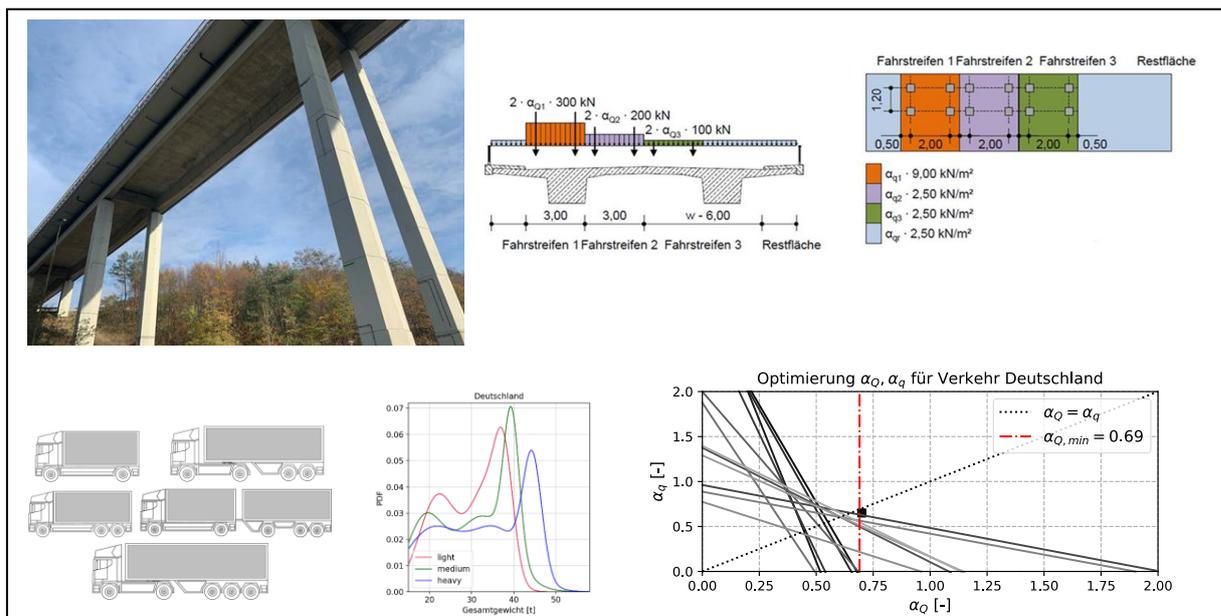


# Reale Verkehrslastmodelle von Brückenbauwerken REAL-LAST

Ein Projekt finanziert im Rahmen der  
D-A-CH Kooperation  
Verkehrsinfrastrukturforschung 2021  
DACH 2021

April 2024

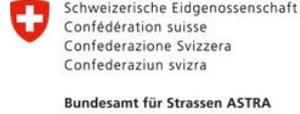




Bundesministerium  
für Digitales  
und Verkehr



Bundesministerium  
Klimaschutz, Umwelt,  
Energie, Mobilität,  
Innovation und Technologie



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Bundesamt für Strassen ASTRA



FFG  
Forschung wirkt.

## Impressum:

### Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV)  
Invalidenstraße 44  
10115 Berlin  
Deutschland



Bundesministerium  
für Digitales  
und Verkehr

Bundesministerium für Klimaschutz (BMK)  
Radetzkystraße 2  
1030 Wien  
Österreich



Bundesministerium  
Klimaschutz, Umwelt,  
Energie, Mobilität,  
Innovation und Technologie

Bundesamt für Strassen (ASTRA)  
Papiermühlestrasse 13  
3063 Ittigen  
Schweiz



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Bundesamt für Strassen ASTRA

### Für den Inhalt verantwortlich:

AIT Austrian Institute of Technology GmbH  
Center for Transport Technologies  
Transportation Infrastructure Technologies  
Giefinggasse 4  
1210 Wien, Österreich



Ingenieurbüro Prof. Dr. U. Freundt  
Industriestraße 1 a  
99427 Weimar  
Deutschland



INGENIEURBÜRO  
PROF.DR. U.FREUNDT  
Entwurf, Statik und  
Konstruktion von Brücken  
und Ingenieurbauwerken

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich  
Departement Bau, Umwelt und Geomatik  
Institut für Baustatik und Konstruktion  
Stefano-Franscini-Platz 5  
8093 Zürich, Schweiz



École Polytechnique Fédérale de Lausanne  
School of Architecture, Civil and Environmental Engineering  
Resilient Steel Structures Laboratory  
Station 18  
1015 Lausanne, Schweiz

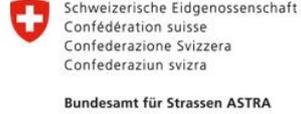




Bundesministerium  
für Digitales  
und Verkehr



Bundesministerium  
Klimaschutz, Umwelt,  
Energie, Mobilität,  
Innovation und Technologie



Bundesamt für Strassen ASTRA



VILL ZT-GmbH  
Veitschbach 10  
8692 Neuberg an der Mürz  
Österreich



**Programmmanagement:**

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH  
Thematische Programme  
Sensengasse 1  
1090 Wien  
Österreich



# Reale Verkehrslastmodelle von Brückenbauwerken REAL-LAST

Ein Projekt finanziert im Rahmen der  
D-A-CH Kooperation  
Verkehrsinfrastrukturforschung 2021  
DACH 2021

**Autorinnen und Autoren:**

**Dr. DI Alois Vorwagner**  
**DI Marian Ralbovsky, PhD.**  
**Prof. Dr.-Ing. Ursula Freundt**  
**Dipl.-Math. Rolf Kaschner**  
**M.Sc. Omar Bisia Castillo Chang**  
**Prof. Dr. Andreas Taras**  
**Stefan Martinolli, M.Sc.**  
**FH-Prof. Dr. Markus Vill**  
**Prof. Dr. Alain Nussbaumer**  
**Dr. Matthew Sjaarda**

**Auftraggeber:**

Bundesministerium für Digitales und Verkehr, Deutschland  
Bundesministerium für Klimaschutz, Österreich  
Bundesamt für Straßen, Schweiz

**Auftragnehmer:**

AIT Austrian Institute of Technology GmbH  
Ingenieurbüro Prof. Dr. U. Freundt  
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion  
École Polytechnique Fédérale de Lausanne  
VILL ZT-GmbH

Kurzzusammenfassung .....	11
Kürzel und Terminologie .....	13
1. Motivation und Normungsgrundlagen .....	15
1.1. Einleitung und Motivation .....	15
1.2. Belastungsnormen im D-A-CH-Raum .....	18
1.2.1. Belastungsnormen in Österreich .....	19
1.2.2. Belastungsnormen in Deutschland .....	21
1.2.3. Belastungsnormen in der Schweiz .....	22
1.2.4. Hintergrund der Eurocode Lastmodelle .....	23
1.3. Zielstellung – Stand der Wissenschaft und Technik .....	26
1.4. Prinzipielle Vorgehensweise .....	27
2. Datengrundlage .....	30
2.1. Weigh-In-Motion .....	30
2.2. Verkehrszählung .....	40
2.3. Video .....	42
2.4. Andere Sonderdaten .....	45
2.4.1. Maut .....	45
2.4.2. Faseroptische Messungen .....	46
2.4.3. Mobile Staumeldealagen .....	48
2.4.4. LKW als Sensor (Zukunft) .....	49
3. Grundlegende Untersuchungen .....	50
3.1. Hintergründe zur Erstellung von Lastmodellen an Straßenbrücken .....	50
3.2. Ergänzende Überlegungen zur Eurocode Lastmodellierung .....	54
3.3. Überlegungen zu den Ermüdungslastmodellen .....	55
3.4. Dynamische Vergrößerungsfaktoren .....	59
3.5. Zur Genauigkeit der WIM-Anlagen .....	67
4. Flussdiagramm Gesamtalgorithmus .....	72
5. Datenfusion .....	77
5.1. Struktur vom Verkehrsmodell .....	77
5.2. Konzept der Datenfusion .....	79
5.3. Bestimmung vom Verkehrsstärkenzyklus .....	80
5.4. Bestimmung vom Anteil der Fahrzeugtypen .....	84
5.4.1. Aufteilung nach der 8+1 Klassifizierung .....	84
5.4.2. Transfer zur WIM-Klassifizierung .....	86
5.4.3. Reduktion auf wesentliche Fahrzeugtypen .....	89
5.5. Aufteilung auf einzelne Fahrstreifen .....	90
5.6. Fahrzeugabstand im Fließverkehr .....	92

5.7.	Staeigenschaften .....	94
5.8.	Fahrzeugeigenschaften .....	98
5.8.1.	Gewichtsverteilungen .....	98
5.8.2.	Achslasten und Achsabstände .....	101
5.9.	Generierte Verkehrsszenarien .....	102
6.	Verkehrssimulation .....	103
6.1.	Stand der Wissenschaft und Technik.....	103
6.2.	Simulation von Achslastfolgen .....	104
6.2.1.	Generierung von Fahrzeugtypen .....	104
6.2.2.	Achslastfolgen mit Stauabschnitten .....	110
6.2.3.	Verkehr in mehreren Spuren.....	112
6.2.4.	Verkehrsentwicklung (Prognosen) .....	112
6.2.5.	Fahrzeuge des genehmigungspflichtigem Schwerverkehrs .....	113
6.3.	Algorithmus zur Simulation von Achslastfolgen.....	113
6.4.	Bereitstellung von Achslastfolgen für das Projekt .....	115
6.5.	Festlegungen für die Simulation von Achslastfolgen für LM1 .....	116
6.6.	Festlegungen Stauhäufigkeiten.....	117
6.7.	Festlegungen dauergenehmigte Sonderfahrzeuge .....	117
6.8.	Festlegungen für die Simulation von Achslastfolgen für Ermüdung.....	118
6.8.1.	Anzahl der Fahrzeugtypen.....	118
6.8.2.	Verkehrsszenarien.....	119
6.8.3.	Achslastfolgen für die Ermüdung .....	119
6.9.	Generierte Datensätze der Achslastfolgen.....	120
7.	Brückenanalyse .....	121
7.1.	Streckenspezifische Brückenparameter.....	121
7.1.1.	Untersuchung Brückendatenbank.....	121
7.2.	Modellierung von synthetischen Brückenbauwerken.....	131
7.2.1.	Brückenmodelle.....	132
7.2.2.	Festlegung relevanter Brückenparameter .....	134
7.2.3.	Kennwert-Zeit-Funktion .....	139
7.3.	Dynamische Faktoren.....	140
7.4.	Ermüdung.....	143
7.4.1.	Beanspruchungskollektiv .....	143
7.4.2.	Kennwert-Spannungslinie bei Beton.....	144
7.4.3.	Ermüdung bei Bestandsbrücken.....	145
7.5.	Brückenanalyse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	145
7.5.1.	Ständige Lasten.....	145

7.5.2.	Widerstandsfunktionen .....	148
8.	Lastmodellanpassung .....	152
8.1.	Allgemeines .....	152
8.2.	Lastmodellanpassung auf Basis der EN 1991-2 .....	153
8.2.1.	Grundlagen.....	153
8.2.2.	Algorithmus zu Berechnung des charakteristischen Wertes einer Kenngröße über die Definition der Wiederkehrperiode .....	154
8.2.3.	Der Anpassungsfaktor $\alpha$ für eine summarische Anwendung aller Vertikallasten des LM1.....	156
8.2.4.	Anpassungsfaktoren $\alpha$ für Einzellasten $\alpha_Q$ und für gleichmäßig verteilte Flächenlasten $\alpha_q$ .....	158
8.2.5.	Die Berechnung des charakteristischen Wertes einer Kenngröße über die Definition der Wiederkehrperiode bei kleinen Stützweiten.....	161
8.2.6.	Geschlossener Algorithmus von der Datenfusion bis zur Ermittlung der $\alpha$ -Faktoren	162
8.3.	Lastmodellanpassung auf Basis der Zielzuverlässigkeit .....	162
8.3.1.	Lastmodellkalibrierung auf Basis der Einwirkungseffekte infolge Verkehres	163
8.3.2.	Lastmodellkalibrierung unter Berücksichtigung der Reserven infolge ständiger Lasten	167
8.3.3.	Lastmodellkalibrierung unter Berücksichtigung der Reserven infolge der Widerstände .....	169
8.3.4.	Lastmodellkalibrierung infolge vollprobabilistischer Analyse .....	170
8.3.5.	Zusammenfassung der Methoden zur Lastkalibrierung.....	172
8.3.6.	Lastkalibrierung unter Berücksichtigung von 2 $\alpha$ -Faktoren .....	174
8.3.7.	Allgemeiner Optimierungsleitfaden zur Lastmodellkalibrierung .....	175
8.3.8.	Untersuchung zur Einteilung von Bauwerkstypen für die Lastmodellkalibrierung .....	177
8.4.	Kalibrierung des Ermüdungslastmodells .....	181
8.4.1.	Generelles Verfahren zur Bestimmung der $\lambda$ -Faktoren .....	181
8.4.2.	Ermittlung der Einwirkungsgrößen .....	183
8.4.3.	Festlegung der Widerstandsseite.....	185
8.5.	Weitere Ermüdungslastmodelle .....	187
9.	Use-cases.....	190
9.1.	Einleitung.....	190
9.2.	Deutschland.....	190
9.2.1.	Beschreibung.....	190
9.2.2.	Verkehrseigenschaften .....	194
9.2.3.	Kalibrierte Lastmodelle Deutschland (Wiederkehrperiodenbasis) .....	196

9.2.3.1.	Kalibrierung des Lastmodells mit einem $\alpha$ -Faktor .....	196
9.2.3.2.	Kalibrierung des Lastmodells mit zwei $\alpha$ -Faktoren .....	199
9.2.4.	Kalibrierte Lastmodelle ULS .....	200
9.2.5.	Vergleich der Ergebnisse der Kalibrierung des Lastmodells auf der Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie und auf Grundlage der EN 1991-2 .....	207
9.2.6.	Auswertung der Ermüdungsanalyse .....	209
9.3.	Österreich .....	212
9.3.1.	Beschreibung .....	212
9.3.2.	Verkehrseigenschaften .....	213
9.3.3.	Kalibrierte Lastmodelle .....	214
9.3.4.	Auswertung der Ermüdungsanalyse .....	219
9.4.	Schweiz .....	221
9.4.1.	Beschreibung .....	221
9.4.2.	Verkehrseigenschaften .....	222
9.4.3.	Kalibrierte Lastmodelle .....	224
9.4.4.	Auswertung der Ermüdungsanalyse .....	228
9.5.	Weitere Untersuchungen .....	230
9.5.1.	Problematik zur Auswertung kleine Spannweiten .....	230
9.5.2.	Vergleich des Verkehrs zwischen den Ländern .....	230
9.5.3.	Vorschlag zur Anpassung der Widerstandsseite .....	231
10.	Validierung .....	234
10.1.	Brückenauswahl für die Validierung .....	234
10.2.	Auswahl der Fahrzeuge für die Nachrechnung .....	241
10.3.	Vergleichsrechnungen am halben RQ31 .....	244
10.4.	Vergleichsrechnungen an ausgewählten Brückenobjekten .....	247
10.4.1.	Objekt 1: Plattenbalkenbrücke .....	247
10.4.2.	Objekt 2: Hohlkastenbrücke .....	251
10.4.3.	Objekt 3: Rahmen .....	254
10.5.	Schlussfolgerungen und Gegenüberstellung .....	259
11.	Zusammenfassung und Ausblick .....	261
11.1.	Allgemeines .....	261
11.2.	Erfassung von Verkehrsdaten .....	262
11.3.	Erfassung von Brückendaten .....	263
11.4.	Anpassung des Lastmodells LM1 – Ermittlung der $\alpha$ -Werte .....	263
11.5.	Ermüdung .....	265
11.6.	Handlungsempfehlungen und Forschungsbedarf .....	266
12.	Literatur .....	269

13.	Anhänge.....	275
13.1.	LKW und Sondertransporten Klassifizierungssysteme.....	275
13.2.	Einwirkungen auf Brückenbauwerke .....	277
13.3.	Parameter zur Repräsentierung der Widerstandsfunktion .....	278
13.3.1.	Streuung der Abmessungen für die Bestimmung der Widerstände .....	278
13.3.2.	Probabilistische Werte der Eingangsparameter.....	279
13.3.3.	Modellunsicherheiten der Widerstandsfunktionen .....	280
13.3.4.	Probabilistische Beschreibung der Widerstandsfunktionen .....	281
13.4.	Brückenbauwerke Use-Cases .....	282
13.4.1.	Deutschland.....	282
13.4.2.	Österreich .....	283
13.4.3.	Schweiz .....	285
13.5.	Benchmark Berechnung Use-Case .....	289
13.6.	Ergebnisse der videobasierten Erfassung von Fahrzeug-distanzen und Zeitlücken.....	292
13.7.	Anpassung von Gesamtgewichtsverteilungen an WIM-Daten .....	297
13.8.	Simulationen zur Ermittlung dynamischer Lasterhöhungsfaktoren.....	328
13.9.	Vergleich von Achslastfolgen „WIM-direkt“ mit synthetisch generierten Daten 337	
13.10.	Fahrzeugkodierung nach TLS .....	345
13.11.	Vergleich der Annahmen für die Verkehrssimulation „Schweiz – EPFL“ und „Deutschland – IBF“ .....	348
13.12.	Analytische Berechnungen von Gesamtgewichten und Achslasten.....	357
13.12.1.	Gesamtgewichtsverteilungen - Einzelfahrzeuge.....	357
13.12.2.	Achsgewichtsverteilungen - Einzelachsen.....	358
13.12.3.	Gesamtgewichtsverteilungen der Gesamtgewichtssumme von zwei Fahrzeugen .....	361
13.12.4.	Achslastverteilungen der Achslastsumme von zwei Achsen.....	363
13.13.	Geschlossener Algorithmus von der Datenfusion bis zur Ermittlung der Faktoren $\alpha_Q$ und $\alpha_q$ .....	364
13.14.	Bemessungswert nach Zuverlässigkeitstheorie und nach Wiederkehrperiode für Einwirkungen aus Straßenverkehrslasten .....	368
13.15.	Ergebnisvergleich Block-Maxima und Level-Crossing-Counting mit der RICE Funktion 371	
13.15.1.	Block-Maxima-Verfahren.....	371
13.15.2.	RICE-Verfahren .....	372
13.15.3.	Beispiel 1 Charakteristisches Feldmoment an einem 2Feld-Plattenbalken 374	
13.15.4.	Beispiel 2 Charakteristisches Feldmoment an einem 40m Einfeldträger	378

13.16.	Einflussparameter für Brückenbauwerke .....	382
13.16.1.	Plattenbrücken .....	382
13.16.2.	Plattenbalkenbrücken.....	382
13.16.3.	Verbundbrücken.....	383

## KURZZUSAMMENFASSUNG

Die Norm EN-1991-2 definiert das Lastmodell für die Bemessung neuer Straßenbrücken. Es wurde auf der Basis von Achslastmessungen abgeleitet und soll möglichst alle zukünftig möglichen Laststellungen und Einwirkungen von Fahrzeugen auf Brücken abbilden. Aus diesem Grund wurden Stellen mit sehr hohem Schwerverkehrsaufkommen (wie z.B. 1986 in Auxerre) ausgewählt.

Die EU-weite Einführung eines hohen Lastniveaus für den Brückenneubau ist im Hinblick auf die lange Lebensdauer von Brücken sinnvoll und nachhaltig, jedoch problematisch für die Nachrechnung des Bestandes. Diese Brücken wurden nach älteren Normen gebaut, können daher systematische Schwachstellen aufweisen und den heutigen Anforderungen nicht mehr genügen. Zudem ist sowohl mit einer Zunahme des Güterverkehrs zu rechnen als auch Entwicklungen in der Fahrzeugtechnik (nachhaltige Antriebe, E-LKW und mögliche Lastveränderungen durch Batterien) haben Einfluss auf zukünftige Achslasten.

Alle drei D-A-CH-Länder haben darauf reagiert und entsprechende Nachweiskonzepte für bestehende Brücken entwickelt: Darin sind abgestufte Nachweiskonzepte enthalten, die lokale Verkehrsschwankungen oder tatsächliche Bauwerksverhältnisse berücksichtigen können. Die darin aufgeführten modernen Nachweismethoden wie probabilistische Untersuchungen und die Einbeziehung von Messdaten werden jedoch nur selten angewendet. Die Ursachen werden in der Komplexität der Aufgabenstellung und dem erforderlichen Ingenieurwissen vermutet. Auch sind in der dazu benötigten EN 1990 nicht alle Details vollständig geregelt und Annahmen von Experten:innen zu treffen, weshalb diese Methoden der Ingenieurswelt noch nicht voll zugänglich sind.

Aus diesem Grund wurde von der FFG 2021 das Projekt VIF-DACH Reallast initiiert (Laufzeit 2021-2024). Ziel ist es, aktuelle (messtechnisch erfasste) Lasteinwirkungen auf Brücken zu verwenden und Lastmodelle für Traglast und Ermüdung streckenspezifisch für die Nachrechnung bestehender Brücken zu kalibrieren. Dank verbesserter Verkehrsdatenerfassung stehen heute detaillierte Informationen über Verkehrsmuster, Belastungsmessungen oder auch Spurverteilungen und Stauverhalten von Fahrzeugen zur Verfügung. Weigh-In-

Motion-Stationen liefern umfassende Daten für die Nachkalibrierung der Achslasten.

Das Konsortium bestehend aus ETH-Zürich, EPFL-Lausanne, Ingenieurbüro Freundt, Vill ZT-GmbH und AIT Austrian Institute of Technology entwickelte einen Algorithmus zur Anpassung der Verkehrslastmodelle der jeweiligen 3 D-A-CH-Länder. Basierend auf fusionierten Datenquellen können aus unterschiedlichen Quellen und Verfügbarkeiten von Verkehrsdatensätzen, wie z.B. Zähl- und WIM-Daten, maßgebende Verkehrskenngrößen erarbeitet werden. Diese sind Eingangsgrößen in eine Verkehrssimulation, welche die Grundlage für Extremwertextrapolationen nach verschiedenen Ansätzen (Block Maxima oder Level-Crossing) und die Wahrscheinlichkeiten verschiedener Achslastfolgen für Stau und fließenden Verkehr erarbeitet. Für 30 km Autobahnabschnitte wurden Einflussbereiche realer Brücken und Verkehrsdaten aufbereitet und Lastmodelle für Traglast ( $\alpha$ -Faktoren) und Ermüdung ( $\lambda_1$ -Faktoren) kalibriert. Dazu wurden verschiedene Ansätze zur Lastmodellkalibrierung nach Wiederkehrperiode oder Zuverlässigkeitsindex untersucht und in Form eines Algorithmus aufbereitet. Spezielle Videodaten zur Messung realer Verkehrsabstände im Stau wurden für die Modelle aufbereitet.

Die Methodik wurde an Beispielstrecken in den drei Ländern demonstriert und durch unabhängige Vergleichsrechnungen mittels deterministischer Verfahren validiert. Die entwickelte Methodik, die Integration von Verkehrsdaten und Messungen in die Lastermittlung für bestehende Brücken sowie die 3 Anwendungsfälle in den 3 D-A-CH Ländern werden in diesem Projekt behandelt.

## KÜRZEL UND TERMINOLOGIE

Begriffsterminologie		
	Abkürzung	Beschreibung
Sensoren und Erfassungsmethoden	WIM	Weigh-In-Motion Anlagen dienen der Erfassung der Fahrzeugachslast während der Fahrzeugüberfahrt. Diese sind vorrangig im Straßenoberbau installiert. Mit WIM kann für jedes einzelne Fahrzeug das Gesamtgewicht, Achslasten, Achsabstände, Fahrzeugkategorie, Geschwindigkeit, Fahrzeuglänge und Zeitlücken identifiziert werden.
	BWIM	Bridge-Weigh-In-Motion wird auf Brückenbauteilen installiert. Die Systeme verwenden Algorithmen zur Identifizierung von Fahrzeuglasten, mit Ergebnissen im Format ähnlich zu WIM.
	Zähl- Verkehrszähl- daten	Zähl- daten des Verkehrs (erfasst meist durch Induktionsschleifen) mit klassifizierten Fahrzeugtypen. Die frei verfügbare Daten sind meist aggregiert auf Wochen, Monats oder Jahreswerte.
	Brücken- monitoring	Messsystem am Brückentragwerk, welches zur Erfassung der Beanspruchung verwendet werden kann. Je nach Sensortyp und Brückentyp kann aus den erfassten Daten auf Verkehrslasten rückgeschlossen werden (siehe BWIM).
	DAS	Distributed Acoustic Sensing ist eine Technologie zur Lokalisierung und Analyse von Geräuschen und Vibrationen durch Veränderungen von Lichtimpulsen in Lichtwellenleitern. In der Regel können dazu bestehende Lichtwellenleiter dazu verwendet werden und Strecken von 30-40 km in Echtzeit erfasst werden.
	Fahrzeug- sensoren	Sensorik direkt am Fahrzeug zur Erfassung vom Fahrzeugverhalten (Beschleunigung/Bremsen), Beladungszustände, etc.
Daten	Daten Sensor- daten	Daten aus Sensoren bzw. Messsystemen verschiedener Quellen zur Erfassung von Verkehrsfluss, Beladungen, Gewichten, Achs- Fahrzeugabständen, etc. Daten können entweder in Rohdatenform oder vorkonditioniert entsprechend des Messsystems vorliegen.
	Daten- fusion	Kombination von Daten aus unterschiedlichen Sensorquellen bzw. Messsystemen, oder Kombination der aus verschiedenen Messsystemen extrahierten Parameter.
	Mess- daten	Mit unterschiedlichen Sensoren gemessene Daten vom Verkehr bzw. von Bauwerksreaktionen. Diese können als Rohdaten oder prozessiert vorliegen.
	Roh- daten	Unbehandelte Sensordaten
	generierte Daten	Daten, welche durch Simulation erzeugt werden, z.B. Fahrzeugfolgen. Diese können auch fiktive Fahrzeuge oder Prognoseszenarien enthalten.
	Maut- daten	LKW-Daten, welche streckenweise digital zur Erfassung der Verkehrsabgabe (Maut) mit aufgezeichnet werden. CH: Leistungsabhängige Schwerverkehrsabgabe LSVA, D: LKW-Maut, A: GO-Box-Mautdaten
	WIM- daten	Daten aus WIM-Messanlagen
Verkehr	E-LKW	Elektro-LKW, batteriebetriebener LKW
	TS	Tandemachse (Tandem System)
	UDL	Gleichmäßig verteilte Last (Uniformly Distributed Load)
	GG	Fahrzeug-Gesamtgewicht
	SV	Schwerverkehr
	DTV	Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke - Anzahl der Fahrzeuge

	DTSV ADTT	Durchschnittliches tägliches Schwerverkehrsaufkommen - Anzahl der LKWs; engl.: Average Daily Truck Traffic
	GSV mGSV oGSV	genehmigungspflichtiger Schwerverkehr mit genehmigungspflichtigem Schwerverkehr ohne genehmigungspflichtigem Schwerverkehr
	Verkehrsparameter	Ein Set von Werten, welches die Eigenschaften vom Verkehr zusammenfasst, wie z.B. Verteilung der Abstände im fließenden Verkehr, Verteilung der LKW-Gewichte einzelner LKW-Typen, Verkehrszusammensetzung, Verteilung der Stauabstände, etc.
	Ist- Verkehrsszenarien/ Istverkehr	Ist-Verkehr an hochrangigen Straßen in den D-A-CH Ländern. Die Szenarien beziehen sich auf verschiedene Streckenabschnitte. Dabei wird vorrangig die zeitlich-periodische Abhängigkeit der Verkehrszusammensetzung und die möglichen Verkehrszustände (fließender Verkehr, Stau) abgebildet
	Prognose- Verkehrsszenairen/ fiktiver Verkehr	Ist-Verkehr erweitert um Prognosemodelle wie jährliche Verkehrszunahmen, geänderte Lasten/Gesamtgewichte.
	Verkehrssimulation	Erzeugung künstlicher Fahrzeugfolgen, gemäß den vorgegebenen Verkehrsparametern.
	Fahrstreifen Spuren	Wie folgt definiert: Fahrstreifen 1 = rechte Spur = Hauptspur (FS0) Fahrstreifen 2 = Nebenspur 1 (FS1) Fahrstreifen 3 = Nebenspur 2 (FS2)
	Fahrstreifenverteilung Spurenverteilung	Verteilung des Verkehrs auf einzelne Fahrstreifen. Spurfaktoren oder Prozentsätze, die dies beschreiben.
Lastmodelle	Beanspruchung	Innere Kräfte in Bauteilen (z. B. Biegemoment, Schubkraft, Spannung) oder Reaktionen des Gesamttragwerks (z. B. Durchbiegungen, Verdrehungen) die durch Einwirkungen hervorgerufen werden.
	Beanspruchung aus Verkehr	Effekte der Einwirkungen bzw. Lasten aus Verkehr, zum Beispiel die von den Verkehrslasten hervorgerufenen Biegemomente in den Querschnitten oder Auflagerkräfte in den Brückenlagern
	Statische Beanspruchung	Beanspruchungen auf Brücken die auf das Bemessungsziel des Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) oder Gebrauchstauglichkeit (z.B. Durchbiegung) abzielt. Für Lastmodelle sind hier Extremwerte maßgebend.
	Dynamische Beanspruchung	Einwirkung, die bemerkenswerte Beschleunigungen des Tragwerks oder der Bauteile erzeugt, und damit zu den Vergrößerungen der Beanspruchung (Dynamischer Vergrößerungsfaktor) führen
	Quasi-statisch	Mit Vernachlässigung der Inertial- und Dämpfungskräfte
	Ermüdungs- beanspruchung	Beanspruchung infolge häufig wiederkehrender Last-/ Spannungsamplituden. Für Lastmodelle sind Dauerzustände maßgebend.
	Lastmodelle	In statischen Berechnungen verwendete Lastgrößen (Punkt-, Linien- und/oder Flächenlasten) zur modellhaften Widergabe der Einwirkungen aus Verkehr auf Brücken
	LM1	Statisches Lastmodell 1 für Brücken nach EN 1991-2 für den Grenzzustand der Traglast und Gebrauchstauglichkeit
	ELM(X)/ ELM	Ermüdungslastmodelle für Brücken nach EN 1991-2, welche für Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung verwendet werden. Index „x“ dient zur Differenzierung der Lastmodelle.
	Anpassungsfaktoren	Anpassungsfaktoren $\alpha$ , welche die Abweichung zum normgemäßen Lastmodell LM1 oder ELM nach EN1991-2 als Verhältniszahl definiert. Diese werden derzeit länderspezifisch unterschiedlich geregelt. Ziel von REAL-LAST ist es einen Algorithmus für die Ermittlung streckenspezifischer Anpassungsfaktoren zu ermitteln.
	Lastmodellkalibrierung	Kalibrierung der Anpassungsfaktoren für LM1 und ELM(x) oder alternative Lastmodelle
	KFG- Lastmodell	Kraftfahrzeuglastmodell nach ÖNORM B4008-2 Anhang E, respektive dem zulässigen Verkehr nach dem Kraftfahrzeuggesetz (KFG)

## 1. MOTIVATION UND NORMUNGSGRUNDLAGEN

### 1.1. Einleitung und Motivation

Das Modell für die Bemessung von Straßenbrücken ist in der Norm EN-1991-2 definiert. Es stellt die Auswirkungen der Fahrzeugbelastung dar und wird hauptsächlich beim Entwurf neuer Brücken verwendet. Dieses Verkehrslastmodell wurde auf der Grundlage von Achslastmessungen abgeleitet, die u.a. ab 1986 in der Nähe von Auxerre, Frankreich, durchgeführt wurden [1]. Als Grundlage dienten daher Strecken mit sehr hohen LKW-Belastungen, die durch zusätzliche Annahmen über das zukünftige Verkehrsaufkommen ergänzt wurden. Dieses Belastungsmodell ist mit Anpassungsfaktoren versehen, die in den Ländern an die jeweiligen gesetzlichen und nationalen Gegebenheiten angepasst wurden und in den jeweiligen nationalen Anhängen zur europäischen Basisnorm geregelt sind.

Die Schaffung eines EU-weit hohen Belastungsniveaus ist für ein zukunftsfähiges Verkehrslastmodell für den Neubau von Straßenbrücken zielführend und auch nachhaltig, da Brücken auf eine lange Lebensdauer ausgelegt sind. Es steht jedoch im Widerspruch zum vorhandenen Brückenbestand. Die vorhandenen Ingenieurbauwerke im Straßennetz wurden auf der Grundlage, der zum Zeitpunkt der Planung gültigen nationalen Normen und Regelwerke errichtet. Die Altersstruktur der Ingenieurbauwerke im hochrangigen Netz weist historisch bedingt einen hohen Anteil an Bauwerken auf, die bereits älter als 40 Jahre sind. Ältere Bauwerke können zudem aufgrund der angewandten Entwurfs- und Bemessungsregeln sowie den damals verwendeten Materialien systematische Schwachstellen aufweisen. Darüber hinaus wurden diese Brücken für andere Belastungsniveaus ausgelegt, die in der Regel den tatsächlichen Verkehrsverhältnissen entsprechen, aber einem heutigen normativen Nachweis nach Eurocode Normen (Neubaubrücken) für eine Nachrechnungsbemessung nicht standhalten würden.

Gerade bei Bestandsbrücken kommt es aber im Zuge von Erhaltungsplanungen oder bei Änderungen der Verkehrssituation immer häufiger zu Baumaßnahmen, die einen neuen Nachweis für die aktuell vorhandenen Lasten erfordern. Da die tatsächlichen Verkehrslasten örtlich und zeitlich variieren, besteht gerade bei der Nachrechnung von älteren Bestandsbrücken die Möglichkeit, diese Abweichungen der tatsächlichen Lasten von der aktuell gültigen Normenlage zu berücksichtigen.

Alle drei D-A-CH-Länder haben daher in ihren Regelwerken und Normen (Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand des BMVI sowie NA zur DIN EN 1991-2, ÖN B4008-2 bzw. SIA 269 und SIA 269/1) Nachweiskonzepte erarbeitet, die in der Regel die Nachweise stufenweise durchführen. In der ersten Stufe erfolgt der Nachweis konservativ nach der aktuellen Eurocode-Norm für Neubaubrücken mit den nach dem Teilsicherheitskonzept gültigen Sicherheitsfaktoren. Dieses wird in höheren Stufen ggf. national durch lokal angepasste Faktoren ergänzt (z.B. zusätzliche Kenntnis der Abmessungen, Abminderung der Teilsicherheitsfaktoren für Eigengewicht). Die Norm muss die Verkehrslasten konservativ erfassen. Können die Nachweise damit nicht geführt werden, so können bei zusätzlichem Wissen sowohl auf der Bauwerks- als auch auf der Lastseite ggf. moderne probabilistische Nachweise eingesetzt werden (Stufe 3 bzw. Stufe 4). Letztere werden jedoch aufgrund ihrer Komplexität kaum angewendet, zudem erfordert eine messwertbasierte Analyse in der Regel hohe Fachkenntnisse, weshalb diese nur als Spezialverfahren von Spezialist:innen auf dem Gebiet der Brückennachrechnung durchgeführt werden. Eine einheitliche Vorgehensweise könnte daher das Potenzial dieser Berechnungsverfahren auf eine breitere Anwendungsbasis stellen und damit die vorhandenen Reserven quantifizierbar und nutzbar machen.

Auf der Einwirkungsseite ist eine starke Zunahme des Schwerverkehrs auf Europas Straßen nicht auszuschließen. Das Verkehrsaufkommen steht in engem Zusammenhang mit der Wirtschaftsleistung, so dass auch in Zukunft mit einer weiteren Zunahme des Schwerverkehrs im Hinblick auf die Brückenbemessung zu rechnen ist. Darüber hinaus gibt es starke Einflüsse seitens der Fahrzeugindustrie in Bezug auf die Achslasten. Truck-Platooning oder E-Lkw können zu veränderten Lastprofilen führen. Gerade im Hinblick auf die EU-weite Umsetzung des „Green Freight Traffic“ stellt nicht zuletzt die Europäische Kommission Überlegungen an, das zulässige Gesamtgewicht für E-LKW zu erhöhen ([2] EU Direktive vom 11. Juli 2023).

Ein letzter Aspekt ist, dass durch die zunehmenden Möglichkeiten der Verkehrsdatenerfassung bessere Kenntnisse über den im Netz stattfindenden Verkehr vorliegen. Dessen Anzahl und Zusammensetzung wird in den D-A-CH-Ländern netzweit durch Zählstellen erfasst und von den Betreibern bereits in aggregierter Form veröffentlicht. Im besten Fall werden auch detaillierte Achslastwägungen mit Hilfe von Achslastwägesystemen durchgeführt, die in der Regel direkt in die Straße eingebaut sind.

Diese Weigh-In-Motion-Stationen, kurz WIM-Messstationen, stellen die umfassendste Datenquelle bezüglich der Verkehrsbelastungen dar und ermöglichen damit auch eine Neukalibrierung der Bemessungslasten, die bereits anlassbezogen für einzelne Bauwerke durchgeführt wird. Diese Messdaten können zur lokalen Bewertung der tatsächlichen Verkehrsbelastungen herangezogen werden, finden aber derzeit nur in Ausnahmefällen ihren Einsatz.

Aus diesem Grunde wurde von der FFG 2021 das VIF-DACH Projekt von den 3 Ländern DE, AT, und CH ausgeschrieben, welches als Forschungsziel die aktuellen Lasteinwirkungen auf Brücken streckenspezifisch erfassen soll. Für 30 km Abschnitte soll eine Kalibration der Anpassungsfaktoren in Form eines „Algorithmus“ zur streckenspezifischen Anpassung der Verkehrslastmodelle von LM1/ELM gem. EN 1991-2 auf Basis von fusionierten unterschiedlichen Datenquellen erfolgen, welche zum Zweck der Nachrechnung von Bestandsbrücken am hochrangigen Streckennetz dienen soll.

Das Konsortium bestehend aus dem Ingenieurbüro Freundt (IBF), dem Zivilingenieurbüro VILL ZT GmbH und den wissenschaftlichen Partnern der ETH-Zürich und das EPFL-Lausanne hat sich unter der Leitung der AIT-Austrian Institute of Technology GmbH dieser Aufgabe gestellt. Mit diesem Konsortium stehen umfassende Kompetenzen der 3 D-A-CH-Länder im Bereich der Achslasterfassung und Lastmodellkalibrierung zur Verfügung. Die Vorgehensweise zur Integration von Verkehrsmessdaten für streckenbezogene Lastmodelle wurde erarbeitet und in Form eines beschriebenen Algorithmus erstellt. Hintergrund, Vorgehensweise und Ergebnisse sind in diesem Bericht dargestellt. Der Algorithmus wurde anhand von 3 Beispielstrecken als Anwendungsfälle in den 3 DACH-Ländern demonstriert, wobei von unterschiedlicher Datenverfügbarkeit ausgegangen wurde. Die Ergebnisse wurden durch unabhängige Vergleichsrechnungen deterministisch validiert.

## 1.2. Belastungsnormen im D-A-CH-Raum

Als Grundlage für die Untersuchungen und die Zusammenhänge der Länder im D-A-CH Raum wurde eine Grundlagenerfassung der wesentlichen Belastungsnormen der Länder durchgeführt. Da die Belastungsnormen allerdings aufgrund der zeitlichen Entwicklung, der Anforderungen aus dem Verkehrsgeschehen sowie auch aufgrund der voranschreitenden Bautätigkeit infolge des Ausbaues der Fernstraßen und nicht zuletzt aufgrund der unterschiedlichen Sicherheitskonzepte jeweils von den nationalen Normengremien (DIN, ASI, SIA) veröffentlicht wurden ist die Vergleichbarkeit nur bedingt gegeben.

So wurden die in den folgenden Kapiteln erläuterten Einwirkungen auszugsweise dargestellt und geben einen Überblick der Unterschiede in den charakteristischen Belastungsansätzen. Da die Belastungsnormen allerdings auf unterschiedlichen Sicherheitsbeiwerten des deterministischen Bemessungskonzeptes mit globalen Sicherheitsbeiwerten der Materialwiderstände basieren und unter spezifischen Bedingungen auch als Haupt- und Zusatzlasten unterschiedlich kombiniert wurden, ergibt sich nur eine eingeschränkte Vergleichbarkeit.

Es kann jedoch festgehalten werden, dass die nachfolgend beschriebenen Verkehrslastnormen Basis für die Widerstände der Brücken in den Bestandsnetzen darstellen und für den Bezug zu den Lasten aus den realen Messungen im Rahmen der Validierung herangezogen werden.

Im Rahmen der Untersuchungen der Belastungsnormen konnten neben den Werten für Gleich- und Einzellasten weitere Unterschiede festgestellt werden, die nachfolgend beispielhaft angeführt werden:

- Datum der Veröffentlichung
- Ansatz des dynamischen Beiwertes
- Ansatz der Materialabhängigkeit bei Quer- und Nebentragsystemen
- Ansätze für "abgeirrte Fahrzeuge"
- Unterschied in Hinblick auf den globalen Sicherheitsfaktor des deterministischen Sicherheitskonzeptes
- Unterschiede bei Gegenverkehr
- Unterschiede im Ansatz von Horizontalkräften
- Etc.

Weiterhin ist festzuhalten, dass im Rahmen dieser Untersuchungen auch nur die Vertikallasten gegenübergestellt werden.

### 1.2.1. Belastungsnormen in Österreich

#### Belastung gemäß ÖNORM B4002

Die Belastungsnorm für Straßenbrücken wurde seit 1948 in Österreich als ÖNORM B4002 veröffentlicht. Die im Rahmen dieses Vergleichs betrachtete Norm war ab 1970 gültig. Für niederrangige Verkehrswege gab es eine Brückenklasse II für höherrangige Verkehrslasten war die Belastung gemäß Brückenklasse I wie folgt anzusetzen:

Gleichlasten:	1. Fahrstreifen	5,00 kN/m <sup>2</sup>	(abzüglich LKW-Fläche)
	2. bis 3. Fahrstreifen	5,00 kN/m <sup>2</sup>	(abzüglich LKW-Fläche)
	Restfläche	5,00 kN/m <sup>2</sup>	

LKW:	Gesamtlast 250 kN auf 2,50 m x 6,00 m Fläche aufgeteilt
Alternativ:	Raupenfahrzeug 600 kN auf 3,00 x 6,00 m (im Alleingang)

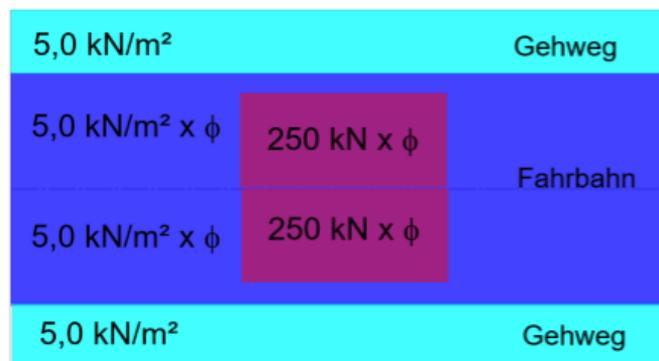


Abbildung 1: Beispielhafte Darstellung BK 1 gemäß ÖNORM B4002

Alle Verkehrslasten waren mit dem dynamischen Beiwert zu multiplizieren, dieser ist abhängig von der Tragstruktur der Brücke und liegt zwischen 1,00 und 1,40, der stützweitenabhängig bzw. Einflusslängenabhängig anzusetzen war. Gehwegflächen sind nicht mit dem dynamischen Beiwert zu multiplizieren. In weiterer Folge gab es für längere Brücken ab 30 m einen Reduktionsfaktor für die Gleichlastansätze. Die Belastungstreifen wurden mit 2,5 m angesetzt. Es wurden maximal zwei LKW Flächen zu je 250 kN angesetzt. Sollte die Brückenfahrbahnfläche mehr als zwei Fahrstreifen ermöglichen, wurde in dem weiteren Fahrstreifen 160 kN LKW angesetzt.

#### Belastung gemäß ÖNORM EN 1991-2

Mit Veröffentlichung der Eurocodes in den 200X wurde in Österreich das Normenkonzept der Eurocodes der 1. Generation mit dem Jahr 2009 eingeführt. Somit wurden alle Brücken in den letzten Jahren auf Basis des aktuellen Normenkonzepts bemessen.

Die ÖNORM EN 1991-1 ist seit 2009 in Österreich gültig, das Lastmodell 1 (LM1) berücksichtigt Einzellasten und gleichmäßig verteilte Lasten, die die meisten der Einwirkungen aus LKW- und PKW-Verkehr inkl. dynamischen Beiwert abdecken. Anzusetzen sind:

Gleichlasten:	1. Fahrstreifen	9,00 kN/m <sup>2</sup>
	2. bis 3. Fahrstreifen	2,50 kN/m <sup>2</sup>
	Restfläche	2,50 kN/m <sup>2</sup>
Achslasten:	1. Doppelachse	2 x 300 kN = 600 kN
	2. Doppelachse	2 x 200 kN = 400 kN
	3. Doppelachse	2 x 100 kN = 200 kN

Die Fahrstreifenbreite ist dabei mit  $w = 3,00$  m anzunehmen.

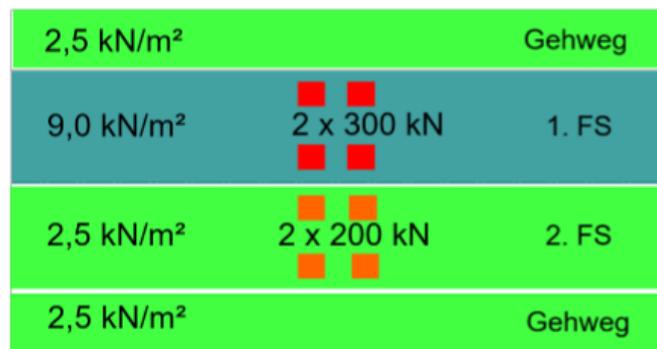


Abbildung 2: Beispielhafte Darstellung BK 1 gemäß ÖNORM EN 1991-2

### Sondertransporte in Österreich gemäß RVS

Die Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau RVS 15.114 bzw. RVS 15.03.23 dienen zur Ergänzung der ÖNORM B4002 für Schwertransportrouten. Alle hochrangigen Straßen im Autobahnen- und Schnellstraßennetz mussten ab 1999 mit diesen Lasten bemessen werden. Gemäß diesen Richtlinien sind für Sondertransporte folgende Lasten zu berücksichtigen:

Sonderfahrzeug: 200 t	im Alleingang (bei getrennten Richtungsfahrbahnen) verteilt auf 2,50 x 20,00 m multipliziert mit dem dynamischen Beiwert
Sonderfahrzeug: 150 t	bei Gegenverkehr verteilt auf 2,50 x 15,00 m multipliziert mit dem dynamischen Beiwert

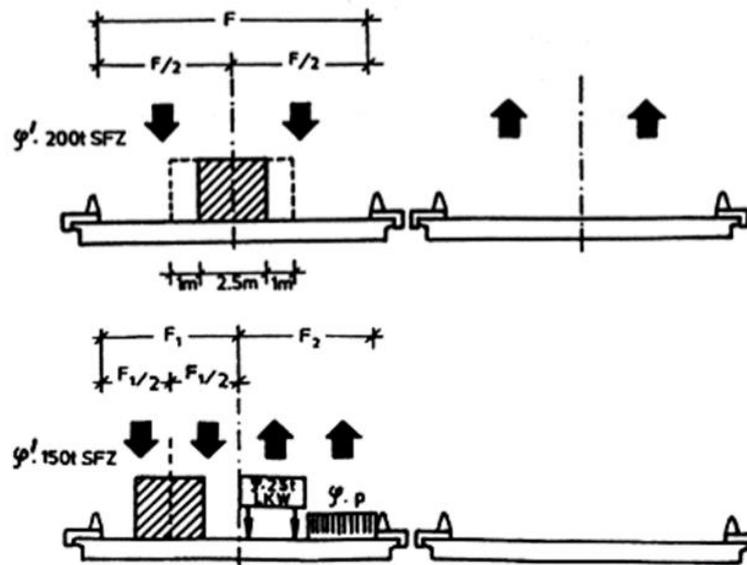


Abbildung 3: Darstellung Sondertransporte gemäß RVS 15.114 bzw. RVS 15.03.23

## 1.2.2. Belastungsnormen in Deutschland

### Belastung gemäß DIN 1072; z.B. 1985

Exemplarisch wird für die Belastung in Deutschland die DIN 1072 aus dem Jahr 1985 herangezogen und angeführt.

Die Lastannahmen der DIN 1072 für Straßen- und Wegbrücken sieht in der höchsten Brückenklasse 60/30 folgende Lasten vor:

Gleichlasten:	Hauptspur	5,00 kN/m <sup>2</sup>	abzüglich LKW Fläche
	Nebenspur	3,00 kN/m <sup>2</sup>	
	Restfläche	3,00 kN/m <sup>2</sup>	
Achslasten:	SLW 60	600 kN	verteilt auf 3,0 x 6,0 m
	SLW 30	300 kN	verteilt auf 6,0 x 3,0 m

Die Lasten der Hauptspur sind dabei mit dem Schwingbeiwert (dynamischer Beiwert) zu multiplizieren.

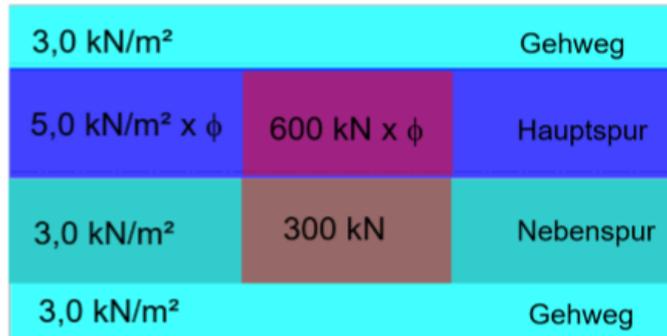


Abbildung 4: Beispielhafte Darstellung Lasten BK 60/30 gemäß DIN 1072

### Belastung gemäß DIN Fachbericht 101

Als Vorläufer zum semiprobabilistischen Sicherheitskonzept der Eurocodes wurden in Deutschland die DIN Fachberichte zur Bemessung von Brücken veröffentlicht.

Gemäß DIN Fachbericht 101 waren für das Lastmodell LM1 ab 2003 folgende Lasten anzusetzen (inkl. dynamischen Beiwert):

Gleichlasten:	1. Fahrstreifen	9,00 kN/m <sup>2</sup>
	2. bis 3. Fahrstreifen	2,50 kN/m <sup>2</sup>
	Restfläche	2,50 kN/m <sup>2</sup>

Achslasten:	1. Doppelachse	0,80 x 2 x 300 kN = 480 kN
	2. Doppelachse	0,80 x 2 x 200 kN = 320 kN
	3. Doppelachse	0 kN

Der im EN 1991-2 mögliche national wählbare Anpassungsfaktor wurde mit 0,80 für die Tandemachsen berücksichtigt, die Fahrbahnbreite ist mit  $w = 3,00$  m anzunehmen.

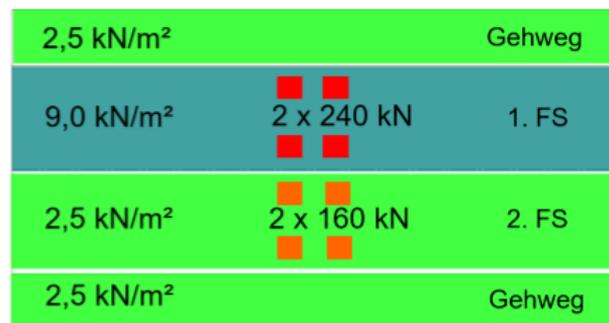


Abbildung 5: Beispielhafte Darstellung Lasten LM1 gemäß DIN FB 101

### 1.2.3. Belastungsnormen in der Schweiz

Gemäß SIA 160 (gültig ab 1970) sind im Bereich von Brücken zwei bzw. drei unterschiedliche Belastungsarten zu berücksichtigen. Die Lasten sind mit einem dynamischen Beiwert anzusetzen:

### Belastungsart I (für globale Nachweise)

Gleichlasten:	alle Spuren	4,00 kN/m <sup>2</sup>
	Gehweg	4,00 kN/m <sup>2</sup>
Achsen:	1. Radpaar	2 x 90 kN

4,0 kN/m <sup>2</sup>		Gehweg
4,0 kN/m <sup>2</sup> x $\phi$	2 x 90 kN	Hauptspur
4,0 kN/m <sup>2</sup> x $\phi$	2 x 90 kN	Nebenspur
4,0 kN/m <sup>2</sup>		Gehweg

Abbildung 6: Beispielhafte Darstellung Lasten SIA 160 – Belastungsart I

### Belastungsart II (für lokale Nachweise)

Diese Belastungsart ist für Brücken mit mehreren Fahrspuren anzuwenden.

Gleichlasten:	alle Spuren	keine Belastung
	Gehweg	7,5 t in ungünstigster Laststellung
Lastgruppe:	3 Achsen	3 x 2 x 90 kN (Achsabstand 1,50 m)

Die Fahrbahnbreite ist dabei mit  $w = 3,00$  m anzunehmen.

Einzellast 7,5 t		Gehweg
0 kN/m <sup>2</sup>	3 x 2 x 90 kN	1. FS
0 kN/m <sup>2</sup>		2. FS
0 kN/m <sup>2</sup>		3. FS

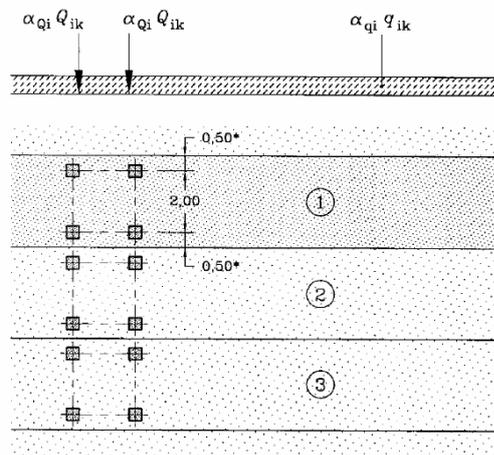
Abbildung 7: Beispielhafte Darstellung Lasten SIA 160 – Belastungsart II

#### 1.2.4. Hintergrund der Eurocode Lastmodelle

Das für Nachweise an bestehenden Brücken verwendete Verkehrslastmodell ist identisch zum Modell für den Entwurf neuer Brücken, - das LM1 aus Eurocode 1, Teil 2 [EN1991-2: 2005]. Eingangs werden hier die allgemeinen Hintergründe [1] zu den Modellen aus dem Eurocode 1, Teil 2 für Traglast (ULS) und Ermüdung (FAT) angegeben. Weitere Details vor allem in Bezug auf die Lastmodellerstellung sind im Abschnitt 3.1 dieses Berichts erläutert.

Die Bemessungsvorschriften verwenden immer vereinfachte Belastungsmodelle und im aktuellen Eurocode wurden diese aus Messungen abgeleitet (u.a. Auxerre ab 1986). Die Hauptmerkmale des LM1 sind in der folgenden Abbildung 8 dargestellt. Der Anpassungsfaktor  $\alpha$  ( $\alpha \cdot Q_i$ ) regelt die Bemessungslast in den verschiedenen (nationalen) Vorschriften.

Verkehrslastmodell	Charakteristische Werte	Häufige Werte	Quasi ständige Werte
<b>Straßenbrücken</b>			
LM1 (4.3.2)	Wiederkehrperiode 1000 Jahre (oder übersteigende Zuverlässigkeit von 5% in 50 Jahren) für Verkehr auf den Hauptstrecken Europas ( $\alpha$ -Faktoren gleich 1, siehe 4.3.2)	Wiederkehrperiode 1 Woche für Verkehr auf den Hauptstrecken Europas ( $\alpha$ Faktoren gleich 1, siehe 4.3.2)	Anpassung nach in EN 1990 angegebenen Definitionen.



#### Legende

- 1 Fahrstreifen Nr. 1 :  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  ;  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- 2 Fahrstreifen Nr. 2 :  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$  ;  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- 3 Fahrstreifen Nr. 3 :  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$  ;  $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$  [AC] Abstand der Doppelachsen = 1,2 m [AC]
- 4 (\*) Für  $w_1 = 3 \text{ m}$

Abbildung 8: Überblick der Eurocode LM1 Lastmodelle für ULS

Für Straßenbrücken gibt es insgesamt fünf verschiedene Ermüdungslastmodelle mit den Bezeichnungen ELM1 bis ELM5 (in EN1991-2 definiert). Diese Modelle entsprechen verschiedenen Anwendungen, da von Anfang an beschlossen wurde ([3], [4]), dass der Eurocode:

- ein oder mehrere eher konservative Belastungsmodelle enthalten soll, um schnell zu erkennen, in welchen Teilen der Struktur ein Ermüdungsproblem auftreten könnte,

- ein oder mehrere Modelle zur Durchführung üblicher einfacher Nachweise enthalten soll,
- ein oder mehrere Modelle zur Durchführung genauer Nachweise (auf der Grundlage einer Schadensakkumulationsberechnung) abdeckt.

Die obigen Ausführungen sowie das Format des Ermüdungsnachweises, das in den zugehörigen Eurocodes verwendet wird, entscheiden darüber, welches Modell besser geeignet ist. Die zugehörigen Eurocodes sind: EN1993-2 für eine Stahlbrücke, EN1994-2 für eine Verbundbrücke aus Stahl und Beton, und EN 1992-2 für Massivbrücken.

Die Modelle ELM1 und ELM2 sollen zur Überprüfung verwendet werden, ob die Lebensdauer der Brücke hinsichtlich der Ermüdungserscheinungen unendlich (dauerfest) ist, und sind hier nicht von großem Interesse. Die Modelle ELM3, ELM4 und ELM5 dienen zur Überprüfung, ob die Brücke noch eine ausreichende Lebensdauer hat, die mit den Projektannahmen in Bezug auf die Ermüdungserscheinungen übereinstimmt.

Die S-N-Kurve, auch bekannt als Wöhler-Kurve oder Ermüdungsfestigkeitskurve, ist eine grafische Darstellung, die in der Materialwissenschaft und -technik verwendet wird, um die Beziehung zwischen der zyklischen Spannungsamplitude (S) und der Anzahl der Lastwechsel bis zum Versagen (N) für ein Material unter Ermüdungsbeanspruchungen zu veranschaulichen. Die Überprüfung sollte sich auf die in den verschiedenen Eurocodes definierten S-N-Kurven stützen. Jedes Modell zielt darauf ab, den gesamten Verkehr entweder auf sehr einfache Weise durch ein einzelnes Fahrzeug (Modell ELM3), oder als eine Reihe von gleichwertigen Lastkraftwagen (Modell ELM4), oder auf sehr präzise und komplexe Weise als eine Verkehrsregistrierung (Modell ELM5) darzustellen.

Das mit ELM3 vereinfachte Ermüdungslastmodell besteht aus einem 4-achsigen Einzelfahrzeug mit einem Gewicht von  $Q_E = 120$  kN pro Achse. Seine Verwendung ist mit den Konzepten der äquivalenten Spannungsdifferenz bei 2 Millionen Zyklen und den Schadensäquivalenzfaktoren verbunden, so dass das ELM3 für Ingenieure von großer praktischer Bedeutung ist.

Beim Modell ELM4 handelt es sich um einen Katalog von fünf "gleichwertigen" Lastkraftwagen. Es wird davon ausgegangen, dass jeder LKW die Brücke allein überquert und einen bestimmten Prozentsatz des Schwerverkehrs je nach Straßentyp (Fern-, Mittel- oder Nahverkehr) repräsentiert (siehe Abbildung 9). Dieses ELM4-Modell erfordert auch die Definition von  $N_{obs}$ , d.h. der Gesamtzahl der Lastwagen, die die Brücke pro Jahr überqueren. Dieser Wert kann aus den in EN 1991-2 angegebenen prozentualen Richtwerten entnommen werden oder sollte in den Brückenspezifikationen entsprechend

dem Straßentyp oder den Verkehrsmessungen definiert werden. Seine Verwendung steht im Zusammenhang mit dem Nachweis nach der Schadensakkumulationsmethode. Wenn ein Modell mit einem Katalog verschiedener Lastkraftwagen entwickelt wird, dass die Ermüdungseffekte des realen Verkehrs angemessen darstellen, kann es auch als ELM5 betrachtet werden.

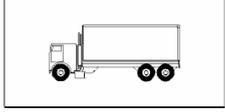
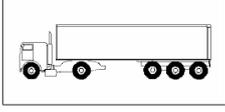
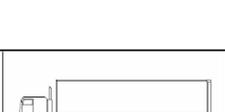
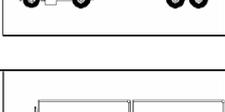
FAHRZEUGTYP			VERKEHRSART			
1	2	3	4	5	6	7
			Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr	
SCHWERFAHRZEUG	Achsabstand (m)	Ersatzachslast (kN)	Schwerverkehrsanteil	Schwerverkehrsanteil	Schwerverkehrsanteil	Reifenart
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Abbildung 9: Modell ELM4 - Gruppe von Ersatzfahrzeugen aus EN 1991-2:2003, Abschnitt 4.6.5

### 1.3. Zielstellung – Stand der Wissenschaft und Technik

Die Ermittlung von Einwirkungen aus Straßenverkehr für das in den Eurocodes etablierte Sicherheitskonzept unter Betrachtung von Grenzzuständen wurde mit der Erarbeitung eines europäischen Verkehrslastmodells Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen, welche 1994 mit der Dissertation von Merzenich [5] eine europäische Normbasis erreichten. Die Arbeiten waren auf neue Brücken orientiert und sowohl die bis dahin vorliegenden

deutschen und europäischen Verkehrsdaten aus Messungen als auch die EDV-gestützte Verarbeitung entsprechen dem Stand der 1990-iger Jahre, der auch zu weiterführenden Arbeiten führte (Böning [6], Kraus [7]). Alle genannten Ansätze basieren auf gemessenen oder abgeleiteten Verkehrsdaten. Alternativansätze ermitteln die Beanspruchungen aus Straßenverkehr über Bauwerksmessdaten. Allen gemein ist die erforderliche Datengrundlage über einen Zeitraum, der eine Extrapolationen für lange Betrachtungszeiträume (100/1000 Jahre) erlaubt.

Die derzeit in Europa angewandten Ermüdungslastmodelle basieren ebenfalls auf Messungen aus 1986. Die Eignung dieser Modelle für den heutigen Verkehr wurde in mehreren Studien untersucht, und mit WIM-Datenbanken verglichen. Es gibt Raum für Verbesserungen (Croce [8], Maljaars [9], oder Nussbaumer et al. [10]), die wie folgt vorgenommen werden könnten:

- Entwicklung neuer Ermüdungslastmodelle (Maljaars [9]),
- Neukalibrierung der ELM3-Schadensäquivalenzwerte, z.B. die  $\lambda$ - Kurven (Nussbaumer et al. [10]),
- Neubewertung und Skalierung der Ermüdungslastmodelle über Anpassungsfaktoren ( $\alpha_i$ ).

Alle 3 D-A-CH-Länder erlauben in ihren Regelwerken in den höheren Nachweisstufen auch moderne probabilistische Nachweise. Diese werden aber aufgrund ihrer Komplexität kaum angewandt. Ebenso selten erfolgt der Einbezug von realen Messdaten (z.B. Testfeld Autobahn [11]) in die Bemessung, obwohl dies möglich wäre (z.B. Ralbovsky et. al [12]).

#### Zielsetzung:

Das Projekt REAL-LAST entwickelte und verifizierte einen Algorithmus zur streckenspezifischen Anpassung von Verkehrslastmodellen für das hochrangige Streckennetz. Es wurde ein Verfahren entwickelt, wie bei streckenbezogener Lastmodellkalibrierung vorgegangen werden kann.

Das Ergebnis ist ein validierter und in 3 D-A-CH Ländern demonstrierter Algorithmus zur Bestimmung der streckenspezifischen Anpassungsfaktoren für LM1 und ELM gemäß EN 1991-2 oder Ergänzungslastmodellen, auf Basis von unterschiedlichen Datenquellen.

### **1.4. Prinzipielle Vorgehensweise**

Zur Verfügung stehende Verkehrsdaten (Zähldaten, WIM-Daten, Video-Daten, etc.) werden entsprechend gefiltert und aufbereitet (siehe Kapitel 2). Dazu wurden entsprechende Filteralgorithmen entwickelt. Ein erster Schwerpunkt war die Datenfusion (siehe Kapitel 5), die der Frage nachging, wie in dem Falle umgegangen werden soll, wenn nicht immer alle

Daten in ausreichendem Umfang vorliegen. Vor allem wenn keine Achslastmessungen vorliegen, müssen die Lasten hinreichend genau „angenommen“ werden. Dazu wurden in umfassender statistischer Aufbereitung Vorschläge für die Komplementierung von Verkehrsdaten ausgearbeitet, sowie ein Algorithmus zur Datenfusion aus unterschiedlichen Mess- und Aufzeichnungsstellen entwickelt.

Es liegen somit streckenspezifische und länderspezifische Verkehrsdaten vor, die um Prognoseszenarien für eine Restnutzungsdauer erweitert werden. Diese fusionierten Daten sind Basis der darauffolgenden Verkehrssimulation.

Für Verkehrssituationen und Szenarien, die aus verfügbaren Verkehrsdaten nicht sicher ableitbar sind, wie z.B. Daten des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs, Verkehrsentwicklung, Achslaständerungen oder Abstände des Schwerverkehrs im Stau wurden zusätzliche Untersuchungen geführt und/oder begründete Annahmen getroffen.

Diese Szenarien sind Grundlage für zufallsbasierte Verkehrssimulationen (Kapitel 6), deren Ergebnis Achslastfolgen (Verkehrsbänder) sind. Die Verkehrsbänder werden dann zur Ermittlung von Schnittgrößen verschiedener Brückensysteme in der Brückenanalyse (Kapitel 7) genutzt.

Es entstehen somit Verkehrsschnittgrößen – Zeitfolgen für ausgewählte Brücken der Streckenabschnitte.

Hieraus werden, den Empfehlungen und Festlegungen der Europäischen Normen (EN 1990 und EN 1991-2) für Nachweise der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit folgend, auf zwei Wegen die nachweisrelevanten Werte definierter Kenngrößen aus Verkehr (Biegemomente, Querkräfte, Auflagerkräfte usw.) unter Beibehaltung des definierten Sicherheitsniveaus bestimmt.

Der eine Weg folgt der statistischen Auswertung von Verkehrsschnittgrößen-Zeitfolgen gemäß der Definition der charakteristischen Werte nach EN 1991-2, Abschnitt 2.2 mit der Festlegung einer Wiederkehrperiode von 1-mal in 1000 Jahren.

Der zweite Weg basiert auf zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchungen, also der Ermittlung von Versagenswahrscheinlichkeiten und von Bemessungswerten und Wichtungsfaktoren für streuende Basisvariablen, hier den Kennwerten des Verkehrs. Grundlage ist auch hier die Verkehrsschnittgrößen-Zeitfolge. Für die

Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  liegen mit EN 1990 definierte Zielwerte vor, wobei bei diesen Vorgaben ein Sicherheitsindex  $\beta$  angegeben wird.

Ein Sicherheitsindex ist zeitbezogen und liegt beiden Wegen zugrunde. Da die Verkehrsschnittgrößen-Zeitfolgen einer Zeit zugeordnet sind, ist der Zeitbezug in beiden Wegen identisch, der Wert des Sicherheitsindex ist jedoch nicht gleich. EN 1991-2 und die Festlegungen zum Lastmodell in EN 1991-2 basieren auf einem höheren Index als in EN 1990 empfohlen.

Das Ziel der ermittelten nachweisrelevanten Verkehrsschnittgrößen ist ein Vergleich mit den normativen Verkehrsschnittgrößen und einer folgenden Anpassung des Lastmodelles 1 aus EN 1991-2. Die Anpassung des Lastmodells 1 erfolgt durch eine geeignete Modifikation der  $\alpha$ -Werte.

## 2. DATENGRUNDLAGE

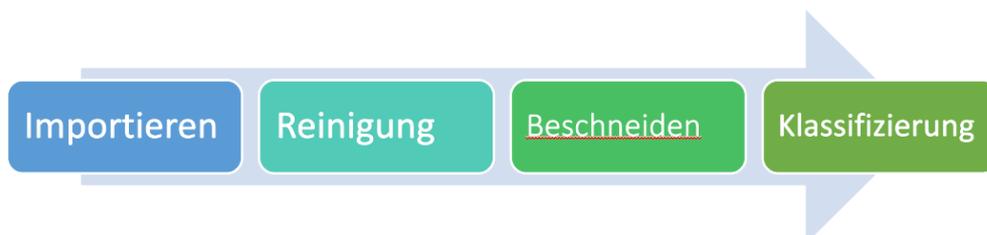
### 2.1. Weigh-In-Motion

Die Weigh-In-Motion Stationen/Messtellen, oder WIM-Messanlagen stellen die umfassendste Datenquelle in Bezug auf die Verkehrslasten dar. Um auf der Grundlage der verfügbaren Daten Analysen, z. B. Vergleiche der Achsgewichte in den einzelnen Ländern, sowie zeitliche Trends aus den verfügbaren Daten durchführen zu können, war eine gemeinsame Bearbeitung erforderlich. Auf Basis dieser Daten wurden die probabilistischen Verteilungen des Fahrzeuggesamtgewichts, der Lastverteilung auf die Achsen, sowie der Achsabstände ausgewertet. Die gewählte Vorgehensweise ist wie folgt:

Um zu einer vereinbarten gemeinsamen Struktur zu gelangen, beginnt man mit der Zusammenstellung von WIM „RAW“ Daten aus allen drei D-A-CH Ländern (siehe Tabelle 1 und Abbildung 10 für weitere Einzelheiten):

- D: 15 Stationen/Messtellen an 13 Standorten (alle mit PKWs) über einen Zeitraum von 4 Jahren. Begrenzung, nicht möglich > 6 Achsen in Daten zu erkennen,
- A: 9 Stationen/Messtellen, an 9 Standorten (keine mit PKWs) über 6 Jahre [einspurig],
- CH: 33 Stationen/Messtellen, an 16 Standorten (davon 7 mit PKWs) über, teilweise, 20 Jahre,

Hingewiesen wird, dass jedes Land sein eigenes Kennzeichnungssystem hat und ein Standort mehr als eine Station/Messtelle haben kann, z.B. je Fahrtrichtung (eine Station/Stelle pro Verkehrsrichtung), oder aufgrund von Änderungen der Kennzeichnung oder durch Ersatz der Messanlage. Diese „RAW“ Daten wurden in folgenden Schritten verarbeitet<sup>1</sup>:



<sup>1</sup> Anmerkung zur Terminologie: Beschneiden = Verarbeitung = „pruning step“

Tabelle 1: Verfügbare WIM-Daten in D, A, CH

Land	Messstelle ID	Messstelle	Fahrstreifenanzahl (WIM-ausgestattet <sup>a</sup> )	Autobahn	Bundesland	DTSV Mittelwert, je nach Datenverfügbarkeit (2015-22)
Deutschland	3901	Dessau, Ri. 2	3 (111)	A9	ST	3433
	3958	Thurland, Ri. 1	3 (111)	A9	ST	4093
	5701	Stukenbrock, 2 Ri.	2*2 (1111)	A33	NW	4902
	5704	Straelen, 2 Ri.	2*2 (1111)	A40	NW	8924
	5705	Reken, 2 Ri.	2*2 (1111)	A31	NW	3611
	5730 (5703)	Bliesheim, Ri. 1	3 (111)	A1	NW	5104
	5731 (5703)	Bliesheim, Ri. 2	3 (111)	A1	NW	5969
	8053 (8035)	Achern, Ri. 1	3 (110)	A5	BW	4853
	8054 (8035)	Achern, Ri. 2	3 (110)	A5	BW	3145
	9616	Baarer, Ri. 1	3 (110)	A9	BY	9257
	9625	Bottenweiler, 2 Ri.	2*2 (1111)	A7	BY	4429
	9627	Schlüsselfeld, 2 Ri.	2*2 (1111)	A3	BY	6557
	9628	Aicha, 2 Ri	2*2 (1111)	A3	BY	8036
	9629	Fischbach, 2 Ri	2*2 (1111)	A93	BY	5870
9666	Baarer, Ri. 2	3 (111)	A9	BY	4220	
Österreich	11450	Haag, Ri. 2	3 (100)	A1	NÖ	4626
	12014	Angath, Ri. 1	2 (10)	A12	TIR	3956
	13000	Brenner, Ri. 2	2 (10)	A13	TIR	2822
	13014	Matrei Wald, Ri. 1	2 (10)	A13	TIR	3112
	14000	Hörbranz, 2 Ri.	2*2 (1001)	A14	VBG	3160
	20120	Guntramsdorf, Ri. 2	2 (10)	A2	NÖ	4427
	21420	Ilz, Ri. 2	2 (10)	A2	STM	2349
	22000	Wien, 2 Ri.	2*2 (1001)	A22	WIE	777
	91170	Kammern, Ri. 2	2 (10)	A9	STM	2175
Schweiz	402	Gotthard, 2 Ri.	2*2 (1001)	A2	UR	3408
	408	Ceneri, Ri. 1	2 (11)	A2	TI	2682
	409	Ceneri, Ri. 2	3 (110)	A2	TI	2363
	415	Oberbüren, Ri. 1	2 (11)	A1	SG	2200
	416	Oberbüren, Ri. 2	2 (11)	A1	SG	2397
	427	Botzberg, Ri. 1	2 (11)	A3	AG	1240
	428	Botzberg, Ri. 2	2 (11)	A3	AG	1271
	429	St-Prex, Ri. 1	2 (11)	A1	VD	1138
	430	St-Prex, Ri. 2	2 (11)	A1	VD	1141
	431	Grauholz, Ri. 1	3 (110)	A1	BE	4774
	432	Grauholz, Ri. 2	3 (110)	A1	BE	834
	433	Effretikon, Ri. 1	3 (110)	A1	ZH	4701
	434	Effretikon, Ri. 2	3 (110)	A1	ZH	3853
	437	Bad Ragaz, Ri. 1	2 (11)	A13	SG	1063
	438	Bad Ragaz, Ri. 2	2 (11)	A13	SG	1076
441	Simplon 2 Ri.	2*2 (1001)	N9	VS	279	

<sup>a</sup> WIM-Kodierung der Fahrspuren von rechts nach links: 1 wenn mit WIM ausgestattet, 0 wenn nicht. Z. B. 1001 bedeutet bei 2\*2 Fahrspuren, dass die rechte Fahrspur in Richtung 1 und Richtung 2 ausgestattet sind.

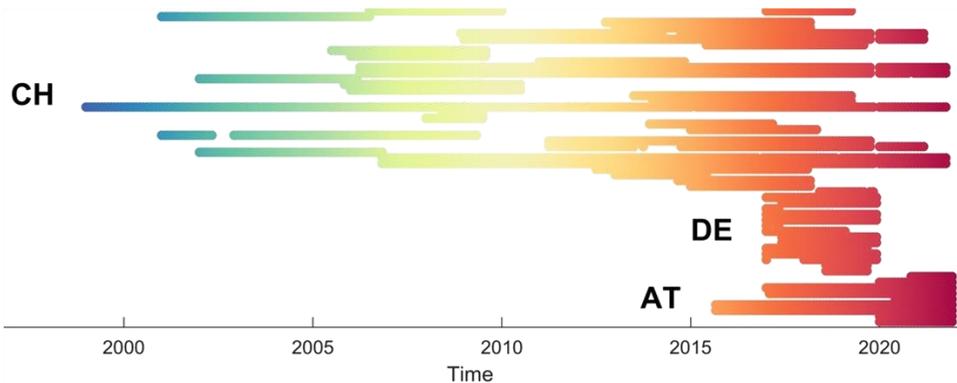


Abbildung 10: Überblick der Zeitabschnitte der gesammelten WIM-Daten in D, A, CH

Die Vorgehensweise des Importierens der WIM-Daten erfolgt wie folgt:

- Einlesen von täglichen oder monatlichen Rohdateien (.txt, .csv oder .V00) in MATLAB, um sie zu kombinieren und die Spaltennamen zu ändern, damit die Daten aus allen 3 Ländern übereinstimmen.
- Ergänzen von fehlenden Spalten (ergänzende Informationen aus dem Dateinamen, wie z. B. die Richtung).
- Zuweisung eines Dateinamens (SITE/Messtelle), der analog einer Stations-ID ist:
  - o Österreich: Messstellen-ID mit 5 Ziffern,
  - o Deutschland: Messstellen-ID mit 4 Ziffern,
  - o Schweiz: Messstellen-ID mit 3 Ziffern
- Die Dateien werden importiert und zusammengesetzt und mit den in der Tabelle 2 entsprechenden Formaten/Einheiten beibehalten
- Es ist zu beachten, dass die Position in Querrichtung der Fahrzeuge unbekannt ist.

Tabelle 2: Format der WIM-Daten nach dem Importieren

Spaltenname	Beschreibung	Einheit
SITE	Messstellen-ID	-
DTS	Zeitstempel mit einer Genauigkeit von 0,1 oder 1 s	time
COUNTID	Zeitstempel mit einer Genauigkeit von 0,1 oder 1 s	#
LANE	Nummer der Fahrspur (1 ist ggf. die langsame Fahrspur)	#
SPEED	Fahrzeuggeschwindigkeit	km/h
LENGTH	Länge des Fahrzeugs	cm
GW_TOT	Bruttogewicht des Fahrzeugs	kg
HEADT	Verstrichene Zeit seit dem letzten Fahrzeug, gemessen von vorne nach hinten (einschließlich leichter Fahrzeuge)	s
GAPT	Verstrichene Zeit seit dem letzten Fahrzeug, gemessen von hinten nach vorne (einschließlich leichter Fahrzeuge)	s
AX	Anzahl der Achsen des Fahrzeugs	#
AXT##	Achsgewicht der Achsen 01 bis 09	kg
W#_#	Abstand zwischen den Achsen W1_2 bis W8_9	cm

Anschließend werden die Daten wie folgt vorgeprüft:

- Überprüfung, dass die tägliche Datei genügend Einträge hat, damit diese als funktionsfähig angesehen werden kann (> 500 Bytes).
- Löschen von Zeilen mit NaN-Werten (keine Zahl/Einträge).

Ein wichtiger Hinweis ist, dass die WIM-Systeme nicht mehr funktionieren, wenn die Fahrzeuggeschwindigkeit unter ca. 20 km/h sinkt, weil keine Einzelfahrzeuge aus den Achsabständen zuverlässig erkannt werden. Daher ist es nicht möglich, die Merkmale des ruhenden Verkehrs (Stau) zu messen, diese müssen gesondert behandelt werden. Anschließend werden die Daten nochmals bereinigt („pruning step“), denn unabhängig von der Genauigkeitsklasse der WIM-Messungen ist bekannt, dass die WIM-Messungen auch „grobe – systematische“ Fehler verursachen können. Es gibt sogar Kalibrierhinweise, wenn diese während des Kalibrierprozesses auftreten. Ein häufiger Grund für eine unplausible Messung ist, dass das Fahrzeug zu weit von der Mitte der Fahrspur entfernt ist. Aus diesem Grund müssen die Messungen einer Qualitätskontrolle unterzogen werden, bevor sie für die Belastungsanalyse verwendet werden. Jedes Land hat einen solchen Schritt für die Erstellung der jährlichen WIM-Berichte, und für REAL-LAST wurden ähnliche Schritte angewandt, wenn auch weniger streng und mit einigen zusätzlichen Schritten. Die Bereinigungs-schritte sind in Tabelle 3 dargestellt. Beim Pruning werden in der Regel ca. 10 % der Daten entfernt, ohne den ersten Schritt, bei dem „leichte Fahrzeuge“ mit einem

Gewicht zwischen 2.990 kg (dem normalerweise auf dem Datenerfassungsserver eingestellten Grenzwert) und 3.500 kg entfernt werden.

Die Eliminierung von Sonderfahrzeugen über 100 t (und nicht über 65 t wie bei ASTRA) ist für die D-A-CH Daten ebenfalls besser geeignet und ermöglicht auch die Identifizierung von 60, 72, 84 und 96 t schweren Mobilkränen. Die Entfernung von Sondertransporten ist zulässig, denn diese sind zu beantragen und werden gesondert behandelt, und können ohnehin nicht im Regelverkehr ohne Maßnahmen Brücken queren.

Im nächsten Schritt, der Klassifizierung, anhand des Radstands („Silhouette“) ist zu beachten, dass einige schwerere 96 t Kräne übersehen werden könnten, aber dies ist ein Kompromiss, da unrealistische Fahrzeuge vermieden werden müssen. In der Bereinigungsstufe 8 werden Fahrzeuge mit einem Achsgewicht von mehr als 25 t entfernt; dieser Wert wird später in der Analyse durch die Tatsache bestätigt, dass die Verteilung der extremen Achslasten nicht bis zu diesem Wert reicht. Der Grund dafür liegt nicht in der maximalen Achslast, die eine Achse tragen kann, sondern in Ermüdungsüberlegungen, die für die Auslegung einer Achse ausschlaggebend sind. Die Versagenslast einer Achse ist nicht genau bekannt, beträgt aber mindestens das Vierfache der statischen Nennlast. (bestätigt während des Workshops, EPFL/TNO [13])

Tabelle 3: Verarbeitungsschritte (pruning steps) der importierten und bereinigten Daten

Verarbeitungsschritt	Ausschlusskriterium
1	Fahrzeuge < 3.5 t
2	Nicht benutzt
3	Fehlende Länge
4	Länge > 26 m
5	Fehlendes Achsgewicht
6	Beliebiger Radstand < 60 cm
7	Gesamtgewicht > 100 t
8	Achslast > 25 t
9	Länge < 4 m
Zusätzliche von der EPFL erstellte Kriterien	
A	Anzahl der Achsen > 10
B	Beliebiger Radstand > 15 m
C	SWISS10 Klasse 2, 3, 4, 6
D	Fahrzeuggesamtgewicht < 6 t
E	Geschwindigkeit > 145 km/h
F	Doppelte Fahrzeuge

Die meisten Filterungsschritte sind einfach und bedürfen keiner weiteren Erklärung. Die Schritte C bis F werden hier näher erläutert. Schritt C, das Entfernen von SWISS10-Fahrzeugen (die SWISS10-Fahrzeugklassen sind in Tabelle 4 angegeben, siehe Abschnitt 2.2) der Klassen 2, 3, 4 und 6, hat sich als effizienter Weg erwiesen, um leichte Fahrzeuge (PKWs) zu entfernen, die durch ihr Gewicht nicht erkannt wurden. Der Grund für ihre Entfernung liegt darin, dass sie die zusammenfassenden Statistiken der klassifizierten Fahrzeugtypen nicht verzerren, d.h. ihre SWISS10-Klasse erlaubt es uns, sie leicht zu entfernen, da wir an den Klassen 1, 7, 8, 9 und 10 interessiert sind. Der Grund dafür, dass die Klasse 5 nicht entfernt wurde, ist, dass einige Fehlklassifizierungen zwischen den Klassen 5 und 8 festgestellt wurden (und zu einer Nichtübereinstimmung der Daten zwischen WIM und den Zählstationen führen), weshalb es als sicherer angesehen wird, diese Fahrzeuge zu behalten.

Schritt D, bei dem alle Fahrzeuge mit einem Gewicht von weniger als 6 t entfernt werden, steht im Einklang mit früheren Studien [14], in denen 6 t als Grenzwert festgelegt wurde,

um 1) ein schweres Fahrzeug zu simulieren und 2) die Stabilität und Kohärenz der LWK-Perzentile zwischen Stationen und Jahren zu verbessern. In Schritt E werden Fahrzeuge, die schneller als 145 km/h fahren, entfernt. Dies liegt daran, dass es selten vorkommt, dass ein schweres Fahrzeug so schnell fährt, aber die Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h in Deutschland nicht durchgesetzt wird (die meisten LKWs haben jedoch eine Höchstgeschwindigkeit von 80 km/h, während einige auf 100 km/h begrenzt sind). Daher ist das Vorhandensein von schweren Fahrzeugen, die schneller als 145 km/h fahren, in den Daten normalerweise ein Fehler, nachdem andere Merkmale dieser Fahrzeuge untersucht wurden.

In Schritt F werden schließlich alle "doppelten" Fahrzeuge entfernt. Bei der sorgfältigen Analyse der WIM-Daten wurde das Phänomen beobachtet, dass der Sensor und die Software fälschlicherweise dasselbe Fahrzeug auf beiden Fahrspuren gleichzeitig erfassen können. Zunächst dachte man, dass es sich dabei einfach um ein schweres Fahrzeug handelte, das ein anderes überholte, wobei die Ähnlichkeit der beiden Fahrzeuge darauf hindeutete, dass sie gemeinsam fahren, zum Beispiel von einer Baustelle zur anderen. Dies wäre natürlich besorgniserregend, weil es zu hohen Belastungseffekten führen würde (vor allem, wenn es sich z. B. um einen sehr schweren Kranwagen handelt).

Für die Klassifikation der Fahrzeugtypen basierend auf WIM-Daten, des Konsortiums in Abstimmung mit dem Begleitkreis hat eine einheitliche Fahrzeugklassifizierung für den DACH-Raum angewandt. Hier wurden die Erfahrungen aus der Schweiz benützt, wo bereits Kriterien der Klassifikation basierend auf Achsabständen und Gewichten vorliegen. Diese Klassifizierung ähnelt der Klassifizierung in EUR 13, kann aber besser zwischen verschiedenen LKW-Typen unterscheiden und ermöglicht das Hinzufügen von Sonderfahrzeugen.

Mit dieser Methode erreichten wir eine gute Erkennung der Lastwagen. Von den Sondertransportfahrzeugen konnten die Kräne gut identifiziert und in entsprechende Klassen eingeordnet werden (sie stellen die Mehrheit der dauergenehmigten Schwerverkehrsfahrzeuge). Die anderen Sondertransporte blieben schwer identifizierbar, fallen dagegen in die Kategorie "unbekannt" und werden ausgefiltert. Insgesamt sind nur weniger als 8% der KFZ nicht klassifizierbar (Klasse 0: "unbekannt"), siehe Abbildung 11. In der Diskussion über den Umgang wurde beschlossen, die Daten der (potenziell fehlerhaften) nicht-klassifizierbaren Fahrzeuge nicht zu verwenden, sondern deren Anzahl

unter die anderen Fahrzeugklassen aufzuteilen (i.e. Fahrzeuge der Klasse 0 werden anteilig in die 13 LKW-Klassen eingestuft). Die Einzelheiten dieser Klassifizierung sind im Anhang, Abschnitt 13.1 aufgeführt. Es ist zu beachten, dass in dieser Studie das Clustering von LKWs (d.h. die Tendenz von LKWs, andere LKWs zu folgen – führt zur erhöhter Auftretenshäufigkeit von LKW-Paaren im Verkehrsfluss) nicht berücksichtigt wird. Dies wird mit anderen Annahmen kompensiert, z.B. der anteiligen Verteilung der unbekannteren Fahrzeugtypen, sowie die Stauhäufigkeiten.

Sondertransporte werden zur Bewertung der Tragfähigkeit von Brücken immer gesondert behandelt, daher fließen sie nicht in das Lastmodell ein. Ausgenommen sind die dauergenehmigten Schwerverkehrsfahrzeuge, diese sind grundsätzlich in den in Reallast definierten Fahrzeugklassen enthalten. Eine Zusammenfassung der Klassifizierung von Sondertransporten ist in der Abbildung 12 gegeben.

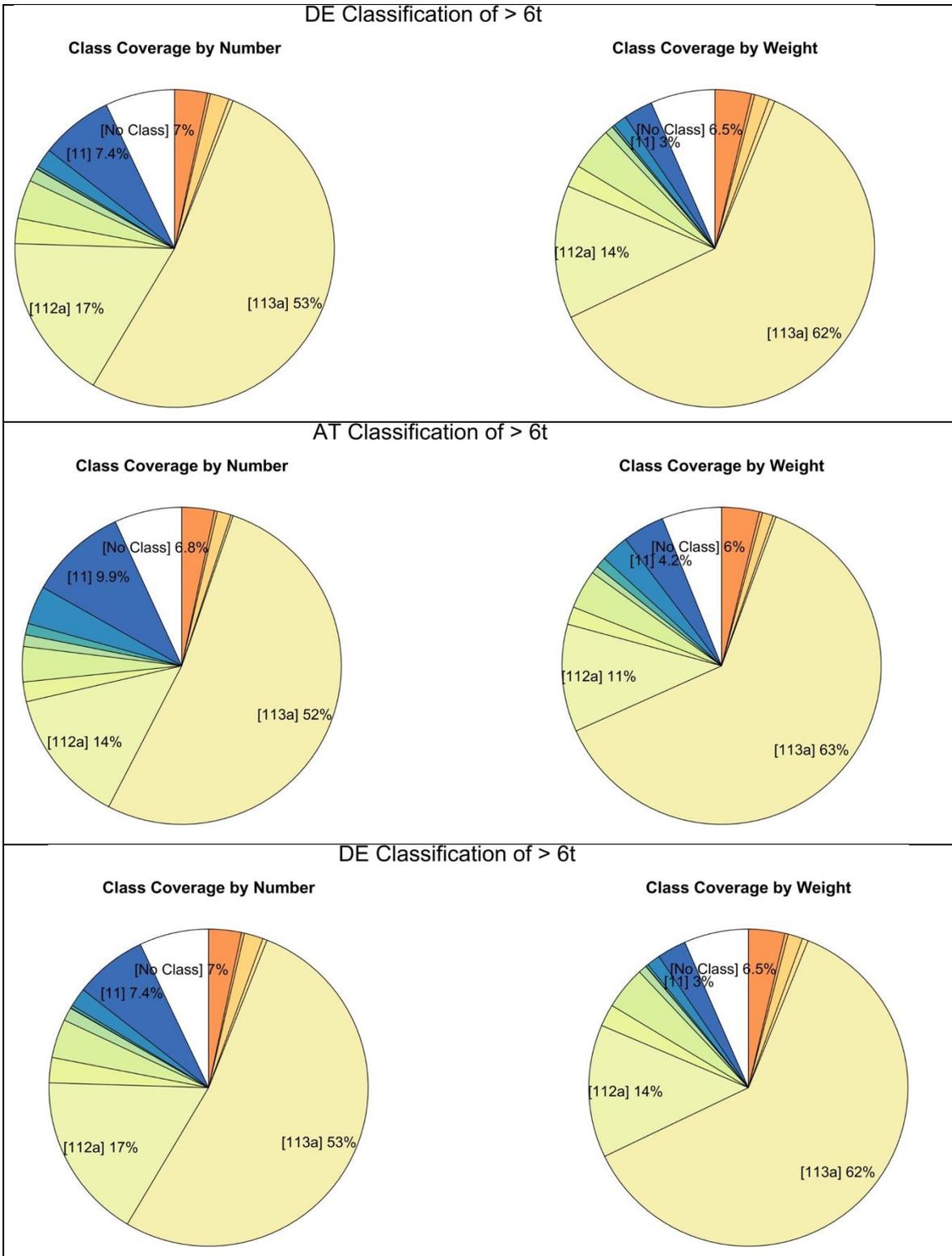


Abbildung 11: Zusammenfassung der Klassenerfassung nach Anzahl oder Gewicht pro Land

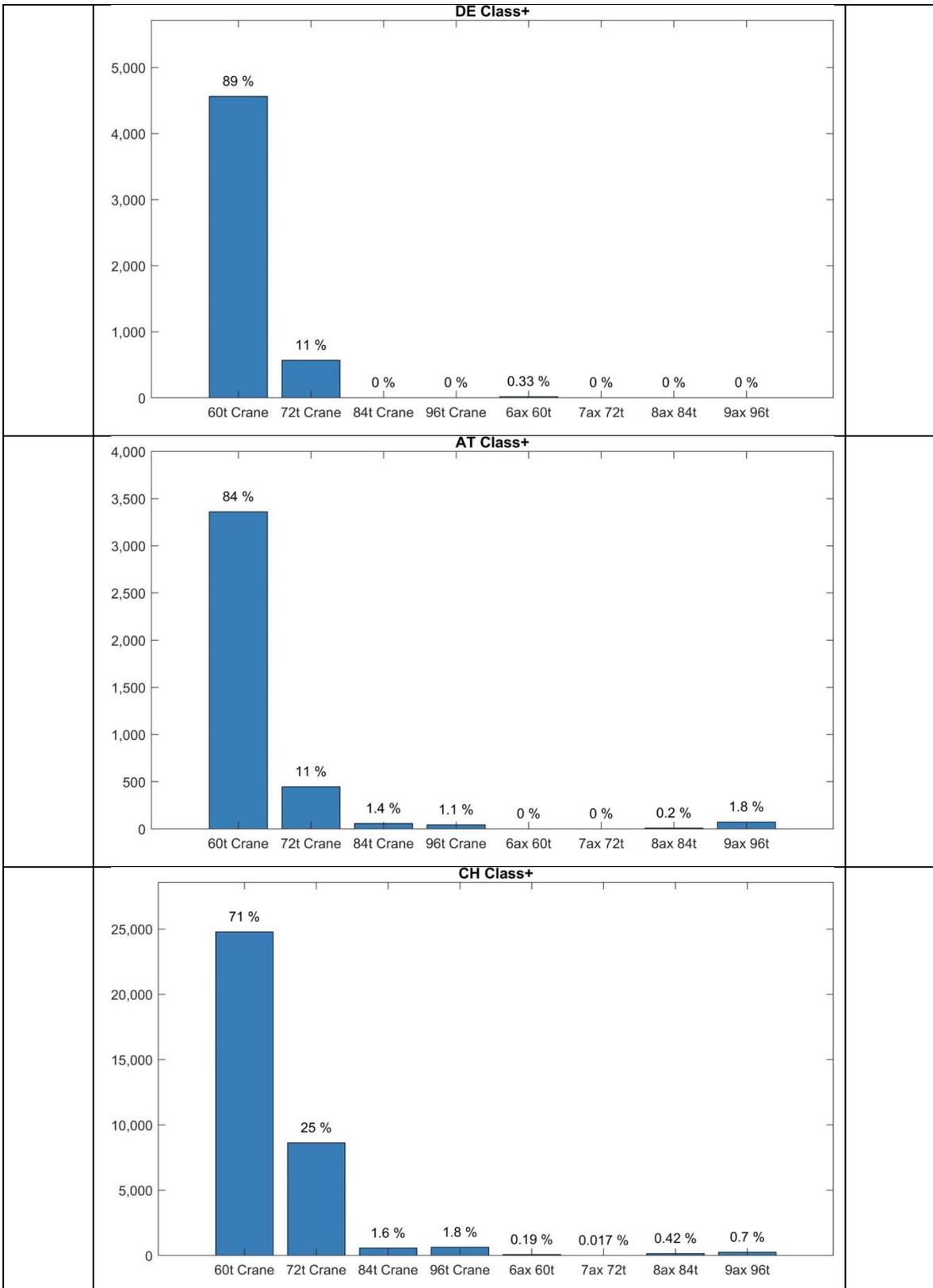


Abbildung 12: Zusammenfassung der Klassenerfassung von Sondertransporten

## 2.2. Verkehrszählung

Zusammenstellung von Verkehrszählung Daten aus allen drei D-A-CH Ländern wurden prozessiert:

- Deutschland: 1058 Zählstellen, Dauer 4 Jahre (Großteils Jahre 2017-2020, im Durchschnitt 1151 Tage pro Zählstelle);
- Österreich: 19 Zählstellen, Dauer 1 Jahr (Jahr 2019, 365 Tage pro Zählstelle);
- Schweiz: 6 Zählstellen, Dauer 3 Jahre (Großteils Jahre 2017-2019, im Durchschnitt 615 Tage pro Zählstelle).

Für die Zählstationen hat wiederum jedes Land sein eigenes Klassifizierungssystem, und Tracking-Informationssystem:

- DE: verwendet ein Standardsystem mit 9 Klassen;
- A: Normalerweise wird nur die Klassifizierung leicht vs. schwer verfolgt. Aber die Klassifizierung TLS 8+1 ist auch möglich;
- CH: verwendet ein System mit 10 Klassen namens SWISS10.

Während der Bearbeitung wurde die Klassifizierung nach den drei Systemen in drei verschiedenen Spalten beibehalten. Im Folgenden wurde stattdessen das TLS 8+1 System verwendet.

Tabelle 4: Fahrzeugklassen nach verschiedenen Klassifizierungssystem [15]

UNECE	Swiss 10	TLS 8+1	Deutsch	Français	English	Piktogramm
-	-	6	Unbekannt	Inconnu	Unknown	
C	1	5	Bus mit/ohne Anhänger	Bus avec/sans remorque	Bus with/without trailer	
A	2	10	Motorrad	Moto	Bike	
B	3	7	Pkw	Voiture	Car	
	4	2	Pkw mit Anhänger	Voiture avec remorque	Car with trailer	
	5	11	Lieferwagen / Pickup / Wohnmobil	Camionnette / pick-up / Camping-car	Van / Pickup van / Caravan	
	6	2	Lieferwagen / Pickup / Wohnmobil mit Anhänger	Camionnette / pick-up / Camping-car avec remorque	Van / Pickup van / Caravan with trailer	
	7	9	Lieferwagen Sattelzug	Camionnette semi-remorque	Semitrailer van	
D	8	3	Lkw / Tanklastwagen / Muldenkipper	Poids lourd / Camion-citerne / Tombereau	Truck / Tank truck / Dumper truck	
	9	8	Lkw / Tanklastwagen / Muldenkipper mit Anhänger	Poids lourd / Camion-citerne / Tombereau avec remorque	Truck / Tank truck / Dumper truck with trailer	
	10	9	Lkw / Muldenkipper / Tanklast Sattelzug	Poids lourd / Tombereau / Camion-citerne semi-remorque	Semitrailer / Semitrailer dumper / Semitrailer tank truck	

Die durchgeführten Auswertungen umfassten die zeitlich-periodische Änderungen des Verkehrs, und die Aufteilung des Verkehrs auf einzelne Fahrspuren. Die zeitlich-periodischen Verkehrseigenschaften wurden stundenweise im Wochenzyklus ausgewertet. Hier wurden die Konfidenzintervalle für die Variabilität sowohl pro Messstelle als auch zwischen den Messstellen ausgewertet. Um die Zählstellen vergleichen zu können, wurden die Zählraten auf die mittlere KFZ-Anzahl normiert. Die Spitzen des Verkehrsaufkommens im Wochenzyklus wurden an den meisten Zählstellen am Freitagnachmittag festgestellt. Neben der KFZ-Anzahl wurde auch der zeitlich-periodische Verlauf vom LKW-Anteil im Verkehrsfluss ausgewertet. Die Spitzenwerte des LKW-Anteils werden in den nächtlichen Stunden erreicht, während die Mindestwerte am Wochenende und in den Verkehrsspitzen auftreten.

Weiterhin wurde die Abhängigkeit der Verkehrseigenschaften von der stündlichen KFZ-Anzahl untersucht. Von den untersuchten Parametern scheint insbesondere die Aufteilung der KFZ-Anzahl auf die einzelnen Fahrstreifen gut mit der gesamten KFZ-Anzahl zu korrelieren. Diese Information kann z.B. für die Standorte nützlich sein, wo nur die KFZ-Anzahl pro Fahrtrichtung, nicht aber pro Fahrstreifen bekannt ist. In den übermittelten Daten ist das der Fall an den Zählstellen aus Deutschland.

### 2.3. Video

Videodaten zählen zu den Sonderdaten und ihre Verwendung in der Verkehrslastenerfassung ist bisher wenig verbreitet. Es existieren jedoch bereits mehrere Entwicklungen, die auf die Nützlichkeit dieser Technologie hindeuten.

Die videobasierte Fahrzeugerkennung wurde auf einer Hängebrücke in Schottland [16] angewandt, wo die Kamera auf der Spitze des Brückenturms in 95 m Höhe über der Fahrbahnoberfläche angebracht war. Die Autoren verwendeten eine statistische Korrelation von Fahrzeuggewichten und -längen, um aus den im Video ermittelten Längen auf die Gewichte zu schließen. Ähnliche Zielstellung hatte auch die Arbeit von Xu et.al. [17], wo Videodaten (inkl. Kennzeichenerkennung) mit Mautdaten kombiniert wurden, um auf die Brückenbelastung durch LKWs zu schließen. Weiterhin sind auch videobasierte Technologien bekannt, die aus der Reifendeformation, die aus dem Video ausgewertet wird, auf die Achslasten rückrechnen [18] und somit Achslasten kontaktlos erfassen.

Da die Brückenbewertung in Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS) von den Maxima der Verkehrsbelastung abhängt, die häufig bei Staus auftreten, ist die Verteilung der Fahrzeugabstände einer der wichtigsten Eingangsparameter. Im Allgemeinen ist die verfügbare Datenlage zu auftretenden Fahrzeugabständen im Stau gering. Kraus [7] zitiert eine in 2018 abgeschlossene Studie, in der Fahrzeugabstände auf einer überlasteten Autobahn in Deutschland mit einem videobasierten Ansatz gemessen wurden. Es wurden hier ca. 410 Abständen gemessenen.

Um die Datenlage zu verbessern, wurden zur Erfassung zusätzlicher Daten im Rahmen dieses Projektes videobasierte Untersuchungen durchgeführt. Dazu wurde die kürzlich entwickelte Mobility Observation Box des AIT (Abbildung 13) verwendet. Die Mobility Observation Box (MOB) wurde ursprünglich entwickelt, um die Verkehrssicherheit nach objektiven Kriterien zu messen und damit vergleichbar zu machen. Das System ist kompakt und ermöglicht eine schnelle und unkomplizierte Installation und Deinstallation ohne Fachpersonal. Es umfasst eine Kamera, Hardware für die Erfassung und Speicherung von

Videostreams und eine Batterie, die einen autarken Betrieb von mehr als 7 Tagen gewährleistet.



Abbildung 13: Mobility Observation Box: Anwendung im Stadtverkehr (links) und auf der Autobahn (rechts)

Algorithmen des maschinellen Lernens und der künstlichen Intelligenz, die für MOB-Anwendungen entwickelt wurden, sind in der Lage, verschiedene Gruppen von Verkehrsteilnehmern (Lkw, Pkw, Fußgänger, Radfahrer, E-Scooter usw.) automatisch zu erkennen und ihre Bewegung für jedes Videobild zu verfolgen. Während der ursprüngliche Zweck des Systems die Analyse von Verkehrsbedingungen, -verhalten und -konflikten ist, was normalerweise für die Verkehrssicherheit genutzt wird, wurden die vorhandenen Algorithmen der Trajektorienerfassung genutzt, um Abstände zwischen den Fahrzeugen auf der Grundlage von Fahrzeugtrajektorien (Richtung und Geschwindigkeit) zu ermitteln. Die Hardware "Mobility Observation Box" (MOB) wurde 6 bis 8 m über der Straße und mit Blick auf den Verkehrsstrom montiert in einem Winkel von ca. 45° ermöglichte eine zuverlässige Beurteilung der langsamen Fahrspur; die anderen Fahrspuren werden bei dieser Perspektive oft abgeschattet. Es wurden fünf Messinstallationen durchgeführt:

1. Deutschland A1, km 326.5, Richtung Bremen, Zeitraum 22.2. - 5.3.2023
2. Deutschland A1, km 326.5, Richtung Köln, Zeitraum 22.2.-5.3.2023
3. Österreich A2, km 12.8, Richtung Wien, Zeitraum 4.-15.5.2022
4. Österreich A9, km 166, Richtung Graz, Zeitraum 11.-23.10.2022
5. Schweiz A1, km 317, Richtung St. Margarethen, Zeitraum 21.4.-2.5.2023

In den erfassten Videodaten wurden die Trajektorien einzelner Fahrzeuge bestimmt, indem die Position einzelner Fahrzeuge in jedem Videoframe identifiziert wurde. Das erfolgt durch einen automatisierten Algorithmus, der einzelne Fahrzeuge erkennt und sie im Bild mit einer „bounding box“ (Reckeckbegrenzung) versieht (Abbildung 14 links). Diese bounding box wird zwischen einzelnen Frames verfolgt und die Position der Fahrzeugfront wird als Funktion der Zeit bestimmt (Abbildung 14 rechts). Aus den Trajektorien lassen sich die Fahrgeschwindigkeiten und die Brutto-Abstände (von der Front eines Fahrzeuges zur Front

des nächsten) bestimmen. Der Vorteil der Videodaten ist, dass die Auswertung insbesondere bei geringen Geschwindigkeiten gut besser funktioniert, weil die Trajektorien dann aus einer größeren Anzahl Videoframes bestehen. Die Genauigkeit ist damit genau komplementär zur WIM-Anlage die bei Geschwindigkeiten  $<20\text{km/h}$  versagt.

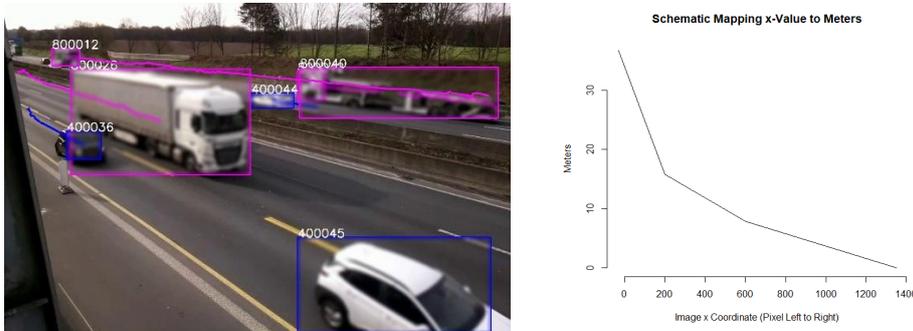


Abbildung 14: Erfassung von Verkehrseignissen und Trajektorien von Fahrzeugen auf der Autobahn

Damit die Netto-Abstände (d.h. zwischen dem hinteren Rand eines Fahrzeuges zur Front des nachfolgenden Fahrzeuges) ermittelt werden können, müssen zusätzlich zum Brutto-Abstand noch die Fahrzeuglängen bestimmt werden. Dies erfolgte durch die Bestimmung von charakteristischen Längen für einzelne Fahrzeugtypen, und deren Anwendung auf, die automatisiert erkannten Fahrzeugtypen im Verkehrsstrom.

Die 5 Messstellen wiesen unterschiedliche Verkehrscharakteristika auf. Die Abbildung 15 links zeigt den Anteil von LKWs und PKWs im rechten Fahrstreifen, welche an einzelnen Messstellen erfasst wurden. Ebenfalls ist die Gesamtanzahl der erfassten Fahrzeuge angegeben. In der Abbildung 15 rechts sind die Geschwindigkeitsprofile der erfassten Verkehrsströme dargestellt. Es ist ersichtlich, dass zur Datenlage im Stau vor allem die deutschen Messstellen beitragen. Die Messstellen A2 in Österreich und A1 in der Schweiz lieferten für den Geschwindigkeitsbereich  $v < 20 \text{ km/h}$  geringere Datenmengen. Die Messstelle A9 in Österreich konnte für Stausituation nicht verwendet werden. Zu beachten ist die logarithmische Skala der Darstellung.

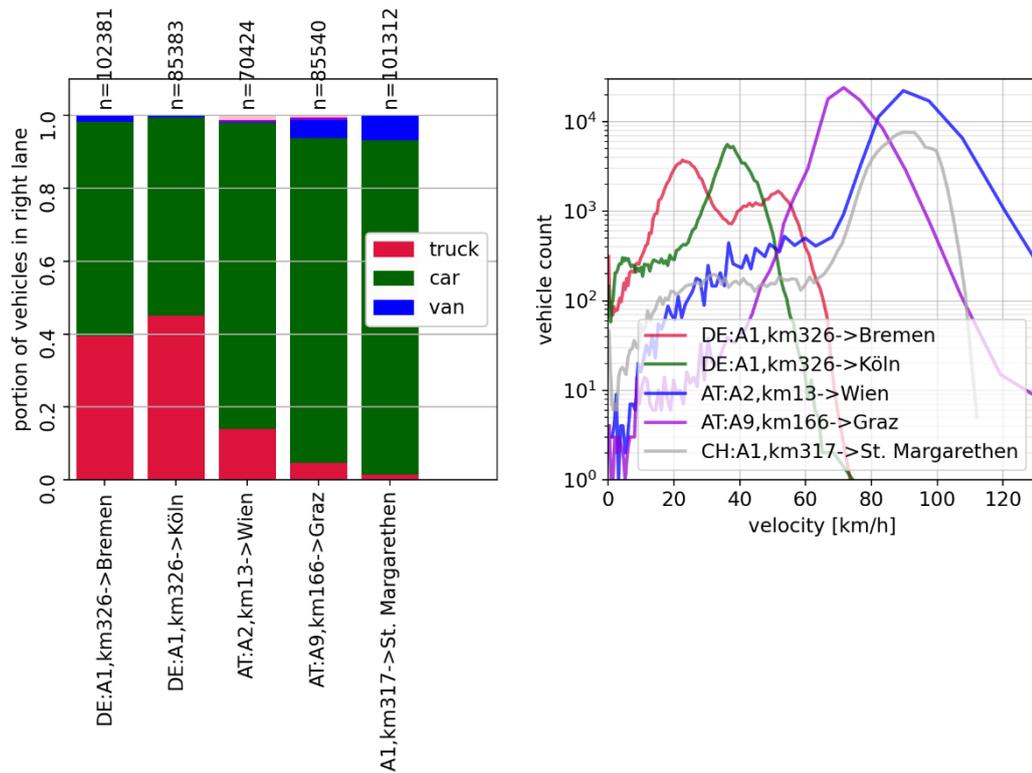


Abbildung 15: Erfasste Zusammensetzung des Verkehrs (links), sowie Histogramme der Fahrgeschwindigkeiten (rechts)

Die videobasierte Erkennung von Fahrzeugen und Identifizierung von Fahrzeugabständen aus dem Videostrom erwies sich als praktikable Methode für den gegebenen Zweck: Identifizierung von Fahrzeugabständen in Staus. Die ermittelten Fahrzeugabstände wurden verwendet, um Verteilungen der Nettozeitabstände [s] für Geschwindigkeiten über 30 km/h und der Netto- Fahrzeugabstände [m] für Stausituationen ( $v < 20$  km/h) anzupassen. Die Ergebnisse sind im Kap. 5.7 angeführt.

## 2.4. Andere Sonderdaten

Es wurde im Zuge des Projekts noch andere Sonderdaten auf Eignung untersucht, diese waren:

### 2.4.1. Maut

Die Verwendung von Mautdaten im Netz der ASFINAG („Go-Box“) stellte sich aus Datenschutzgründen als schwer umsetzbar heraus.

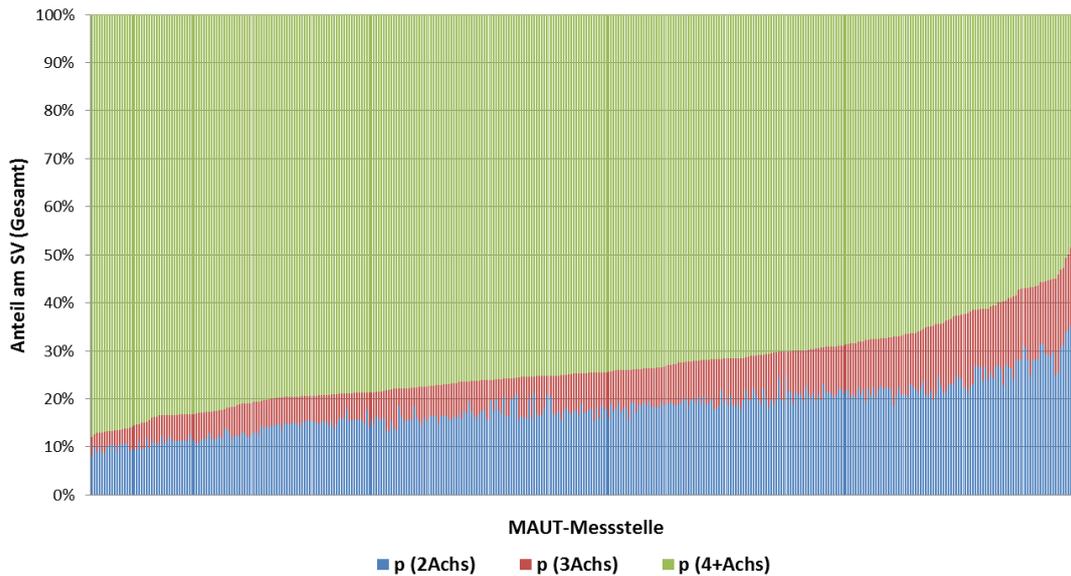


Abbildung 16: Exemplarische Auswertung Messstellen im ASFiNAG-Netz für die Jahre 2008-2011; SV=Schwerverkehr und mittlerer Anteil der Fahrzeuggruppen 2-, 3 und 4+ Achser aus Blab, R., et al., OBESTO - Implementierung des GVO- und LCCA-Ansatzes in die österreichische Bemessungsmethode für Straßenoberbauten. 2014: Wien.

Zusatzinformationen wären nur dann von Bedeutung, wenn in den Zählstellen keine spurweise Erkennung des Schwerverkehrs getrennt nach Achsen erfolgt sind, ansonsten enthalten hochaufgelöste Zähldaten ähnliche Informationen.

#### 2.4.2. Faseroptische Messungen

Im Rahmen von REAL-LAST wurden Glasfaserdaten von DAS-Vibrationsmessungen, welche im Rahmen eines parallellaufenden Eurostar Projekts mit dem Titel ROADWISE dem Konsortium zur Verfügung gestellt wurden, untersucht. Mittels einer neben der Straße verlegten Glasfaser können mitunter Einzelfahrzeuge und Fahrzeugfolgen über lange Strecken identifiziert werden.

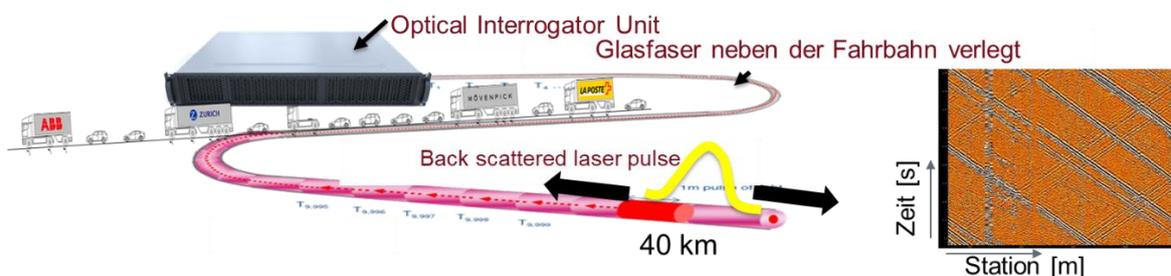


Abbildung 17: Schema DAS Messung zur LKW- Erfassung

Der Zweck der Analyse war, das Potential der Nutzbarkeit dieser Daten für die Charakterisierung des Verkehrs zu bestimmen. Die Daten wurden an der Autobahn A2 südlich von Wien erfasst. Die Daten decken eine Strecke von mehreren Kilometern ab. Zur Auswertung wurden zwei Stellen, die sich in der Nähe einer WIM-Messstelle bei km 12,6 und in der Nähe einer Zählstelle bei km 11,7 befinden, herangezogen. Da sich in dem Bereich seit April 2022 eine Baustelle befindet, wären aktuelle Daten nicht verwendbar, weshalb auf historische Daten zurückgegriffen werden musste. Diese Daten umfassten den Zeitraum vom Freitag, den 28.5.2021 10:30 bis Montag den 31.5.2021 09:00. Die Daten wurden prozessiert und anschließend mit einem neuronalen Netzwerk analysiert. Das neuronale Netzwerk wurde bereits in Vorprojekten vom AIT erstellt und trainiert, so dass hier eine Anwendung des bereits antrainierten Netzwerks stattfand. Der Algorithmus identifiziert neben der Anzahl der LKWs pro Minute auch ihre durchschnittliche Fahrgeschwindigkeit. Die Ergebnisse wurden mit den Daten der WIM-Messstelle verglichen, um die Funktionalität zu evaluieren. Der Vergleich hat gezeigt, dass insbesondere in Zeiten mit geringem LKW-Vorkommen (Wochenende) die Identifikation aus faseroptischen Daten schlecht funktioniert. Die Übereinstimmung war dagegen gut bei höherem Vorkommen von LKWs (Montag vormittags). In Zeitabschnitten mit reduzierter Durchschnittsgeschwindigkeit (stockender Verkehr, evtl. mit Stau) war die Übereinstimmung mit den WIM-Referenzdaten nicht zufriedenstellend. Dies könnte zum Teil auch an den Daten der WIM-Anlage liegen, die bei geringen Geschwindigkeiten keine zuverlässigen Daten liefert.

Zusammenfassend liegt die Vermutung nahe, dass durch ein umfassenderes Training des neuronalen Netzwerkes, welches verschiedene Verkehrssituationen abdecken müsste, das Ergebnis verbessert werden könnte. Diese Aufgabe liegt jedoch außerhalb des Rahmens dieses Projektes. Obwohl hier ein Zukunftspotential sichtbar ist, bleiben die faseroptischen Daten mit den aktuellen Auswertelgorithmen kaum nutzbar für die Zwecke dieses Projekts.

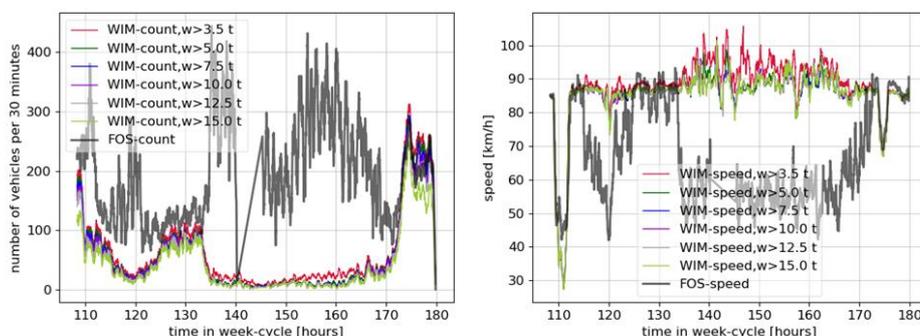


Abbildung 18: Ergebnis einer Schätzung der LKW-Anzahl pro Minute, durchschnittliche Geschwindigkeit im Vergleich zu den WIM Daten

### 2.4.3. Mobile Staumeldeanlagen

Mobile Staumeldeanlagen wurden auf Anwendbarkeit zur Erfassung von Stauereignissen untersucht. Diese Anlagen dienen zur interaktiven Steuerung des Verkehrs in Baustellenbereichen. Informationen zu den Staumodellen gerade in Bezug auf die Fahrzeugabstände sind als Netto-Fahrzeuglücken schwierig zu erfassen, da diese in der Radarmessung nicht eindeutige Ergebnisse auswirft. Es wurde der Ansatz der Videodatenauswertung als zielsicher eingestuft und aus diesem Grunde weiterverfolgt.



Abbildung 19: Exemplarische Darstellung eines mobilen Stauwarnanhängers

#### 2.4.4. LKW als Sensor (Zukunft)

Möglichkeiten zur Verwendung von LKWs als Sensoren waren auch diskutiert. Die Richtlinie EU 2015/719 erlaubt die Verwendung dieser Messmethode als Alternative zu den WIM-Messungen. **Dies ist eine Lösung, die in Zukunft gefördert werden sollte.** Diese Daten wären sehr nützlich und können anonymisiert werden, werden jedoch innerhalb des Projekts nicht verfügbar sein.

Richtlinie EU 2015/719 gemäss Absatz 10d: *«(1) Bis zum 27. Mai 2021 ergreifen die Mitgliedstaaten spezifische Maßnahmen, um die in Betrieb befindlichen Fahrzeuge oder Fahrzeugkombinationen zu bestimmen, die mutmaßlich das höchstzulässige Gewicht überschritten haben und die daher von den zuständigen Behörden überprüft werden sollten, um die Einhaltung der Anforderungen dieser Richtlinie sicherzustellen. Diese Maßnahmen können mithilfe von an den Straßeninfrastrukturen platzierten automatischen Systemen oder mithilfe von bordeigenen Wiegesystemen erfolgen, die in Einklang mit Absatz 4 in Fahrzeugen installiert sind. [...]»*

*«Um die Interoperabilität sicherzustellen, ist in den Bestimmungen mit den Einzelheiten vorzusehen, dass Gewichtsdaten zu jedem Zeitpunkt von einem fahrenden Fahrzeug an die zuständigen Behörden und an die Fahrer übermittelt werden können.[...] Darüber hinaus wird mit dieser Übermittlung sichergestellt, dass die zuständigen Behörden der Mitgliedstaaten mit Fahrzeugen und Fahrzeugkombinationen, die in einem beliebigen Mitgliedstaat zugelassen sind und ein bordeigenes Wiegesystem verwenden, in der gleichen Weise kommunizieren und Informationen austauschen können.»*

Diese Daten wären in anonymisierter Form sehr nützlich, werden jedoch innerhalb des Projekts nicht verfügbar sein.

### 3. GRUNDLEGENDE UNTERSUCHUNGEN

In diesem Kapitel werden grundlegende Vorgehensweisen in Bezug auf die Lastmodellerstellung und Kalibrierung angeführt.

#### 3.1. Hintergründe zur Erstellung von Lastmodellen an Straßenbrücken

Die Entwicklung des Verkehrslastmodells in EN 1991-2 entstand in folgenden grob skizzierten Arbeitsschritten [1]:

- Analyse „realer“ Verkehrsdaten wie z. B. Verkehrszusammensetzungen, Achslasten, Fahrzeuglaste, Achsabstände und Ableitung des grundsätzlichen Aufbaues des Verkehrslastmodells mit Einzellasten und Gleichflächenlasten. Das Lastmodell folgte dem Ziel der Anwenderfreundlichkeit auch bei Inkaufnahme unterschiedlicher „Realitätsnähe“ der Kenngrößen.
- Auswertung der WIM-Daten unterschiedlicher Messstellen in Europa. Da der Verkehr bei Auxerre die größte Häufigkeit größerer Achslasten auswies, wurde diese Messstelle die Grundlage des Verkehrsmodells.
- Die größten Achslasten wurden an der Messstelle Rhode gemessen.
- Für die Achslast wurde die Häufigkeitsverteilung der gemessenen Achslasten von dieser WIM Stelle verwendet. Es war die Achse Nr. 2 des Sattelzuges. Die Extrapolation der Häufigkeitsverteilung der Achslasten und die Ableitung des 1000 Jahresextremums ist eine Grundlage zur Festlegung des charakteristischen Wertes der Tandemachse und der Achse des LM 2.
- -Anwendung desselben Verfahrens für den freien Verkehr, den verdichteten Verkehr, den Stau und besondere Situationen, sowie für die Fahrzeuggewichte.
- Hinzufügen der dynamischen Effekte (die in [1] ausführlicher behandelt werden, siehe spezieller Unterabschnitt): Berechnet wurden Einzelfahrzeugüberfahrten mit voller Fahrzeug/Tragwerk Interaktion. Getrennt wurden dynamische Faktoren für globale Effekte und es wird ein ergänzender Vergrößerungsfaktor in Bezug auf die lokalen Effekte (Kompensatoren) ausgewiesen. Dieser bestimmt den Wert der charakteristischen Achslast. Die dynamischen Vergrößerungsfaktoren (engl. Dynamic amplification factor DAF) ergeben sich für unterschiedliche „Straßenrauheit“ zwischen 1,0 und 1,14. Diese multipliziert mit dem genannten

Extrapolationsergebnis der Achslast führten zu dem Wert von 300 kN für die Tandemachse des Lastmodells. Der charakteristische Wert von 400 kN für LM 2 wurde durch die schwerste extrapolierten Achslast (250 kN), multipliziert mit einem dynamischen Faktor 1,6 (siehe Bruls et al. [19]) ermittelt.

- Die Kombination der beiden Faktoren (Bezugszeitraum  $R$  und Wahrscheinlichkeit  $p$ ) kann durch einen einzigen Faktor ersetzt werden, der die mittlere Wiederkehrperiode  $T$  eines bestimmten Wertes ausdrückt, d.h.  $T = R/p = 50 \text{ Jahre} / 0,05 = 1000 \text{ Jahre}$ . Wie Calgaro [20] feststellte, hat diese Definition keine physikalische Bedeutung, sie ist ein unveränderlicher und hilfreicher Faktor, um eine Wahrscheinlichkeit mit einem Bezugszeitraum in Beziehung zu setzen. Man beachte auch, dass der Unterschied zwischen den Werten für die Wiederkehrperiode von 1000 Jahren oder von 200 Jahren gering ist, weil die Verteilungsfunktion im hinteren Bereich der Funktion kleine Streuungen ausweist.
- Monte-Carlo-Simulation des Verkehrs auf einer oder mehreren Fahrspuren mit Daten aus Messungen und 4 ausgewählten Fahrzeugtypen. Belastungseinfluss > 10 m, Basis Auxerre, definiert auf Referenzlänge 11m. Bei stockendem Verkehr wurde der Abstand zwischen den Fahrzeugen mit 1 m angenommen (d.h. 3 m zwischen den Achsen).

Extrapolation der „Extremwertverteilung“ der Kennwerte wie

- o das Längs- und Querbiegemoment,
- o die Torsion in Trägern,
- o die Normal- und Querkräfte in den Trägern,
- o die konzentrierten Kräfte in Quer- oder Querträgern.
- Betrachtung des hinteren Bereichs der Verteilungsfunktion („Tail-Distribution“). Es wurden zwei verschiedene Verteilungsfunktionen verwendet (Halbnormal- und Gumbel-Verteilung), um die maximalen Kennwerte aus den Lasten der Lastkraftwagen und ihrer Achsen, der gesamten Achslastfolge und der Verkehrsszenarien zu erhalten.
- Extrapolation für die definierte Wiederkehrperiode.

Anschließend wurden, wie in Bruls et al. [19], erläutert, die Werte des Lastmodells bei Berücksichtigung verschiedener Verkehrsszenarien und Tragsysteme definiert, wobei der Verkehr von Auxerre auf der Autobahn Paris-Lyon in Frankreich die Grundlage war. Die Kalibrierung hat gezeigt, dass zwei Kennwerte entscheidend sind:  $M_o$ , das Biegemoment in

der Mitte der Spannweite eines einfach gestützten Trägers und  $M_2$ , das Stützmoment am mittleren Auflager eines Trägers mit zwei Spannweiten.

Die Kalibrierung des LM1 wird unter Berücksichtigung dynamischer Effekte durchgeführt, um für konzentrierte und verteilte Lasten einen gemeinsamen Ansatz zu haben (um ein Modell zu haben, das gleichzeitig für die allgemeinen und die lokalen Nachweise geeignet ist). Das auf diese Weise gefundene Modell hat eine verteilte Last, die eine Funktion der belasteten Länge ist. Für das endgültige Lastmodell, welches von der Belastungslänge unabhängig ist, wurde die Genauigkeit der "Ziel"-Zuverlässigkeitswerte für die Einwirkungen leicht verringert, um ein sehr einfaches Modell zu erhalten. Dazu wurden die vorgeschlagenen Zielwerte mit Diagrammen verglichen, die eine fiktive Last  $Q'$  in Abhängigkeit von der Stützweite  $L$  darstellen:  $Q' = k.M/L$  oder  $Q' = k.V$ , wobei  $M$  ein Biegemoment,  $V$  eine Querkraft und  $k$  ein Faktor ist, der von der Art der Lasteinwirkung abhängt. In einem solchen Diagramm wird eine Lasteinwirkung, die durch eine konstante Last erzeugt wird, durch eine horizontale Gerade (d. h. den Wert am Ursprung) und eine Lasteinwirkung, die durch eine konstante, gleichmäßig verteilte Last erzeugt wird, durch eine abfallende Gerade dargestellt. Daraus ergeben sich die folgenden bekannten charakteristischen Werte:

- Fahrstreifen 1,  $q = 27 \text{ kN/m}$ ,  $Q_1 \ \& \ Q_2 = 300 \text{ kN}$
- Fahrstreifen 2,  $q = 9 \text{ kN/m}$ ,  $Q_1 \ \& \ Q_2 = 150 \text{ kN}$
- Fahrstreifen 3 & 4,  $q = 7,5 \text{ kN/m}$ ,  $Q_1 \ \& \ Q_2 = 100 \text{ kN}$

Die Mindestintensität der verteilten Last =  $2,5 \text{ kN/m}^2$  (d. h.  $7,5 \text{ kN/m}$  auf einer  $3 \text{ m}$  breiten Fahrbahn) ergibt sich aus den bestehenden nationalen Normen. Es sollte erwähnt werden, dass die zweite Fahrspur die Ergebnisse der Modellkalibrierung auf der Hauptfahrspur nicht wesentlich verändert hat.

Die Definition der repräsentativen Werte wird unter Berücksichtigung einer guten Fahrbahnrauhigkeit zusammengefasst:

- Charakteristische Werte wie zuvor beschrieben,
- Die seltenen Werte mit einer Wiederkehrperiode von einem Jahr, unter Berücksichtigung einer reduzierten dynamischen Wirkung und der Annahme, dass nur  $1 \%$  des gesamten Verkehrsaufkommens im Stau steht,
- Die häufigen Werte, Wiederkehrperiode von einer Woche und frei fließender Verkehr,
- Die quasi-permanenten Werte =  $0$  für den Verkehr.

Die Betrachtung der Zuverlässigkeit wurde bei den dargestellten Abläufen nur über die Definition einer Wiederkehrperiode berücksichtigt. Deshalb sind die Teilsicherheitsfaktoren oder Anpassungsfaktoren nicht direkt ableitbar. Wie weiter unten zu sehen ist, wurde der Komplex aus Zuverlässigkeitsindex, Teilsicherheitsfaktoren und Anpassungsfaktoren auch genutzt, um die bisherigen Sicherheitsniveaus (nationale Vorschriften) der Länder zu berücksichtigen. Der Wert des Teilsicherheitsfaktors  $\gamma_F = 1,35$  wurde im Anschluss an Zuverlässigkeitsstudien empfohlen, die dazu führten, den Ziel-Zuverlässigkeitsindex für ULS auf  $\beta_{igt} = 6,00$  festzulegen [19], da er dem durchschnittlichen Zuverlässigkeitsniveau entsprach, das bei der Neuberechnung bestehender Entwürfe ermittelt wurde.

In den europäischen Ländern wurden die Anpassungsfaktoren  $\alpha_i$  für 2 oder mehr Fahrstreifen im Vergleich zu den Basiswerten der EN1991-2 nach oben angepasst, siehe z. B. [21], [22] und Tabelle 5. Es wurden auch Anpassungen vorgeschlagen, um der besonderen Situation auf kommunalen Straßen Rechnung zu tragen [23]. Gemeinsam ist diesen Studien die Einbeziehung aktueller Daten und Modelle für die Verkehrsentwicklung. Der Umfang der statischen Systeme und der Querschnitte sowie der Materialien ist in den genannten Untersuchungen unterschiedlich aber in der Summe begrenzt.

Tabelle 5: Anpassungsfaktoren für die Bemessung von neuen Brücken in manchen EU-Ländern, adaptiert aus [24]

Mitgliedstaat der EU	Anpassungsfaktoren				
	$\alpha_{Qi}$	$\alpha_{Qi}$	$\alpha_{qi}$	$\alpha_{qi}$	$\alpha_{qi}$
	$i = 1$	$i > 1$	$i = 1$	$i = 2$	$i > 2$
Österreich	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Kroatien (und die meisten EU-Länder)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Dänemark	1,00	1,00	0,67	1,00	1,00
Frankreich	1,00	1,00	1,00	1,20	1,20
Deutschland	1,00	1,00	1,33	2,40	1,20
Niederlande	1,00	1,00	1,15	1,40	1,40
Schweiz*	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
UK	1,00	1,00	0,61	2,20	2,20

\* Lastbeiwert  $\gamma_F = 1,50$  (anstelle von  $\gamma_F = 1,35$ )

Für bestehende Straßenbrücken verwenden die derzeitigen Vorschriften das Hauptlastmodell LM1, bzw. Deutschland auch historische Lastmodelle, jedoch mit neu kalibrierten Anpassungsfaktoren. Es wird das gleiche Verfahren wie bei der Festlegung des

Lastmodells für neue Bauwerke angewandt, insbesondere durch die Durchführung von Verkehrssimulationen und die Auswertung für unterschiedliche Systeme und Kennwerte. Anhand der Simulationsergebnisse gibt es verschiedene Möglichkeiten, die Rekalibrierung durchzuführen, von denen die wichtigsten im Folgenden aufgeführt sind:

1. Reduzierung aller LM1-Lastwerte unter Verwendung eines einzigen Anpassungsfaktors,  $\alpha_{act}$ , der Werte annimmt, die kleiner oder gleich den Werten sind, die für neue Bauwerke verwendet werden (siehe Tabelle 5). Wenn ein einziger Wert verwendet wird, sollten für lokale Nachweise weitere Festlegungen getroffen werden (z. B. eine weitere Achse hinzufügen), um ein einheitlicheres Sicherheitsniveau zu erreichen und Nachweise wie Durchstanzen erfüllen;
2. die LM1-Lastwerte mit Hilfe verschiedener Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Q1,act}, \alpha_{Q2,act}, \alpha_{q,act}$  zu reduzieren. Diese können in Abhängigkeit vom statischen System der Brücke usw. weiter differenziert werden (wie in der SIA 269/1:2011 [25]);
3. Ermittlung des Reduktionsfaktors für die Achslasten durch eine separate Analyse, um die Werte des Anpassungsfaktors  $\alpha_{Q1,act}, \alpha_{Q2,act}$  zu erhalten, gefolgt von den üblichen Verkehrssimulationen und Analysen, um die entsprechenden  $\alpha_{q,act}$  zu erhalten.

Für Lastannahmen zum Nachweis der Ermüdung wurde die Anpassung an reale Mehrstufenkollektive für die aktuellen Eurocodes in [26] und [27] erarbeitet und diese basieren wie das LM 1 auf den Verkehrsmessungen von Auxerre. Die Besonderheiten der Ermüdungslastmodelle ELM 3 und ELM4 werden in Kap. 3.3 beschrieben. Das wichtige Thema der dynamischen Vergrößerungsfaktoren wird ausführlich in Kap. 3.4 behandelt.

### 3.2. Ergänzende Überlegungen zur Eurocode Lastmodellierung

Zum Vergleich von Einzelachs- oder Mehrachslasten aus dem realen Verkehr und aus dem EC-Lastmodell kann man das Konzept eines Waagbalkens verwenden, der die Summe der Achslasten  $\Sigma Q$  über eine bestimmte Länge einer Fahrspur 1 oder mehrerer Fahrspuren entspricht, d. h. dies entspricht der Betrachtung einer fiktiven "rechteckigen Einflusslinie" (oder „strip length“). Die Ergebnisse eines solchen Vergleichs sind exemplarisch in Abbildung 20 dargestellt. Ein solcher Vergleich ermöglicht es, die einachsigen, die zweiachsigen und die dreiachsigen Belastungen zu ermitteln, aber dazu sollte man echte Einflusslinien und nicht die sehr aggressive fiktive "rechteckige Einflusslinie" verwenden und vergleichen. Wie man feststellen kann, ist das EC-Lastmodell für Neubau konservativ im Vergleich zu allen repräsentativen auftretenden Lasten aus bestehenden WIM -

Messungen, einschließlich der Daten mit allen Mobilkränen (von 60 t bis 96 t). In der Abbildung 20 wurden die Bemessungslasten aus EC/SIA LM1 den real gemessenen Belastungen gegenübergestellt. Wird aus den gemessenen Lasten eine Kalibration von Q1 durchgeführt, beträgt diese für den maximalen repräsentativen Wert einer einzelnen Achse von 245 statt 300 kN. Auf der Überprüfungsebene (bestehendes Tragwerk) entspricht dies einem Anpassungsfaktor von etwa  $0,6 = 245 / (1,5 \times 300 \times 0,9)$ .

Hingewiesen wird, dass in der Schweiz die charakteristischen LM1-Lasten wie folgt multipliziert werden:  $1,5 \times 0,9 = 1,35 = \gamma_F$  (das Endergebnis ist identisch mit den Eurocodes).

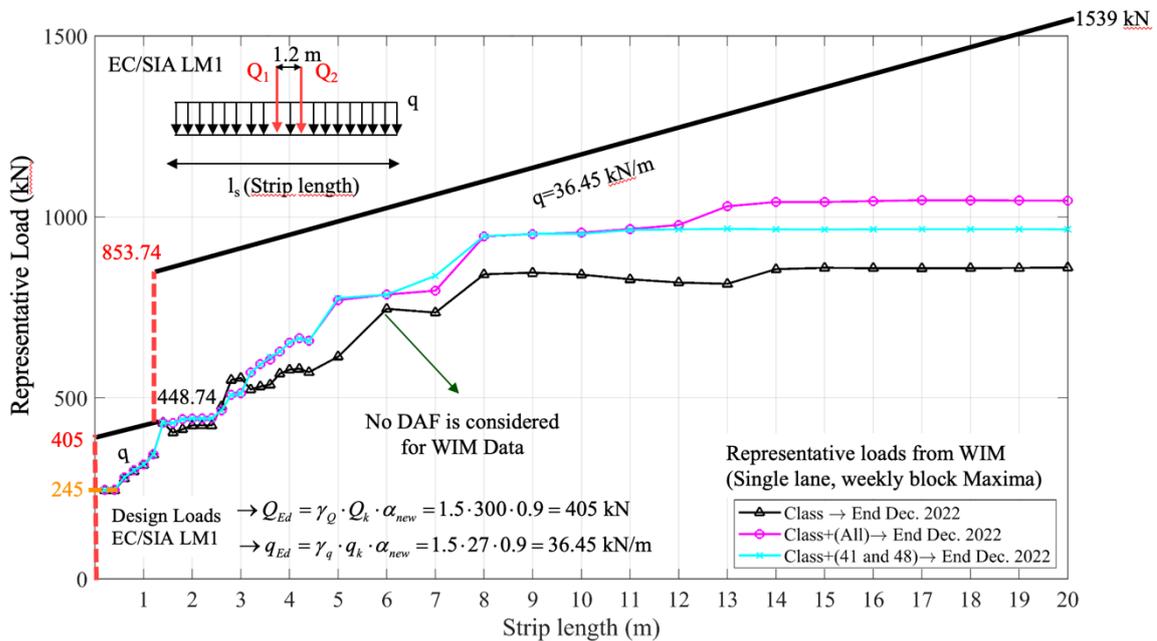


Abbildung 20: Vergleich zwischen Bemessungslasten aus EC/SIA LM1 und tatsächlich gemessenen Lasten auf Fahrspur 1 unter Verwendung des Konzepts einer „rechteckigen Einflusslinie“ oder „strip length“ (basierend auf Schweizer WIM-Stationen)

### 3.3. Überlegungen zu den Ermüdungslastmodellen

Ermüdungsversagen tritt infolge einer Anzahl von Beanspruchungswechseln ( $\Delta\sigma_i$ ) unterschiedlicher, nicht zwingend maximaler Quantität, ein. Dagegen ist ein Festigkeitsversagen durch das Auftreten einer extremen Beanspruchung gekennzeichnet. Ein wesentlicher Verursacher beider Beanspruchungsarten bei Brücken ist der Verkehr. Damit steht auch für den Versagensfall Ermüdung die Frage nach einem eigenen Lastmodell. Mehr als beim statischen Nachweis ist ein Lastmodell für einen Nachweis der Ermüdungssicherheit vom Nachweisverfahren abhängig.

Im Abschnitt 1.2.4 werden die 5 normativ beschriebenen Ermüdungslastmodelle, ELM(X), dargestellt und entsprechend der Nachweisverfahren eingeordnet.

Ein umfassender Beitrag zum aktuellen Stand der Wissenschaft und Technik auf dem Gebiet der Ermüdungsnachweise für Brücken findet sich in [28] und [29]. Die wesentlichen Sachverhalte werden im Folgenden erläutert.

Grundlage jeglichen Ermüdungsnachweises sind die Wöhlerlinien (S-N-Kurven). Sie beschreiben die Korrelation zwischen der ertragbaren Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  und der zugehörigen Schwingspielzahl  $N$  und sie werden mit stufenweise konstanter Spannungsschwingbreite (Einstufenkollektiv) experimentell ermittelt.

$$\log N = \log C - m \cdot \Delta\sigma$$

Der Verkehr erzeugt infolge seiner vielfältigen Fahrzeuge und Verkehrsszenarien keine konstante Schwingbreite. Die Häufigkeitsverteilung bzw. das Histogramm der auftretenden Spannungsschwingbreiten in einem Bezugszeitraum ist das Beanspruchungskollektiv.

Neben der Anzahl der Lastspiele lassen sich Beanspruchungskollektive insbesondere hinsichtlich ihrer Charakteristik unterscheiden. Kollektiv (A) bringt einen hohen Anteil an betragsmäßig großen Spannungsschwingbreiten mit sich. Große Spannungsschwingbreiten verursachen größere Schäden als kleine, weshalb die Gesamtschädigung bei steigenden hohen Schwingbreiten (engl. „fullness“) zunimmt.

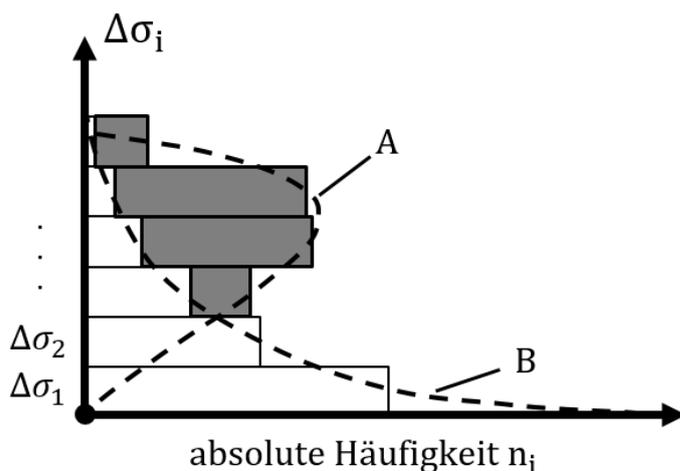


Abbildung 21: Beanspruchungskollektive unterschiedlicher Völligkeit [29]

Die gesamte durch ein Beanspruchungskollektiv hervorgerufene Schädigung wird als Schadenssumme  $D$  bezeichnet. Sie ergibt sich durch Gegenüberstellung von Einwirkung

(Kollektiv) und Widerstand (Wöhlerlinie). Die Berechnungsart, nach der sich diese Summe ermitteln lässt, hängt von der verwendeten Schadensakkumulationshypothese ab. Es existieren sowohl lineare als auch nichtlineare Schadensakkumulationshypothesen, wobei erstere in der Praxis am häufigsten Verwendung finden. Die Schadenssumme resultiert aus einer Summe von Teilschäden durch Gegenüberstellung von Einwirkung (Beanspruchungskollektiv  $n(\Delta\sigma)$ ) und Widerstand (Wöhlerlinie  $N(\Delta\sigma)$ ).

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} = \int_{\Delta\sigma=0}^{\infty} \frac{n(\Delta\sigma)}{N(\Delta\sigma)} d\Delta\sigma \leq D_{\text{grenz}}$$

Als Grenzwert der Schadenssumme kann der Grenzwert gleich 1.0 genommen werden (was dem theoretischen Wert entspricht) oder das Sicherheitselement enthalten und somit  $D_{\text{grenz}} \leq 1,0$ . Die Schadenssumme eines mehrstufigen Beanspruchungskollektivs lässt sich auch mit Hilfe eines entsprechenden Einstufenkollektivs mit konstanter Spannungsschwingbreite und festgelegter Schwingspielzahl beschreiben. In diesem Zusammenhang wird auch von einem äquivalenten Einstufenkollektiv gesprochen. Die zugehörige schädigungsäquivalente Schwingbreite  $\Delta\sigma_{E,1}$  bzw.  $\Delta\sigma_{E,2}$  wird mit einer Schwingspielzahl von  $n_E = 1 \cdot 10^6$  bzw.  $n_E = 2 \cdot 10^6$  definiert und ergibt sich aus:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \left[ \frac{1}{D_{\text{grenz}} \cdot 2 \cdot 10^6} \cdot \sum_i (n_i \cdot \Delta\sigma_i^m) \right]^{1/m}$$

Ermüdungsnachweise können entweder durch die Ermittlung eines Beanspruchungskollektivs und der folgenden Ermittlung der Schädigung  $D$  oder durch eine Anpassung der realen Mehrstufenkollektive aus Verkehr an ein äquivalentes Einstufenkollektiv und einem folgenden Spannungsschwingbreitenvergleich erfolgen.

Die zugehörigen Lastmodelle entsprechen für einen Betriebsfestigkeitsnachweis (Ermittlung von  $D$ ) einer Gruppe von Fahrzeugen und für den Spannungsschwingbreitenachweis einem Lastmodell, welches zur Ermittlung von Anpassungsfaktoren genutzt wird, z. B. das Lastmodell 3 (ELM 3).

Der Nachweis mit schädigungsäquivalenten Schwingbreiten stellt das werkstoffübergreifende Standardnachweisverfahren für neu zu planende Brücken dar. Die Ermittlung der schädigungsäquivalenten Schwingbreite  $\Delta\sigma_{E,2}$  erfolgt über die Berechnung der Schwingbreite aus dem ELM 3 und den Schadensäquivalenzfaktoren  $\lambda$ .

$$\Delta\sigma_{E,2} = \overset{1,0}{\underbrace{\phi_2}} \cdot \underbrace{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4}_{\leq \lambda_{max}} \cdot \Delta\sigma_{ELM3}$$

*Stützweite und System (inkl.  $\phi_2$ )*    
 *Verkehrsaufkommen und Verkehrsart*    
 *Nutzungsdauer*    
 *weitere Fahrstreifen*

Die Anpassung an reale Mehrstufenkollektive wurde für die aktuellen Eurocodes [30] und [31] in [26] und [27] erarbeitet und diese basieren wie das LM1 auf den Verkehrsmessungen von Auxerre. Neue Überarbeitungen wurden von [32] vorgestellt.

Für das vorliegende Projekt (Ermüdungslastmodelle für bestehende Brücken) sind zwei Sachverhalte zu beachten. Das ist der aktuelle und nur auf eine Restnutzungsdauer prognostizierte Verkehr. Dem ist der Schwerpunkt des Projektes gewidmet und diese Angaben liegen vor. Der zweite Sachverhalt ist jedoch schwieriger. Ermüdungsversagen ist ein kumulativer Prozess. Die bereits abgelaufene Nutzungszeit (die in der Regel länger als die noch Bevorstehende ist) muss ebenfalls hinsichtlich der eingetretenen Schädigung beurteilt werden. Verkehrserhebungen wurden in der Vergangenheit nicht oder nicht umfänglich dokumentiert. Die Geschichte der Fahrzeugentwicklung ist auf den technischen Fortschritt der Motoren und nicht auf Gesamtgewichtsverteilungen orientiert.

Im Projekt wurde deshalb umfänglich an Lösungen gearbeitet, die beide Zeitbereiche abdecken.

Prinzipiell wurden untersucht (Darstellung in den folgenden Abschnitten):

- Relevante Fahrzeugtypen für die Ermüdung (siehe Abschnitt 6.2.1)
- Begrenzung der Fahrzeuganzahl
- Vereinfachung eines Betriebsfestigkeitsnachweises durch Minimierung der Fahrzeuganzahl und Vereinfachung eines Auszählverfahrens zur Ermittlung des Beanspruchungskollektives
- Diese Methode wurde bereits bei der Entwicklung der Eurocodes verwendet und ergab das Modell der Ermüdungslast 4 (ELM4).
- Anpassung des ELM 4 an aktuelle WIM-Ergebnisse und Vorgabe von Verkehrsdaten für die Bestandszeit

Es ist zu beachten, dass das ELM4 für orthotrope Platten, d.h. für kurze Einflusslinien, entwickelt wurde [33]. Seitdem wurde das Konzept als vereinfachte Alternative zu vollständigen Simulationen des auf einer Straße fließenden Verkehrs validiert ([8], [34], [32]).

### 3.4. Dynamische Vergrößerungsfaktoren

Das Ziel innerhalb dieses Projektes war, einen Vorschlag für dynamische Vergrößerungsfaktoren zu erarbeiten, der sowohl die Brückeneigenschaften (Spannweite) als auch den Einfluss der Größe der Verkehrsbelastung berücksichtigt. Zu diesem Zweck wurden numerische Simulationen der LKW-Überfahrten über Brücken durchgeführt. Das genaueste numerische Werkzeug zur Abbildung der Kombination Fahrzeugdynamik + Brückendynamik ist eine transiente dynamische Analyse mit voller Fahrzeug-Brücke Interaktion (Modell eines Mehrkörpermodells für Fahrzeug und Strassenrauigkeit). Diese ist jedoch äußerst rechenintensiv, da durch den variierenden Radkontakt ein nichtlineares System entsteht. Deshalb eignet sich diese Methode eher zur Untersuchung einzelner Überfahrten wie sie auch in [1] durchgeführt wurden. In diesem Projekt war es jedoch wichtig, ganze Verkehrsströme zu analysieren und das Zusammenwirken von mehreren Fahrzeugen gemeinsam zu betrachten, da dies besser der Realität entspricht. Deshalb wurde eine vereinfachte Methodik implementiert, die auf Untersuchungen abgeschlossener Projekte aufbaut. Dabei wird die komplexe Simulation in zwei Analysen aufgeteilt:

- Fahrzeugdynamik: Bestimmung der dynamischen Vergrößerung von Radkräften
- Brückendynamik: dynamische Vergrößerung von Querschnittskräften.

#### Fahrzeugdynamik:

Zur Analyse der Fahrzeugdynamik wurden vorliegende transiente dynamische FE-Simulationen von Einzel LKW-Überfahrten herangezogen, die ursprünglich zur Beurteilung von verkehrsinduzierten Schwingungen bei Betonierarbeiten erstellt wurden [35]. Dabei wurden viele LKW-Überfahrten simuliert, die die Fahrzeugdynamik eines 4-achsigen Betonmischers abbilden. Der Betonmischer hat sich für die dynamischen Einwirkungen als aggressiver im Vergleich zum mehrachsigen Sattelschlepper herausgestellt [36]. Bei den simulierten Überfahrten wurden verschiedene Konfigurationen von Plattenbrücken und Plattenbalkenbrücken verwendet. Die Straßenunebenheit wurde in drei verschiedenen Oberflächenklassen untersucht (P1, P2, P3, Abbildung 22 links), und zusätzlich wurden auch singuläre Unebenheiten (Sprung, Mulde) variiert. Für die weitere Verwendung der Analysen in diesem Projekt wurde die Oberflächenklasse A (entspricht Profil P2) ohne singuläre Unebenheiten verwendet, weil auf den Autobahnen von einer sehr guten Oberflächenebenheit auszugehen ist. Als Brückensystem wurden verschiedene Konfigurationen von einfeldrigen Plattenbalkenbrücken herangezogen. Aus jeder Überfahrt des Einzelfahrzeuges wurde der maximale Vergrößerungsfaktor der Fahrzeuglasten

$\varphi_{GGmax}$  als Maximum der Summe von dynamischen Radkräften  $F_{Rad}(t)$  in Bezug zur statischen Fahrzeuglast  $F_{stat}$  bestimmt:

$$\varphi_{GGmax} = \max_{t=(0|t_{max})} \frac{\sum_{i=1}^8 F_{Rad,i}(t)}{F_{stat}}$$

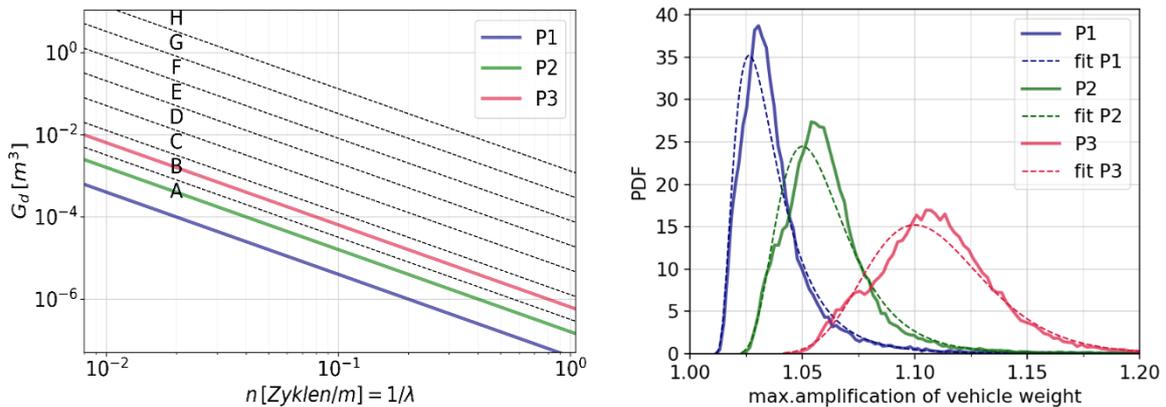


Abbildung 22: Spektrale Leistungsdichte der Fahrbahnlängsprofile der simulierten Oberflächenklassen (links); Verteilungen der dynamischen Vergrößerungsfaktoren von Fahrzeuglasten (rechts)

Es wurden mehr als 40.000 Überfahrten simuliert und aus den ermittelten  $\varphi_{GGmax}$ -Werten wurde eine Verteilung gebildet. Die Abbildung 22 rechts zeigt Histogramme der ermittelten  $\varphi_{GGmax}$ -Werte (durchgezogene Linien), sowie die daran angepassten Lognormal-Verteilungen (gestrichelt). Hier wurde neben den Brückenkonfigurationen auch die Fahrtgeschwindigkeit im Bereich von 30 bis 100 km/h variiert. Das Gesamtgewicht des Betonmischers betrug stets 40 t.

Weitere Untersuchungen, die hier gemacht aber nicht weiterverwendet wurden, enthielten ähnliche Analysen für andere Brückensysteme. Bei mehrfeldrigen Tragwerken wurden kleinere  $\varphi_{GGmax}$ -Werte erzielt; um konservativ zu bleiben wurden diese nicht verwendet. Bei Plattenbrücken ähnelten die Ergebnisse den bereits gezeigten. Es erwies sich als nicht sinnvoll, den Einfluss vom Kreuzungswinkel, Tragwerksschlankheit und Spannweite zu quantifizieren, denn deren Einfluss auf  $\varphi_{GGmax}$  war vernachlässigbar.

### Brückendynamik:

Zur Analyse der Brückendynamik wurden Verkehrsströme generiert und mit diesen wurden verschiedene Brückenmodelle belastet. Als Simulationsmethode wurde die lineare transient-dynamische FE-Analyse verwendet. Die Verkehrslasten wurden durch vertikale Kräfte abgebildet, deren Größe konstant ist, während sie sich über die Brücke bewegen.

Die Verkehrsstärken wurden zwischen 420 und 4200 LKWs pro Stunde variiert. Der Großteil des Verkehrs wurde im rechten Fahrstreifen platziert (Tabelle 6), wo angenommen wurde, dass dort keine PKWs fahren.

*Tabelle 6: Simulierte Verkehrsstärken*

Anzahl Tage	Rechter Fahrstreifen (FS0)		Linker Fahrstreifen (FS1)	
	LKWs / h	PKWs / h	LKWs / h	PKWs / h
365	400	0	20	80
1460	1300	0	65	260
1460	2200	0	110	440
1460	3100	0	155	620
365	4000	0	200	800

Die Gesamtlänge des simulierten Verkehrsstroms war ca. 14 Jahre und umfasste 301.519.044 Fahrzeuge. Den Großteil der LKWs (fast 57%) bildeten die 5-achsigen Sattelschlepper. Der generierte Verkehrsstrom wurde auf 35 Brücken, deren Basisdaten in der Tabelle 7 aufgelistet sind, appliziert. Hier sind neben der Spannweite das Eigengewicht (inkl. permanente Lasten) pro Brückenmeter, sowie die erste Eigenfrequenz, angeführt. Als Dämpfungszahlen wurden die Empfehlungen der EN 1991-2 im Abschnitt 6.4.6.3.1, Tabelle 6.6 übernommen, die eine Untergrenze der Dämpfungszahlen angeben, welche bei der dynamischen Analyse von Eisenbahnbrücken verwendet wird. Die Brücken wurden durch einfache Stabmodelle abgebildet: ein einfach gelagerter Timoschenko-Stab, umgerissen, um die Simulationen in vernünftiger Zeit zu schaffen. Aus den dynamischen Berechnungen wurden Zeitverläufe der Querschnittskräfte ermittelt: des Biegemomentes in der Brückenmitte und der Querkraft am Widerlager. Zusätzlich zu der dynamischen Simulation wurde mit den gleichen Fahrzeugfolgen auch eine quasi-statische Berechnung durchgeführt.

*Tabelle 7: Modellerte Brückenkonfigurationen (35 insgesamt)*

System	L [m]	$\mu$ [t/m]	$f_0$ [Hz]	System	L [m]	$\mu$ [t/m]	$f_0$ [Hz]
Platte	15	29,4	5,65	Verbundträger	30	11,6	2,7
Platte	15	22,8	4,17	Verbundträger	35	11,8	2,4
Platte	20	38,2	4,3	Verbundträger	40	12	2,15
Platte	20	29,4	3,18	Verbundträger	50	12,5	1,8
Plattenbalken	20	16,8	5,83	Verbundkasten	40	13,4	2,05
Plattenbalken	20	14,9	3,77	Verbundkasten	50	14	1,75
Plattenbalken	25	19,2	4,78	Verbundkasten	60	14,5	1,52
Plattenbalken	25	16,7	3,17	Verbundkasten	70	15	1,35

Plattenbalken	30	21,6	4,04	Stahlträger	35	6,1	2,61
Plattenbalken	30	18,4	2,72	Stahlträger	40	6,3	2,4
Plattenbalken	35	24	3,49	Stahlträger	50	6,6	2,08
Plattenbalken	35	20,1	2,38	Stahlträger	60	6,9	1,84
Plattenbalken	40	26,4	3,07	Stahlhohlkasten	70	7	1,73
Plattenbalken	40	21,9	2,1	Stahlhohlkasten	90	7,7	1,44
Hohlkasten	40	21,1	3,2	Stahlhohlkasten	120	9	1,14
Hohlkasten	50	23,7	2,57	Stahlhohlkasten	150	10,5	0,94
Hohlkasten	60	26,8	2,12				
Hohlkasten	70	30,4	1,80				
Hohlkasten	90	37,1	1,38				

Der dynamische Verstärkungsfaktor ergibt sich durch das Verhältnis vom Maximum der Querschnittskraft aus der dynamischen Simulation ( $X_{dyn}$ ) zum Maximum aus der quasi-statischen Berechnung ( $X_{stat}$ ):

$$\varphi_{Brücke} = \frac{\max_t X_{dyn}(t)}{\max_t X_{stat}(t)}$$

Die Verstärkungsfaktoren lassen sich nicht pro Fahrzeug bestimmen, weil es oft mehrere Fahrzeuge gibt, die gleichzeitig zur Querschnittskraft beitragen. Deswegen wurde stattdessen der Querschnittskraftverlauf auf sogenannte „Verkehrereignisse“ aufgeteilt (Abbildung 23). Einzelne Verkehrereignisse sind voneinander dadurch abgegrenzt, dass die quasi-statische verkehrsinduzierte Querschnittskraft zu Null (oder nahe Null) abfällt, d.h. durch Zeitpunkte, wo sich kein Fahrzeug (bzw. nur geringe Verkehrslasten) auf der Brücke befindet.

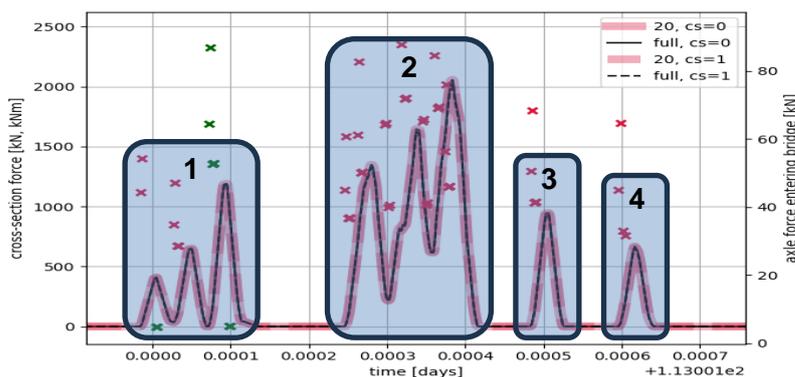


Abbildung 23: Aufteilung des quasi-statischen Querschnittskraftverlaufes auf 4 Verkehrereignisse

Für die Brückennachweise sind insbesondere die Verkehrereignisse wichtig, die hohe Querschnittskräfte verursachen. Deswegen wurden pro Monat 100 Verkehrereignisse mit der größten quasi-statischen Brückenantwort selektiert. Für jedes dieser 100 Ereignisse pro Monat wurde der dynamische Verstärkungsfaktor ermittelt.

Der oben erwähnte Faktor  $\varphi_{Brücke}$  beinhaltet jedoch nur die Brückendynamik, ohne Dynamik der Radkräfte ( $\varphi_{GGmax}$ ). Deshalb werden für jedes Verkehrsereignis diese beiden Faktoren kombiniert. Der Faktor  $\varphi_{GGmax}$  bezieht sich jedoch auf ein Einzelfahrzeug, während sich  $\varphi_{Brücke}$  auf ein Verkehrsereignis mit i.d.R. mehreren Fahrzeugen bezieht. Deshalb wurde folgende Implementierung für den Gesamtverstärkungsfaktor  $\varphi_{ges}$  bei einem Verkehrsereignis angewandt:

$$\varphi_{ges} = \varphi_{Brücke} \cdot \left( 1 + \sqrt{\sum_{i=1}^b (a_i \cdot (\varphi_{GGmax,i} - 1))^2} \right), \quad \text{wobei } \sum_{i=1}^b a_i = 1 \text{ und}$$

$b$ ...Anzahl der Fahrzeuge, die am Verkehrsereignis beteiligt sind,

$\varphi_{GGmax,i}$ ...Lastverstärkungsfaktor für Fahrzeug  $i$ , zufällig generiert gemäß der Verteilung in der Abbildung 22 rechts (mit Straßenprofil P2),

$a_i$ ...relativer Beitrag des  $i$ -ten Fahrzeuges zur maximalen quasi-statischen Querschnittskraft des Verkehrsereignisses.

Hier ist durch den Koeffizienten  $a_i$  ausgedrückt, für welchen Anteil der maximalen quasi-statischen Querschnittskraft das  $i$ -te Fahrzeug verantwortlich ist. Daher ist  $a_i \leq 1$  und die Summe der Anteile  $a_i$  ist 1. Diese Art der Kombination soll den Umstand berücksichtigen, dass die maximale Fahrzeuglastverstärkung nicht bei allen Fahrzeugen gleichzeitig auftritt, und es ist eine Näherung. Der Effekt dieser Kombination der einzelnen  $\varphi_{GGmax}$ -Faktoren ist in der Abbildung 24 veranschaulicht. Hier ist rein theoretisches Szenario dargestellt, wo an einem Verkehrsereignis  $b$  Fahrzeuge beteiligt sind, wobei  $b$  zwischen 1 und 6 variiert. Weiterhin ist hier angenommen, dass für jedes Fahrzeug  $\varphi_{GGmax,i} = 1,08$  gilt, und dass jedes Fahrzeug den gleichen Beitrag  $a_i$  zur max. Querschnittskraft leistet.

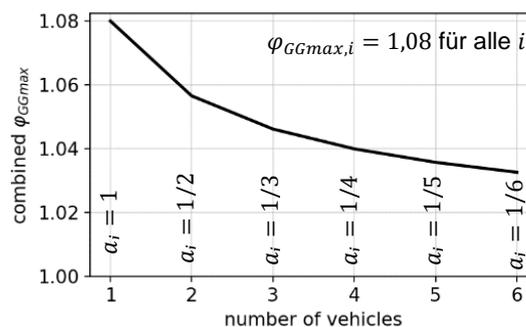


Abbildung 24: Schema der Kombination von  $\varphi_{GGmax}$  bei gleichmäßigen Anteilen  $a_i$

In der Praxis wird ein Verkehrsereignis oft durch ein schweres Fahrzeug dominiert (dessen Beitrag  $a_i > 0,5$  ist), und deshalb wird dessen  $\varphi_{GGmax,i}$  die Kombination dominieren.

Die Abbildung 25 zeigt ein Beispiel der ermittelten dynamischen Faktoren  $\varphi_{ges}$  an einer Brücke. Als  $Q_{tot}$  ist hier die Summe der Verkehrslasten, die sich zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen der quasi-statischen Querschnittskraft an der Brücke befinden. Jeder Punkt stellt ein Verkehrsereignis dar, wobei aus dem Verkehrsstrom nur die 100 größten Ereignisse pro Monat verwendet wurden, was den Datenmangel für  $Q_{tot} < 750 \text{ kN}$  erklärt. Es ist ersichtlich, dass der dynamische Faktor für die Schubkraft im Vergleich zum Biegemoment etwas kleiner ausfällt. Weiterhin ist ein abnehmender Trend von  $\varphi_{ges}$  mit steigender Last  $Q_{tot}$  erkennbar.

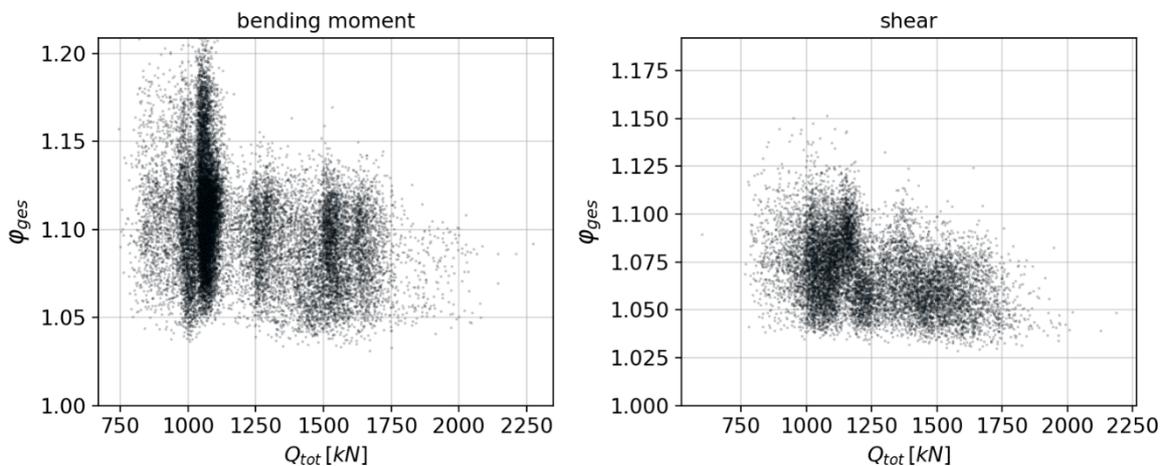


Abbildung 25: Beispiel der ermittelten  $\varphi_{ges}$  Faktoren an einer Brücke

Weiterhin ist erkennbar, dass der dynamische Faktor deutlich streut, was auch aus anderen Untersuchungen bekannt ist. Um diese Streuungen abzubilden, würde sich die Anpassung einer geeigneten probabilistischen Verteilung anbieten. Das gesuchte Modell zur Abschätzung der dynamischen Verstärkungsfaktoren soll weiterhin auch die Brückenspannweite und die Größe der Verkehrsbelastung berücksichtigen. Dazu wurde schlussendlich die folgende Modellform gewählt:

$$f_{\varphi_{ges}}(x) = 1 + f_{base}(x) \cdot \left(\frac{Q_{tot}}{Q_{ref}}\right)^{-p} \cdot \left(\frac{L}{L_{ref}}\right)^{-r}, \text{ wobei}$$

$f_{base}(x)$ ...eine angepasste Beta-Verteilung,

$L_{ref}$ ...bei der Anpassung gewählter Referenzwert der Brückenspannweite,

$Q_{ref}$ ...bei der Anpassung gewählter Referenzwert der Verkehrsbelastung,

$p, r$ ...angepasste Koeffizienten,

$L$ ...die Brückenspannweite,

$Q_{tot}$ ...die Summe der Verkehrslasten, die sich auf der Brücke befinden.

Die Parameter der Beta-Verteilung, sowie die Werte  $p, r, L_{ref}, Q_{ref}$  wurden basierend auf den ermittelten  $\varphi_{ges}$ -Werten optimiert. Die Brücken wurden in 3 Gruppen nach Baumaterial aufgeteilt und für jede Brückengruppe wurde ein Modell für das Biegemoment und ein für die Schubkraft optimiert. Die ermittelten Modellparameter sind in der Tabelle 8 aufgelistet.

Tabelle 8: Optimierte Parameter des Modells zur Abschätzung von dynamischen Verstärkungsfaktoren

Material	Querschnittsgröße	Referenzwerte		Exponenten		Verteilungsparameter von $f_{base}$			
		$Q_{ref}$ [kN]	$L_{ref}$ [m]	r	p	a	b	loc	scale
Stahl- oder Spannbeton	Biegemoment	1580	30	0,483204	0,483204	8,046402	64,52184	0,003309	0,639024
	Schubkraft	1550	30	0,404412	0,404412	6,137203	32,99566	0,014678	0,287912
Verbund	Biegemoment	1860	45	0,487822	0,487822	4,698583	32,93053	0,021992	0,418658
	Schubkraft	1820	45	0,33135	0,33135	4,121097	56,42787	0,024906	0,500534
Stahl	Biegemoment	2120	60	0,398972	0,398972	5,728416	28,15841	0,020077	0,245036
	Schubkraft	2050	60	0,355463	0,355463	10,66188	1068,03	0,010213	4,247173

Für den ULS-Nachweis wird angenommen, dass sich auf der Brücke die Lasten gemäß dem Lastmodell LM1 befinden, daher ist  $Q_{tot} = Q_{LM1}$ . Weiterhin wird ein Wert des dynamischen Verstärkungsfaktors gesucht, der bei dieser Belastung eine 5%-ige Überschreitungswahrscheinlichkeit besitzt. Dazu werden aus den optimierten Beta-Verteilungen die entsprechenden 95%-Quantile ( $f_{95\%}$ ) ermittelt und sind in der Tabelle 9 gelistet. Der dynamische Faktor für ULS ergibt sich somit durch:

$$\varphi_{ULS} = 1 + f_{95\%} \cdot \left(\frac{Q_{LM1}}{Q_{ref}}\right)^{-p} \cdot \left(\frac{L}{L_{ref}}\right)^{-r}$$

Die Ermüdung ist dagegen eine kumulative Schädigung, die durch die Summe der Belastungen der einzelnen Verkehrereignisse entsteht. Hier kann die Streuung der dynamischen Faktoren (ausgedrückt durch die angepasste Beta-Verteilung) berücksichtigt werden. Unter der konservativen Annahme einer konstanten Steigung der Wöhlerkurve ( $m = 3$ ) kann ein ermüdungsrelevantes Quantil  $f_{fat}$  der angepassten Beta-Verteilung ermittelt werden (Tabelle 9), womit sich der dynamische Faktor für die Ermüdung wie folgt ergibt:

$$\varphi_{fat} = 1 + f_{fat} \cdot \left(\frac{Q_{tot}}{Q_{ref}}\right)^{-p} \cdot \left(\frac{L}{L_{ref}}\right)^{-r}$$

Dieser Faktor hängt von der Größe der Verkehrslasten  $Q_{tot}$  ab und wurde insbesondere für größere Belastungen ( $Q_{tot} > 800 \text{ kN}$ ) optimiert.

Tabelle 9: 95%-Quantile, sowie ermüdungsrelevante Quantile der optimierten Verteilungen

Material	Querschnittsgröße	$f_{95\%}$	$f_{fat}$
Stahl- oder Spann-beton	Biegemoment	0,116198	0,073175
	Schubkraft	0,08966	0,059331
Verbund	Biegemoment	0,115138	0,073378
	Schubkraft	0,08888	0,058509
Stahl	Biegemoment	0,089591	0,061058
	Schubkraft	0,075183	0,051894

Die Abbildung 26 zeigt das gleiche Brückenbeispiel wie Abbildung 25, ergänzt mit angepassten Verteilungen  $f_{\varphi_{ges}}(x)$  der Verstärkungsfaktoren (blau schattiert) bei verschiedenen Größen der Verkehrsbelastung  $Q_{tot}$ . Deren 5% und 95%-Quantil ist durch schwarze gepunktete Linie markiert. Weiterhin ist der Wert  $\varphi_{ULS}$  (dicke blaue Linie) und  $\varphi_{fat}$  (dicke violette Linie), sowie auch der Wert nach dem Modell von Merzenich [5] für mehrspurigen Verkehr (dicke grüne Linie) dargestellt. Weitere Beispiele sind im Anhang, Abschnitt 13.8 angeführt.

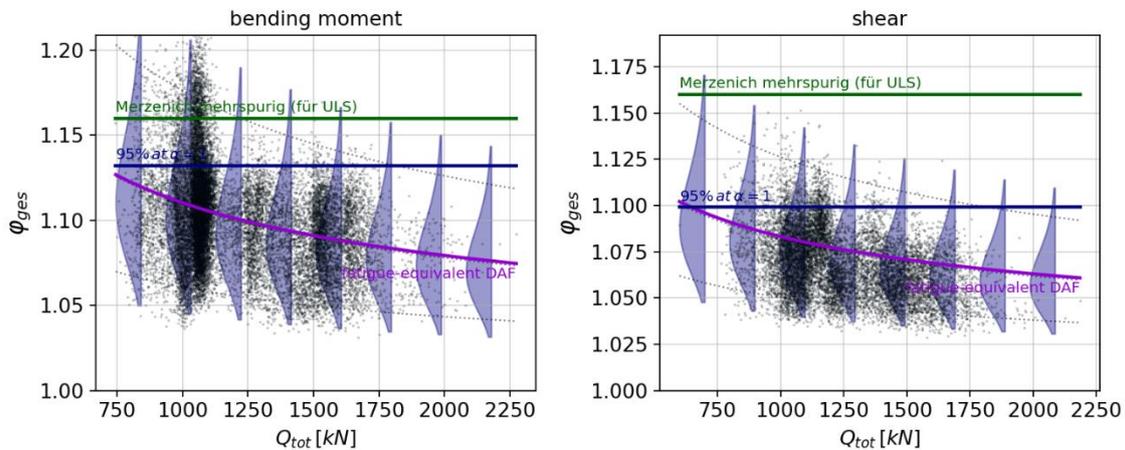


Abbildung 26: Vergleich der ermittelten  $\varphi_{ges}$  Faktoren mit den angepassten Verteilungen an einer Brücke

Bei den hier vorgeschlagenen dynamischen Verstärkungsfaktoren ergeben sich für die meisten Brücken kleinere Werte im Vergleich zum Modell von Merzenich [5].

### 3.5. Zur Genauigkeit der WIM-Anlagen

Die Eigenschaften einer WIM-Anlage können die Genauigkeit der Ergebnisse erheblich beeinflussen. Der Begriff Genauigkeit, der der Kürze halber verwendet wird, umfasst hier sowohl Genauigkeit (=Abweichung vom „wahren Wert“) als auch Präzision (Wiederholbarkeit des Ergebnisses). Insbesondere die Rauheit der Straße führt zu einer Anregung der Dynamik der vorbeifahrenden Lastwagen welche das Ergebnis beeinflussen. Die Zunahme der dynamischen Variation der angesetzten Last neigt eindeutig dazu, sowohl die Genauigkeit als auch die Präzision statischer Gewichtsschätzungen zu verringern. Darüber hinaus können die Eigenschaften des Standorts die Funktion von WIM-Systemen erheblich beeinflussen (wie z.B. Verformung, Spurrinnenbildung, Rissbildung in der Fahrbahn) [29]. An einem Standort mit guten Eigenschaften misst beispielsweise der Kistler M660-Sensor, der heute von allen Schweizer WIM-Stationen verwendet wird, das Gewicht der Achsen mit einer Genauigkeit von etwa 10 %, an einigen Stationen sogar besser 5 %. Bei einer routinemäßigen Kalibrierung (die eigentlich jedes Jahr stattfinden sollte, in der Praxis aber nur alle zwei Jahre oder seltener) werden die schweren LKWs (40 t Verkehr) angehalten, mit einer mobilen Waage statisch gewogen, dann wird jeder LKW für die Fahrt auf der WIM-Station freigegeben und das Gewicht jeder Achse aufgezeichnet (zusammen mit der Kurve und den Durchfahrtszeiten, um die Abstände zwischen den Achsen, also die Achstypen, zu ermitteln). Dieser Vorgang wird mit etwa 45 LKWs wiederholt. In jüngster Zeit wurden "vereinfachte" Kalibrierungsverfahren angewandt, bei denen nur drei Fahrzeuge und Fahrer zum Kalibrierungsteam gehören. Die Fahrzeuge werden bei der Beladung im Unternehmen gewogen. Dadurch werden die Kosten gesenkt, da diese Fahrzeuge zwischen einem und drei Mal durchfahren (d. h. insgesamt nur 3 bis 9 Messungen zur Verfügung stehen) und der Verkehr nicht angehalten werden muss. Aufgrund der Art und Weise, wie statische Wägemessungen direkt mit Messungen unter realen Bedingungen (mit dynamischen Effekten der Fahrbahn) verglichen werden (um zu versuchen, eine Kalibrierung vorzunehmen, ohne die Geschwindigkeit zu berücksichtigen) kann nicht behauptet werden, dass es eine "dynamische" Komponente in den WIM-Messungen gibt. In jedem Fall ist es nicht möglich, die dynamische Komponente aus der Interaktion Brücke-Fahrzeug zu ermitteln, sondern nur aus der Überwachung des Bauwerks.

Die Messunsicherheit eines "WIM-Sensors" (eigentlich 2 für eine Spur, aber es wird keine Kalibrierung pro Rad durchgeführt) ist ungefähr normalverteilt, mit einem Mittelwert und

einer Standardabweichung, ausgedrückt als Prozentsatz des Fahrzeuggewichts. Die Statistiken werden für alle Achsen, i.e. alle Einzelachsen, Doppelachsen und Dreifachachsen, alle Achsen innerhalb Doppelachsen oder Dreifachachsen, und das Gesamtgewicht des Fahrzeugs für jeden Sensor (d. h. jede Spur) bei jeder Kalibrierung berechnet. Wenn die Ergebnisse für den durchschnittlichen Bias kleiner oder gleich 2 % sind, wird keine Änderung vorgenommen, wenn die Ergebnisse jedoch größer oder gleich 2 % sind, wird die Differenz direkt in die Station implementiert [20]. Wenn eine Änderung vorgenommen wird, wird das Verfahren für eine zweite Kalibrierung wiederholt, wobei alle Statistiken neu berechnet werden. Die Genauigkeitsklasse der Station wird gemäß der COST-Spezifikation 323 zugewiesen, d. h. in absteigender Reihenfolge A, B+, B, C, D+, D oder E.

Tabelle 10 beschreibt die verschiedenen Kriterien und Bereiche des relativen Fehlers (alle Zahlen in der Tabelle sind Prozentsätze). Weitere Erläuterungen finden sich am Ende des Abschnitts.

Die in der Schweiz am häufigsten verwendete Genauigkeitsklasse ist B(10). Wie in Abbildung 27 gezeigt, gibt es auch viele Stationen mit den Klassen A(5) und B+(7) und nur sehr wenige unterhalb von D+(20). Für Österreich und Deutschland sind die Genauigkeitsklassen ebenfalls B(10) aber auch C(15).

Die Datenbank der Schweiz, welche Kalibrierungen seit 2005 aufzeichnet, umfasst 180 Kalibrierungen einzelner Sensoren, was mehr als 7.000 Überfahrten mit schweren Fahrzeugen entspricht. Wenn man alle Messungen der Achsen- und LKW-Gewichte zusammenfasst, beträgt der durchschnittliche absolute Fehler vor der Kalibrierung 2,77 % und nach der Kalibrierung 1,84 %. Der Gesamtmittelwert der Gewichte nach der Kalibrierung liegt dann bei -0,05 %; was korrekt ist, da er nahe bei Null liegen sollte, da jede signifikante Abweichung des durchschnittlichen Bias direkt in der Station implementiert wird. Insgesamt können die meisten der verfügbaren Daten für die Analyse verwendet werden, obwohl einige Stationen genauer sind als andere.

Die Tatsache, dass die Daten der WIM-Stationen einen Zufallsfehler aufweisen, führt zu einer Unsicherheit bei der Bestimmung der berechneten Einwirkungseffekte. Die Auswirkung dieser Zufallsunsicherheit wurde mittels folgender Analyse untersucht: der Datensatz wurde unter Verwendung der Kalibrierungsunsicherheit künstlich modifiziert, so dass zu den (mit Unsicherheit behafteten) Daten zusätzliche Unsicherheiten hinzugefügt wurden. Die vollständige Analyse wurde dann mit diesen "verschlechterten" Daten durchgeführt, um die Auswirkung auf die charakteristischen Werte der Querschnittskräfte

zu sehen. Es konnte festgestellt werden, dass die zusätzlichen Unsicherheiten bei 100 durchgeführten Zufallssimulationen zu einer Zunahme der charakteristischen Werte um +3 bis +5% führten. Daraus folgt, dass je ungenauer die WIM-Messung ist, desto größer sind die resultierenden charakteristischen Werte und damit in späterer Folge auch die  $\alpha$ -Werte. Die Ungenauigkeit der WIM-Daten kann daher in den späteren Analysen vernachlässigt werden, da die durchgeführte Analyse zeigte, dass sie zu konservativen Ergebnissen führt. Daher schließt die Ungenauigkeit der WIM-Messung die Verwendung von WIM-Daten nicht aus. Die Anforderung ist jedoch, dass die Daten einen Zufallsfehler aufweisen (um den Mittelwert zentriert), und nicht verzerrt sind, d.h. ohne systematische Fehler. Das führt dann zu konservativen Schlussfolgerungen, weil extreme Ereignisse bei Anwendung der Extrapolationsmethode im hinteren Bereich der Verteilung (Tail-Distribution) liegen, die durch Zufallsfehler der WIM-Anlage verlängert werden.

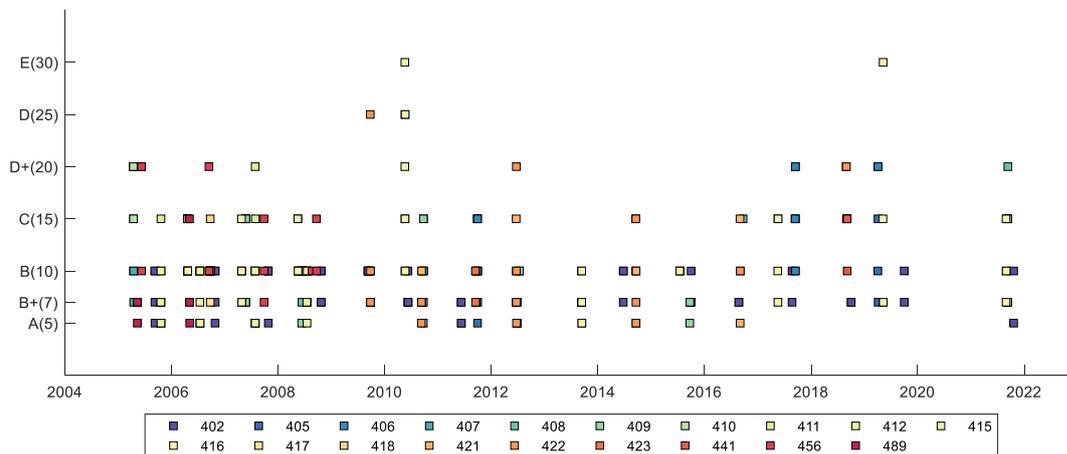


Abbildung 27: Genauigkeitsklassen, die bei der Kalibrierung von Stationen in der Schweiz erreicht wurden

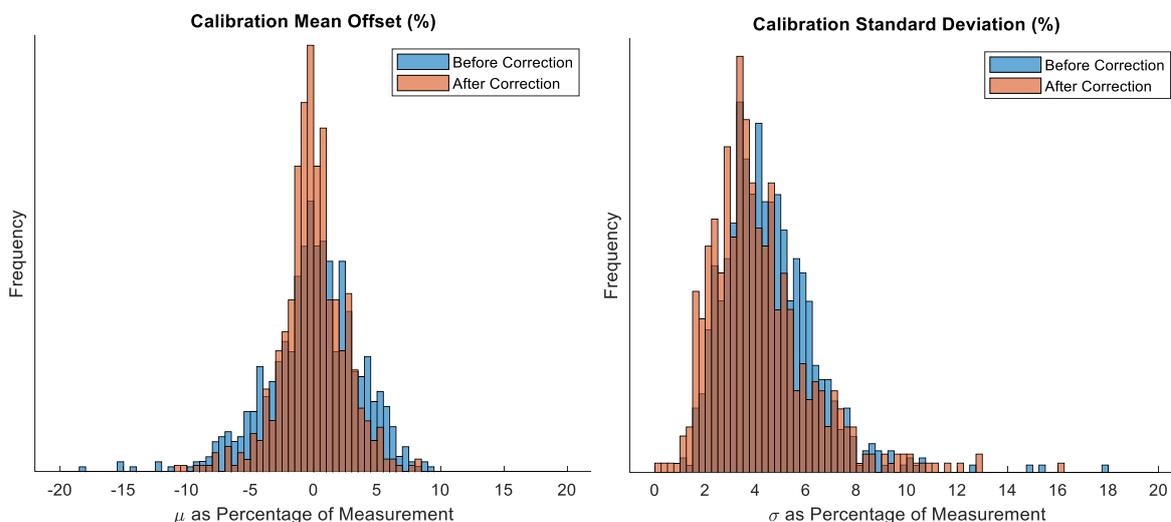


Abbildung 28: Statistiken vor und nach den Kalibrierungen (Achsen und Gesamtgewicht kombiniert)

Tabelle 10: Genauigkeitsklassen von WIM-Stationen nach COST 323 - Tabelle 4:6

Kriterien (Art der Messung)	Anwendungsbereich	Genauigkeitsklasse: Breite des Konfidenzintervalls $\delta$ [%]						
		A(5)	B+(7)	B(10)	C(15)	D+(20)	D(25)	E
<b>Gewicht (brutto)</b>	> 3.5 t	5	7	10	15	20	25	>25
<b>Last pro Achse</b>	> 1 t							
<b>Achsgruppen</b>		7	10	13	18	23	28	>28
<b>Einzelachse (= Achse)</b>		8	11	15	20	25	30	>30
<b>Achse innerhalb einer Achsgruppe</b>		10	14	20	25	30	35	>35
<b>Geschwindigkeit</b>	$V > 30$ km/h	2	3	4	6	10	10	>10
<b>Abstand zwischen den Einzelachsen</b>		2	3	4	6	10	10	>10
<b>Gesamtfluss</b>		1	1	1	3	5	5	>5

Die Konformität mit einer Genauigkeitsklasse gemäß

Tabelle 10 wird wie folgt bestimmt [38, S. 323]. Um in einer Genauigkeitsklasse zu sein, muss die berechnete Wahrscheinlichkeit, dass die Ergebnisse innerhalb des Intervalls [ $W^s$  (1- $\delta$ ),  $W^s$  (1+ $\delta$ )] liegen, wobei  $W^s$  der akzeptierte Referenzwert ist, größer sein als ein angegebenes Minimum,  $\pi_0$  (dass das erforderliche Mindestkonfidenzniveau darstellt). Die Breite des Konfidenzintervalls,  $\delta$ , hängt von der Genauigkeitsklasse (accuracy class) und der Art der Messung ab, wie in

Tabelle 10 angegeben. Wenn das WIM-System anhand von Fahrzeugen kalibriert wird, deren statische Gewichte genau bekannt sind, müssen alle relativen Fehler innerhalb des Toleranzintervalls der entsprechenden Genauigkeitsklasse [ $-\delta$  ;  $+\delta$ ] für das betreffende Kriterium liegen. Die Mindestwahrscheinlichkeit bzw. das Mindestkonfidenzniveau  $\pi_0$  hängt von den Testbedingungen (Wiederholbarkeit, Reproduzierbarkeit, Dauer usw.) und der Größe der Stichprobe ab. Diese Wahrscheinlichkeit (1-- $\pi_0$ ) bzw. das Vertrauensniveau  $\pi_0$  kann je nach Kalibrierungsplan gewählt werden:

- größer oder gleich 90% im Falle von Bedingungen mit eingeschränkter Reproduzierbarkeit (R1),
- größer oder gleich 95% bei Bedingungen mit erweiterter Reproduzierbarkeit (r2).

Mit

- R1 = Bedingungen für begrenzte Reproduzierbarkeit: Es wird eine kleine Gruppe von Fahrzeugen (normalerweise 2 bis 10) verwendet, die hinsichtlich Gewicht und Silhouette für den typischen Verkehr repräsentativ sind. Jedes Fahrzeug passiert

mehrmals, in verschiedenen Geschwindigkeitskombinationen und mit geringen Veränderungen der Seitenlage.

- r2 = erweiterte Reproduzierbarkeitsbedingungen: Ein Fahrzeug fährt mehrmals bei verschiedenen Geschwindigkeiten, unterschiedlichen Lasten und mit geringen Veränderungen der Seitenlage (entsprechend dem typischen Verkehr) vorbei.

## 4. FLUSSDIAGRAMM GESAMTALGORITHMUS

Der Algorithmus besteht aus 4 unterschiedlichen Modulen, wobei der Einbezug von streckenspezifischen Messdaten die Basis darstellt. Nach Datenaufbereitung und Datenfusion (z.B. bei keinen oder nur teilweise vorliegenden Daten) -**Modul 1**- erfolgt aufbauend eine eigens für Brückenbelastungen durchgeführte Verkehrssimulation -**Modul 2**. Aus dieser können über statistische Extremwertbetrachtung Bewertungen von Auftretenswahrscheinlichkeiten von ungünstigen Laststellungen durchgeführt werden. Diese werden im Schnittgrößenvergleich an Brückenobjekte -**Modul 3**- einzeln streckenabschnittsweise an vorhandene Eurocode Modelle kalibriert werden - **Modul 4**. Eingangs ist eine übersichtliche Darstellung ist in folgenden Abbildungen dargestellt, die Beschreibungen erfolgt in den folgenden Kapiteln:

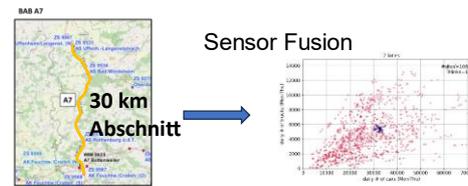
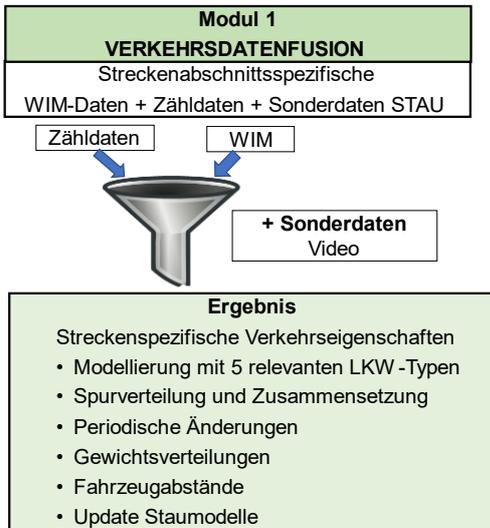
### Modul 1 Verkehrsdatenfusion

- **Datenaufbereitung**

In diesem Modul sind diverse Filter Algorithmen sowie die Zusammenfassung in relevante Fahrzeugkategorien und Ausfiltern von Sondertransport enthalten. Grundlegende Vorarbeiten zur Datenaufbereitung sind im Kapitel 2 beschrieben worden.

- **Verkehrsdatenfusion:**

Es erfolgt eine Datensynthese und Fusion unterschiedlicher Datenquellen (Kapitel 5). Verwendet wurden WIM, Zähl und Staudaten (aus Video), welche streckenspezifisch aufbereitet werden. Der Algorithmus kann mit unterschiedlichen Stufen von verfügbaren Daten umgehen. Beispielhaft wurden Basisdatensätze für Verkehrsaufkommen (leicht mittel schwer- wenn keine Zähl Daten bekannt sind) und länderweise Gewichtsverteilungen (wenn keine WIM-Lasten vorhanden sind, Empfehlung Kategorie „schwer“) aus den D-A-CH Daten aufbereitet.



Fälle unterschiedlicher Datenverfügbarkeit

**Fall 1: Keine Daten**

=> Annahme von Verkehrsaufkommen und Gesamtgewicht „schwer“  
Verkehrsaufkommen (gering mittel, stark) aufbereitet aus allen Zähldaten  
+ Gesamtgewicht (leicht, mittel, **schwer**) länderspezifisch abgeleitet aus WIM-Daten

**Fall 2 Bekannt: Verkehrsaufkommen**

=> Sensorfusion für Verkehrsaufkommen und Gesamtgewicht (leicht, mittel, **schwer**)  
abgeleitet aus WIM-Daten

**Fall 3: Bekannt: Zähldaten**

=> Sensorfusion aus Zähldaten  
+ Gesamtgewicht (leicht, mittel, **schwer**) länderspezifisch abgeleitet aus WIM-Daten

**Fall 4: WIM-Daten + Zähldaten**

Sensorfusion aus vorhanden Zähl und WIM-Daten

Abbildung 29: Übersicht Modul 1 - Verkehrsdatenfusion

**Modul 1 Verkehrsdatenfusion: Fusion von WIM- und Verkehrszähldaten**

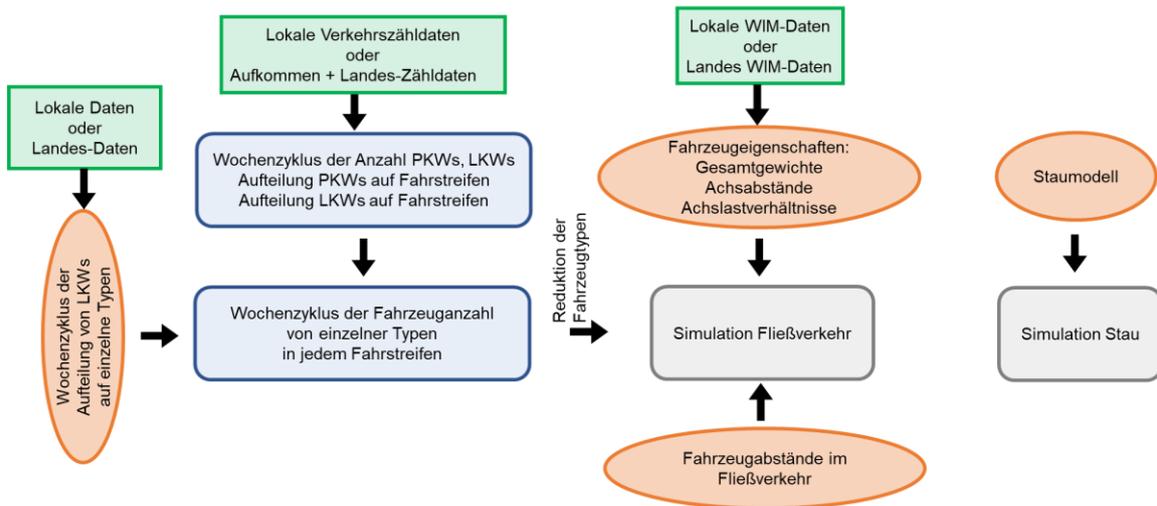


Abbildung 30: Flowchart Modul 1 - Verkehrsdatenfusion

**Modul 2**

• **Verkehrssimulation:**

Algorithmus und Basisdatenbank der streckenspezifisch relevanten Achslastfolgen für LM1 und Ermüdung ELM, diese erfolgt an Beispieldatensätzen mit unterschiedlicher Datengrundlagen. Die Simulationsdauer beträgt ein Jahr

**Modul 2**  
**VERKEHRSSIMULATION**  
Vorbereitung Ist-Verkehrsszenarien  
Fließverkehr + Stauverkehr



Basissatz Verkehrslastfolgen - länderspezifisch  
Verkehrsstärke  
Schwerverkehrsanteil:  
Zusammensetzung/Gewichtsverteilungen  
Spurenanzahl (3-spurig, 2-spurig)  
=>288 Kombinationen

**Ergebnis**  
• Datenbank mit Achslastfolgen der definierten Verkehrsszenarien

Abbildung 31: Übersicht Modul 2 - Verkehrssimulation

**Modul 2 Verkehrssimulationsalgorithmus**

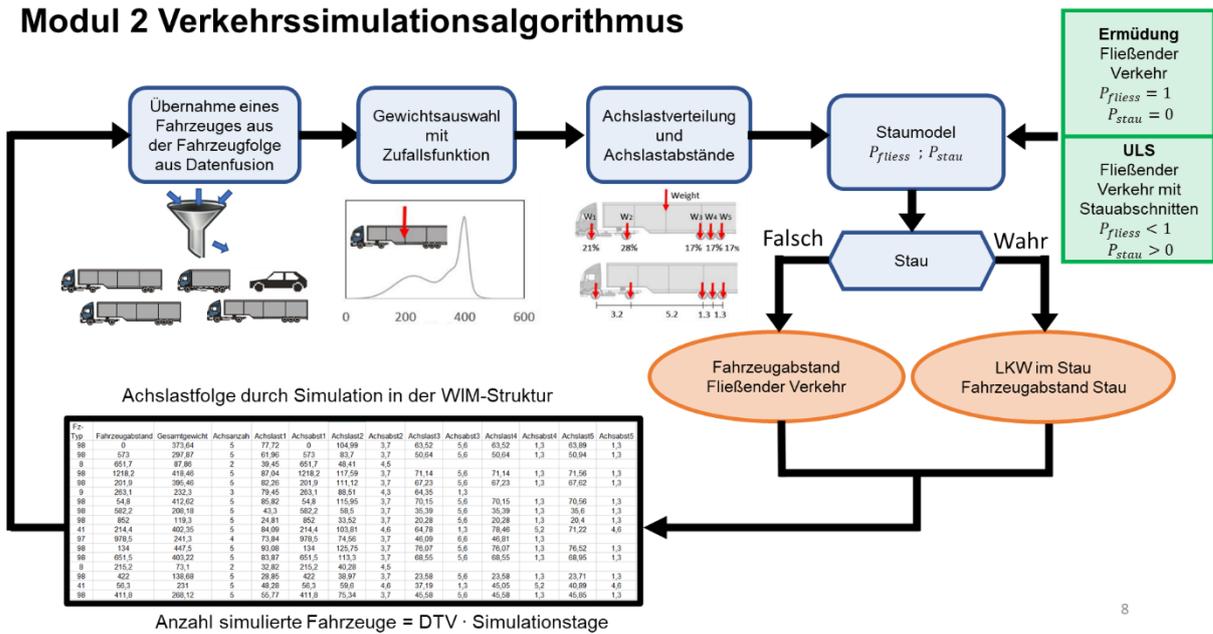


Abbildung 32: Flowchart Modul 2 - Verkehrssimulation

**Modul 3**

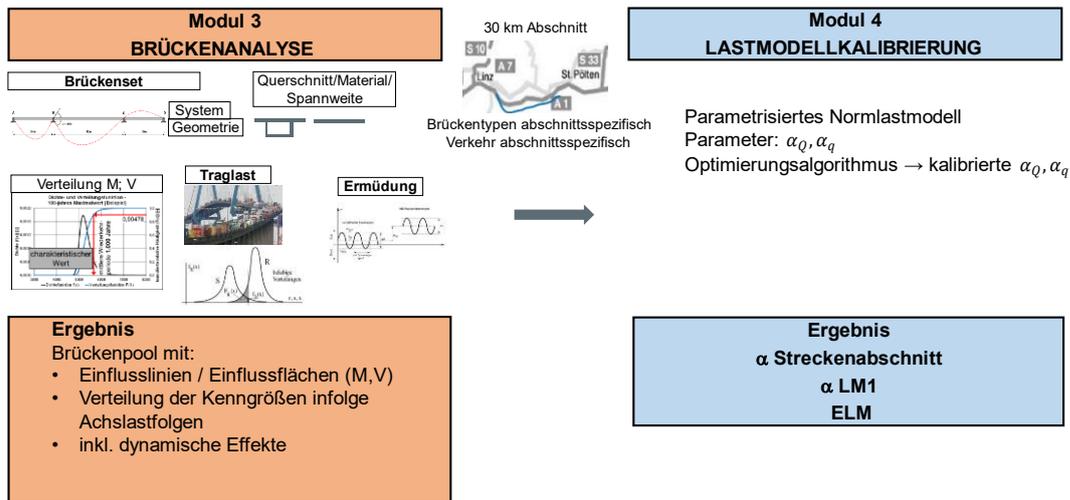
- **Brückenanalyse:**

Aufbereitung brückenspezifischer Parameter (Einflussfläche, Geometrien etc.) entlang der Strecke

**Modul 4**

- **Lastmodellkalibrierung:**

Optimierungsalgorithmen für streckenspezifische (Länge 30km) Anpassungsfaktoren für die Lastmodelle (LM1, ELM), wobei hier für LM1 eine Unterscheidung zwischen Kalibrierung auf Wiederkehrperiode oder Zuverlässigkeitsindex erfolgt.



22

Abbildung 33: Übersicht Modul 3 und 4 Brücken und Lastkalibration

### Brückenmodellierung: Grenzzustand der Tragfähigkeit

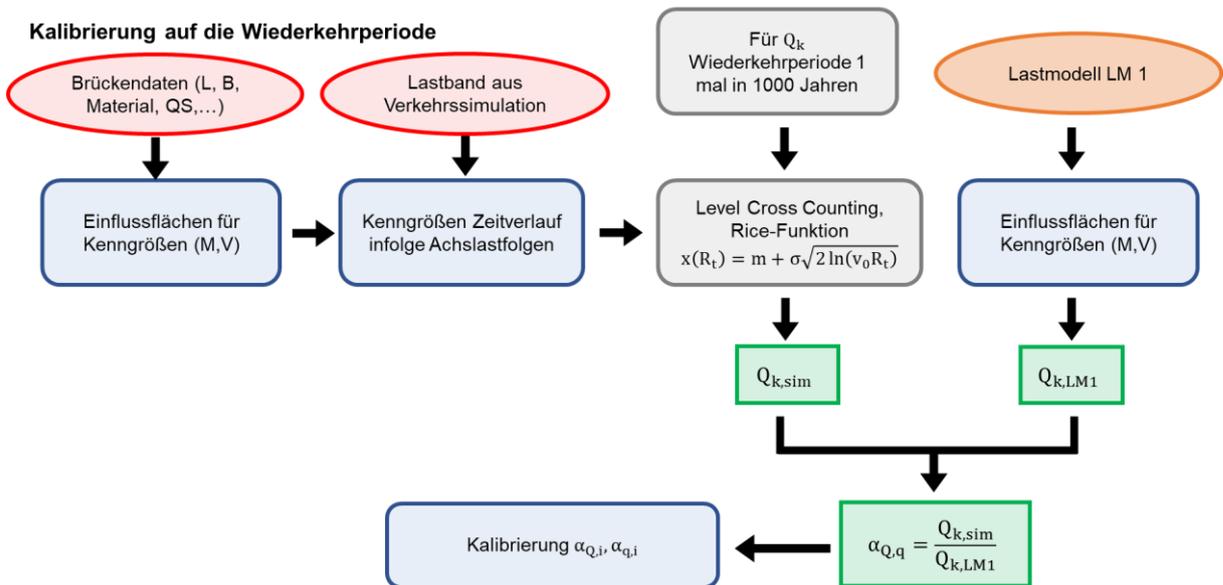


Abbildung 34: Übersicht Flowchart Lastkalibration, ULS Kalibrierung auf Wiederkehrperiode

## Brückenmodellierung: Grenzzustand der Tragfähigkeit

### Kalibrierung auf den Zuverlässigkeitsindex

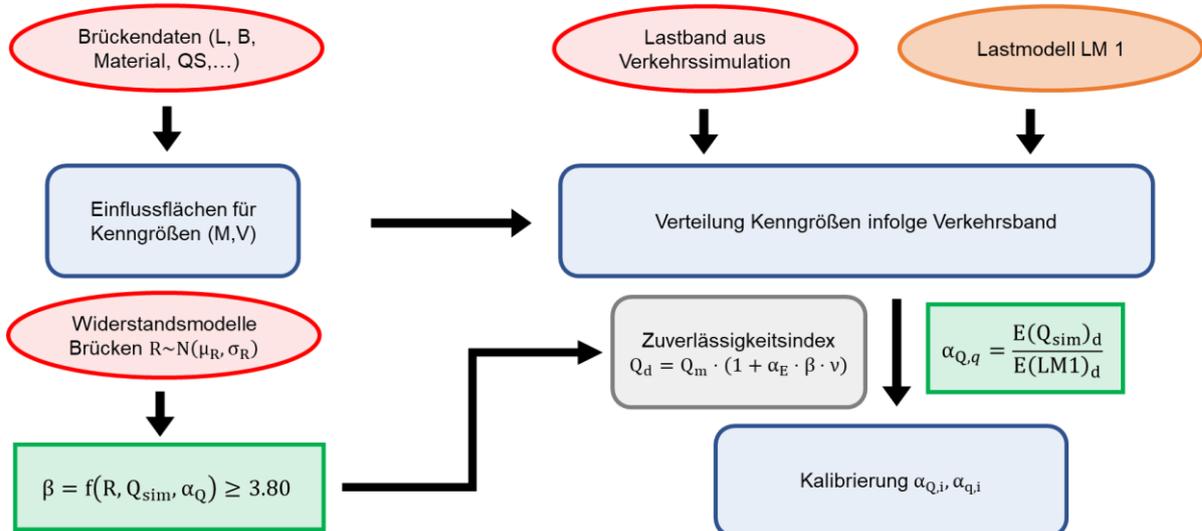


Abbildung 35: Übersicht Flowchart Lastkalbration ULS Kalibrierung auf Zuverlässigkeitsindex

Der Algorithmus wird im Bericht in den nachfolgenden Kapiteln 3-6 im Detail beschrieben. Eine direkte Anwendung als Programm ist derzeit aufgrund der Komplexität leider noch nicht möglich.

Auch ein Hinweis an dieser Stelle: Die erstellten Datensätze wurden als synthetisch aufbereitete Verkehrsdaten, sowie generierte Achslastfolgen und ermittelte Einflussflächen beispielhaft für Use-Cases aufbereitet. Rückschlüsse auf reale Brückenbelastungen und Lastmodelle sind aber nicht direkt möglich, da im Rahmen des Forschungsprojekts gewisse Daten (z.B. brückenspezifische Details) generisch angenommen werden mussten.

## 5. DATENFUSION

### 5.1. Struktur vom Verkehrsmodell

Die Struktur vom Verkehrsmodell gibt vor, mit welchen Parametern sich des Verkehrs beschreiben lässt, und wie diese zusammenhängen. Die Struktur wurde so entworfen, dass sie die Eingangsdaten aus unterschiedlichen Datenquellen unterbringen und nutzen kann. Den Ausgangspunkt bildete das von Freundt et.al. [39] zuvor entwickelte Modell für Straßenverkehrslasten an Brücken, welches hier adaptiert und erweitert wurde. Der Vorgang der Modellbildung ist hierarchisch (Abbildung 36), angefangen von Parametern, die den Gesamtverkehrsfluss beschreiben, bis zu Parametern, die sich auf Einzelfahrzeuge beziehen.



Abbildung 36: Vorgang der Bildung des Verkehrsmodells

Dabei werden die oben genannten Parameter, mit Ausnahme der Fahrzeugeigenschaften (Gewicht, Achsabstände), samt ihrer zeitlichen Veränderungen modelliert. Hierbei unterliegen die Verkehrsparameter einem sich wiederholenden wöchentlichen Zyklus und werden mit einer zeitlichen Auflösung von 1 Stunde ausgegeben.

Im Vorgang der Modellbildung wird zunächst der wöchentliche Zyklus der Fahrzeuganzahl (inkl. PKWs) in einer Fahrtrichtung im Stundentakt definiert (Kap.5.3). Im nächsten Schritt wird diese stündliche Fahrzeuganzahl auf die einzelnen Fahrzeugtypen gemäß der in den Verkehrszählungen (Kap.2.2) üblichen 8+1 Klassifizierung aufgeteilt (Kap.5.4.1). Im nächsten Schritt erfolgt ein Transfer auf LKW-Typen der WIM-Klassifizierung (Kap.5.4.2), bevor die LKW-Typen auf die Wesentlichen reduziert werden (Kap.5.4.3).

Nach dieser Definition der zeitlich-variablen Fahrzeuganzahl einzelner Typen erfolgt deren Aufteilung auf einzelne Fahrstreifen (Kap. 5.5). Diese Informationen werden anschließend durch die Fahrzeugabstände im Fließverkehr (Kap.5.6), sowie durch die Staueigenschaften (Kap.5.7) ergänzt. Abschließend werden die Fahrzeugeigenschaften wie z.B. Gewichtsverteilungen und Achsabstände hinzugefügt (Kap.5.8).

Das Verkehrsmodell, welches an das Verkehrssimulationsmodul (Kap.6) übergeben wird, setzt sich aus den oben genannten zeitlich-variablen Parametern (Tabelle 11), sowie den zeitlich-konstanten Parametern (Tabelle 12) zusammen.

Tabelle 11: Beispielsauszug der zeitlich-variablen Verkehrsmodellparameter

Zeit		1. Fahrstreifen								2. Fahrstreifen															
		stündliche Anzahl der Fahrzeuge								Verteilungsparameter für den Fahrzeugabstand im Fließverkehr				stündliche Anzahl der Fahrzeuge								Verteilungsparameter für den Fahrzeugabstand im Fließverkehr			
		Fahrzeugtyp												Fahrzeugtyp											
Tag	Stunde	91	11	12	112	113	1112	41	$p_1$	$p_3$	91	11	12	112	113	1112	$p_1$	$p_3$							
1	1	154	5	1	8	44	18	0	0.62912	280.52	35	1	0	2	12	5	0.64400	1177.01							
1	2	130	4	1	11	50	19	0	0.63049	299.64	23	2	1	4	18	7	0.64400	1175.47							
1	3	148	7	2	15	78	30	0	0.62446	229.12	22	1	0	2	10	3	0.64532	1704.05							
1	4	262	10	3	22	114	45	0	0.60654	140.27	89	1	0	2	15	5	0.63941	578.34							
1	5	503	20	7	33	170	86	1	0.56217	77.78	597	1	0	1	4	4	0.58933	108.30							
1	6	993	32	14	44	209	100	0	0.47252	46.52	955	0	1	1	4	3	0.54190	69.16							
1	7	1237	32	15	41	200	97	1	0.42941	40.40	1138	1	0	2	8	2	0.51326	58.38							
1	8	922	41	19	42	196	94	0	0.48618	49.23	1077	2	1	2	6	3	0.52273	61.43							
1	9	1006	45	19	43	201	101	1	0.46823	45.80	679	1	1	1	8	5	0.57852	94.82							
1	10	1063	39	16	41	202	95	0	0.46098	44.69	565	4	1	4	19	9	0.58993	108.84							
1	11	948	42	18	46	212	100	0	0.47713	47.30	694	2	1	1	8	1	0.57700	93.31							
1	12	826	37	15	41	200	98	0	0.50254	52.88	832	3	1	5	17	9	0.55572	76.35							

Tabelle 12: Beispielsauszug der zeitlich-konstanten Verkehrsmodellparameter

		Fahrzeugtyp					
		11	12	112	113	1112	
Verteilung Gesamtgewicht	$k_1$	0.314	0.027	0.334	0.177	0.364	
	$\mu_1$	8.584	14.675	15.406	18.937	18.548	
	$\sigma_1$	1.115	0.681	1.986	2.932	2.890	
	$k_2$	0.438	0.829	0.237	0.451	0.391	
	$\mu_2$	12.175	20.419	19.361	30.370	34.521	
	$\sigma_2$	2.286	3.508	3.077	7.314	6.816	
Verhältnis Achslast/Gesamtlast	Achse	1	0.443	0.344	0.322	0.234	0.252
		2	0.557	0.409	0.304	0.278	0.304
		3	0.247	0.188	0.163	0.169	
		4		0.187	0.163	0.138	
		5			0.162	0.138	
	1-2	5.079	5.002	3.722	3.722	4.572	
Achsabstand [m]	2-3		1.363	6.855	5.673	4.766	
	3-4			1.308	1.308	4.553	
	4-5				1.307	1.337	

## 5.2. Konzept der Datenfusion

Die Datenfusion hat zum Ziel, verschiedene vorhandene Datenquellen zusammenzuführen, und diese für die Erstellung des Verkehrsmodells zu nutzen. Der Zweck dabei ist, den Informationsgewinn zu maximieren. In der Praxis wird sich die Fusion in den meisten Fällen auf die Zusammenführung von Verkehrszähl- und WIM-Daten, aufgrund ihrer Verfügbarkeit, beschränken.

### Prognoseannahmen

Das resultierende Verkehrsmodell soll jedoch nicht nur den aktuellen Verkehrszustand beschreiben, sondern auch eine Prognose der Verkehrsentwicklung. Zu diesem Zweck wurden vereinfachte Annahmen getroffen, welche die Verkehrsstärken und die Fahrzeugeigenschaften betreffen. Als Zeithorizont wurden dabei *25 Jahre* festgelegt. Da die zugrundeliegenden Zähl- und WIM-Daten bis zum Jahr 2020 erfasst wurden, liegt der Zeithorizont daher im Jahr 2045.

Zur Entwicklung der Verkehrsstärken wurde die Annahme getroffen, dass es beim LKW-Verkehr einen durchschnittlichen jährlichen Zuwachs von 1,25 % geben wird. Beim PKW-Verkehr wurde ein Zuwachs von 0,5 % angenommen. Nach 25 Jahren wird gemäß diesen Annahmen der LKW-Verkehr um 36 % ( $1,0125^{25} = 1,3642$ ), und der PKW-Verkehr um 13 % ( $1,005^{25} = 1,1328$ ) gestiegen sein.

Eine Änderung der Fahrzeugeigenschaften hängt nicht nur von der technischen Entwicklung der Fahrzeugtechnik, sondern auch von der Entwicklung der relevanten gesetzlichen Bestimmungen ab. Im Laufe des Projektes wurde festgelegt, dass eine pauschale Erhöhung von LKW-Gesamtgewichten um 1 t für jeden LKW bis zu 5 Achsen, und um 2 t für jeden LKW mit mehr als 5 Achsen, angenommen wird. Die aktuellsten Entwicklungen der EU-Legislatur [40] konnten hier nicht mehr berücksichtigt werden. Die getroffenen Annahmen sind in der Tabelle 13 zusammengefasst.

*Tabelle 13: Getroffene Annahmen zur Berücksichtigung der zukünftigen Verkehrsentwicklungen*

Zeithorizont der Betrachtung	25 Jahre
Jährlicher Zuwachs der LKW-Anzahl	+ 1,25 %
Kumulierter Zuwachs der LKW-Anzahl	+ 36,42 %
Jährlicher Zuwachs der PKW-Anzahl	+ 0,5 %
Kumulierter Zuwachs der PKW-Anzahl	+ 13,28 %
Erhöhung vom LKW-Gesamtgewicht, LKW bis zu 5 Achsen	+ 1 t
Erhöhung vom LKW-Gesamtgewicht, LKW mit mehr als 5 Achsen	+ 2 t

### 5.3. Bestimmung vom Verkehrsstärkenzyklus

Die Verkehrsstärken variieren in der Zeit, wobei der wöchentliche Zyklus dominiert, und weist gewisse Streuungen auf. Zur Erfassung dieser Streuungen wurden folgende Quantile ausgewertet: 0% (das Minimum), 10%, 25%, 50% (der Median), 75%, 90%, und 100% (das Maximum), und das für jede Stunde im wöchentlichen Zyklus (24x7=168 Werte). Die Abbildung 37 zeigt ein Beispiel der Verkehrsstärken an einer Zählstelle, wobei die Quantile zwischen 10% und 90% dargestellt sind. Wenn Zählstellendaten im untersuchten Streckenabschnitt verfügbar sind, werden diese zur Bestimmung vom Verkehrsstärkenzyklus herangezogen.

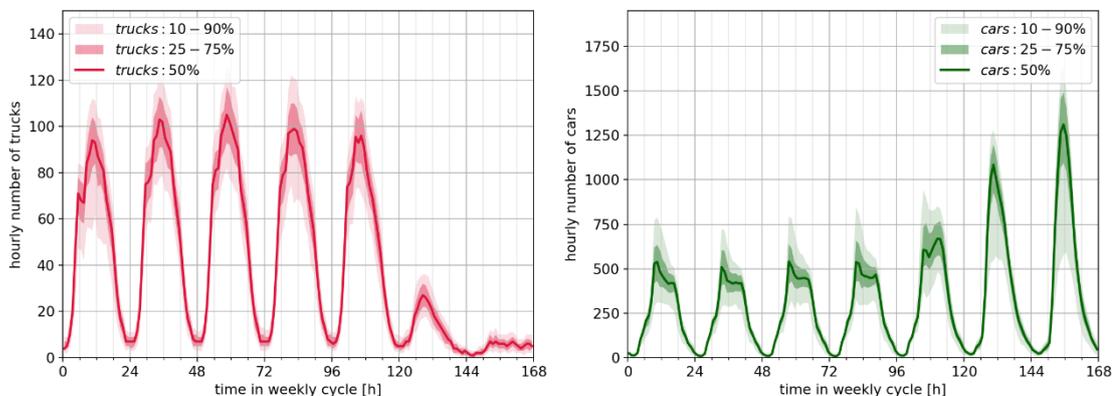


Abbildung 37: Beispiel der Verkehrsstärken von LKWs (links) und PKWs (rechts), ausgewertet aus Daten einer Zählstelle (Zst 5260 an der A52 in Deutschland, km 2,0, Richtung 2)

Falls *keine* Zählstellendaten im untersuchten Streckenabschnitt verfügbar sind, werden Näherungen getroffen, die eine der folgenden beiden Informationen nutzen:

- Durchschnittliche tägliche Anzahl von LKWs und PKWs von Montag bis Donnerstag,
- Grobe Einstufung der Verkehrsstärke in eine von 3 Stufen: gering, mittel, stark.

Für den letzteren Fall wurde festgelegt, welche durchschnittliche tägliche Anzahl von LKWs und PKWs den Verkehrsstärken gering / mittel / stark zugewiesen wird. Die Zuweisung erfolgte basierend auf der Auswertung der Verkehrsstärken aus vorhandenen Zählraten im DACH-Raum, dargestellt in der Abbildung 38. Die Verkehrsstärken, die den Stufen gering / mittel / stark zugewiesen wurden, sind mit blauen Kreuzen gekennzeichnet und stellen den Jetzt-Stand, d.h. ohne Zukunftsprognose, dar.

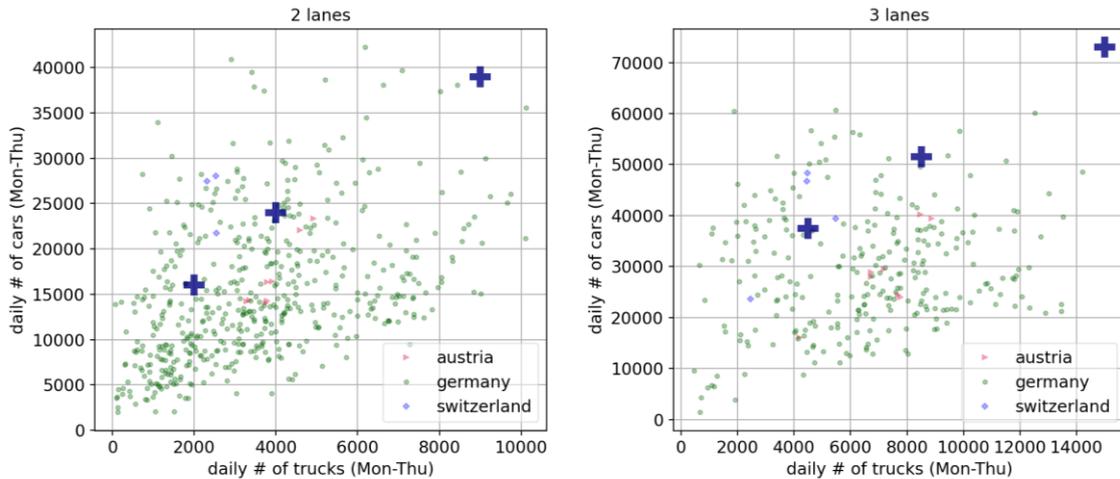


Abbildung 38: Durchschnittliche tägliche Anzahl von LKWs und PKWs (Montag-Donnerstag), ausgewertet aus Zählstellendaten an 2-spurigen (links) und 3-spurigen (rechts) Autobahnen.

Unter der Berücksichtigung der Annahmen über die zukünftige Verkehrsentwicklung (Tabelle 13) ergeben sich Verkehrsstärken, die in der Tabelle 14 angegeben sind. Hier wurden zusätzlich zu den Stufen gering, mittel, stark noch zwei zusätzliche Stufen eingefügt:

- Stufe „gering 9 % SV“: geringe Verkehrsstärke, mit nur 9 % Schwerverkehrsanteil, was z.B. den Verkehr in der Schweiz besser abbildet,
- Stufe „stark 34 % SV“: starker Verkehr, mit hohem Schwerverkehrsanteil (34 %), was z.B. den Verkehr an manchen Strecken in Deutschland besser abbildet.

Tabelle 14: Festgelegte Verkehrsstärken der einzelnen Stufen, inkl. Zukunftsprognose 2045

Anzahl von Fahrstreifen	Stufe	Tägliche PKW-Anzahl (Mo-Do)	Tägliche LKW-Anzahl (Mo-Do)	Schwerverkehrsanteil
2	Gering 9% SV	27.850	2.750	9 %
	Gering	18.150	2.750	13 %
	Mittel	27.200	5.500	17 %
	Stark	44.200	12.300	22 %
	Stark 34% SV	23.900	12.300	34 %
3	Gering 9% SV	61.700	6.100	9 %
	Gering	42.500	6.100	13 %
	Mittel	58.300	11.600	17 %
	Stark	82.700	20.500	20 %
	Stark 34% SV	39.800	20.500	34 %

Die oben aufgelistete Definition der Verkehrsstärkenstufen sollte jedoch nur dann zur Bildung eines Verkehrsmodells verwendet werden, wenn keine genaueren Daten vorliegen.

Im Weiteren wird die implementierte Vorgehensweise beim Vorliegen der durchschnittlichen täglichen Anzahl von LKWs und PKWs aufgezeigt. In diesem Fall ist vorgesehen, dass der Verkehrsstärkenzyklus aus solchen Zählstellen entnommen wird, die eine ähnliche Anzahl von LKWs und PKWs aufweisen. Dabei werden die Daten der deutschen Zählstellen verwendet, weil die Datengrundlage, die diesem Projekt zur Verfügung stand, große Anzahl von deutschen Zählstellen beinhaltet.

Grundsätzlich werden mehrere Zählstellen ausgewählt, deren Daten mittels Gewichtungsfaktoren kombiniert werden. Zunächst wird die Ähnlichkeit der Verkehrsstärken  $\delta_{rel,KFZ}$  quantifiziert:

$$\delta_{rel,KFZ} = \frac{|n_{4,KFZ,ist} - n_{4,KFZ,i}|}{n_{4,KFZ,ist}} + \frac{|n_{4,LKW,ist} - n_{4,LKW,i}|}{n_{4,LKW,ist}}$$

$n_{4,KFZ,ist}$ ...durchschnittliche tägliche (Mo-Do) KFZ-Anzahl im untersuchten Streckenabschnitt,

$n_{4,KFZ,i}$ ...durchschnittliche tägliche (Mo-Do) KFZ-Anzahl an der  $i$ -ten Zählstelle,

$n_{4,LKW,ist}$ ...durchschnittliche tägliche (Mo-Do) LKW-Anzahl im untersuchten Streckenabschnitt,

$n_{4,LKW,i}$ ...durchschnittliche tägliche (Mo-Do) LKW-Anzahl an der  $i$ -ten Zählstelle.

Anschließend werden einzelnen Zählstellen basierend auf  $\delta_{rel,KFZ}$  Gewichtungsfaktoren  $w$  zugewiesen (Abbildung 39), die in fünf Bereiche (sehr gut bis sehr schlecht) gegliedert sind.

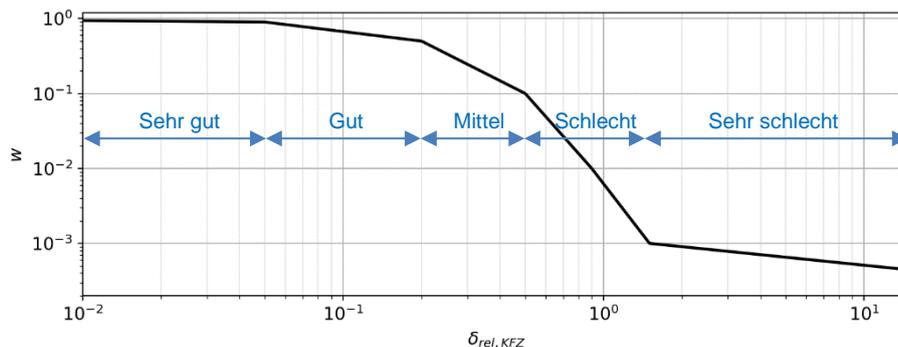


Abbildung 39: Gewichtungsfaktoren  $w$  als Funktion von  $\delta_{rel,KFZ}$ .

Die Anzahl der Zählstellen, die kombiniert werden, wird anhand ihrer Gewichtungsfaktoren gewählt. Dazu wird die absteigend sortierte Abfolge der Gewichtungsfaktoren  $w_{1..n}$  herangezogen, um die Anzahl der Zählstellen  $z$  zu bestimmen:

$$\max_{z=1..n} (w_z \cdot \sqrt[3]{z})$$

Das Ziel dabei ist, solche Zählstellen zu kombinieren, die vergleichbare Werte der Ähnlichkeit der Verkehrsstärken  $\delta_{rel,KFZ}$  aufweisen. Die Zuweisung der

Gewichtungsfaktoren, sowie das Kriterium für die Anzahl der kombinierten Zählstellen wurden im Hinblick auf die vorhandenen Daten festgelegt und manuell angepasst.

Die Abbildung 40 zeigt ein Beispiel der Auswahl von Zählstellen bei den Zielwerten  $n_{4,LKW,ist} = 5330$  und  $n_{4,KFZ,ist} = 21730$ , d.h.  $n_{4,PKW,ist} = 16400$ . Die Anzahl der kombinierten Zählstellen war  $z = 17$ . Die blauen Verbindungslinien zeigen die Verbindung zu den kombinierten Zählstellen, wobei die Transparenz der Linie proportional zum Gewichtungsfaktor ist.

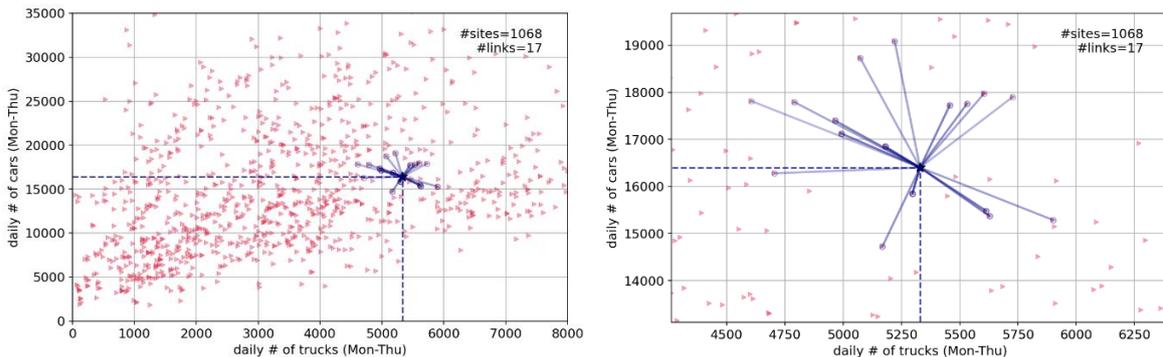


Abbildung 40: Beispiel der Auswahl von Zählstellen, die zur Kombination ausgewählt wurden in der Gesamtansicht (links) und in der Detailansicht (rechts)

In der Abbildung 40 ist ersichtlich, dass manche naheliegenden Zählstellen nicht ausgewählt wurden. Der Grund ist eine programminterne Plausibilitätsprüfung der Zählstellendaten, die manche Zählstellen aus dem Algorithmus ausschließt.

Die Kombination der Zählstellendaten erfolgt mit Hilfe der Gewichtungsfaktoren:

$$n_{q,h} = \frac{\sum_{i=1}^z (n_{q,h,i} \cdot w_i)}{\sum_{i=1}^z w_i}$$

$n_{q,h}$ ...Quantil  $q$  der KFZ-Anzahl in der Wochenstunde  $h$ ,

$n_{q,h,i}$ ...Quantil  $q$  der KFZ-Anzahl in der Wochenstunde  $h$  der Zählstelle  $i$ ,

$w_i$ ...Gewichtungsfaktor der Zählstelle  $i$ .

Dabei werden, wie oben erwähnt, die Quantile  $q=0\%$ ,  $10\%$ ,  $25\%$ ,  $50\%$ ,  $75\%$ ,  $90\%$ , und  $100\%$  separat ausgewertet, und zwar einzeln für 168 ( $=24 \times 7$ ) Wochenstunden. Die Abbildung 41 zeigt ein Beispiel der Kombination der Verkehrsstärkenzyklen (deren 50%-Quantile) von 17 Zählstellen.

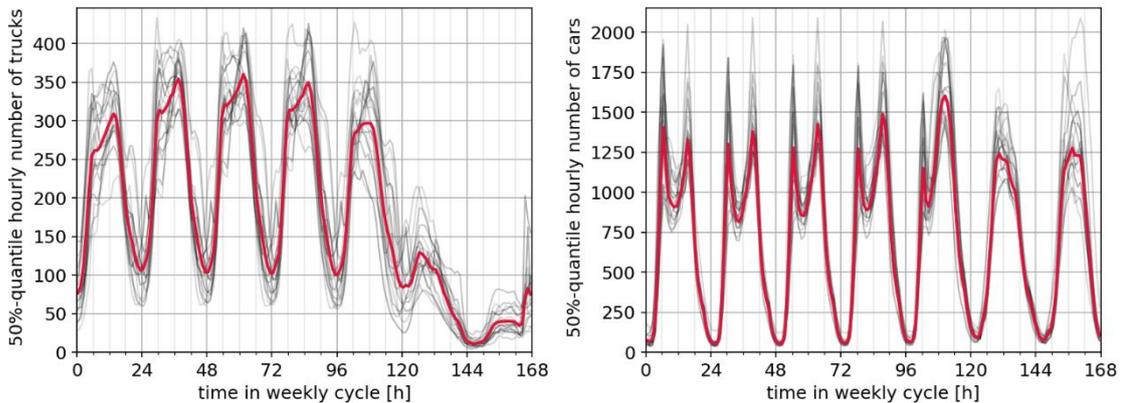


Abbildung 41: Beispiel der Medianwerte aus 17 Zählstellen (grau) und deren Kombination (rot)

## 5.4. Bestimmung vom Anteil der Fahrzeugtypen

### 5.4.1. Aufteilung nach der 8+1 Klassifizierung

Die ermittelte Anzahl aller PKWs und LKWs wird in weiterer Folge auf einzelne Fahrzeugtypen nach der 8+1 Klassifizierung aufgeteilt. Falls Zähldaten vorhanden sind, wird diese Aufteilung anhand dieser Daten durchgeführt. Dabei wird der Anteil einzelner Fahrzeugtypen in jeder Wochenstunde ermittelt und mit der Gesamtanzahl der Fahrzeuge multipliziert, um die Anzahl pro Fahrzeugtyp im Wochenzyklus zu ermitteln.

Falls keine Zähldaten im untersuchten Streckenabschnitt verfügbar sind, werden verfügbare Zählstellendaten aus dem Land, wo sich die untersuchte Strecke befindet, herangezogen. Aus diesen Daten wird eine Zählstelle ausgewählt, deren Daten für die Aufteilung auf einzelne Fahrzeugtypen verwendet werden. Dazu werden zunächst alle Zählstellen in engere Auswahl genommen, deren durchschnittliches tägliches (Mo-Do) LKW-Aufkommen  $n_{4,LKW}$  sich innerhalb  $\pm 10\%$  vom Zielwert ( $n_{4,LKW}$  im untersuchten Streckenabschnitt) befindet. Die Abbildung 42 zeigt eine Darstellung der verfügbaren Daten in Deutschland, wobei hier der Anteil der Sattelschlepper unter den LKWs für jede Zählstelle dargestellt ist. Der blau markierte Bereich zeigt ein Beispiel der engeren Zählstellenauswahl beim Zielwert  $n_{4,LKW} = 5330$  bei 2 Fahrstreifen, d.h. den Bereich  $n_{4,LKW} = 4797 \sim 5863$ .

Um ein konservatives Modell zu erstellen, soll eine Zählstelle ausgewählt werden, die einen hohen Anteil an Sattelschleppern (die sich maßgeblich auf die Brückennachweise auswirken) aufweist. Aus den Zählstellen in der engeren Auswahl wird die kumulative Verteilungsdichte vom Sattelschlepperanteil ermittelt (Abbildung 43 rechts) und das 95%-

Quantil wird ausgewertet. Die Zählstelle wird ausgewählt, die dem 95%-Quantil entspricht; bei Bedarf wird zwischen zwei Zählstellen interpoliert.

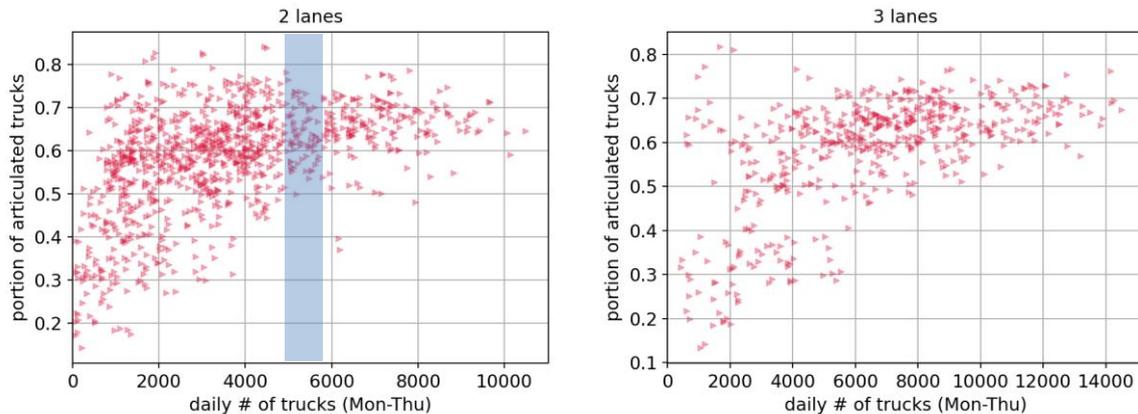


Abbildung 42: Anteil der Sattelschlepper unter den LKWs aus deutschen Zählstellendaten an Autobahnen mit 2 (links) und 3 (rechts) Fahrstreifen pro Richtung, in Abhängigkeit von  $n_{4,LKW}$

Aus den Daten der ausgewählten Zählstelle wird der Anteil einzelner LKW-Typen unter den LKWs ausgewertet, separat für jede Stunde im Wochenzyklen (Abbildung 43 mittig). Grundsätzlich kann die gleiche Auswertung auch für die PKW-Typen (Abbildung 43 links) erfolgen, dies hat aber keine Relevanz für die Lastmodellierung auf Brücken. Die so ermittelten Anteile einzelner Fahrzeugtypen werden anschließend mit dem zuvor ermittelten Wochenzyklus der Verkehrsstärken multipliziert, um die Anzahl der Fahrzeuge pro Fahrzeugtyp nach der 8+1 Klassifizierung zu erhalten.

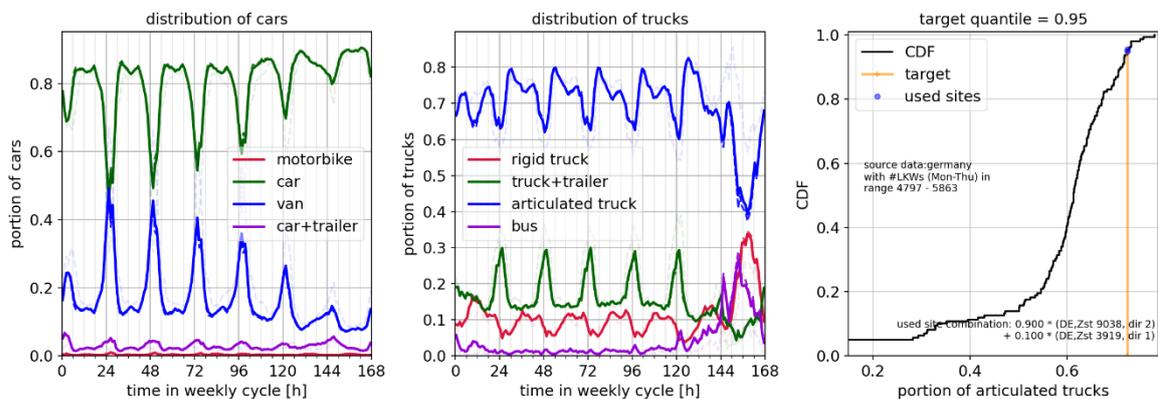


Abbildung 43: Kumulative Verteilungsdichte des Sattelschlepperanteils der Zählstellen in engerer Auswahl (rechts); resultierende Wochenzyklen des Anteils einzelner PKW-Typen (links); resultierende Wochenzyklen des Anteils einzelner LKW-Typen (mittig)

Für Österreich und die Schweiz war die Anzahl der verfügbaren Daten wesentlich geringer. Hier kann vorkommen, dass keine Zählstelle in die engere Auswahl fällt (Abbildung 44 rechts). In diesem Fall wird die Zählstelle mit dem nächsthöheren  $n_{4,LKW}$  Wert außerhalb des Bereichs der engeren Auswahl gewählt.

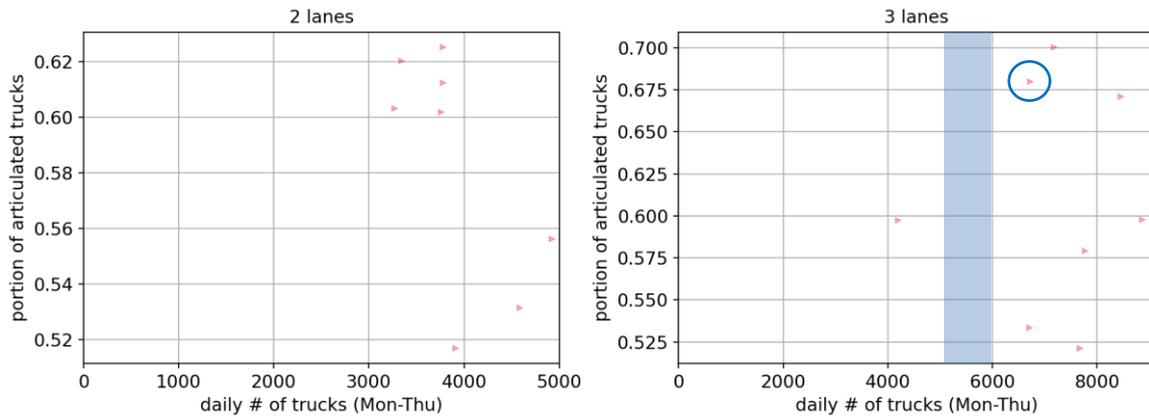


Abbildung 44: Anteil der Sattelschlepper unter den LKWs aus österreichischen Zählstellendaten an Autobahnen mit 2 (links) und 3 (rechts) Fahrstreifen pro Richtung, in Abhängigkeit von  $n_{4,LKW}$

### 5.4.2. Transfer zur WIM-Klassifizierung

Im nächsten Schritt wird die Fahrzeuganzahl nach der 8+1 Klassifizierung in die WIM-Klassifizierung (LKW-Typen siehe Anhang, Abbildung 210) überführt, die eine genauere Differenzierung zwischen LKW-Typen ermöglicht. Dafür ist eine Art der Übersetzung zwischen den zwei Klassifizierungs-systemen notwendig. Die dafür verwendeten Formeln sind in der Tabelle 15 aufgelistet. Hier sind die ersten vier Zeilen den PKWs gewidmet, die für die Brückenbelastung wenig Relevanz haben. Relevant ist die Anzahl der LKWs ohne Anhänger ( $n_{rigid\_truck}$ ), der LKWs mit Anhänger ( $n_{truck+trailer}$ ), und insbesondere der Sattelschlepper ( $n_{articulated\_truck}$ ). Da die WIM-Klassifizierung die Klasse „Bus“ nicht besitzt, werden die von der WIM-Anlagen erfassten Busse als LKWs behandelt.

Tabelle 15: Formeln der Übersetzung von der WIM-Klassifizierung zur 8+1 Klassifizierung

Verwendete Formel	Beschreibung
$n_{motorbike} = n_{0 w<1t} + n_{91 w<1t}$	WIM-Klassen 0 und 91 bis 1000 kg
$n_{car} = n_{0 1t \leq w < 2,5t} + n_{91 1t \leq w < 2,5t}$	WIM-Klassen 0 und 91 von 1000 bis 2500 kg
$n_{van} = n_{0 2,5t \leq w < 3,5t} + n_{91 2,5t \leq w < 3,5t}$	WIM-Klassen 0 und 91 von 2500 bis 3500 kg
$n_{car+trailer} = 0$	wird nicht verwendet
$n_{rigid\_truck} = n_{11} + n_{12} + n_{22} + n_{23}$	WIM-Klassen 11, 12, 22, 23
$n_{truck+trailer} = n_{1111r} + n_{1112r} + n_{1211r} + n_{1112r} + 1/3 \cdot n_{111} + 1/5 \cdot n_{122}$	WIM-Klassen 1111r, 112r, 1211r, 1112r und ein Teil der WIM-Klassen 111 und 122
$n_{articulated\_truck} = n_{112a} + n_{113a} + n_{123a} + 2/3 \cdot n_{111} + 4/5 \cdot n_{122}$	WIM-Klassen 112a, 113a, 123a, und ein Teil der WIM-Klassen 111 und 122
$n_{bus} = 0$	wird nicht verwendet

Mangels genauerer Informationen wurde hier angenommen, dass es sich bei der WIM-Klasse 111 zu 1/3 um LKWs mit Anhänger und zu 2/3 um Sattelschlepper handelt. Bei der WIM-Klasse 112 wurden 1/5 den LKWs mit Anhänger und 4/5 den Sattelschleppern zugeordnet.

Der Transfer von der 8+1 zur WIM-Klassifizierung erfolgt durch die Ermittlung der Anteile einzelner WIM-Klassen in entsprechender 8+1 Klasse. Zum Beispiel wird die Anzahl von LKWs der WIM-Klasse 12 ( $n_{12}$ ) wie folgt bestimmt:

$$n_{12} = k_{12} \cdot n_{\text{rigid\_truck}} \quad , \quad k_{12} = \frac{n_{12,\text{ref}}}{n_{11,\text{ref}} + n_{12,\text{ref}} + n_{22,\text{ref}} + n_{23,\text{ref}}}$$

Dabei kommen die LKW-Zahlen mit „ref“ im Subskript aus einer Referenz-WIM-Messstelle, die zur Ermittlung der Anteile  $k$  ausgewählt wurde. Falls sich im untersuchten Streckenabschnitt eine WIM-Anlage befindet, wird diese als Referenz verwendet. Andernfalls wird eine der Messstelle aus dem Land, wo sich die untersuchte Strecke befindet, als Referenz ausgewählt. Um konservative Ergebnisse zu erzeugen, wird dabei eine solche WIM-Anlage ausgewählt, die einen relativ hohen Anteil von 5-achsigen Sattelschleppern unter allen Sattelschleppern ( $k_{113a}$ ) aufweist. Konkret werden die  $k_{113a}$  Werte für alle WIM-Anlagen des Landes ausgewertet und die Messstelle, die dem 90%-Quantil entspricht, wird ausgewählt. Bei Bedarf wird zwischen zwei Anlagen interpoliert.

Die Abbildung 45 zeigt die kumulativen Verteilungsdichten der  $k_{113a}$  Werte in einzelnen DACH-Ländern. In Deutschland wird das 90%-Quantil durch eine Interpolation zwischen den WIM-Anlagen Straelen und Fischbach erreicht, in Österreich zwischen den WIM-Anlagen Matrei Wald und Brenner, und in der Schweiz zwischen den WIM-Anlagen Gotthard und Ceneri.

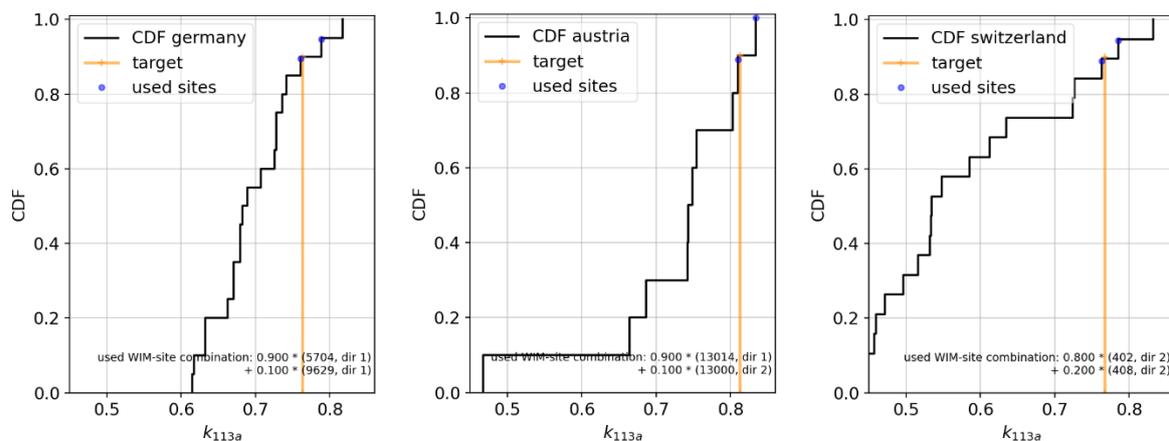


Abbildung 45: Kumulative Verteilungsdichte des Anteils der 5-achsigen Sattelschlepper unter den Sattelschleppern, ermittelt aus WIM-Anlagen in Deutschland (links), Österreich (mittig) und der Schweiz (rechts)

Die Umrechnungskoeffizienten, die sich durch das Heranziehen der ausgewählten Referenzstellen ergeben haben, sind für Deutschland in der Tabelle 16 aufgelistet. Diese Koeffizienten werden mit der Anzahl der LKWs nach der 8+1 Klassifizierung multipliziert. Zum Beispiel ergibt sich gemäß Tabelle 16 die Anzahl der LKWs vom Typ 122 ( $n_{122}$ ) durch:

$$n_{122} = 0,09197 \cdot n_{truck+trailer} + 0,02552 \cdot n_{articulated\_truck}$$

Hier wurde mangels genauerer Informationen angenommen, dass die Busse zu 50% dem WIM-Typ 11 und zu 50% dem WIM-Typ 111 zugeordnet werden.

Tabelle 16: Ermittelte Kombinationskoeffizienten für Deutschland

WIM-Klasse	$k$ für $n_{rigid\_truck}$	$k$ für $n_{truck+trailer}$	$k$ für $n_{articulated\_truck}$	$k$ für $n_{bus}$
1211r	0	0.2361	0	0
1112r	0	0.02454	0	0
1111r	0	0.1623	0	0
123a	0	0	0.01151	0
113a	0	0	0.7633	0
112a	0	0	0.1907	0
112r	0	0.4195	0	0
122	0	0.09197	0.02552	0
111	0	0.06561	0.008944	0.5
23	0.000532	0	0	0
22	0.01925	0	0	0
12	0.1757	0	0	0
11	0.8045	0	0	0.5

Analog dazu sind in der Tabelle 17 die entsprechenden Koeffizienten für Österreich angegeben.

Tabelle 17: Ermittelte Kombinationskoeffizienten für Österreich

WIM-Klasse	$k$ für $n_{rigid\_truck}$	$k$ für $n_{truck+trailer}$	$k$ für $n_{articulated\_truck}$	$k$ für $n_{bus}$
1211r	0	0.4292	0	0
1112r	0	0.02586	0	0
1111r	0	0.08437	0	0
123a	0	0	0.001734	0
113a	0	0	0.8127	0
112a	0	0	0.1544	0
112r	0	0.2604	0	0
122	0	0.1659	0.0282	0
111	0	0.0342	0.002923	0.5
23	0.000323	0	0	0
22	0.07656	0	0	0
12	0.3176	0	0	0
11	0.6055	0	0	0.5

Die Tabelle 18 listet die entsprechenden Koeffizienten für die Schweiz auf.

*Tabelle 18: Ermittelte Kombinationskoeffizienten für die Schweiz*

WIM-Klasse	$k$ für $n_{rigid\_truck}$	$k$ für $n_{truck+trailer}$	$k$ für $n_{articulated\_truck}$	$k$ für $n_{bus}$
1211r	0	0.1945	0	0
1112r	0	0.04753	0	0
1111r	0	0.2911	0	0
123a	0	0	0.003014	0
113a	0	0	0.7673	0
112a	0	0	0.1651	0
112r	0	0.3801	0	0
122	0	0.06944	0.05753	0
111	0	0.01738	0.007026	0.5
23	0.01641	0	0	0
22	0.05925	0	0	0
12	0.2349	0	0	0
11	0.6894	0	0	0.5

Zusätzlich wird die Anzahl der PKWs (WIM-Typ 91) als die Summe aller PKW-Typen aus den Zählenden gebildet:

$$n_{91} = n_{motorbike} + n_{car} + n_{van} + n_{car+trailer}$$

### 5.4.3. Reduktion auf wesentliche Fahrzeugtypen

Für die Zwecke der Lastsimulation auf Brücken ist die WIM-Klassifizierung detaillierter als notwendig. Deswegen wird für die Simulationszwecke die Anzahl der Fahrzeugtypen auf die Wesentlichen reduziert. Dabei wird eine Gruppe von Fahrzeugtypen gemäß der WIM-Klassifizierung durch einen wesentlichen Fahrzeugtyp repräsentiert. In der Anwendung wird praktisch jedes Fahrzeug durch einen entsprechenden wesentlichen Fahrzeugtyp ersetzt. Die Zuweisungen sind in der Tabelle 19 angegeben.

*Tabelle 19: Zuweisung zu wesentlichen Fahrzeugtypen*

Fahrzeugtypen gemäß WIM-Klassifizierung	Wesentlicher Fahrzeugtyp
2-achige LKWs: Typ 11	11
3-achige LKWs ohne Anhänger: Typ 12	12
4-achige LKWs mit einer 2-er Achsgruppe Typen: 112a, 22	112a
5-6-achsige LKWs mit einer 3-er Achsgruppe Typen: 113a, 123a, 23	113a
Andere LKWs mit Anhänger: Typen 111, 122, 112r, 1112r, 1111r, 1211r	1112r

## 5.5. Aufteilung auf einzelne Fahrstreifen

Im nächsten Schritt wird ermittelt, wie sich die Fahrzeuge auf einzelne Fahrstreifen aufteilen. Diese Aufteilung wird separat für LKWs und PKWs bestimmt, wobei angenommen wird, dass die prozentuelle Aufteilung auf einzelne Fahrstreifen für alle LKW-Typen gleich ist. Bekannt ist, dass die Aufteilung auf die Fahrstreifen von der Verkehrsstärke abhängt. Bei geringem Verkehrsaufkommen sollten durch das Rechtsfahrgebot sehr viele Fahrzeuge im rechten Fahrstreifen fahren, während sich bei starkem Verkehr alle Fahrstreifen füllen. Deshalb wurde eine Beziehung zwischen dem Verkehrsaufkommen und der Aufteilung auf einzelne Fahrstreifen gesucht und ermittelt. In der Anwendung wird dann diese Beziehung auf den Wochenzyklus der Verkehrsstärken angewandt, wodurch sich auch die Aufteilung auf einzelne Fahrstreifen im Wochenzyklus stündlich ändert.

Die durch Zählstellen erfasste Aufteilung auf einzelne Fahrstreifen ist in der Abbildung 46 und Abbildung 47 dargestellt. Jeder Punkt in diesen Punktwolken stellt Daten von einer Stunde des Verkehrs dar. Diese Art der Auswertung wurde für die Zählstellendaten aus Österreich und der Schweiz durchgeführt. Die verfügbaren Zählstellendaten aus Deutschland enthielten leider keine fahrstreifenspezifischen Informationen.

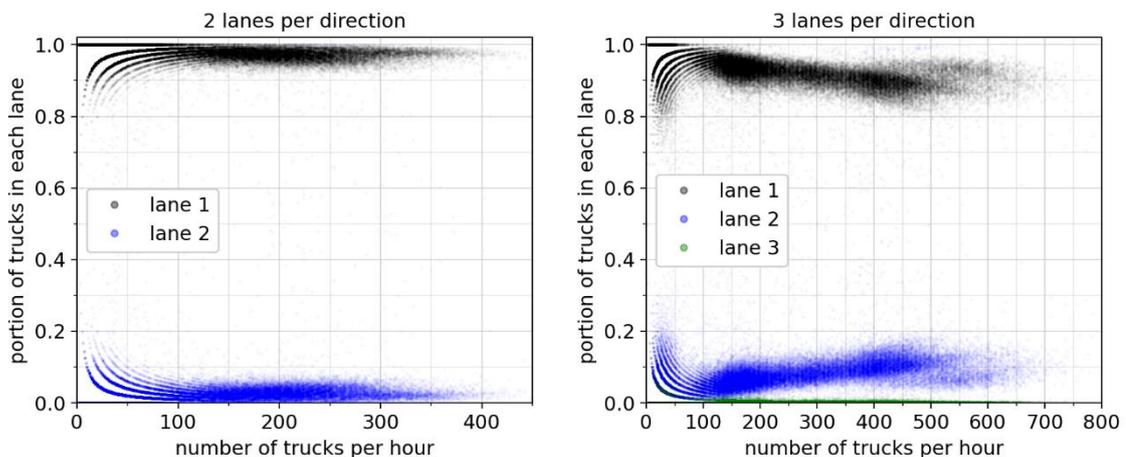


Abbildung 46: Aufteilung der LKWs auf einzelne Fahrstreifen an Zählstellen in Österreich

Der LKW-Verkehr bleibt bei 2-spurigen Autobahnen weitgehend im rechten Fahrstreifen, während sich bei 3-spurigen Autobahnen bei steigendem Verkehrsaufkommen die LKWs immer mehr auch in die mittlere Spur einordnen. Der Aufteilung der PKWs (Abbildung 47) zeigt eine starke Abhängigkeit vom Verkehrsaufkommen. Bei 3-spurigen Autobahnen sind die meisten PKWs im mittleren Fahrstreifen platziert.

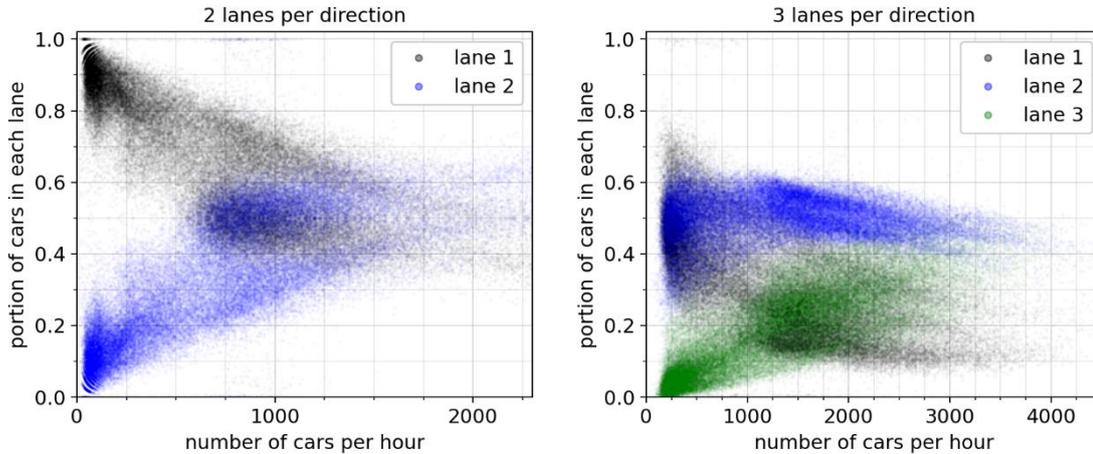


Abbildung 47: Aufteilung der PKWs auf einzelne Fahrstreifen an den Zählstellen in Österreich

Die oben gezeigten Daten dienen zur Ableitung eines Modells für die Aufteilung auf Fahrstreifen. Dabei wurden die Daten bei verschiedenen Verkehrsstärken durch Ermittlung der Quantile 0%, 10%, 25%, 50%, 75%, 90%, 100% statistisch ausgewertet. Anschließend wurde eine Trendlinie, separat für jedes Quantil, aus Daten der oberen 45% der Verkehrsstärken ermittelt. Diese Trendlinie wurde dann für eine Extrapolation in höhere Verkehrsstärken verwendet. Die Abbildung 48 zeigt das resultierende Modell der Aufteilung von LKWs auf einzelne Fahrstreifen. Schattiert dargestellt sind Bereiche, die den angegebenen Quantilen entsprechen. Bei 3-spurigen Autobahnen wird angenommen, dass keine LKWs im linken Fahrstreifen fahren (gemäß den gesetzlichen Bestimmungen). Das heißt, der LKW-Anteil im zweiten Fahrstreifen  $Anteil_{LKW,2}$  ergibt sich dann aus dem LKW-Anteil im ersten Fahrstreifen  $Anteil_{LKW,1}$  durch:

$$Anteil_{LKW,2} = 1 - Anteil_{LKW,1}$$

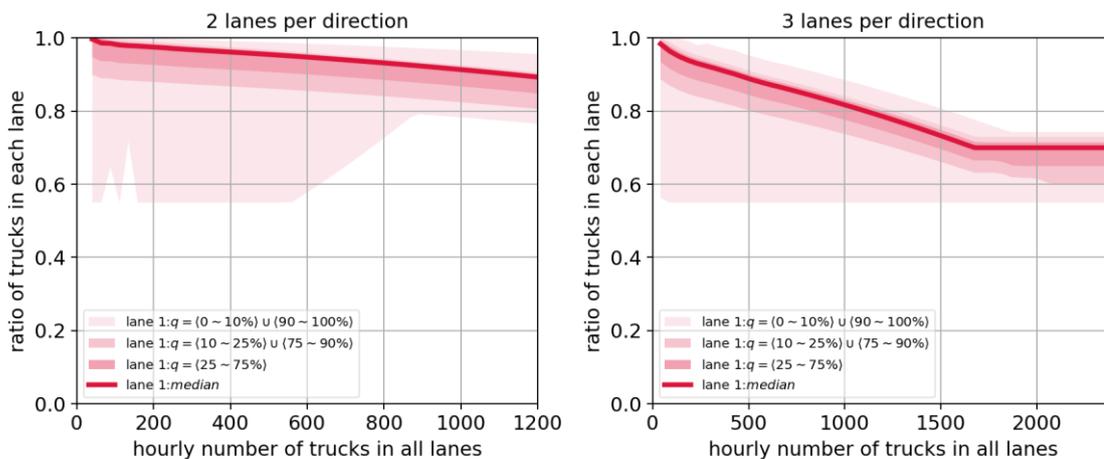


Abbildung 48: Modell der Aufteilung der LKWs auf einzelne Fahrstreifen

Dieses Modell ist also eine Kombination aus datenbasierter Auswertung und Extrapolation. Der Übergang findet bei 2-spurigen Autobahnen ungefähr bei 450 LKWs/h und bei 3-spurigen Autobahnen ungefähr bei 800 LKWs/h statt. Die Extrapolation reicht weit über die erfassten Verkehrsstärken hinaus, und musste bei sehr hohen Verkehrsstärken manuell limitiert werden. Zum Beispiel wurde der Median vom LKW-Anteil im rechten Fahrstreifen auf  $\geq 70\%$  begrenzt; das 10%-Quantil auf  $\geq 60\%$ . Dadurch soll sichergestellt werden, dass keine unrealistischen Werte vorkommen. Diese Limitierungen greifen jedoch erst bei sehr hohen Verkehrsstärken, die in der Realität kaum vorkommen.

Die Abbildung 49 zeigt das Modell der Aufteilung von PKWs auf einzelne Fahrstreifen. Der Übergang zwischen datenbasierter Auswertung und Extrapolation findet bei 2-spurigen Autobahnen ungefähr bei 2500 PKWs/h und bei 3-spurigen Autobahnen ungefähr bei 4200 PKWs/h statt. Hier wurden keine manuellen Limitierungen angewandt.

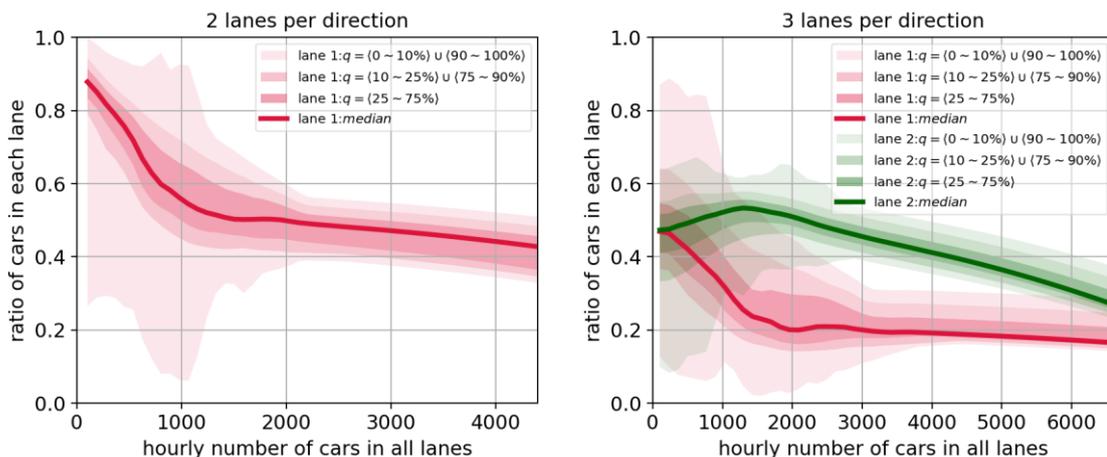


Abbildung 49: Modell der Aufteilung der PKWs auf einzelne Fahrstreifen

## 5.6. Fahrzeugabstand im Fließverkehr

Der Fahrzeugabstand im Fließverkehr hängt vom Verkehrsaufkommen ab, und wird in der Verkehrssimulation durch eine probabilistische Verteilung definiert. Weil sich die Verkehrsstärke über den Wochenzyklus ändert, ändern sich auch die Verteilungen der Fahrzeugabstände entsprechend. Die Verteilung von Fahrzeugabständen wurde anhand Daten einer WIM-Anlage untersucht. Dafür wurde die WIM-Messstelle in Wien herangezogen, weil hier die Daten auch leichte Fahrzeuge erfassen. Die Fahrzeugabstände wurden aus den erfassten Zeitstempeln und Geschwindigkeiten errechnet, wobei dafür nur Fahrzeugpaare mit einer Bruttozeitlücke mit  $\Delta t \geq 3 \text{ Sek.}$

herangezogen wurden, um die Rundungsfehler der übermittelten Daten zu minimieren. Die WIM-Daten wurden zunächst stündlich aufgeteilt und die ermittelten Fahrzeugabstände in Zeitabschnitten mit ähnlichem Verkehrsaufkommen wurden zusammengefasst, bevor sie zur Anpassung einer Lognormalverteilung benützt wurden. Die Verteilungsdichte ist:

$$PDF(x) = \frac{e^\mu}{\sigma x \sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{\left(\ln\left(\frac{x}{e^\mu}\right)\right)^2}{2 \cdot \sigma^2}\right)$$

Diese Lognormalverteilung besitzt einen Formparameter ( $\sigma$ ) und einen Skalierungsparameter ( $e^\mu$ ) und ist links durch 0 begrenzt. Für verschiedene Verkehrsstärken wurden separate Verteilungen angepasst. Die dadurch ermittelten Formparameter sind in der Abbildung 50 durch hellrote Punkte dargestellt. Hier ist ein Trend erkennbar. Dieser wurde durch eine Anpassung von einem quadratischen Polynom bestimmt und ist mit einer dicken roten Linie dargestellt.

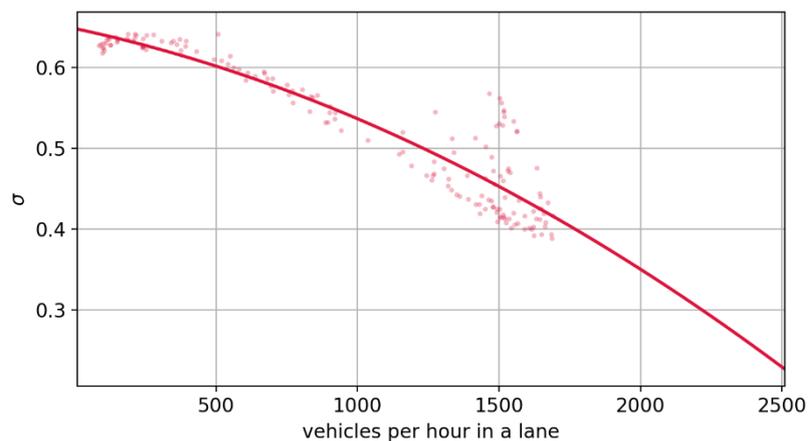


Abbildung 50: Formparameter  $\sigma$  der Lognormalverteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke

Der Skalierungsparameter  $e^\mu$  wird so angepasst, dass bei gegebener Fahrtgeschwindigkeit die gewünschte Fahrzeuganzahl pro Stunde resultiert, wobei auch die Fahrzeuglängen berücksichtigt werden müssen. Der initiale Schätzwert von  $e^\mu$  ist:

$$e^\mu = \exp\left(5,112 - \frac{n_v - 255}{1372,258}\right), \text{ wobei}$$

$n_v$  die Fahrzeuganzahl pro Stunde im jeweiligen Fahrstreifen ist.

Für die Anpassung von  $e^\mu$  reichen 2 bis 3 Iterationen.

Die Abbildung 51 zeigt Beispiele der Verteilungen von Fahrzeugabständen  $d_v$  bei Verkehrsstärken zwischen 200 und 1800 Fahrzeuge pro Stunde in einem Fahrstreifen. Diese Fahrzeugabstände beschreiben den Achse-zu-Achse Abstand, d.h. den Abstand zwischen der letzten Achse eines Fahrzeuges zur ersten Achse des nachfolgenden

Fahrzeuges. Dies ist die Folge davon, dass zur Ableitung die WIM-Daten benützt wurden, welche die Achsen erfassen, und keine Achsenüberhänge beinhalten.

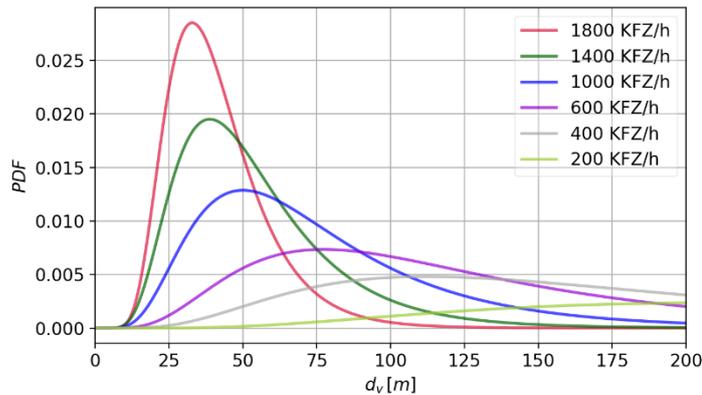


Abbildung 51: Beispiele der Verteilungen der Fahrzeugabstände bei verschiedenen Verkehrsstärken

Da jeder Fahrstreifen unterschiedliche Fahrzeuganzahl pro Stunde aufweist, wird für jeden Fahrstreifen eine eigene Verteilung der Fahrzeugabstände ermittelt.

Diese Lognormalverteilungen sind links durch 0 begrenzt und daher kann in seltenen Fällen vorkommen, dass unrealistisch kleine Abstände (z.B. 1 m Achse-zu-Achse) resultieren. Dieser Umstand wird in der Verkehrssimulation durch das Hinzufügen einer unteren Begrenzung berücksichtigt, die mindestens die Summe vom hinteren und vorderen Achsenüberhang beträgt.

## 5.7. Staueigenschaften

Zur Modellierung von Staus werden Staueigenschaften benötigt. Dabei zählen zu den wichtigsten Eigenschaften die Stauhäufigkeit und die Fahrzeugabstände.

Während ältere Studien bei Staus von konstanten Fahrzeugabständen von 2,5 m oder 5 m ausgingen, wählten die meisten späteren Studien den Ansatz, eine probabilistische Verteilung zu verwenden. Gleichverteilungen mit Grenzen (5 m, 15 m) oder (5 m, 25 m) gehörten zu den am häufigsten verwendeten Ansätzen. Koshini [41] schlug in 1985 vier verschiedene Beta-Verteilungen für die Beschreibung von Fahrzeugabständen bei Staus zwischen Fahrzeugpaaren vor: Pkw-Pkw, Pkw-Lkw, Lkw-Lkw und Lkw-Pkw. Freundt et. al. [42] verwendeten neben konstanten Abständen und einer Gleichverteilung auch eine Normalverteilung mit unteren und oberen Grenzen. Kraus [7] eine Studie auf, die videobasiert auf einer Autobahn in Deutschland ca. 410 Abstände gemessenen hat, die zusätzlich um ca. 140 mit einem Laserabstandssensor gemessene Abstände ergänzt

wurden. Zur Beschreibung der Fahrzeugabstände wurde dann eine Lognormalverteilung angepasst.

In diesem Projekt wurde die Datenlage zu Fahrzeugabständen im Stau mit Benützung von neu erfassten Videodaten (Kap.2.3) deutlich verbessert. An diese Daten wurden neue Verteilungen angepasst. Dabei wurden zwei Anpassungsvarianten durchgeführt: die erste benützt eine Lognormalverteilung, die zweite eine Kombination aus einer Weibull- und einer Lognormalverteilung. Die Ergebnisse für einzelne Messstellen sind in der Abbildung 52 dargestellt. Hier ist grün die angepasste Lognormalverteilung dargestellt, und rot die bimodale (Weibull + Lognormal) Verteilung. Rot gestrichelt sind die beiden Teilverteilungen (Weibull, Lognorm) der bimodalen Verteilung gezeichnet. Die gezeigten Daten beinhalten alle Fahrzeugpaare bis zu einer Geschwindigkeit von 20 km/h. Wichtig ist anzumerken, dass die erfassten Fahrzeugabstände – und daher auch die angepassten Verteilungen – die Nettoabstände der Fahrzeuge (d.h. vom hinteren Rand eines Fahrzeuges zur Front des nachfolgenden Fahrzeuges – der lichte Abstand) sind und keine Achsenüberhänge beinhalten.

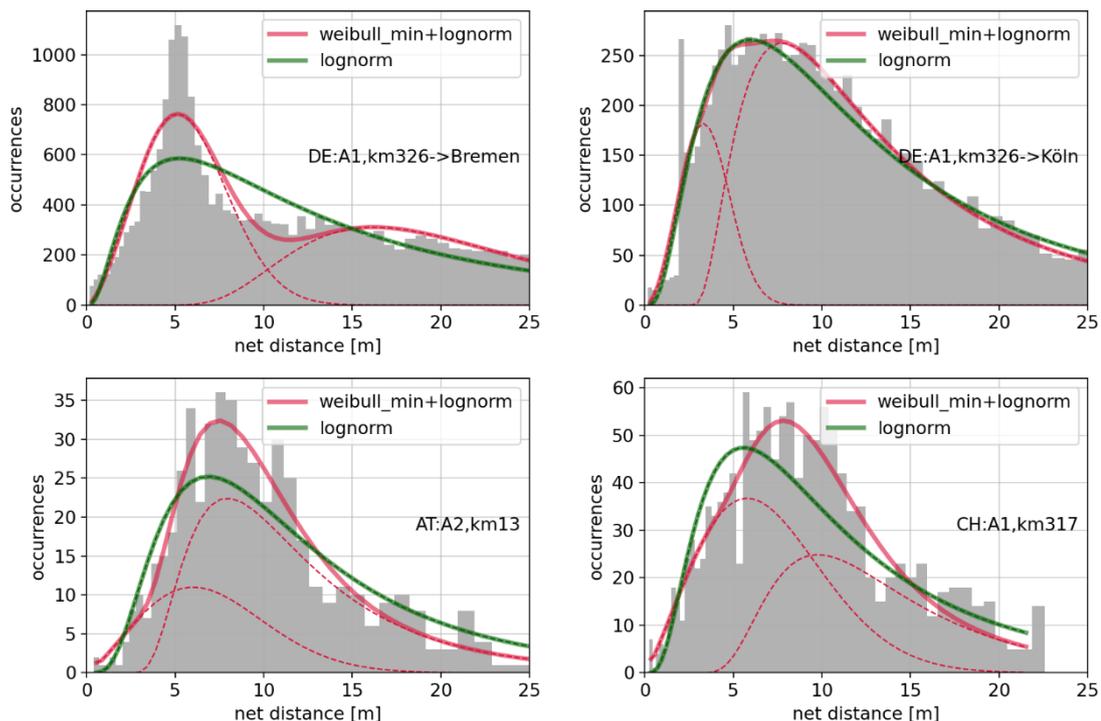


Abbildung 52: Histogramm der erfassten Fahrzeugabstände im Geschwindigkeitsbereich  $v=1-20$  km/h, an vier Messstellen (oben: Deutschland, unten links: Österreich A2, unten rechts: Schweiz A1)

Weitere Darstellungen der identifizierten Fahrzeugabstände sind im Anhang Kap. 13.6 angeführt.

Die Daten der Messstellen DE:A1km325->Köln, AT:A2km13 und CH:A1km317 zeigen weitgehend ähnliches Fahrverhalten. An der Messstelle DE:A1km326->Bremen zeigen sich etwas geringere Abstände mit einer deutlichen Spitze im Histogramm bei Distanz von 5 m. Die deutschen Messstellen ermöglichen aufgrund der großen Datenmenge bei kleinen Geschwindigkeiten eine weitere Differenzierung in engere Geschwindigkeitsklassen. Die Abbildung 53 zeigt die angepassten Verteilungen für Geschwindigkeitsbereiche 1-5 km/h und 5-10 km/h. Die Abstände sind durch eine Lognormal-Verteilung beschrieben<sup>2</sup>.

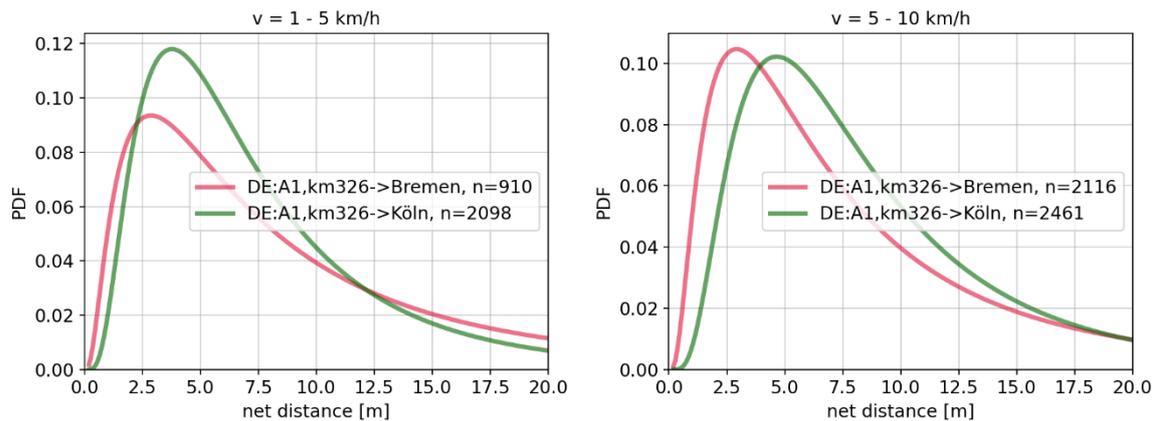


Abbildung 53: Angepasste Lognormalverteilungen and die erfassten Fahrzeugabstände in Geschwindigkeitsbereichen  $v=1-5$  km/h (links), und  $v=5-10$  km/h (rechts)

Weiterhin wurden analog zu oben erwähnten Verteilungsanpassungen auch ähnliche Analysen mit Berücksichtigung einzelner Fahrzeugtypen durchgeführt. Dabei wurden die Fahrzeugabstände separat für folgende Paare von Fahrzeugtypen ausgewertet:

- PKW-PKW: Abstand zwischen PKWs,
- PKW-LKW: Abstand wenn ein LKW einen PKWs folgt,
- LKW-PKW: Abstand wenn ein PKW einen LKWs folgt,
- LKW-LKW: Abstand zwischen LKWs.

Als Grundlage für diese Auswertungen wurden die Messstellen gewählt, die ausreichende Daten lieferten. Dabei wurden Daten mit geringeren Geschwindigkeiten bevorzugt, falls es die Datenmengengröße ermöglichte. Dadurch wurden letztendlich folgende Messstellen und Geschwindigkeitsbereiche für die Auswertungen gewählt:

- Fahrzeugunabhängig: DE:A1km326->Bremen,  $v = 1 - 10$  km/h
- PKW-PKW: DE:A1km326->Bremen,  $v = 1 - 10$  km/h
- PKW-LKW: DE:A1km326->Köln,  $v = 1 - 5$  km/h

<sup>2</sup> Die Variante mit der Benützung einer bimodalen Verteilung (Weibull+Lognormal) wurde auch erstellt und hatte etwas bessere Übereinstimmung mit den Daten, der Unterschied zu einer Lognormal-Verteilung war jedoch klein.

- LKW-PKW: DE:A1km326->Bremen,  $v = 1 - 5$  km/h
- LKW-LKW: DE:A1km326->Köln,  $v = 1 - 5$  km/h

Da, wie oben erwähnt, die lichte Fahrzeugdistanzen ermittelt wurden, werden weiterhin auch angenommene Achsenüberhänge berücksichtigt. Hier wird angenommen, dass der Achsenüberhang bei PKWs 0,75 m beträgt (sowohl vorne als auch hinten). Bei LKWs wird der vordere Achsenüberhang mit 1,4 m und der hintere Achsenüberhang mit 2,0 m angenommen. Die Dichtefunktion der angepassten Lognormalverteilung hat die Form:

$$PDF(x) = \frac{e^\mu}{\sigma(x-u)\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{\left(\ln\left(\frac{x-u}{e^\mu}\right)\right)^2}{2 \cdot \sigma^2}\right)$$

wobei  $u$  die Summe der Achsenüberhänge ist.

Die Parameter der angepassten Verteilungen sind in der Tabelle 20 angeführt. Die Verteilungen sind in der Abbildung 54 dargestellt, wobei zum Vergleich auch die gleichmäßige Verteilung zwischen 5 und 15 m dargestellt ist, die in der Simulation verwendet wurde. Sie beschreiben die Brutto-Abstände, d.h. den Abstand zwischen der letzten Achse eines Fahrzeuges zur ersten Achse des nachfolgenden Fahrzeuges.

Tabelle 20: Angepasste Verteilungsparameter für den Brutto-Fahrzeugabstand im Stau

Fahrzeugtyp	Verteilungstyp	$u$	$\sigma$	$e^\mu$
alle	Lognormal	2,3 m	0.972031	7.331636
PKW-PKW	Lognormal	1,5 m	0.717795	4.403363
PKW-LKW	Lognormal	2,15 m	0.758976	6.728235
LKW-PKW	Lognormal	2,75 m	1.004226	6.091490
LKW-LKW	Lognormal	3,4 m	0.725448	6.634945

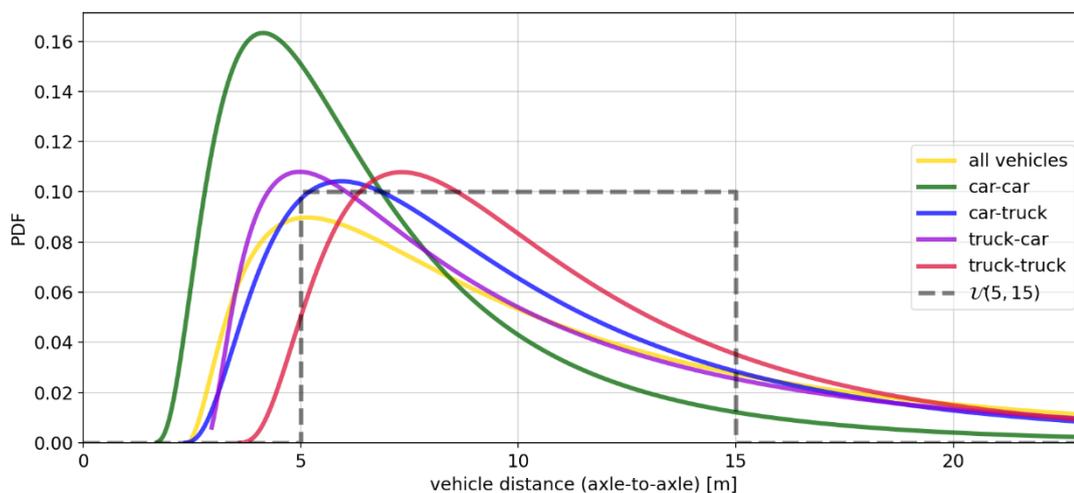


Abbildung 54: Vorgeslagene Verteilungen der Brutto-Fahrzeugabstände im Stau

Da die videobasierten Messungen und die darauf aufbauenden Auswertungen stark verzögert waren, konnten diese neuen Erkenntnisse nicht mehr in die in diesem Projekt durchgeführten Verkehrssimulationen einfließen.

## 5.8. Fahrzeugeigenschaften

### 5.8.1. Gewichtsverteilungen

Das LKW-Gesamtgewicht wurde durch die zuvor beschriebenen WIM-Messanlagen erfasst. An diese Daten wurden probabilistische Verteilungen angepasst, die in später in der Verkehrssimulation zur Erstellung von Fahrzeugfolgen benützt werden.

Die Abbildung 55 zeigt die Daten, sowie auch die angepassten Verteilungen für den 5-achsigen Sattelschlepper (Fahrzeugtyp 113a), basierend auf allen WIM-Anlagen in Österreich. Links ist der Vergleich von der Verteilungsdichte aus zwei Anpassungsvarianten (fit 1, fit 4) mit dem Histogramm der zugrundeliegenden Daten. Der Datensatz umfasste dabei 19.574.453 LKWs. Aus dieser Darstellung lässt sich die Häufigkeit von sehr schweren (und seltenen) LKWs kaum erkennen, deswegen ist rechts eine andere Darstellung der gleichen Daten: 1 minus die kumulative Verteilungsdichte des Gesamtgewichtes in einer logarithmischen Skala. Aus dieser Darstellung lässt sich erkennen, welcher Anteil der Fahrzeuge schwerer als eine bestimmte Gewichtsschwelle ist. Zum Beispiel geht aus diesen Daten hervor, dass 20% der Sattelschlepper ( $1 - \text{CDF} = 0,2$ ) mehr als 40 t wiegen; und 0,3‰ ( $1 - \text{CDF} = 0,0003$ ) mehr als 50 t wiegen; ca. 2 von 1.000.000 Fahrzeugen ( $1 - \text{CDF} = 2 \cdot 10^{-6}$ ) überschreiten 60 t.

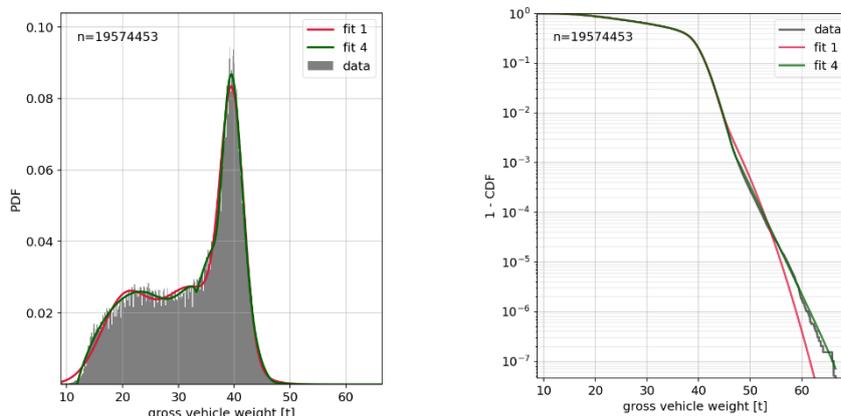


Abbildung 55: Erfasste Gesamtgewichte der LKWs Typ 113a in Österreich, und angepasste Verteilungen

Die angepassten Verteilungen sind multimodal, d.h. sie setzen sich aus mehreren Verteilungen zusammen. Bei der Anpassung wurden zwei Ansätze parallel verfolgt. Die

Variante „fit 1“ benützt 3 Normalverteilungen und ist einfach sowohl in der Erstellung als auch in der Anwendung. Die Variante „fit 4“ benützt bis zu 5 Verteilungen verschiedener Typen, dazu gehören die Beta-Verteilung (dadurch wird u.a. erreicht, dass die Verteilung links begrenzt ist), Gumbel und Laplace. Dabei wurde besonderes Augenmerk auf die Erfassung der Häufigkeit sehr schwerer und seltener LKWs gesetzt.

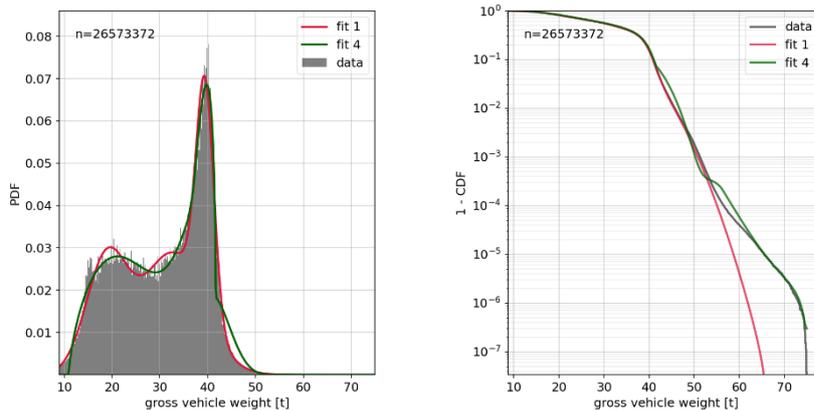


Abbildung 56: Erfasste Gesamtgewichte der LKWs Typ 113a in Deutschland, und angepasste Verteilungen

Die Abbildung 56 zeigt eine ähnliche Auswertung für die erfassten Sattelschlepper in Deutschland, mit 26.573.372 erfassten LKWs als Grundlage. Aus Gründen der Einfachheit wurde letztendlich die Variante „fit 1“ bei den Verkehrssimulationen verwendet. Ähnliche Darstellungen weiterer Daten sind im Anhang, Abschnitt 13.7.

Die Anpassung der Gesamtgewichtsverteilungen erfolgte separat für jede WIM-Anlage und jeden Fahrzeugtyp. Die Abbildung 57 zeigt einen Vergleich der angepassten multimodalen Verteilungen mit Benützung der Normalverteilungen (fit 1) für den Sattelschlepper (Typ 113a) zwischen den einzelnen WIM-Messtellen im DACH-Raum.

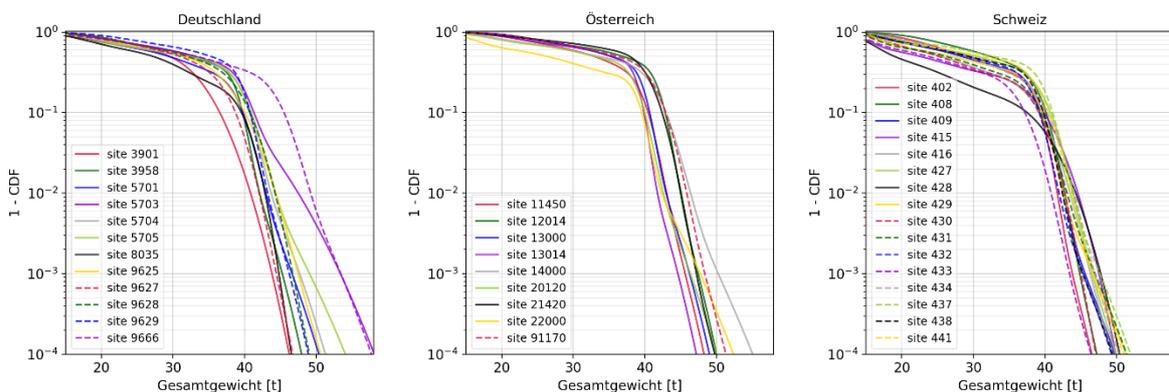


Abbildung 57: Angepasste Verteilungen „fit1“ für LKW-Typ 113a pro WIM-Anlage

Die Unterschiede zwischen den einzelnen WIM-Anlagen sind deutlich zu erkennen, insbesondere in Deutschland. Falls sich eine WIM-Anlage im untersuchten

Streckenabschnitt befindet, sollten die Gewichtsverteilungen aus deren Daten gewonnen werden. Für den Fall, dass keine lokalen WIM-Daten verfügbar sind, wurden aus den vorhandenen Anlagen repräsentative Messstellen gewählt. Dabei wurde länderspezifisch vorgegangen und für jedes Land wurden 3 Laststufen definiert: leicht, normal und schwer. Entsprechende Verteilungen für den LKW-Typ 113a sind in der Abbildung 58 dargestellt.

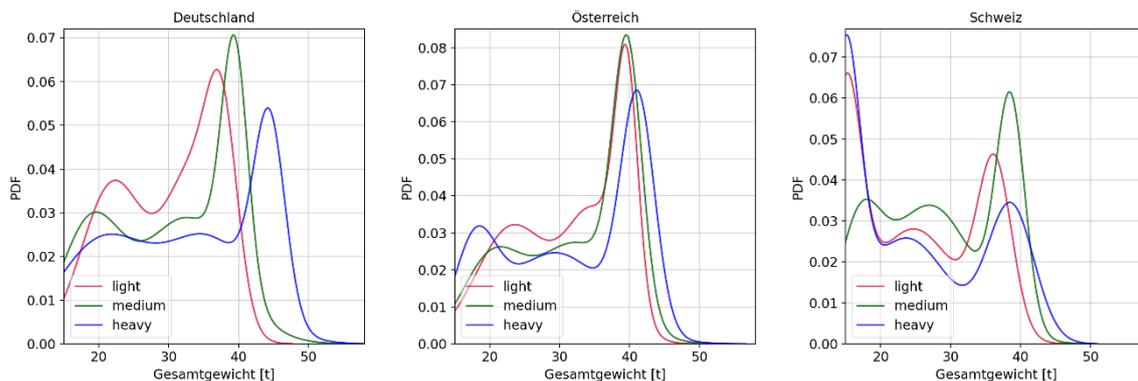


Abbildung 58: Angepasste Verteilungen „fit1“ für LKW-Typ 113a für 3 Laststufen pro Land

Die mittlere Stufe (normal / medium), wurde aus den gesammelten Daten aus allen WIM-Anlagen des Landes erstellt und repräsentiert einen „Mittelwert“ des Landes. Für die erste Stufe (leicht / light) wurde aus jedem Land eine Messstelle gewählt, die vergleichsweise viele leichte LKWs des Typs 113a aufweist. In Deutschland war das die Messstelle Schlüsselfeld (9627), in Österreich Haag (11450), und in der Schweiz Effretikon (433). Für die letzte Stufe (schwer / heavy) wurde aus jedem Land eine Messstelle gewählt, die einen größeren Anteil an sehr schweren (>50 t) LKWs des Typs 113a aufweist. In Deutschland war das die Messstelle Baarer (9666), in Österreich Hörbranz (14000), und in der Schweiz Oberburen (415). In Deutschland sind die Verteilungen für diese drei Stufen sehr gut separiert. In Österreich ist die Separierung weniger ausgeprägt, aber dennoch erkennbar. In der Schweiz ist die Separierung nicht so klar; es variiert je nach dem welchen Gewichtsbereich man betrachtet. Zum Beispiel weist die Stufe „schwer“ mehr LKWs, deren Gewicht mehr als 50 t beträgt, als die Stufe „normal“ auf; deshalb wurde sie ja als „schwer“ definiert. Jedoch wenn man die Anzahl der LKWs mit Gewicht mehr als 30 t betrachtet, sind diese bei der Stufe „schwer“ insgesamt weniger häufig als bei der Stufe „normal“. Dies hat sich in der Anwendung als problematisch herausgestellt und bietet noch Verbesserungspotential.

Die gewählte Methodik sieht im Falle, wenn keine WIM-Daten im untersuchten Streckenabschnitt vorhanden sind, vor, die Stufe „schwer“ aus dem jeweiligen Land zu verwenden.

## 5.8.2. Achslasten und Achsabstände

Das LKW-Gesamtgewicht verteilt sich auf einzelne Achsen in gewissen Verhältnissen. Das Verhältnis der Achslast zur gesamten Fahrzeuglast wird hier als Achsgewichtsanteil bezeichnet; und deren Summe über alle Achsen eines Fahrzeuges ist 1,0. Es wurden pro Fahrzeugtyp die Achsgewichtsanteile ausgewertet. Die Abbildung 59 zeigt ein Beispiel für den LKW-Typ 113a, wobei alle verfügbaren WIM-Daten im DACH-Raum herangezogen wurden. Hier ist neben dem Histogramm der Daten auch eine daran angepasste Verteilung, sowie der Mittelwert dargestellt.

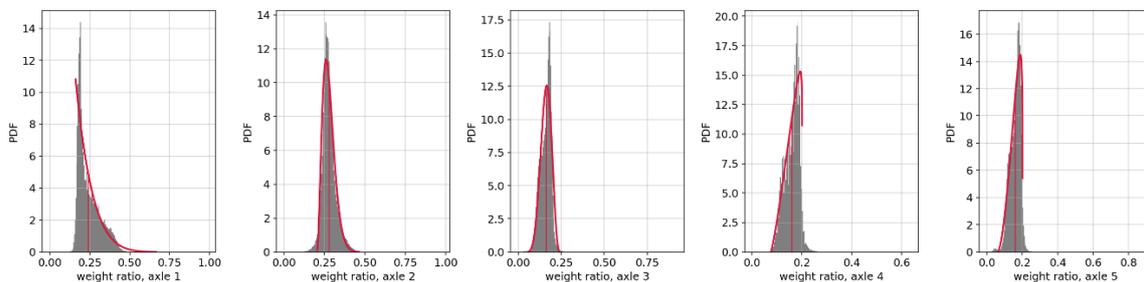


Abbildung 59: Histogramm erfasster Achsgewichtsanteile (grau) für LKW-Typ 113a im gesamten DACH-Raum, angepasste Verteilungen (rote Kurve) und der Mittelwert (rote vertikale Linie).

Die Auswertung verlief zunächst analog zur Auswertung des Gesamtgewichts, d.h. separat für jede WIM-Anlage. Die Ergebnisse einzelner Messstellen ergaben jedoch kaum Unterschiede.

Ähnliche Vorgehensweise und Ergebnisse wurden auch bei der Analyse der Achsabstände erzielt. Die Abbildung 60 zeigt das Histogramm der erfassten Achsdistanzen für den Fahrzeugtyp 113a, wobei alle verfügbaren WIM-Daten im DACH-Raum herangezogen wurden.

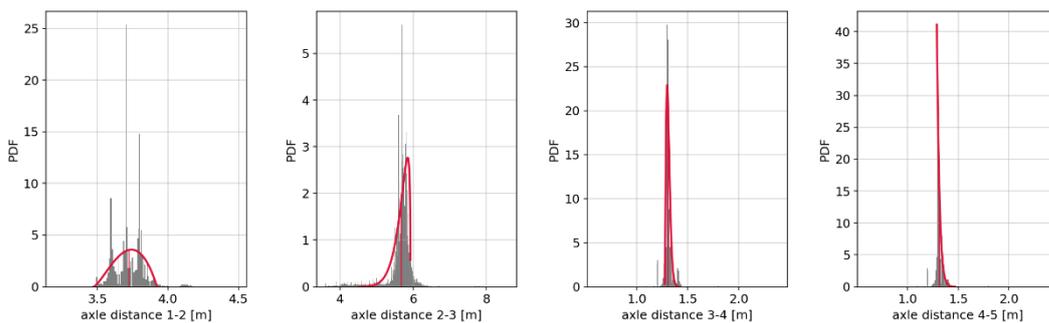


Abbildung 60: Histogramm erfasster Achsdistanzen (grau) für LKW-Typ 113a im gesamten DACH-Raum, angepasste Verteilungen (rote Kurve) und der Mittelwert (rote vertikale Linie).

Das Projektteam hat beschlossen, dass sowohl die Achsgewichtsanteile als auch die Achsabstände in der Simulation deterministisch abgebildet werden. Dadurch wurden nicht

die angepassten Verteilungen, sondern nur der ermittelte Mittelwert in der Simulation herangezogen.

Durch die geringen Unterschiede zwischen den Messstellen war es nicht zweckmäßig, zwischen verschiedenen Strecken zu unterscheiden. Stattdessen wurden für jedes Land Mittelwerte für jeden Achsgewichtsanteil und jeden Achsabstand pro Fahrzeugtyp, aus den gesammelten Daten aller WIM-Anlagen des jeweiligen Landes, ermittelt und für die Verkehrssimulation vorbereitet.

## 5.9. Generierte Verkehrsszenarien

Die Analyse der Daten der drei D-A-CH Länder hat gezeigt, dass sich die Verkehrsparameter an einzelnen Strecken zum Teil deutlich unterscheiden. Um die Breite dieser Variationen in beispielhaften Verkehrsmodellen zu erfassen, wurden künstliche Verkehrsszenarien für Strecken mit 2 und 3 Fahrstreifen generiert. Diese unterscheiden sich neben dem Anwendungsland vor allem durch die Verkehrsstärke und das Gewicht der Fahrzeuge; beides in den oben beschriebenen Stufen (gering/mittel/stark und leicht/normal/schwer). Die Parameter der generierten Verkehrsmodelle sind auf der Plattform Zenodo [43] veröffentlicht.

## 6. VERKEHRSSIMULATION

### 6.1. Stand der Wissenschaft und Technik

Verkehrssimulationen werden mit unterschiedlichen Zielen durchgeführt. Während zu Mobilitätsuntersuchungen in der Regel makroskopische Simulationen erforderlich sind, da hier der Verkehrsfluss Zielstellung ist, dienen Verkehrssimulationen im Mikrobereich auch der Ermittlung von Beanspruchungen der Infrastruktur.

Es wird eine möglichst detaillierte Abbildung des Verkehrs auf Straßenbrücken gesucht, die resultierende Verkehrsbeanspruchungen ableiten lässt. In der Literatur finden sich hierfür zahlreiche Beispiele, darunter die Arbeiten von Schütz [44], Drosner [45], Seifert [46] [47], Merzenich [5], Danielewicz [48], Geißler [49], Bailey [50], Mensinger [51], Günther [52], Caprani [53], Enright [54], Böning [6], Zhou [55], Topurova [56] und Nowak [22].

Ergebnis dieser Simulationen sind generische Achslastfolgen unendlicher oder begrenzter Länge, welche auf realen Daten beruhen.

Liegen Daten aus WIM-Stationen vor, so liegen damit auch reale Achslastfolgen über den jeweiligen Messzeitraum vor. In der Schweiz werden diese Achslastfolgen auch direkt zur weiteren Auswertung bzw. Berechnung genutzt. In den folgenden Beschreibungen wird diese Verfahrensweise mit „WIM direkt“ beschrieben. Diese Daten enthalten aber keine Prognose oder sonstige Anpassungen.

Weigh-In-Motion Systeme, also Systeme zur Erfassung von Achslasten, die in die Fahrbahnkonstruktion eingebaut sind, bestehen prinzipiell aus einer Wiegeeinrichtung (Achslastsensor) und Induktionsschleifen vor und hinter dieser. Die Achslastsensoren können verschiedene Wirkprinzipien haben, aber allen ist gemeinsam, dass eine Bewegung erforderlich ist, um Änderungen der Sensorkenngroße zu erzeugen. Das bedeutet, es kann nur der Fließverkehr erfasst werden. Stauzustände und damit auch die Abstände im Stau werden wie bereits in Kapitel 2.1 beschreiben so nicht erfasst. Für diese Situationen und weitere Verkehrsszenarien (z. B. Prognosen) sind immer Verkehrssimulationen erforderlich. Für das Projekt standen firmeninterne Simulationsprogramme von zwei Projektpartnern zur Verfügung. Die Beschreibung der Umsetzung der Simulation in den Programmen wird im Folgenden beschrieben.

## 6.2. Simulation von Achslastfolgen

Aus Verkehrsmessungen, Verkehrszählungen oder Annahmen werden für eine Strecke, in der die Brücke liegt, Anzahl und Art der Fahrzeuge, deren Gewichte und deren Abstände untereinander für einen definierten Zeitraum ermittelt. Das sind Eingangswerte für eine Verkehrssimulation. Die Achsen der Fahrzeugtypen werden geometrietreu abgebildet, die Häufigkeit und die Gewichte werden in Zufallsfunktion erfasst und ebenso die Abstände im fließenden Verkehr.

Jedes Fahrzeug wird einem Fahrzeugtyp zugeordnet und die Reihenfolge der Fahrzeugtypen wird als zufällig angenommen. Ebenso sind das Gesamtgewicht eines einzelnen Fahrzeuges und der Abstand zwischen den Fahrzeugen zufällig.

Im Ablauf der Simulationsrechnung wird zunächst ein Fahrzeugtyp zufällig generiert und anschließend das Gesamtgewicht des Fahrzeugs und der Fahrzeugabstand zufällig ermittelt.

Für die Simulationen wird vorausgesetzt, dass die Geschwindigkeit der generierten Fahrzeuge innerhalb der Achslastfolge identisch ist und somit keine Änderung der Fahrzeugabstände und keine Spurwechsel bzw. Überholvorgänge stattfinden. Es wird jeweils eine Fahrspur simuliert und erst in weiteren Auswertungen ein Mehrspurverkehr erfasst.

Im Folgenden werden die einzelnen Schritte der Simulation des fließenden Verkehrs einschließlich der dafür erforderlichen Eingangsdaten bzw. Annahmen beschrieben:

### 6.2.1. Generierung von Fahrzeugtypen

Reale Achslastfolgen liegen als Ergebnis der WIM und BWIM- Anlagen vor. Diese spiegeln für den Ort der WIM-Anlage und entsprechend der Qualität der Auswertung den realen Verkehr wieder. BWIM-Anlagen nutzen die Brücke als Informationsgeber und nur durch diese Anlagen wird der Verkehr am Brückenstandort erfasst.

Der reale Verkehr zeichnet sich durch eine Vielzahl unterschiedlicher (Geometrie und Last) Verkehrsteilnehmer (Fahrzeuge), durch Verkehrszustände wie fließend-, stauend- oder Zwischenzustände aus. Die Verkehrsteilnehmer haben unterschiedliche Geschwindigkeiten, was zu Überholvorgängen und Brems- bzw. Beschleunigungsvorgängen führt. Der Verkehrsträger, die Fahrbahn kann zwei oder mehrspurig sein und dies in wechselnden Rhythmen. Dazu kommen Verkehrsführungen aus Gründen von Baumaßnahmen oder Unfallereignissen.

Das globale Ziel einer möglichst detaillierten Abbildung des realen Verkehrs auf Straßenbrücken bedarf einer weiteren Zieldefinition.

Die Abbildung des realen Verkehrs muss zu einer gleichen bzw. vergleichbaren Beanspruchung der Brücke führen wie der reale Verkehr.

Diese Beurteilung ist anhand von Achslastfolgen nicht möglich. Deshalb werden an dieser Stelle zur Eingrenzung der Verkehrsszenarien im Rahmen einer Vorstudie die simulierten Achslastfolgen für eine Beispielbrücke zur Ermittlung charakteristischer Kennwerte der Brücke (hier Momente und Querkräfte einer Zweifeldbrücke) genutzt.

Als Ergebnis dieser Vorstudie werden Schlussfolgerungen für die Anzahl und Form der Fahrzeuge des Schwerverkehrs und zum Ansatz von PKWs wie folgt getroffen:

– Fahrzeuge des Schwerverkehrs:

Das Schwerverkehrsaufkommen setzt sich aus einer Vielzahl von verschiedenen Fahrzeugtypen (LKW mit oder ohne Anhänger, Sattelschlepper usw.) zusammen. In den Achslastmessenrichtungen werden die erfassten Fahrzeuge definierten Typen zugeordnet und abgespeichert. In den vorangegangenen Abschnitten wurde aus der Auswertung dieser Daten die Zusammensetzung des Schwerverkehrsaufkommens ermittelt und es wurden signifikante Fahrzeugtypen identifiziert.

Als besonders häufig vorkommendes Fahrzeug zeigte sich dabei bereits in vorausgegangenen Auswertungen [57] von aktuellen Achslastmessungen der Sattelschlepper mit zweiachsiger Zugmaschine und dreiachsigem Sattelaufleger (Typ 113). Aufgrund der großen Anzahl verschiedener Typen deren Häufigkeiten vergleichsweise gering sind, ist es notwendig, für die Simulationen lediglich eine Auswahl von Fahrzeugtypen zu verwenden. Umfangreiche Untersuchungen der Literatur [7] und Vergleichsrechnungen im Projekt haben gezeigt, dass eine Reduzierung der im Verkehr vorhandenen LKW-Typen auf die 5 Fahrzeugtypen des Eurocode-Ermüdungslastmodells ELM4 Achslastfolgen ergibt, die zu nahezu gleichen charakteristischen Kennwerten an Brücken führen wie die direkte Verwendung der Achslastfolgen aus den WIM Stationen. Der Sachverhalt wird im Anhang 13.9 an einem Beispiel für den Vergleich der charakteristischen Werte synthetischer und WIM-basierter Achslastfolgen demonstriert.

Die Zusammenfassung für Schwerverkehr lautet:

- Zwei WIM-Achslastfolgen mit und ohne Ansatz von LKWs <3,5 t liefern identische charakteristische Schnittgrößen. Entscheidend dafür ist die Verwendung der zutreffenden Fahrzeugabstände. Künftig könnte also ausschließlich mit LKW-Fahrzeugfolgen gearbeitet werden.
  - Die synthetischen Achslastfolgen unter Verwendung der Fahrzeuggeometrie und einer Gesamtgewichtsaufteilung entsprechend der WIM-Daten (Bliesheim 2018\_06) erzeugen nahezu die gleichen charakteristischen Momente wie die WIM-Achslastfolgen (Abweichungen kleiner 1,5%).
  - Der Unterschied der charakteristischen Momente unter Verwendung der Geometrieangaben und Gesamtgewichtsaufteilung der LKW-Typen gemäß Eurocode zu denen infolge der WIM-Achslastfolgen liegt bei +3,3% und +8,9%. Der Grund hierfür sind die etwas kompakteren Fahrzeugabmessungen und geringfügig ungünstigeren Gesamtgewichtsaufteilungen.
  - Hinsichtlich der Verkehrszustände wurde hier nur Fließverkehr betrachtet. Für diesen Bereich muss das Abstandsverhalten der Fahrzeuge zutreffend erfasst werden.
  - Es wird gezeigt, dass bei Verkehrslastsimulation mit dem Ansatz von nur 5 LKW-Typen die charakteristischen Schnittgrößen mit ausreichender Genauigkeit ermittelt, werden können.
- Fahrzeuge mit einem Gewicht < 3,5 t
- PKWs und Fahrzeuge < 3,5 t führen nicht zu relevanten Beanspruchungen von Brücken. Sie bestimmen den Abstand der Fahrzeuge des Schwerverkehrs untereinander. Die vorgenannte Untersuchung dokumentiert dies bereits für den Fließverkehr.

Als Folge dieser Untersuchungen wurden im Rahmen der Datenfusion, siehe Abschnitt 5.4 die Fahrzeuge des Schwerverkehrs auf 5 Fahrzeugtypen reduziert (siehe Tabelle 19) und diese werden im Rahmen der Simulationsrechnung generiert.

#### Studie zur Abbildung der Verkehrseigenschaften:

Für jedes der 5 häufigen Fahrzeugtypen gemäß EN 1991-2 (siehe Abbildung 9) werden in Abschnitt 5.1 aus Daten von 3 Jahren Eingangsdaten zur Simulation pro Spur bereitgestellt.

Dies sind:

- Fahrzeuganzahl aus Montag bis Sonntag 6-stündig

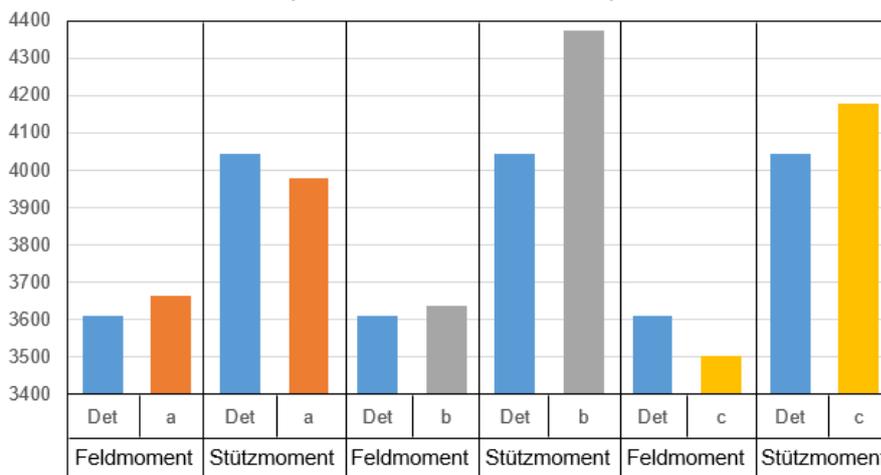
- Gesamtgewichtsverteilung als mehrmodale Normalverteilung
- Fahrzeugabstand als Lognormalverteilung

Mit diesen Daten wurden jeweils Simulationen mit einer Simulationsdauer von einem Jahr durchgeführt.

Die Achsabstände der einzelnen Fahrzeuge und die Verteilung des Gesamtgewichtes auf die jeweiligen Achsen des Fahrzeuges werden fahrzeugspezifisch definiert. Da diese auch gewissen Streuungen unterliegen wurden im Laufe des Projektes zusätzliche Untersuchungen geführt. Untersucht wurde die höhere Realitätsnähe bei einer probabilistischen Abbildung der Parameter Achsabstand innerhalb des Fahrzeuges und Verteilung des Gesamtgewichtes auf die Achsen gegenüber einer deterministischen Abbildung.

Das Ergebnis zeigte sich unterschiedlich in Abhängigkeit von Tragsystem und Kennwert [58], siehe Abbildung 61 und Abbildung 62.

System 1 - Charakteristischen Werte [kNm] für  $\beta=0,999$   
( $\beta$  - Konfidenz Niveau Rice)



- Beide deterministisch
- a) Probabilistischer Verteilung des Achsabstandes
- b) Probabilistischer Verteilung der Aufteilung des Gesamtgewichtes
- c) Beide probabilistisch

Abbildung 61: zweistegiger Plattenbalken, massiv 2 mal 40 m

System 2 - Characteristic value [kNm] for  $\beta=0,999$   
( $\beta$  = Confidence value Rice LCC)

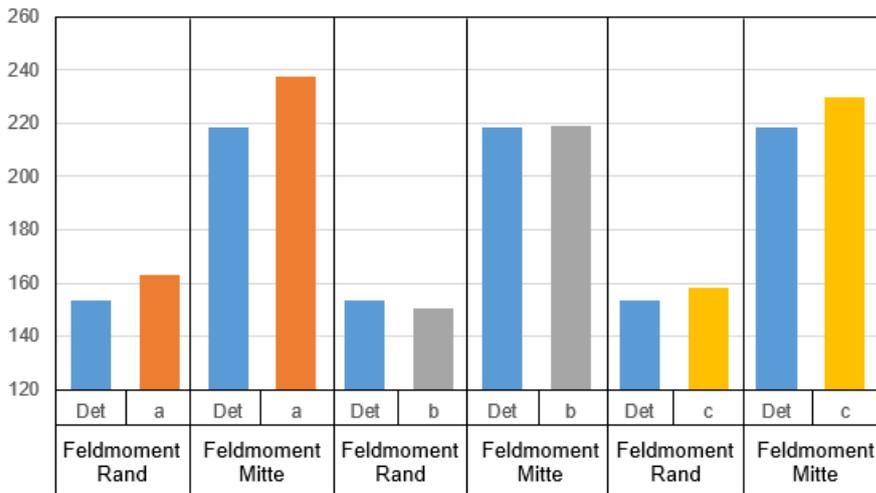


Abbildung 62: Platte, massiv, 120 m, Definitionen analog

Die Empfehlung und Umsetzung ist eine Aufteilung des Gesamtgewichtes auf die Achsen probabilistisch und die Achsabstände deterministisch.

#### Simulationsalgorithmus bei Verwendung von Verkehrsdaten aus WIM-Stellen:

In Abbildung 66 wird der Simulationsalgorithmus dargestellt, der bei Verwendung von Verkehrsdaten aus einer konkreten WIM Stelle zu Achslastfolgen führt, die vergleichbare Brückenbeanspruchungen zwischen WIM Achslastfolgen und synthetischen Achslastfolgen erzeugt. Bei Verfügbarkeit von landesweiten Erfassungsstellen und langen Zeitreihen können so aktuelle Verkehrsbeanspruchungen der Brücke und damit eine Prüfung der aktuellen objektspezifischen Lastmodelle für Festigkeitsberechnungen und Ermüdungsnachweise automatisiert überwacht werden. In einer Brücke in Deutschland wird dies seit 8 Jahren praktiziert [59]. Abbildung 63 zeigt ein Beispiel für eine BWIM Ausstattung der Brücke.

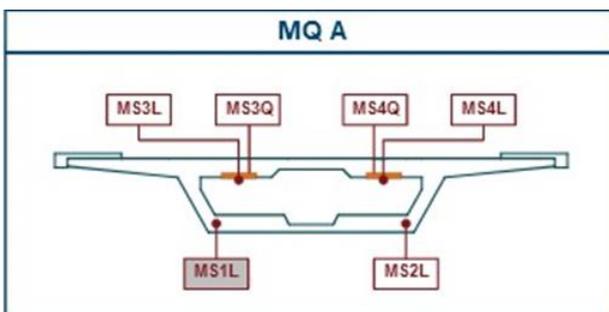
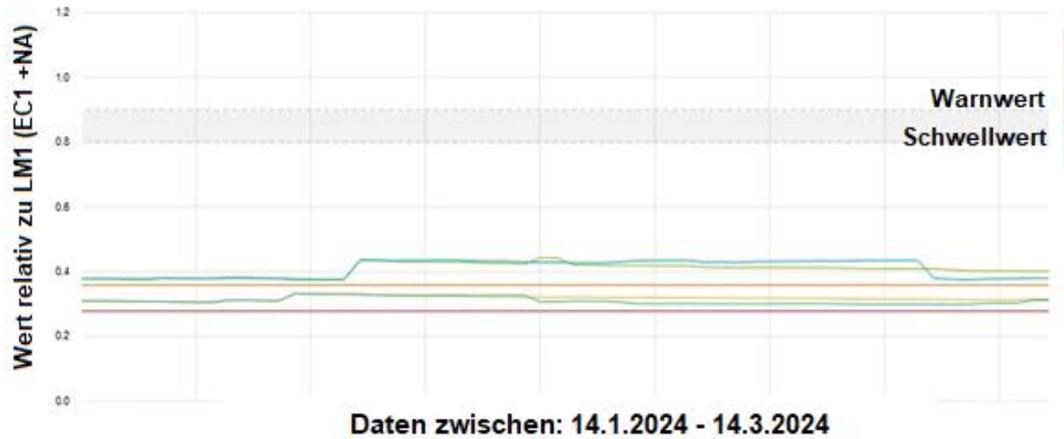


Abbildung 63: Messquerschnitt A mit Messstelle 1L der Brücke

## relative Maximal- und Miniwerte sowie charakteristische Werte (MS1L): ?



Datum	char. Minimalwert aus allen Daten bisher ?	char. Maximalwert aus allen Daten bisher ?
14.03.2024, 00:59:59	0.313928	0.400969

Abbildung 64: Webdarstellung zur Auslastung des LM 1 der Brücke an der Messstelle 1L

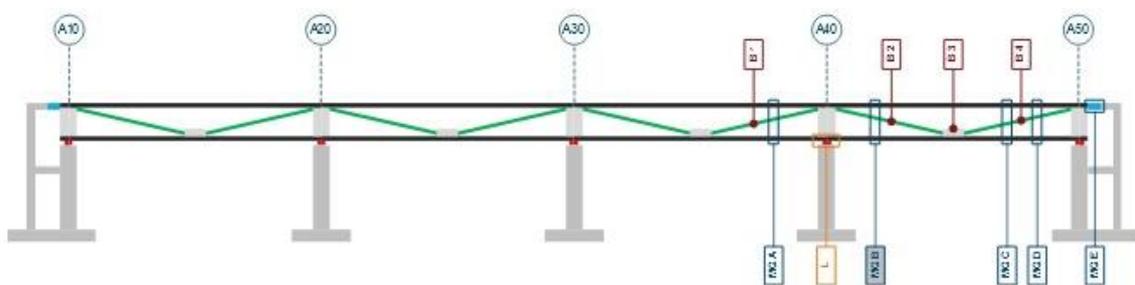


Abbildung 65: Messquerschnitte

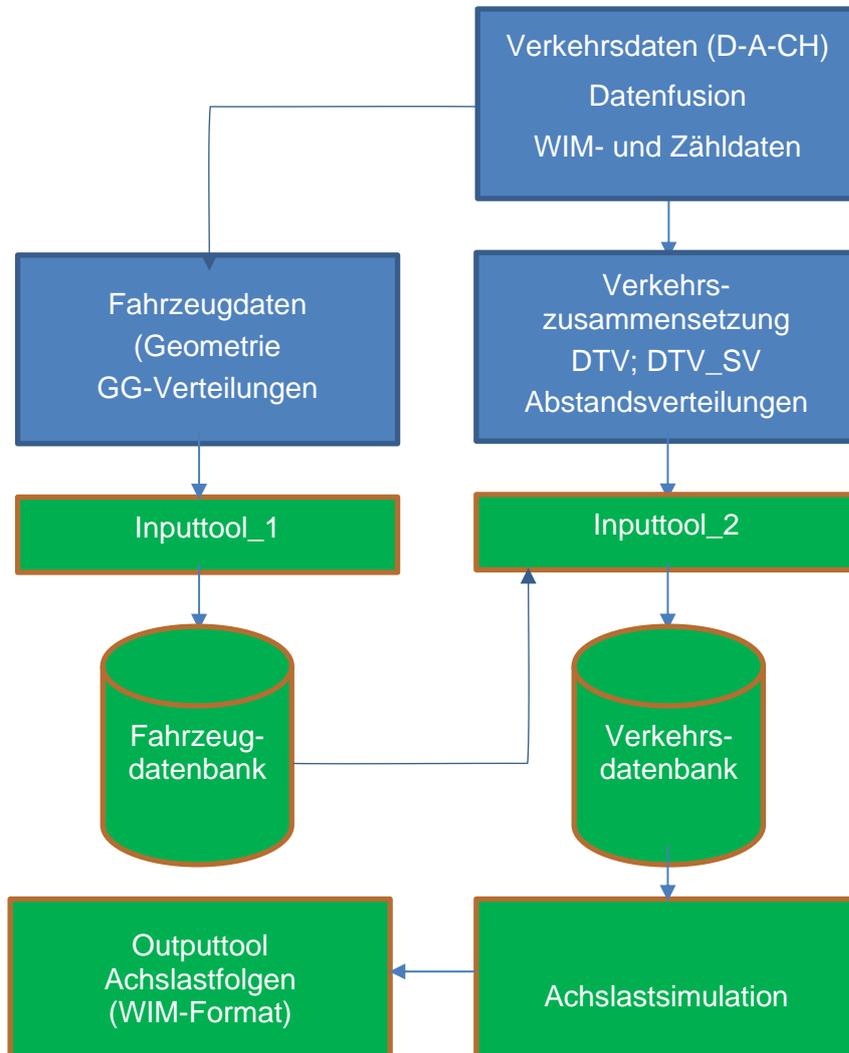


Abbildung 66: Prinzipieller Simulationsalgorithmus im Ergebnis mit WIM direkt vergleichbar

### 6.2.2. Achslastfolgen mit Stauabschnitten

Die Umsetzung von Stausituationen wird in Simulationsrechnungen zur Erzeugung von Achslastfolgen begrenzter Länge (Brückenbereich) durch eine zufällige Einmischung von Abschnitten mit geringen Fahrzeugabständen realisiert. Dazu werden die

Wahrscheinlichkeiten P-Fließ und P-Stau definiert. P-Flies stellt die Wahrscheinlichkeit dar, dass auf ein simuliertes Fahrzeug im fließenden Verkehr wieder ein Fahrzeug im fließenden

Verkehr folgt. P-Stau ist die Wahrscheinlichkeit, mit der auf ein simuliertes Fahrzeug im Stauverkehr wieder ein Fahrzeug im Stauverkehr folgt.

Eine Zufallszahl zwischen 0 und 1 entscheidet, ob ein Wechsel zwischen fließendem Verkehr und Stauverkehr stattfindet.

Ein relevanter Parameter für die Beanspruchung von Brücken aus den Achslastfolgen mit Stauabschnitten ist der Abstand der Fahrzeuge untereinander im Stau. Wie bereits erläutert, können diese Abstände durch automatisierte Verkehrserfassungsanlagen nicht ermittelt werden. In eigenen Untersuchungen und in der Literatur gibt es dazu verschiedene Annahmen. In [57] werden gezielte Beobachtungen in log Normalverteilungen gefasst. Im Rahmen des vorliegenden Projektes wurden in Deutschland, Österreich und der Schweiz an stauträchtigen Autobahnabschnitten sogenannte MOB installiert und mittels Bildauswertung Fahrzeugabstände erarbeitet. Entsprechende Auswertungen sind in Abschnitt 5.7 dargelegt.

Für die Stauabstände der folgenden Untersuchungen wurde ein gleichverteilter Stauabstand zwischen einer frei definierten Ober- und Untergrenze verwendet. Der Stauabstand beschreibt den Abstand zwischen der letzten Achse des ersten Fahrzeuges und der ersten Achse des Folgefahrzeuges, die angenommenen Abstände betragen 5 bis 15 m.

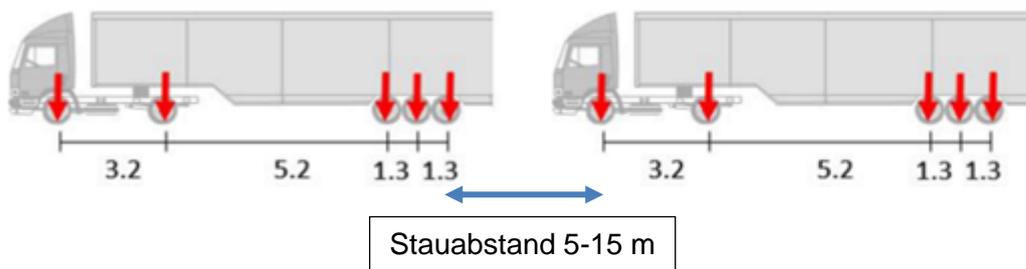


Abbildung 67: Stauabstand

Die verringerten Abstände in den Stauabschnitten haben Auswirkungen auf die simulierte Gesamtfahrzeuganzahl. Dies wird entsprechend kontrolliert.

Auch für Stausituationen wurde der Einfluss von Fahrzeugen mit einem Gewicht < 3,5 t untersucht. Als Ergebnis ist erkennbar, dass der Einfluss von PKWs auch bei Stauabschnitten vernachlässigbar ist, siehe Abbildung 68.

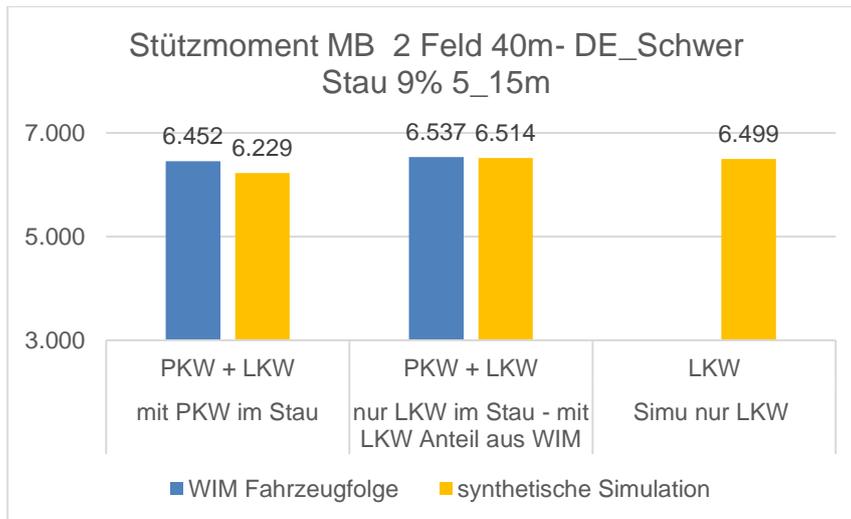


Abbildung 68: Vergleich WIM-synthetische Simulation mit und ohne PKW mit Stauabschnitten

### 6.2.3. Verkehr in mehreren Spuren

Die dargestellte Modellierung der verschiedenen Verkehrszustände, wie Stau und fließender Verkehr, die zugehörigen Fahrzeugabstände und Gewichtsverteilungen beschränken sich auf einen einspurigen Verkehr.

Die Verkehrsdaten aus der Datenfusion liegen spurweise vor, sowohl für Begegnungsverkehr als auch für Richtungsverkehr.

Prinzipiell werden die Fahrzeugfolgen pro Spur getrennt simuliert.

Hinsichtlich des Stauverkehrs wird hier angenommen, dass bei Mehrspurverkehr in eine Fahrtrichtung Stau auf allen Richtungsfahrbahnen gleichzeitig auftritt. In der Simulation der einzelnen Fahrzeugfolgen der Spuren einer Fahrtrichtung wird diese Annahme umgesetzt, indem zunächst die Fahrzeugfolge einer Spur mit den zufällig eingemischten Stauabschnitten generiert wird und bei der Simulation der Fahrzeugfolgen der übrigen Fahrspuren gleicher Fahrtrichtung die Stauabschnitte in der ersten Fahrzeugfolge lokalisiert werden und hier in den gleichen Bereichen Stauabschnitte generiert werden.

### 6.2.4. Verkehrsentwicklung (Prognosen)

Die vorliegenden Untersuchungen zielen auf den Verkehr für Bestandsbrücken, welche mit Restnutzungsdauern bis 50 Jahren begrenzt sind. Deshalb werden nur geringfügige Veränderungen angenommen, jedoch werden die europäischen Festlegungen zum emissionsfreien Verkehr berücksichtigt. Die Prognosen werden bereits in die Verkehrsdaten der Datenfusion eingearbeitet und sind dort nachlesbar.

### 6.2.5. Fahrzeuge des genehmigungspflichtigem Schwerverkehrs

Genehmigungspflichtiger Schwerverkehr ist auf allen Strecken vorhanden. Aufgrund der Vielzahl auftretender Fahrzeuggeometrien und Gesamtgewichte ist aus den WIM-Daten keine LKW adäquate Erfassung und Beschreibung möglich.

Zur Abdeckung des weiten Spektrums werden, entsprechend den bisherigen Untersuchungen, zwei konservative Ersatzfahrzeuge in Form eines 60 t Mobilkranes und eines 72 t Mobilkrans gewählt. Die Gewichtsverteilungsfunktionen werden beidseitig gekappt, da bei Kränen das Mitführen von Gegengewichten, welches zu Überlastungen führt verboten ist, wird dies in der Verteilungsfunktion nicht berücksichtigt.

Eine prinzipielle Verteilungsfunktion für den 60 t Kran zeigt Abbildung 69.

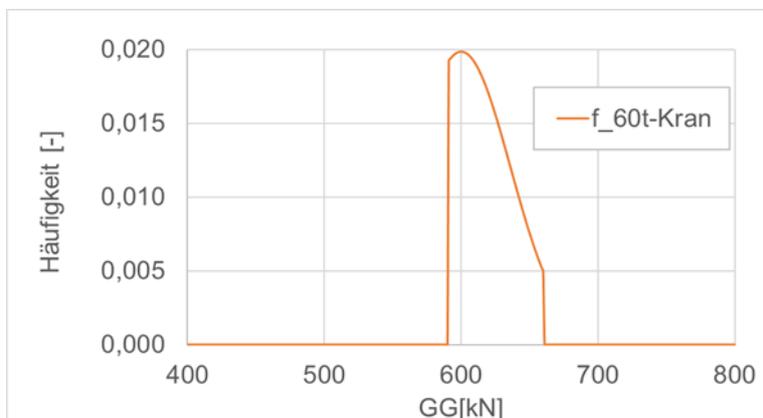


Abbildung 69: prinzipielle Gewichtsverteilungsfunktion für einen 60 t Kran

Mit Angaben zur Auftretenswahrscheinlichkeit werden diese Fahrzeuge entsprechend Kapitel 6.7 generiert und in die Simulation eingebunden.

### 6.3. Algorithmus zur Simulation von Achslastfolgen

Der in Abbildung 66 gezeigte Algorithmus, der zu WIM-bzw. BWIM analogen Achslastfolgen führt, muss um die Verkehrssituationen erweitert werden, die sich einer messtechnischen Erfassung entziehen. Dies betrifft Stausituationen, dem Auftreten von Sonderfahrzeugen und Verkehrsprognosen, siehe Abbildung 70.

Die Simulationsalgorithmen zur Ermittlung von Brückenbeanspruchungen in der Literatur und bei den Projektpartnern sind sehr ähnlich. Es sind nur wenige Unterschiede erkennbar. Einen Vergleich der programmtechnischen Umsetzung des Simulationsalgorithmus der Projektpartner zeigt prinzipiell eine gleiche Vorgehensweise. In der Schweiz wird in der Regel kein fließender Verkehr simuliert, sondern direkt WIM verwendet. Das dokumentiert das dichte Erfassungsnetz in der Schweiz. Für die beschriebenen Verkehrssituationen ist

dennoch eine Simulation erforderlich. Im Anhang 13.11 befindet sich eine Tabelle mit dem direkten Quervergleich.

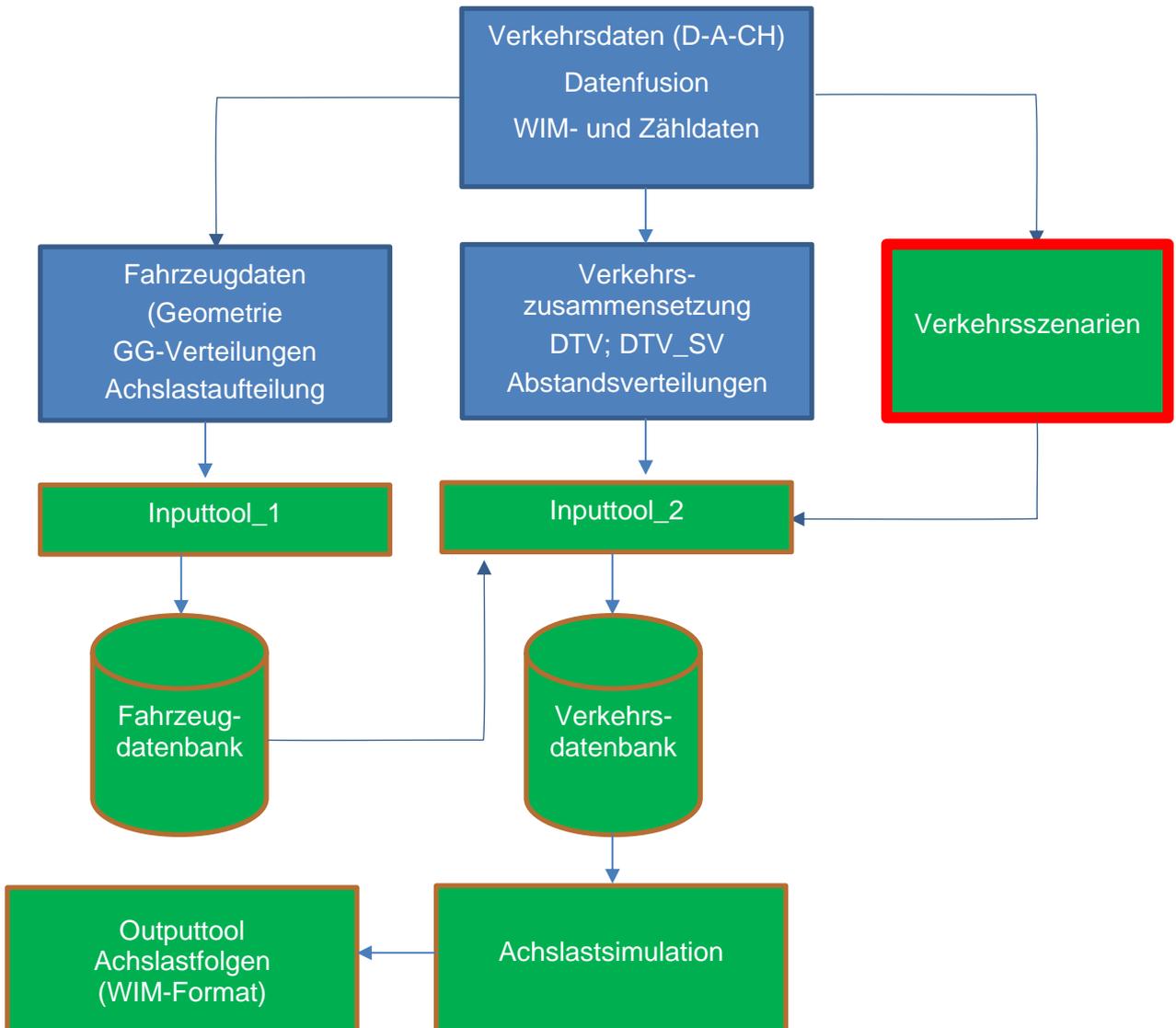


Abbildung 70: Simulationsalgorithmus komplett

## 6.4. Bereitstellung von Achslastfolgen für das Projekt

Im Rahmen des Projektes werden für ausgewählte Brücken in ausgewählten Autobahnabschnitten der DACH-Länder, sogenannten Use Case, streckenspezifische Lastmodelle für Nachweise der Festigkeit (LM1) und der Ermüdung (ELM3, ELM 4 o.ä.) im Sinne von Beispielrechnungen ermittelt. Ausgangsbasis hierfür sind simulierte Achslastfolgen, die bereitgestellt werden. Die Simulationsmethode ist für Achslastfolgen zur Ermittlung eines Festigkeitsversagens und Achslastfolgen zur Ermittlung eines Ermüdungsversagens gleich, jedoch müssen die Verkehrsdaten und Verkehrsszenarien den Versagensursachen entsprechen. Generell wird das Sicherheitskonzept nach Grenzzuständen vorausgesetzt.

Im Fall des sogenannten statischen Lastmodells (LM 1 nach EN 1991-2) ist ein Versagen des Materials bei einer Verkehrslast in einem bestimmten Bezugszeitraum als oberer Wert seiner statistischen Verteilungsfunktion gesucht, also eine maximale Verkehrslast, die eher selten auftritt.

Ein Ermüdungsversagen tritt bei wiederholt aufgebrachter Belastung (zyklische Belastung) ein, selbst dann, wenn die Beanspruchung eines Werkstoffes weit unter seiner statischen Beanspruchbarkeit liegt. Hier ist deshalb eher der Regelfall des Verkehrs gesucht.

Während die Brückensysteme und die Ermittlung deren Kennwerte, wie Schnittgrößen oder Verformungen dank der Allgemeingültigkeit der mechanischen Gesetze keine Länderspezifika ausweisen, haben die Verkehre eine Länderspezifika und zusätzlich eine Trassenspezifika. Auch ein Fahrzeugtyp, der nur in der Schweiz fährt, ist aufgefallen. Allerdings gestattet die geringe Auftretenshäufigkeit eine Vernachlässigung dieses Fahrzeugtyps.

Für die Simulationsrechnungen der benötigten Achslastfolgen sind deshalb Festlegungen für die Nachweisspezifika und länderspezifische Festlegungen erforderlich.

Die Nachweisspezifika sind allgemeingültig und sie werden deshalb an dieser Stelle beschrieben.

Für die Achslastfolgen, die zur Ermittlung der **Verkehrslasten für die Festigkeitsnachweise** Anwendung finden, sind alle beschriebenen Verkehrsszenarien zu untersuchen. Der fließende Verkehr ist für Einfeldsysteme mit Stützweiten bis 16 m relevant, da ein Stau erst ab 20 m wirksam werden kann.

Für größere Stützweiten sind beide Fälle Stau und fließender Verkehr zu untersuchen. Die Stauwahrscheinlichkeiten sind länderspezifisch.

Genehmigungspflichtiger Schwerverkehr ist auf allen Strecken vorhanden. Hier sind ebenfalls die Auftretenswahrscheinlichkeiten länderspezifisch.

Für die Achslastfolgen, die zur Ermittlung der **Verkehrslasten für die Ermüdungsnachweise** Anwendung finden, werden nur Varianten des fließenden Verkehrs angewandt. Abbildung 71 gibt einen globalen Überblick zu den ermittelten Achslastfolgen.

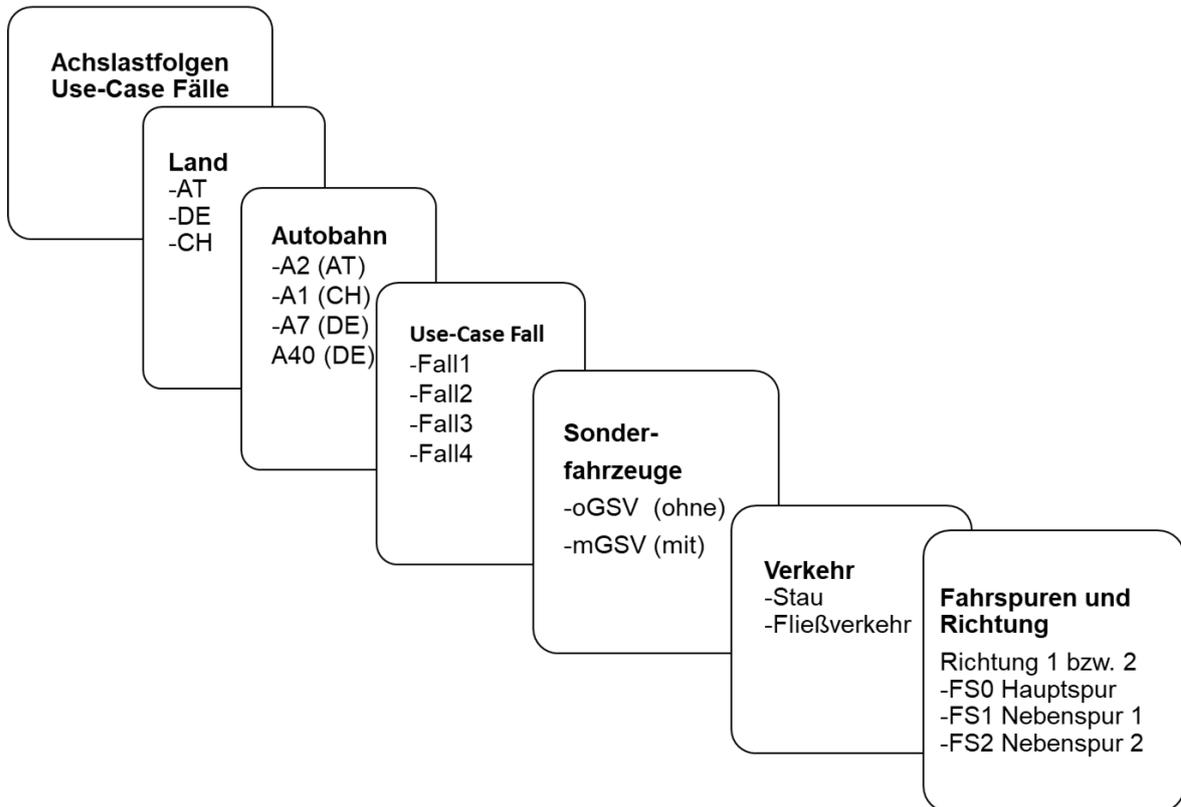


Abbildung 71: allgemeiner Überblick erstellter Achslastfolgen

## 6.5. Festlegungen für die Simulation von Achslastfolgen für LM1

Nach der Übernahme folgender Eingangswerte für die Simulation aus der Datenfusion

- Gesamtgewichtsverteilungsfunktionen für 5 aggregierte Fahrzeugtypen nach Eurocode sowie max. 2 Sonderfahrzeuge (60t- und 72t-Mobilkrane)
- Anteile der Achslasten vom Gesamtgewicht
- Achsabstände
- spurbezogene Fahrzeughäufigkeiten und Verteilungsfunktionen der Fahrzeugabstände von jeweils 6h-Zeitabschnitten für 1 Jahr
- DTV und DTV-SV

und den zusätzlichen länderspezifischen Festlegungen für Verkehrsszenarien wird die

Simulation entsprechend Abbildung 72 durchgeführt.

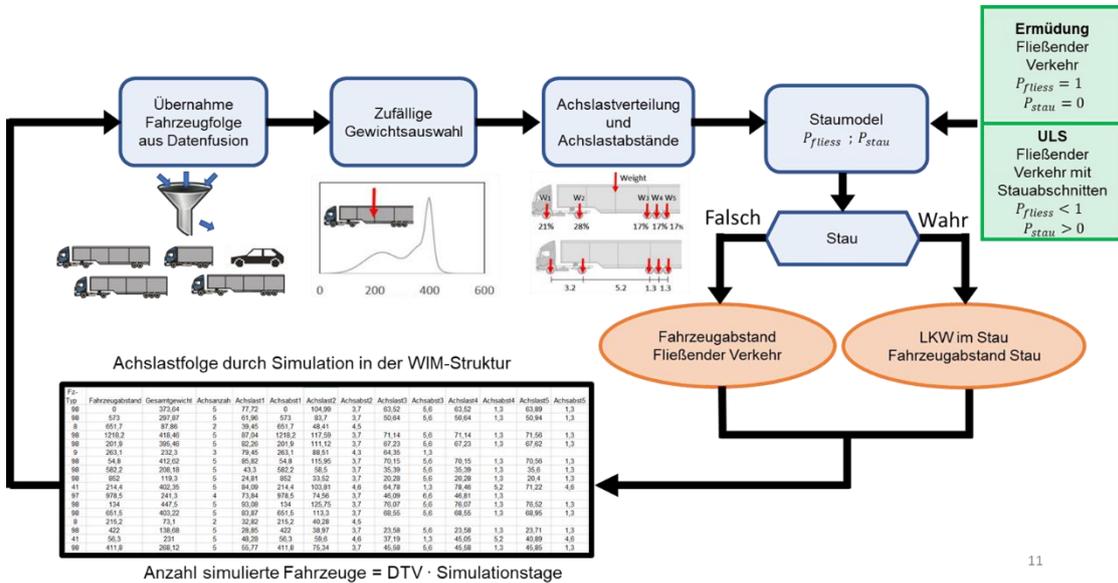


Abbildung 72 Simulationsalgorithmus mit Ergebnisform

### 6.6. Festlegungen Stauhäufigkeiten

Nach Auswertung von Messdaten und nach länderspezifischer Abstimmung wurden folgende Festlegungen zu den länderspezifischen Stauhäufigkeiten getroffen:

Land	Stauhäufigkeit %	Stauabstand
AT	2,5	
CH	1	5-15 m
DE	9	

Abbildung 73: Stauhäufigkeiten

Abbildung 73 zeigt die Festlegungen zu den Stauannahmen der Länder

### 6.7. Festlegungen dauergenehmigte Sonderfahrzeuge

Für die Sonderfahrzeuge wurden folgende länderspezifischen Festlegungen getroffen:

Land	Sonderfahrzeug	Häufigkeit
AT	60 t Mobilkran	3 FZ / Tag
CH	60 t Mobilkran	1,6‰ u. 0,3‰ vom DTV SV
CH	72 t Mobilkran	0,8‰ u. 0,1‰ vom DTV SV
DE	60 t Mobilkran	3‰ u. 1,5‰ vom DTV SV

Abbildung 74: Sonderfahrzeuge

Im Ergebnis liegen Achslastfolgen in der WIM-Struktur vor. Abbildung 75 zeigt ein Beispiel.

Fz-Typ	Fzl	Geschwindigkeit	Fahrzeugabstand	Gesamtgewicht	Achszahl	Achslast1	Achsabst1	Achslast2	Achsabst2	Achslast3	Achsabst3	Achslast4	Achsabst4	Achslast5	Achsabst5	
1	2,5	80	80,9	10	2	5	80,9	5	2,5	<b>Fließverkehr</b>						
1	2,5	80	113,7	10	2	5	113,7	5	2,5							
1	2,5	80	171	10	2	5	171	5	2,5							
1	2,5	80	22,5	10	2	5	22,5	5	2,5							
1	2,5	80	64	10	2	5	64	5	2,5							
1	2,5	80	92,5	10	2	5	92,5	5	2,5							
11127	14,1	5	6,1	343,34	5	51,5	6,1	99,57	4,8	68,67	3,6	61,8	4,4	61,8	1,3	<b>Stau</b>
11	4,5	5	9,8	130,98	2	45,84	9,8	85,14	4,5							
1138	11	5	5,8	410,53	5	61,58	5,8	127,27	3,2	73,9	5,2	73,9	1,3	73,9	1,3	
1128	11,2	5	7,2	109,49	4	19,71	7,2	39,42	3,4	25,18	6	25,18	1,8			
1138	11	5	13,7	219,6	5	32,94	13,7	68,08	3,2	39,53	5,2	39,53	1,3	39,53	1,3	
11	4,5	5	7	79,48	2	27,82	7	51,67	4,5							
1138	11	5	13,4	382,17	5	57,33	13,4	118,47	3,2	68,79	5,2	68,79	1,3	68,79	1,3	
11	4,5	5	11,3	67,86	2	23,75	11,3	44,11	4,5							
11127	14,1	5	11,9	430,87	5	64,63	11,9	124,95	4,8	86,17	3,6	77,56	4,4	77,56	1,3	
11	4,5	5	7,1	76,92	2	26,92	7,1	50	4,5							
11	4,5	5	5,5	100,27	2	35,1	5,5	65,18	4,5							
1128	11,2	5	14,5	138,18	4	24,87	14,5	49,74	3,4	31,78	6	31,78	1,8			
1128	11,2	5	8	254,02	4	45,72	8	91,45	3,4	58,42	6	58,42	1,8			
1	2,5	80	84,8	10	2	5	84,8	5	2,5	<b>Fließverkehr</b>						
1	2,5	80	22,7	10	2	5	22,7	5	2,5							
1	2,5	80	343	10	2	5	343	5	2,5							
1	2,5	80	64,1	10	2	5	64,1	5	2,5							
1	2,5	80	124,4	10	2	5	124,4	5	2,5							
1	2,5	80	113,8	10	2	5	113,8	5	2,5							

Abbildung 75: Ergebnisdarstellung Achslastfolgen

## 6.8. Festlegungen für die Simulation von Achslastfolgen für Ermüdung

### 6.8.1. Anzahl der Fahrzeugtypen

Es wurden im Kap. 6.2.1. und 13.9. die Auswirkungen unterschiedlicher Fahrzeugtypen auf die Beanspruchung des Tragwerkes untersucht und gezeigt, dass eine Auswahl von 5 Fahrzeugtypen zur äquivalenten Beanspruchung wie eine WIM- Achsfolge führt. Es wurden analoge Untersuchungen für die Ermüdungsauswirkung durchgeführt.

- Dabei stand erst die Auswirkung des Fahrzeuges mit der höchsten Auftretenswahrscheinlichkeit, der Sattelzug Typ 98 oder 113, im Fokus und dann wurden die Schädigungssummen von WIM Daten und diejenigen, welche mit synthetischen Achslastfolgen aus den 5 Fahrzeugen die im Abschnitt 5.4.3 dokumentiert sind, ermittelt. Es wurden Ermüdungsberechnungen mit den Verkehrsdaten von drei verschiedenen Trassen der Schweiz und aus Deutschland 5730, 409, 413, auf Brücken mit 10, 40 und 80 m, entweder einfeldrig (positives Moment) oder zweifeldrig (negatives Moment auf dem 2. Auflager) durchgeführt. Die Ergebnisse der Schädigungen sind in Abbildung 76 dargestellt.

## Ergebnisse

### Typ 113



Station	Typ 113 (Typ 98 DE) Schädigungsanteil					
	Feldmoment M(+)			Stützmoment M(-)		
	10m	40m	80m	2x10m	2x40m	2x80m
409 - Ceneri	55%	70%	74%	86%	62%	72%
413 - Mattstetten	49%	60%	62%	81%	60%	61%
5730 - Bliesheim	93%	90%	89%	93%	91%	89%

Abbildung 76: Prozentuale Schädigung des Fahrzeuges 113 (Typ 98 DE) auf unterschiedlichen Autobahnabschnitten

- Es zeigt sich, dass der LKW-Typ 113a (bzw. 1138 und Typ 98 nach deutscher Typbezeichnung) bei weitem der wichtigste LKW ist. Die vorherrschende Bedeutung dieses LKW-Typ für die Ermüdung wurde z. B. bereits von Maljaars nachgewiesen [34].
- Je nach Straßenverkehr (leicht vs. schwer) haben aber auch die Typen 23, 112a (1128) und 1112r (11127) einen erheblichen Einfluss auf die Schadenssumme.

Die Achslastfolgen zur Ermüdungsberechnung werden deshalb auch durch Simulation der beschriebenen 5 Fahrzeuge erstellt.

### 6.8.2. Verkehrsszenarien

Der Spezifik der Ermüdung folgend – häufige Spannungswechsel – werden für Nachweise der Ermüdung nur Achslastfolgen aus dem fließenden Verkehr und ohne Sonderfahrzeuge erstellt.

### 6.8.3. Achslastfolgen für die Ermüdung

Für die Auswertung der Ermüdungsachslastfolgen können WIM Daten gut direkt verwendet werden. Jedoch ist dies für eine mehr generalisierte Bearbeitung nicht besonders geeignet. Wie bereits beschrieben werden in diesem Projekt vier verschiedene Verkehrsszenarien, abhängig von der Verfügbarkeit der Daten, bereitgestellt. Für die Ermüdungsbeispielberechnungen werden die vier Fälle bereitgestellt.

Land	Autobahn	Use-Case Fall	Sonder-fahrzeuge	Richtung	Fahrspur	Zustand
AT CH DE	A2 (AT) A1 (CH) A7 (DE) A40(DE)	Fall1 Fall2 Fall3 Fall4	Ohne	R01 R02	FS0 Hauptspur FS1 Nebenspur 1 FS2 Nebenspur 2	f (Fließverkehr)

Abbildung 77: Breitgestellte Simulationen für Nachweise der Ermüdung

## 6.9. Generierte Datensätze der Achslastfolgen

Die bisherigen Darstellungen ergeben 288 Achslastfolgen, wobei die Simulationsdauer jeweils ein Jahr beträgt. Abbildung 78 gibt einen Überblick über die durchgeführten Simulationen, wobei deren Anzahl in Klammern steht und die Gesamtanzahl in der rechten Spalte. Die Achslastfolgen stehen nun zur weiteren Auswertung bereit. Die Achslastfolgen der Datenverfügbarkeitsfälle 2 und 4 sind auf der Plattform Zenodo [43] veröffentlicht.

Land	Strecken	Fälle	Verkehrszustand	Sonderfahrzeuge	Fahrspuren	Richtungen (Realisationen)	Anzahl
AT (1)	A2 (1)	Fall 1, 2, 3 und 4 (4)	Fließverkehr Stau (2)	mit ohne (2)	FS0, FS1 (2)	R01, R02 (2)	64
CH (1)	A1 (1)	Fall 1, 2, 3 und 4 (4)			FS0, FS1, FS2 (3)	R01, R02 (2)	96
DE(1)	A7 und A40 (2)	Fall 1, 2, 3 und 4 (4)			FS0, FS1 (2)	R01, R02 (2)	128
Summe							288

Abbildung 78: Anzahl der durchgeführten Simulationen

## 7. BRÜCKENANALYSE

### 7.1. Streckenspezifische Brückenparameter

#### 7.1.1. Untersuchung Brückendatenbank

Für die Bearbeitung des Arbeitspaketes wurden seitens der Autobahnbetreiber jeweils eine Brückendatenbank zur Verfügung gestellt. Während die zur Verfügung gestellte Brückendatenbank der Schweiz („KUBA“) die Gesamtheit der Brücken auf dem schweizerischen Nationalstraßennetz abbildet, liegen für Österreich die Brückendaten für die Autobahnabschnitte A01, A02 und A09 und für Deutschland die Brücken in der Baulast des Bundes vor. Dabei unterscheiden sich die vorhandenen Angaben zu den einzelnen Brückentragwerken zwischen den Ländern. Eine Gegenüberstellung der Angaben ist in Tabelle 21 dargestellt.

*Tabelle 21: Datenverfügbarkeit der Brückendatenbank der einzelnen Länder*

Kategorie	Vorhandene Angaben		
	Deutschland	Österreich	Schweiz
Statisches System	Spannweite, Länge, Anzahl Felder, Stützweite, Segmente	Spannweite, Länge, Anzahl Felder	Spannweite, Länge
Systemtyp			
Geometrie	Breite, Bauwerkswinkel	Breite	Breite
Querschnittstyp			k.A.
Baustoff			
Richtungsverkehr	k.A.		k.A.
Baujahr			
Angaben zur Normung	Brückenklasse, Bemessungsnorm	Brückenklasse, Bemessungsnorm	Bemessungsnorm
Weitere Angaben	Bauverfahren	-	-

*Grün: gut dokumentierte Angaben, k.A.: keine Angaben*

Die zur Verfügung gestellten Datenbanken wurden anschließend für die einzelnen Parameter statistisch ausgewertet, um den Anwendungsbereich und die Häufigkeit der einzelnen Parameter zu identifizieren, einen Vergleich mit aus der Literatur

vorgeschlagenen Werten vorzunehmen und mögliche Unterschiede zwischen den einzelnen Ländern festzustellen.

Zusammenfassen lässt sich festhalten, dass sich die Brückenpopulation in den einzelnen Ländern kaum groß voneinander unterscheidet. Eine große Mehrheit der Tragwerke sind Stahlbetonbrücken mit kleinen Spannweiten, meist als Einfeldträger-systeme ausgeführt. Für die weitere Untersuchung der relevanten Brückenparameter sowie Ansätze zur Modellierung der Tragwerke wurden diejenigen Systeme näher untersucht, welche eine Auftretenshäufigkeit von mindestens 1 ÷ 2 % aufweisen. Ausgeschlossen wurden entsprechend vor allem speziellere Bauwerke wie Bachdurchlässe und Seilbrücken.

### Auswertung Deutschland

Die Auswertung der deutschen Brückendatenbank zeigt für das Baujahr die in Abbildung 79 dargestellte Verteilung. Hierbei wird deutlich, dass es sowohl um 1970 als auch um 1995 einen großen Anstieg von Brückenbauten gibt. Aus der Datenbank wird jedoch nicht direkt ersichtlich, ob es sich hierbei jeweils um einen Neubau oder um Ertüchtigungsmaßnahmen handelt. Weiter lässt die Verteilung der Daten vermuten, dass es sich beim Wiederanstieg ab 1985-1990 um eine Aufnahme oder aber Ertüchtigung der nach der Wiedervereinigung in die Datenbank aufgenommene Tragwerke handelt.

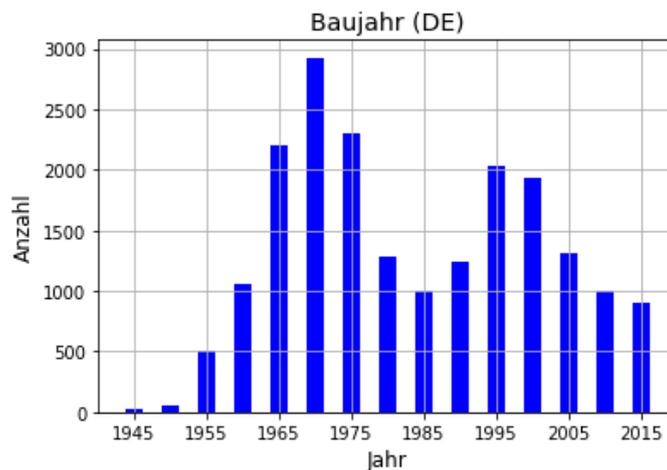


Abbildung 79: Verteilung des Baujahrs für Brücken aus Deutschland

Die Brückendatenbank aus Deutschland unterscheidet für Längssysteme zwischen „Einfeldträger“, „Durchlaufträger“ und „Rahmen“. Für die drei Systeme ist die Verteilung der Feldspannweite in Abbildung 80 bis Abbildung 82 dargestellt.

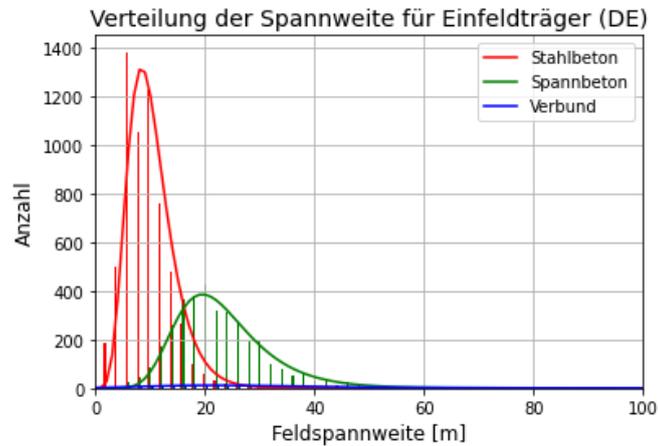


Abbildung 80: Verteilung der Feldspanweite für Einfeldträger-Systeme für Deutschland

Es zeigt sich deutlich, dass Einfeldträger-systeme in Stahlbetonbauweise eine Spannweite bis rund 20 m aufweisen, während für Spannbetontragwerke Spannweiten bis ca. 40 m möglich sind. Hierbei sind deutlich mehr Stahlbetontragwerke als Spannbetontragwerke zu erwarten.

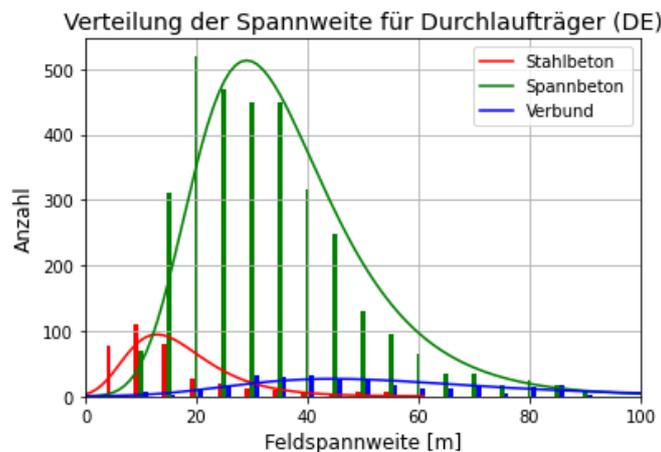


Abbildung 81: Verteilung der Feldspanweite für Durchlaufträger-Systeme für Deutschland

Im Gegensatz hierzu zeigt sich bei Durchlaufträgersystemen, dass für die Brücken in Deutschland deutlich mehr Spannbetonbrücken ausgebildet werden als Stahlbetonbrücken. Weiter verdeutlicht sich, dass eine gewisse Anzahl Stahlbeton-Verbundbrücken als Durchlaufträgersysteme ausgebildet werden.

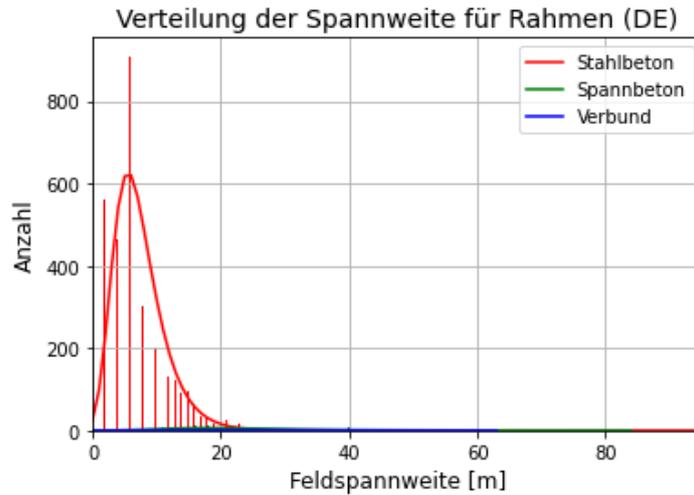


Abbildung 82: Verteilung der Feldspanweite für Rahmentragwerke für Deutschland

Rahmentragwerke werden hingegen beinahe ausschließlich in Stahlbetonbauweise ausgeführt. Dies ergibt sich auch aufgrund der geringen maximalen Feldspanweite von ca. 20 m.

Eine genauere Betrachtung der Feldspanweiten abhängig vom Querschnittstyp (in der deutschen Datenbank wird zwischen Platten, Plattenbalken und Hohlkästen unterschieden) zeigt, dass Plattentragwerke bei geringer Spannweite dominant sind und mit grösser werdenden Spannweiten als Spannbetonbrücken ausgeführt werden. Diese sind für die Durchlaufträger abhängig von der Feldspanweite in Abbildung 83 für Stahlbetonbrücken und in Abbildung 84 für Spannbetonbrücken dargestellt.

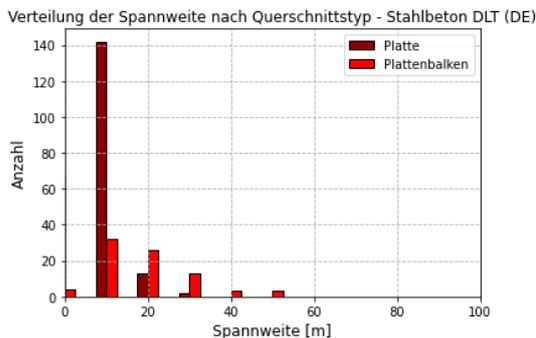


Abbildung 83: Verteilung der Feldspanweite für DLT abh. vom Querschnittstyp (Stahlbeton) für Deutschland

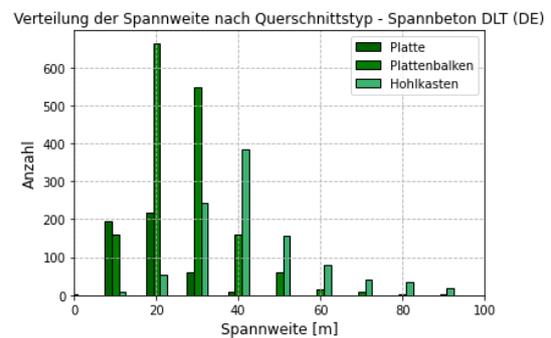


Abbildung 84: Verteilung der Feldspanweite für DLT abh. vom Querschnittstyp (Spannbeton) für Deutschland

Die Auswertung der Einfeldträger (siehe Abbildung 85 und Abbildung 86) verdeutlicht, dass diese für kurze Spannweiten mehrheitlich als Platten ausgeführt werden, andernfalls als Plattenbalkenbrücken in Spannbetonbauweise. Hohlkastenbrücken werden in Deutschland kaum als Einfeldträger ausgeführt.

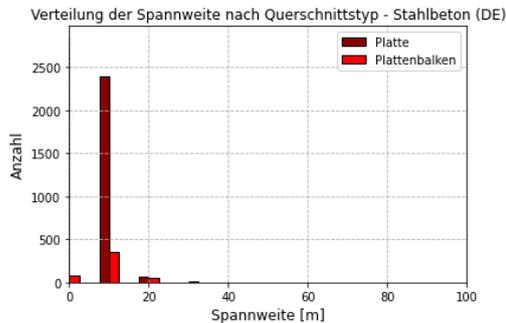


Abbildung 85: Verteilung der Feldspannweite für EFT abh. vom Querschnittstyp (Stahlbeton) für Deutschland

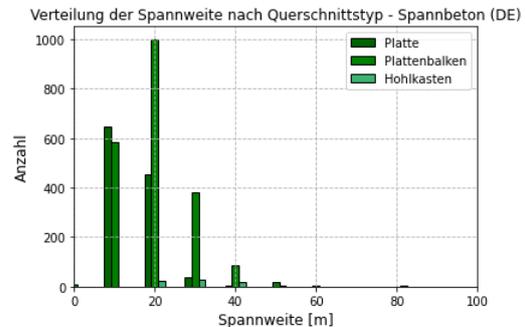


Abbildung 86: Verteilung der Feldspannweite für EFT abh. vom Querschnittstyp (Spannbeton) für Deutschland

### Auswertung Österreich

In Abbildung 87 ist die Verteilung der Baujahre der österreichischen Brückenbauten, welche in der zur Verfügung gestellten Brückendatenbank vorhanden sind, dargestellt. Dabei handelt es sich um Bauwerke der Autobahnabschnitte A01, A02 und A09, welche bis 2022 in der entsprechenden Datenbank erfasst wurden. Es zeigt sich, dass eine große Bautätigkeit in den Nachkriegsjahren existierte, welche jedoch ab den 60er Jahren abflachte und eine weitere Spitze in den 80er-Jahren erreichte.

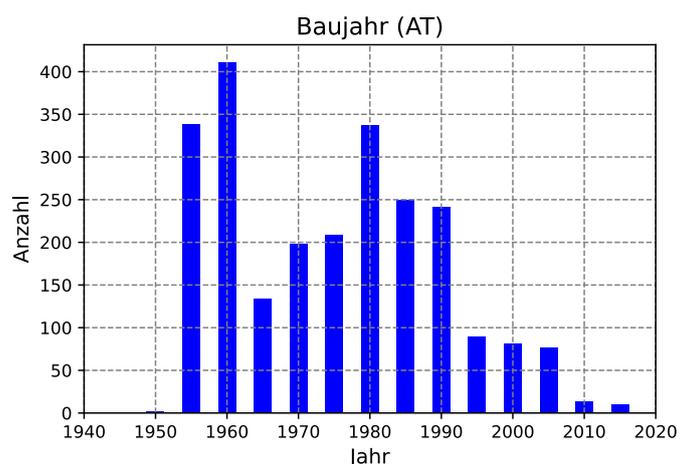


Abbildung 87: Verteilung des Baujahrs für Brücken aus Österreich

Die Brückensysteme in Österreich werden in Balken- & Plattentragwerke sowie Rahmentragwerke unterschieden. Diese Differenzierung bezieht sich folglich auf die

Auflagerbedingungen, der Brückentragwerke, welche sich zwischen Balkentragwerken (gelenkig aufgelagert) und Rahmentragwerken (teileingespannt infolge von Flügelwänden) unterscheiden. In Abbildung 88 und Abbildung 89 sind die Verteilungen der Feldspannweiten für beide Tragsysteme für Stahlbeton-, Spannbeton- und Verbundbrücken dargestellt.

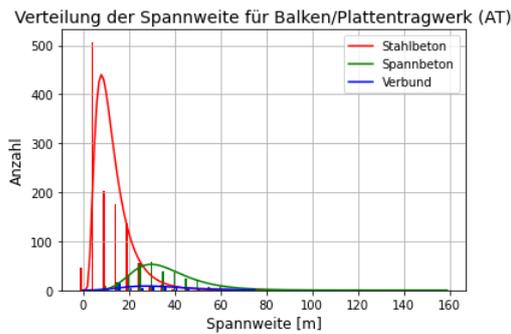


Abbildung 88: Verteilung der Feldspannweite für Balken- und Plattentragwerke für Österreich

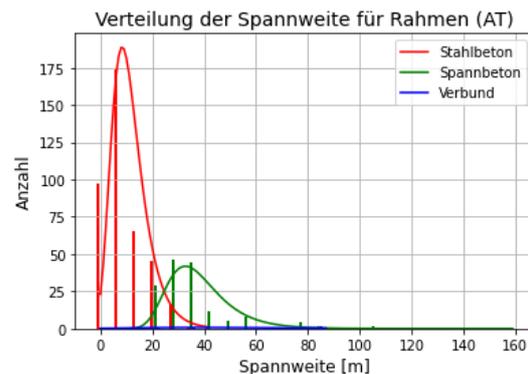


Abbildung 89: Verteilung der Feldspannweite für Rahmentragwerke für Österreich

Die Unterteilung zeigt, dass Stahlbetonbrücken bei kleinen Spannweiten und Spannbetonbrücken bei größeren Spannweiten dominieren. Dabei zeigt sich, dass die große Mehrheit der Brücken aus Einfeldträger-systemen besteht.

Zudem wurde der Querschnittstyp (in der österreichischen Datenbank wird zwischen Platten, Plattenbalken und Hohlkasten unterschieden) für die Balkenbrücken abhängig von der Feldspannweite aufgetragen (siehe Abbildung 90 für Stahlbetonbrücken und Abbildung 91 für Spannbetonbrücken).

Die Auswertung der deutschen und österreichischen Verteilung der Querschnitte in Abhängigkeit der Spannweite zeigt, dass die gemäß Literatur empfohlenen Größenordnungen der Spannweiten (siehe Tabelle 24) eine ähnliche Aufteilung der Spannweiten vorsieht. Eine Anwendung dieser vereinfachten Repräsentation der Stützweiten entsprechend System und Baustoff ist folglich möglich.

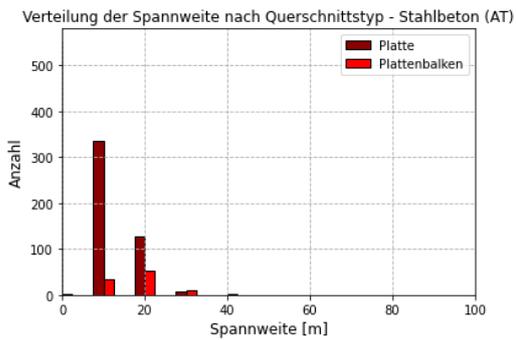


Abbildung 90: Verteilung der Feldspannweite abh. vom Querschnittstyp (Stahlbeton) für Österreich

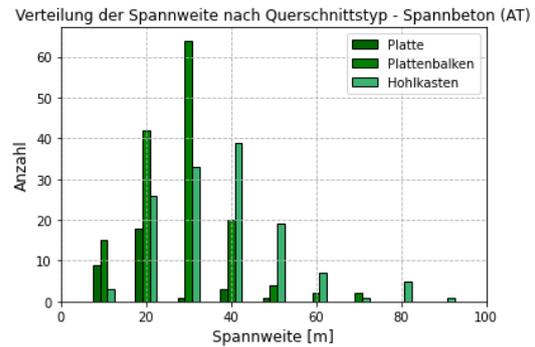


Abbildung 91: Verteilung der Feldspannweite abh. vom Querschnittstyp (Spannbeton) für Österreich

Ähnliche Verteilungen lassen sich für die Rahmentragwerke finden.

### Auswertung Schweiz

Eine Auswertung des Baujahres für schweizerische Brücken (Abbildung 92) zeigt eine zunehmende Bautätigkeit in den 1970-er Jahren, welche ab den 80er Jahren stark abnahm.

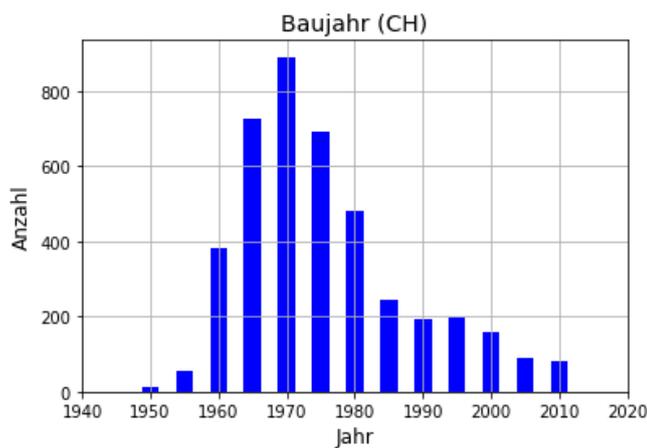


Abbildung 92: Verteilung des Baujahrs für Brücken aus Schweiz

Die Brückenbauwerke in der Schweiz werden in Einfeldträger (EFT), Durchlaufträger (DLT), Rahmen, Sprengwerke und Plattenbrücken unterschieden. In Abbildung 93 bis Abbildung 97 sind die Verteilungen der Spannweiten für die einzelnen Systeme in Abhängigkeit der Baustoffe dargestellt. Aufgrund der geringen Häufigkeit von Verbundsystemen (siehe hierzu auch Tabelle 23), wurde auf eine Darstellung dieser Daten in den Abbildungen verzichtet.

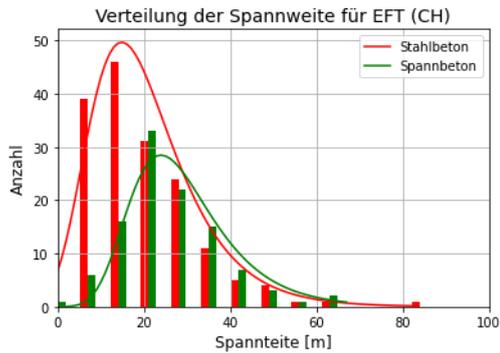


Abbildung 93: Verteilung der Feldspanweite für Einfeldträger für die Schweiz

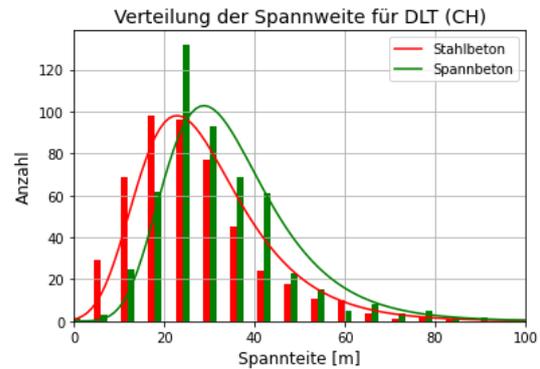


Abbildung 94: Verteilung der Feldspanweite für Durchlaufträger für die Schweiz

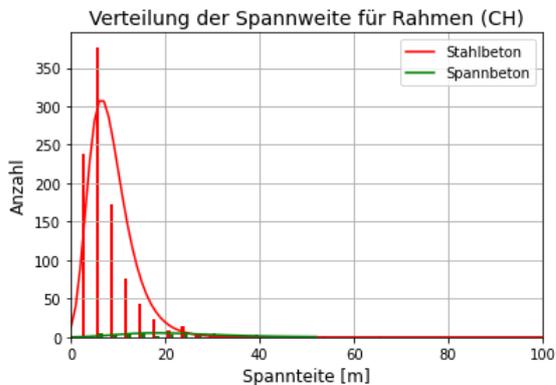


Abbildung 95: Verteilung der Feldspanweite für Rahmen für die Schweiz

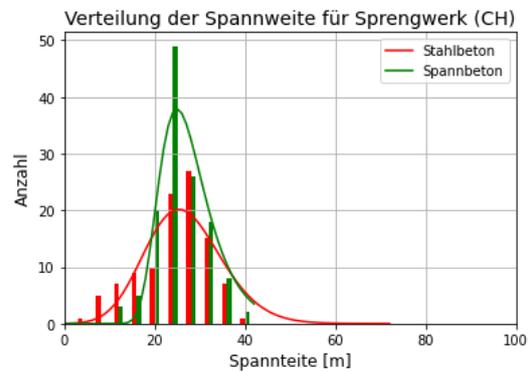


Abbildung 96: Verteilung der Feldspanweite für Sprengwerke für die Schweiz

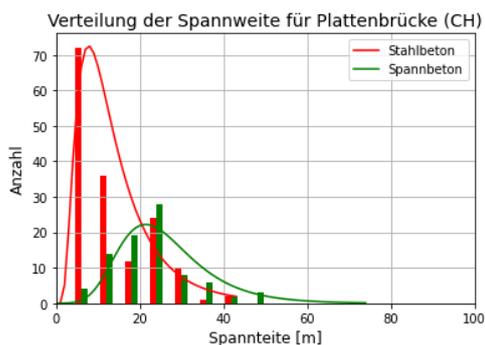


Abbildung 97: Verteilung der Feldspanweite für Plattenbrücken für die Schweiz

Für Einfeld- und Durchlaufträger existiert im Gegensatz zu den Daten aus Deutschland und Österreich kein signifikanter Unterschied für die Bauwerke in Stahl- und Spannbetonbauweise zur Einteilung entsprechend ihrer Spannweiten. Dies kann unter

Umständen darauf hinweisen, dass eine Einteilung der Bauwerke in Einfeld- und Durchlaufträgersysteme nicht immer korrekt erfolgt ist.

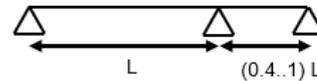
Da in der schweizerischen Datenbank keine Angaben zur Anzahl Felder hinterlegt sind, wurde ein Zuteilungsschlüssel eingeführt, welche aufgrund der Angaben zur maximalen Spannweite  $S$  und der Brückenlänge  $L$  einen Rückschluss auf die Anzahl Felder  $N$  erlaubt. Die entsprechende Einteilung ist in Abbildung 98 dargestellt.

$$L < S \rightarrow N = 1$$

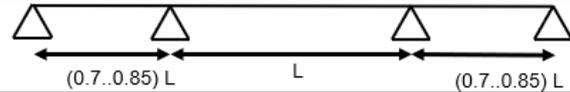
$$\frac{L-S}{S} < 0.4 \rightarrow N = 1$$



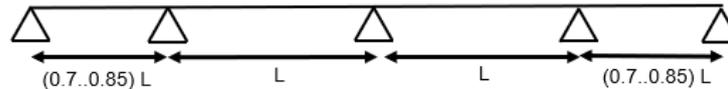
$$\frac{L-S}{S} \leq 1.0 \rightarrow N = 2$$



$$\frac{L-S}{S} \leq 1.7 \rightarrow N = 3$$



$$\frac{L-2 \cdot S}{S} \leq 1.7 \rightarrow N = 4$$



$$\frac{L-S}{S} > 1.7 \rightarrow N = \text{round}\left(\frac{L-S}{S}\right) + 1$$



Abbildung 98: Kriterien zur Festlegung der Anzahl Felder basierend auf der Spannweite und Brückenlänge

Diese Methodik wurde anschließend an den österreichischen Brückendaten (bei denen Angaben zu  $N, L$  und  $S$  vorhanden sind) angewandt. Es zeigt sich hierbei eine gute Übereinstimmung (siehe Abbildung 99), weshalb dieses zur Festlegung der Anzahl Felder der schweizerischen Brücken angewendet wurde.

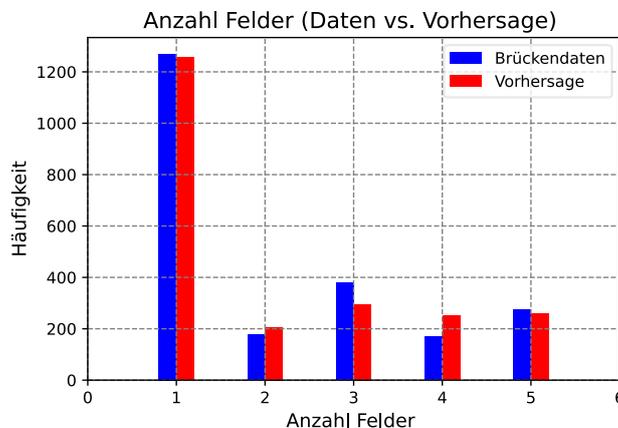


Abbildung 99: Vergleich zwischen Anzahl Feldern aus Datenbank und vereinfachter Zuteilung

### Zusammenfassung

Die Untersuchung des Baujahres der Brücken zeigt, dass eine große Mehrheit der Bestandsbrücken 50 Jahre oder älter ist. Bei einer Nutzungsdauer von 100 Jahren zeigt dies, dass eine Restnutzungsdauer von rund 50 Jahren für einen Großteil der Brückenbauten vorhanden ist.

Eine abschließende Gegenüberstellung der Häufigkeiten der Tragsysteme soll in Tabelle 22 dargestellt werden.

*Tabelle 22: Häufigkeit Material Brückenbauten*

	Deutschland	Österreich	Schweiz
Stahlbeton	61 %	74 %	65 %
Spannbeton	32 %	20 %	32 %
Verbundbrücken	3 %	3 %	~1 %
Rest	3-4 %	2 %	~2 %

Es zeigt sich, dass die Verteilung der Bauwerke sich zwischen den Ländern nur geringfügig unterscheidet. Generell sind deutlich mehr Brücken aus Stahlbeton (meist mit kurzen Spannweiten oder als Einfeldträger-systeme ausgebildet) als aus Spannbeton vorhanden. Zudem lässt sich zeigen, dass ein höherer Anteil an Verbundbrücken in Österreich und Deutschland – verglichen mit der Schweiz – anzutreffen sind.

In Tabelle 23 sind die Häufigkeiten der Brückensysteme der einzelnen Länder gegenübergestellt. Aufgrund der unterschiedlichen Einteilung der Bauwerke ist ein direkter Vergleich jedoch schwierig. Prinzipiell zeigt sich jedoch, dass in der Schweiz deutlich weniger Einfeldträger-systeme vorhanden sind als in Deutschland und Österreich. Ein Grund könnte allerdings in einer nicht zutreffenden Einteilung der Bauteile liegen.

*Tabelle 23: Häufigkeit Bauwerkstyp Brückenbauten*

	Deutschland	Österreich	Schweiz
Einfeldträger	45.0 %	65.5 %	10.67 %
Durchlaufträger	18.7 %		35.95 %
Plattenbrücke	-		8.84 %
Sprengwerk	-	-	6.77 %
Rahmentragwerk	25.0 %	26.9	33.26 %

Allgemein muss zur Zuteilung angemerkt werden, dass die in den Datenbanken vorhandenen Brücken teilweise nicht vollständig dokumentiert sind, weshalb fehlende Angaben z.T. nicht weiter betrachtet wurden oder aber Angaben auf andere Gruppierungen (z.B. Material oder System) zugewiesen wurden. Dies kann an gewissen Stellen zu Unstimmigkeiten in den aufgelisteten Ergebnissen führen.

Eine Untersuchung der Biegespannungen eines Sprengwerks zeigt einen ähnlichen Verlauf wie derjenige eines Durchlaufträgers, während eine Auswertung der Querkräfte zu leicht tieferen Werten führt. Aus diesem Grund wurden die Sprengwerke auf der sicheren Seite liegend als Durchlaufträgersysteme betrachtet.

Angaben zur Konstruktionshöhe und der wirtschaftlichen Stützweite der Brückenbauten lassen sich ebenfalls der Literatur (siehe Tabelle 24) entnehmen.

*Tabelle 24: Typische Werte für Spannweite und Konstruktionshöhe von Brückenbauten (aus [60])*

Querschnitt	Material	System	Stützweite	Konstruktionshöhe
Platte	Stahlbeton	EFT	$\leq 15$ m	$L/10 \div L/15$
		DLT, Rahmen	$\leq 20$ m	$L/15 \div L/20$
	Spannbeton	EFT	$15 \div 25$ m	$L/15 \div L/20$
		DLT, Rahmen	$15 \div 40$ m	$L/20 \div L/30$
Plattenbalken	Stahlbeton	EFT	$\leq 20$ m	$L/10 \div L/15$
		DLT, Rahmen	$\leq 25$ m	$L/15 \div L/20$
	Spannbeton	EFT	$20 \div 45$ m	$L/20 \div L/30$
		DLT, Rahmen	$20 \div 45$ m	$L/20 \div L/30$
Hohlkasten	Spannbeton		$\leq 200$ m	$L/18 \div L/30$

Bei den Hohlkastenbrücken hängt die maximal wirtschaftliche Stützweite sowie die Konstruktionshöhe stark vom Bauverfahren ab.

## 7.2. Modellierung von synthetischen Brückenbauwerken

Zur späteren differenzieren zwischen den unterschiedlichen Brückentypen wurde der Brückenüberbau mithilfe von Einflussflächen repräsentiert. Dies erlaubt die Berücksichtigung des Lastabtrags sowohl in Längs- als auch in Querrichtung, wodurch Unterschiede zwischen den Brückensystemen, Baustoffen und den Brückenquerschnitten besser untersucht werden können. Im Folgenden soll etwas genauer auf die Methodik, mit welcher die Brückenbauwerke erstellt worden sind, eingegangen werden.

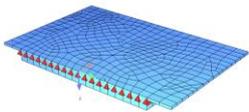
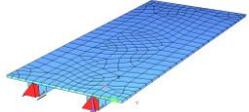
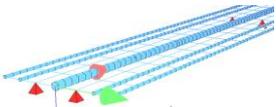
### 7.2.1. Brückenmodelle

Die mittels Einflussflächen repräsentierten synthetischen Brückenbauwerke wurden mithilfe der Software SOFiSTiK [61] erstellt. Diese Software erlaubt unter Verwendung eines Text-Editors einen parametrischen Aufbau des Tragwerkmodells. Mithilfe einer Ansteuerung über die Eingabeaufforderung ist zudem eine automatische Generierung der Brückenbauwerke möglich.

SOFiSTiK ermöglicht mittels integrierten Moduls die automatische Erzeugung von Einflussflächen für vertikale Lasten. Dieses Modul wurde in diesem Projekt verwendet, um daraus die Einflussflächen für die untersuchten Brückensysteme abzuleiten.

Aufgrund der vorherigen Analyse der Bauwerksgruppen (siehe Abschnitt 7.1.1), lassen sich die Brückenbauwerke in drei Modelltypen unterteilen: Plattenbrücken, Plattenbalken und Trägerrostmodell. Eine Zuweisung der Brückentypen auf die entsprechenden Modelltypen lässt sich in Tabelle 25 finden.

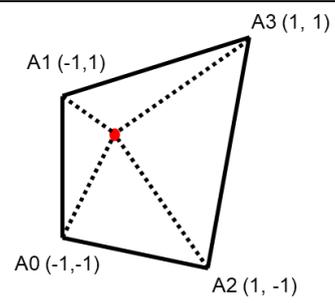
Tabelle 25: Gruppierungen der Brückenmodelle

Bezeichnung Modelltyp	Enthaltene Brückentypen	Beschreibung	Abbildung
Plattenbrücken	Plattenbrücken, Rahmenbrücken	2D- Elemente Dicke veränderbar in Querrichtung Lagerung ebenfalls als Rahmen statt als Auflager	
Plattenbalken	Plattenbalkenbrücken aus Stahl- und Spannbeton	Betonplatte mit Schalenelemente, Träger als Stab (Steifigkeiten direkt in SOFiSTiK mit eigener Funktion berücksichtigt [61])	
Trägerrost	Hohlkasten aus Beton	Modellausbildung gemäß [62] und [63]	
	Hohlkasten aus Stahl- Beton-Verbund		
	Plattenbalken aus Stahl-Beton-Verbund		

Bei dem Modelltyp „Plattenbalken“ handelt es sich um eine von SOFiSTiK eigene Lösung, bei welcher die Fahrbahnplatte mittels Scheibenelementen und die Längsträger mittels Stabtragwerken modelliert werden [61]. Zusätzlich wird ein Korrekturstab mit negativer Steifigkeit eingeführt, um die Überlagerung beider Elemente auszugleichen und das Tragwerksverhalten korrekt wiederzugeben. Somit erhält der Anwender direkt Stabschnittkräfte für die Längsträger und Scheibenkräfte für die Fahrbahnplatte.

Die Einflussflächen werden hierbei jeweils für eine vordefinierte Spur bestimmt, wodurch zwar ein feines, jedoch nicht regelmäßiges Netz der Ergebnisse erhalten werden kann. Für eine effiziente Berechnung der Kennwert-Zeit-Verläufe (siehe Abschnitt 7.2.3) wird jedoch ein regelmäßiges Netz mit einer festgelegten Dichte von 0.1 m x 0.1 m benötigt. Folglich wurde ein Algorithmus entwickelt, der aufgrund der zur Verfügung gestellten Ergebnisse der Einflussflächen an beliebigen Koordinatenpunkten den Wert der Einflussfläche berechnen kann.

Die Anteile an der z-Koordinate des Punktes P mit  $x_p, y_p$  lassen sich aus den Anteilen der Eckpunkte des in Abbildung 100 dargestellten allgemeinen Viereck wie folgt bestimmen:

$\Delta z_{A0} = \frac{1}{4} \cdot (1 - \xi) \cdot (1 - \eta)$ $\Delta z_{A1} = \frac{1}{4} \cdot (1 - \xi) \cdot (1 + \eta)$ $\Delta z_{A2} = \frac{1}{4} \cdot (1 + \xi) \cdot (1 - \eta)$ $\Delta z_{A3} = \frac{1}{4} \cdot (1 + \xi) \cdot (1 + \eta)$	 <p><i>Abbildung 100: Allgemeines Viereck</i></p>
---	---

Dabei entsprechen  $\xi$  und  $\eta$  den transformierten Einheitskoordinaten mit  $-1.0 \leq \xi, \eta \leq 1.0$ . Da diese aufgrund der Allgemeinheit des Vierecks nicht von vornherein bekannt sind, müssen diese zunächst bestimmt werden. Für die x- und y-Koordinaten lassen sich nun folgende Gleichungen zur Bestimmung der Koordinaten des Punktes  $(x_p, y_p)$  bestimmen:

$$x_p = \frac{1}{4} \cdot [(1 - \xi) \cdot (1 - \eta) \cdot x_{A0} + (1 - \xi) \cdot (1 + \eta) \cdot x_{A1} + (1 + \xi) \cdot (1 - \eta) \cdot x_{A2} + (1 + \xi) \cdot (1 + \eta) \cdot x_{A3}]$$

Und analog für die y-Koordinate. Aus dem Gleichungssystem mit den zwei Gleichungen lassen sich nun  $\xi$  und  $\eta$  bestimmen. Dies erlaubt nun die Bestimmung von  $z_p$  mit obiger Gleichung, wenn anstelle der x-Koordinaten jeweils die z-Koordinaten eingesetzt werden. Zusätzlich wurden die aus SOFiSTiK erhaltenen Einflussflächen der Platten- resp. Scheibenkräfte  $m_{xx}, m_{yy}, m_{xy}, v_x, v_y$  in äquivalente Stabschnittkräfte mit einer Breite von

1 m umgerechnet. Hierfür wurde ein numerischer Ansatz für folgende Integration angewendet:

$$M_y = \int m_{xx} dy$$

### 7.2.2. Festlegung relevanter Brückenparameter

Um für die spätere Modellierung der Brückentragwerke relevanten geometrischen Brückenparameter zu bestimmen, wurde für die zuvor bestimmten Brückentypen geometrische Parameter unter Verwendung der in Tabelle 25 erwähnten Tragwerksmodelle gemäß typischen Abmessungen (siehe beispielsweise [60] und [64]) variiert. Untersucht wurden hierbei jeweils eine gleichmäßige Flächenbelastung, eine Linienlast oberhalb einer der Stege (für Plattenbrücken wurde auf diese Belastung verzichtet) sowie eine Punktlast in Feldmitte. Dabei wurden die Querkräfte beim Auflager sowie das Biegemoment in Längsrichtung bei der Stütze und in Feldmitte untersucht. Anschließend wurde versucht, die relevanten Parameter zu identifizieren, die einen maßgebenden Einfluss auf die untersuchten Schnittkräfte haben. Die wichtigsten Erkenntnisse dieser Untersuchung sollen an dieser Stelle zusammengefasst werden.

#### Plattenbrücken

Für das Feldmoment von Plattenbrücken mit einem Feld unter gleichverteilter Flächenlast lässt sich folgender Parameter finden, welcher eine monoton steigende Beziehung aufweist:

$$X = L^2 \cdot \frac{t_{\text{mid}}}{t_{\text{avg}}} \cdot \frac{1}{\cos(\alpha)}$$

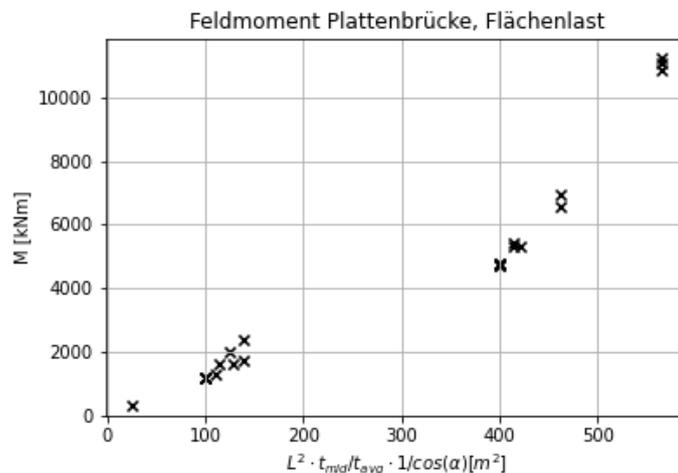


Abbildung 101: Feldmoment infolge Flächenlast für Plattenbrücke

Neben der Spannweite, welche abhängig von der untersuchten Schnittkraft und der Belastung einen linearen oder quadratischen Einfluss auf die Schnittkraft ausübt (siehe hierfür auch Anhang 13.16), zeigt sich, dass mittels des Verhältnisses  $t_{mid}/t_{avg}$  eine mögliche Verteilung der Kräfte in Querrichtung berücksichtigt werden kann. Hierbei entspricht  $t_{mid}$  der Plattendicke in Plattenmitte (die Schnittkräfte wurden jeweils in Plattenmitte ausgewertet) und  $t_{avg}$  der durchschnittlichen Plattendicke, gemittelt über die gesamte Plattenbreite.

Dabei wurde folgende Geometrie für den Plattenquerschnitt berücksichtigt:



Abbildung 102: Typischer Plattenquerschnitt [60]

Als weiterer Parameter wurde der Winkel zwischen der Fahrtrichtung und den Lagern untersucht. Der Winkel  $\alpha$  entspricht dabei der Abweichung von einer orthogonalen Anordnung. Gemäß Abbildung 103 zeigt sich, dass der Kreuzungswinkel des Bauwerks – vor allem für  $\alpha \geq 30^\circ$  – einen großen Einfluss auf die Schrittgrößen besitzt.

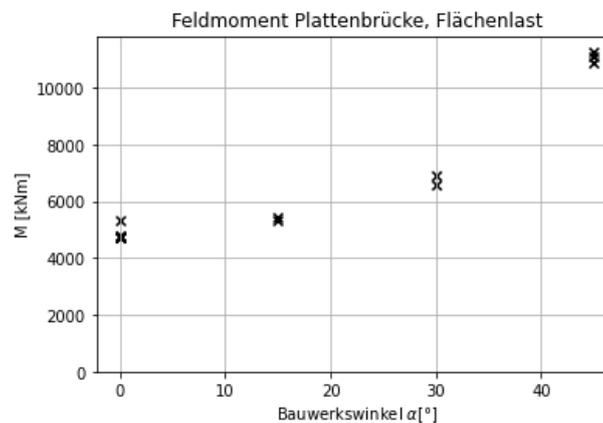


Abbildung 103: Feldmoment infolge Flächenlast für Plattenbrücke – Abhängigkeit vom Kreuzungswinkel  $\alpha$

Für die Plattentragwerke wurde weiter untersucht, inwiefern sich eine Rahmenwirkung infolge Flügelwände (ausgedrückt über die Höhe  $H$  und die Dicke  $t$  der Flügelwände) auf die Schnittkräfte auswirkt. Während sich hier kaum ein Unterschied für die Querkräfte abzeichnet, lässt sich ein deutlicher Einfluss auf das Feldmoment erkennen:

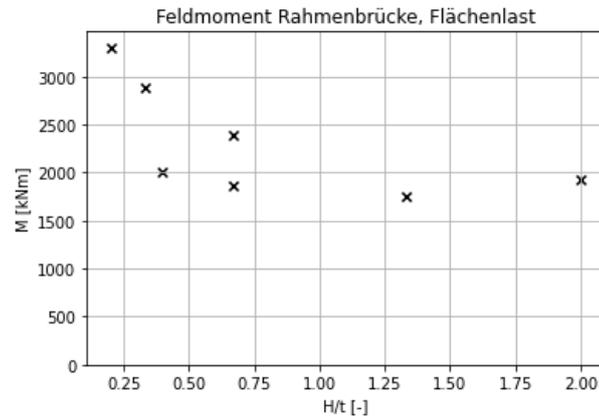


Abbildung 104: Feldmoment infolge Flächenlast für Rahmenbrücke

Hierbei entspricht ein Wert von  $H/t \rightarrow 0$  dem Fall einer aufgelagerten Platte.

### Plattenbalken Beton

Während für Flächenlasten die Spannweite (siehe Anhang 13.16), die Brückenbreite sowie die Anzahl Balken von Relevanz sind ( $X = L^2 \cdot B_{tot}/N$ ), zeigt sich bei Untersuchung der Querverteilung (infolge Einzel- und Linienlasten), dass hierbei der flächenmäßige Anteil des Steges an der Gesamtquerschnittsfläche entscheidend ist:

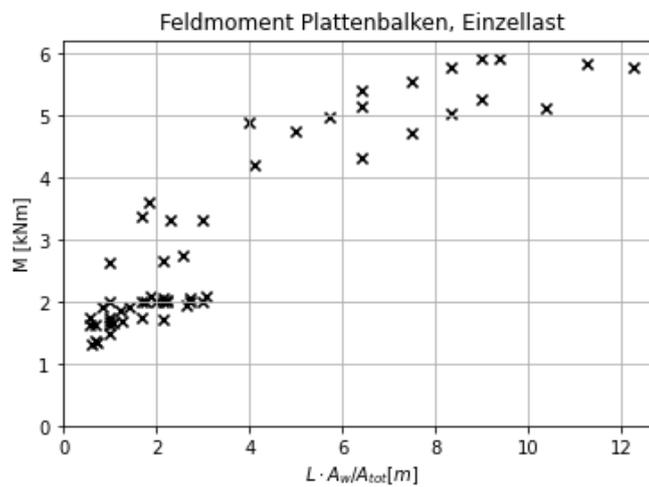


Abbildung 105: Feldmoment infolge Einzellast für Plattenbalkenbrücke

Ausgeschrieben entspricht dies dem Parameter

$$X = L \cdot \frac{H_w \cdot B_w}{N \cdot H_w \cdot B_w + B_{tot} \cdot t_c}$$

### Plattenbalken aus Stahl-Beton-Verbund

Die Untersuchung der Querverteilung für den Verbundträger zeigt, dass hier – ähnlich zum Plattenbalken aus Stahlbeton – ein Steifigkeitsverhältnis zwischen dem Verbundquerschnitt und der Betonplatte einen linearen Zusammenhang zur Biegebelastung ergibt.

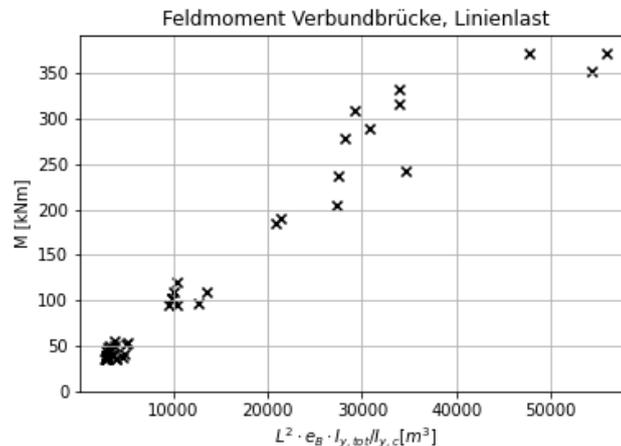


Abbildung 106: Feldmoment infolge Linienlast für Plattenbalken-Verbundbrücke

Der Parameter lässt sich dann wie folgt beschreiben:

$$X = L^2 \cdot e_B \cdot \frac{I_{tot}}{t_c^3 \cdot B_{tot}}$$

### Hohlkasten Beton

Aufgrund der hohen Torsionssteifigkeit der Hohlkastenbrücke werden die Einwirkungseffekte meist mittels Stabmodell bestimmt. Die zugrunde liegende Annahme, dass die geometrischen Eigenschaften (außer Spannweite und Breite der Flächenbelastung) kaum einen Einfluss auf die Schnittgrößen haben, wurde unter Verwendung eines Trägerrostmodelles (siehe Tabelle 25) für eine Bandbreite von geometrischen Parametern bestätigt.

### Fazit

Diese erste Untersuchung legt nahe, dass zur Bestimmung der Einwirkungseffekte lediglich eine Handvoll Parameter benötigt werden. Eine Berücksichtigung weiterer Parameter führt lediglich zu einer untergeordneten Verfeinerung der globalen Schnittkräfte. Diese Parameter lassen sich gemäß Tabelle 26 zusammenfassen.

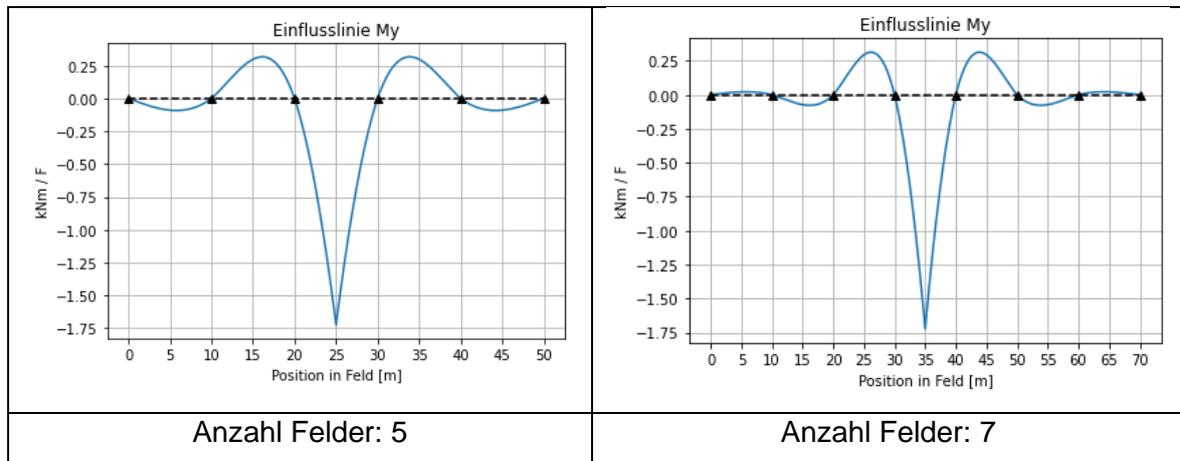
Tabelle 26: Zusammenfassung der relevanter Brückenparameter

Kategorisierung nach Bauteil	Parameter
Allgemein (Relevanz für alle Brückenbauwerke vorhanden)	Spannweite, Brückenbreite
Plattenbrücke	Kreuzungswinkel, Höhe & Breite der Flügelwände, Plattendicke Abschnittsweise in Querrichtung (wenn nicht konstant)
Plattenbalkenbrücke Beton	Anzahl Längsträger, Flächenverhältnis Längsträger vs. Brückenquerschnitt
Plattenbrücke Verbund	Abstand Längsträger, Verhältnis Biegesteifigkeit Verbundträger vs. Betonplatte
Hohlkasten Beton	-

Dies bedeutet, dass für die spätere Betrachtung der Brückenbauwerke eine Beschreibung der obigen Parameter resp. Verhältnisse ausreicht, um die Brücken zu modellieren. Folglich ergibt sich nur ein geringfügiger Unterschied der Einwirkungseffekte, falls Annahmen getroffen werden müssen, da genauere Angaben fehlen.

Um die Anzahl der notwendigen, maximalen Felder zu definieren, wurde das Feldmoment eines Durchlaufträgers für 3, 5 und 7 Felder gleicher Spannweite infolge einer gleichmäßigen Linienlast bestimmt (für die Einflusslinie, siehe Tabelle 27). Während der Unterschied der Schnittkräfte zwischen dem Dreifeldträger und Fünffeldträger noch 5.6 % beträgt, liegt der Unterschied zwischen dem Fünf- und Siebenfeldträger bei rund 1 %. Aus diesem Grund wurde entschieden, maximal 5 Felder für die weitere Modellbildung zu berücksichtigen, da ein Einfluss weiterer Felder vernachlässigbar klein ist.

Tabelle 27: Einflusslinie Feldmoment Mehrfeldträger



### 7.2.3. Kennwert-Zeit-Funktion

Zusätzlich zu dem von IBF verwendeten Programms zur Bestimmung der Kennwert-Zeit-Funktionen wurde ein an der ETH bereits vorhandenes Programm weiterentwickelt, um die für dieses Projekt benötigten Angaben berechnen zu können.

Zur Bestimmung der Kennwert-Zeit-Funktionen werden an dieser Stelle eine Einflussfläche entsprechend oben beschriebenen Format, sowie die Position der Fahrspuren benötigt. Die von IBF simulierten Achslastfolgen in ihrem entsprechenden Format werden eingelesen und die Einwirkung infolge jeder Achslast wird bestimmt. Aufgrund des linear elastischen Verhaltens der Einflussflächen, lassen sich die Einwirkungseffekte infolge jeder Achslast einzeln bestimmen und können anschließend superponiert werden. Dadurch lässt sich der Berechnungsaufwand deutlich reduzieren. Aus der Kennwert-Zeit-Folge wird für den festgelegten Zeitraum jeweils der maximale Einwirkungseffekt bestimmt und gespeichert. Das prinzipielle Vorgehen kann graphisch Abbildung 107 entnommen werden.

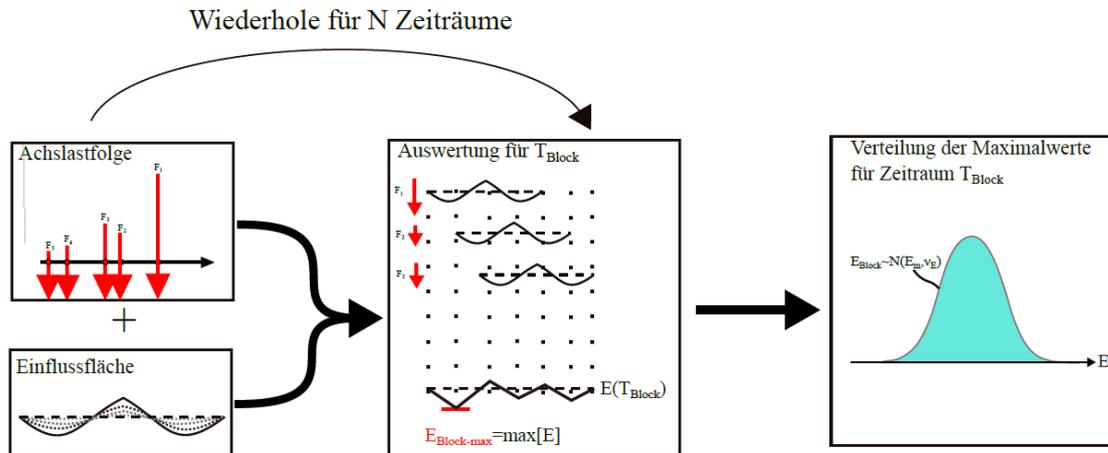


Abbildung 107: Generelle Vorgehensweise bei der Bestimmung der Kennwert-Zeit-Funktion

### 7.3. Dynamische Faktoren

Eine neue Methodik zur Abbildung von dynamischen Lastverstärkungsfaktoren wurde im Rahmen dieses Projekts entwickelt (siehe Abschnitt 3.4). Bei dieser Methodik hängt der dynamische Faktor von der Brückenspannweite und der Summe der Verkehrslasten, die sich auf der Brücke befinden, ab. Es wurde je ein Modell für Beton- und Stahlbetonbrücken, Verbundbrücken und Stahlbrücken optimiert, und zwar einmal für den Biegemoment und einmal für die Schubkraft. Die optimierten Modellparameter sind in der Tabelle 8 und Tabelle 9 angeführt. Die vorgeschlagenen Formeln für  $\varphi_{ULS}$  und  $\varphi_{fat}$  wurden im Abschnitt 3.4 präsentiert.

In der Anwendung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich für jede Brücke ein dynamischer Faktor  $\varphi_{ULS}$ , bei dem die jeweilige Brückenspannweite und die Summe der auf der Brücke stehenden Verkehrslasten im Lastmodell LM1 zur Anwendung werden. Es handelt sich somit um einen Faktor, der für eine gegebene Brücke und Grenzzustand (Biegemoment oder Schub) konstant ist. Da die Summe der Verkehrslasten im Lastmodell LM1 von der Fahrbahnbreite abhängt, hat dies einen (kleinen) Einfluss auf die  $\varphi_{ULS}$ -Werte. Die Abbildung 108 zeigt die vorgeschlagenen dynamischen Faktoren  $\varphi_{ULS}$  für das Biegemoment (links) und die Schubkraft (rechts) für Betonbrücken, Stahlbrücken und Verbundbrücken. Zum Vergleich sind die dynamischen Faktoren nach Merzenich [5] bei mehrspurigem Verkehr gestrichelt dargestellt. Die Abbildung 109 zeigt die Faktoren, die sich bei einer Fahrbahnbreite von 11 m ergeben würden; sie sind geringfügig geringer. Es ist ersichtlich, dass die vorgeschlagenen dynamischen Faktoren  $\varphi_{ULS}$  gegenüber dem

Merzenich-Modell etwas geringer sind, insbesondere bei der Schubkraft. Anzumerken ist, dass für die Modellanpassung Brückenmodelle mit folgende Spannweitenbereichen verwendet wurden:

- Stahlbeton- und Spannbetonbrücken: von 15 bis 90 m,
- Verbundbrücken: von 30 bis 70 m,
- Stahlbrücken: von 35 bis 150 m.

Bei der Anwendung außerhalb dieser Bereiche handelt es sich daher um eine Extrapolation.

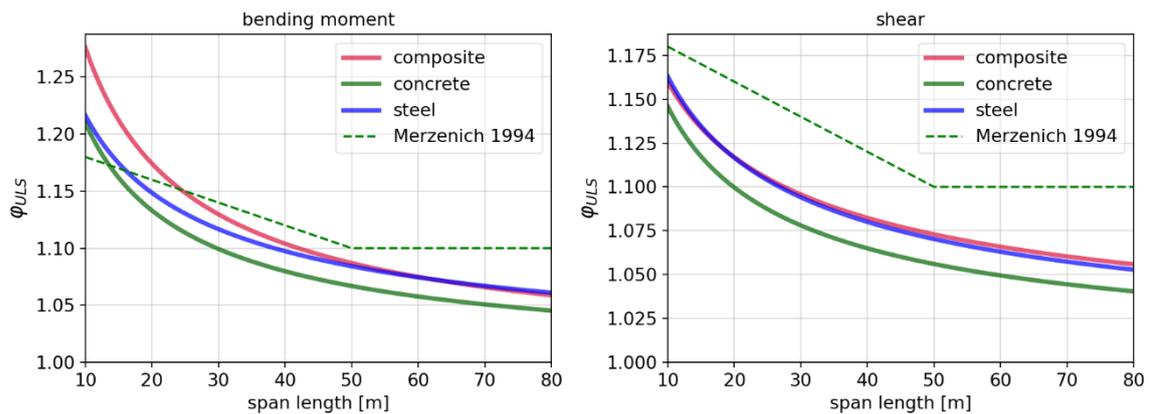


Abbildung 108: Dynamische Faktoren  $\varphi_{ULS}$  für Brücken mit 2 Fahrstreifen und 8 m Fahrbahnbreite

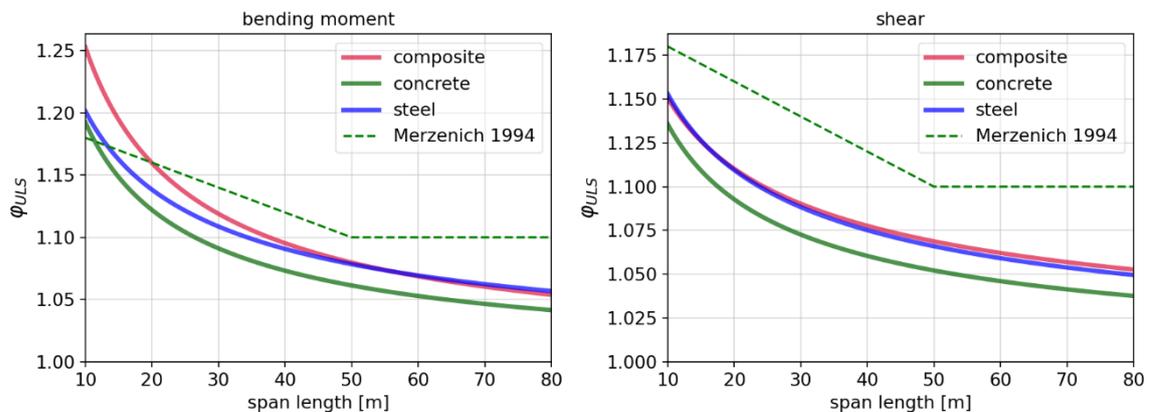


Abbildung 109: Dynamische Faktoren  $\varphi_{ULS}$  für Brücken mit 3 Fahrstreifen und 11 m Fahrbahnbreite

In der Anwendung für den Ermüdungsnachweis einer Brücke ist der dynamische Faktor  $\varphi_{fat}$  nicht konstant, sondern variiert mit der jeweils aktuellen Summe der Verkehrslasten ( $Q_{tot}$ ), die sich auf der Brücke befindet. In der Praxis wird zunächst ein Zeitverlauf der quasi-statischen Querschnittskraft erstellt. Dieser wird mit einem Zeitverlauf der dynamischen Faktoren  $\varphi_{fat}$  multipliziert, unter Benützung der jeweils aktuellen Summe der auf der Brücke stehenden Verkehrslasten. Der so errechnete Zeitverlauf der dynamischen

Querschnittskraft wird dann zur Berechnung der Ermüdungsschädigungssumme verwendet. Die Abbildung 110 zeigt die vorgeschlagenen ermüdungsäquivalenten dynamischen Faktoren  $\varphi_{fat}$  bei verschiedenen Verkehrslastsummen  $Q_{tot}$  zwischen 400 und 3000 kN für das Biegemoment. Zum Vergleich sind die dynamischen Faktoren nach Merzenich, die die Grundlage für die aktuellen Nachweise der Ermüdungssicherheit in den Eurocodes bildeten, dargestellt.

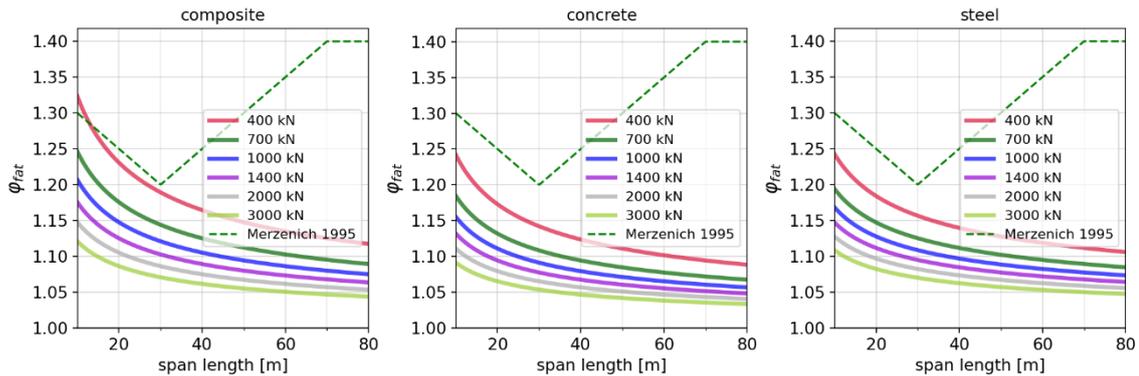


Abbildung 110: Ermüdungsäquivalente dynamische Faktoren  $\varphi_{fat}$  für das Biegemoment an Verbundbrücken (links), Betonbrücken (mittig), und Stahlbrücken (rechts), bei verschiedenen Verkehrslastsummen zwischen 400 und 3000 kN.

Die Abbildung 111 zeigt die vorgeschlagenen Faktoren  $\varphi_{fat}$  für die Schubkraft, die im Vergleich zum Biegemoment geringer ausfallen.

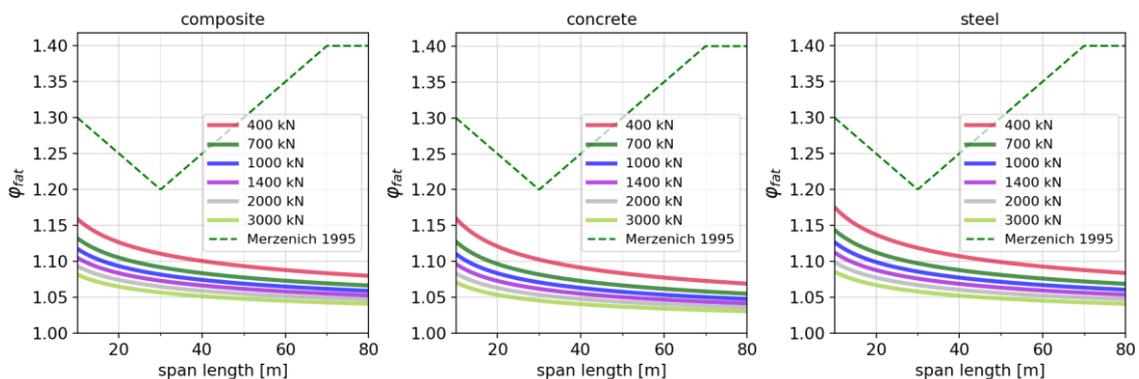


Abbildung 111: Ermüdungsäquivalente dynamische Faktoren  $\varphi_{fat}$  für die Schubkraft an Verbundbrücken (links), Betonbrücken (mittig), und Stahlbrücken (rechts), bei verschiedenen Verkehrslastsummen zwischen 400 und 3000 kN.

Die oben dargestellten dynamischen Faktoren enthalten nicht den Vergrößerungsfaktor für Lasten in der Nähe von Fahrbahnübergangskonstruktionen. Hier empfiehlt es sich, den in der EN 1991-2, Abschnitt 4.6.1(6) Ansatz zu benutzen (siehe auch Abbildung 138):

$$\Delta\varphi_{fat} = 1,30 \left(1 - \frac{D}{26}\right); \quad \Delta\varphi_{fat} \geq 1, \text{ wobei}$$

$D$  die Entfernung des Querschnitts vom Fahrbahnübergang ist.

## 7.4. Ermüdung

### 7.4.1. Beanspruchungskollektiv

Bei der Ermittlung von Ermüdungsbeanspruchungen tritt anstelle der Kennwert-Zeitfunktion das Beanspruchungskollektiv, die Häufigkeitsverteilung der Spannungswechsel nach der Quantität der Spannungswechsel sortiert.

Basis ist hier analog der vorherigen Beschreibung eine Einflussfläche zur Ermittlung eines Kennwert-Zeitverlaufes. Der gesuchte Kennwert ist hier allerdings die Spannung. Damit entsteht eine Abhängigkeit vom realen Querschnitt einschließlich dessen Ausstattung und dem Baustoff. Spannungen bei Betonquerschnitten hängen zusätzlich vom Zustand gerissen oder ungerissen ab.

In den aktuellen Normen und in der Praxis wird hier häufig eine linearisierte Momenten-Spannungslinie verwendet, die es erlaubt, das Beanspruchungskollektiv auf der Basis der Momenten-Zeitfunktion zu ermitteln. Wird so vorgegangen, dann werden die einzelnen Momentenschwingbreiten mithilfe eines Rainflow-Algorithmus (Zyklenzählverfahren) bestimmt.

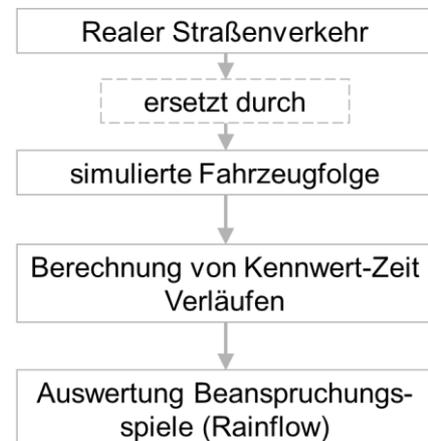
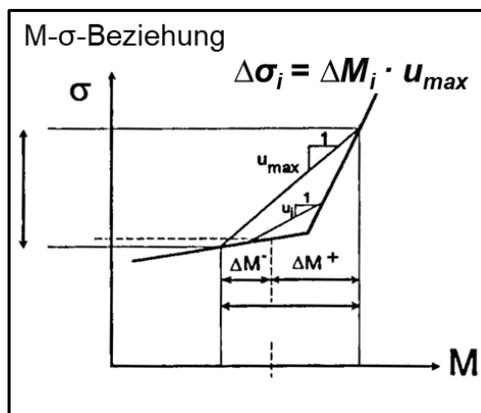


Abbildung 112: linearisierte Momenten-Spannungslinie (links); Beanspruchungskollektivermittlung (rechts)

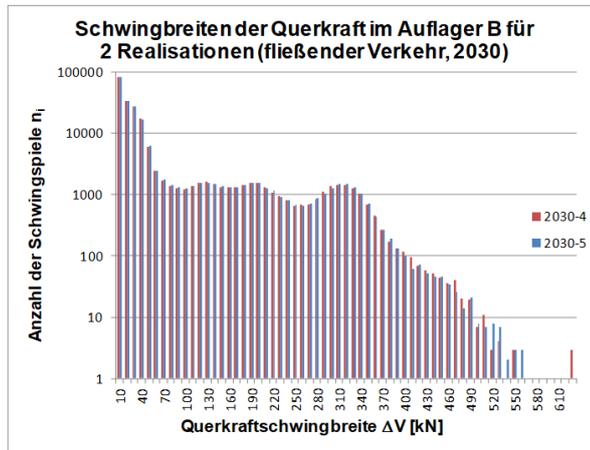


Abbildung 113: Beispiel eines Beanspruchungskollektive Querkräft

Die gesamte durch ein Beanspruchungskollektiv hervorgerufene Schädigung wird als Schadenssumme  $D$  bezeichnet mit linearer Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner wie in Abschnitt 3.3 erläutert.

#### 7.4.2. Kennwert-Spannungslinie bei Beton

In den aktuellen Normen wird der Nachweis als Schwingbreitennachweis unter Anwendung des Referenzlastmodells ELM 3 geführt. Grundlage der Ermittlung der erforderlichen Schadensäquivalenzfaktoren ist die Anwendung einer linearisierten Momenten-Spannungslinie (siehe [48]). Dem liegt die Annahme zugrunde, dass die Linearisierung auf der sicheren Seite liegt, wenn die Momentenschwingbreite infolge des ELM 3 mindestens so groß ist, wie die maximale Momentenschwingbreite aus der realen Verkehrsbeanspruchung. Zur Erfüllung dieser Bedingung wurden in Deutschland die Vergrößerungsfaktoren des ELM 3 für eine Bemessung im Massivbau eingeführt (1,75 für den Nachweis an Zwischenstützen, 1,4 in den übrigen Bereichen).

Bei der Ermittlung von Schadensäquivalenzfaktoren  $\lambda$  aus der Grundgleichung die im Folgenden in Bezug auf eine Anzahl von Zyklen von 1 Million ausgedrückt wird

$$\lambda = \frac{1}{\Delta\sigma_{ELM3}} \cdot \left[ \frac{1}{1 \cdot 10^6} \cdot \sum_i (n_i \cdot \Delta\sigma_i^m) \right]^{1/m}$$

ergibt sich mit der Linearisierung

$$\Delta\sigma = \Delta M \cdot u$$

der folgende Zusammenhang.

$$\lambda = \frac{1}{\Delta M_{ELM3}} \cdot \left[ \frac{1}{1 \cdot 10^6} \cdot \sum_i (n_i \cdot \Delta M_i^m) \right]^{1/m}$$

Auch die Schadensäquivalenzfaktoren können damit direkt auf Grundlage der Momentenschwingbreiten ermittelt werden.

### 7.4.3. Ermüdung bei Bestandsbrücken

Die Ermittlung von Schädigungsäquivalenzfaktoren für Bestandsbrücken ist ein Weg, der hier auch verfolgt wird. Damit ist der Ermüdungsnachweis für die Bestandsbrücken auf der Basis des aktuellen Verkehrs analog zum Ermüdungsnachweis nach den aktuellen Normen geregelt. Allerdings wird so nur der Zeitraum vom Nachrechnungszeitpunkt bis zum Ende der Restnutzungsdauer „real“ erfasst.

Für den Zeitraum von der ursprünglichen Errichtung bis heute werden in nationalen Regelungen Anpassungen an des ELM 4 vorgenommen. Vergleichsrechnungen am Beispiel einer 60 Jahre alten Spannbetonbrücke mit unterschiedlichen Lastmodellen und auf der Basis von gemessenen Verkehrs- und Dehnungsdaten zeigen eindrucksvoll, dass die Angaben zum ELM 4 nach EN 1992-2 und nach Nachrechnungsrichtlinie Deutschland [65] zu konservativ sind. Die Vergleichsrechnungen sind in Abschnitt 8.5 dokumentiert.

## 7.5. Brückenanalyse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Um einen Gesamtüberblick über das Tragverhalten der Brückenbauwerke zu erhalten und eine Untersuchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu ermöglichen, werden an dieser Stelle gesondert zusätzliche Untersuchungen durchgeführt, welche sowohl weitere – verkehrsunabhängige – Lasten, als auch Streuungen der Widerstände der Bauwerke beschreiben.

### 7.5.1. Ständige Lasten

Als ständige Lasten werden hier neben dem Eigengewicht (bestehend aus Bewehrungsstahl als auch Baustahl für Verbundbrücken) zusätzliche Auflasten infolge Belags untersucht. Die hier verwendeten empirischen Formeln zur Beschreibung der ständigen Lasten wurden bereits in vergangenen ähnlichen Studien angesetzt [66].

Das Eigengewicht der Betonbrücken wird vereinfacht mithilfe folgender Beschreibung einer gleichmäßigen Flächenlast (in  $kN/m^2$ ) beschrieben:

$$g_c = \left(0.35 + 0.45 \cdot \frac{L}{100}\right) \cdot \gamma_c$$

Hierbei entspricht  $L$  der grössten Spannweite in [m] und für die Wichte des Betons wird  $\gamma_c = 25.5 \text{ kN}/m^3$  angesetzt.

Bei Verbundbrücken wird zwischen der Flächenlast der Betonfahrbahnplatte

$$g_c = 0.16 + 0.008 \cdot B$$

mit der Brückenbreite  $B$  in [m]

und dem Eigengewicht der Stahlträger

$$g_s = 0.1 \cdot \left( 1 + \frac{0.2 \cdot L}{0.6 + 0.035 \cdot B} \right)$$

unterschieden. Dabei wird das Eigengewicht der Stahlträger vereinfacht ebenfalls als Flächenlast (in  $kN/m^2$ ) angegeben.

Als zusätzliche Auflast wird ein 10 cm dicker Belag für alle Brücken – unabhängig von Spannweite, Material und Tragsystem – angesetzt. Dies führt gemäß [66] zu einer zusätzlichen Flächenlast von

$$g_A = 2.4 \text{ kN/m}^2$$

Auf ein mögliches zusätzliches Eigengewicht infolge Konsolköpfe, Leitplanken u.Ä. wird an dieser Stelle verzichtet. Gemäß [66] könnte dies mit einer Flächenlast von

$$g_A = 15/B$$

berücksichtigt werden.

Anker-, Umlenk- und Reibungskräfte infolge von Vorspannung werden an dieser Stelle nicht als Einwirkungen berücksichtigt, da die Vorspannkkräfte als Eigenspannungszustand am gesamten Tragwerk betrachtet werden sollen. Diese werden folglich bei der Beschreibung der Widerstände näher betrachtet.

Zwängungsmomente in statisch unbestimmten Brückentragwerken sollen jedoch berücksichtigt werden. Hierfür wird angenommen, dass die Vorspannkraft vereinfacht so angesetzt wird, dass sie 80 % der ständigen Lasten (auf charakteristischem Niveau) entspricht. Unter der Annahme einer parabolischen Spanngliedgeometrie, lassen sich mithilfe der analytisch hergeleiteten Gleichungen aus [67] (siehe Abbildung 211 im Anhang 13.2) Werte für die Zwängungsmomente bestimmen.

### Untersuchung der Streuung des Eigengewichtes und der Auflasten

Für die Kalibrierung der Lastmodelle sollen neben den Charakteristiken des Verkehrs, welche sich in der Verteilung der Verkehrslasten widerspiegelt, ebenfalls Angaben zur Streuung und zur Reserve der sonstigen Einwirkungen auf die Brückentragwerke berücksichtigt werden. Hierfür werden die Unsicherheiten in der Beschreibung der weiteren Einwirkungen mithilfe von Streuungen der ständigen Lasten bestimmt. Dafür werden zwei stochastische Parameter eingeführt: der Bias  $\lambda_G$  und der Variationskoeffizient  $\nu_G$ . Der Bias

$\lambda_G$  beschreibt das Verhältnis zwischen dem Mittelwert der Verteilung und dem gemäß Norm nominellen (oder auch charakteristischen) Wert der ständigen Lasten:

$$\lambda_G = \frac{G_m}{G_{k,EC}}$$

Der Variationskoeffizient beschreibt das Verhältnis zwischen der Standardabweichung einer Verteilungsfunktion und deren Mittelwert:

$$v_G = \frac{\sigma_G}{G_m}$$

In Tabelle 70 im Anhang 13.2 sind aus der Literatur vorgeschlagene Werte aufgelistet. Die für die weitere Berechnung angesetzte Werte stammen aus [68] und sind in Tabelle 28 aufgelistet.

*Tabelle 28: Verwendete Parameter für die Streuung der ständigen Lasten*

Baustoff	$\lambda_G$	$v_G$	Verteilung
In-situ Beton	1.05	0.10	N
Baustahl	1.03	0.08	N
Oberfläche	0.75	0.25	N

Da [68] für die Asphaltstärke einen Mittelwert von 7.5 cm annimmt, wird die zuvor berücksichtigte Dicke von 10 cm mithilfe eines Bias von  $\lambda_G = 0.75$  auf den Mittelwert von [68] kalibriert.

#### Untersuchung der Streuung der Vorspannkraft

Eine 2017 durchgeführte Untersuchung, welche die berechnete Vorspannkraft  $P_{calc}$  mit der effektiv vorhandenen Vorspannkraft  $P_{Test}$  verglich, kam zum Schluss, dass sich dieses Verhältnis mit dem probabilistischen Parameter

$$K_{EP} = \frac{P_{Test}}{P_{calc}} \sim N(0.981, 6.5\%)$$

beschrieben werden kann. Aufgrund mangels weiterer gefundener Quellen, wird dieser Parameter angesetzt, um die Streuung auf der Einwirkungsseite berücksichtigten Zwängungsmomente zu berücksichtigen.

## 7.5.2. Widerstandsfunktionen

In einem nächsten Schritt wurden die Widerstandsfunktionen genauer untersucht. Hierbei ist eine probabilistische Verteilung der Widerstandsfunktionen von Interesse. Dabei wird die Widerstandsfunktion in Abhängigkeit des Bemessungswertes angegeben.

Das Verhältnis zwischen dem Mittelwert der Widerstandsfunktion  $R_{m,SIM}$  und dem Bemessungswert gemäss Norm  $R_{d,EC}$  wird mit dem Parameter  $\zeta$  beschrieben:

$$\zeta = \frac{R_{m,SIM}}{R_{d,EC}}$$

Die Streuung der Widerstandsfunktion wird – analog zur Beschreibung der ständigen Lasten – mithilfe eines Variationskoeffizienten  $v_{R,SIM}$  beschrieben:

$$v_{R,SIM} = \frac{\sigma_{R,SIM}}{R_{m,SIM}}$$

Diese beiden Parameter erlauben eine probabilistische Beschreibung der Widerstandsfunktion (siehe Abbildung 114).

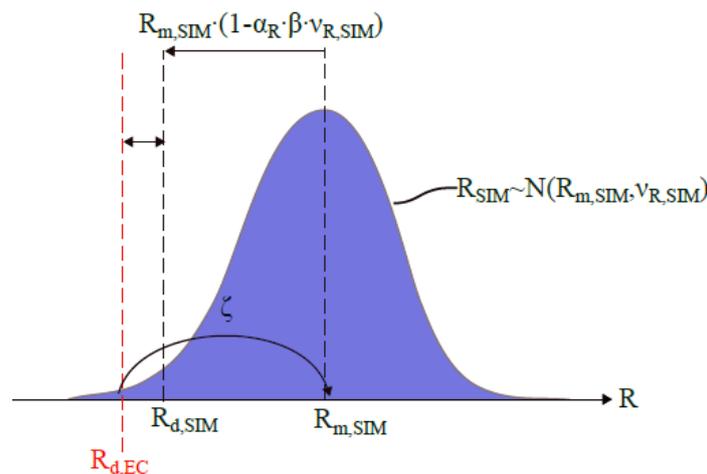


Abbildung 114: Probabilistische Beschreibung der Widerstandsfunktionen

Hierbei wurde angestrebt, eine Aussage über die Streuung der Widerstandsfunktionen für unterschiedliche Versagensformen vorherzusagen. Dies jedoch in einer ausreichend allgemeinen Form. Dafür wurden vereinfachte Regelquerschnitte und Widerstandsfunktionen für unterschiedliche Versagensformen definiert, für welche die Regelquerschnitte in einem sinnvollen Rahmen variiert wurde (siehe hierfür Tabelle 71 im Anhang 13.3.1). Dies erlaubt eine Auswertung von  $R_{d,EC}$ . Anschließend wurden die Eingangsparameter der Widerstandsfunktionen entsprechend Vorschlägen aus der Literatur (siehe Tabelle 72 im Anhang 13.3.2) gestreut und Modellunsicherheiten (siehe Tabelle 73 im Anhang 13.3.3) hinzugefügt. Indem für jeden Regelquerschnitt eine

Verteilungsfunktion mit  $R_{m,SIM}$  und  $\sigma_R$  gefunden wird, erlaubt dies die Beschreibung eines Wertepaares  $(\zeta, \nu_R)$ . Wird dies für ausreichend viele Regelquerschnitte wiederholt, lässt sich eine generelle Aussage über die Streuung der Widerstandsfunktion der ausgewählten Versagensmodi treffen.

Entsprechend den festgelegten Brückentypen wurden dabei folgende Versagensformen genauer untersucht:

- Reine Biegung von schlaff bewehrten Betonquerschnitt
- Querkraftversagen von Betonquerschnitten ohne Querkraftbewehrung
- Querkraftversagen von Betonquerschnitten mit Querkraftbewehrung
- Reine Biegung von vorgespannten Betonquerschnitten
- Querkraftversagen von vorgespannten Betonquerschnitten
- Positive Biegung von Verbundquerschnitten
- Negative Biegung (gerissener Zustand) von Verbundquerschnitten
- Querkraftversagen von Verbundquerschnitten

Die durchgeführte Untersuchung ergibt die in Tabelle 29 vorgeschlagenen Wertepaare  $(\zeta, \nu_R)$  für die einzelnen Widerstandsfunktionen.

*Tabelle 29: Ausgewählte probabilistische Wertepaare der untersuchten Widerstandsfunktionen*

Material	Schnittkraft	$\zeta$	$\nu_R$
Schlaff bewehrter Beton	M	1.30	0.05
	V ohne Bewehrung	1.35	0.075
	V mit Bewehrung	1.80	0.100
Vorgespannter Beton	M	1.20	0.040
	V	1.80	0.100
Verbund	M+	1.20	0.050
	M-	1.20	0.050
	V	1.20	0.050

Die graphische Auswertung der Parameter  $(\zeta, \nu_R)$  auf deren Grundlage die Werte aus Tabelle 29 festgelegt wurden, befindet sich im Anhang 13.3.4.

Für die Widerstände der Verbundbrücken wurde von einem Versagen im Stahlquerschnitt ausgegangen (sowohl im Falle der positiven als auch der negativen Biegung). Da sich für

eine elastische Berechnung die Widerstandsfunktion des Stahlquerschnitts wie folgt beschreiben lässt

$$M_R = f_y \cdot W_{el}$$

wurden für das Wertepaar  $\zeta \cdot v_R$  die Werte für die Fließgrenze des Baustahls eingesetzt. Mögliche zusätzliche Streuungen in  $W_{el}$  wurden hierbei aufgrund der geringen Streugrösse (siehe Tabelle 72 Anhang 13.3.2) nicht weiter berücksichtigt. Analoges gilt für den Querkraftwiderstand des Verbundträgers.

Als Vergleichswerte zu den  $\zeta$ -Werten aus Tabelle 29 werden an dieser Stelle die aus [68] angesetzten Werte herangezogen werden (siehe Tabelle 30). Der bias-Faktor ( $\lambda_R$ ) bezeichnet hier jedoch das Verhältnis zwischen dem Mittelwert und dem charakteristischen Wert. Um einen Vergleich zu erlauben, wird  $\lambda_R$  vereinfacht mit dem in den Eurocodes definierten Sicherheitsbeiwert multipliziert, welches ein äquivalentes  $\zeta_{equ}$  ergibt. Hierfür werden für Beton  $\gamma_c = 1.5$ , Bewehrung (schlaff und vorgespannt)  $\gamma_s = 1.15$  und für Stahl  $\gamma_a = 1.00$  angesetzt. Da unklar ist, ob der Beton oder die Bewehrung im Querkraftnachweis versagen, werden hierfür sowohl  $\gamma_c$  als auch  $\gamma_s$  angesetzt.

*Tabelle 30: Vergleichswerte für Berechnung Mittelwert der Widerstandsfunktionen*

Material	Schnittkraft	$\lambda_R$	$\zeta_{equ}$	$\zeta$
Schlaff bewehrter Beton	M	1.14	1.31	1.30
	V	1.165	1.34 ÷ 1.75	1.35 & 1.80
Vorgespannter Beton	M	1.05	1.21	1.20
	V	1.165	1.34 ÷ 1.75	1.80
Verbund	M	1.14	1.14	1.20
	V	1.11	1.11	1.20

Dieser Vergleich soll lediglich verdeutlichen, dass die eigens berechneten Werte aus Tabelle 29 (zum einfacheren Vergleich in der letzten Spalte in Tabelle 30 nochmals aufgeführt) in guter Näherung mit den rückgerechneten Werten aus der Literatur übereinstimmen. Der Vergleich ist jedoch mit ausreichender Vorsicht zu genießen, da eine Transformation mithilfe des Sicherheitsbeiwertes lediglich eine Näherung darstellt und aus der Literatur nicht hervorgeht, für welche Querschnitte und Widerstandsfunktionen  $\lambda_R$

bestimmt wurden. Weiter ist unklar, inwiefern Modellunsicherheiten bereits berücksichtigt wurden.

### Modellunsicherheiten der Widerstandsfunktionen

Für den Mittelwert und den Variationskoeffizient der Modellunsicherheiten der einzelnen Widerstandsfunktionen  $\theta_R$  wurden sinnvolle Werte entsprechend aus der Literaturstudie gemäß Tabelle 73 Anhang 13.3.3 folgende Werte angesetzt:

*Tabelle 31: Angesetzte Modellunsicherheiten für Widerstandsfunktionen*

	$\mu_\theta$	$V_\theta$
Beton – reine Biegung	1.1	0.1
Beton – ohne Querkraftbewehrung	1.0	0.15
Beton – mit Querkraftbewehrung	1.50	0.25
Verbund – Biegung, Querkraft	1.0	0.05

Zur Berücksichtigung der Streuung der Modellunsicherheiten wird eine Lognormalverteilung empfohlen. Im Bereich kleiner Streuungen (z.B. *Verbund – Biegung, Querkraft*) kann approximativ ebenfalls eine Normalverteilung angenommen werden. Dies ist jedoch nicht empfehlenswert für Widerstandsfunktionen höherer Streuung, da sich hier die Schiefe der Lognormalverteilung bemerkbar macht, wodurch der Widerstand unterschätzt werden würde.

## 8. LASTMODELLANPASSUNG

### 8.1. Allgemeines

In diesem Abschnitt sollen die zuvor zusammengetragenen Informationen genutzt werden, um auf deren Grundlage das Lastmodell zu kalibrieren. Wie bereits zuvor bei der Verkehrssimulation soll das Verfahren stufenweise – abhängig vom vorhandenen Informationsgehalt – erläutert werden. Neben der Kalibrierung des Lastmodells für Nachweise eines Materialfestigkeitsversagens unter Verwendung der Zielzuverlässigkeit, wird eine Lastmodellkalibrierung auch auf der Basis einer Wiederkehrperiode durchgeführt. Unter Kalibrierung wird im Sinne der europäischen Normung eine nationale Anpassung, hier basierend auf nationalen Verkehrsdaten der Lastmodellkomponenten verstanden. Zu diesem Zweck sind  $\alpha$ -Faktoren vorgesehen.

Zitiert aus EN 1991-2 [69]:

„Das Lastmodell 1 besteht aus zwei Teilen:

- a) Doppelachse (Tandem-System TS): Jede Achslast beträgt  $\alpha_Q \cdot Q_k$ , wobei  $\alpha_Q$  ein Anpassungsfaktor ist.
- b) Die gleichmäßig verteilte Belastung (UDL-System) beträgt je  $m^2$  des rechnerischen Fahrstreifens:  $\alpha_q \cdot q_k$ , wobei  $\alpha_q$  ein Anpassungsfaktor ist.“

Im vorliegenden Fall wird zusätzlich zu den nationalen Verkehren der Tatsache von Bestandsbrücken Rechnung getragen, es werden wie bereits beschrieben, für Prognosen und denkbaren zukünftigen Verkehrsszenarien nur moderate Annahmen getroffen.

Mit der Kalibrierung auf zwei Wegen werden die Wege der aktuellen nationalen Anpassungen berücksichtigt. In der Schweiz wurden die  $\alpha$ -Faktoren zum LM1 für die NA CH zu EN 1991-2 nach [70] auf der Basis von EN 1990 [71] ermittelt und in Deutschland nach [42] auf der Basis der EN 1991-2 [69].

Beide Verfahren benötigen als Referenz den charakteristischen oder Bemessungswert des europäischen Lastmodells LM1. Zum beschriebenen Zweck wird das Lastmodell 1 länderneutral in der originaleuropäischen Form, siehe Abbildung 115, mit folgenden Konventionen genutzt:

- das Tandemsystem TS3 im Fahrstreifen 3 wird nicht verwendet, da dies in den Ländern im Fahrstreifen 3 nicht vorgesehen ist (mit Ausnahme Österreich) .
- Eine Belastung der Kappenbereiche wird nicht angesetzt, um eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse bei unterschiedlichen Randausbildungen zu erreichen.

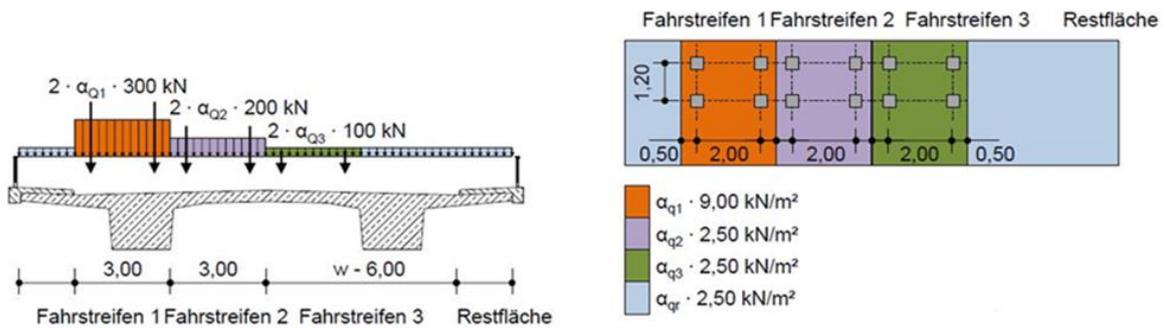


Abbildung 115: Lastmodell 1 EN 1991-2

In Abschnitt 7.4 werden Erkenntnisse zu erforderlichen Lastmodellen für Ermüdungsnachweise vorgestellt.

## 8.2. Lastmodellanpassung auf Basis der EN 1991-2

### 8.2.1. Grundlagen

Das Lastmodell LM1 (Abbildung 115) wurde Ende des 20. Jahrhundert entwickelt. Basis waren Verkehrserhebungen in verschiedenen Ländern Europas. Für die normativen Regelungen wurden die Verkehrslastdaten von Auxerre verwendet, da diese einen hohen Anteil von Schwerverkehr auswiesen. Es wurde ein charakteristischer Wert für die vertikalen Verkehrslasten als Wert mit einer Wiederkehrperiode von 1 mal in 1000 Jahren definiert. Diese Definition ist mit EN 1991-2 auch informativ für die Ermittlung nationaler Anpassungen aufgenommen. Für Deutschland wurden auf diesem Weg die  $\alpha$ -Werte für das NA der DIN EN 1991-2 [72] sowie die Ziellastniveaus der Nachrechnungsrichtlinie [65] ermittelt. Aus Konsistenzgründen und zum Vergleich werden deshalb auch in diesem Projekt die streckenspezifischen  $\alpha$ -Werte für Bestandsbrücken für Deutschland auf diesem Weg vorgestellt. Die zentrale Aufgabe hierbei ist die Ermittlung eines charakteristischen Kennwertes für eine konkrete Brücke in einem Streckenabschnitt einer klassifizierten Straße. Für den Streckenabschnitt müsse Verkehrsdaten bekannt sein.

## 8.2.2. Algorithmus zu Berechnung des charakteristischen Wertes einer Kenngröße über die Definition der Wiederkehrperiode

Für eine Brücke in einem Streckenabschnitt einer klassifizierten Straße werden für relevante Kenngrößen (Schnittgrößen, Dehnungen etc.) Einflussflächen ermittelt, siehe Abschnitt 7.2. Für die definierte Strecke werden auf der Basis von verfügbaren Verkehrsdaten Verkehrslastsimulationen durchgeführt und somit Achslastfolgen erstellt, siehe Abschnitt 6. Die Achslastfolgen werden über die Einflussflächen einer Kenngröße geführt (realer Verkehr über die Brücke) und das Ergebnis ist ein Kenngrößenzeitverlauf, dargestellt in Abbildung 116.

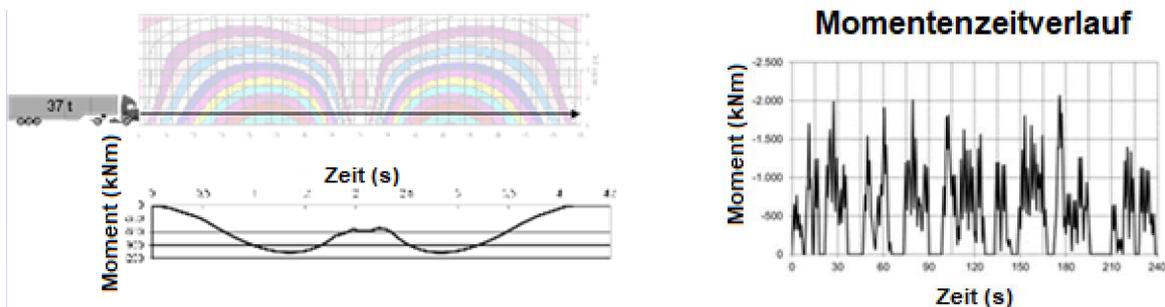
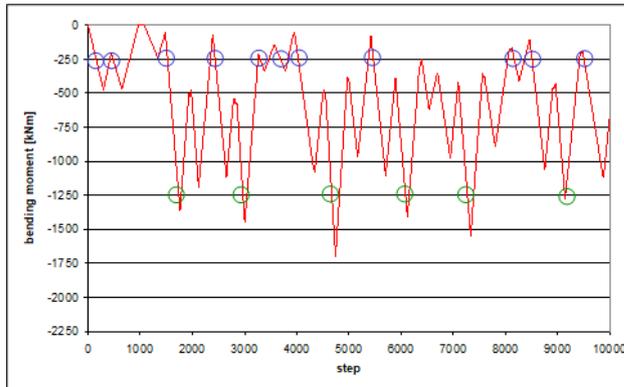


Abbildung 116: Ermittlung eines Kenngrößenzeitverlaufes- hier Moment

Der charakteristische Wert dieses Momentes ist im vorliegenden Fall der Wert des Momentes, der einmal in 1000 Jahren auftritt. Es handelt sich also um die Bestimmung von extremen Schnittgrößen aus Verkehr. Das Problem hierbei ist die begrenzt zur Verfügung stehende Beobachtungszeit, aus der Extremwerte abgeleitet und auf den Horizont der Nutzungszeit extrapolierte werden. Aus der Literatur sind verschiedene Methoden der Extremwertanalyse bekannt, die verschiedene Zählverfahren mit unterschiedlichen Auswertemethoden beinhalten. Im vorliegenden Projekt kommen zwei Verfahren zur Anwendung. Das „Block-Maxima-Verfahren in Verbindung mit generalisierten Extremwertverteilungen und die „Level-Crossing-Counting“-Methode mit der RICE-Funktion. Eine Beschreibung der beiden Verfahren mit einem Ergebnisvergleich ist im Anhang 13.15 dokumentiert.

Für die Ermittlung des charakteristischen Wertes einer Kenngröße mit der Definition der 1000-jährigen Wiederkehrperiode kommt hier das Rice Verfahren in Verbindung mit der Klassengrenzendurchgangszählung (Level Crossing Counting) zur Anwendung.

Nachdem der Kennwert-Zeit-Verlauf vorliegt werden Klassengrenzen definiert und danach die Häufigkeiten ermittelt, wie oft der untersuchte Kennwert die Klassengrenze überschreitet bzw. bei negativen Werten unterschreitet, siehe Abbildung 117.



Klassen	Anzahl Unterschreitungen
-250	...
...	...
...	...
...	...
-1250	...

Abbildung 117: Prinzip des Zählverfahrens

Das Ergebnis dieses Zählverfahren ist ein Häufigkeitsdiagramm, dass durch die RICE-Funktion angenähert wird, siehe Abbildung 118.

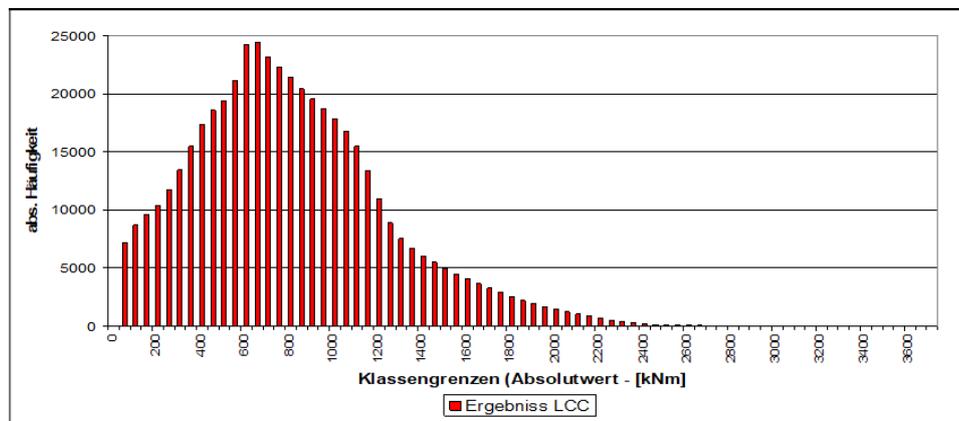


Abbildung 118: Häufigkeitsdiagramm nach Auszählung

Die Annäherung erfolgt schrittweise ab einem unteren (bei negativen Werten bei einem oberen) Schwellwert  $X_0$  der definierten Klassengrenzen, der schrittweise erhöht bzw. gesenkt wird bis die optimale Anpassung an die Werte des Histogramms gegeben ist. Mit den ermittelten Parametern der RICE-Verteilung lässt sich der charakteristische Wert  $X_k$  mit einer definierten Wiederkehrperiode  $T_R$  [Jahren] wie folgt bestimmen:

$$X_k(R_t) = m + \sigma \sqrt{2 \ln v_0 R_t}$$

mit  $R_t = n \cdot T_R$  und Anzahl  $n$  des Beobachtungszeitraum pro Jahr.

Die Qualität der Extrapolation hängt u.a. von der Länge der Beobachtungszeit ab. Bei instabilen Ergebnissen kann diese entweder insgesamt erhöht werden oder die Beobachtung wird mehrfach wiederholt und aus den Wiederholungsergebnissen werden Mittelwerte, Streuungen und Fraktilwerte gebildet.

Der gesamte Algorithmus ist in Abbildung 119 dargestellt.

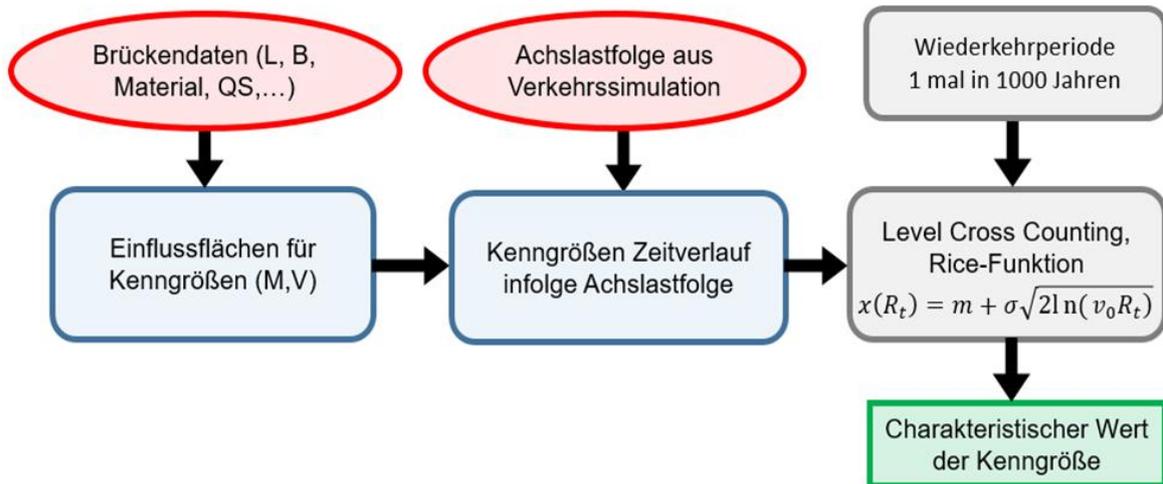


Abbildung 119: Algorithmus zur Ermittlung des charakteristischen Wertes einer Kenngröße bei der Definition der Wiederkehrperiode

Der so gewonnene charakteristische Wert einer Kenngröße ist Ausgangspunkt und Grundlage für eine Berechnung von Anpassungsfaktoren  $\alpha$  für beliebige Lastmodelle, hier für Lastmodell 1 nach EN 1991-2. Dafür sind zwei Wege möglich.

Die Ermittlung **eines**  $\alpha$ -Faktors, der für alle Lastkomponenten des Lastmodelles 1 angewandt wird und somit die Vertikallasten summarisch abmindert oder die Ermittlung von **zwei**  $\alpha$ -Faktoren, jeweils einen für die Lastkomponente Einzellaste  $\alpha_Q$  (Tandemsystem) und einen für die Lastkomponente gleichmäßig verteilte Flächenlast  $\alpha_q$ .

Werden zwei  $\alpha$ -Faktoren ermittelt, dann sind diese auch für die jeweiligen Lastkomponenten zu verwenden.

### 8.2.3. Der Anpassungsfaktor $\alpha$ für eine summarische Anwendung aller Vertikallasten des LM1

Der Anpassungsfaktor  $\alpha$  ergibt sich in diesem Fall durch die Division des charakteristischen Wertes aus der Verwendung der Verkehrssimulation, wie oben dargestellt und dem charakteristischen Wert aus dem Lastmodell hier Lastmodell 1 EN 1991-2.

$$\alpha = \frac{X_{k,sim}}{X_{k,LM1}}, \text{ wobei}$$

$X_{k,sim}$  die charakteristische Kenngröße aus Verkehrssimulation und Auswertung,

$X_{k,LM1}$  die charakteristische Kenngröße aus LM1 ist.

An dieser Stelle wird eine Ermittlung von  $\alpha$  für eine konkrete Brücke mit einer konkreten Verkehrscharakteristik besonders deutlich (objektspezifisch).

Jeder Kennwert einer konkreten Brücke, wie Moment, Querkraft oder Auflagerkraft führt auch bei gleicher Verkehrscharakteristik zu unterschiedlichen  $\alpha$ -Werten.

Unterschiedliche Brückensysteme (Einfeld-, Mehrfeld-systeme) und unterschiedliche Querschnitte (Platte, Plattenbalken usw.) führen bei jeweils gleichen Verkehrscharakteristiken zu unterschiedlichen  $\alpha$ -Werten.

Unterschiedliche Verkehrscharakteristika führen ebenfalls zu unterschiedlichen  $\alpha$ -Werten.

Das Lastmodell LM 1 ist ein LASTMODELL. Es bildet nicht die Realität ab, sondern es ist ein Kompromiss zwischen Realität und erforderlicher einfacher Handhabung.

Bei der Beachtung der Projektaufgabe, Lastmodelladaptation für Bestandsbrücken, sind der Brückenzustand und die noch geplante Nutzungsdauer, die beide unterschiedlich sein können, ebenfalls zu beachten.

Die noch geplante Nutzungsdauer findet sich in der Extrapolation zum charakteristischen Wert wieder. 50 Jahre entsprechen dann z. B. einer Wiederkehrperiode von 500 Jahren.

Je allgemeingültiger die Verwendung der  $\alpha$ -Werte vorgesehen ist, z. B. für eine normative Regelung, desto näher an 1,0 werden diese ausfallen, denn es wird dann immer der ungünstigste Wert bestimmend. Im Gegenzug je objektspezifischer desto realitätsnäher.

Als Beispiel wird für das Moment einer konkreten Brücke der Einfluss unterschiedlicher Stauanteile und unterschiedlicher Verkehre in Abbildung 120 gezeigt.

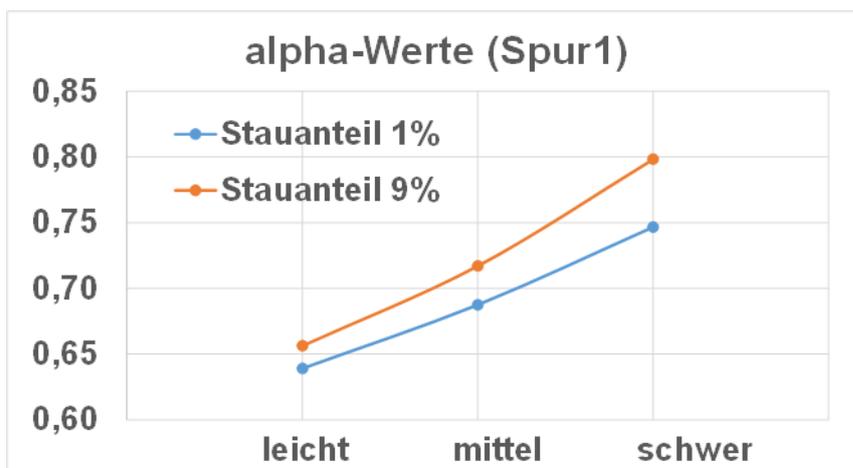


Abbildung 120: Abhängigkeit der  $\alpha$ -Werte von Verkehrscharakteristika (leicht- mittel-schwer) und von Stauanteilen

#### 8.2.4. Anpassungsfaktoren $\alpha$ für Einzellasten $\alpha_Q$ und für gleichmäßig verteilte Flächenlasten $\alpha_q$

Die Überlegung, Anpassungsfaktoren für Einzellasten (Tandemsystem) und Flächenlasten zu entwickeln, folgt der Entwicklung des Lastmodells 1 [27]. Dabei wurden die charakteristischen Werte von Kenngrößen für Brücken ebenfalls durch Verkehrssimulationen und Ableitungen bis zum charakteristischen Wert mit Wiederkehrperioden von 1000 Jahren ermittelt. Zusätzlich wurden aus den Verkehrsdaten die Achslasten unter Beachtung ihrer Auftretenshäufigkeit statistisch ausgewertet und charakteristische Werte der Achslasten bei einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren ermittelt. Das Lastmodell 1, welches vorher in den Komponenten prinzipiell definiert war, wurde so hinsichtlich der Quantität der beiden Lastmodellkomponenten validiert.

Da die Einzellast bei Brücken oder Bauteilen mit kleinen Stützweiten eine bemessungsrelevante Größe darstellt, wird an dieser Stelle auch der Weg zu getrennten  $\alpha$ -Faktoren für Einzellasten und Flächenlasten aufgezeigt.

Es ist nur eine Ergänzung zum bereits dargestellten Weg.

Es sind einige Randbedingungen erforderlich.

Für die Bestimmung von  $\alpha_Q$  wird festgelegt, dass die Tandemsysteme  $TS_1$  und  $TS_2$  im gleichen Verhältnis reduziert werden. Damit gilt

$$\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = \alpha_Q$$

Die gleiche Festlegung wird für die alpha-Werte der Gleichlasten vorgenommen:

$$\alpha_{q1} = \alpha_{q2} = \alpha_{q3} = \alpha_{qr} = \alpha_q$$

Der gemeinsame Wert  $\alpha_Q$  für die Tandemsysteme  $TS_1$  und  $TS_2$  wird nun aus dem Verhältnis der charakteristischen Achslast  $AL_k$  im Hauptfahrstreifen zu dem Normwert der Achslast des Tandemsystem  $TS_1$  abgeleitet. Damit ergibt sich

$$\alpha_Q = AL_k / 300$$

Die Differenz aus charakteristischem Kennwert  $Q_k$  und den Kennwertanteilen infolge der reduzierten Tandemsysteme  $\alpha_Q * (Q(TS_1) * Q(TS_2))$  ergibt den Kennwertanteil infolge aller Gleichlasten. Für die Ermittlung von  $\alpha_q$  wird dieser Wert dem Kennwertanteil aller Gleichlasten des Lastmodells LM1 ins Verhältnis gesetzt:

$$\alpha_q = [Q_k - \alpha_Q * (Q(TS_1) * Q(TS_2))] / [Q(LM1) - Q(TS_1) - Q(TS_2)]$$

Gegenüber dem Verfahren eines gemeinsamen Wertes  $\alpha_{Q,q}$  wird hier die Reduktion der Achslast im Hauptfahrstreifen auf das Niveau der charakteristischen Achslast, die im Mittel

einmal innerhalb der Wiederkehrperiode (hier angenommen 50 Jahre Nutzungsdauer) 500 Jahre eintritt, begrenzt. Im Überholfahrstreifen erfolgt dies im adäquaten Verhältnis.

**Es entsteht ein Anpassungsfaktor  $\alpha_Q$ , der nur durch die Verkehrsdaten der jeweiligen Strecke bestimmt wird und unabhängig von der Brücke ist.**

Damit besteht die Aufgabe der Ermittlung der charakteristischen Achslast.

Die Ermittlung des charakteristischen Wertes einer Achslast entspricht prinzipiell dem Werdegang des charakteristischen Wertes einer Kenngröße. Es wird eine extreme Achslast gesucht, die eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren ausweist.

Es ist eine Verteilungsfunktion der Achslasten erforderlich, die eine Extrapolation auf den gesuchten Wert erlaubt.

Im Unterschied zur Kennwertermittlung werden die Gesamtgewichte der Fahrzeuge bei WIM und B-WIM Anlagen direkt gemessen und bei WIM – Anlagen auch die Achslasten.

Die Fahrzeuge weisen Einzelachsen, Doppelachsen und Dreifachachsen auf. Die Zuordnung zu Mehrfachachsen ist über den Achsabstand untereinander definiert. Liegt der Achsabstand zwischen 1,20 m und 2 m, dann sind es Doppelachsen oder Mehrfachachsen. Ist der Abstand kleiner 1 m dann ist es eine Tandemachse. Die Achse mit der höchsten Last ist eine Einzelachse, in der Regel die Antriebsachse. Zur Ermittlung des charakteristischen Wertes der Achslast werden alle Achslasten ohne Zuordnung von Einzel oder Mehrfachachsen herangezogen.

Da entweder Messdaten zu den Achslasten direkt oder Messdaten zu den Gesamtgewichten der Fahrzeuge vorliegen, sind zwei Wege zur Ermittlung der charakteristischen Achslasten möglich.

Weg 1 ist die Auswertung der mittels WIM gemessenen Achslasten direkt. Es werden die Achslasten der ersten Spur ausgewertet, da das Verhältnis der Achslasten zwischen den Spuren des europäischen Lastmodelles 1 beibehalten wird.

Aus den Messdaten werden Achslasthäufigkeiten abgeleitet. Das sind in der Regel mehrmodale Verteilungen. Daraus lassen sich die Verteilungsfunktionen und die Extremwertverteilungen bestimmen, die zur Ermittlung des Wertes bei der Wiederkehrperiode 1 mal in 1000 Jahren und für dieses Projekt 1 mal in 500 Jahren (angenommenen Restnutzungsdauer) ableiten lassen.

Weg 2 führt über die Auswertung der Gesamtgewichtsverteilungen und der Aufteilung dieser auf die Achsen des zugehörigen Fahrzeuges. Für die Aufteilung des

Gesamtgewichtes auf die Achsen kann die Festlegung in EN 1991-2 [69], Ermüdungslastmodell 4 genutzt werden. Dieser Weg ist etwas aufwändiger. Eine analytische Lösung dieser Aufgabe ist in Anhang 13.12.2.

Ein Ergebnisvergleich der beiden Verfahren zeigt ein Beispiel in Abbildung 121 und Abbildung 122.

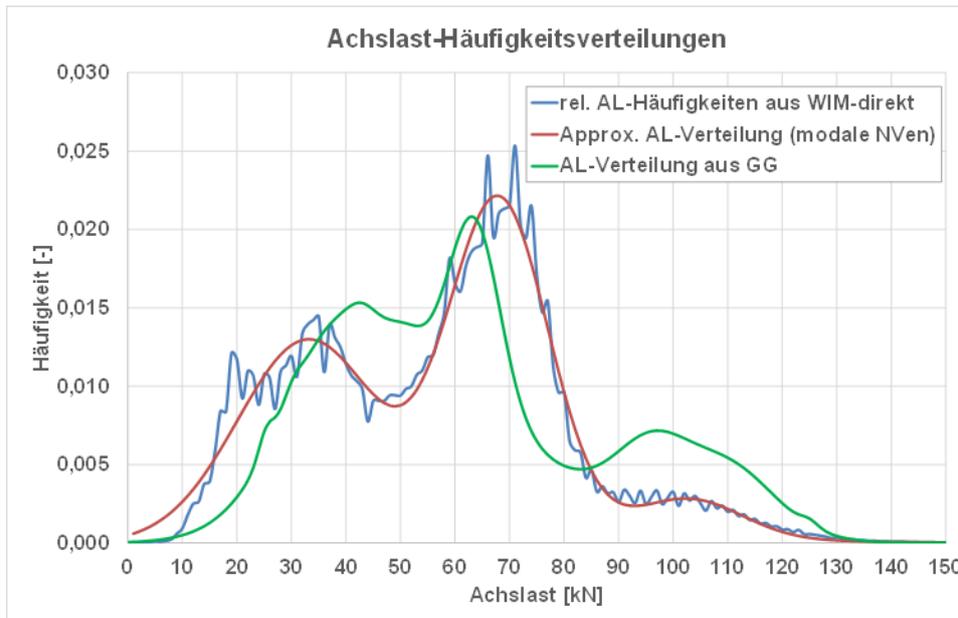


Abbildung 121: Dichteverteilung von Achslasten aus WIM-direkt und aus GG-Verteilungen an der WIM-Station Straehlen (DE)

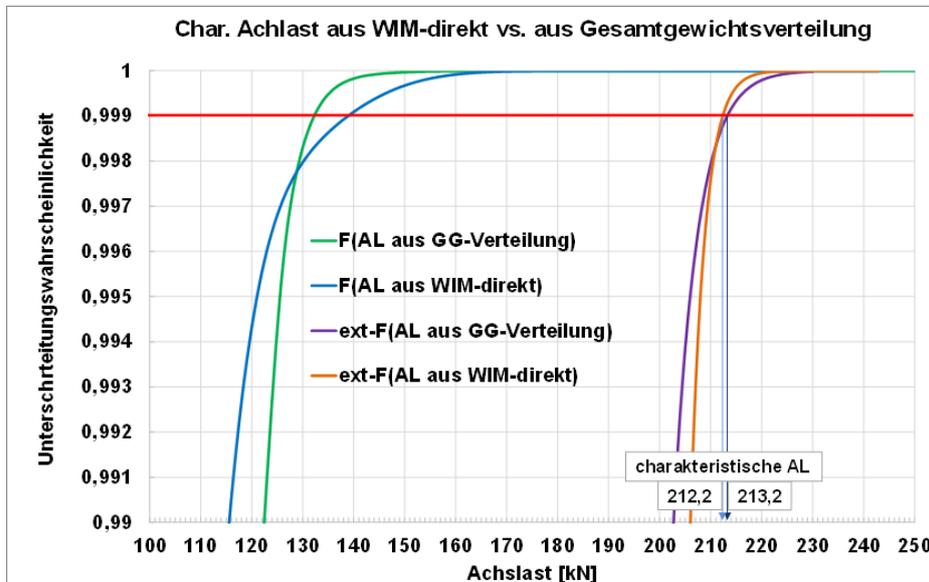


Abbildung 122: Verteilungsfunktionen und Extremwertverteilungen für Achslasten sowie charakteristische Achslasten an der WIM-Station Straehlen

Im Unterschied zu der Methode der direkten Ermittlung der Achslastverteilungsfunktion aus den WIM-Daten wurden bei der Rückrechnung der Achslastverteilungen aus den Verteilungsfunktionen für die Gesamtgewichte diese aus 5 Fahrzeugen erstellt, siehe Abschnitt 6.

Es sind die Verteilungsfunktionen, die für die Erstellung der Fahrzeugfolgen für die Simulation verwendet wurden. Im gezeigten Beispiel liefern die beiden Methoden nahezu die gleichen charakteristischen Achslasten.

### 8.2.5. Die Berechnung des charakteristischen Wertes einer Kenngröße über die Definition der Wiederkehrperiode bei kleinen Stützweiten

In Abschnitt 6 wurde die Ermittlung von Achslastfolgen und die zugehörigen Randbedingungen erläutert. Stauabschnitte und genehmigungspflichtiger Schwerverkehr werden mit relativ kleinen, aber realen Häufigkeiten eingemischt. Das führt bei der Kennwertermittlung von Brücken mit kleinen Stützweiten  $< 20$  m zu folgenden Erscheinungen:

- Stabile charakteristische Schnittgrößen für Einfeldsysteme mit kleinen Stützweiten lassen sich durch RICE-Auswertungen nur bei sehr langen Simulationsdauern ( $\geq 10$ Jahre) ermitteln.

In der Abbildung 123 sind die charakteristischen Feldmomente MF für die beiden Achslastfolgen (R01, R02) mit genehmigungspflichtigem Verkehr (mGSV) bei einer Simulationsdauer von einem Jahr für die Verkehrsszenarien Fall 1 bis Fall4 dargestellt, die teilweise große Streuungen aufweisen und im Trend unplausibel sind.

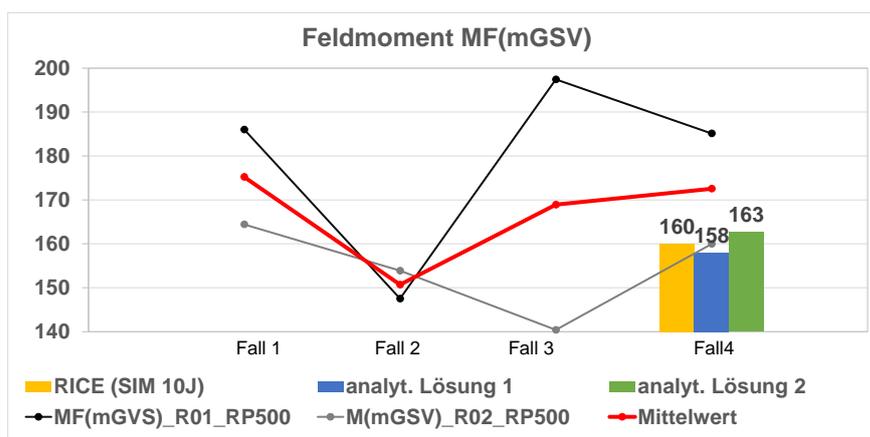


Abbildung 123: charakteristisches Moment einer Einfeldplatte 10 m Stützweite für zwei Realisierungen

Die analytische Lösung 1 beschreibt die Ermittlung über eine charakteristische Gesamtgewichtsverteilung von zwei nebeneinanderstehenden LKWs und die analytische

Lösung 2 die charakteristische Gesamtgewichtsverteilung aus einem 60 t Kran und einem Sattelzug.

Für das Verkehrsszenario Fall4 wurde zusätzlich eine Achslastfolge für 10 Jahre nach dem RICE-Verfahren ausgewertet. Die beiden analytisch ermittelten Werte und der charakteristische Wert bei einer Simulationsdauer von 10 Jahren passen gut zueinander. Als alternative Lösung stehen mehrere analytische Ansätze zur Verfügung, von denen das Verfahren 1 verwendet wurde:

- Zählung der Häufigkeit benachbarter LKW (max. Versatz 1m) aus den generierten Achslastfolgen (1Jahr)
- analytischer Berechnung der charakteristischen Summe der Gesamtgewichte
- Aufteilung der Gesamtgewichtssumme auf den 60t-Kran und einen Sattelzug 113
- Auswertung der Einflussflächen und weiter analog 8.2.2

Die Beschreibung der Gesamtgewichtsverteilungen der Gesamtgewichtssumme von zwei Fahrzeugen und der Achslastverteilungen der Achslastsumme von zwei Achsen ist im Anhang 13.12.4 gegeben.

### 8.2.6. Geschlossener Algorithmus von der Datenfusion bis zur Ermittlung der $\alpha$ -Faktoren

Die geschlossenen Algorithmen von der Datenfusion bis zur Ermittlung der  $\alpha$ -Faktoren befinden sich im Anhang 13.13.

## 8.3. Lastmodellanpassung auf Basis der Zielzuverlässigkeit

In dieser zweiten Methode erfolgt eine Kalibrierung des Lastmodells auf Basis einer Zielzuverlässigkeit. Das Niveau der Zuverlässigkeit wird mithilfe des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  beschrieben und entsprechend EN 1990 [71] auf eine Systemzuverlässigkeit von  $\beta = 3.8$  festgelegt. EN 1990 schlägt sogenannte Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_E$  und  $\alpha_R$  zur Aufteilung der Systemzuverlässigkeit auf die Einwirkungs- und Widerstandsseite vor, sodass eine unabhängige Bestimmung und Betrachtung der Bemessungswerte der Einwirkungen und Widerstände erfolgen kann. Für Leiteinwirkungen werden Werte von  $\alpha_E = -0.7$  und für Widerstände von  $\alpha_R = 0.8$  empfohlen. Diese Sensitivitätsfaktoren sind anwendbar, solange die Streuungen der Einwirkungs- und Widerstandsseite folgende Bedingung erfüllen:

$$0.16 \leq \frac{\sigma_E}{\sigma_R} \leq 7.6$$

Andernfalls sollte für die Variable mit der größeren Streuung ein Wert von  $\alpha = \pm 1.0$  und für die Variable mit der kleineren Streuung ein Wert von  $\alpha = \pm 0.4$  angesetzt werden.

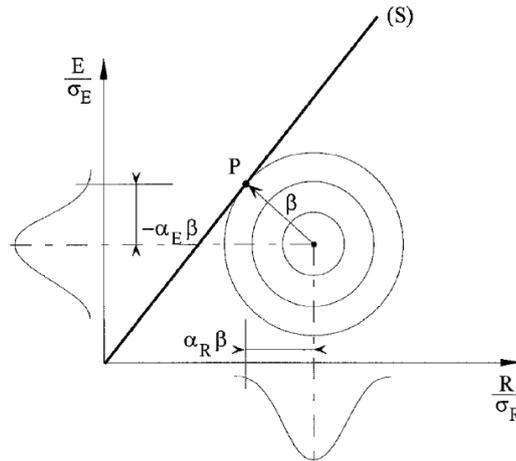


Abbildung 124: Bemessungspunkt und Zuverlässigkeitsindex nach der Zuverlässigkeitsmethode gemäß EN 1990 [71]

### 8.3.1. Lastmodellkalibrierung auf Basis der Einwirkungseffekte infolge Verkehres

Wenn für die Kalibrierung des Lastmodells ausschließlich Verteilungen der Einwirkungseffekte der Verkehrsdaten verwendet werden (analog zu Kapitel 8.2), so lässt sich der Bemessungswert der Verkehrslasten bestimmen, indem der Bemessungswert, dem Wert mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit von

$$p = \Phi(-\alpha_E \cdot \beta)$$

entspricht.

Da die Zuverlässigkeit  $\beta$  abhängig vom betrachteten Zeitraum der Verkehrsverteilung ist, hängt diese von dem Zeitraum der Verteilungsfunktion ab. Die Zuverlässigkeit  $\beta_n$  lässt sich entsprechend EN 1990 Anhang C mit

$$\beta_n = \Phi^{-1}[[\Phi(\beta_1)]^n]$$

bestimmen. Hierbei entspricht der Faktor  $n$  dem Verhältnis zwischen dem Zeitraum für  $\beta_n$  und dem Zeitraum für  $\beta_1$ . Dieser wird auf 1 Jahr mit einem Wert von  $\beta = 4.7$  festgelegt.

Für einzelne Zeiträume kann die Zuverlässigkeit entsprechend obiger Formel zurückgerechnet werden (siehe zweite Zeile in Tabelle 32).

Tabelle 32: Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit des betrachteten Zeitraums

Zeitraum	1 h	1 d	1 m	1 a	50 a	100 a
$\beta_n$	6.3	5.8	5.2	4.7	3.8	3.65
$\beta_E = 0,7 \cdot \beta_n(50 a)$	5.63	5.06	4.36	3.78	2.66	2.42

Damit kann die Zuverlässigkeit entsprechend dem Block-Maxima Zeitraum, welcher für die Auswertung der Verkehrsdaten angesetzt wurde, bestimmt werden.

Der  $\alpha_Q$ -Faktor kann dann wie folgt errechnet werden:

$$\alpha_Q = \frac{E_{d,SIM}}{E_d(LM1)} = \frac{E(p < p_f = \Phi(-\alpha_E \cdot \beta_n))}{E_d(LM1)}$$

Dies zeigt, dass der Block-Maxima Zeitraum frei gewählt werden kann und keine Anpassung des gewählten Betrachtungszeitraums des Verkehrs benötigt wird.

Es soll jedoch hier an einem einfachen Zahlenbeispiel gezeigt werden, dass empfohlen wird, den Verkehr auf eine 50-jährige Maxima-Verteilung (dies entspricht einem Block-Maxima Zeitintervall von 50 Jahren) extrapoliert werden sollte.

Hierfür wird eine Gumbel-Verteilung für ein 50-jähriges Maxima, mit den Parametern von  $\alpha = 1000$  und  $\beta_G = 200$  angenommen und der Bemessungswert des Verkehrs  $X_d$  für die Zeiträume in Tabelle 32 bestimmt. Da es sich um eine Gumbel-Verteilung handelt, ist eine analytische Extrapolation folgender Gleichung möglich:

$$\alpha_n = \alpha + \beta_G \cdot \ln(n), \beta_n = \beta_0$$

Eine Auswertung zeigt, dass dies zu unterschiedlichen Werten im Bemessungswert führt (schwarze Linie in Abbildung 125). Der Grund hierfür ist, dass der Bemessungswert infolge des extrapolierten Zuverlässigkeitsindex anschließend an eine Multiplikation mit  $\alpha_E$  bestimmt wird. Dies bedeutet, dass eine Aufteilung in Einwirkungs- und Widerstandsseite erst anschließend erfolgt, wodurch es sich um ein anderes Zuverlässigkeitsniveau handelt. Wird anstelle dessen der Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit der Zeiträume für  $\alpha_E \cdot \beta$  bestimmt – mit einer Basis bei 50 Jahren mit  $0.7 \cdot 3.8 = 2.66$  (siehe dritte Zeile in Tabelle 32) – so lässt sich ein vom Zeitraum identischer Bemessungswert erhalten (rot gestrichelte Linie in Abbildung 125).

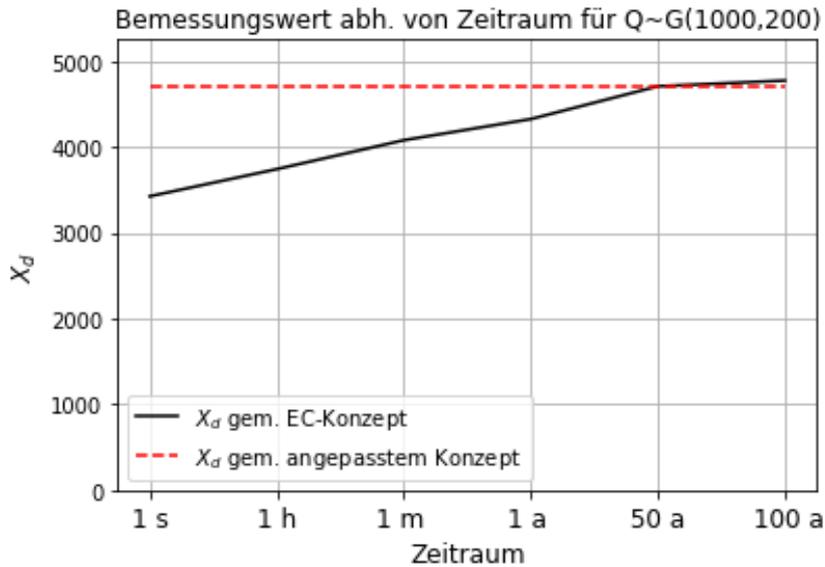


Abbildung 125: Beispielhafte Auswertung des Bemessungswertes abhängig vom Beobachtungszeitraum

Daraus lässt sich auch entsprechend ein angepasster Sensitivitätsfaktor  $\alpha_E$  zurückrechnen, welcher Abhängig vom Beobachtungszeitraum gewählt werden sollte (siehe Abbildung 126).

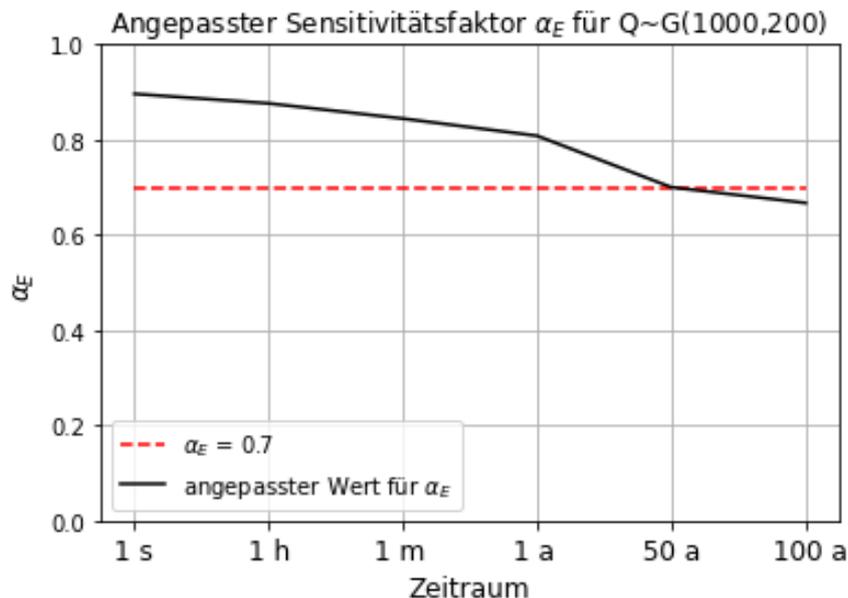


Abbildung 126: Empfohlene Werte für  $\alpha_E$  abh. vom Beobachtungszeitraum

Diese Fehleranfälligkeit lässt sich vermeiden, wenn die Verteilung der Verkehrsdaten direkt auf einen festgelegten Beobachtungszeitraum – in diesem Fall 50 Jahre – extrapoliert wird.

Ein weiterer Grund für diese Festlegung stellt die Tatsache dar, dass die Bemessungswerte der Widerstandsfunktionen ebenfalls auf diese Zielzuverlässigkeit (skaliert um den Sensitivitätsfaktor  $\alpha_R = 0.8$ ) kalibriert wurden.

Das an dieser Stelle vorgeschlagene Vorgehen zur Bestimmung der  $\alpha_Q$ -Faktoren wird graphisch in Abbildung 127 dargestellt.

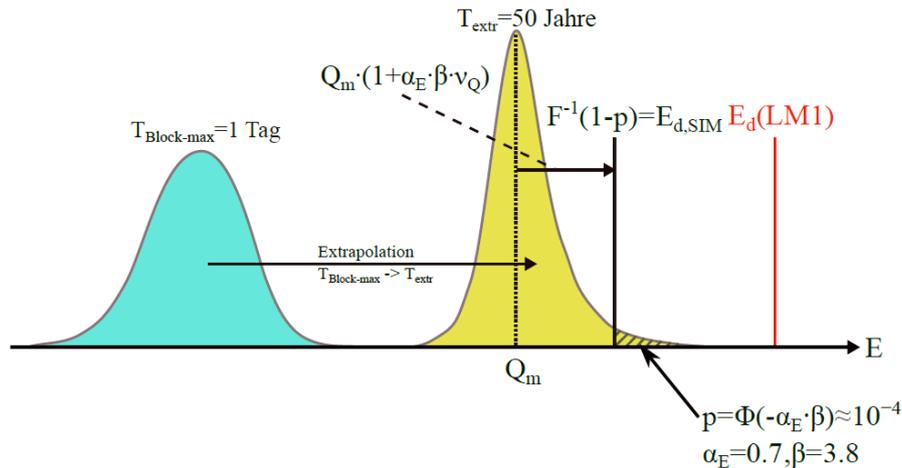


Abbildung 127: Semiprobabilistische Kalibrierung des Lastmodells

### Extrapolation des Verkehrs

Die Extrapolation einer Verteilungsfunktion auf einen anderen Zeitraum kann wie folgt vorgenommen werden:

Prinzipiell gilt für den transformierten Zeitraum  $T_2$ , dass für  $n = T_2/T_1$ :

$$F(X_{max,T_2} \leq x) = F(X_{max,T_1} \leq x)^n$$

Die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion des Zeitraums  $T_2$  kann nun bestimmt werden, indem beide Seiten der obigen Funktion nach  $x$  abgeleitet werden:

$$f_{T,2} = n \cdot f_{T,1} \cdot (F_{T,1})^{n-1}$$

Unter Kenntnis der Wahrscheinlichkeitsfunktion des Zeitraums  $T_1$  lässt sich nun die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion (und anschließend die Wahrscheinlichkeitsfunktion  $F_{T,2}$ ) bestimmen.

Der Algorithmus soll nun für den Anwender in einem Pseudo-Code erläutert werden:

1. Festlegen der Datenpunkte, welche mittels  $f_{T,1}$  abgebildet werden. Dieses Spektrum nun ausreichend vergrößern, damit alle Punkte  $X$ , welche im Falle von  $n > 1$  grösser ausfallen als zum Zeitpunkt  $T_1$  berücksichtigt werden.

2. Nun für jeden Datenpunkt  $X_1$   $f_{T,1}$  und  $F_{T,1}$  bestimmen.
  3. Mit obiger Funktion  $f_{T,2}$  bestimmen
  4. Daraus die Verteilungsparameter der Wahrscheinlichkeitsfunktion bestimmen.  
Hierbei ist eine Extremwertverteilung (z.B. Gumbel oder Weibull) zu empfehlen.
- Dies ist auch in Abbildung 128 dargestellt.

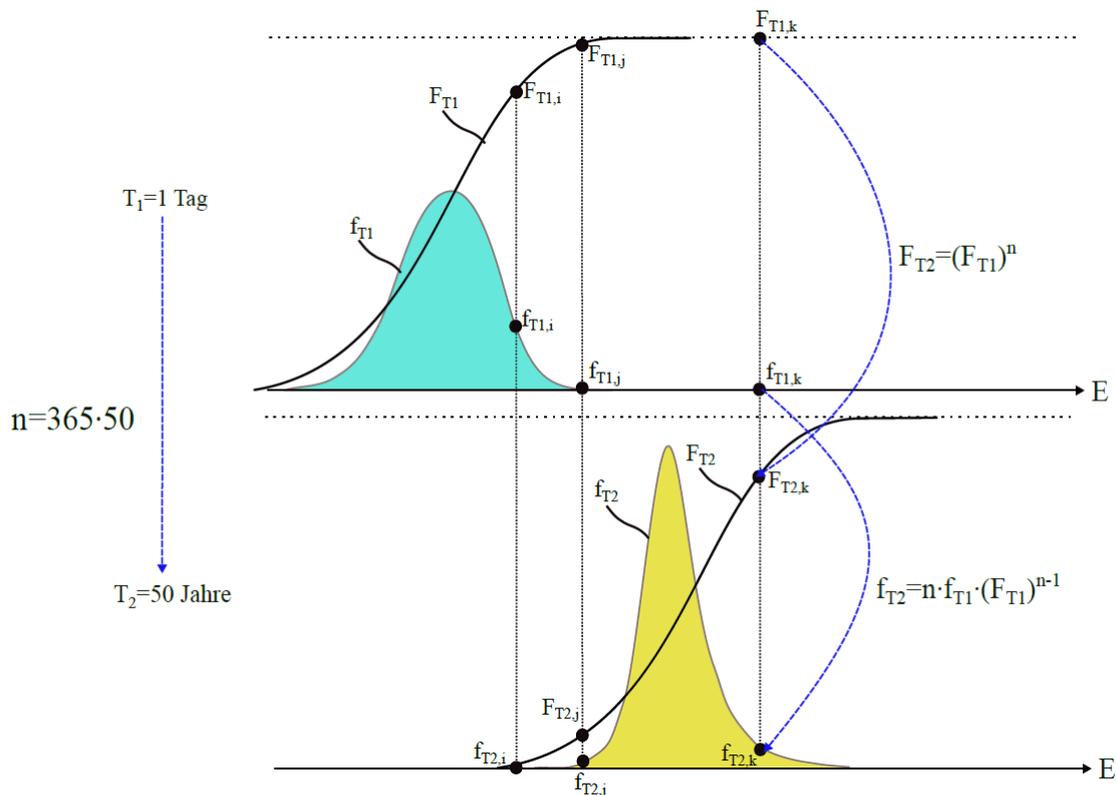


Abbildung 128: Extrapolation von Zeitraum  $T_1$  auf Zeitraum  $T_2$

Im Falle der Extrapolation von einer Gumbel-verteilten Variable ergibt sich der Zusammenhang

$$\rightarrow \beta_n = \beta_0, \mu_n = \mu_0 + \beta_0 \cdot \ln(n)$$

wodurch eine numerische Extrapolation nicht mehr notwendig wird

### 8.3.2. Lastmodellkalibrierung unter Berücksichtigung der Reserven infolge ständiger Lasten

In einer zweiten Stufe sollen die in Kapitel 7.5.1 evaluierten Reserven der ständigen Lasten genutzt werden, um eine weitere Kalibrierung des Lastmodells vorzunehmen.

Die Werte der Verteilungsfunktion der ständigen Lasten aus Kapitel 7.5.1 lassen sich den Teilsicherheitsfaktoren gemäß Tragwerksnormen gegenüberstellen. Dadurch lassen sich

unter Umständen ungenutzte Reserven finden, welche für die Kalibrierung des Lastmodells genutzt werden können.

Dafür kann der Bemessungswert der ständigen Lasten  $G_{d,prob}$ , welcher sich aus dem Quantilwert der Verteilungsfunktion entsprechend den Parametern der Literatur mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $p_f = \Phi(\alpha_E \cdot \beta)$  finden lässt, mit dem Bemessungswert gemäß Normen verglichen werden. Der Bemessungswert der Normen  $G_{d,EC}$  basiert hierbei auf der Skalierung des nominellen Wertes  $G_{k,EC}$  mit dem Teilsicherheitsfaktor  $\gamma_G$  (siehe Abbildung 129).

Dieser relative Unterschied

$$\Delta_G = \frac{G_{d,prob}}{G_{d,EC}} - 1 = \frac{G_{k,EC} \cdot \lambda_G \cdot (1 + \alpha_E \cdot \beta \cdot v_G)}{G_{k,EC} \cdot \gamma_G} - 1 = \frac{\lambda_G \cdot (1 + \alpha_E \cdot \beta \cdot v_G)}{\gamma_G} - 1$$

kann genutzt werden, um den Bemessungswert  $Q_{d,SIM}$  – und entsprechend auch den für die Kalibrierung des Lastmodells benötigten  $\alpha_Q$ -Wert – anzupassen:

$$Q_{d,SIM}^* = Q_{d,SIM} + \Delta_G \cdot G_{d,EC} \rightarrow \alpha_{Q,q} = \frac{E(Q_{d,SIM}^*)}{E_d(LM1)}$$

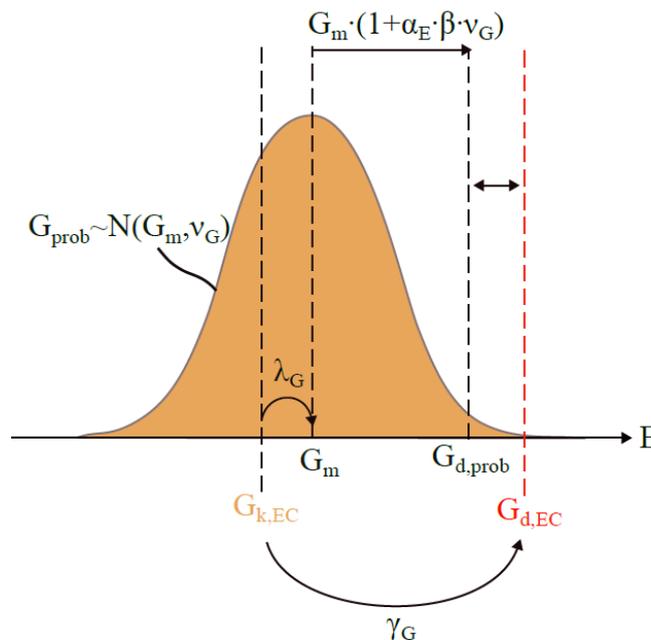


Abbildung 129: Beschreibung möglicher vorhandener Reserven der ständigen Lasten

Für die Kalibrierung des Lastmodells sollte hier ein Zeitraum von 50 Jahren angesetzt werden, damit sowohl Verkehr als auch ständige Lasten auf demselben Zuverlässigkeitsniveau basieren.

### 8.3.3. Lastmodellkalibrierung unter Berücksichtigung der Reserven infolge der Widerstände

In einem weiteren Schritt besteht die Möglichkeit, die Beschreibung der Streuungen der Widerstandsfunktion für die Kalibrierung des Lastmodells hinzuzuziehen.

Der hierfür eingeführte Parameter  $\Delta_R$  errechnet sich aus:

$$\Delta_R = 1 - \frac{R_{m,SIM} \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot v_{R,SIM})}{R_{d,EC}} = 1 - \zeta \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot v_{R,SIM})$$

Der (aus der Norm folgende) Bemessungswert der Widerstandsfunktion wird hierbei am Bemessungswert der Einwirkungsseite wie folgt verankert:

$$R_{d,EC} = f \cdot (\alpha_{Q,q} \cdot E_d(LM1) + G_d)$$

wobei  $f$  dem Erfüllungsgrad entspricht. Liegt der Erfüllungsgrad  $f < 1.0$  bedeutet dies, dass das Bauwerk für die Bemessungslasten unterdimensioniert, während bei  $f > 1.0$  das Bauwerk überdimensioniert ist. Entsprechend der Annahme einer optimalen Ausnutzung wird ein Wert von  $f = 1.0$  angesetzt.

Durch Einsetzen in obige Gleichung ergibt sich daraus folgender neu kalibrierter Bemessungswert der Verkehrslasten:

$$Q_{d,SIM}^* = Q_{d,SIM} + \Delta_G \cdot G_{d,EC} + \Delta_R \cdot R_{d,EC} = Q_{d,SIM} + \Delta_G \cdot G_{d,EC} + \Delta_R \cdot (Q_{d,SIM}^* + G_{d,EC})$$

$$Q_{d,SIM}^* = \frac{1}{1 - \Delta_R} \cdot [Q_{d,SIM} + (\Delta_G + \Delta_R) \cdot G_{d,EC}] \rightarrow \alpha_{Q,q} = \frac{E(Q_{d,SIM}^*)}{E_d(LM1)}$$

Diese Berechnungsstufe setzt an dieser Stelle voraus, dass die von der Norm vorgegebene Aufteilung der Zuverlässigkeit der Einwirkungs- und Widerstandsseite mittels der Sensitivitätsfaktoren weiterhin gültig ist. Aufgrund der teilweise großen Streuung der Widerstandsfunktionen (siehe Tabelle 29 und Tabelle 31), kann jedoch gezeigt werden, dass  $\sigma_E/\sigma_R$  nicht mehr in diesem Streuband liegt. Folglich ist eine Anwendung der obigen Formel für einen Streckenabschnitt nicht empfehlenswert. Ein Einbezug der Widerstandsseite in die Bestimmung der Verkehrslasten ist jedoch weiterhin möglich, wenn

anstelle der Aufteilung der Zuverlässigkeit in Einwirkungs- und Widerstandsseite, eine gesamthafte Betrachtung der Grenzzustandsgleichung vorgenommen wird. Diese Vorgehensweise soll im kommenden Abschnitt genauer erläutert werden.

#### 8.3.4. Lastmodellkalibrierung infolge vollprobabilistischer Analyse

In diesem letzten Schritt der Analyse kann von einer Trennung der zuvor erläuterten starren Aufteilung der Zuverlässigkeit der Einwirkungs- und Widerstandsseite gemäß EN 1990 [71] gesprochen werden. Anstelle einer reinen Betrachtung der Zuverlässigkeit von  $\alpha_E \cdot \beta$  wird das Lastmodell auf die Systemzuverlässigkeit von  $\beta$  kalibriert.

Der (aus der Norm folgende) Bemessungswert der Widerstandsfunktion wird hierbei am Bemessungswert der Einwirkungsseite wie folgt verankert:

$$R_{d,EC} = f \cdot (\alpha_{Q,q} \cdot E_d(LM1) + G_{d,EC})$$

Dies lässt sich ebenfalls wie folgt ausdrücken:

$$f = \frac{G_{d,EC} + Q_{d,SIM}}{R_{d,EC}}$$

Daraus folgt die Grenzzustandsgleichung:

$$g = f \cdot R \cdot \theta_R - \theta_E \cdot (G + Q)$$

wobei  $f$  dem Erfüllungsgrad entspricht. Bei der vereinfachten Annahme von  $f = 1.0$  bedeutet dies, dass der Bemessungswert der Widerstandsseite mit dem Bemessungswert auf der Einwirkungsseite übereinstimmt und das Bauwerk folglich „optimal ausgenutzt“ wird.

Durch die Verknüpfung der Widerstandsseite mit den  $\alpha_Q$ -Faktoren, lässt sich nun ein optimaler Wert für  $\alpha_Q$  finden, um die zuvor definierte Zielzuverlässigkeit zu erreichen.

Während die Verteilungen von  $G$  und  $Q$  bereits zuvor erläutert wurden, werden für den Widerstand  $R$  die zuvor für bestimmte Widerstandsfunktionen definierten Parameter  $\zeta$  und  $v_R$  benötigt.

Um das kalibrierte Lastmodell  $\alpha_{Q,q} \cdot E_d(LM1)$  zu bestimmen, wird der Wert  $\alpha_{Q,q}$  iteriert, bis die Zuverlässigkeit der Grenzzustandsgleichung  $g$  der Zielzuverlässigkeit  $\beta_t$  entspricht.

Zur Bestimmung der Systemzuverlässigkeit wird der Hasofer-Lind Algorithmus angewendet [73]. Hierbei wird das wahrscheinlichste Versagensszenario in einem  $n$ -dimensionalen Raum (dies entspricht der Anzahl probabilistischer Parameter  $X_i$  in der Grenzzustandsgleichung) bestimmt, wobei der Abstand zwischen dem Ursprung der normalisierten Parameter  $Z_i$  (transformiert aus  $X_i$ ) und der Versagensoberfläche minimiert wird. Zusätzlich kann mithilfe dieses Algorithmus ebenfalls eine Aussage über den Einfluss

(resp. „Relevanz“) einzelner Variablen auf die Grenzzustandsgleichung gemacht werden. Dies entspricht den Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_E$  und  $\alpha_R$  des semiprobabilistischen Konzeptes gemäß EN 1990:

$$\alpha_i = \frac{-\frac{\partial g}{\partial Z_i}}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial Z_k}\right)^2}}$$

Im Unterschied zu einfacheren Formulierungen zur Bestimmung des Zuverlässigkeitsindex, wie sie beispielsweise in EN 1990 beschrieben sind

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}$$

erlaubt dieser Algorithmus eine Berücksichtigung unterschiedlicher Verteilungsfunktionen (die Formulierung aus EN 1990 ist streng genommen lediglich für Normalverteilungen anwendbar) und nicht-lineare Grenzzustandsgleichungen. Durch eine separierte Betrachtung der Streuung der Widerstandsfunktion und der Modellunsicherheit der Widerstandsfunktion wie weiter oben erläutert, führt dies zu einer nicht-linearen Grenzzustandsgleichung.

Für eine bessere Übersicht und individuelle Anwendung wurde dieser Algorithmus selbst implementiert. Jedoch existieren hierzu auch open-source Implementationen (beispielsweise FERUM – „Finite Element Reliability Using Matlab“ oder UQLab, welches vom Lehrstuhl für „Risk, Safety and Uncertainty Quantification“ der ETH Zürich entwickelt wurde).

Die Grenzzustandsgleichung erlaubt ebenfalls die Berücksichtigung von Modellunsicherheiten auf der Einwirkungsseite  $\theta_E$ . Diese berücksichtigen den Modellfehler zwischen den aus dem Tragwerksmodell errechneten Einwirkungseffekten und den am realen Bauwerk vorhandenen Einwirkungseffekten. Zu diesen Modellunsicherheiten existieren kaum ausführliche Untersuchungen, weshalb es sich an dieser Stelle schwierig gestaltet, einen konkreten Wert zu berücksichtigen.

Die gemäß [74] vorgeschlagenen Werte besitzen einen Mittelwert von 1,0 und streuen mit einem Variationskoeffizienten von 20 % (Biegemomente in Scheiben), resp. 10 % (Kräfte in Scheiben) mit Lognormalverteilung. [75] schlägt hingegen einen Variationskoeffizienten von 10 % für Verkehrslasten und 7 % für ständige Lasten vor (bei einer Normalverteilung). Es ist jedoch wichtig, hier zu erwähnen, dass diese Modellunsicherheiten stark vom gewählten Tragwerksmodell abhängig sind. Konkrete Werte für die in dieser Untersuchung gewählten

Tragwerksmodelle (siehe Tabelle 25) liegen nicht vor. In eigenen Untersuchungen [76], bei dem unterschiedliche Modellierungsvarianten von Verbundbrücken miteinander verglichen wurden, deuten auf einen Variationskoeffizienten von rund 5 % für unterschiedliche Belastungssituationen hin.

Für diese Untersuchung wird jedoch darauf verzichtet, die Modellunsicherheiten der Einwirkungsseite zusätzlich zu berücksichtigen. Für die Lastkalibrierung wird angenommen, dass sich diese Unschärfe sowohl bei der Berechnung der Einwirkungseffekte des Lastmodells, als auch bei der Berechnung der Einwirkungseffekte der Verkehrslasten ergeben. Da das Lastmodell mithilfe des Quotienten aus diesen beiden Einwirkungseffekten kalibriert wird, wird an dieser Stelle angenommen, dass sich diese Unschärfe rausstreicht.

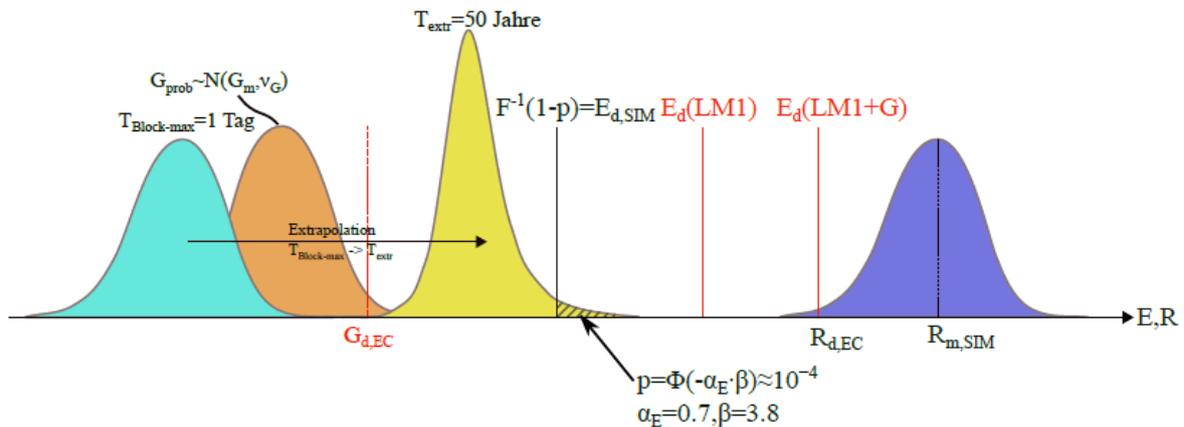


Abbildung 130: Ganzheitliche Betrachtung der Lastmodellkalibrierung (für  $f=1.0$ )

### 8.3.5. Zusammenfassung der Methoden zur Lastkalibrierung

Die zuvor erläuterten Methoden zur Kalibrierung des Lastmodells unter Berücksichtigung unterschiedlicher Eingangsdaten lässt sich in einem Flussdiagramm (siehe Abbildung 131) zusammenfassen.

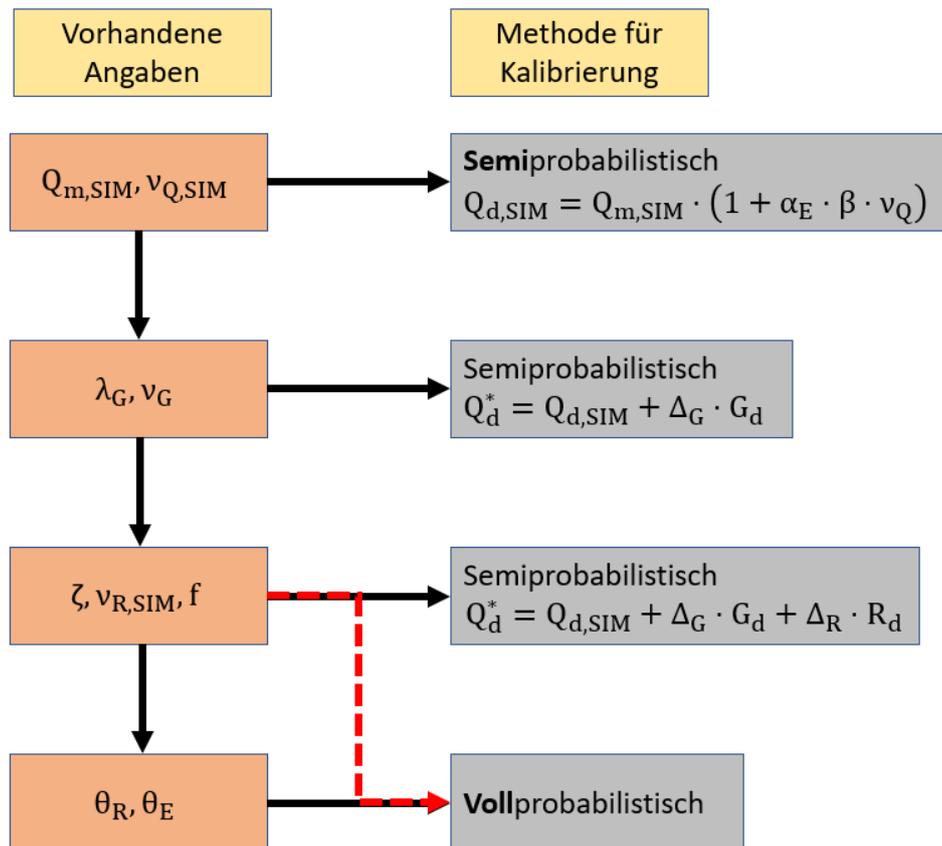


Abbildung 131: Flussdiagramm der unterschiedlichen Methoden für die Kalibrierung des Lastmodells

Neben einer reinen semiprobabilistischen Betrachtung, bei der ausschließlich auf die Verteilungsfunktion der Verkehrsdaten zurückgegriffen wird, besteht die Möglichkeit einer angepassten semiprobabilistischen Lastmodellkalibrierung. Hierbei können einerseits die Reserven aus der Beschreibung ständiger Lasten, oder auch Reserven in der Beschreibung der Widerstandsmodelle zusätzlich betrachtet werden. Auf letztere wird im weiteren Verlauf jedoch nicht weiter eingegangen, da sich aufgrund der großen Streuung der Widerstandsmodelle zeigt, dass die Anforderungen zur Anwendbarkeit des semiprobabilistischen Konzepts nicht mehr erfüllt sind. Dieses bietet sich folglich lediglich bei Widerstandsfunktionen geringer Streuung an.

Aus diesem Grund bietet sich letztlich für die Betrachtung der Einwirkungs- und Widerstandsseite eine vollprobabilistische Betrachtung an. Dabei lassen sich neben den Parametern zur Beschreibung der Widerstandsfunktion  $(\zeta, v_R, f)$  ebenfalls Modellunsicherheiten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite mithilfe einer Grenzzustandsgleichung berücksichtigen.

### 8.3.6. Lastkalibrierung unter Berücksichtigung von 2 $\alpha$ -Faktoren

Aus dem zuvor erläuterten Verfahren lässt sich ein Bemessungswert der Verkehrslasten bestimmen, welcher sich anschließend – indem dieser mit den Einwirkungseffekten gemäß Eurocode-Lastmodell – mithilfe eines  $\alpha_Q$ -Faktors ausdrücken lässt. Insofern kann dieser Bemessungswert  $E_d(Q_{SIM})$  auch angesetzt werden, um daraus jeweils einen Faktor  $\alpha_Q$  und  $\alpha_q$  zu bestimmen und folglich zwischen einem Lastfaktor für die Tandemlasten und einem Lastfaktor für die gleichverteilte Belastung zu unterscheiden. Dies führt im Allgemeinen nicht direkt zu einem eindeutigen Lösungspaar von  $(\alpha_Q, \alpha_q)$ , sondern zu einer Schar an Wertepaaren, die alle die Bedingung

$$E_d(Q_{SIM}) = \alpha_Q \cdot E_d(Q_{LM1}) + \alpha_q \cdot E_d(q_{LM1})$$

erfüllen.

Ein exemplarisches Ergebnis ist in Abbildung 132 dargestellt.

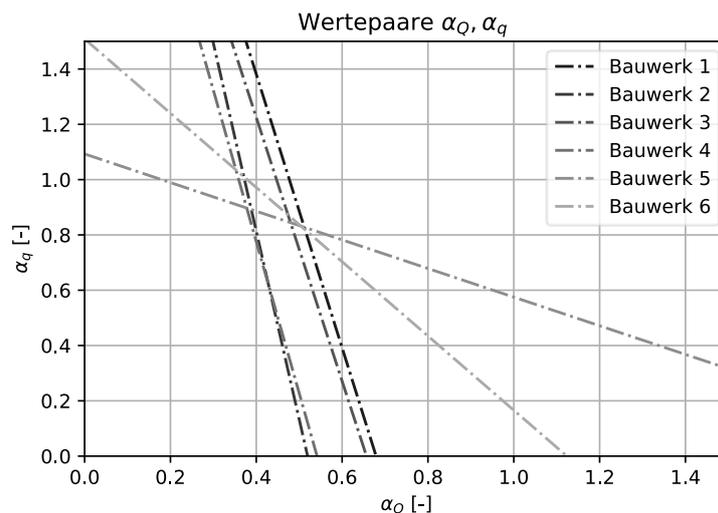


Abbildung 132: Beispielhafte Ergebnisse für Wertepaare von  $\alpha_Q, \alpha_q$

Im Falle von mehreren Brücken lässt sich hierdurch unter Umständen ein Schnittpunkt zwischen den einzelnen Linien finden, dennoch stellen alle Werte auf der Umhüllenden eine auf der sicheren Seite liegende Lösung dar.

Dieses Verfahren kann unter Umständen auch dazu führen, dass eine Lösung erzielt wird, bei welcher  $\alpha_Q = 0$  gilt. Dies führt vor allem bei Bauwerken geringer Spannweiten oder bei lokalen Effekten dazu, dass der Einfluss der Achslasten nicht ausreichend berücksichtigt wird. Infolgedessen kann aus der Achslastfolge eine Verteilung der Achslasten erzeugt werden, für welche sich dann ein  $\alpha_Q$ -Wert für die Kalibrierung der Einzellast herleiten lässt:

$$\alpha_{Q,\min} = \frac{Q_{d,SIM}}{\gamma_Q \cdot Q_{LM1}}$$

Diese Auswertung entspricht einer Einflusslinie, welcher einer Impulsfunktion entspricht. Eine solche exemplarische Verteilungsfunktion ist in Abbildung 133 dargestellt.

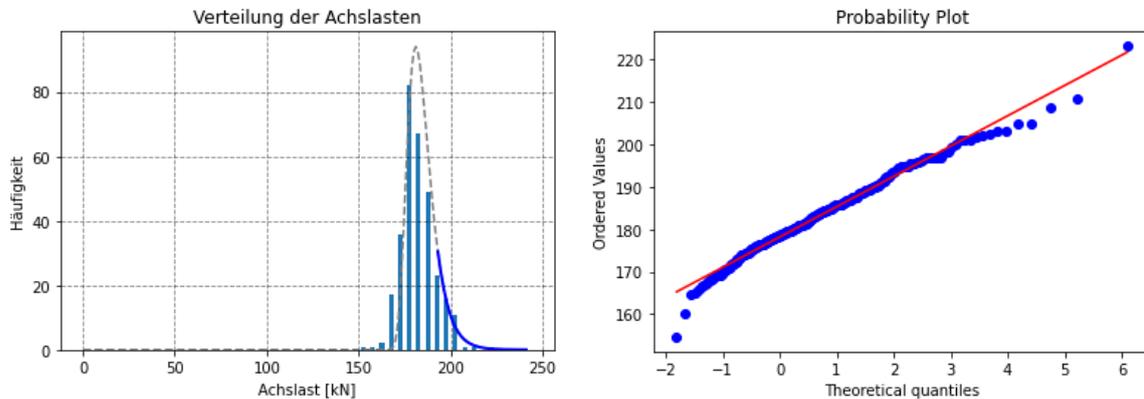


Abbildung 133: Exemplarische Verteilung der Block-maxima Achslastfolgen (links) und als QQ-Plot (rechts)

Damit kann ein minimaler Wert für den Lastfaktor der Tandemlast vorgegeben werden, welcher nicht unterschritten werden sollte.

Konkretere Methoden zur Festlegung eines Wertepaares  $(\alpha_Q, \alpha_q)$  mithilfe von Optimierungsalgorithmen sollen im nächsten Abschnitt erläutert werden.

### 8.3.7. Allgemeiner Optimierungsleitfaden zur Lastmodellkalibrierung

Eines der Ziele des Forschungsprojektes besteht darin, nicht bloß das Vorgehen für brückenspezifische, sondern ebenfalls für streckenspezifische Lastmodellkalibrierungen zu beschreiben. Andernfalls resultiert aus dem Algorithmus entweder ein kalibriertes Lastmodell für jede einzelne Brücke oder aber ein Lastmodell, welches für einige Bauwerke deutliche Reserven aufweist.

In einem ersten Schritt lässt sich für die Kalibrierung mit einem  $\alpha$ -Faktor der maximal errechnete Wert für alle untersuchten Brückensysteme ansetzen. Dies führt zu einem auf der sicheren Seite liegendem Ergebnis, welche jedoch unter Umständen große Reserven in der Beschreibung des Lastmodells verursacht. Diese Reserven lassen sich zu einem gewissen Maß reduzieren, wenn eine Kalibrierung mit 2  $\alpha$ -Faktoren vorgenommen wird. Wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, liegen alle auf der sicheren Seite liegenden

Wertepaare für  $(\alpha_Q, \alpha_q)$  auf einer Umhüllenden. Die streckenspezifischen Variablen  $\alpha_Q$  und  $\alpha_q$  können anschließend mit folgendem Ansatz bestimmt werden:

$$\min \left\{ \sum w_i \cdot (\beta_i - \beta_t)^2 \right\}$$

Dies bedeutet, dass die Werte von  $\alpha_Q$  und  $\alpha_q$  festgelegt werden, indem der absolute Fehler zwischen der auftretenden Zuverlässigkeit  $\beta_i$  und der Zielzuverlässigkeit  $\beta_t$  minimiert wird. Die Gewichtungsfaktoren  $w_i$  erlauben hierbei eine stärkere Gewichtung gewisser Brückensysteme.

Dies entspricht der Optimierung, welche klassischerweise auch bei der sogenannten „Code Calibration“ zur Neubewertung von Sicherheitsfaktoren angewendet wird [77]. Für die Gewichtungsfaktoren wird hierbei empfohlen, diese anhand der Anzahl Bauwerke eines gewissen Typs oder aufgrund anderer, wirtschaftlicher Überlegungen festzulegen. Für eine streckenspezifische Lastmodellkalibrierung, bei welcher alle auf der Strecke vorhandenen Bauwerke modelliert werden, wird eine gleichmäßige Gewichtung von  $w_i = w_j = 1.0$  angesetzt. Ein weiterer möglicher Ansatz besteht darin, die Gewichtungsfaktoren  $w_i$  anhand von Sensitivitätsfaktoren der Verkehrsverteilung festzulegen, wodurch diejenigen Bauwerke stärker gewichtet werden, bei welchen der Einfluss des Verkehrs auf die Grenzzustandsgleichung grösser ausfällt.

Bei der Berechnung gemäß Stufe 1 (siehe Abschnitt 8.3.1) wird  $\beta_t = \alpha_E \cdot \beta_n$  gesetzt, während  $\beta_i$  der errechneten Zuverlässigkeit des Bemessungswertes für den simulierten Verkehr entspricht.

Für die Stufen 2 & 3 (Berücksichtigung Reserven Einwirkung & Widerstand) kann entweder der Bemessungswert infolge der Verkehrssimulation  $Q_{d,SIM}$  herabgesetzt werden und eine Optimierung entsprechend durchgeführt werden, oder aber – was v.a. im Falle der Betrachtung beider Parameter  $\alpha_Q$  und  $\alpha_q$  hilfreich ist, die benötigte Zuverlässigkeit  $\beta_t$  herabgesetzt werden:

$$\beta_t = \Phi(P(X > E_d = Q_{d,SIM} + \Delta_G \cdot G_{d,EC}) / \alpha_E)$$

Dies bedeutet, dass sich die angestrebte Systemzuverlässigkeit  $\beta_t$  zwischen den einzelnen Tragwerken und Schnittkräften unterscheiden kann, abhängig von den Reserven infolge ständiger Lasten und der Widerstandsfunktion.

Im Falle einer vollprobabilistischen Optimierung (Stufe 5) wird hingegen die Zielzuverlässigkeit auf  $\beta_t = 3.8$  gesetzt, während  $\beta_i$  der gemäß kalibrierten Lastmodell errechneten Systemzuverlässigkeit entspricht.

Das Festlegen der Zuverlässigkeit  $\beta_i$  für die Kalibrierung von 2  $\alpha$ -Faktoren kann vor allem bei Brücken kurzer Spannweite sein, bei welchen sich tendenziell kleinere Streuungen der Einwirkungseffekte infolge Verkehrslasten einstellen. Der Bemessungswert des kalibrierten Lastmodells kann unter Umständen für gewisse Systeme zu einer unendlich großen (oder kleinen) Zuverlässigkeit  $\beta_i$  führen, wodurch es nicht mehr möglich ist, die Fehlerfunktion zu minimieren. Aus diesem Grund wird empfohlen, den Wert der kleinsten (oder größten) errechneten Zuverlässigkeit zu begrenzen (auf z.B.  $\pm 1000$ ). Zwar kann dies zu geringen Abweichungen zum effektiven, optimalen Ergebnis führen, jedoch zeigt sich, dass diese Abweichungen vernachlässigbar klein sind.

### **8.3.8. Untersuchung zur Einteilung von Bauwerkstypen für die Lastmodellkalibrierung**

Um den Einfluss des Tragsystems auf das kalibrierte Lastmodell zu untersuchen, wurden in einer ersten Untersuchung die Tragsysteme mittels Einflusslinien repräsentiert. Diese vereinfachte Darstellung der Brückensysteme entspricht der Betrachtung eines einspurigen Verkehrs. Eine Unterteilung in Bauwerkstypen unterschiedlicher Torsionssteifigkeiten, die den Lastabtrag in Querrichtung beeinflussen, ist an dieser Stelle nicht notwendig, da ein möglicher Verteilungsfaktor in Querrichtung  $\eta$  sowohl bei der Bestimmung des Bemessungswertes des Lastmodells als auch bei der Bestimmung der Einwirkungseffekte infolge Verkehrslasten angewendet wird, wodurch sich dieser schlussendlich rauskürzt. Dies erlaubt folglich eine material- und querschnittstyp-unabhängige Betrachtung der Bauwerke.

Hierfür wurde für verschiedene Einflusslinien (siehe Tabelle 33) mit einer Feldspannweite zwischen 5 und 100 m und einem Verkehr für Deutschland (ohne Berücksichtigung eines dynamischen Faktors) ein kalibriertes Lastmodell mithilfe des Verhältnisses zwischen dem Bemessungswert der Einwirkungseffekte des Verkehrs und den Einwirkungseffekten infolge LM1 bestimmt.

Der angesetzte Verkehr entspricht an dieser Stelle dem im deutschen Use-Case Fall 2 verwendeten Verkehr. Dabei wurden die drei Fälle Fließverkehr mit und ohne Schwerverkehr, sowie Stau ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr für Feldspannweiten zwischen 5 und 100 m für die oben erwähnten Einflusslinien ausgewertet.

Tabelle 33: Berücksichtigte Einflusslinien zur Klassifizierung von Bauwerkstypen

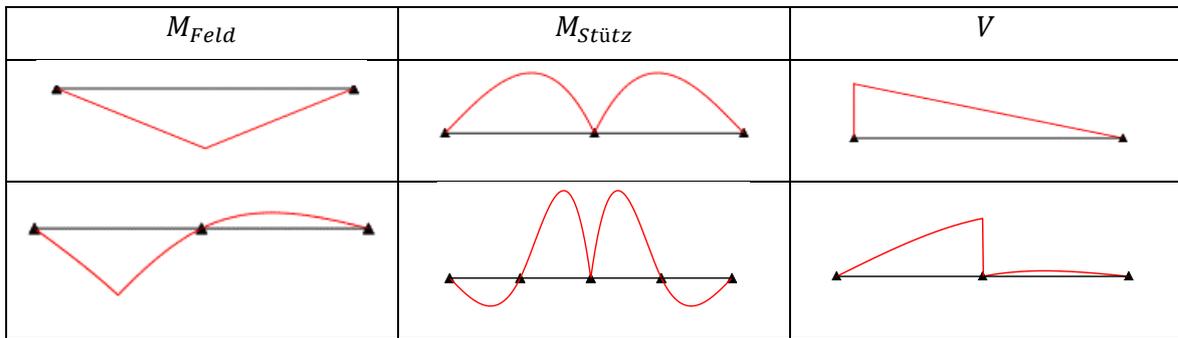
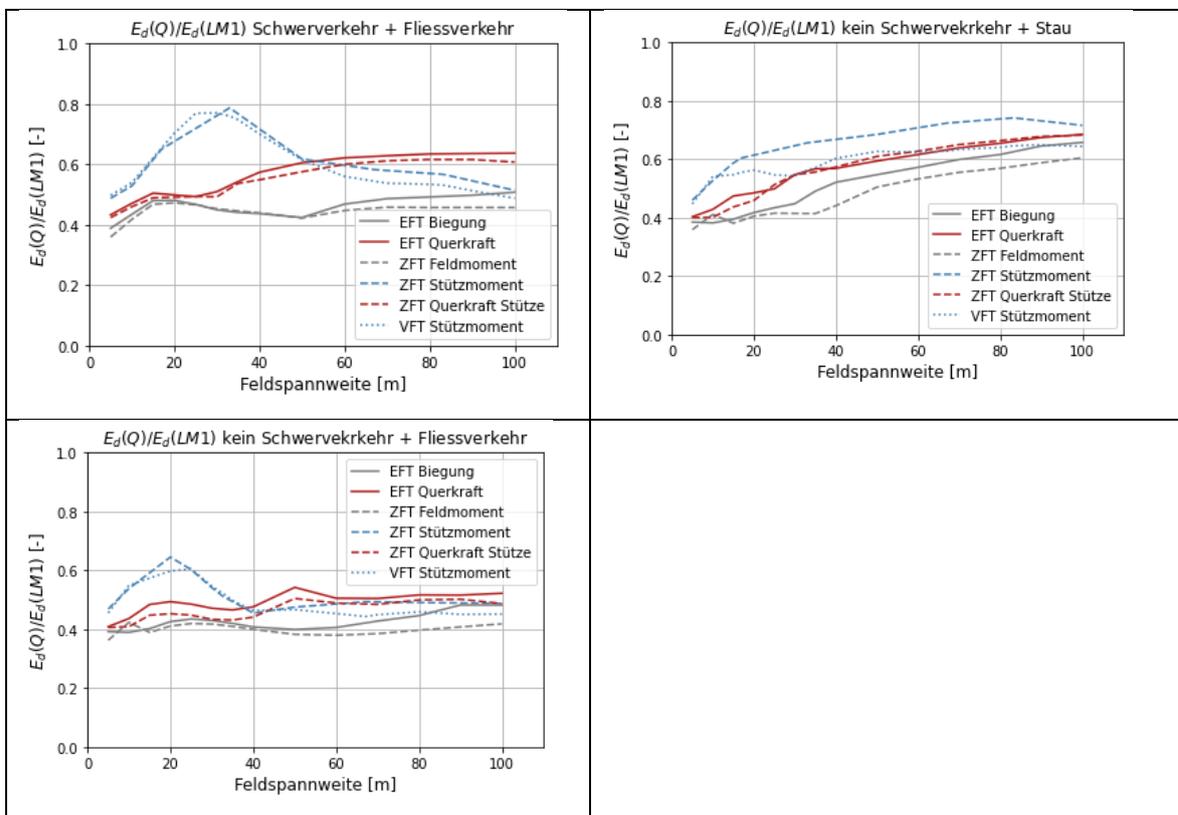


Tabelle 34: Kalibrierte Lastmodelle für unterschiedliche Spannweiten & Systeme



Die Ergebnisse sind an dieser Stelle ohne einen zusätzlichen dynamischen Faktor bestimmt worden, um den Einfluss der Spannweite und des Systems darzulegen.

Für größere Spannweiten zeigt sich, dass die unterschiedlichen Systeme zu einem konstanten Wert konvergieren. Auch zeigt sich, dass mehrfeldrige Systeme gleicher Einwirkungsgröße (bspw. Stützmoment oder Querkraft) zu tieferen kalibrierten

Lastmodellen tendieren als Systeme mit weniger Feldern. Dies lässt sich gut erkennen, wenn das Stützmoment des Zweifeldträgers mit demjenigen des Vierfeldträgers verglichen wird. Der Grund liegt darin, dass im Falle des simulierten Verkehrs die Felder, welche einen positiven Einfluss auf die Schnittkraft haben – im Vergleich zum Lastmodell – ebenfalls berücksichtigt werden, wodurch tiefere Einwirkungen resultieren.

Für die Werte des Stützmomentes (im Fließverkehr) zeigt sich, dass die  $\alpha_Q$ -Werte für kurze Stützweiten ansteigen und anschließend bei mittelgroßer Stützweite wieder sinken. Für kurze Spannweiten ist der Einfluss der Einzellasten aus dem Lastmodell dominanter gegenüber der gleichverteilten Belastung. Die maßgebende Laststellung aus dem Lastmodell sieht entsprechend wie in Abbildung 134 dargestellt aus.

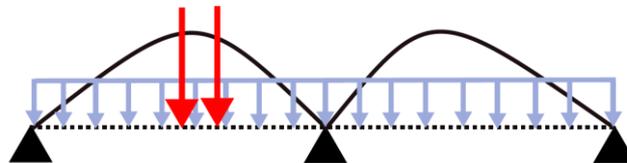


Abbildung 134: Maßgebende Laststellung für LM1 - Stützmoment Zweifeldträger

Bei der maßgebenden Laststellung für den simulierten Verkehr infolge Einzelachsen handelt es sich hingegen um eine symmetrische Laststellung (siehe Abbildung 135).

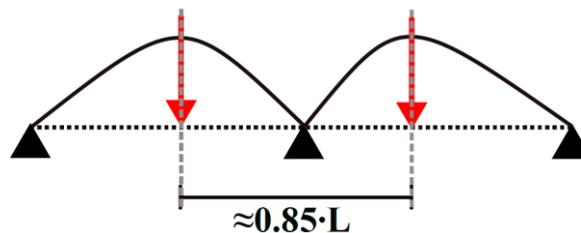


Abbildung 135: Maßgebende Laststellung für Achslasten - Stützmoment Zweifeldträger

Während aus dem Lastmodell zwei nahe aneinander befindliche Achslasten aufgebracht werden, welche sich optimal in einem der beiden Felder befinden, führt eine Belastung in beiden Feldern, wie es beim simulierten Verkehr möglich ist, zu höheren Belastungen. Da für längere Systeme der Einfluss der gleichverteilten Belastung steigt, reduziert sich dieser Einfluss mit größerer Stützweite.

#### Vorschlag zur Einteilung in Bauwerkstypen

Die Repräsentierung des Streckenabschnittes mit einem Lastmodell führt unweigerlich dazu, dass das Lastmodell am „unsichersten“ Fall ausgerichtet wird (und dadurch für viele

Bauwerke weiterhin zu konservativ ausfällt). Deshalb wird an dieser Stelle empfohlen, den Streckenabschnitt in mehrere Bereiche zu kategorisieren.

Aufgrund der hier dargestellten Ergebnisse wird folgende spannweitenabhängige Einteilung vorgeschlagen:

Bereich 1:  $L \leq 15 \text{ m}$

Bereich 2:  $15 < L < 40 \text{ m}$

Bereich 3:  $L \geq 40 \text{ m}$

Abgesehen vom Anstieg des  $\alpha_Q$ -Wertes für das Stützmoment zwischen ca. 15 und 40 ÷ 50 m lässt sich für die übrigen Systeme keine so deutliche spannweitenabhängige Unterteilung durchführen.

In den Ergebnissen aus Tabelle 34 wurde auf eine Berücksichtigung des dynamischen Faktors verzichtet. Dieser führt aber unweigerlich zu einer Erhöhung der Einwirkungseffekte zwischen 5 und 15 % (siehe Abschnitt 7.3), jedoch nur im Falle von Fließverkehr und mit grösserer Spannweite abnehmend. Wie aus Tabelle 34 zu erkennen ist, sind die Ergebnisse infolge Staus deutlich grösser im Falle von großen Stützweiten, wenn verglichen mit dem Fließverkehr. Für kurze Spannweiten zeigt sich hingegen kaum ein Unterschied.

Wird der Aspekt des dynamischen Faktors ebenfalls berücksichtigt, unterstützt dies die vorgeschlagene Untersuchung, da im Falle kurzer Brücken der Fließverkehr (inkl. dynamischer Faktor) und für Brücken grosser Spannweite der Stauverkehr (mit  $\phi = 1.0$ ) massgebend wird. Entsprechend stellt sich hier ebenfalls ein Zwischenbereich bei  $15 \text{ m} \leq L \leq 40 \text{ m}$  ein.

Eine weitere Unterteilung der Systeme abhängig vom Querschnitt und den Baustoffen wäre an dieser Stelle zwar möglich, jedoch stimmt diese Aufteilung bereits relativ gut mit den typisch zu erwartenden Spannweiten der Querschnitte und Baustoffe überein (siehe auch Abschnitt 7.1).

Diese Einteilung erlaubt anschließend, für jeden der drei festgelegten stützweitenabhängigen Abschnitte einen  $\alpha_Q$ -Wert zu bestimmen. Dies ist exemplarisch Abbildung 136 für die Ergebnisse des Use-Case Schweiz (siehe Abschnitt 9.4) dargestellt, wobei jeweils der maximale  $\alpha_Q$ -Wert für jeden Bereich angesetzt wurde.

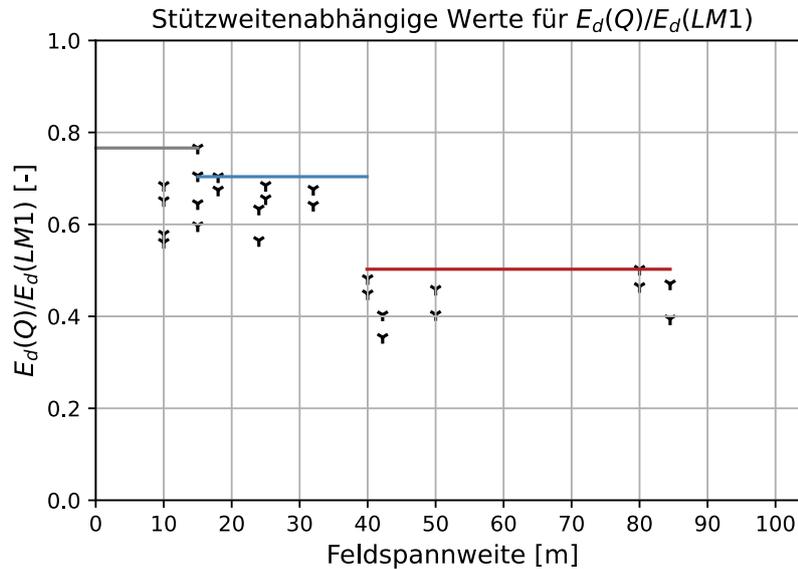


Abbildung 136: Vorschlag für stützweitenabhängige Werte zur Lastkalibrierung

## 8.4. Kalibrierung des Ermüdungslastmodells

### 8.4.1. Generelles Verfahren zur Bestimmung der $\lambda$ -Faktoren

Die hier dargestellte Methodik zur Bestimmung der  $\lambda_1$ -Werte für die Kalibrierung des Ermüdungslastmodells ELM 3 basiert grundsätzlich auf dem in [32] dargestellten Verfahren. Bei dem in [32] dargestellten Verfahren wird infolge der Wöhlerlinien ein Widerstandswert  $\Delta\sigma_{sk}$  für den Verkehr gesucht, bei welchem eine Schädigung von  $D = 1$  erreicht wird.

Für den vereinfachten Fall einer linearen Wöhlerlinie in der doppellogarithmischen Skala unter Anwendung der linearen Miner-Regel, lässt sich eine geschlossene Lösung zur Bestimmung der Schadensäquivalenzfaktoren finden:

$$\lambda = \frac{1}{m\sqrt{N^*}} \cdot \frac{1}{\Delta\sigma_{ELM3}} \cdot \sqrt[m]{\sum n_i \cdot \Delta\sigma_i^m}$$

Dabei entspricht  $m$  der Steigung der Wöhlerlinie und  $N^*$  der Anzahl Lastwechsel, bei welchen  $\Delta\sigma_{sk}$  erreicht wird. Zur Bestimmung des Schadensäquivalenzfaktors müssen zudem die Spannungsschwingbreite infolge der Überfahrt des Verkehrs  $\Delta\sigma_i$  (und deren Häufigkeit  $n_i$ ), sowie die Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_{ELM}$  bestimmt werden.  $\Delta\sigma_{ELM3}$  ergibt sich dabei aus dem Ansetzen des Ermüdungslastmodells ELM 3 und durch Differenz zwischen der höchsten und tiefsten Spannung infolge Überfahrt.

Wird hingegen für die untersuchten Brückendetails keine im doppellogarithmischen Diagramm lineare Wöhlerlinie angesetzt (sondern beispielsweise eine multilineare oder nicht-lineare Wöhlerlinie) oder wird nicht die lineare Schädigungsregel nach Palmgren-Miner angewandt, so lässt sich keine geschlossene Formel zur Bestimmung des Schadensäquivalenzfaktors finden. Stattdessen wird ein Widerstandswert  $\Delta\sigma_{sk}$  für das untersuchte Brückendetail numerisch gesucht, bei welchem der simulierte Verkehr eine Schädigung von  $D = 1$  erreicht. Die inkrementelle Schädigung  $\Delta D_i$  infolge der Spannung  $\Delta\sigma_i$  wird hierfür aus der Wöhlerlinie bestimmt. Dies wird hier exemplarisch für eine doppellogarithmische Wöhlerlinie mit Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_L$  aufgezeigt:

$$\Delta D_i = \begin{cases} n_i \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_D}\right)^{k_1} & \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_D \\ n_i \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_D}\right)^{k_2} & \Delta\sigma_D \geq \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_L \\ 0 & \Delta\sigma_i \leq \Delta\sigma_L \end{cases}$$

Die Bestimmung der inkrementellen Schädigung mithilfe obiger Formel gilt für eine Wöhlerlinie mit 2 Steigungen, welche von einem Schwellenwert der Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_L$  gefolgt wird. Dabei entspricht  $k_1$  dem ersten Steigungskoeffizienten und  $k_2$  dem zweiten Steigungskoeffizienten der Wöhlerlinie.

Infolgedessen lässt sich der Schadensäquivalenzfaktor  $\lambda$  mittels

$$\lambda = \frac{\Delta\sigma_{sk}}{\Delta\sigma_{ELM3}}$$

zurückrechnen.

Der sich daraus ergebende  $\lambda$ -Faktor lässt sich jedoch nicht direkt mit dem in den Eurocodes dargestellten Werten vergleichen. Diese Werte werden jeweils noch in  $\lambda_1$  bis  $\lambda_4$  unterteilt. Ziel ist es, für die hier dargestellten Ergebnissen einen entsprechenden bauwerks- und systemabhängigen  $\lambda_1$ -Wert zu bestimmen, welcher anschließend einen Vergleich mit den in den Eurocodes dargestellten Werten erlaubt.

Aus diesem Grund wird für den simulierten Verkehr in einer zusätzlichen Berechnung  $\lambda_2$  (zur Berücksichtigung unterschiedlicher Verkehrsstärke und Schwerverkehrsgewichte) und  $\lambda_4$  (zur Berücksichtigung von mehreren Spuren) bestimmt.

$\lambda_2$  wurde hierbei gemäss der Definition aus EN 1993-2 berechnet:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left( \frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/k_2}$$

$Q_0$  beträgt hierbei gemäß EN 1991-2 480 kN und  $N_0$  wird auf  $0,5 \cdot 10^6$  Fahrzeuge pro Jahr angesetzt.  $N_{Obs}$  entspricht der jährlichen Anzahl der Schwerlastfahrzeuge. Ein alternativer Vorschlag zur Wahl von  $Q_0 = 350 \text{ kN}$  lässt sich im Hintergrunddokument zur EN 1993-2 [78] finden.

Dabei entspricht  $Q_{m1}$  dem mittleren Gesamtgewicht der Schwerlastfahrzeuge auf dem Schwerverkehrsstreifen. Dieses berechnet sich aus dem Gesamtgewicht der Schwerlastfahrzeuge  $Q_i$  und deren Häufigkeit  $n_i$ :

$$Q_{m1} = \left( \frac{\sum n_i \cdot Q_i^{k_2}}{\sum n_i} \right)^{1/k_2}$$

Der Beiwert zur Berücksichtigung mehrerer Fahrspuren  $\lambda_4$  hängt sowohl vom Verhältnis der  $\lambda_2$ -Faktoren der einzelnen Spuren als auch von der Quereinflusslinie ab:

$$\lambda_4 = \left[ \sum \left( \frac{\lambda_{2,j}}{\lambda_{2,1}} \cdot \frac{\Delta\sigma_j}{\Delta\sigma_1} \right)^{k_2} \right]^{1/k_2}$$

Die oben dargestellte Gleichung entspricht hierbei der in [32] gewählten Darstellung, lässt sich aber in die Formulierung aus EN 1993-2 umwandeln. Das Verhältnis  $\Delta\sigma_j/\Delta\sigma_1$  entspricht dem Verhältnis der Spannungen am untersuchten Detail infolge der Lasten der Spur  $j$  und der Spur 1. Folglich lässt sich diese Formulierung auch als Verhältnis der Werte der Quereinflusslinie betrachten.

Unter der Annahme einer linear-elastischen Bestimmung der Spannungsschwingbreiten und der Einwirkungseffekte infolge ELM3, können anstelle von Spannungen ebenfalls Schrittgrößen für die Berechnung von  $\lambda$  ausgewertet werden. Von Bedeutung sind nicht die Absolutwerte der Einwirkungsgrößen, sondern lediglich deren Verhältnisse. So kürzt sich beispielsweise ein Widerstandsmoment, welches den linearen Zusammenhang zwischen Biegespannung und Biegemoment beschreibt, bei der Beschreibung von  $\lambda$  heraus. Dies erlaubt eine vom Kerbdetail unabhängige Beschreibung von  $\lambda$ -Werten, welche lediglich vom System, Material (i.e. dargestellt von Steigungskoeffizient  $k_1$  und  $k_2$ ) und von den Verkehrseigenschaften abhängig ist.

#### 8.4.2. Ermittlung der Einwirkungsgrößen

Zur Bestimmung der Spannungsschwingbreite des Verkehrskollektivs wurde die Einflussgröße infolge Überfahrt des Verkehrs infolge jeder inkrementellen Bewegung

(sprich für jeden Zeitschritt) ausgewertet. Der dynamische Faktor wurde – entgegen dem Fall des Grenzzustands der Tragfähigkeit – ebenfalls inkrementell bestimmt und abhängig von der zum jeweiligen Zeitpunkt auf dem Bauwerk befindlichen Totallast ermittelt (siehe hierfür auch Abschnitt 3.4).

Die Bestimmung der Spannungsschwingbreiten aus den Einflussgrößen erfolgt anschließend mithilfe des Rainflow-Zählalgorithmus [79]. Diese Methodik wird ebenfalls gemäß EN 1993-1-9 Anhang A als zulässige Methode zur Auswertung von Spannungsspektren erlaubt.

Der  $\lambda_1$ -Faktor wird jeweils auf einen Verkehr von 100 Jahren kalibriert. Folglich wird an dieser Stelle ebenfalls ein Lastband mit einer Simulationsdauer von 100 Jahren benötigt. Dies wird vereinfacht sichergestellt, indem die Häufigkeit der Spannungsschwingbreiten  $n_i$  mit dem Verhältnis zwischen 100 Jahren und der Simulationsdauer multipliziert wird. So wird zum Beispiel bei der Verkehrssimulation von einem Jahr die Anzahl der Spannungsschwingbreiten mit 100 multipliziert.

Das Lastmodell ELM 3 wurde entsprechend EN 1991-2 angesetzt (siehe Abbildung 137).

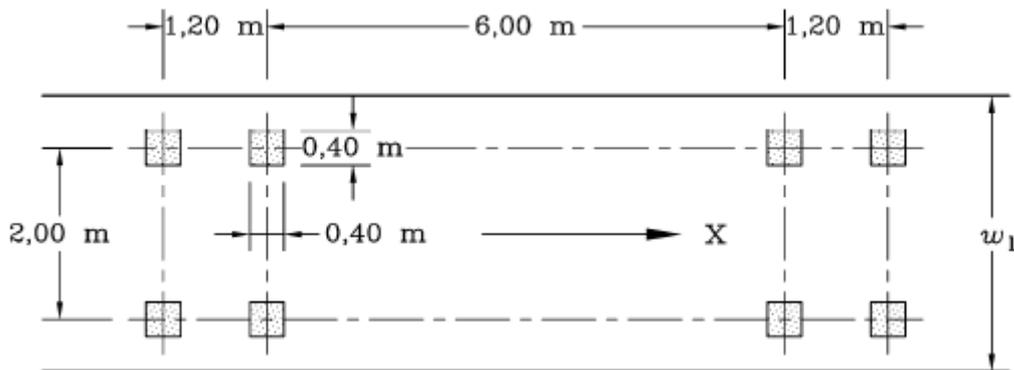


Abbildung 137: Ermüdungslastmodell gem. EN 1991-2

Im Lastmodell ist ein dynamischer Vergrößerungsfaktor für gute Oberflächen von 1.2 bereits berücksichtigt. Faktoren zur Berücksichtigung von abweichender Oberflächenqualität lassen sich in EN 1991-2 Anhang B finden. Für die hier durchgeführten Berechnungen wird eine gute Oberflächenqualität angenommen. Für Details nahe von Fahrbahnübergängen wird ein zusätzlicher Vergrößerungsfaktor  $\Delta\phi_{fat}$  gemäß Abbildung 138 angesetzt.

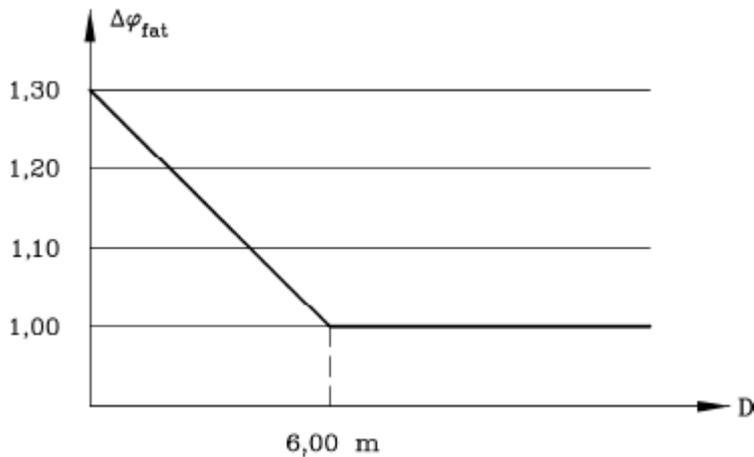


Abbildung 138: Dynamischer Vergrößerungsfaktor für Querschnitte in der Nähe von Fahrbahnübergängen

Eine Erhöhung der Achslasten des Lastmodells um einen Faktor von 1,4 resp. 1,75 bei Stützquerschnitten bei Betonbrücken wird gemäß EN 1992-2 ebenfalls berücksichtigt; es handelt sich jedoch um einen alternativen Weg, die Ermüdungsgrenze zu berücksichtigen, und hat nichts mit dem dynamischen Vergrößerungsfaktor zu tun.

### 8.4.3. Festlegung der Widerstandsseite

Die Kalibrierung des Lastmodells erfolgt für Wöhlerlinien gemäß EN 1992-1-1 sowie 1993-1-9. Dabei wurden trilineare Wöhlerlinien für Stahl und Bewehrungsstahl implementiert und untersucht. Die entsprechende trilineare Wöhlerlinie für Spann- resp. Bewehrungsstahl ist in Abbildung 139 dargestellt.

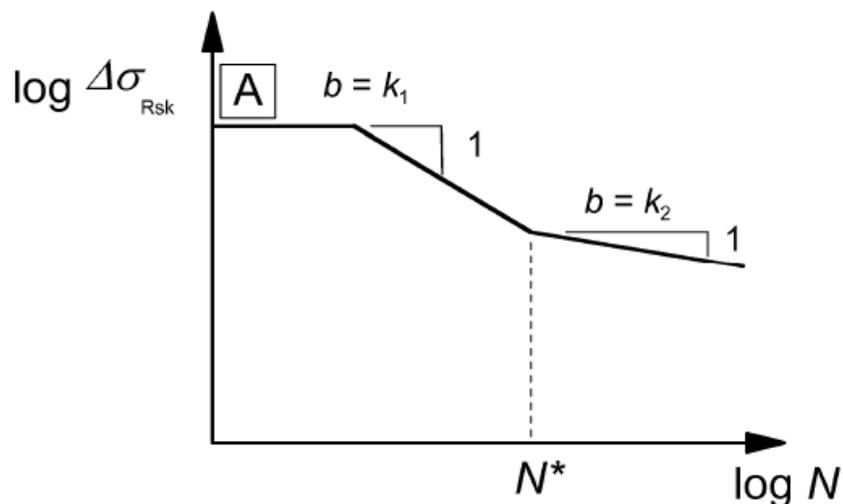


Abbildung 139: Wöhlerlinie für Beton- und Spannstahl (EN 1992-1-1 Bild. 6.30)

Sowohl für Bewehrungs- als auch Spannstahl wurde ein Wert von  $k_1 = 5$ ,  $k_2 = 9$  sowie  $N^* = 10^6$  gemäß den Tabellen 6.3N und 6.4N aus EN 1992-1-1 angesetzt.

Vereinfacht wurde hierbei jedoch das Plateau bei welchem  $\Delta\sigma_{Rsk}$  der Fließspannung entspricht durch ein Fortführen der Steigung  $k_1$  ersetzt.

Für Stahldetails bei Verbundbrücken wurde eine trilineare Wöhlerlinie gemäß EN 1993-1-9 angesetzt. Ein entsprechender Auszug ist in Abbildung 140 dargestellt. Die Neigungen der Wöhlerlinien wurden auf  $k_1 = 3$  und  $k_2 = 5$  festgelegt. Eine Dauerfestigkeit wurde ebenfalls berücksichtigt.

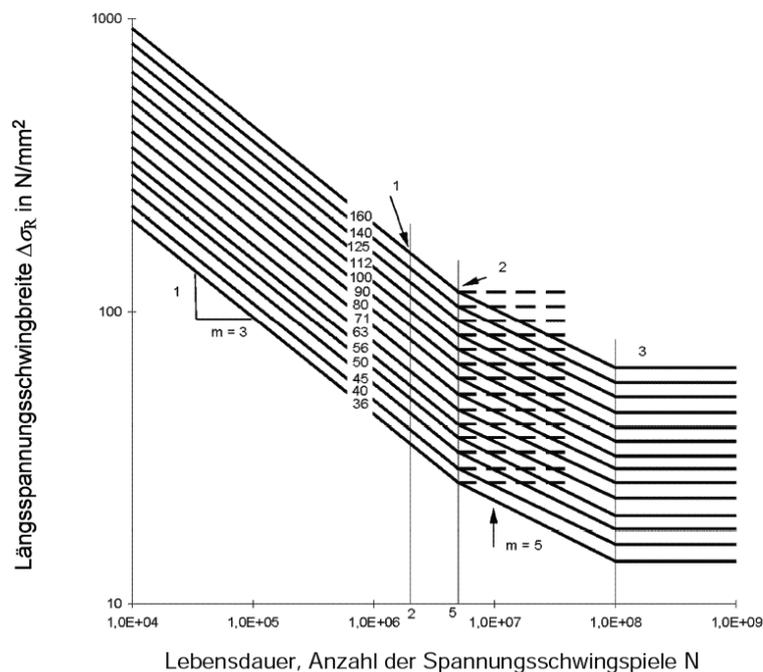


Abbildung 140: Wöhlerlinie für Baustahl gem. EN 1993-1-9

## 8.5. Weitere Ermüdungslastmodelle

Die Aufgabe der Auswahl eines zutreffenden Ermüdungslastmodelles für Bestandbrücken unterliegt dem Aspekt der Beanspruchungsgeschichte.

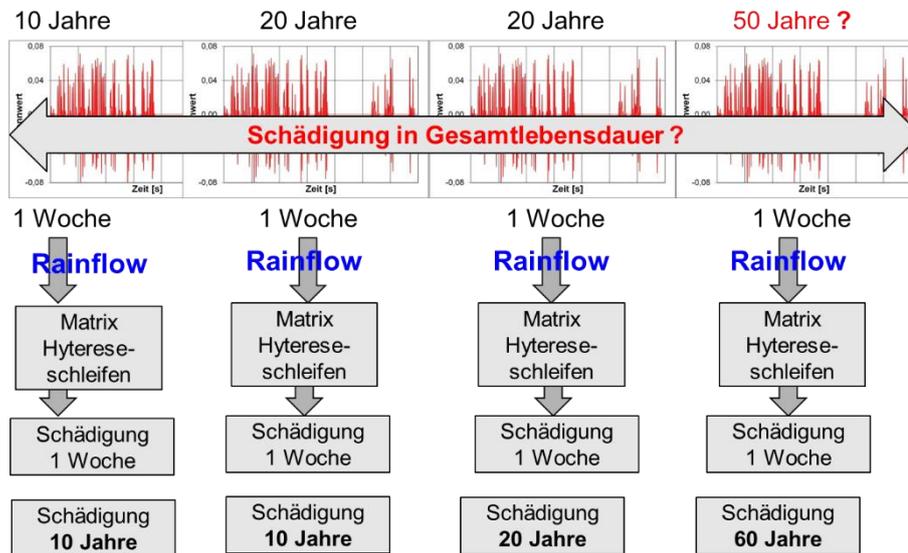


Abbildung 141 Ermüdung von Bestandsbrücken

Mit Abbildung 141 wird die Nutzungsdauer der Beispielbrücken zu 50% der aktuellen Nutzungszeit mit bekannten Verkehrsdaten zugeordnet und 50 % bereits ertragenen Beanspruchungen aus Verkehr.

Für die zurückliegenden 50 Jahre gibt es nur spärliche Informationen. Eine Brückeninspektion zur Feststellung bereits vorhandener Anrisse ist erforderlich, allerdings beginnen diese Schäden nicht an der Oberfläche und sind somit schwer detektierbar. Bei Spannbetonbrücken kommt die Schadensursachen Spannungsrisskorrosion erschwerend dazu.

Eine Schädigungsermittlung aus gemessenen Verkehrsdaten auf dem dargestellten Weg der Verkehrssimulation, der Ermittlung des Beanspruchungskollektives mittels Rainflowauswertung und der linearen Schadensakkumulation ist für den zugehörigen Zeitrahmen gegenwärtig die Methode mit Realitätsnähe. Damit kann mit der Ermittlung von Schadensäquivalenzfaktoren  $\lambda$  für den aktuellen Verkehr für Bestandsbrücken analog zu den aktuellen Normen EN 1992-2, 1993-2 und 1994-2 ein gutes Werkzeug zur Verfügung gestellt werden.

Um eine Beurteilung möglicher Ermüdungslastmodelle zu erhalten, werden für eine Brücke, für die aktuelle Verkehrsmessungen und Dehnungsmessungen vorliegen,

Schädigungsberechnungen mit verschiedenen Ermüdungslastmastmodellen durchgeführt (siehe Abbildung 142). Als Referenz dient die Schädigungsberechnung auf der Basis der Verkehrsmessungen, die mit den Dehnungsmessungen kalibriert wurden. Die Ergebnisse sind in Abbildung 143 zu sehen. Es zeigt sich, dass der ELM4 nach EC 1991-2 mit streckenspezifischer Fahrzeuganzahl sehr konservativ ist, da es sehr hohe Achslasten berücksichtigt (d. h. mit hohen dynamischen Verstärkungsfaktoren). Auch wenn die Variante 2 ziemlich vereinfacht ist, zeigt sie vielversprechende Ergebnisse.

1	ELM4 nach EC 1991-2 mit streckenspezifischer Fahrzeuganzahl	Fahrzeug	Silhouette
2	FZ3 mit Gesamtgewichtsvert. und Fahrzeuganzahl (FZ3 + FZ 4 + FZ5)	FZ1	
3	5 Fahrzeuge mit Verteilungsfunktion und streckenspezifischer Fahrzeuganzahl	FZ2	
4	(FZ3 + FZ 4 + FZ5) Gewicht aus der oberen Normalvert. mit streckenspezif. FZ Anzahl	FZ3	
5	(FZ3 + FZ 4 + FZ5) Gewicht aus 95 % Quantil der oberen Normalvert. mit streckenspezif. FZ Anzahl	FZ4	
6	(FZ3) Gewicht aus 95 % Quantil der oberen Normalvert. Anzahl aus (FZ3 + FZ4 + FZ5)	FZ5	
WIM	WIM		

Abbildung 142: Untersuchte Varianten

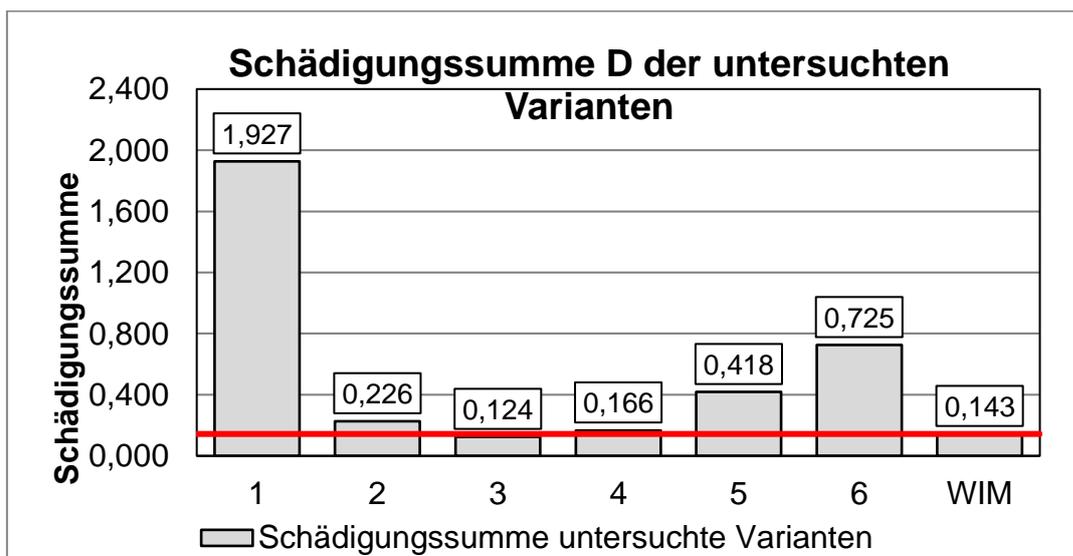


Abbildung 143: Ergebnisse der Ermittlung der Schädigung für die untersuchten Varianten

Als erste Annäherung könnte eine Möglichkeit darin bestehen, die Ermüdungslastmodelle ELM3 und  $\lambda$ -Faktoren in einer schrittweisen Verkehrsentwicklung zu verwenden (unter der Annahme, dass während der gesamten Nutzungsdauer ähnliche LKWs und eine ähnliche Verkehrszusammensetzung im Umlauf waren und sein werden). Für jeden Zeitbereich müssen angepasste partielle Lambdafaktoren wie folgt berechnet werden:

$$\lambda_{rest} = \frac{\Delta\sigma_{sk}/\gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_{ELM3}}$$

wobei  $\lambda_{rest}$  für den Lambda-Faktor für die Restlebensdauer steht. Daraus resultiert (siehe Abschnitt 8.4.1):

$$\lambda_{3,rest} = \frac{\lambda_{rest}}{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_4}$$

Die daraus resultierende Restnutzungsdauer ist:

$$T_{rest} = 100 \cdot \lambda_{3,rest}^{k_2} - T_0$$

Wobei  $T_0$  das Jahr der Inbetriebnahme ist (oder  $T_0 = 0$ ).

Für mehrere Zeiträumen, aber ähnliche Verkehrszusammensetzung, für den Zeitbereich  $i$ :

$$\lambda_{2,i} = \left(\frac{V_{Obs,i}}{V_0}\right)^{1/k_2} \quad \text{oder} \quad \frac{Q_{m1,i}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{Obs,i}}{N_0}\right)^{1/k_2}$$

$Q_0$ ;  $N_0$  wird hierbei gemäß EN 1991-2 angesetzt,  $V_0$  muss aber kalibriert werden.

Resultierender Zeitbereich-Faktor  $\lambda_{3,i}$  und  $T_i$  sind dann:

$$\lambda_{3,i} = \frac{\lambda_{rest}}{\lambda_1 \cdot \lambda_{2,i} \cdot \lambda_4}; \quad T_i = 100 \cdot \lambda_{3,i}^{k_2}$$

Und der Schaden pro Jahr  $D_i$  mit diesem Verkehr ( $V_{Obs,i}$  oder  $Q_{m1,i}$ ;  $N_{Obs,i}$ ):

$$D_i = \frac{1}{T_i}$$

Jahr oder Datum:	$T_0$ (Inbetriebnahme)	$T_1$	$T_i$	$T_{Bruch}$
Schadenssumme:	0	$D_i(T_1 - T_0)$	$\sum D_{i-1} + D_i(T_i - T_{i-1})$	1

Bessere Schätzungen, sofern nähere Informationen über den Verkehr in der Vergangenheit verfügbar sind, können durch die Verwendung der Schadenssumme erzielt werden, die unter Anwendung einer schrittweisen Entwicklung der Verkehrszusammensetzung und Verkehrsstärken ermittelt wurde.

## 9. USE-CASES

### 9.1. Einleitung

Der Algorithmus wird exemplarisch in allen 3 Ländern an insgesamt 4 Strecken angewandt und getestet. Demonstriert werden soll der Einfluss auf die Ergebnisse bei unterschiedlichen Streckenspezifika und Brückentypen. Ausgewertet werden Fälle unterschiedlicher Datenquellen von Verkehrsparameter und deren Auswirkung auf die Lastmodellkalibrierung.

Vorgestellt werden länderweise die Anwendungen und Ergebnisse im Kapitel 9.2 bis 9.4. Abschließend erfolgt eine gesammelte Diskussion.

### 9.2. Deutschland

#### 9.2.1. Beschreibung

Für Deutschland wurden zwei Autobahnstrecken und typische Brücken ausgewählt. Das betrifft die A 7 mit einem mittleren Verkehrsaufkommen und die A 40 mit einem hohen Verkehrsaufkommen. Für die A 7, siehe Abbildung 144, wurden auch 3 Brücken mit kleinen Stützweiten ausgewählt, da im Brückenbestand pro Trasse diese Brücken überwiegen.

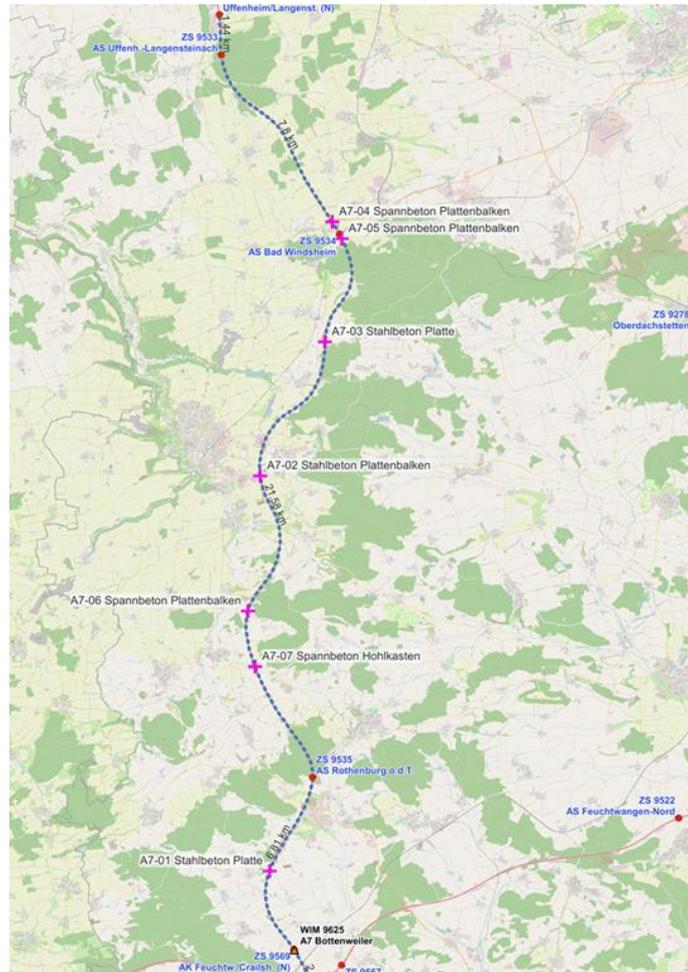


Abbildung 144: Auszug der Autobahn A7 mit den Brücken

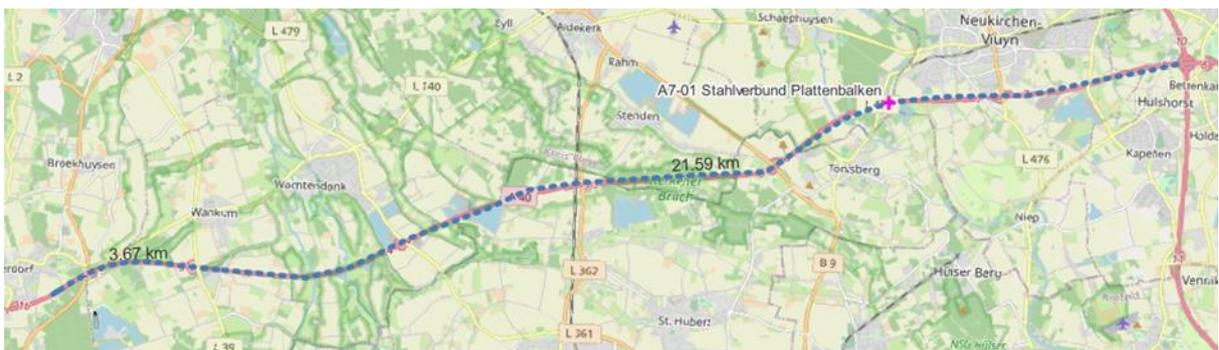
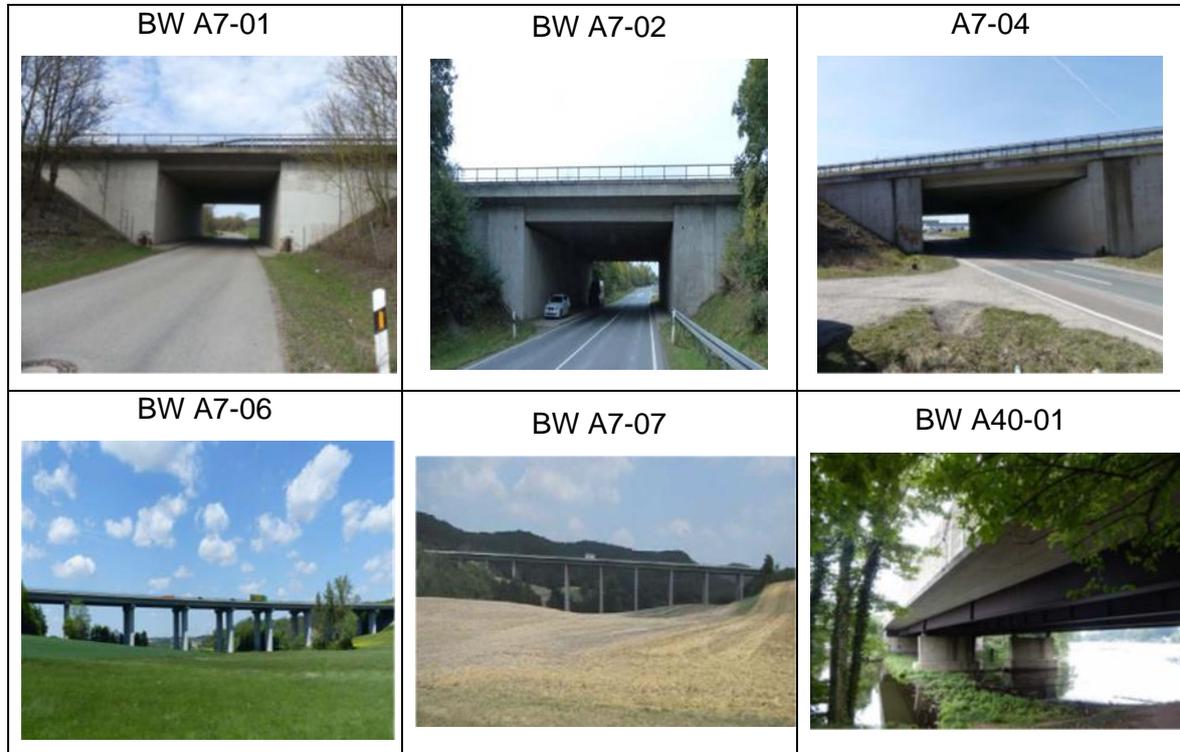


Abbildung 145: Auszug der Autobahn A40 mit den Brücken

Für die A 40 wurde eine Stahlverbundbrücke ausgewählt, um auch die Besonderheit dieser Systeme zu erfassen.

Die untersuchten Bauwerke sind in der Tabelle 35 dargestellt.

*Tabelle 35: Abbildungen der realen Brückenbauwerke für den Use-Case Deutschland*



Es handelt sich um eine Stahlbetonvollplatte (A7-01), einen Querschnitt aus Stahlbetonfertigteilen (T-Träger) mit Ortbetonplatte (A7-02), zwei Querschnitte aus Spannbetonfertigteilen (T-Träger) mit Ortbetonplatte (A7-04) und (A7-06), einen Spannbetonhohlkasten (A7-07) und einem Stahlverbundquerschnitt aus Stahlhauptträgern mit einer Spannbetonplatte. Als Kennwerte dienen bei den Einfeldsystemen (A7-01,02,04 und A40-01) die Feldmomente und je eine Querkraft und bei den Mehrfeldsystemen (A7-06, 07) je ein Stützmoment und eine zugehörige Querkraft. Einen Überblick zeigt Abbildung 146. Der Kennwert der Plattenbalkensysteme wurde jeweils für einen mittleren Träger gewählt. Die Modellbildung ist in 7.2 beschrieben.

ID	Baustoff	System	Querschnitt	Baujahr	Anzahl Felde	Breite	Anzahl Spuren Pro Richtung	Stützweite	Stützweite EFF
A7-01	Stahlbeton	Einfeld	Platte	1982	1	14,75	2	9,9	9,9
A7-02			T-Fertigteil(Sbt) mit Stb-Platte	1983	1	13,85	2	13,25	10,5
A7-04	Spannbeton	Einfeld	T-Fertigteil(Spbt) mit Stb-Platte	1983	1	15,38	2	14,4	15,6
A7-06		Mehrfeld	T-Fertigteil(Spbt) mit Stb-Platte	1983	9	14,15	2	40.16 - 41.18 - 41.18 - 41.18 - 36.22 - 36.22 - 36.22 - 36.22 - 35.20	41,2
A7-07			Hohlkasten	1984	10	14,73	2	30.60 - 34.00 - 34.00 - 64.00 - 41.40 - 41.40 - 41.40 - 41.40 - 41.40 - 41.40 -	64
A40-01	Stahlverbund	Einfeld	Plattenbalken	1974	2	14,49	2	40,6-40,6	40,6

Abbildung 146: Überblick Bauwerke Deutschland

Angaben der Spannweite und der Brückenbreite wurden zu Gunsten des entwickelten Algorithmus auf die nächsten 10 cm (für die Spannweite) und den nächsten Meter (für die Brückenbreite) gerundet. Dies wurde dann entsprechend bei der Positionierung der Fahrspuren berücksichtigt.

Bei Durchlaufträgersystemen mit mehr als 5 Feldern kann gezeigt werden, dass der Einfluss weiterer Felder auf die Schrittgrößen gering ist, weshalb zugunsten einer effizienteren Berechnung jeweils nur maximal 5 Felder simuliert wurden.

Das Bauwerk A7-02 wurde als gerades Bauwerk simuliert, obwohl eine gewisse Neigung des Bauwerks vorhanden ist.

Die Fahrspurgeometrien wurden entsprechen den realen Gegebenheiten und Angaben zu den Regelquerschnitten bestimmt (siehe hierzu auch Anhang 13.4.1).

### 9.2.2. Verkehrseigenschaften

Um die Methodik in verschiedenen Fällen der Datenverfügbarkeit zu testen, wurden 4 Fälle simuliert:

- Fall 1: Verkehrsstärkenstufe abgeschätzt: gering / mittel / stark
- Fall 2: Verkehrsstärke bekannt:  $n_{4,LKW}$ ,  $n_{4,PKW}$
- Fall 3: Zählstellendaten verfügbar
- Fall 4: WIM-Daten und Zählstellendaten verfügbar

Im Fall 1 wird vom Benutzer lediglich verlangt, die Verkehrsstärke in eine von drei Stufen einzuordnen. Die Verkehrsparameter werden anschließend mit dem beschriebenen Algorithmus (Kap. 5) abgeschätzt.

Der Fall 2 orientiert sich an zwei Zahlen, die der Benutzer eingeben soll: die durchschnittliche tägliche LKW-Anzahl  $n_{4,LKW}$  (Mo-Do) und die durchschnittliche tägliche PKW-Anzahl  $n_{4,PKW}$  (Mo-Do). Die restlichen Verkehrsparameter werden durch den Algorithmus abgeschätzt.

Der Fall 3 setzt voraus, dass Zählstellendaten im untersuchten Streckenabschnitt verfügbar sind. Hier wird der schon der Wochenzyklus der Verkehrsstärken, die Verkehrszusammensetzung in der 8+1 Klassifizierung, sowie die Verkehrsaufteilung zwischen den Fahrstreifen direkt aus den lokalen Daten gewonnen.

Der Fall 4 stellt den Idealzustand dar: es werden zusätzlich zu Zählstellendaten auch WIM-Daten im untersuchten Streckenabschnitt vorausgesetzt. Dadurch können auch die LKW-Gewichtsverteilungen direkt aus den lokalen Daten abgeleitet werden, sowie eine genauere Spezifizierung der Verkehrszusammensetzung.

Im ausgewählten Streckenabschnitt befinden sich drei Zählstellen, die sich in ihren Kennzahlen unterscheiden (Tabelle 36). Die Zählstelle 9568 wies sowohl den größten Anteil von Sattelzügen unter den LKWs, als auch die durchschnittliche tägliche Anzahl (Mo-Do) von LKWs ( $n_{4,LKW}$ ) und Sattelzügen ( $n_{4,Sattelzug}$ ). Deshalb wurde diese Zählstelle zur Verwendung in Datenverfügbarkeitsfällen 3 und 4 ausgewählt.

*Tabelle 36: Kennzahlen der drei Zählstellen im gewählten Streckenabschnitt*

	Zst 9625 Bottenweiler	Zst 9569 AK Feuchtw/Craish (N)	Zst 9568 AK Feuchtw/Craish (S)
$n_{4,LKW}$	3471	2906	5053
$n_{4,Sattelzug}$	2079	1711	3434
Anteil Sattelzüge	0,599	0,609	0,680

Der Wochenzyklus der Verkehrsstärken (Abbildung 147) unterscheidet sich zwischen dem Fall 1 und 2 geringfügig, was die LKWs angeht. Die mittlere Verkehrsstärke, die im Fall 1 gewählt wurde, resultierte in etwas höheren LKW-Verkehr als die im Fall 2 bekannten Verkehrsstärken. Bei der Anzahl von PKWs gibt es größere Unterschiede zwischen Fall 1 und 2, die jedoch weniger ins Gewicht fallen. Im Fall 3&4 wird der Wochenzyklus durch die lokalen Daten nochmal präzisiert und resultiert in geänderten Zeitverlauf, mit Spitzen der LKW-Stärken im Vormittagsverkehr und Spitzen der PKW-Stärken im Nachmittagsverkehr.

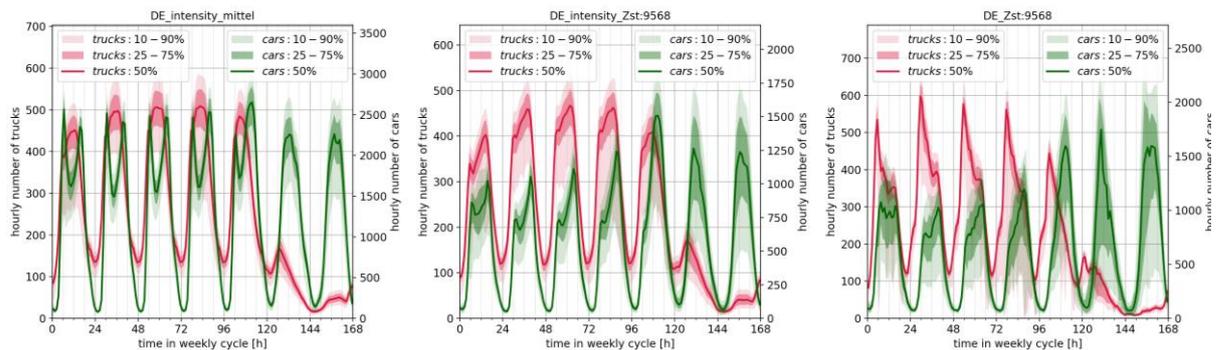


Abbildung 147: Ermittelte Wochenzyklen der Verkehrsstärken im Datenverfügbarkeitsfall 1 (links), Fall 2 (mittig), sowie Fall 3&4 (rechts)

Die Gewichtsverteilungen einzelner Fahrzeugtypen können durch die lokalen WIM-Daten erst im Fall 4 präzisiert werden. In den Fällen 1, 2 und 3 werden Gewichtsverteilungen, die aus der WIM-Anlage Baarer ausgewertet wurden, herangezogen.

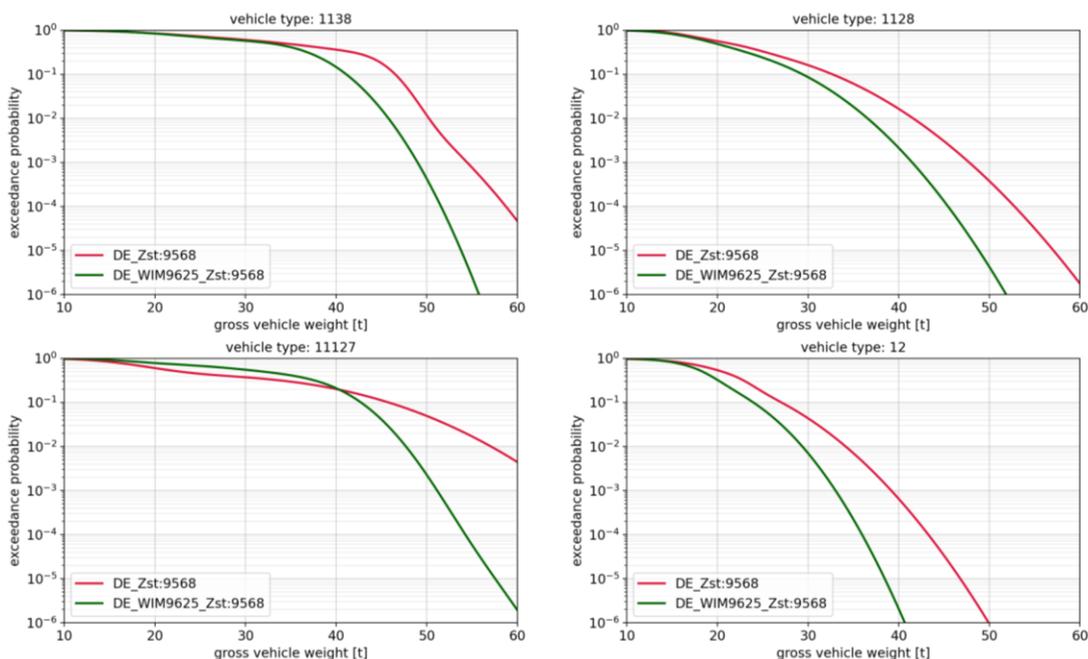


Abbildung 148: Vergleich der Gewichtsverteilungen von 4 Fahrzeugtypen in Fällen 1&2&3 (rot) mit dem Fall 4 – lokale WIM-Daten (grün)

### 9.2.3. Kalibrierte Lastmodelle Deutschland (Wiederkehrperiodenbasis)

Für die im Abschnitt 9.2.1 dargestellten Brücken und den Verkehr entsprechend Abschnitt 9.2.2 werden die  $\alpha$ -Faktoren auf der Basis der charakteristischen Werte mit einer Wiederkehrperiode von 500 Jahren, d.h. einer Restnutzungsdauer von 50, berechnet. Es werden sowohl gemeinsame  $\alpha$ -Faktoren für Einzellasten und Gleichflächenlasten ermittelt als auch getrennte Faktoren für Einzellasten und Gleichflächenlasten. Die Faktoren sind nur für den jeweilig ermittelten Kennwert gültig.

#### 9.2.3.1. Kalibrierung des Lastmodells mit einem $\alpha$ -Faktor

Die Ermittlung des Anpassungsfaktors  $\alpha$  bei Anwendung auf das gesamte Lastmodell ist in der Abbildung 149 dargestellt. Um Algorithmus und Ergebnis im direkten Vergleich zu sehen, wird der Algorithmus zur Ermittlung eines Anpassungsfaktors  $\alpha$  hier wiederholt dargestellt.

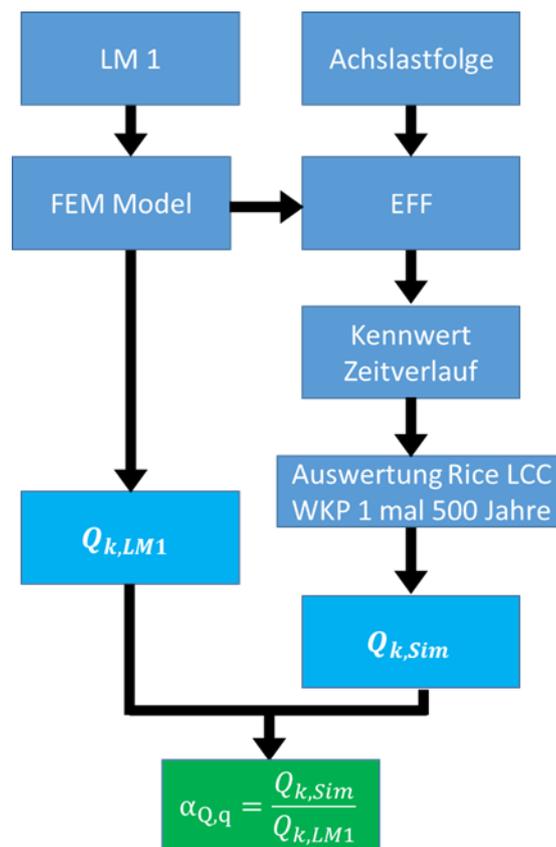


Abbildung 149: Algorithmus Anpassungsfaktor  $\alpha$

Aus Abbildung 149 sind die Einflussfaktoren ableitbar. Diese sind:

- Der Verkehr für die Strecke = Achslastfolge
- Das statische System und der Kennwert der Brücke

- Die Restnutzungsdauer und die Sicherheit

Aus eigenen Arbeiten und aus der Literatur sind die Auswirkungen der genannten Einflussfaktoren auf die Quantität des Lastbildes tendenziell bekannt.

- Beim Verkehr sind der DTV-SV und die Verkehrszusammensetzung hinsichtlich schwerer Fahrzeuge (Sattelzüge) zu leichteren Fahrzeugen (LKW < 3,5 t) SZ/LKW sowie die Gesamtgewichtsverteilung der schweren Fahrzeuge (Anteil beladen/unbeladen) und der Anteil Überladungen dominant. Bei allen genannten Komponenten steigt die Quantität des Lastbildes mit steigenden Einzelkomponenten.
- Beim statischen System hat die Stützweite eine herausragende Rolle. Bei kleinen Stützweiten erhalten die Achslasten selbst gegenüber der Achslastfolge (Tandemachse gegenüber Lastmodell) den bestimmenden Einfluss. Dadurch verlieren bei kleinen Stützweiten die Verkehrszustände Stau und fließenden Verkehr an Bedeutung. Der fließende Verkehr bildet das Verkehrsgeschehen hinreichend ab.
- Der Kennwert und dessen Einflussfläche zeigen vordergründig die Auswirkung des Lastmodells gegenüber dem realen Verkehr auf. Ein Lastmodell ist immer ein Kompromiss zwischen einfacher Handhabung und Realität. Bei Einflussflächen mit Maxima in mehreren Feldern wird infolge des Lastmodelles mit einer Tandemachse die Realität weniger gut abgebildet. Die Auswahl der Kennwerte für die Anwendungsfälle beruht auf dieser Kenntnis, Feldmomente für Einfeldsysteme und Stützmomente für Mehrfeldsysteme. Querkräfte zugehörig.
- Die Restnutzungsdauer und die geforderte Sicherheit finden ihren Ausdruck im Maß der Sicherheit, dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ . Im vorliegenden Projekt wird entsprechend der Normenlage zwar die Restnutzungsdauer gleichbehandelt (hier 50 Jahre) aber die Sicherheitsniveaus sind unterschiedlich. Der mathematische Zusammenhang und die Ergebnisfolge sind mit einem Beispiel im Anhang 13.14 dargelegt.

Als Beispiel wird der Einfluss der Gesamtgewichtsverteilung der Fahrzeuge (hier der Sattelzug) mit zwei Stauanteilen bei sonst gleichbleibenden Parametern in Abbildung 150 bis Abbildung 151 gezeigt.

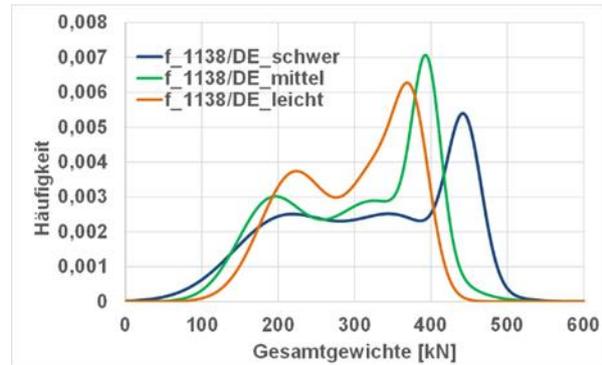
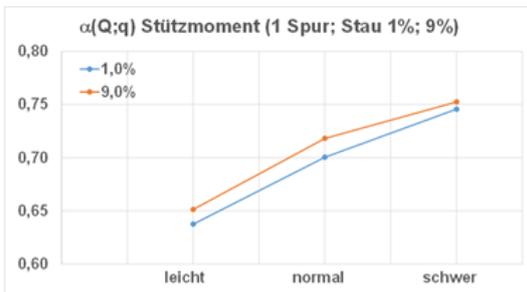


Abbildung 150:  $\alpha$  für das Lastmodell 1 infolge 3 Gesamtgewichtsverteilungen und 2 Stauanteilen und Gesamtgewichtsverteilungen

Modelcase	GG-Verteilung Stauanteil		char. MB0 [kNm]	$\alpha(Q;q)$
022_DE_nl2_mittel_leicht	Leicht	1,0%	2449	0,64
022_DE_nl2_mittel_leicht	Leicht	9,0%	2502	0,65
025_DE_nl2_mittel_normal	Normal	1,0%	2690	0,70
025_DE_nl2_mittel_normal	Normal	9,0%	2758	0,72
028_DE_nl2_mittel_schwer	Schwer	1,0%	2864	0,75
028_DE_nl2_mittel_schwer	Schwer	9,0%	2890	0,75

Abbildung 151: Ergebnisse der charakteristischen Belastungen

Im vorliegenden Projekt wird die Kenntnis oben genannter Tendenzen der jeweiligen Einflussparameter vorausgesetzt und der Schwerpunkt auf die Analyse verfügbarer Verkehrsdaten gelegt.

Mit den in Abschnitt 9.2.2 dargelegten vier Fällen unterschiedlicher Datenverfügbarkeit und resultierenden Achslastfolgen aus Abschnitt 6 werden für die ausgewählten Anwendungsfälle in Deutschland jeweils für die Verkehrsdaten aus den Fällen 2 und 4 die Anpassungsfaktoren zum europäischen Lastmodell LM 1 ermittelt.

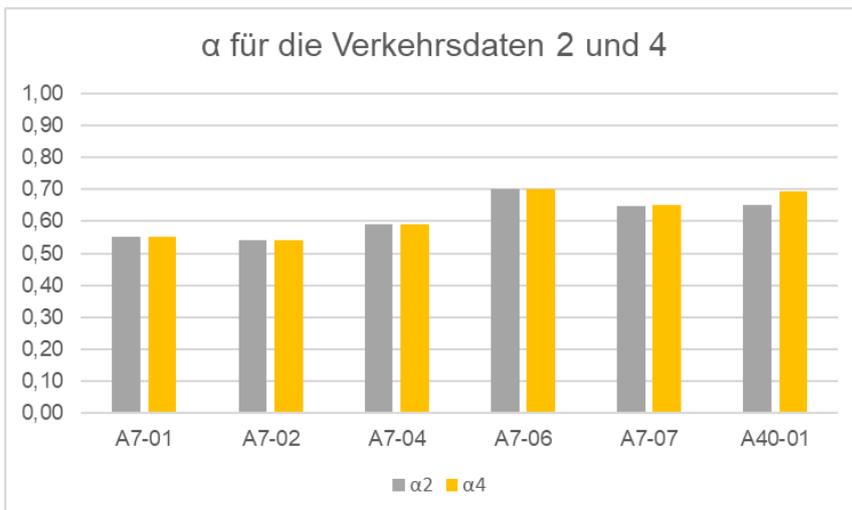


Abbildung 152:  $\alpha$  Anpassung für LM 1 nach EN 1991 – 2 für die Fälle 2 und 4 auf der Basis der Kenngrößen Momente

Bauwerk	KW	L [m]	$\alpha_2$	$\alpha_4$
A7-01	MF	9,9	0,55	0,55
A7-02	MF	10,5	0,54	0,54
A7-04	MF	14,5	0,59	0,59
A7-06	MS	41,2	0,70	0,70
A7-07	MS	64,0	0,65	0,65
A40-01	MF	40,6	0,65	0,69

Abbildung 153:  $\alpha$ -Werte für die Verkehrsfälle 2 und 4

Es ist zu erkennen, dass mit zunehmender Stützweite die  $\alpha$  Faktoren der Einfeldsysteme (Feldmomente) steigen und die Mehrfeldsysteme (Stützmomente) fallen.

Der charakteristische Wert der Tandemachse beträgt danach bei den kleinen Stützweiten das 1,4-fache der gegenwärtig zulässigen Achslast des maßgebenden Sattelzuges und damit noch im Bereich der gemessenen Achslasten.

Da für kleine Stützweiten, wie bereits dargelegt, die Achslasten relevant werden, wird eine Kalibrierung des Lastmodells mit zwei  $\alpha$ -Faktoren untersucht.  $\alpha_Q$  für die Achslasten und  $\alpha_q$  für die Gleichflächenlasten.

### 9.2.3.2. Kalibrierung des Lastmodells mit zwei $\alpha$ -Faktoren

In diesem Fall wird der charakteristische Wert der Achslast ein statistischer Wert mit der gleichen Wiederkehrperiode des gesamten Lastmodelles. Dies kann entweder über die Auswertung der Achslasten direkt ermittelt werden oder aus den Gesamtgewichtsverteilungen der Fahrzeuge abgeleitet werden.  $\alpha_Q$  ist dann das Verhältnis des so ermittelten charakteristischen Wertes und des charakteristischen Wertes des Lastmodells, siehe Abbildung 154.

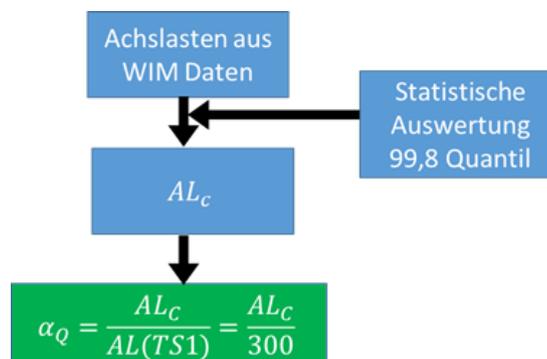


Abbildung 154: Algorithmus für die Ermittlung des  $\alpha_Q$  für die Achslasten

Entsprechend Abbildung 154 können Strecken mit unterschiedlichen Häufigkeitsverteilungen der Achslasten bzw. Gesamtgewichte zu unterschiedlichen  $\alpha_Q$  führen.

Ist  $\alpha_Q$  bekannt, kann das zugehörige  $\alpha_q$  ermittelt werden.

$$\alpha_q = \frac{Q_{K,Sim} - \sum_{i=1}^{i=2} \alpha_Q \cdot Q_{k,LM1}(TS_i)}{\sum_{j=1}^n Q_{k,LM1}(UDL_j)}$$

Abbildung 155: Ermittlung des zugehörigen  $\alpha_q$

Die Ergebnisse für die deutschen Anwendungsbeispiele sind für die beiden Verkehrssituationen Fall 2 und Fall 4 in Abbildung 156 dargestellt.

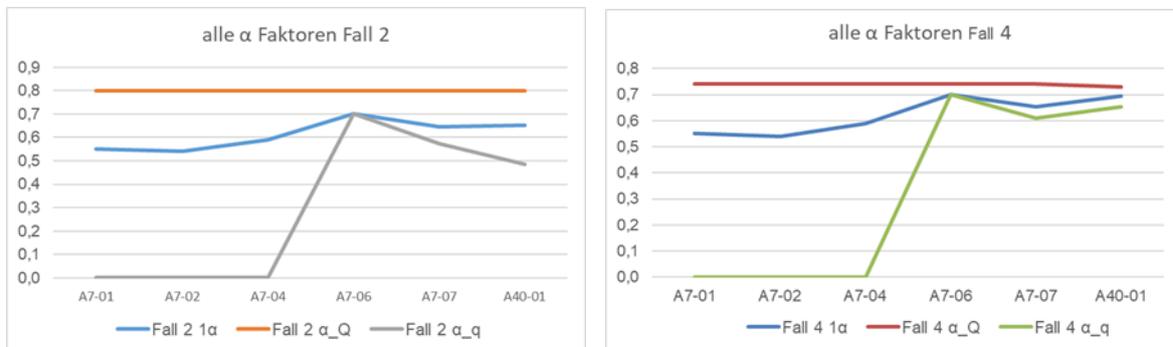


Abbildung 156: kalibrierte Lastmodelle für die Anwendungsbeispiele Deutschland

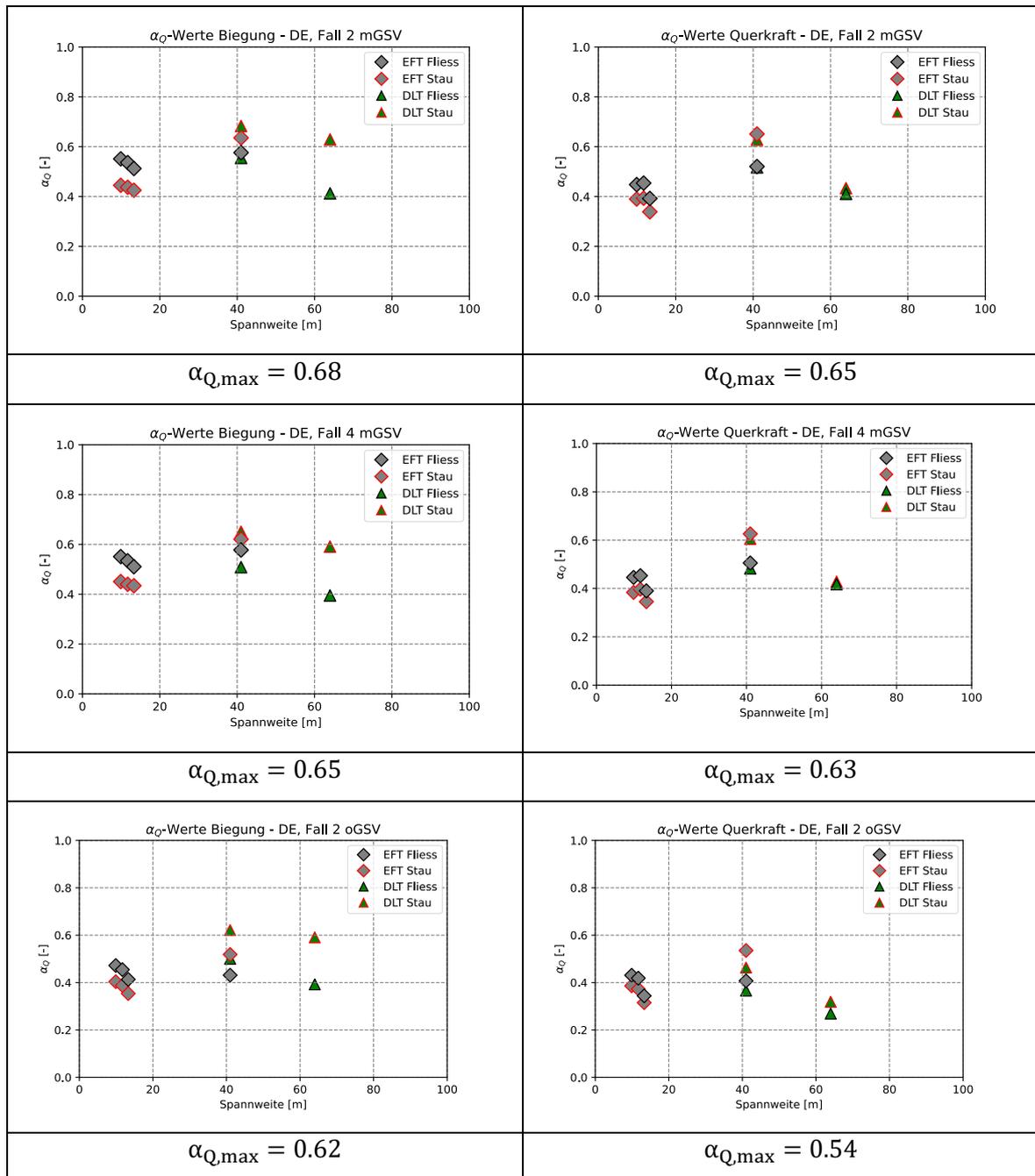
Es ist deutlich die Systemunabhängigkeit des Anpassungsfaktors  $\alpha_Q$  zu erkennen. Für die kleinen Stützweiten A7-01 bis A7-04 ist hier das rechnerische Ergebnis für  $\alpha_q$  aufgetragen, welches den Wert 0 ergibt. Aus ingenieurtechnischen Überlegungen wird ein Mindestwert von 0,3 vorgeschlagen.

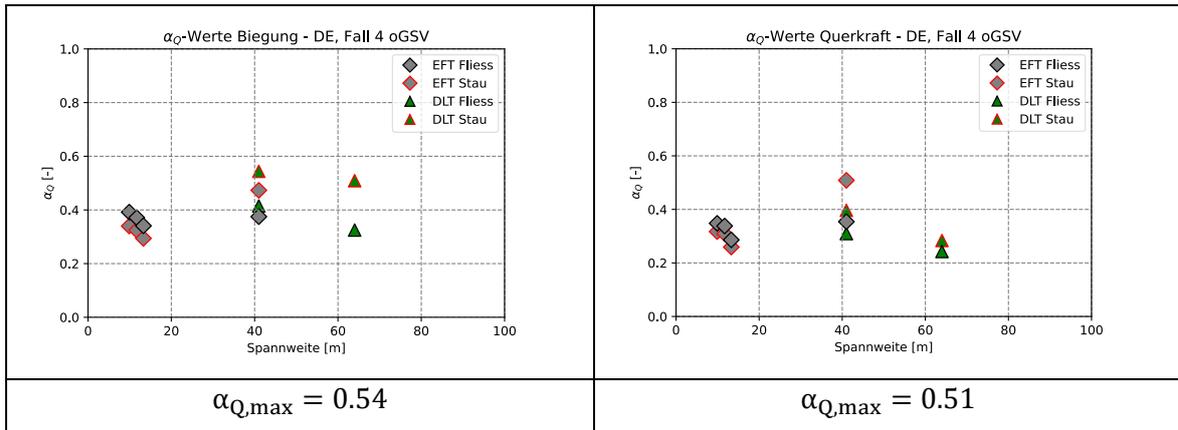
#### 9.2.4. Kalibrierte Lastmodelle ULS

##### Ergebnisse semi-probabilistische Lastmodellkalibrierung

Die Ergebnisse sind in Tabelle 37 dargestellt. Dabei wurden die  $\alpha_Q$ -Werte für den Fall 2 und Fall 4 jeweils mit und ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr (mGSV, oGSV) ausgewertet. Zur besseren Übersicht wurden die Einwirkungseffekte Biegung und Querkraft getrennt voneinander abgebildet.

Tabelle 37: Semiprobabilistische Lastmodellkalibrierung, Use-Case Deutschland





Generell zeigt sich für die in Deutschland untersuchten Bauwerke, dass der Lastkalibrierungsfaktor für Biegung höher ausfällt als für die Querkraft. Weiter zeigt sich auch, dass eine Berücksichtigung des genehmigungspflichtigen Schwerverkehr zu durchwegs höheren Werten führt als dies bei den untersuchten Fällen ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr ist.

Es zeigt sich weiter, dass eine genauere Berücksichtigung des Verkehrs mittels Messdaten (Fall 4 gegenüber Fall 2) zu tieferen Werten führt.

Weiter kann anhand dieser Ergebnisse ebenfalls der spannenweitenabhängige Einfluss des Stauverkehrs verdeutlicht werden: während im Falle von Brücken kleinerer Spannweiten der Fließverkehr gegenüber dem Stauverkehr dominiert (was sich mittels des dynamischen Faktors erklären lässt), zeigt sich für Bauwerke grösserer Spannweite, dass das Lastmodell infolge Stauverkehr (trotz Abwesenheit eines zusätzlichen dynamischen Faktors) höher ausfällt als für den Fließverkehr.

### Kalibrierung des Lastmodells für zwei Faktoren: $\alpha_Q, \alpha_q$

Eine Aufteilung der Bemessungslast auf zwei anstelle von einem globalen  $\alpha$ -Faktor gemäss dem in Abschnitt 8.3.6 dargestellten Verfahren unter Anwendung des Optimierungsalgorithmus gemäß Abschnitt 8.3.7 führt zu dem in Abbildung 157 dargestellten Ergebnis. Für  $\alpha_{Q,min}$  ergibt sich aus den Untersuchungen ein Wert von  $\alpha_{Q,min} = 0.69$ .

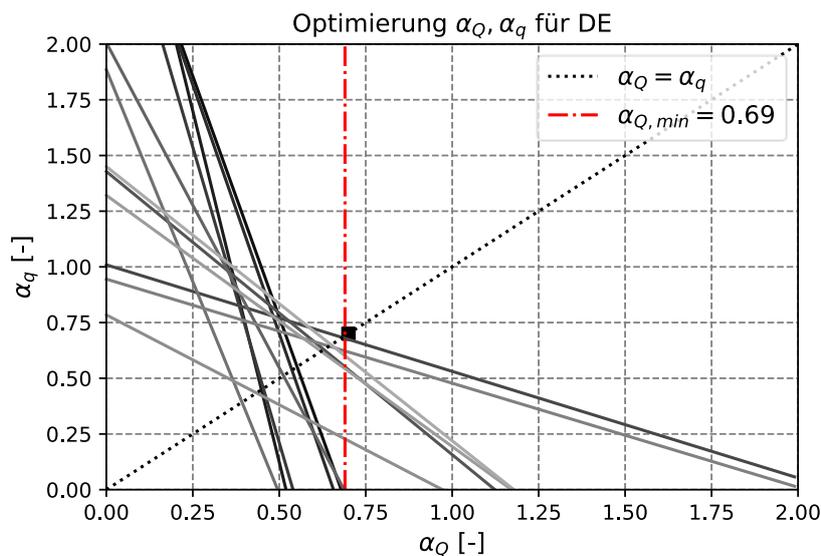


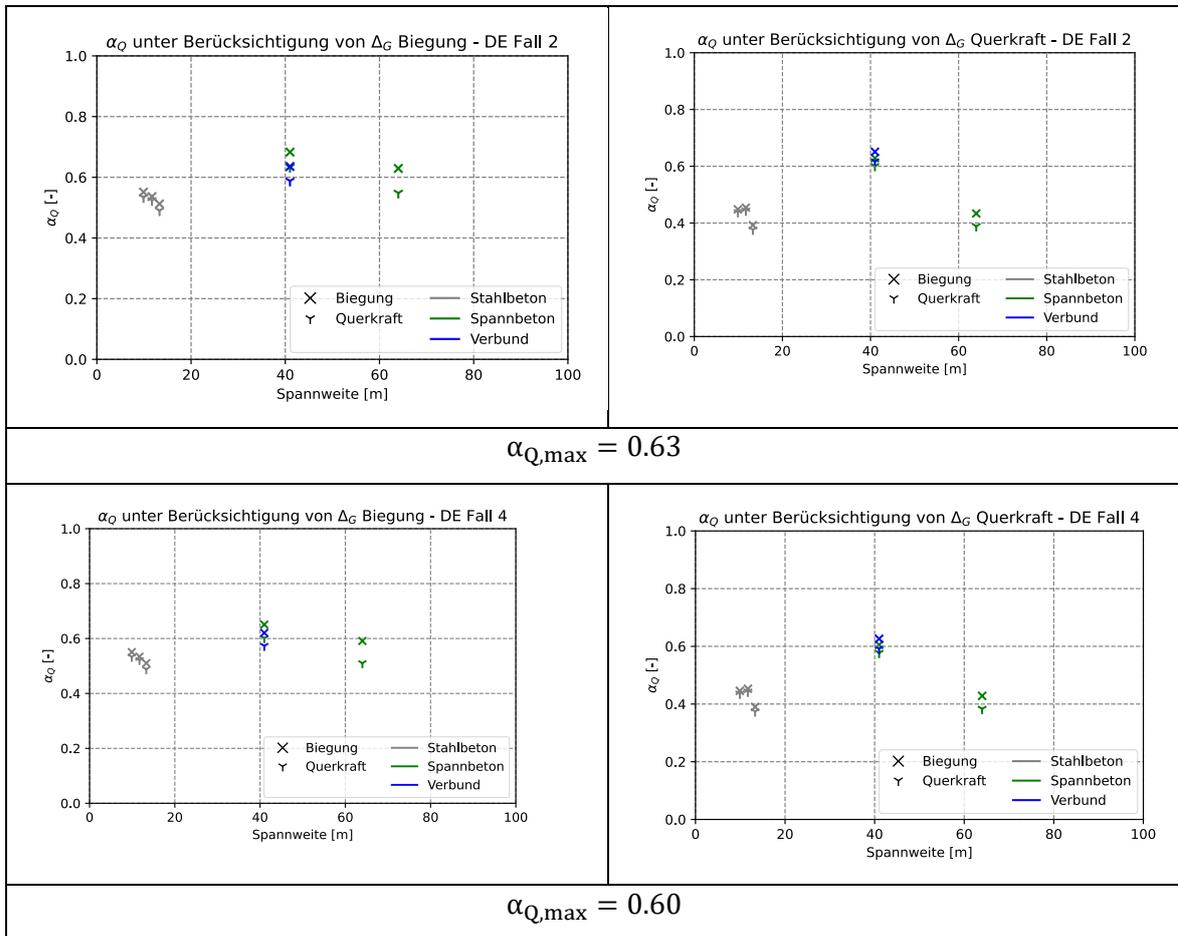
Abbildung 157: Optimierte Lastmodellfaktoren  $\alpha_Q, \alpha_q$  für Deutschland

Für den Use Case aus Deutschland wird ein Wert von  $\alpha_Q = 0.70$  und  $\alpha_q = 0.70$  empfohlen.

### Berücksichtigung der Reserven des Eigengewichts bei der Lastmodellkalibrierung

In diesem Abschnitt werden die aus der Analyse resultierenden  $\alpha_Q$ -Werte unter Berücksichtigung der Reserven des Eigengewichts gemäß dem Vorgehen aus Abschnitt 8.3.2 dargestellt. In Tabelle 38 sind die Ergebnisse aus jeweils in Abhängigkeit der Spannweite aufgetragen, wobei zwischen den Verkehrsfällen und der Einwirkung (Biegung oder Querkraft) unterschieden wird. In den Abbildungen wurde bereits der jeweils maßgebende Fall aus der semiprobabilistischen Lastmodellkalibrierung angesetzt, wodurch in den Abbildungen keine Differenzierung zwischen der Verkehrsart (Stau vs. Fließverkehr sowie mit vs. ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr) vorhanden ist.

Tabelle 38:  $\alpha_Q$  unter Berücksichtigung der ständigen Lasten – Use-Case Deutschland



Aus der Untersuchung zeigt sich, dass eine semiprobabilistische Berücksichtigung des Eigengewichts qualitativ zu einer Reduktion der  $\alpha_Q$ -Werte führen kann. Dies lässt sich besonders für längere Brücken aus Spannbeton oder aus Stahlbeton-Verbund erkennen. Wird nun dieser Unterschied  $\Delta\alpha_Q = \alpha_{Q,\Delta G}/\alpha_Q$  für die einzelnen Brückensysteme bestimmt und dies für den Faktor

$$\chi = \frac{E_d(LM1)}{E_d(G) + E_d(LM1)}$$

aufgetragen, lässt sich der in Abbildung 158 für den Fall 2 exemplarisch dargestellte Zusammenhang erkennen.

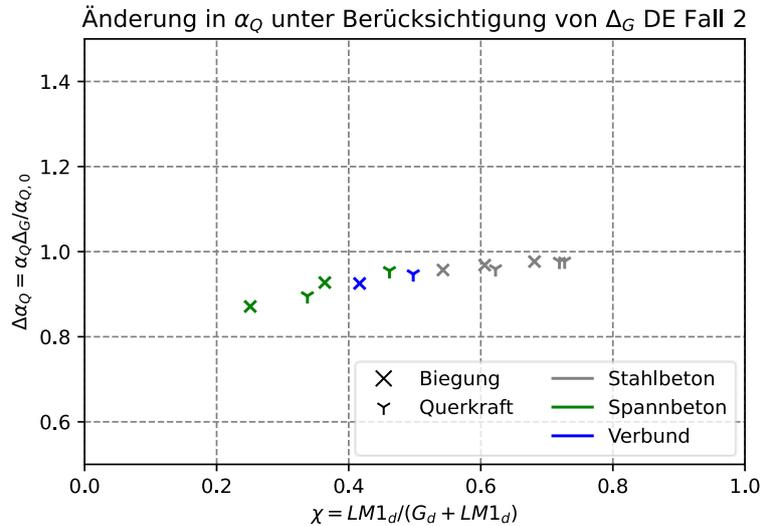


Abbildung 158: Änderung von  $\alpha_Q$  unter Berücksichtigung des Eigengewichts - Deutschland (Fall 2)

Ein geringerer Wert für  $\chi$  bedeutet, dass das Bauwerk einen größeren Anteil an ständigen Lasten aufnehmen muss, während der Einfluss der Verkehrslasten geringer ausfällt. Folglich können mögliche Reserven in der Beschreibung der ständigen Lasten stärker aktiviert werden, als in Fällen, in denen Verkehrslasten dominanter sind (für große  $\chi$ ). Auch wird für diesen Use-Case deutlich, dass in diesem Falle eine Korrelation zwischen dem Material sowie Bauteil und dem Parameter  $\chi$  existiert.

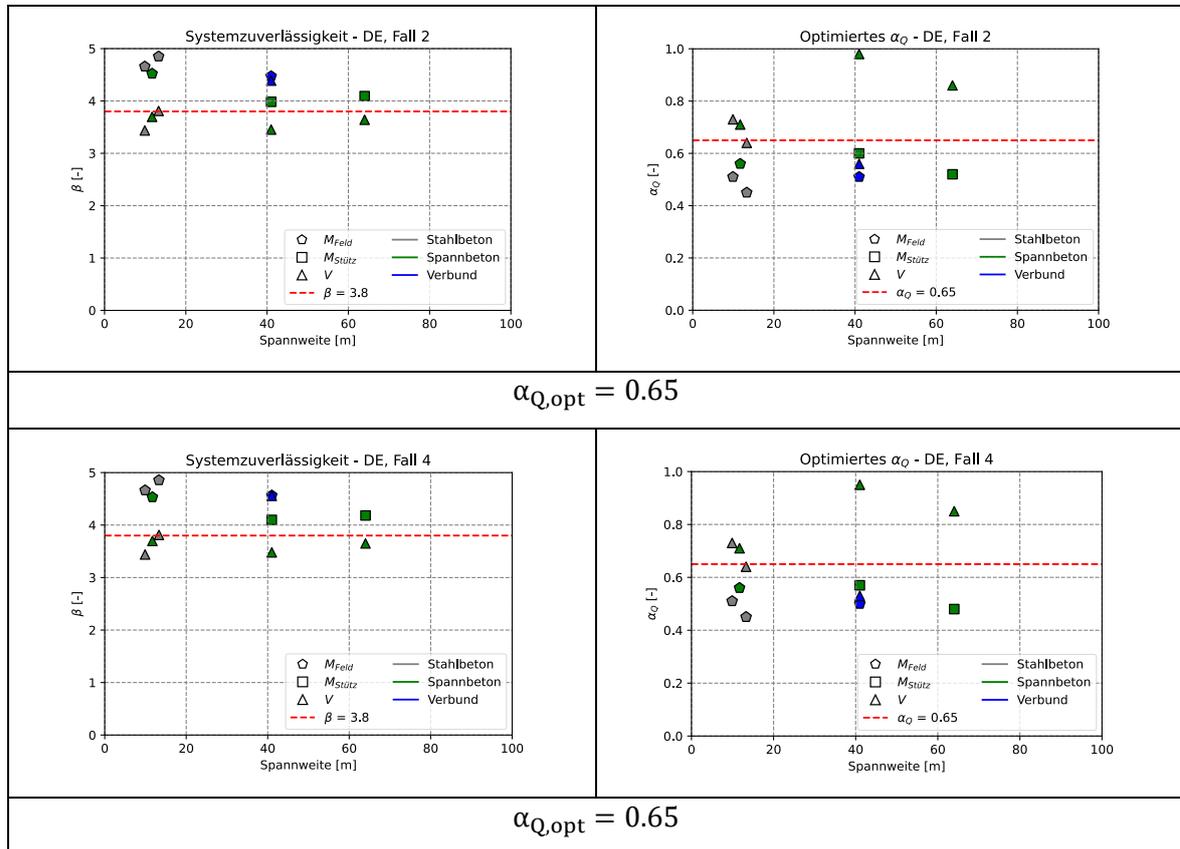
### Vollprobabilistische Kalibrierung des Lastmodells

In diesem Berechnungsschritt wurden die in Abschnitt 8.3.4 vorgestellten Methoden verwendet, um eine Lastmodellkalibrierung mittels vollprobabilistischer Analyse durchzuführen. Die Ergebnisse sind spannenweitenabhängig aufgetragen, wobei zwischen den Verkehrsfällen und der Einwirkung (Biegung oder Querkraft) unterschieden wird. In den Abbildungen wurde bereits der jeweils maßgebende Fall aus der semiprobabilistischen Lastmodellkalibrierung angesetzt, wodurch in den Abbildungen keine Differenzierung zwischen der Verkehrsart (Stau vs. Fließverkehr sowie mit vs. ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr) vorhanden ist.

Anschließend wurden die Ergebnisse der vollprobabilistischen Analyse noch gemäß dem in Abschnitt 8.3.7 beschriebenen Optimierungsleitfaden bestimmt (siehe Tabelle 39). Diese optimierten Ergebnisse wurden inklusive das Bauwerk UF Niepkanal bestimmt, da sich die Verteilung der Einwirkungseffekte – obwohl sich dieses Bauwerk nicht auf

demselben Streckenabschnitt befindet – kaum von denjenigen der A7 unterscheiden (siehe hierfür Abschnitt 9.5.2).

Tabelle 39: Optimierte  $\alpha_Q$ -Werte aus vollprobabilistischer Berechnung, Use-Case Deutschland



Für die Fälle 2 und 4 zeigt sich, dass die optimalen Werte für  $\alpha_Q$  nahe beieinander liegen. Es wird jedoch ebenfalls deutlich, dass dies dazu führt, dass einige Werte der Systemzuverlässigkeit deutlich unterhalb der Systemzuverlässigkeit befinden. Dies betrifft insbesondere die Auswertung der Querkräfte für Stahl- und Spannbeton.

### 9.2.5. Vergleich der Ergebnisse der Kalibrierung des Lastmodells auf der Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie und auf Grundlage der EN 1991-2

Für die Anwendungsfälle Deutschland liegen nunmehr kalibrierte Lastmodelle auf der Basis einer Wiederkehrperiode und auf der Basis zuverlässigkeitstheoretischer Berechnungen vor. Die Grundlagen sind in den vorangegangenen Abschnitten erläutert und der theoretische Zusammenhang im Anhang 13.14 vorgestellt. In Abbildung 159 und Abbildung 168 werden die Ergebnisse aus Zuverlässigkeit und Wiederkehrperiode dargestellt.

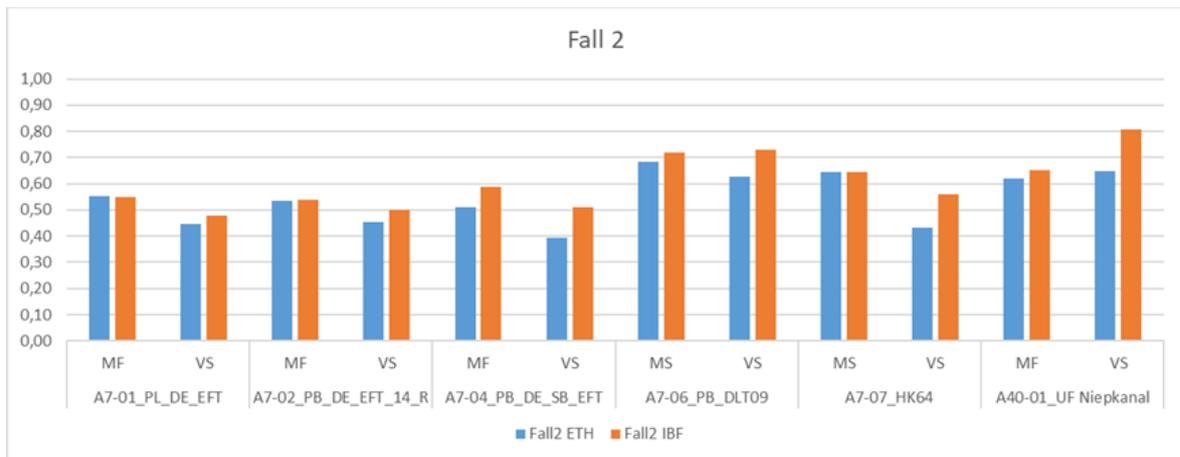


Abbildung 159: Vergleich der Ergebnisse für die Brücken Deutschland  $\alpha$  Faktoren blau Zuverlässigkeitsbasis, orange Wiederkehrperiodenbasis –Verkehr Fall 2

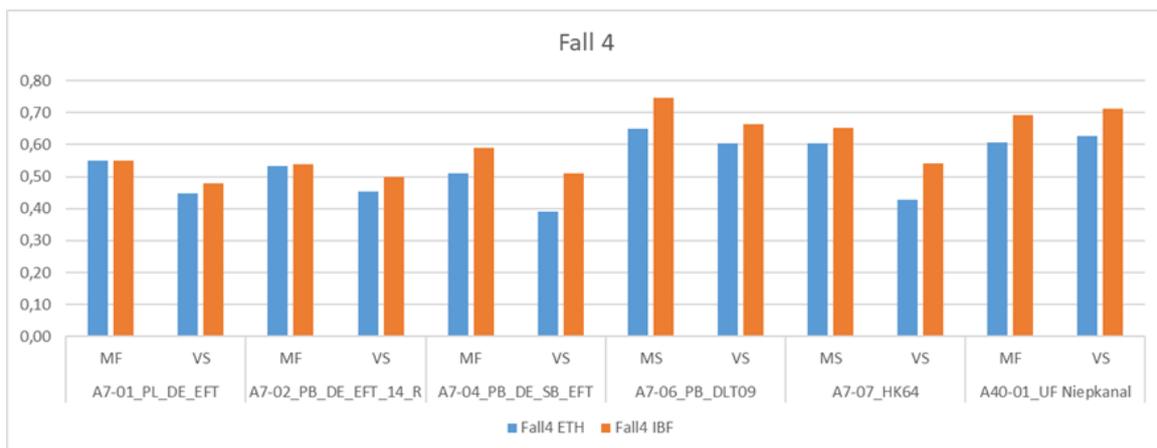


Abbildung 160 Vergleich der Ergebnisse für die Brücken Deutschland  $\alpha$  Faktoren blau Zuverlässigkeitsbasis, orange Wiederkehrperiodenbasis –Verkehr Fall4

Für die Kalibrierung der Lastmodelle mit zwei  $\alpha$ -Werten, ein  $\alpha_Q$  und ein  $\alpha_q$  wurden die bereits dargelegten zwei unterschiedliche Wege begangen. Der Weg mittels der

Zuverlässigkeitsbasis folgt dem bereits beschriebenen Vorgang. Die Einzellast wird nachweisführend. Die Ermittlung wird durch Ansatz von Wichtungsfaktoren lastseitig geführt und mit dem Lastmodell korreliert.

Im zweiten Fall wird die Einzellast nur als Komponente des Lastmodells betrachtet und deren Größe aus einer statistischen Auswertung der gemessenen Achslasten abgeleitet. Der entstehende Faktor  $\alpha_{Q,q}$  ist das Verhältnis aus einer charakteristischen Achslast und der normativen Achslast. Für die Ermittlung des charakteristischen Wertes der Achslast wird die Wiederkehrperiode herangezogen. Der Wert  $\alpha_{Q,q}$  ergibt sich auch hier über das Lastmodell.

Die beiden Wege sind bei Anwendung der Ermittlung des minimalen Achslastwertes aus einer Messung in der Zuverlässigkeitsbetrachtung direkt vergleichbar. Es werden statistisch ausgewertete Achslasten ins Verhältnis zu den Normachslasten gesetzt. Durch die Korrelation der Lastmodellkomponenten im Fall der zuverlässigkeitstheoretischen Ermittlung ist eine Ergebnisvariante auswählbar.

Im Fall der Anwendung der Wiederkehrperiode als statistische Auswertung der Achslast ergeben sich explizite Werte. Die Ergebnisse für die Verkehre und Brücken in Deutschland sind in Abbildung 161 und Abbildung 162 dargestellt. Für die Zuverlässigkeitsergebnisse wird für beide Faktoren eine 0,7 vorgeschlagen.

Entsprechend den bisherigen Darstellungen müssen die Quantitäten der  $\alpha$ -Faktoren, berechnet auf der Basis der Wiederkehrperiode etwa 20% größer als die Vergleichswerte nach der Zuverlässigkeitstheorie sein, da die Wiederkehrperiode nach [27] und EN 1991-2 einem höheren Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  entspricht (bei gleichem Zeitbezug 6 WKP und 4,5 ZT). Das ist in der Regel auch der Fall, lediglich die kleinen Stützweiten spiegeln das nicht wider. Auch hier bestätigt sich die Sonderstellung dieser Tragwerke, deren Beanspruchung durch die Achslasten und nicht dem Lastmodell hervorgerufen werden.

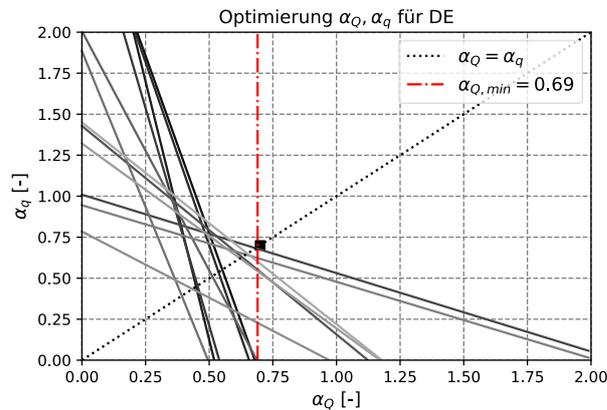


Abbildung 161: Die Faktoren für Einzellast und Gleichflächenlast nach der Zuverlässigkeit

Fall 2	$\alpha_{q\_LM\ 1}$	$\alpha_Q$	$\alpha_q$
A7-01	0,6	0,8	0
A7-02	0,5	0,8	0
A7-04	0,6	0,8	0
A7-06	0,7	0,8	0,7
A7-07	0,6	0,8	0,6
A40-01	0,7	0,8	0,5

Abbildung 162: Die Faktoren für Einzellast und Gleichflächenlast nach der WKP

Damit ergeben sich für die Tandemachse des europäischen Lastmodells LM 1 in der ersten Spur charakteristische Achslasten von  
 $0,8 \times 300 = 240 \text{ kN}$ ; bzw.  $0,7 \times 300 = 210 \text{ kN}$

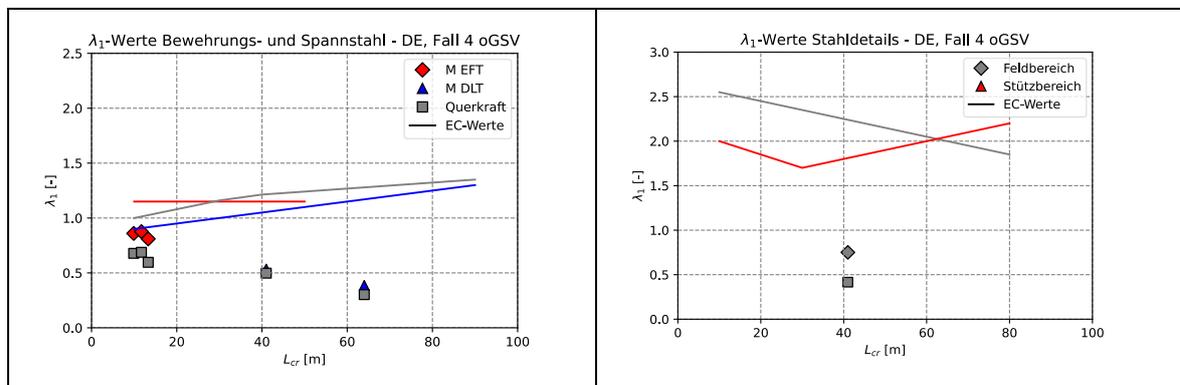
Es zeigt deutlich, dass bei einer Kalibrierung mit einem  $\alpha$ -Wert die Einzellasten unterschätzt werden.

### 9.2.6. Auswertung der Ermüdungsanalyse

Für den Use-Case Deutschland wurde für den Fließverkehr der A07 und der A40 ohne Berücksichtigung des genehmigungspflichtigen Schwerverkehr eine Berechnung der  $\lambda$ -Werte durchgeführt. Zwischen den Ergebnissen für die Fälle 2 und 4 zeigt sich nur ein geringfügiger Unterschied, wobei die Ergebnisse für  $\lambda$  für Fall 4 leicht geringer ausfallen als für Fall 2.

In Tabelle 40 sind die berechneten  $\lambda_1$ -Faktoren infolge Verkehr für den Fall 4 exemplarisch dargestellt. Dabei werden die berechneten  $\lambda_1$ -Werten den Werten aus dem Eurocode für Bewehrungsstahl und Baustahl gegenübergestellt. Auf der Abszisse wird jeweils die kritische Länge  $L_{cr}$  der Bauwerke dargestellt. Diese entspricht für das Feldmoment und die Querkräfte im Auflagerbereich der jeweiligen Feldspannweite und für das Stützmoment dem Mittelwert der angrenzenden Feldspannweiten. Es zeigt sich, dass die für den angesetzten Verkehr errechneten  $\lambda_1$ -Faktoren deutlich tiefer sind als gemäss Norm EN 1993-2 vorgeschlagen, wobei sich dieser Einfluss sich mit grösser werdender Spannweite verstärkt.

Tabelle 40:  $\lambda_1$ -Faktoren für Use-Case Deutschland



Die Ergebnisse des mittleren Gesamtgewichts und der jährlichen Anzahl Schwerverkehrsfahrzeuge sind in Abbildung 163 und Abbildung 164 dargestellt.

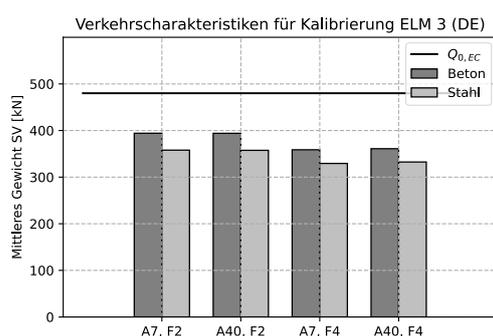


Abbildung 163: Mittleres Gesamtgewicht des Schwerverkehrs für Ermüdung, Deutschland

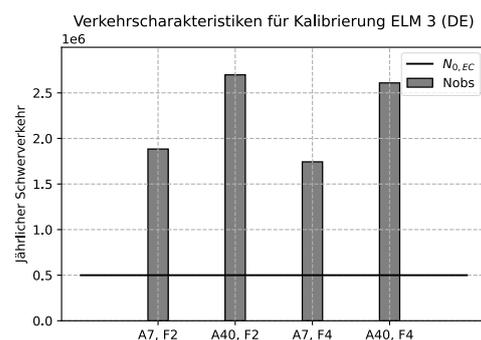


Abbildung 164: Jährliches Verkehrsaufkommen (LKW-Anzahl) des Schwerverkehrs, Deutschland

Aus der Untersuchung geht hervor, dass das durchschnittliche Gesamtgewicht des Schwerverkehrs tiefer ausfällt als gemäß Eurocode für die Kalibrierung anzusetzen ( $Q_{0,EC} =$

480 kN). Hingegen zeigt sich, dass das jährliche Verkehrsaufkommen des Schwerverkehrs deutlich oberhalb der gemäß Norm angesetzten Werte von 500'000 Fahrzeugen liegt. Die berechneten  $\lambda_2$ -Werte sind in Tabelle 41 dargestellt.

*Tabelle 41:  $\lambda_2$ -Werte für Use-Case Deutschland*

	Fall 2		Fall 4	
	Beton	Stahl	Beton	Stahl
A7	0.952	0.972	0.859	0.881
A40	0.99	1.043	0.904	0.964

## 9.3. Österreich

### 9.3.1. Beschreibung

In Österreich wurde eine Strecke an der A2 in der Nähe von Gleisdorf (Abbildung 165) ausgewählt. In diesem Streckenabschnitt befindet sich die WIM-Anlage Ilz, sowie drei Zählstellen mit den Nummern 354, 361, 373.

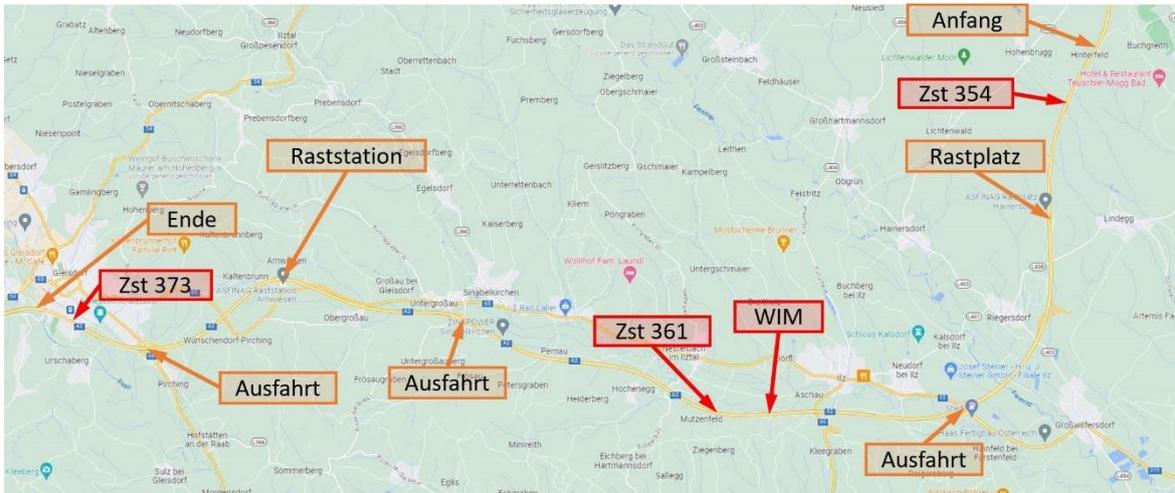


Abbildung 165: Ausgewählter Streckenabschnitt an der A2

Die für diese Strecke angesetzten Brückenbauwerke können Tabelle 42 entnommen werden.

Tabelle 42: Brückenbauwerke im Use-Case Österreich

Bezeichnung	Typ	Baustoff	Stützweiten L, [m]	Breite B, [m]
Platte	Platte	Stahlbeton	8	12
			6,8,6	12
			20	12
			16,20,20,16	12
Plattenbalken	2-stegiger Plattenbalken	Spannbeton	30	12
			25,30,30,25	12
Hohlkasten	Einzelliger Hohlkasten	Spannbeton	40	12
			32,40,32	12
			55	15
			44,55,44	15
Gschnitztalbrücke	Aufgelöster Hohlkasten	Stahlverbund	84,84,84,84,84	11.65

Neben der Gschnitztalbrücke, welche exemplarisch als Stahlbetonverbund Hohlkastenbrücke in diesen Use-Case zusätzlich aufgenommen wurde, handelt es sich bei den übrigen Bauwerken um aus der Datenbank der Asfinag abgeleitete Bauwerke. Eine Abbildung des nachempfundenen Regelquerschnitts befindet sich im Anhang 13.4.2 Tabelle 75.

Die Position der Fahrspuren der fiktiven Bauwerke wurde entsprechend den geltenden österreichischen Richtlinien [80] festgelegt. Für die Position der Fahrspuren der Gschnitztalbrücke wurden Satellitenaufnahmen hinzugezogen. Für die beidseitig vorhandenen Kappen wurde eine Breite von 0.5 m angesetzt.

### 9.3.2. Verkehrseigenschaften

Im ausgewählten Streckenabschnitt befinden sich drei Zählstellen, die sich in ihren Kennzahlen unterscheiden (Tabelle 43). Während an der Zählstelle 354 der größte Anteil von Sattelzügen unter den LKWs festgestellt wurde, war die durchschnittliche tägliche Anzahl (Mo-Do) von sowohl LKWs ( $n_{4,LKW}$ ) als auch Sattelzügen ( $n_{4,Sattelzug}$ ) an der Zählstelle 373 am höchsten.

*Tabelle 43: Kennzahlen der drei Zählstellen im gewählten Streckenabschnitt*

	Zst 354	Zst 361	Zst 373
$n_{4,LKW}$	3272	3911	4588
$n_{4,Sattelzug}$	1973	2022	2439
Anteil Sattelzüge	0,603	0,517	0,532

In Fällen, wo Daten mehrerer Zählstellen im untersuchten Streckenabschnitt verfügbar sind, wird im Datenverfügbarkeitsfall 3 und 4 die Zählstelle ausgewählt, die die höchste Anzahl von Sattelzügen ( $n_{4,Sattelzug}$ ) aufweist.

Der Wochenzyklus der Verkehrsstärken (Abbildung 166) unterscheidet sich zwischen dem Fall 1 und 2 kaum in der Form, sondern in den absoluten Zahlen: die mittlere Verkehrsstärke, die im Fall 1 gewählt wurde, resultierte in etwas höheren LKW-Verkehr als die im Fall 2 bekannten Verkehrsstärken. Im Fall 3&4 wird der Wochenzyklus durch die lokalen Daten nochmal präzisiert und resultiert in geänderten Zeitverlauf, mit Spitzen der LKW-Stärken im Vormittagsverkehr and Spitzen der PKW-Stärken im Nachmittagsverkehr.

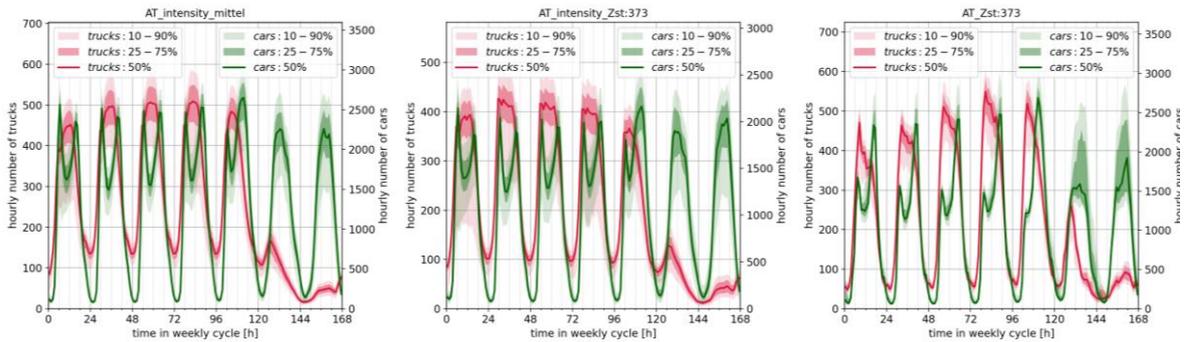


Abbildung 166: Ermittelte Wochenzyklen der Verkehrsstärken im Datenverfügbarkeitsfall 1 (links), Fall 2 (mittig), sowie Fall 3&4 (rechts)

Die Gewichtsverteilungen einzelner Fahrzeugtypen können durch die lokalen WIM-Daten erst im Fall 4 präzisiert werden. In den Fällen 1, 2 und 3 werden Gewichtsverteilungen, die aus der WIM-Anlage Hörbranz ausgewertet wurden, herangezogen.

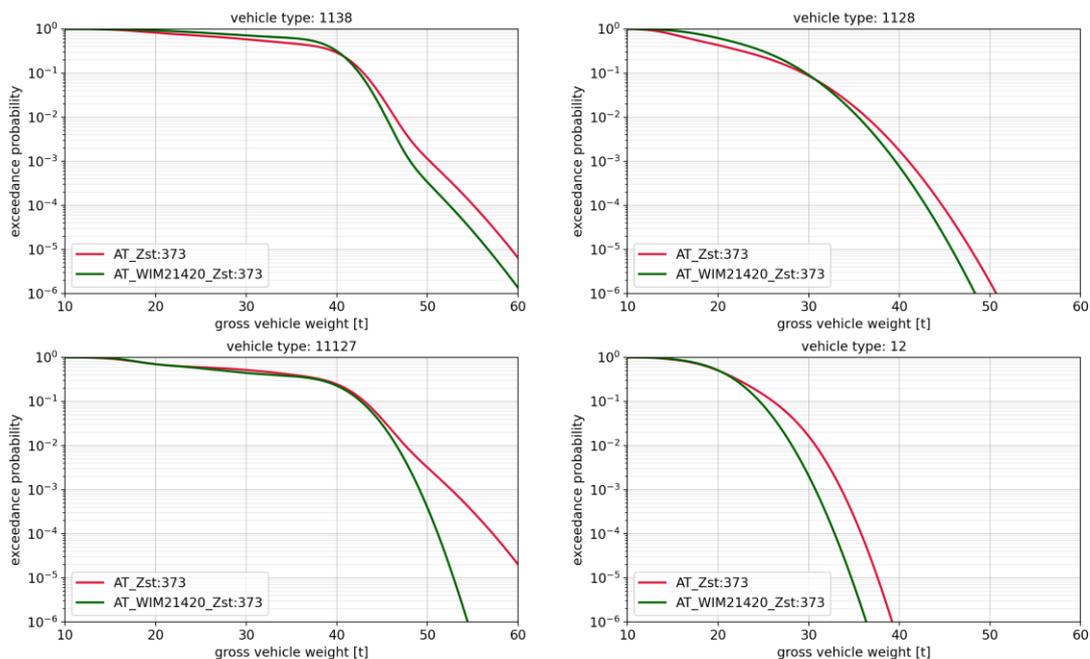
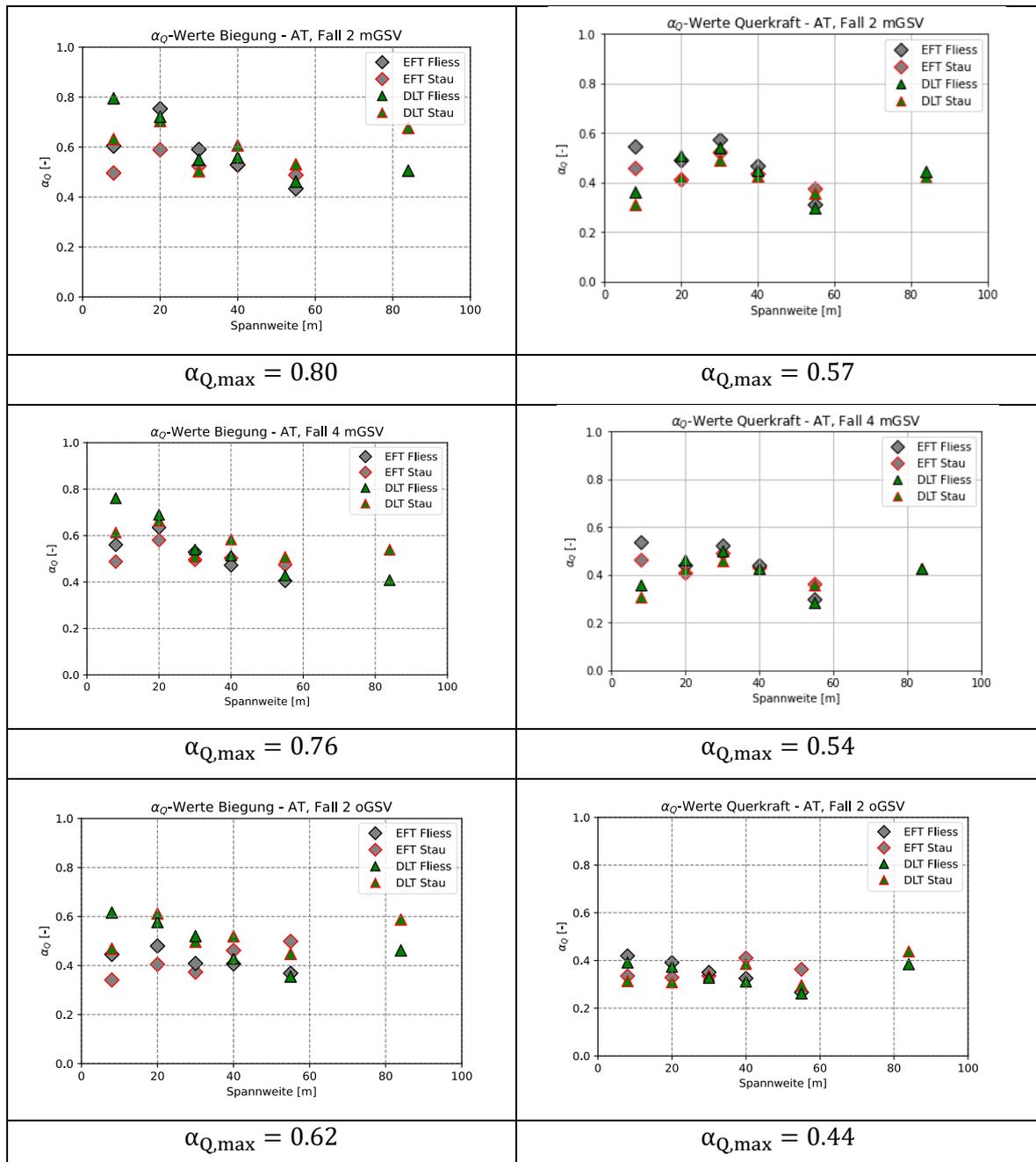


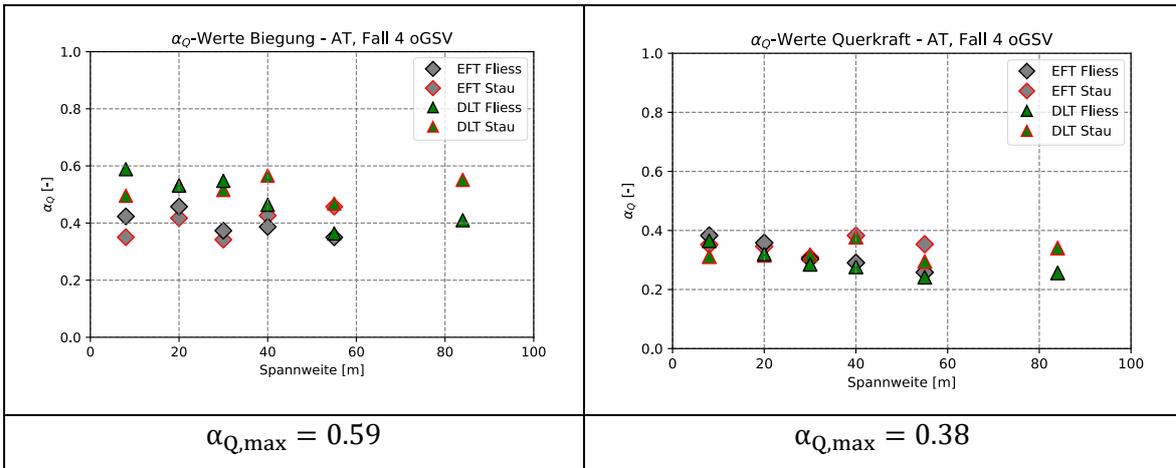
Abbildung 167: Vergleich der Gewichtsverteilungen von 4 Fahrzeugtypen in Fällen 1&2&3 (rot) mit dem Fall 4 – lokale WIM-Daten (grün)

### 9.3.3. Kalibrierte Lastmodelle

Die Ergebnisse sind in Tabelle 44 dargestellt. Dabei wurden die  $\alpha_Q$ -Werte für den Fall 2 und Fall 4 jeweils mit und ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr (mGSV, oGSV) ausgewertet. Zur besseren Übersicht wurden die Einwirkungseffekte Biegung und Querkraft getrennt voneinander abgebildet.

Tabelle 44: Semiprobabilistische Lastmodellkalibrierung, Use-Case Österreich





Kalibrierung des Lastmodells für zwei Faktoren:  $\alpha_Q, \alpha_q$

Eine Aufteilung der Bemessungslast auf zwei anstelle von einem globalen  $\alpha$ -Faktor gemäss dem in Abschnitt 8.3.6 dargestellten Verfahren unter Anwendung des Optimierungsalgorithmus gemäß Abschnitt 8.3.7 führt zu dem in Abbildung 168 dargestellten Ergebnis

Für  $\alpha_{Q,min}$  ergibt sich aus den Untersuchungen ein Wert von  $\alpha_{Q,min} = 0.59$ .

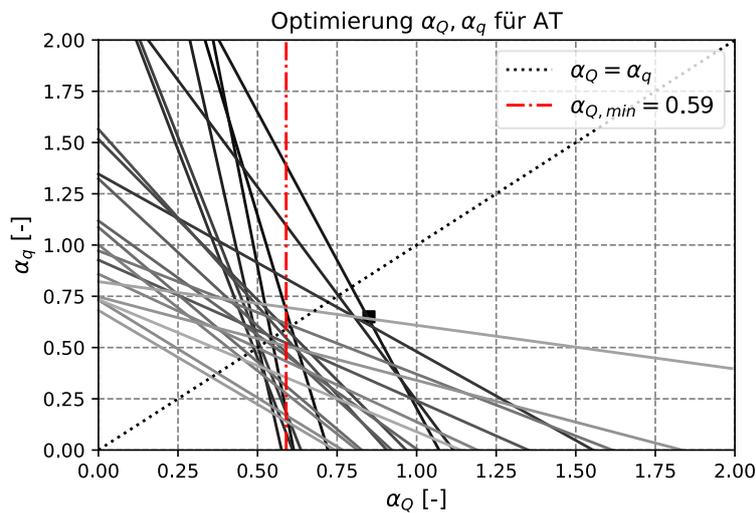


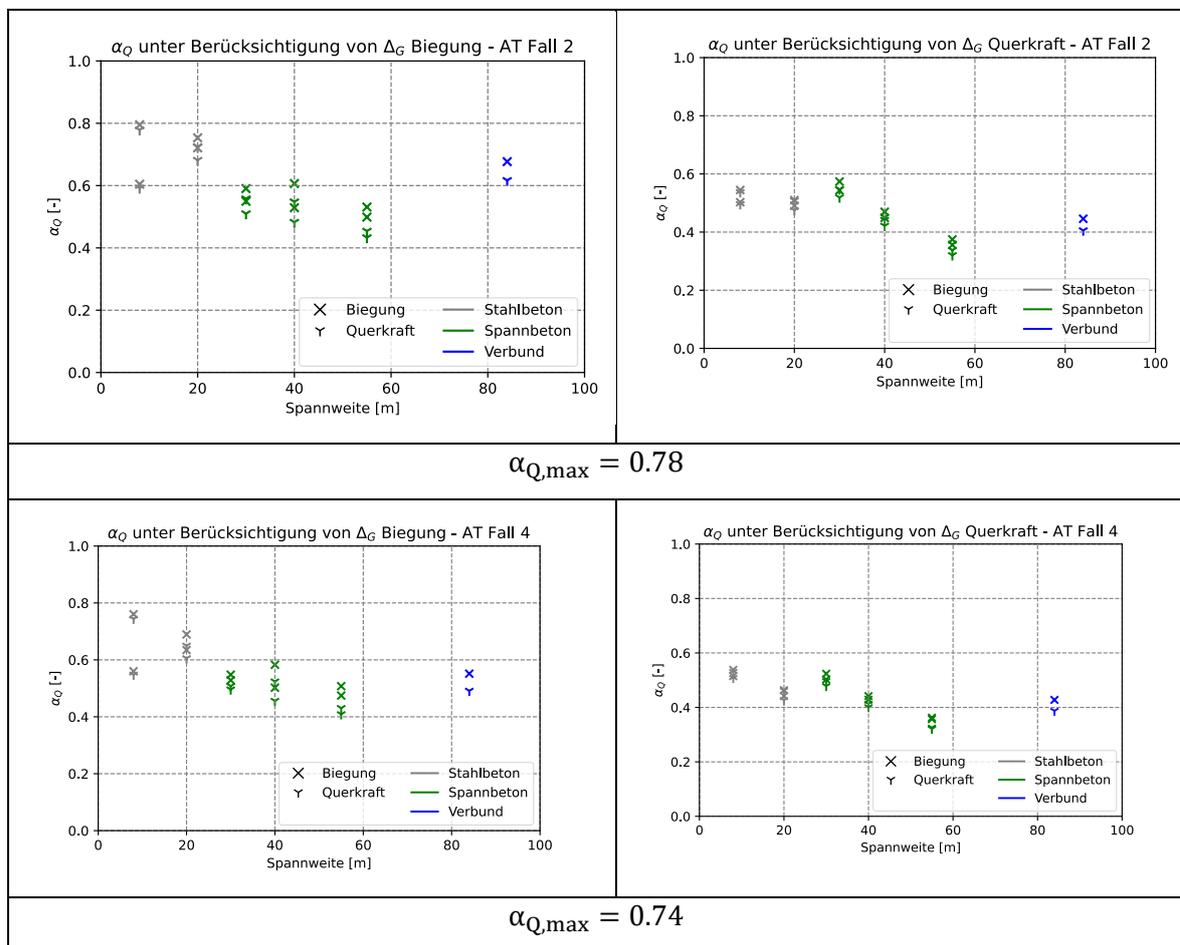
Abbildung 168: Optimierte Lastmodellfaktoren  $\alpha_Q, \alpha_q$  für Österreich

Für den Use Case aus Österreich wird ein Wert von  $\alpha_Q = 0.85$  und  $\alpha_q = 0.65$  empfohlen.

### Berücksichtigung von Eigengewicht

In diesem Abschnitt werden die aus der Analyse resultierenden  $\alpha_Q$ -Werte unter Berücksichtigung der Reserven des Eigengewichts gemäß dem Vorgehen aus Abschnitt 8.3.2 dargestellt. In Tabelle 45 wurden die Ergebnisse spannenweitenabhängig aufgetragen, wobei zwischen den Verkehrsfällen und der Einwirkung (Biegung oder Querkraft) unterschieden wird. In den Abbildungen wurde bereits der jeweils maßgebende Fall aus der semiprobabilistischen Lastmodellkalibrierung angesetzt, wodurch in den Abbildungen keine Differenzierung zwischen der Verkehrsart (Stau vs. Fließverkehr sowie mit vs. ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr) vorhanden ist.

Tabelle 45:  $\alpha_Q$  unter Berücksichtigung der ständigen Lasten – Use-Case Österreich



Aus der Untersuchung zeigt sich, dass eine semiprobabilistische Berücksichtigung des Eigengewichts qualitativ zu einer Reduktion der  $\alpha_Q$ -Werte führen kann. Dies lässt sich besonders für längere Brücken aus Spannbeton oder aus Stahlbeton-Verbund erkennen.

Wird nun dieser Unterschied  $\Delta\alpha_Q = \alpha_{Q,\Delta G}/\alpha_Q$  für die einzelnen Brückensysteme bestimmt und dies für den Faktor

$$\chi = \frac{E_d(\text{LM1})}{E_d(\text{G}) + E_d(\text{LM1})}$$

aufgetragen, lässt sich der in Abbildung 169 für den Fall 2 exemplarisch dargestellte Zusammenhang erkennen.

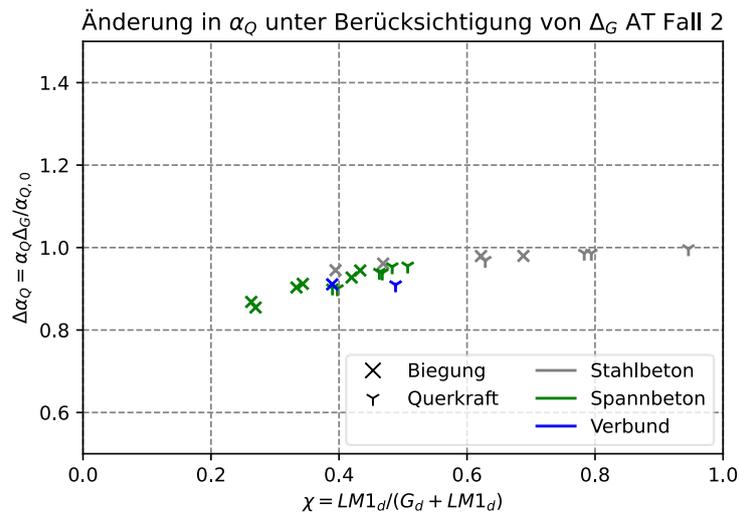


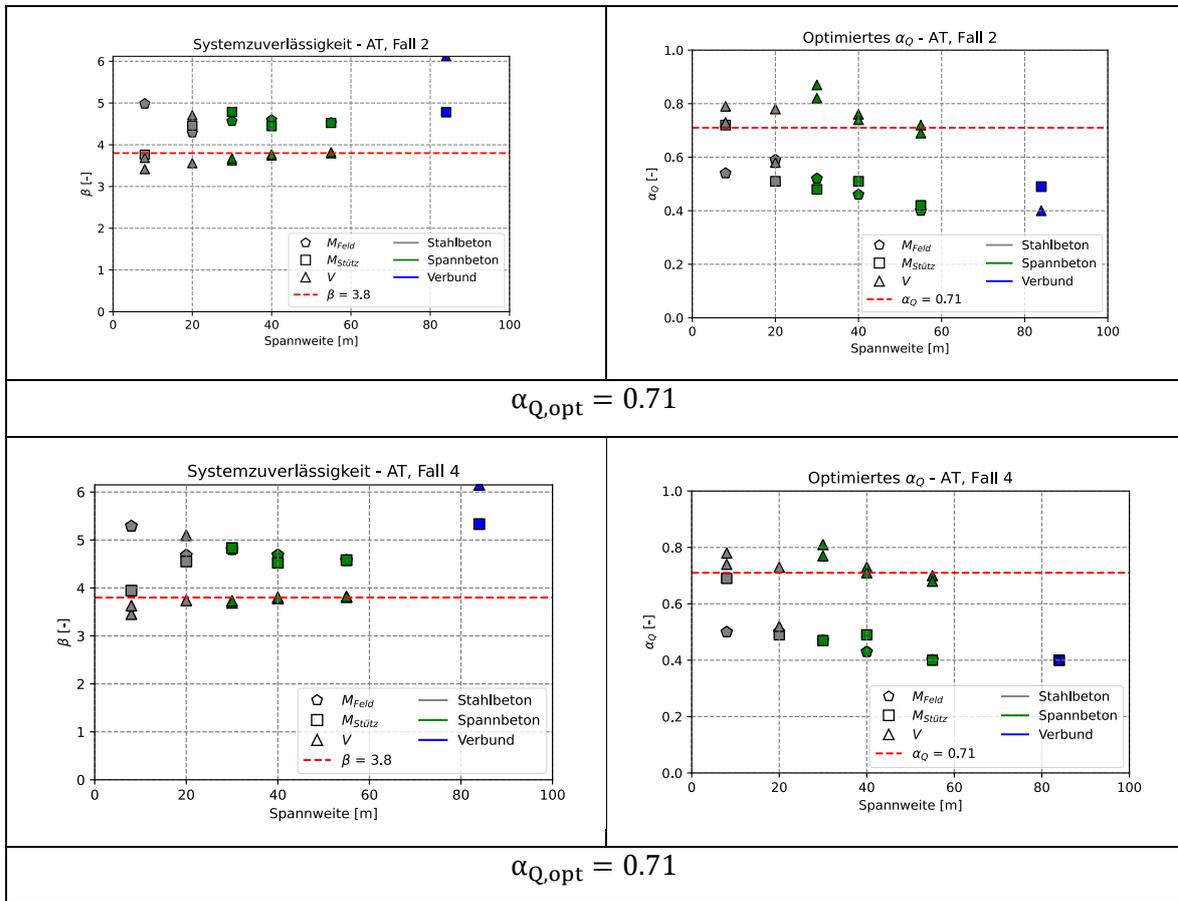
Abbildung 169: Änderung in  $\alpha_Q$  unter Berücksichtigung von  $\Delta_G$  für Österreich (Fall 2)

### Vollprobabilistische Kalibrierung des Lastmodells

In diesem Berechnungsschritt wurden die in Abschnitt 8.3.4 vorgestellten Methoden verwendet, um eine Lastmodellkalibrierung mittels vollprobabilistischer Analyse durchzuführen. Die Ergebnisse sind spannenweitenabhängig aufgetragen, wobei zwischen den Verkehrsfällen und der Einwirkung (Biegung oder Querkraft) unterschieden wird. In den Abbildungen wurde bereits der jeweils maßgebende Fall aus der semiprobabilistischen Lastmodellkalibrierung angesetzt, wodurch in den Abbildungen keine Differenzierung zwischen der Verkehrsart (Stau vs. Fließverkehr sowie mit vs. ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr) vorhanden ist.

Anschließend wurden die Ergebnisse der vollprobabilistischen Analyse noch gemäß dem in Abschnitt 8.3.7 beschriebenen Optimierungsleitfaden bestimmt (siehe Tabelle 46).

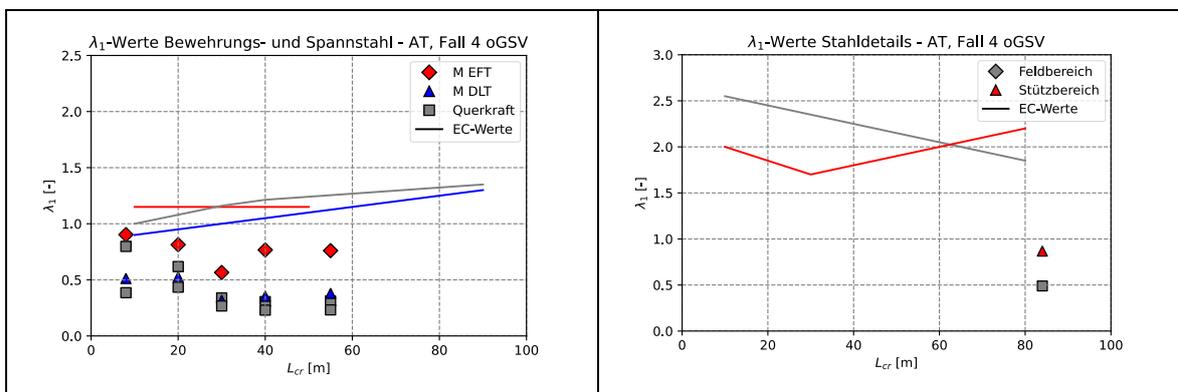
Tabelle 46: Optimierte  $\alpha_Q$ -Werte aus vollprobabilistischer Berechnung, Use-Case Österreich



### 9.3.4. Auswertung der Ermüdungsanalyse

In Tabelle 47 sind die berechneten  $\lambda_1$ -Faktoren infolge Verkehrs für den Fall 4 dargestellt

Tabelle 47:  $\lambda_1$ -Faktoren für Use-Case Österreich (Fall 4)



Die Ergebnisse des mittleren Gesamtgewichts und der jährlichen Anzahl Schwerverkehrsfahrzeuge sind in Abbildung 170 dargestellt.

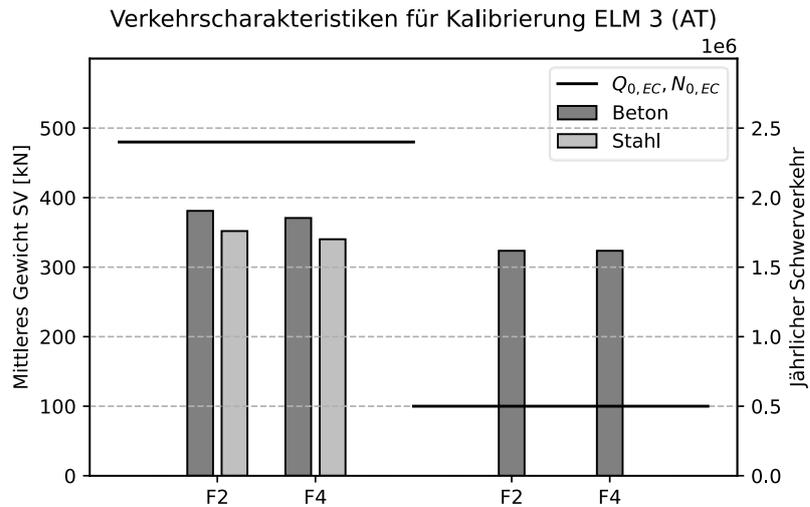


Abbildung 170: Verkehrskarakteristiken für Kalibrierung des Ermüdungslastmodelles, Österreich

Aus der Untersuchung geht hervor, dass das durchschnittliche Gesamtgewicht des Schwerverkehrs tiefer ausfällt als gemäß Eurocode für die Kalibrierung anzusetzen ( $Q_{0,EC} = 480 \text{ kN}$ ). Hingegen zeigt sich, dass das jährliche Verkehrsaufkommen des Schwerverkehrs deutlich oberhalb der gemäß Norm angesetzten Werte von 500'000 Fahrzeugen liegt. Die berechneten  $\lambda_2$ -Werte sind in Tabelle 48 dargestellt.

Tabelle 48:  $\lambda_2$ -Werte für Use-Case Österreich

Fall 2		Fall 4	
Beton (Bewehrung)	Baustahl	Beton (Bewehrung)	Baustahl
0.904	0.927	0.889	0.914

## 9.4. Schweiz

### 9.4.1. Beschreibung

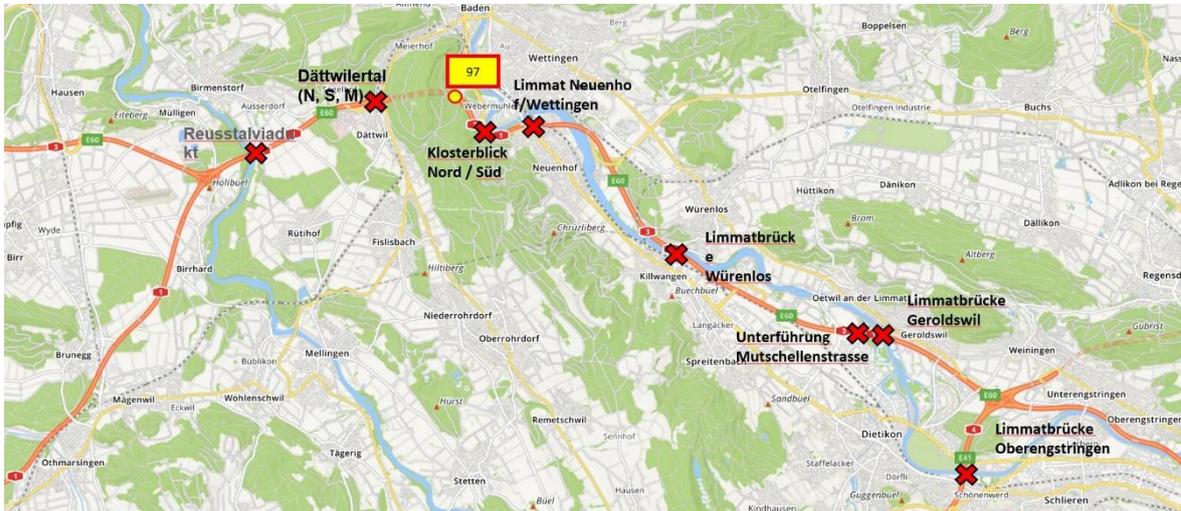


Abbildung 171: Lage des ausgewählten Streckenabschnittes

Für die schweizerischen Brückenbauwerke wurden einerseits Bauwerke aus der KUBA-Datenbank auf der Strecke Baden-Wettingen-Zürich sowie weitere idealisierte Systeme angesetzt. Die Querschnitte der einzelnen Bauwerke sind im Anhang 13.4.3 in Tabelle 76 dargestellt. Eine Zusammenfassung der wichtigsten Größen ist in Tabelle 49 dargestellt.

Tabelle 49: Brückenbauwerke im Use-Case Schweiz

Bezeichnung	Querschnitt	Baustoff	Stützweiten [m]	Breite [m]	Weitere Angaben
Portalrahmen	Platte	Stahlbeton	10	12	$\alpha = 0$
					$\alpha = 30$
			15		$\alpha = 0$
					$\alpha = 30$
Unterführung Mutschellenstrasse	Platte	Stahlbeton	12,24,12	20	
Durchlaufträger Plattenbalken	2-stegiger Plattenbalken	Stahlbeton	14.4, 18, 18, 14.4	12	
			20, 25, 25, 20		
			25.6, 32, 32, 25.6		

Klosterblick Nord	5-stegiger Plattenbalken	Spannbeton	25.5, 25.5, 42.2, 25.5, 25.5	21	
Verbund – I-Querschnitt	2-stegiger Plattenbalken	Verbund	30, 40, 30	12	
Verbund – Box-Querschnitt	2-stegiger Plattenbalken	Verbund	45, 50, 45	12	Geschweißter Hohlkasten
Reusstalviadukt	2-stegiger Plattenbalken	Verbund	39, 52, 84.5, 71.5	30	
Limmatbrücke Neuenhof	Einzelliger Hohlkasten	Spannbeton	52.5, 80, 80, 52.5	15	

Die Position der Fahrspuren wurde gemäß den Angaben des Regelquerschnitts der schweizerischen Nationalstraßen [81] angesetzt. Ein Auszug der Richtlinie zur Bestimmung der Spurgeometrie der Normalprofile kann Anhang 13.4.3 entnommen werden. Bei den realen Bauwerken wurde die Fahrspurgeometrie anhand von Satellitenbildern abgeschätzt.

#### 9.4.2. Verkehrseigenschaften

Im ausgewählten Streckenabschnitt befinden sich eine Zählstelle (Zst 97), deren Daten verwendet wurden. Ihre Kennzahlen sind in der Tabelle 50 gelistet.

*Tabelle 50: Kennzahlen der Zählstelle im gewählten Streckenabschnitt*

	Zst 354
$n_{4,PKW}$	39400
$n_{4,LKW}$	5466
$n_{4,Sattelzug}$	1917
Anteil Sattelzüge	0,351

Der Wochenzyklus der Verkehrsstärken (Abbildung 172) unterscheidet sich zwischen dem Fall 1 und 2 kaum: die geringe Verkehrsstärke, die im Fall 1 gewählt wurde, resultierte in geringfügig höheren LKW-Verkehr als die im Fall 2 bekannten Verkehrsstärken. Im Fall 3&4 wird der Wochenzyklus durch die lokalen Daten nochmal präzisiert und resultiert in größere Unterschiede zwischen den Tagesspitzen und der Nachtruhe.

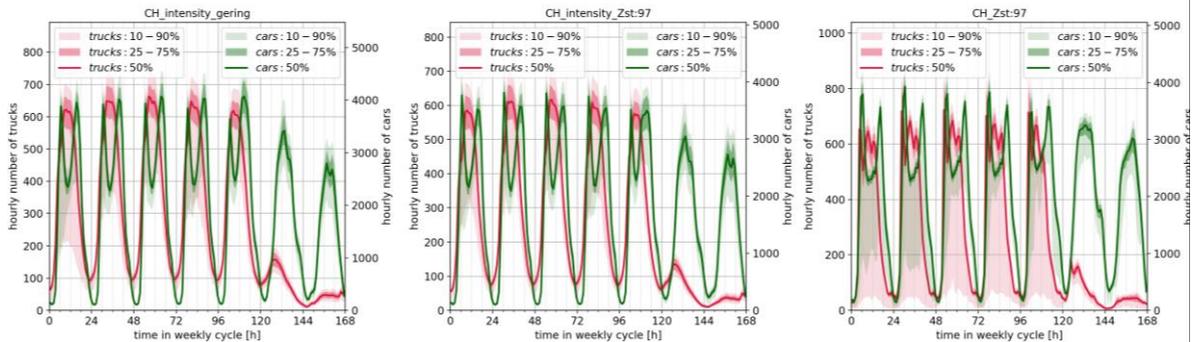


Abbildung 172: Ermittelte Wochenzyklen der Verkehrsstärken im Datenverfügbarkeitsfall 1 (links), Fall 2 (mittig), sowie Fall 3&4 (rechts)

Die Gewichtsverteilungen einzelner Fahrzeugtypen können durch erst im Fall 4 präzisiert werden. In den Fällen 1, 2 und 3 werden Gewichtsverteilungen, die aus der WIM-Anlage Oberburen ausgewertet wurden, herangezogen. Für den Fall 4 sollten lokale WIM-Daten herangezogen werden. Da es jedoch im direkt gewählten Streckenabschnitt keine WIM-Anlage gab, wurden die zwei nächstgelegenen Anlagen in Betracht gezogen: Bozberg (427) und Effretikon (433). Von diesen zwei wies die Anlage Bozberg höhere LKW-Gewichte auf, deshalb wurde sie im Fall 4 verwendet, um konservative Ergebnisse zu gewährleisten.

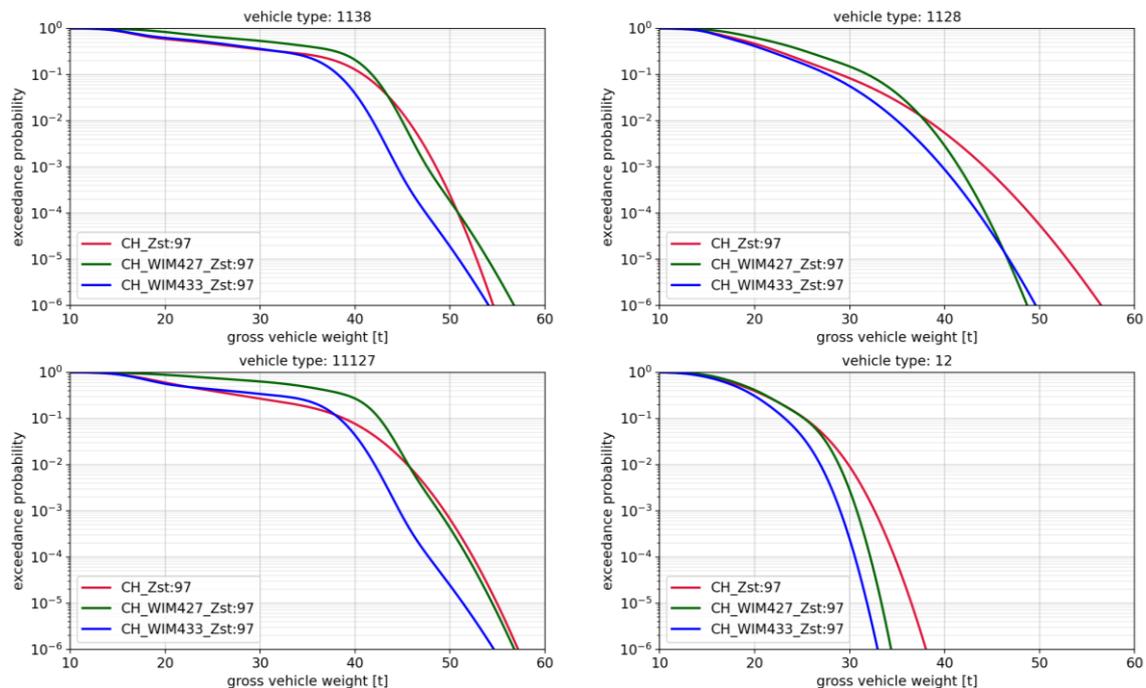
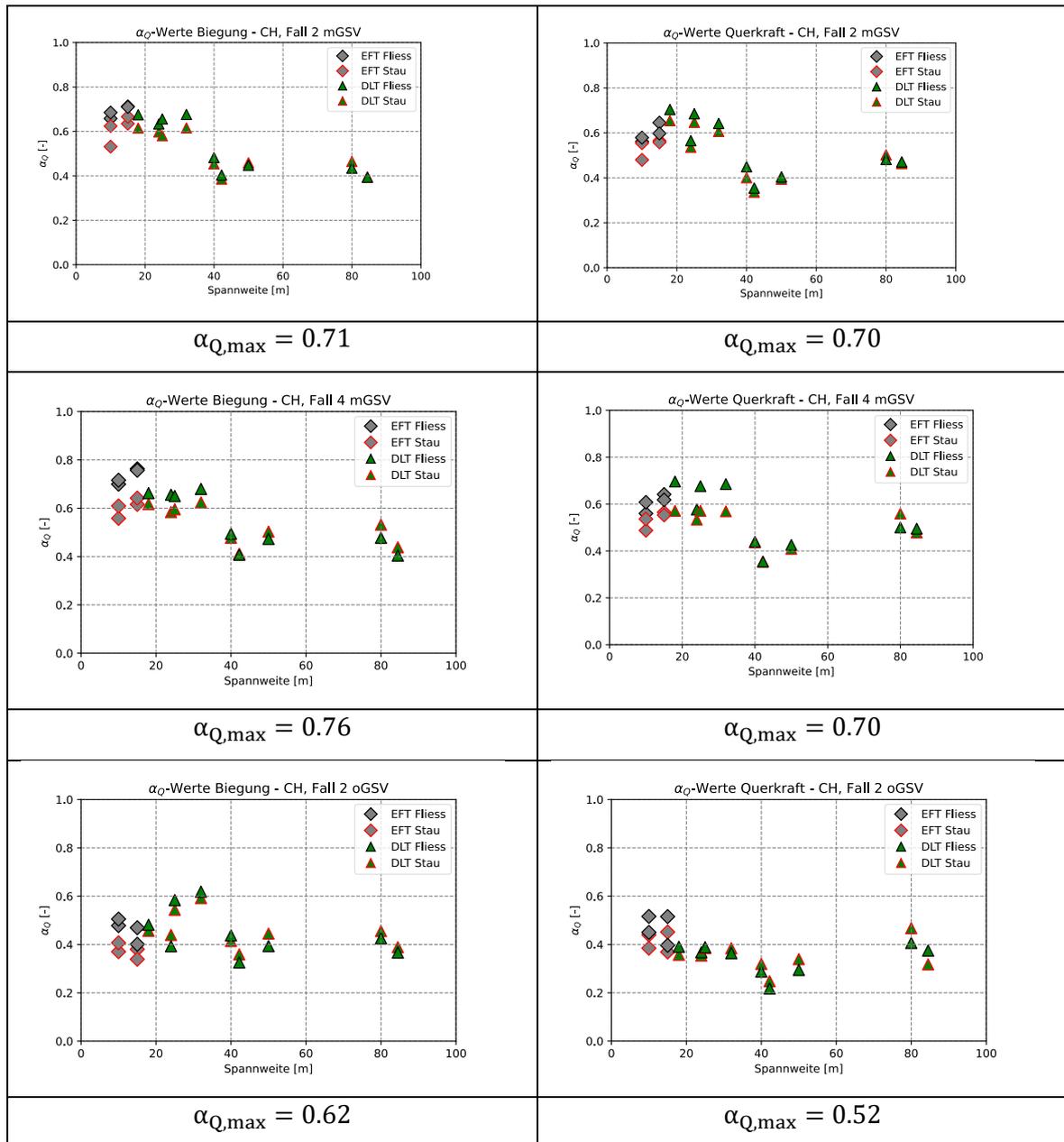


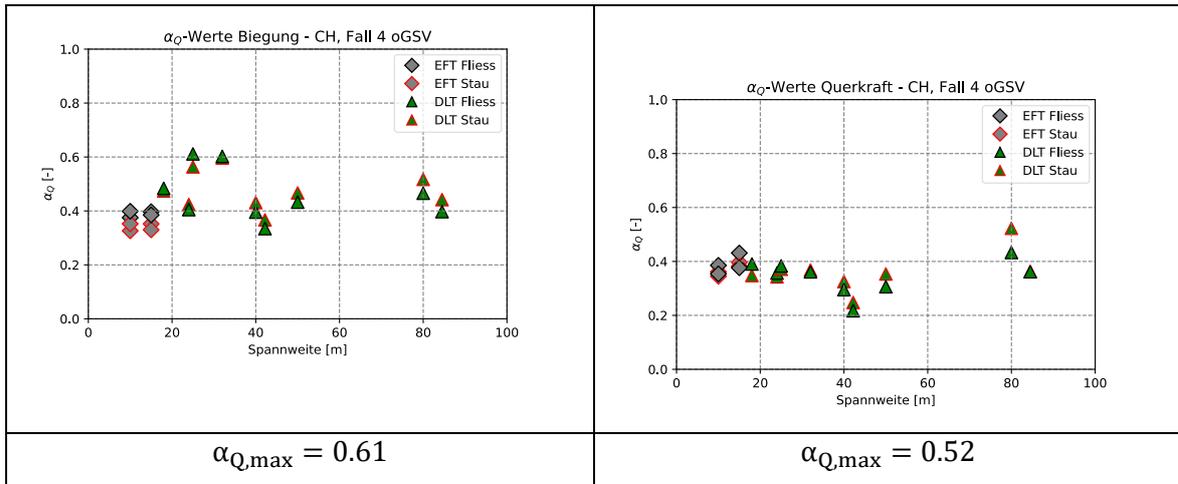
Abbildung 173: Vergleich der Gewichtsverteilungen von 4 Fahrzeugtypen in Fällen 1&2&3 (rot) mit dem Fall 4 – lokale WIM-Daten (grün), sowie der alternativen Variante im Fall 4 (blau).

### 9.4.3. Kalibrierte Lastmodelle

Die Ergebnisse sind in Tabelle 51 dargestellt. Dabei wurden die  $\alpha_Q$ -Werte für den Fall 2 und Fall 4 jeweils mit und ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr (mGSV, oGSV) ausgewertet. Zur besseren Übersicht wurden die Einwirkungseffekte Biegung und Querkraft getrennt voneinander abgebildet.

Tabelle 51: Semiprobabilistische Lastmodellkalibrierung, Use-Case Schweiz





### Kalibrierung des Lastmodells für zwei Faktoren: $\alpha_Q, \alpha_q$

Eine Aufteilung der Bemessungslast auf zwei anstelle von einem globalen  $\alpha$ -Faktor gemäss dem in Abschnitt 8.3.6 Verfahren unter Anwendung des Optimierungsalgorithmus gemäss Abschnitt 8.3.7 führt zu dem in Abbildung 174 dargestellten Ergebnis

Für  $\alpha_{Q,min}$  ergibt sich aus den Untersuchungen ein Wert von  $\alpha_{Q,min} = 0.56$ .

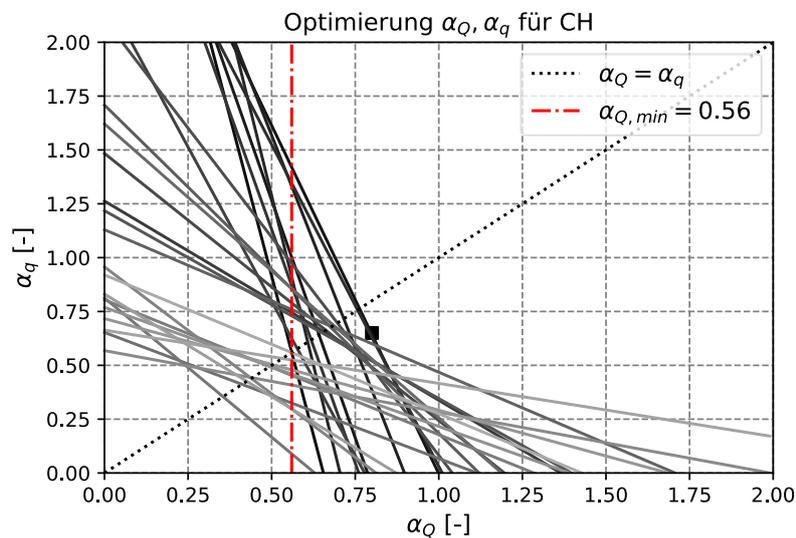


Abbildung 174: Optimierte Lastmodellfaktoren  $\alpha_Q, \alpha_q$  für die Schweiz

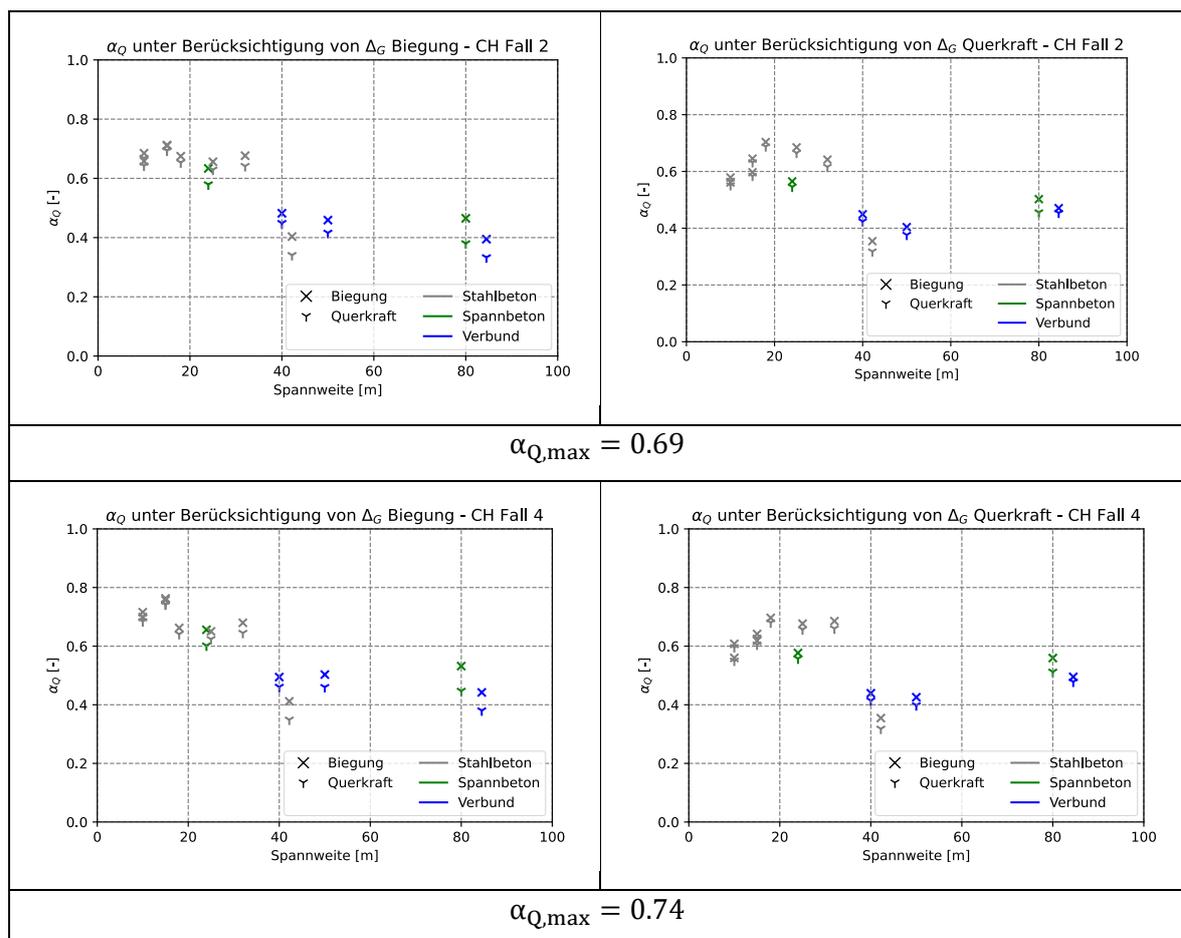
Für den Use Case aus der Schweiz wird ein Wert von  $\alpha_Q = 0.80$  und  $\alpha_q = 0.65$  empfohlen. Die Ergebnisse dieses Use-Cases zeigen, dass  $\alpha_{Q,min}$  als untere Schranke zur Kalibrierung des Lastmodells nicht benötigt wird, da die Einwirkungsgrössen der Brückenbauwerke

grosser Spannweiten massgebend werden und der Bemessungswert infolge Verteilung der Achslasten zu gering ausfällt.

### Berücksichtigung von Eigengewicht

In diesem Abschnitt werden die aus der Analyse resultierenden  $\alpha_Q$ -Werte unter Berücksichtigung der Reserven des Eigengewichts gemäß dem Vorgehen aus Abschnitt 8.3.2 dargestellt. In Tabelle 52 sind die Ergebnisse in Abhängigkeit der Spannweite dargestellt, wobei zwischen den Verkehrsfällen und der Einwirkung (Biegung oder Querkraft) unterschieden wird. In den Abbildungen wurde bereits der jeweils maßgebende Fall aus der semiprobabilistischen Lastmodellkalibrierung angesetzt, wodurch in den Abbildungen keine Differenzierung zwischen der Verkehrsart (Stau vs. Fließverkehr sowie mit vs. ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr) vorhanden ist.

Tabelle 52:  $\alpha_Q$  unter Berücksichtigung der ständigen Lasten – Use-Case Schweiz



Aus der Untersuchung zeigt sich, dass eine semiprobabilistische Berücksichtigung des Eigengewichts qualitativ zu einer Reduktion der  $\alpha_Q$ -Werte führen kann. Dies lässt sich besonders für längere Brücken aus Spannbeton oder aus Stahlbeton-Verbund erkennen. Wird nun dieser Unterschied  $\Delta\alpha_Q = \alpha_{Q,\Delta G}/\alpha_Q$  für die einzelnen Brückensysteme bestimmt und dies für den Faktor

$$\chi = \frac{E_d(\text{LM1})}{E_d(G) + E_d(\text{LM1})}$$

aufgetragen, lässt sich der in Abbildung 175 für den Fall 2 exemplarisch dargestellte Zusammenhang erkennen.

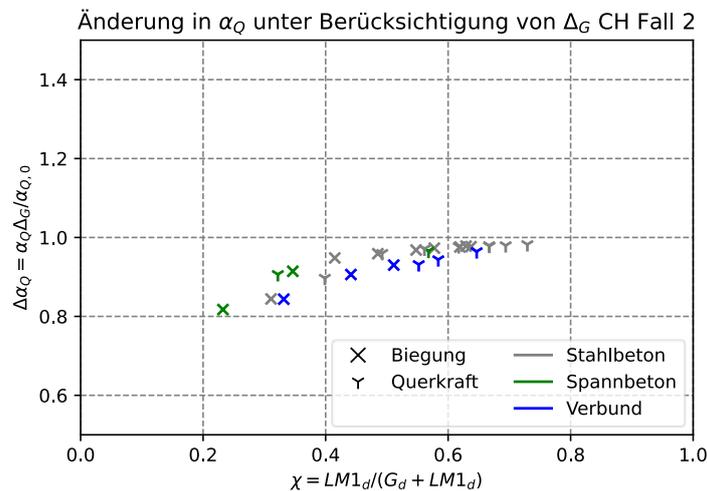


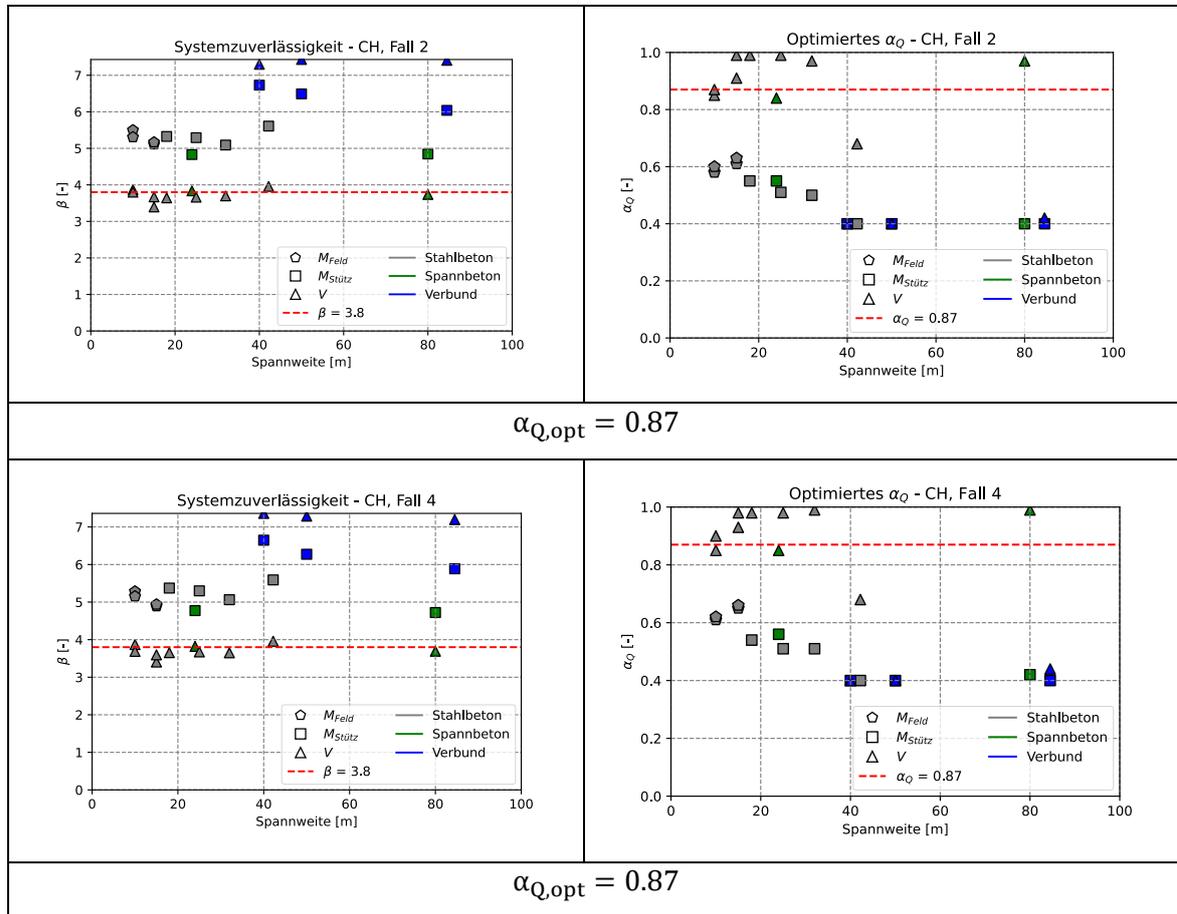
Abbildung 175: Änderung in  $\alpha_Q$  unter Berücksichtigung von  $\Delta_G$  für Schweiz (Fall 2)

### Vollprobabilistische Kalibrierung des Lastmodells

In diesem Berechnungsschritt wurden die in Abschnitt 8.3.4 vorgestellten Methoden verwendet, um eine Lastmodellkalibrierung mittels vollprobabilistischer Analyse durchzuführen. Die Ergebnisse sind spannenweitenabhängig aufgetragen, wobei zwischen den Verkehrsfällen und der Einwirkung (Biegung oder Querkraft) unterschieden wird. In den Abbildungen wurde bereits der jeweils maßgebende Fall aus der semiprobabilistischen Lastmodellkalibrierung angesetzt, wodurch in den Abbildungen keine Differenzierung zwischen der Verkehrsart (Stau vs. Fließverkehr sowie mit vs. ohne genehmigungspflichtigen Schwerverkehr) vorhanden ist.

Anschließend wurden die Ergebnisse der vollprobabilistischen Analyse noch gemäß dem in Abschnitt 8.3.7 beschriebenen Optimierungsleitfaden bestimmt (siehe Tabelle 53).

Tabelle 53: Optimierte  $\alpha_Q$ -Werte aus vollprobabilistischer Berechnung, Use-Case Schweiz



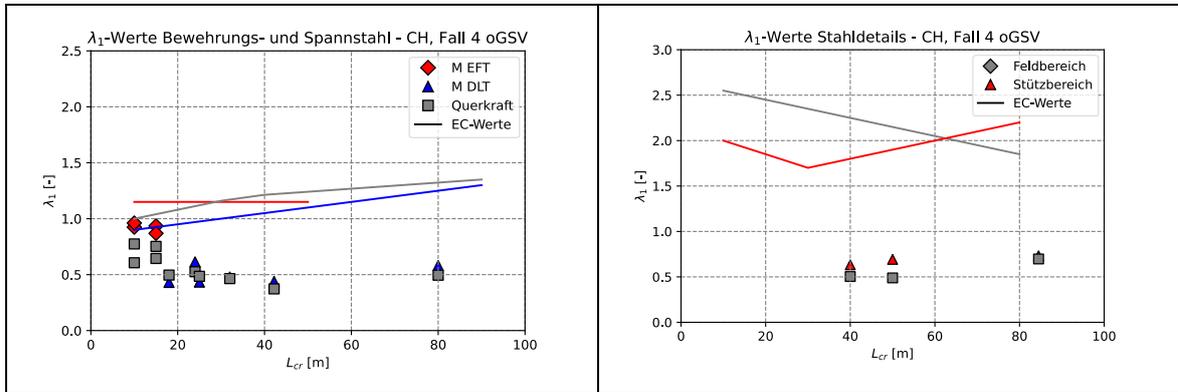
Ein Vergleich zwischen der semiprobabilistischen Kalibrierung und der vollprobabilistischen Kalibrierung zeigt, dass lediglich geringe Unterschiede für die untersuchten positiven und negativen Biegemomente, jedoch deutlich größere Abweichungen für die untersuchten Querkräfte existieren. Diese größere Streuung der Bemessungswerte im Falle der Querkraft lässt sich durch die stärker streuenden Modellunsicherheiten erklären.

#### 9.4.4. Auswertung der Ermüdungsanalyse

In Tabelle 54 sind die berechneten  $\lambda_1$ -Faktoren infolge Verkehrs für den Fall 4 (maßgebend gegenüber Fall 2 für die Schweiz) unter Berücksichtigung des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs dargestellt. Hierbei wird zwischen der Schädigung in der Bewehrung resp. im Spannglied sowie der Schädigung des

Stahlelements bei Verbundbrücken unterschieden. Es zeigt sich, dass die errechneten Werte deutlich unterhalb der gemäß Norm veranschlagten Werte liegen.

Tabelle 54:  $\lambda_1$ -Faktoren für Use-Case Schweiz



Die Ergebnisse des mittleren Gesamtgewichts und der jährlichen Anzahl Schwerverkehrsfahrzeuge sind in Abbildung 176 dargestellt.

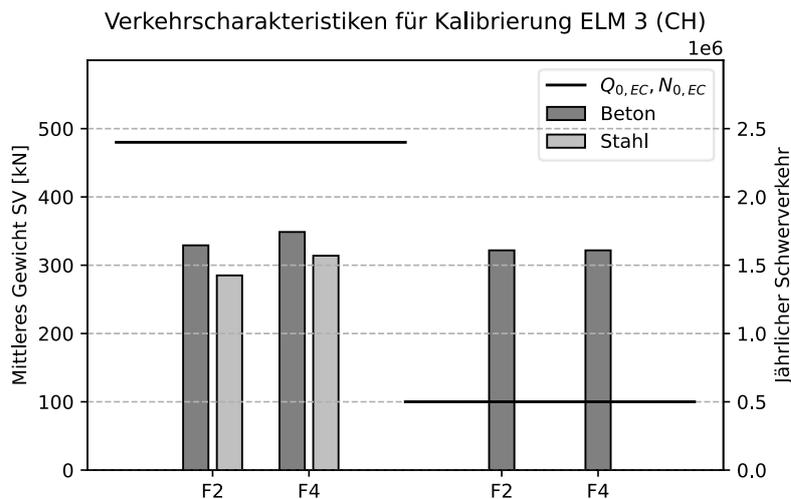


Abbildung 176: Verkehrsscharakteristiken für Kalibrierung des Ermüdungslastmodelles, Schweiz

Aus der Untersuchung geht hervor, dass das durchschnittliche Gesamtgewicht des Schwerverkehrs tiefer ausfällt gemäß Eurocode für die Kalibrierung anzusetzen ( $Q_{0,EC} = 480 \text{ kN}$ ). Hingegen zeigt sich, dass das jährliche Verkehrsaufkommen des Schwerverkehrs deutlich oberhalb der gemäß Norm angesetzten Werte von 500'000 Fahrzeugen liegt. Die berechneten  $\lambda_2$ -Werte sind in Tabelle 55 dargestellt.

Tabelle 55:  $\lambda_2$ -Werte für Use Case Schweiz

Fall 2		Fall 4	
Beton (Bewehrung)	Baustahl	Beton (Bewehrung)	Baustahl
0.781	0.75	0.822	0.816

## 9.5. Weitere Untersuchungen

### 9.5.1. Problematik zur Auswertung kleine Spannweiten

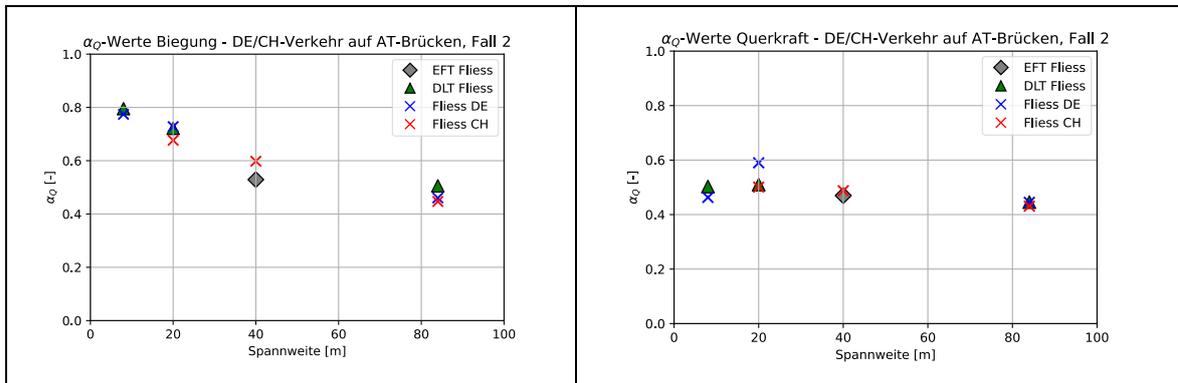
Eine Untersuchung von Brücken kurzer Spannweiten gestaltet sich prinzipiell als schwieriger als bei längeren Spannweiten, da hierbei nicht die Kombination mehrerer Fahrzeuge, sondern einzelne Achslasten die maßgebenden Einwirkungseffekte generieren. Folglich führt dies besonders bei der Berücksichtigung des Schwerverkehrs dazu, dass infolge des Betrachtungszeitraumes nicht ausreichend häufig hohe Achslasten vorhanden sind, aus welcher die Verteilungsfunktion der Extremwerte bestimmt werden kann. Entsprechend sollte vor allem für kurze Spannweiten (unter Berücksichtigung des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs) ein längerer Simulationszeitraum berücksichtigt werden, um die Verteilung der Schwerverkehrsfahrzeuge ausreichend zu berücksichtigen.

### 9.5.2. Vergleich des Verkehrs zwischen den Ländern

Bisher wurde der Verkehr lediglich streckenspezifisch auf den ausgewählten Brückenbauwerken der jeweiligen Use-Case ausgewertet. Um einen Vergleich zwischen den einzelnen Verkehren zu ermöglichen, wurden an dieser Stelle für ausgewählte Bauwerke ein Vergleich zwischen den Ländern durchgeführt. Hierfür wird der Verkehr aus einem der drei Länder auf die Brückenbauwerke der jeweils anderen Länder aufgebracht. Dadurch kann untersucht werden, inwiefern sich die Ergebnisse für den Verkehr unterscheiden.

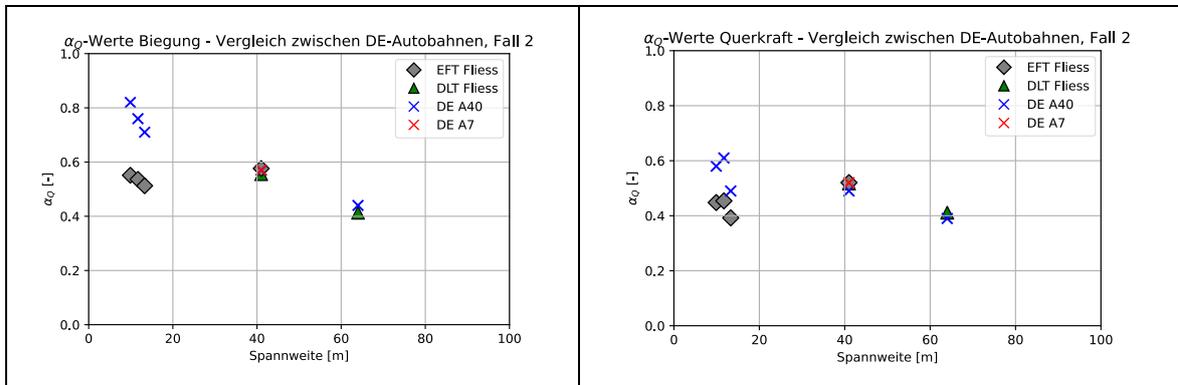
Die Ergebnisse hier zeigen, dass die untersuchten Verkehre der drei Länder zu ähnlichen Ergebnissen führen und sich die Unterschiede in Grenzen halten.

Tabelle 56: Länderübergreifender Vergleich der  $\alpha_{Q,q}$ -Werte



Für die beiden für Deutschland untersuchten Verkehre (denjenigen der A7 und den der A40), zeigt sich, dass der Unterschied vor allem für kleine Brückenbauwerke sichtbar wird, während der Unterschied für größere Spannweiten abnimmt. Dementsprechend zeigt sich hier der Unterschied vor allem auf dem Achslast-Niveau und nicht bei der Charakteristik im Falle von Stau.

Tabelle 57: Vergleich der Ergebnisse zwischen dem deutschen Verkehr A07 und A40



### 9.5.3. Vorschlag zur Anpassung der Widerstandsseite

Wie aus den Ergebnissen der vollprobabilistischen Analyse ersichtlich wird, führt diese Methodik vor allem dazu, dass die Lastmodellkalibrierung für die Querkraft-Einwirkungseffekte zu deutlich höheren Werten führen. Das erforderliche Lastmodell liegt dabei höher als für die semi-probabilistische Lastmodellkalibrierung. Die Untersuchung zeigt auch, dass eine Anpassung des Lastmodells nur zu einer geringfügigen Änderung der

Zuverlässigkeit führt. Dies lässt sich vor allem mit der hohen Streuung der Modellunsicherheit erklären.

Um dieser hohen Streuung entgegenzuwirken, wurde untersucht, ob eine Erhöhung des Widerstandes um 20 % für Querkräfte im Falle von Betonquerschnitten zu besseren Ergebnissen und allgemein geringeren Streuungen führt. Dies führt zu einer Anpassung der Grenzzustandsgleichung in Abschnitt 8.3.4 von

$$R_{d,EC} = f \cdot (\alpha_{Q,q} \cdot E_d(LM1) + G_{d,EC})$$

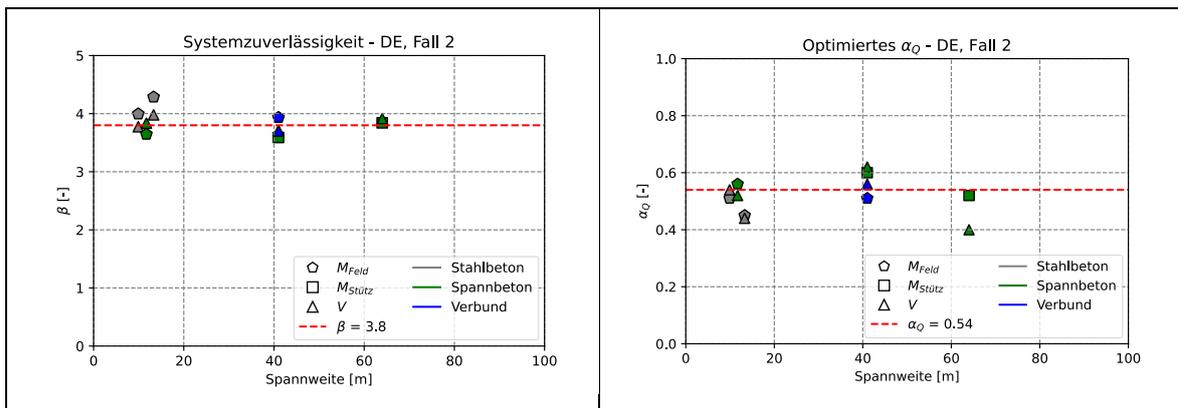
auf

$$R_{d,EC} = f_{R,V} \cdot (\alpha_{Q,q} \cdot E_d(LM1) + G_{d,EC})$$

wobei  $f_{R,V} = 1.2$  anstelle der bisher angenommenen  $f_{R,V} = 1.0$

Wird dieser Empfehlung gefolgt, lassen sich für die Werte des Use-Case Deutschland folgende Ergebnisse erhalten:

*Tabelle 58: Vollprobabilistische Kalibrierung für Use-Case Deutschland bei Anpassung des Querkraftwiderstands für Betonbrücken*

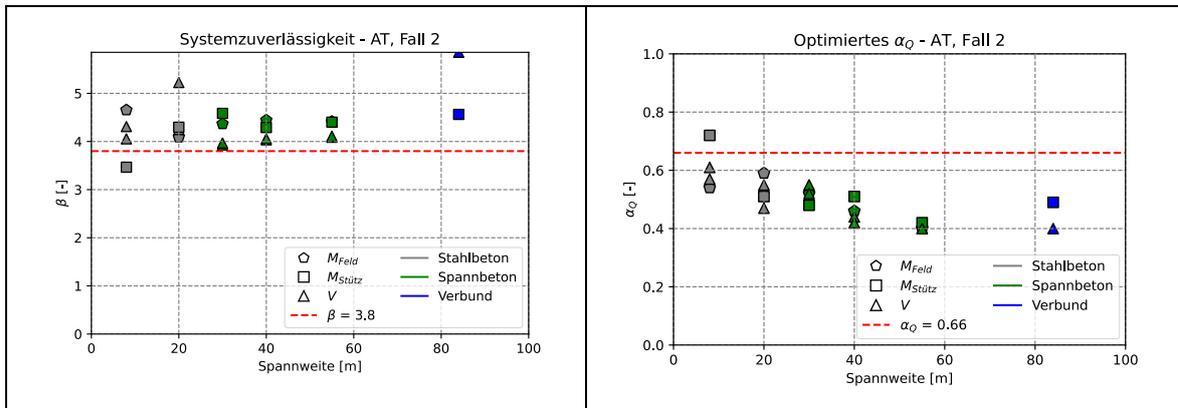


Es lässt sich dadurch eine deutlich einheitlichere Systemzuverlässigkeit (mit  $\beta_t = 3.8$ ) erreichen, als im Falle, bei welchem  $f_{R,V} = 1.0$  angesetzt wird.

Es zeigt sich aber, dass in gewissen Fällen dennoch eine Zuverlässigkeit erreicht wird, welche deutlich unterhalb der Zielzuverlässigkeit von 3.8 liegen. Dementsprechend wurde analog zu [75] untersucht, welchen Einfluss eine maximal zulässige Reduktion der Zuverlässigkeit um  $\Delta\beta = 0.5$  (wodurch eine Mindestzuverlässigkeit von  $\beta_t = 3.3$  erreicht wird) zu einheitlicheren Ergebnissen führt. Diese Anpassung führt zu leicht höheren  $\alpha_Q$ -Werten, verglichen mit dem Fall ohne Berücksichtigung einer Mindestzuverlässigkeit. Exemplarisch soll an dieser Stelle nur auf einige wenige Ergebnisse eingegangen werden.

Für den Use-Case Österreich, beispielsweise zeigt sich, dass diese Festlegung der minimalen zu erreichenden Zuverlässigkeit dazu führt, dass die meisten der Bauwerke bei einem optimalen  $\alpha_Q$  von 0.66 überdimensioniert sind (siehe Tabelle 59 links). Jedoch liegen die meisten der untersuchten Schnittkräfte und Systeme in einem Bereich zwischen  $\beta = 4 \div 5$  (Tabelle 59 rechts). Der hierbei benötigte Wert für die Lastmodellkalibrierung liegt lediglich 0.05 höher als im Falle von  $f_{R,V} = 1.0$  und ohne die Anwendung einer minimalen Zuverlässigkeit.

Tabelle 59:  $\alpha_Q$ -Werte unter Berücksichtigung von  $f_{R,V} = 1.2$  und  $\Delta\beta = 0.5$ , Use-Case Österreich



Eine Zusammenfassung der Ergebnisse ist in Tabelle 60 dargestellt.

Tabelle 60: Vergleich von  $\alpha_{Q,opt}$  für unterschiedliche Ansätze

	$f_{R,V} = 1.0$ $\beta_{min} = 3.3$	$f_{R,V} = 1.2$	$f_{R,V} = 1.2$ $\beta_{min} = 3.3$
DE Fall 2	0.65	0.54	0.54
DE Fall 4	0.65	0.53	0.53
AT Fall 2	0.71	0.54	0.66
AT Fall 4	0.71	0.51	0.63
CH Fall 2	0.87	0.50	0.64
CH Fall 4	0.87	0.52	0.64

Es zeigt sich, dass die Einführung einer minimalen Zuverlässigkeit (bei erhöhtem Querkraftwiderstand des Betons) zu einer Erhöhung des kalibrierten Lastmodellfaktors führt, welcher in einem Bereich  $\Delta\alpha_Q = 0.0 \div 0.14$  schwankt.

## 10. VALIDIERUNG

Zielsetzung der Validierung ist in erster Linie eine unabhängige Beurteilung der Forschungsergebnisse der vorangegangenen Berechnungen. Weiters wurde die Validierung auch als vereinfachte Berechnung zur Plausibilisierung der Ansätze durchgeführt.

Für die Validierung der Untersuchungsergebnisse wurden ingenieurmäßige Vergleichsrechnungen auf Basis einer Auswahl von deterministischen Daten erstellt. Dazu wurden aus der Auswertung die 10 schwersten Fahrzeuge je Typ untersucht, daraus wurden 4 Fahrzeuge gewählt. Die daraus resultierenden Lasten wurden auf drei unterschiedliche Brückensysteme angesetzt, die in allen Ländern übliche Tragstrukturen für Brücken darstellen. Die Brückenauswahl an Stichproben der einzelnen Netze hat drei typische Konstruktionsformen ergeben:

- Dreifeldriger Durchlaufträger mit 34/40/34 m Stützweite als zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton ( Alter ca. 50 Jahre )
- Mehrfeldriger Durchlaufträger mit mit rund 50 m Stützweite im Durchschnitt als Hohlkastenquerschnitt aus Spannbeton (Alter ca. 45 Jahre)
- Rahmentragwerk mit 11 m Stützweite aus Stahlbeton

Die Ergebnisse werden verglichen mit den Ergebnissen bei Berücksichtigung der alten Bemessungsnormen zum Zeitpunkt der Errichtung des jeweiligen Tragwerks:

- DIN 1072
- ÖNORM B4002
- SIA 160
- DIN FB 101
- Bezugnahme zur EN 1991-1

Die Vergleiche wurden auf Basis der einfachen Auswertung Einfeld- und Durchlaufträgerbetrachtungen für die Einflussgrößen durchgeführt:

- Extremwerte der Momente im Haupttragsystem
- Maximalwerte der Vertikallasten

### 10.1. Brückenauswahl für die Validierung

Für die Auswahl der Brückenobjekte wurde ein exemplarischer Brückenabschnitt auf der A2 der österreichischen Südautobahn von km 130,00 bis km 160,00 betrachtet, auf welchem sich insgesamt 80 Brückenobjekte gem. Datenbank befinden. Die für den

genannten Streckenabschnitt vorhandenen Daten der ASFINAG wurden analysiert und ausgewertet, die Ergebnisse sind in diesem Abschnitt dargestellt.

Insgesamt handelt es sich bei 58 der genannten Objekte um Stahlbetonbrücken mit einer Stützweite bis max. 30,00 Metern, 22 Brücken sind vorgespannt mit einer Stützweite von maximal 56,00 Metern.

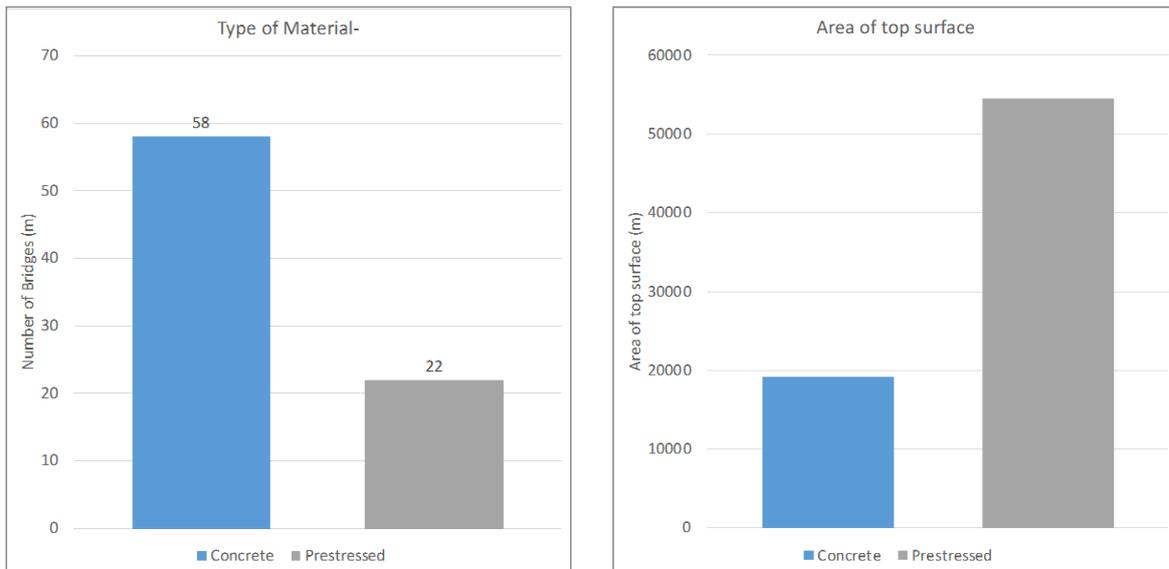


Abbildung 177: Zuordnung Brücken nach Bauweise bzw. Material (links) und Brückenlänge (rechts)

Hinsichtlich der Brückenfläche ist der Großteil der Gesamtfläche der genannten Objekte aufgrund der wesentlich größeren Spannweite der einzelnen Objekte den Spannbetonbrücken zuzuordnen.

Für eine genauere Betrachtung wurden die Stützweiten der Objekte für Stahlbetonbrücken und Spannbetonbrücken separat ausgewertet. Hier stellt sich heraus, dass der Großteil der Stahlbetonbrücken ohne Vorspannung eine mittlere Stützweite im Bereich zwischen 10 bis 20 Metern aufweist. Die mittlere Stützweite der vorgespannten Brückenobjekte liegt zwischen 30,00 und 40,00 Metern.

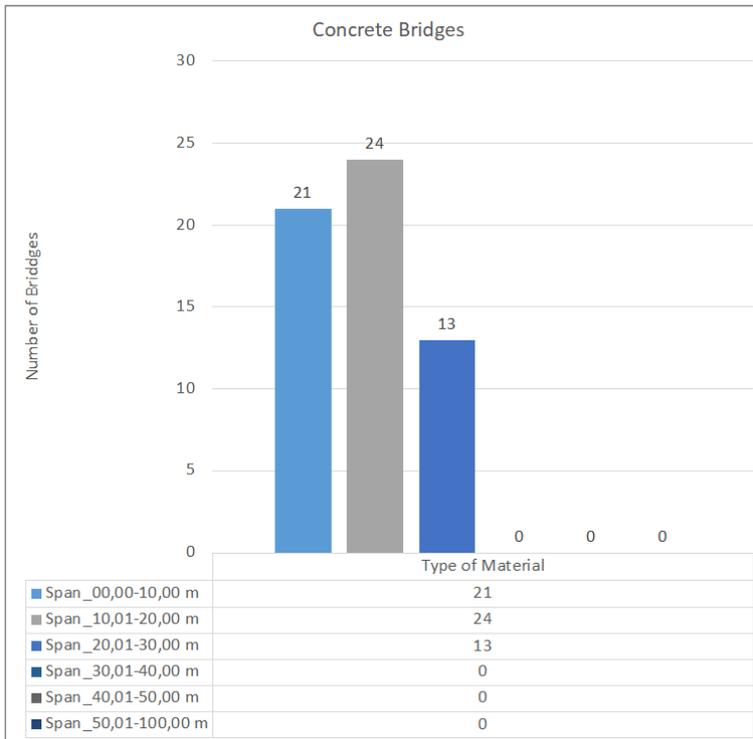


Abbildung 178: Stützweiten Stahlbetonbrücken ohne Vorspannung

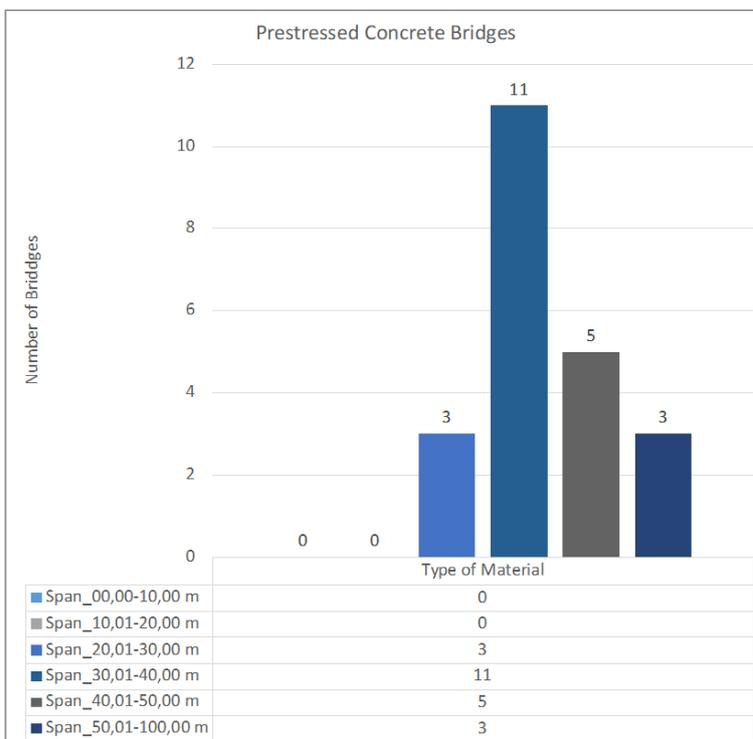


Abbildung 179: Stützweiten Stahlbetonbrücken mit Vorspannung

Zusätzlich zu den Stützweiten und Bauweisen der einzelnen Objekte wurden Baujahr und Querschnittsgeometrie der Objekte am Streckenabschnitt statistisch erfasst. In den

Abbildung 180 und Abbildung 181 sind die Baujahre der Objekte und deren Stützweiten in Abhängigkeit von der Bauweise gegenübergestellt. Abbildung 180 bezieht sich dabei auf Objekte in Stahlbetonbauweise ohne Vorspannung, Abbildung 181 auf Objekte mit Vorspannung.

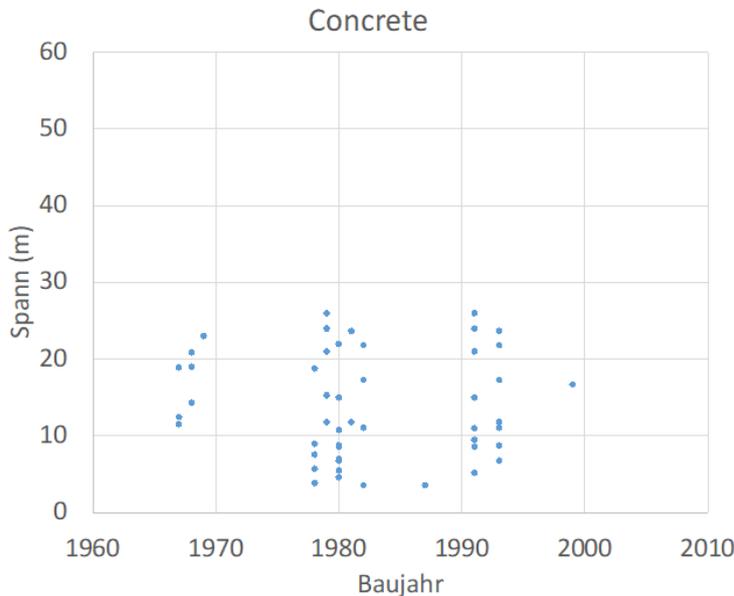


Abbildung 180: Baujahr Stahlbetonbrücken ohne Vorspannung

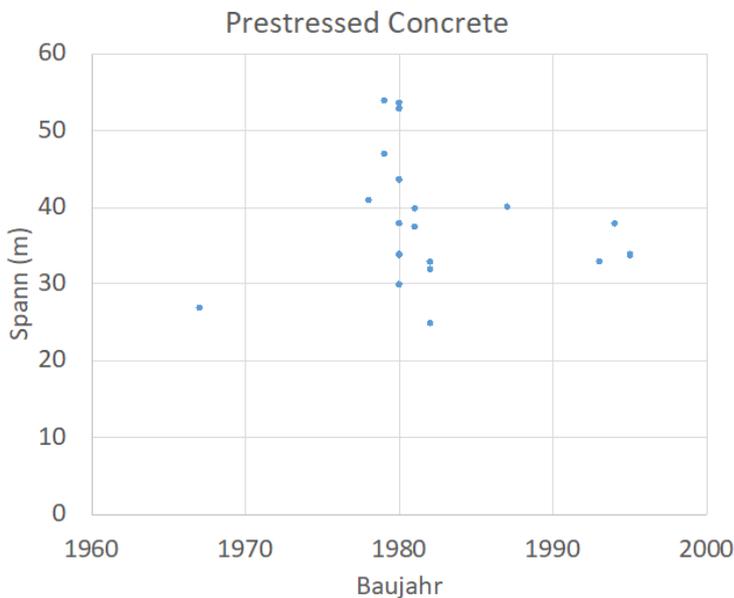


Abbildung 181: Baujahr Stahlbetonbrücken mit Vorspannung

Aus beiden Abbildungen geht hervor, dass ein Großteil der Brücken auf diesem Abschnitt Ende der 70er, Anfang der 80er Jahre gebaut wurde und damit ein mittleres Alter von rund 45 Jahren aufweist. Brücken in Stahlbetonbauweise wurden im Bereich des untersuchten

Abschnitts bis auf wenige Ausnahmen als Platte mit geringer Stützweite errichtet, die vorgespannten Tragwerke wurden als Hohlkasten oder Plattenbalken ausgeführt (vgl. Tabelle 61). Die Stützweiten der Objekte stimmen dabei mit den in der Literatur empfohlenen Stützweiten für das jeweilige System bzw. den Brückentyp überein.

*Tabelle 61: Brückenquerschnittstypen nach Material und Spannweite*

Cross section		Slab	T-Beam	Box-Girder
	<b>Prestressed</b>			
Span_00,00 - 10,00 m	0	0	0	0
Span_10,00 - 20,00 m	0	0	0	0
Span_20,00 - 30,00 m	3	2	1	0
Span_30,00 - 40,00 m	11	0	7	4
Span_40,00 - 50,00 m	5	0	2	3
Span_50,00 - 100,00 m	3	0	2	1
	<b>Concrete</b>			
Span_00,00 - 10,00 m	21	20	1	0
Span_10,00 - 20,00 m	24	24	0	0
Span_20,00 - 30,00 m	13	11	2	0
Span_30,00 - 40,00 m	0	0	0	0
Span_40,00 - 50,00 m	0	0	0	0
Span_50,00 - 100,00 m	0	0	0	0

Vergleicht man die gesammelten Daten aus dem betrachteten Brückenabschnitt mit der Auswertung der österreichischen Brückendatenbank, so zeigt sich ein ähnliches Bild. Der Prozentsatz der Stahlbetonbrücken ohne Vorspannung liegt auch im Durchschnitt des österreichischen Autobahnen- und Schnellstraßennetzes bei knapp über 70%, jener der Spannbetonbrücken bei rund 20%. In Verbund- bzw. Stahlbauweise werden nur etwa 5% der Brücken hergestellt (vgl. Kapitel 7.1.1).

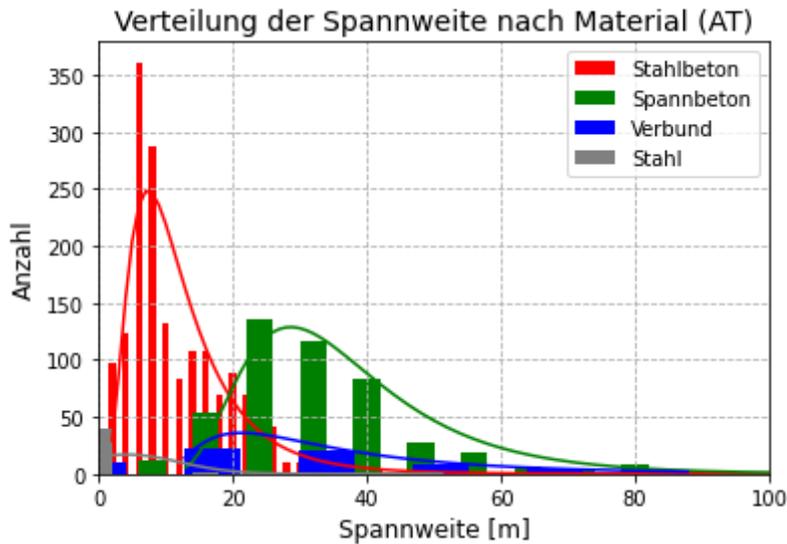


Abbildung 182: Spannweite nach Material für Brücken (Auswertung Österreichische Brückendatenbank, Autobahnen- und Schnellstraßennetz)

Tabelle 62: Häufigkeit Material im Autobahnen- und Schnellstraßennetz Österreich

Stahlbeton	74 %
Spannbeton	20 %
Verbund	3 %
Stahl	2 %

Auch die Auswertung der Daten aus dem schweizer Straßennetz weist eine ähnliche Zusammensetzung auf. Berücksichtigt man jene Brücken, zu denen keine gesonderten Daten zu Bauweise bzw. Material vorliegen, so liegt auch hier der Prozentsatz der Stahlbetonbrücken ohne Vorspannung bei rund 70% (vgl. Tabelle 63).

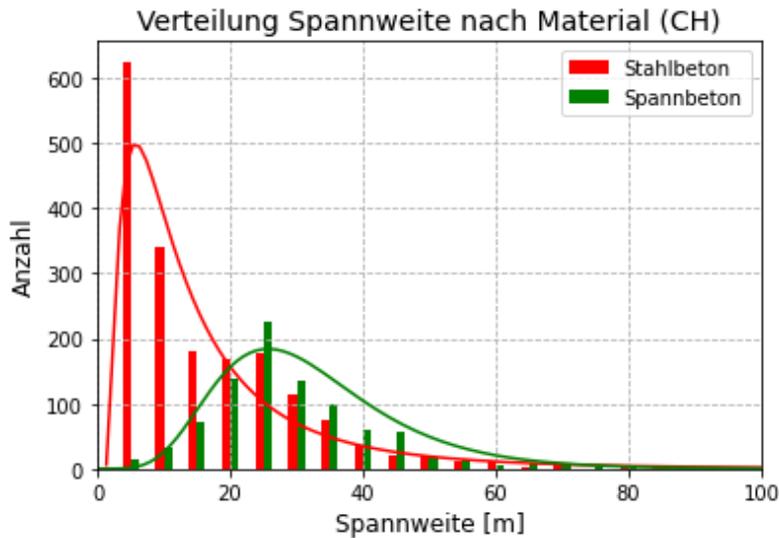


Abbildung 183: Spannweite nach Material für Brücken (Auswertung Schweizer Brückendatenbank)

Tabelle 63: Häufigkeit Material Schweiz

Stahlbeton	57%
Spannbeton	27 %
Fehlende Angaben	11 %
Beton	2 %
Verbund	1 %

### Zusammenfassung zur Objektauswahl

Zusammenfassend kann für die Brückenobjekte am untersuchten Brückenabschnitt Folgendes festgehalten werden:

Gesamt sind 80 Brückenobjekte vorhanden, davon 22 Brücken aus Spannbeton-, 58 Brücken in Stahlbetonbauweise. Hinsichtlich der Brückenfläche entfallen rund 1/3 auf Stahlbetonbrücken, 2/3 der Brückenfläche ist Spannbetonbrücken zuzuordnen. Bei den Stahlbetonbrücken handelt es sich zumeist um Platten bzw. in wenigen Fällen um Platten mit Hohlkörpern. Die vorgespannten Brücken wurden zumeist als Plattenbalken bzw. Hohlkasten ausgeführt, vorgespannte Platten sind im Bereich des genannten Streckenabschnittes kaum vorhanden.

Unter Berücksichtigung der Auswertung für den Brückenabschnitt der A2 und den weiteren verfügbaren Daten aus dem D-A-CH Raum wurden für die Validierung folgende Brückensysteme aus der Praxis gewählt:

- Dreifeldriger Durchlaufträger mit 34/40/34 m Stützweite als Plattenbalken mit zwei Stegen aus Spannbeton (Baujahr 1976)
- Mehrfeldriger Durchlaufträger mit 50 m Stützweite im Durchschnitt als Hohlkastenquerschnitt aus Spannbeton (Baujahr 1978)
- Rahmentragwerk mit 11 m Stützweite aus Stahlbeton

## 10.2. Auswahl der Fahrzeuge für die Nachrechnung

Für die Validierung der Ergebnisse wurden die Daten der Verkehrsmessungen analysiert, um daraus einen repräsentativen "Lastenzug" für die Modellbildung bzw. Vergleichsrechnung zu generieren. Für die Reallastabfolge wurden die vier schwersten Fahrzeugtypen bezogen auf die Meterlast aus den vorhandenen Messergebnissen berücksichtigt, dabei handelt es sich um die folgenden Fahrzeugtypen:

- Fahrzeugtyp 22
- Fahrzeugtyp 41
- Fahrzeugtyp 1138

Je Fahrzeugtyp wurden dabei jeweils die 10 schwersten Fahrzeuge zur Ermittlung der mittleren Achslasten berücksichtigt. Für die Ermittlung des Fahrzeugabstandes wurde eine Simulation der 10 schwersten Fahrzeuge je Fahrzeugtyp über einen Zeitraum von 50 Jahre herangezogen und auf die Brückenquerschnitte als Lastenzug angesetzt

*Tabelle 64: Deterministische Betrachtung Fahrzeugabstand*

Germany	A7:	two	consecutive trucks	with	w1	>	60 t	and	w2	>	45 t,	100 simulations	of	50 years:
	flowing	traffic	distance: min		5,636 m,		5%-quant							
	congestion	distance: min			2,326 m,		5%-quant							5,108 m
Germany	A7:	two	consecutive trucks	with	w1	>	60 t	and	w2	>	50 t,	100 simulations	of	50 years:
	flowing	traffic	distance: min		6,761 m,		5%-quant							21,408 m
	congestion	distance: min			4,085 m,		5%-quant							100 m
Germany	A7:	two	consecutive trucks	with	w1	>	60 t	and	w2	>	55 t,	100 simulations	of	50 years:
	flowing	traffic	distance: min		49,055 m,		5%-quant							100 m
	congestion	distance: min			100 m,		5%-quant							100 m

Grundlage für die Betrachtung waren folgende Annahmen:

- w1 > w2 Kategorien
- je 100 Jahre Simulation
- Betrachtungszeitraum 50 Jahre

Daraus konnte das 5% Quantil des Fahrzeugabstandes ermittelt werden. Die Auswertung zeigt einen sehr geringen Abstand der Fahrzeuge aus der Simulation mit bis zu 80 Tonnen addiertes Gesamtgewicht beider Fahrzeuge, welcher jedoch bei einem Gesamtgewicht von 100 Tonnen leicht zunimmt. Dabei wurde in der Simulation ersichtlich, dass die Abstände der Fahrzeuge in Deutschland geringer sind als beispielsweise in Österreich. Dieses Ergebnis deutet auf die größere Verkehrsstärke in Deutschland hin.

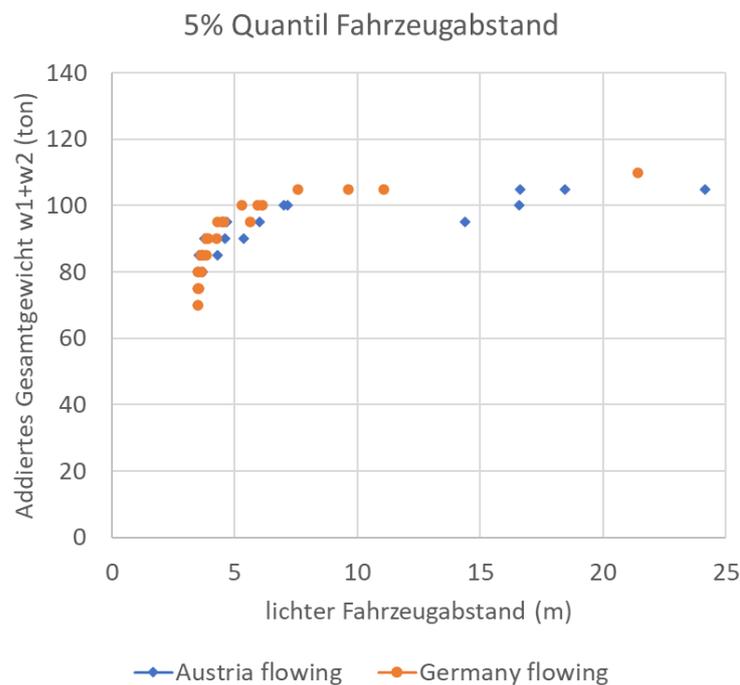


Abbildung 184: 5% Quantil Fahrzeugabstand in Abhängigkeit vom Gesamtgewicht

Aus den gesammelten Daten und den getätigten Annahmen wurde eine Achslastabfolge für die Vergleichsrechnung unter ingenieurmäßigen Annahmen zusammengestellt. Diese Achslastfolge ist in Abbildung 185 dargestellt:

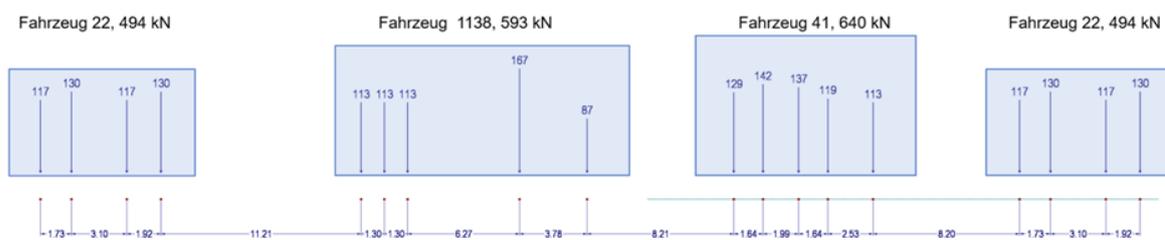


Abbildung 185: Für die Nachrechnung gewählte Achslastfolge

Table 65: Achslastabfolge inkl. Achsabstände Reallast

Fahrzeug 22		Abstand zur nächsten Achse
Achse 1	117 kN	1,733 m
Achse 2	130 kN	3,097 m
Achse 3	117 kN	1,915 m
Achse 4	130 kN	<b>11,210 m</b>
<b>Gesamt:</b>	<b>494 kN</b>	
Fahrzeug 1138		Abstand zur nächsten Achse
Achse 1	113 kN	1,300 m
Achse 2	113 kN	1,300 m
Achse 3	113 kN	6,270 m
Achse 4	167 kN	3,780 m
Achse 5:	87 kN	<b>8,210 m</b>
<b>Gesamt:</b>	<b>593 kN</b>	
Fahrzeug 41		Abstand zur nächsten Achse
Achse 1	129 kN	1,640 m
Achse 2	142 kN	1,990 m
Achse 3	137 kN	1,640 m
Achse 4	119 kN	2,530 m
Achse 5:	113 kN	<b>8,200 m</b>
<b>Gesamt:</b>	<b>640 kN</b>	
Fahrzeug 22		Abstand zur nächsten Achse
Achse 1	117 kN	1,733 m
Achse 2	130 kN	3,097 m
Achse 3	117 kN	1,915 m
Achse 4	130 kN	<b>11,210 m</b>
<b>Gesamt:</b>	<b>494 kN</b>	

Diese Achslastabfolge wurde im ersten Schritt zu Vergleichszwecken auf den auf den halben Regelquerschnitt RQ31 angesetzt und mit den unterschiedlichen Belastungsnormen verglichen, um den Unterschied der Belastung im Vergleich zu den Einwirkungen gemäß historischer Belastungsnormen und dem LM1 gemäß EN 1991-2 zu ermitteln.

### 10.3. Vergleichsrechnungen am halben RQ31

In einem ersten Schritt wurden Vergleichsrechnungen am halben Regelquerschnitt RQ31 durchgeführt und die Einflussgrößen (Extremwerte der Momente, Vertikallast) ausgewertet bzw. die resultierenden Biegemomente am Querschnitt gegenübergestellt.

In Abbildung 186 sind die maximalen Biegebeanspruchungen resultierend aus den jeweiligen Lastansätzen dargestellt. Daraus geht hervor, dass die maximalen Schnittgrößen aus dem Lastmodell 1 gemäß ÖNORM EN 1991-2 resultieren, die Schnittgrößen aus der gewählten Reallastabfolge liegen in nahezu allen Bereichen unter den Schnittgrößen aus ehemaliger normgemäßer Beanspruchung. Lediglich im Stützweitenbereich unter 20 Metern liegen die Schnittgrößen aus der Belastungsart I der SIA160 unter den Schnittgrößen der Reallast Simulation. Dies gilt bei dieser Annahme auch für Stützweiten über 65 Metern und dem Lastansatz gemäß ÖNORM B4002 (vgl. Abbildung 186).

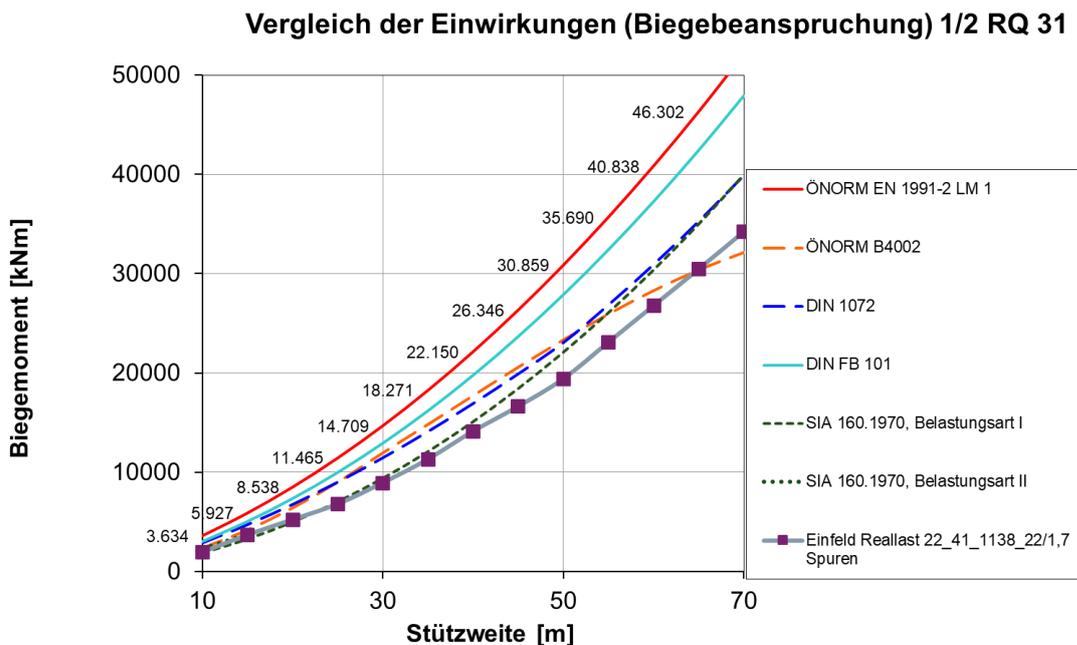


Abbildung 186: Auswertung Vergleich der Biegemomente 1/2 RQ 31

Das kann durch die Darstellung der Vertikallasten aus den genannten Normen verdeutlicht werden. Die Vertikallast aus ÖNORM B4002, angesetzt auf Bauwerke mit unterschiedlicher Stützweite, zeigt bei größeren Stützweiten keinen linearen Anstieg der Lasten wie bei allen anderen Lastmodellen ersichtlich. Im Bereich der Stützweiten unter 15 Metern sind die anzusetzenden Vertikallasten gemäß SIA160/Belastungsart I am geringsten (vgl. Abbildung 187).

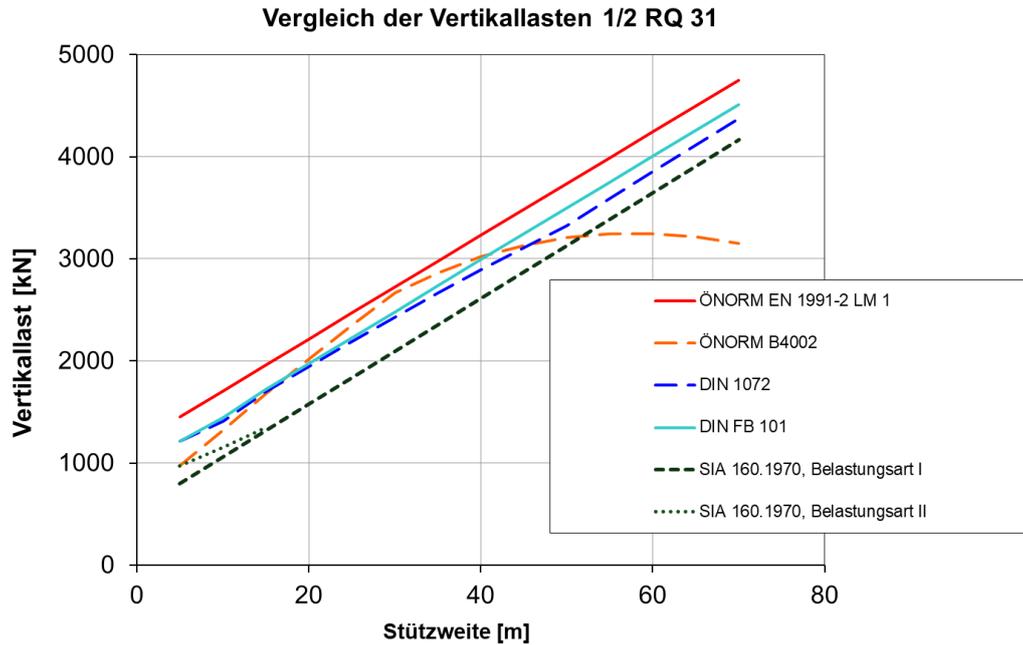


Abbildung 187: Auswertung Vergleich der Vertikallasten 1/2 RQ 31

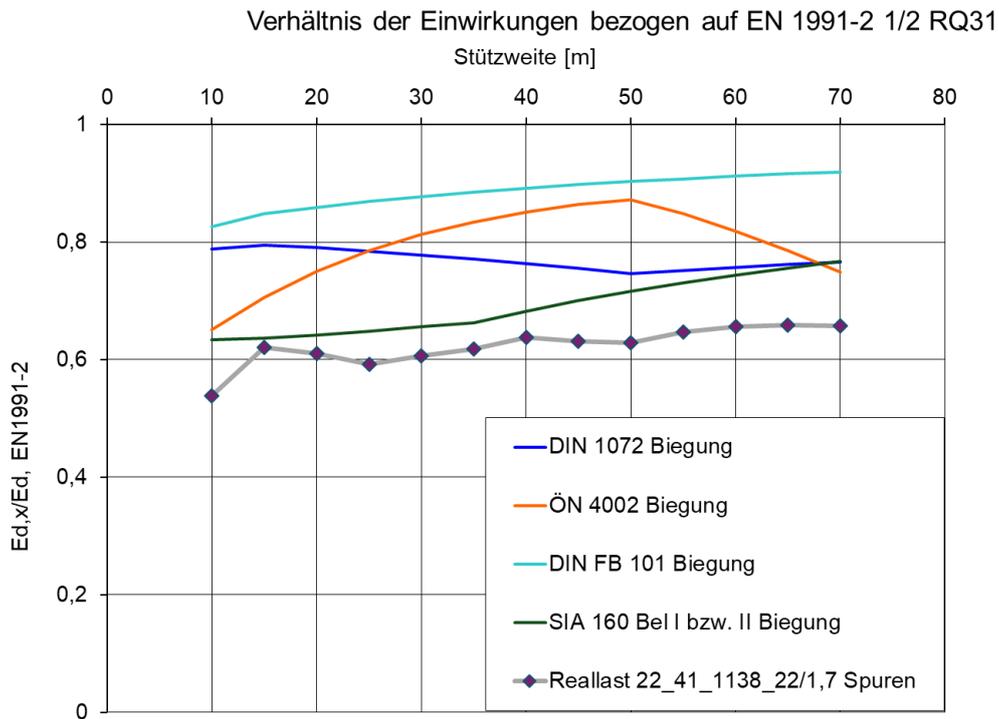


Abbildung 188: Gegenüberstellung Einwirkungen auf den 1/2 RQ31 bezogen auf EN 1991-2

Vergleicht man die Einwirkungen aus der EN 1991-2 mit den historischen Belastungsnormen aus der D-A-CH Region und dem Reallastmodell, so ergibt sich, dass

die angenommene Reallastabfolge eine Belastung von rund 60% bis 70% der normgemäßen anzusetzenden Belastung durch das LM1 ergibt. Die Vertikallasten aus ÖNORM, DIN und SIA liegen ebenfalls unter jenen aus dem LM1, allerdings über den Vertikallasten aus dem generierten Reallastmodell.

Ergänzend dazu wurde eine weitere Plausibilisierung der vorangegangenen Ergebnisse der Use Cases durchgeführt. Zu diesem Zweck wurde eine reine Betrachtung der Achslasten durchgeführt. Es wurden aus dem Datensatz der jeweils 10 schwersten Fahrzeuge je Typ eine Ermittlung von "verschmierten" Linienlasten durchgeführt. In dem Zusammenhang wurden folgende Daten verwendet und Simulationsannahmen getroffen:

- Achslastgewicht
- Achslabstände
- Annahme für Fahrzeugüberstand vorne und hinten

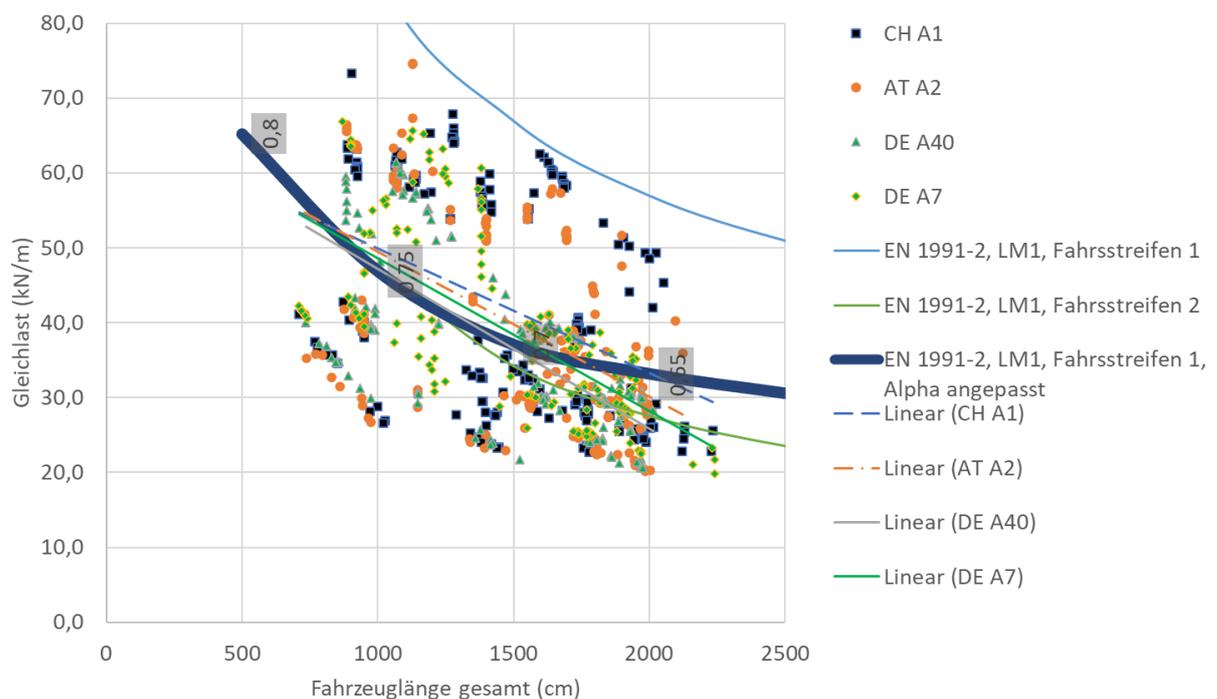


Abbildung 189: Deterministische Auswertung der Gleichlast schwere Fahrzeuge

Auf Basis dieser Annahme wurde unter Berücksichtigung der Summe der Achslasten und der Abstände zuzüglich der Überstände eine Linienlast für die Fahrzeuginlänge ermittelt. Da es sich hierbei um Extremwerte (je 10 schwerste Fahrzeuge) handelt, wurde in weiterer Folge der Vergleich als Mittelwert der je 10 schwersten Fahrzeugen durchgeführt. Aus den einzelnen 4 Autobahnabschnitten (Deutschland: A40 und A7; Österreich: A2 und Schweiz

A1) wurden lineare Trendfunktionen ermittelt. Es zeigt sich für alle drei Länder ein ähnlicher Verlauf mit ca. 55 kN/m Linienlast bei einer Fahrzeuggesamtlänge von 8 m und bei ca. 35 kN/m bei einer Fahrzeuglänge von 20 m. Die Streuungen der Ergebnisse zwischen den Ländern sind erkennbar, aber durch die Streuung der Eingangsgrößen und den getätigten Annahmen nicht interpretierbar.

Ergänzend zu den Ergebnissen wurden in Abhängigkeit der Fahrzeuglänge auch Auswertungen des Lastmodell 1 gem. EN 1991-2 durchgeführt. Es zeigen sich für den Fahrstreifen 1 für die Betrachtung von Tandemachse (TS) und Gleichlast (UDL) keine Überschreitungen. Die Belastungen für den Fahrstreifen 2 mit einer Tandemachse von 400 kN und 2,5 kN/m<sup>2</sup> Gleichlast unterschreiten bei größeren Fahrzeuglängen die Mittelwerte. Als weitere Validierung wurde eine Kurvenanpassung des LM1 für den Fahrstreifen 1 mit den Anpassungsfaktoren durchgeführt. Es zeigt sich bei kürzeren Fahrzeuglängen ein Anpassungsfaktor von 0,8 für 5 m und bei größeren Fahrzeuglängen ein Anpassungsfaktor von 0,65 für 20 m. Diese Ergebnisse stimmen mit den Ergebnissen der Use Case Betrachtungen sowie der Vergleichsrechnungen an Standardsystemen gut überein.

## 10.4. Vergleichsrechnungen an ausgewählten Brückenobjekten

In einer weiteren Folge wurden mit den zuvor verwendeten Achslastfolgen und Fahrzeugfolgen Untersuchungen an realen Brückenbauwerken durchgeführt. Für die Auswahl der Brückentypen wurde auf die Ergebnisse der Brückenanalyse bzw. Auswahl zurückgegriffen.

Für die Validierung der Untersuchungsergebnisse wurden ingenieurmäßige Vergleichsrechnungen auf Basis einer Auswahl von deterministischen Daten erstellt.

Die Ergebnisse wurden verglichen mit den Ergebnissen bei Berücksichtigung des LM1 gemäß EN 1991-2.

### 10.4.1. Objekt 1: Plattenbalkenbrücke

Für die exemplarische Nachrechnung wurde ein bestehendes Tragwerk aus dem Jahr 1976 gewählt. Es handelt sich dabei um einen vorgespannten Plattenbalken mit einer Gesamtbreite von 13,00 Metern. Die dreifeldrige Brücke auf Pfeilern hat Stützweiten von 34 m – 40 m – 34 m.

Regelquerschnitt 1 : 50

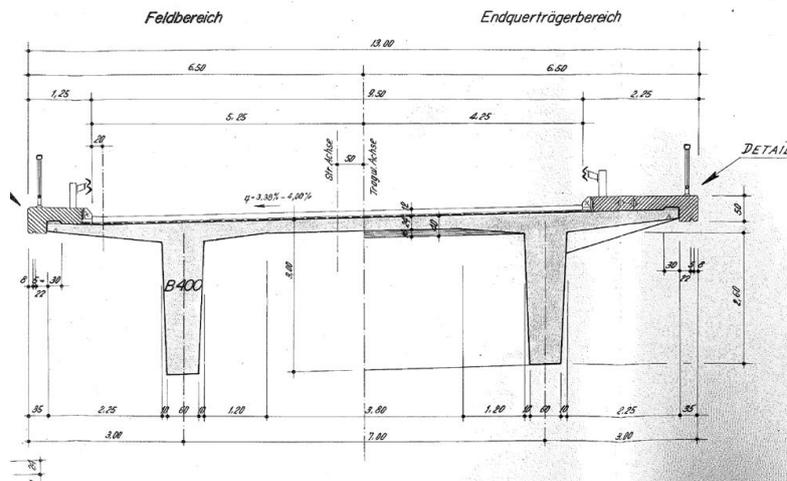


Abbildung 190: Regelquerschnitt Beispiel Plattenbalken



Abbildung 191: Untersicht Plattenbalkenbrücke (Symbolbild)

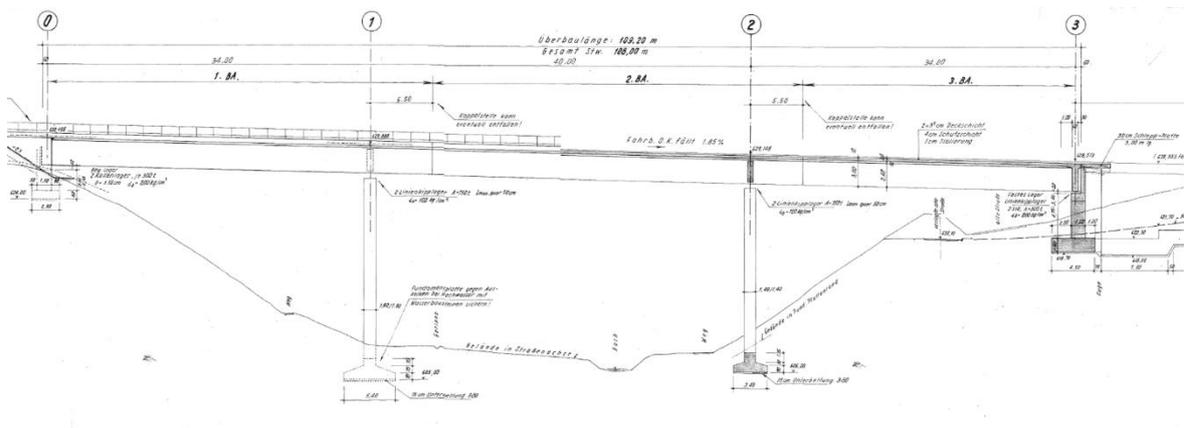


Abbildung 192: Statisches System bzw. Längsschnitt Beispielobjekt

Auf das gewählte Beispielobjekt wurde der beschriebene Lastenzug gem. Abbildung 185 angesetzt und auf der ersten Fahrspur in Brückenlängsrichtung bewegt. Zusätzlich wurde der genannte Lastenzug auf der zweiten Fahrspur angesetzt, hier wurde die Belastung allerdings auf 70% reduziert. Dies entspricht das Verhältnis von Fahrstreifen 1 zu Fahrstreifen 2 des LM1 gem. EN 1991-2. Für die Auswertung des maximalen Feldmoments wurden jeweils die benachbarten Felder nicht gleichzeitig belastet.

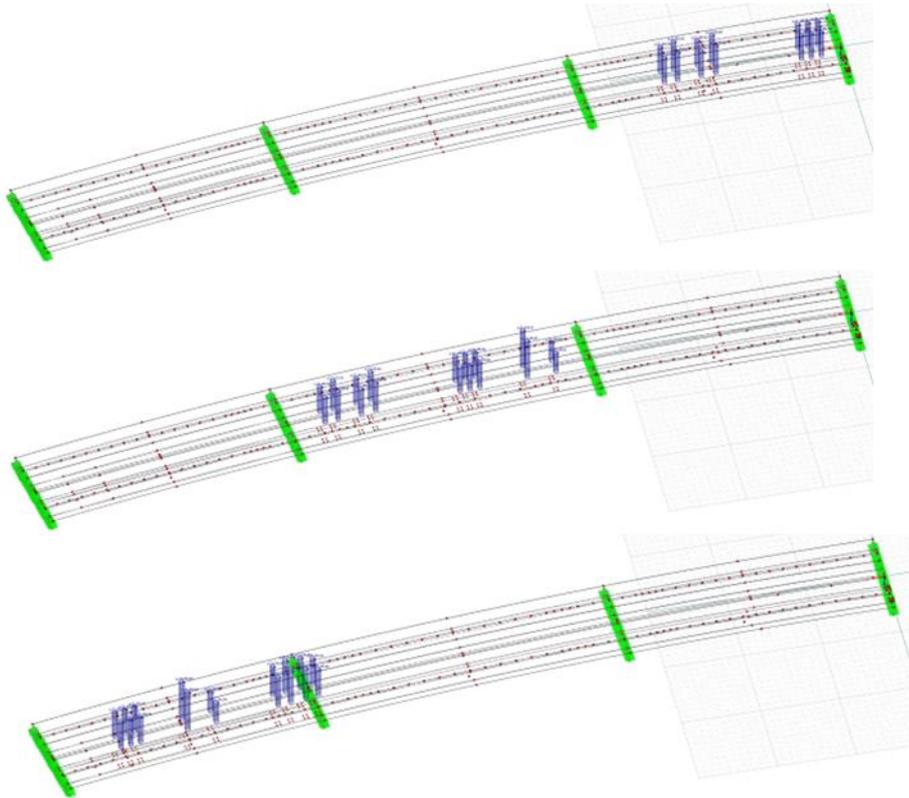
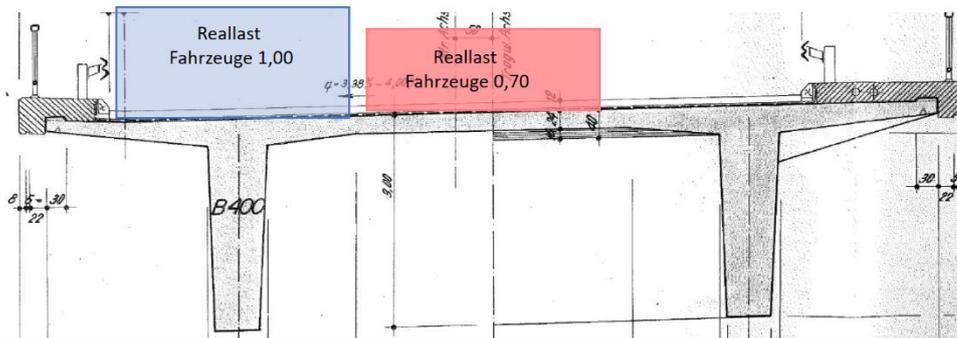


Abbildung 193: Oben: Querschnittsbetrachtung Ansatz Fahrstreifen für Achslastfolge und Bewegungsablauf Objekt 1, Hinweis: Querschnitt gegen die Fahrtrichtung dargestellt.

Die Gleich- und Achslasten des LM 1 wurden für den Vergleich auf der 1. und 2. Fahrspur normgemäß angesetzt. Im nächsten Schritt wurden die Ergebnisse für das max. Biegemoment in Längsrichtung aus ständigen Lasten, Ausbaulasten und Verkehrslasten für den maßgeblichen, maximal belasteten Plattenbalken gegenübergestellt.

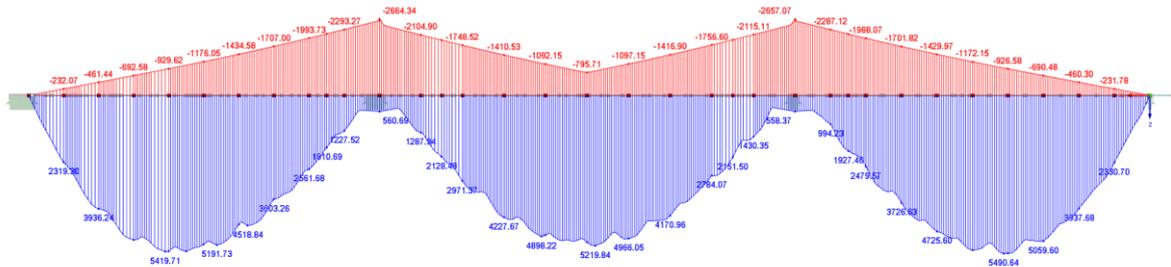


Abbildung 194: Auswertung  $M_{y,max,min}$  Lastmodell 1 TS

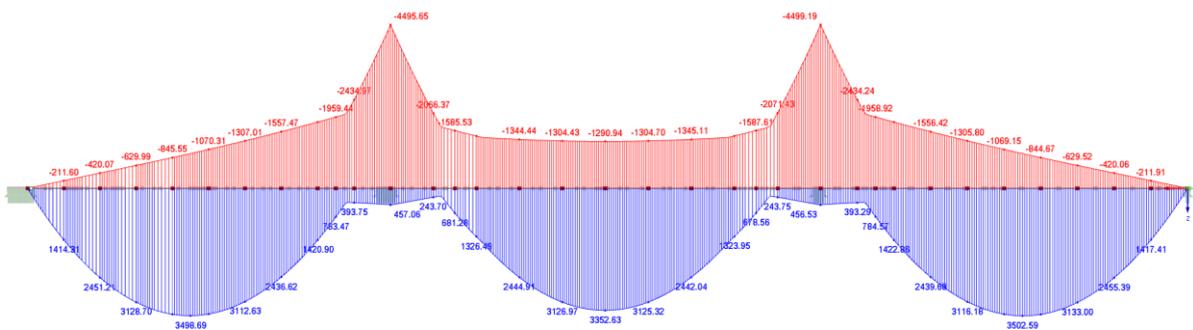


Abbildung 195: Auswertung  $M_{y,max,min}$  Lastmodell 1 UDL

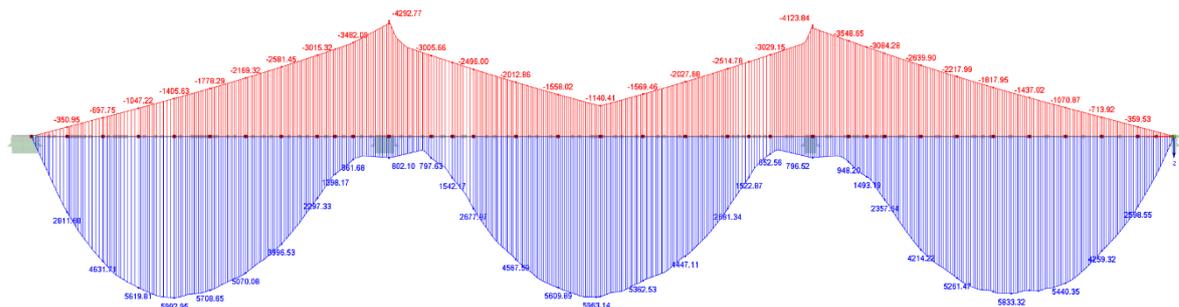


Abbildung 196: Auswertung  $M_{y,max,min}$  Reallastenzug

Aus der Auswertung geht hervor, dass die charakteristischen Schnittgrößen aus dem Reallastmodell deutlich unter jenen aus dem Lastmodell 1 liegen. So betragen die charakteristischen Biegemomente aus dem Reallastmodell gesamt nur rund 67% der

Biegemomente im Feld und 60% der Schnittgrößen im Bereich der Mittelstütze verglichen mit den Schnittgrößen aus dem LM1.

Tabelle 66: Auswertung Schnittgrößen  $M_{y,max,min}$  - Objekt 1

50	$M_{y,max,char}$	$M_{y,min,char}$
1	[kNm]	[kNm]
<b>Ständige Lasten</b>		
EG	8250	-12645
Aufbauten	2070	-3255
	<b>10320</b>	<b>-15900</b>
<b>LM 1</b>		
TS	5490	-2665
UDL	3500	-4500
	<b>8990</b>	<b>-7165</b>
<b>Reallast</b>		
Gesamt	<b>5995</b>	<b>-4295</b>
<b>Gesamt LM 1 inkl. EG</b>		
	<b>19310</b>	<b>-23065</b>
<b>Gesamt Reallast inkl. EG</b>		
	<b>16315</b>	<b>-20195</b>
<b>Vergleich Reallast/LM1</b>		
	<b>67%</b>	<b>60%</b>

#### 10.4.2. Objekt 2: Hohlkastenbrücke

Beim zweiten Objekt handelt es sich um einen Hohlkasten über neun Felder, die mittlere Stützweite der Felder beträgt 49 Meter, wodurch sich eine Brückengesamtlänge von 430 Metern ergibt.

Das gesamte Tragwerk wurde aus Beton der Festigkeitsklasse B400 im Jahr 1978 hergestellt und mittels Vorspannung mit nachträglichem Verbund vorgespannt.

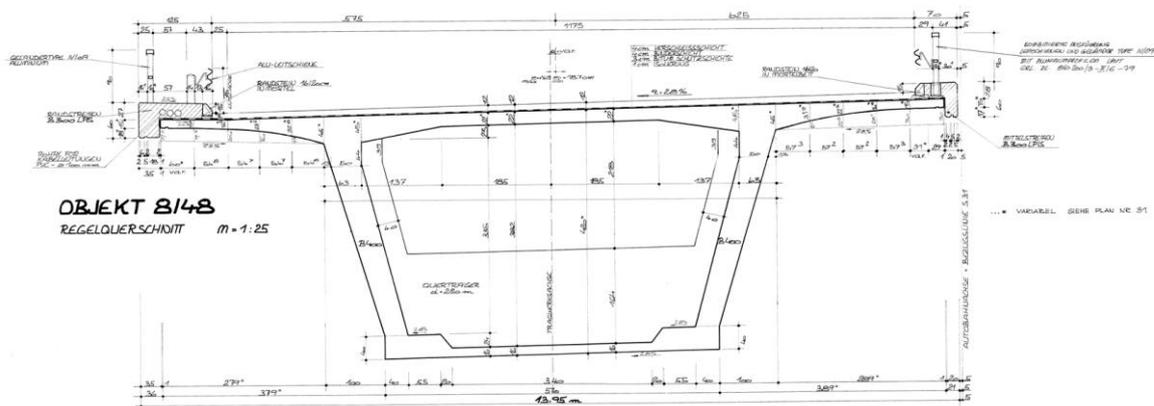


Abbildung 197: Querschnitt Objekt 2

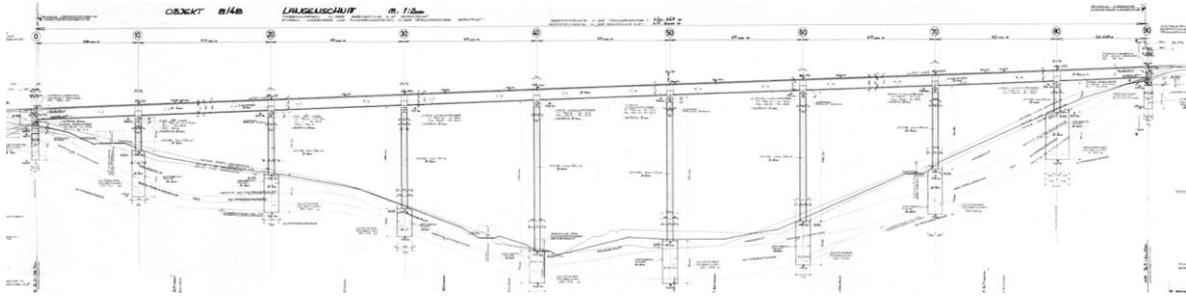


Abbildung 198: Längsschnitt Objekt 2

Die gesamte Breite des Hohlkastens beträgt 13,40 Meter, die Breite der Fahrbahn 11,75 Meter, die gesamte Höhe des Hohlkastens liegt bei 4,20 Meter. Auch hier wurden für die Vergleichsrechnung zwei Fahrspuren mit dem LM1 gemäß Norm bzw. mit der Reallastenabfolge auf Fahrspur 1 in voller Höhe und auf Fahrspur 2 mit 70% belastet. In den folgenden Abbildungen sind die daraus resultierenden Schnittgrößen am halben Brückensystem dargestellt.

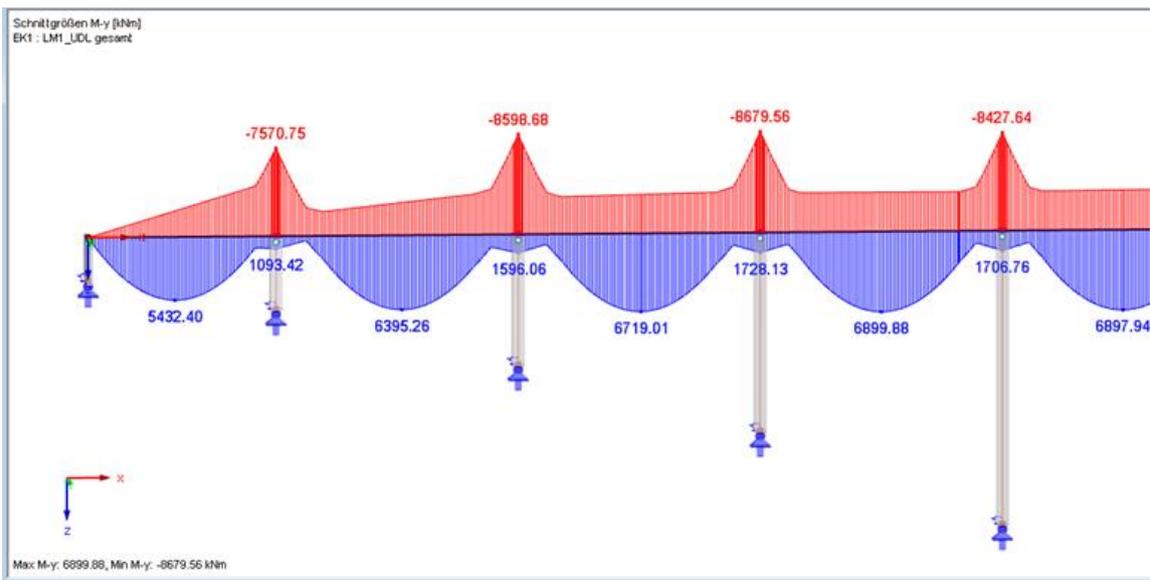


Abbildung 199: My,max,min Lastmodell UDL

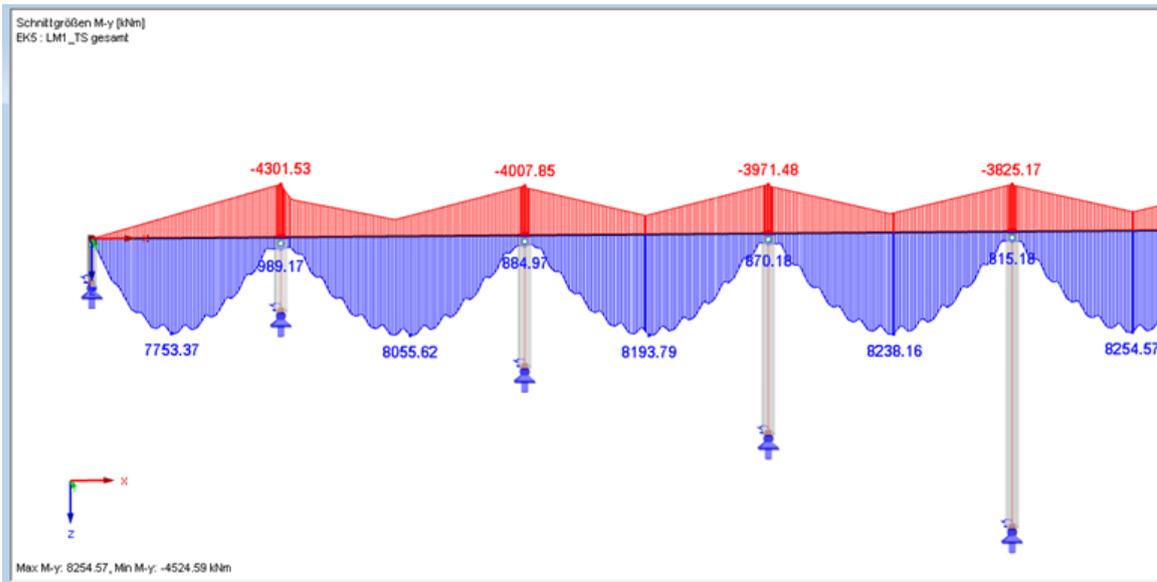


Abbildung 200: My,max,min Lastmodell 1 TS gesamt

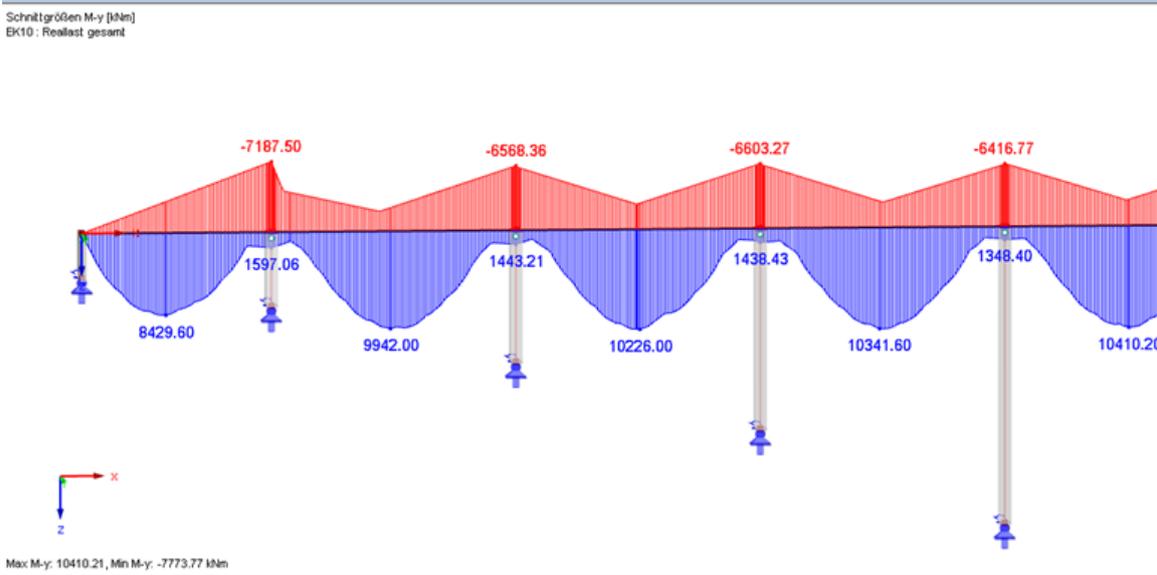


Abbildung 201: My,max,min Reallastmodell gesamt

Aus der Auswertung geht auch für dieses Objekt hervor, dass die charakteristischen Schnittgrößen aus dem Reallastmodell unter jenen aus dem Lastmodell 1 liegen. So betragen die charakteristischen Schnittgrößen aus dem Reallastmodell gesamt nur rund 70% der Schnittgrößen aus dem LM1 im Feld und 60% der Schnittgrößen im Bereich des maximalen Stützmoments.

Tabelle 67: Auswertung Schnittgrößen  $M_{y,max,min}$  - Objekt 2

	$M_{y,max,char}$	$M_{y,min,char}$
1	[kNm]	[kNm]
<b>Ständige Lasten</b>		
EG	23710	-44885
Aufbauten	6115	-11640
	<b>29825</b>	<b>-56525</b>
<b>LM 1</b>		
TS	8255	-4525
UDL	6900	-8680
	<b>15155</b>	<b>-13205</b>
<b>Reallast</b>		
Gesamt	<b>10410</b>	<b>-7775</b>
<b>Gesamt LM 1 inkl. EG</b>		
	<b>44980</b>	<b>-69730</b>
<b>Gesamt Reallast inkl. EG</b>		
	<b>40235</b>	<b>-64300</b>
<b>Vergleich Reallast/LM1</b>		
	<b>69%</b>	<b>59%</b>

### 10.4.3. Objekt 3: Rahmen

Beim dritten Objekt der Vergleichsrechnung handelt es sich um einen auf Bohrpfehlen gegründeten Rahmen. Die Plattenstärke der Tragwerksplatte beträgt 55 cm bei einer Stützweite von rund 12,00 m. Die gesamte Brückenbreite beträgt 11,20 m, die Fahrbahn weist eine Breite von 9,50 m Meter auf. Aufgrund der geringen Stützweite wurde für die Lasten aus dem Reallastmodell normgemäß ein dynamischer Beiwert von 1,31 berücksichtigt.

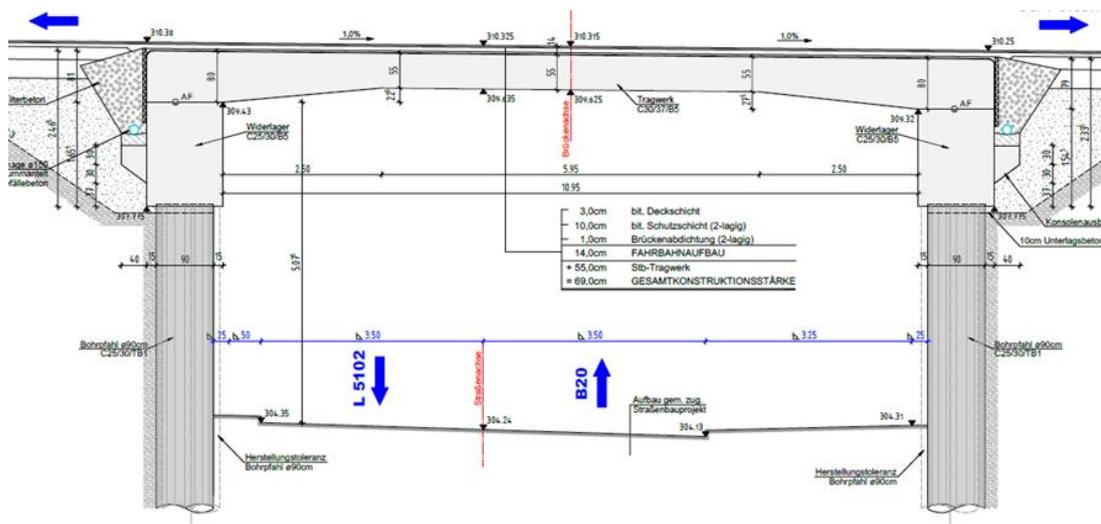


Abbildung 202: Längsschnitt Objekt 3

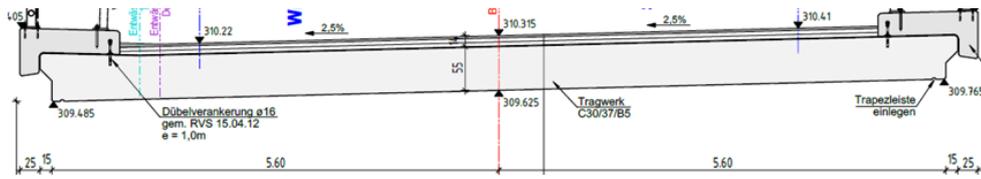


Abbildung 203: Querschnitt Platte Objekt 3

Auch auf das Objekt 3 werden die Lasten des LM 1 auf zwei Fahrspuren sowie der Lastenzug des Reallastmodells angesetzt. Aufgrund der geringen Stützweite der Brücke ist hier nur das Fahrzeug 41 mit den größten Achslasten auf seine Länge relevant.

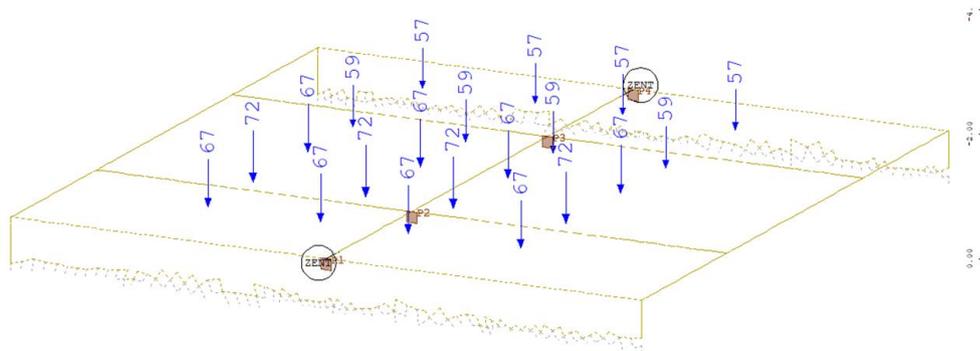


Abbildung 204: Lastbild Objekt 3

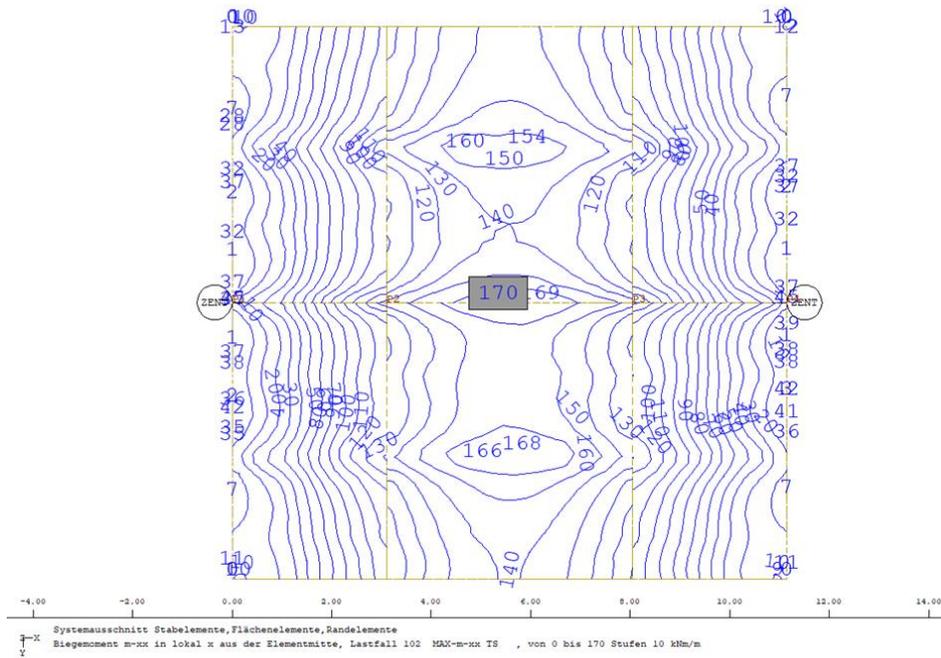
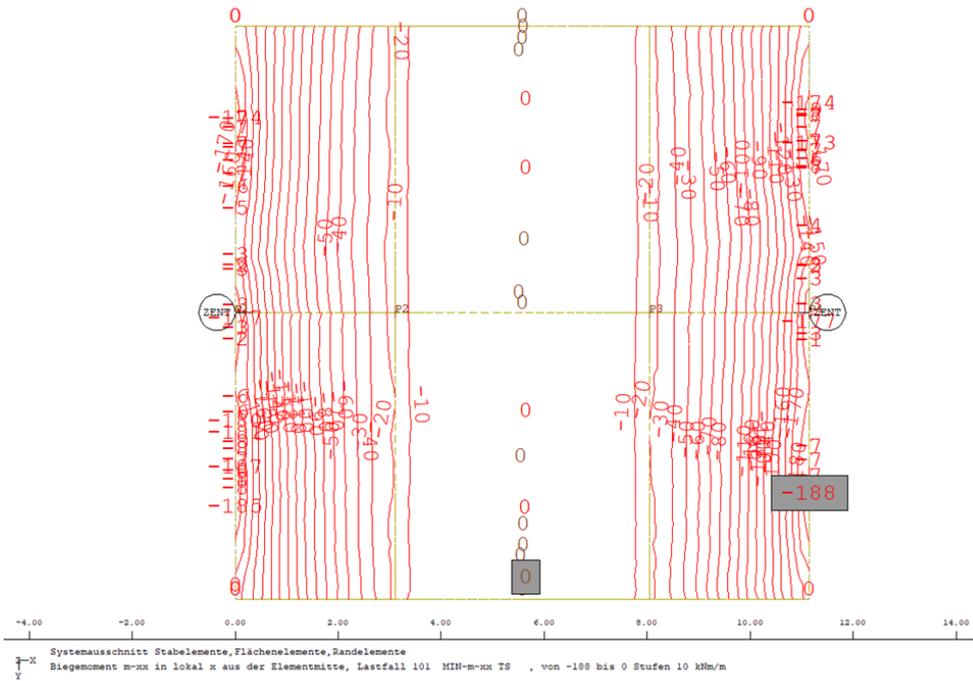


Abbildung 205:  $M_{y,min}$  und  $M_{x,max}$  aus LM1 TS gesamt

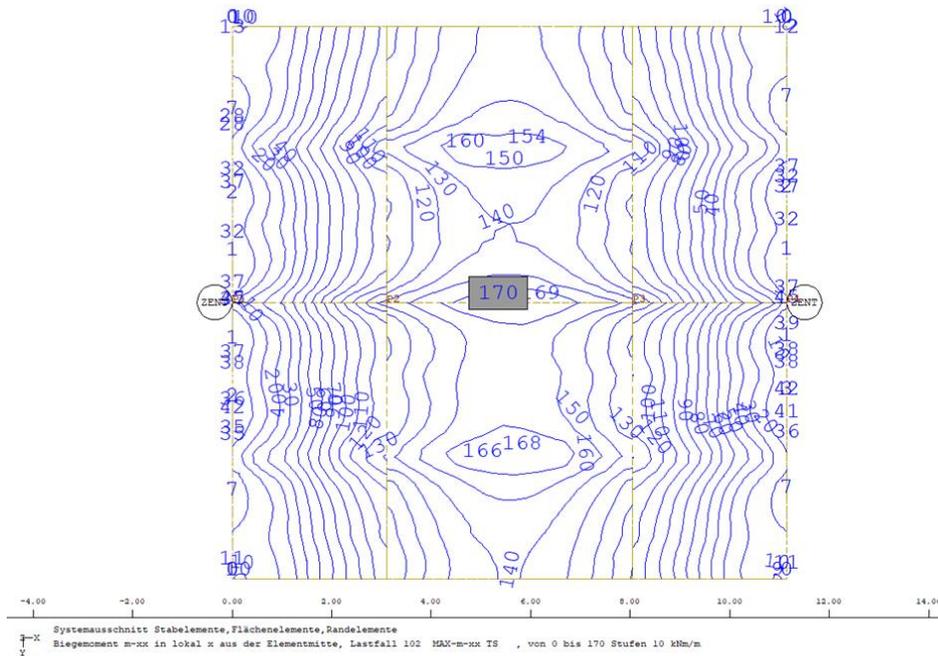


Abbildung 206:  $M_y, \min$  und  $M_x, \max$  aus LM1 UDL gesamt

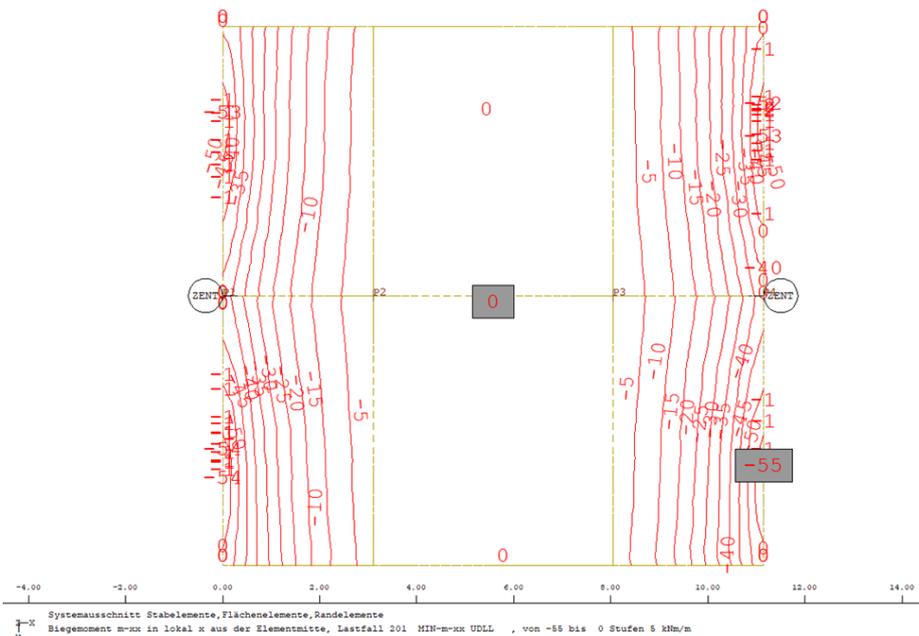


Abbildung 207:  $M_y, \min$  und  $M_x, \max$  aus Reallasten Fahrzeug 41 gesamt

Aus der Auswertung geht hervor, dass die charakteristischen Schnittgrößen aus dem Ansatz des Fahrzeugs 41 aus dem Reallastmodell unter jenen aus dem Lastmodell 1 liegen. So betragen die charakteristischen Schnittgrößen aus dem Reallastmodell gesamt nur rund 61% der Schnittgrößen aus dem LM1 im Feld, im Bereich des maximalen

Stützmoments liegen diese bei rund 81%. Unter Berücksichtigung der Umlagerung in Querrichtung durch nichtlineares Materialverhalten sowie Umlagerung kann von einer Reduktion des Wertes für das Stützmoment auf 70 bis 75% ausgegangen werden. Vergleichsweise wurde aufgrund der geringen Stützweite das LM3 gemäß ÖNORM EN 1991-2 auf das Objekt angesetzt, auch hier liegen die charakteristischen Schnittgrößen für das Feldmoment aus den Reallasten bei 45%, für das Stützmoment bei 42%.

Tabelle 68: Auswertung Schnittgrößen  $M_{y,max,min}$  - Objekt 3

11	$m_{x,max,char}$	$m_{x,min,char}$
1,312	[kNm/m]	[kNm/m]
<b>Ständige Lasten</b>		
EG	86	-145
Aufbauten	30	-57
	<b>116</b>	<b>-202</b>
<b>LM 1</b>		
TS	170	-188
UDL	31	-55
	<b>201</b>	<b>-243</b>
<b>LM 3</b>		
	<b>207</b>	<b>-356</b>
<b>Reallast</b>		
Gesamt	<b>93</b>	<b>-150</b>
<b>Vergleich Verkehrslasten (LM1)</b>	<b>0,61</b>	<b>0,81</b>
<b>Vergleich Verkehrslasten (LM3)</b>	<b>0,45</b>	<b>0,42</b>

## 10.5. Schlussfolgerungen und Gegenüberstellung

Die Ergebnisse der Extremwerte der Verkehrslastsimulation zeigen an den Einflusslinienauswertungen und Beispielbrücken eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Use Cases.

Es wurden folgende deterministische Untersuchungen auf Basis der Auswertung von den jeweils 10 schwersten Fahrzeugen durchgeführt:

- Vergleichsrechnungen am Einfeldsystem und Durchlaufsystem im Stützweitenbereich von 10 bis 70 m
- Vergleiche von charakteristischen Linienlasten bezogen auf Fahrzeuggesamtlängen mit den Eurocode 1 - LM1 Ansätzen
- Vergleiche an drei typischen Brückentypen der Massivbauweise mit den Eurocode 1 LM1 Ansätzen

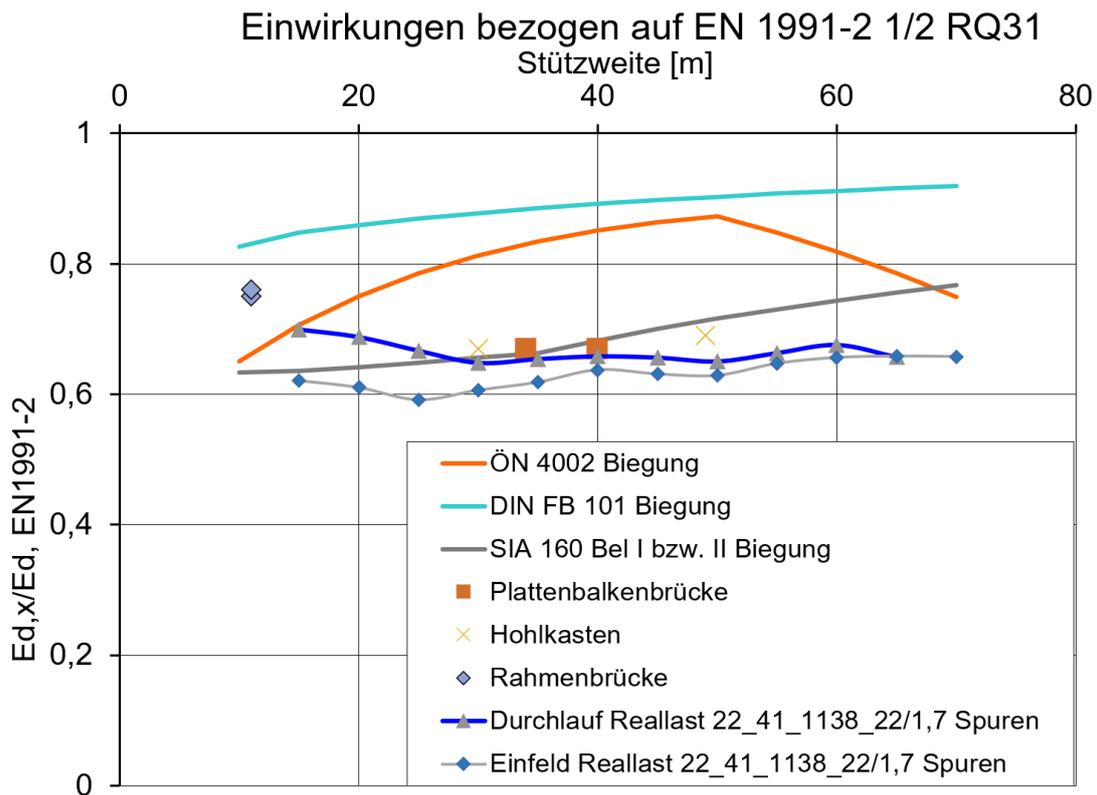


Abbildung 208: Vergleich der relevanten Ergebnisse (Biegemomente)bezogen auf EN 1991-2

Die durch den Algorithmus zur Verkehrslastsimulation erhaltenen Ergebnisse konnten durch den ingenieurpraktischen Ansatz bestätigt werden.

Es zeigt sich sowohl bei den vereinfachten ingenieurpraktischen Vergleichsrechnungen an Standardsystemen als Einfeld- und Durchlaufsystem als auch an den realen Brücken, dass die Einwirkungen des EN1991-2, LM1 mit einem Anpassungsfaktor für die Nachrechnung modifizierbar sind und eine gemäß den Grundsätzen nach EN 1990 geforderte Zuverlässigkeit erreicht werden kann.

Die Ergebnisse der Untersuchungen bestätigen eine positive Validierung der Berechnungsergebnisse, die außerhalb des Kapitels 10 dargestellt sind.

Die Zielsetzung einer unabhängigen Vergleichsberechnung kann unter Berücksichtigung üblicher Streuungen aufgrund von Annahmen als erfüllt betrachtet werden. Dem Ansatz der Anwendung von Anpassungsfaktoren kann

Für die Implementierung können folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- Streckenspezifische Unterschiede sind nicht eindeutig identifizierbar für die ULS-Betrachtung
- Eine Stützweiten- und Systemabhängigkeit ist gegeben
- Die Quertragwirkung bzw. Quereinflusslinie ist zu berücksichtigen
- Querschnittsystem (Trägerrost oder torsionssteifer Hohlkasten und Querverteilung in der Platte) sind hinsichtlich der Quereinflusslinien zu betrachten

## 11. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

### 11.1. Allgemeines

Eine wesentliche Basis für die Gesellschaft und die Wirtschaft eines Landes ist seine Infrastruktur. In allen europäischen Ländern sind relativ zeitgleich Straßen, Brücken und Industriegebäude in den Jahren 1970 bis 1980 umfangreich wiederaufgebaut und neugebaut worden. Das bedeutet unsere Infrastruktur ist zu einem erheblichen Teil 50 Jahre alt. Die Technik im Allgemeinen und die Rechentechnik im Besonderen haben in den zurückliegenden 50 Jahren einen grundsätzlichen Wandel erfahren, die Bauwerke erfüllen dank der eingepflegten Sicherheitsbedingungen ihre Aufgabe.

Der Verkehr und die Umweltbedingungen haben sich seit der Bauzeit geändert und für die Bestandsbrücken müssen die noch verfügbaren Sicherheiten für deren Restnutzungsdauer geprüft werden. Das setzt die Kenntnis der bisherigen und die der noch bevorstehenden Einwirkungen und die der aktuellen Widerstandskraft voraus. Die Einwirkung für die Infrastruktur mit der größten Veränderung über die Zeit ist der Verkehr.

Das vorliegende Projekt ist deshalb der Erarbeitung eines Vorgehens zur Ermittlung der realen Verkehrseinwirkung auf den Bestandsbrücken der Autobahnen in den drei Ländern Österreich, Schweiz und Deutschland gewidmet.

Die Aufgabe ist eingebettet in das gegenwärtig gültige Sicherheitskonzept, dem Rechnen in Grenzzuständen, welches in Europa seit 2012 bindend ist.

Das Konzept basiert auf der statistischen Behandlung der gemessenen oder angenommenen Basisdaten der Einwirkungen und Widerstände, deren Abstand probabilistisch durch einen Zuverlässigkeitsindex berechnet werden kann.

Für die Berechnung existieren verschiedene Wege, abhängig von der Verfügbarkeit von Daten und der Komplexität der Aufgabe.

Gesucht wurde ein Weg zur Anpassung des europäischen Lastmodelles für Streckenabschnitte an den vorhandenen aktuellen und für die nächsten angenommen 25 Jahren erwarteten Verkehr für die Bestandsbrücken auf Autobahnen der drei Länder.

Für das Lastmodell LM 1 für Festigkeitsnachweise ist der Weg zur Bestimmung der  $\alpha$ -Faktoren zur Minderung der Tandemachslasten und der Gleichflächenlasten zu

beschreiben und für Ermüdungsnachweise ist ein Lastmodell zur Abdeckung des gesamten Nutzungszeitraumes wünschenswert. Die Ermittlung von  $\lambda$ -Faktoren zur Führung eines Schwingbreitennachweises, abgeleitet aus dem aktuellen Verkehr, wird beschrieben.

Die Algorithmen der erforderlichen Schritte sind dargestellt, mit Beispielen versehen und für ausgewählte Brücken bzw. Abschnitte aus den drei Ländern umgesetzt. Die gewonnenen Erfahrungen werden zusammenfassend wiederholt.

## 11.2. Erfassung von Verkehrsdaten

Grundlage aller Arbeitsschritte sind Verkehrsdaten. Die Erfassung und Auswertung der Verkehrsdaten ist Inhalt der Abschnitte 4 und 5. Es werden Daten aus verschiedenen Quellen logisch zusammengeführt und aufbereitet. Schwerpunkt der Aufbereitung sind 4 Fälle der Verkehrsdatenverfügbarkeit.

Fall 1: Für den Verkehr der Brücke in der Strecke  $x$  liegen keine Verkehrsdaten vor.

Verkehrsaufkommen und Fahrzeuggesamtgewichte werden aus den länderspezifischen Gesamtdaten in drei Stufen (leicht, mittel, schwer) bereitgestellt

Fall 2: Verkehrsaufkommen ist bekannt.

Fahrzeuggesamtgewichte in den drei Stufen werden aus den länderspezifischen Gesamtdaten bereitgestellt

Fall 3: Es liegen Zählkarten vor.

Fahrzeuggesamtgewichte wie vor

Fall 4: Es liegen WIM-Daten und Zählkarten vor.

Idealfall, alles verfügbar

Für DACH-Raum wurde ein Klassifizierungssystem mit 13 LKW-Klassen und der Möglichkeit, Sonderfahrzeuge hinzuzufügen, verwendet. Dieses System ermöglicht eine gute Kompatibilität mit dem Zählsystem TLS 8+1 mit diesem Klassifizierungssystem, insgesamt waren nur weniger als 8% der LKWs nicht klassifizierbar. Eine realitätsnahe Beschreibung des LKW-Verkehrs wurde erreicht, indem dieser auf 5 wesentliche Fahrzeugtypen reduziert wurde (für beide Festigkeitsnachweise und Ermüdungsnachweise).

Die Parameter des Verkehrsmodells wurden hierarchisch angeordnet, angefangen von der Verkehrsstärke bis zu den Eigenschaften einzelner Fahrzeuge. Somit wurde die Möglichkeit geschaffen, einzelne Charakteristika wahlweise entweder aus streckenspezifischen,

lokalen Daten abzuleiten, oder sie aus den vorab ausgewerteten Werten aus verschiedenen vorhandenen Messstellen zu ersetzen. Die Unterschiede der Verkehrscharakteristika zwischen einzelnen Messstellen sind teilweise deutlich: Anteil von Sattelschleppern unter den LKWs variierte zwischen 18 und 77%; der Anteil von 5-achsigen Sattelschleppern (die maßgebend sind) unter allen Sattelschleppern variierte zwischen 40 und 84%. Deshalb soll immer die Bemühung sein, **möglichst lokale, streckenspezifische Daten zu verwenden**, trotz der Tatsache, dass der entwickelte Algorithmus bei fast jeder Datenlage funktioniert.

### 11.3. Erfassung von Brückendaten

Einwirkungen sollen unabhängig vom Tragwerk sein. Das ist durch Achslastfolgen realisierbar. Dies ist nicht anwenderfreundlich und würde den Planungsprozess unangemessen verkomplizieren. Deshalb werden **Lastmodelle** verwendet. Um Lastmodelle an den realen Verkehr anzupassen sind die Auswirkungen der Achslastfolgen vorab an konkreten Brückenquerschnitten und Tragsystemen zu ermitteln. Zu diesem Zweck wurden verschiedene Brücken aus den Ländern ausgewählt und zu Beispielrechnungen genutzt. Aus Erfahrungen bisheriger Untersuchungen war bekannt, dass bei Brücken mit kleinen Stützweiten numerische Probleme auftraten. Es wurden in diesem Projekt bewusst mehrere Brücken mit kleinen Stützweiten ausgewählt.

### 11.4. Anpassung des Lastmodells LM1 – Ermittlung der $\alpha$ -Werte

Mittels der Verkehrsdaten werden Verkehrsszenarien definiert und durch Simulationsrechnungen in Achslastfolgen umgearbeitet. Die Auswirkungen dieser Verkehrsströme für die ausgewählten Brücken wurden errechnet und ausgewertet.

Auf zwei Wegen erfolgte die Ermittlung von Vergleichskennwerten der Brücken welche mit den Kennwerten aus dem Lastmodell zur Anpassung des Lastmodells dienen. Für beide Wege sind die Algorithmen dargelegt und an Beispielen angewandt.

Die vorgelegten Ergebnisse zur Anpassung des Lastmodells 1 dienen mehreren Sachverhalten.

- Objektspezifische Ermittlung des zutreffenden Lastmodells für eine konkrete Brücke in einer konkreten Strecke und deren spezifischem Verkehr
- Anwendung der ermittelten länderspezifischen  $\alpha$ -Faktoren
- Darlegung der Notwendigkeit der Einführung eines Mindestwertes für Achslasten
- Aufzeigen der Einflussfaktoren auf  $\alpha$ -Werte,

– Ein Ländervergleich

Eine objektspezifische Ermittlung der Anpassungsfaktoren bei bekannten Verkehrsdaten führt zu den realsten und in der Regel auch günstigsten Anpassungsfaktoren. Der Weg entsprechend EN 1991-2 über die Definition des charakteristischen Wertes als Quantilwert der Kennwertzeitfunktion ist ohne weitere Annahmen umsetzbar. Im Ergebnis sind die so ermittelten Anpassungsfaktoren etwa 20% höher als bei dem Weg einer probabilistischen Berechnung, da wiederum unabhängig von einer Separation der Einwirkungen (Form 1) oder einer vollprobabilistischen Berechnung. Ursache ist der beim Weg über einen Quantilwert bewusst höher gewählte Zuverlässigkeitsindex.

Im Ergebnis dieses Abschnittes liegen auch  $\alpha$ -Faktoren vor. Wenn jeweils der ungünstigste Wert Anwendung findet, können exemplarisch Use-Case-spezifische Werte aufgezeigt werden.

Use-Case	$\alpha$	$\alpha$ -	
		Einzellast	$\alpha$ -UDL
Schweiz, A1 Abschnitt bei Zürich	0,76	0,8	0,65
Österreich, A2 Abschnitt bei Ilz	0,8	0,85	0,65
Deutschland, A7+A40 Abschnitte	0,8	0,7	0,7
Deutschland, A7+A40 Abschnitt / WKP*	0,7	0,8	0,7

Abbildung 209: In den 3 D-A-CH Ländern exemplarisch ermittelte  $\alpha$ -Werte

\*WKP: mit Kalibrierung auf die Wiederkehrperiode

Alle ermittelten Werte liegen bei dieser Darstellung der jeweils maximalen Ergebnisse sehr nah zusammen, und zwar unabhängig von der Ermittlungsmethode. Allerdings ist zu beachten, dass es sich hier um das europäische Lastmodell LM1 ohne nationale Anpassung handelt.

Für die Länder sind darüber hinaus die jeweiligen nationalen Anpassungen des LM 1 zu beachten.

Es wird explizit darauf hingewiesen, dass der  $\alpha$ -Wert der Einzellast zu beachten ist. In den vorgestellten Detailuntersuchungen sind bei Ermittlung nur eines  $\alpha$ -Wertes auch Ergebnisse von 0,56 vorgekommen. Die so abgeminderte Achslast von  $0,56 \times 300 \text{ kN} = 168 \text{ kN}$

führt bei Brücken mit kleinen Stützweiten oder bei Nebenträgglidern zu einer eingeschränkten Sicherheit. Der charakteristische Wert der Einzellast würde in diesem Fall nur das 1,4-fache der zulässigen Einzellast von 115 kN betragen. Bei der

zuverlässigkeitstheoretischen Ermittlung zeigt sich, dass der Abstand zwischen dem Bemessungswert und dem charakteristischen Wert mit dem Teilsicherheitsfaktor 1,35 zu hoch angesetzt wird. Damit lassen sich die Diskrepanzen zwischen den beiden Methoden zur Kalibrierung der Einzellasten erklären. Ein Sicherheitsproblem ist damit nicht gegeben.

Die Untersuchungen ergänzen bereits vorliegende Untersuchungen zur Fragestellung. Deshalb können folgende Einflussfaktoren gesichert dargelegt werden.

- Genehmigungspflichtige Fahrzeuge erfordern bei kleinen Brücken lange Simulationszeiten. Lösungen sind im Bericht gegeben
- Die Gesamtgewichtsverteilungen der Sattelzüge haben den dominanten Einfluss. Überladungen sind die Ursache für große Beanspruchungen
- Stau und fließender Verkehr wirken bei kleinen und großen Stützweiten verschieden. Bei kleinen Stützweiten überwiegt der Einfluss des fließenden Verkehrs, was sich mittels des dynamischen Faktors erklären lässt.
- Die Abstände der Fahrzeuge im Stau zeigen eine fast lineare Zunahme der Kenngröße. Es wurden Bemühungen zur Erfassung der Abstände angestrengt. Zuverlässige Daten hierzu fehlen jedoch nach wie vor.

Im Ländervergleich zeigen sich bei verallgemeinerter Ergebnisdarstellung, siehe Abbildung 209: In den 3 D-A-CH Ländern exemplarisch ermittelte  $\alpha$ -Werte, kaum nennenswerte Unterschiede (europäisches Lastmodell beachten).

## 11.5. Ermüdung

Die Betrachtung der Verkehrscharakteristiken und des Schwerverkehrs erlaubten es, Achslastfolgen für die Ermüdungsverkehrslasten zu erzeugen. Die Achslastfolgen sind brückenunabhängig.

In einem ersten, konservativen Ansatz werden die zurzeit infolge ELM 3 definierten  $\lambda$ -Werte für die Ermüdungsbemessung von Bestandsbrücken empfohlen. Dies führt jedoch nicht nur zu großen, sondern auch ungleichen Abweichungen gegenüber den empfohlenen Werten. Aufgrund der großen Anzahl zu berücksichtigender Parameter, war es im Zuge dieses Projektes jedoch nicht möglich, angepasste  $\lambda$ -Werte vorzustellen. Die Möglichkeit zur Anpassung des Lastmodells auf das durchschnittliche Verkehrsvolumen und -gewicht des Schwerverkehrs sowie die Restlebensdauer des Bauwerks mittels der Faktoren  $\lambda_2$  und  $\lambda_3$  besteht weiterhin.

Ein aufwändigeres, jedoch realitätsnäheres Verfahren stellt die Simulation von Verkehrsdaten dar, welche den Fällen 3 und 4 der Datenverfügbarkeit entsprechen. Für Fall 3 konnte der fließende Verkehr – welcher zu den maßgebenden Ermüdungsschädigungen führt – mithilfe von 5 typischen Schwerverkehrsfahrzeuge charakterisiert / simuliert werden. Diese 5 Fahrzeuge sind dabei ähnlich wie diejenigen des ELM 4, jedoch lassen sich hierbei für jeden Fahrzeugtyp die Wahrscheinlichkeitsdichten angeben.

Für die drei Länder wurden sowohl die einzelnen Einflussflächen der Brücken und Schnittkräfte als auch die Achslastfolgen errechnet. Diese können als Grundlage zur Kalibrierung der länderspezifischen  $\lambda$ -Faktoren für Bestandsbrücken genutzt werden. Die entsprechenden Algorithmen zur Durchführung der Ermüdungsschädigung wurden im Zuge dieses Projektes entwickelt und in diesem Bericht erläutert. Anschliessend wurden die  $\lambda$ -Faktoren für die 3 Use-Cases für die Fälle 2 und 4 der Verkehrsdatenverfügbarkeit bestimmt und mit denjenigen Werten aus EN 1992-2 und EN 1993-2 verglichen.

## 11.6. Handlungsempfehlungen und Forschungsbedarf

Die Handlungsempfehlungen und der abgeleitete Forschungsbedarf wurden in der Abschlussberatung aller Projektbeteiligten beraten und abgestimmt. Sie werden hier in der vorgestellten Form gezeigt:

### Handlungsempfehlungen allgemein

1. Die Algorithmen der Verkehrsdatenfusion in Modul 1 erlauben eine direkte Anwendung und es wird empfohlen
  - Fall 4 als Ideallösung und bei Härtefällen immer
  - Fall 2 als gute Näherung
2. Die Algorithmen zur Verkehrssimulation sind erprobt und anwendbar
3. Die Durchführung der Simulation mit 5 typischen Fahrzeugen ist als realitätsnah bewiesen.
4. Für die Lastmodellanpassung sind zwei Wege algorithmisch aufgezeigt. Beide sind referenziert und reproduzierbar.
5. Der probabilistische Nachweis erfordert für eine einheitliche Anwendung zusätzliche Informationen zur EN 1990. Er wird bei Härtefällen empfohlen.

6. Für den Ermüdungsnachweis wird auch für Bestandsbrücken die Anwendung von ELM 3 mit überarbeiteten  $\lambda$ -Faktoren empfohlen. Die Algorithmen sind bereits veröffentlicht.

### Handlungsempfehlung für die Lastmodelle

1. Für das Lastmodell LM 1 wird die Anwendung von zwei  $\alpha$ -Werten empfohlen. Der  $\alpha_Q$  Faktor für die Tandemachsen ist streckenübergreifend  $\geq 0,7$ .
2. Bei Brücken mit Stützweiten größer 40 m ist die Anwendung eines  $\alpha$  Faktors möglich. Aus Gründen der Anwenderfreundlichkeit wird die prinzipielle Anwendung von zwei Faktoren empfohlen.
3. Bei Brücken mit Stützweiten kleiner 15 m ist die Tandemachse bestimmend. Es wird dennoch eine gleichzeitig wirkende Gleichflächenlast von  $0,3 \text{ kN/m}^2$  empfohlen.
4. Auch für Bestandsbrücken wird gegenwärtig die Anwendung von ELM3 mit  $\lambda$ -Faktoren für den Ermüdungsnachweis empfohlen. Es ist eine konservative Lösung.

### Forschungsbedarf aus dem Projekt abgeleitet

1. Die Anwendung von zwei  $\alpha$ -Faktoren beim LM 1 für Nebentragwerke (Platten von Plattenbalken und Hohlkästen) ist im Konsens mit den aktuellen Erkenntnissen zur Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter konzentrierten Einzellasten [82] an praktischen Beispielen zu erproben.
2. Zur Anwendung von vollprobabilistischen Methoden zur Kalibrierung der Lastmodelle zeigt sich, dass aufgrund der in EN 1992-2 definierten Querkraft-Widerstandsmodelle große Unsicherheiten vorhanden sind. Weitere Untersuchungen zum Beton-Querkrafttragverhalten können diese Unschärfe reduzieren, wodurch eine einheitlichere Kalibrierung der Lastmodelle erfolgen kann.
3. Es besteht erheblicher Forschungsbedarf hinsichtlich einer geschlossenen Nachweisführung bei Ermüdung von Bestandsbrücken
4. Es wird empfohlen vereinfachte Lastmodelle im Zusammenhang mit vereinfachten Betriebsfestigkeitsnachweisen zu erproben. Vorschläge sind im Bericht unterbreitet.
5. Neben der Anpassung von Faktoren bestehender Lastmodelle könnte auch die Form des Lastmodells optimiert werden. Hier wird besonders für die Nachrechnung kurzer Brücken Verbesserungspotenzial gesehen.

## Information zur direkten Anwendung von Basisdaten

### 1. Basisdaten sind:

Verkehrsparameter der verwendeten Verkehrsvarianten in den Use-Cases

Gelistete Simulierte Achslastfolgen

Verwendete Einflussflächen

Verkehrsparameter von künstlichen Verkehrsvarianten im D-A-CH Raum

### 2. Diese Daten sind in der open source repository Zenodo [43] abgelegt

### 3. Algorithmen und Ergebnisse werden veröffentlicht.

Abschließender Hinweis: Die erstellten Datensätze wurden als synthetisch aufbereitete Verkehrsdaten, sowie generierte Achslastfolgen und ermittelte Einflussflächen beispielhaft für Use-Cases aufbereitet. Rückschlüsse auf reale Brückenbelastungen und Lastmodelle sind begrenzt möglich, da im Rahmen des Forschungsprojekts gewisse Daten (z.B. brückenspezifische Details) generisch angenommen werden mussten. Ebenso wurden pauschale Annahmen für Verkehrsdaten getroffen. Die errechneten Ergebnisse sind exemplarisch zu sehen und dürfen nicht direkt für eine Brückennachrechnung angewendet werden.

## 12. LITERATUR

- [1] G. Sedlacek u. a., *Background document to EN 1991- Part 2 - Traffic loads for road bridges - and consequences for the design*. 2008. [Online]. Verfügbar unter: <https://scribd.com/document/253441678/06-Manus-Sedlacek-1-Background-Document-to-en-1991-Part-2-Traffic-Loads-for-Road-Bridges>
- [2] *DIRECTIVE OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND OF THE COUNCIL amending Council Directive 96/53/EC*. 2023.
- [3] J.-A. Calgaro, „ENV 1991-3 Traffic Loads on Bridges - Road traffic loads - calibration of the main loading system - Background studies“, Final version, Feb. 1997.
- [4] J.-A. Calgaro, M. Tschumi, und H. Gulvanessian, *Designer's guide to Eurocode 1: actions on bridges; EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 to 1-7 and EN 1990 annex A2*. in *Designers' guides to the eurocodes*. London: Telford, 2010.
- [5] G. Merzenich, „Entwicklung eines europäischen Verkehrslastmodells für die Bemessung von Straßenbrücken“, RWTH Aachen, 1994. [Online]. Verfügbar unter: <https://publications.rwth-aachen.de/record/78308>
- [6] S. Böning, *Entwicklung einer geschlossenen Vorgehensweise zur Ermittlung von Beanspruchungen von Brückenbauwerken infolge Straßenverkehr: von Verkehrsmessungen zu stochastischen Beschreibungen von Verkehrsbeanspruchungen von Brückenbauwerken*. in *Berichte aus dem Bauwesen*. Aachen: Shaker, 2013.
- [7] J. K. Kraus, *Zur analytischen Herleitung von Verkehrslastmodellen für die Tragfähigkeit und Ermüdung von Straßenbrücken*. in *Heftreihe des Instituts für Bauingenieurwesen*, no. 30. Düren: Shaker, 2021.
- [8] P. Croce, „Impact of Road Traffic Tendency in Europe on Fatigue Assessment of Bridges“, *Applied Sciences*, Bd. 10, Nr. 4, S. 1389, Feb. 2020, doi: 10.3390/app10041389.
- [9] J. Maljaars, „Evaluation of traffic load models for fatigue verification of European road bridges“, *Engineering Structures*, Bd. 225, S. 111326, Dez. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111326.
- [10] A. Nussbaumer, J. Oliveira Pedro, C. A. Pereira Baptista, und M. Duval, „Fatigue Damage Factor Calibration for Long-Span Cable-Stayed Bridge Decks“, in *Mechanical Fatigue of Metals*, Bd. 7, J. A. F. O. Correia, A. M. P. De Jesus, A. A. Fernandes, und R. Calçada, Hrsg., in *Structural Integrity*, vol. 7. , Cham: Springer International Publishing, 2019, S. 369–376. doi: 10.1007/978-3-030-13980-3\_47.
- [11] S. Böning, S. Fischer, U. Freundt, F.-L. Lau, und E. Werner, „Digitales Testfeld Autobahn - Intelligente Brücke - Synchronisation von Sensorik und automatisierte Auswertung von Messdaten“, BAST, Bergisch Gladbach, Schlussbericht, z.Z. unveröffentlicht FE-Nr. 15.0631/2016/LRB.
- [12] *Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken = Methods and models for quantifying the reliability of existing bridges equipped with permanent monitoring*. Bremen: Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG, 2020.
- [13] A. H. J. M. Vervuurt, und A. Nussbaumer, „Traffic Action Effects for ULS“, gehalten auf der *Workshop on Traffic Action Effects for ULS*, Online, 10. Januar 2023.
- [14] M. Sjaarda, A. Nussbaumer, M. Breveglieri, und G. Feltrin, „Auswirkungen des Platooning mit Lastfahrzeugen auf Schweizer Brücken“, Schweizerischer Verband der Straßen- und Verkehrsfachleute, Zürich, AGB 2017/004, 2022.
- [15] M.-A. Fénart u. a., „Weigh in motion – Etude de filtrage“, iCoSys HEIA-FR et OFROU, *Projet SwissMoves 003 (AGP 106'426) (rapport provisoire)*, 2023.

- [16] E. A. Micu *u. a.*, „Evaluation of the extreme traffic load effects on the Forth Road Bridge using image analysis of traffic data“, *Advances in Engineering Software*, Bd. 137, S. 102711, Nov. 2019, doi: 10.1016/j.advengsoft.2019.102711.
- [17] Z. Xu, B. Wei, und J. Zhang, „Reproduction of spatial–temporal distribution of traffic loads on freeway bridges via fusion of camera video and ETC data“, *Structures*, Bd. 53, S. 1476–1488, Juli 2023, doi: 10.1016/j.istruc.2023.05.023.
- [18] J. Zhang, E. J. O'Brien, X. Kong, und L. Deng, „Factors affecting the accuracy of a computer vision-based vehicle weight measurement system“, *Measurement*, Bd. 224, S. 113840, Jan. 2024, doi: 10.1016/j.measurement.2023.113840.
- [19] A. Bruls, P. Croce, L. Sanpaolesi, und G. Sedlacek, „ENV 1991- Part 3 : Traffic loads on bridges Calibration of road load models for road bridges“, in *IABSE colloquium*, Delft, The Netherlands, März 1996, S. 439–453.
- [20] J.-A. Calgaro, „ENV 1991-3 Traffic Loads on Bridges - Road traffic loads - calibration of the main loading system - Background studies“, Final version, Feb. 1997.
- [21] U. Freundt, S. Böning, und R. Kaschner, „Straßenbrücken zwischen aktuellem und zukünftigem Verkehr – Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991-2/NA“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 106, Nr. 11, S. 736–746, 2011, doi: <https://doi.org/10.1002/best.201100050>.
- [22] B. Novak und P. Lippert, „Einwirkungen auf Brücken nach den Eurocodes“, in *Betonkalender 2015*, Berlin: Wiley / Ernst&Sohn, 2015, S. 585–678.
- [23] V. Boros, B. Novák, und U. Decker, „Modifiziertes Verkehrslastmodell für kommunale Brückenbauwerke“, *Beton- und Stahlbetonbau, Wiley / Ernst&Sohn, Berlin*, Bd. 110, S. 620–627, 2015.
- [24] D. Skokandić und et al., „Modelling of traffic load effects in the assessment of existing road bridges“, *JCE*, Bd. 71, Nr. 12, S. 1153–1165, Jan. 2020, doi: 10.14256/JCE.2609.2019.
- [25] „SIA 269/1: Existing structures – Actions“. SIA, Zurich, 2011.
- [26] I. Danielewicz, „Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken“, Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 1994.
- [27] G. Merzenich und G. Sedlacek, „Hintergrundbericht zum Eurocode 1 - Teil 3.2: ‚Verkehrslasten auf Straßenbrücken‘“, BMV, Bonn, Heft 711, 1995.
- [28] A. Nussbaumer und H.-P. Günther, *Grundlagen und Erläuterung der neuen Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3*. in *Stahlbau-Kalender 2006*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2006.
- [29] S. Krohn, „Messwertgestützte Ermüdungsnachweise an bestehenden Straßenbrücken“, Heftreihe des Instituts für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Berlin, Band 16, Technische Universität Berlin. Shaker Verlag, Aachen, 2014.
- [30] „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken“. Beuth Verlag, 2010.
- [31] „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken“. Beuth Verlag, 2010.
- [32] G. Bianchi, J. Maljaars, A. Nussbaumer, J. O. Pedro, und C. Vaccari, „Background document for EN1993-2 - 2nd generation. Update of the damage equivalent factors  $\lambda$  for fatigue verification of road bridges“. CEN/TC250/SC3, Brussels, 15. Februar 2022.
- [33] P. Croce, „Background to fatigue load models for Eurocode 1: Part 2 Traffic Loads“, *Progress Structural Eng Maths*, Bd. 3, Nr. 4, S. 335–345, Okt. 2001, doi: 10.1002/pse.93.
- [34] J. Maljaars, „Evaluation of traffic load models for fatigue verification of European road bridges“, *Engineering Structures*, Bd. 225, S. 111326, Dez. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111326.

- [35] M. Ralbovsky, A. Vorwagner, M. Kleiser, und T. Kozakow, „Abschätzung von verkehrsinduzierten Schwingungen von Straßenbrücken vor Betonierarbeiten: Bildung eines Meta-Modells zur Erstabschätzung des Risikos einer negativen Beeinflussung auf den erhärtenden Beton beim Betonieren unter Verkehr“, *Beton und Stahlbetonbau*, Bd. 115, Nr. 6, S. 438–447, Juni 2020, doi: 10.1002/best.201900107.
- [36] M. Ralbovsky, A. Vorwagner, M. Kleiser, T. Kozakow, und R. Geier, „Verkehrsschwingungen bei Betonierarbeiten auf bestehenden Straßenbrücken: Schwingungsprognosen zur Bewertung von Bauzuständen im Zuge der neu errichteten Autobahnbrücke A 23 – Hochstraße Inzersdorf“, *Beton und Stahlbetonbau*, Bd. 115, Nr. 3, S. 179–187, März 2020, doi: 10.1002/best.201900092.
- [37] B. Jacob und E. J. O’Brien, „European Specification on Weigh-in-Motion of road vehicles (COST 323)“, in *Proc. of 2nd European Conference on Weigh-in-Motion of Road Vehicles*, Lisbon, Portugal, 1998, S. 171–183.
- [38] Labo. des Ponts et Chaussées, „COST 323 Weigh-in-Motion of Road Vehicles. Final report. WIM EU specifications.“ Labo. des ponts et Chaussées, 2002.
- [39] U. Freundt, Hrsg., *Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes*. in Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen B, Brücken- und Ingenieurbau, no. 77. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft, 2011.
- [40] *Vorschlag für eine RICHTLINIE DES EUROPÄISCHEN PARLAMENTS UND DES RATES zur Änderung der Richtlinie 96/53/EG des Rates zur Festlegung der höchstzulässigen Abmessungen für bestimmte Straßenfahrzeuge im innerstaatlichen und grenzüberschreitenden Verkehr in der Gemeinschaft sowie zur Festlegung der höchstzulässigen Gewichte im grenzüberschreitenden Verkehr*. 2023. Zugegriffen: 25. März 2024. [Online]. Verfügbar unter: <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/DE/TXT/?uri=CELEX:52023PC0445>
- [41] Koshini, I., „Traffic load measurements and probabilistic modelling for structural design of urban expressways“, in *Proceedings of ICOSSAR’85*, Kobe, Japan, 1985.
- [42] U. Freundt und S. Böning, *Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand: Bericht zum Forschungsprojekt FE 84.107/2009*. in Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen B, Brücken- und Ingenieurbau, no. 82. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW, Verl. für neue Wiss, 2011.
- [43] U. Freundt u. a., „REAL-LAST: generierte Daten zur Verkehrsbelastung von Brückenbauwerken“. 30. April 2024. doi: 10.5281/zenodo.11072646.
- [44] K. G. Schütz, „Verkehrslasten fuer die Bemessung von Strassenbrücken“, *Bauingenieur*, Bd. 66, Nr. 8, S. 363–373, 1991.
- [45] S. Drosner, „Beitrag zur Berechnung der dynamischen Beanspruchung von Brücken unter Verkehrslasten“, Verlag nicht ermittelbar, 1989.
- [46] G. König und P. Seifert, „Ermüdungsnachweis-Konzept für Straßenbrücken aus Beton auf der Grundlage von Verkehrsmessungen in Europa (Teil 1)“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 86, Nr. 10, S. 233–236, 1991.
- [47] G. König und P. Seifert, „Ermüdungsnachweis-Konzept für Straßenbrücken aus Beton auf der Grundlage von Verkehrsmessungen in Europa (Teil 2)“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 86, Nr. 11, S. 269–272, 1991.
- [48] I. Danielewicz, „Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken“, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 1994.
- [49] K. Geißler, „Beitrag zur probabilistischen Berechnung der Restnutzungsdauer stählerner Brücken“, Dissertation, Technische Universität Dresden, Dresden, 1995.
- [50] S. F. Bailey, *Basic Principles and Load Models for the Structural Safety Evaluation of Existing Road Bridges*. 1996.
- [51] M. Mensinger, „Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau“, Dissertation, Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern, 1999.

- [52] H.-P. Günther, „Ermüdungsverhalten von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen im Brückenbau“, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2002.
- [53] C. C. Caprani, „Probabilistic Analysis of Highway Bridge Traffic Loading“, Dissertation, University College Dublin, Dublin, 2005.
- [54] B. Enright, „Simulation of Traffic Loading on Highway Bridges“, Dissertation, University College Dublin, Dublin, 2010.
- [55] X. Y. Zhou, „Statistical analysis of traffic loads and their effects on bridges“, Dissertation, Université Paris-Est, Paris, 2013.
- [56] I. Topurova-Todorova, *Tragfähigkeits- und Restnutzungsdaueranalyse stählerner Straßenbrücken unter detaillierter Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung*, Bd. 19. in Hefreihe des Instituts für Bauingenieurwesen, vol. 19. Aachen: Shaker, 2013.
- [57] K. Geissler, J. K. Kraus, U. Freundt, und S. Böning, „Zukunftssicherheit der Ermüdungslastmodelle nach DIN EN 1991-2 (Schlussbericht FE 15.0629/2016/FRB)“, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Forschungsbericht, 2018.
- [58] C. C. Omar Bisia, „Creation and evaluation of simulation strategies for the generation of axle load sequences from road traffic“. 2022.
- [59] C. Butz, D. Rill, U. Freundt, S. Böning, S. Frischer, und F.-L. Lau, „Digitales Testfeld Autobahn - Intelligente Brücke - Untersuchungsprogramm (3. Zwischenbericht FE 15.0615/2015/ARB)“, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Forschungsbericht, 2020.
- [60] K. Bergmeister, F. Fingerloos, und J.-D. Wörner, Hrsg., *Beton-Kalender 2010*. 2, 99. Jahrgang. Berlin: Ernst & Sohn, 2010.
- [61] SOFiSTiK AG, *SOFiSTiK Handbuch*. Nürnberg, 2023.
- [62] H. Unterweger, *Globale Systemberechnung von Stahl- und Verbundbrücken - Modellbildung und Leistungsfähigkeit verbesserter einfacher Stabmodelle*.
- [63] E. C. Hambly, *Bridge deck behaviour*, 2. ed. London: E & FN Spon, 1991.
- [64] J.-P. Lebet und M. A. Hirt, *Steel bridges: conceptual and structural design of steel and steel-concrete composite bridges*, 1. ed. Lausanne: EPFL Press, 2013.
- [65] „Nachrechnungsrichtlinie“, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung - Abteilung Straßenbau, Mai 2011.
- [66] M. Waag, „Beanspruchung von Brückenbauten infolge Strassenlasten - Vergleich der Normen SIA 160 von 1956, 1970 und 1989“, Bundesamt für Strassenbau, Bern, 1994.
- [67] R. Holst und K. H. Holst, *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton: Entwurf, Konstruktion und Berechnung*, 6. Aufl. Berlin: Ernst, 2014.
- [68] A. S. Nowak und M. M. Szerszen, „Bridge load and resistance models“, Bd. Vol. 20, Nr. No. 11, S. 985–990, 1998.
- [69] „DIN EN 1991-2“, Beuth Verlag, Berlin, Dez. 2010.
- [70] M. Sjaarda, A. Nussbaumer, und D. Papastergiou, „Updating bridge axle loads using WIM in Switzerland“, gehalten auf der IABSE Congress, Ghent 2021: Structural Engineering for Future Societal Needs, Ghent, Belgium, 2021, S. 748–756. doi: 10.2749/ghent.2021.0748.
- [71] Normenausschuss Bauwesen im DIN, *DIN EN 1990:2010-12 - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*.
- [72] „DIN EN 1991-2/NA:2012-08, Nationaler Anhang\_- National festgelegte Parameter\_- Eurocode\_1: Einwirkungen auf Tragwerke\_- Teil\_2: Verkehrslasten auf Brücken“. Beuth Verlag GmbH. doi: 10.31030/1884309.
- [73] R. E. Melchers und A. T. Beck, *Structural reliability analysis and prediction*, Third edition. Hoboken, NJ: Wiley, 2018.
- [74] „JCSS Probabilistic Model Code - Part 3: Material Properties“, Joint committee on Structural Safety, 2000.

- [75] R. D. J. M. Steenbergen und A. C. W. M. Vrouwenvelder, „Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges“, Bd. Vol. 55, Nr. No. 2, 2010.
- [76] S. Martinolli und A. Taras, „Investigation of modelling-dependent system reliability for open steel-concrete composite girder bridges (under review)“, gehalten auf der Nordic Steel 2024, Juni 2024.
- [77] AHG Reliability, „Technical Report for the reliability background of Eurocodes (draft)“, Juni 2021.
- [78] G. Bianchi, J. Maljaars, A. Nussbaumer, O. P. José, und V. Colin, „Background document for EN 1993-2 - 2nd generation Update of the damage equivalent factors  $\lambda$  for fatigue verification of road bridges“, *Stahlbau*, Feb. 2022.
- [79] S. D. Downing und D. F. Socie, „Simple rainfall counting algorithms“, S. 31–40, 1982.
- [80] Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse - Schiene - Verkehr, „RVS 03.03.31 Querschnittselemente sowie Verkehrs- und Lichtraum von Freilandstrassen“. 2018.
- [81] ASTRA, „Richtlinie Normalprofile - Nationalstrassen 1. und 2. Klasse mit Richtungstrennung, Ausgabe 2021 V3.00“. 2021.
- [82] V. Adam u. a., „Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung von Brücken im Bestand unter vorwiegend konzentrierten Radlasten/Shear Capacity of Reinforced Concrete Deck Slabs without Shear Reinforcement of Existing Bridges under Predominantly Concentrated Wheel Loads“, *Bauingenieur*, Bd. 95, Nr. 11, S. 419–429, 2020, doi: 10.37544/0005-6650-2020-11-77.
- [83] „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010“. 2011.
- [84] D. Wisniewski, J. R. Casas, A. A. Henriques, und P. J. S. Cruz, „Probability-Based Assessment of Existing Concrete Bridges—Stochastic Resistance Models and Applications“, *Structural Engineering International*, Bd. 19, Nr. 2, S. 203–210, Mai 2009, doi: 10.2749/101686609788220268.
- [85] A. E. Naaman und A. Suruajsirb, „Reliability of Partially Prestressed Beams at Serviceability Limit States“, Nr. November-December, S. 66–85, 1982.
- [86] „Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings; prEN 1993-1-1:2020“. 2020.
- [87] M. Holicky, M. Sykora, C. Varnardo-Viljoen, K. K. Mensah, und J. V. Retief, „Model uncertainties in reliability analysis of reinforced concrete structures“, S. 741–742, 2013.
- [88] M. Sykora, J. Krejsa, J. Mlcoch, M. Prieto, und P. Tanner, „Uncertainty in shear resistance models of reinforced concrete beams according to *fib* MC2010“, *Structural Concrete*, Bd. 19, Nr. 1, S. 284–295, Feb. 2018, doi: 10.1002/suco.201700169.
- [89] *fib* CEB, *Model Code 2010 Volume 1 & 2*.
- [90] V. Nadolski und M. Sykora, „Uncertainty in Resistance Models for Steel Members“, *Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series.*, Bd. 14, Nr. 2, S. 26–37, Dez. 2014, doi: 10.2478/tvsb-2014-0028.
- [91] R. Greiner, R. Ofner, und A. Taras, „Local Fatigue Failures in Highway Composite Bridges“, gehalten auf der Fatigue and Fracture in the Infrastructure Bridges and Structures of the 21st Century, Philadelphia, 27. Juni 2009.
- [92] E. Woywod, „Der Brückenbau für die Nationalstrassen“, Bd. 3, 1968.
- [93] T. Vogel und R. Bargähr, „Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch (ZEBRA)“, AGB1998/101 (86/98), 2006.
- [94] M. Poljansek u. a., *Bridge design to Eurocodes worked examples*. Luxembourg: Publications Office, 2012.
- [95] ASTRA, „Dokumentation Stahl-Beton-Verbundbrücken - Nachhaltige Entwurfsanleitung, Ausgabe 2022 1.00“. 2022.

- [96] „Technische Lieferbedingungen für Streckenstationen (Ausgabe 2012)“, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2012.
- [97] U. Freundt, S. Böning, R. Kaschner, K. Geissler, und J. K. Kraus, „Methodik zur Entwicklung neuer Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung des Brückenbestandes (Schlussbericht FE 15.0587/2012/FRB)“, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Forschungsbericht, 2018.
- [98] E. J. OBrien *u. a.*, „A review of probabilistic methods of assessment of load effects in bridges“, *Structural Safety*, Bd. 53, S. 44–56, März 2015, doi: 10.1016/j.strusafe.2015.01.002.
- [99] C. Cremona, „Optimal extrapolation of traffic load effects“, *Structural Safety*, Bd. 23, Nr. 1, S. 31–46, Jan. 2001, doi: 10.1016/S0167-4730(00)00024-2.