bei 20°C.

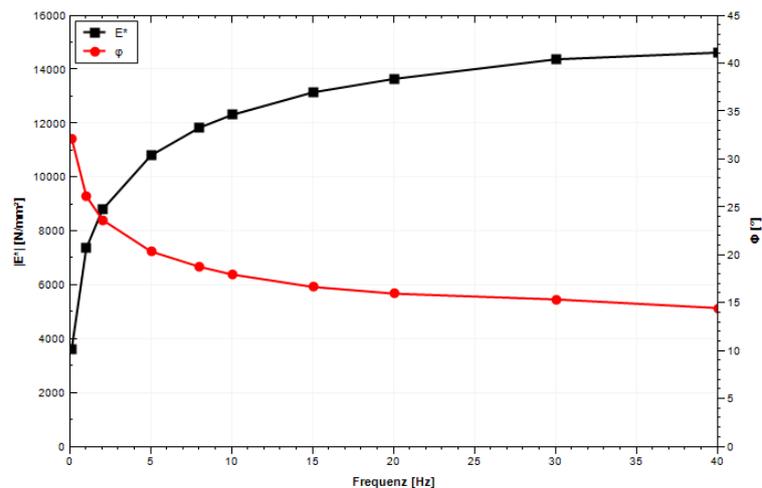


Abbildung 24: Beispielhafter Verlauf der Steifigkeit $|E^*|$ bzw. des Phasenwinkel ϕ für einen AC11 deck 70/100 bei 20°C

6.1.2 Modelle zu Prognose der Asphaltsteifigkeit

Wie bereits erwähnt, kann die Steifigkeit von Asphalt unter Anwendung eines Materialmodells aus den Eigenschaften des verwendeten Bitumens und volumetrischen Kenngrößen abgeschätzt werden. Hierfür steht eine Vielzahl unterschiedlichster Modelle zur Verfügung, wobei folgende 4 Modelle näher in Betracht gezogen wurden:

- Witzak-Modell
- Francken-Modell
- Shell-Modell
- Hirsch-Modell

Das in den USA eingesetzte Witzak-Modell [Garcia, 2007] berücksichtigt neben der Viskosität des eingesetzten Bitumens, den Luftporen- und Bitumengehalt, sowie die Sieblinie des verwendeten Gesteins. Da diese in Siebdurchgängen durch in den USA gebräuchliche in Europa aber unübliche Siebgrößen angegeben ist und hier eine Umrechnung nicht sinnvoll möglich ist, wurde dieses Modell verworfen.

Ebenso verworfen wurde das Francken-Modell, das der deutschen „Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ [RDO Asphalt, 2009] zugrunde liegt, da sich das Verfahren ausdrücklich auf konventionelle Straßenbaubitumen bezieht und in Österreich häufig eingesetzte polymer modifizierte Bitumen nicht berücksichtigt werden können.

- Shell Modell

Das Shell-Modell [Huang, 2004] wurde in den 70er Jahren entwickelt und berücksichtigt die Steifigkeit des Bitumens S_b , sowie den Bitumen- und Mineralgehalt V_b bzw. V_g des Mischgutes. Für $5\text{N/mm}^2 < S_b < 1000\text{N/mm}^2$ gilt [Bonnaure, 1977]

$$\log S_m = \frac{\beta_4 + \beta_3}{2} (\log S_b - 8) + \frac{\beta_4 - \beta_3}{2} |\log S_b - 8| + \beta_2, \quad (21)$$

für $1000\text{N/mm}^2 < S_b < 3000\text{N/mm}^2$ gilt

$$\log S_m = \beta_2 + \beta_4 + 2,0959(\beta_1 - \beta_2 - \beta_4)(\log S_b - 9) \quad (22)$$

mit

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 10,82 - \frac{1,342(100 - V_g)}{V_g + V_b} \\ \beta_2 &= 8 + 0,00568V_g + 0,0002135V_g^2 \\ \beta_3 &= 0,6 \log \left(\frac{1,37V_b^2 - 1}{1,33V_b - 1} \right) \\ \beta_4 &= 0,7582(\beta_1 - \beta_2). \end{aligned} \quad (23)$$

- Hirsch-Modell

Das Hirsch-Modell [Garcia, 2007], [Christensen, 2003] ist ein semi-empirisches Verfahren, das auf der Mischungsregel („Law of Mixtures“) beruht. Dabei wird ein Material als Anordnung von parallelen und seriellen Elementen verstanden, wobei jedes Element einer Materialphase entspricht. Da sich Asphalt bei hohen Temperaturen wie ein seriell Element und bei tiefen Temperaturen wie ein paralleles Element verhält, liefert dieser Ansatz geeignete Steifigkeitsprognosen. In [Christensen, 2003] wurde ein komplexes Modell für Asphalt entwickelt, das aus 3 parallelen (p) und 2 seriellen (s) Elementen besteht, wobei V_a das Volumen des Gesteins, V_m das Volume des Bindemittels und V_v das Volumen der Luftporen widerspiegeln (siehe Abbildung 25).

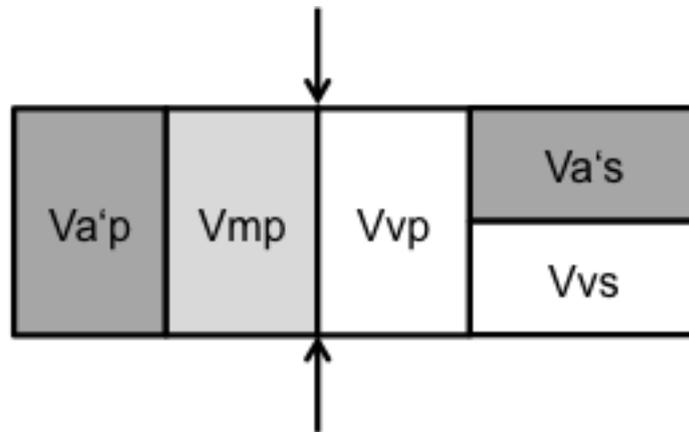


Abbildung 25: Hirsch-Modell für Asphalt [Christensen, 2003]

Mit Hilfe dieses Ansatzes kann die dynamische Steifigkeit von Asphalt E^* direkt durch die Schubsteifigkeit des Bindemittels G_{bit}^* (ermittelt zB. mit dem genormten DSR-Versuch nach ÖNORM EN 14770), den Hohlraumgehalt des Korngerüsts VMA und den Auffüllungsgrad VFB abgeschätzt werden (siehe Gleichung (24)).

$$|E^*| = p_c \left[4.200.000 \left(1 - \frac{VMA}{100} \right) + 3 |G_{bit}^*| \left(\frac{VFB \cdot VMA}{10.000} \right) \right] + (1 - p_c) \left[\frac{1 - \frac{VMA}{100}}{4.200.000} + \frac{VMA}{VFB \cdot 3 |G_{bit}^*|} \right]^{-1} \quad (24)$$

mit

$$p_c = \frac{\left(20 + \frac{HFB \cdot 3 |G_{bit}^*|}{H_{M,bit}} \right)^{0,58}}{650 + \left(\frac{HFB \cdot 3 |G_{bit}^*|}{H_{M,bit}} \right)^{0,58}} \quad p_c = \frac{\left(20 + \frac{VFB \cdot 3 |G_{bit}^*|}{VMA} \right)^{0,58}}{650 + \left(\frac{VFB \cdot 3 |G_{bit}^*|}{VMA} \right)^{0,58}} \quad (25)$$

und

E^*	dynamische Steifigkeit Asphalt [psi]
G_{bit}^*	Dynamische Steifigkeit Bindemittel [psi]
VMA	Hohlraum des Korngerüsts [%]
VFB	Auffüllungsgrad [%]

Gleichung (24) basiert auf zahlreichen Versuchen an Mischgütern mit unterschiedlichster Zusammensetzung und unter Berücksichtigung verschiedenster Randbedingungen (Temperatur, Prüffrequenz,...). Da dieses Modell seinen Ursprung im amerikanischen Raum hat, haben die Koeffizienten die Einheit psi (Pound per square inch); daher müssen auch E^* und G_{bit}^* in psi eingesetzt werden.

Um eines dieser Modelle auswählen zu können wurden über 9700 Versuchsergebnisse (wie in Kapitel 6.1.1 beschrieben) von Asphalten mit unterschiedlichen Bitumenarten und volumetrischen Zusammensetzungen ausgewertet, wobei Bitumendaten aus den Labors von OMV, ISBS und IVWS und Asphaltsteifigkeitsdaten von ISBS und IVWS berücksichtigt wurden. Dabei wurde festgestellt, dass die Übereinstimmung zwischen Modellvorhersage und Versuchsergebnissen des Ansatzes nach Hirsch jene des Shell-Modells übertrifft, wobei das Bestimmtheitsmaß R^2 als Indikator für die Übereinstimmung herangezogen wurde (siehe Abbildung 26).

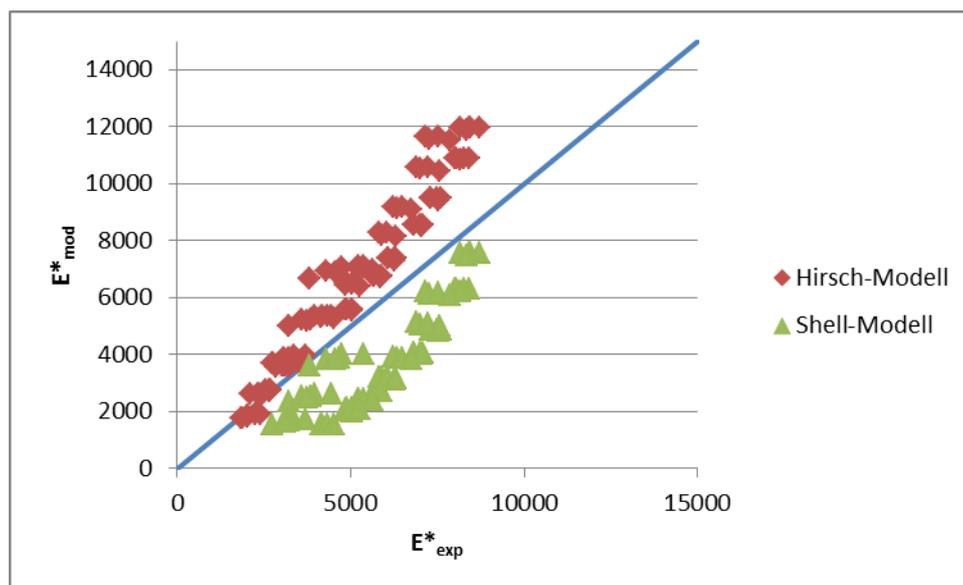


Abbildung 26: Vergleich von Versuchsergebnissen und Vorhersagen des Hirsch- bzw. Shell-Modells am Beispiel von Asphalten mit Destillationsbitumen 70/100 ($R^2_{Hirsch}=0,94$; $R^2_{Shell}=0,75$; $n=125$)

6.1.3 Entwicklung eines Wiener Modells zur Prognose der Asphaltsteifigkeit

Da sich in Amerika eingesetzte Mischgüter von jenen in Europa hinsichtlich der Eigenschaften der Bindemittel und der volumetrischen Zusammensetzung zum Teil deutlich unterschieden, wurde der Ansatz nach Hirsch wie in Gleichung (24) angegeben

im Rahmen dieses Projektes erweitert und das Wiener Modell entwickelt. Hierzu wurden die Koeffizienten in den Gleichungen (24) und (25) durch die Parameter a, b, c und d ersetzt (siehe Gleichungen (26) und (27) bzw. Tabelle 35), die in Abhängigkeit der eingesetzten Bitumenart (konventionelles oder polymermodifiziertes Bitumen) gewählt werden können. Zur Ermittlung dieser Parameter wurden Steifigkeitsversuche aus den Labors von OMV, ISBS und IVWS an Asphalten mit Destillationsbitumen 70/100 (n=333) bzw. pmB 45/80-65 (n=1239) mit unterschiedlichster volumetrischer Zusammensetzung ausgewertet und die Parameter mittels nichtlinearer, quantiler Regression mit Hilfe der Software R [R, 2013] bestimmt. Neben der Bitumenart kann das Vertrauensniveau gewählt werden, wobei für das hochrangige ASFiNAG-Netz jedenfalls ein Vertrauensniveau von 95% empfohlen wird (Modell unterschätzt Versuchsergebnisse nur in 5% der Fälle). Zudem ermöglicht Gleichung (26) die Eingabe von E^* und G^* in N/mm^2 .

$$|E^*| = \frac{p_c}{145,0377} \left[a \left(1 - \frac{VMA}{100} \right) + 145,0377 \cdot 3 |G_{bit}^*| \left(\frac{VFB \cdot VMA}{10.000} \right) \right] + \frac{(1-p_c)}{145,0377} \left[\frac{1 - \frac{VMA}{100}}{a} + \frac{VMA}{VFB \cdot 145,0377 \cdot 3 |G_{bit}^*|} \right]^{-1} \quad (26)$$

mit

$$p_c = \frac{\left(b + \frac{VFB \cdot 145,0377 \cdot 3 |G_{bit}^*|}{VMA} \right)^c}{d + \left(\frac{VFB \cdot 145,0377 \cdot 3 |G_{bit}^*|}{VMA} \right)^c} \quad (27)$$

und

E^*	dynamische Steifigkeit Asphalt [N/mm^2]
G_{bit}^*	Dynamische Steifigkeit Bindemittel [N/mm^2]
VMA	Hohlraum des Korngerüsts [%]
VFB	Auffüllungsgrad [%]
a, b, c, d	Parameter abhängig von der Art des Bitumens (konventionell, pmB)

Tabelle 35: Parameter zur Festlegung von Bitumenart und Vertrauensniveau

	a	b	c	d	Vertrauensniveau	R ²	n
konventionelles	3918366	687.25	1.05	135252.80	95%	0,92	501
pmB	8289775	9997.45	1.01	309275.40		0,91	1166
konventionelles	5894168	162.84	0.85	21625.89	68%	0,92	501
pmB	6072066	16577	1.34	7053393		0,90	1166
konventionelles	5901130	164.51	0.86	19155.25	50%	0,93	501
pmB	5823373	19000	1.45	21275540		0,90	1166

Abbildung 27 und Abbildung 28 zeigen den Zusammenhang zwischen Versuchsergebnis und Modellprognose und geben einen Hinweis auf die mittlere Abweichung zwischen den Versuchsergebnissen und den Prognosewerten.

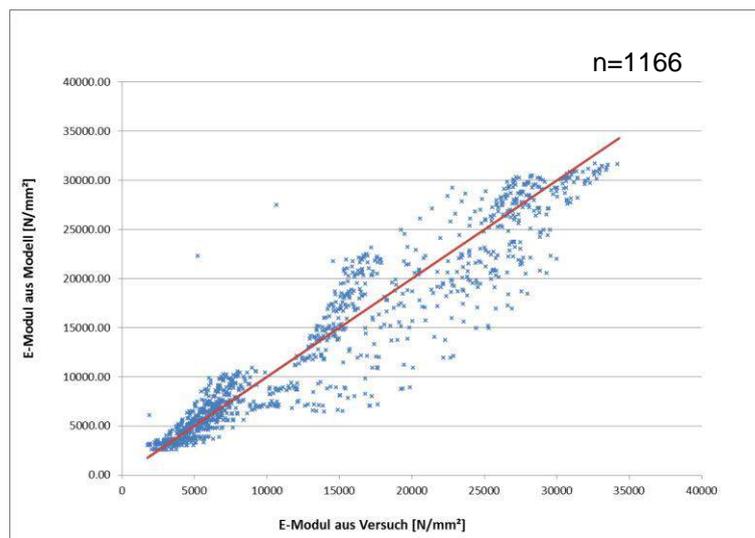


Abbildung 27: Zusammenhang zwischen Versuchsergebnis und Modellprognose (polymermodifiziertes Bitumen, Vertrauensniveau 50%, mittlere Abweichung=391 N/mm²)

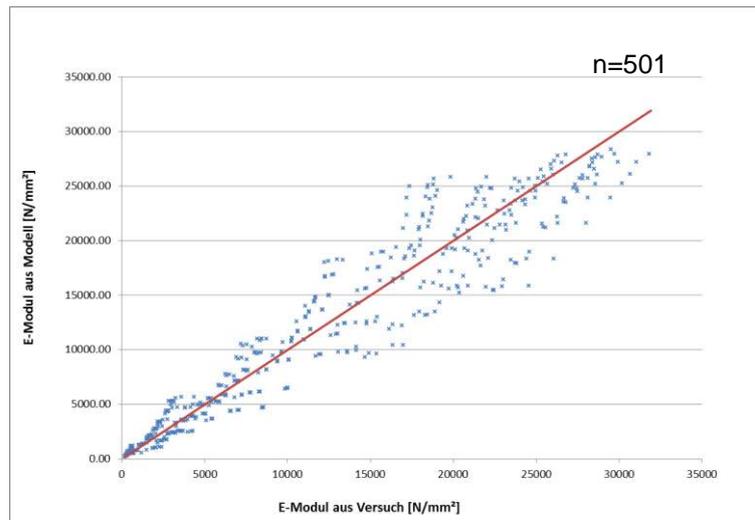


Abbildung 28: Zusammenhang zwischen Versuchsergebnis und Modellprognose (Destillationsbitumen, Vertrauensniveau 50%, mittlere Abweichung=216 N/mm²)

6.1.4 Eingangsparmeter für das Wiener Modell

Als Eingangsgrößen in das Wiener Modell dienen sowohl volumetrische Kenngrößen des Mischgutes, als auch rheologische Kenngrößen des Bindemittels.

Volumetrische Kenngrößen des Mischguts

Zu den volumetrischen Kenngrößen zählen der Hohlraumgehalt des Korngerüsts VMA, sowie der Auffüllungsgrad VFB. Die Bestimmung dieser Kenngrößen ist in EN 12697-8 geregelt.

VMA hängt vom Bindemittelgehalt B, der Raumdichte des Mischgutes ρ_b und der Rohdichte des Minerals $\rho_{R,M}$ bzw. des Bindemittels ρ_B und dem Hohlraumgehalt V_m ab und kann mittels

$$VMA = \frac{\rho_{R,M} - \rho_b \cdot \left(\frac{100\% - B}{100\%} \right)}{\rho_{R,M}} \cdot 100 = V_m + B \cdot \frac{\rho_b}{\rho_B} \quad (28)$$

bestimmt werden. VFB ist definiert als der prozentuale Anteil der mit Bindemittel gefüllten Hohlräume des Mineralstoffgerüsts und kann durch

$$VFB = B \cdot \frac{\rho_b / \rho_B}{VMA} \cdot 100 \quad (29)$$

ermittelt werden.

Rheologische Kenngrößen des Bitumens

- Prüfungen mit dem Dynamischen Scherrheometer (DSR)

Mit dem DSR werden rheologische Eigenschaften von Bitumen nach ON EN 14770 gemessen. Ein Bitumenfilm mit genormten Abmessungen wird zwischen zwei Lastplatten einer Schwing-Scherspannung bei vorgegebener Prüftemperatur und -frequenz ausgesetzt. Das Ansprechen der Dehnung des Bindemittels auf die Spannung wird gemessen. Dadurch können der temperatur- und frequenzabhängige Betrag des komplexen Schubmoduls $|G^*|$, der Phasenwinkel δ , sowie der elastische und viskose Anteil des Schubmoduls G' und G'' bestimmt werden. Abbildung 29 zeigt den DSR.

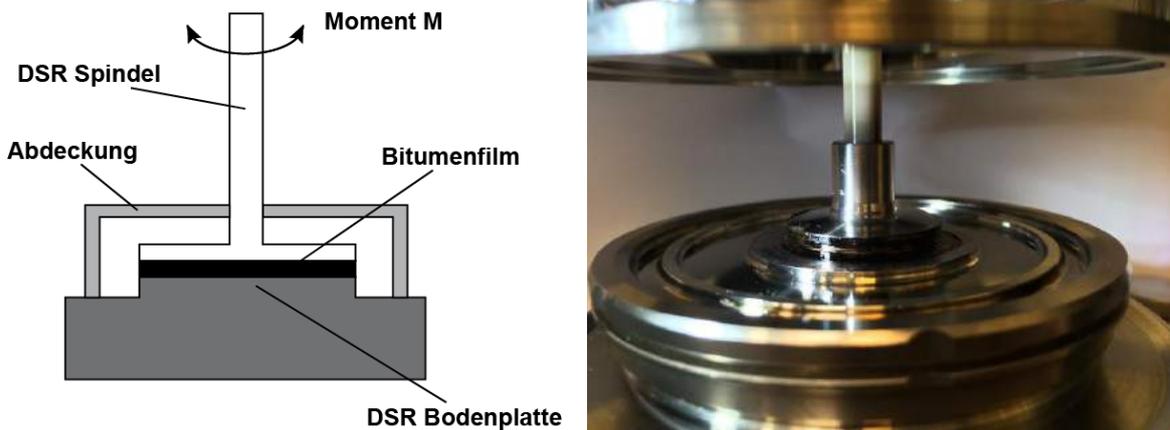


Abbildung 29: Schematische Darstellung des DSR (links) und Bitumenfilm im DSR (rechts)

Um die Schubsteifigkeit des Bitumens $|G^*_{bit}|$ als Eingangsgröße in das Wiener Modell bestimmen zu können, wurde ein Standardversuchsprogramm mit dem DSR definiert, das es erlaubt, die benötigten Werte innerhalb eines Arbeitstages (6-8 Stunden) ermitteln zu können. Dieses ist in Tabelle 36 beschrieben.

Tabelle 36: Definition eines Standardversuchsprogramms mit dem DSR zur Ermittlung von G^*_{bit}

Temperatur [°C]	-10	+20	+40				
Frequenz [Hz]	0,1	0,5	1,0	3,0	5,0	10,0	20,0

Um das temperatur- und frequenzabhängige Materialverhalten von Bitumen mit möglichst geringem Versuchsaufwand charakterisieren zu können, wird das Time-Temperature-Superposition Principle angewandt [Steinmann, 2005]. Da es sich bei Bitumen und (eingeschränkt) auch bei Asphaltmischgut um so genannte thermorheologisch einfache Materialien handelt, sind Temperatur und Belastungsfrequenz austauschbare Variablen. Wird ein Materialkennwert (etwa die Steifigkeit) über die Temperatur dargestellt, so lassen sich die Isothermen parallel zur x-Achse (Temperatur) so verschieben, dass für eine Referenztemperatur T_0 eine stetig verlaufende Kurve entsteht, die über ein breites Frequenzspektrum reicht. Dabei wird die Temperatur mit einem Korrekturfaktor $\alpha(T)$ multipliziert, der durch die Arrhenius-Gleichung beschrieben wird. Die skalierte Temperatur kann mit Hilfe von

$$T = \frac{E_a \cdot (T + 273,15)}{R \cdot (T + 273,15) \cdot \ln\left(\frac{f}{f_{ref}}\right) + E_a} - 273,15 \quad (30)$$

bestimmt werden kann, wobei E_a der Aktivierungsenergie und R der Gaskonstante ($R=8,314 \text{ J/K mol}$) sowie f der Frequenz und f_{ref} der Referenzfrequenz entsprechen. Eine solche Kurve wird als Masterkurve bezeichnet (siehe Abbildung 30).

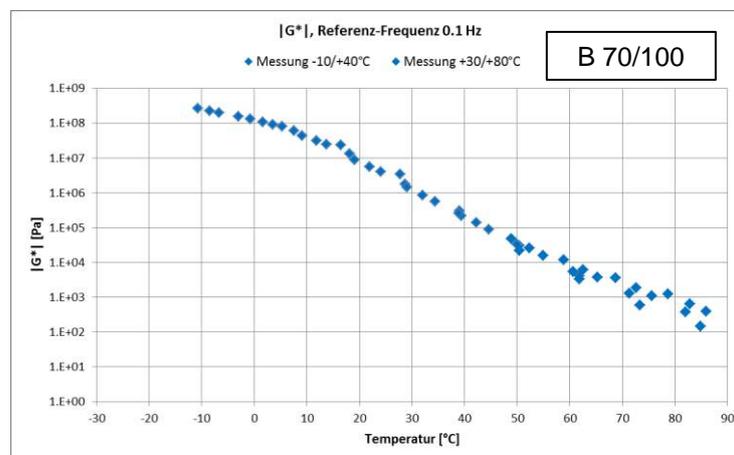


Abbildung 30: Beispiel einer Masterkurve für ein Destillationsbitumen 70/100

Die Referenzfrequenz richtet sich in der Bemessung nach der Verkehrsgeschwindigkeit und wird im Regelfall für das hochrangige Netz mit 8 Hz gewählt. Aus der so entstandenen Mastercurve kann die Steifigkeit bei der jeweiligen Asphalttemperatur in der Masterkurve abgelesen werden, um den Einfluss der klimatischen Bedingungen in der Dimensionierung zu berücksichtigen.

- Definition eines Modellbitumens

Mit Hilfe des in Kapitel 6.1.3 eingeführten Wiener Modells kann die Steifigkeit des Asphaltes aus der Steifigkeit des Bindemittels und den volumetrischen Kenngrößen des Mischgutes abgeschätzt werden. Ist die Bitumensteifigkeit nicht bekannt, kann auf Modellbitumen zurückgegriffen werden, die das temperatur- und frequenzabhängige Verhalten abbilden. Dabei steht jeweils ein Modellbitumen für Destillations- und polymermodifiziertes Bitumen zur Verfügung.

Ausgehend vom Materialverhalten eines Destillationsbitumen 70/100 bzw. eines pmB45/80-65 wurde die Steifigkeit dieser Modellbitumen durch Multiplikation mit einer temperaturabhängigen Korrekturfunktion der Form

$$F = k \cdot T + m \quad (31)$$

mit den Parametern k und m und der Temperatur T , definiert. Der Zusammenhang zwischen Temperatur und G^* der Modellbitumen für Destillationsbitumen und polymermodifiziertes Bitumen ist in Abbildung 31 bis Abbildung 34 bzw. in Tabelle dargestellt, wobei eine der Geschwindigkeit auf Autobahnen und Schnellstraßen entsprechende Frequenz von 8 Hz berücksichtigt wurde. Die angegebenen Funktionen sind in einem Temperaturbereich von -15°C bis $+50^{\circ}\text{C}$ gültig.

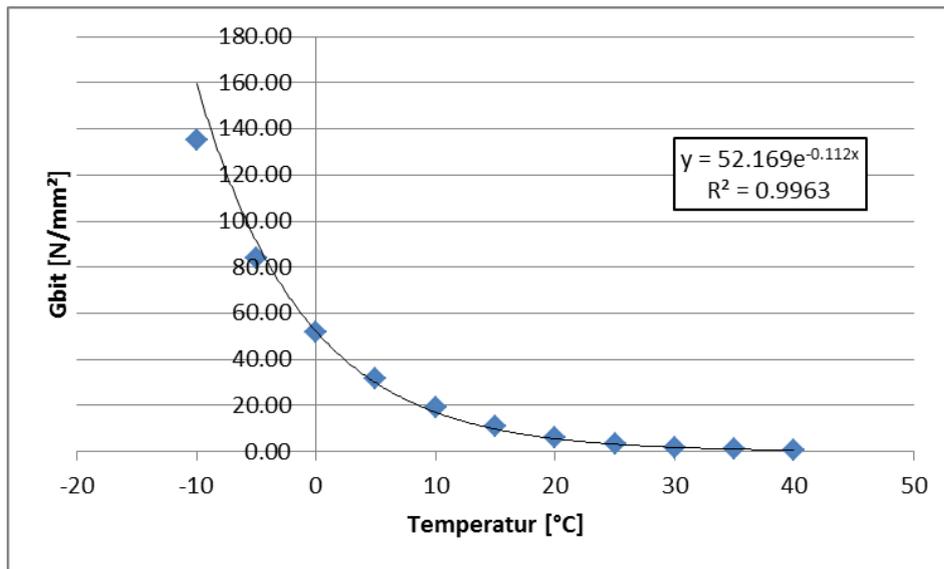


Abbildung 31: Modellbitumen für Destillationsbitumen (Vertrauensniveau 95%) bei einer Frequenz von 8 Hz (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C)

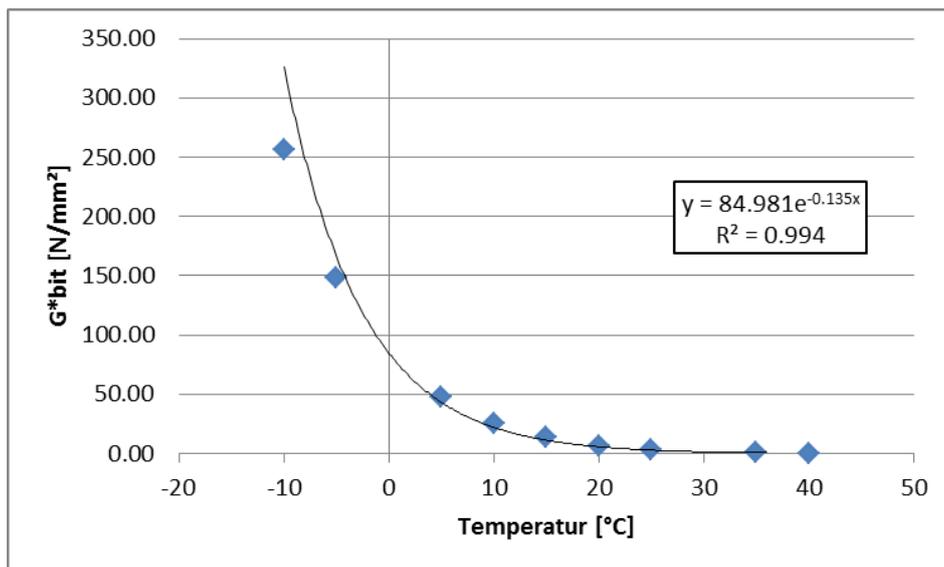


Abbildung 32: Modellbitumen für Destillationsbitumen (Vertrauensniveau 50%) bei einer Frequenz von 8 Hz (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C)

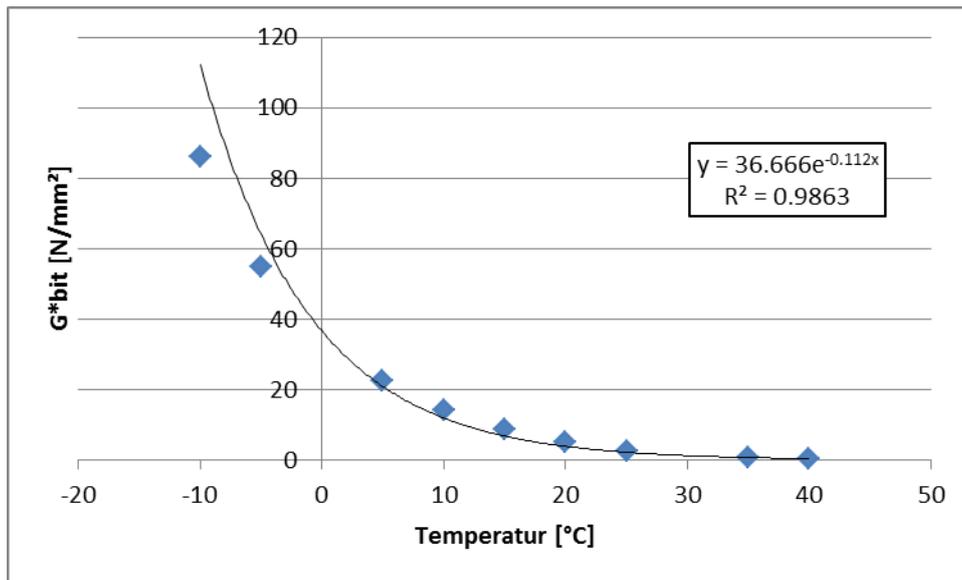


Abbildung 33: Modellbitumen für polymermodifiziertes Bitumen (Vertrauensniveau 95%) bei einer Frequenz von 8 Hz (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C)

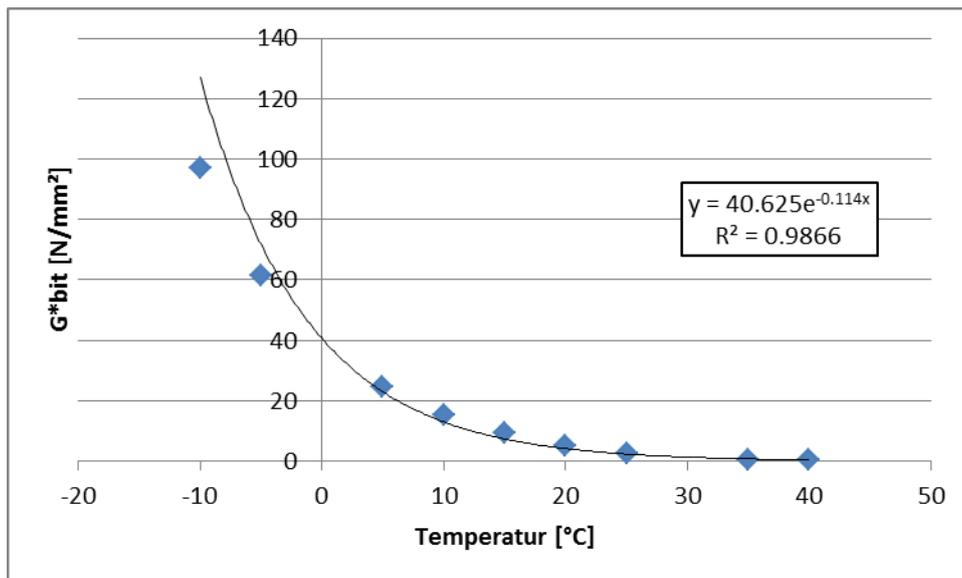


Abbildung 34: Modellbitumen für polymermodifiziertes Bitumen (Vertrauensniveau 50%) bei einer Frequenz von 8 Hz (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C)

Tabelle 37: Zusammenhang zwischen Temperatur und G^*_{bit} für Modellasphalte (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C)

Bitumenart	Vertrauensniveau	Regressionsgleichung	R ²
Destillationsbitumen (70/100)	95%	$G^*_{bit}=52,169e^{-0,112T}$	0,9963
	50%	$G^*_{bit}=84,981e^{-0,135T}$	0,9940
polymermodifiziertes Bitumen (pmB 45/80-65)	95%	$G^*_{bit}=36,666e^{-0,112T}$	0,9863
	50%	$G^*_{bit}=40,625e^{-0,114T}$	0,9866

6.1.5 Asphaltsteifigkeit aus GVO Anforderungen

Liegen der GVO-Anforderungswert S_{min} gemäß RVS 08.97.06 aus der Deklaration des Mischgutherstellers vor, kann das temperaturabhängige Verhalten des entsprechenden Modellasphaltes $|E^*_{mod}|$ mit einem Korrekturfaktor der Form

$$KF_S = \frac{S_{min}}{|E^*_p|(T=20^\circ C, f=8Hz, p)} \quad (32)$$

geeicht werden. $|E^*_p|(T=20^\circ C, f=8Hz, p)$ entspricht dabei dem mit dem Vertrauensniveau p statistisch abgesichertem Wert für die Steifigkeit aus den im Rahmen dieses Projektes ausgewerteten Versuchen bei einer Temperatur von 20°C und einer Frequenz von 8 Hz und ist für verschiedene Vertrauensniveaus in Tabelle 38 gegeben.

Tabelle 38: Statistisch abgesicherte Steifigkeit bei 20°C und 8Hz

Bitumenart	Vertrauensniveau	$ E^*_p (T=20^\circ C, f=8Hz, p)$
Destillationsbitumen (70/100=	95%	4700
	50%	5400
polymermodifiziertes Bitumen (pmB 45/80-65)	95%	4800
	50%	3700

6.1.6 Mehrskalenmodell für Asphalt

Mit Hilfe eines mikromechanischen Mehrskalenmodells von Asphalt können die Steifigkeitseigenschaften aus den volumetrischen Kenngrößen des Mischgutes, sowie den mechanischen Eigenschaften des Bindemittels bestimmt werden.

In der Kontinuums-Mikromechanik wird ein Material als ein makrohomogenes repräsentatives Volumenelement (RVE), das mit einem mikroheterogenen Körper gefüllt ist, gesehen. Die komplizierte Mikrostruktur innerhalb des RVEs kann mit Hilfe quasi-homogener Teilbereiche, so genannter Materialphasen mit bekannten physikalischen Eigenschaften beschrieben werden. Das elastische Verhalten dieser Materialphasen, sowie deren volumetrische Anteile, deren charakteristische Form und deren Interaktion untereinander können verwendet werden, um das homogenisierte mechanische Verhalten des gesamten Materials abzuschätzen. Die charakteristischen Abmessungen dieses RVEs müssen allerdings deutlich größer sein, als die Abmessungen der Einschlüsse, aber deutlich kleiner als die Geometrie oder Belastung der Struktur, die aus dem Material aufgebaut ist.

Besitzt eine Materialphase selbst eine heterogene Mikrostruktur können innerhalb dieser Phase wiederum repräsentative Volumenelemente eingeführt werden, um das mechanische Verhalten abzuschätzen. So entstehen Homogenisierungsschemen mit mehreren Ebenen. Ein solches Schema für Asphalt ist in Abbildung 35 dargestellt.

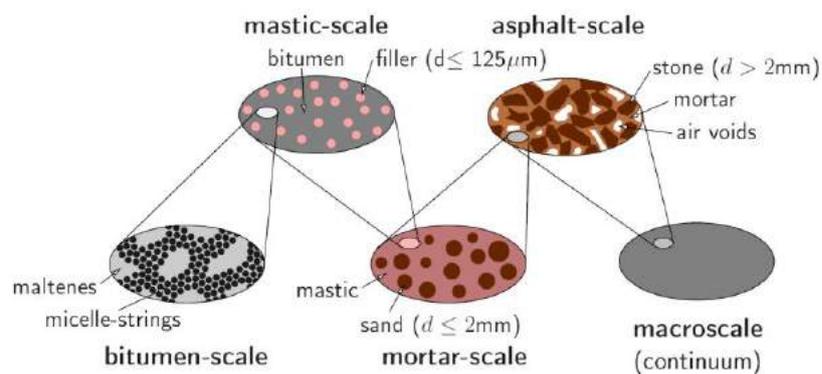


Abbildung 35: Mehrskalenmodell von Asphalt [Blab, 2007], [Lackner, 2004]

Eingangsparameter in das Modell sind die elastischen Kennwerte des Bitumens und die volumetrische Zusammensetzung des Mischgutes, wobei erstere durch standardisierte Auswertung von Ergebnissen aus rheologischen Prüfungen mit dem DSR (Dynamisches Schergerät) an Bindemitteln bestimmt werden können (siehe Kapitel 6.1.4). Durch statistische Auswertung der aus dem Mehrskalenmodell prognostizierten

Steifigkeitsverläufe können Vertrauensintervalle der temperatur- und belastungsdauerabhängigen Steifigkeit des Asphaltmischguts ermittelt werden, die wiederum als Eingangsgröße in die Bemessung dienen.

Diese Modell wurde bereits zahlreich und ausreichend validiert [Blab, 2007], [Lackner, 2004], [Aigner, 2009]. Für den gegenständlichen Bemessungsansatz wurde jedoch das Wiener Modell aufgrund seiner einfachen Anwendung gewählt.

6.2 Materialeigenschaft Ermüdung

In der vorgestellten österreichischen Dimensionierungsmethode wird ein Versagen aufgrund von Ermüdung angenommen. Daher spielt das Ermüdungsverhalten – neben der Materialsteifigkeit – eine wesentliche Rolle. Abhängig vom Prüfaufwand können hier zwei Bemessungsstufen unterschieden werden, wobei das Ermüdungsverhalten einerseits durch Modellasphalte abgeschätzt und andererseits durch die Ergebnisse aus Ermüdungsprüfungen beschrieben werden kann.

6.2.1 Prüfung und Bewertung der Asphaltermüdung

Die Ermüdungsbeständigkeit wird gemäß ÖNORM EN 12697-24, Anhang D ermittelt. Das Prinzip der Belastung entspricht dem in Punkt 6.1.1 beschriebenen Verfahren zur Ermittlung der Steifigkeit am Vierpunktbiegebalken. Wesentliches Kriterium bei dieser Prüfung ist die Anzahl der Lastwechsel, bis der Probekörper den Zustand der Ermüdung erreicht hat. Dies ist der Fall, wenn sich der komplexe Steifigkeitsmodul auf die Hälfte des Ausgangswerts verringert hat. Der Ausgangswert der komplexen Steifigkeit wird nach 100 Lastwechsel als $S_{\text{mix},0}$ angegeben. Die Anzahl der Lastwechsel bei Erreichen der Ermüdung wird als $N_{f/50}$ bezeichnet.

Die Prüfung wird bei 20°C und 30 Hz durchgeführt. Es werden drei Dehnungsstufen ausgewählt, bei jeder Dehnungsstufe werden 6 Probekörper geprüft. Damit ergeben sich 18 Einzelprüfungen pro Mischgut. Die in der Dehnungsstufe angegebene Dehnung bezieht sich auf die maximale horizontale Dehnung an der Unterseite des Probekörpers. Die Dehnungsstufen werden so gewählt, dass die Ermüdung nach 10^4 bis $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel auftritt.

Die Daten der mindestens 18 Einzelversuche werden nach Entfernen der Ausreißer in einem Diagramm dargestellt, bei dem die Dehnungsstufe über der Anzahl an Lastwechsel bis zur Ermüdung für jeden Einzelversuch eingetragen wird. Ausreißer beziehen sich hierbei auf Probekörper, deren Anfangssteifigkeit außerhalb des 95% Quantils der Anfangssteifigkeit aller Probekörper eines Mischguts liegt und auf Probekörper, deren $N_{f/50}$ laut Dean-Dixon Test als Ausreißer bewertet wird. Es ergibt sich ein logarithmischer Zusammenhang, die so genannte Wöhlerkurve, mit deren Hilfe die Dehnungsstufe bei Dauerhaltbarkeit ($N_{f/50}=10^6$ LW) ermittelt werden kann. Die zugehörige Laststufe definiert den Kennwert ε_6 (siehe auch Abbildung 36).

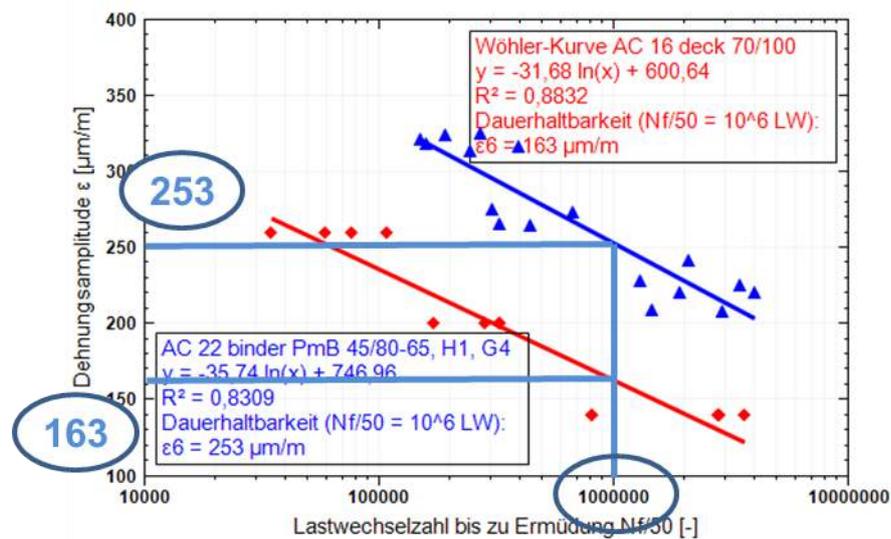


Abbildung 36: Bestimmung von ϵ_6 aus dem Ermüdungsversuch am Vierpunktbiegebalken gemäß ÖNORM EN 12697-24

Bei lastgeregelten Versuchen gilt eine Zunahme der Dehnung um 100%, bei weggeregelten Versuchen eine Abnahme der Spannung um 50% als Versagenskriterium für Asphalt [Arand, 1989]. Diese Kriterien sind nötig, da es beim Versuch im Labor, aufgrund der viskoelastischen Eigenschaften von Asphalt nicht zum tatsächlichen Ermüdungsbruch kommt.

6.2.2 Modellbildung zur Asphaltermüdung

Mit Hilfe eines Ermüdungskriteriums kann die Schädigung der Straßenkonstruktion beschrieben und die Lebensdauer abgeschätzt werden. Festigkeit und Steifigkeit des Asphalts nehmen durch wiederholte, dynamische Verkehrsbelastung ab und die Beanspruchungen summieren sich zu einem kumulativen Schaden. Als Ort für diesen ersten Ermüdungsschaden wird die Unterseite der Asphaltschicht angenommen. Da Strukturschäden an Straßenkonstruktionen am häufigsten durch Ermüdung entstehen, wird zur weiteren Bemessung die Spannung an der Unterseite dieser Schicht herangezogen.

Basierend auf dem empirischen Ermüdungskriterium in Gleichung (7) wurde ein Kriterium der Form

$$N_{zul} = \frac{k_1(T)}{F} \cdot \left(\frac{E^*}{\sigma_V} \right)^{k_2(T)} \quad (33)$$

entwickelt, wobei $k_1(T)$ und $k_2(T)$ in Abhängigkeit von der Temperatur in °C und der Sicherheitsfaktor F in Abhängigkeit des GVO-Kennwertes ε_6 des eingesetzten Mischgutes aus dem Ermüdungsversuch am Vierpunktbiegebalken nach ÖNORM EN 12697-24 angegeben werden.

Um das Ermüdungsverhalten von Asphalten mit Hilfe des Modells in Gleichung (33) beschreiben zu können, werden standardisierte Werte für $k_1(T)$ und $k_2(T)$ bei 20°C angegeben. Zur Ermittlung dieser Werte wurden in einem ersten Schritt Ergebnisse aus Ermüdungsversuchen nach ÖNORM EN 12697-24 (siehe Kapitel 6.2.1) ausgewertet, wobei auf eine statistisch eingeschränkte Datenbasis ($n=9$ für Asphalte mit Destillationsbitumen; $n=5$ für Asphalte mit pmB) zurückgegriffen werden musste.

Dabei zeigt sich eine wesentliche Diskrepanz zwischen jenen aus den Laborversuchen abgeleiteten Modellparametern k_1 und dem bisher in der Dimensionierungsmethode angesetzten Wert von $k_1(70)=4,6 \cdot 10^{-12}$, wie dies in den Wöhlerkurven in Abbildung 37 gezeigt wird. Aus den Versuchsergebnissen lässt sich bei Asphalten mit einer Ermüdungsfestigkeit von $\varepsilon_6=130 \mu\text{m/m}$ ein Shiftfaktor für den Parameter k_1 von 460 ablesen, hingegen für alle Asphalte eine konstante Krümmung der Wöhlerkurven, ausgedrückt durch den Modellparameter k_2 , festgestellt werden kann.

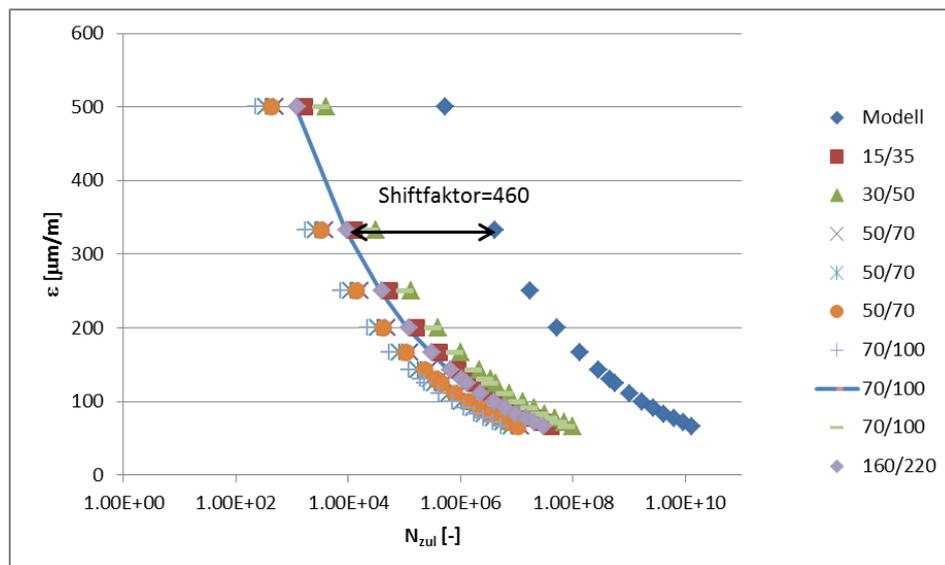


Abbildung 37: Vergleich zwischen Wöhlerkurven aus Ermüdungsversuchen @20°C /30Hz und Modellvorhersage nach der bisherigen Dimensionierungsmethode für Asphalte mit unterschiedlichen Destillationsbitumen

Dieser Effekt kann unter anderem auf die Versuchsbedingungen zurückgeführt werden. Im Unterschied zum Ermüdungsversuch, der bei 20°C und 30 Hz durchgeführt wird, entspricht die auf Autobahnen und Schnellstraßen übliche Geschwindigkeit einer Frequenz von ca. 8 Hz, wodurch die Schädigung des Probekörpers im Versuch deutlich beschleunigt wird. Außerdem werden durch die durchgehende Belastung des Probekörpers im Versuch Belastungspausen vernachlässigt, in denen unter fahrendem Verkehr durch die viskoelastischen Eigenschaften des Bitumens Healing-Effekte im Asphalt auftreten und der Ermüdung entgegenwirken.

Aufgrund dieses bekannten Unterschiedes zwischen Materialverhalten im Labor und in der Straße ist eine direkte Abschätzung des Parameters $k_1(20)$ aus den Versuchsergebnissen nicht möglich. Während in Abbildung 37 eine konstante Krümmung aller Wöhlerkurven festgestellt und $k_2(20)$ somit in Anlehnung an den Wert $k_2(70)$ in der bisherigen Dimensionierungsmethode mit 5 festgelegt werden kann, wurde jener Wert für $k_1(20)$ für $\varepsilon_6=130 \mu\text{m/m}$ bestimmt, der die beste Übereinstimmung mit den Ergebnissen der bisherigen Bemessungsmethode zeigt. Bei dieser Festlegung wurde ein Asphalt mit dem standardisierten Steifigkeitsverhalten für Destillationsbitumen und ein Vertrauensniveau von 95% (siehe Kapitel 6.1.4 bzw. Abbildung 31) berücksichtigt. Der Wert für $k_1(20)$ ergibt sich somit zu $1,68 \cdot 10^{-11}$.

Wie in Kapitel 4 ausführlich beschrieben, werden in RVS 08.97.06 Grenzwerte für den Kennwert ε_6 definiert, der das Ermüdungsverhalten des Mischguts beschreibt. Für Tragschichten mit geringeren Anforderungen wird ein ε_6 von $130 \mu\text{m/m}$, für Schichten mit erhöhten Anforderungen von $190 \mu\text{m/m}$ gefordert. Im Zuge der Bemessung wird der ermittelte Parameter $k_1(20)=1,68 \cdot 10^{-11}$ für Schichten mit den Anforderungsklassen E2 und E4 gleichbedeutend mit $\varepsilon_6=130 \mu\text{m/m}$ zugeordnet.

Auf Basis des bisher verwendeten Temperaturmodells in Gleichung (8), können $k_1(T)$ und $k_2(T)$ in Form von

$$k_1(T) = 10^{-(0,0077 \cdot T^2 - 0,4859 \cdot T + 17,602)} \quad (34)$$

$$k_2(T) = 0,0015 \cdot T^2 - 0,0875 \cdot T + 6,1803$$

angegeben werden, wobei die Temperatur in °C Berücksichtigung findet.

Der Sicherheitsfaktor F in Gleichung (33) kann durch lineare Extrapolation aus dem Bereich für ε_6 von 130 $\mu\text{m/m}$ auf 190 $\mu\text{m/m}$ durch folgendem Zusammenhang bestimmt werden

$$F(\varepsilon_6) = 1,6833 - 0,5256 \cdot \left(\frac{\varepsilon_6}{100} \right) \quad (35)$$

Der Zusammenhang zwischen ε_6 und F ist in Tabelle 39 für ausgewählte ε_6 -Werte dargestellt.

Tabelle 39: Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit von ε_6

ε_6 [$\mu\text{m/m}$] (aus Ermüdungsversuch am Vierpunktbiegebalken nach ÖNORM EN 12697-24)	F [-]
90	1,21
130	1,00
190	0,685
250	0,369

Für Schichten, die den GVO-Mindestanforderungen aus Kapitel 4 entsprechen, sind somit die in Tabelle 40 angegebenen Werte maßgebend.

Tabelle 40: Ermüdungsparameter in Abhängigkeit der GVO-Anforderungskategorie gemäß RVS 08.97.06

GVO-Anforderungskategorie gemäß RVS 08.97.06	ε_6	$k_1(20)$	$F(\varepsilon_6)$	$k_2(20)$
E2, E4	130 $\mu\text{m/m}$	$1,68 \cdot 10^{-11}$	1,00	5
E1, E3	190 $\mu\text{m/m}$	$1,68 \cdot 10^{-11}$	0,685	5

7. ÜBERARBEITUNG DER RECHNERISCHEN BEMESSUNGSMETHODE

7.1 Übersicht

Die Bemessung erfolgt durch einen Vergleich aus einer ertragbaren Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs N_{zul} (Widerstand) mit der Anzahl an zu erwartenden Überrollungen in einem definierten Bemessungszeitraum N_{erw} (Belastung) und folgt somit dem Bemessungsprinzip

$$\frac{N_{erw}}{N_{zul}} \leq 1 \quad (36)$$

Die erwartete Anzahl an Lastwechseln lässt sich dabei durch

$$N_{erw} = JDTLV \cdot V \cdot S \cdot 365 \cdot n \cdot z \quad (37)$$

bestimmen mit JDTLV als der Anzahl an Schwerfahrzeugen mit 2-, 3- bzw. 4+ Achser aus den Mautdaten, dem Verteilungsfaktor V für die Verteilung des Lastverkehrs auf mehrere Richtungsfahrschienen (1,0 bei 1-2 Fahrschienen; 0,9 bei 3 oder mehr Fahrschienen), dem Spurverteilungsfaktor S innerhalb eines Fahrschienenstreifens (siehe Tabelle 41), dem Bemessungszeitraum n in Jahren und dem Zuwachsfaktor z der Form

$$z = \frac{q^n - 1}{n(q - 1)} \quad (38)$$

mit $q=1+p/100$, wobei p die mittlere jährliche Zuwachsrate in % darstellt.

Tabelle 41: Spurverteilungsfaktor in Abhängigkeit der Fahrschienenbreite b_f

b_f	<3,00 m	3,00 m	3,25 m	3,50 m	3,75 m	≥4,00 m
S	1,00	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70

Im Rahmen eines analytischen Bemessungsmodells beschreiben in der überarbeiteten österreichischen Dimensionierungsmethode allgemeingültige physikalisch-mechanische Gesetzmäßigkeiten die Reaktion des Straßenaufbaus auf äußere Lasteinwirkungen und

bestimmen somit N_{zul} . Bei der Berücksichtigung des maßgebenden Lastkollektivs, sowie den Ansätzen für die asphaltmechanischen Kenngrößen Steifigkeit und Ermüdungsverhalten werden mehrere Bemessungsstufen eingeführt, die in Abhängigkeit der zur Verfügung stehenden Datenlage (Verkehrsdaten, Ergebnisse aus Materialprüfungen, etc.) für den zu dimensionierenden Abschnitt gewählt werden können (siehe Kapitel 7.2 und 7.4). Dadurch wird sichergestellt, dass die Bemessung mit größer werdender Genauigkeit der Eingangsparameter durch die mögliche Verringerung der Reserven wirtschaftlicher wird. Außerdem wurden die Ansätze zur Berücksichtigung der Temperaturverteilung in den bituminösen Schichten überarbeitet (siehe Kapitel 7.3).

Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen können mit Hilfe der Mehrschichtentheorie nach Burmister die maßgeblichen Primärwirkungen (Spannungen und Dehnungen) im Straßenoberbau bestimmt werden.

Die Struktur wird dabei durch einen geschichteten elastischen Halbraum beschrieben, wobei für jeden Punkt des Halbraums die vorherrschenden Primärwirkungen (Spannungen: σ_1 ; σ_2 ; σ_3 und Dehnungen: ε_1 ; ε_2 ; ε_3) berechnet werden können. Der errechnete dreidimensionale Spannungszustand wird, unter Verwendung der modifizierten Schubspannungshypothese nach [Leon, 1934], in einen äquivalenten einaxialen Vergleichsspannungszustand transformiert. In [Molzer, 1995] wird dieser Vorgang näher erläutert: Die sogenannte Leon'sche Parabel, die die Grenzlinie des Versagens bildet, berührt die Mohr'schen Spannungskreise (siehe Abbildung 38). Die Form der Parabel wird durch den Parameter c bestimmt, welcher sich aus dem Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit ergibt. Die von Hagemann [Hagemann, 1980] bei Versuchstemperaturen $T < 40^\circ\text{C}$ untersuchte Temperaturabhängigkeit von c wird nach Gleichung (39) berechnet. T gibt die Versuchstemperatur an der Unterseite der bituminösen Schicht an und σ_D bzw. σ_Z stehen für die einaxiale Druck- bzw. Zugfestigkeit.

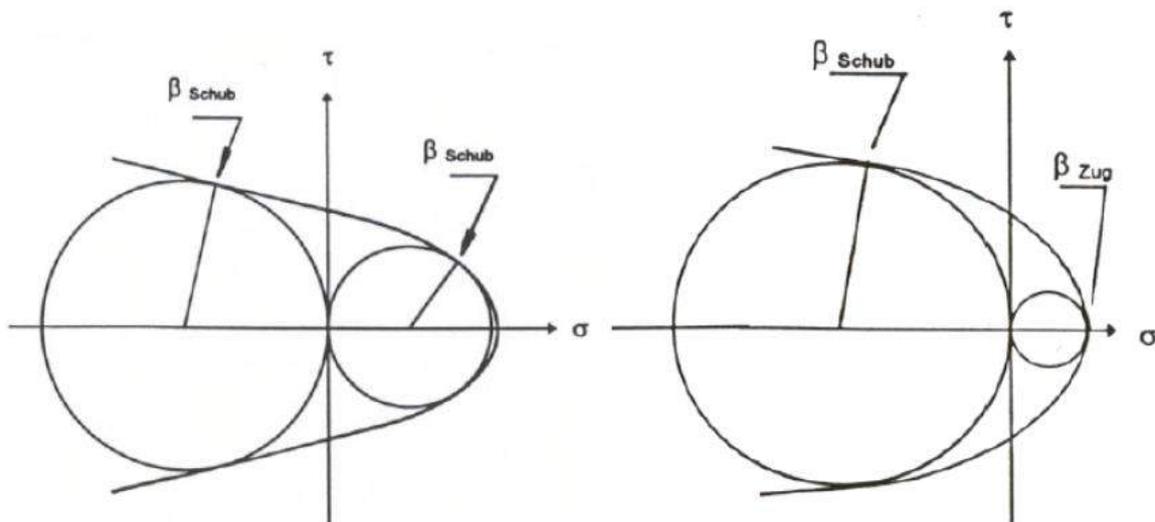


Abbildung 38: Leon'sche Parabel: links für Schubbruch ohne Möglichkeit des Trennbruchs ($1 \leq c < 3$); rechts mit Möglichkeit des Trennbruchs ($c \geq 3$) [Lorenzi, 1996]

$$c = \frac{\sigma_D}{\sigma_Z} = \left(\frac{72,6649 - T}{32,8565} \right)^{1,923} \quad (39)$$

Solange $1 \leq c < 3$ gilt, versagt der Baustoff durch Überschreiten der Schubfestigkeit (Gleitbruch), bei $c \geq 3$ tritt Versagen aufgrund des Überschreitens der Zugfestigkeit (Trennbruch) ein. Nach dem Grenzflächenkonzept von [Altenbach, 1993], sowie Versuchen zu Grenzflächen des Versagens von [Hagemann, 1980] kann die Leon'sche Parabel an jeden Mohr'schen Spannungskreis angelegt werden und somit ein mehrachsiger Spannungszustand in einen äquivalenten einaxialen Spannungszustand umgewandelt werden. Die Spannungstransformation erfolgt gemäß Gleichung (40) bis (43), wobei der Parameter σ_v für die einaxiale Vergleichsspannung steht und σ_1 und σ_3 für die maximalen und minimalen Hauptnormalspannungen. Der nach [Hagemann, 1980] temperaturabhängige Formparameter c für die Leon'sche Parabel ist bereits aus Gleichung (39) bekannt und wird zur Berechnung des Faktors p_c benötigt.

$$\sigma_v = f(\sigma_1, \sigma_3, c(T)) \quad (40)$$

für $1 \leq c < 3$:

$$\sigma_v = \frac{c-1}{2c}(\sigma_1 + \sigma_3) \pm \sqrt{\frac{(c-1)^2}{4c^2}(\sigma_1 + \sigma_3)^2 + \frac{1}{c}(\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (41)$$

für $c \geq 3$

$$\sigma_v = -\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2(p_c - 2)} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)^2}{4(p_c - 2)^2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{4p_c(p_c - 2)}} \quad (42)$$

mit

$$p_c = 0,5 \left[(c+2) - 2\sqrt{c+1} \right] \quad (43)$$

Unter Berücksichtigung dieser Vergleichsspannung liefert ein Schadensmodell basierend auf der Ermüdungsfunktion in Gleichung (33) die Schädigung der Straßenkonstruktion durch das Lastkollektiv. Dabei wird die Teilschädigung für jede Achse jedes Fahrzeuges aus dem Kollektiv (siehe Tabelle 32) für jedes statistisch vorkommende Gesamtgewicht (siehe Tabelle 31), sowie jeweils für 12 Jahresteilperioden bestimmt. Unter Berücksichtigung der Anteile der einzelnen Fahrzeuge am gesamten Verkehrsaufkommen (siehe Tabelle 29) bzw. des Anteils der jeweiligen Temperaturperiode an einem Jahr (siehe Tabelle 42) gewichtet und gemäß des Superpositionsprinzips über den Bemessungszeitraum aufsummiert. Somit kann eine technische Gebrauchsdauer ermittelt werden kann.

Einen Überblick über die rechnerische Dimensionierungsmethode für bituminöse Straßenaufbauten gibt Abbildung 39.

Tabelle 42: Aufteilungsfaktoren p_j der vorhandenen Verkehrsbelastung für die 12 Temperaturperioden im österreichischen Oberbaubemessungsmodell [Wistuba, 2003]

Jahreszeit	16.12.-15.3.		16.3.-15.5.		16.5.-15.6.		16.6.-15.9.		16.9.-15.10.		16.10.-15.12.	
Tage	90		61		31		92		30		61	
Jahresanteil [%]	0,24		0,17		0,09		0,25		0,08		0,17	
p_j	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht
	0,16	0,08	0,11	0,06	0,06	0,03	0,17	0,08	0,05	0,03	0,11	0,06

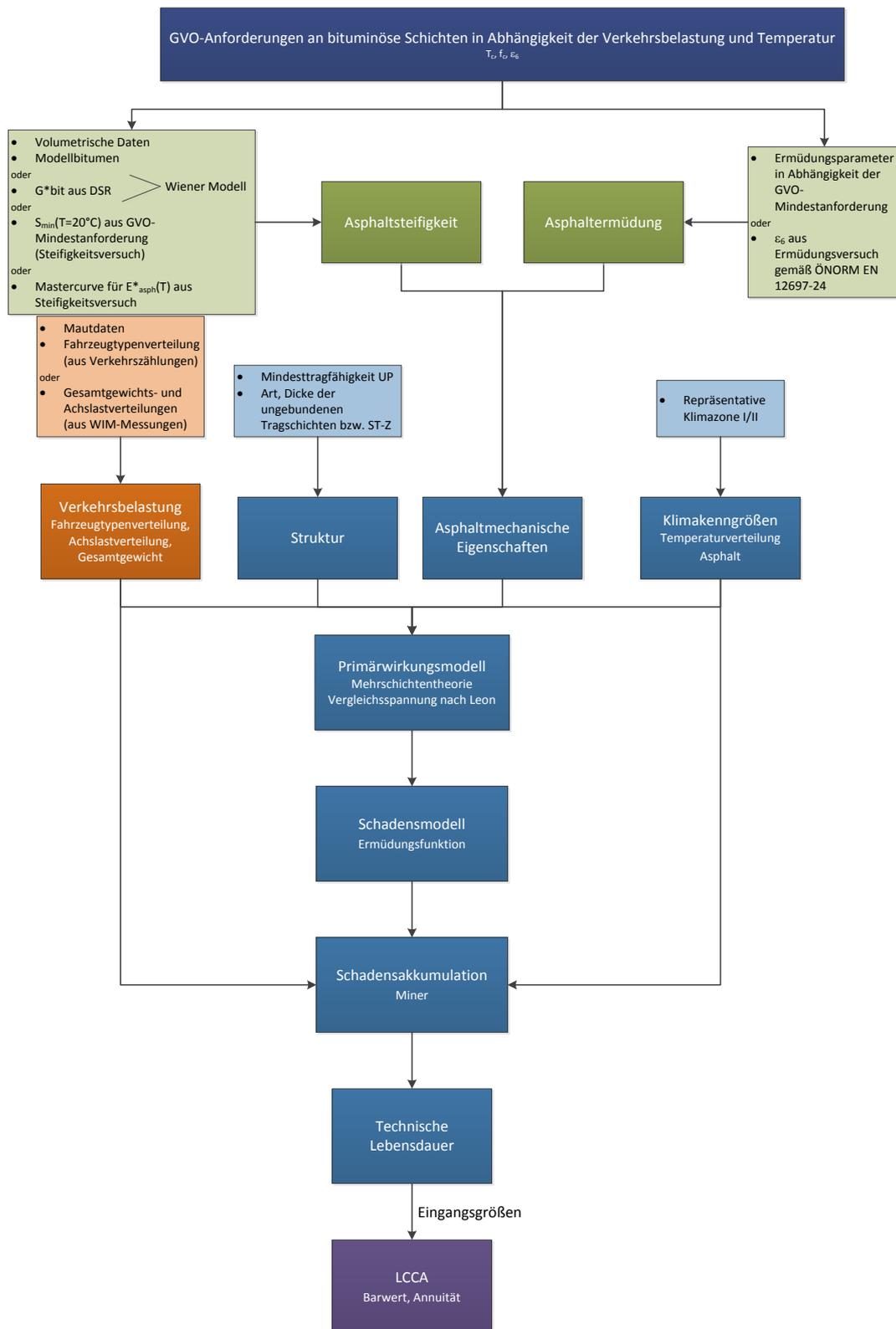


Abbildung 39: Berechnungsschema der optimierten österreichischen Bemessungsmethode bituminöser Straßenaufbauten

7.2 Maßgebliche Verkehrsbelastung

Die Kenntnis der maßgebenden Verkehrsbelastung der Straße ist eines der zentralen Aspekte der Straßenoberbaudimensionierung. Gerade deswegen ist es für einen Straßenplaner, falls keine Daten zur Verkehrsbelastung vorliegen, entscheidend, auf ein Kollektiv zurückgreifen zu können, dass die aktuelle Verkehrsbelastung genauest möglich abbildet. Das in dieser Arbeit abgeleitete repräsentative Schwerverkehrskollektiv muss immer in Kombination mit aktuellen Mautdaten angewandt werden.

Generell sind im Netz der ASFiNAG die Daten der Mauterfassung, wie bereits in Kapitel 5.2.1 erläutert, in sehr guter Qualität und flächendeckend vorhanden. Die Zuordnung von Fahrzeugklassen und die Bestimmung der Gesamtgewichtsverteilung sowie der Achslastverteilung liegen allerdings nur punktuell vor. Diesem Umstand Rechnung tragend, werden, je nach Datenverfügbarkeit, drei Planungsstufen festgelegt, welche in Abbildung 40 dargestellt sind. Diese dreistufige Variation der Datenverfügbarkeit soll es dem Planer erlauben, je nach Bedarfsfall und im gewünschten Ausmaß auf das repräsentative Schwerverkehrskollektiv für Autobahnen und Schnellstraßen zurückgreifen zu können bzw. eigens erhobene Daten zur Verkehrsbelastung zu verwenden. Diese Vorgehensweise gewährleistet eine individuell auf die Datenverfügbarkeit abgestimmte Maximierung des Detaillierungsgrades der Bestimmung der maßgebenden Verkehrsbelastung.

Planungsstufen zur Ermittlung der maßgebenden Verkehrsbelastung					
	Datenverfügbarkeit				Schlussfolgerung
	Mautdaten	Anteile der Fahrzeugklassen am Schwerverkehr	Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen		Aufgrund der Datenverfügbarkeit: Welche Daten dieser Arbeit helfen dem Planer den Detaillierungsgrad der Straßenoberbaudimensionierung zu erhöhen?
Planungsstufe I	✓	✗	✗	➔	Verwendung des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs, sowie der zugehörigen Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen
Planungsstufe II	✓	✓	✗	➔	Verwendung der Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs
Planungsstufe III	✓	✓	✓	➔	höchste Datenverfügbarkeit

Abbildung 40: Dreistufige Variation der Datenverfügbarkeit

Planungsstufe I ist nach derzeitigem Stand der Datenbasis der Standardanwendungsfall. Der Vorgehensweise liegt zugrunde, dass weder für die Häufigkeitsverteilung der

Fahrzeugklassen noch für die Gesamtgewichtsverteilung der einzelnen Fahrzeugklassen Daten zur Verfügung stehen. Es sind daher das, in dieser Arbeit abgeleitete, repräsentative Schwerverkehrskollektiv, sowie die dazugehörigen Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen zu verwenden.

Planungsstufe II unterscheidet sich von der Planungsstufe I durch die genaue Kenntnis der Häufigkeitsverteilung der Fahrzeugklassen. Diese Planungsstufe wird eingeführt, da die Erhebung von Fahrzeugklassen in einem bestimmten Streckenabschnitt relativ einfach durch händische Verkehrszählungen möglich ist und somit ein höherer Detaillierungsgrad bei der Dimensionierung erreicht werden kann. In Verbindung mit den Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs können die mittleren Schädigungen des individuell vorliegenden Verkehrskollektivs für jeden Einzelfall berechnet werden.

Planungsstufe III ist bei optimaler Datengrundlage anzuwenden und liefert die genaueste Beanspruchungsvorhersage. Neben der Kenntnis der Mautdaten und der Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen, sind noch die Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen der Fahrzeugklassen bekannt. Ist es möglich diese Planungsstufe anzuwenden, ist der Planer nicht auf das repräsentative Schwerverkehrskollektiv, das in dieser Arbeit abgeleitet wurde, sowie die damit verbundenen Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen angewiesen. In diesem Fall kann, durch die hohe Datenverfügbarkeit, ein größtmöglicher Detaillierungsgrad bei der Straßenoberbaudimensionierung erzielt werden.

7.3 Verbesserte Ansätze zur Klima- und Temperaturverteilung

Um der veränderlichen Untergrundtragfähigkeit im Laufe eines Jahres Rechnung zu tragen, werden für die Bemessung in der überarbeiteten österreichischen Bemessungsmethode die in Tabelle 43 angegebenen Werte für die unterschiedlichen Tragfähigkeitsperioden herangezogen.

Tabelle 43: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [Litzka, 1987]

Jahresperiode	Tragfähigkeit in % des Herbstwerts	angesetzter Modul Edyn,UG [MN/m ²]
Winterperiode 16.12. – 15.3.	200	280
Frühjahrstauperiode 16.3. – 15.5.	50	70
Übergangsperiode 16.5. – 15.6.	70	100
Sommer-/Herbstperiode 16.6. – 15.12.	100	140

Die Berücksichtigung der über das Jahr wechselnden Temperaturverhältnisse, erfolgt unter Verwendung des von [Wistuba, 2003] vorgeschlagenen Temperaturmodells. Im Gegensatz zu dem in der bisherigen Bemessungsmethode verwendeten Temperaturmodell nach [Mais, 1973] basieren die zugrunde liegenden Untersuchungen auf meteorologischen Langzeituntersuchungen in Österreich. Daher können realitätsnahe Temperaturverteilungen im Straßenoberbau für unterschiedliche Klimaregionen (siehe Abbildung 41) abgeleitet werden.

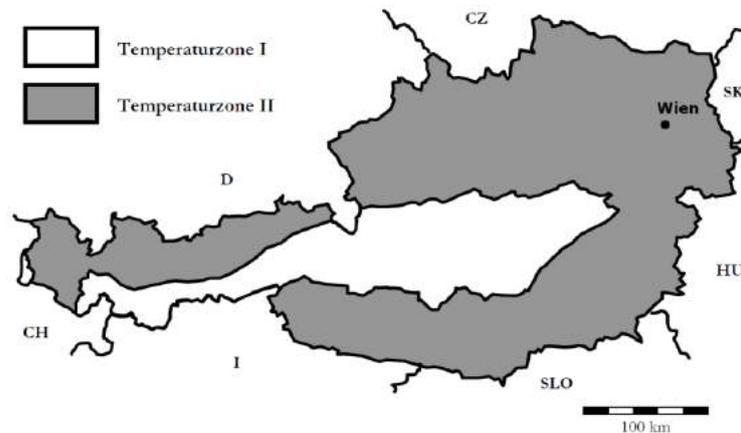


Abbildung 41: Klimaeinflusskarte für Österreich [Wistuba, 2003]

Aufgrund von täglichen und jährlichen Temperaturschwankungen in den bituminösen Schichten wurde das Jahr in 6 Klimaperioden eingeteilt, die sich wiederum durch Tag und Nacht unterscheiden [Mais, 1973]. Somit ergeben sich für das Jahr 12 Temperaturperioden, welche sich durch annähernd gleiche Temperaturverhältnisse auszeichnen. Um den Temperaturverlauf in Abhängigkeit der Entfernung zur Geländeoberkante in der Dimensionierung berücksichtigen zu können, kann die Tabelle 44 und Tabelle 45 [Wistuba, 2003] verwendet werden.

Tabelle 44: Maßgebende Temperaturprofile in Temperaturzone 1 [Wistuba, 2003]

Temperaturzone I	Tiefe unter der Straßenoberfläche					
Temperaturprofil-Nr.	0 cm	5 cm	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
I/1	-5,7	-1,3	-1,2	-2,3	-3,4	-3,8
I/2	-12,3	-6,9	-4,9	-3,5	-3,6	-3,4
I/3	-1,3	1,2	2,7	4,4	5,6	6,4
I/4	1,2	6,5	10,5	12,4	12,8	12,4
I/5	27,7	18,6	15,8	13,7	13,9	14,1
I/6	5,9	13,9	16,6	18,3	18,1	17,5
I/7	37,8	28,6	21,2	19,3	17,6	16,8
I/8	3,0	10,0	16,5	17,5	18,7	19,4
I/9	7,5	13,8	13,4	13,5	12,3	10,9
I/10	2,4	8,9	13,0	13,9	14,3	14,3
I/11	5,7	8,3	5,8	5,5	4,5	3,7
I/12	-2,2	1,6	4,0	4,8	5,3	5,3
Max	37,8	28,6	21,2	19,3	18,7	19,4
Min	-12,3	-6,9	-4,9	-3,5	-3,6	-3,8

Tabelle 45: Maßgebende Temperaturprofile in Temperaturzone 2 [Wistuba, 2003]

Temperaturzone II	Tiefe unter Straßenoberfläche					
Temperaturprofil-Nr.	0 cm	5 cm	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
II/1	-2,8	0,4	1,2	0,9	0,5	0,6
II/2	-6,9	-3,9	-2,0	-0,3	0,8	1,8
II/3	17,7	8,1	7,2	8,5	10,0	10,6
II/4	-0,9	4,1	6,6	9,1	10,7	11,0
II/5	24,5	16,4	16,0	17,3	19,0	19,5
II/6	9,5	15,7	20,2	24,4	26,0	26,0
II/7	37,4	28,2	23,4	20,5	19,4	19,7
II/8	10,7	15,7	19,3	22,8	24,4	25,6
II/9	24,6	24,7	22,0	19,4	17,7	17,0
II/10	3,7	9,9	13,2	15,6	16,7	17,6
II/11	-0,4	3,5	4,5	4,7	4,4	3,6
II/12	-3,6	0,2	2,5	4,7	5,6	6,3
Max	37,4	28,2	23,4	24,4	26,0	26,0
Min	-6,9	-3,9	-2,0	-0,3	0,5	0,6

7.4 Asphaltmechanische Kenngrößen aus GVO Anforderungen

7.4.1 Asphaltsteifigkeit

Wie bei der Bestimmung der maßgeblichen Verkehrsbelastung in Kapitel 7.2 kommt auch bei Berücksichtigung der Asphaltsteifigkeit ein mehrstufiges System zur Anwendung. In Abhängigkeit des getätigten Prüfaufwandes können die tatsächlichen Eigenschaften des verwendeten Mischgutes in der Bemessung mehr oder weniger genau berücksichtigt werden. Dabei werden wie in Abbildung 42 dargestellt 4 Bemessungsstufen unterschieden, wobei sowohl Detailierungsgrad, als auch Prüfaufwand mit jeder Stufe steigen.

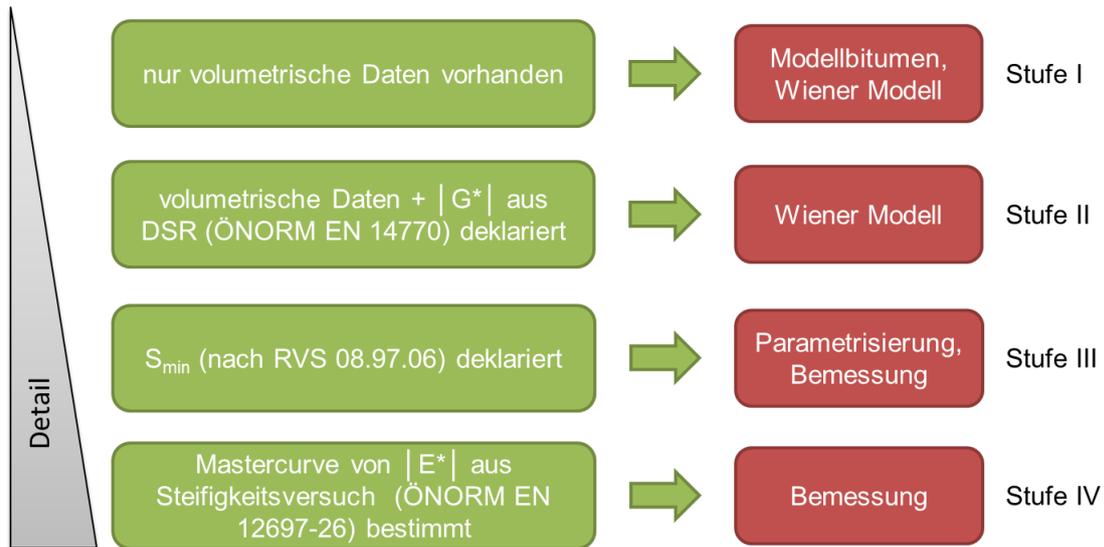


Abbildung 42: Bemessungsstufen zur Ermittlung der Materialsteifigkeit

In Stufe I sind nur volumetrische Daten (Hohlraum- und Bindemittelgehalt bzw. Dichte des Gesteins und des Mischgutes) des verwendeten Mischgutes bekannt. In diesem Fall kann auf die Materialeigenschaften eines Modellbitumens aus Kapitel 6.1.4 (Abbildung 31 bis Abbildung 34) zurückgegriffen werden. Aus den volumetrischen Daten können mit Hilfe von Gleichung (28) und (29) die Eingangsparameter VMA und VFB für das Wiener Modell aus Kapitel 6.1.3 abgeleitet und die Steifigkeit des Asphaltes nach Wahl der entsprechenden Parameter a, b, c und d (siehe Tabelle 35) prognostiziert werden. Obwohl zwischen Mischgütern mit Destillations- und polymermodifiziertem Bitumen unterschieden wird, fließen in dieser Stufe lediglich die tatsächlichen volumetrischen Kenngrößen ein. Daher müssen die Bemessungsreserven relativ groß gehalten werden.

Ist neben den volumetrischen Daten auch das Steifigkeitsverhalten des Bitumens aus DSR-Prüfungen nach ÖNORM EN 14770 bekannt (siehe Kapitel 6.1.4), kann Stufe II angewandt werden. Hier kann mit Hilfe des Wiener Modells die Steifigkeit des Mischgutes direkt bestimmt werden.

Wie in Kapitel 6.1.5 angedeutet, kann in Stufe III nach Prüfung der Steifigkeit am Vierpunktbiegebalken gemäß ÖNORM EN 12697-26 bei 20°C das Wiener Modells durch den Korrekturfaktor in Gleichung (32) an dieses Versuchsergebnis angepasst werden. Dadurch kann der temperaturabhängige Verlauf der Steifigkeit mit Hilfe eines geeichten Modells bestimmt werden. Herangezogen wird der auf Grundlage der Erstprüfung vom Hersteller deklarierte Wert für die Mindeststeifigkeit S_{min} gemäß RVS 08.97.06.

Wird das komplette Materialverhalten des Asphaltes direkt aus Steifigkeitsprüfungen am Vierpunktbiegebalken nach ÖNORM EN 12697-26 ermittelt (siehe Kapitel 6.1.1), kommt Stufe IV zur Anwendung. In diesem Fall fließt das geprüfte Steifigkeitsverhalten direkt in die Bemessung ein; die Anwendung eines Materialmodells ist nicht notwendig. Dieser Ansatz zur Ermittlung der Steifigkeit des Mischgutes verursacht den größten Prüfaufwand (ca. 2 Arbeitstage), das Materialverhalten wird jedoch so realitätsgetreu wie möglich beschrieben, wodurch geringere Bemessungsreserven vorgehalten werden müssen.

7.4.2 Asphaltermüdung

Wie bei der Materialsteifigkeit kann auch beim Ermüdungsverhalten in Abhängigkeit des getätigten Prüfaufwandes aus 2 Bemessungsstufen gewählt werden (siehe Abbildung 43). Dabei steigt der Detailierungsgrad mit zunehmendem Prüfaufwand, während die vorzuhaltenden Bemessungsreserven sinken.



Abbildung 43: Bemessungsstufen zur Ermittlung der Materialermüdung

Sind nur die GVO-Mindestanforderungen an Tragschichten laut Abbildung 13 bekannt (Stufe I), kann auf das Ermüdungsverhalten aus den entsprechenden Parameter $k_1(20)$ $F(\varepsilon_6)$ und $k_2(20)$ im Ermüdungsmodell aus Gleichung (33) aus Tabelle 40 abgeleitet werden.

Bei Stufe II wird der Kennwert ε_6 (Dehnungsniveau bei 10^6 Lastwechsel) aus dem Ermüdungsversuch am Vierpunktbiegebalken nach ÖNORM EN 12697-24 (siehe Kapitel 6.2.1) ermittelt und vom Hersteller auf Grundlage der Erstprüfung nach ÖNORM EN 13108-20 deklariert. Mit Hilfe des Sicherheitsfaktors $F(\varepsilon_6)$ gemäß Gleichung (35) kann somit das Ermüdungsniveau des verwendeten Mischgutes direkt in der Bemessung berücksichtigt werden.

7.5 Vergleichende Bewertung der Bemessungsergebnisse

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus den vorangegangenen Kapitel können nun Bemessungsergebnisse miteinander verglichen und interpretiert werden. Die Randbedingungen zu dieser Bemessung sind in Tabelle 46 zusammengefasst.

Tabelle 46: Randbedingungen zur Bewertung von Bemessungsergebnissen

Klima	Klimazone II nach WISTUBA, Temperaturperioden nach MAIS
Achsabstand	minimal gemäß VC-Einteilung
Achslast- und Gesamtgewichtsverteilung	Repräsentatives Modell-Schwerverkehrskollektiv
Verkehrszusammensetzung innerhalb der Fahrzeuggruppen	repräsentatives Modell-Schwerverkehrskollektiv
Anteile der Fahrzeuggruppen am Gesamtkollektiv	A10 Abschnitt Puch Urstein – Hallein (Fahrtrichtung Villach)
Modellbitumen	Destillationsbitumen (B), sowie polymermodifiziertes Bitumen (pmB)
Ermüdungsverhalten B	$\epsilon_6=90 \mu\text{m/m}$ $\epsilon_6=130 \mu\text{m/m}$ $\epsilon_6=190 \mu\text{m/m}$
Ermüdungsverhalten pmB	$\epsilon_6=130 \mu\text{m/m}$ $\epsilon_6=190 \mu\text{m/m}$ $\epsilon_6=250 \mu\text{m/m}$ $\epsilon_6=300 \mu\text{m/m}$
Struktur	Bautypen I, II und IV nach RVS 03.08.63 (Dicke der bituminösen Schicht wird variiert)

Um eine repräsentative Temperaturverteilung zu erhalten, wird Klimazone II gewählt. Diese Entscheidung lässt sich dadurch begründen, dass sich der Großteil der österreichischen Autobahnen in Temperaturzone II befindet.

Die Verkehrszusammensetzung nach Fahrzeugklassen innerhalb der Fahrzeuggruppen, sowie die zugehörigen Achslast- und Gesamtgewichtsverteilungen werden gemäß dem

entwickelten repräsentativen Schwerverkehrskollektiv angesetzt. Der Anteil der Fahrzeuggruppen am Gesamtkollektiv wird für den Streckenabschnitt Puch Urstein – Hallein auf der A10, Fahrtrichtung Villach (Median sortiert nach dem Anteil der 4+-Achser am Schwerverkehrsaufkommen – siehe Abbildung 44) angesetzt.

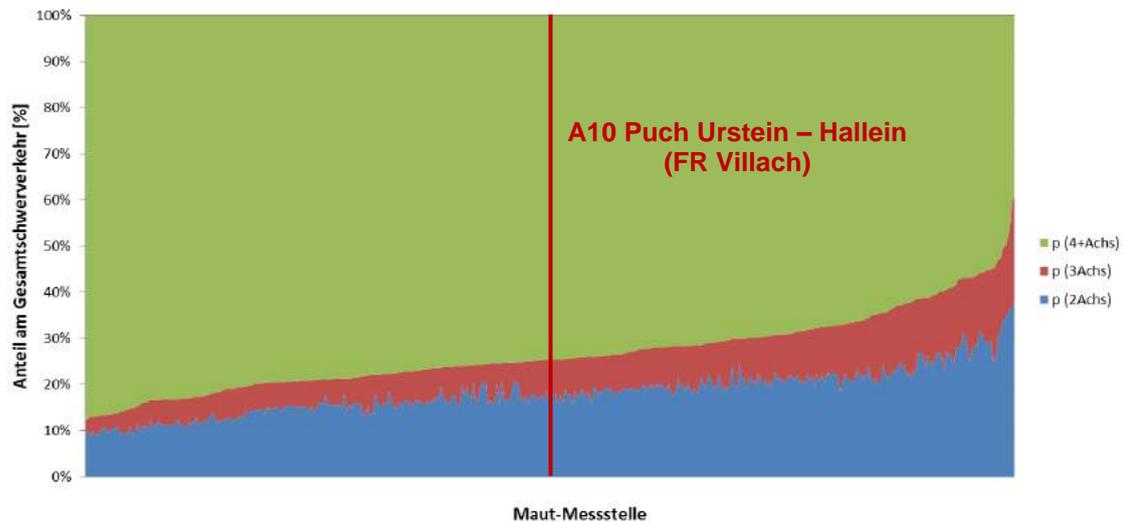


Abbildung 44: Gewählter Abschnitt in der Verteilung der Anteile der 2-, 3- und 4(+)-Achser für 198 Messstellen im ASFiNAG-Netz für die Jahre 2008-2011

Um die Auswirkungen der Materialsteifigkeit auf das Bemessungsergebnis zu untersuchen, wurden im Rahmen der Vergleichsrechnungen Mischgüter sowohl mit den Eigenschaften des Modellbitumen für Destillationsbitumen, als auch jenen für polymermodifiziertes Bitumen angesetzt. Analog wird der Einfluss des Ermüdungsverhaltens analysiert, wobei sowohl die Modellasphalte, als auch darüber hinaus gewählte Werte für ϵ_6 berücksichtigt wurden.

Die Bemessung wurde für Aufbauten der Bautypen I, II und IV gemäß RVS 03.08.63 durchgeführt, wobei zur Erstellung von Bemessungsdiagrammen jeweils die Dicke der bituminösen Schicht variiert wurde (siehe Tabelle 47).

Tabelle 47: Untersuchte Bautypen gemäß RVS 03.08.63

Bautyp I	Bautyp II	Bautyp IV
<p>cm</p> <p>20-30 bituminöse Schicht</p> <p>20 ungebundene obere Tragschicht</p> <p>30 ungebundene untere Tragschicht</p>	<p>cm</p> <p>20-25 bituminöse Schicht</p> <p>18 ungebundene obere Tragschicht (ZGKK)</p> <p>30 ungebundene untere Tragschicht</p>	<p>cm</p> <p>10-20 bituminöse Schicht</p> <p>30 zementstabilisierte obere Tragschicht</p> <p>20 ungebundene untere Tragschicht</p>

Die Bemessung erfolgt wie in Kapitel 7.1 beschrieben, die Ergebnisse sind in den Abbildung 45 bis Abbildung 50 ersichtlich.

In Abbildung 45 sind die maximal zulässigen Lastwechsel für Bautyp I in Abhängigkeit der Dicke der bituminösen Schicht für Asphalte mit konventionellem (Modell-)Bitumen aufgetragen. Aus diesem Diagramm ist ersichtlich, dass das Ermüdungsverhalten von Destillationsbitumen auf die Lastgrenze nach der derzeit gültigen Bemessungsmethode zwischen den Lastklassen 1 und S von 23 cm geeicht wurde. Außerdem wird der Einfluss des Ermüdungsverhaltens auf das Bemessungsergebnis gezeigt. Hierfür wurden eine Ermüdungsbeständigkeit von $\epsilon_6 = 90 \mu\text{m/m}$, $130 \mu\text{m/m}$ bzw. $190 \mu\text{m/m}$ untersucht. Dabei fällt eine deutliche Erhöhung der zulässigen Lastwechsel von $10 \cdot 10^6$ ($\epsilon_6 = 130 \mu\text{m/m}$) auf $12 \cdot 10^6$ ($\epsilon_6 = 190 \mu\text{m/m}$) (strukturelle Lebensdauer) bei gleicher Schichtdicke auf.

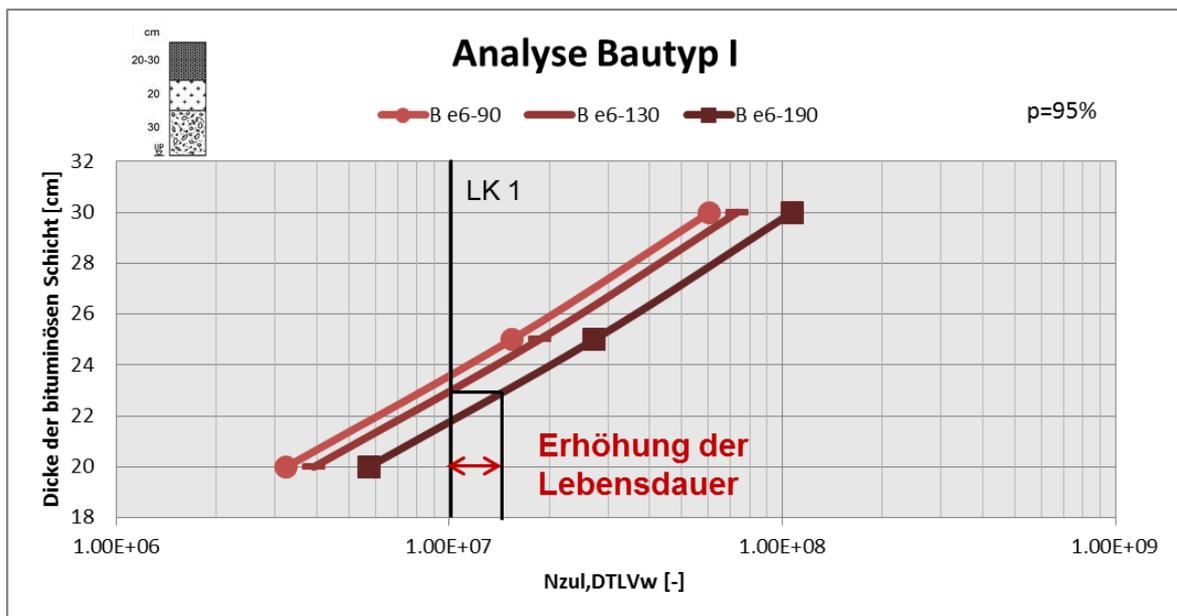


Abbildung 45: Bemessungsdiagramm für Bautyp I (Modellbitumen B) zur Untersuchung des Einflusses des Ermüdungsverhalten

Abbildung 46 zeigt den Einfluss des Ermüdungsverhaltens auf das Bemessungsergebnis für Mischgüter mit polymermodifiziertem Bitumen. Hierfür wurde eine Ermüdungsbeständigkeit von $\epsilon_6 = 130 \mu\text{m/m}$, $190 \mu\text{m/m}$, $250 \mu\text{m/m}$ bzw. $300 \mu\text{m/m}$ untersucht. Auch hier fällt eine deutliche Erhöhung der zulässigen Lastwechsel von $10 \cdot 10^6$ ($\epsilon_6 = 130 \mu\text{m/m}$) auf $18 \cdot 10^6$ ($\epsilon_6 = 250 \mu\text{m/m}$) (strukturelle Lebensdauer) bei gleicher Schichtdicke auf.

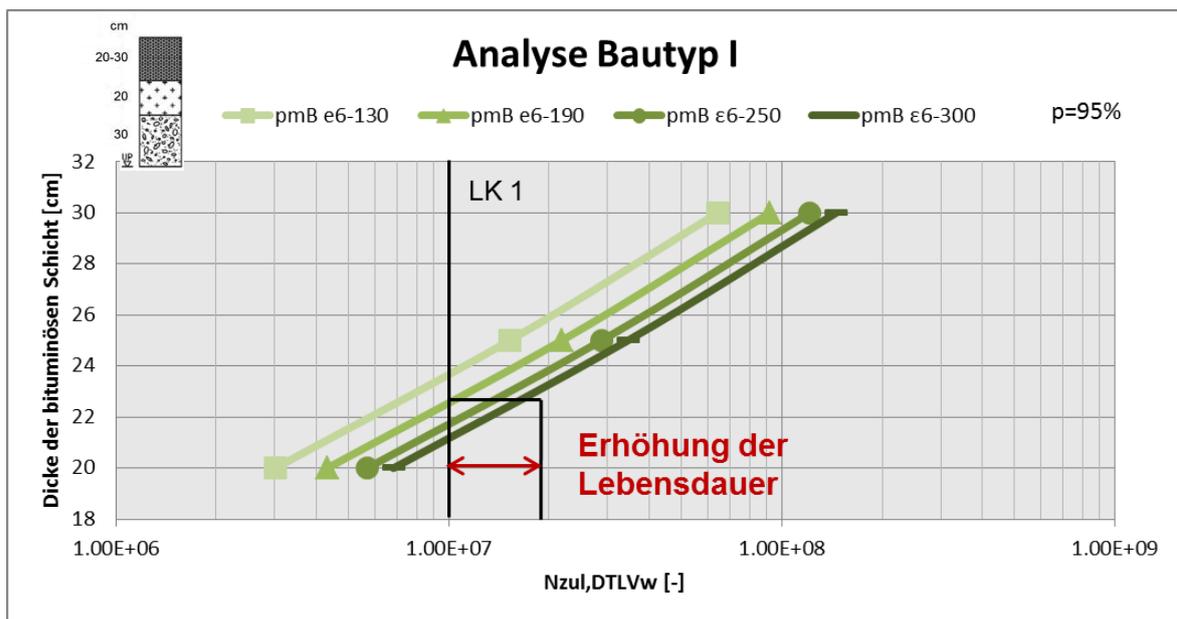


Abbildung 46: Bemessungsdiagramm für Bautyp I (Modellbitumen pmB) zur Untersuchung des Einflusses des Ermüdungsverhalten

In der vorgestellten Dimensionierungsmethode kann für Modellasphalte die Versagenswahrscheinlichkeit in Bezug auf die Steifigkeit variiert werden. Während am hochrangigen Straßennetz der ASFiNAG ein Vertrauensniveau von 95% unbedingt zu empfehlen ist, kann diese für Begleitwege gesenkt werden. Die Auswirkungen einer solchen Senkung des Vertrauensniveaus sind in Abbildung 47 dargestellt, wobei im dargestellten Beispiel für ein Mischgut mit Destillationsbitumen eine durch die Erhöhung der Irrtumswahrscheinlichkeit von 5 auf 50% eine erhebliche Verringerung der Schichtdicke von bis zu 5 cm erreicht werden kann. Dies bedeutet allerdings, dass die Hälfte der danach bemessenen Oberbaukonstruktionen schon vor Erreichen der prognostizierten strukturellen Lebensdauer ermüden.

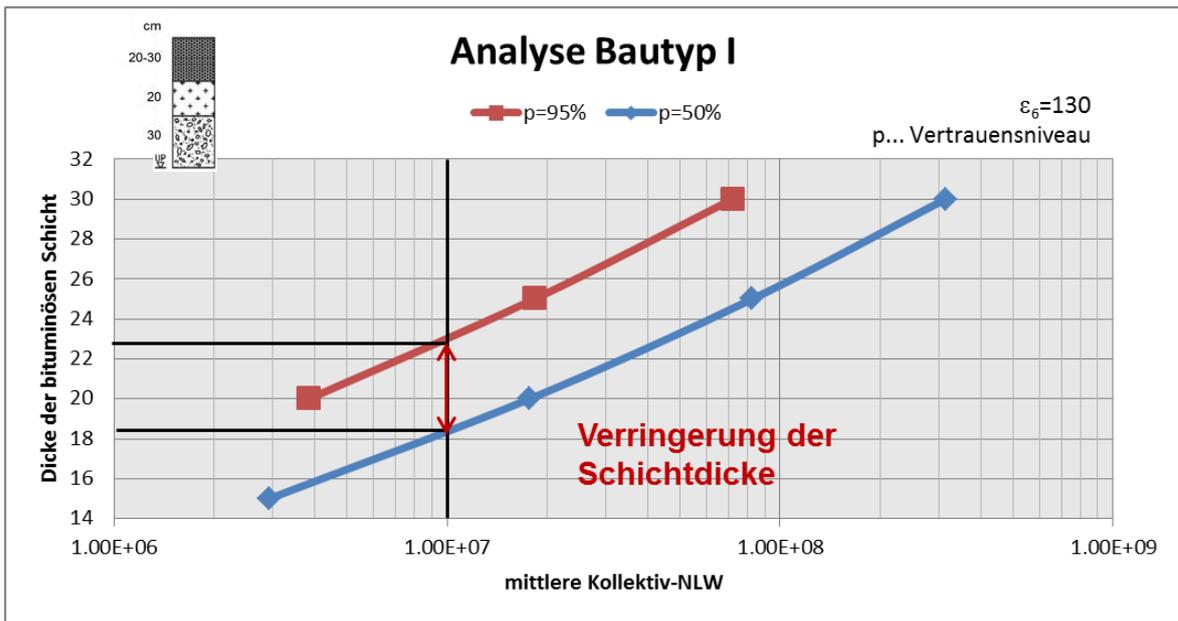


Abbildung 47: Bemessungsdiagramm für Bautyp I (Modellbitumen B) zur Untersuchung des Einflusses des Vertrauensniveaus für die Materialsteifigkeit

Ist der GVO-Anforderungswert S_{min} vom Hersteller deklariert, kann dieser direkt Eingang in die Bemessung finden. Wie im Beispiel mit $S_{min}=4500$ MPa in Abbildung 48 ersichtlich, kann hierbei die Schichtdicke im Vergleich zu einer Bemessung mit einem Modellasphalt verringert bzw. die technische Lebensdauer erhöht werden.

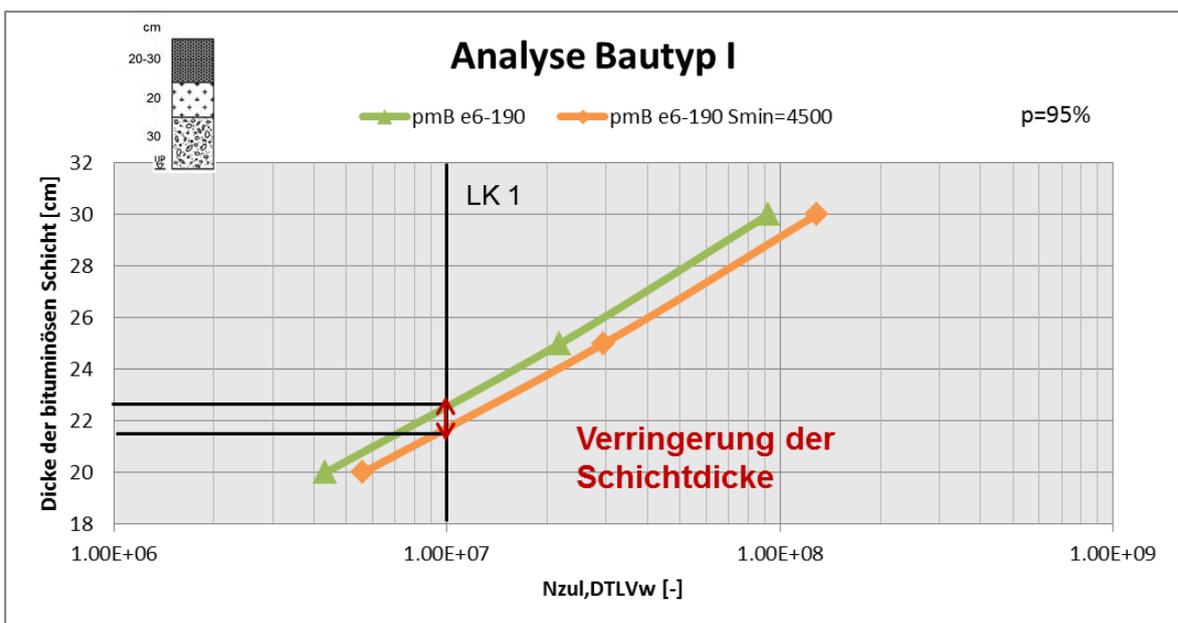


Abbildung 48: Bemessungsdiagramm für Bautyp I (Modellbitumen pmB) mit S_{min} als Eingangsparameter

Abbildung 49 und Abbildung 50 zeigen die Bemessungsdiagramme für Bautyp II und Bautyp IV, wobei dieselben Schlüsse wie für Bautyp I gezogen werden können.

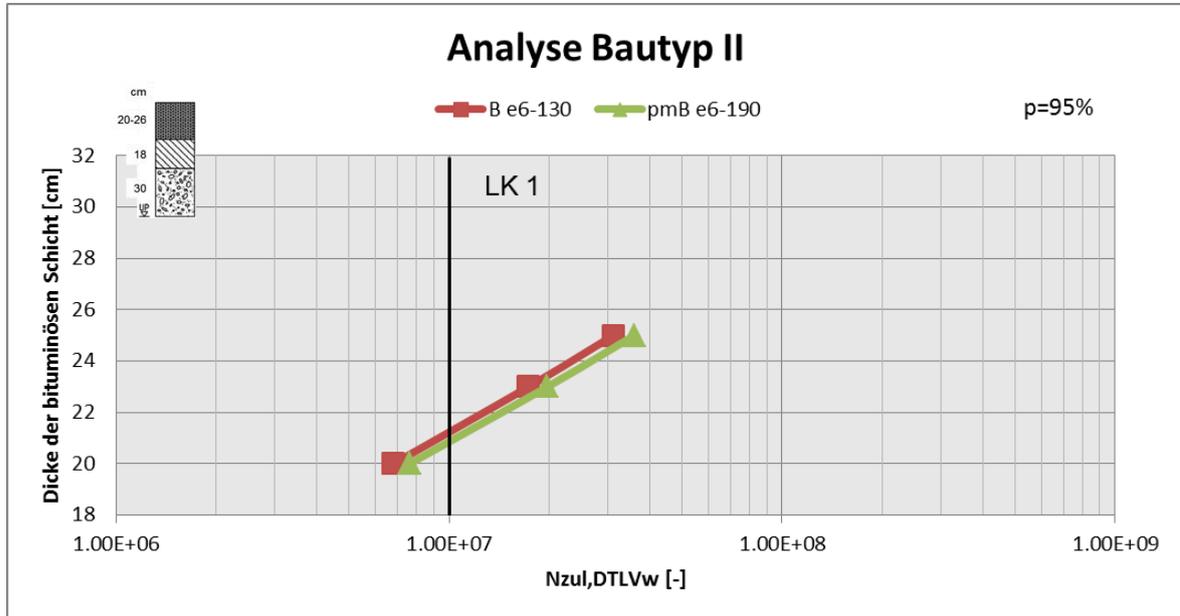


Abbildung 49: Bemessungsdiagramm für Bautyp II (Modellbitumen B, pmB)

Bei Bautyp IV ist anzumerken, dass bei Aufbauten mit zementstabilisierten Tragschichten das Ermüdungsverhalten der stabilisierten Tragschicht für das Versagen verantwortlich ist. Das Schadenskriterium für diese Schichten wurde im Rahmen dieses Projektes nicht überarbeitet. Stattdessen wurde auf jene Ermüdungsgleichung zurückgegriffen, die auch schon bei der Erstellung von RVS 03.08.63 angewandt wurde. Eine genauere Untersuchung des Ermüdungsverhaltens zementstabilisierter Tragschichten und eine Überarbeitung des Schadenskriteriums im Bemessungsverfahren erscheinen als sinnvolle Inhalte zukünftiger Forschungsprojekte.

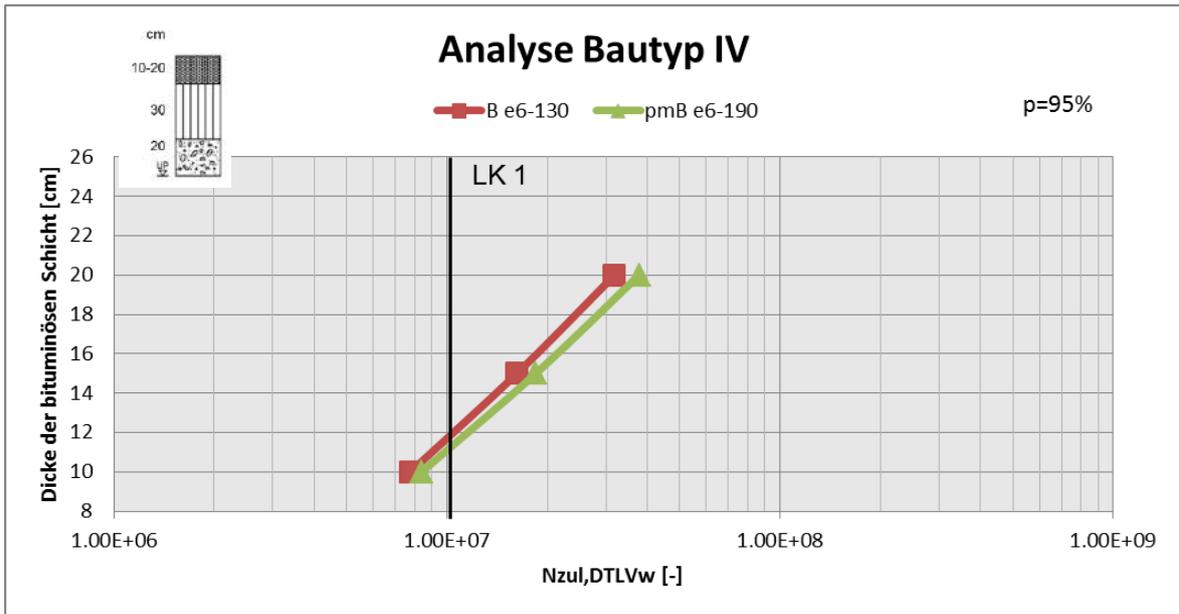


Abbildung 50: Bemessungsdiagramm für Bautyp IV (Modellbitumen B, pmB)

8. WIRTSCHAFTLICHKEITSBEWERTUNG DER BEMESSUNGSERGEBNISSE AUF GRUNDLAGE EINER LEBENSZYKLUSKOSTENANALYSE

8.1 Grundlagen der Wirtschaftlichkeitsberechnung

Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen stellen die Entscheidungsbasis für rationale Investitionen aus betriebswirtschaftlicher Sicht dar und werden zunehmend auch gesetzlich eingefordert. Grundlage für wirtschaftliche Bewertungen bilden analytische (statisch & dynamisch) und synthetische Verfahren der Investitionsrechnung. Wesentlich für die Qualität der Ergebnisse der Beurteilung sind neben der Auswahl des Rechenmodells weiter auch realistische Ansätze für den Kalkulationszinssatz sowie Größe und Zeitpunkt aller während der gesamten Nutzungsdauer mit der Herstellung, Nutzung, Erhaltung sowie Erneuerung der Oberbaukonstruktion verbundenen Kosten. Für die Modellierung werden die berücksichtigten Kostenarten über die theoretische Lebensdauer des Oberbaues betrachtet. Anlagenteile die über diesen Zeitraum nutzbar bleiben können in Form eines Restwertes in der Wirtschaftlichkeitsanalyse abgebildet werden. Sollen Oberbauvarianten mit unterschiedlichen Lebensdauern bewertet werden, stellt das Heranziehen der Annuität (der jährlichen Investitionsrate über den Lebenszyklus) ein optimales Entscheidungsinstrument dar.

Das Ermüdungsverhalten des eingesetzten Asphalt es beeinflusst die Lebensdauer des Straßenoberbaues wesentlich. Eine höhere Beständigkeit des Oberbaus spiegelt sich in der Praxis jedoch auch in höheren Errichtungskosten wieder. Um diesem Umstand auch bei Ausschreibungen Rechnung zu tragen, ist eine standardisierte Bewertung von Aufbauten und eingesetzten Materialien auf Basis eines LCC-Ansatzes erforderlich, der neben der jeweiligen strukturellen Lebensdauer auch die jeweiligen Instandsetzungszeitpunkte sowie eine realistische Abbildung der Verkehrsbelastung enthält. Dieser Ansatz soll es künftig erlauben, Angebote nicht nur hinsichtlich der Errichtungskosten zu bewerten, sondern zulässige Mehrkosten unter der Rahmenbedingung gleicher Lebenszykluskosten zu identifizieren und so eine umfassende Entscheidungsbasis für die Auswahl einer Oberbauausführungsvariante liefern, die auch dem Nachhaltigkeitsgedanken Rechnung trägt.

8.1.1 Verfahren der Investitionsrechnung

Je nach Zielsetzung der Investition wird eine geeignete Methode zur Beurteilung von Projekten oder Investitionsentscheidungen gewählt. Dazu stehen statische, dynamische & Risikoanalyseverfahren (vollständige Finanzpläne) zur Verfügung (Abbildung 51).

- (1) Zu den statischen Kriterien zählen durchschnittlicher Gewinn und Verzinsung sowie statische Amortisationsdauer. Da sich zwar die Berechnung als einfach gestaltet, jedoch weder die real anfallenden Kapitalkosten noch Zeitpunkt und Reihenfolge der Zahlungen berücksichtigt werden, sind statische Verfahren für die Optimierung in der Lebenszykluskostenrechnung nur begrenzt geeignet.
- (2) Unter dynamischen Kriterien werden Kapitalwert, Annuität, innerer Zinsfuß und dynamische Amortisierungsdauer verstanden. Zahlungszeitpunkte werden mit Hilfe der Zinseszinsrechnung explizit berücksichtigt. Damit können Zahlungsreihen alternativer Investitionen in einem Betrag beispielsweise am Anfang der Zahlungsreihe zusammengefasst und damit vergleichbar gemacht werden.
- (3) Risikoanalyseverfahren berücksichtigen die stochastische Natur künftiger Ereignisse unter Anwendung von Sensitivitätsanalyse, Entscheidungsbauverfahren, Simulationsverfahren etc. und ermöglichen eine wesentlich umfassendere Einsicht in mögliche künftige Ergebnisse. Mit der Methode des vollständigen Finanzplans (VOFI) lassen sich nicht nur die Kennziffern der dynamischen Methode extrahieren, es werden auch Zinsen und Steuern im Investitionszeitraum genau berechnet.

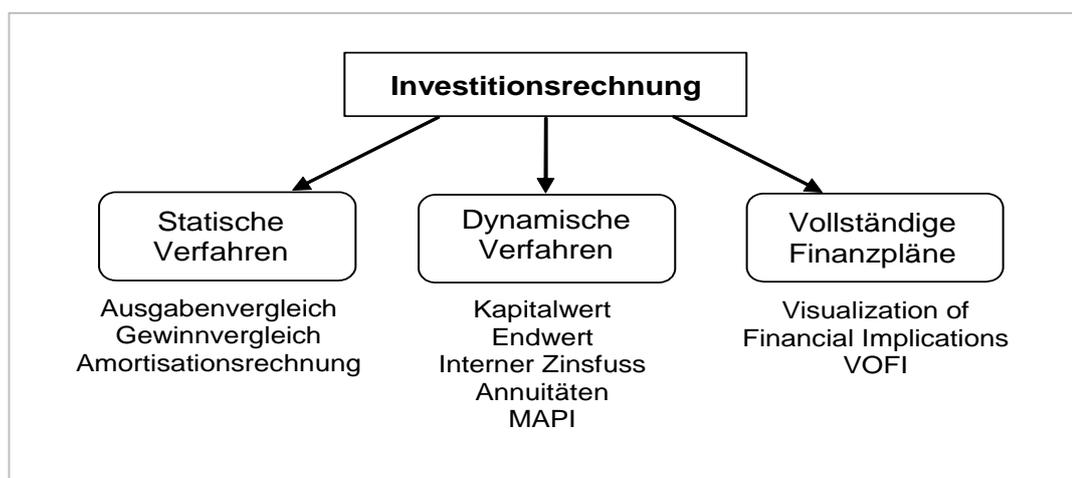


Abbildung 51: Übersicht über die Verfahren der Investitionsrechnung

8.1.2 Kostenarten und Zahlungsströme einer LCCA

Im Rahmen der gegenständlichen Wirtschaftlichkeitsbewertung des Oberbaus wird die Methode der Lebenszykluskostenanalyse (LCCA), einer Form der Kapitalwertmethode, verwendet. Mittels LCCA–Methodik können konkurrierende Investitionsmöglichkeiten unter Einbeziehung des Langzeitverhaltens über die jeweilige technische Lebensdauer auf Basis einer gesamtwirtschaftlichen Bewertung verglichen werden. Als Barwert wird die auf einen einheitlichen Zeitpunkt abgezinste Summe aller Ein- und Auszahlungen verstanden und kann als heutiger Wert des Ergebnisses einer Investitionsvariante gesehen werden.

In eine umfassende gesamtwirtschaftliche Bewertung fließen neben den Baulastträgerkosten, bestehend aus Herstellungskosten, Instandhaltungskosten, Instandsetzungskosten und Erneuerungskosten auch Nutzerkosten und Externe Kosten ein (Abbildung 52). Letztere sind in der Praxis schwer zu erheben und werden auch im Transportmarkt nicht abgebildet. Daher konzentriert sich die Bewertung der Oberbauvarianten im gegenständigen Projekt ausschließlich auf die entstehenden Baulastträgerkosten.

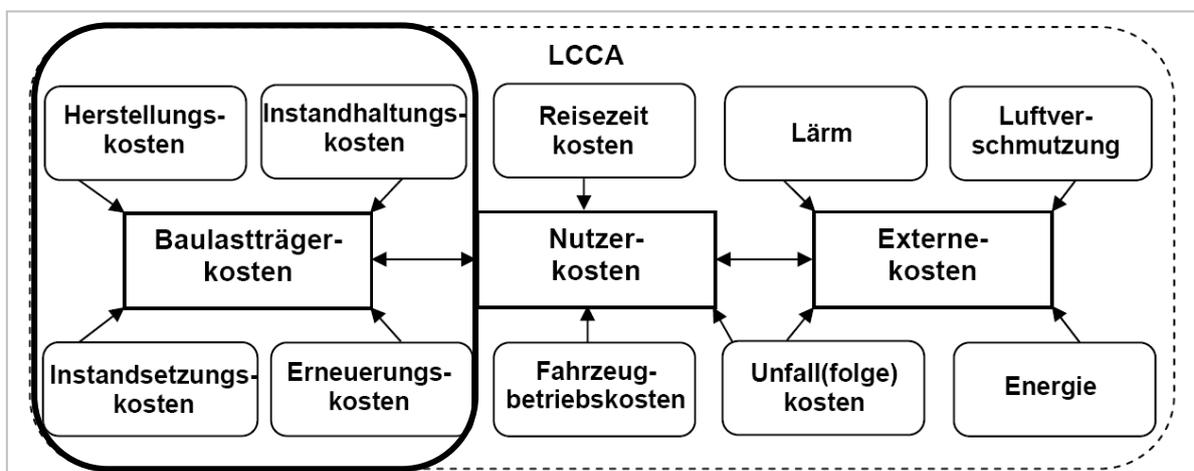


Abbildung 52: Kostenarten bei Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zum Vergleich von Infrastrukturbauwerken

Bei deterministischen Ansätzen werden konstante Schätzgrößen aller Eingangsparameter bei den Berechnungen herangezogen. Unschärfen der Schätzgrößen durch deren Wahrscheinlichkeitsverteilung können damit jedoch nicht abgebildet werden.

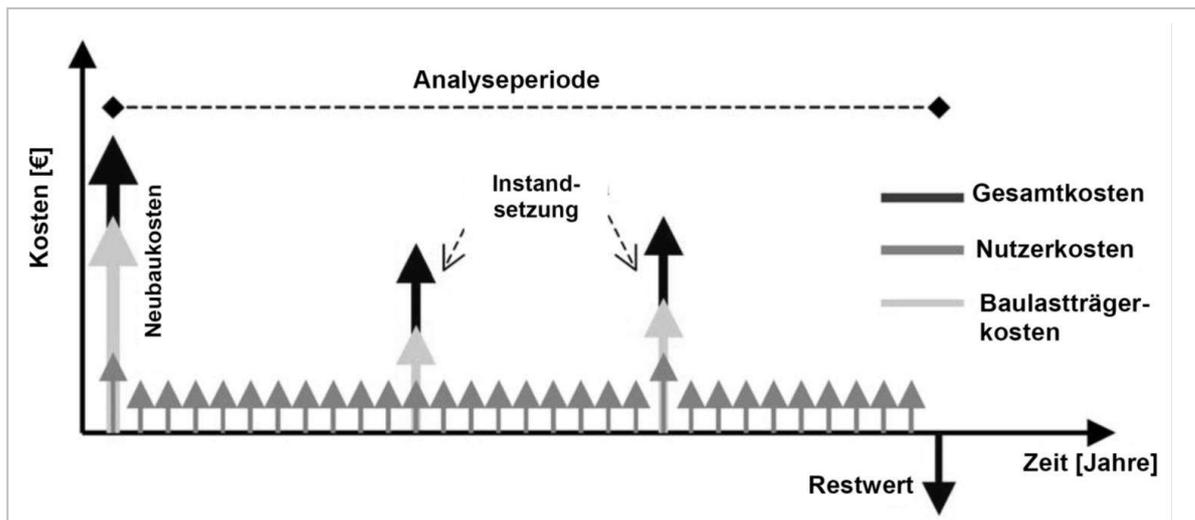


Abbildung 53: Kostenentstehung über den Lebenszyklus einer Oberbaukonstruktion

Für die Durchführung der Wirtschaftlichkeitsanalyse von Oberbauvarianten wurden folgende Verfahrensschritte festgelegt:

- 1) Definition der untersuchten Oberbauvarianten mit Aufbaustärken und Materialparametern (tatsächliches Materialverhalten)
- 2) Festlegung der für die strukturelle Schädigung zugrundeliegenden Verkehrsbelastung (tatsächliches Lastkollektiv basierend auf Mautdaten) mit Berücksichtigung von Verkehrszuwächsen
- 3) Ermittlung der zulässigen Normlastwechsel bis zur Ermüdung des Oberbaus durch das im gegenständigen Bericht beschriebene Bemessungsmodell
- 4) Festlegung eines deterministischen, dynamischen Verfahrensansatzes
- 5) Wahl der Basisparameter für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung (Kapitalzinssatz, Analyseperiode)
- 6) Modellierung des Schadensverlaufes auf Basis der im Pavement-Management der ASFINAG hinterlegten Verhaltensfunktion
- 7) Zuordnung von Instandsetzungsmaßnahmen bei Erreichung der Eingriffsschwellen
- 8) Festlegung der Rücksetzwerte und Rückrechnung der jeweiligen Wirkdauer
- 9) Berechnung von Barwert und Annuität für jede Oberbauvariante
- 10) Interpretation und Sensitivitätsanalyse

8.1.3 Berechnung Barwert / Annuität

Zur Barwertbildung werden alle diskontierten Zahlungsströme der zu vergleichenden Optionen über die Analyseperiode (Abbildung 53) aufsummiert und einander gegenübergestellt. Wenn keine Einnahmen berücksichtigt werden ergibt sich jene Variante mit dem niedrigsten Barwert als wirtschaftlich vorteilhaft. Dabei werden neben Einzelinvestition wie Instandsetzungskosten auch jährlich gleichbleibende Instandhaltungskosten berücksichtigt. Wesentliche Eingangsparameter bei der Bildung des Barwerts C_0 sind neben Größe und Zeitpunkt der Kosten C_t auch Dauer n der Analyseperiode und Kalkulationszinssatz i . Bedingt durch die Abzinsung trägt ein Zahlungsstrom je später er auftritt immer weniger zum Barwert bei. Instandsetzungs- und Erneuerungskosten wirken sich daher auf die Beurteilung einer Investitionsvariante umso vorteilhafter aus, je später sie auftreten. Je höher der Kalkulationszinssatz, desto weniger Einfluss haben künftige Zahlungsströme. Die Annuität C_A kann als gleichmäßige Zahlungsrate einer Investitionsentscheidung gesehen werden und ermöglicht den Vergleich von Oberbauten bei unterschiedlich langen Analyseperioden (Abbildung 54).

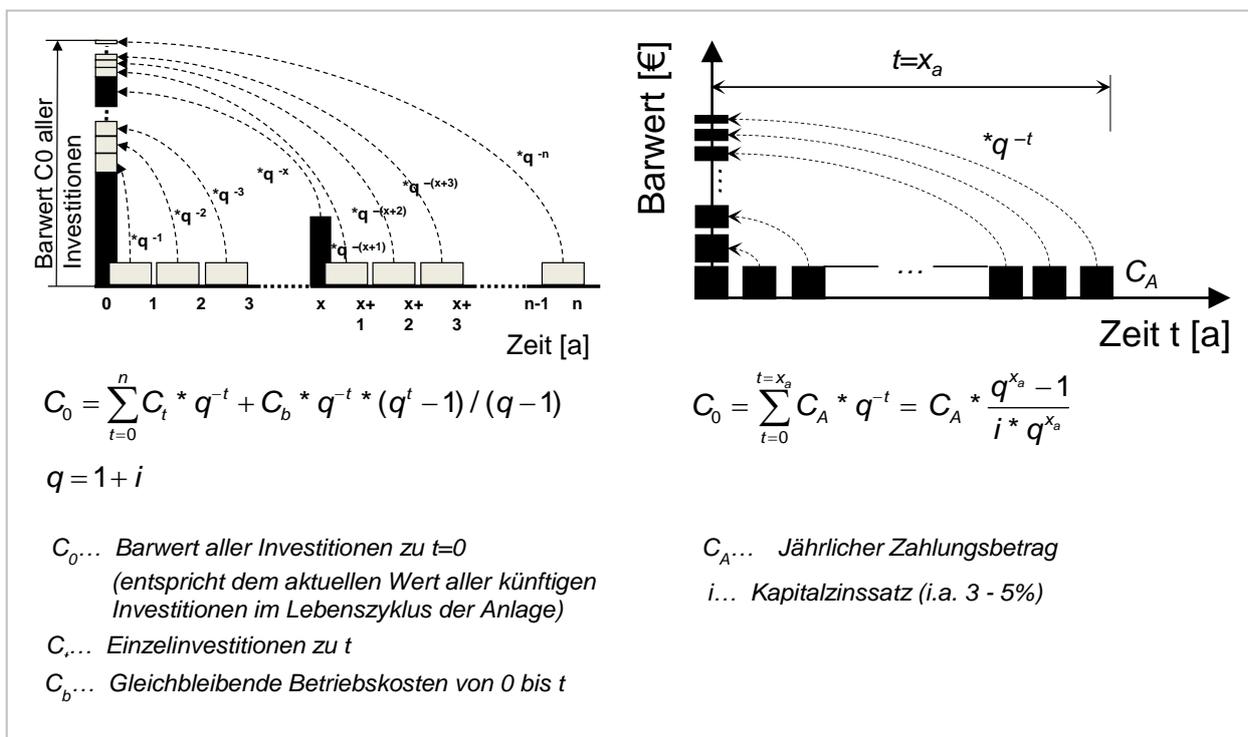


Abbildung 54: Bestimmung des Barwertes künftiger Investitionen sowie des jährlichen Zahlungsbetrages [Hoffmann, 2006]

8.2 Pavement Management System (PMS) – Lebenszyklus, Schadenentwicklung, Zustandsbewertung und Erhaltungsstrategien für Asphaltoberbauten am Beispiel VIAPMS

Pavement Management Systeme dienen der Suche nach wirtschaftlichen, objektiven und nachvollziehbaren Entscheidungen für Erhaltungsstrategien und werden als (Mindest-) Standards für die Erhaltung des Oberbaus am höherrangigen Straßennetz angesehen. In Österreich wird die Software-Lösung VIAPMS™ seit 2000 flächendeckend auf dem Netz der ASFINAG verwendet. Mit der Einführung wurden eine objektive Darstellung des Ist-Zustandes, die Festlegung von Erhaltungszielen im Hinblick auf die Fahrsicherheit, Fahrkomfort und Substanz, eine Abschätzung der Entwicklung des Erhaltungsbedarfes sowie eine optimierte Dringlichkeitsreihung von Erhaltungsmaßnahmen verfolgt.

Im VIAPMS wird das Gebrauchsverhalten von maßgebende Zustandsgrößen wie Rissen, Oberflächenschäden, Spurrinnen, Längsebenheit und Griffigkeit in Form von Verhaltensfunktionen dargestellt und über Normierungsfunktionen zu dimensionslosen Zustandswerten transformiert, die eine Bewertung der Schäden in Relation zu den Auswirkungen für den Straßennutzer erlauben. Durch Gewichtungen werden Teilwerte errechnet, die als Gebrauchswert und Substanzwert eine Bewertung von Fahrsicherheit und Fahrkomfort bzw. struktureller Beschaffenheit liefern sollen. Als Zielfunktion wird die auf den Gesamtwert (Maximalkriterium der gewichteten Teilwerte) bezogene verkehrsgewichtete Wirkung einer Erhaltungsstrategie verwendet (Abbildung 55).

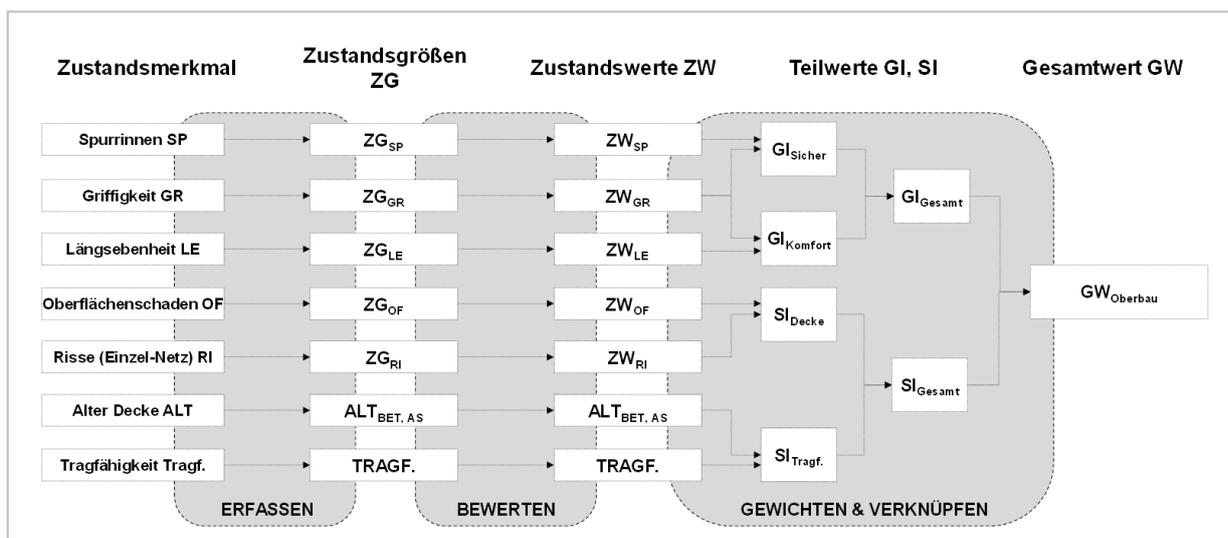


Abbildung 55: Überblick über die Zustandsauswertung für Asphaltbefestigungen im PMS der ASFINAG [Hoffmann, Blab, 2012]

8.2.1 Beanspruchung und strukturelle Lebensdauer

Die Tragfähigkeit von Oberbaukonstruktionen steht in einem engen Zusammenhang mit dem Herstellungsjahr. Bereits mehrfach instandgesetzte Konstruktionen werden durch eine repräsentative Kenngröße, die das Herstellungsjahr aller gebundenen Schichten enthält (das rechnerische Oberbaujahr $J_{rechner.}$), berücksichtigt. Als wesentliche Kennzahl zur Bewertung der Tragfähigkeit des Oberbaues wird die Tragfähigkeitszahl TZ_0 , die basierend auf der „Structural Number“ (AASHHTO) und den in Österreich vorzufindenden Oberbaumaterialien ermittelt wurde. Diese bildet die Grundlage für die Ermittlung der zulässigen Normlastwechsel $NLW_{zul,0}$ (100 kN-Normachslast) in der österr. Oberbaubemessungsrichtlinie [Weninger-Vycudil, 2009]. Die Ergebnisse der neu-entwickelten Oberbaudimensionierungsmethodik, verdeutlichen Abweichungen in der resultierenden Lebensdauer. Infolge dessen werden für die Wirtschaftlichkeitsbewertung die resultierenden Normlastwechsel des neuen Bemessungsmodells verwendet.

<p>Rechnerisches Oberbaujahr $J_{rechner.}$</p> $J_{rechner.} = \frac{\sum_i S_i J * S_i D}{\sum_i S_i D}$	<p>Kumulierte Normlastwechsel NLW_{kum}</p> $NLW_{kum} = \frac{365 * JDTLV}{\ln(1+p)} [(1+p)^{J_{rechner.} + n - J_{akt}} - (1+p)^{J_{rechner.} - 0,5 - J_{akt}}] * \frac{\ddot{A} * R * V * S}{1.000.000}$
<p>Tragfähigkeitszahl TZ_0</p> $TZ_0 = \sum_i S_i D * S_i K + UG$ <p>$S_i K$ Koeffizient Schicht i [Jahr] $S_i D$ Dicke Schicht i [Jahr] UG Untergrundtragfähigkeit [-] NLW_{zul} Zulässige Normlastwechsel zu $t=0$ in Mio. [-]</p>	<p>Verkehrsbelastungskoeffizient VBI</p> $VBI = \frac{NLW_{zul}}{NLW_{kum}} \quad [0,5 \leq VBI \leq 3,0]$
<p>Zulässige Normlastwechsel $NLW_{zul,0}$</p> $NLW_{zul,0} = 0,0000046996 * \exp(0,8774 * TZ_0)$ <p>NLW_{zul} Zulässige Normlastwechsel zu $t=0$ in Mio. [-]</p>	<p>Reduktionsfaktor der Tragfähigkeit R_{Trag}</p> $R_{Trag} = 1 - 0,0392 * ZG_{Trag}$ <p>$[0,3 \leq R_{Trag} \leq 1,0]$</p>
	<p>Tragfähigkeitszahl Zeitpunkt t TZ_t</p> $TZ_t = TZ_0 * R_{Trag}$

Abbildung 56: Kennzahlen des Oberbaus im VIAPMS [Weninger-Vycudil, 2009]

Einen wesentlichen Einflussparameter für die Prognose der Zustandsentwicklung stellt der Verkehrsbelastungskoeffizient VBI dar. Dieser errechnet sich als Quotient zwischen zulässiger Verkehrsbelastung einer Oberbaukonstruktion und der prognostizierten Verkehrsbelastung innerhalb der Bemessungsperiode von 20 Jahren und dient der Kategorisierung der Konstruktion in über-, richtig- und unterdimensionierte Aufbauten, wobei ein Verkehrsbelastungskoeffizient gleich 1 einer beanspruchungsgerechten

Dimensionierung entspricht. Der Koeffizient wird daher auch zur Berechnung der Abweichung vom der „SOLL“-Wert des strukturellen Zustandes der Oberbaukonstruktion in Abhängigkeit der tatsächlichen Verkehrsbelastung herangezogen und gibt z.B. eine schnellere Reduktion der Tragfähigkeit bei unterdimensionierten Oberbauten an. Eine Erhöhung der zulässigen Verkehrsbelastung von 10 Mio. Normlastwechseln auf 20 Mio. entspricht dabei beispielsweise einer Verlängerung der Lebensdauer um rund 13 Prozent. Unter Berücksichtigung eines Skalierfaktors, der eine Zustandsentwicklung im Verhältnis der Steigerung der möglichen Normlastwechsel enthält, ergibt sich hingegen eine Lebensdauer von 27 Jahren bis zum Erreichen des Schwellwertes bei einer Rissfläche von 10 % (Abbildung 60). Um die strukturelle Ermüdung zu charakterisieren gibt die Zustandsgröße Tragfähigkeit $ZG_{Trag,A}$ dabei einen Verhältniswert zur „SOLL“-Entwicklung an. Durch eine Transformation kann die Zustandsgröße in einen auf die mittlere Lebensdauer bezogenen Reduktionsfaktor R_{Trag} umgerechnet werden, der eine Ermittlung der Tragfähigkeitszahl TZ_t zu einem beliebigen Zeitpunkt ermöglicht.

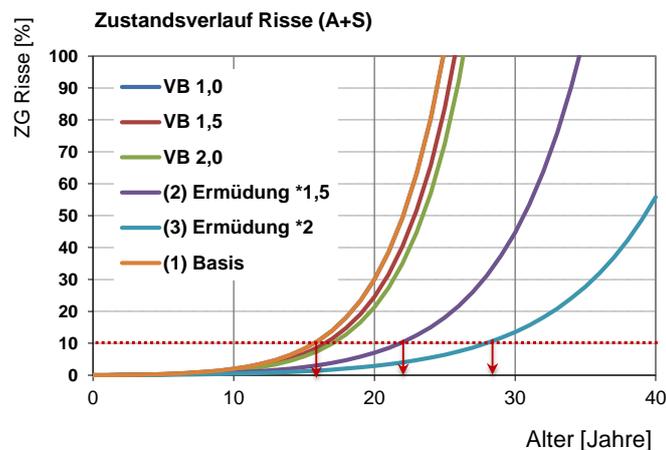


Abbildung 57: Zustandsverlauf der Zustandsgröße Risse (RI)

Die Implementierung der neuen Dimensionierungsmethode, die das tatsächliche Materialverhalten des Oberbaus und eine tatsächliche Verkehrsbelastung enthält, ist basierend auf den derzeit verwendeten Verhaltensfunktionen nur eingeschränkt vereinbar, da Einflüsse der Verkehrsbelastung auf die so wesentliche strukturelle Lebensdauer in ihrer Dimension nicht charakteristisch abgebildet werden.

8.2.2 Verhaltensfunktionen und Kalibrierung

Zur Charakterisierung der Schadensentwicklung und –Prognose werden im PMS der ASFINAG empirisch-deterministische Zustandsprognosemodelle verwendet. Diese wurden auf Basis der Erfassungsdaten von 1994/1995 und 1999/2000 in Form von Masterfunktionen abgeleitet. Wesentliche Charakteristik der aus Regressionsanalysen abgeleiteten deterministischen Zustandsfunktionen ist der schadentypische Verlauf von Asphaltdecken nach Alter und Dimensionierung sowie die sich aus dem Bewertungshintergrund ergebenden Lebensdauern [Hoffmann, Blab, 2012]. Die zur Anwendung kommenden Zustandsfunktionen mit deren Modellparametern sind für die Bautype BT14_N (Bautype 1-4, Neubaukonstruktion) in den folgenden Abbildungen dargestellt. Die Anpassung an die tatsächlich in einem Abschnitt gemessenen Zustandsgrößen erfolgt mittels Kalibrierung der Verhaltensfunktionen und Modellparametern [Weninger-Vycudil, 2009]. Da für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen a priori aber keine entsprechenden Daten vorliegen können, ist eine abschnittsbezogene bzw. auf Zustandsdaten basierende Kalibrierung der Prognosemodelle nicht möglich.

Tabelle 48: Modellparameter Verhaltensfunktionen (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009]

MODELLPARAMETER VERHALTENSFUNKTIONEN						
Bautype	Spurrinnen		Längsebenheit		Griffigkeit	Oberflächenrisse
	a	b	a	b	a	a
BT14_N	0,6349	0,0159	0,0603	0,0032	0,0018	1 0,2008

BT14_N ... Bautype 1-4 (Neubaukonstruktion)

Im Hinblick auf die Durchführung einer Life Cycle Cost Analysis muss die Verwendung von rein deterministischen Verhaltensfunktionen jedoch als kritisch erachtet werden, da der stochastischen Verteilung der Zustandsgrößen um den Mittelwert keine Rechnung getragen wird. Zur Berücksichtigung des Umstandes, dass nicht alle Bauteile mit gleichen bekannten Lebensdauern zum selben Zeitpunkt ausfallen, wären Wahrscheinlichkeitsfunktionen zu implementieren, die den Ausfall von Bauteilen in Form von Abgangsfunktionen abbilden.

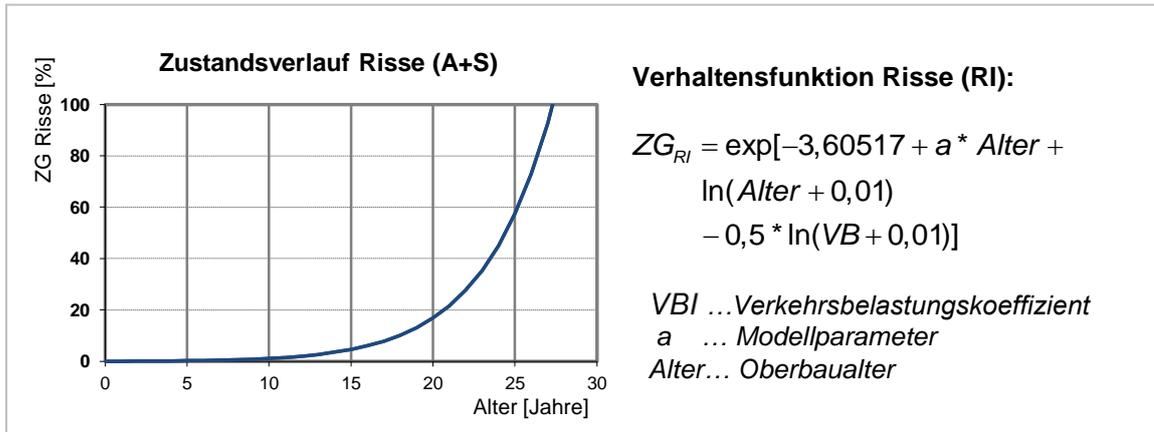


Abbildung 59: Verhaltensfunktion Risse (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009]

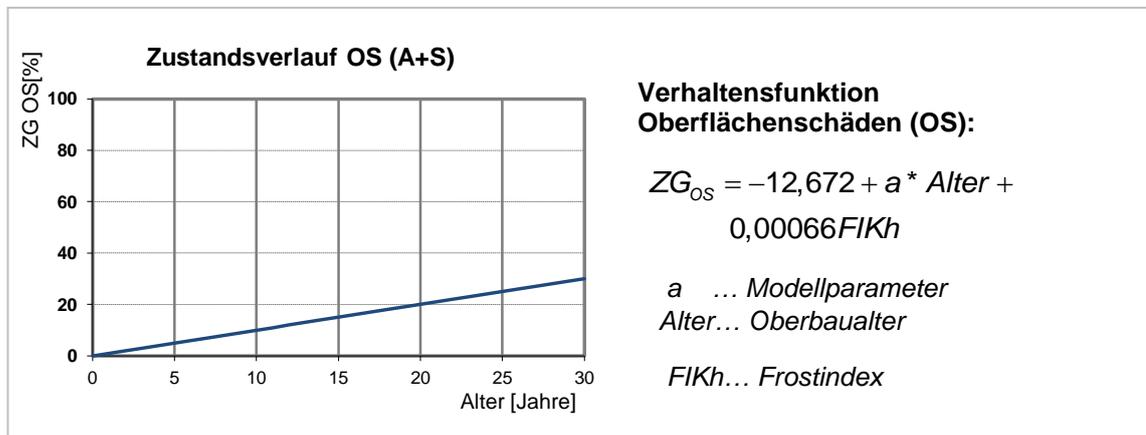


Abbildung 60: Verhaltensfunktion Oberflächenschäden (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009]

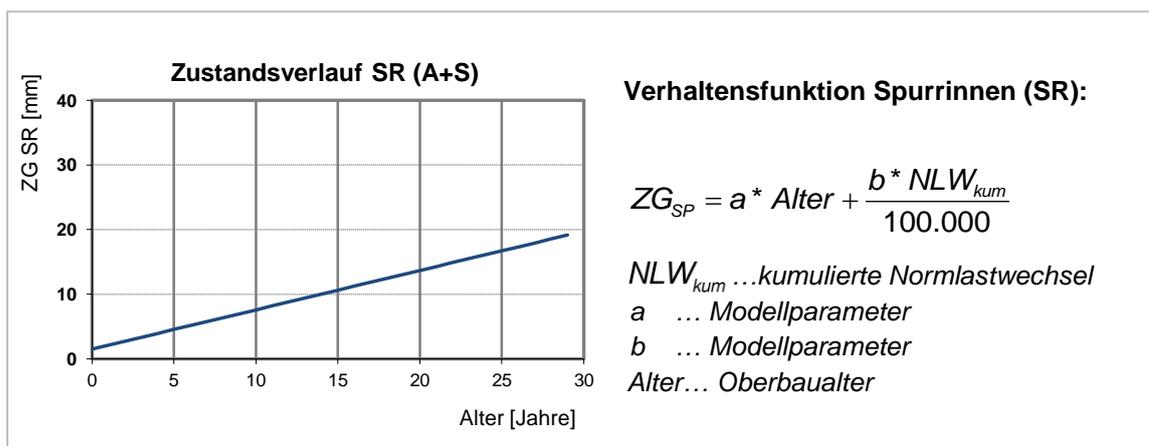


Abbildung 58: Verhaltensfunktion Spurrinnen (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009]

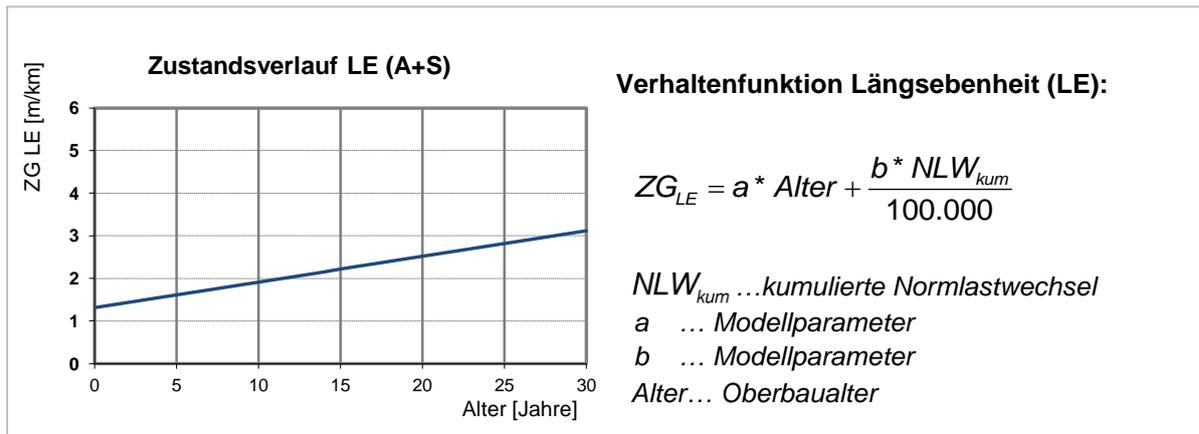


Abbildung 62: Verhaltensfunktion Längsebenheit (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009]

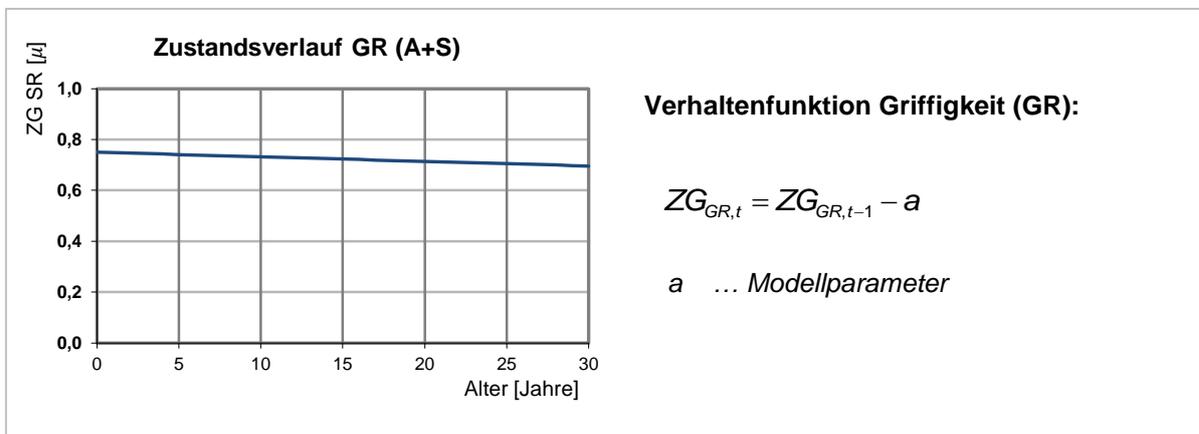


Abbildung 61: Verhaltensfunktion Griffigkeit [Weninger-Vycudil, 2009]

Zu einer sinnmäßigen Anwendung einer LCCA mit zuverlässigen Ergebnissen ist daher die statistische Absicherung der angesetzten Lebensdauern und hinterlegten Zustandsfunktionen sowie die Berücksichtigung von Ausfallsverteilungen zu implementieren. Abhängigkeiten einzelner Zustandsmerkmale sowie ihre Wechselwirkungen bei weiterem Schadensfortschritt sind in der verwendeten Methodik derzeit nicht abgebildet.

8.2.3 Kalibrierung der Verhaltensfunktionen

Um den Erhaltungsbedarf einzelner Erhaltungsabschnitte zu analysieren werden abschnittsbezogene Zustandsprognosemodelle benötigt. Die Verwendung einer generellen Verhaltensfunktion würde in den meisten Fällen (abhängig von der Streuung der Zustandsdaten) zu einer Verfälschung des prognostizierten Straßenzustandes und somit zu einer falschen Maßnahmenentscheidung führen. Die Verknüpfung des

Zustandsprognosemodells mit abschnittsbezogenen Informationen erfolgt durch die Eingabe von erklärenden Variablen und Modellparametern in das Modell sowie durch eine Anpassung des Verlaufs der Funktion unter Anwendung von gemessenen, ev. gemittelten Zustandsgrößen. Diese Adjustierung der Verhaltensfunktion an abschnittsbezogene Zustandsgrößen kann durch die Verwendung eines Kalibrierfaktors KF_{ZG} (Änderung der Krümmung) oder mittels Verschiebung mittels eines Kalibriervektors KV_{ZG} erfolgen. Die Auswahl der Methode steht in Abhängigkeit zu den Randbedingungen des Zustandsmerkmals sowie der Verhaltensfunktion [Weninger-Vycudil, 2003] (Abbildung 63).

$KF_j = \frac{ZG_{t,j}}{ZG_{g,j}(t)}$	$ZG_{t,j}$... Zustandsgröße zum Zeitpunkt t auf dem Abschnitt j $ZG_{g,j}(t)$... Zustandsgröße generelles Modell berechnet für den Zeitpunkt t auf dem Abschnitt j
$KV_j = ZG_{t,j} - ZG_{g,j}(t)$	$ZG_{t,j}$... Zustandsgröße zum Zeitpunkt t auf dem Abschnitt j $ZG_{g,j}(t)$... Zustandsgröße generelles Modell berechnet für den Zeitpunkt t auf dem Abschnitt j

Abbildung 63: Bildung von Kalibrierfaktoren und Kalibriervektoren im VIAPMS [Weninger-Vycudil, 2009]

Im Rahmen eines für die ASFiNAG entwickelten Decision Support Tools zur Beurteilung unterschiedlicher Oberbauvarianten, werden bei Strecken mit besonderer Beanspruchung die Kalibrierfaktoren und Kalibriervektoren um 20 Prozent erhöht. Bituminöse Deckschichten der Type SMA oder MA bedingen jedoch eine Reduktion der Kalibrierfaktoren Risse und Spurrinnen um 20 Prozent. Bei Oberflächenschäden wird bei PA-Decken die Steigung mit einem Faktor 4 und bei BBTM-Decken mit einem Faktor 3 erhöht [Weninger-Vycudil, 2012]. Für Risse liegt die Schwankungsbreite der möglichen Kalibrierfaktoren zwischen 0,005 und 17 (Tabelle 49). Zu den Kriterien für die Anwendung der Kalibrierfaktoren in Einzelfällen sind derzeit keine Veröffentlichungen verfügbar.

$$ZG_{RI} = KF_{RI} * \exp[-3,60517 + a * Alter + \ln(Alter + 0,01) - 0,5 * \ln(VB + 0,01)]$$

$$ZG_{OS} = KV_{OS} + (-12,672 + a * Alter + 0,00066 * FIKh)$$

$$ZG_{SP} = KF_{SR} * (a * Alter + \frac{b * NLW_{kum.}}{100.000})$$

$$ZG_{LE} = KV_{LE} + (a * Alter + \frac{b * NLW_{kum.}}{100.000})$$

$$ZG_{GR,t} = ZG_{GR,t-1} - a$$

Abbildung 64: Kalibrierung der Verhaltensfunktionen gemäß Dokumentation Decision Support Tool [Weninger-Vycudil, 2012]

Tabelle 49: Verwendete Kalibrierfaktoren und Vektoren

KALIBRIERFAKTOREN und KALIBRIERVEKTOREN					
	Spurrinnen	Längs- ebenheit	Griffigkeit	Oberflächen- schäden	Risse
	KF_SR	KF_LE	KF_GR	KF_OS	KF_RI
DECISION-TOOL verwendet	0,960	1,000	0,950	1,000	0,560
Dokumentation DECISION-TOOL					
min.	0,300	-	-	-	0,005
max.	3,100	-	-	-	17,000
Mittelwert	1,200	-0,500	-	0,000	0,700

Kalibrierfaktoren, wie sie im Zustandsprognosemodell der ASFINAG verwendet werden, haben einen erheblichen Einfluss auf den prognostizierten Zustandsverlauf, die resultierenden Erhaltungsmaßnahmen und somit auch auf die entstehenden Erhaltungskosten. Die Sensibilität dieses Systems erfordert eine fundierte statistische Absicherung der Einflussparameter sowie eine Validierung und Dokumentation der erklärenden Eingangswerte für die Anwendung in der Zustandsprognose. Für Neubauprojekte ergibt sich jedoch nur eine beschränkte Einsatzmöglichkeit, da a priori keine Zustandsdaten für die neuen Straßenabschnitte verwendet werden können. Die Verwendung für Neubauprojekte im Netz zur Anpassung an örtliche Gegebenheiten ist daher zu vermeiden.

8.2.4 Zustandsbewertung - Bewertungshintergrund

Die auf Basis eines Schadenskataloges erfassten homogenisierten Zustandsgrößen werden gemäß dem Bewertungshintergrund nach dem Schulnotensystem (1=sehr gut; 5=sehr schlecht) zu Zustandswerten normiert. Die Zuordnung einer bestimmten Zustandsgröße zu einem bestimmten Bewertungswert (Zustandswert) erfolgt unter Anwendung von Normierungs- und Transformationsfunktionen. Diese Normierungsfunktionen sind in (Abbildung 66) zusammengefasst. Die Basis dieser Transformationen bildet die statistische Auswertung der Zustandserfassung 1995. Bei gegebenen Zustandswerten bestimmt der Bewertungshintergrund maßgebend die mittlere Lebensdauer des Straßenoberbaus und sollte daher ausreichend statistisch bzw. technisch und physikalisch abgesichert werden.

Nach der Durchführung einer Erhaltungsmaßnahme sollte ein Zustandswert von 1,5, dies entspricht der Grenze zwischen den Zustandsklassen 1 und 2, vorherrschen. Die Grenze zwischen Zustandsklasse 3 und 4 (Zustandswert 3,5) wird als Warnwert definiert, welcher die Anwendung einer Erhaltungsmaßnahme nahelegt. Der kritische Zustand wird durch einen Schwellenwert abgebildet, der die Grenze zwischen Zustandsklasse 4 und 5 (Zustandswert 4,5) darstellt

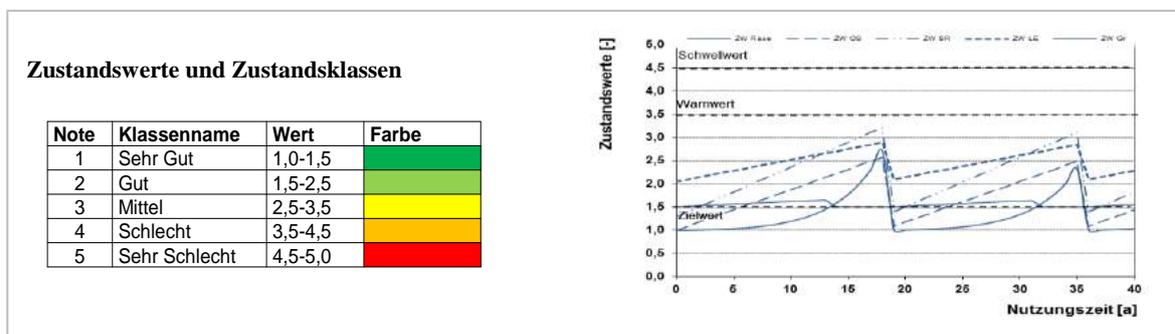


Abbildung 65: Zustandswerte und Eingriffsschwellen

Bei der Überschreitung des Warnwertes sollte eine Erhaltungsmaßnahme in Erwägung gezogen werden (Abbildung 65). Diese führt dann in der Regel dazu, dass ein oder mehrere Merkmale auf einen bestimmten Wert zurückgesetzt werden (vgl. Kapitel Festlegung von Erhaltungsmaßnahmen). Bei sicherheitsrelevanten Merkmalen (Spurrinnen & Griffigkeit) sind bei Erreichen des Schwellwertes jedenfalls Sofortmaßnahmen zu setzen sowie kurzfristig Erhaltungsmaßnahmen zu setzen .

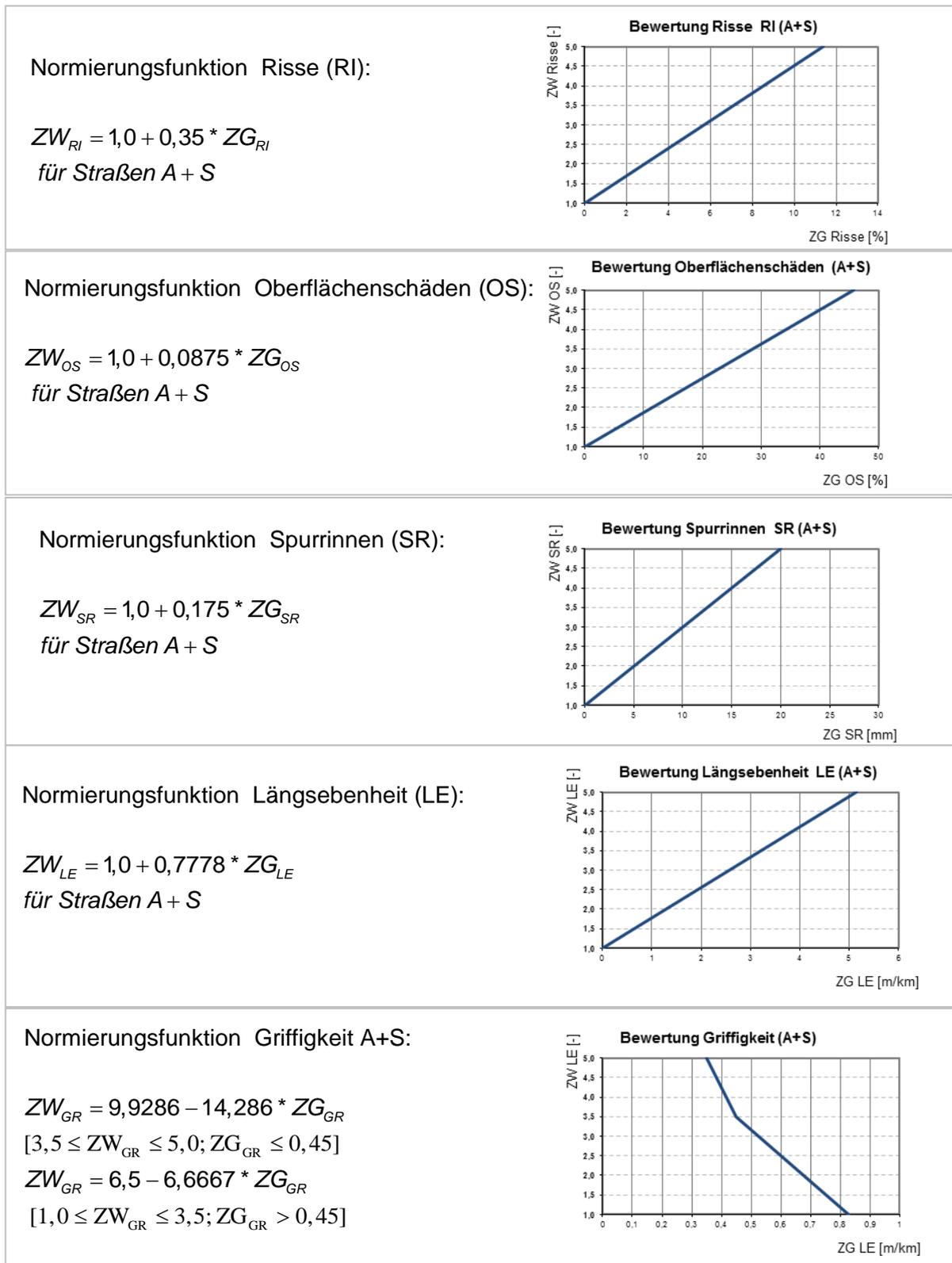


Abbildung 66: Normierung der Zustandsgrößen für Autobahnen und Schnellstraßen für das Netz der ASFINAG [Weninger-Vycudil, 2012]

8.2.5 Teilwert und Gesamtwertbildung

Gebrauchswert

Gebrauchswert Verkehrssicherheit

[1,0 ≤ GI ≤ 5,0]:

$$GI_{Sicher} = \max(ZW_{SR}; ZW_{GR}) + 0,1 * \min(ZW_{SR} + ZW_{GR}) - 0,1$$

Gebrauchswert Fahrkomfort [1,0 ≤ GI ≤ 5,0]:

$$GI_{Komfort} = \max(ZW_{LE}; 1 + 0,0021875 * ZW_{OS}^2) + 0,1 * \min(ZW_{LE}; 1 + 0,0021875 * ZW_{OS}^2) - 0,1$$

Gebrauchswert Gesamt [1,0 ≤ GI ≤ 5,0]:

$$GI = \max(GI_{Sicher}; GI_{Komfort}) + 0,1 * \min(GI_{Sicher}; GI_{Komfort}) - 0,1$$

Substanzwert

Substanzwert Asphaltdecke [1,0 ≤ SI ≤ 5,0]:

$$SI_{Decke} = \max\{\max(ZW_{RI}; ZW_{OS}) + 0,1 * \min(ZW_{RI}; ZW_{OS}) - 0,1; \max[\min(0,1 + 0,00010938 * ZG_{SR}^3; 5); \min(1 + 0,03840988 * ZG_{LE}^3; 5)]; ZW_{Alter}\}$$

Substanzwert Tragfähigkeit [1,0 ≤ SI ≤ 5,0]:

$$SI_{Trag} = 1,0 + 0,35 * ZG_{Trag}$$

Substanzwert Gesamt [1,0 ≤ SI ≤ 5,0]:

$$SI = \max(0,89 * SI_{Trag}; SI_{Decke}) + 0,1 * \min(0,89 * SI_{Trag}; SI_{Decke}) - 0,1$$

Gesamtwert

Gesamtwert [1,0 ≤ GW ≤ 5,0]:

$$GW = \max(1,0 * GI; 0,89 * SI)$$

für Straßen A + S

Zur Festlegung systematischer Instandsetzungs- und Erneuerungsstrategien müssen die maßgeblichen Zustandsmerkmale durch Normierung zu Zustandswerten und diese wiederum zu Teilwerten, wie Gebrauchs- und Substanzwert, sowie letztlich zu einem Gesamtwert zusammengefasst werden, der eine objektivierte Bewertung des Gesamtzustandes ermöglichen soll. Für die Festlegung der Teilwerte wurden Teilziele der systematischen Straßenerhaltung wie die Erhaltung von Fahrsicherheit, Fahrkomfort und Substanz herangezogen. Zustandsmerkmale und Oberbauinformationen können dabei entweder einem bestimmten oder mehreren Teilzielen zugeordnet werden.

Der Gebrauchswert GI stellt dabei einen Indikator für Fahrsicherheit und Fahrkomfort dar. Durch eine Durchschlagsregel wird sichergestellt, dass bereits die Beeinträchtigung durch ein einziges Merkmal einen schlechten Gebrauchswert zur Folge hat. Die laufende Beanspruchung des

Oberbaus durch Verkehr, Temperatur und Niederschlag führt zu Schäden an der

Straßenoberfläche und zu einer nicht sichtbaren Schädigung der Materialien bzw. der Schichten wie beispielweise Rissen an der Schichtunterseite. Zur Bestimmung der strukturellen Beschaffenheit müssen neben den an der Oberfläche feststellbaren Schäden auch Informationen über den Schichtaufbau sowie die Altersstruktur der Schichten berücksichtigt werden. Der Substanzwert SI charakterisiert die strukturelle Beschaffenheit des Straßenoberbaus und setzt sich aus den Komponenten Substanzwert „Decke“ SI_{Decke} (enthält den Zustand der Straßenoberfläche und das Alter der Decke) und Substanzwert „theoretische Tragfähigkeit“ SI_{Trag} zusammen. Die strukturelle Schädigung des Straßenoberbaus wird durch die Zustandsgröße „theoretische Tragfähigkeit“ beschrieben und basiert auf dem Zustandsprognosemodell für Risse in Verbindung mit den Lebensdauern einzelner Schichten.

Zur Bewertung des Einflusses einer Erhaltungsmaßnahme auf die einzelnen Zustandsmerkmale wird ein Wert benötigt, der aus allen Einzelinformationen gebildet wird. Dieser Gesamtwert GW wird als Maximalkriterium aus Gewichtung von Gebrauchs- und Substanzwert gebildet. Zur praktischen Anwendung ist die Definition einer Zielfunktion erforderlich, die unter bestimmten Randbedingungen zu einem Minimum oder Maximum wird. Dabei kommt eine Maximierung des Nutzens einer Erhaltungsstrategie zur Anwendung, die den Nutzen als nicht monetäre Größe über die Wirkung von Erhaltungsmaßnahmen auf den Straßenzustand definiert [Weninger-Vycudil, 2009].

8.2.6 Festlegung von Erhaltungsmaßnahmen

Im PMS der ASFINAG werden Maßnahmen in die Gruppen Instandhaltungsmaßnahme (H), Instandsetzungsmaßnahmen (I) und Erneuerungsmaßnahmen (E) eingeteilt und in einem Maßnahmenkatalog beschrieben. Die Anwendung von Erhaltungsmaßnahmen wird unter Berücksichtigung technischer Einsatzkriterien angeordnet und unterteilt sich in Maßnahmen im Bereich der Straßenoberfläche (O), der Decke (D) sowie Maßnahmen zur Verbesserung der Tragfähigkeit.

Die im Decision Support Tool der ASFINAG verankerten Erhaltungsmaßnahmen sind in Abbildung 68 dargestellt. Die Anwendungsgrenzen und Rücksetzwerte von Erhaltungsmaßnahmen unterlagen einigen Anpassungen (vergleiche Abbildung 68 und Abbildung 67). Die Festlegung von Anwendungsgrenzen beeinflusst neben der Verkehrssicherheit weiters auch die Lebensdauer des Straßenaufbaues sowie die Budgetgestaltung.

Bereich H_FR

Anwendungsgrenzen:

$ZW_{GR} > 3,5$ und $ZW_{SR} \leq 3,5$ und $GI_{Komfort} \leq 3,5$ und $SI_{Decke} \leq 4$ und $SI_{Trag} \leq 4$

Bereich I_DE

Anwendungsgrenzen:

$((ZW_{GR} > 3,5$ und $ZW_{SR} > 3,5)$ oder $(ZW_{GR} \leq 3,5$ und $ZW_{SR} > 3,5)$ oder $GI_{Komfort} > 3,5$ und $SI_{Decke} > 4$) und $SI_{Trag} \leq 3,5$

Bereich I_DEBI, I_VT, E_AS

Anwendungsgrenzen:

$((((ZW_{GR} > 3,5$ und $ZW_{SR} > 3,5)$ oder $(ZW_{GR} \leq 3,5$ und $ZW_{SR} > 3,5)$ oder $GI_{Komfort} > 3,5$ und $SI_{Decke} > 4$) und $SI_{Trag} \leq 3,5$) oder $SI_{Trag} > 4$

Abbildung 67: Anwendungsgrenzen für Erhaltungsmaßnahmen im VIAPMS

[Weninger-Vycudil, 2009]

Instandhaltung Asphaltdecke (H_AS)

Risse vergießen, Beseitigung lokaler Unebenheiten, Schlaglochanierung

Anwendungsgrenzen:

- Bautype 1 bis 4
- Substanzwert $\geq 2,5$

Instandhaltungskosten:

$$K_H = EP * \frac{SI}{4} * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^{-t}$$

EP ... Einheitspreis i ... Diskontrate
 SI ... Substanzwert t ... Jahr seit Beurteilungsbeginn

Erneuerung Deckschicht (I_DE)

Fräsen der alten Deckschicht und Einbau einer neuen Deckschicht mit gleichem Material

Anwendungsgrenzen:

- Bautype 1 bis 4
- Gesamtwert ≥ 4 und Substanzwert $\leq 3,5$
- erste Instandsetzungsmaßnahme
- Zustandswert Spurrinnen $\leq 3,8$

Erneuerung Decke und Binder (I_DEBI)

Fräsen der alten Deck- und Binderschicht und Einbau einer neuen Deck- und Binderschicht mit gleichem Material

Anwendungsgrenzen:

- Bautype 1 bis 4
- (Gesamtwert ≥ 4 oder Substanzwert > 4) und (Substanzwert $> 3,5$ oder Zustandswert Spurrinnen $> 3,8$)
- erste Instandsetzungsmaßnahme
- Alter Oberbau > 10 Jahre

Verstärkung im Tiefenbau (I_VT)

Fräsen der alten Deck- Binder- und Teile der bituminösen Tragschicht, Einbau einer neuen Deck- und Binderschicht sowie einer bituminösen Tragschicht mit einer Gesamtstärke von 12 cm

Anwendungsgrenzen:

- Bautype 1 bis 4
- Gesamtwert ≥ 4 oder Substanzwert > 4
- zweite Instandsetzungsmaßnahme

Instandsetzungskosten:

$$K_I = EP_i * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^{-t}$$

EP ... Einheitspreis t ... Jahr seit Beurteilungsbeginn
 i ... Diskontrate

Abbildung 68: Verankerte Erhaltungsmaßnahmen im VIAPMS [Weninger-Vycudil, 2012]

	Decision Support		Handbuch PM	
	I_DE	I_VT	I_DE	I_VT
Alter Decke	1	1	(A)	(A)
Rechn. Oberbaualter	-3	-10	(A)	(A)
NLW kumuliert	f(Alter)	f(Alter)	f(Alter)	f(Alter)
ZG Risse	f(Alter)	f(Alter)	f(Alter)	f(Alter)
ZG OS	f(Alter)	f(Alter)	f(Alter)	f(Alter)
ZG SR	f(NLW _{kum})	f(NLW _{kum})	f(NLW _{kum})	f(NLW _{kum})
ZG LE	f(NLW _{kum})	f(NLW _{kum})	0,5*(NLW _{kum})	0,5*f(NLW _{kum})
ZG GR	0.75	0.75	0,8*(NLW _{kum})	0,8*f(NLW _{kum})

Abbildung 69: Gegenüberstellung Rücksetzwerte Decision Support Tool und Handbuch Pavement Management [Weninger-Vycudil, 2012] [Weninger-Vycudil, 2009]

Im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung werden unter Anwendung des österr. Erhaltungsmodells für Asphaltoberbauten die Maßnahmen Instandsetzung der Deckschicht (I_DE), Instandsetzung von Deck- und Binderschicht (I_DEBI) sowie eine Verstärkung im Tiefenbau (I_VT) verwendet. Überschreitet ein Zustandsmerkmal die Anwendungsgrenzen, erfolgt automatisch die Zuordnung einer Instandsetzungsmaßnahme (Abbildung 70). Die Lebensdauer geht zu Ende wenn die vorhandenen Normlastwechsel die maximalen Normlastwechsel aus der Dimensionierung erreichen.

Die Definition der Maßnahmenwirkung erfolgt durch das Rücksetzen bestimmter Kenn- und Zustandsgrößen auf einen verbesserten Wert. Dies gilt für die Zustandsgrößen, die Modellparameter der Verhaltensfunktionen und die Kalibrierfaktoren sowie die Kenngrößen der Oberbaukonstruktion. Je nach Abhängigkeit von einem Ausgangswert wird ein absoluter oder relativer Rücksetzwert verwendet. Die Wirkdauer einer Maßnahme wird bei erneutem Erreichen der Anwendungsgrenzen beendet.

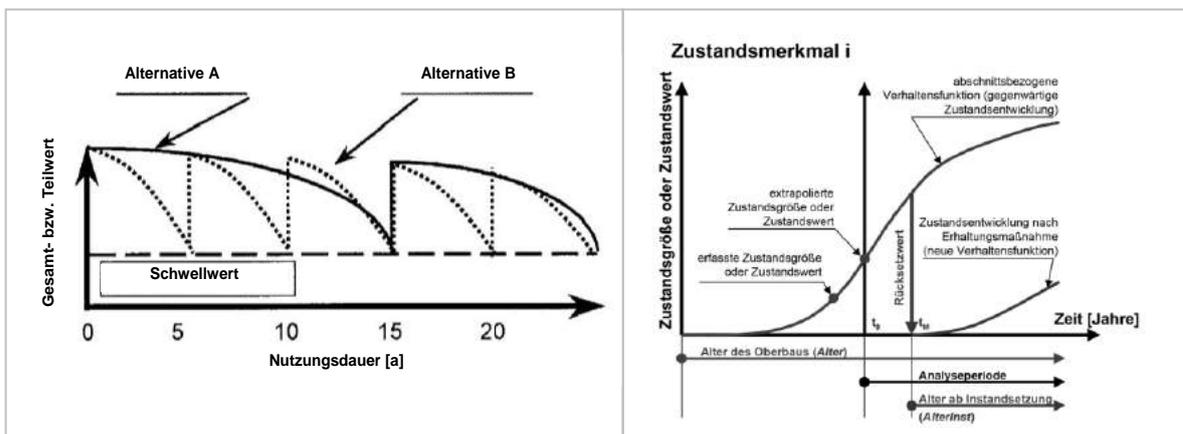


Abbildung 70: Verhaltenskurven Gesamtwert für unterschiedliche Erhaltungsvarianten und Zustandsentwicklung nach Maßnahmen [Weninger-Vycudil, 2003]

8.2.7 Bewertung des Erhaltungsrisikos

Ziel der Risikobewertung von Bautypen in Asphaltbauweise ist es Erhaltungsrisiken für Oberbauvarianten zu ermitteln und diese in einen Vergleich mit der Referenzbauweise zu stellen. Das Erhaltungsrisiko wird wesentlich von der Schadenswahrscheinlichkeit ab und kann als monetäre Konsequenz einer Schädigung gesehen werden (Abbildung 71). Die Instandsetzungswahrscheinlichkeiten wurden im Zuge einer statistischen Auswertung der Oberbau- und Zustandsdaten des ASFiNAG-Netzes mit VIAPMS_ASFiNAG 2012 generell abgeschätzt. Absolute Aussagen über das Erhaltungsrisiko sind auf Grund von Datenmängeln nicht möglich.

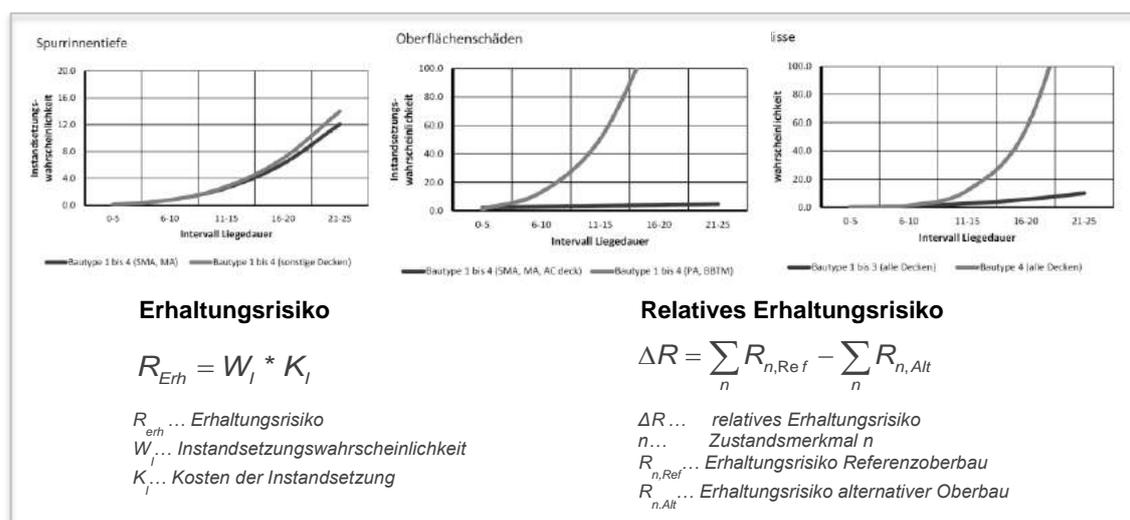


Abbildung 71: Risikobewertung für Instandsetzungsmaßnahmen

[Weniger-Vycudil, 2012]

Relative Erhaltungsrisiken für einzelne Schadensmerkmale (Teilrisiken) wurden durch Multiplikation der Instandsetzungswahrscheinlichkeiten der Schadensmerkmale Risse, Spurrinnen und Oberflächenschäden mit den zugehörigen Einheitspreisen der Maßnahmen bestimmt. Als beurteilende Größe ergibt sich durch das Summieren der 3 Teilrisiken ein Gesamtrisiko, das zum Vergleich mit Alternativen herangezogen werden kann. Im gegenständlichen Projekt wurde diese Form der Risikobeurteilung nicht aufgenommen, da methodische Mängel festzustellen waren. So sind die verwendeten Dichtefunktionen zur Beschreibung des Instandsetzungsrisikos aus mathematischer Sicht nicht zulässig. Als methodisch problematisch muss auch das Summieren von Wahrscheinlichkeiten abhängiger Merkmale angemerkt werden. Abhängigkeiten mehrerer zeitparalleler Risiken sind durch die Angabe der gesamten multivariaten Verteilung zu beschreiben [Cottin, Döhler; 2009].

8.3 Berechnungsbeispiel LCC-Asphalt

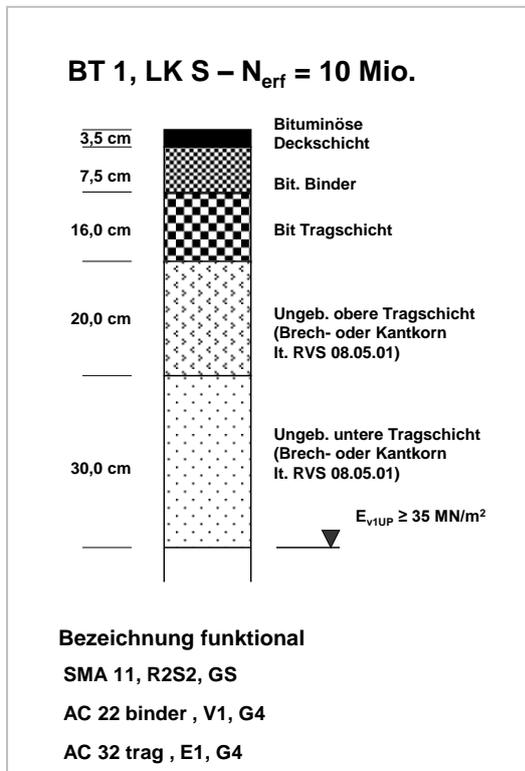


Abbildung 72: Ausschreibung nach GVO-Ansatz

8.3.1 Integration der Ergebnisse der neuen Oberbaudimensionierung

Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von zwei Oberbauvarianten erfolgte mittels Analyse des Bautypes 1 und der Lastklasse S mit einer zulässigen Anzahl von 10 Mio. kumulierten Normlastwechseln für zwei Asphaltausführungen mit unterschiedlichem Ermüdungsverhalten. Für die Variante 1 wurde die Ermüdungsbeständigkeit der bituminösen Tragschichte mit $\epsilon_6 = 190 \mu\text{m/m}$ deklariert, für die Variante 2 mit $250 \mu\text{m/m}$. Für die Basisvariante 1 resultierte dies im Bemessungsmodell in einer Anzahl von 12 Mio. zulässigen Normlastwechseln. Eine Erhöhung von ϵ_6 auf $250 \mu\text{m/m}$ (Variante 2) brachte eine Steigerung der zulässigen Normlastwechsel 16 Mio.

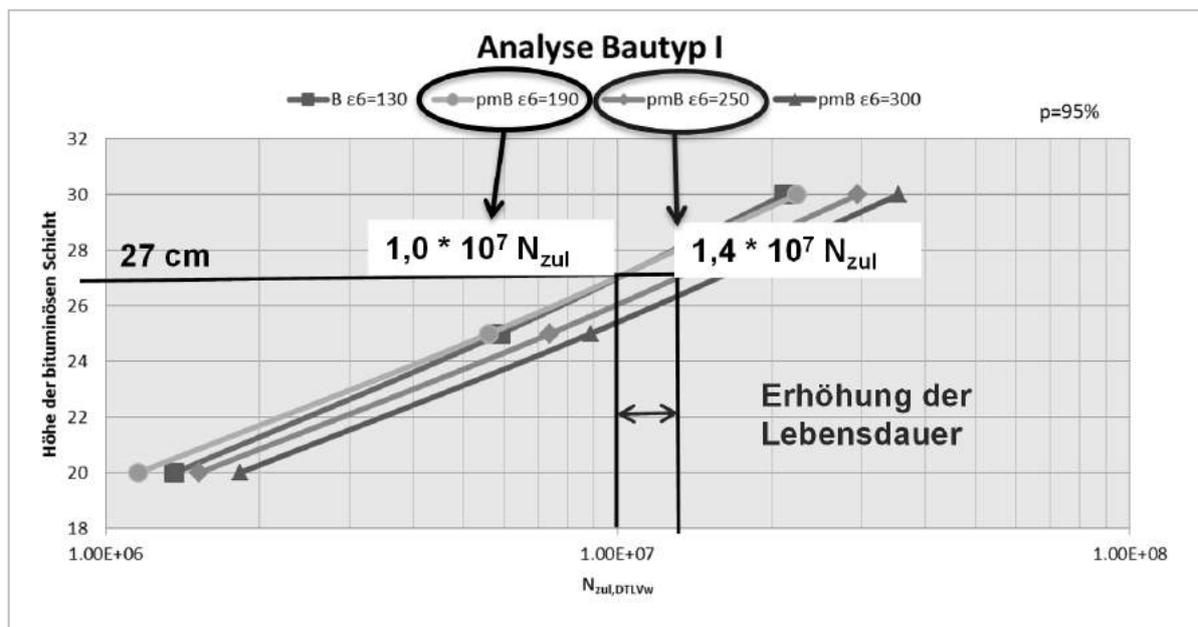


Abbildung 73: Bemessungsergebnisse Bautyp 1: Steigerung der strukturellen Lebensdauer durch Erhöhung von $\epsilon_6=190 \mu\text{m/m}$ auf $\epsilon_6=250 \mu\text{m/m}$

8.3.2 Zustandsentwicklung und Wirtschaftlichkeit

Der Aspekt einer höheren strukturellen Lebensdauer wird in der zugrundeliegenden Zustandsmodellierung mit dem VIAPMS in Form des Verkehrsbelastungskoeffizienten berücksichtigt. Eine verbesserte Beständigkeit gegen Ermüdung mit einer Steigerung der zulässigen kumulierten Normlastwechsel um den Faktor 1,4 führte in der Modellierung zu keinen wesentlichen Veränderungen im Zustandsverlauf und der erforderlichen Maßnahmen (Abbildung 74). Instandsetzungsmaßnahmen waren bei beiden Varianten nach einem Zeitraum von 13 Jahren erforderlich. Erneuerungsmaßnahmen folgten nach 20 Jahren (Variante 1) beziehungsweise 25 Jahren (Variante 2).

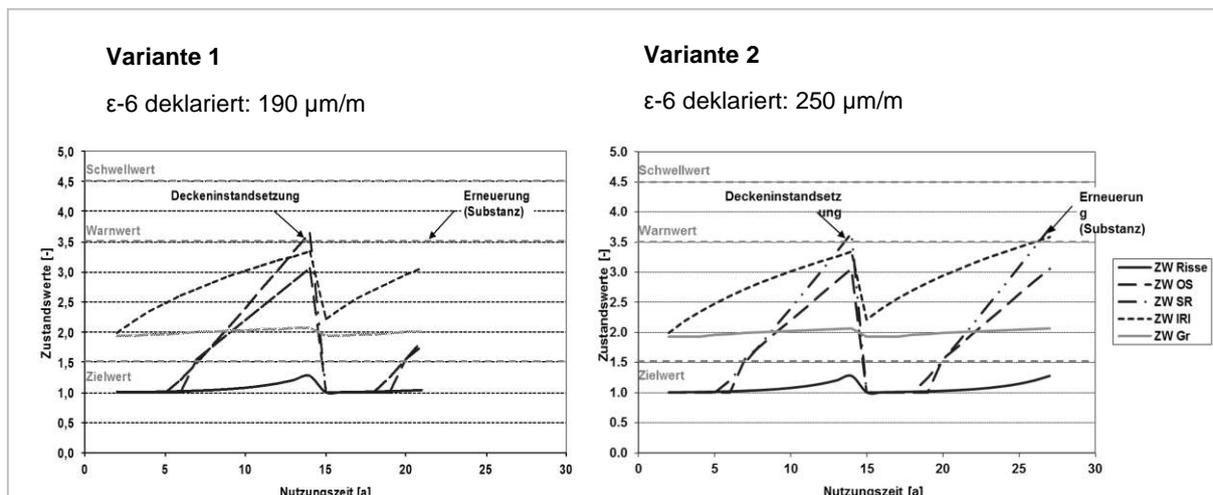


Abbildung 74: Entwicklung der Zustandswerte der Varianten $\epsilon_6=190 \mu\text{m/m}$ auf $\epsilon_6=250 \mu\text{m/m}$

Damit ergibt sich für die Bildung des Barwertes neben unterschiedlich hohen Errichtungskosten lediglich ein Unterschied im Zeitpunkt des Anfalles von Erneuerungskosten. Die vorläufigen Resultate der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung sind in Abbildung 75 zusammengefasst.

Bei der Verwendung eines Kapitalzinssatzes von 3 Prozent und den gewählten Kostenansätzen der Herstellungskosten $38,30 \text{ €/m}^2$ (Variante 1 und 2 gleich), Instandsetzungskosten mit einem Barwert von $5,79 \text{ €/m}^2$ nach 13 Jahren sowie Erneuerungskosten, die den Herstellungskosten entsprechen, nach 19,5 bzw. 26 Jahren ergeben sich Barwerte von $65,61 \text{ €/m}^2$ (Variante 1) sowie $62,06 \text{ €/m}^2$ (Variante 2). Damit ist bei gleichen Herstellungskosten die Variante 2 zu bevorzugen. Unter der Randbedingung eines gleichbleibenden Barwertes dürfte die Variante 2 um 5,72 % höhere Errichtungskosten aufweisen, um noch als gleichwertig eingestuft zu werden.

	Variante 1 €/m ²	Variante 2 €/m ²	Variante 2a €/m ²
Herstellungskosten			
Deckschichte (SMA 11)	8,50	8,50	8,99
Binderschichte (AC 22 binder)	12,30	12,30	13,00
Tragschichte (AC 32 trag)	17,50	17,50	18,50
Angebotspreis	38,30	38,30	40,49
Differenz	0%	0%	5,72%
Instandsetzung Deckschichte nach 13 Jahren			
Jahre	13	13	13
Zinssatz	3%	3%	3%
Barwert Deckschichte (SMA 11)	5,79	5,79	6,12
Erneuerung am Ende der strukturellen Lebensdauer			
Jahre	19,5	25,6	25,6
Zinssatz	3%	3%	3%
Barwert Deckschichte (SMA 11)	4,78	3,99	4,22
Barwert Binderschichte (AC 22 binder)	6,91	5,77	6,10
Barwert Tragschichte (AC 32 trag)	9,83	8,21	8,68
Barwert bituminöser Oberbau über Lebenszyklus	65,61	62,06	65,61
Differenz	100%	94,59%	100%

Abbildung 75: Vorläufige Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsanalyse

8.3.3 Sensitivität der Eingangswerte

Die im Rahmen der LCCA angesetzte Diskontrate zur Diskontierung der Kosten auf den gemeinsamen Bezugszeitpunkt durch Ermittlung des Barwertes ergibt sich aus dem erwarteten mittleren Zinssatz und der mittleren Inflationsrate. Die in der LCCA verwendete Diskontrate hat dabei den größten Einfluss auf das Ergebnis der Wirtschaftlichkeitsberechnung. Durch eine niedrige Diskontrate werden Projekte bzw. Oberbaukonstruktionen mit hohen Anfangsinvestitionen und geringen Folgekosten bevorzugt, während im Gegensatz dazu bei einer höheren Diskontrate Oberbauvarianten mit geringen Anfangskapitalkosten bevorzugt werden, unabhängig von der Entwicklung der Folgekosten. Die Höhe des zugrunde gelegten Zinsfußes ist demnach entscheidend, ob im Vergleich die eine oder andere Ausführungsvariante als kostengünstiger erscheint. Die realen um die Inflationsrate bereinigten Diskontsätze unterlagen in den vergangenen

25 Jahren zwischen 3 und 8 Prozent. Bei der Festlegung der maßgeblichen Diskontrate ist zu unterscheiden, ob die Finanzierung eines Straßeninfrastrukturprojektes durch die öffentliche Hand oder einen privaten Investor erfolgt.

Die Wahl der Analyseperiode beeinflusst ebenfalls das Ergebnis der Lebenszykluskostenanalyse. Während sowohl aus technischer als auch aus finanztechnischer Sicht im Hinblick auf die wirtschaftliche und technologische Entwicklung, die Entwicklung der Verkehrsbelastung oder das Gebrauchsverhalten einzelner Oberbauschichten etc. nur über einen kurzen Zeitraum mit hinreichender Sicht geplant und gerechnet werden kann, sinken die Barwerte von zukünftigen Kosten mit ferner liegenden Jahren so stark ab, dass Zahlungen, die je nach Diskontrate jenseits von 40 bis 60 Jahren liegen, nur noch einen geringen Einfluss auf das Ergebnis der LCCA haben. Allerdings ergeben Untersuchungszeiträume unter 40 Jahren vielfach keine eindeutigen Aussagen im Vergleich alternativer Oberbaukonstruktionen.

Aus der Modellierung geht klar hervor, dass die Wahl der Zustandsfunktionen und Kalibrierfaktoren sowie die Definition der Eingriffsschwellen einen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse der Lebenszykluskostenanalyse hat und kleine Abänderungen daher zur Wahl einer anderen Oberbaukonstruktion führen können.

9. ZUSAMMENFASSUNG

Bei der derzeit in Österreich angewandten Dimensionierung von Asphaltstraßen kommen analytische Bemessungsmodelle zur Anwendung, die zwar sehr einfach anzuwenden sind, jedoch keine Möglichkeiten bieten, tatsächliche Kenngrößen (Verkehrsaufkommen, Materialeigenschaften des eingesetzten Asphaltes,...) für den aktuell zu bemessenden Straßenabschnitt zu berücksichtigen. Speziell die fehlende Möglichkeit, die Auswirkung des Einsatzes leistungsfähigerer Asphaltes auf das Bemessungsergebnis darzustellen, verhindert Innovationen im Bereich der Materialentwicklung und ist daher Ausgangspunkt der vorliegenden Arbeit.

Im Rahmen dieses Projektes wurden deshalb die entsprechenden Ansätze bei der Dimensionierung von bituminösen Straßenaufbauten in Österreich überarbeitet und optimiert. Dabei wurden an vielen Stellen mehrstufige Bemessungssysteme implementiert, die es erlauben, aktuell zur Verfügung stehenden Daten (Verkehrsdaten, Ergebnisse aus Materialprüfungen,...) für den zu dimensionierenden Abschnitt zu berücksichtigen. Dadurch wird sichergestellt, dass die erforderlichen Bemessungsreserven mit größer werdender Genauigkeit der Eingangsparameter sinken. Die wichtigsten Verbesserungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- In der RVS 08.97.06:2013 werden gebrauchsvorhaltensorientierte Anforderungen an die Tieftemperatur-, Verformungs- und Ermüdungsbeständigkeit bituminöser Mischgüter definiert. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die nationalen Anforderungen validiert und Anforderungsmatrizen erarbeitet, um die Zuordnung zu einem zu bemessenden Straßenabschnitt zu erleichtern. Dabei dienen die Verkehrsstärke und mittlere Lufttemperaturmaxima und -minima als Unterscheidungsmerkmale.
- Durch Auswertung aktueller Ergebnisse von Weigh-In-Motion-Messungen konnte ein repräsentatives Schwerverkehrskollektiv abgeleitet werden. In Abhängigkeit der für die Bemessung zur Verfügung stehenden Verkehrsdaten können tatsächliche Verteilungen (Fahrzeugtypen-, Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen) berücksichtigt werden oder aber auf ein repräsentatives Kollektiv zurück gegriffen werden. In jedem Fall finden aktuelle Mautdaten des zu bemessenden Straßenabschnitts Eingang in die Bemessung, bei der jeder Achse eines jeden Fahrzeugs des Kollektivs berücksichtigt wird.

- Das in der heute verwendeten Dimensionierungsmethode verwendete Temperaturmodell wird durch das Modell nach [Wistuba, 2003] ersetzt, das auf meteorologischen Langzeituntersuchungen in Österreich basiert und aus dem realitätsnahe Temperaturverteilungen im Straßenoberbau für unterschiedliche Klimaregionen abgeleitet werden können.
- Zur Ermittlung der Steifigkeit der bituminösen Schichten wurde das Wiener Modell ausgearbeitet, das auf dem Ansatz von Hirsch basiert und an Versuchsergebnisse (von den Labors von OMV, ISBS und IVWS) von in Österreich verwendete Asphalte angepasst wurde. Als Eingangsparameter dieses Modells dienen volumetrische Kenngrößen des Mischgutes, sowie die Steifigkeitseigenschaften des Bindemittels. In Abhängigkeit des getätigten Prüfaufwandes finden die Eigenschaften des eingesetzten Bitumens, oder aber direkt am Asphalt geprüfte Steifigkeiten Eingang in die Bemessung. Wird nicht auf Materialprüfungen zurückgegriffen, können die Eigenschaften zweier Modellbitumen (Destillations- bzw. polymermodifiziertem Bitumen) verwendet werden.
- Zur Abbildung der Ermüdungsbeständigkeit wird auf dasselbe Modell zurückgegriffen, das auch in der derzeitigen Bemessungsmethode zur Anwendung kommt. Allerdings werden die Eingangsparameter auf Grundlage von vorliegenden Materialprüfungen grundlegend neu definiert. Wird das tatsächliche Ermüdungsverhalten eines Asphalts im Rahmen einer Ermüdungsprüfung über den Anforderungswert ϵ_6 bestimmt, kann dieses über einen neu eingeführten Sicherheitsfaktor erstmals bei der Bemessung berücksichtigt werden.
- Für die Wirtschaftlichkeitsanalyse wurde jener Lebenszykluskostenansatz herangezogen, der dem aktuellen Decision Tool der ASFiNAG zur Bewertung unterschiedlicher Oberbauvarianten zu Grunde liegt. Dieses basiert auf dem VIAPMS Erhaltungsmodell, wobei zahlreiche nicht dokumentierte Abweichungen z.B. bei den verwendeten Kalibrierfaktoren und Verhaltensfunktionen festgestellt wurden. Die Lebenszykluskostenrechnung erweist sich dabei zwar grundsätzlich als geeignetes Instrument zum objektiven Vergleich unterschiedlicher Bemessungsergebnisse, die Anwendung des vorliegenden Modells kann aber aufgrund der wissenschaftlich ungenügend abgesicherten Ansätze nicht empfohlen werden.

Zur Beurteilung der Auswirkungen dieser Änderungen auf das Bemessungsergebnis wurden Vergleichsrechnungen durchgeführt, die plausible Resultate zeigen.

Die Erkenntnisse dieser Arbeit sollen Einzug in eine neue RVS zur rechnerischen Dimensionierung von Asphaltstraßen finden. Ein Entwurf für diese Richtlinie ist derzeit im Arbeitsausschuss „Oberbaubemessung“ der FSV in Bearbeitung. Der Motivenbericht zu dieser Überarbeitung wurde vom Vorstand der FSV bereits genehmigt.

10. ANHANG

Tabelle 50: Mittlere Jahrestemperaturmaxima (m-Tmax) und –minima (m-Tmin), zugehörige Standardabweichungen (s-Tmax, s-Tmin) und 95%-Quantile (Tmax (95%), Tmin(95%)), sowie der Bemessungszeitraum in Jahren an österreichischen Klimastationen (auf Basis von [Wistuba, 2001])

Nr.	BL	Station	m-Tmax [°C]	s-Tmax [°C]	Tmax (95%) [°C]	m-Tmin [°C]	s-Tmin [°C]	Tmin (95%) [°C]	n [Jahre]	Zone
1	B	Deutschkreuz	31.00	1.80	33.96	-15.60	3.10	-10.50	17	2
2	B	Gerersdorf bei Güsing	30.80	2.60	35.08	-16.50	4.60	-8.93	11	2
3	B	Glashütten	29.10	2.00	32.39	-16.30	2.80	-11.69	20	2
4	B	Neusiedl am See	31.40	1.60	34.03	-13.90	4.90	-5.84	10	2
5	B	Sopron-Ödenburg	30.40	2.10	33.85	-13.40	2.90	-8.63	20	2
6	B	Wörtherberg	28.50	1.90	31.63	-13.30	2.50	-9.19	20	2
7	K	Döllach	26.20	1.60	28.83	-15.90	2.90	-11.13	20	2
8	K	Ferlach	30.10	1.90	33.23	-17.30	3.10	-12.20	20	2
9	K	Flattnitz	22.60	2.10	26.05	-19.50	3.50	-13.74	17	2
10	K	Fresach	28.10	2.20	31.72	-15.10	3.20	-9.84	20	2
11	K	Friesach	28.10	1.60	30.73	-16.50	3.00	-11.57	15	2
12	K	Heiligenblut	24.90	1.60	27.53	-19.00	2.50	-14.89	17	2
13	K	Höhenbergen-Tainach	29.30	1.60	31.93	-17.20	3.60	-11.28	16	2
14	K	Iselsberg	25.90	1.60	28.53	-18.60	2.60	-14.32	15	2
15	K	Kolbnitz	28.40	2.10	31.85	-15.60	2.40	-11.65	20	2
16	K	Kornat	25.20	2.00	28.49	-15.10	2.70	-10.66	20	2
17	K	Laas	26.60	2.20	30.22	-13.80	0.90	-12.32	3	2
18	K	Loibl-Tunnel	23.90	1.60	26.53	-15.30	2.80	-10.69	20	2
19	K	Mallnitz	24.60	2.10	28.05	-16.00	4.90	-7.94	19	2
20	K	Radenthein	28.70	1.70	31.50	-15.40	2.50	-11.29	20	2
21	K	Reisach	28.30	1.70	31.10	-19.40	3.00	-14.47	20	2
22	K	Rupertiberg	27.50	1.80	30.46	-15.20	4.00	-8.62	13	2
23	K	Spittal/Drau	29.60	1.70	32.40	-18.20	3.70	-12.11	11	2
24	K	St. Veit/Glan	30.70	1.80	33.66	-19.30	3.70	-13.21	20	2
25	NÖ	Aspang	27.80	1.80	30.76	-17.80	3.30	-12.37	20	2
26	NÖ	Jauerling	25.50	1.80	28.46	-15.50	3.50	-9.74	14	2
27	NÖ	Krems	29.30	3.00	34.23	-15.30	3.90	-8.89	15	2
28	NÖ	Laa/Thaya	31.00	1.90	34.13	-16.20	4.40	-8.96	11	2
29	NÖ	Oberndorf/Melk	29.60	1.80	32.56	-20.60	5.20	-12.05	15	2
30	NÖ	Pottschach	30.40	1.90	33.53	-16.80	3.90	-10.39	11	2
31	NÖ	Schwechat	30.30	1.70	33.10	-15.70	3.40	-10.11	20	2
32	NÖ	Semmering/Kurort	24.80	1.30	26.94	-18.00	3.60	-12.08	11	2
33	NÖ	Weitra	27.60	1.70	30.40	-21.20	4.20	-14.29	19	2

34	NÖ	Ybbs/Persenbeug	30.30	2.10	33.75	-14.30	4.80	-6.40	11	2
35	OÖ	Aspach	28.00	1.70	30.80	-20.30	5.00	-12.08	20	2
36	OÖ	Bad Ischl	29.00	1.50	31.47	-17.50	8.20	-4.01	20	2
37	OÖ	Großraming	29.40	1.40	31.70	-17.40	4.40	-10.16	20	2
38	OÖ	Grünau	27.10	1.30	29.24	-18.10	3.10	-13.00	20	2
39	OÖ	Hörsching	29.60	1.80	32.56	-16.90	5.10	-8.51	20	2
40	OÖ	Kirchdorf/Krems	29.00	1.50	31.47	-17.80	4.20	-10.89	16	2
41	OÖ	Kollerschlag	27.00	1.60	29.63	-16.10	3.30	-10.67	20	2
42	OÖ	Königswiesen	27.60	1.60	30.23	-19.60	3.10	-14.50	20	2
43	OÖ	Kremsmünster	27.50	1.60	30.13	-16.40	4.90	-8.34	20	2
44	OÖ	Mondsee	28.90	1.30	31.04	-12.90	2.90	-8.13	20	2
45	OÖ	Passau-Oberhaus	28.40	1.40	30.70	-16.50	4.00	-9.92	16	2
46	OÖ	Ried im Innkreis	28.20	1.60	30.83	-17.10	3.60	-11.18	20	2
47	OÖ	Wels-Schleißheim	29.40	1.80	32.36	-16.20	5.70	-6.82	11	2
48	OÖ	Weyregg	27.40	1.40	29.70	-14.00	2.90	-9.23	20	2
49	OÖ	Windischgarsten	27.40	2.50	31.51	-20.20	4.40	-12.96	11	1
50	OT	Sillian	26.70	1.60	29.33	-19.60	2.90	-14.83	20	2
51	OT	St. Jakob/Def.	24.80	1.70	27.60	-23.50	2.70	-19.06	20	2
52	S	Abtenau	28.70	1.20	30.67	-18.70	3.40	-13.11	15	1
53	S	Bad Gastein	26.00	1.60	28.63	-16.90	2.70	-12.46	20	1
54	S	Obertauern	20.30	1.30	22.44	-19.80	3.60	-13.88	9	1
55	S	Salzburg-Flughafen	29.80	1.50	32.27	-16.50	4.10	-9.76	20	2
56	S	St. Johann im Pongau	28.70	1.50	31.17	-17.20	3.80	-10.95	10	1
57	S	Tamsweg	27.10	1.60	29.73	-24.80	2.70	-20.36	20	1
58	S	Uttendorf	28.20	1.00	29.84	-21.00	6.60	-10.14	20	1
59	St	Admont	28.50	1.40	30.80	-20.20	3.20	-14.94	18	1
60	St	Deutschlandsberg	30.20	1.90	33.33	-14.60	3.30	-9.17	15	2
61	St	Fischbach	24.60	1.20	26.57	-15.40	3.20	-10.14	11	2
62	St	Fürstenfeld	29.70	2.10	33.15	-19.00	6.40	-8.47	20	2
63	St	Gleisdorf	29.00	1.60	31.63	-17.90	3.10	-12.80	20	2
64	St	Graz-Flughafen	29.20	1.50	31.67	-17.30	4.00	-10.72	20	2
65	St	Hieflau	29.30	1.70	32.10	-15.50	3.60	-9.58	17	1
66	St	Kindberg	29.20	1.30	31.34	-18.10	4.00	-11.52	11	1
67	St	Lobming	28.50	1.50	30.97	-16.90	3.40	-11.31	20	1
68	St	Mürzzuschlag	26.80	1.50	29.27	-19.90	3.30	-14.47	20	1
69	St	Oberwölz	28.40	1.60	31.03	-18.60	3.00	-13.67	17	1
70	St	Oberzeiring	27.00	1.30	29.14	-18.50	3.70	-12.41	11	1
71	St	Rechberg	25.60	1.40	27.90	-15.20	3.40	-9.61	14	2
72	St	Seckau	26.80	2.00	30.09	-18.00	3.80	-11.75	14	1
73	St	Weiz	29.90	1.60	32.53	-14.30	3.20	-9.04	14	2
74	T	Haiming	30.00	1.60	32.63	-17.70	3.10	-12.60	20	2
75	T	Innsbruck-Flughafen	29.90	1.30	32.04	-16.50	3.40	-10.91	20	2

76	T	Innsbruck-Universität	30.30	1.30	32.44	-12.30	3.50	-6.54	8	2
77	T	Kirchbichl	28.30	1.10	30.11	-17.30	3.00	-12.37	20	2
78	T	Kitzbühel	28.80	1.10	30.61	-18.80	2.90	-14.03	16	1
79	T	Kufstein	28.60	1.20	30.57	-15.60	3.10	-10.50	20	2
80	T	Nauders	26.20	1.40	28.50	-19.20	2.90	-14.43	17	2
81	T	Prutz	29.00	1.20	30.97	-16.90	2.70	-12.46	13	1
82	T	St. Anton am Arlberg	27.10	1.30	29.24	-21.70	3.40	-16.11	14	2
83	T	Umhausen	27.40	1.60	30.03	-16.20	2.80	-11.59	20	1
84	V	Bregenz	28.40	1.10	30.21	-11.40	4.60	-3.83	10	2
85	V	Buers	29.30	1.40	31.60	-16.90	3.40	-11.31	20	2
86	V	Langen am Arlberg	24.50	1.50	26.97	-16.50	4.10	-9.76	20	2
87	V	Partenen	25.60	1.50	28.07	-17.20	4.90	-9.14	20	2
88	V	Schopernau	26.50	1.50	28.97	-20.50	3.20	-15.24	20	2
89	V	Warth	22.70	0.90	24.18	-20.30	4.50	-12.90	10	2
90	W	Wien-Mariabrunn	29.80	1.50	32.27	-17.30	4.30	-10.23	16	2
91	W	Wien-Unterlaa	30.60	1.80	33.56	-14.60	3.60	-8.68	20	2

LITERATURVERZEICHNIS

Aigner E., R. Lackner und C. Pichler: *Multiscale prediction of viscoelastic properties of asphalt concrete*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 21, 771-780, 2009.

Altenbach H.: *Einführung in die Werkstoffmechanik*. Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig-Stuttgart, 1993

Arand W., S. Dörschlag und P. Pohlmann: *Einfluß der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur; Teil 1*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 558, Bonn-Bad Godesberg, 1989.

Blab R.: *Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von Oberbaukonstruktionen mit Betondecken*, Forschungsbericht im Auftrag der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, 2007

Blab R. und J. Eberhardsteiner (Hrg.): *Methoden der Strukturoptimierung flexibler Straßenbefestigungen*. Tätigkeitsbericht des Christian Doppler Labors 2006 bis 2007, Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung, TU Wien, 2007.

Bonnaure F.A., A. Gravois und J. Udrón: *A New Method of Predicting the Stiffness of Paving Asphalt Mixtures*. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 64, pp. 64-100, 1977.

BStMG, 2002: BGBl. I Nr. 109/2002: *Bundesgesetz über die Mauteinhebung auf Bundesstraßen (Bundesstraßen-Mautgesetz 2002 – BStMG 2002)*, zuletzt geändert durch BGBl. I Nr. 135/2008.

Christensen D.W., T.K. Pellinen und R.F. Bonaquist: *Hirsch Model for Estimating the Modulus of Asphalt Concrete*. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 72, Lexington, KY, 2003.

Cotting C., Döhler S.: *Risikoanalyse: Modellierung, Beurteilung und Management von Risiken mit Praxisbeispielen*; 2009

Fredrickson, F.C.: *Frost Considerations in Highway Pavement Design: West-Central United States*. Highway Research Record No. 33, Washington D.C., 1963.

KFG1967: BGBl. Nr. 267/1967: *Bundesgesetz vom 23. Juni 1967 über das Kraftfahrwesen (Kraftfahrgesetz 1967 – KFG. 1967)*, zuletzt geändert durch BGBl. I. Nr. 90/2013.

Garcia G. und Thompson M.: *HMA Dynamic Modulus Predictive Models – A Review*. Report of the findings of ICT-R39 Validation of Extended Life HMA Design Concepts, Illinois Center for Transportation, 2007

Hagemann R.: *Ein Verfahren zur Beurteilung flexibler Fahrbahnbefestigungen unter Berücksichtigung von Festigkeitshypothesen für Asphalte*. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, 1980.

Hoffmann M.: *Instandsetzung von Straßen*, Dissertation an der TU Graz, 2006

Hoffmann M. und R. Blab: *Das Erhaltungsmanagement der Straßeninfrastruktur der ASFINAG, Analyse und Bewertung der Methoden*, Forschungsbericht im Auftrag der ASFINAG, 2012

Hoffmann M.: *Lebenszykluskosten der Straßeninfrastruktur*, unveröffentlichtes Habilitationsmanuskript, 2013

Huang Y.H.: *Pavement Analysis and Design*. Second Edition, Pearson Education, Inc., 2004

Lackner R., R. Blab, A. Jäger, M. Spiegl, K. Kappl, M. Wistuba, B. Gagliano und J. Eberhardsteiner: *Multiscale modeling as the basis for reliable predictions of the behavior of multi-composed materials*. Progress in Engineering Computational Technology, Saxe-Coburg Publications, 8:153-187, 2004

Leon A.: Über die Rolle des Trennbruchs im Rahmen der Mohrschen Anstrengungshypothese. Der Bauingenieur 15, Nr. 31, 1934

Leykauf G.: *Theoretische Untersuchungen – Asphaltoberbau in Forschung und Praxis*. Forschungsarbeiten aus den Verkehrs- und Straßenwesen, Heft 69, Bundesministerium für Verkehr, Bonn, 1982.

Litzka, J.: *Die Bemessung des Straßenoberbaus nach der neuen RVS 3.63*. Baumaschine, Baugerät, Baustelle, Heft 2, 1987.

Litzka J., C. Molzer und R. Blab: *Modifikation der Österreichischen Bemessungsmethode zur Dimensionierung des Straßenoberbaues*. Schriftenreihe Straßenforschung, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Heft 465, Wien, 1996.

Lorenzl H.: *Modell zur Ermittlung der Nutzungsdauer von Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt in Abhängigkeit von der Bindemittelviskosität*. Schriftenreihe Straßenwesen, Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig, Heft 13, Braunschweig, 1996.

Mais, R.: *Zur Beanspruchung von bituminösen Fahrbahnbefestigungen. Ein Beitrag zur Ermittlung standardisierter Fahrbahnbefestigungen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 138, Bonn, 1973.

Milkovics, T.: *Ergänzende Berechnungen und Untersuchungen zur neuen Oberbaurichtlinie RVS 3.63*. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik und Verkehrswesen, Universität für Bodenkultur, Wien, 1984.

Molzer C., W. Fußeis, J. Litzka und G. Steierwald: *Auswirkung von Achslasterhöhungen auf das Bundesstraßennetz*. Schriftenreihe Straßenforschung, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Heft 450, Wien, 1995.

ÖNORM B 3580-1: *Asphaltemischgut - Mischgutanforderungen - Teil 1: Asphaltbeton - Empirischer Ansatz - Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13108-1*. 2009

ÖNORM B 3580-2: *Asphaltemischgut - Mischgutanforderungen - Teil 2: Asphaltbeton - Gebrauchsverhaltensorientierte Anforderungen - Regeln für die Umsetzung der ÖNORM EN 13108-1*. 2011

ÖNORM B 3584-2: *Asphaltemischgut - Mischgutanforderungen - Teil 2: Splittmastixasphalt - Gebrauchsverhaltensorientierte Anforderungen*. 2011.

ÖNORM B 3586-2: *Asphaltemischgut - Mischgutanforderungen - Teil 2: Offenporiger Asphalt - Gebrauchsverhaltensorientierte Anforderungen*. 2010.

ÖNORM B 3590: *Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt – Tieftemperaturverhalten*. 2007.

ÖNORM EN 12697-24: *Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 24: Beständigkeit gegen Ermüdung*. 2012.

- ÖNORM EN 12697-25: *Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 25: Druckschwellversuch*. 2006.
- ÖNORM EN 12697-26: *Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 26: Steifigkeit*. 2004.
- ÖNORM EN 12697-46: *Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt - Teil 46: Widerstand gegen Kälterisse und Tieftemperaturverhalten bei einachsigen Zugversuchen*. 2012.
- ÖNORM EN 13108-1: *Asphaltemischgut - Mischgutanforderungen - Teil 1: Asphaltbeton (konsolidierte Fassung)*. 2008.
- ÖNORM EN 14770: *Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels - Dynamisches Scherrheometer (DSR)*. 2012.
- Petschacher M.: *BWIM-Messung 2008 (A12)*. ASFiNAG-Service Gesellschaft Südm PEC Petschacher Consulting, 2009a.
- Petschacher M.: *BWIM-Messung 2009 (A9)*. ASFiNAG-Service Gesellschaft Südm PEC Petschacher Consulting, 2009b.
- Petschacher M.: *BWIM-Messung Juni 2008 (A10)*. ASFiNAG-Service Gesellschaft Südm PEC Petschacher Consulting, 2009c.
- R, 2013: *R, Version 3.0.1*. The R Foundation for Statistical Computing, 2013.
- Richtlinie 1999/65/EG: *Richtlinie 1999/62/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 17. Juni 1999 über die Erhebung von Gebühren für die Benutzung bestimmter Verkehrswege durch schwere Nutzfahrzeuge*, zuletzt geändert durch Richtlinie 2006/38/EG des Europäischen Parlamentes und des Rates vom 17. Mai 2006.
- RDO Asphalt: *Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009.
- RVS 03.08.63: *Oberbaubemessung*. Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, Wien, 2008.
- RVS 08.03.01: *Erdarbeiten*. Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, Wien, 2010.
- RVS 08.16.06: *Anforderungen an Asphaltsschichten – Gebrauchsverhaltensorientierter Ansatz*. Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, Wien, 2013.
- RVS 08.97.06: *Anforderungen an Asphaltemischgut – Gebrauchsverhaltensorientierter Ansatz*. Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, Wien, 2013.
- Shell: *Shell pavement design manual – asphalt pavements and overlays for road traffic*. Shell International Petroleum Company Limited, London, 1978.
- Steinmann D. und C. Friedrich: *Grundpraktikum Makromolekulare Chemie – Versuch 14 – Rheologie*.
- http://www.fmf2.uni-freiburg.de/service/sg_rheol/Downloads/Lehre/Skript_Rheo.pdf, Stand 17.10.2006, 2005.
- Weninger-Vycudil A: *Entwicklung von Systemelementen für ein österreichisches Pavement Management System*, Dissertation an der TU Wien, 2003

Weninger-Vycudil A., P. Simanek, T. Rohringer und J. Haberl.: *Handbuch Pavement Management in Österreich 2009*, Heft 584 der Schriftenreihe Straßenforschung des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie, 2009

Weninger-Vycudil A: *Vergleich und Bewertung von Oberbauvarianten*, Dokumentation Decision Support Tool, 2012

Wistuba, M., J. Litzka und R. Blab: Klimakenngrößen für den Straßenoberbau in Österreich. Schriftenreihe Straßenforschung, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Heft 507, Wien, 2001.

Wistuba, M.: *Klimaeinflüsse auf Asphaltstraßen – Maßgebende Temperatur für die analytische Oberbaubemessung in Österreich*. Mitteilungen des Instituts für Straßenbau und Straßenerhaltung Nr. 15, Technische Universität Wien, Wien, 2003.

Wolf A. und Fielenbach R.: *Modell zur Analyse der durch den Schwerverkehr induzierten Belastung/Beanspruchung des BAB-Netzes im Hinblick auf straßenbautechnische Fragestellungen*, Band S61 der Reihe *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)*. Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch-Gladbach, 2010.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Änderung der Untergrundtragfähigkeit einer Straßenbefestigung mit der Jahreszeit [Fredrickson, 1963]	13
Abbildung 2: Temperaturabhängiger Verlauf des E-Moduls für den Modellasphalt [Wistuba, 2003]	17
Abbildung 3: Berechnungsschema der österreichischen Bemessungsmethode bituminöser Straßenaufbauten [Litzka et al. 1996]	19
Abbildung 4: GVO Kennwerte auf Grundlage asphaltmechanischer Materialprüfungen	24
Abbildung 5: Mischguttypen und deren wesentlichen Gebrauchseigenschaften [RVS 08.97.06, 2013]	27
Abbildung 6: GVO Anforderungswert T_c für Mischgüter für Deckschichten	31
Abbildung 7: GVO Anforderungswert T_c für Mischgüter für Binderschichten	32
Abbildung 8: GVO Anforderungswert f_{cmax} für Mischgüter für Deckschichten	34
Abbildung 9: GVO Anforderungswert f_{cmax} für Mischgüter für Trag- und Binderschichten	35
Abbildung 10: GVO Anforderungswert ε_6 für Mischgüter für Trag- und Binderschichten	38
Abbildung 11: Empfohlene Mindestanforderungen für Deckschichten (R – Anforderung an das Tieftemperaturverhalten)	42
Abbildung 12: Empfohlene Mindestanforderungen für Binderschichten (V – Anforderung an das Verformungsverhalten)	42
Abbildung 13: Empfohlene Mindestanforderungen für Tragschichten (E – Anforderung an das Ermüdungsverhalten)	42
Abbildung 14: Optionales Softwaretool zur graphischen Darstellung der empfohlenen GVO-Mindestanforderungen	43
Abbildung 15: Maut- und Vignettenpflichtige Strecken in Österreich	45
Abbildung 16: mittlerer Anteil der Fahrzeuggruppen 2-, 3- und 4(+)-Achser für 198 Messstellen im ASFiNAG-Netz für die Jahre 2008-2011; SV=Schwerverkehr	47
Abbildung 17: Übersicht der BWIM-Messstellen in Österreich	49
Abbildung 18: Verteilung des jährlichen durchschnittlichen täglichen Lastverkehrs (JDTLV) für sämtliche 198 Messstellen, sowie Lage der BWIM-Messungen	49
Abbildung 19: Beispiel für ein Achslastmodell als Funktion der Gesamtlast [kN] (für VC113 auf der A9); pdf = probability density function, GVW = gross vehicle weight; [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c]	53
Abbildung 20: Gesamtgewichtsverteilung am Beispiel des VC113 mit Markierung jener Gesamtgewichtsfälle, deren Auftrittshäufigkeiten unter einem Prozent liegen	55
Abbildung 21: Achslasten der 2. Achse für die Fahrzeugklasse (VC) 113	56
Abbildung 22: Vergleich des Anteils der Fahrzeugklassen an der jeweiligen Schädigung des Kollektivs (A9, A10 bzw. A12)	60
Abbildung 23: Schema des 4-PBB für Mischgüter mit einem Größtkorndurchmesser größer als 11 mm	68
Abbildung 24: Beispielhafter Verlauf der Steifigkeit $ E^* $ bzw. des Phasenwinkel Φ für einen AC11 deck 70/100 bei 20°C	69
Abbildung 25: Hirsch-Modell für Asphalt [Christensen, 2003]	71

Abbildung 26: Vergleich von Versuchsergebnissen und Vorhersagen des Hirsch- bzw. Shell-Modells am Beispiel von Asphalten mit Destillationsbitumen 70/100 ($R^2_{\text{Hirsch}}=0,94$; $R^2_{\text{Shell}}=0,75$; $n=125$).....	72
Abbildung 27: Zusammenhang zwischen Versuchsergebnis und Modellprognose (polymermodifiziertes Bitumen, Vertrauensniveau 50%, mittlere Abweichung=391 N/mm ²)	74
Abbildung 28: Zusammenhang zwischen Versuchsergebnis und Modellprognose (Destillationsbitumen, Vertrauensniveau 50%, mittlere Abweichung=216 N/mm ²)	75
Abbildung 29: Schematische Darstellung des DSR (links) und Bitumenfilm im DSR (rechts)	76
Abbildung 30: Beispiel einer Masterkurve für ein Destillationsbitumen 70/100	77
Abbildung 31: Modellbitumen für Destillationsbitumen (Vertrauensniveau 95%) bei einer Frequenz von 8 Hz (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C)	79
Abbildung 32: Modellbitumen für Destillationsbitumen (Vertrauensniveau 50%) bei einer Frequenz von 8 Hz (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C)	79
Abbildung 33: Modellbitumen für polymermodifiziertes Bitumen (Vertrauensniveau 95%) bei einer Frequenz von 8 Hz (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C)	80
Abbildung 34: Modellbitumen für polymermodifiziertes Bitumen (Vertrauensniveau 50%) bei einer Frequenz von 8 Hz (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C)	80
Abbildung 35: Mehrskalenmodell von Asphalt [Blab, 2007], [Lackner, 2004]	82
Abbildung 36: Bestimmung von ε_6 aus dem Ermüdungsversuch am Vierpunktbiegebalken gemäß ÖNORM EN 12697-24	85
Abbildung 37: Vergleich zwischen Wöhlerkurven aus Ermüdungsversuchen @20°C /30Hz und Modellvorhersage nach der bisherigen Dimensionierungsmethode für Asphalte mit unterschiedlichen Destillationsbitumen	86
Abbildung 38: Leon'sche Parabel: links für Schubbruch ohne Möglichkeit des Trennbruchs	91
Abbildung 39: Berechnungsschema der optimierten österreichischen Bemessungsmethode bituminöser Straßenaufbauten.....	93
Abbildung 40: Dreistufige Variation der Datenverfügbarkeit.....	94
Abbildung 41: Klimaeinflusskarte für Österreich [Wistuba, 2003]	96
Abbildung 42: Bemessungsstufen zur Ermittlung der Materialsteifigkeit	98
Abbildung 43: Bemessungsstufen zur Ermittlung der Materialermüdung	99
Abbildung 44: Gewählter Abschnitt in der Verteilung der Anteile der 2-, 3- und 4(+)-Achser für 198 Messstellen im ASFiNAG-Netz für die Jahre 2008-2011	101
Abbildung 45: Bemessungsdiagramm für Bautyp I (Modellbitumen B) zur Untersuchung des Einflusses des Ermüdungsverhalten	102
Abbildung 46: Bemessungsdiagramm für Bautyp I (Modellbitumen pmB) zur Untersuchung des Einflusses des Ermüdungsverhalten	103
Abbildung 47: Bemessungsdiagramm für Bautyp I (Modellbitumen B) zur Untersuchung des Einflusses des Vertrauensniveaus für die Materialsteifigkeit	104

Abbildung 48: Bemessungsdiagramm für Bautyp I (Modellbitumen pmB) mit S_{min} als Eingangsparameter.....	104
Abbildung 49: Bemessungsdiagramm für Bautyp II (Modellbitumen B, pmB)	105
Abbildung 50: Bemessungsdiagramm für Bautyp IV (Modellbitumen B, pmB) ...	106
Abbildung 51: Übersicht über die Verfahren der Investitionsrechnung.....	108
Abbildung 52: Kostenarten bei Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zum Vergleich von Infrastrukturbauwerken.....	109
Abbildung 53: Kostenentstehung über den Lebenszyklus einer Oberbaukonstruktion	110
Abbildung 54: Bestimmung des Barwertes künftiger Investitionen sowie des jährlichen Zahlungsbetrages [Hoffmann, 2006]	111
Abbildung 55: Überblick über die Zustandsauswertung für Asphaltbefestigungen im PMS der ASFINAG [Hoffmann, Blab, 2012]	112
Abbildung 56: Kennzahlen des Oberbaus im VIAPMS [Weninger-Vycudil, 2009]	113
Abbildung 57: Zustandsverlauf der Zustandsgröße Risse (RI)	114
Abbildung 58: Verhaltensfunktion Spurrinnen (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009] .	116
Abbildung 59: Verhaltensfunktion Risse (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009].....	116
Abbildung 60: Verhaltensfunktion Oberflächenschäden (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009]	116
Abbildung 61: Verhaltensfunktion Griffigkeit [Weninger-Vycudil, 2009].....	117
Abbildung 62: Verhaltensfunktion Längsebenheit (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009]	117
Abbildung 63: Bildung von Kalibrierfaktoren und Kalibriervektoren im VIAPMS [Weninger-Vycudil, 2009]	118
Abbildung 64: Kalibrierung der Verhaltensfunktionen gemäß Dokumentation Decision Support Tool [Weninger-Vycudil, 2012]	119
Abbildung 65: Zustandswerte und Eingriffsschwellen	120
Abbildung 66: Normierung der Zustandsgrößen für Autobahnen und Schnellstraßen für das Netz der ASFINAG [Weninger-Vycudil, 2012]	121
Abbildung 67: Anwendungsgrenzen für Erhaltungsmaßnahmen im VIAPMS [Weninger-Vycudil, 2009]	124
Abbildung 68: Verankerte Erhaltungsmaßnahmen im VIAPMS [Weninger-Vycudil, 2012]	125
Abbildung 69: Gegenüberstellung Rücksetzwerte Decision Support Tool und Handbuch Pavement Management [Weninger-Vycudil, 2012] [Weninger-Vycudil, 2009]	126
Abbildung 70: Verhaltenskurven Gesamtwert für unterschiedliche Erhaltungsvarianten und Zustandsentwicklung nach Maßnahmen [Weninger-Vycudil, 2003].....	126
Abbildung 71: Risikobewertung für Instandsetzungsmaßnahmen [Weninger-Vycudil, 2012].....	127
Abbildung 72: Ausschreibung nach GVO-Ansatz	128
Abbildung 73: Bemessungsergebnisse Bautyp 1: Steigerung der strukturellen Lebensdauer durch Erhöhung von $\epsilon_6=190 \mu\text{m/m}$ auf $\epsilon_6=250 \mu\text{m/m}$	128
Abbildung 74: Entwicklung der Zustandswerte der Varianten $\epsilon_6=190 \mu\text{m/m}$ auf $\epsilon_6=250 \mu\text{m/m}$	129

Abbildung 75: Vorläufige Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsanalyse 130

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Äquivalenzfaktoren der Fahrzeugkategorien gemäß RVS 03.08.63....	11
Tabelle 2: Äquivalenzfaktoren nach Straßenkategorien gemäß RVS 03.08.63....	11
Tabelle 3: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [Litzka, 1987]	13
Tabelle 4: Einteilung des Jahres in 6 Klimaperioden bzw. in 12 Temperaturperioden in	14
Tabelle 5: Charakteristische mittlere Temperaturen in der Mitte der bituminösen Schicht	15
Tabelle 6: E-Modulverhältnis für ungebundene Schichten [Milkovics, 1984]	16
Tabelle 7: Anforderungen an Asphaltmischgut – Europäische Richtlinien und nationale Umsetzungsnormen.....	26
Tabelle 8: GVO Anforderungstypen für AC 11 deck, AC 16 deck, AC 22 deck....	28
Tabelle 9: GVO Anforderungskategorien für SMA 11.....	29
Tabelle 10: GVO Anforderungskategorien für AC binder	29
Tabelle 11: GVO Anforderungskategorien für AC trag	29
Tabelle 12: GVO Anforderungskategorien für offenporige Asphalte DA.....	30
Tabelle 13: Statistische Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgütern für Deckschichten „Thermische Rissbildung bei tiefen Temperaturen“; Anforderungswert T_c	31
Tabelle 14: Statist. Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgütern für Binderschichten „Thermische Rissbildung bei tiefen Temperaturen“; Anforderungswert T_c	32
Tabelle 15: Statist. Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgüter für Deckschichten „Verformungsbeständigkeit bei hohen Temperaturen“; Anforderungswert $f_{cmax@50^\circ C}$	34
Tabelle 16: Statist. Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgüter für Binder- und Tragschichten „Verformungsbeständigkeit bei hohen Temperaturen“; Anforderungswert $f_{cmax@40^\circ C}$	35
Tabelle 17: Statist. Auswertung zur GVO Anforderung an Mischgüter für Tragschichten „Ermüdungsbeständigkeit“; Anforderungswert ϵ_6	37
Tabelle 18: Begriffsdefinitionen	46
Tabelle 19: Einteilung der Fahrzeugklassen nach Achsabständen	51
Tabelle 20: Einteilung der Achsen zu Achsaggregaten gemäß [KFG, 1967] und den BWIM Berichten [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c]	51
Tabelle 21: Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen laut den BWIM-Berichten von [Petschacher, 2009a], [Petschacher, 2009b], [Petschacher, 2009c]	52
Tabelle 22: Parameter zur Ermittlung der Gesamtgewichtsverteilungen der Fahrzeugklassen der Kollektive A9, A10 und A12.....	54
Tabelle 23: Klasseneinteilung der Gesamtgewichtsverteilung.....	54
Tabelle 24: Mittelwert der Achslastkoeffizienten aus A9, A10 und A12.....	57
Tabelle 25: Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeuggruppen.....	59
Tabelle 26: Übersicht über die Schädigung der Fahrzeuggruppen unter Berücksichtigung des Anteils der FG an der Verkehrsbelastung (VB)	59

Tabelle 27: Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen innerhalb der Fahrzeuggruppen [%].....	61
Tabelle 28: Schädigungen der Vergleichskollektive A9, A10, A12	61
Tabelle 29: Repräsentatives Schwerverkehrskollektiv für Autobahnen und Schnellstraßen	62
Tabelle 30: Mittlere Schädigungen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen (Bautyp I, Lastklasse S)	62
Tabelle 31: Parameter zur Ermittlung der Gesamtgewichtsverteilungen der Fahrzeugklassen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen	63
Tabelle 32: Achslastkoeffizienten zur Ermittlung der Achslastverteilungen der Fahrzeugklassen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen	64
Tabelle 33: Prüftemperaturen und -frequenzen der Steifigkeitsprüfung (DTC)	66
Tabelle 34: Prüffrequenzen der Steifigkeitsprüfung (4PBBT)	68
Tabelle 35: Parameter zur Festlegung von Bitumenart und Vertrauensniveau	74
Tabelle 36: Definition eines Standardversuchsprogramms mit dem DSR zur Ermittlung von G_{bit}^*	77
Tabelle 37: Zusammenhang zwischen Temperatur und G_{bit}^* für Modellasphalte (gültig für einen Temperaturbereich von -15°C bis +50°C).....	81
Tabelle 38: Statistisch abgesicherte Steifigkeit bei 20°C und 8Hz	81
Tabelle 39: Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit von ε_6	88
Tabelle 40: Ermüdungsparameter in Abhängigkeit der GVO-Anforderungskategorie gemäß RVS 08.97.06.....	88
Tabelle 41: Spurverteilungsfaktor in Abhängigkeit der Fahrstreifenbreite b_f	89
Tabelle 42: Aufteilungsfaktoren p_j der vorhandenen Verkehrsbelastung für die 12 Temperaturperioden im österreichischen Oberbaubemessungsmodell [Wistuba, 2003]	92
Tabelle 43: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [Litzka, 1987]	96
Tabelle 44: Maßgebende Temperaturprofile in Temperaturzone 1 [Wistuba, 2003]	97
Tabelle 45: Maßgebende Temperaturprofile in Temperaturzone 2 [Wistuba, 2003]	97
Tabelle 46: Randbedingungen zur Bewertung von Bemessungsergebnissen ...	100
Tabelle 47: Untersuchte Bautypen gemäß RVS 03.08.63.....	102
Tabelle 48: Modellparameter Verhaltensfunktionen (A+S) [Weninger-Vycudil, 2009]	115
Tabelle 49: Verwendete Kalibrierfaktoren und Vektoren	119
Tabelle 50: Mittlere Jahrestemperaturmaxima (m-Tmax) und –minima (m-Tmin), zugehörige Standardabweichungen (s-Tmax, s-Tmin) und 95%-Quantile (Tmax (95%), Tmin(95%)), sowie der Bemessungszeitraum in Jahren an österreichischen Klimastationen (auf Basis von [Wistuba, 2001])	135