



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Office fédéral des routes OFROU

#### DOKUMENTATION

# ÜBERPRÜFUNG BESTEHEN- DER STRASSENBRÜCKEN MIT EINEM AKTUALISIERTEN VERKEHRSLASTMODELL

---

*Ausgabe 2025 V2.01*  
*ASTRA 82001*

# Impressum

## **Autoren / Arbeitsgruppe**

|                             |                                         |
|-----------------------------|-----------------------------------------|
| Dr. Dimitrios Papastergiou  | ASTRA N-SSI, Vorsitz                    |
| Prof. Alain Nussbaumer      | EPFL, ENAC, IIC, RESSLab, Projektleiter |
| Dr. Matthew James Sjaarda   | EPFL, ENAC, IIC, RESSLab, Stv. PL       |
| Mathevet Lucas Laurent Léon | EPFL, ENAC, IIC, RESSLab                |
| Dr. Paola Miglietta         | EPFL, ENAC, IIC, RESSLab                |
| Prof. Eugen Brühwiler       | EPFL, ENAC, IIC, MCS                    |
| Dr. Numa Bertola            | EPFL, ENAC, IIC, MCS                    |

## **Begleitgruppe**

|                    |                                            |
|--------------------|--------------------------------------------|
| Stéphane Cuennet   | ASTRA I-West, FU                           |
| Dr. Ana Spasojevic | ASTRA I-West, FU                           |
| Prof. Rade Hajdin  | Infrastructure Management Consultants GmbH |

## **Übersetzung**

Walter Waldis, ASTRA, es gilt das Original in Französisch.

## **Herausgeber**

Bundesamt für Strassen ASTRA  
Abteilung Strassennetze N  
Standards und Sicherheit der Infrastruktur SSI  
3003 Bern

## **Bezugsquelle**

Das Dokument kann kostenlos von [www.astra.admin.ch](http://www.astra.admin.ch) heruntergeladen werden.

© ASTRA 2025

Abdruck – ausser für kommerzielle Nutzung – unter der Angabe der Quelle gestattet.

## Vorwort

Mit der Veröffentlichung der ASTRA-Dokumentation 82001 im Jahr 2006 wurde eine Reihe von  $\alpha_{\text{act}}$ -Koeffizienten (act für aktualisiert) festgelegt, die für die Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Brücken in der Schweiz verwendet werden sollten. Diese numerischen  $\alpha_{\text{act}}$ -Werte wurden auf der Grundlage von Verkehrsmodellierungen vorgeschlagen, die in einer systematischen Analyse verwendet wurden, um die Auswirkungen von Verkehrseinwirkungen auf eine Reihe repräsentativer Brücken in der ganzen Schweiz zu kategorisieren. Die  $\alpha_{\text{act}}$ -Werte sollten in Verbindung mit dem Lastmodell 1 der SIA 261 verwendet werden. Im Jahr 2014 wurden mit der Veröffentlichung des AGB-Berichts 2009/005, der sich speziell mit Betonplatten befasst, neue, aktualisierte  $\alpha$ -Koeffizienten zu den 2006 empfohlenen hinzugefügt, wodurch die Anwendung des Lastmodells auf mehr Tragwerkstypen und Gegebenheiten (zB. Anzahl Fahrstreifen, umgenutzte Pannestreifen) ausgeweitet wurde.

In der Zwischenzeit wurde 2011 die Normenreihe SIA 269/x für die Instandhaltung von Tragwerken veröffentlicht. Die Norm SIA 269/1, welche die Einwirkungen definiert, hat formell das aktualisierte Lastmodell aus der ASTRA-Dokumentation 82001 übernommen, allerdings mit einigen Anpassungen aus Laufenden, aber noch nicht abgeschlossenen Studien (d.h. AGB 2009/005). Die Norm enthält eine Klausel, mit der die Verwendung der numerischen  $\alpha_{\text{act}}$ -Werte für die Beurteilung der Tragfähigkeit der bestehenden Brücken in der Schweiz auf das Jahr 2025 beschränkt wird, da damals die Prognosen der längerfristigen Entwicklung des Straßenverkehrs in der Schweiz (Einfluss des 40 to-Verkehrs, der leistungsabhängigen Schwerverkehrsabgabe, Begrenzung der Datenmenge über den Schwerverkehr) zu unsicher waren.

Diese zeitliche Grenze ist erreicht und die stetigen Investitionen des ASTRA in die WIM-Systeme ermöglichen zusammen mit den vielen zusätzlich gesammelten Daten eine Aktualisierung dieser Dokumentation. Zudem lässt die vorliegende Dokumentation dank der Weiterentwicklung der Möglichkeiten für Verkehrssimulationen eine Ausweitung der aktualisierten Lastmodelle auf mehr Gegebenheiten zu. Im Vergleich zu früheren Studien schärft sie die Methodik und basiert auf einem probabilistischen Ansatz, der den aktuellen SIA- und europäischen Normen (Eurocodes) entspricht. Die aktualisierte Analyse wird unter Verwendung der Merkmale des aktuellen und des für die Zukunft prognostizierten Verkehrs durchgeführt, um relevante Werte für aktualisierte  $\alpha$ -Koeffizienten bis zum Zeithorizont 2050 zu erhalten.

Wir danken den Autoren dieser Dokumentation sowie den Mitgliedern der Begleitgruppe für ihr Engagement und die Qualität der geleisteten Arbeit.

Dr. Dimitrios Papastergiou  
Fachverantwortlicher Kunstbauten

**Bundesamt für Strassen**  
Abteilung Strassennetze N  
Standards und Sicherheit der Infrastruktur SSI





# Inhalt

|                                                                                             |               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| <b>Impressum .....</b>                                                                      | <b>2</b>      |
| <b>Vorwort.....</b>                                                                         | <b>3</b>      |
| <b>Inhalt.....</b>                                                                          | <b>5</b>      |
| <br><b>1      Einleitung .....</b>                                                          | <br><b>7</b>  |
| 1.1      Ziel der Dokumentation .....                                                       | 7             |
| 1.2      Anwendungsgebiet.....                                                              | 8             |
| 1.3      Adressaten .....                                                                   | 8             |
| 1.4      Inkrafttreten und Änderungen .....                                                 | 9             |
| <br><b>2      Anforderungen .....</b>                                                       | <br><b>10</b> |
| 2.1      Rechtsgrundlagen, Normen und Standards.....                                        | 10            |
| <br><b>3      Grundlagen der Studie .....</b>                                               | <br><b>11</b> |
| 3.1      Bestehende Normen und Verfahren zur Aktualisierung .....                           | 11            |
| 3.2      Kritische Würdigung des Berichts AGB 2002/005 .....                                | 13            |
| 3.3      Schweizer WIM-Daten .....                                                          | 15            |
| 3.4      Rahmen der Analyse.....                                                            | 19            |
| 3.4.1      Gliederung der Dokumentation .....                                               | 19            |
| 3.4.2      Erste und zweite Analyse: Achsen und Achs-Schemel .....                          | 20            |
| 3.4.3      Dritte und vierte Analyse: Brückentypen.....                                     | 20            |
| <br><b>4      Verarbeitung von WIM-Daten .....</b>                                          | <br><b>22</b> |
| 4.1      Importieren und Bereinigen.....                                                    | 22            |
| 4.2      Filtern .....                                                                      | 22            |
| 4.3      Klassifizierung .....                                                              | 26            |
| 4.4      Zusammenfassung der Verkehrsentwicklung .....                                      | 29            |
| 4.5      WIM-Kalibrierungsdaten.....                                                        | 31            |
| <br><b>5      Modellierung .....</b>                                                        | <br><b>35</b> |
| 5.1      Modell für die Verkehrssimulation .....                                            | 35            |
| 5.1.1      Sequenzgenerierung: Lkw-Anteil und Verteilung der Lkw auf die Fahrstreifen ..... | 37            |
| 5.1.2      Markovs Wahrscheinlichkeitsgesetz des Übergangs .....                            | 38            |
| 5.1.3      Sequenzgenerierung: Klassen von schweren Fahrzeugen .....                        | 39            |
| 5.1.4      Sequenzgenerierung: Gewichte von Fahrzeugen und Achsen & Achs-Schemeln.....      | 39            |
| 5.1.5      Sequenzgenerierung: Abstände zwischen Achsen und Fahrzeugen .....                | 40            |
| 5.2      WIM-generierter Verkehr.....                                                       | 42            |
| 5.2.1      Rekonstruktion des Verkehrs aus WIM.....                                         | 42            |
| 5.2.2      Konfiguration der Fahrstreifen mit WIM .....                                     | 43            |
| 5.3      Modellierung von Brücken.....                                                      | 44            |
| 5.3.1      Querschnitte .....                                                               | 45            |
| 5.3.2      Statisches System in Längsrichtung .....                                         | 49            |
| 5.3.3      Einwirkungsgrössen (Berechnung der inneren Kräfte) .....                         | 50            |
| 5.3.4      Konfiguration der Fahrbahnen .....                                               | 51            |
| 5.4      Berechnung der Überprüfungswerte .....                                             | 54            |
| 5.4.1      Block-Maxima (Maxima pro Periode).....                                           | 55            |
| 5.4.2      Anpassen einer Verteilung (Distribution Fitting).....                            | 55            |
| 5.4.3      Extrapolation für den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex .....                   | 56            |
| <br><b>6      Analysen und Ergebnisse .....</b>                                             | <br><b>58</b> |
| 6.1      Einführung .....                                                                   | 58            |
| 6.2      Analyse der Tandem-Achse « Q1 » .....                                              | 58            |
| 6.2.1      Statistiken zu Tandemachsen .....                                                | 58            |
| 6.2.2      Bestimmung von $\alpha_{Q1,act}$ .....                                           | 61            |
| 6.3      Simulierte gleichzeitige Anwesenheit der Tandem-Achse « Q2 » mit « Q1 » .....      | 62            |
| 6.3.1      Statistiken über das gleichzeitige Vorhandensein von mehreren Achsen .....       | 65            |
| 6.3.2      Berechnung von $\alpha_{Q2,act}$ .....                                           | 67            |

|          |                                                                              |            |
|----------|------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 6.4      | Bemerkungen zu den aktualisierten Werten der konzentrierten Lasten .....     | 68         |
| 6.5      | Durchstanzen .....                                                           | 69         |
| 6.5.1    | « Einzelachse » .....                                                        | 73         |
| 6.5.2    | Tandem-Achsen .....                                                          | 73         |
| 6.5.3    | Dreifach-Achsen .....                                                        | 74         |
| 6.5.4    | Aktualisierung der Prüfungskoeffizienten $\alpha_1$ und $\alpha_2$ .....     | 75         |
| 6.6      | Analyse der Gesamtheit der Einwirkungen .....                                | 76         |
| 6.6.1    | Methode WIM-generierter Verkehr ( $E_{WIM}$ ) .....                          | 77         |
| 6.6.2    | Auf Simulationen basierte Methode des Verkehrsgeschehens ( $E_{SIM}$ ) ..... | 80         |
| 6.6.3    | Berechnung von $\alpha_{q,act}$ .....                                        | 85         |
| 6.7      | Quellen für Unsicherheiten .....                                             | 86         |
| <b>7</b> | <b>Empfehlungen .....</b>                                                    | <b>93</b>  |
| 7.1      | Einführung .....                                                             | 93         |
| 7.1.1    | Abgedeckte Fälle .....                                                       | 93         |
| 7.1.2    | Grenzen der Anwendung .....                                                  | 93         |
| 7.1.3    | Brücken mit Spannweiten bis 20 m .....                                       | 94         |
| 7.2      | Vorschlag zur Aktualisierung der Norm SIA 269/1 .....                        | 94         |
| 7.2.1    | Schritt 0 : $\alpha_{act,unique}$ .....                                      | 94         |
| 7.2.2    | Schritt 1 : Web-Tool .....                                                   | 94         |
| 7.2.3    | Schritt 2 : -weiterführende Untersuchung .....                               | 95         |
| 7.3      | Zu überwachende Parameter .....                                              | 96         |
| 7.4      | Anwendung der gesetzlichen Grenzen .....                                     | 96         |
| <b>8</b> | <b>Schlussfolgerung .....</b>                                                | <b>97</b>  |
|          | <b>Anhänge .....</b>                                                         | <b>99</b>  |
|          | <b>Glossar .....</b>                                                         | <b>119</b> |
|          | <b>Literaturverzeichnis .....</b>                                            | <b>120</b> |
|          | <b>Auflistung der Änderungen .....</b>                                       | <b>122</b> |

# 1 Einleitung

## 1.1 Ziel der Dokumentation

In der ASTRA-Dokumentation 82001 aus dem Jahr 2006 [1], die auf den Ergebnissen des Forschungsprojekts AGB 2002/005 [2] basiert, wurde eine Reihe von  $\alpha_{act}$ -Beiwerten (act für aktualisiert) definiert, die für die Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Brücken in der Schweiz zu verwenden sind. Die Definition des aktualisierten Lastmodells basiert bislang auf den Verkehrsmerkmalen, die 2003 von den dynamischen WIM-Wiegestationen (Weigh In Motion) in der gesamten Schweiz aufgezeichnet wurden. Diese Datenerhebung fand vor dem Ende der Umstellung der Gewichtsgrenze für LKWs von 28 auf 40 t statt, die zwischen 1999 und 2005 im Rahmen des Landverkehrsabkommens zwischen der Schweiz und der Europäischen Union durchgeführt wurde [3]. Wie in der ASTRA-Dokumentation 82001 [1] dargelegt, wurden Annahmen zur Berücksichtigung von Änderungen an zukünftigen Verkehrsverhalten getroffen und auf einen Zeitraum von 15 bis 20 Jahren begrenzt. Diese Annahmen wurden getroffen, ohne eine gründliche Analyse des Verkehrs während dieser Übergangszeit vornehmen zu können, was hauptsächlich auf den Mangel an verfügbaren Daten zurückzuführen ist.

Von 2007 bis 2014 hat das Laboratoire de la construction métallique (ICOM) in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro DIC s.a. ingénieurs-conseils aktualisierte Lastmodelle vorgeschlagen, die von dem in der ASTRA-Dokumentation 82001 angegebenen Modell abweichen, und zwar für zahlreiche Sonderfälle. Diese Lastmodelle wurden für Projekte wie die Schrägseilbrücke über die Rhone bei St-Maurice (N09), das Weyermannshaus-Viadukt in Bern (N12), die Limmatbrücke bei Zürich (N01) und das Chillon-Viadukt bei Montreux (N09) angepasst. Im Jahr 2010 wurde ein Forschungsprojekt mit dem Titel "Aktualisierte Verkehrslasten für Betonfahrbahnplatten bestehender Brücken" (AGB 2009/005 [4]) speziell zur Untersuchung von Betonfahrbahnplatten außerhalb des Anwendungsbereichs der ursprünglichen Studie AGB 2002/005 [2] in Auftrag gegeben. Die Ergebnisse wurden 2014 veröffentlicht und fügten den  $\alpha_{act}$ -Koeffizienten Werte für zusätzliche Fälle zu denen von 2006 hinzu, wodurch die Anwendung des Lastmodells auf mehr Tragwerkstypen ausgeweitet wurde. Die in diese Forschung einbezogene Verkehrsstudie verwendete eine neue Art der Klassifizierung von schweren Fahrzeugen, die zuvor nicht berücksichtigt worden war.

In Bezug auf die Terminologie ist anzumerken, dass die Schweizerische Eidgenossenschaft häufig den Begriff Schwerlastkraftwagen verwendet, um Lastkraftwagen zu bezeichnen, Schwerverkehr 40 t, siehe z. B. die SVAV [5]. Der Begriff Schwerfahrzeuge wird hier verwendet, da er allgemeiner ist und auch Busse, Mobilkräne usw. umfasst. Darüber hinaus muss auch der Begriff Achse präzisiert und differenziert werden:

- 1 Achse: 2 oder mehr Räder auf einer Achse.
- 1 Achsschemel: Kombination von Achsen (Tandem, Dreifach)

Im Laufe unserer Studie konnten wir die im Bericht von 2006 [1] erwähnte Beobachtung bestätigen, dass auf dem Schweizer Strassennetz eine große Anzahl von Lastwagen verkehrte, die die gesetzliche Grenze von 40 t überschritten, wobei die Überschreitungsraten von der Lage abhängig waren (die ungünstigsten Orte waren Mattstetten, Denges und St-Maurice). Es ist wichtig zu betonen, dass diese Orte einen geringeren Anteil an Schwerlastverkehr aufwiesen als die anderen. Es war also hauptsächlich das Gewicht von wenigen, sehr schweren Lastwagen, die die gesetzlichen Grenzwerte überschritten, die für die entscheidenden Auswirkungen der Verkehrsaktion verantwortlich waren. Dies führte zu der allgemeinen Empfehlung [6], die Polizeikontrollen zur Durchsetzung der Gesetze zu verstärken, insbesondere in bestimmten Regionen der Schweiz, um die Schäden an der Infrastruktur zu begrenzen und das Risiko von Tragwerksversagen (bei ULS oder SLS) zu verringern. Diese Strategie zahlt sich aus und hat dazu geführt, dass die Zahl der Verkehrssünder abgenommen hat und auch, wenn auch in geringerem Maße, die Höchstwerte der Überschreitungen pro Gewichtsklasse.

Die vorliegende Dokumentation aktualisiert das Lastmodell 1 der SIA 261: 2020 (Ziffer 10.3) für den heutigen Schweizer Verkehr, wobei ähnlich wie in AGB 2002/005 vorgegangen wird. Dies bedeutet, dass die  $\alpha_i$ -Faktoren für die in der folgenden Tabelle dargestellten charakteristischen Lasten gefunden werden müssen. Sie basieren auf einem probabilistischen Ansatz.

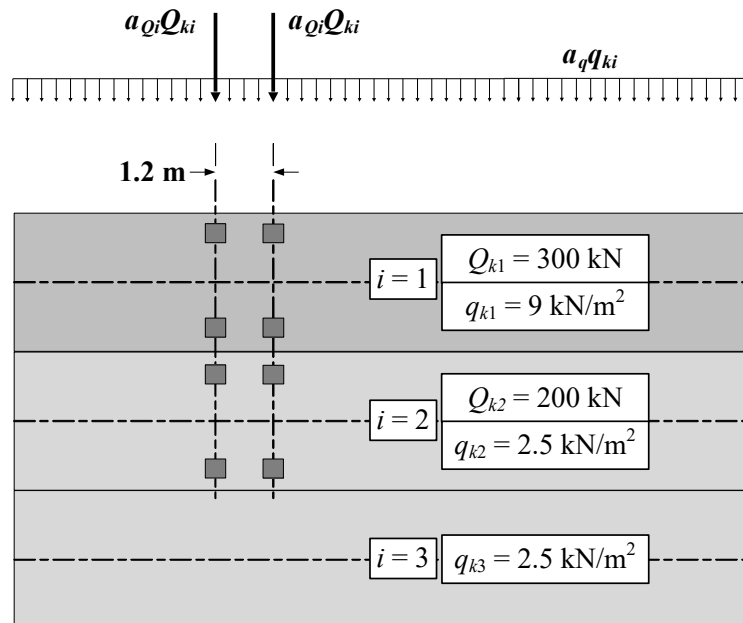


Abbildung 1:1 Vereinfachte Darstellung des Lastmodells 1 (oder LM1) der Normen SIA 261 und SIA 269

Seit dem 2006 veröffentlichten Bericht ermöglichen die ständig wachsende Menge an Daten und die verfügbare Rechenleistung die Anwendung neuer Methoden. Die in den Forschungsberichten von 2006 und 2014 gemachten Vorhersagen können nun neu bewertet werden und liefern wertvolle Informationen darüber, welche Annahmen geändert und/oder getroffen werden sollten. Soweit möglich, wird die Neubewertung mehr Fälle abdecken, als in der Norm SIA 269/1 dargestellt sind.

Hierzu gehören breitere Brücken und die Berücksichtigung der Querverteilung in Fahrbahnplatten. Es ist darauf zu achten, dass die Gültigkeit der hier gelieferten Arbeit nicht mehr nur von einer bestimmten Nutzungsdauer abhängt, sondern vor allem von der zeitlichen Stabilität der gewählten Verkehrs- und Verteilungsmuster für Verkehr und Schwerlastverkehr (40 t-Verkehr). Es wäre sogar unrealistisch, nur eine bestimmte Nutzungsdauer zu verwenden, wenn man die potenziellen Veränderungen der Mobilität bis 2050 bedenkt, wie z. B. Elektrofahrzeuge, Platooning (40-Tonnen-Verkehr), Online-Shopping und Nachhaltigkeit, um nur einige zu nennen. Es werden die relevanten Parameter, die im Laufe der Zeit beobachtet werden sollten, detailliert erläutert, mit Ratschlägen zu den Schwellenwerten, die eine neue Analyse, d.h. eine Aktualisierung der  $\alpha_{i,act}$  auslösen sollten.

## 1.2 Anwendungsgebiet

Diese Dokumentation gilt für die Instandsetzung der Tragwerke von bestehenden Strassenbrücken. Sie stellt die Methodik zur Aktualisierung der Einwirkungen des Straßenverkehrs auf diese Bauwerke dar. Sie ist für alle Strassenbrücken der Nationalstrassen verbindlich.

## 1.3 Adressaten

Diese Dokumentation richtet sich an Bauherren und Ingenieure, die mit Instandsetzungsprojekten und der Beurteilung bestehender Strassenbrücken betraut sind.

## 1.4 Inkrafttreten und Änderungen

Diese Dokumentation tritt am 03.07.2024 in Kraft. Die « Auflistung der Änderungen » findet sich auf der Seite 122.

## 2 Anforderungen

### 2.1 Rechtsgrundlagen, Normen und Standards

Diese Dokumentation gilt in Verbindung mit den Normen SIA 269 bis SIA 269/8 sowie den Normen SIA 261 und SIA 261/1[1] und der Verordnung SR 741.11 [7] über den Strassenverkehr. Diese Dokumentation stellt eine Abweichung im Sinne von Artikel 0.3 der SIA 269 dar. Die Einhaltung der gesetzlichen Bestimmungen, der Vorschriften und Verordnungen sowie der für ihren Bereich geltenden Normen ist die Pflicht der Bauherren, Ingenieure, Lieferanten und Betreiber.

## 3 Grundlagen der Studie

### 3.1 Bestehende Normen und Verfahren zur Aktualisierung

Diese Arbeit wird sich in Bezug auf den allgemeinen Rahmen, die Methodik, die Klassifizierung der an den WIM-Stationen beobachteten Fahrzeuge und die Simulationsprinzipien weitgehend an der in AGB 2002/005 [2] durchgeführten Arbeit orientieren. Dies ermöglicht einen Vergleich der Ergebnisse sowie die Bewertung, Diskussion und Bewertung der zuvor getroffenen Annahmen. In dieser Studie wurden wichtige Änderungen vorgenommen, um dem aktuellen Stand der Forschung, der umfangreicheren verfügbaren WIM-Datenbank und der erhöhten Rechenleistung Rechnung zu tragen. Die endgültigen Empfehlungen der AGB 2002/005 [2], kombiniert mit den Ergebnissen, die im Rahmen des Forschungsprojekts AGB 2009/005 [4] erzielt wurden, sind in Tabelle 3:1 (Auszug aus SIA 269/1, Ziffer 10.2, Tabelle 1) gut zusammengefasst. Diese Tabelle gilt für Autobahnbrücken mit zweispurigem Gegenverkehr und bis zu dreispurigem Richtungsverkehr bis 2025 (siehe Ziffer 10.2.1.1 der SIA 269/1). Sie gilt auch für Verkehr mit Pneu Kränen (60t) und mit anderen Werten auch für Pneu Kräne (96t) und Sondertransporte des Typs III (90t). Ein wichtiger Unterschied zur Norm für neue Bauwerke betrifft den dynamischen Faktor, denn zum Lastmodell der SIA 269/1 darf kein dynamischer Faktor hinzugefügt werden, auch nicht in der Nähe von Fahrbahnübergängen. Das bedeutet, dass die dynamischen Vergrößerungsfaktoren, die in den Simulationen früherer AGB-Projekte [2], [4] berücksichtigt wurden, ausreichen, um diese Effekte abzudecken (d.h. die dynamischen Faktoren der Normen für die Bemessung neuer Tragwerke werden implizit durch die der Simulationen ersetzt).

**Tabelle 3:1 Aktualisierungsbeiwerte  $\alpha_{i,act}$  der Norm SIA 269/1 in Kraft [8]**

| Brückentyp                             |            | Spannweite [m] | $\alpha_{Q1,act}$     | $\alpha_{Q2,act}$     | $\alpha_{qi,act}, \alpha_{qr,act}$       |
|----------------------------------------|------------|----------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------------------|
| Träger                                 | Kasten     | 20 - 80        | 0.70 <sup>1) 2)</sup> | 0.50 <sup>1) 2)</sup> | 0.50 <sup>1)</sup> (0.70 <sup>2)</sup> ) |
|                                        | zweistegig | 20 - 80        |                       |                       | 0.40 <sup>1)</sup> (0.70 <sup>2)</sup> ) |
|                                        | mehrstegig | 15 - 35        |                       |                       |                                          |
| Platten                                | Platten    | 10 - 30        |                       |                       |                                          |
| Plattenbrücken und übrige Brückentypen |            | 5.3 - 10       | 0.60                  | 0.40                  | 0.40                                     |
|                                        |            | < 5.3          | 0.50                  | 0.40                  | 0.40                                     |

<sup>1)</sup> Die Überfahrt von Kranwagen mit einem Gesamtgewicht von maximal 60 t ist berücksichtigt.

<sup>2)</sup> Gilt für Ausnahmetransporte Typ III gemäss Norm SIA 261/1 und Kranwagen mit einem Gesamtgewicht bis maximal 96 t..

Alle diese Fälle und Annahmen werden in dieser Studie erneut untersucht. Was das Lastmodell 1 der Schweizer Normen betrifft, so ist es dem Modell LM1 in Eurocode 1, Teil 2 sehr ähnlich. Im Jahr 2008 fassten Sedlacek et al. [9] die Methodik, die Annahmen und die Entscheidungen zusammen, die bei der Einführung des Lastmodells LM1 aus dem Eurocode EN-1991, Teil 2 von 2003 [10] getroffen wurden und bereits in den 1980er Jahren entwickelt worden waren. Damals wurden in ganz Europa WIM-Messkampagnen durchgeführt, und auf der Grundlage der gesammelten und zusammengefassten Daten wurden Simulationen durchgeführt, die denen von Hirt und Meystre ähnelten. Die Extrapolationen wurden anhand von WIM-Stichproben durchgeführt, die aus heutiger Sicht relativ klein sind. Fast alle WIM-Stationen waren weniger als einen Monat lang in Betrieb bzw. sammelten Daten für diese Studie, und der maßgebliche Verkehr in Auxerre, Frankreich, wurde weniger als zwei Wochen lang gemessen. Die Kombination aus konzentrierten und verteilten Lasten wurde mithilfe einer Methode der „äquivalenten Lasten“ ermittelt (in Abbildung 3:2 dargestellt). Bei dieser Methode, die einen einfachen Balken mit der Spannweite L verwendet, werden die Auswirkungen der Lasten ( $M_{ok}$ ) in äquivalente Punktlasten  $Q'$  umgewandelt. Anschließend wird dann eine Hüllgerade über die simulierten Verkehrsfälle gezo-

gen; ihre Steigung entspricht dem Wert der maßgeblichen verteilten Last, und der Schnittpunkt mit der Ordinatenachse ergibt die begleitende konzentrierte Last. Die charakteristischen Werte dieser Lasten wurden so gewählt, dass sie eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 5 % über 50 Jahre haben, was einer Wiederkehrperiode von etwa 1'000 Jahren entspricht [9].

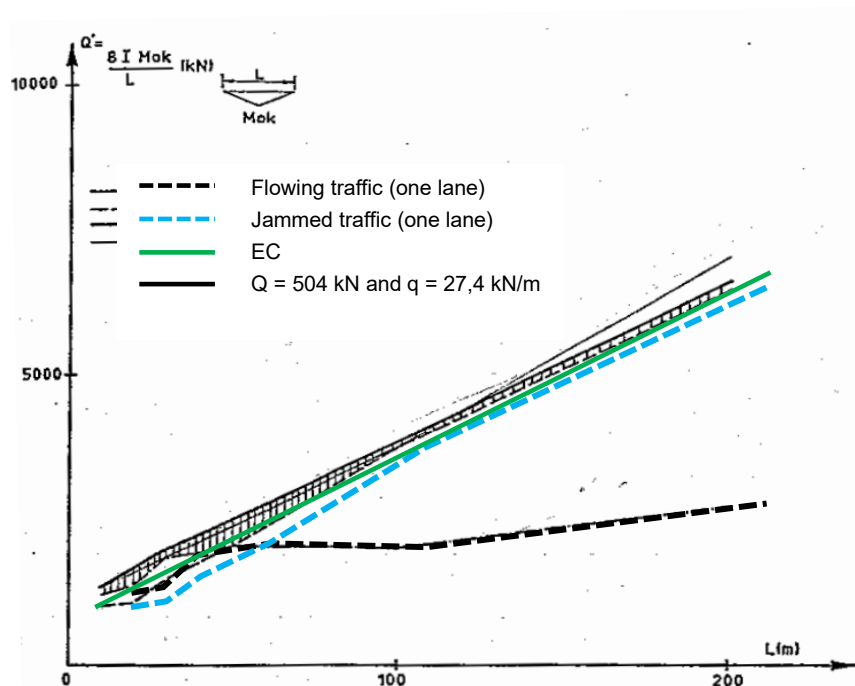


Abbildung 3:2 Beispiel für « äquivalente Lasten », die aus den Auswirkungen der Lasten aus verschiedenen Simulationen von Verkehrssituationen ermittelt wurden (Abbildung 3-21 aus [9])

Dieser Bericht zeigt, dass **fließender Verkehr** (flowing traffic), was bis hin zu **Stau** oder Überlastung mit Geschwindigkeiten in der Größenordnung von 30 km/h (congested traffic) gehen kann, für Brücken bis zu Spannweiten von etwa 30 bis 40 m maßgeblich ist; danach findet ein Übergang statt und es ist **der stockende Verkehr bei Stillstand** (jammed traffic) maßgeblich. Dies stimmt nicht mit dem AGB-Mandat 2002/005 [2] überein, in dem die Arbeit von Bez [6] und Bailey [3] verwendet wurde, um zu begründen, dass nur der stockende Verkehr für alle Situationen maßgeblich ist [11]. Daher wurden nur Simulationen durchgeführt, die den quasi-stationären Zustand beinhalteten (die Tatsache, dass diese Situation nur eine begrenzte Anzahl von Stunden pro Jahr auftritt, wurde berücksichtigt, indem für die Simulationen Staus von 2 % der Zeit angenommen wurden). Während des AGB-Forschungsauftrags 2017/004 wurden die Auswirkungen des „Platooning“ von LKWs (40-t-Verkehr) auf Schweizer Brücken untersucht. Es wurde festgestellt, dass derzeit bereits eine Form der natürlichen Gruppierung von LKWs stattfindet, d.h. ausgeprägter als die der zufälligen Verteilung der LKWs innerhalb des Verkehrs. Da die Simulationen für AGB 2002/005 [2] dieses Phänomen der natürlichen Gruppierung von LKWs nicht berücksichtigten, führte dies zu einer Unterschätzung der Belastungen und der Wirkung dieser Belastungen. Mehrere andere Annahmen, die im AGB 2002/005 [2] getroffen wurden, können jedoch verbessert werden, doch insgesamt kompensieren sich die Auswirkungen dieser Annahmen selbst. Somit waren und sind die formulierten Schlussfolgerungen nicht unbedingt nicht-konservativ. Dieser Punkt wird im folgenden Abschnitt 3.2 ausführlicher diskutiert.



## 3.2 Kritische Würdigung des Berichts AGB 2002/005

Die Arbeit von Meystre und Hirt, die 2006 [2] veröffentlicht wurde, war von entscheidender Bedeutung, da bestehende Brücken für einen Verkehr überprüft werden mussten, der nicht dem entsprach, welcher zum Zeitpunkt ihrer Bemessung erwartet wurde. Die damalige Studie verglich die Einwirkungen der Normlasten mit denen des tatsächlichen Verkehrs, einschließlich einer Marge für die zukünftige Entwicklung des tatsächlichen Verkehrs, um daraus Werte für die Koeffizienten  $\alpha_{i,act}$  abzuleiten. Insbesondere die Arbeit, die hinsichtlich der Charakterisierung der Schweizer Fahrzeugtypen geleistet wurde, sowie die Annahmen, die eine Reduzierung der Anzahl der zu untersuchenden Tragwerkstypen (Einflusslinien) ermöglichten, sind nach wie vor gültig und können auch heute noch verwendet werden. Insgesamt haben sich die in dieser Arbeit formulierten Schlussfolgerungen und Prognosen auf der Grundlage der Ergebnisse, die mit den Verkehrsdaten der letzten 15 Jahre erzielt wurden, als gültig erwiesen. Allerdings werden mehrere Annahmen in dieser Dokumentation verdeutlicht und verbessert werden. Darüber hinaus war die WIM-Datenbank im Jahr 2003 wesentlich kleiner als heute. Anstatt nur ein einziges Datenjahr zu verwenden, werden in der aktuellen Arbeit alle verfügbaren und zuverlässigen Daten aus mehr als 15 Jahren verwendet.

Die erste in dieser Arbeit erzielte Verbesserung betrifft die explizite Bezugnahme auf eine Wiederkehrperiode, die mit dem in der Norm definierten Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  verbunden ist. Im vorherigen Bericht wurden die Simulationen für eine Referenzperiode von 15 Jahren durchgeführt. Insgesamt wurden 1'000 Simulationen über den Zeitraum von 15 Jahren durchgeführt und das 99%-Fraktile der erhaltenen Verteilung (der 1'000 erhaltenen Maximalwerte) wird als aktualisierter Untersuchungswert (wie in der Norm SIA 269 für bestehende Bauwerke definiert) angenommen, oder in diesem Dokument oft mit „aktualisierter Wert“ abgekürzt. Dies entspricht einer Wiederkehrperiode von  $15/(1-0.99) = 1'500$  Jahren, was nur ungefähr dem in den Eurocodes verwendeten Wert von 1'000 Jahren entspricht und nicht einem aktualisierten Prüfwert; es fehlen Parameter, um einen vollständigen Vergleich mit den in der SIA-Norm 269 angegebenen Zielzuverlässigkeitsindizes anzustellen. Stattdessen wurde ein klarerer Ansatz, der Maxima pro Beobachtungsperiode (abgekürzt Blockmax) verwendet, gefolgt von einer statistischen Extrapolation für die Wiederkehrperiode, die dem gesuchten Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  entspricht, verfolgt, um diese Dokumentation zu erstellen. Eine ähnliche Kritik kann für den Teil über die Analyse von Achsen & Achsen der vorherigen Arbeit angebracht werden, in dem  $\alpha_{Q1}$  definiert wurde. In diesem Fall wurde das 99,99%-Fraktile aller Tandemachsen als Vergleichsbasis für die Achslastwerte gewählt, während eine robustere Methode darin bestanden hätte, die Maximalwerte eines Beobachtungs- (oder Referenz-) Zeitraums zugrunde zu legen.

Eine zweite Verbesserung betrifft die Verwendung eines Markov-Modells für die Zufallsstichprobe der Fahrzeuge. Bei unseren WIM-Analysen wurde nämlich festgestellt, dass ein Lkw mit größerer Wahrscheinlichkeit einem anderen folgt, und zwar unabhängig vom gemessenen Anteil schwerer Fahrzeuge, was in den von Meystre und Hirt durchgeführten Simulationen nicht berücksichtigt worden war. Um diesen Effekt zu berücksichtigen, müssen die Markov-Übergangswahrscheinlichkeiten während des Prozesses der zufälligen Generierung von Fahrzeugen verwendet werden. Und diese natürliche Gruppierung der Lastwagen führt logischerweise zu einer Erhöhung der Einwirkungseffekte der Lasten auf die Brücken.

Dieses Konzept der Korrelation der Fahrzeugankünfte in der betrachteten Sequenz führt dazu, dass die Verwendung einer anderen Simulationemethode favorisiert wird, die in der vorliegenden Arbeit weitgehend verwendet wird. Anstatt also Annahmen über die Zufallsstichprobe der Fahrzeuge zu treffen, wird die Methode des **WIM-generierten Verkehrs** (direkt aus WIM-Daten generierter Verkehr) verwendet. Der an den WIM-Stationen aufgezeichnete Verkehr wird mithilfe der Zeitstempel der Fahrzeuge neu erstellt und direkt für die Analyse der maximalen Einwirkungseffekte von Belastungen verwendet. Die Extrapolation dieser Einwirkungseffekte bis zu den Untersuchungswerten ist nur dann korrekt, wenn die Datenbasis groß genug ist. Aufgrund der über die Jahre getätigten Investitionen in die Installation und Kalibrierung der Stationen wird die Schweizer WIM-Datenbank als ausreichend erachtet.

Eine weitere Verbesserung ist die Behandlung von dynamischen Effekten. Die Arbeiten der AGB 2002/005 005 [2] enthielten die gleiche Funktion für den dynamischen Verstärkungsfaktor für alle Verkehrsbedingungen, alle Einwirkungseffekte und alle Stellen auf einer Brücke mit Ausnahme der Fahrbahnplatten. Die verwendete Regel stammte aus der Forschung von Ludescher und Brühwiler [12]. Sie besteht darin, einen dynamischen Faktor von 1,4 anzuwenden, bis 300 kN Verkehrslast auf der Brücke vorhanden sind, und diesen dann linear zu verringern, bis er ab 1500 kN 1,0 erreicht; für Fahrbahnplatten sind dies Werte, die je nach Achstyp differenziert sind und zwischen 1,10 und 1,40 betragen. Diese Faktoren wurden verwendet, obwohl nur der stockende Verkehr simuliert wurde (d. h. stockender Verkehr bei Stillstand aufgrund der zwischen den Fahrzeugen eingenommenen Abstände), was konservativ ist. Zweitens wurden in der AGB 2009/005 [4] die Kragarme und die Bereiche zwischen den Trägern modelliert, also nur ein fahrendes oder stehendes Fahrzeug einbezogen, dynamische Verstärkungsfaktoren zwischen 1,4 und 1,2 verwendet. Aber dabei wurden drei deterministische Modelle für schwere Fahrzeuge (Lasten basierend auf einer Hülle der schwersten Lkw) und Achsen (99,99%-Fraktile) verwendet. Diese Praktiken wurden für die Simulationen in dieser Arbeit nicht übernommen. Stattdessen bezieht sich dieser Bericht auf Anhang IV, in dem begründet wird, dass die Berücksichtigung eines dynamischen Effekts zur Bestimmung der aktualisierten Schnittgrößen bei der Bemessung bestehender Brücken für die Grenzzustände der Tragfähigkeit inklusive der Ermüdung sowie der Gebrauchstauglichkeit im Allgemeinen vernachlässigt werden kann.

Darüber hinaus wurden neue Brückengeometrien (kürzere und breitere Spannweiten und die Untersuchung von Quereinflusslinien) sowie neue Verkehrsfälle (auch mit Pneukränen), die zuvor nicht untersucht worden waren, hinzugefügt, um eine breitere Anwendung des vorgeschlagenen Modells zu ermöglichen. Die Autoren dieser Dokumentation sind sehr dankbar für die Qualität der früheren Arbeiten, die von Meystre, Hirt und allen anderen Beteiligten durchgeführt wurden. Sie haben die Grundlagen geschaffen, auf denen die gesamte Methodik der vorliegenden Dokumentation aufbaut.

**Tabelle 3:2 Beiwerte  $\alpha_{i,act}$  aus verschiedenen verfügbaren Publikationen**

| Innere Kräfte in Längsrichtung         |            |                                           |                                     |                       |                       |                                          |
|----------------------------------------|------------|-------------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------------------|
| Brückentyp                             |            | Quelle                                    | Spannweite (L) [m]                  | $\alpha_{Q1,act}$     | $\alpha_{Q2,act}$     | $\alpha_{qi,act}, \alpha_{qr,act}$       |
| Träger                                 | Kasten     | VSS 594                                   | 20 - 80                             | 0.70 <sup>1) 2)</sup> | 0.50 <sup>1) 2)</sup> | 0.50 <sup>1)</sup> (0.70 <sup>2)</sup> ) |
|                                        | zweistegig | VSS 594                                   | 20 - 80                             |                       |                       | 0.40 <sup>1)</sup> (0.70 <sup>2)</sup> ) |
|                                        | mehrstegig | VSS 594                                   | 15 - 35                             |                       |                       |                                          |
| Platten                                | Platten    | VSS 594                                   | 10 - 30                             |                       |                       |                                          |
| Plattenbrücken und übrige Brückentypen |            | Studie E. Brühwiler basierend auf VSS 594 | 5.3 - 10                            | 0.60                  | 0.40                  | 0.40                                     |
|                                        |            |                                           | < 5.3                               | 0.50                  | 0.40                  | 0.40                                     |
| Innere Kräfte in Querrichtung          |            |                                           |                                     |                       |                       |                                          |
| Fahrbahnplatten und Plattenbrücken     |            | VSS 664                                   | $\leq 7$<br>(Kragarm)               | 0.65 <sup>3)</sup>    | 0.65 <sup>3)</sup>    | 0.65 <sup>3)</sup>                       |
|                                        |            | VSS 664                                   | 3 – 12<br>(Platte zwischen Trägern) | 0.65 <sup>3)</sup>    | 0.65 <sup>3)</sup>    | 0.65 <sup>3)</sup>                       |

<sup>1)</sup> Berücksichtigt die Überquerung durch Pneukräne mit einem Gesamtgewicht von max. 60 t.

<sup>2)</sup> Für  $L > 20$  m gilt für Sondertransporte des Typs III nach SIA 261/1 und für Rollkräne mit einem Gesamtgewicht von max. 96 t. Für  $L \leq 20$  m wird empfohlen, 2 Überprüfungen durchzuführen: mit dem Lastmodell 1, und mit dem Lastmodell 3 Typ III. [13].

<sup>3)</sup> Berücksichtigt das Überfahren durch Pneukräne mit einem Gesamtgewicht von max. 60 t, die neben einem 40-t-Schwerlastwagen angeordnet sind.

Abschließend sei noch auf die mangelnde Klarheit der Tabelle der Norm SIA 269/1 (wiedergegeben in Tabelle 3:1) in Bezug auf die Grenzen der Anwendbarkeit hingewiesen. Die

verschiedenen Zeilen der Tabelle entsprechen verschiedenen Arten von Brücken. Für Balken und „Platten, Platten“ eigentlich Plattenbrücken, entspricht dies den inneren Kräften in Längsrichtung. Bei den beiden Zeilen „Plattenbrücken und andere Arten von Brücken“ wäre es besser, zwischen den verschiedenen Fällen zu unterscheiden, da es in der Praxis zu Fehlinterpretationen kommen könnte. Es handelt sich nämlich um Plattenbrücken und andere Arten von kurzen Brücken, immer in Längsrichtung und nicht in Querrichtung. Die Querrichtung, z. B. Fahrbahnplatten von Brücken, wird in dieser Tabelle nicht behandelt, sie wurde später behandelt. Wir schlagen eine Klarstellung der Tabelle aus der Norm in Tabelle 3:2 vor. Darüber hinaus enthält diese Tabelle die nachfolgenden Ergebnisse des Forschungsberichts VSS 664, Projekt AGB 2009/005 [4] zur Berechnung der inneren Kräfte in Querrichtung für den aktualisierten Verkehr. Diese Werte berücksichtigen auch die Überfahrt durch Pneu Kräne mit einem Gesamtgewicht von bis zu 60 t, gültig für Platten aller Brückentypen, für auskragende Platten bis zu 7 m und zwischen Trägern von 3 bis 12 m. Wie man lesen kann, wird die Tabelle mit mehreren Grenzwerten und Sonderfällen kompliziert, daher geht es in der vorliegenden Dokumentation darum, die Unterschiede in der Anwendbarkeit der verschiedenen Fälle zu klären und zu vereinfachen.

### 3.3 Schweizer WIM-Daten

Die Schweiz investiert seit etwa 25 Jahren in «weigh-in-motion»-Stationen, kurz WIM-Stationen. Neben dem Betrieb an über einem Dutzend Standorten, vergleichsweise mehr als andere Länder ähnlicher Größe, hat die Schweiz im Laufe der Jahre auch eine umfangreiche Datenbank mit den Kalibrierungsergebnissen ihrer Stationen aufgebaut. Diese beiden Datenbanken, WIM und Kalibrierung, bilden die eigentliche Grundlage für die in dieser Dokumentation durchgeführte Analyse. Tabelle 3:3 listet alle zu Beginn dieser Studie ausgewählten WIM-Stationen auf und enthält Informationen über die Konfiguration der mit WIM-Sensoren ausgestatteten Straßen und Wege, die geschätzten Lkw-Anteile (bis zu 40 t, in Tabelle 3:3 auch als % LKW bezeichnet), den durchschnittlichen täglichen Schwer-Verkehr (DTSV) und darüber, ob auch Informationen über Fahrzeuge leichter als 3.5 t erfasst wurden. Selbst Stationen, die keine leichten Fahrzeuge registrieren, weisen jedem schweren Fahrzeug (d. h. einschließlich Fahrzeugen über 40 t) eine Identifikationsnummer zu, die auch leichte Fahrzeuge berücksichtigt und somit indirekt die Gesamtzahl der Fahrzeuge angibt.

Der Standort Denges Tabelle 3:3 weist eine Besonderheit mit Messungen auf, die auf zwei oder drei Spuren verfügbar sind. Denges ist einer der Standorte - mit mehreren anderen, die für die Zukunft geplant sind -, an denen der Pannestreifen neu zugeordnet (verbreitert und neu markiert) wurde, um den Verkehr während der Stoßzeiten zu verflüssigen. Das Akronym **PUN (Pannestreifen-Umnutzung)** wird in dieser Dokumentation durchgehend zur Beschreibung dieser Konfiguration verwendet. Diese Konfiguration stellt ein wichtiges und neues Element in der Analyse dar, die im Rahmen dieser Dokumentation durchgeführt wurde.

Abbildung 3:4 zeigt die Schweizer Karte mit den 14 Standorten der WIM-Standorte und -Stationen, die zu Beginn dieser Studie ausgewählt wurden. Jeder Standort umfasst entweder eine Station oder meist zwei Stationen (eine pro Richtung). In diesem speziellen Fall erhält heute jede WIM-Station eine andere Identifikationsnummer, aber das war nicht immer der Fall. Beispielsweise war der Standort Ceneri ursprünglich mit einer einzigen WIM-Station ausgestattet, die die langsamen Fahrspuren in jeder Richtung maß (498). Dann, um 2007, wurde dieser Standort mit einer zweiten WIM-Messstation modernisiert. Jede Station ist mit einer der beiden Fahrtrichtungen verbunden, wobei 408 die beiden Fahrspuren in Richtung Norden abdeckt und 409 zwei der drei Fahrspuren in Richtung Süden misst. Abbildung 3:5 zeigt die verfügbaren Datenperioden für jede Station (d.h. jede Identifikationsnummer). Es zeigt sich, dass die Schweiz in Bezug auf die Menge an WIM-Daten gut versorgt ist. Mehrere Stationen haben sich über die Jahre hinweg als zuverlässig erwiesen, darunter Ceneri, Gotthard und Oberbüren.

Die Daten von 2003 für den Gotthard, für Mattstetten und Denges wurden im vorherigen Bericht von Hirt und Meystre (der Gotthard wurde dort als Göschenen bezeichnet) in AGB 2002/005 [2] verwendet. Der erste Schritt des aktuellen Projekts bestand darin, mit den

neuen Routinen die in AGB 2002/005 dargestellten Ergebnisse zu reproduzieren, und zwar unter Verwendung desselben Verkehrs. Auf diese Weise stellten wir sicher, dass die getroffenen Annahmen richtig waren und die neu programmierten Routinen gut funktionierten. Zum Abschluss dieses ersten Schrittes wurde eine identische Analyse durchgeführt, diesmal jedoch mit dem Verkehr von 2018 (statt 2003), um zu sehen, ob die Verkehrsentwicklung die Auswirkungen der Lasten entsprechend den in AGB 2002/005 [2] formulierten Annahmen verstärken würde. Ein Beispiel für die durchgeführte Analyse ist in Abbildung 3:3 für den Fall eines Hohlkastenträgers dargestellt, der Gegenverkehr ausgesetzt ist (es handelt sich um eine Wiedergabe von Abbildung 4.2 des Berichts AGB 2002/005 [2]). Dies geht aus der Abbildung nicht hervor, aber die Anteile des Schwerverkehrs (40-t-Verkehr) sind ungefähr gleich geblieben, während sich ihre Eigenschaften verändert haben. Die Schwerverkehrsanteile nahmen am Gotthard ab und blieben in Denges unverändert. Insgesamt sind die Kurven der Einwirkungseffekte der neueren Belastungen höher, was zu einer Verringerung der Marge führt. Diese liegt jedoch immer noch über Null, wäre aber laut AGB 2002/005 [2] unzureichend. Denn wenn man die Definition der Grenzmenge aus diesem Bericht übernimmt, hängt diese von der Spannweite ab (grauer Bereich in la Abbildung 3:3). Tatsächlich hängt die Tragsicherheit nicht nur von der Marge für die Verkehrslasten ab, sondern auch von der Marge für die Eigengewichte und die ständigen Lasten der Tragwerke. Der Anteil aus Eigengewicht wird mit zunehmender Spannweite immer größer und erlaubt somit geringere Grenzmarginen auf Verkehrslasten bei großen Spannweiten. So wurde die globale Grenzmenge, die unter Berücksichtigung der Entwicklung der Verkehrslasten auf 15% festgelegt worden war, bei kurzen Spannweiten (bis zu 30 m) auf 20% erhöht und bei Spannweiten von 50 m und mehr auf 10% gesenkt.

*Tabelle 3:3 Details der WIM-Stationen, die zu Beginn dieser Studie ausgewählt wurden; (fettgedruckt) diejenigen, die in den endgültigen Simulationen verwendet wurden*

| Ort                   | Station    | Fahrstreifen   | Streifen mit WIM | Autobahn   | Kanton    | Plage de dates  |                 | % LKW        | DTSV        | PW ?        |
|-----------------------|------------|----------------|------------------|------------|-----------|-----------------|-----------------|--------------|-------------|-------------|
| <b>Gotthard</b>       | <b>402</b> | <b>1,1</b>     | <b>1,1</b>       | <b>A2</b>  | <b>UR</b> | <b>1/1/99</b>   | <b>28/3/21</b>  | <b>27.2%</b> | <b>3408</b> | <b>Nein</b> |
| Denges                | 456        | 2,2            | 1,1              | A2         | VD        | 4/1/00          | 14/5/09         | 6.6%         | 3434        | Nein        |
| Denges                | 405        | 2 ou 3 [R-BAU] | 2                | A1         | VD        | 1/4/11          | 28/3/21         | 3.8%         | 1844        | Nein        |
| Denges                | 406        | 2 ou 3 [R-BAU] | 2                | A1         | VD        | 1/4/11          | 24/10/19        | 3.8%         | 1888        | Nein        |
| Trubbach              | 407        | 2,2            | 2,2              | A13        | SG        | 1/1/01          | 21/7/06         | 14.4%        | 2641        | Nein        |
| <b>Trubbach</b>       | <b>417</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A13</b> | <b>SG</b> | <b>21/7/06</b>  | <b>14/4/19</b>  | <b>7.9%</b>  | <b>1526</b> | <b>Nein</b> |
| <b>Trubbach</b>       | <b>418</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A13</b> | <b>SG</b> | <b>21/7/06</b>  | <b>14/4/19</b>  | <b>8.1%</b>  | <b>1643</b> | <b>Nein</b> |
| Ceneri                | 489        | 2,3            | 2,2              | A2         | TI        | 1/1/02          | 23/11/06        | 12.1%        | 5102        | Nein        |
| <b>Ceneri</b>         | <b>408</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A2</b>  | <b>TI</b> | <b>23/11/06</b> | <b>28/3/21</b>  | <b>10.5%</b> | <b>2682</b> | <b>Nein</b> |
| <b>Ceneri</b>         | <b>409</b> | <b>3</b>       | <b>2</b>         | <b>A2</b>  | <b>TI</b> | <b>23/11/06</b> | <b>28/3/21</b>  | <b>9.1%</b>  | <b>2363</b> | <b>Nein</b> |
| <b>Schafisheim</b>    | <b>411</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A1</b>  | <b>AG</b> | <b>1/1/06</b>   | <b>27/8/09</b>  | <b>11.7%</b> | <b>4132</b> | <b>Nein</b> |
| Schafisheim           | 412        | 2              | 2                | A1         | AG        | 1/7/05          | 19/8/09         | 9.3%         | 3906        | Nein        |
| <b>Mattstetten</b>    | <b>413</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A1</b>  | <b>BE</b> | <b>1/1/06</b>   | <b>11/7/10</b>  | <b>9.6%</b>  | <b>3886</b> | <b>Nein</b> |
| <b>Mattstetten</b>    | <b>414</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A1</b>  | <b>BE</b> | <b>1/11/05</b>  | <b>11/7/10</b>  | <b>10.4%</b> | <b>4327</b> | <b>Nein</b> |
| Oberbüren             | 410        | 2,2            | 2,2              | A1         | SG        | 1/1/02          | 13/3/06         | 8.6%         | 4375        | Nein        |
| <b>Oberbüren</b>      | <b>415</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A1</b>  | <b>SG</b> | <b>12/4/06</b>  | <b>28/3/21</b>  | <b>7.6%</b>  | <b>2200</b> | <b>Nein</b> |
| <b>Oberbüren</b>      | <b>416</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A1</b>  | <b>SG</b> | <b>12/4/06</b>  | <b>28/3/21</b>  | <b>7.6%</b>  | <b>2397</b> | <b>Nein</b> |
| <b>St. Maurice</b>    | <b>421</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A9</b>  | <b>VS</b> | <b>1/1/09</b>   | <b>28/3/21</b>  | <b>7.7%</b>  | <b>1390</b> | <b>Nein</b> |
| <b>St. Maurice</b>    | <b>422</b> | <b>2</b>       | <b>2</b>         | <b>A9</b>  | <b>VS</b> | <b>11/12/08</b> | <b>28/3/21</b>  | <b>5.4%</b>  | <b>1096</b> | <b>Nein</b> |
| <b>San Bernardino</b> | <b>423</b> | <b>1,1</b>     | <b>1,1</b>       | <b>A13</b> | <b>GR</b> | <b>1/1/11</b>   | <b>27/11/14</b> | <b>10.5%</b> | <b>787</b>  | <b>Nein</b> |
| Bozberg               | 427        | 2              | 2                | A3         | AG        | 1/1/13          | 2/9/19          | 7.8%         | 1240        | Ja          |
| Bozberg               | 428        | 2              | 2                | A3         | AG        | 1/7/12          | 2/9/19          | 6.9%         | 1271        | Ja          |
| St. Prex              | 429        | 2              | 2                | A1         | VD        | 1/1/15          | 5/3/18          | 3.1%         | 1138        | Ja          |
| St. Prex              | 430        | 2              | 2                | A1         | VD        | 1/1/15          | 5/3/18          | 3.0%         | 1141        | Ja          |
| Grauholz              | 431        | 3              | 2                | A1         | BE        | 1/1/16          | 23/4/19         | -            | 4774        | Ja          |
| Grauholz              | 432        | 3              | 2                | A1         | BE        | 1/1/16          | 23/4/19         | -            | 834         | Ja          |
| Effretikon            | 433        | 3              | 2                | A1         | ZH        | 1/1/21          | 28/3/21         | 13.4%        | 4701        | Ja          |
| Effretikon            | 434        | 3              | 2                | A1         | ZH        | 10/9/20         | 28/3/21         | 12.1%        | 3853        | Ja          |
| Bad Ragaz             | 437        | 2              | 2                | A13        | SG        | 1/1/15          | 5/3/18          | 4.9%         | 1063        | Ja          |
| Bad Ragaz             | 438        | 2              | 2                | A13        | SG        | 1/9/14          | 5/3/18          | 4.9%         | 1076        | Ja          |

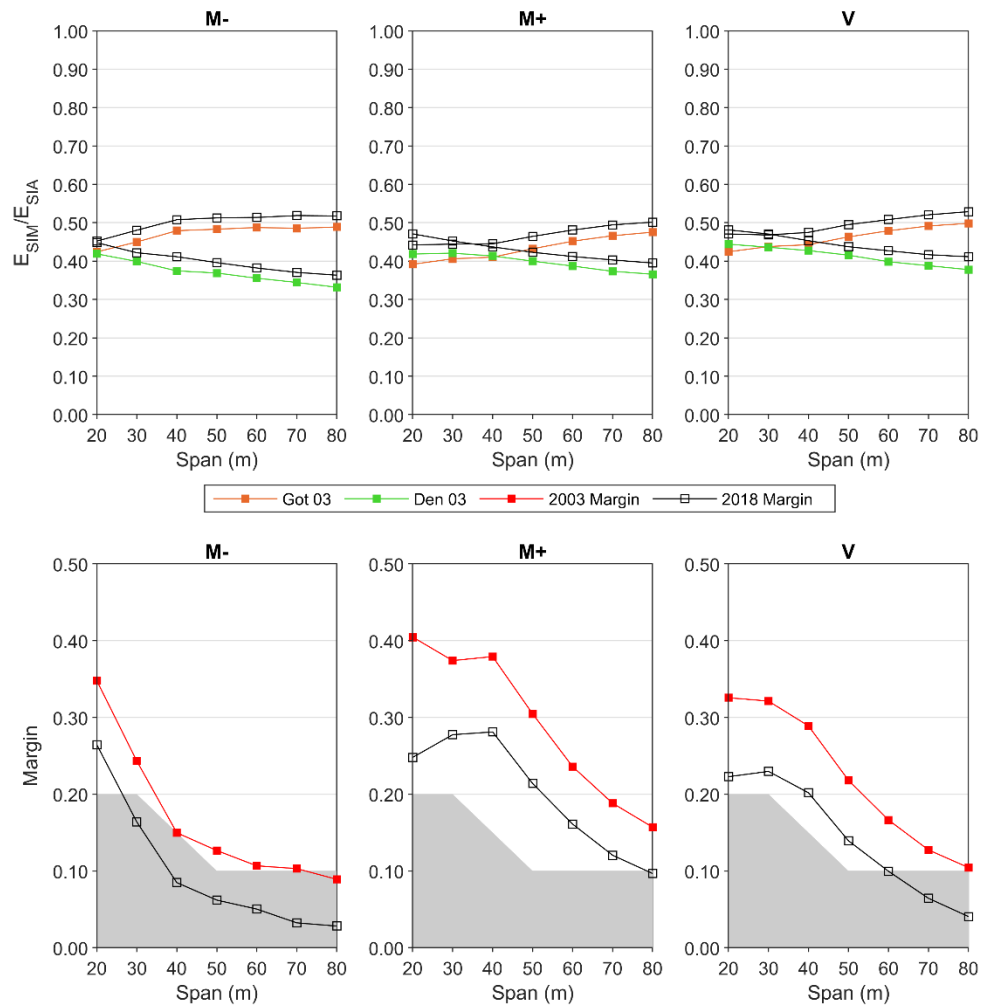


Abbildung 3:3 Vergleich der Einwirkungseffekte der Verkehrsbelastungen von 2003 und 2018 unter Verwendung der Methode aus AGB 2002/005 [2]

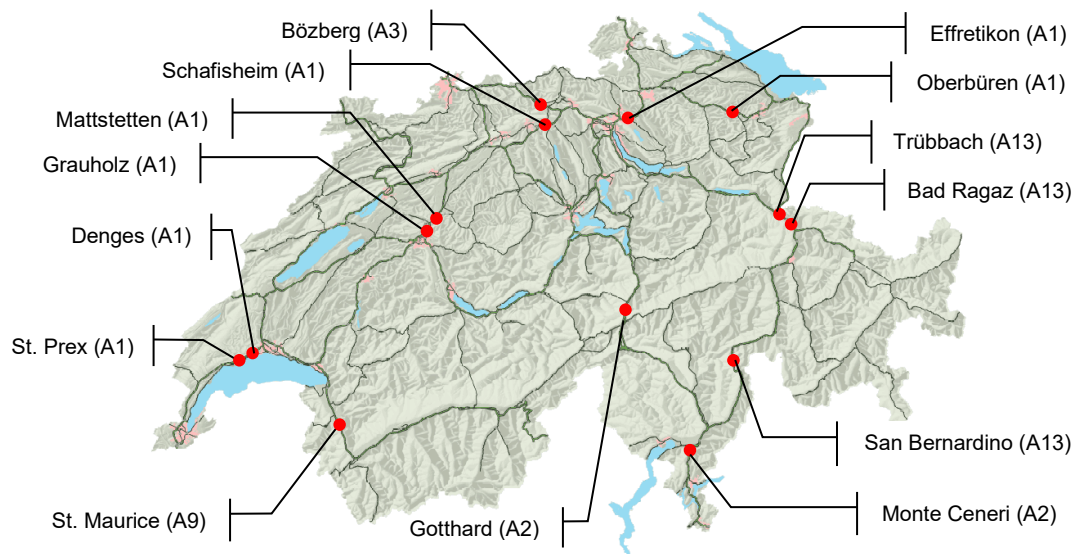


Abbildung 3:4 Standorte der zu Beginn dieser Studie ausgewählten WIM-Stationen in der Schweiz.

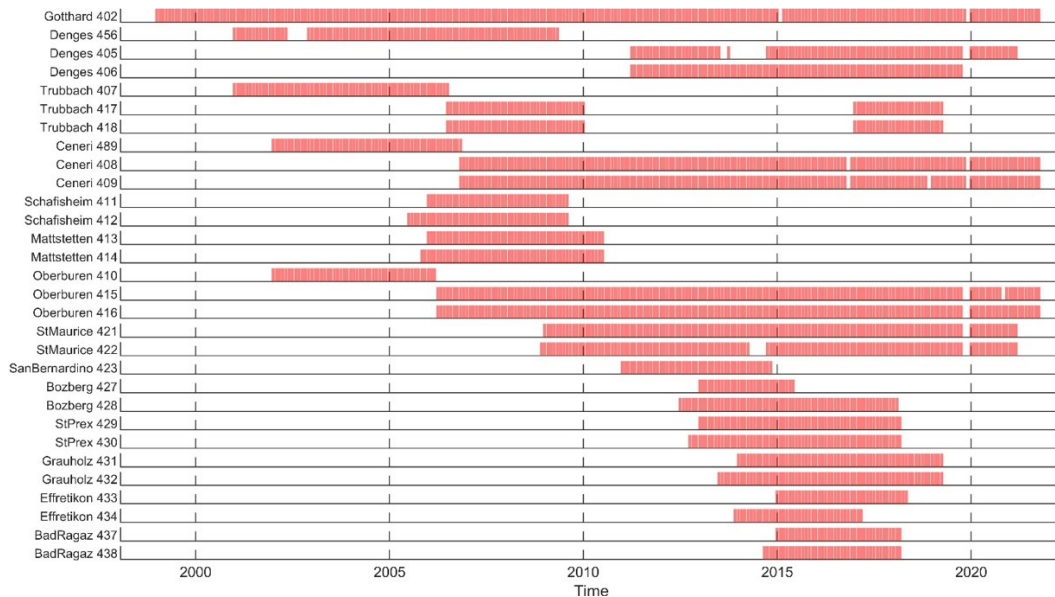


Abbildung 3:5 Verfügbarkeit der Daten von WIM-Stationen in der Schweiz, die zu Beginn dieser Studie ausgewählt wurden

## 3.4 Rahmen der Analyse

### 3.4.1 Gliederung der Dokumentation

Ausgehend von diesem Kapitel ist diese Dokumentation in sechs Kapitel gegliedert, die den Kern der Dokumentation bilden. Jedes dieser sechs Kapitel ist in Tabelle 3:4 beschrieben, einschließlich der wichtigsten Abschnitte. Die in dieser Dokumentation verwendete Hierarchie ist die folgende: Kapitel, Abschnitt, Artikel, Absatz.

Tabelle 3:4 Gliederung der verschiedenen Kapitel

| Kapitel                              | Beschreibung                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
|--------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>3. Grundlagen der Studie</b>      | Kritische Durchsicht des aktuellen Aktualisierungsverfahrens, der AGB 2002/005, Beschreibung der in dieser Arbeit erzielten Verbesserungen.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
| <b>4. Verarbeitung von WIM-Daten</b> | WIM-Daten importieren, bereinigen und ausdünnen (filtern) und dann aktualisieren, sowie Kalibrierungsdaten und -ergebnisse<br>Beschreibung der 2 verwendeten Verkehrsmodelle:<br>- 5.1 Simuliertes Verkehrsmodell (SIM)<br>- 5.2 Verkehrsmodell, das direkt aus den WIM-Daten generiert wird (WIM generiert).                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>5. Modellierung</b>               | Beschreibung der Brücken und Lösungsmethode:<br>- 5.3 Modellierung typischer Brücken, Fahrbahnkonfiguration, um die Einflusslinien zu erstellen.<br>- 5.4 Bestimmung der Untersuchungswerte.<br>Maxima pro Block, Extremwerte, Extrapolation, die für die Berechnung der Untersuchungswerte verwendet wird.                                                                                                                                                                                                                                      |
| <b>6. Analysen</b>                   | Für die Berechnung der aktualisierten Koeffizienten $\alpha$ für konzentrierte und verteilte Lasten werden vier Analysen vorgestellt:<br>- 6.1 Analyse Tandem-Achsen „Q1“.<br>- 6.2-6.5 Analyse der gleichzeitig vorkommenden Achsen mit „Q2“ und Durchstanzen.<br>- 6.6 Allgemeine Analysen von typischen Brücken, die die Definition eines einzigen aktualisierten Koeffizienten oder eines differenzierten Koeffizienten zwischen konzentrierten und gleichmäßig verteilten Lasten ermöglichen.<br>- 6.7 Diskussion von Unsicherheitsquellen. |
| <b>7. Resultate und Empfehlungen</b> | Abgedeckte Fälle und Anwendungsgrenzen<br>Vorstellung des vorgeschlagenen Modells für die Aktualisierung von SIA 269/1.<br>Empfehlungen zur Überwachung der Schlüsselparameter des Verkehrs, die die Gültigkeitsdauer dieser Analyse bestimmen.                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
| <b>8. Schlussfolgerungen</b>         | Zusammenfassung und Schlussfolgerungen                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |

Die vier durchgeführten Analysen werden in den folgenden Abschnitten 3.4.2 und 3.4.3 kurz beschrieben. Die Bestandteile der Modelle werden in Kapitel 5 ausführlich beschrieben und die Analysen werden in Kapitel 6 beschrieben. Alle diese Analysen dienen dazu, die Werte der drei aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  des Normlastmodells (LM1) zu erhalten:  $\alpha_{Q1,act}$ ,  $\alpha_{Q2,act}$ , und  $\alpha_{q,act}$ . Letzterer,  $\alpha_{q,act}$ , wird übrigens für alle Fahrstreifen als gleich angenommen, weshalb es keinen Fahrstreifenindex gibt. Die aktualisierten Koeffizienten für konzentrierte Lasten pro Achse (in der SIA fälschlicherweise als Achse bezeichnet),  $\alpha_{Q1,act}$  und  $\alpha_{Q2,act}$ , werden zuerst untersucht. Für allgemeine Analysen von typischen Brücken werden diese Brücken durch ihre Einwirkungslinien der Einwirkungen beschrieben. Die Simulationen verwenden die Methoden von 1) simuliertem Verkehr (ähnlich wie bei AGB 2002/005 [2]) und 2) generiertem WIM-Verkehr. Das Gesamtverfahren ist für jede Analyse das gleiche und beinhaltet den Vergleich der Untersuchungswerte (geschätzt anhand der tatsächlichen Verkehrsdaten) mit den Berechnungswerten des Normbelastungsmodells. Jeder Koeffizient  $\alpha_{i,act}$  wird direkt auf der Grundlage dieses Vergleichs ermittelt.

### 3.4.2 Erste und zweite Analyse: Achsen und Achs-Schemel

Für diese nahe liegenden Analysen sind die Modellierung des Verkehrs und der Einwirkung des Verkehrs einfach. Tatsächlich ist nur die Verwendung der aus den WIM-Daten gezogenen Tandemachsen, die über eine vereinfacht rechteckige Einflusslinie fahren, für die Berechnung des Untersuchungswertes erforderlich. Diese Methode wurde als „**Streifenmethode**“ bezeichnet. Die Struktur der Funktionsweise der ersten Untersuchung ist in der folgenden Abbildung 3:6 dargestellt. Die Schritte zur Berechnung des Wertes  $E_{WIM}$ , des Untersuchungswertes, werden in drei Teilen dargestellt: Bestimmung der Maxima pro Beobachtungsperiode (abgekürzt **Blockmaxima**), Anpassung der Verteilung und Extrapolation gemäß dem Ziel-Zuverlässigkeitsindex.

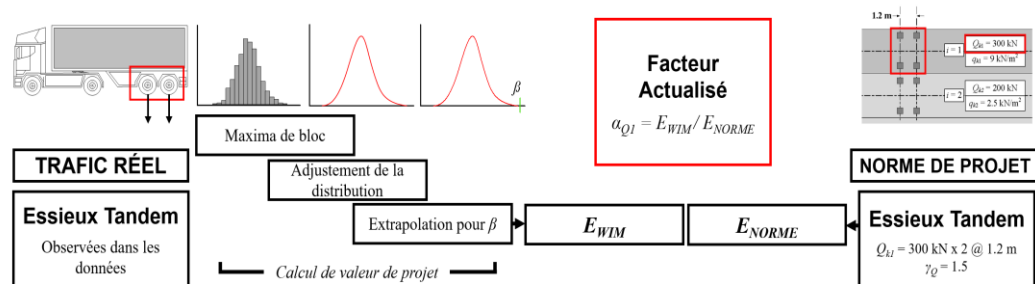


Abbildung 3:6 Methodik für die Analyse von Tandemachsen « Q1 »

Die in diesem Projekt verwendete Methodik erfordert zwei parallele Berechnungen. Einerseits die Berechnung gemäß der Norm mit dem LM1 (dargestellt in Abbildung 1:1) und andererseits eine Berechnung entweder aus den aufgezeichneten WIM-Daten (dargestellt in Abbildung 3:6). Diese beiden Berechnungen ergeben die Prüfwerte  $E_{Norm}$  und  $E_{WIM}$ . Das Verhältnis zwischen diesen beiden Werten ergibt den aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$ , wodurch das Modell wieder auf den aktuellen Verkehr angepasst werden kann.

Die zweite Analyse für das gemeinsame Vorhandensein von Schwerlastachsen & -schemeln auf zwei benachbarten Fahrstreifen berücksichtigt wiederum den Verkehr, der über die rechteckige Einflusslinie fließt. Die Berechnungen für diese zweite Analyse sind ähnlich wie bei der ersten, nur die Länge der rechteckigen Einflusslinie ist variabel. Diese Analysen ermöglichen es dann, auch den Grenzzustand des Durchstanzens zu untersuchen.

### 3.4.3 Dritte und vierte Analyse: Brückentypen

Die beiden Analysen sind sehr ähnlich, daher werden sie im Folgenden gemeinsam dargestellt. Abbildung 3:7 veranschaulicht die Gesamtmethodik. Die allgemeine Annahme ist, dass das LM1 mit Hilfe von WIM-Daten aktualisiert werden kann, indem die Verkehrsdaten über die Brücken (Einflusslinien) geleitet werden, um die maximalen Einwirkungseffekte zu erzeugen. Für Situationen, die nicht von WIM-Systemen beobachtet werden, müssen Simulationen durchgeführt werden, und die Ergebnisse werden als  $E_{SIM}$  bezeichnet (anstelle



von  $E_{WIM}$  für die WIM-generierten Ergebnisse). Abbildung 3:8 enthält weitere Informationen über die Komponenten der Analysen, die aus dem tatsächlichen Verkehr ( $E_{WIM}$  oder  $E_{SIM}$ ) abgeleitet werden. Es wird gezeigt, dass das Faltungsprodukt aus dem WIM-generierten Verkehr oder dem simulierten Verkehr und den Einflusslinien der Einwirkungseffekte maximale Einwirkungsgrößen pro Beobachtungszeitraum (Dauer frei wählbar, auch abhängig von der Menge der verfügbaren Daten) ergibt. Anschließend werden die resultierenden Maxima pro Periode in allen Analysen gleichbehandelt. Der extrapolierte Endwert ist der Untersuchungswert,  $E_{WIM}$  oder  $E_{SIM}$ , der dann mit  $E_{NORM}$  verglichen wird, um den aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  zu erhalten.

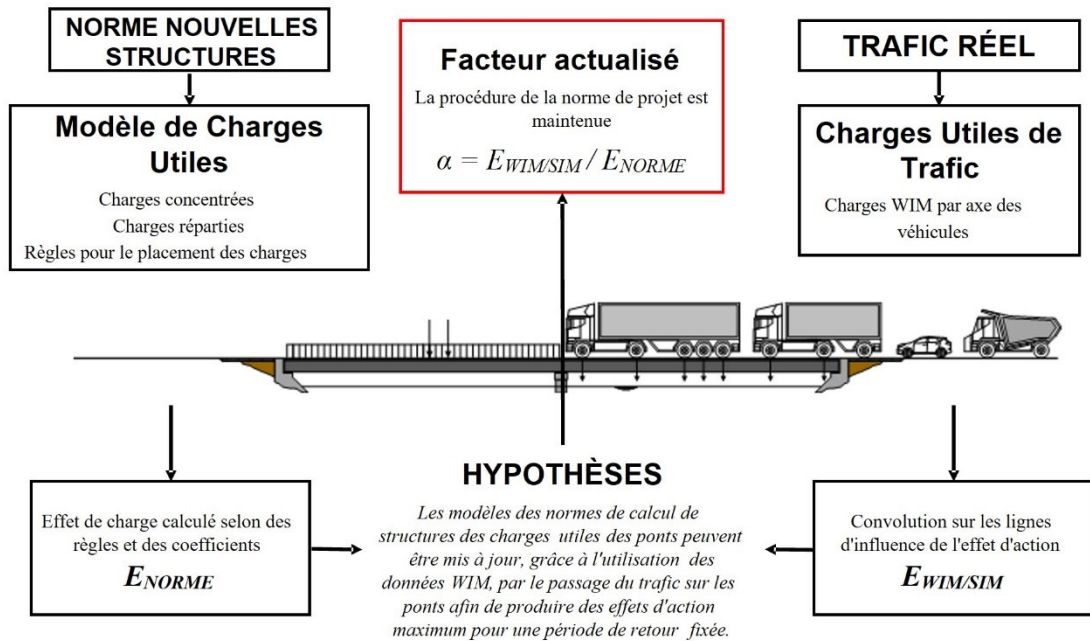


Abbildung 3:7 Globale Analyse-Methodik

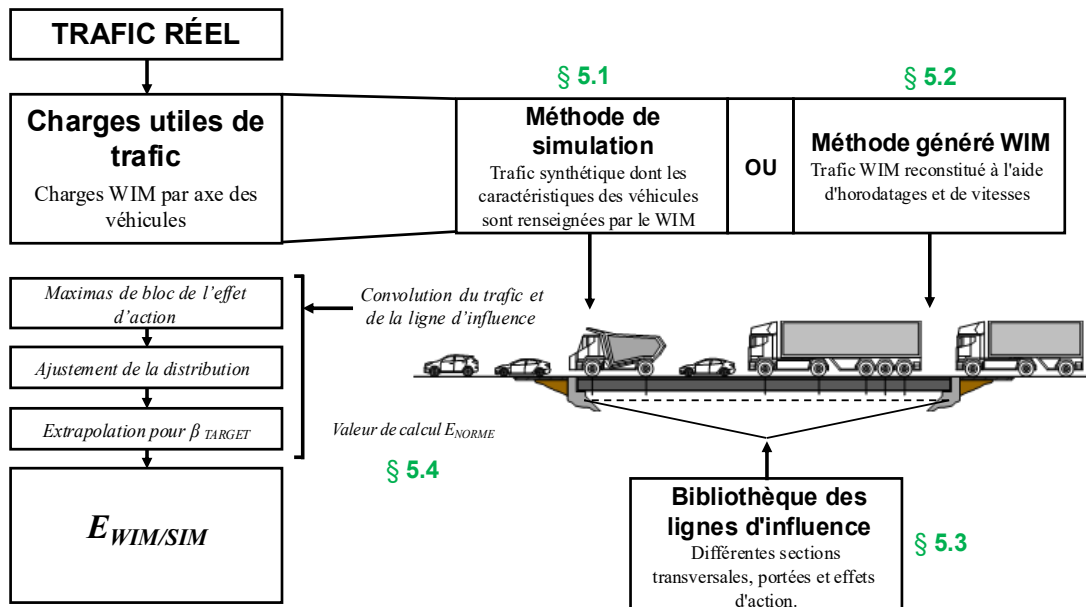


Abbildung 3:8 Modellierung und Berechnungsmethoden unter Verwendung von realem Verkehr

## 4 Verarbeitung von WIM-Daten

WIM-Daten müssen verarbeitet werden, bevor sie verwendet werden können. Die Verarbeitung umfasst die Schritte des Imports (einschließlich der Zusammenstellung der Daten aus den täglichen Rohdateien), der Bereinigung, des Ausdünnens und der Klassifizierung von Fahrzeugen. Jeder dieser Schritte wird in diesem Kapitel ausführlich beschrieben.

### 4.1 Importieren und Bereinigen

Alle in diesem Projekt verwendeten Schweizer WIM-Stationen sind mit Kistler M660 Quarzsensoren, Induktionsschleifen und einem Golden-River-Marksman-Empfänger ausgestattet und wurden vom ASTRA und der RTS GmbH [14] gewartet. Jeder Sensor hat die Breite eines halben Fahrstreifens, so dass jeder Fahrstreifen mit zwei Sensoren ausgestattet ist (jeder Sensor misst die Räder einer Seite jedes Fahrzeugs). Das Format aller WIM-Daten ist daher das gleiche, wobei als Ausgabe eine Textdatei pro Betriebstag der Station ausgegeben wird. Wenn die Dateien importiert und zusammengesetzt werden, bleiben die dargestellten Informationen mit den entsprechenden Einheiten erhalten.

*Tabelle 4:5 Format der WIM-Daten nach dem Import*

| Name der Spalte | Beschreibung                                                                                                                                                                         | Einheiten               |
|-----------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| <b>SITE</b>     | Stationsbezeichnung (besteht aus 3 Ziffern)                                                                                                                                          | -                       |
| <b>DTS</b>      | Zeitstempel, auf 0,1 oder 1 s genau                                                                                                                                                  | aaaa-mm-jj hh :min :sec |
| <b>COUNTID</b>  | Laufende Identifikationsnummer des Fahrzeugs (einschließlich leichter Fahrzeuge)                                                                                                     | #                       |
| <b>LANE</b>     | Fahrstreifen-Nummer (1 für Normalstreifen, falls vorhanden)                                                                                                                          | -                       |
| <b>SPEED</b>    | Geschwindigkeit des Fahrzeugs                                                                                                                                                        | km/h                    |
| <b>LENGTH</b>   | Länge des Fahrzeugs                                                                                                                                                                  | cm                      |
| <b>GW_TOT</b>   | Brutto-Gewicht des Fahrzeugs (Gesamtgewicht)                                                                                                                                         | kg                      |
| <b>HEADT</b>    | Zeit, die seit der Vorbeifahrt des vorherigen Fahrzeugs vergangen ist, gemessen von Fahrzeugfront zu Fahrzeugfront (einschließlich leichter Fahrzeuge)                               | s                       |
| <b>GAPT</b>     | Zeit, die seit der Vorbeifahrt des vorherigen Fahrzeugs vergangen ist, gemessen vom Heck des vorherigen bis zur Front des betrachteten Fahrzeugs (einschließlich leichter Fahrzeuge) | s                       |
| <b>AX</b>       | Anzahl der Achsen des Fahrzeugs                                                                                                                                                      | #                       |
| <b>AXT##</b>    | Gewicht der Achse Nummer 01 bis 09 (max. 9 Achsen)                                                                                                                                   | kg                      |
| <b>W#_#</b>     | Abstand zwischen den Achsen W1_2 bis W8_9                                                                                                                                            | cm                      |

Nach dem Sammeln der Daten aus allen verfügbaren Jahren werden diese bereinigt. Der Bereinigungsprozess zielt darauf ab, Zeilen mit unvollständigen oder inkompatiblen Daten zu entfernen. Wenn das Fahrzeug zum Beispiel 4 Achsen hat, muss es auch 3 Abstände zwischen den Achsen haben.

### 4.2 Filtern

Abgesehen von der Genauigkeitsklasse der WIM-Messungen, die im nächsten Abschnitt über die Kalibrierung von WIM-Stationen behandelt wird, ist bekannt, dass die „rohen“ WIM-Messungen, die nach einer internen Kontrolle auf dem Datenerfassungsserver gespeichert werden, trotzdem grobe Fehler enthalten können. In den Kommentardaten, die während des Kalibrierungsprozesses erzeugt werden, wird festgehalten, wann und warum Fehler festgestellt werden. Ein häufiger Grund für inkonsistente Messungen ist, wenn ein Fahrzeug zu weit von der Mitte der Fahrbahn entfernt fährt. Aus diesem Grund ist ein Verfahren zur Qualitätskontrolle der „Rohdaten“ erforderlich, das als Beschneiden (oder Filtern) bezeichnet wird. Vor der Veröffentlichung der jährlichen WIM-Berichte wendet das

ASTRA ebenfalls einen Filter-Prozess an. Für dieses Projekt wurden ähnliche Schritte wie bei ASTRA angewandt, jedoch weniger streng, um die Sonderfahrzeuge und mehrere zusätzliche Schritte, die während des Projekts hinzugefügt wurden, zu erhalten. Die Schritte, die zur Durchführung des Daten-Filterns angewendet wurden, sind in Tabelle 4:6 beschrieben. In der Regel werden beim Filtern etwa 10 % der Daten gelöscht. Dabei ist der erste Schritt, das Löschen von leichten Fahrzeugen mit einem Gewicht zwischen 2'990 kg (die normalerweise auf dem Datenerhebungsserver festgelegte Grenze) und 3'500 kg, nicht inbegriffen.

Durch das Ausfiltern der Daten von Fahrzeugen mit einem Gewicht von über 100 t anstelle der Daten von Fahrzeugen mit einem Gewicht von über 65 t können im nächsten Schritt der Klassifizierung unter Verwendung der Radstandsilmouetten 60, 72, 84 und 96 t schwere Autokrane identifiziert werden (es ist zu beachten, dass bei der Festlegung von 100 t einige übergewichtige 96 t-Krane möglicherweise nicht berücksichtigt werden, jedoch ist es notwendig, diese plausible Grenze festzulegen, um zu vermeiden, dass unrealistische Fahrzeugdaten einbezogen werden). In Filterungs-Schritt 8 werden Fahrzeug-Daten entfernt, bei denen das Gewicht einer oder mehrerer Achsen mehr als 25 t beträgt. Dieser Wert wird später während der Analyse des Verteilungsendes der extremen Achslasten bestätigt, wo der Wert von 25 t nie erreicht wird. Der Grund für diese Wahl liegt nicht in der Bruchlast einer Fahrzeug-Achse, da die Dimensionierung einer Achse durch die Hersteller hauptsächlich von Steifigkeits- und Ermüdungserwägungen bestimmt wird. Daher ist es nicht möglich, die Bruchlast einer Achse genau zu bestimmen. Es ist jedoch bekannt, dass sie mindestens viermal höher ist als die statische Nennlast [15]; dies wurde von einem Spezialisten während eines EPFL/TNO-Workshops im Jahr 2023 [16] bestätigt.

**Tabelle 4:6 Filterungs-Schritte, die auf importierte und bereinigte Daten angewendet werden**

| <b>Filterungsschritte gemäss ASTRA</b>           | <b>ASTRA</b>                                                                                                                                                | <b>Ce projet</b>           |
|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|
| 1                                                | Fahrzeuge < 3.5 t                                                                                                                                           |                            |
| 2                                                | [Das ASTRA erwähnt diese Fahrzeugdaten, es handelt sich nicht wirklich um einen Filterungs-Schritt im eigentlichen Sinne, sondern eher um einen Kommentar]. |                            |
| 3                                                | Fehlende Fahrzeuglänge                                                                                                                                      |                            |
| 4                                                | Fahrzeuglänge > 26 m (unplausibel)                                                                                                                          |                            |
| 5                                                | Fehlende Achslast                                                                                                                                           |                            |
| 6                                                | Jeder Radstand < 60 cm                                                                                                                                      |                            |
| 7                                                | Gesamtgewicht > 65 t                                                                                                                                        | Gesamtgewicht > 100 t      |
| 8                                                | Achslast > 18 t                                                                                                                                             | Achslast > 25 t            |
| 9                                                | Länge < 4 m                                                                                                                                                 |                            |
| <b>Filterungsschritte nur für dieses Projekt</b> |                                                                                                                                                             |                            |
| A                                                | --                                                                                                                                                          | Anzahl Achsen > 9          |
| B                                                | --                                                                                                                                                          | Jeder Radstand > 15 m      |
| C                                                | --                                                                                                                                                          | SWISS10 Klassen 2, 3, 4, 6 |
| D                                                | --                                                                                                                                                          | Fahrzeuge < 6 t            |
| E                                                | --                                                                                                                                                          | Geschwindigkeit > 120 km/h |
| F                                                | --                                                                                                                                                          | Fälle von Duplikaten       |

Die meisten Schritte beim Filtern sind einfach verständlich und bedürfen keiner weiteren Erklärung. Nur die Schritte C bis F werden hier erläutert. Schritt C, das Entfernen von Fahrzeugdaten der Klassen 2, 3, 4 und 6 der SWISS10-Klassifikation (die von Verkehrszählstationen verwendete Klassifikation, siehe Tabelle 4:7), hat sich als effektiver Schritt zur

Entfernung der Daten von leichten Fahrzeugen erwiesen, welche durch die vorherigen Schritte nicht ausgefiltert wurden. Diese Fahrzeugdaten wurden entfernt, weil sie die Zusammenfassung der Statistiken über schwere Fahrzeugtypen nach ihrer Klassifizierung verzerren, siehe nächster Abschnitt. Darüber hinaus ermöglicht uns die SWISS10-Klassifizierung, Fahrzeugdaten zu eliminieren, die für diese Arbeit nicht von Bedeutung sind (die SWISS10-Klassen 1, 7, 8, 9 und 10 sind relevant). Schließlich wurde die Klasse 5 beibehalten, da es Fehlklassifizierungen zwischen den Klassen 5 und 8 gibt (siehe Diskussion im Forschungsbericht FB 713, AGB-Projekt 2017/004 [17]). Es wurde daher als sicherer erachtet, Daten dieser Fahrzeuge zu behalten.

In Schritt D werden alle Daten zu Fahrzeugen unter 6 t entfernt, wie dies bereits in AGB 2002/005 [2] der Fall war, da man der Ansicht war, dass nur schwere Fahrzeuge mit höherem Gewicht eine Simulation wert seien. Es ist anzumerken, dass dieser Filterungsschritt zu stabileren und konsistenteren Statistiken über die Entwicklung der Daten zu schweren Fahrzeugen im Laufe der Jahre führt. Daten zu Fahrzeugen, die schneller als 120 km/h fahren, werden dann in Schritt E entfernt. Das Vorhandensein solcher Fahrzeuge in den Daten bedeutet normalerweise einen Fehler, nachdem die anderen gemessenen Merkmale, die sie definieren, überprüft wurden.

**Tabelle 4:7 Fahrzeugklassen nach SWISS10 [18]**

| UNECE | Swiss 10 | TL 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 |   |

In Schritt F werden schließlich Daten zu Fahrzeugen gelöscht, die den Fällen von Duplizierung entsprechen. Tatsächlich wurde während der eingehenden Analyse der WIM-Daten beobachtet, dass es möglich ist, dass der Sensor und die Software fälschlicherweise dasselbe Fahrzeug auf zwei Fahrstreifen gleichzeitig registrieren. Auf den ersten Blick könnte man meinen, dass es sich um zwei schwere Fahrzeuge handelt, die sich gegenseitig überholen, wobei die Ähnlichkeit zwischen den Merkmalen der beiden Fahrzeuge von der Tatsache herrühren könnte, dass sie miteinander fahren, wie z. B. von einer Baustelle

zu einer anderen. Diese Situation ist nicht tolerierbar, da sie zu überhöhten Lasteinwirkungen führt (insbesondere, wenn es sich z. B. um einen sehr schweren Kranwagen handelt).

Der Schritt des Ausfilterns von Duplikaten wurde maßgeblich von den Ergebnissen der WIM-Stationen in Denges geleitet. Diese Stationen sind aus zwei Gründen einzigartig. Erstens sind sie beide mit Sensoren auf den umgenutzten Pannestreifen (PUN) ausgestattet, die nur während der Hauptverkehrszeiten genutzt werden. Zweitens sind die Fahrstreifen hier schmaler (3,5 m) als an den meisten anderen Stationen (3,75 oder 4 m). Diese letzte Besonderheit könnte erklären, warum an den Stationen in Denges mehr Duplikate gemessen wurden als an den anderen. Ein weiterer unwiderlegbarer Beweis für die Existenz dieser Duplikatsfälle entspricht den Zeiträumen, in denen die PUN nicht in Betrieb ist, diese „Duplikate“ aber immer noch beobachtet werden. Im Folgenden wird ein illustratives Beispiel vorgestellt, um dieses Phänomen zu verdeutlichen.

Abbildung 4:9 zeigt eine grafische Darstellung mit zwei 72-Tonnen-Kranwagen, darunter ein Teil der WIM-Aufzeichnungsdaten. Einige wichtige Punkte sind hervorzuheben: Die Fahrzeuge haben exakt denselben Zeitstempel und die gleiche Geschwindigkeit mit einer Genauigkeit von 1 km/h. Auch die Radstände zwischen den Achsen sind ähnlich. Es könnte sich aber auch einfach um zwei Fahrzeuge desselben Modells handeln. Die Gewichte der Fahrzeuge und der Achsen sind übrigens nicht identisch, sie unterscheiden sich um etwas mehr als 10 %. Die wichtigste Beobachtung, die gemacht werden kann, betrifft den Fahrstreifen 1 (PU), der zu dieser Tageszeit geschlossen ist. Ein kurzer Blick auf die anderen zu dieser Zeit anwesenden Fahrzeuge zeigt, dass auf Fahrstreifen 1 danach kein anderes Fahrzeug mehr gefahren ist (die Spalten HEADT und GAPT zeigen, dass mindestens 100 Sekunden vergangen sind), im Gegensatz zu Fahrstreifen 2. Daher vermuten wir, dass es sich um Daten zu einem „doppelten“ Fahrzeug handelt, mit unterschiedlichen Gewichten aufgrund des unvollkommenen Radausgleichs auf der linken und rechten Seite des Fahrzeugs. Der WIM-Schreiber, der feststellt, dass nur einer der beiden Sensoren auf jeder Spur Gewichte gemessen hat, wird angewiesen, jede „Fahrzeughälfte“ mit zwei zu multiplizieren, um vollständige Fahrzeuge und Gewichte pro Achse zu erhalten (Achtung, dies ist eine Systeminterpretation). Es ist übrigens nicht überraschend, dass diese Anweisung in den Recorder implementiert wurde, denn aufgrund der Breite einiger schwerer Fahrzeuge bleiben diese nicht auf ihrem Fahrstreifen, sondern fahren teilweise auf einem anderen Fahrstreifen, dem Fahrbahnrand oder dem Seitenstreifen.

Dieses Phänomen ist alles andere als ein Einzelfall. Es wurde versucht, diese Duplikate in den WIM-Daten zu erkennen und zu entfernen, aber der zuverlässigste Weg dazu wäre eine Validierungskampagne mit Kameras. Diese ist unbedingt erforderlich, um neben diesen Duplikaten auch andere mögliche Fehler im WIM aufzudecken [19].

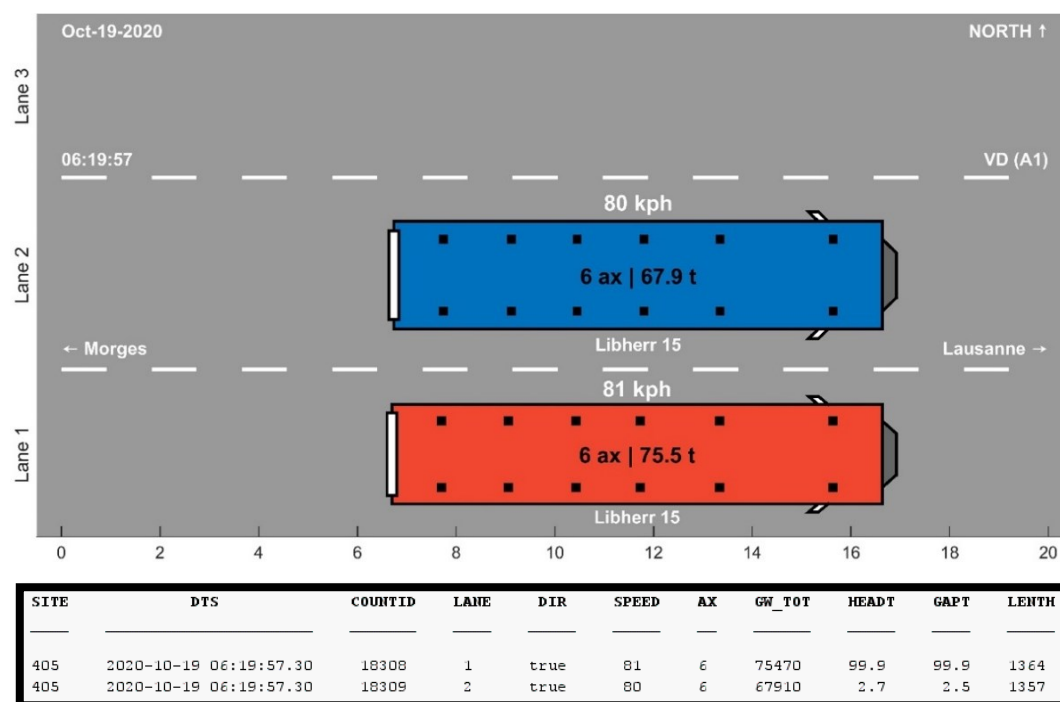


Abbildung 4:9 Stichprobe von WIM-Messungen (Standort Denges, Station 405) mit einem Fall von doppelten Fahrzeugdaten oder einem „Duplikat“.

## 4.3 Klassifizierung

Die Klassifizierung der von den WIM-Stationen erfassten Fahrzeuge ist von entscheidender Bedeutung. Sie wird bei der Generierung des synthetischen Verkehrs verwendet, aber auch bei der Analyse der Fahrzeugtypen, die für die massgebenden Lastfälle verantwortlich sind oder die tendenziell die höchsten Achsgewichte aufweisen. Das Klassifizierungssystem muss an das jeweilige Land angepasst und regelmäßig überprüft werden. In der Schweiz wurde das in den 2000er Jahren von Hirt & Meystre entwickelte System überprüft und es funktioniert immer noch gut. Daher wurde es für diese Dokumentation beibehalten und ermöglicht so einen direkten Vergleich mit der Dokumentation von 2006. Dieses System wurde dann durch das Hinzufügen von Daten zu Mobilkränen ergänzt, die nicht Teil der üblichen Klassifizierung sind, sondern nach der Klassifizierung durch einen zusätzlichen Filter hinzugefügt wurden, wobei diese neue Gruppierung den Titel 'Class+' trägt. In diesem Projekt werden drei Fahrzeug-Gruppierungen verwendet: Die erste ist 'Class' und umfasst die Fahrzeuge der üblichen Klassifizierung, d. h. Lkw (40 t Gesamtgewicht, aber auch Baustellen-Lkw bis 44 t), die zweite ist 'Class+', die der vorherigen Gruppierung spezielle Lkw und Mobilkräne hinzufügt, und schließlich die dritte 'All', die alle in den WIM-Daten erfassten Fahrzeuge umfasst (die nicht klassifiziert und nicht durch die vorherigen Bereinigungs- und Filterungsschritte eliminiert wurden). Die 13 üblicherweise verwendeten Klassen sind in Tabelle 4:8. aufgeführt. Die Buchstaben 'a' und 'r' stehen für Lkw mit 'Knicklenkung' bzw. mit 'Anhängen'.

**Tabelle 4:8 Übliche verwendete Klassen, die Teil von 'Class' sind (ausführlich beschrieben in AGB 2002/005 und deren Anhang A2)**

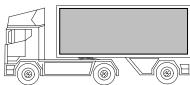
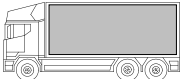
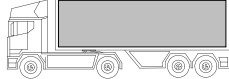
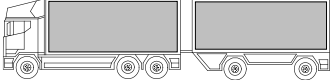
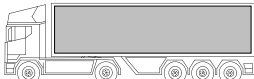
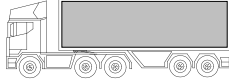
| Einzelfahrzeuge                                                                     | Fahrzeuge mit Anhänger                                                              | Fahrzeuge mit Sattelaufleger                                                          |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
|    |    |    |
| Type 11                                                                             | Type 111r                                                                           |                                                                                       |
|    |    |    |
| Type 12                                                                             | Type 112r                                                                           | Type 112a                                                                             |
|    |    |    |
| Type 22                                                                             | Type 1211r                                                                          | Type 113a                                                                             |
|  |   |   |
| Type 23                                                                             | Type 122                                                                            |                                                                                       |
|                                                                                     |  |  |
|                                                                                     | Type 1112r                                                                          | Type 123a                                                                             |

Abbildung 4:10 zeigt die drei Gruppierungen in schematischer Form. Die Gruppierung 'All' dient vor allem der Kontrolle, man kann davon ausgehen, dass sie eine obere Grenze des fahrenden Schwerverkehrs liefert, indem sie auch nicht klassifizierte Fahrzeuge enthält (Voraussetzung ist, dass das Filterungs-System gut funktioniert und keine Daten von realen Fahrzeugen aussortiert). Es ist wahrscheinlich, dass die Gruppierung «All» falsche Fahrzeug-Daten enthält. Es ist nicht möglich, alle Fehler aus den WIM-Daten zu eliminieren. Wahrscheinlich gibt es noch Mechanismen oder Regeln, die unbekannte Fehler verursachen. Die Gruppierung «Class» ist nützlich, da es einige Autobahnabschnitte gibt, die nicht für Mobilkrane geöffnet sind und daher nicht die gleichen Anforderungen an die Überprüfung stellen. Die Typen von Mobilkranen, die klassifiziert werden, sind in Tabelle 4:9 aufgelistet.

Die klare Definition jedes Fahrzeugs in der üblichen Klassifizierung ist in Anhang A2 von AGB 2002/005 [2] enthalten. Das Verfahren zur Erkennung von Pneukranen besteht darin, die le Tabelle 4:9 nach dem Kranmodell mit denselben Radständen zu durchsuchen, plus oder minus 10%, um mögliche Ungenauigkeiten der WIM-Messungen zu berücksichtigen. Anschließend wird eine Überprüfung des Gesamtgewichts durchgeführt, um sicherzustellen, dass das Fahrzeug in den plausiblen Gewichtsbereich für dieses Kranmodell passt.





## 4.4 Zusammenfassung der Verkehrsentwicklung

Seit Anfang der 2000er Jahre ist eine leichte Veränderung der Verkehrsströme zu beobachten. Die wichtigsten Parameter für die Einwirkung des Verkehrs auf Brücken sind: Gewicht und Kompaktheit der Lkw-Modelle, insbesondere in der Verteilungskurve, die die schwersten Lkw beschreibt, und der Anteil der Lkw im Verkehr. In Abbildung 4:11 sind die Histogramme des Lkw-Gesamtgewichts in Denges und Ceneri aus zwei Dreijahresserien dargestellt: 2003, 2005 und 2007, und dann zehn Jahre später in den Jahren 2017, 2018 und 2019. Die Unterschiede zwischen den Verkehrsarten an diesen beiden Standorten sind deutlich zu erkennen. Der Standort Denges repräsentiert den „nationalen“ (oder regionalen) Verkehr, während der Standort Ceneri die klassischen Merkmale des „internationalen“ Verkehrs aufweist. Beide weisen zwei Spitzen in der Wahrscheinlichkeitsdichte auf, bei etwa 15 t und 40 t, wobei die Spitze bei 15 t viel stärker ausgeprägt ist. Diese erste Spitze setzt sich aus leeren Lkw und leichteren Lieferwagen zusammen; „voll“ sind Lkw mit einem Gewicht von über 20 t. Ein nationales Verkehrsprofil weist eine große Bandbreite an voll beladenen Lkw-Gewichten und in diesem Fall ein langes Ende der Verteilungskurve auf, die sich über 45 t hinaus erstreckt, während das internationale Profil eindeutig optimiert ist mit einem hohen Anteil an voll beladenen Fahrzeugen nahe 40 t, aber mit einer viel stärkeren Einhaltung der Gewichtsvorschriften (Zolleffekt), was durch eine kurze Verteilungskurve veranschaulicht wird.

In beiden Fällen ist eindeutig ein Muster zunehmender Optimierung im Laufe der Zeit zu erkennen. Die Anzahl der Fahrzeuge in der zweiten Spitze stieg an (vor allem in Denges), und die Anzahl der zwischen den Spitzen halbgeladenen Fahrzeuge nahm ab (vor allem in Ceneri). Außerdem wurde die Verteilungskurve an beiden Orten breiter, was entweder mit einer Lockerung der Polizeikontrollen oder einer erhöhten Risikobereitschaft der Lkw-Fahrer zusammenhängen könnte, um aus Effizienzgründen die Grenzen zu erweitern. Die LSVA-Steuer könnte ebenfalls eine Rolle bei den beobachteten Trends gespielt haben.

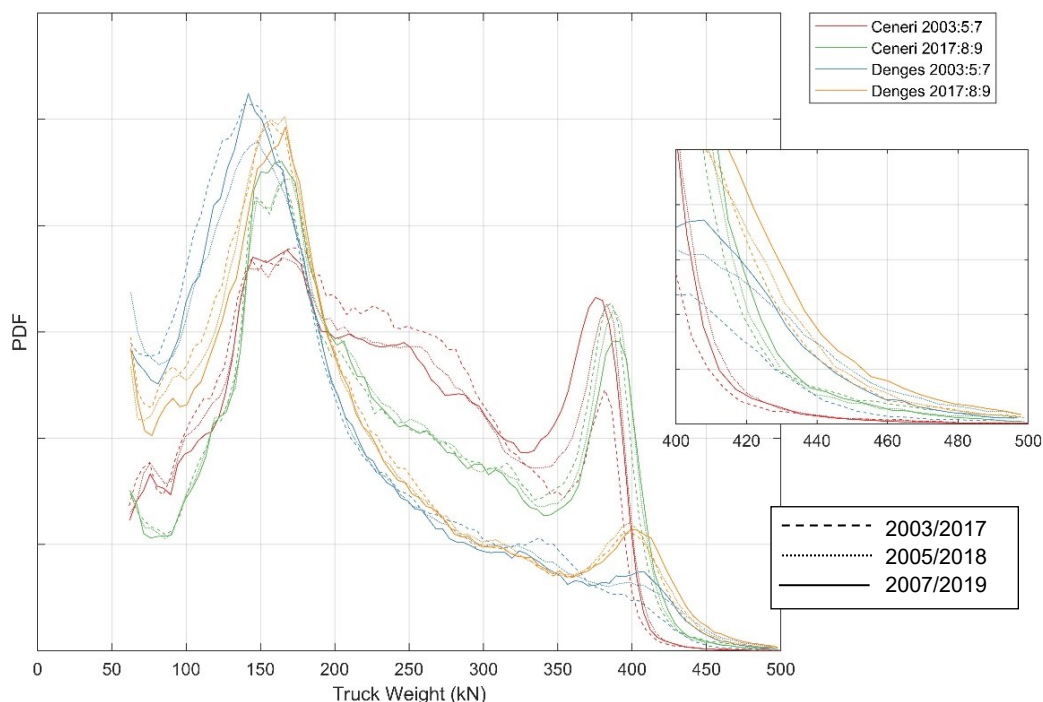


Abbildung 4:11 Wahrscheinlichkeitsdichten der Entwicklung des Lkw-Gewichts (Siehe auch Abbildung 5:16)

Die Entwicklung der Lkw-Gesamtgewichte (Schwerverkehrs-Fahrzeuge) ist in Abbildung 4:12 dargestellt, die aus den Daten der WIM-Stationen ermittelt wurde. Was sofort auffällt, ist der starke Rückgang der Lkw-Anteile an der Station 402, dem Gotthardtunnel, über die Jahre (mit Ausnahme des Anstiegs im Jahr 2020, der auf einen Rückgang der Pkw auf-

grund der weltweiten Pandemie zurückzuführen ist). In den Simulationen von Hirt & Meystre wurde auf der Grundlage der Daten in Göschenen von 2003 ein maximaler Lkw-Anteil von 29 % festgelegt. Man kann nun feststellen, dass der Anstieg der Zahl der Personewagen in Verbindung mit der Strategie der Schweizer Behörden, mehr alpenquerende Güter auf die Schiene zu verlagern, zu einer Verkehrsverlagerung geführt hat, die sich in einem deutlichen Rückgang der Schwerverkehrs-Anteile niederschlägt. Der Anteil der Schiene am alpenquerenden Güterverkehrsaufkommen stieg auf 72,4 % (und liegt damit wieder auf dem Niveau des Jahres 2000). In den anderen Stationen ist ein Rückgang zu verzeichnen, der jedoch moderat ist, d.h. um einige Prozent, insgesamt also eine eher stabile Situation. Abbildung 4:12 zeigt die Entwicklung des alpenquerenden Güterverkehrs auf Straße und Schiene seit 1980 (aus Alpenquerender Güterverkehr [20]) und damit die Verkehrsverlagerung.

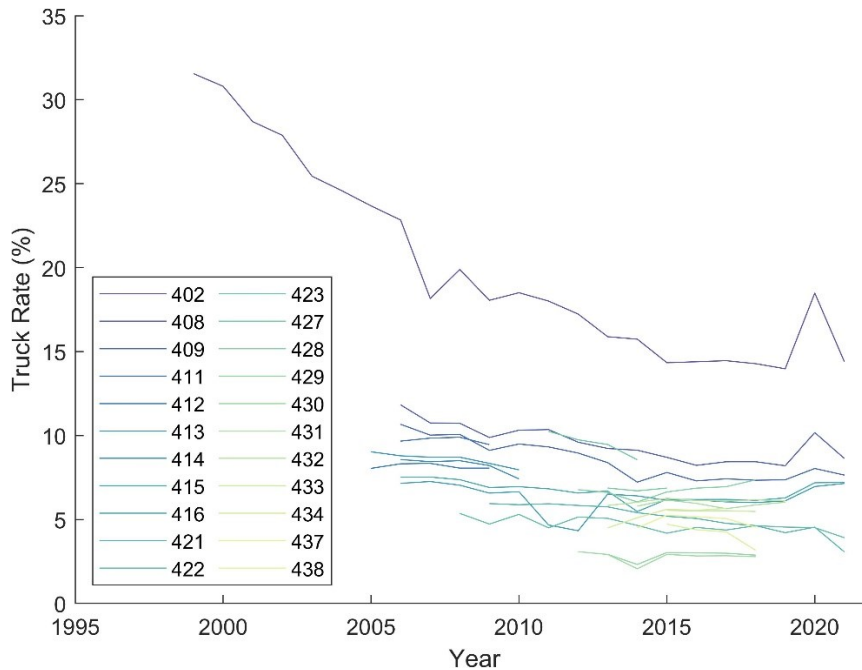


Abbildung 4:12 Entwicklung der Schwerverkehrs-Anteile an den WIM-Stationen

| Year | Rail<br>Mio. t | Road<br>Mio. t | Total<br>Mio. t |
|------|----------------|----------------|-----------------|
| 1980 | 15.6           | 1.3            | 16.9            |
| 1984 | 14.3           | 2.4            | 16.7            |
| 1989 | 17.7           | 4.0            | 21.7            |
| 1994 | 17.8           | 6.2            | 24.0            |
| 1999 | 18.4           | 8.4            | 26.8            |
| 2004 | 22.9           | 12.5           | 35.4            |
| 2009 | 20.8           | 13.4           | 34.2            |
| 2014 | 26.2           | 12.5           | 38.7            |
| 2019 | 26.6           | 10.2           | 36.8            |

Cross-Alpine Freight Traffic (CAFT) 1980-2019

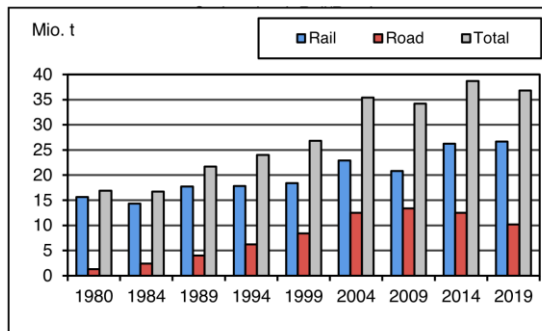


Abbildung 4:13 Entwicklung des Güterverkehrs auf Strasse und Schiene durch die Schweizer Alpen, 2019 [20]

## 4.5 WIM-Kalibrierungsdaten

Die Eigenschaften einer WIM-Station können die Genauigkeit der Ergebnisse erheblich beeinflussen. Beachten Sie, dass der Begriff Präzision, der der Kürze halber verwendet wird, hier gemeinsam Genauigkeit und Präzision umfasst. Insbesondere die Unebenheit der Strasse führt zu einer Anregung der Dynamik vorbeifahrender Lastkraftwagen. Die Zunahme der dynamischen Variation der angewandten Kraft tendiert eindeutig dazu, sowohl die Genauigkeit als auch die Präzision von statischen Gewichtsschätzungen zu verringern. Darüber hinaus können die Eigenschaften des Standorts die Haltbarkeit von WIM-Systemen erheblich beeinflussen (Verformung, Spurrinnenbildung, Rissbildung in der Fahrbahn) [21]. An einem Standort mit guten Eigenschaften misst 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 von 5 %.

Bei einer Routinekalibrierung (die eigentlich jedes Jahr stattfinden sollte, in der Praxis aber nur alle zwei Jahre oder seltener) werden die LKWs (40-t-Verkehr) angehalten, statisch mit einer mobilen Waage gewogen, dann wird jeder LKW zur Fahrt durch die WIM-Station freigegeben und das Gewicht jeder Achse wird aufgezeichnet (zusammen mit ihrer Geschwindigkeit und den Durchfahrtszeiten, um daraus die Abstände zwischen den Achsen, also die Achstypen, abzuleiten). Dieser Vorgang wird mit etwa 45 LKWs wiederholt. In jüngster Zeit werden „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 stehen nur 3 bis 9 Messungen zur Verfügung) und der Verkehr dabei nicht angehalten werden muss. Aufgrund der Art und Weise, wie statische Messungen mit Messungen unter realen Bedingungen verglichen werden, um zu versuchen, sie anzunähern, ohne die Geschwindigkeit zu berücksichtigen, kann nicht behauptet werden, dass es eine „dynamische“ Komponente in den WIM-Messungen gibt. Der einzige Weg, dies zu erreichen, wäre, dass die Kalibrierungen auch mit langsam fahrenden Fahrzeugen durchgeführt werden; in jedem Fall ist es nicht möglich, die dynamische Komponente zu ermitteln, die aus der Interaktion Brücke-Fahrzeug stammt. Das kann nur mit einem Monitoring auf dem Bauwerk eruiert werden.

Die Messunsicherheit eines „WIM-Sensors“ (eigentlich 2 für einen Fahrstreifen, aber es wird keine Kalibrierung pro Rad durchgeführt) ist ungefähr normalverteilt, mit einem Mittelwert ( $m$ ) und einer Standardabweichung ( $s$ ), ausgedrückt als Prozentsatz des Fahrzeugewichts. Die Statistiken werden für alle Achsen, alle Achs-Schemel, alle Achsen innerhalb der Achs-Schemel und das Gesamtgewicht des Fahrzeugs für jeden Sensor (d. h. jeden Fahrstreifen) bei jeder Kalibrierung berechnet. Wenn die Ergebnisse für den systematischen durchschnittlichen Fehler (Bias) kleiner oder gleich 2 % sind, wird keine Änderung vorgenommen. Wenn die Ergebnisse jedoch größer oder gleich 2 % sind, wird die Differenz direkt in der Station implementiert [22]. 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 323 323 [21] zugewiesen, d. h. in absteigender Reihenfolge A, B+, B, C, D+, D oder E. Tabelle 4:10 beschreibt die verschiedenen Kriterien und Bereiche für den relativen Fehler (alle Zahlen in der Tabelle sind Prozentsätze). Weitere Erläuterungen finden sich am Ende dieses Abschnitts.

Die häufigste Genauigkeitsklasse in der Schweiz ist B(10). Wie in la Abbildung 4:14 gezeigt, gibt es auch viele Stationen mit den Klassen A(5) und B+(7) und nur sehr wenige unterhalb von D+(20). Die Datenbank der Kalibrierungen seit 2005 umfasst 180 Kalibrierungen einzelner Sensoren, was mehr als 7.000 Überfahrten von schweren Fahrzeugen entspricht. Wenn man alle Gewichtsmessungen von Achsen und LKWs zusammenfasst, beträgt der durchschnittliche mittlere *absolute* Fehler 2,77 % vor der Kalibrierung und 1,84 % nach der Kalibrierung. Der generelle Mittelwert der Gewichte nach der Kalibrierung liegt dann bei -0,05 %; das ist korrekt, er sollte nahe bei Null liegen, da jede signifikante Abweichung des durchschnittlichen Bias direkt in die 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 Einwirkungsgrößen. Diese Zufallsunsicherheit wird später in Kapitel 6 geschätzt. Es ist wichtig, bei der Auswahl der maximalen Ereignisse zu berücksichtigen, dass die Tatsache, dass es einen Zufallsfehler in den WIM-Stationsdaten gibt (Fehler um den Mittelwert zentriert), zu konservativen Schlussfolgerungen führen wird, da die extremen Ereignisse in den Endbereichen der Verteilungskurven liegen, welche dadurch verlängert werden.

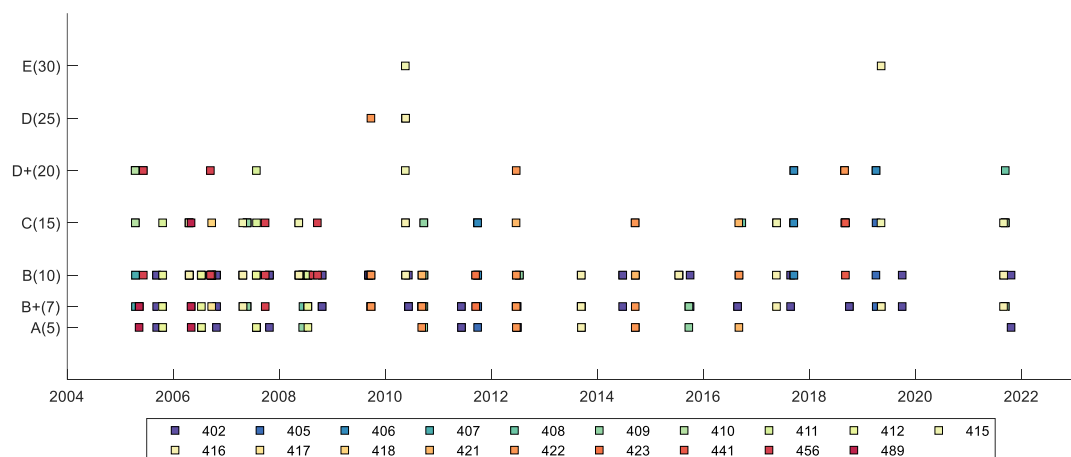


Abbildung 4:14 Genauigkeitsklassen, die bei der Kalibrierung von WIM-Stationen in der Schweiz erreicht wurden

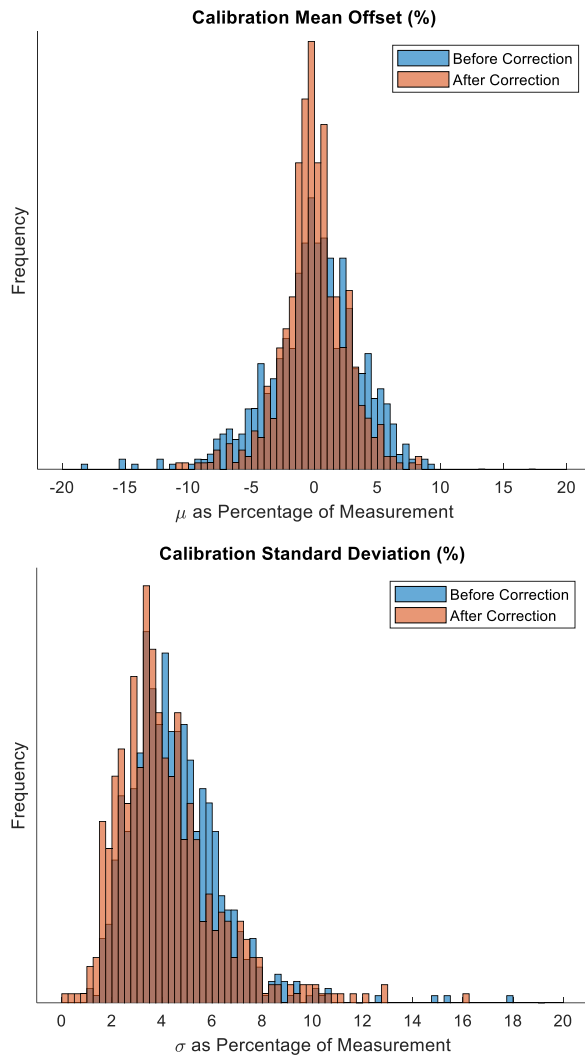


Abbildung 4:15 Statische Grössen vor und nach den Kalibrierungen (Achsen und Gesamtgewicht kombiniert)

Tabelle 4:10 Genauigkeitsklassen von WIM-Stationen nach COST 323 [21]

| Kriterien (Art der Messung)    | Anwendungsbe-<br>reich | Genauigkeitsklasse: Breite des Vertrauens-Intervalls d (%) |       |       |       |        |       |     |
|--------------------------------|------------------------|------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|--------|-------|-----|
|                                |                        | A(5)                                                       | B+(7) | B(10) | C(15) | D+(20) | D(25) | E   |
| 1. Bruttogewicht               | Bruttogewicht > 3.5 t  | 5                                                          | 7     | 10    | 15    | 20     | 25    | >25 |
| Achslast :                     | Achslast > 1 t         |                                                            |       |       |       |        |       |     |
| 2. Achsschemel                 |                        | 7                                                          | 10    | 13    | 18    | 23     | 28    | >28 |
| 3. Einzelachse                 |                        | 8                                                          | 11    | 15    | 20    | 25     | 30    | >30 |
| 4. Achse von einem Achsschemel |                        | 10                                                         | 14    | 20    | 25    | 30     | 35    | >35 |
|                                |                        |                                                            |       |       |       |        |       |     |
| Geschwindigkeit                | V > 30 km/h            | 2                                                          | 3     | 4     | 6     | 10     | 10    | >10 |
| Achsabstand                    |                        | 2                                                          | 3     | 4     | 6     | 10     | 10    | >10 |
| Gesamtverkehr                  |                        | 1                                                          | 1     | 1     | 3     | 5      | 5     | >5  |

Die Übereinstimmung mit einer Genauigkeitsklasse gemäss Tabelle 4:10 wird wie folgt bestimmt [21]. Um in eine Genauigkeitsklasse zu fallen, 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 spezifiziertes Minimum  $\pi_o$  (das das erforderliche Mindest-Vertrauensniveau darstellt). Die Breite des Vertrauensintervalls  $d$  hängt von der Genauigkeitsklasse (accuracy class) und der Art der Messung ab, wie in Tabelle 4:10 angegeben. Wenn das WIM-System mit Fahrzeugen kalibriert wird, deren statische Gewichte genau bekannt sind, müssen alle relativen Fehler innerhalb des Toleranzintervalls der entsprechenden Genauigkeitsklasse  $[-d; +d]$  für das betreffende Kriterium liegen. Die Mindestwahrscheinlichkeit bzw. das Mindest-Vertrauensniveau  $\pi_o$  hängt von den Prüfbedingungen (Wiederholbarkeit, Reproduzierbarkeit, Dauer usw.) und der Stichprobengröße ab. Diese Wahrscheinlichkeit  $(1-\pi_o)$  bzw. das Vertrauensniveau  $\pi_o$  kann entsprechend dem Kalibrierungsplan gewählt werden:

- größer oder gleich 90% bei eingeschränkten Reproduzierbarkeitsbedingungen (R1),
- größer oder gleich 95% bei Bedingungen mit erweiterter Reproduzierbarkeit (R2).

mit

- R1 = Bedingungen mit eingeschränkter 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.

## 5 Modellierung

### 5.1 Modell für die Verkehrssimulation

Der Verkehrszustand ist eines der wichtigsten Merkmale eines jeden Verkehrsmodells. Ein Modell kann flüssigen Verkehr, stockenden Verkehr oder einen ganzen Satz unterschiedlicher Verkehrszustände je nach Tageszeit darstellen (flüssig, stockend, stauend bis hin zum Stillstand). In AGB 2002/005 [2] wurde nur der stauende Verkehr bei Stillstand modelliert. Genauer gesagt stellt der Zustand des stehenden oder „stationären“ Verkehrs einen extremen Stau dar, bei dem die Fahrzeuge stehen, der aber nur einen kleinen Teil der Zeit auftritt (zuvor auf 2 % für normale Betriebsbedingungen, d. h. keine Baustellen, festgelegt). In AGB 2002/005 [2] wurden die Standorte Denges, Gotthard und Mattstetten als Referenzverkehr in den Simulationen verwendet, mit Daten aus dem Jahr 2003. Die Standorte Denges und Mattstetten wiesen beide einen ähnlichen inländischen Verkehr auf, während der Standort Gotthard internationalen Verkehr repräsentierte. Für die vorliegende Studie wurden erneut Denges und Gotthard verwendet, während Ceneri und Oberbüren hinzugefügt wurden. Abbildung 5:16 zeigt, dass Oberbüren ein guter Ersatz für Mattstetten ist; die Daten von 2019 zeigen ein ähnliches Profil wie Denges, genauso wie Mattstetten 2003 Denges 2003 ähnelte. Der Standort Ceneri wiederum ähnelt dem Standort Gotthard; beide zeigen einen niedrigen Anteil LKW mit Beladung zwischen leer und voll, was eine Optimierung der Nutzlast signalisiert. Der Standort Ceneri weist jedoch eine längere Verteilungskurve und daher wahrscheinlich etwas weniger optimierte Ladungen auf.

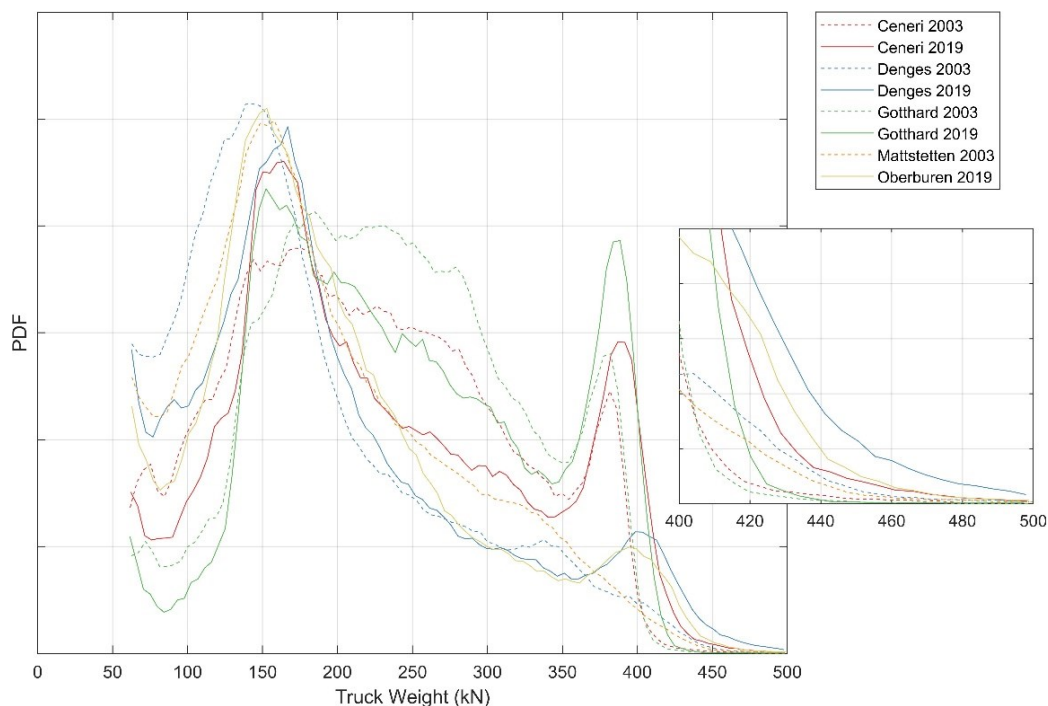


Abbildung 5:16 Histogramme des LKW-Gewichts für mehrere WIM-Standorte/Stationen in den Jahren 2003 und 2019

Die Verkehrssimulation für dieses Projekt wird auf die gleiche Weise durchgeführt wie in AGB 2002/005 [2], mit einigen Unterschieden, die in diesem Abschnitt beschrieben werden. Einer dieser Unterschiede ist das Hinzufügen einer Modellierung von „instationärem“ Verkehr, der Geschwindigkeiten zwischen 30 km/h (Stausituation) und 80 km/h (fließender Verkehr) entsprechen kann. Die Simulation von Verkehrsstaus ist ein wirksames Mittel, um sich dem WIM-Verkehr anzunähern (damit die Sensoren aufzeichnen können, muss die Geschwindigkeit der Fahrzeuge über 20 km/h liegen). Wie zuvor [2] werden die Staubedingungen für normale Betriebsbedingungen modelliert und auf 2 % der Zeit festgelegt. Tatsächlich wird die Nutzung von Pannestreifen zur Verringerung der Staubedingungen

(PUN) als ausreichend wirksam angesehen, um eine Erhöhung dieser Zahl zu vermeiden. Die Eingabedaten für das Simulationsmodell sind die Anzahl der zu simulierenden Fahrzeuge, der prozentuale Anteil des Schwerverkehrs (Lkw-Anteil), die Anzahl und Richtung der Fahrstreifen, die Verteilung der Lkw auf die Fahrstreifen sowie das Jahr und der Standort der WIM-Station, von der die schweren Fahrzeuge ihre Merkmale beziehen sollen. Im Simulationsmodell wird der Verkehr in den folgenden Schritten erzeugt (weitere Informationen finden sich in den folgenden Artikeln):

- Der Schwerverkehrsanteil und die Verteilung der Lkw auf die Fahrstreifen werden verwendet, um die Anzahl der schweren und leichten Fahrzeuge auf jedem Fahrstreifen zu bestimmen, mit der Einschränkung, dass die Abfolge (oder Kette) von Fahrzeugen auf jedem Fahrstreifen die gleiche Länge haben muss.
- Markov-Übergangswahrscheinlichkeiten werden verwendet, um aufeinanderfolgende schwere und leichte Fahrzeuge zuzuweisen, was die natürliche Gruppierung von schweren Fahrzeugen widerspiegelt (siehe Artikel 5.1.2).
- Die schweren Fahrzeuge werden nach dem Zufallsprinzip Klassen zugeordnet, entsprechend der Verteilung zwischen diesen Klassen an der WIM-Station.
- Jedem schweren Fahrzeug wird ein Gewicht entsprechend dem Histogramm seiner Klasse zugewiesen, und dieses Gewicht wird probabilistisch auf jede Achse (Achsegruppe) und dann auf jede Achse verteilt.
- Die Abstände zwischen den Achsen werden ebenfalls nach einem kombinierten probabilistisch-deterministischen Ansatz festgelegt. Die Abstände zwischen den Fahrzeugen werden gemäß (siehe Bailey [3] und Koshini [23]) mit Wahrscheinlichkeitsgesetzen bestimmt:
  - der stationäre, stauende Zustand mit Beta-Wahrscheinlichkeitsgesetzen;
  - nicht-stationäre Zustände, die von stockendem bis zu fließendem Verkehr reichen können, mit Gesetzen entweder nach Beta (stockend) oder nach Poisson (fließend), die von der Geschwindigkeit und dem Durchsatz abhängen.

Die Gesamtzahl der simulierten Fahrzeuge pro Jahr beträgt 1.000.000 Fahrzeuge für die Stauszenarien und 50.000.000 Fahrzeuge für die Szenarien mit Stau bis zum Stillstand (entspricht der Tatsache, dass die Stausituation mit fließendem Verkehr viel häufiger vorkommt als der Stau bis zum Stillstand, der nur in 2% der Fälle auftritt).

Die Begründung für die Nichtberücksichtigung des **dynamischen Vergrößerungsfaktors** in dieser Methode (WIM und SIM generiert), d.h. DAF = 1.0, ist im Anhang, Abschnitt IV.3.1, dieser Dokumentation dargestellt. Es sei darauf hingewiesen, dass man sich auf ein Lastmodell zur Bewertung bestehender Brücken ohne besondere dynamische Probleme (z. B. Eigenfrequenz nahe der Resonanzfrequenz, mit oder ohne Verbindung zu den Fahrbahnübergängen) bezieht, was auf die meisten der Brücken der Nationalstrasse zutrifft.

Darüber hinaus sei angemerkt, dass das Konzept des „Assessment Dynamic Ratio“ als Begründung dafür herangezogen werden kann, die statischen Werte der Lasten in Simulationen der maximalen Einwirkung nicht zu erhöhen [24] [25].

Die Qualität des Straßenbelags hat einen sehr positiven Einfluss auf die Faktoren, die die Auswirkungen des Schwerverkehrs dynamisch verstärken. In allen durchgeführten Analysen wird davon ausgegangen, dass die Qualität der Fahrbahnen in der Schweiz den höchsten Anforderungen entspricht [26], die der Beurteilung „sehr gut“ entsprechen. Dies wird auch in Zukunft so bleiben, da das Ziel von der Behörde (ASTRA) vorgegeben wird, die die Mittel einsetzt, um es zu gewährleisten. Für 2022 [27] liegt die Note für den durchschnittlichen Zustand der Fahrbahnen bei 1,32, was einem guten Gesamtzustand entspricht, wobei die Note 1 die beste auf einer Skala von 1 bis 5 ist. Darüber hinaus wurden Fragen im Zusammenhang mit einer „dynamischen“ Komponente in den WIM-Messungen, die von der Geschwindigkeit und den Unsicherheiten bei der Kalibrierung abhängt, im Abschnitt 4.5 diskutiert.



### 5.1.1 Sequenzgenerierung: Lkw-Anteil und Verteilung der Lkw auf die Fahrstreifen

Der Lkw-Anteil wird ermittelt, indem alle beobachteten Fahrzeuge über 6 t addiert und durch die Gesamtzahl der Fahrzeuge, die eine WIM-Station passieren, dividiert werden. Dies ist ein Unterschied zu der in AGB 2002/005 [2] verwendeten Definition, bei der jedes Fahrzeug über 3,5 t gezählt, dann aber mit einem Mindestgewicht von 6 t simuliert wurde. Diese Praxis führt einen gewissen Grad an Konservatismus ein, der daher nicht beibehalten wurde, da unsere Kenntnisse über den Verkehr heute besser sind. Obwohl diese Definitionsänderung zu einem deutlich niedrigeren Lkw-Anteil für den Gotthard im Jahr 2003 führt (25 % über 6 t statt 29 % über 3,5 t), führt sie bei der Betrachtung aller Stationen im Jahr 2019 zu einem Unterschied von weniger als 1 %. Eine weitere konservative Annahme, die aufgrund der Verbesserungen beim Beschneiden und Filtern der Datensätze nicht beibehalten wurde, ist die Neukategorisierung von nicht klassifizierten Schwerfahrzeugen (aber mit einer bekannten Anzahl von Achsen) in jeder entsprechenden Klasse mit der gleichen Anzahl von Achsen (proportional zum Anteil der klassifizierten Fahrzeuge). Die Lkw-Anteile für 2019 sind in Abbildung 5:17 dargestellt.

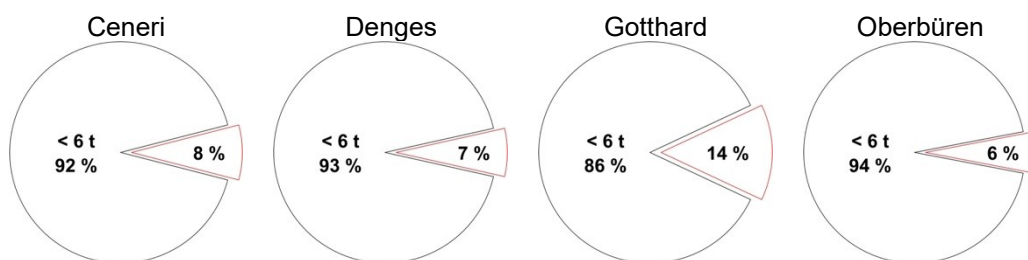


Abbildung 5:17 Lkw-Anteile (40-t-Verkehr) an 4 WIM-Stationen für das Jahr 2019

Der Schwerverkehrsanteil für Denges wurde im Vergleich zu den Simulationen des Jahres 2003 unverändert belassen, da die Konfiguration der WIM-Station in Verbindung mit der PUN eine Schätzung der Gesamtzahl der Schwerlastfahrzeuge erschwert. Der Gotthard hingegen hat aufgrund des Rückgangs in den letzten Jahren eine Schwerlastquote von 14 % im Jahr 2019, wie in Abbildung 4:12 dargestellt.

Die Lkw-Verteilungen auf die Fahrstreifen für jede Station sind in Abbildung 5:18 dargestellt, die auch die Anordnung der Fahrstreifen für jede Station zeigt. Fahrstreifen, die nicht mit WIM-Sensoren ausgestattet sind, werden durch leichte Fahrzeuge dargestellt, und es werden keine Daten aufgezeichnet, um den Lkw-Anteil für diese Fahrspuren bestimmen zu können. Die LKWs sind am Gotthard gleichmäßig auf beide Richtungen verteilt. In Denges werden die Schwerverkehrs-Anteile dadurch verzerrt, dass die PUN nur zu Hauptverkehrszeiten geöffnet ist. Für Ceneri und Oberbüren können zwei wichtige Beobachtungen gemacht werden. Die erste ist, dass bei der zweistreifigen Konfiguration die LKWs die meiste Zeit (ca. 98 %) auf dem Normalstreifen bleiben. In der dreistreifigen Konfiguration hingegen benutzen die LKWs vermehrt den zweiten Fahrstreifen (fast 24 %). Diese Beobachtungen ähneln den Parametern, die in den Simulationen von [11] verwendet wurden, wo für die zweistreifigen Szenarien eine Verteilung von 96-4% als Referenz verwendet wurde. Generell gilt: Je homogener die Verteilung der Lkw auf die Fahrstreifen, desto größer sind die Einwirkungsgrößen des Verkehrs, auch wenn dies nicht bei allen Arten von Einflusslinien der Fall ist. Die vorliegende Studie orientiert sich an den beobachteten Verteilungen und gelangt so zu den in Tabelle 5:11 dargestellten Verteilungen. Die Fahrstreifen mit viel Schwerverkehr (Normalstreifen) werden als **H (Heavy)**, und Überholstreifen mit überwiegend Personenwagen-Verkehr als **L (Light)** bezeichnet. Nicht beobachtete Situationen werden korrigiert, indem davon ausgegangen wird, dass PUN-Streifen von Lkw-Fahrern nicht so schnell akzeptiert werden wie die regulären, am weitesten links liegenden Spuren, die aber keine PUN sind.

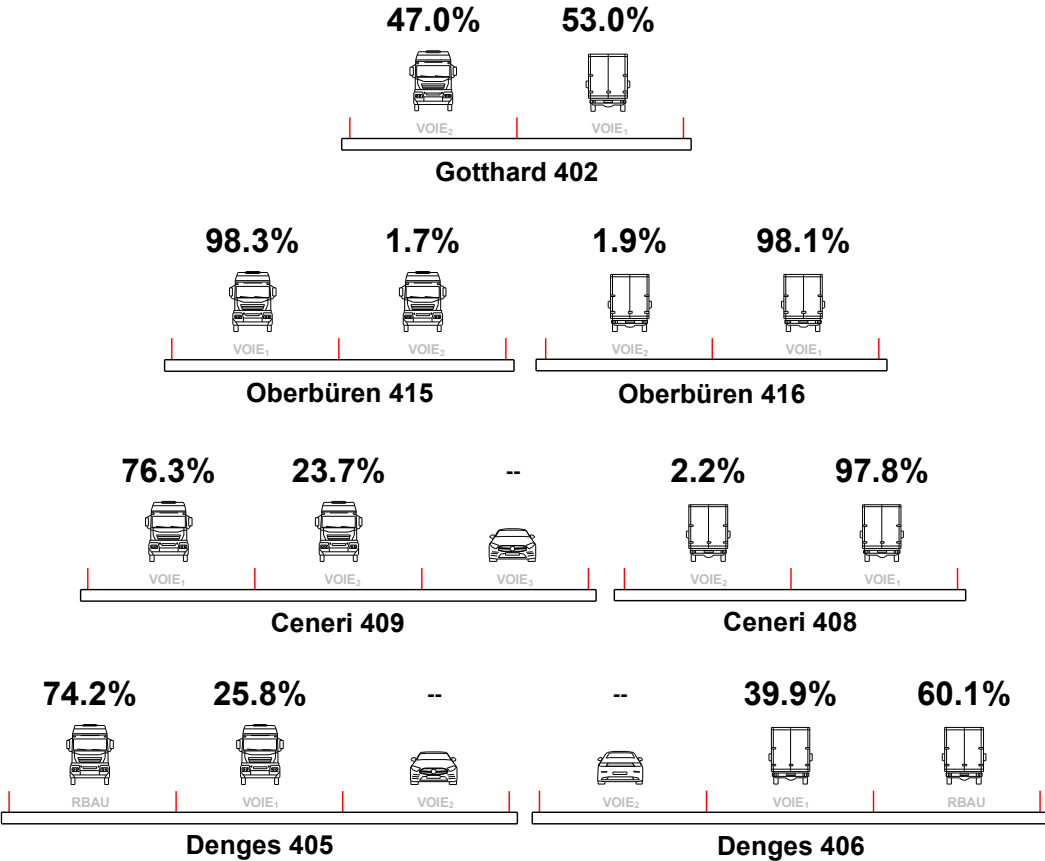


Abbildung 5:18 Verteilung der LKWs an den 4 WIM-Stationen für das Jahr 2019

*Tabelle 5:11 Verteilung der LKWs auf den untersuchten Straßen in %, Schwerverkehrsstreifen H (Heavy), Überholstreifen L (Light)*

| Strassen-<br>typ       | 2 Fahrstreifen |                   | 3 Fahrstreifen   |                    | 4 Fahrstreifen       |                         |
|------------------------|----------------|-------------------|------------------|--------------------|----------------------|-------------------------|
|                        | Verteilung     | Nummerie-<br>rung | Verteilung       | Nummerie-<br>rung  | Verteilung           | Nummerie-<br>rung       |
| Gegen-<br>verkehr      | 50-50 [12]     | L1H, L1H          | 48-2-50 [112]    | L1H, L2L, L1H      | 48-2-2-48 [1122]     | L1H, L2L, L1H, L2L      |
| Richtungs-<br>getrennt | 96-4 [11]      | L1H, L2L          | 75-25-0 [111]    | L1H, L2L, L3L      | 55-43-2-0 [1111]     | L1H, L2L, L3L, L4L      |
| PUN                    | 60-40-0 [111]  | L1H, L2H, L3L     | 50-45-5-0 [1111] | L1H, L2H, L3L, L4L | 45-43-10-2-0 [11111] | L1H, L2H, L3L, L4L, L5L |

5.1.2 Markovs Wahrscheinlichkeitsgesetz des Übergangs

Eine sich selbständig ergebende Gruppierung von LKWs wurde bei der Untersuchung des Platoonings für das AGB 2017/004 [17] beobachtet. Diese sich selbständig ergebenden Gruppierungen schaffen Situationen, die entscheidender sind als die Alternative einer rein zufälligen Verteilung und müssen daher mithilfe von Markov-Übergangswahrscheinlichkeiten modelliert werden. In der Platooning-Studie wurde ein „Clusterfaktor“ für die sich selbständig ergebenden Gruppierungen von 1,46 für den stockenden Verkehr aus WIM-Beobachtungen und Zählstationen verwendet. Mit dem Markov-Prozess und einem Gruppierungsfaktor von 1,46 steigt die Wahrscheinlichkeit, dass ein Lkw einem anderen folgt, auf 14,6 % (und die anderen Übergangswahrscheinlichkeiten werden entsprechend angepasst, z. B. beträgt die Wahrscheinlichkeit, dass ein leichtes Fahrzeug einem Lkw folgt, dann 85,4 % statt der erwarteten 90 % in der Nicht-Markov-Situation). Die Reihenfolge von Pkw und Lkw in jedem Fahrstreifen wird mit diesen Markov-Übergangswahrscheinlichkeiten (die alle aus dem Lkw-Anteil an einer bestimmten Stelle und dem Gruppierungsfaktor von 1,46 ermittelt wurden) für die gesamte Fahrzeugfolge in einer Simulation festgelegt.

### 5.1.3 Sequenzgenerierung: Klassen von schweren Fahrzeugen

Der nächste Schritt besteht darin, jedem Lkw eine Klasse zuzuweisen. Die jedem Standort entsprechende Klassifizierung ist in Abbildung 5:19 dargestellt. Die Klasse eines Lkw wird zufällig auf der Grundlage der beobachteten Anteile jeder Klasse von Schwerfahrzeugen im Verkehr zugewiesen, ohne Berücksichtigung der nicht klassifizierten Fahrzeuge (im Gegensatz zu früheren Arbeiten, bei denen die nicht klassifizierten Fahrzeuge auf der Grundlage der Anzahl der Achsen der nicht klassifizierten Fahrzeuge in die nächstgelegenen Kategorien eingeteilt wurden). Es ist zu beachten, dass Sonderfahrzeuge in dieser Abbildung in „No class“ enthalten sind und auch, dass die Auswirkungen dieser veränderten Annahme untersucht werden, indem die Ergebnisse der Gruppierungen Class+ und All verglichen werden.

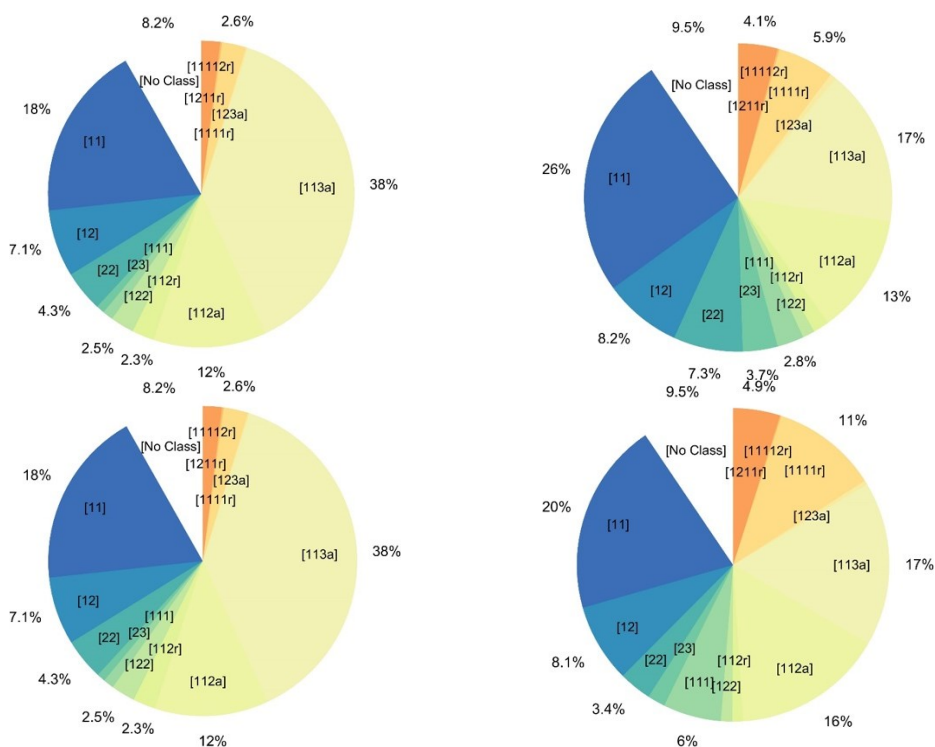


Abbildung 5:19 Klassifizierung der LKWs an 4 WIM-Stationen für das Jahr 2019

(Anmerkung: No class = nicht klassiert)

#### 5.1.4 Sequenzgenerierung: Gewichte von Fahrzeugen und Achsen & Achs-Schemeln

Nachdem ein Schwerfahrzeug einer Klasse zugeordnet wurde, wird ihm ein Gewicht auf der Grundlage eines für diese Klasse angepassten Histogramms zugewiesen. Dies gilt sowohl für schwere Lkw als auch für Sonderfahrzeuge. Dieses Gewicht wird dann probabilistisch jeder Achse des Schwerfahrzeugs und anschließend deterministisch nach Achsen innerhalb der Achs-Schemel zugewiesen. Dieser Prozess lässt sich am besten anhand eines Beispiels veranschaulichen, das unten in Abbildung 5:20 mit dem Histogramm der Schwerfahrzeugklasse 112r in Oberbüren für das Jahr 2019 dargestellt ist. Die Anpassung wurde mit zwei Normalverteilungen durchgeführt (dies ist eine leichte Abweichung von der Verwendung von Beta-Verteilungen im Rahmen der Studie [11], in der Beta-Verteilungen verwendet wurden). Es ist auch möglich, direkt aus dem empirischen Histogramm zu sampeln, aber in diesem Fall würden keine Gewichte gesampelt, die größer als das Maximum des Beobachtungszeitraums sind. Die Verwendung einer angepassten Kurve führt aufgrund des Endes der Extremgewichte (auf der rechten Seite der Verteilungskurve) zu größeren Werten.

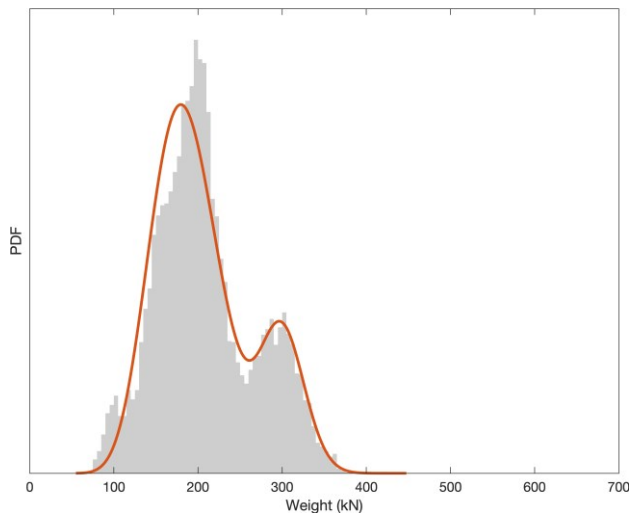


Abbildung 5:20 Histogramm der Gesamtgewichte der Klasse 112r in Oberbüren für das Jahr 2019.

Das einem bestimmten Schwerlastkraftwagen zugewiesene Gesamtgewicht wird dann mithilfe linearer Korrelationen probabilistisch auf alle Achsen-Achsschemel verteilt. Das Schwerfahrzeug 112r hat drei Achsen (die einzelne Antriebsachse, eine zweite Achse und eine Tandemachse hinten). Im ersten Schritt wird der Achse 2 ein Gewicht zugewiesen, wobei die beobachteten Korrelationen zwischen dieser Achse und dem Gesamtgewicht verwendet werden. Anschließend wird die Korrelation zwischen dem verbleibenden Gewicht und dem Gewicht der Tandemachse hinten verwendet, um ihr Gewicht festzulegen (das dann zu gleichen Teilen auf die beiden Achsen aufgeteilt wird). Schließlich wird das verbleibende Gewicht der Antriebsachse vorne zugewiesen.

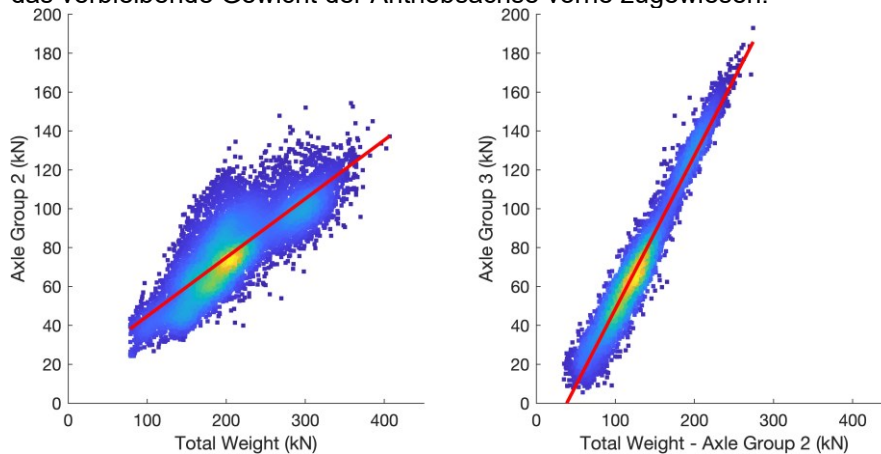


Abbildung 5:21 Lineare Korrelationen zwischen dem Gesamtgewicht und dem Gewicht der Achse 2 für die Klasse 112r in Oberbüren, 2019

### 5.1.5 Sequenzgenerierung: Abstände zwischen Achsen und Fahrzeugen

Der Abstand zwischen jeder Achse resp. Achs-Schemel eines Fahrzeugs wird auf der Grundlage der beobachteten Wahrscheinlichkeitsverteilungen für jeden Klassentyp zugewiesen. Wenn wir mit dem Beispiel des Fahrzeugtyps 112r in Oberbüren fortfahren, zeigt Abbildung 5:22 die Abstände zwischen den Achsen. Es ist zu beachten, dass die Abstände zwischen den Achsen 3 und 4 nicht angegeben sind, da die Abstände innerhalb einer Achse deterministisch zugewiesen werden (normalerweise 1,3 m zwischen jeder Achse).

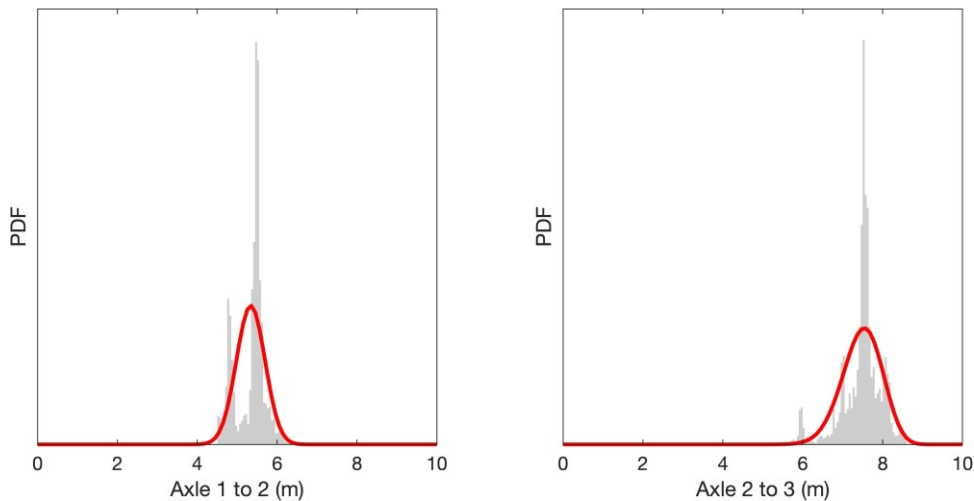


Abbildung 5:22 Achsabstände („axle 3“ entspricht der ersten Achse der Tandemachse) für 112r in Oberbüren, 2019

Koshini [23] zeigt, dass der Abstand zwischen stehenden Fahrzeugen (von Stoßstange zu Stoßstange) durch eine Betaverteilung modelliert werden kann, mit einer einzigen Kurve für jede Kombination aus Lkw und leichtem Fahrzeug, die einander folgen. Diese Kurven und die zugehörigen Parameter sind in Abbildung 5:23 dargestellt. Die Parameter können in Tabellenform in [11] oder, wie sie in der vorherigen Arbeit verwendet wurden, in AGB 2002/005 [2]. eingesehen werden. Der Mindestabstand  $d$  zwischen den Fahrzeugen beträgt 0,1 m und der Maximalabstand 15 m. Die Annahme eines ruhenden Verkehrs anstelle eines Staus ist eine konservative Annahme. Dies kann nicht durch WIM-Daten bestätigt werden (die unterhalb von ca. 20 km/h nicht gut funktionieren und dann aufhören, Messungen zu sammeln), aber die Erfahrung der Autoren ist, dass die Simulation von Stauvolumina mit Fahrzeugabständen entsprechend dem ruhenden Verkehr, also mit weniger Abstand zwischen den Fahrzeugen, konservativ ist.

Die Abstände zwischen Fahrzeugen bei fließendem Verkehr können in derselben Quelle gefunden werden. Diese Abstände hängen nicht von der Art des Fahrzeugs ab, ob es sich um ein schweres oder leichtes Fahrzeug handelt.

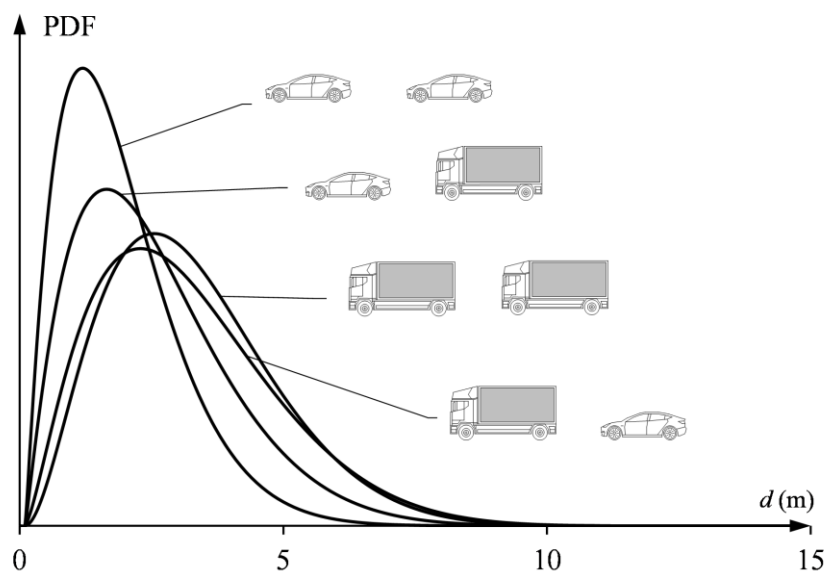


Abbildung 5:23 Abstände zwischen stehenden Fahrzeugen nach Koshini [23]

## 5.2 WIM-generierter Verkehr

Der direkt aus WIM-Daten generierte Verkehr ist eine Methode, die aus der Erkenntnis entstand, dass zu viele Annahmen notwendig sind, um den Verkehr korrekt zu simulieren, wobei die Auswirkungen dieser Annahmen größtenteils nicht quantifiziert werden. Um dieses Problem zu umgehen, werden die Zeitstempel der Fahrzeugüberfahrten verwendet, um den vom WIM aufgezeichneten Verkehr räumlich zu rekonstruieren, und dieser Verkehr wird direkt zur Bestimmung der Auswirkungen der Höchstbelastung herangezogen. Dieser Verkehrsfluss kann flüssig, überlastet oder im Stillstand in einen Stau geraten sein (schwere Staus werden jedoch aufgrund der Beschränkungen des WIM nicht berücksichtigt). Somit ist die WIM-Methode für generierten Verkehr keine Simulationsmethode, sondern vielmehr ein deterministisches Modell. Sie setzt noch einige Annahmen voraus, die in den folgenden Abschnitten diskutiert werden, aber die meisten dieser Annahmen können überprüft werden.

Ein Beispiel, das den Wert des WIM-Generators veranschaulicht, ist die Korrelation von Fahrzeugüberfahrt-Zeiten in einem und zwischen zwei Fahrstreifen. Die Simulationen des AGB 2002/005 [2] gingen von einer zufälligen Verteilung der Pkw unter den Lkw aus. Lkw folgen mit größerer Wahrscheinlichkeit anderen Lkw, als man einfach vom Lkw-Anteil erwarten würde (siehe 5.1.2), und die generierte WIM-Methode berücksichtigt dies implizit, indem sie die Korrelation der Lkw-Überfahrzeiten nach Lkw-Typ zwischen und innerhalb eines Fahrstreifens einbezieht. Ein Nachteil der Methode des WIM-generierten Verkehrs ist, dass es keine Möglichkeit gibt, die Konfiguration der Fahrstreifen zu ändern; nur die Konfiguration der Fahrstreifen an den WIM-Stationen selbst kann untersucht werden. Um das Vertrauen in die Ergebnisse zu erhöhen, stützt sich dieses Projekt auf eine Kombination von Methoden, die die traditionelle Simulation und die in diesem Abschnitt beschriebene WIM-generierte Methode umfasst. Staus werden nur mithilfe des traditionellen Simulationsmodells simuliert. Es wurde versucht, sie im Rahmen der WIM-generierten Methode zu simulieren, indem der Abstand zwischen den Fahrzeugen entfernt wurde, wie es bei einem plötzlichen Halt an einer WIM-Station der Fall wäre; die Ergebnisse wurden jedoch nicht als realistisch und überzeugend genug erachtet, um beibehalten zu werden.

### 5.2.1 Rekonstruktion des Verkehrs aus WIM

Wenn WIM-Daten mit einem ausreichend genauen Zeitstempel und einer Geschwindigkeitsschätzung für jedes vorbeifahrende Fahrzeug vorliegen, kann der Verkehr in der räumlichen Dimension mithilfe dieser Überfahrzeiten und -geschwindigkeiten der Fahrzeuge rekonstruiert werden. Wenn man sich vorstellt, dass sich am Standort der WIM-Messstation eine Brücke befindet, können Schätzungen der Auswirkungen der Brückenbelastung auf den Verkehr berechnet werden. Diese Methode wurde in der Studie zur Schätzung des Mehrfachpräsenz factors für die Lkw-Belastung von Straßenbrücken mithilfe von WIM in den USA verwendet. In dieser Studie wurden WIM-Daten mit einem auf 0,01 s genauen Zeitstempel verwendet, was bei einer Geschwindigkeit von 113 km/h eine Genauigkeit von 0,3 m ergibt, und man entschied sich aufgrund der 10x größeren Unsicherheit gegen die Verwendung des viel umfangreicheren Datensatzes von auf 1 s genauen WIM-Daten. Die Methode wurde in ähnlicher Weise von van der Spuy, Lenner, de Wet, & Caprani [28] unter Verwendung südafrikanischer WIM-Daten im Jahr 2019 angewandt. Wenn angenommen wird, dass an der Stelle der WIM-Station eine Brückenkonstruktion existiert, können die Auswirkungen von Einwirkungen berechnet werden, was implizit beinhaltet, dass Fahrzeuge auf so vielen Fahrstreifen vorhanden sind, wie mit WIM ausgestattet sind. Dies ist ein Fortschritt bei der Berechnung von Mehrfachanwesenheitsfaktoren, da viele Annahmen eliminiert werden und alle Korrelationen zwischen Fahrzeugen einbezogen werden, ohne dass eine Simulation erforderlich ist.

Der rekonstruierte Verkehr ist immer eine Schätzung, da die korrekte Umrechnung zwischen Zeit- und Raumbereich Zeit-Raum-Diagramme und eine kontinuierliche Geschwindigkeitsüberwachung voraussetzt. Die momentane Geschwindigkeit ist aber nur an einer Stelle bekannt, sodass angenommen werden muss, dass die Geschwindigkeiten der Fahrzeuge konstant sind und die Abstände zwischen den Fahrzeugen nicht größer werden. Dieses Problem wird verstärkt, wenn es nur sehr wenige Fahrzeug-Überfahrten gibt, weil die Zeitdifferenz und damit auch die Distanzdifferenz groß ist. Eine Minute zwischen zwei

Fahrzeugüberfahrten führt unter der Annahme, dass die Fahrzeuge mit 80 km/h fahren, zu einem Abstand von 1,33 km. Eine Änderung der relativen Geschwindigkeit zwischen den Fahrzeugen um nur wenige km/h kann bei dieser Schätzung zu einem Unterschied von fast 100 m führen. Positiv für die Verwendung vom rekonstruierten WIM-Verkehr für Brücken ist jedoch, dass die meisten Brücken recht kurz sind. Große Abweichungen werden bei der Berechnung der Maximallasten ignoriert.

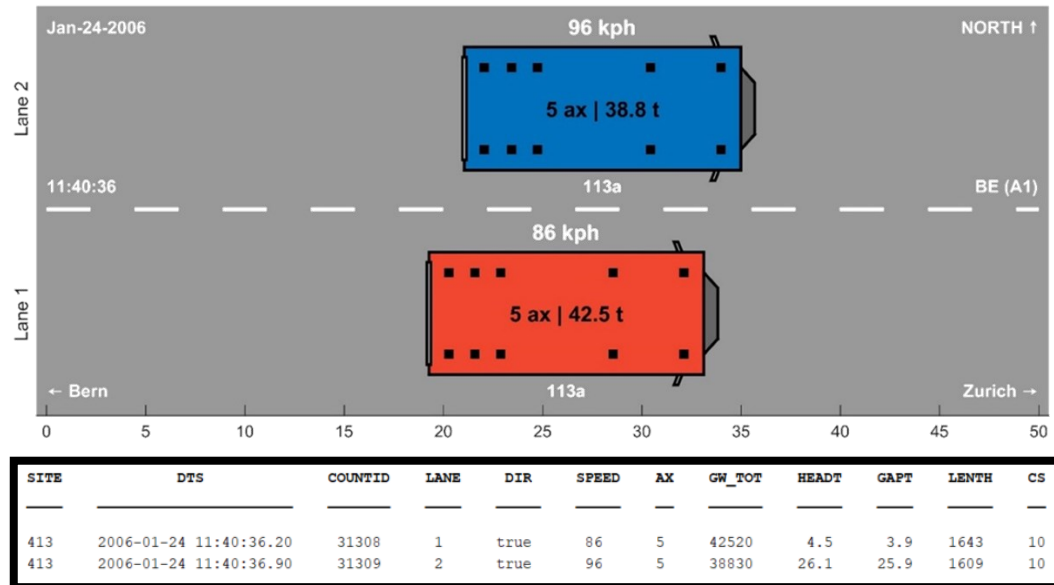


Abbildung 5:24 Beispiel für eine spezielle WIM-Rekonstruktion (Standort Mattstetten Station 413)

Wichtiger sind die kleinen Lücken. Einige Szenarien führen dazu, dass Fahrzeuge aus dem Verkehrsfluss entfernt werden. Dies kommt sehr selten vor, sollte aber dennoch erwähnt werden. Wenn zwei Fahrzeuge schnell hintereinander auf demselben Fahrstreifen ankommen, kann die Rekonstruktion dazu führen, dass sie sich überschneiden. Das kann daran liegen, dass das erste Fahrzeug während der WIM-Aufnahme beschleunigt und das zweite abgebremst, wodurch die Fahrzeuge in der Realität ihren Abstand zueinander auf eine Weise einhalten, die mit ihren momentanen Geschwindigkeiten nicht rekonstruiert werden kann.

Die relevantesten Szenarien für Maximallast-Ereignisse auf Brücken beinhalten jedoch in der Regel nebeneinander stehende, schwere Fahrzeuge (beide nahe der Ordinate der maximalen Einflusslinie). Dieses Verhalten wird im rekonstruierten WIM gut dargestellt. Wenn zwei schwere Fahrzeuge sehr ähnliche Zeitstempel aufweisen, werden sie nebeneinander rekonstruiert, und die einzige Unsicherheit bezüglich ihres Standorts besteht im Zeitstempelintervall. In der Schweiz zeichnen WIM-Stationen Zeitstempel auf 0,1 s-Ebene auf, aber die Daten einiger Stationen (alle, die früher für LSVA-Zwecke verwendet wurden, siehe Tabelle 3:3 für Stationen, die leichte Fahrzeuge einbeziehen) werden nur auf 1 s-Genauigkeit aufgezeichnet. Im ersten Fall ist die Fahrzeugpositionierung auf  $\pm 1,11$  m genau (ohne Berücksichtigung der Auswirkungen von Geschwindigkeitsänderungen der Fahrzeuge), im zweiten Fall auf  $\pm 11,1$  m (unter der Annahme, dass das Fahrzeug mit 80 km/h fährt). Aufgrund dieser Rundung werden mehr Fahrzeuge aufgrund von Überschneidungen entfernt, wenn WIM-Daten mit Zeitstempeln von 1 s verwendet werden. Es ist wichtig zu beachten, dass die LSVA-Daten zwar ein ungünstiges Zeitstempelverhältnis haben, aber wertvoll sind, weil sie leichte Fahrzeuge enthalten und daher eine unabhängige Überprüfung der Anteile der Klassen für leichte und schwere Fahrzeuge ermöglichen.

## 5.2.2 Konfiguration der Fahrstreifen mit WIM

Wenn die Auswirkungen von WIM-generierten Verkehrsbelastungen direkt bestimmt werden, gelten die Ergebnisse nur für die Fahrbahnkonfiguration an der WIM-Station (eine parametrische Analyse, wie sie bei Verkehr aus Simulationen möglich ist, ist nicht möglich).



Die zahlreichen WIM-Stationen in der Schweiz können nach ihren jeweiligen Straßenbreiten und Fahrbahnkonfigurationen unterteilt werden, wie in Tabelle 5:12 dargestellt. Die meisten Stationen befinden sich mit wenigen Ausnahmen auf zweistreifigen, richtungsgetrennten Autobahnen. Gotthard (402), Simplon (441) und San Bernardino (423) liegen alle auf zweispurigen Gegenverkehrs-Strecken. Denges (405, 406) ist der einzige Ort, an dem WIM-Sensoren in jeder Richtung auf den neu umgenutzten Pannestreifen installiert sind, Fahrstreifen, die nur während der Hauptverkehrszeiten geöffnet sind. Auf den dritten Fahrstreifen, Überholstreifen mit wenig Schwerverkehr (nur für LKW erlaubt, wenn die PUN nicht in Betrieb ist), sind keine WIM-Sensoren installiert. Es gibt nur einen Ort (mit 2 Stationen, 1 pro Richtung), an dem 3 Fahrstreifen ausgerüstet sind, und zwar Felsenau in Bern (419, 420), eine Autobahn mit 2x3 Fahrstreifen, wo das WIM-System jedoch nur etwa 1 Jahr lang aktiv war. Da die meisten Standorte auf richtungsgetrennten Strecken über eine WIM-Station pro Richtung verfügen, können diese Daten daher zu einem 4-streifigen Gegenverkehr (18 m Breite in Tabelle 3 unten) zusammengefasst werden.

Tabelle 5:12 Fahrbahn der Strecken bei WIM-Stationen (je dunkler die Farbe, desto mehr Stationen und Daten)

| Fahrbahnkonfiguration | 2 Fahrstreifen | 4 Fahrstreifen  |
|-----------------------|----------------|-----------------|
| Eine Fahrrichtung     | [1, 1]         | [1, 1, 1, 1]    |
| Gegenverkehr          | [1, 2]         | [1, 1, 2, 2]    |
| PUN                   | [1, 1, 1]      | [1, 1, 1, 1, 1] |

### 5.3 Modellierung von Brücken

Der Verkehr, der über eine Brücke fließt, kann als eine Reihe von beweglichen Lasten angesehen werden, die zu inneren Kräften im Tragwerk führen. Um den Wert dieser Kräfte zu bestimmen, müssen verschiedene Parameter der untersuchten Brücke definiert werden. Es müssen der Querschnittstyp (Hohlkastenbrücke, Zweiträgerbrücke...), das statische System in Längsrichtung, die Art der Schnittgrößen (Biegung oder Querkraft) und schließlich die Konfiguration des Verkehrs auf der Straße (Position der Fahrzeuge auf dem Bauwerk) bestimmt werden. Anhand des Querschnitts, des statischen Systems in Längsrichtung und der Art der Schnittgrößen werden die relevanten Einflusslinien in Längs- und Querrichtung generiert. Es handelt sich um vereinfachte Modellierungen, bei denen die Rissbildung für die Umverteilung der Kräfte, eine mögliche bessere Querverteilung durch Querträger usw. nicht berücksichtigt werden. Obwohl sie Annäherungen an die Querverteilungen darstellen, sind sie für das angestrebte Ziel korrekt, da die elastisch-linearen Modelle den in der Praxis verwendeten Modellen ähnlich sind. Die Konfiguration des Verkehrs auf der Straße ermöglicht die Positionierung der beweglichen Lasten, die in Kombination mit den Einflusslinien die gewünschten inneren Kräfte ergeben. Jedes Tragwerk kann durch die Eingabe von Einflusslinien in das Programm modelliert werden.

Tabelle 5:13 Brückentypen der Schweizer Nationalstrassen [29]

| Brückentyp          | Anzahl Bauwerke | Anteil in % |
|---------------------|-----------------|-------------|
| Einfeld-Träger      | 274             | 9.4%        |
| Durchlaufträger     | 1091            | 37.3%       |
| Rahmenbrücken       | 1007            | 34.4%       |
| Plattenbalken       | 255             | 8.7%        |
| Sprengwerk-Brücken  | 212             | 7.2%        |
| Bogenbrücken        | 27              | 0.9%        |
| Übrige Brückentypen | 62              | 2.1%        |

Die Arten von Tragsystemen, Querschnitten und Spannweiten decken die große Mehrheit der Bauwerke ab, die in der Schweiz und insbesondere auf Nationalstrassen vorhanden



sind und noch gebaut werden. Die aktuell vorhandenen Brückentypen im Schweizer Nationalstrassennetz sind in der folgenden Tabelle aufgeführt.

Bauwerkstypen mit den geringsten Prozentsätzen, wie Sprengwerk-, Bogen- oder andere Brücken (z. B. Fahrbahnplatten von Schrägseilbrücken), werden nicht behandelt. Fälle, die nicht den vorgeschlagenen statischen Systemen entsprechen, sollten, wenn möglich, analog betrachtet werden und ansonsten Gegenstand besonderer Untersuchungen sein.

### 5.3.1 Querschnitte

Es wurden vier Arten von Brückenquerschnitten ausgewählt, die den in der Schweiz am häufigsten vorkommenden Querschnitten entsprechen. Es handelt sich um die Querschnitte Hohlkasten, zweistegig, mehrstegig und Platte. Zu diesen Typen kommen noch die Einflüsse aus der Quertrag-Richtung (Momente und Querkräfte) in den Platten, zwischen den Trägern oder in den Kragarmen hinzu. Alle Fälle und Typen werden weiter unten beschrieben und ähneln denjenigen, die in den früheren AGB-Berichten 2002/005 [2] und 2009/005 [4] dargestellt wurden. Anhängende Dokumentationen zeigen für jeden Typ die durchgeführten Modellierungen [30], [31], [32], [33].

#### 5.3.1.1 Hohlkastenbrücken

Für Hohlkastenbrücken (Abbildung 5:25), ob aus Beton oder in Verbundbauweise (Stahl-Beton), wird angenommen, dass die seitliche Anordnung der Lasten auf der Fahrbahn keinen Einfluss auf die Verteilung des Biegemoments oder der Querkraft des Haupttragwerks in Längsrichtung hat. Die Einflusslinien sind daher unabhängig von der betrachteten Fahrbahn ähnlich.

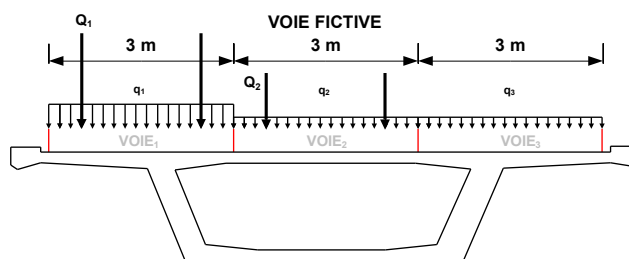


Abbildung 5:25 Hohlkastenbrücke

#### 5.3.1.2 Zweistegige Balkenbrücken

Wie bei AGB 2002/005 [2] werden vier Konfigurationen von zweistegigen Balkenbrücken berücksichtigt. Auf der einen Seite gibt es zweistegige Balkenbrücken in Verbund-Bauweise (Stahl/Beton) mit drei Konfigurationen: standard, reduziert, erweitert und auf der anderen Seite zweistegige Balkenbrücken in Beton mit einer Konfiguration: standard für Beton.

Im Gegensatz zu den oben erläuterten Kastenträgerbrücken wirkt sich die seitliche Anordnung der Lasten auf der Fahrbahn auf die Verteilung der Kräfte entlang der Längs-Träger aus. So wurde das Konzept der vereinfachten Querverteilung in AGB 2002/005 eingeführt, das es ermöglicht, in Abhängigkeit von der Anordnung der Lasten entlang der Fahrbahn den Anteil der Kräfte abzuschätzen, der von den Stegen aufgenommen wird. Um die in AGB 2002/005 [2] getroffenen Annahmen zu bestätigen, wurde eine detaillierte Studie der vereinfachten Querschnittsverteilungen durchgeführt (siehe [34] und [30]). Die Studie bestätigte die getroffenen Annahmen und die Konsistenz der dargestellten vereinfachten Querschnittsverteilungen. Die Querschnitte und die angenommenen Querschnittsverteilungen sind in Abbildung 5:26 dargestellt.

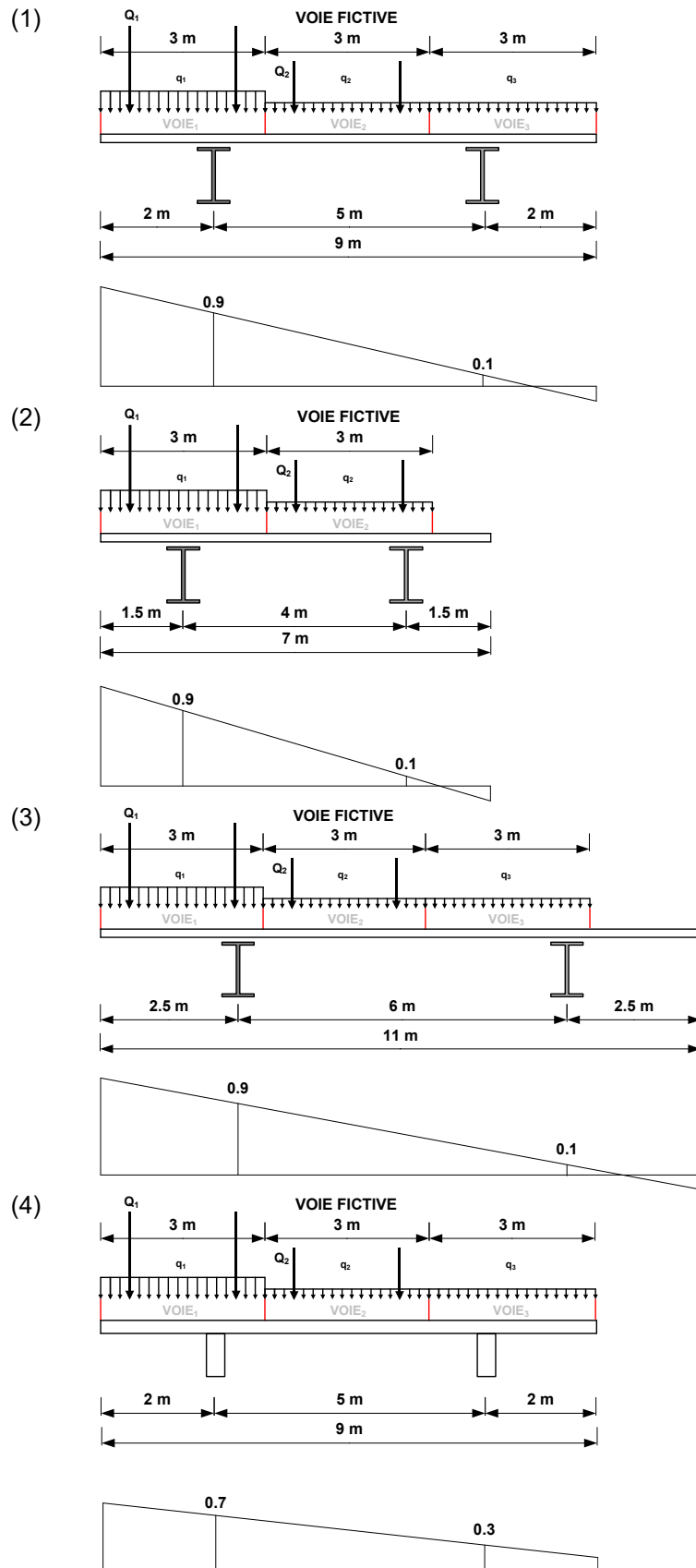


Abbildung 5:26 Konfigurationen von Zweiträgerbrücken: standard (1), reduziert (2), erweitert (3), standard für Beton (4).

### 5.3.1.3 Mehrstegige Balkenbrücken

Die in AGB 2002/005 [2] vorgeschlagenen modellierten Brückentypen werden beibehalten. Die Modelle schlagen die Untersuchung von drei verschiedenen angeordneten Trägern auf den beiden generischen Mehrträgerbrücken vor, welche in Abbildung 5:27 als Träger 1, 2 und 3 dargestellt sind. Die Träger werden mit konstanter Steifigkeit angenommen, und ihre Höhe einschließlich der Platte beträgt  $L/20$ , wobei  $L$  die maximale Spannweite der Brücke ist. Die Dicke der Platte und die Breite der Träger hängen vom Abstand  $e$  zwischen den Trägern ab. Sie werden auf  $e/10$  für die Dicke und  $e/6$  für die Breite festgelegt. Diese Mehrstegigen Balkenbrücken werden mithilfe eines Stab- und Balkenmodells berechnet.

Mit Bezug auf die Abbildung 5:28 besteht das Modell darin, die gesamte Brücke mithilfe eines Trägerrostes darzustellen. In Längsrichtung hat man breite, nebeneinander angeordnete T-förmige Balken, wobei der Steg den oben genannten einzelnen Balken 1, 2, 3, ... entspricht. Um anschließend eine Lastverteilung in Querrichtung zu erreichen, werden weitere Balken mit konstantem Abstand eingefügt. Diese Balken werden einfach abgestützt und ihre Schwerpunktschwerachse befindet sich auf derselben vertikalen Koordinate  $Z$  wie die T-Längsbalken. Ihre Funktion besteht lediglich darin, die Last zwischen den Längsträgern zu verteilen. Dieses Modell für den Grenzzustand der Tragsicherheit wurde durch den Vergleich mit einem Modell für eine Rippenplatte validiert.

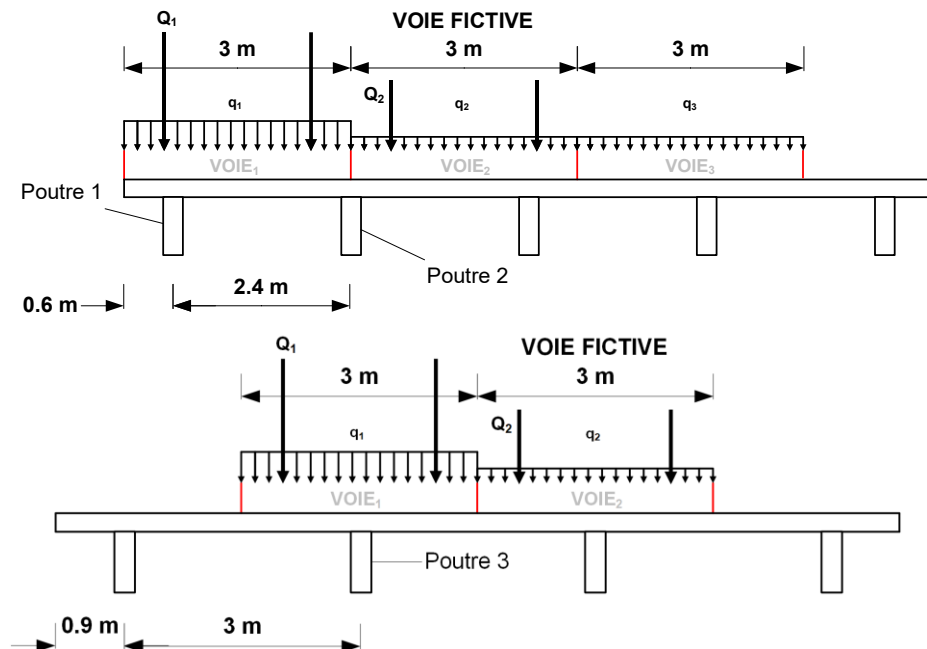


Abbildung 5:27 Mehrstegige Balkenbrücken

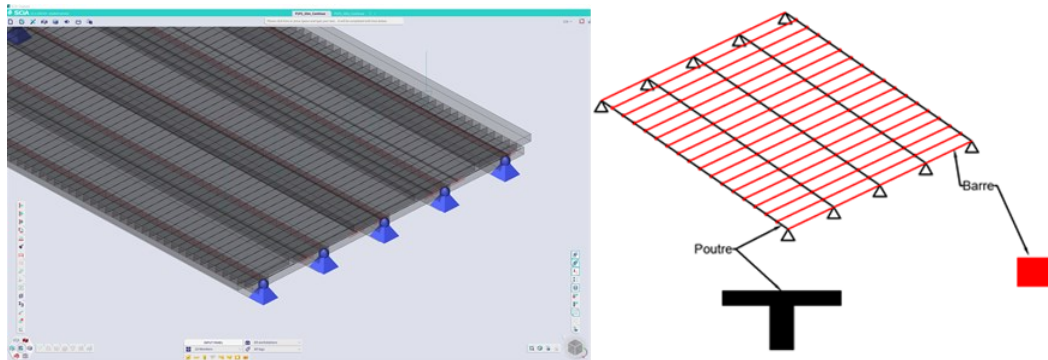


Abbildung 5:28 Modell einer mehrstegigen Balkenbrücke aus Balken und Stäben: SCIA Software (1), Schema (2)

### 5.3.1.4 Platten- und Rahmenbrücken

Für Plattenbrücken aus Beton werden die in AGB 2002/005 [2] gewählten Masse beibehalten. So wird die Dicke der Platten als  $h = L/33$  angenommen, wobei  $L$  die Spannweite der Plattenbrücke ist. Eine Finite-Elemente-Berechnung der Einflussflächen jeder untersuchten Platte ermöglicht es, das zweidimensionale Verhalten der Brücke zu berücksichtigen. Die Modellierung ist die gleiche wie bei der AGB 2002/005 [2], d. h. eine rein elastische Berechnung der Platten. Weitere Informationen zur Definition der Finite-Elemente-Modelle findet man in der Dokumentation [35]. Es werden drei Lastkonfigurationen untersucht, die zwei verschiedenen Strassentypen entsprechen, nämlich Kantonsstrassen und Nationalstrassen. Die erste Konfiguration entspricht den Plattenbrücken für Kantonsstrassen, die schmale Plattenbrücken mit einer Breite von 9 m darstellen. Die zweite Konfiguration entspricht den Plattenbrücken für Nationalstrassen, die die breiteren Plattenbrücken mit 12 m, 15 m und 18 m Breite umfassen. Die letzte Konfiguration entspricht den Plattenbrücken mit PUN, die dem vorherigen Fall entsprechen, bei denen jedoch der Seitenstreifen für den Verkehr geöffnet ist. Drei Untersuchungspunkte werden analysiert: p1, p2 und p3 (siehe Abbildungen unten).

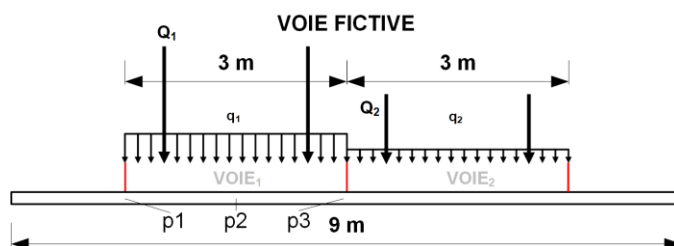


Abbildung 5:29 Plattenbrücke für Kantonsstrassen mit 9m Breite

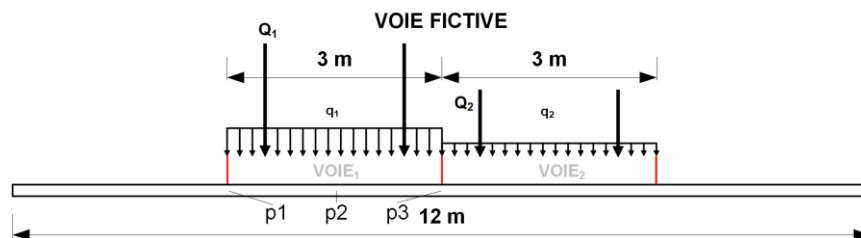


Abbildung 5:30 Plattenbrücke für Nationalstrassen mit 12m Breite

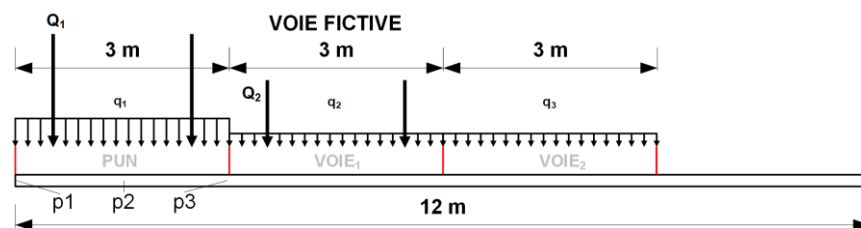


Abbildung 5:31 Plattenbrücke für Nationalstrassen mit PUN und 12m Breite

### 5.3.1.5 Fahrbahnplatten von Trägerbrücken

Darüber hinaus müssen auch die Fälle behandelt werden, in denen Fahrbahnplatten auf Brückenträgern, d. h. Kasten-, Zweiträger- und Mehrträgerbrücken, für Querkräfte in den Fahrbahnplatten nachgewiesen werden müssen. Die Ergebnisse der vorherigen Studie AGB 2009/005 [4] müssen in Bezug auf die Verkehrsentwicklung und die neuen Fahrbahnkonfigurationen bestätigt werden. Basierend auf der vorherigen Studie wird diese ergänzt und bestätigt, indem nur die folgenden Fälle untersucht werden (Abbildung 5:33):

- A-R0: Vollständig eingespannter Kragarm
- A-R2: Teilweise eingespannter Kragarm (mit 6-facher Durchbiegung gegenüber A-R0 bei gleichmässig verteilter Last)

- B-R1: Teilweise eingespannter Kragarm mit Randbalken (mit 3-facher Durchbiegung gegenüber dem vollständig eingespannten Fall mit Randbalken bei gleichmäßig verteilter Last.)
- PENC: Platte zwischen Trägern, voll eingespannt
- SENC: Teilweise eingespannte Platte zwischen Trägern (mit 4,5-facher Durchbiegung gegenüber PENC bei gleichmäßig verteilter Last).
- SMPL: Einfach gelagerte Platte zwischen Trägern

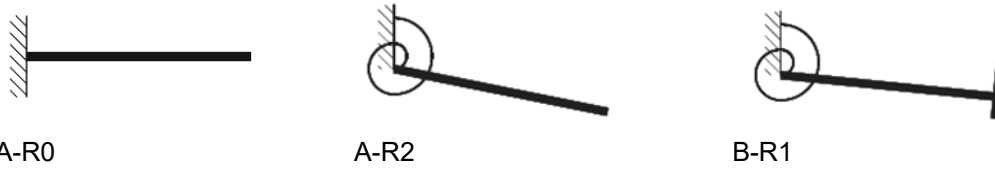


Abbildung 5:32 Skizzen der modellierten Auskragungen (für Querkkräfte)

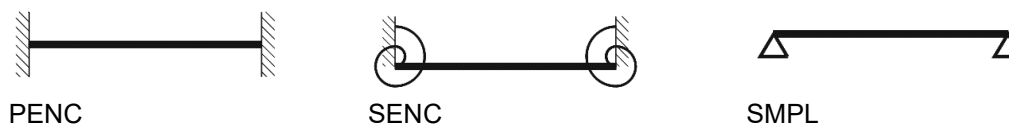


Abbildung 5:33 Skizzen der Platten zwischen modellierten Trägern (für Querkkräfte)

Die Geometrien der Platten sind dieselben, die in der vorherigen Studie AGB 2009/005 [4]. verwendet wurden. Sie sind in Abbildung 5:34 und Abbildung 5:35 unten wiedergegeben. Die untersuchten Breiten  $L$  (Querspannweiten) sind in einem der folgenden Abschnitte, 50, angegeben.

Weitere Informationen zur Lage der zulässigen Lasten und zur Definition von Finite-Elemente-Modellen sind in der Dokumentation [35] zu finden.

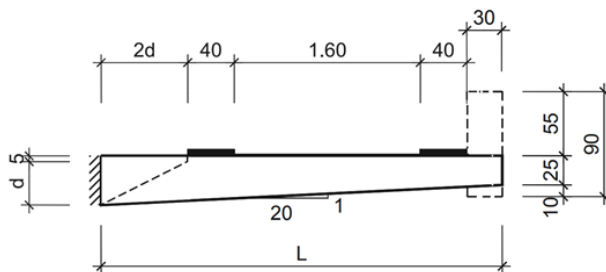


Abbildung 5:34 Typische Geometrie der modellierten Auskragungen

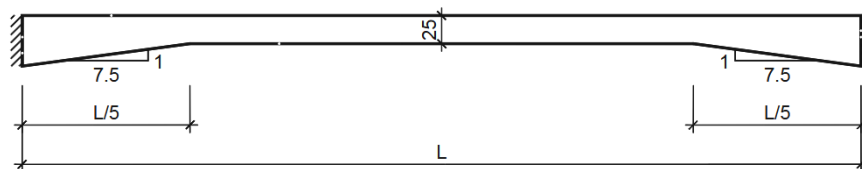


Abbildung 5:35 Typische Geometrie von Platten zwischen modellierten Trägern

### 5.3.2 Statisches System in Längsrichtung

Es ist nicht möglich, ein einziges Modell vorzuschlagen, das für alle statischen Systeme gilt. Bei der Untersuchung der häufigsten Brückentypen in der Schweiz fallen zwei Haupttypen von statischen Systemen auf. Auf der einen Seite gibt es Trägerbrückenmodelle, die für Kastenträger-, zweisstegige und mehrstegige Brücken repräsentativ sind, und auf der anderen Seite Plattenbrückenmodelle.

### 5.3.2.1 Trägerbrücken

Für Balkenbrücken werden zwei statische Systeme untersucht, ein Einfeldträger und ein Durchlaufträger auf vier Auflagern, wobei die mittlere Spannweite länger als die Randspannweiten ist, siehe Abbildung 5:36.

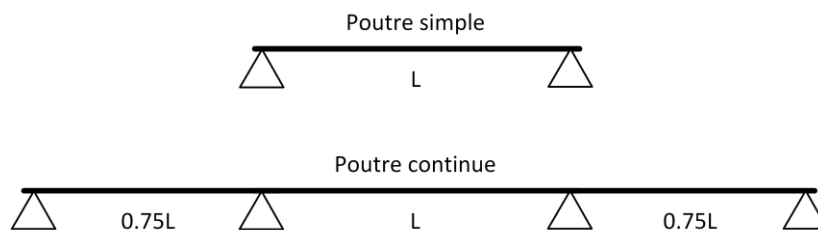


Abbildung 5:36 Statische Systeme von Trägerbrücken

### 5.3.2.2 Plattenbrücken und Rahmenbrücken

Für die Plattenbrücken wurde ein statisches System vom Typ Rahmen gewählt, siehe Abbildung 5:37. Es werden zwei Auflagerbedingungen untersucht, halbeingespannte Platte und voll eingespannte Platte. Für weitere Informationen zur Modellierung und Auswahl der Auflagerbedingungen siehe ABG 2002/005.

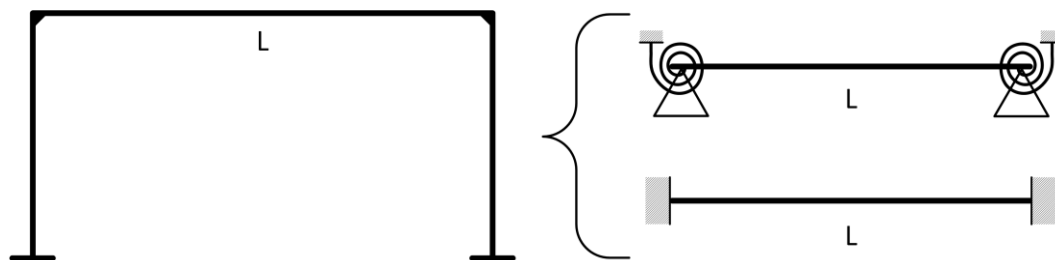


Abbildung 5:37 Statische Systeme von Plattenbrücken und Rahmenbrücken

### 5.3.2.3 Spannweiten

Die analysierten Spannweiten sind gebräuchliche Werte, die in Tabelle 5:14 für jeden Brückentyp angegeben sind.

Tabelle 5:14 Analysierte Spannweiten  $L$

| Brückentyp  | Hohlkasten | Doppelstegig | Mehrstegig | Platte |
|-------------|------------|--------------|------------|--------|
| Spannweiten | 20-80 m    | 20-80 m      | 15-35 m    | 4-30 m |

Für Fahrbahnplatten von Balkenbrücken sind die angenommenen Querschnittsbreiten in Tabelle 5:15 angegeben.

Tabelle 5:15 Breiten  $L$ , die für Fahrbahnplatten von Balkenbrücken analysiert wurden

| Plattentyp | Auskragung | Platte zwischen Trägern |
|------------|------------|-------------------------|
| Breiten    | 1-7 m      | 3-12 m                  |

### 5.3.3 Einwirkungsgrößen (Berechnung der inneren Kräfte)

In Übereinstimmung mit den verschiedenen statischen Systemen, Brückentypen und Verkehrskonfigurationen wird es möglich, die Einflusslinien der inneren Kräfte in den tragenden Elementen zu berechnen. Wie in früheren Studien und da es um den Vergleich von Einwirkungsgrößen geht, ist es zulässig, linear-elastische Modelle mit homogenem, isotropem und ungerissenem Beton zu verwenden, um die Einflusslinien zu erhalten (es sei denn, es wird ausdrücklich etwas anderes angegeben).

Die untersuchten Einwirkungsarten sind:

- Biegemoment  $M_-$  an den Auflagern (Durchlaufträger und Platte).
- Biegemoment  $M_+$  in der Mitte des Felds (einfacher Balken und Platte), der Fall des Durchlaufträgers wurde untersucht, ist aber nicht massgebend.
- Querkraft  $V$  in den Endbereichen des Mittelfelds (einfacher Balken und Platte).
- Querbiegemoment  $M_{xmid}$  in Feldmitte (Platte)
- Querbiegemoment  $M_{xedg}$  an den Auflagern (Platte).
- Querkraft bei der Einspannung/bei den Auflagern (Fahrbahnplatten)
- Querbiegemoment bei der Einspannung/bei den Auflagern (Fahrbahnplatten),
- Quermoment im Feld (Platte zwischen Trägern).

Bei Plattenbrücken werden die Berechnungen der Kräfte an den in Abbildung 5:29, Abbildung 5:30 und Abbildung 5:31 angegebenen Stellen durchgeführt.

### 5.3.4 Konfiguration der Fahrbahnen

Es gibt verschiedene Fahrbahnkonfigurationen auf einer Brücke. Diese hängen von mehreren Parametern ab, nämlich von der Anzahl, der Breite und der seitlichen Lage der Fahrstreifen, vom Strassentyp, von der Konfiguration und der Richtung des Verkehrs sowie von der Art der Richtungstrennung, wenn vorhanden. In Bezug auf den letzten Punkt wurde die Norm SIA 261 § 10.2.1.2 manchmal falsch interpretiert. Der einzige Unterschied zwischen Fällen mit fester oder mobiler Richtungstrennung besteht in der Anforderung, dass im letzteren Fall die gesamte Fläche für den Verkehr zugänglich sein muss, um die Unterteilung in fiktive Fahrstreifen mit einer eindeutigen Nummerierung vorzunehmen, wie in Abbildung 5:38 dargestellt. Dieser Begriff der einheitlichen Nummerierung für die gesamte Fahrbahn, sowohl für Fall 1 als auch für Fall 2, ist in SIA 261 nirgends zu finden. Für das Lastmodell entspricht dies der Berücksichtigung von Stausituationen mit den Koeffizienten  $\alpha$ . Normalstreifen befinden sich in einer Fahrtrichtung immer auf der rechten Seite.



Fall 1: Fahrbahn mit mobiler Richtungstrennung oder Fahrbahn mit Richtungsverkehr

Fall 2 : Fahrbahn mit permanenter Richtungstrennung

Abbildung 5:38 Unterteilung der Fahrbahn in fiktive Fahrstreifen (Verkehr, der auf uns zukommt)

Man darf auch nicht vergessen, dass sich die Konfiguration auf einer bestimmten Strasse im Laufe der Zeit oder während eines bestimmten Zeitraums ändern kann, wie z. B. bei der Verwendung von PUN (oder bei Baustellen). Da der Fall PUN immer ungünstiger ist als der Baustellenfall, wird letzterer im weiteren Verlauf dieser Dokumentation nicht mehr berücksichtigt.

Um die gewählten und untersuchten Fahrbahnkonfigurationen bestmöglich zu erklären, werden diese in den folgenden Abschnitten nach Brückentypen aufgeschlüsselt; es sei darauf hingewiesen, siehe auch Tabelle 5:11, dass sich die Nummerierung der Fahrspuren (L1, L2, ...) und der Verkehrsart auf jeder Spur (H für heavy, L für light) auf die realen Verkehrssituationen bezieht, da es die Koeffizienten  $\alpha$  sind, die die Verbindung zwischen dem auf der Fahrbahn platzierten Lastmodell und den tatsächlichen Situationen herstellen.

#### 5.3.4.1 Kastenträger-Brücken

Wie bereits erläutert, sind die Einflusslinien bei Hohlkastenbrücken unabhängig vom betrachteten Fahrstreifen ähnlich. Es wäre also möglich, sich eine unendliche Anzahl von Konfigurationen vorzustellen. Um jedoch realistische und an die verfügbaren Daten angepasste Fahrbahnkonfigurationen vorzuschlagen, wurden Hohlkastenträgerbrücken mit bis zu 4 Fahrspuren (5 Fahrspuren bei PUN) untersucht. Die gewählten Konfigurationen und Aufteilungen sind ähnlich wie in Tabelle 5:11 beschrieben.

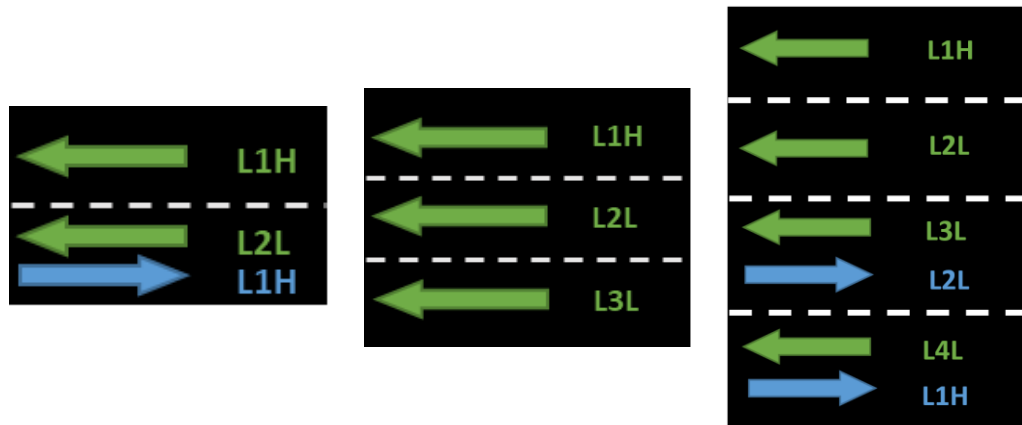


Abbildung 5:39 Untersuchte Fahrbahnkonfigurationen für Kastenträgerbrücken (Unidirektional (grün) und Bidirektional (blau))

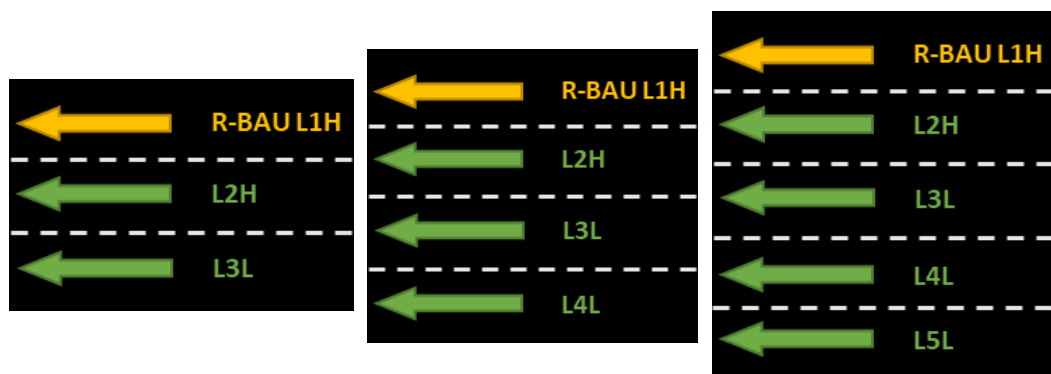


Abbildung 5:40 Untersuchte Fahrbahnkonfigurationen für Kastenträgerbrücken (PUN (gelb))

#### 5.3.4.2 Zweistegige Trägerbrücken

Bei Zweiträgerbrücken wirkt sich die Positionierung der Fahrspuren entlang der Fahrbahn auf die Verteilung der Kräfte entlang der Längsträger aus. Darüber hinaus wird die Positionierung der Lasten so gewählt, dass die Kräfte in einem der Längsträger maximiert werden. Auf diese Weise und in Übereinstimmung mit den gewählten Verteilungen und Querschnittsabmessungen wurden die Konfigurationen 4-spurig und 3-spurig + PUN nicht untersucht.

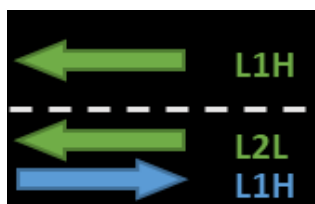


Abbildung 5:41 Fahrbahnkonfigurationen, die für zweistegige Stahl-Beton-Verbundträgerbrücken vom Typ reduziert untersucht wurden



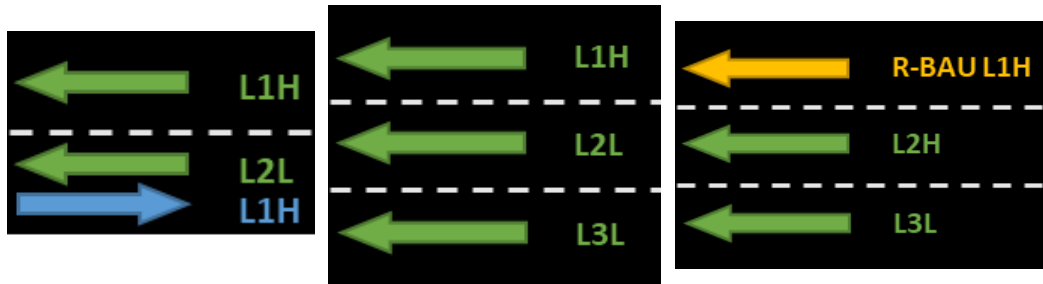


Abbildung 5:42 Fahrbahnkonfigurationen, die für zweistegige Stahl-Beton-Verbundträgerbrücken vom Typ standard, erweitert und für zweistegige Betonträgerbrücken untersucht wurden

#### 5.3.4.3 Mehrstegige Trägerbrücken

Der Fall von mehrstegigen Trägerbrücken ist dem der vorherigen Zweistegigen Trägerbrücken sehr ähnlich. Die Anordnung der Fahrbahnen hängt stark von den Querschnittsabmessungen der gewählten Querschnitte ab, aber auch von den Einflusslinien der Querkraftverteilung.

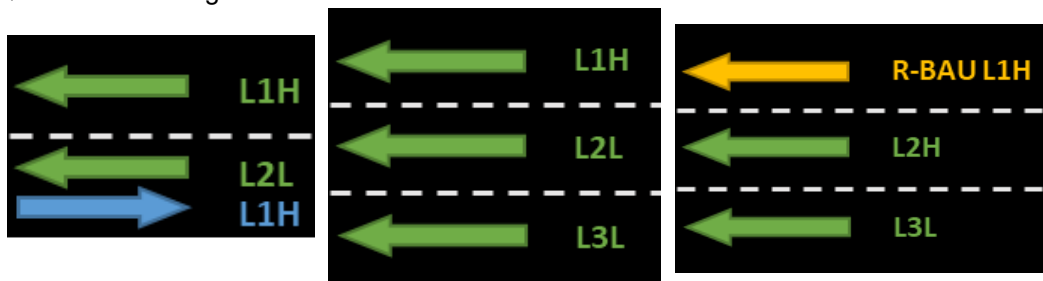


Abbildung 5:43 Untersuchte Fahrbahnkonfigurationen für die Träger P1 und P2 von mehrstegigen Trägerbrücken

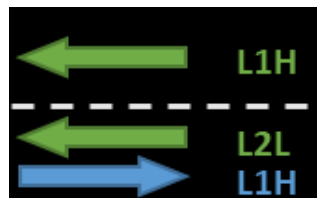


Abbildung 5:44 Untersuchte Fahrbahnkonfigurationen für den Träger P3 von mehrstegigen Trägerbrücken

#### 5.3.4.4 Plattenbrücken und Rahmenbrücken

Der Fall der Plattenbrücken weist die meisten unterschiedlichen Fahrbahnkonfigurationen auf. Das liegt daran, dass die Querverteilung der Kräfte hier komplexer ist. Sie wird mit Hilfe von Einflussflächen nach Finite-Elemente-Modellen ermittelt. Dadurch wird es schwieriger, die Fahrbahnkonfigurationen abzuschätzen, die zu den ungünstigsten Ergebnissen führen. Es soll auch erwähnt werden, dass breite Plattenbrücken von bis zu 18 Metern untersucht werden, was Fahrbahnkonfigurationen mit einer höheren Anzahl an Fahrspuren ermöglicht. Ein weiterer Punkt, der ebenfalls zu erwähnen ist, betrifft die Art der untersuchten Straßen. Es wird zwischen Kantonsstraßen (und Ortsstraßen) und Nationalstrassen (Autobahnen) unterschieden. Da Kantonsstraßen weniger breit sind als Nationalstraßen, stellen diese Fahrbahnkonfigurationen mit schmalen seitlichen Restflächen dar (Marge zwischen einer Fahrspur und der Leitplanke, einer Leitmauer oder dem Mittelstreifen). Weitere Informationen zur Auswahl von Fahrbahnkonfigurationen für Plattenbrücken finden Sie im Dokument AGB 2002/005 [2]. Hier sind abschließend die für Plattenbrücken untersuchten Fahrbahnkonfigurationen aufgeführt.

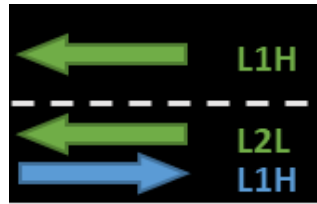


Abbildung 5:45 Untersuchte Fahrbahnkonfigurationen für Plattenbrücken auf Kantonsstrassen

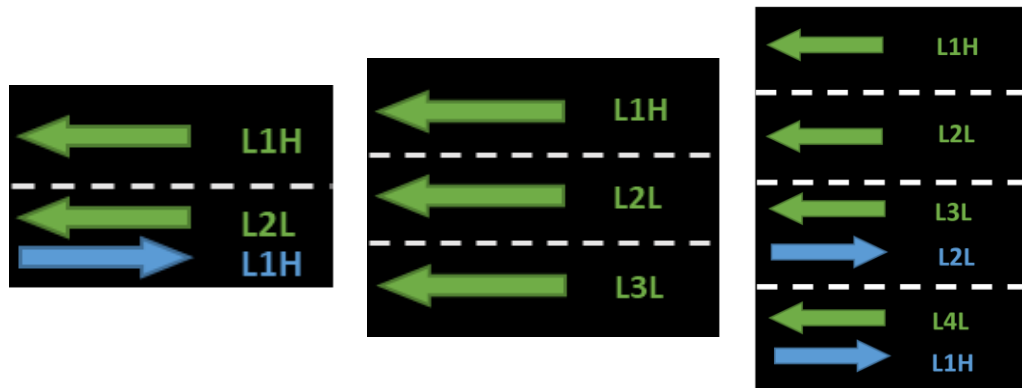


Abbildung 5:46 Untersuchte Fahrbahnkonfigurationen für Plattenbrücken auf Nationalstrassen (Richtungs- und Gegenverkehr)

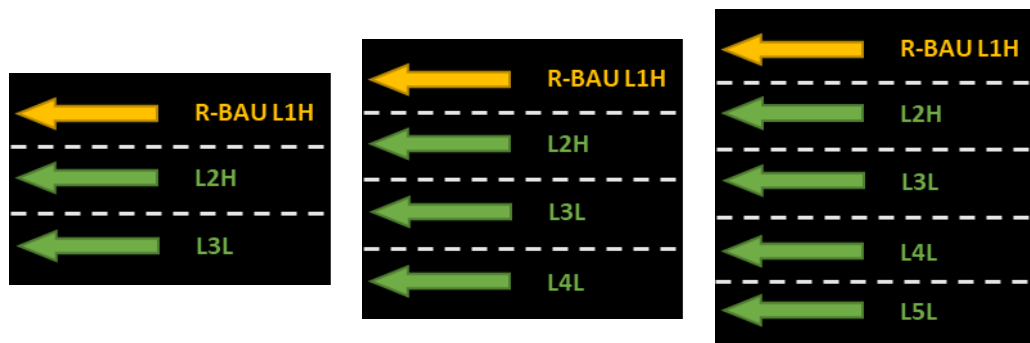


Abbildung 5:47 Untersuchte Fahrbahnkonfigurationen für Plattenbrücken auf Nationalstrassen (PUN)

Das Prinzip des Vergleichs zwischen Simulationen und der Norm besteht darin, die Untersuchungswerte der  $E_{SIM}$  - oder  $E_{WIM}$  -Einwirkungen, die für die verschiedenen zulässigen Verkehrskonfigurationen erhalten wurden, mit den nach der Norm SIA 261 berechneten Einwirkungen zu vergleichen. Letztere werden in dieser Dokumentation als  $E_{NORME}$  bezeichnet. Die Einwirkungen  $E_{NORME}$  werden berechnet, indem man die Lasten der Norm in Querrichtung gemäß Abbildung 1:1 und genauer gemäß den Schemata in Abschnitt 5.3.1 für die verschiedenen Brückentypen anordnet. In Längsrichtung werden die Lasten in die ungünstigste Position gebracht. In Querrichtung fahren die Fahrzeuge sowohl bei Simulationen als auch bei Berechnungen nach der Norm in der Mitte der definierten fiktiven Fahrstreifen. Dies weicht von der Norm ab, die verlangt, die Achslastgruppen (der Begriff Achse ist in der SIA mehrdeutig) asymmetrisch zur Achse der Fahrspuren anzuordnen, was eine vereinfachende konservative Annahme für die Bestimmung der Aktualisierungs-Beiwerte ist.

## 5.4 Berechnung der Überprüfungswerte

Bei der Berechnung des Überprüfungswerte geht man von einem Satz von Daten, Ergebnissen oder Statistiken aus, die verschiedene Zeiträume haben können, die mit jedem Wert verknüpft sind (wie die Tandemachsdaten eines Satzes von WIM-Stationen), und findet

aus den Statistiken eine Schätzung des Maximalwerts der Verkehrsbelastung über die Wiederkehrperiode. Die Wiederkehrperiode selbst wird mit Hilfe des von der Norm vorgeschriebenen Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  festgelegt; SIA 269 legt die jährlichen Werte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta_0$  in Abhängigkeit von der Effektivität der Interventionen und den Folgen eines Tragwerksversagens fest (siehe [8], Anhang B.3). Die untersuchten Werte umfassen zwei Fälle: den ungünstigsten Fall (kombiniert eine hohe Effektivität der Maßnahmen, um ein Versagen mit großen Folgen zu verhindern) mit  $\beta_0 = 4.7$ , und einen mittleren Fall mit  $\beta_0 = 4.2$ .

#### 5.4.1 Block-Maxima (Maxima pro Periode)

Die Blockmaxima-Methode ist eine einfache Technik zur Berechnung der erwarteten Extremwerte, einschließlich der Überprüfungswerte, für verschiedene Zeiträume auf der Grundlage eines gegebenen Datensatzes. Der Maximalwert einer Statistik wird für jeden Zeitraum ausgewählt, um einen neuen Datensatz zu bilden, der nur aus Maxima besteht. Bei der Analyse der Tandemachslasten kann z. B. die maximale Tandemachslast an einer WIM-Station in jedem Monat gesammelt werden. Es ist wichtig, nur Monate zu verwenden, in denen es keine signifikanten Unterbrechungen der WIM-Station gab; wenn die Station in einem Monat nur an einigen Tagen in Betrieb war, ist das ausgewählte „monatliche“ Maximum wahrscheinlich viel niedriger als die anderen im Datensatz der monatlichen Maxima und verzerrt die Ergebnisse.

Aus dem Datensatz der Blockmaxima können eine Wahrscheinlichkeitsverteilungsfunktion (PDF) und eine kumulative Wahrscheinlichkeitsverteilungsfunktion (CDF) erstellt werden, die dann zur Schätzung von Wiederkehrperioden für einen bestimmten Wert der Statistik verwendet werden können. Eine CDF kann auch von einer Blockdauer in eine andere „umgewandelt“ werden, indem sie unter der Annahme der Unabhängigkeit auf die Potenz der Dauerdifferenz erhöht wird; z.B. kann eine CDF, die mit monatlichen Blöcken erstellt wurde, mit Hilfe der folgenden Gleichung zu einer jährlichen CDF werden:

$$CDF_{ANNUEL} = [CDF_{MENSUEL}]^{12}$$

Die CDF für den beobachteten Zeitraum wird als empirische CDF oder eCDF bezeichnet. Leider ist die gewünschte Wiederkehrperiode höchstwahrscheinlich länger als der Zeitraum, für den die Daten verfügbar sind, und in diesem Fall ist die empirische CDF nicht ausreichend, sodass eine Extrapolation erforderlich ist. Diese Extrapolation wird durchgeführt, indem die beobachtete CDF an bekannte Verteilungen angepasst wird, um einen Verteilungs-Endbereich zu erhalten, der beprobt werden kann, wie wir im nächsten Abschnitt sehen werden.

#### 5.4.2 Anpassen einer Verteilung (Distribution Fitting)

Die Verteilung der Daten in einem Block Maxima muss an eine Verteilung angepasst werden, um eine Extrapolation zu ermöglichen, wenn die Beobachtungsperiode kürzer als die gewünschte Wiederkehrperiode ist. Die Wiederkehrperiode RP, die einem jährlichen Ziel-Zuverlässigkeitsindex von 4.7 mit einem Sensitivitätsfaktor von 0.70 entspricht, kann gefunden werden, indem 1 durch die jährliche Wahrscheinlichkeit der Überschreitung geteilt wird, wie in der folgenden Gleichung.

$$RP = \frac{1}{1 - \Phi(\alpha\beta)} = \frac{1}{1 - \Phi(0.7 * 4.7)} = 1996 \text{ Jahre}$$

Ähnlich verhält es sich bei einem jährlichen Ziel-Zuverlässigkeitsindex von 4,2, der eine Wiederkehrperiode von 609 Jahren ergibt. Da selbst 20 WIM-Stationen, die 20 Jahre lang kontinuierlich arbeiten, bestenfalls 400 Jahreshöchstwerte produzieren würden, was weit unter dem Wert der Wiederkehrperiode liegt, ist die Extrapolation von entscheidender Bedeutung.

Die bekannten Verteilungen, die in dieser Dokumentation verwendet werden, sind: die Normalverteilung, die Lognormalverteilung, der verallgemeinerte Extremwert- (oder gev) und

die Gumbel-Verteilung. Es wurde auch eine Lognormalverteilung mit einer stärkeren Gewichtung des Verteilungs-Endbereichs im Vergleich zum Rest der Verteilung verwendet. Die Anpassungen wurden unter Verwendung der maximalen Wahrscheinlichkeit (maximum likelihood) vorgenommen. Der wichtigste Teil des Prozesses der Verteilungsanpassung ist das Kriterium für die Auswahl der Verteilung, die am besten zu den Daten des Blockmaximums passt. Dies ist ein entscheidender Aspekt bei der Bestimmung des Untersuchungswertes jeglicher Achs- & Achsschemel-Last oder der Wirkung der Einwirkung auf die Brücke. Für dieses Projekt wird eine einzelne Verteilung, die einen der fünf Verteilungstypen verwendet, für jeden untersuchten Einwirkungseffekt oder Wert einer Achs- & Achsschemel-Last ausgewählt, basierend auf einem sorgfältigen Vergleich der empirischen Verteilungsfunktion (eCDF) mit der angepassten zentralen Verteilungsfunktion (CDF). Die Vergleiche werden für jedes Perzentil durchgeführt, vom 90. bis zum 99., dann zum 99,9. und zum 99,99. Für jede der 14 Stationen (an 8 Standorten) wurde die Verteilung mit der geringsten Summe aus eCDF und CDF nach der Methode der kleinsten Quadrate als Vergleichsbasis ausgewählt, da sie die Verteilung ist, die die Daten der jeweiligen Station am besten beschreibt. Die Qualität dieses Verfahrens wurde überprüft, indem es mit den besten Anpassungen der Q-Q-Diagramme (probability paper plots, oder Q-Q plots) verglichen wurde.

### 5.4.3 Extrapolation für den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex

Die Extrapolation auf den Ziel-Zuverlässigkeitsindex ist einfach. Zunächst wird eine Umrechnung von dem jährlichen Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  von 4.70 auf den Beobachtungszeitraum der Blockmaxima vorgenommen, entsprechend der Annahme der Unabhängigkeit der Ereignisse. Der Index von 4.70 entspricht einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $1.3 \cdot 10^{-6}$  pro Jahr; für 50 Jahre wird er daher mit 50 multipliziert, um eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $6.5 \cdot 10^{-5}$  über den Zeitraum von 50 Jahren zu erhalten. Die Rückumwandlung in einen Zuverlässigkeitsindex unter Verwendung der Umkehrung der Standardnormalverteilung ergibt 3.83, wie in Tabelle 5:16 gezeigt. Es ist zu beachten, dass die wöchentlichen und täglichen Perioden 50 Wochen pro Jahr und 250 Tage pro Jahr verwenden, um Feiertage und Wochenenden zu berücksichtigen.

*Tabelle 5:16 Ziel-Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit von der Beobachtungsperiode (der Blockmaxima)*

| Beobachtungsperiode | n (Jahre) | $\beta$ (Median) | $\beta$ (max) |
|---------------------|-----------|------------------|---------------|
| Täglich             | 1/250     | 5.31             | 5.72          |
| Wöchentlich         | 1/50      | 5.01             | 5.44          |
| Monatlich           | 1/12      | 4.73             | 5.18          |
| Jährlich            | 1         | 4.20             | 4.70          |
| Nutzungsdauer       | 50        | 3.21             | 3.83          |
| Wiederkehrperiode   |           | 609 Jahre        | 1996 Jahre    |

Die Norm SIA 269 gibt Hinweise zur Bestimmung der Überprüfungswerte für die Einwirkung und den Widerstand unter Berücksichtigung von Sensitivitätsfaktoren (oder der Bedeutung der einzelnen Variablen). Diese Faktoren können aus den Grundprinzipien der Zuverlässigkeit nach dem Hasofer-Lind-Index abgeleitet werden, indem Variablen mit Normalverteilungen angenommen werden. Dies wird mit den folgenden, an [36] angepassten Gleichungen gezeigt, wobei  $\mu$  und  $\sigma$  Mittelwert und Standardabweichung sind, und die Indizes  $R$  und  $E$  für Widerstand bzw. Wirkung stehen und wobei schließlich  $\alpha$  der oben erwähnte Sensitivitätsfaktor ist.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\alpha(\sigma_R + \sigma_E)}$$

indem man im Einsatzpunkt und damit bei Linearisierung des Problems annimmt, dass:

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} = \alpha(\sigma_R + \sigma_E)$$

Wenn das Verhältnis zwischen den Standardabweichungen 1 beträgt, erhält man  $\alpha = 0,707$ . Im Extremfall, d. h. wenn das Verhältnis 0,33 oder 3 beträgt, erhält man dann  $\alpha = 0,790$ . Die Verwendung dieses Koeffizienten ermöglicht es, den Wirkungseffekt und den Widerstand wie folgt zu trennen:

$$\begin{aligned}\mu_R - \mu_E &= \beta\alpha(\sigma_R + \sigma_E) \\ \mu_R - \alpha\beta\sigma_R + \mu_E + \alpha\beta\sigma_E\end{aligned}$$

In den letzten obigen Gleichungen haben wir zwei Ausdrücke für Einsatzpunkt auf beiden Seiten des Gleichheitszeichens; der linke Ausdruck steht für die Widerstandsseite und der rechte für die Einwirkungseffekte. Der Sensitivitätsfaktor, kombiniert mit dem Zuverlässigkeitsindex, kann zusammen mit der Normalverteilungsfunktion verwendet werden, um die Wahrscheinlichkeit der Nichtüberschreitung des Wertes der Einwirkungseffekte am Betriebspunkt und somit auch die Ausfallrate wie folgt zu finden:

$$PF = 1 - \Phi(\alpha\beta)$$

Viele Faktoren tragen sowohl zur Einwirkung als auch zum Widerstand bei, und es ist möglich, differenzierte Empfindlichkeitsfaktoren für jede dieser Komponenten zu finden (sie entsprechen den Leitkosinussen einer FORM-Zuverlässigkeitsanalyse). Die Norm SIA 269 empfiehlt,  $\alpha_E = 0.70$  für die überwiegende Einwirkung zu verwenden, was für unsere Anwendung dem Verkehr entspricht ([37], Anhang C.5).

Wenn die Einwirkung nicht normalverteilt ist, gelten die gleichen Prinzipien und die Ausfallrate kann zusammen mit der Inversen der kumulativen Verteilungsfunktion jeder angepassten Verteilung verwendet werden, um den Bemessungs-/Überprüfungswert zu finden. Dies ist der Prozess, der im folgenden Kapitel 6 verfolgt wird.

Es ist anzumerken, dass eine kleine Unstimmigkeit auftritt, wenn man die Zuverlässigkeitsindizes mit dem Sensitivitätsfaktor von 0,70 kombiniert; dies führt nicht mehr zur gleichen Wiederkehrperiode, wenn man einen anderen Beobachtungszeitraum als ein Jahr verwendet (für die Blockmaxima). Dies resultiert aus der Tatsache, dass

- der Sensitivitätsfaktor nicht mit dem Zuverlässigkeitsindex multipliziert wurde, bevor die Beobachtungszeiträume in Tabelle 5:16 in Wiederkehrperioden umgewandelt wurden.
- der Wert des Sensitivitätsfaktors, der gewöhnlich auf 0,70 festgelegt wird, ein Näherungswert ist, der aus einer Linearisierung des Zuverlässigkeitsproblems resultiert, einer Linearisierung, die in den Normen erforderlich ist, um die Teilkoeffizienten zu erhalten.

Infolgedessen und aus Gründen der Übereinstimmung mit den Normen zogen es die Autoren vor, den Sensitivitätsfaktor nicht in Abhängigkeit von der Beobachtungsperiode zu ändern, sondern stattdessen anzunehmen, dass die Variation der Wiederkehrperiode die charakteristischen Werte nur wenig beeinflusst, wie im Übrigen gezeigt wird in [9]: „Considering the limited scatter of the recorded maximum values of traffic loads, the difference between values corresponding to return periods of 1'000 or 200 years is small“ (In Anbetracht der begrenzten Streuung der aufgezeichneten Maximalwerte der Verkehrsbelastung ist der Unterschied zwischen den Werten, die den Wiederkehrperioden von 1.000 oder 200 Jahren entsprechen, gering.).

## 6 Analysen und Ergebnisse

### 6.1 Einführung

Die Serie von drei Analysen zur Bestimmung der aktualisierten konzentrierten Lasten auf den Fahrstreifen 1 und 2 sowie des aktualisierten Wertes der auf alle Fahrstreifen verteilten Last wird nun vorgestellt. Sie wurden für eine Vielzahl von Brückentypen und Fahrstreifenkonfigurationen durchgeführt, wobei der jährliche Ziel-Zuverlässigkeitsindex auf 4,2 festgelegt wurde. Die Ergebnisse für einen Index von 4,7, die, wie wir sehen werden, zu einem kleinen Anstieg der aktualisierten Alpha-Faktoren zwischen 2,2 und 7% führen, sind in Anhang III dargestellt.

### 6.2 Analyse der Tandem-Achse « Q1 »

Die erste Analyse, die im Rahmen dieses Projekts durchgeführt wird, ist die von Q1 bzw. 2Q1, den konzentrierten Radlasten, die in Form einer 1,2 m breiten Tandemachse auf Fahrstreifen 1 angeordnet sind. Tandemachsen sind in der Regel die Hinter- oder Zwischenachsen von schweren Gelenkfahrzeugen wie Typ 112a oder 122, sie können sich aber auch an der Vorderseite von Fahrzeugen wie Typ 22 oder 23 (d. h. den ersten beiden Achsen), schweren Baustellen-Lastwagen, befinden. Bei letzteren sind die Gewichte jedoch berechenbarer, da sie das Gewicht des Motors tragen, daher können sie nicht in gleicher Weise überladen werden wie der hintere Ladebereich der Fahrzeuge. Eine Gesamtbetrachtung der Wahrscheinlichkeitsdichte aller Tandemachsen würde eine typische multimodale Verteilung der Daten aufzeigen, die unterschiedliche Teilpopulationen haben. Die Methode der Blockmaxima erlaubt es jedoch, nur die Tandemachsentypen zu behalten, die das Potenzial haben, einem wöchentlichen, monatlichen, jährlichen oder auch lebenslangen Maximalwert zu entsprechen.

#### 6.2.1 Statistiken zu Tandemachsen

In Abbildung 6:48 wird die maximale Anzahl an Tandemachsen pro Tag, Woche und Jahr aus allen verfügbaren WIM-Daten der Schweiz in Form von Histogrammen dargestellt. In der anschließenden Analyse werden die Ergebnisse nach den in Abbildung 4:10 als All, Class+ und Class dargestellten Gruppierungen aufgeschlüsselt. Es wird eine Log-Normalkurve präsentiert, die den Daten gut zu entsprechen scheint, obwohl der Anpassung des Verteilkurven-Endbereichs mehr Bedeutung beigemessen wurde, wie in Abschnitt 5.4.2 erläutert wird. Mehrere Beobachtungen können gleich zu Beginn gemacht werden. Die Jahreshistogramme, die 50-mal weniger Daten enthalten als die Wochenhistogramme, streuen, und die Tageshistogramme scheinen zwei Spitzen zu haben. Dies deutet darauf hin, dass die wichtigsten Achstypen nicht jeden Tag beobachtet werden und eine tägliche Blockdauer daher nicht ausreichend ist. Das Wochenhistogramm hingegen scheint recht glatt zu sein, was durch das Q-Q-Diagramm (Q-Q probability plot) in Abbildung 6:49 verdeutlicht wird.

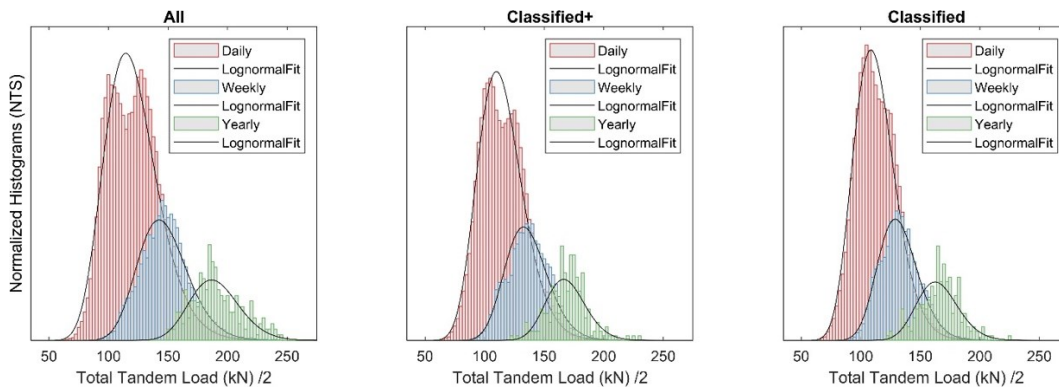


Abbildung 6:48 Histogramme und PDFs der Tandemachsen aller WIM-Stationen

Die Endbereiche der Jahresverteilungen beginnen bei etwa 200 kN (pro Achse bzw. 400 kN Gesamtgewicht für die Achse) und das gemessene Maximalgewicht für eine Tandemachse liegt bei etwa 490 kN.

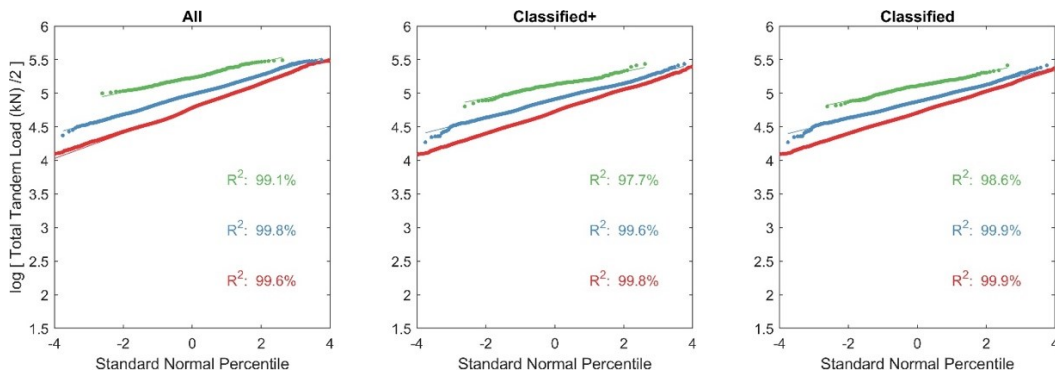


Abbildung 6:49 Q-Q-Diagramm für Tandemachsen aller WIM-Stationen (Lognormal-Anpassungen)

Das Lastmodell beinhaltet einen Achsabstand von 1,2 m, während die unten dargestellten Histogramme zeigen, dass dieser Abstand konservativ ist. Die meisten Tandemachsen haben einen Achsabstand von 1,4 m oder 1,6 m. Eine genaue Betrachtung der unten stehenden Histogramme zeigt, dass 1,2 m in der Tat ein konservativer Wert ist. Abbildung 6:50 offenbart, dass Achsen für längere Blockmaxima und damit schwerere Blockmaxima eher einen größeren Achsabstand haben.

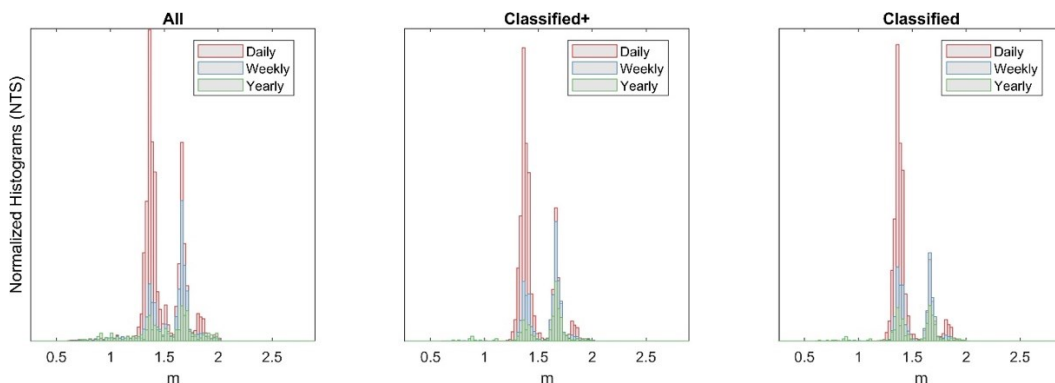


Abbildung 6:50 Histogramme der Achsabstände für Tandemachsen aller WIM-Stationen

In Abbildung 6:51 ist die Anpassung mit verschiedenen Verteilungen der Blockmaxima (wöchentlich) für Tandemachsen und die Gruppierung Class+ detailliert dargestellt. Das Q-Q-Diagramm zeigt deutlich, dass die Log-Normalkurve am besten mit den Daten übereinstimmt. Bei der Besprechung mit der ASTRA-Arbeitsgruppe wurde beschlossen, der Gruppierung Class+ die höchste Glaubwürdigkeit einzuräumen, da: 1) einerseits die Gruppierung All oft zweifelhafte Einträge enthält, 2) andererseits es genügend übergewichtige

Fahrzeuge unter dem Verkehr auf Schweizer Nationalstrassen gibt, so dass die Gruppierung Class nicht ausreicht, außer für einige spezifische Abschnitte des Netzes. Dennoch werden die Gruppierungen All und Class in dieser Dokumentation weiterhin vorgestellt, da sie immer noch Informationen liefern, die bei richtiger Interpretation wertvoll sein können. In Abbildung 6:51 ist die LognormalTF-Verteilung eine Lognormalverteilung mit angepasstem Verteilungs-Endbereich.

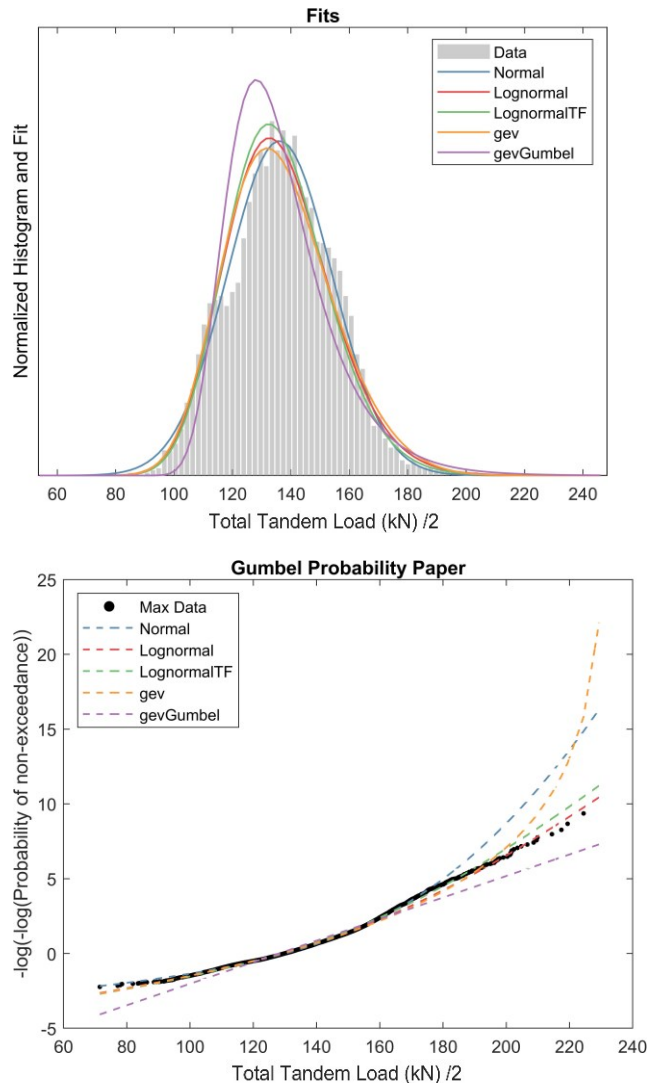


Abbildung 6:51 Anpassung mit unterschiedlichen Verteilungen der Blockmaxima (wöchentlich) für Tandemachsen und Gruppierung Klasse+.

Es lohnt sich, die Art der Fahrzeuge zu untersuchen, die für die maximalen Ereignisse verantwortlich sind (für die maximalen Tandemachsen, wie in diesem Abschnitt, aber auch für andere Einwirkungseffekte, die später vorgestellt werden). Abbildung 6:52 zeigt den Anteil jeder Klasse von Fahrzeugen, die für die Blockmaxima der Tandemachsen verantwortlich sind, für die Gruppierungen All und Class+ und für tägliche, wöchentliche und jährliche Zeiträume. Es ist zu beachten, dass Tandemachsen von dieser Analyse ausgeschlossen sind. Mehrere Trends sind deutlich erkennbar: 22er-Fahrzeuge und 60-t-Kranwagen enthalten durchweg extreme Tandemachsen, wobei 22er-Fahrzeuge für einen höheren Prozentsatz verantwortlich sind. Kranwagen mit 72 t haben den zweithöchsten Anteil, insbesondere wenn man einen längeren Zeitraum betrachtet. Diese Zahl ist so zu interpretieren, als würde die rechte Seite mehr Gewicht tragen als die linke Seite. Die Tagesmaxima sind oft nicht hoch und überschreiten möglicherweise nicht einmal die gesetzliche Grenze, während die Jahresmaxima sich denen der Lebenszeit selbst annähern. Das bedeutet, dass trotz des Verbots dieser Praxis einige Autokrane weiterhin illegal Gegengewichte auf



derselben Baustelle oder zwischen verschiedenen Baustellen transportieren. Es ist anzumerken, dass Typ 23, obwohl er sehr aggressiv ist, nicht erscheint, weil seine Hinterachse dreifach ist; für die Analyse des Mehrfachvorkommens Q2 in Abschnitt 6.3 wird die Bandmethode jedoch zwei Achsen, die Teil eines Dreifachs sind, berücksichtigen, um Statistiken über „erhöhte Tandemachsen“ zu generieren.

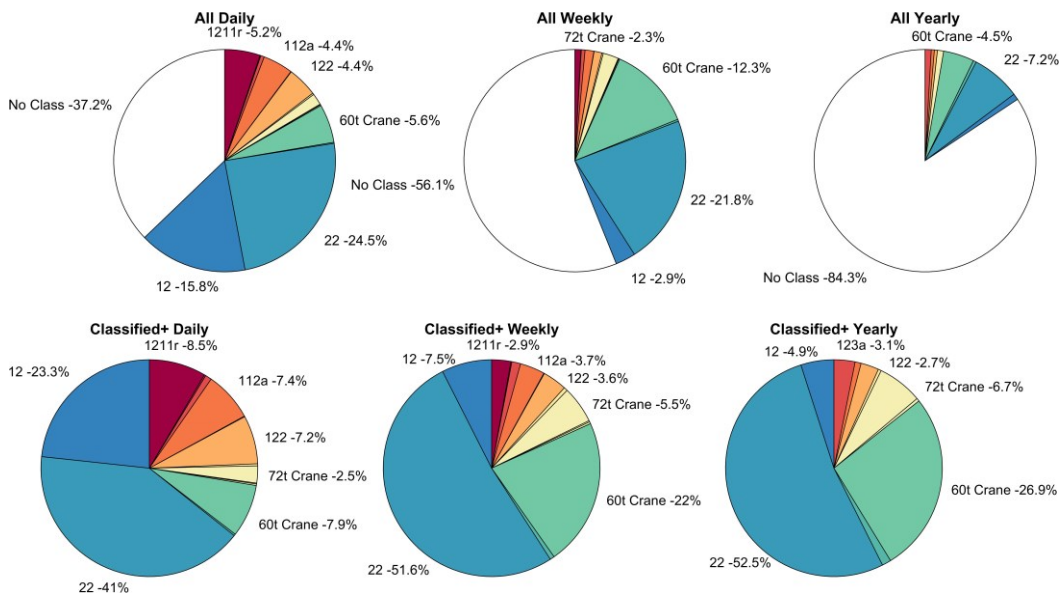


Abbildung 6:52 Anteil aller Klassen von Fahrzeugen, die für die Blockmaxima von Tandemachsen verantwortlich sind

## 6.2.2 Bestimmung von $\alpha_{Q1,act}$

Der aktualisierte Faktor  $\alpha_{Q1,act}$  wird berechnet, indem das Verhältnis zwischen dem Überprüfungswert (bestimmt aus der angepassten Verteilung und der Wahrscheinlichkeit, nicht überschritten zu werden) und der in der Tragwerksnorm vorgegebenen Tandemachslast übernommen wird. In der Norm sind zwei 300-kN-Achsen in einem Abstand von 1,2 m vorgegeben, und es wird ein Lastfaktor von 1,5 angewendet, um den Bemessungs-Einwirkungswert zu erreichen. Die entsprechende Gleichung (siehe auch Abbildung 3:6) wird im Folgenden für den Maximalfall des Blocks „Class+ Weekly“ dargestellt:

$$\alpha_{Q1} = \frac{E_{WIM}}{E_{NORME}} = \frac{E_{WIM}}{\gamma_Q Q_{k1}} = \frac{214.5 \text{ kN}}{1.5 * 300 \text{ kN}} = 0.48$$

Die Prüfungswerte und aktualisierten Alpha-Koeffizienten sind in Tabelle 6:17 für vier verschiedene Kombinationen von Gruppierungen und Zeiträumen angegeben. Darüber hinaus sind die aktualisierten Alpha-Koeffizienten für die lognormale Verteilung sowie für die am besten geeignete Verteilung angegeben, wie sie durch den in Abschnitt 5.4.2 beschriebenen Algorithmus bestimmt wurde. Die für die am besten geeignete Verteilung ermittelten Werte sind praktisch identisch. Es scheint, dass die Ergebnisse für die maximale Belastung der Tandemachse nicht signifikant von der Verteilung abhängen (die log-normale Verteilung könnte in jedem Fall ohne signifikanten Unterschied zur am besten angepassten Verteilung verwendet werden). Sie wird jedoch stärker von der Periode der Block- und Gruppierungsmaxima beeinflusst. Diese Ergebnisse der Q1-Achsenanalyse veranlassen uns, einen etwas höheren aktualisierten Alpha-Wert von 0,55 zu wählen. Tatsächlich dürfen wir nicht vergessen, dass die Aktualisierung alle konzentrierten (nicht nur die Tandem-) und verteilten Lasten berücksichtigen muss, wie wir in den folgenden Abschnitten untersuchen werden.

*Tabelle 6:17 Prüfungswerte von Tandemachsen (pro Achse) in Abhängigkeit von Gruppierung und Blockmaxima-Zeitraum*

|                                                                 | Class Yearly | Class+ Yearly | Class Weekly | Class+ Weeklye |
|-----------------------------------------------------------------|--------------|---------------|--------------|----------------|
| Überprüfungswert $E_{WIM}$ (kN), am besten geeignete Verteilung | 215          | 223           | 206          | 214.5          |
| $\alpha_{Q1}$ aus Lognormal                                     | 0.50         | 0.50          | 0.45         | 0.48           |
| $\alpha_{Q1}$ am besten geeignete Verteilung                    | 0.48         | 0.50          | 0.46         | 0.48           |

### 6.3 Simulierte gleichzeitige Anwesenheit der Tandem-Achse « Q2 » mit « Q1 »

Das Lastmodell der Norm enthält eine Tandem-Achse Q2 bzw. 2Q2 auf dem zweiten Fahrstreifen, die an die auf dem ersten Fahrstreifen angrenzt (vorausgesetzt, die angrenzende Stelle ist die ungünstigste für den zweiten Fahrstreifen). Die zugrunde liegende Idee, diese konzentrierten Lasten zu platzieren, besteht darin, die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen (oder gemeinsamen) Vorhandenseins von schweren Achsen nebeneinander zu betrachten. Genauer gesagt ist die gestellte Frage die nach der bedingten Wahrscheinlichkeit: Welche extreme Tandem-Achse kann auf Fahrstreifen 2 erwartet werden, wenn die Tandem-Achse mit ihrem Überprüfungswert auf Fahrstreifen 1 vorhanden ist. Es ist schwierig, diese Frage mithilfe von WIM-Stationen zu beantworten, da der Datensatz nicht groß genug ist. Die bedingte Wahrscheinlichkeit erfordert einen großen Datensatz, denn anstatt zu versuchen, die Häufigkeit eines seltenen Ereignisses zu bestimmen, müsste man eine Reihe von seltenen Ereignissen untersuchen.

Anstatt diese Frage zu beantworten, entschieden sich die Autoren, ein analoges Problem zu untersuchen, nämlich die Gesamtbelastung auf den Fahrstreifen 1 und 2 über eine bestimmte „Streifenlänge“ (strip width) unter Verwendung der WIM-generierten Verkehrsmethode. Dieser Streifen ist in Abbildung 6:53 rechts und rot dargestellt; er wird ähnlich dem 1,2 m breiten Streifen präsentiert, der in Lastmodell 1 verwendet wurde. Um jedoch zu vermeiden, dass schwere Tandem-Achsen mit Abständen von mehr als 1,2 m übersehen werden (denn Abbildung 6:50 hat uns gezeigt, dass die meisten Tandem-Achsen einen Abstand von etwa 1,4 oder 1,6 m haben), wurden Streifenlängen von bis zu 2,6 m untersucht. In Abbildung 6:54 sind die maximalen Streifenlasten auf 1.2 m normiert; diese Abbildung und Abbildung 6:53 zeigen, dass Längen zwischen 1.2 und 1.6 m kritisch sind, weshalb entschieden wurde, 1.4 m für die Untersuchung der Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens zu verwenden. Beachten Sie, dass die Gruppierung All inkonsistente Fahrzeuge enthalten kann, diese Werte sind daher weniger zuverlässig und werden in den Endergebnissen nicht berücksichtigt.

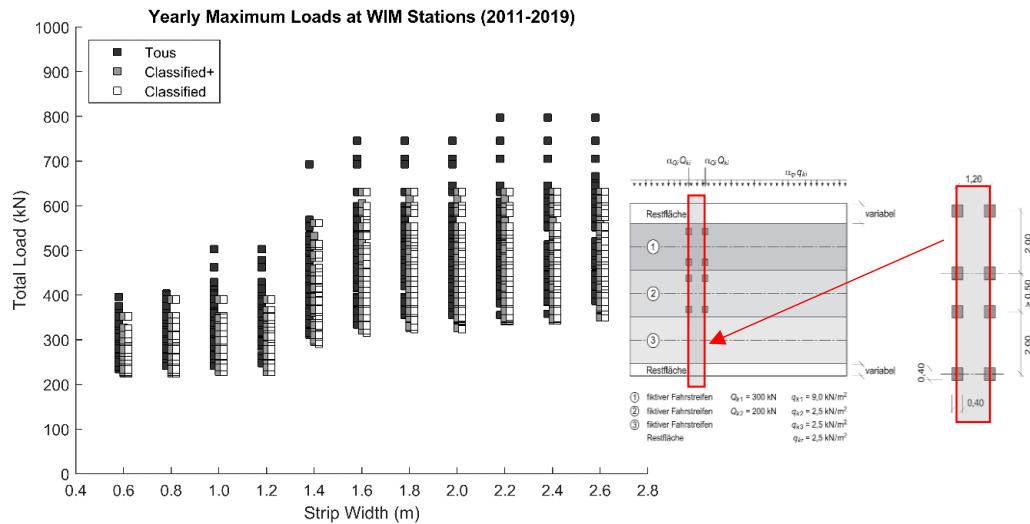


Abbildung 6:53 Maximale jährliche Streifenbelastung an allen WIM-Stationen in Abhängigkeit von der Streifenlänge (strip width) und für die verschiedenen Gruppierungen

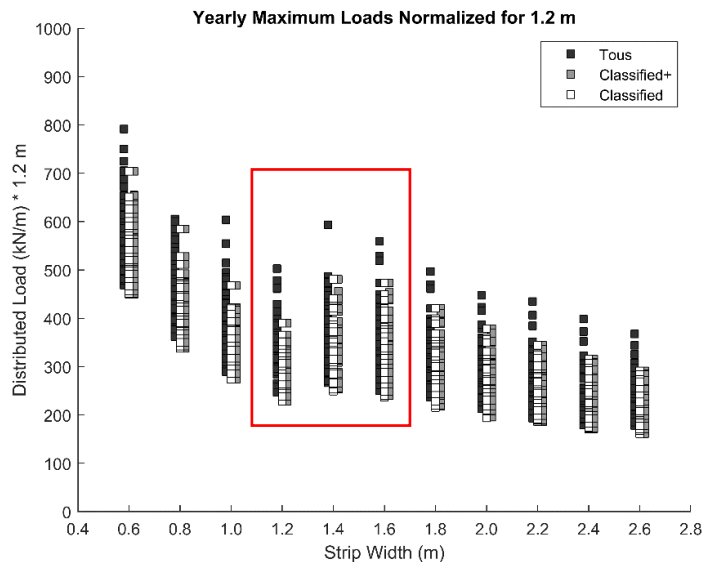


Abbildung 6:54 Maximale jährliche Belastungen (normalisierte Werte für einen 1,2-m-Streifen) und für die verschiedenen Klassierungsgruppen

Um einige Situationen zu veranschaulichen, ist in Abbildung 6:55 eine Stichprobe von 2,4 m Streifenbreite (also relativ breit und mit Berücksichtigung von Mehrfach-Achsen) für jede Gruppierung dargestellt. Es ist zu beachten, dass im Gegensatz zum Absatz 5.1.1, selbst wenn eine Tandem-Achse im Lastmodell verwendet wird, jede Achse oder Mehrfach-Achse auf dem Streifen erscheinen kann und dem Maximum eines Blocks entspricht.

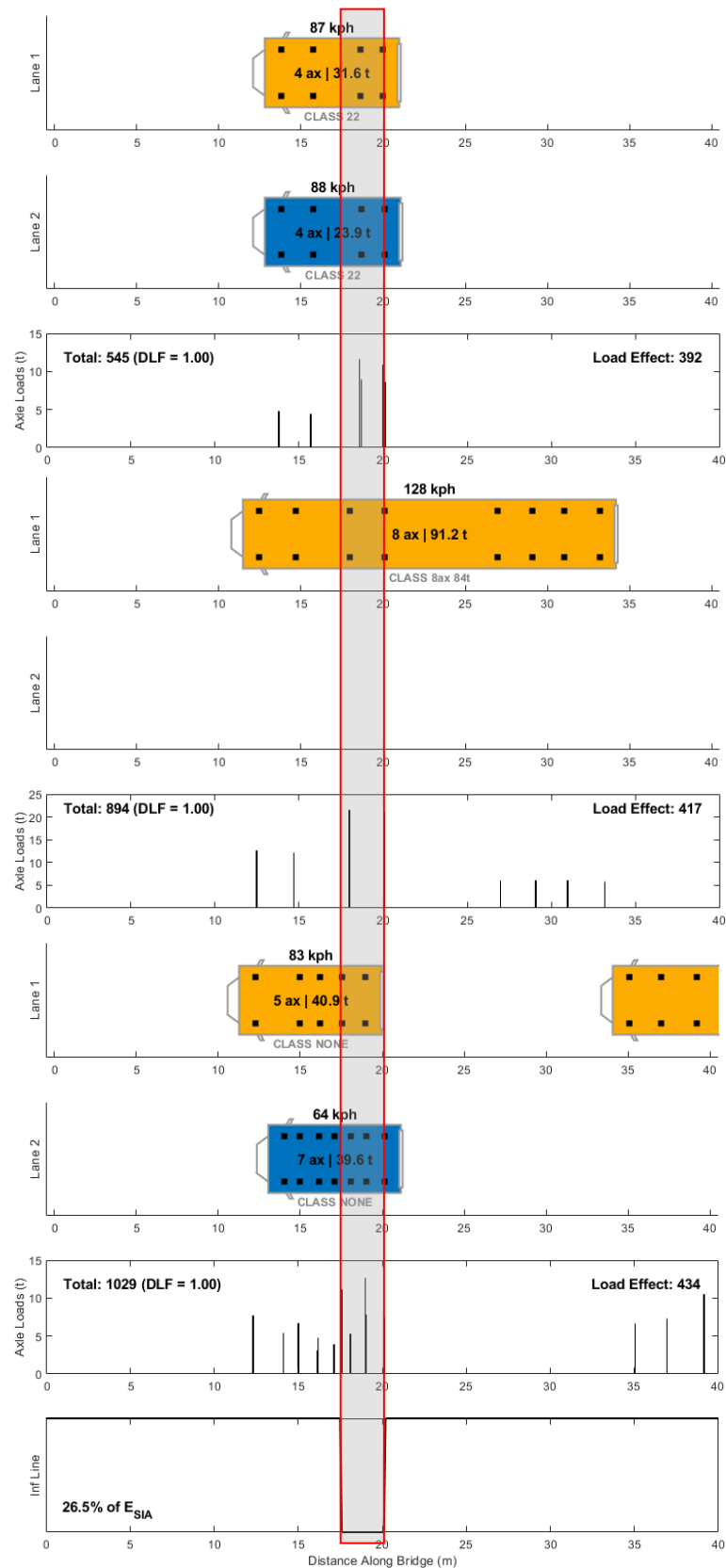


Abbildung 6:55 Stichprobe von Situationen mit einem Maximum für einen 2,4-m-Streifen für eine Station (Oberbüren 2017), für jede Klassierungs-Gruppierung Class (oben), Class+ (Mitte) und All (unten).

### 6.3.1 Statistiken über das gleichzeitige Vorhandensein von mehreren Achsen

Die Statistiken der Gesamtlast auf einem Streifen von z. B. 1,4 m können auf die gleiche Weise wie die Statistiken für Tandem-Achsen, wie im vorherigen Abschnitt dargestellt, angezeigt und verarbeitet werden.

In Abbildung 6:56 sind die Werte der Lasten, die Blockmaxima täglich (Daily), wöchentlich (Weekly) und jährlich (Yearly) aus allen in der Schweiz verfügbaren WIM-Daten als Histogramme dargestellt. Dargestellt ist die Anpassung an eine Log-Normalkurve, die den Daten recht gut entspricht, allerdings nicht so gut wie bei den Tandem-Achsen im vorherigen Abschnitt. Das Verfahren zur Anpassung, insbesondere des Verteilungs-Endbereiches, wird in Abschnitt 5.4.2 erläutert.

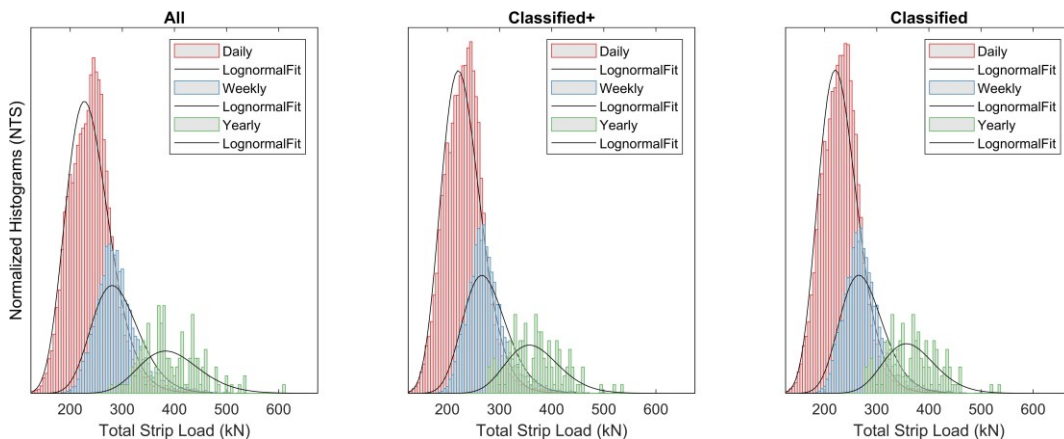


Abbildung 6:56 Histogramme und PDF der Gesamt-Verkehrslasten ( $= \sum Q_{ki}$ ) für eine Streifenbreite von 1.4 m und unter Berücksichtigung aller WIM-Stationen

Interessenhalber wurden die Geschwindigkeiten der Fahrzeuge, die an diesen Ereignissen gleichzeitiger Anwesenheit beteiligt waren, untersucht. Die daraus resultierenden Histogramme sind in Abbildung 6:57 dargestellt und zeigen, dass die Spitze der schweren Fahrzeuge einer Geschwindigkeit entspricht, die knapp über dem (für Lkw gesetzlich vorgeschriebenen) Limit von 80 km/h liegt, und dass eine zweite Spitze bei etwa 100 km/h beobachtet werden kann. Dabei könnte es sich um kleinere (Liefer-)Fahrzeuge oder schwere Fahrzeuge handeln, die gegen das Tempolimit verstoßen. Es ist auch zu beachten, dass es nur sehr wenige schwere Fahrzeuge gibt, die mit einer Geschwindigkeit von weniger als 60 km/h fahren, was normal ist, da sich die WIM-Stationen in relativ flachen Gebieten befinden.

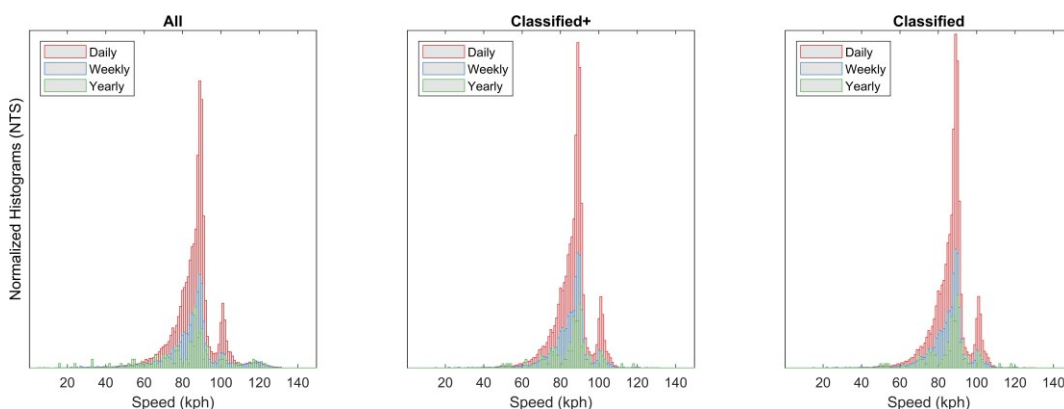


Abbildung 6:57 Histogramme der Fahrzeuggeschwindigkeiten in der Simultanpräsenzanalyse für einen 1,4 m breiten Streifen

In Abbildung 6:58 ist die Anpassung der maximalen wöchentlichen Anzahl von Tandem-Achsen für die Gruppierung Class+ detailliert dargestellt. Das Q-Q-Wahrscheinlichkeitsdiagramm zeigt deutlich, dass die Gumbel-Kurve am besten an die Daten angepasst ist. Dies

gilt für alle Kombinationen von Gruppierungen und Blockmaxima-Perioden für die Analyse der gleichzeitigen Anwesenheit.

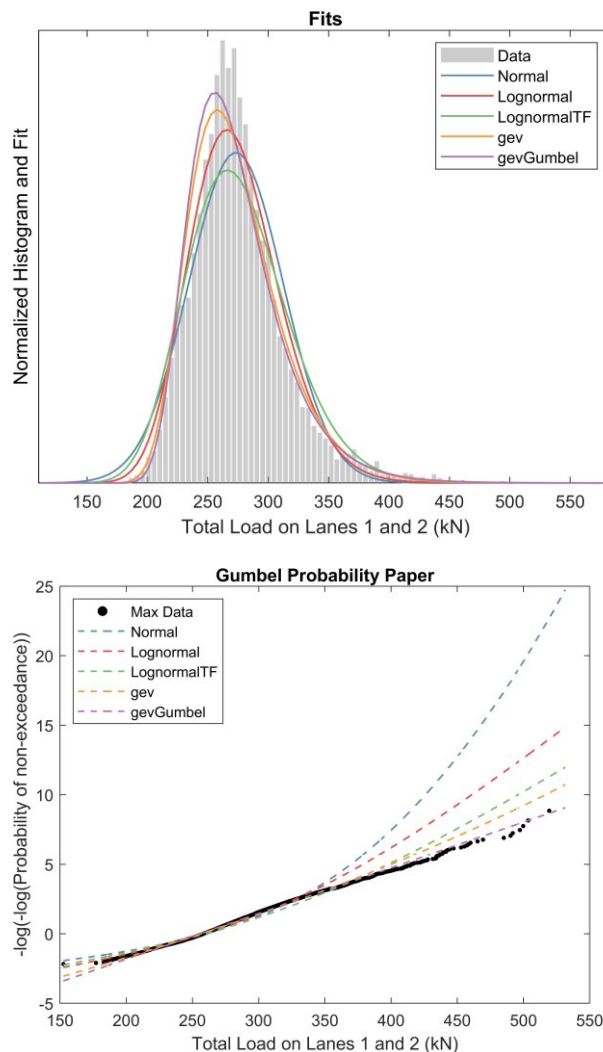


Abbildung 6:58 Anpassung der Verteilung der Blockmaxima (wöchentlich) von Tandem-Achsen für die Gruppierung classe+ und für eine Streifenbreite von 1,4 m.

Die Fahrzeuge auf dem Hauptstreifen(L1) und dem Begleitstreifen (L2) sind in Abbildung 6:59 dargestellt. Der am stärksten frequentierte Fahrstreifen wird als Hauptstreifen definiert. Der begleitende Fahrstreifen ist bei den Wochenmaxima mehr als die Hälfte der Zeit leer, bei den Jahresmaxima jedoch weniger als ein Viertel der Zeit. Wie bei der Analyse der Tandem-Achsen sind Lkw des Typs 22 die meiste Zeit anwesend. Allerdings ist auch der Lkw Typ 113a sehr häufig anzutreffen, insbesondere als Begleitfahrzeug. Dies ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass es sich hierbei um den häufigsten Lkw auf Autobahnen handelt.

Lkw des Typs 23 sind ebenfalls häufig auf dem Fahrstreifen L2 und nicht nur auf dem Fahrstreifen L1 anzutreffen; obwohl sie seltener als Fahrzeuge des Typs 22 sind, verhalten sie sich ähnlich, da sie die gleiche Funktion haben, nämlich schwere Baumaterialien zu transportieren. Beachten Sie, dass bei der Analyse in Abschnitt 6.2 nur Tandem-Achsen berücksichtigt wurden, was bei den Fahrzeugen vom Typ 23 den ersten beiden Achsen entspricht (Dreifach-Achsen wurden aus der Analyse ausgeschlossen). In der aktuellen Analyse wird jede Achse oder Kombination, die sich auf dem 1.4 m breiten Streifen befindet, berücksichtigt.

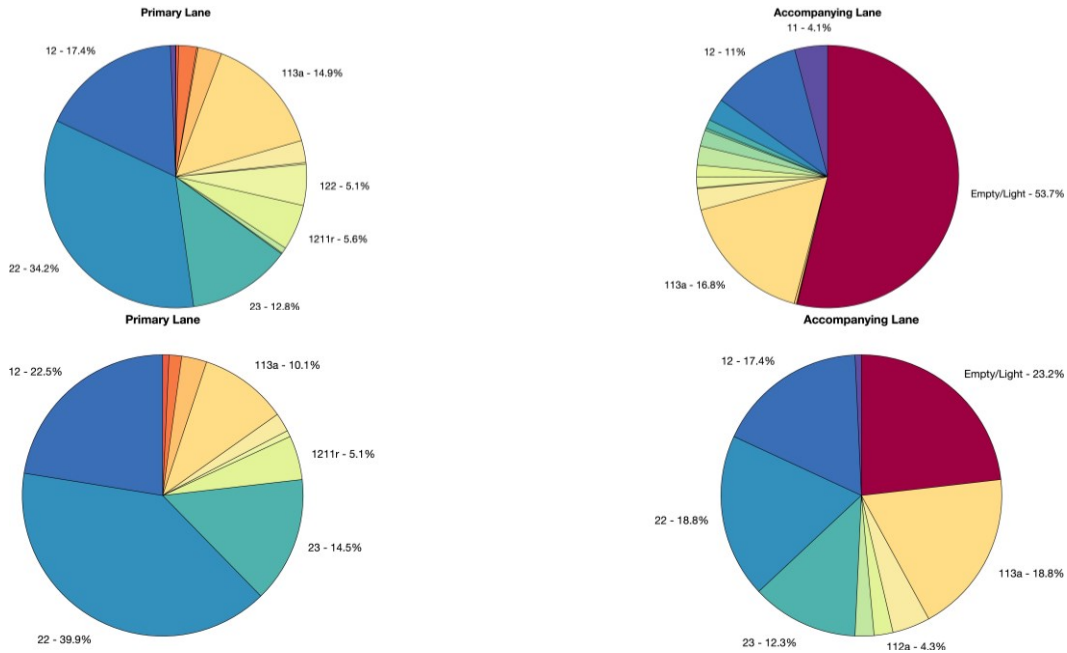


Abbildung 6:59 Anteil der einzelnen Fahrzeug-Klassen, die auf dem Haupt- und Begleitstreifen vorhanden sind, für die Gruppe Class+ wöchentlich (oben) und jährlich (unten)

### 6.3.2 Berechnung von $\alpha_{Q2,act}$

Da die Analyse der gleichzeitigen Anwesenheit aus der Untersuchung der Gesamtlast auf einem Streifen besteht und nicht unterscheidet, auf welchem Fahrstreifen sich die Lasten befinden, kann sie nicht direkt zu einer Aktualisierung von  $\alpha_{Q2}$  führen. Stattdessen wird ein Untersuchungswert für die Streifenlast berechnet und die in Abschnitt 6.2.2 ermittelte aktualisierte Achslast auf dem Fahrstreifen L1 abgezogen, um das Problem für  $\alpha_{Q2}$  zu lösen. Im Lastmodell der Norm gibt es zwei 300-kN-Achsen auf dem ersten Fahrstreifen und zwei 200-kN-Achsen auf dem zweiten Fahrstreifen, also insgesamt 1'000 kN. Dazu wird auf alle Lasten ein Teilfaktor von 1,5 angewendet. Dies ist in der folgenden Gleichung dargestellt, wo  $\alpha_{Q2}$  für die Berechnung isoliert wird, wenn die Überprüfungslast des Streifens  $E_{WIMSTRIP}$  bekannt ist. Es ist auch möglich, den Koeffizienten  $\alpha_{Q1}$  für die Kombination von Q1 und Q2 wie in Tabelle 6:18 dargestellt aufzulösen; um mit der Definition der Normen für Q1 und Q2 konsistent zu bleiben, können die Werte auch nach Fahrstreifen angegeben werden. Das folgende Rechenbeispiel bezieht sich auf den Fall von Blockmaxima „Wöchentliche Klasse“ unter der Annahme von  $\alpha_{Q1} = 0.55$ .

$$\gamma_Q [\alpha_{Q1} Q1 + \alpha_{Q2} Q2] = E_{WIMSTRIP} \therefore \alpha_{Q2} = \frac{\left[ \frac{E_{WIMSTRIP}}{\gamma_Q} - \alpha_{Q1} Q1 \right]}{Q2}$$

$$\alpha_{Q2} = \frac{\left[ \frac{547 \text{ kN}}{1.5} - 0.55 \cdot 600 \text{ kN} \right]}{400 \text{ kN}} \equiv \frac{\left[ \frac{547 \text{ kN}}{2 \cdot 1.5} - 0.55 \cdot 300 \text{ kN} \right]}{200 \text{ kN}} = 0.09$$

Der höchste Wert, der für die Kombination von Q1 und Q2 basierend auf den gesamten Streifenlasten gefunden wurde, ist 0.10 für den Fall «wöchentlich». Dieser Wert zeigt, dass die bedingte Wahrscheinlichkeit, eine extreme Belastung auf dem Begleitstreifen unter Berücksichtigung einer extremen Belastung auf dem Hauptstreifen zu haben, weit unter dem liegt, was die Norm verlangt. Dies ist nicht überraschend, da die Wahrscheinlichkeit, zwei Extreme gleichzeitig zu haben, sicherlich viel geringer ist als die Wahrscheinlichkeit, einen einzigen Extremwert zu beobachten; selbst wenn die konzentrierte Belastung auf dem zweiten Fahrstreifen nur 2/3 der Belastung auf dem ersten Fahrstreifen beträgt, handelt es sich immer noch um ein seltenes Ereignis.

Tabelle 6:18 Untersuchungswerte für Streifenlasten in Abhängigkeit von der Gruppierung und der Blockmaximma-Periode

|                                       | Class jährlich | Class+ jährlich | Class wöchentlich | Class+ wöchentlich |
|---------------------------------------|----------------|-----------------|-------------------|--------------------|
| Überprüfungswert $E_{WIM}$ (kN)       | 510            | 513             | 510               | 511                |
| $(Q1+Q2)_{d,act}$ (kN)                | 255            | 256.5           | 255               | 255.5              |
| $\alpha_{Q1/Q2}$ [kombiniert]         | 0.34           | 0.34            | 0.34              | 0.34               |
| $\alpha_{Q2} \mid \alpha_{Q1} = 0.55$ | 0.03           | 0.03            | 0.03              | 0.03               |

Die Ergebnisse der Analyse der gleichzeitigen Anwesenheit mehrerer Achsen deuten darauf hin, dass ein niedriger Wert für den Aktualisierungs-Koeffizienten für konzentrierte Belastungen auf dem Fahrstreifen L2 angenommen werden kann. Es ist jedoch sinnvoll, auch die Ergebnisse von Abschnitt 6.5 (Durchstanzen) und Abschnitt 6.6 zu berücksichtigen, wo die vollständigen Einflusslinien für die Einwirkungseffekte berücksichtigt werden. Wir haben bereits gesehen, dass die Wahl eines Aktualisierungs-Koeffizienten einen anderen beeinflusst, und dies wird auch der Fall sein, wenn der Aktualisierungs-Koeffizient für verteilte Lasten hinzugefügt wird.

## 6.4 Bemerkungen zu den aktualisierten Werten der konzentrierten Lasten

Die in den Abschnitten 6.2 und 6.3 dargestellten Ergebnisse unterscheiden sich von denen früherer Studien, also von den Berichten AGB 2002/005 [2] und AGB 2009/005 [4]. Der erste von ihnen empfahl einen Wert von 0.70 für  $\alpha_{Q1}$  und 0.50 für  $\alpha_{Q2}$  und der zweite empfahl, 0.65 für diese beiden aktualisierten Koeffizienten zu nehmen. Die beiden vorherigen Studien enthielten einen Modellfaktor, der 10% zu den berechneten Werten hinzufügte, obwohl gemäß der Definition von  $\gamma_F (= \gamma_T \gamma_S)$ , ein Modellfaktor, der die Unsicherheiten bei der Bestimmung der Einwirkungseffekte abdeckt, bereits enthalten ist. Darüber hinaus haben die Autoren Achslasten angenommen, die deterministisch sind, mit dynamischen Faktoren zwischen 1,2 und 1,4. Unsere Studie verwendet andere Analysemethoden, die auf anderen und weniger zahlreichen Annahmen beruhen. Tabelle 6:17 zeigt, dass ein Wert unter 0.70 für  $\alpha_{Q1}$  möglich ist, er kann bis auf 0.55 sinken. Keine der bisherigen Arbeiten untersuchte das gleichzeitige Vorhandensein von Schwerlastachsen, sie stützten sich auf Berechnungen mit deterministischen Werten, um  $\alpha_{Q2}$  zu bestimmen. Tabelle 5-2 zeigt jedoch, dass sich die geringe Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Vorhandenseins von schweren Achsen in benachbarten Fahrbahnen auf die Berechnungswerte von Q1 und Q2 des LM1-Modells auswirken sollte. Wenn für  $\alpha_{Q1}$  ein Wert gleich 0.55 gewählt wird, legt die vorgelegte Analyse nahe, dass  $\alpha_{Q2}$  kleiner als 0.20 verwendet werden könnte. Wie im vorherigen Abschnitt erwähnt, wird ein so niedriger Wert jedoch nicht empfohlen; er sollte stattdessen unter Berücksichtigung der Längs- und Quereinwirkung festgelegt werden. Dies wird in Abschnitt 6.5 ausführlicher diskutiert. Ein höherer Wert berücksichtigt die Unsicherheit bezüglich der Achsenposition bei der Analyse des gleichzeitigen Auftretens und der Suche nach charakteristischen Werten aus einem kurzen Streifen. Er ist in der Tat von größerer Bedeutung als bei den langen Einflusslinien, die in Abschnitt 6.6 dieser Dokumentation untersucht werden.

Es muss betont werden, dass die Analyse der WIM-Daten eine weitere wichtige statistische Analysemöglichkeit bietet, nämlich die zur Berechnung der lokalen Effekte, die durch schwere Achsen verursacht werden, wie z. B. Durchstanzen. Für Tandem-Achsen zeigt Abbildung 6:50, dass der Achsabstand größer als 1,2 m ist und ein Wert von 1,4 m die Realität besser abbildet. Dagegen liefern die WIM-Daten keine Informationen über die Größe der Reifenaufstandsfläche oder die Anzahl der Räder pro Achse (sehr schmale Räder können ungünstiger sein, während die Verwendung von Doppelrädern eher günstig ist).



## 6.5 Durchstanzen

Für das Gefährdungsbild Durchstanzen wurde eine Analyse analog zu der in AGB 2009/005 [4] dargestellten durchgeführt, die jedoch auf aktualisierten WIM-Verkehrsdaten basiert. Aus diesen Daten ergeben sich die Berechnungswerte für die Lasten Q1 und Q2 sowie, wie oben erläutert, Informationen zu den Achsabständen. In den vorherigen Abschnitten (6.2 und 6.3) wurden die Ergebnisse für Tandem-Achsen dargestellt. Wie jedoch in AGB 2009/005 [4] erläutert, ist es für die Untersuchung des Durchstanzverhaltens notwendig, auch die Konfigurationen Einzelachsen (oder einzelne „Achsen“) sowie Tandem- und Dreifach-Achsen zu analysieren. Aus diesem Grund werden hier die in den Abschnitten 6.2 und 6.3 durchgeführten Analysen auf die fehlenden Achskonfigurationen ausgeweitet. In einem ersten Schritt können mithilfe der Fahrzeugtypen-Erkennung die Lasten Q1 für Einzelachsen und Dreifach-Achsen bestimmt werden. Die angenommenen Werte sind in Tabelle 6:19 unten aufgeführt, unter Berücksichtigung eines Ziel-Zuverlässigkeitsindex von  $\beta = 4.2$ . Es ist jedoch Vorsicht geboten, da die Methode zur Bestimmung der Lasten Q1 auf der direkten Identifizierung der Achskonfigurationen basiert, während die Methode für die Lasten Q2 die Streifenlängen verwendet. Die Prüfwerte für die Lasten Q1 sind somit unabhängig von den gewählten Streifenlängen (d. h. es gibt nur drei Konfigurationen: Einzel-, Tandem- und Dreifach-Achsen). Natürlich müssen die Tandem- oder Dreifach-Achskonfigurationen für Q1 die gemessenen Achsabstände (1,4 m, auch gültig für Dreifach-Achsen) einhalten, und daher ist es nur möglich, den Prüfwert für Q1 ab einer Streifenlänge von 1,4 m für Tandem- und 2,8 m für Dreifach-Achsen zu berücksichtigen. In einem zweiten Schritt wurde die Analyse der gleichzeitigen Anwesenheit mit Hilfe der Streifen auf größere Längen ausgedehnt, um mehrere Kombinationen, auch mit Dreifach-Achsen, erfassen zu können. Die Ergebnisse dieser Analyse sind in Abbildung 6:60 dargestellt, wobei die drei Achs-Konfigurationen für den Zeitraum der wöchentlichen Maxima dargestellt sind. Die ersten Werte der Lastuntersuchung Q2 entsprechen den Änderungen der Steigung, die die Berücksichtigung einer neuen Achskonfiguration anzeigen. Es handelt sich um die Prüfwerte  $E_{WIM, Einzel}$ ,  $E_{WIM, Doppel, 1}$  und  $E_{WIM, Dreifach, 1}$ , die auch den kürzesten Achsabständen entsprechen. Da jedoch für die Prüfung des Durchstanzwiderstands nicht a priori bekannt ist, welche Kombination von Achsen und Abständen kritisch ist, ist es wichtig, auch Prüffälle mit höheren Belastungen, d. h. für einen größeren Achsabstand, zu berücksichtigen, d. h. die Prüfwerte  $E_{WIM, Doppel, 2}$  und  $E_{WIM, Dreifach, 2}$ . Um schließlich den Prüfwert  $Q_{2k}$  zu bestimmen, muss die folgende Formel angewendet werden, wobei  $N_{axle}$  die Anzahl der Achsen ist:

$$Q_{2k} = \frac{E_{WIM,i} - N_{axle} \cdot Q_{1k}}{N_{axle}}$$

Für diese Studie wird wie in [4] die effektive Höhe der Platte  $d$  mit 160 mm angenommen.

*Tabelle 6:19 Überprüfungswerte für die drei Achskonfigurationen, ermittelt anhand von WIM-Daten*

|                                                              | Einzelachse<br>[kN] | Doppel-Achse<br>[kN pro Axe] |      | Dreifach-Achse<br>[kN pro Axe] |     |
|--------------------------------------------------------------|---------------------|------------------------------|------|--------------------------------|-----|
| Untersuchungs-<br>abstand zwi-<br>schen den Ach-<br>sen [m]. | -                   | 1.4                          | 2.0  | 2.8                            | 3.4 |
| Q <sub>1k</sub>                                              | 233                 | 215                          |      | 171                            |     |
| Q <sub>2k</sub>                                              | 87                  | 40.5                         | 65.5 | 54                             | 70  |
| $\alpha_{Q1}$ (Best Fit)                                     | 0.52                | 0.48                         |      | 0.38                           |     |

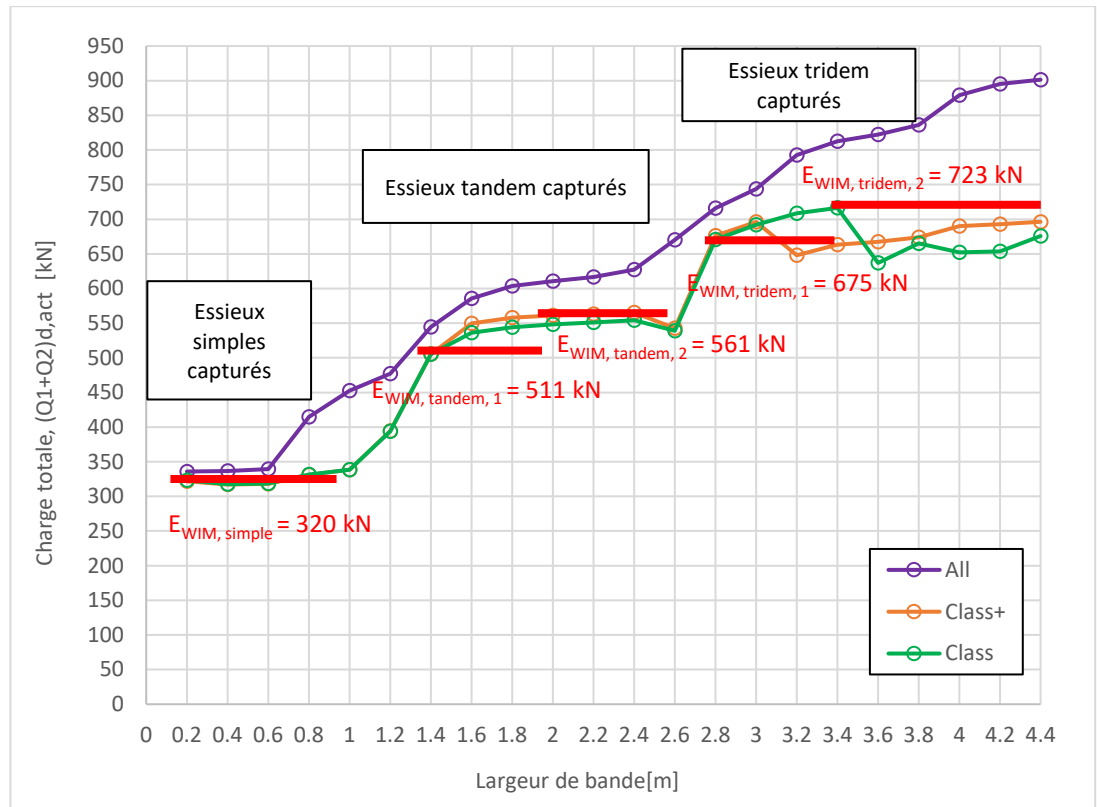


Abbildung 6:60 Werte der wöchentlichen Maximal-Achsschemel-Lasten ( $= \sum Q_{ki}$ ) pro Streifenbreite (für 2 Fahrstreifen) und für die Durchstanzanalyse herangezogene Untersuchungs-werte

Eine Zusammenfassung der durchgeführten relevanten Berechnungen ist in Tabelle 6:20 dargestellt. Eine ausführlichere Erklärung, wie die Werte berechnet werden, ist in den folgenden Abschnitten zu finden. Es ist zu beachten, dass für die Bewertung der Durchstanz-effekte die beiden Lastuntersuchungswerte Q2 (d. h. Kombinationen von Last und Achs-abstand) aus Tabelle 6:19 berücksichtigt wurden. In allen betrachteten Fällen, obwohl die Ergebnisse sehr ähnlich sind, ist die maßgebliche Kombination aus Last und Achsabstand für das Gefährdungsbild Durchstanzen diejenige, bei der die Last am geringsten und der Abstand am kürzesten ist, siehe Tabelle 6:19. Die zusammenfassende Tabelle und die in den folgenden Artikeln dargelegten Überlegungen ergeben sich aus dieser Beobachtung.

Tabelle 6:20 : Zusammenfassung der im Rahmen dieser Studie durchgeführten Berechnungen für das Gefährdungsbild Durchstanzen

|                 |                                |                             | Q <sub>1k</sub> [kN] | Q <sub>2k</sub> [kN] | Grösse des Rades 1 [m] | Grösse des Rades 2 [m] | Abstand zwischen den Achsen [m] | Abstand zwischen Rädern [m] | a   | Lastfaktor | Q <sub>d</sub> , [kN] | u <sub>eff</sub> [m] | Q <sub>d</sub> /u [kN/m] | Verhältnis gegenüber SIA 261 |
|-----------------|--------------------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------------|-----------------------------|-----|------------|-----------------------|----------------------|--------------------------|------------------------------|
| Einzel-achse    | Ein Rad                        | SIA261 für AGB 2009/005 [4] | 150                  | -                    | 0.4                    | 0.4                    | -                               | -                           | 0.9 | 1.5        | 202.5                 | 2.10                 | 96.3                     | -                            |
|                 |                                | AGB 2009/005 [4]            | 112                  | -                    | 0.36                   | 0.28                   | -                               | -                           | 1   | 1          | 112.0                 | 1.78                 | 62.8                     | 0.65                         |
|                 |                                | SIA261 pour cette étude     | 150                  | -                    | 0.4                    | 0.4                    | -                               | -                           | 1   | 1.5        | 225.0                 | 2.10                 | 107.0                    | -                            |
|                 |                                | Diese Studie                | 116.58               | -                    | 0.4                    | 0.4                    | -                               | -                           | 1   | 1          | 116.6                 | 2.10                 | 55.4                     | 0.52                         |
|                 | Zwei Räder                     | SIA261 für AGB 2009/005 [4] | 150                  | 100                  | 0.4                    | 0.4                    | -                               | 0.1                         | 0.9 | 1.5        | 337.5                 | 3.10                 | 108.8                    | -                            |
|                 |                                | AGB 2009/005 [4]            | 112                  | 77.5                 | 0.36                   | 0.28                   | -                               | 0.22                        | 1.1 | 1          | 208.5                 | 2.78                 | 74.9                     | 0.69                         |
|                 |                                | SIA261 für diese Studie     | 150                  | 100                  | 0.4                    | 0.4                    | -                               | 0.1                         | 1   | 1.5        | 375.0                 | 2.93                 | 127.9                    | -                            |
|                 |                                | Diese Studie                | 116.58               | 43.5                 | 0.4                    | 0.4                    | -                               | 0.1                         | 1   | 1          | 160.1                 | 2.74                 | 58.4                     | 0.46                         |
| Tandem-Achsen   | Ein Rad                        | SIA261 für AGB 2009/005 [4] | 300                  | -                    | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | -                           | 0.9 | 1.5        | 405.0                 | 4.50                 | 89.9                     | -                            |
|                 |                                | AGB 2009/005 [4]            | 224                  | -                    | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | -                           | 1   | 1          | 224.0                 | 4.50                 | 49.7                     | 0.55                         |
|                 |                                | SIA261 für diese Studie     | 300                  | -                    | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | -                           | 1   | 1.5        | 450.0                 | 4.50                 | 99.9                     | -                            |
|                 |                                | Diese Studie                | 214.46               | -                    | 0.4                    | 0.4                    | 1.4                             | -                           | 1   | 1          | 214.5                 | 4.90                 | 43.7                     | 0.44                         |
|                 | Zwei Räder                     | SIA261 für AGB 2009/005 [4] | 300                  | 200                  | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | 0.1                         | 0.9 | 1.5        | 675.0                 | 5.50                 | 122.7                    | -                            |
|                 |                                | AGB 2009/005 [4]            | 224                  | 155                  | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | 0.1                         | 1   | 1          | 379.0                 | 5.50                 | 68.9                     | 0.56                         |
|                 |                                | SIA261 für diese Studie     | 300                  | 200                  | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | 0.1                         | 1   | 1.5        | 750.0                 | 5.17                 | 145.2                    | -                            |
|                 |                                | Diese Studie                | 214.46               | 41.04                | 0.4                    | 0.4                    | 1.4                             | 0.1                         | 1   | 1          | 255.5                 | 4.88                 | 52.33                    | 0.36                         |
| Dreifach-Achsen | Kragarm                        | SIA261 für AGB 2009/005 [4] | 810                  | 270                  | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | 0.1                         | 1   | 1          | 1080.0                | 2.81                 | 384.2                    | -                            |
|                 |                                | AGB 2009/005 [4]            | 546                  | 189                  | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | 0.1                         | 1   | 1          | 735.0                 | 3.21                 | 228.9                    | 0.60                         |
|                 |                                | SIA261 für diese Studie     | 810                  | 270                  | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | 0.1                         | 1   | 1          | 1080.0                | 2.74                 | 393.5                    | -                            |
|                 |                                | Diese Studie                | 512.25               | 81.875               | 0.4                    | 0.4                    | 1.4                             | 0.1                         | 1   | 1          | 594.1                 | 2.90                 | 205.1                    | 0.52                         |
|                 | Fahrbahnplatte zwischen Stegen | SIA261 für AGB 2009/005 [4] | 405                  | 270                  | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | 0.1                         | 1   | 1          | 675.0                 | 3.06                 | 220.4                    | -                            |
|                 |                                | AGB 2009/005 [4]            | 273                  | 189                  | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | 0.1                         | 1   | 1          | 462.0                 | 3.86                 | 119.6                    | 0.54                         |
|                 |                                | SIA261 für diese Studie     | 405                  | 270                  | 0.4                    | 0.4                    | 1.2                             | 0.1                         | 1   | 1          | 675.0                 | 2.79                 | 241.9                    | -                            |
|                 |                                | Diese Studie                | 256.13               | 81.875               | 0.4                    | 0.4                    | 1.4                             | 0.1                         | 1   | 1          | 338.0                 | 3.45                 | 98.1                     | 0.41                         |



### 6.5.1 « Einzelachse »

In Fällen mit nur einer Achse zeigt AGB 2009/005 [4] einen Vergleich zwischen dem Bemessungswert der Durchstanzeinwirkungen, der mit Hilfe von SIA261 [38] ermittelt wurde, und den Lasten, die mit den verfügbaren Daten für die Fälle ermittelt wurden, in denen ein und zwei Räder die Last aufbringen, d. h. der Fall einer einzelnen Fahrspur und der Fall, in dem die benachbarten Räder von zwei Fahrspuren im selben kritischen Durchstanzbereich wirken. Für diese beiden Fälle geht die AGB 2009/005 [4] von einem Radabdruck von 36x28 cm aus, während die SIA261 einen Wert von 40x40 cm vorschlägt (Abbildung 6:61).

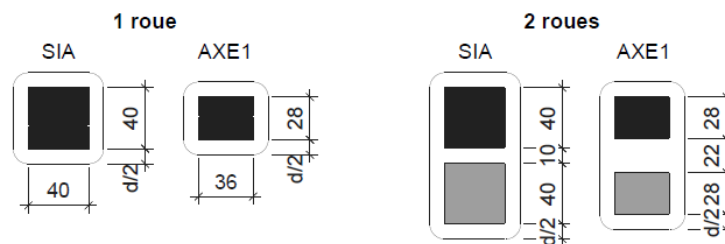


Abbildung 6:61 (in Anlehnung an AGB 2009/005 [4]) Schema der betrachteten Geometrie für die aufgebrachten Radlasten und die Bestimmung des Umfangs für die Durchstanz-Überprüfung

In unserer Studie wurde die Größe der Reifenaufstandsflächen gemäß den Empfehlungen der SIA261 berücksichtigt. Außerdem wendet AGB 2009/005 einen Koeffizienten  $\alpha = 0.9$  auf die Berechnung der effektiven Last an, die gemäß SIA261 zu berücksichtigen ist, während in dieser Methodik entschieden wurde, diesen Koeffizienten nicht zu verwenden (da die verwendete Auflagefläche größer ist).

Für den Fall, dass nur ein Rad berücksichtigt wurde, folgte die Berechnung des kritischen Umfangs  $u$  denselben Annahmen wie in SIA261 [38] und AGB 2009/005 [4]. Die berücksichtigte Last wurde aus Tabelle 6:19 für den Fall mit einer Einzelachse entnommen und durch zwei geteilt. Das Verhältnis zwischen den datenbasierten Überprüfungswerten (für die Gruppe Class+, die somit auch Mobilkräne einschließen) und dem nach SIA261 [38] berechneten Durchstanzbemessungswert kann konservativ als 0.52 angenommen werden. Im Vergleich zu dem in AGB 2009/005 [4] ermittelten Wert von 0,65 ist dies eine Reduktion um 20 %. Mit anderen Worten: Es kann empfohlen werden, die folgenden aktualisierten Werte zu verwenden:  $\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = 0.52$ .

Für den Fall von zwei nebeneinander liegenden Rädern, der dem Fall entspricht, dass beide Fahrspuren besetzt sind, sind einige zusätzliche Überlegungen erforderlich. Zunächst einmal berücksichtigt die AGB 2009/005 [4] nicht die Auswirkungen des Moments auf die Berechnung des Kontrollumfangs. Darüber hinaus wird ein Faktor  $\gamma_s = 1,1$  auf die Lasten angewandt, auch wenn dies im Bericht nicht ausdrücklich erwähnt wird. Unter Berücksichtigung dieser Tatsache (dieser Bericht verwendet keinen  $\gamma_s$ -Faktor), ergeben die aktualisierten Daten ein Verhältnis zwischen den Werten der überprüften Verkehrslast und der Norm SIA261 [38] von 0,46, was einer größeren Reduktion von 33 % gegenüber dem Verhältnis von 0,69 entspricht, welches in AGB 2009/005 [4] hergeleitet wurde.

### 6.5.2 Tandem-Achsen

Für Tandem-Achsen hat AGB 2009/005 [4] die gleiche Reifen-Aufstandsfläche wie in SIA261 festgehalten und hier angenommen (40x40 cm<sup>2</sup>) berücksichtigt wird. Wie im vorherigen Artikel dieses Kapitels besprochen, werden jedoch die Überprüfungswerte für einen Achsabstand von 1,4 m berücksichtigt, im Gegensatz zu den 1,2 m, die von SIA261 [38] und AGB 2009/005 [4] angenommen wurden.

Die Vergleiche wurden sowohl für den Fall von Einzelrad- als auch für Doppelbereifungs-Konfiguration durchgeführt, was wiederum den Fällen entspricht, in denen eine oder zwei Fahrstreifen belegt sind. Unter Verwendung der Daten aus Tabelle 6:19 und unter Anwendung der gleichen Annahmen wie für den Fall mit einer Achse betrugen die ermittelten

Verhältnisse der Überprüfungswerte für die Verkehrsbelastung zur Norm SIA 261 [38] 0,44 für Einzelrad- und 0,37 für Doppelbereifungs-Konfigurationen. Dies entspricht einer Verringerung um 20 % bzw. 34 % im Vergleich zum Wert in AGB 2009/005 [4].

### 6.5.3 Dreifach-Achsen

Die SIA261 [38] betrachtet den Fall von Lasten mit Dreifach-Achsen nicht explizit, aber einige ihrer Empfehlungen können extrapoliert und auch auf diesen Fall angewendet werden. Dieser Ansatz wurde auch in den AGB 2009/005 [4]. gewählt. Genauer gesagt werden die in AGB 2009/005 [4]. vorgeschlagenen Regeln zur Bestimmung des Überprüfungsumfangs  $u$  auf die Bedingungen von SIA261 [38] angewendet und extrapoliert, um sie auf Dreifach-Achsen anzuwenden, und das Verhältnis zwischen der Gesamtlast innerhalb des Perimeters und dem Perimeter selbst wird verglichen. Es werden zwei Fälle betrachtet: der Fall eines Kragarms und der Fall einer Platte, die sich zwischen zwei Stegen befindet und als einfacher Balken betrachtet wird (Abbildung 6:62).

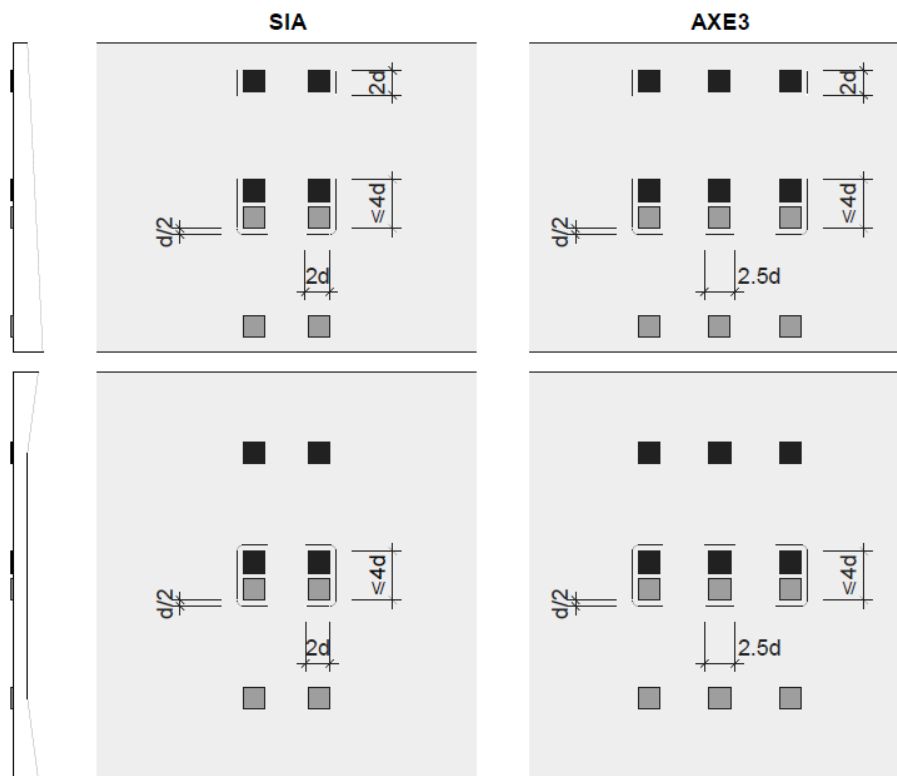


Abbildung 6:62 (gemäss AGB 2009/005 [4]) Abschätzung der Kontrollumfänge  $u$  für den Durchstanznachweis basierend auf AGB 2009/005 4. Kragarm (oben) und Platte zwischen Stegen (unten).

Hier wurde der gleiche Ansatz wie in AGB 2009/005 [4] verfolgt, um die Überprüfungswerte zu bestimmen. Es wurden die gleichen Annahmen wie in den beiden vorangegangenen Fällen erwähnt angewandt. Es ist zu beachten, dass der Abstand zwischen den Achsen bei der Bestimmung des kritischen Überprüfungsumfangs  $u$  nicht berücksichtigt wird, aber bei der Beurteilung der Auswirkungen des Biegemoments wichtig wird. Außerdem wurde für den Fall des Kragarms der Abstand zwischen den beiden Rädern einer Achse (Mitte zu Mitte) mit 2 m veranschlagt.

Für den Fall des Kragarms beträgt das Verhältnis zwischen der vorliegenden Studie und SIA261 0.53, was eine Verringerung um 11 % im Vergleich zu AGB 2009/005 [4] bedeutet. Für die Platte zwischen den Trägern beträgt dieses Verhältnis 0.43, was einer Verringerung von 21 % im Vergleich zu AGB 2009/005 [4] entspricht.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse für die in diesem Abschnitt besprochenen aktualisierten  $\alpha_{Q1}$  ( $= \alpha_{Q2}$ ) Werte für Durchstanz ist in Tabelle 6:21 gegeben. Die Werte stellen die Verhältnisse zwischen den Überprüfungswerten der Verkehrslasten und den nach der

SIA-Norm 261 [38] berechneten Werten dar.

**Tabelle 6:21 Zusammenfassung der aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  und Vergleich mit der vorherigen Studie AGB 2009/005. [4]**

|                       |                         | AGB 2009/005 [4] | Dieser Bericht | Variation en % |
|-----------------------|-------------------------|------------------|----------------|----------------|
| <b>Einzelachse</b>    | 1 Rad                   | 0.65             | 0.52           | -20%           |
|                       | 2 Räder                 | 0.69             | 0.46           | -33%           |
| <b>Doppel-Achse</b>   | 1 Rad                   | 0.55             | 0.44           | -20%           |
|                       | 2 Räder                 | 0.56             | 0.37           | -34%           |
| <b>Dreifach-Achse</b> | Kragarme                | 0.60             | 0.53           | -11%           |
|                       | Platten zwischen Stegen | 0.54             | 0.43           | -21%           |

Der Vergleich zeigt, dass die vorliegende Studie, die mit neueren und genaueren WIM-Daten durchgeführt wurde, in allen betrachteten Fällen eine weitere Reduzierung der aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  im Vergleich zur vorherigen AGB-Studie [4] ermöglicht.

#### 6.5.4 Aktualisierung der Prüfungskoeffizienten $\alpha_1$ und $\alpha_2$

Dem in AGB 2009/005 [4] vorgestellten Ansatz folgend, wurden in der aktuellen Arbeit die Auswirkungen der Lasten zur Überprüfung des Gefährdungsbildes Durchstanzen für alle bisher betrachteten Fälle unter Verwendung der Werte aus SIA261 [38], reduziert um die in dieser Studie erhaltenen aktualisierten Beiwerte  $\alpha_{1,act}$  und  $\alpha_{2,act}$ , berechnet und mit den Auswirkungen der aus den WIM-Daten abgeleiteten charakteristischen Lasten verglichen. Unter Bezugnahme auf Tabelle 6:20 werden als gerundete aktualisierte Werte  $\alpha_{1,act} = 0,55$  und  $\alpha_{2,act} = 0,40$  vorgeschlagen, um Werte für die Überprüfungslasten zu erhalten, die mit den aus den WIM-Daten abgeleiteten charakteristischen Lasten kompatibel sind. Die Zusammenfassung dieser Vergleiche ist in Tabelle 6:22 dargestellt.

**Tabelle 6:22 Vergleich der aus WIM-Daten ermittelten Werte mit den Werten, die auf Basis von SIA261 und den aktualisierten Überprüfungswerten berechnet wurden**

|                       |                                        |                      | $Q_{1k}$ [kN] | $Q_{2k}$ [kN] | $\alpha_1$ | $\alpha_2$ | Last-Faktor | Verhältnis |
|-----------------------|----------------------------------------|----------------------|---------------|---------------|------------|------------|-------------|------------|
| <b>Einzel-Achse</b>   | <b>1 Rad</b>                           | SIA261               | 150           |               | 0.55       |            | 1.5         |            |
|                       |                                        | AXE1, dieser Bericht | 116.58        |               | 1          | 1          | 1           | 0.94       |
|                       | <b>2 Räder</b>                         | SIA261               | 150           | 100           | 0.55       | 0.4        | 1.5         |            |
|                       |                                        | AXE1, dieser Bericht | 116.58        | 43.5          | 1          | 1          | 1           | 0.93       |
| <b>Doppel-Achse</b>   | <b>1 Rad</b>                           | SIA261               | 300           |               | 0.55       |            | 1.5         |            |
|                       |                                        | AXE2, dieser Bericht | 214.46        |               | 1          | 1          | 1           | 0.80       |
|                       | <b>2 Räder</b>                         | SIA261               | 300           | 200           | 0.55       | 0.4        | 1.5         |            |
|                       |                                        | AXE2, dieser Bericht | 214.46        | 41.04         | 1          | 1          | 1           | 0.74       |
| <b>Dreifach-Achse</b> | <b>Kragarm3</b>                        | SIA261               | 810           | 270           | 0.55       | 0.4        | 1           |            |
|                       |                                        | AXE3, dieser Bericht | 512.25        | 81.875        | 1          | 1          | 1           | 1.01       |
|                       | <b>Fahrbahn-Platte zwischen Stegen</b> | SIA261               | 405           | 270           | 0.55       | 0.4        | 1           |            |
|                       |                                        | AXE3, dieser Bericht | 256.125       | 81.875        | 1          | 1          | 1           | 0.83       |

Die in der obenstehenden Tabelle zusammengefassten Daten bestätigen, dass die empfohlenen aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  Werte für Strassenlasten liefern, die mit den charakteristischen Werten, die sich aus den WIM-Daten ergeben, kompatibel und im Allgemeinen konservativ sind (mit Ausnahme des Wertes 1.01).

## 6.6 Analyse der Gesamtheit der Einwirkungen

Die dritte und vierte Analyse zur Aktualisierung des Lastmodells stellen den anspruchsvollsten Teil der Studie dar. Um die Ergebnisse effektiv interpretieren zu können, muss man stets mehrere Aspekte im Zusammenhang mit der Beziehung zwischen der Länge der Brücke (oder der Länge der Einflusslinie) und der Art des Verkehrs im Auge behalten. Es mag intuitiv erscheinen, dass Staus aufgrund des geringen Abstands zwischen den Fahrzeugen immer zu maximalen Belastungseffekten führen, aber Abbildung 3:2 zeigt, dass dies nicht der Fall ist und von der Spannweite abhängt (dies wird weiter unten noch einmal überprüft). Tatsächlich lässt sich feststellen, dass bei Spannweiten unter 30 m oder 40 m der fließende oder zumindest sich bewegende Verkehr, sei er nun flüssig oder stockend, dominiert. Der Grund dafür ist, dass es eine viel größere Menge an Fahrzeugen gibt, die unter diesen Verkehrsbedingungen fahren, und somit mehr statistische Möglichkeiten für maximale Ereignisse. Sehr kurze Einflusslinien unter etwa 6 m werden stärker von den Achsen und Achsgruppen als von den Verkehrsmerkmalen beeinflusst, und mittellange Einflusslinien werden stärker von einzelnen oder nebeneinander fahrenden Fahrzeugen beeinflusst, nicht aber vom Abstand zwischen den Fahrzeugen.

All diese Überlegungen ergeben, dass die Methode WIM-generierter Verkehr ein ausgezeichnetes Werkzeug ist, um Fragen zu den Auswirkungen von Lasten auf die meisten Brücken zu beantworten, da die meisten Brücken im Netzwerk Spannweiten von weniger als 10 m haben. Aus diesem Grund macht die Methode WIM-generierter Verkehr einen wichtigen Teil der Ergebnisse aus. Die auf der Simulationemethode basierenden Analysen werden für längere Spannweiten und für Brückenkonfigurationen verwendet, die in den aktuellen WIM-Stationen nicht vorhanden sind.

Tabelle 6:23 zeigt die vier Analysequadranten. Die meisten Brücken gehören zum ersten Quadranten, mit Spannweiten von weniger als 30 m und einer Konfiguration, die durch WIM-Stationen abgedeckt wird (2 Fahrstreifen in einer Fahrrichtung oder mit Gegenverkehr, und 4 Fahrstreifen richtungsgetreunt). Die Methode des WIM-generierten Verkehrs wird verwendet, um die Aktualisierungs-Koeffizienten für alle Einwirkungseffekte in diesem Quadranten zu bestimmen. Die beiden Quadranten mit Spannweiten von mehr als 30 m werden mit beiden Methoden berechnet, wobei die Maxima mit der Methode des simulierten Stauverkehrs (bei Stillstand), SIM, ermittelt werden. Es handelt sich um das gleiche Verkehrsmodell wie das, welches Hirt & Meystre in (AGB 2002/005 [2]) anwendeten, und die Autoren konnten die Überprüfungswerte für die langen Einflusslinien genau reproduzieren. Im Falle der SIM-Methode wird wie bei Hirt & Meystre ein Unsicherheitsfaktor für die Modellierung der Belastungen verwendet, der mit  $\gamma_{sQd} = 1.1$  bezeichnet wird. Es ist zu beachten, dass angenommen wird, dass der Modellfaktor,  $\gamma_{sd}$  als Produkt von  $\gamma_{sQd}$  (Modellunsicherheitsfaktor für Lasten) und  $\gamma_{sEd}$  (Modellunsicherheitsfaktor für die Bestimmung der inneren Kräfte) ausgedrückt werden kann. Letzterer ist nicht Gegenstand dieser Studie, er hängt auch mit den Modellen zur Berechnung der Widerstände zusammen.

Der letzte verbleibende Quadrant betrifft kurze Spannweiten, für die es nicht möglich ist, die Methode des WIM-generierten Verkehrs zu verwenden (mehr als 2 Fahrstreifen, mit Ausnahme des Falls von 4 Fahrstreifen in zwei Fahrrichtungen, und die Konfigurationen mit PUN). Der simulierte Stauverkehr wird für diese Einwirkungseffekte verwendet, aber die resultierenden Überprüfungswerte werden durch die Fälle des ersten Quadranten "kalibriert". Der Grund dafür ist, dass Verkehrssimulationsmodelle bei der Modellierung von extremen Achslasten und Achslastgruppen nicht effizient sind. Diese Modelle weisen den Achsen innerhalb der Gruppen in der Regel deterministische Werte zu und verwenden für die Achslastgruppen angepasste Histogramme, die die Werte der Effekte der Untersuchungsmaßnahme nicht in derselben Weise wiedergeben wie die zuverlässigere generierte Methode des WIM-generierten Verkehrs (d. h. es müssten fortschrittlichere Simulationsmodelle entwickelt werden). Dies ist kein Problem bei Staus, wo die extremen Achsen nicht entscheidend sind (entscheidend sind die extremen Fahrzeugkombinationen), aber es ist ein Problem bei Brücken mit Spannweiten von weniger als 30 Metern.



Um genauere Ergebnisse zu erzielen, besteht der Kalibrierungsprozess darin, den Faktor zu finden, der mit jedem simulierten Überprüfungswert bei gestautem Verkehr multipliziert werden muss, um denselben Wert wie die Methode des WIM-generierten Verkehrs für die Fälle mit einer Einflusslinie im ersten Quadranten zu erhalten, und dann den Faktor mit der ähnlichsten Einflusslinie für alle Fälle in Quadrant 4 zu verwenden. Zunächst wird hier die Kalibrierung verwendet, aber in künftigen Arbeiten könnten bessere Simulationsmodelle und statistische Methoden zum Einsatz kommen (z. B. durch Berücksichtigung von Matrizen, um tatsächliche Korrelationen zu berücksichtigen, z. B. im Fall der Methode des WIM-generierten Verkehrs). Abbildung 5:21 links und rechts).

Alle Grafiken in diesem Abschnitt verwenden einen Zielzuverlässigkeitsindex von 4,2 (Bezugszeitraum ein Jahr), was laut [37] einem mittleren Fall entspricht.

**Tabelle 6:23 Einflusslinien und ihre Abdeckung durch die Methode WIM-generierter Verkehr oder SIM-Simulationen (für Aufteilungen zwischen den Fahrstreifen Tabelle 5:11)**

| Einflusslinien                                                                                                                                                                 | Spannweiten < 30 m                                                                                                                                                                                                | Spannweiten > 30 m                                                                                                          |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Mit WIM-Stationen abgedeckte Fahrstreifen-Konfigurationen:</b><br>- 2 Fahrstreifen in eine Richtung<br>- 2 Streifen mit Gegenverkehr<br>- 4 Fahrstreifen in zwei Richtungen | <b>1</b> WIM-generierter Verkehr - <i>Massgebend</i><br><br>Verkehrsstau - Kalibriert die für jede Einflusslinie gefundenen Faktoren, um mit dem WIM-generierten Verkehr übereinzustimmen.<br>Kein $\gamma_{sQd}$ | <b>2</b> SIM (weil WIM-generiert nicht massgebend)<br><br>Simulation Stau bei Stillstand – Massgebend. $\gamma_{sQd} = 1.1$ |
| <b>Mit WIM-Stationen nicht abgedeckte Fahrstreifen-Konfigurationen:</b><br>- Mehr als 4 Fahrstreifen in einer oder zwei Richtungen<br>- PUN                                    | <b>4</b> SIM<br><br>Gestauter Verkehr simuliert und kalibriert - <i>Massgebend</i> . $\gamma_{sQd} = 1.1$                                                                                                         | <b>3</b> SIM<br><br>Stau bei Stillstand – Massgebend. $\gamma_{sQd} = 1.1$                                                  |

### 6.6.1 Methode WIM-generierter Verkehr ( $E_{WIM}$ )

Die einfachste Art, die Ergebnisse darzustellen, ist die Verwendung eines "einzigen" Aktualisierungs-Koeffizienten  $\alpha$ , der das Verhältnis zwischen dem Überprüfungswert der generierten WIM-Methode und dem von der SIA Norm 261 [38] im Lastmodell LM1 vorgegebenen Berechnungswert ist, wobei alle Alpha-Werte auf 1 gesetzt werden. Auf diese Weise kann man, wenn das Verhältnis gleich 0.50 ist, leicht ableiten, dass der durchschnittliche Aktualisierungs-Faktor zwischen  $\alpha_{Q1}$ ,  $\alpha_{Q2}$ , und  $\alpha_q$  gleich 0.50 ist (unter der Annahme, dass je länger die Spannweite ist, desto größer das auf die verteilte Last angewendete Gewicht im Vergleich zu dem der konzentrierten Lasten ist). Die folgende Gleichung zeigt diesen einzigen aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  in Form einer Berechnung:

$$\alpha_{act,unique} = \frac{E_{WIM}}{E_{NORME}} = \frac{E_{WIM}}{\gamma_Q [\alpha_{Q1} Q1 + \alpha_{Q2} Q2 + \alpha_{q1} q1 + \alpha_{q2} q2 + \dots]}$$

Abbildung 6:63 zeigt die Ergebnisse der Analyse unter Verwendung der Maxima der Wochenblöcke für die Gruppierung Class+ für zweistreifigen Verkehr in einer Fahrrichtung auf Kastenträgerbrücken. Der Wert des einzigen, aktualisierten Koeffizienten bleibt für alle Standorte gleich oder kleiner als 0,50, einschließlich "Uni2L", das die Ergebnisse aller Standorte kombiniert (es sollte nicht als Mittelwert betrachtet werden, da es seine eigene angepasste Verteilung hat).

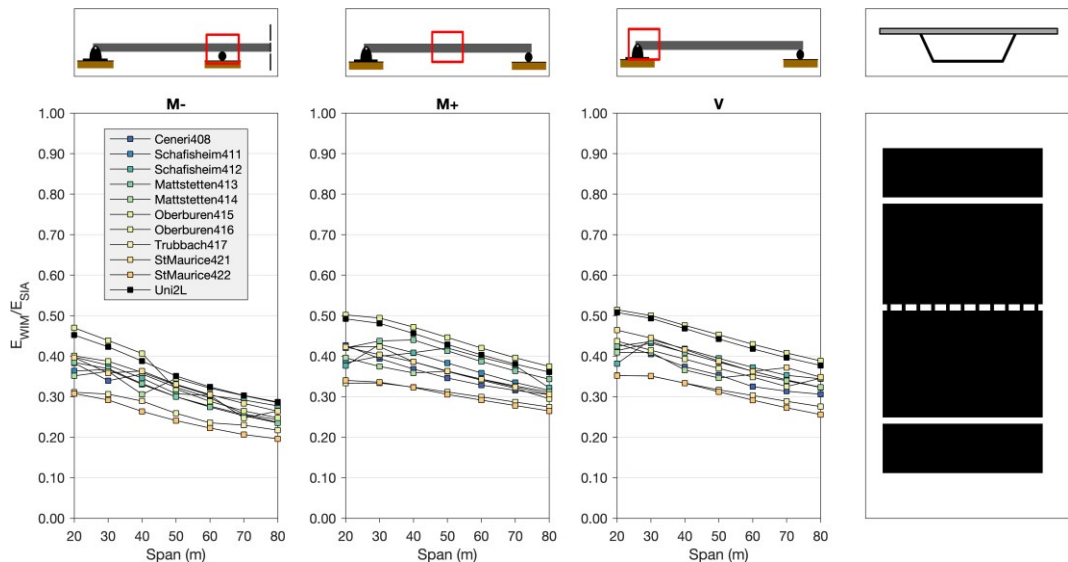


Abbildung 6:63 Kasträger für zweistreifigen Verkehr in einer Fahrrichtung, Gruppe wöchentlich+, Methode WIM-generierter Verkehr.

Die Ergebnisse in Abbildung 6:63 sind repräsentativ und daher werden die anderen im Bericht nicht dargestellt. Gezeigt wird jedoch Abbildung 6:64, in der das obige Ergebnis des Kastenbalkens für zweistreifigen Verkehr in einer Fahrrichtung zusammen mit den Ergebnissen der doppelstegigen Träger sowie der kurzen und langen Platten gezeigt wird. Sofern nicht anders angegeben, werden in diesem Abschnitt des Berichts die Maxima der Wochenblöcke mit der Gruppierung Class+ verwendet. Es ist anzumerken, dass das Verhältnis zwischen  $E_{WIM}$  und  $E_{NORME}$  seinen Höhepunkt knapp über 0,50 für das negative Biegemoment bei Platten mit 8 m Spannweite erreicht, dann werden ähnliche Verhältnisse bei allen Brückentypen bis zu 40 m Spannweite beobachtet, wo die Werte zu sinken beginnen. Dieser Rückgang sollte nicht berücksichtigt werden, da es sich bei dem für diese Simulationen verwendeten Verkehr um fließenden Verkehr und nicht um einen Stau handelt.

Im Folgenden werden statt der bisherigen Grafiken andere Möglichkeiten verwendet, die Ergebnisse durch Kombination darzustellen. Dies geschieht z. B. dadurch, dass die Ergebnisse aus Abbildung 6:64, die die Ergebnisse für fünf verschiedene Brückentypen und eine Verkehrsart enthält, übernommen und in Abbildung 6:65 dargestellt werden, wo alle Einwirkungseffekte aller Brücken und aller Verkehrsarten in einer einzigen Grafik zusammengefasst werden. Der Vorteil ist, dass man schnell die Bandbreite der Ergebnisse für verschiedene Arten von Brückentypen erkennen kann. In einem Lastmodell, das den tatsächlichen Verkehr am besten abbildet, würde die vertikale Streuung der Ergebnisse für jedes Feld minimiert und diese Maxima hätten alle einen ähnlichen Wert. Die Ergebnisse zeigen, dass das LM1 für fast alle Einwirkungsgrößen bei Brücken mit 4 und 6 m Spannweite im Vergleich zu Brücken mit 8 bis 30 m Spannweite etwas zu konservativ ist.

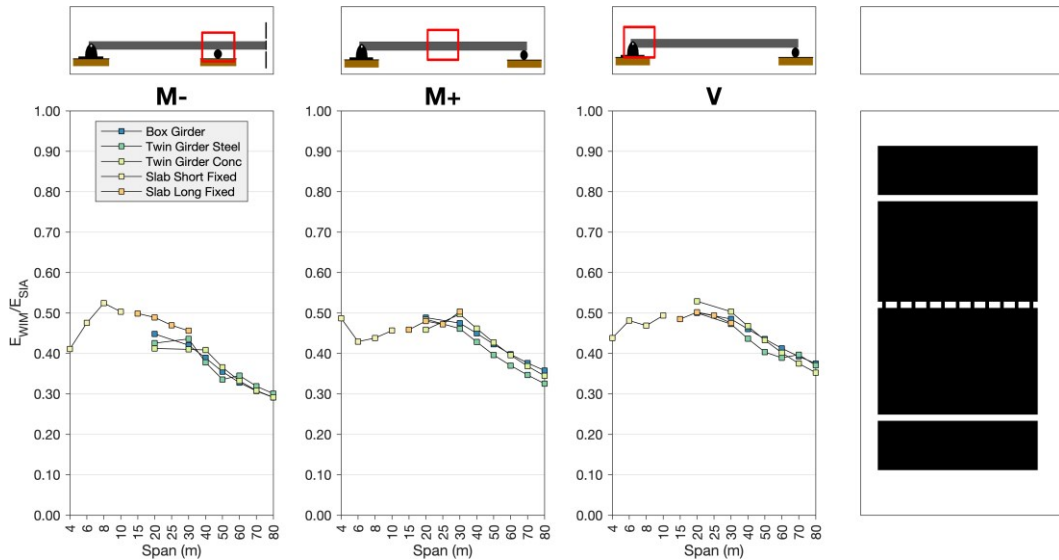


Abbildung 6:64 Kastenträger, Doppelstegige Träger und Plattenbrücken (Richtungsverkehr zweistreifig, WIM-generierter Verkehr)

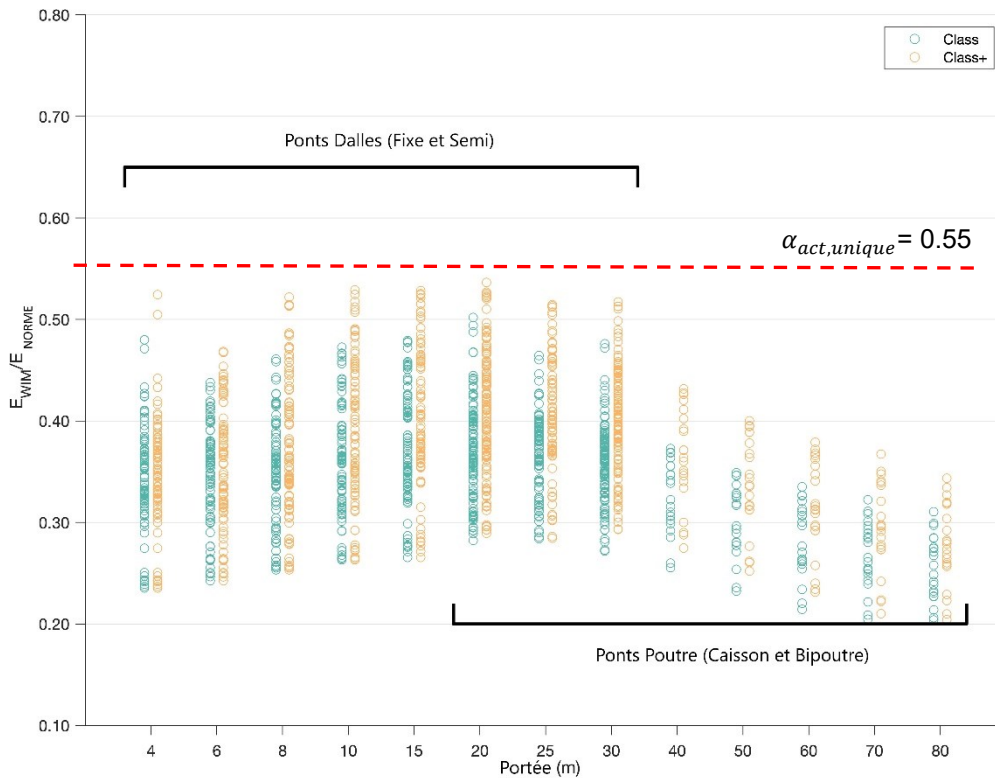


Abbildung 6:65 Resultate der Einflusslinien des Quadranten 1 für die Analyse der Methode WIM-generierter Verkehr

Eine Linie, die für den Aktualisierungs-Koeffizienten  $\alpha = 0,55$  gezogen wurde, liegt über allen 903 dargestellten Einwirkungsgrößen. Die Gruppierung Class+ ergibt ein systematisch höheres Verhältnis zwischen  $E_{WIM}$  und  $E_{NORME}$  als die Gruppierung Class, was logisch ist, aber von der Qualität der Daten und der Extrapolationen abhängt. Denn jeder extrapolierte Merkmalswert hängt von der Anpassung des Verteilungsendes ab und ist abhängig von der Streuung, die bei der Gruppierung Class+ kleiner ausfallen kann als bei Class.

Die Ergebnisse für Fahrbahnplatten von Balkenbrücken hängen nicht von der Spannweite der Brücke in Längsrichtung ab, sondern von ihrer Breite (Querspannweite) und sind in Abbildung 6:66 dargestellt. Die erstellten Modelle sowie die erzielten Ergebnisse wurden auf der Grundlage der Arbeit von AGB 2009/005 [4] verglichen und validiert. Weitere Informationen sind in der beigefügten Dokumentation [35] zu finden.

Wie bei den vorherigen Ergebnissen wird auch hier der Aktualisierungs-Koeffizient  $\alpha_{act,unique} = 0,55$  eingehalten. Abbildung 6:66 hebt ein interessantes Phänomen hervor, das mit der Anzahl der betrachteten Fahrstreifen zusammenhängt. Betrachtet man nämlich die Ergebnisse für die Kragarme, so ist ein Sprung im Verhältnis  $E_{WIM}/E_{NORME}$  zwischen 3,44 und 4,56 m Kragarm-Länge zu beobachten. Dieser Sprung entspricht der Breite, ab der Fahrstreifen 2 in der Berechnung berücksichtigt wird. Wenn man die mit den WIM-Daten gefundenen Max-Fälle für zwei Fahrstreifen untersucht, stellt man fest, dass es selten vorkommt, dass gleichzeitig schwere Fahrzeuge anwesend sind. Das bedeutet, dass der Wechsel von einer auf zwei Fahrstreifen die aus den WIM-Daten berechneten Kräfte nur geringfügig erhöht, die mit LM1 (das die Lasten auf beiden Fahrspuren berücksichtigt) berechneten Kräfte jedoch deutlich stärker. Dieses Phänomen führt also zu einer Verringerung des Verhältnisses  $E_{WIM}/E_{NORME}$  bei Kragarmlängen über 3,44 m. In ähnlicher Weise werden in allen Modellen für Platten zwischen Trägern zwei Fahrstreifen berücksichtigt. Die  $E_{WIM}/E_{NORME}$ -Verhältnisse sind in diesen Fällen sogar niedriger, was auf die grössere Bedeutung der Einflusslinie für Fahrstreifen 2 zurückzuführen ist.

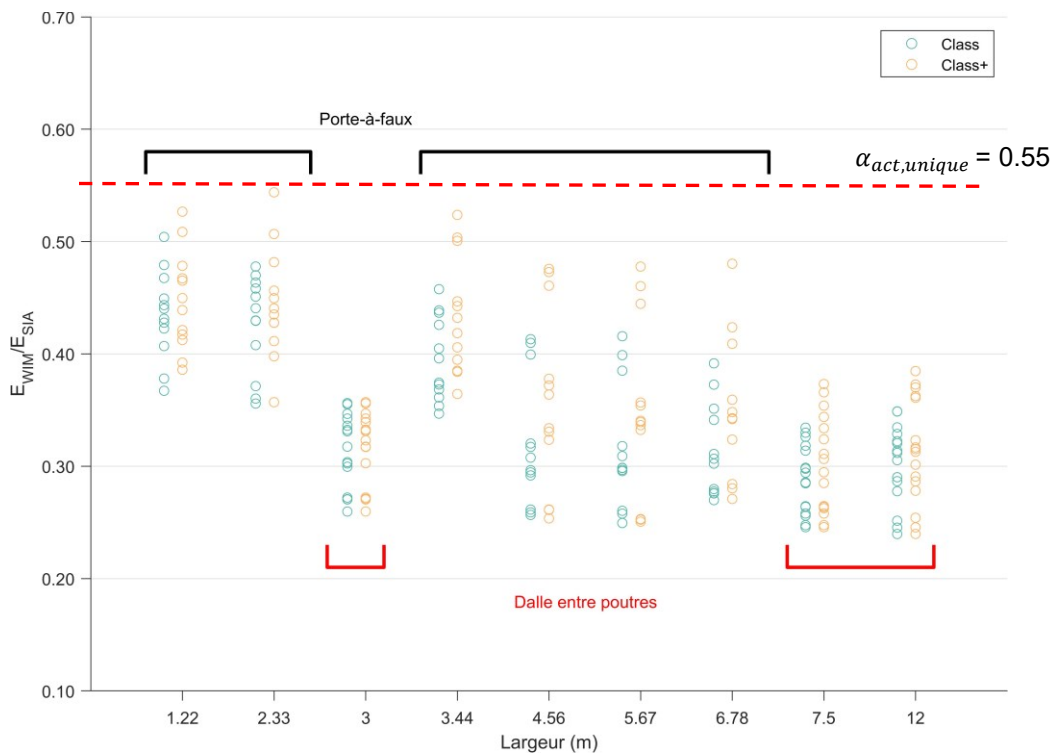


Abbildung 6:66 Resultate für Fahrbahnplatten von Trägerbrücken, Methode WIM-generierter Verkehr

Obwohl die Methode WIM-generierter Verkehr die beste Schätzung der Auswirkungen von Verkehrseinwirkungen bietet, ist sie nur für Verkehrskonfigurationen verfügbar, die von bestehenden WIM-Stationen abgedeckt werden. Daher sollte die simulationsbasierte Methode verwendet werden, um andere Fälle und Spannweiten von mehr als etwa 30 m besser abzudecken

## 6.6.2 Auf Simulationen basierte Methode des Verkehrsgeschehens ( $E_{SIM}$ )

Die Spannweite, ab der die Simulationenmethode geändert werden muss, um die maximalen Effekte der Verkehrswirkung zu erhalten, wurde mehrfach erwähnt. In Tabelle 6:23 wurde diese auf 30 m festgelegt, eine Spannweite, oberhalb derer der stauende Verkehr massgeblich ist und unterhalb derer der fließende und stauende Verkehr dominiert. In Abbildung 6:67 sind die Ergebnisse der Methode des WIM-generierten Verkehrs zusammen mit den Ergebnissen der Verkehrsstau-Simulation für die gleichen Fälle der Einflusslinie (Quadranten 1 und 2 in Tabelle 6:23) dargestellt. Alle Fälle mit mehr als 40 m Spannweite zeigen, dass die Ergebnisse der Verkehrsstausimulation dominieren, während es bei allen Fällen mit Spannweiten von 30 m und darunter genau umgekehrt ist (flüssiger

oder stockender, WIM-generierter Verkehr dominiert). Dies steht im Einklang mit den Ergebnissen der Literaturübersicht (siehe Abbildung 3:2). Auch hier ist zu beachten, dass der Unterschied nicht auf einen dynamischen Verstärkungsfaktor zurückzuführen ist, da dieser in diesen Analysen auf 1.0 gesetzt wird.

Bei Spannweiten über 30 m weist der stockende Verkehr Verhältniszahlen des Überprüfungswerts zum nach SIA Norm 261 berechneten Wert von deutlich unter 0,55 auf. Es werden jedoch nur die Fälle der Quadranten 1 und 2 in Tabelle 6:23 betrachtet. Für die anderen Quadranten müssen Simulationen der beiden Verkehrsbedingungen verglichen werden, was in Abbildung 6:68 ersichtlich ist.

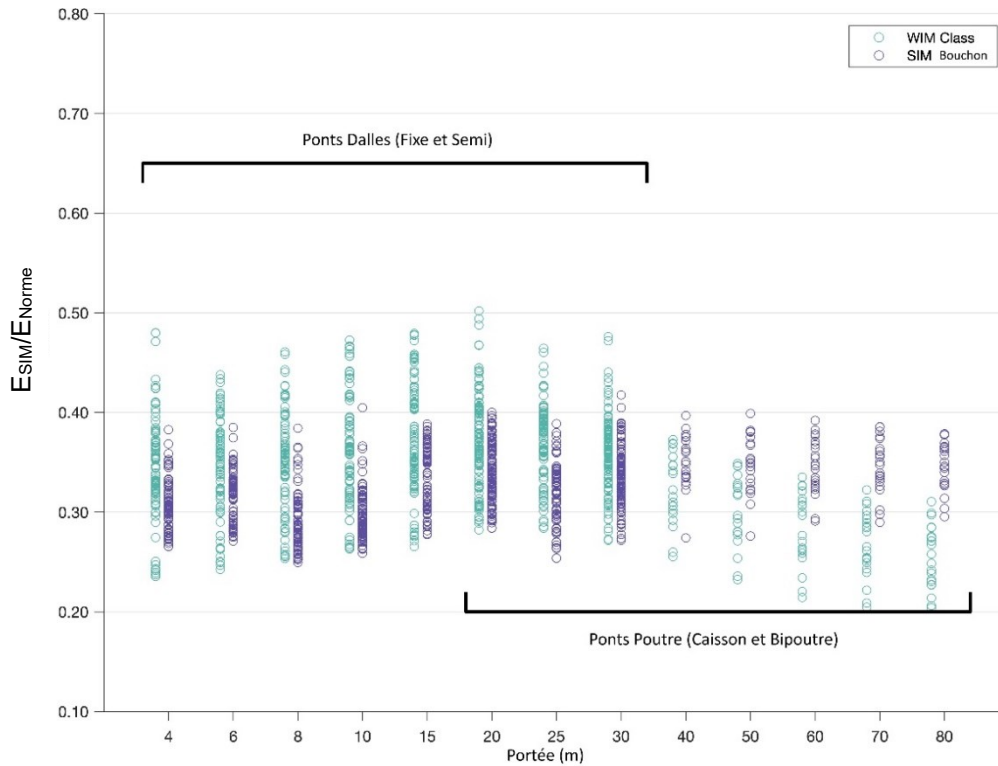


Abbildung 6:67 Vergleich zwischen dem WIM-generierten Verkehr und dem simulierten Stau (Quadranten 1, 2))

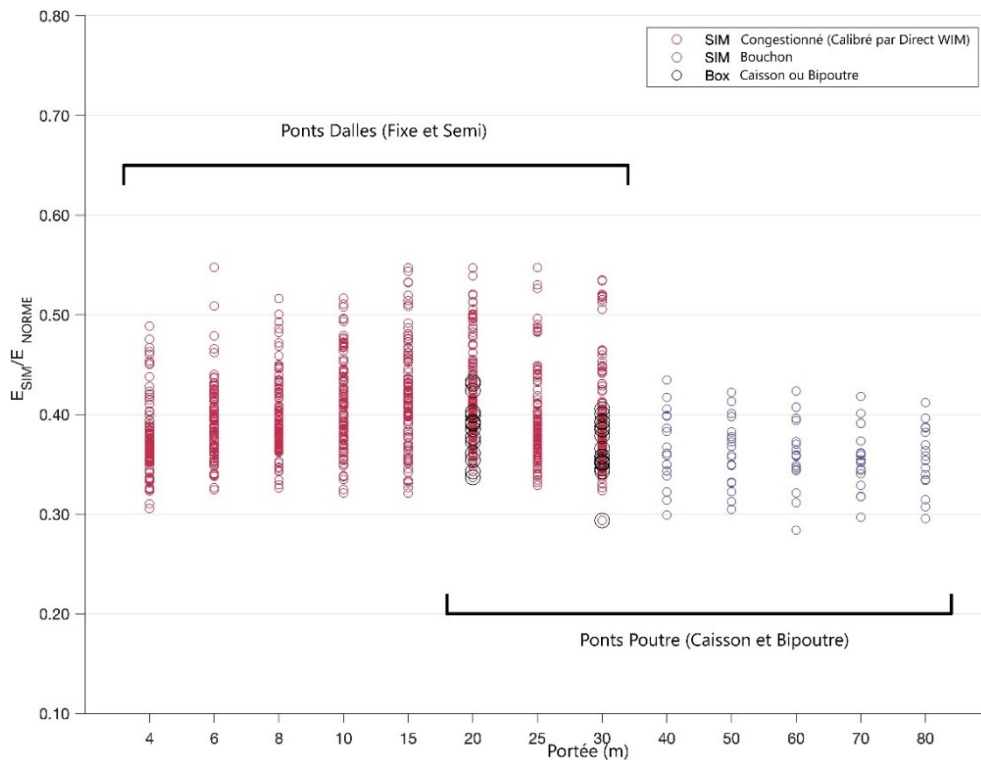


Abbildung 6:68 Vergleich zwischen den Simulationen des stockenden Verkehrs und dem Stau bis Stillstand (Quadranten 3, 4)

In Abbildung 6:68 sind die Ergebnisse der Simulation des stauenden Verkehrs (bis zum Stillstand) nur für Spannweiten von 40 m und mehr angegeben, während der stockende Verkehr nur für Spannweiten von 30 m und weniger angegeben ist. Zwei Dinge sind sofort ersichtlich: Erstens gibt es einen großen Unterschied zwischen den Ergebnissen mit Stauverkehr (bis zum Stillstand) und den Ergebnissen mit stockendem Verkehr. Dies kann damit erklärt werden, dass Platten über 30 m nicht modelliert werden und es hauptsächlich Plattenbrücken sind, die hohe Werte liefern (die Reihe Kasten oder Doppelsteg-Träger, „Box or Twin“ zeigt, welche Fälle mit Spannweiten  $\leq 30$  m nicht aus den Einflusslinien von Platten stammen). Zweitens liefern Verkehrsstau-Simulationen höhere Ergebnisse als zuvor, mit vielen Verhältnis-Werten über 0,55.

Eine nähere Betrachtung der Fälle, die das höchste Verhältnis von  $E_{SIM}$  zu  $E_{NORME}$  ergeben, ist aufschlussreich. Es handelt sich um den Fall einer aus dem Quermoment ermittelten Einflusslinie für eine 6 m lange Plattenbrücke, die vier Fahrstreifen trägt (eine davon auf dem Standstreifen). Das Moment  $m_{xMid}$  befindet sich in der Mitte von Fahrstreifen 1, der Fahrstreifen, auf der ein Lkw steht (Abbildung 6:69). Die Einflusslinien längs für  $m_x$ , unter der Abbildung zeigen, dass alle anderen Fahrstreifen ein umgekehrtes Vorzeichen zur Einflusslinie von Fahrstreifen 1 haben (rot). Außerdem ändert die Einflusslinie von Fahrstreifen 1 im Mittelpunkt ebenfalls ihr Vorzeichen. Bei der ungünstigsten Anordnung der Tandem-Achsen des Modells LM1 in Fahrstreifen 1 kann aufgrund der einzigartigen Form der Einflusslinie nur eine der beiden 300-kN-Lasten platziert werden. In diesem Fall führen die Achsen der Tandem-Achsen des LM1 mit einem Abstand von 1,2 m zu weniger konservativen Ergebnissen als Achsen mit einem Abstand von mehr als 2 m, wie bei dem LKW des Typs 22, der die Brücke überquert.

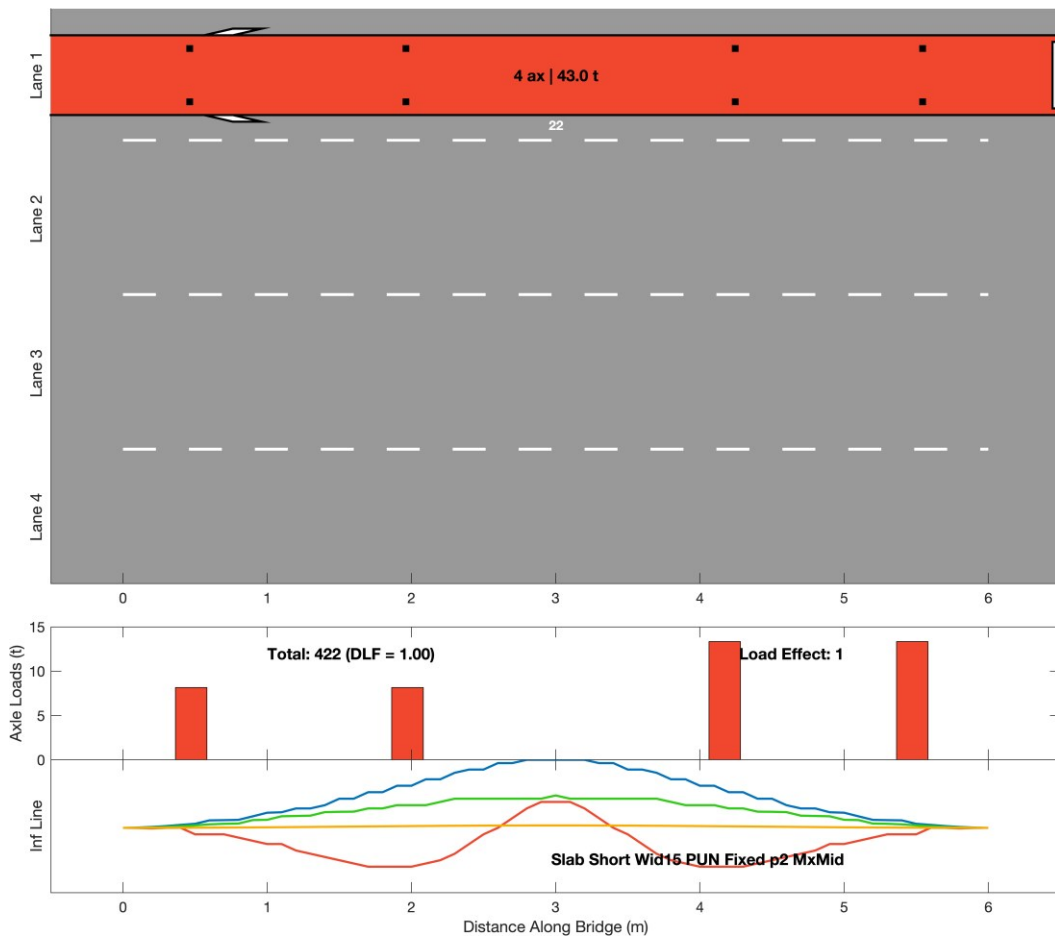


Abbildung 6:69 Einflusslinien von  $m_{x_{Mid}}$  für eine 6 m lange Plattenbrücke mit 4 Fahrstreifen (Fahrstreifen 1 = rot, Fahrstreifen 2 = blau, Fahrstreifen 3 = grün, Fahrstreifen 4 = gelb)

Obwohl dies spezifisch für diese Einflusslinie ist, wurde festgestellt, dass Fälle mit PUN eher einen langsamen Fahrstreifen mit Schwerlastverkehr aufweisen, bei dem die Einflusslinie in die entgegengesetzte Richtung verläuft (als Folge des Verschiebens dieses ersten Fahrstreifens nach außen) als bei allen anderen Fahrstreifen, die von allen Verkehrsarten belegt sind. Tatsächlich stammen alle Verhältnisse zwischen  $E_{SIM}$  und  $E_{NORME}$  von mehr als 0,55 aus Fällen, in denen der Seitenstreifen als PUN benutzt wird. Wenn die Lasten des LM1-Modells nicht auf dem zweiten Fahrstreifen platziert werden, kann der bei der Analyse der gleichzeitigen Anwesenheit von schweren Fahrzeugen beobachtete Konservatismus nicht ausgenutzt werden, was zu im Vergleich mit anderen Fällen hohen Aktualisierungskoeffizienten  $\alpha$  führt. Dieses Phänomen ist in Abbildung 6:70 hervorgehoben und wird in Abschnitt 7 näher betrachtet.



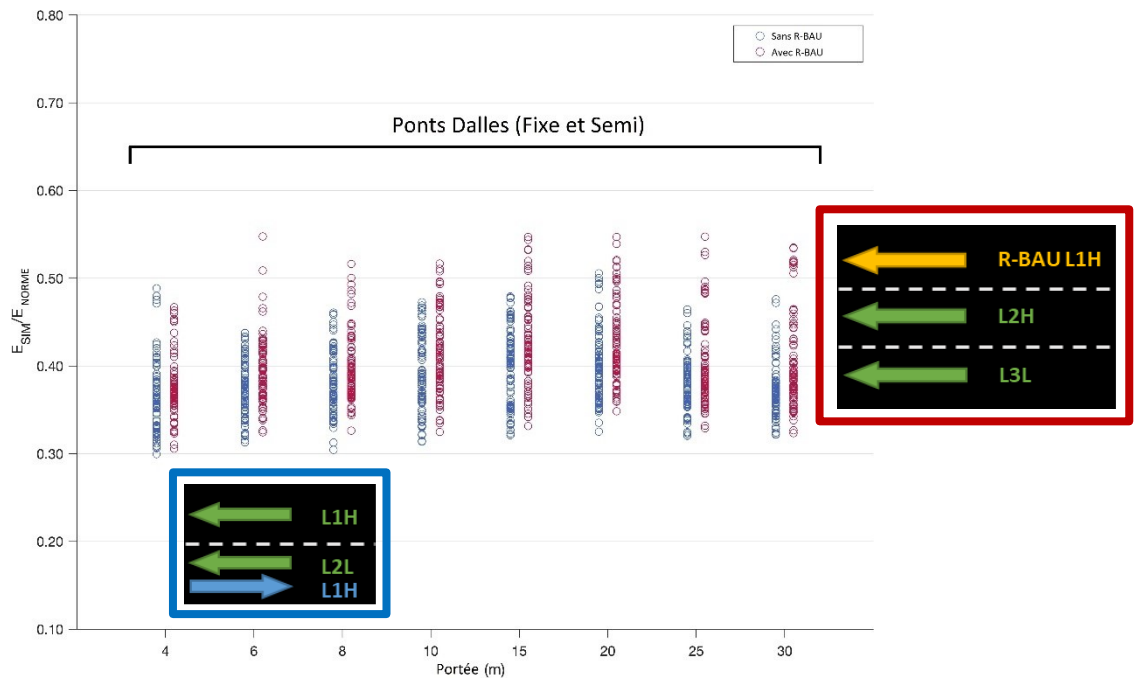


Abbildung 6:70 Auswirkung des PUN-Verkehrskonzepts auf die Simulationsergebnisse, Methode WIM-generierter Verkehr, Gruppe Class, für alle Einwirkungseffekte aller Brücken bis zu 30 m Spannweite

Die Ergebnisse werden auch weiter unten dargestellt, allerdings nur für Fahrbahnplatten, bei denen die gleiche Methodik angewandt wurde (siehe auch [35] für weitere Informationen). Quadrant 4 ist in Abbildung 6:71 unten dargestellt. Die WIM-generierten Class-Ergebnisse aus Quadrant 1 werden hier erneut dargestellt, da sie die Grundlage für die Kalibrierung der simulierten Ergebnisse des Verkehrskonzepts PUN bildeten. Die Ergebnisse aus den Quadranten 2 und 3 werden hier nicht dargestellt, da sie nicht massgebend sind (siehe [35]). Aus den Ergebnissen in Abbildung 6:71 lassen sich zwei Schlussfolgerungen ziehen:

- 1 Alle ermittelten Werte liegen unter  $\alpha_{act,unique} = 0.55$
- 2 Die Simulationen für das Verkehrskonzept PUN zeigen wie bereits erwähnt, dass die Nutzung des Seitenstreifens als Fahrstreifen zu höheren Werten führt, was einen leichten Anstieg des Aktualisierungs-Koeffizienten  $\alpha_{act,unique}$  zur Folge hat.

Daher stammen, wie in Abbildung 6:70 und in Abbildung 6:71 gezeigt, alle Verhältnisse von  $E_{SIM}$  zu  $E_{NORME}$  über 0,55 aus Fällen mit dem Verkehrsregime PUN, d.h. wo der Seitenstreifen vom Schwerverkehr genutzt wird. Bei zwei Schwerverkehrs-Streifen (L1H und L2H) kann der bei der Analyse der gleichzeitigen Anwesenheit beobachtete Konservatismus nicht ausgenutzt werden, d.h. die auf dem zweiten Fahrstreifen lokalisierten Lasten des LM1 sind zu gering. Dies führt zu höheren aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  im Vergleich zu den anderen Fällen und es wird empfohlen, für diese Fälle mit PUN einen höheren aktualisierten Koeffizienten  $\alpha_{act,unique} = 0.60$  zu verwenden.



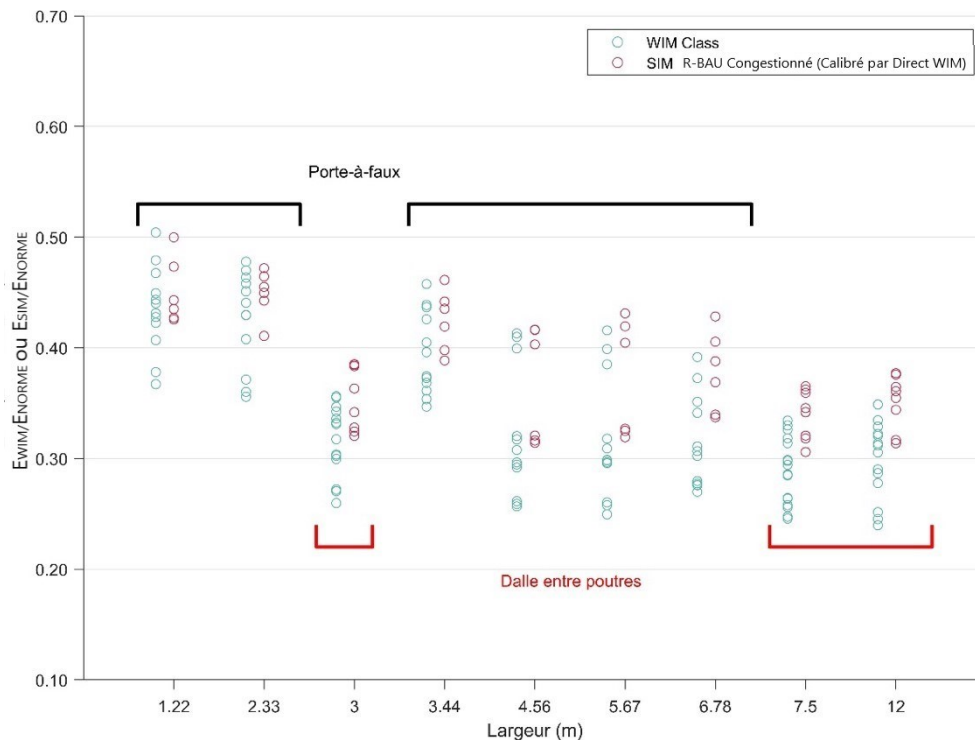


Abbildung 6:71 Ergebnisse für die Nutzung des Pannestreifens als Fahrstreifen (PUN) auf Fahrbahnplatten von Trägerbrücken (Quadranten 1 und 4)

### 6.6.3 Berechnung von $\alpha_{q,act}$

In diesem Projekt wurde aufgrund der Ergebnisse und der Einfachheit der Anwendung entschieden, dass nur drei aktualisierte Koeffizienten  $\alpha$  angegeben werden: einer für jede der konzentrierten Lasten auf den Fahrstreifen 1 und 2 und ein aktualisierter Koeffizient  $\alpha$  für die verteilten Lasten auf allen Fahrstreifen. Um die spezifischen aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  für konzentrierte und verteilte Lasten zu berechnen, werden Werte für zwei der drei aktualisierten Koeffizienten angenommen, um die Wirkung auf den anderen zu ergründen. Da die maximalen und akzeptablen Werte für  $\alpha_{Q1}$  und  $\alpha_{Q2}$  zuvor in dieser Dokumentation ermittelt wurden, sind diese Werte festgelegt, und es wird deren Wirkung auf  $\alpha_q$  untersucht. Dies ist in Abbildung 6:72 für alle Ergebnisse der Methode des WIM-generierten Verkehrs gezeigt (Quadranten 1 und 2 in Tabelle 6:19). In diesem Fall wurden Werte von 0.55 und 0.35 für  $\alpha_{Q1}$  und  $\alpha_{Q2}$  genommen (aber 0.40, wenn man auch die Durchstanz-Nachweise erfüllen will).

Es ist sofort ersichtlich, dass kurze Spannweiten viel stärker von der Wahl der aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  für konzentrierte Lasten betroffen sind (da diese Lasten einen viel höheren Prozentsatz der Gesamtlast auf Brücken mit kurzer Spannweite ausmachen). Es ist recht üblich, negative aktualisierte Werte für  $\alpha_q$  zu berechnen, da die Überprüfungswerte der konzentrierten Lasten die Bemessungslast der Norm SIA 261 in einigen Fällen bereits übersteigen (es ist zu beachten, dass die y-Achse in Abbildung 6:72 bis Null reicht; negative Werte existieren, sind aber nicht dargestellt). Der Kompromiss ist in beiden Abbildungen ersichtlich: Durch die Wahl niedrigerer aktualisierter Koeffizienten  $\alpha$  für konzentrierte Lasten, was aufgrund früherer Analysen zulässig ist, erhält man höhere aktualisierte Koeffizienten  $\alpha$  für die verteilte Last. Um die Methodik einfach zu halten, wird vorgeschlagen, einen **minimalen** Wert der verteilten Last von 0.30 für  $\alpha_q$  für alle Einwirkungseffekte zu verwenden. Dieser Wert ist vorsichtig gewählt und entspricht dem Minimum der oberen Grenzwerte der verschiedenen in diesem Abschnitt vorgestellten Ergebnisse.

Es wird erwartet, dass diese Festlegung es ermöglicht, unerwartete Szenarien zu berücksichtigen, die nicht in diesen Analysen untersucht wurden (z. B. andere Brückentypen wie Schrägseilbrücken oder Verkehrsbedingungen wie Staus in beiden Richtungen oder Stau mit stop-and-go).

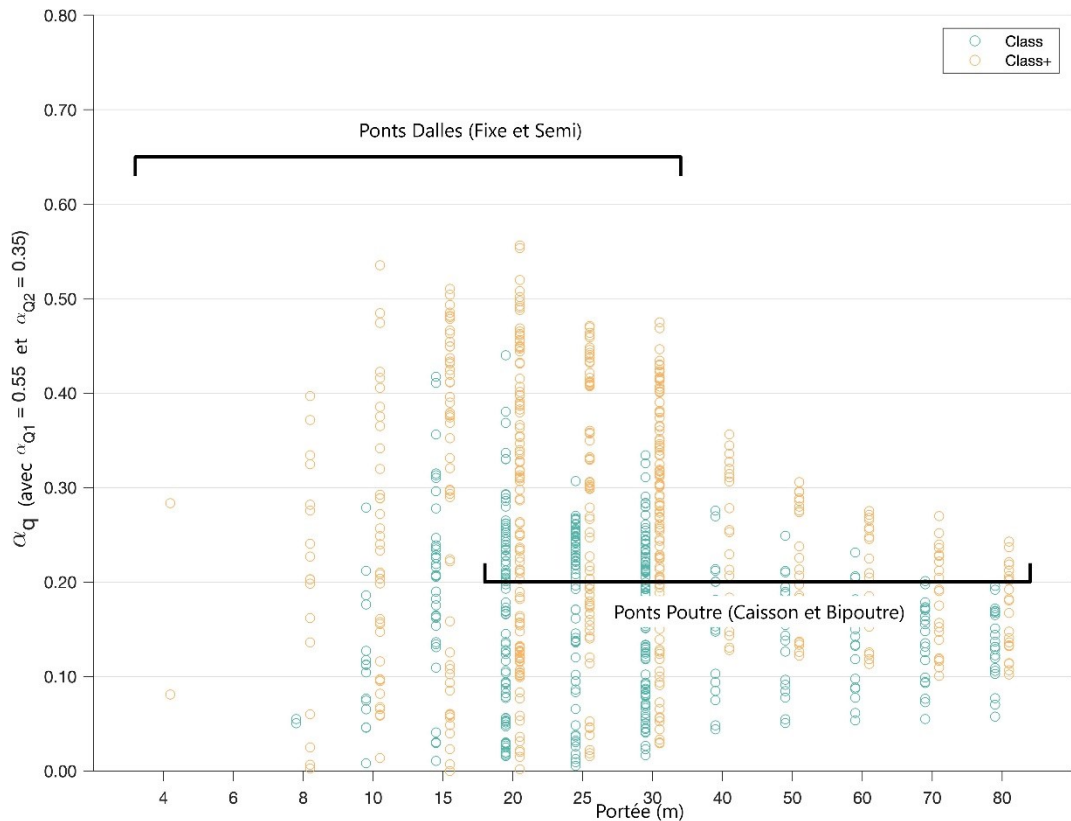


Abbildung 6:72 Ergebnisse von  $\alpha_q$  für alle Einflusslinien für die WIM-generierte Analyse mit Aktualisierungskoeffizienten  $\alpha_{Q1} = 0.55$  und  $\alpha_{Q2} = 0.35$

## 6.7 Quellen für Unsicherheiten

Das Ziel dieses Abschnitts ist es, die verschiedenen identifizierten Unsicherheitsquellen, von denen einige in dieser Dokumentation untersucht wurden, andere jedoch nicht, zusammenzufassen. Damit kann man einen Überblick erhalten und qualitativ bestätigen, dass die präsentierten Ergebnisse ein angemessenes Sicherheitsniveau haben. Einige Unsicherheiten gleichen sich aus, andere können vernachlässigt werden; wenn sie unbekannt sind, wird ein Entscheid beschrieben oder die Anwendbarkeit der Empfehlungen in dieser Dokumentation eingeschränkt. Die Quellen der Unsicherheiten sind unten in Tabelle 6:24 aufgeführt. Eine Erklärung der Wirkung jeder Quelle und der Maßnahmen, die zur Quantifizierung und Behandlung der Unsicherheit ergriffen wurden, ist in der Tabelle enthalten und wird für die meisten von ihnen im Folgenden diskutiert. Die Unsicherheiten sind in drei Kategorien eingeteilt: solche, die mit den WIM-Daten und ihrer Verarbeitung zusammenhängen, solche, die den Methoden/Modellen zur Berechnung der Aktualisierung der Koeffizienten  $\alpha$  eigen sind, und solche, die mit dem Verkehr und seiner Repräsentativität zusammenhängen.

### WIM-Daten und ihre Verarbeitung

Die erste Quelle der Unsicherheit ist die Genauigkeit der WIM-Messung, und sie ist von Bedeutung. Glücklicherweise gibt es eine Kalibrierungsdatenbank, die es ermöglichte, den Wert dieser Unsicherheit abzuschätzen und ob sie zu konservativen Ergebnissen führt oder nicht. Es ist zu beachten, dass die WIM-Stationen nur „auf Geschwindigkeit“ kalibriert werden, so dass man nicht sagen kann, dass es einen dynamischen Effekt in den Messungen gibt. In Abschnitt 4.5 wurden die Kalibrierungsdaten vorgestellt und es wurde angemerkt, dass, wenn fehlerhafte Daten die Streuung erhöhen (zentrierter Fehler um den Mittelwert), die Blockmaximum-Methode aufgrund der Tendenz, Extremwerte auszuwählen, die „extremer“ oder gestreut sind, zu konservativen Ergebnissen führt.

Die beiden anderen Unsicherheitsquellen betreffen das System zur Klassifizierung von Fahrzeugen, insbesondere von nicht erkannten Fahrzeugen (bei denen es sich um Fehler oder echte Fahrzeuge handeln kann). Dies wurde über die Validierung der Ergebnisse der Methode des WIM-generierten Verkehrs untersucht, die mehrere Schritte umfasste. Eine wichtige Frage ist die nach der Genauigkeit (und dem Effekt) des Beschneidungsalgorithmus, der zur Erkennung und Beseitigung „grober“ WIM-Fehler entwickelt wurde. Diese WIM-Fehler müssen von denjenigen unterschieden werden, die oben im Zusammenhang mit der Ungenauigkeit von WIM-Messungen untersucht wurden. Bei WIM-Kalibrierungen übersehen die Techniker in etwa 10 % der Fälle ein Fahrzeug, dessen Messung unsinnig oder unverständlich war (entweder übertrieben hohe oder niedrige Achslasten aufgrund einer Fehlfunktion des Sensors oder falsche Achsabstände oder Radstände aufgrund von Problemen bei der Erkennung der Front oder des Hecks des Fahrzeugs). Weil sie vernachlässigt werden, wird ihr Effekt nicht in den Kalibrierungsdaten erfasst. In der Praxis befinden sich diese Fahrzeuge jedoch in den Datendateien und müssen durch Beschneidungsschritte entfernt werden (die Schritte dieses Projekts sind in Tabelle 4:6 aufgelistet). Der Ansatz des Projekts zur Lösung dieses Problems ist die Verwendung von verbesserten Filtern. Da die WIM-Stationen die Radsabstände zuverlässig messen (weniger als 5 % Fehler), wird jedes Fahrzeug klassifiziert, und Fahrzeugen, die nicht erkannt werden, wird die Klasse 0 zugewiesen. Durch die Durchführung der Analysen an der Gruppierung „All“ (enthält Klasse 0) sowie an den Fahrzeugen, die unter „Class+“ zusammengefasst werden, kann die Obergrenze des Effekts der Genauigkeit der Beschneidung geschätzt werden. Ein Problem bei der Verwendung von Filtern ist, dass es in der WIM-generierten Methode weniger Fahrzeuge pro Beobachtungszeitraum gibt, wenn sie angewendet wurden; wenn die fehlerhaften Fahrzeuge entfernt werden, kann nicht festgestellt werden, was passiert wäre, wenn diese Fahrzeuge korrekt gemessen und registriert worden wären. Tabelle 6:17 zeigt die Unterschiede zwischen „All“ und „Class+“. Für den Zeitraum der wöchentlichen Blockmaxima (der in diesem Projekt gewählte Zeitraum) ist der Unterschied gering (weniger als 4 %) und der schlussendlich empfohlene Aktualisierungs-Koeffizient deckt die Gruppierung „All“ ab.

Die neuen Filter zur Beschneidung und Klassifizierung sowie die Verwendung der Methode des WIM-generierten Verkehrs werden von den Autoren als gültige und gut begründete Alternative zu der in früheren AGB-Studien verwendeten Methode angesehen, bei der „nicht klassifizierte“ Fahrzeuge, d. h. gewogene Fahrzeuge, die nicht mehr als 50 t wiegen und keiner definierten Klasse entsprechen, proportional durch Fahrzeuge anderer Klassen mit der gleichen Anzahl von Achsen ersetzt wurden. Im Gegensatz dazu und im Falle von Ermüdungsberechnungen ist es wahrscheinlich, dass die Methode des proportionalen Ersatzes die Entwicklung der durch den tatsächlichen Verkehr verursachten Schäden besser darstellt.

Einige andere Unsicherheiten, die mit der Verarbeitung von WIM-Messungen, aber auch mit der Validierung der Methode des WIM-generierten Verkehrs zusammenhängen, wurden in die Kategorie Methoden der Tabelle 6:24 aufgenommen, wie z. B. die Genauigkeit der Abmessungen und der auf 0,1 s gerundete Zeitstempel.

### Methoden und Modelle für die Berechnung

Die Unsicherheiten, die sich aus den Methoden ergeben, können in solche unterteilt werden, die für die Methode des WIM-generierten Verkehrs, die Simulationsmethode (SIM) oder beide gelten. Die Simulationsmethode basiert auf viel mehr Annahmen als die Methode des WIM-generierten Verkehrs: simuliertes Verkehrsvolumen, Prozentsatz des Verkehrsstaus, statistische Unabhängigkeit der Fahrzeugankünfte, Abstände zwischen den Fahrzeugen, Verteilung der Achsgewichte innerhalb der Achsgruppen, etc. Es ist schwierig, die Unsicherheit aufgrund der unbekannten Wirkung mehrerer Annahmen zu quantifizieren (daher der Grund für die kombinierte Verwendung mit der Methode des WIM-generierten Verkehrs). Daher wurde in diesem Projekt wie auch in AGB 2002/005 [2] ein zusätzlicher Lasteffekt-Modellfaktor von  $\gamma_{SQd} = 1.1$  verwendet, jedoch nur für die Methode WIM-generierter Verkehr. Dagegen ist die Bewertung der Annahmen in der WIM-generierter Verkehr oder in beiden Methoden generell möglich. Eine weitere Annahme ist, dass der fließende Verkehr den Effekt der maximalen Belastung regelt, wobei der Konsens darin besteht, dass dies für Spannweiten  $< 30$  m gilt, und die Simulationsmethode verwendet

wird, um Situationen zu erhalten, die über diesen Wert hinaus regeln (wobei zu bedenken ist, dass dieser 30-m-Übergang für den Effekt der negativen Momenteneinwirkung anders aussehen könnte, wenn eine 3-Feld-Brücke verwendet wird, siehe Abschnitt 5.3.

**Tabelle 6:24 Quellen der Unsicherheit bei den Kennwerten der Einwirkungseffekte**

| Quelle                                                                                 | Typ               | Konservativ? | Schätzung (%)<br>(+ bedeutet konservativ)                                                                                 | Bearbeitung                                                                                                                                     |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|--------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>WIM-Daten und -Verarbeitung</b>                                                     |                   |              |                                                                                                                           |                                                                                                                                                 |
| Genauigkeit der WIM-Messung (Kalibrierung)                                             | epistemisch       | Ja           | + 3 bis + 5%                                                                                                              | Ignoriert (wichtig: regelmäßige und vollständige Kalibrierungen)                                                                                |
| Qualität der Klassifizierung (basierend auf den Abständen zwischen den Achsen)         | epistemisch       | Nein         | ± 5 %                                                                                                                     | Verbesserte Filter                                                                                                                              |
| Behandlung von nicht klassifizierten schweren Fahrzeugen (d.h. Class 0)                | Systematik        | Nein         | Wird als gering eingeschätzt, beeinflusst eher die Gesamtzahl der schweren Fahrzeuge                                      | Wird als gering eingeschätzt, beeinflusst eher die Gesamtzahl der schweren Fahrzeuge                                                            |
| <b>Methoden, Rechenmodelle</b>                                                         |                   |              |                                                                                                                           |                                                                                                                                                 |
| Modell- und Simulations-Parameter (Mehrfachquelle)                                     | Zu untersuchen    | unbekannt    | Aus der Literatur                                                                                                         | Nur für SIM, Lastmodellierungsfaktor $\gamma_{sQd} = 1.1$                                                                                       |
| Zeitstempel auf 0.1s gerundet                                                          | epistemisch       | Oui          | ± 1 %                                                                                                                     | Ignoriert                                                                                                                                       |
| Dynamische Vergrösserung (DAF, ADR)                                                    | epistemisch       | Nein         | +5 %                                                                                                                      | Ignoriert, aber begrenzt anwendbar (Fälle mit einer Eigenfrequenz nahe der Resonanzfrequenz oder kurzen Brückenfugeneffekten, $\varphi_{cat}$ ) |
| Seitliche Platzierung der Last SIA LM1                                                 | Zu untersuchen    | Ja           | Unbekannt                                                                                                                 | Ignoriert                                                                                                                                       |
| Ziel-Zuverlässigkeitsindex $\beta_{\text{jährlich}}$ (4.7 vs. 4.2, nur Verkehrslasten) | epistemisch       | Nein         | +2.2 bis +7% für 4.7                                                                                                      | Ignoriert, aber Anwendungsbeschränkungen                                                                                                        |
| Veränderung des Ziel-Zuverlässigkeitsindex mit Berücksichtigung von Dauerlasten        | epistemisch       | Nein         | 0% für Balkenbrücken > 40m und Platten, bis zu +10% für Balkenbrücken 40m ( [1] [4] )                                     | Ignoriert, gilt als durch andere Unsicherheiten abgedeckt                                                                                       |
| <b>Verkehr und seine Repräsentativität</b>                                             |                   |              |                                                                                                                           |                                                                                                                                                 |
| Repräsentativität der WIM-Stationen                                                    | Systematik        | unbekannt    | Abhängig vom Straßenabschnitt: kein WIM auf Kantonsstrassen, Gewichtsgrenzen für Spezialfahrzeuge auf bestimmten Strassen | Als systematischer Fehler behandelt*                                                                                                            |
| Entwicklung des Schwerverkehrs (in % und Volumen, Aufteilung nach Fahrspuren, PUN)     | Neu zu überprüfen | unbekannt    | unbekannt                                                                                                                 | VBSim. Hier als systematischer Fehler behandelt*                                                                                                |
| Entwicklung des Fahrzeuggewichts                                                       | Zu prüfen         | unbekannt    | unbekannt                                                                                                                 | VBSim. Hier als systematischer Fehler behandelt*                                                                                                |
| Entwicklung der Verkehrsüberwachung                                                    | Zu prüfen         | Ja           | Nicht bekannt. Aus der Literatur: Mehr Kontrolle = weniger Überschreitungen der Limiten                                   | Teilweise überladene Fahrzeuge berücksichtigt, systematischer Fehler*.                                                                          |

Tabelle 6:24 Quellen der Unsicherheit bei den Kennwerten der Einwirkungseffekte

| Quelle                                                                     | Typ                   | Konservativ? | Schätzung (%)<br>(+ bedeutet konservativ)  | Bearbeitung           |
|----------------------------------------------------------------------------|-----------------------|--------------|--------------------------------------------|-----------------------|
| Entwicklung der Verkehrskonzepte<br>(z. B.: LKW-Konvois, Elektrifizierung) | Zu prüfen (mit VBSim) | Nein         | Variabel (für Konvois, siehe AGB 2017/004) | Grenzen der Anwendung |

\* Bearbeitet, indem die Daten von 14 WIM-Stationen über mehrere Jahre hinweg zusammengefasst werden, was die Unsicherheit erhöht, zugelassen als repräsentativ auch für die Zukunft.

\*\*Eine prozentuale Verdoppelung des LKW-Anteils wurde in der ersten Version dieser Dokumentation untersucht. Dies führte zu der Annahme, dass eine Marge von +5% ausreichend ist, um den potenziellen Anstieg des Lkw-Anteils über 15-20 Jahre zu berücksichtigen.

Der Effekt der Vernachlässigung der Gewichte leichter Fahrzeuge und der Effekt der Rundung von Zeitstempeln auf die nächsten 0,1 s können durch Sensitivitätsanalysen geschätzt werden. Im ersten Fall wurde bei Verwendung der verfügbaren Daten, die leichte Fahrzeuge beinhalten, festgestellt, dass sie die Werte für die Untersuchung der Auswirkungen der Maßnahme nur um 1 % erhöhten; im zweiten Fall wurde bei künstlicher Rundung der Zeitstempel auf die nächste Sekunde ein Unterschied von weniger als  $\pm 1$  % festgestellt. In beiden Fällen wurden diese Effekte als vernachlässigbar eingestuft und ignoriert.

Der dynamische Vergrößerungsfaktor kann als eine Quelle epistemischer Unsicherheit eingestuft werden. Während nur wenige Ingenieure die Tatsache bestreiten, dass ein Fahrzeug beim Überqueren einer Brücke Kräfte ausüben kann, die sein statisches Gewicht übersteigen, stellen viele die Relevanz dieses Faktors im Grenzzustand der Tragfähigkeit in Frage. Darüber hinaus ist in der Schweiz die Ebenheit der Fahrbahnen, insbesondere auf Nationalstrassen der 1. und 2. Klasse, dokumentiert sehr gut, was die dynamische Wirkung unter Betriebsbedingungen und in der Nähe von Fahrbahnübergängen weiter reduziert [27]. Da die Aktualisierungskoeffizienten in SIA 269/1 für das Lastmodell 1 dynamische Effekte berücksichtigen (die bei kurzen Spannweiten stärker ins Gewicht fallen und mit zunehmender Spannweite abnehmen), verlangt die SIA 269/1 im Bereich der Fahrbahnübergänge keinen Zuschlag durch einen dynamischen Faktor. Was die Unsicherheit aufgrund dynamischer Effekte bei den WIM-Sensoren betrifft, so wurde sie unter „Genauigkeit der WIM-Messung“ behandelt.

Die Begründung für die Nichtberücksichtigung dieser epistemischen Unsicherheitsquelle, d.h. DAF = 1.0, ist im Anhang, Abschnitt IV.3.1 enthalten. Es sei darauf hingewiesen, dass es sich hier um ein Lastmodell für die Beurteilung bestehender Brücken ohne besondere dynamische Probleme handelt (wie z. B. Eigenfrequenz nahe einer Resonanzfrequenz, mit oder ohne Verbindung zu den Fahrbahnübergängen). Darüber hinaus sei angemerkt, dass der Begriff „Assessment Dynamic Ratio (ADR)“ als Rechtfertigung dafür herangezogen werden kann, die statischen Lastwerte in Simulationen der maximalen Einwirkung ([24], [25]) nicht zu erhöhen, insbesondere bei Brücken mit einer Länge von mehr als 20 m, für die der Wert dieses Fehlers auf etwa 5% geschätzt wird (Kalin et al., 2022).

Eine im AGB-Bericht 2002/005 [2] enthaltene Bemerkung muss wiederholt werden: Es ist wichtig, dass die aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  aus dieser Dokumentation verwendet werden, und niemals die berechneten Überprüfungswerte selber. Der Grund dafür ist, dass die Prüfwerte in diesem Bericht ohne einige zusätzliche Anforderungen der Normen berechnet wurden, z. B. die Platzierung konzentrierter Lasten in der ungünstigsten Querposition in einem Fahrstreifen oder der Einbezug von Lasten, die auf anderen Flächen als auf unter Verkehr stehenden Fahrstreifen verteilt sind. Diese Anforderungen wurden nicht berücksichtigt, da man zum einen nicht über ausreichende Daten verfügt, die dies ermöglichen würden, und es sich zum anderen wahrscheinlich um einen Sicherheitsvorbehalt handelt, da die Norm verlangt, die konservativsten Annahmen zu treffen. Die Höhe dieser „versteckten“ Reserve ist jedoch unbekannt, da sie auch vom projektierenden Ingenieur abhängt (bei der Platzierung und Modellierung der Lasten).

Die letzte Unsicherheit besteht in der Wahl des Zielwerts für den Zuverlässigkeitsindex. Für die vorgelegten Analysen wurden die jährlichen  $\beta$  auf 4.2 (und 4.7 in Anhang III) gesetzt, was dem in der Norm angegebenen Medianwert in Bezug auf die Effektivität von

Massnahmen und die Folgen eines Tragwerks-Versagens entspricht. Es ist jedoch möglich, dass Brücken nicht in diese mittlere Kategorie fallen. Daher wurde untersucht, wie sensibel die Ergebnisse auf diesen Wert reagieren. Das Ergebnis ist, dass die Erhöhung von 4,2 auf 4,7 zu einem Anstieg der Überprüfungswerte um 2,2 % bis 7 % führte. Es ist zu beachten, dass die Sensitivität der Ergebnisse für die Tragsicherheit nicht nur von der Marge für die Verkehrslasten abhängt, sondern auch von der Marge für die Eigengewichte des Tragwerks und die ständigen Lasten.

Bezüglich der Veränderung des Ziel-Zuverlässigkeitsindex mit der Berücksichtigung von ständigen Lasten: Die Studie zu Fahrbahnplatten ([4]) kam zu dem Schluss, dass man bei voll eingespannten Kragarmen einen größeren Spielraum für Bauteile mit kleineren Spannweiten als für Bauteile mit größeren Spannweiten hat. Diese Feststellung ist aus Sicht der Gesamtzuverlässigkeit der Bauteile interessant, da der Bericht zu folgendem Schluss kommt:

„Die ständigen Einwirkungen von Bauteilen mit großen Spannweiten machen einen nicht unerheblichen Teil der für die Bemessung berücksichtigten Gesamteinwirkung aus, wodurch die Bedeutung der Verkehrslasten im Verhältnis zur Gesamteinwirkung verringert wird. Im Gegensatz dazu entspricht bei Bauteilen mit kleinen Spannweiten die Belastung durch Verkehrslasten fast der Gesamtbelastung, wodurch sie für die Sicherheit ausschlaggebend ist. Ein größerer Spielraum bei Bauteilen mit kleinen Spannweiten ist daher vertretbar, wenn nicht sogar empfehlenswert.“

Bei Platten wird festgestellt, dass sich die Effekte ausgleichen und es daher überflüssig ist, eine zusätzliche Marge (d. h. 0 %) zu berücksichtigen. Für die anderen Fälle wurde eine Marge von bis zu 10% angenommen. Für diese Dokumentation gilt die Annahme, dass dies angesichts der Anzahl der berücksichtigten Unsicherheiten überflüssig ist (siehe Tabelle 6:24).

### **Verkehr und seine Repräsentativität**

Nachhaltige Entwicklung und die Reduktion von Emissionen und natürlichen Ressourcen zur Erreichung der Klima-Ziele für 2050 führen zu zwei Gruppen von widersprüchlichen Faktoren: erhöhter Druck auf den Schienenverkehr und auf Strassenverkehrs-Abgaben, aber auch die Entwicklung der Verkehrskonstellationen (wie Platooning, Mega-LKWs usw.).

Der erste dieser in Tabelle 6:24 aufgeführten Faktoren wirft die Frage nach der Repräsentativität der WIM-Stationen auf, z. B. ob sie sich an repräsentativen Stellen im Netz befinden, was den Verkehr und die Verteilung der Bauwerke im Netz betrifft. Dies kann nur bejaht werden, da diese Annahme in allen bisherigen Studien immer getroffen wurde. Ebenso sollten die Standorte der WIM-Stationen so gewählt worden sein, dass sie für das Netz repräsentativ sind. Für diese Dokumentation gilt die Ansicht, dass sie im Allgemeinen repräsentativ sind, im weiteren Sinne auch für Bauwerke, und dass jegliche Verzerrung durch die Zusammenfassung der Stations- und Jahresdaten ausgeglichen wird, so dass im Fall von Autobahnen eine gewisse Unsicherheit berücksichtigt wird. Es bleibt jedoch die Frage nach den Gewichtsgrenzen für Sonderfahrzeuge auf bestimmten Autobahn- und Straßenabschnitten, oder eine Korrelation mit den Standorten der WIM-Stationen könnte die Bestimmung des charakteristischen Wertes für die Gruppierung Class+ stören. Es wurden jedoch Durchfahrten von 96-t-Kränen registriert, so dass dies bedeutet, dass entweder keine Beschränkung des Gesamtgewichts auf diesen Abschnitten bestand oder dass es einmalige Genehmigungen gab. Dies wurde nicht kontrolliert. Die Autoren glauben jedoch, dass es zwischen den Quellen der Unsicherheit, die geschätzt werden können, und auch den Unsicherheiten der Modell- und Simulationsparameter (wie z.B. die Wahl des Verteilungsgesetzes, um den Extremwert zu finden), einen allgemeinen Ausgleichseffekt gibt und dass die Aktualisierungs-Koeffizienten  $\alpha$  daher auf der sicheren Seite sind, auch für die Befahrung mit 96-Tonnen-Mobilkränen.

Bezüglich der Unsicherheit über die zukünftige Entwicklung der Verkehrscharakteristika kann die Schweizer Verkehrspolitik als Haupttreiber angesehen werden. In dieser Dokumentation wird davon ausgegangen, dass sie zumindest in den nächsten 10 Jahren nicht

in Frage gestellt werden sollte. Im Vergleich zu den WIM-Messungen und der vorliegenden Studie werden folgende Beobachtungen gemacht:

- 1) Die Analyse der WIM-Daten hat gezeigt, dass die in der 1. Ausgabe dieser Dokumentation angenommenen LKW-Anteile eher gesunken sind. Entlang der alpenüberquerenden Achsen sind sie stärker zurückgegangen als anderswo, wo der Rückgang moderat ist. Insgesamt kann die aktuelle Situation daher als eher stabil bezeichnet werden.
- 2) Zur Untersuchung dieses Parameters werden Simulationen verwendet. Bei diesem und früheren Projekten wurde beobachtet, dass das Gesamtverkehrsaufkommen für die Einwirkungen nicht sehr wichtig ist, dass aber ein Rückgang der Anzahl der Pkw oder ein Anstieg der Anzahl der schweren Fahrzeuge bei Konstanthaltung der anderen die Auswirkungen der Untersuchungsmaßnahme erhöhen wird. Denn leichte Fahrzeuge ermöglichen es, die Last der schweren Fahrzeuge auf eine größere Fläche der Brücke zu verteilen. Dasselbe gilt für leichte Lieferfahrzeuge, die in der Regel nicht massgebend sind.
- 3) Bei der Methode des WIM-generierten Verkehrs ist die Extrapolation der Einwirkungseffekte des Verkehrs bis zu den Überprüfungswerten nur dann korrekt, wenn die Datenbasis ausreichend groß ist. Aufgrund der jahrelangen Investitionen in die Einrichtung und Kalibrierung der Stationen wird die Schweizer WIM -Datenbank als ausreichend erachtet.

In dieser Dokumentation wird daher davon ausgegangen, dass die Vielfalt der WIM-Standorte und Zähljahre eine Variabilität einschließt, die als ausreichend angenommen werden kann, um eine weitere Variabilität abzudecken, nämlich die der Entwicklung bis zum Jahr 2050. Da diese Annahmen nicht unbedingt konservativ sind, müssen sie mit zu überwachenden Parametern einhergehen, siehe 7.3.

Da wir nur wenige Daten über PUN-Situation haben, ist der Grad der Unsicherheit, der mit diesem Verkehrskonzept verbunden ist, höher, weshalb ein höherer Koeffizient (0,60) empfohlen wird, mit der Einschränkung in Abschnitt 7.1.2, dass keine weitergehende Aktualisierung möglich ist.

Was die Unsicherheit in Bezug auf die Entwicklung der Fahrzeug-Gesamtgewichte betrifft, so hängt diese - abgesehen von der Schweizer Verkehrspolitik - mit der Kontrolle des Schwerverkehrs zusammen. Obwohl bei näherer Betrachtung offensichtlich, kann nicht genug betont werden, dass überladene Achsen und Fahrzeuge der entscheidende Untersuchungsfall für alle Wirkungseffekte sind und dass ohne sie das Lastmodell mit niedrigeren Werten aktualisiert werden könnte! Nach den Erfahrungen der Autoren mit der Analyse von Einwirkungseffekten durch Verkehr und Ereignisse gehen die größten Effekte nicht von legalen Fahrzeugen in unglücklichen Konfigurationen aus, sondern immer von überlasteten Achsen bei kurzen Brücken und meist auch bei längeren Brücken. Es ist jedoch nicht sinnvoll, über eine Zukunft zu sprechen, in der die Gewichtskontrolle perfekt ist und Achsen und Fahrzeuge als deterministisch betrachtet werden können; dieses Zuverlässigkeitsproblem ist inhärent probabilistisch. Dennoch wäre es sinnvoll, **in die Kontrolle der Gewichtsgrenzen von Achsen und Achsschemeln zu investieren**. Alle Investitionen in diese Richtung schützen die Infrastruktur, einschließlich nicht nur der Brücken und deren Ausrüstungsteile, sondern auch der Fahrbahn und der schweren Fahrzeuge selbst. Die Entwicklung von Fahrzeug-Gesamtgewicht und Verkehrskontrollen wird nicht als konservativ oder nicht konservativ eingestuft, da beide Optionen möglich sind. Wenn in die Gewichtskontrolle investiert wird, insbesondere in neue Technologien, die die SelbstdeklARATION des Gewichts durch präzise On-Board-Sensoren beinhalten (derzeit verfügbar und in der Entwicklung), könnten erhebliche Einsparungen erzielt werden, indem die Verstärkung resp. der Ersatz von Brücken vermieden wird.

In der Tat besagt die Verordnung EN 2015/719 Artikel 10d ([39]): „Um die Interoperabilität zu gewährleisten, ermöglichen diese detaillierten Bestimmungen die jederzeitige Übermittlung von Wiedaten an die zuständigen Behörden sowie an den Fahrer aus einem fahrenden Fahrzeug. Die besagte Kommunikation erfolgt über die in den CEN DSRC-Normen EN 12253, EN 12795, EN 12834, EN 13372 und ISO 14906 definierte Schnittstelle. Darüber hinaus gewährleistet diese Kommunikation, dass die zuständigen Behörden der Mit-

gliedstaaten mit Fahrzeugen und Fahrzeugkombinationen, die in einem beliebigen Mitgliedstaat zugelassen sind und On-Board-Wiegeeinrichtungen verwenden, auf identische Weise kommunizieren und Informationen austauschen können.“

Diese Technologie würde auch einen Teil der WIM-Stationen, deren Betrieb und Wartung Geld kostet, teilweise redundant machen. Die Validierung bleibt jedoch wichtig, ebenso wie die Kontinuität der Daten (d.h. dieselben Standorte könnten als Standorte für die Selbstdeklaration des Fahrzeuggewichts beibehalten werden). Die letzte wichtige Anmerkung, die die Autoren hervorheben möchten, ist, **dass es in Ermangelung einer neuen Technologie zur Gewichtserfassung wichtig ist, weiterhin in WIM-Stationen zu investieren und geeignete Kalibrierungen durchzuführen** (um Verzerrungen zu vermeiden, sowie um genaue und qualitativ hochwertige Daten zu erhalten) sowie neue Stationen zu installieren (insbesondere abseits von Autobahnen, sondern auf Kantonsstraßen). Die neue Version dieser Dokumentation war nur dank der in den letzten 20 Jahren getätigten Investitionen möglich. Ohne diese Informationen wären die Behörden weitgehend blind für die Realität.

In AGB 2017/004 [17] wurde die Frage nach den Auswirkungen von Schwerlastkonvois (Platooning) auf die Überprüfung neuer und bestehender Brücken behandelt. Konvois stellen einen Bruch mit den derzeitigen Verkehrskonzepten dar und sind eine mögliche Veränderung, die in den nächsten Jahrzehnten eintreten könnte. Der Bericht zeigt, dass viele verschiedene Fahrzeugkonfigurationen mit unterschiedlichen Auswirkungen auf die Brücken möglich sind, aber eine der Schlussfolgerungen ist, dass die Effekte auf die horizontalen Kräfte diejenigen auf die vertikalen Kräfte überwiegen werden. Die Auswirkungen der vertikalen Einwirkung werden in Szenarien, in denen die horizontalen Kräfte unproblematisch sind, nicht wesentlich zunehmen und sollten daher auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit kein Problem darstellen. Eine zweite Form der Entwicklung betrifft Elektro- und ähnliche Lkw, denen ein zusätzliches Gewicht erlaubt wird, um ihre Batterien zu kompensieren und ihre Einführung zu beschleunigen. Diese Ausnahmen werden sich in höheren, direkt proportionalen Einwirkungseffekten niederschlagen.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass einige Annahmen zu konservativen Berechnungen führen, während andere nicht konservativ (oder zumindest unbekannt) sind. Es ist nicht klug, jedes Mal, wenn es ein unsicheres Element gibt, die konservativste Annahme zu treffen, weil sich diese Entscheidungen zu einer großen versteckten Marge summieren und zu unnötigen Massnahmen führen. Ein besserer Ansatz besteht darin, zu versuchen, die Richtung und das Ausmaß jeder Unsicherheit zu quantifizieren. In dieser Studie gibt es mehrere konservative Annahmen (Genauigkeit der WIM-Messungen, Rundung der Zeitstempel und SIA-Lastplatzierung des LM1-Modells), nicht-konservative Annahmen (Beschneidung, Gewicht der leichten Fahrzeuge und mögliche zukünftige Entwicklung der Verkehrsart) und Annahmen, bei denen nicht klar ist, ob man konservativ ist oder nicht (z. B. zukünftige Entwicklung des Verkehrs). Unter den Unsicherheitsquellen, die geschätzt werden können, gibt es einen allgemeinen Ausgleichseffekt. Für einige der identifizierten Unsicherheiten werden in Kapitel 7 Grenzen für die Anwendbarkeit der Ergebnisse und Empfehlungen dieser Dokumentation festgelegt.



## 7 Empfehlungen

### 7.1 Einführung

Die Empfehlungen für dieses Projekt werden unter Berücksichtigung des Vertrauensniveaus der vorgelegten Ergebnisse gegeben. Die in Abschnitt 6.7 dargestellte Untersuchung der Unsicherheiten hat bestätigt, dass die vorgestellten Ergebnisse ein angemessenes Sicherheitsniveau aufweisen. Sie zeigt aber auch Grenzen für die Anwendung der Empfehlungen in dieser Dokumentation auf.

#### 7.1.1 Abgedeckte Fälle

Diese Dokumentation hat eine erweiterte Anwendbarkeit gegenüber der Version 1 von 2006. Die Bestimmungen für LM1 nach SIA 269/1 unterscheiden sich nicht, auch nicht in Bezug auf die Ermüdung. Eine Klarstellung in Bezug auf die Unterteilung der Fahrbahn in fiktive Fahrspuren wird in Abschnitt 5.3.4 gegeben. Sie deckt die folgenden Fälle ab:

- Brückentypen: alle Arten von Balkenbrücken, ob gerade, schräg oder gekrümmt (aus Analogieüberlegungen), V-Stielbrücken ((aus Analogieüberlegungen), Platten- und Rahmenbrücken.
- Spannweiten (einfache und durchlaufende Balken): zwischen 4 und 80 m (Plattenbrücken bis zu 30 m).
- Spannweiten der Platten, quer dazu:
- Kragarme: von 1,22 bis 6,78 m.
- Platte zwischen Stegen: von 3 bis 12 m
- Durchstanzen: alle (ohne und mit Momentenwirkung).
- Fahrbahnbreiten: von 9 bis 18 m (Anzahl der Fahrstreifen: von 2 bis 4, Richtungs- oder Gegenverkehr).
- Zustand der Fahrbahnen: Beurteilung „sehr gut“ oder A. Dies wird aufgrund des von der Behörde (ASTRA) vorgegebenen Ziels auch in Zukunft gelten, auch für die Bereiche der Fahrbahnübergänge (besonders zu beachten sind kurze Brücken, Spannweite weniger als 20 m).
- Erforderliches jährliches Zuverlässigkeitsniveau festgelegt auf  $\beta = 4.2$  (Mittelwert in Bezug auf die Wirksamkeit von Interventionen und die Folgen eines Tragwerks-Versagens nach SIA 269).
- Pannestreifen-Umnutzungen, für Anzahl der Fahrspuren: von 2 bis 4, Richtungsverkehr (d. h. von 3 bis 5 mit PUN-Streifen).
- Gilt für Mobilkrane mit einem Gesamtgewicht von bis zu 96 t.
- Gilt auch für Ermüdung, aber das Verkehrsaufkommen  $N_{obs}$  sollte speziell analysiert werden (nicht nur auf WIM-Daten vertrauen).

#### 7.1.2 Grenzen der Anwendung

In Verbindung mit den abgedeckten Fällen werden folgende Einschränkungen formuliert:

- Besondere Brücken (wie Bogenbrücken, Schrägseilbrücken) oder Brückenteile, bei denen die Folgen eines Tragwerksversagens als erheblich eingestuft würden (je nach Fall siehe Anhang III für  $\beta_{jährlich} = 4.7$ ).
- Brücken mit einer Eigenfrequenz, die nahe an einer Resonanzfrequenz liegt. Wenn bei kurzen Brücken mit Spannweiten von weniger als 20 m ein als „sehr gut“ eingestuft Fahrbahnzustand nicht gewährleistet werden kann, ist ein Verstärkungsfaktor wie in 7.1.3 angegeben zu berücksichtigen.
- Aktuelle gesetzliche Limiten gemäss VRV: 11.5 t pro Achse für Lastwagen und 12 t für Sondertransportachsen.
- Situation PUN, dafür sollte der Aktualisierungs-Koeffizient  $\alpha_{act,unique} = 0.60$  genommen werden. Mit anderen Worten: Nur Schritt 0 ist zulässig, siehe Abschnitt 7.2, eine Aktualisierung nach Schritt 1 ist nicht zulässig.
- Entwicklung der Verkehrskonfigurationen (z. B. Lkw-Konvois, Elektrifizierung) nicht untersucht.
- Siehe darüber hinaus die zu beobachtenden Parameter.

### 7.1.3 Brücken mit Spannweiten bis 20 m

Wenn bei kurzen Brücken mit Spannweiten unter  $L = 20$  m ein als „sehr gut“ eingestuftes Fahrbahnzustand nicht gewährleistet werden kann, ist gemäss ASTRA der folgende dynamische Verstärkungsfaktor zu berücksichtigen:

$$\begin{aligned} L &\leq 10 \text{ m}, \varphi_{cal} = 1.15 \\ 10 < L &\leq 20 \text{ m}, \varphi_{cal} = 1.15 - 0.015 \cdot (L - 10) \\ L &> 20 \text{ m}, \varphi_{cal} = 1.00 \end{aligned}$$

Die vorgeschlagenen Werte stammen aus Überlegungen, die auf der Grundlage des jüngsten Berichts des Projekts REAL-LAST [40] aus dem DACH Call 2021 angestellt wurden. Für ein spezifisches Bauwerk sollte, um keinen dynamischen Verstärkungsfaktor hinzuzufügen zu müssen, ein Monitoring über einen Zeitraum von mindestens 2 Wochen unter repräsentativem Schwerverkehr durchgeführt werden, um sicherzustellen, vorzugsweise durch Deformationsmessungen (B-WIM), dass die Deformationen oder andere repräsentative verkehrsbedingte Einwirkungen die statischen Werte nicht überschreiten, die unter Berücksichtigung des aktualisierten Verkehrsmodells ohne dynamischen Verstärkungsfaktor berechnet wurden.

## 7.2 Vorschlag zur Aktualisierung der Norm SIA 269/1

Der Ansatz zur Unsicherheit in dieser Version der Dokumentation unterscheidet sich von dem der 1. Version, Projekt AGB 2002/005 [2], wo die Diskussion über die Unsicherheit und die Marge für die zukünftige Verkehrsentwicklung nicht zentral geführt wurde und der von der Norm SIA 269 anvisierte Wert des Zuverlässigkeitsindex nicht explizit zur Berechnung der aktualisierten Einwirkungen verwendet wurde. In dieser Version der Dokumentation haben die Autoren versucht, alle Formen der Unsicherheit gleichzeitig zu berücksichtigen, da es so leichter zu erkennen ist, dass einige Annahmen zu konservativen Berechnungen führen, während andere nicht konservativ (oder zumindest unbekannt) sind. Unter den Unsicherheitsquellen, die geschätzt werden können, gibt es einen allgemeinen Ausgleichseffekt, und daher wird den Endergebnissen keine „zusätzliche Marge“ hinzugefügt, wie es im AGB 2002/005 [2] der Fall war.

### 7.2.1 Schritt 0 : $\alpha_{act,unique}$

In der **Generellen Überprüfung** beginnt der Ingenieur mit dem maximalen aktualisierten und gemischten Alpha-Koeffizienten, der in diesem Projekt gefunden wurde, unabhängig von der Brücke, der Art des Einwirkungseffekts oder der Art des Verkehrs. Der *empfohlene aktualisierte Wert* ist  $\alpha_{act,unique} = 0.55$ . Wenn eine der damit bestimmten Einwirkungsgrößen nicht genügende Nachweise ergibt, geht der Ingenieur zu Schritt 1 über.

Die beiden einzigen Ausnahmen von diesem Wert von 0,55 betreffen:

- Plattenbrücken in einem Verkehrskonzept mit PUN. In diesen Fällen sollte ein aktualisierter Wert von  $\alpha_{act,unique} = 0.60$  verwendet werden,
- Brücken mit Spannweiten von weniger als  $L = 20$  m (einschließlich solcher mit PUN), deren Fahrbahnzustand nicht der Qualifikation „sehr gut“ entspricht, für die der aktualisierte Koeffizient  $\alpha_{act,unique}$  zu multiplizieren ist mit  $\varphi_{cal} \cdot \alpha_{act}$ . Dies betrifft die Durchstanzprüfungen nicht.

### 7.2.2 Schritt 1 : Web-Tool

Schritt 1 besteht aus der Anwendung eines webbasierten Tools, das auch in Tabellenform zur Verfügung gestellt werden kann, um in einer **Detaillierten Überprüfung** verwendet zu werden, nachdem die kritischen Elemente mithilfe von Schritt 0 identifiziert wurden. Der Nutzer wählt alle Parameter aus, die das untersuchte Tragwerk und den Einwirkungseffekt (und ggf. die Verkehrsgruppe) beschreiben, und erhält die aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  (sie entsprechen denen, die z. B. in Abbildung 6:65 dargestellt sind). Ein Beispiel für das Tool ist in Abbildung 7:73 dargestellt. Unter den Parametern wird es die Möglichkeit geben, den dynamischen Vergrößerungsfaktor (abhängig von der Spannweite) gemäß 7.1.3 in die Werte der aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$  einzubeziehen. Das entwickelte offizielle IT-

Tool ist unter folgendem Link verfügbar: <https://astra-82001.epfl.ch/#/>

Eine Liste der Eingabeparameter, die der Benutzer eingeben muss, ist in Anhang II enthalten.

Für Fälle, die nicht in der Tabelle aufgeführt sind und die nicht untersucht wurden (siehe Abschnitt Einschränkungen, 7.1.2), sollte man bei Schritt 0 bleiben, es sei denn, man führt eine spezielle Studie durch. Man denke an den bereits erwähnten Fall der PUN.

The screenshot displays the ASTRA 82001 web tool interface, which is organized into several sections for inputting bridge and traffic data:

- Verkehr (Traffic):** Includes options for 'class' (class, class+), 'Bauwerksklasse II' (with  $\beta=4.20$ ), 'Gute Fahrbahnqualität', and a 'PUN' checkbox.
- Brücke (Bridge):** Features diagrams and selection buttons for 'HOHLKASTEN', 'DOPPELTRÄGER' (highlighted), 'MEHRSTEGIGER PLATTENBALEN', and 'PLATTE'.
- Fahrspurkonfiguration (Lane Configuration):** Includes a dropdown for 'Einsseitig zwei Fahrs Spuren' and a diagram showing lane directions 'L1H' and 'L2L'.
- Überprüfung in Längsrichtung (Longitudinal Check):** Contains sliders for 'Spannweite' (30 m) and 'Stärke' (12 m), and buttons for 'Beton' and 'Stahlbetonverbund'.
- Überprüfung in Querrichtung (Transverse Check):** Includes a diagram of a bridge cross-section and buttons for 'Kragarm' and 'Platte zwischen Balken'.
- Auflagerbedingung (Support Condition):** Features a diagram of a support and buttons for 'AR-0', 'AR-2', and 'BR-1'.
- Output Panels:** On the right, three panels display calculated coefficients:
  - Panel 1:  $a_{Q1, global} = 0.55$ ,  $a_{Q1, local} = 0.55$ ,  $a_{Q2, global} = 0.35$ ,  $a_{Q2, local} = 0.40$ .
  - Panel 2:  $a_{q, V} = 0.31$ ,  $a_{q, M} = 0.31$ ,  $a_{q, M+} = 0.31$ .
  - Panel 3:  $a_{q, V} = 0.47$ ,  $a_{q, M} = 0.42$ .

Abbildung 7:73 Beispielbild für die Anwendung eines Web-Tools, das verwendet wird, um im Schritt 1 die spezifischen Aktualisierungskoeffizienten  $a$  für Einflusslinien und Brücken anzugeben

Für Schritt 1 wird ein konstanter, aktualisierter Wert für  $a_{Q1}$  und  $a_{Q2}$  empfohlen, und der aktualisierte Wert von  $a_q$  wird im Webtool gesucht. Aktualisierte Werte von 0,55 und 0,40 für  $a_{Q1}$  und  $a_{Q2}$  werden für alle Überprüfungen einschließlich Durchstanzen empfohlen (bitte beachten, dass man  $a_{Q2} = 0,35$  für andere Prüfungen ausser Durchstanzen verwenden könnte), und die aktualisierten Werte von  $a_q$  sind in Abbildung 6:72 dargestellt. Allerdings wird eine Untergrenze von 0.30 für  $a_q$  empfohlen. Es ist zu beachten, dass der Ingenieur je nach Fall auch einen anderen Wert als  $\beta = 4.2$  für den Zuverlässigkeitsindex wählen kann.

### 7.2.3 Schritt 2 : -weiterführende Untersuchung

Die Überwachung von Brücken erfolgt im Rahmen einer **Detaillierten Überprüfung**, bei der der Ingenieur das Bauwerk besichtigt und nach Möglichkeit Daten über Verkehr, Abmessungen usw. einholt, um die Auswirkungen der ständigen Einwirkungen und das Lastmodell in einer speziell auf den Standort abgestimmten Weise zu aktualisieren. Die Zuverlässigkeitstheorie und Extremwerte sollten verwendet werden, um den Überprüfungswert für ULS zu bestimmen. In Bezug auf den Grenzzustand der Ermüdung (FLS) sollten historische Spannungsdaten über mindestens eine Woche, idealerweise sechs Monate, beschafft werden. Ein Dokument mit Leitlinien, die dem Ingenieur oder dem Ingenieurbüro bei der Anwendung dieses Verfahrens helfen sollen, ist in Vorbereitung; es wird die Berichte im Anhang zu dieser Dokumentation ergänzen [41]. Es wird Informationen über die Dauer der erforderlichen Überwachung und den/die damit verbundenen Modellfaktor(en) sowie über Extrapolationsmethoden enthalten.

## 7.3 Zu überwachende Parameter

Die Analysen in diesem Bericht basieren auf Daten der letzten 15 bis 20 Jahre und sollten **bis zum Jahr 2050 anwendbar sein, sofern keine Gesetzesänderungen im Bezug auf Achs- oder Gesamtgewicht in Kraft gesetzt werden** [42], [43]. Aus Gründen der Nachhaltigkeit der Straßeninfrastruktur **muss an den derzeitigen gesetzlichen Grenzwerten gemäß VRV von 11,5 t für Lkw und 12 t für Sondertransportachsen festgehalten werden**. Wenn eine größere Änderung geplant ist, sollte diese mithilfe von Simulationen beurteilt werden, bevor sie in Erwägung gezogen wird. Wenn eine Veränderung beschlossen würde, sollte die Aussetzung des Aktualisierungsprozesses der Norm SIA 269/1 in Betracht gezogen werden und eine Neubewertung nach einer Datenerhebungsperiode erforderlich werden.

Aber auch ohne eine solche Änderung wird dringend empfohlen, weiterhin WIM-Daten zu sammeln und in die jährlichen WIM-Berichte die in Tabelle 7:25 dargestellten Informationen oder ähnliche Parameter, die an deren Stelle treten können, aufzunehmen.

Diese Parameter werden so gewählt, dass sie einfach zu liefern oder zu berechnen sind (es sind keine Einflusslinien erforderlich). Sie sollten zeitlich verfolgt werden, damit Trends beobachtet und Abweichungen festgehalten werden können. Es wird empfohlen, die gleichen Filter wie hier zu verwenden, d. h. die Filter aus Tabelle 4:6 (mit Ausnahme von Schritt F) oder ähnliche Filter, um die Werte für diese Parameter zu generieren. Ihre absoluten Werte sind nicht so wichtig wie die Art und Weise, wie sie sich entwickeln. In

Abbildung 4:12 zeigen die Lkw-Anteile beispielsweise einen Abwärtstrend (aufgrund eines schnelleren Anstiegs der leichten Fahrzeuge, neben anderen Faktoren). Wenn sich dieser Trend fortsetzt oder eine Asymptote erreicht (Anteile bleiben stabil), ist eine Neubewertung der in dieser Dokumentation empfohlenen Aktualisierungs-Koeffizienten  $\alpha$  nicht erforderlich. Die Initiative zur Implementierung dieser Überwachung, einschließlich der Festlegung von Warnschwellen, die eine Neuanalyse auslösen, ist Sache des ASTRA.

*Tabelle 7:25 Vorschlag für die Parameter, welche im Laufe der Zeit in den WIM-Jahresberichten verfolgt werden sollen*

| Parameter                                                                                                        | Details                                                         |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| LKW-Anteil                                                                                                       | Anteil Fahrzeuge mit Gesamtgewicht > 6 t                        |
| Maximales Gewicht einer Doppelachse, Block Wochentage                                                            | Histogramm einschließlich des Mittelwerts                       |
| Wochenblock Maximales Gewicht der Tandemachse                                                                    | Histogramm einschließlich des Mittelwerts                       |
| Prozentualer Anteil der schweren Fahrzeuge, bei denen eine der Achsen die Gewichtslimite der Achse überschreitet | Gibt einen Hinweis auf die Wirksamkeit der Anwendung, siehe 6.4 |
| Anteil der schweren Fahrzeuge, die das zulässige Gesamtgewicht des Fahrzeugs überschreiten                       | Gibt einen Hinweis auf die Wirksamkeit der Anwendung, siehe 6.4 |

## 7.4 Anwendung der gesetzlichen Grenzen

Es ist zu betonen, dass die Einhaltung der gesetzlichen Grenzwerte in Verbindung mit einer zuverlässigen Datenerhebung eine sichere Methode zum Schutz der Infrastruktur, einschließlich der Brücken, ist. Die größten Auswirkungen von Untersuchungsmaßnahmen, die mithilfe der Methode des WIM-generierten Verkehrs festgestellt wurden, betreffen immer Fahrzeuge, deren Achsen oder Gesamtgewichte die gesetzlichen Grenzwerte überschreiten, weshalb jede Verringerung der Häufigkeit dieser Verstöße von Vorteil wäre. Darüber hinaus würden Strafen, die proportional zu den durch diese Überladungen verursachten Schäden sind, zweifellos zu einer Verkürzung der Verteilungsbereiche führen, was sich bei künftigen Bewertungen direkt in niedrigeren Überprüfungswerten niederschlagen würde.

Daher regen die Autoren an, nach einem automatischen enforcement-System für Lenker von nicht konformen Schwerfahrzeuge zu suchen, wenn dies durch aufkommende Technologien möglich ist.

## 8 Schlussfolgerung

Diese Dokumentation basiert auf einer Studie, die in der Schweiz erhobene WIM-Daten nutzt, um die Einwirkungen aus Strassenverkehr zur Untersuchung bestehender Straßenbrücken zu ermitteln und so überarbeitete aktualisierte Koeffizienten  $\alpha$  für das LM1 der Norm SIA 269/1: 2011 [37] vorzuschlagen. Unter den Änderungen wurde eine neue Methode namens „WIM-generierter Verkehr“ aufgenommen, da sie die Modellannahmen und die damit verbundenen Unsicherheiten reduziert und somit trotz der Zunahme des Gewichts der schweren Fahrzeuge seit der ersten Ausgabe dieser Dokumentation (die aus dem Jahr 2006 stammt) niedrigere aktualisierte Koeffizienten  $\alpha$  ermöglicht. Die erhöhte Rechenleistung ermöglichte eine Erweiterung der Fallzahlen gegenüber den derzeit von der Norm SIA 269/1 abgedeckten Fällen, insbesondere hinsichtlich der Anzahl der Fahrstreifen, der Berücksichtigung von Einwirkungen in Querrichtung und der Nutzung des umgewidmeten Standstreifens während der Hauptverkehrszeiten (PUN). Das in dieser Dokumentation vorgestellte Verfahren zur Beurteilung einer bestehenden Brücke lässt drei Schritte zu:

Schritt 0: Bei einer Generelle Überprüfung Verwendung des Lastmodells LM1 mit dem Wert  $\alpha_{act,unique} = 0.55$  für alle Aktualisierungskoeffizienten, außer für Platten, bei denen eine PUN in Betrieb ist; für diese Fälle wird  $\alpha_{act,unique} = 0.60$  empfohlen.

Schritt 1: Bei einer Detaillierten Überprüfung werden spezifische Werte für die Aktualisierungskoeffizienten verwendet, die von der Brücke (Typ, Verkehrskonzept, Spannweite) und der inneren Belastung (Einflusslinie) abhängen und mit Hilfe eines interaktiven Web-Tools (Anhang II) bereitgestellt werden, das das ASTRA in Kürze zur Verfügung stellen wird.

Schritt 2: Empfehlung für Maßnahmen. Die kurzzeitige Überwachung von Brücken wird als kostengünstiges und zuverlässiges Mittel empfohlen, um die effektiven Verkehrsbelastungen feiner zu aktualisieren und so unnötige Eingriffe zu vermeiden.

Die Methodik, die angewandt wurde, um zu diesem Verfahren zu gelangen, bestand aus mehreren Analysen. Eine vollständige Analyse aller aufgezeichneten Doppelachsen unter Verwendung der Blockmaxima von mehr als 11'600 Aufzeichnungswochen der zuverlässigsten WIM-Stationen ergab einen Überprüfungswert von ca. 250 kN, verglichen mit dem Bemessungswert von 450 kN des Modells LM1 (300\*1.5), was zu einem Aktualisierungsfaktor  $\alpha_{Q1} = 0.55$  führt (bei einem jährlichen Zuverlässigkeitsindex  $\beta = 4.20$ ). Das gleichzeitige Vorhandensein schwerer Achsen auf benachbarten Fahrspuren wurde mithilfe von WIM-Stationen auf Autobahnen mit zweistreifigem Richtungsverkehr untersucht, wobei die Fahrzeuggeschwindigkeiten und Zeitstempel genutzt wurden, um die Positionierung der Achsen nebeneinander abzuleiten. Diese Analyse führte zur Empfehlung eines kritischsten Aktualisierungskoeffizienten für konzentrierte Belastungen auf dem zweiten Fahrstreifen von  $\alpha_{Q2} = 0.40$  (für Durchstanzen) und von  $\alpha_{Q2} = 0.35$  für die übrigen Nachweise. Der Grund für diese niedrigeren aktualisierten Werte ist, dass die kombinierte Wahrscheinlichkeit von Ereignissen mit hohen Belastungen in den angrenzenden Fahrbahnen geringer ist, als derzeit im Bemessungs-Lastmodell angenommen wird. Es ist zu beachten, dass im Fall von Doppelachsen, die sich nebeneinander befinden, noch niedrigere Werte als die empfohlenen gefunden wurden, die jedoch nicht verwendet werden können, da sie keine Analysen verschiedener Einflusslinien beinhalten. Im Anschluss an diese Analysen zu konzentrierten Lasten wurde eine allgemeine Analyse der Einwirkungseffekte durchgeführt, bei der über 2'000 Einflusslinien verwendet wurden, die die Einwirkungseffekte für Kastenträger-, Doppelstegige, mehrstegige und Plattenbrücken darstellen, wobei die Feldlängen in den üblichen Bereichen variiert wurden. Die folgenden inneren Kräfte wurden betrachtet: die Längsquerkraft (Auflager, Einfeldbrücke), das positive Moment (Feldmitte, Einfeldbrücke) und das negative Moment (Zwischenaufleger einer Dreifeldbrücke), sowie die Quermomente für den Rand und die Mitte der Platten. Erst durch den Vergleich der Überprüfungswerte, die sich aus dem Durchlauf des WIM-generierten Verkehrs oder des simulierten Verkehrs auf der Einflusslinienbibliothek ergeben, mit den Bemessungswerten, die mit dem LM1-Modell der SIA-Norm 261 berechnet wurden, konnte herausgefunden werden, wann das Lastmodell mehr oder weniger realitätsgetreu ist und wie genau.

Die individuellen Aktualisierungskoeffizienten  $\alpha$  für verteilte Lasten für alle Arten von Tragwerken, alle Spannweiten und alle Arten von Einwirkungseffekten wurden berechnet (Werte  $\alpha_q$ , die für alle Fahrstreifen gleich sind). Es wurde angemerkt, dass die Umnutzung des Pannestreifens für den Verkehr (PUN) auf Plattenbrücken eine spezielle Situation ist, die zu weniger Konservatismus bei der Verwendung von LM1 führt, da die LM1-Last aufgrund der Steifigkeitseigenschaften der Platte nur auf dem Standstreifen platziert werden sollte, während die anderen Fahrstreife die Auswirkungen ausgleichen. In diesem Fall ist es daher nicht möglich, den Konservatismus auszunutzen, indem LM1 auf beiden Streifen der WIM 2021-Daten platziert wird.

## Anhänge

|            |                                                                                                                                                               |            |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>I</b>   | <b>Zusammenfassung der WIM-Daten 2021 .....</b>                                                                                                               | <b>100</b> |
| I.1        | Standorte und Nutzungszeiten .....                                                                                                                            | 100        |
| <b>II</b>  | <b>Spezifische Aktualisierungs-Koeffizienten für Einflusslinien und Brücken .....</b>                                                                         | <b>101</b> |
| II.1       | Einführung .....                                                                                                                                              | 101        |
| <b>III</b> | <b>Ergebnisse für einen jährlichen Zuverlässigkeitsindex von 4.7 .....</b>                                                                                    | <b>102</b> |
| III.1      | Werte der Einwirkungen und Aktualisierungs-Koeffizienten für Doppelachsen .....                                                                               | 102        |
| III.1.1    | Ergebnisse für einen Fahrstreifen – $Q_{1,act}$ .....                                                                                                         | 102        |
| III.1.2    | Ergebnisse für zwei Fahrstreifen, für einen Streifen von 1,4 m – $(Q_1 + Q_2)_{act}$ .....                                                                    | 103        |
| <b>IV</b>  | <b>Dynamic amplification factor due to vehicles acting of road bridges (facteur d'amplification dynamique provoqué par les véhicules sur les ponts) .....</b> | <b>105</b> |
| IV.1       | Introduction .....                                                                                                                                            | 105        |
| IV.2       | Verification of existing bridges: Basic approach according to standards .....                                                                                 | 107        |
| IV.3       | Dynamic action effects in the case of elastic structural behavior .....                                                                                       | 108        |
| IV.3.1     | Definition of Dynamic Amplification Factor .....                                                                                                              | 108        |
| IV.3.2     | MCS Thesis Claude Broquet from 1999 .....                                                                                                                     | 108        |
| IV.3.3     | MCS Thesis Hannes Ludescher from 2004 .....                                                                                                                   | 109        |
| IV.3.4     | Literature review .....                                                                                                                                       | 110        |
| IV.3.5     | Recent MCS BWIM measurements of bridge deck slabs .....                                                                                                       | 111        |
| IV.4       | Dynamic effects in the case of plastic structural behavior .....                                                                                              | 113        |
| IV.4.1     | ULS under dominant shear forces .....                                                                                                                         | 114        |
| IV.5       | Implementation in standardized load models for existing bridges .....                                                                                         | 115        |
| IV.6       | Literature: dynamic amplification factor due to vehicles acting of road bridges .....                                                                         | 116        |

# I Zusammenfassung der WIM-Daten 2021

## I.1 Standorte und Nutzungszeiten

Die folgende Tabelle enthält weitere Informationen zu den WIM-Standorten und -Stationen, die in den für diese Dokumentation durchgeführten Analysen verwendet wurden. **Fett** gesetzt sind die Stationen, die in den endgültigen Simulationen verwendet wurden, normal gesetzt sind andere Stationen, die zu Beginn der Studie untersucht wurden (z. B. über Kalibrierungen, Lkw-Anteil), *kursiv* gesetzt sind Stationen, die nicht verwendet wurden (unvollständige Informationen).

*Tabelle I.1 Standorte, WIM-Stationen, Details und Zeiträume der Nutzung*

| Site | Owner | Name           | LAT      | long     | Numlanes | HWY | STATE | StartDate Final_WIM    | EndDate Final_WIM      | TrRateEst | ADTT     | Light | Layout |
|------|-------|----------------|----------|----------|----------|-----|-------|------------------------|------------------------|-----------|----------|-------|--------|
| 402  | OFROU | Gotthard       | 46.66988 | 8.592444 | 2        | A2  | UR    | '01-Jan-1999 00:45:34' | '31-Oct-2021 23:52:27' | 0.27169   | 3407.842 | 0     | 12     |
| 405  | OFROU | Denges         | 46.52967 | 6.541384 | 3        | A1  | VD    | '01-Apr-2011 00:41:31' | '28-Mar-2021 23:29:14' | 0.038293  | 1844.219 | 0     | 0      |
| 406  | OFROU | Denges         | 46.52976 | 6.541273 | 3        | A1  | VD    | '01-Apr-2011 00:36:37' | '24-Oct-2019 23:55:12' | 0.037549  | 1888.145 | 0     | 0      |
| 407  | OFROU | Trubbach(old)  | 47.07058 | 9.481677 | 4        | A13 | SG    | '01-Jan-2001 01:22:50' | '21-Jul-2006 09:55:01' | 0.143773  | 2641.021 | 0     | 1122   |
| 408  | OFROU | Ceneri         | 46.13302 | 8.920058 | 2        | A2  | TI    | '23-Nov-2006 10:18:24' | '31-Oct-2021 23:54:05' | 0.105306  | 2681.684 | 0     | 11     |
| 409  | OFROU | Ceneri         | 46.13312 | 8.919835 | 2        | A2  | TI    | '23-Nov-2006 14:33:46' | '31-Oct-2021 23:46:26' | 0.090816  | 2362.973 | 0     | 11     |
| 410  | OFROU | Oberburen(old) | 47.42704 | 9.21707  | 4        | A1  | SG    | '01-Jan-2002 00:20:48' | '13-Mar-2006 23:53:19' | 0.086064  | 4375.138 | 0     | 1122   |
| 411  | OFROU | Schafisheim    | 47.39088 | 8.141409 | 2        | A1  | AG    | '01-Jan-2006 00:03:47' | '27-Aug-2009 23:59:53' | 0.117382  | 4132.143 | 0     | 11     |
| 412  | OFROU | Schafisheim    | 47.39097 | 8.141426 | 2        | A1  | AG    | '01-Jul-2005 00:02:49' | '19-Aug-2009 23:54:57' | 0.093113  | 3905.581 | 0     | 11     |
| 413  | OFROU | Mattstetten    | 47.02295 | 7.510737 | 2        | A1  | BE    | '01-Jan-2006 00:22:40' | '11-Jul-2010 23:55:19' | 0.095549  | 3886.261 | 0     | 11     |
| 414  | OFROU | Mattstetten    | 47.02304 | 7.510617 | 2        | A1  | BE    | '01-Nov-2005 00:02:34' | '11-Jul-2010 23:54:48' | 0.104116  | 4326.837 | 0     | 11     |
| 415  | OFROU | Oberburen      | 47.42704 | 9.21693  | 2        | A1  | SG    | '12-Apr-2006 00:02:01' | '31-Oct-2021 23:58:47' | 0.076292  | 2199.974 | 0     | 11     |
| 416  | OFROU | Oberburen      | 47.42705 | 9.217158 | 2        | A1  | SG    | '12-Apr-2006 00:38:09' | '31-Oct-2021 21:57:09' | 0.075767  | 2397.231 | 0     | 11     |
| 417  | OFROU | Trubbach       | 47.07058 | 9.481677 | 2        | A13 | SG    | '21-Jul-2006 11:29:38' | '14-Apr-2019 23:56:15' | 0.078595  | 1525.878 | 0     | 11     |
| 418  | OFROU | Trubbach       | 47.07058 | 9.481677 | 2        | A13 | SG    | '21-Jul-2006 11:29:17' | '14-Apr-2019 23:57:47' | 0.081437  | 1643.496 | 0     | 11     |
| 419  | OFROU | Felsenau       | 46.96939 | 7.454401 | 3        | A1  | BE    | '01-Jan-2008 00:47:54' | '13-Jul-2009 23:58:10' | 0.092558  | 5289.716 | 0     | 111    |
| 420  | OFROU | Felsenau       | 46.96943 | 7.454857 | 3        | A1  | BE    | '05-Jun-2008 00:03:27' | '13-Jul-2009 23:50:41' | 0.080358  | 4542.657 | 0     | 111    |
| 421  | OFROU | StMaurice      | 46.21994 | 7.007154 | 2        | A9  | VS    | '01-Jan-2009 01:14:37' | '28-Mar-2021 23:37:03' | 0.076786  | 1389.563 | 0     | 11     |
| 422  | OFROU | StMaurice      | 46.22007 | 7.00732  | 2        | A9  | VS    | '11-Dec-2008 01:03:43' | '28-Mar-2021 23:48:54' | 0.054465  | 1096.312 | 0     | 11     |
| 423  | OFROU | SanBernardino  | 46.46456 | 9.185785 | 2        | A13 | GR    | '01-Jan-2011 03:39:06' | '27-Nov-2014 23:59:11' | 0.104631  | 786.6851 | 0     | 12     |
| 427  | LSVA  | Bozberg        | 47.47919 | 8.099062 | 2        | A3  | AG    | '01-Jan-2013 01:00:01' | '03-Jun-2015 11:25:51' | 0.077515  | 1240.399 | 1     | 0      |
| 428  | LSVA  | Bozberg        | 47.47919 | 8.099062 | 2        | A3  | AG    | '01-Jul-2012 02:00:15' | '14-Feb-2018 13:59:08' | 0.06875   | 1271.444 | 1     | 0      |
| 429  | LSVA  | StPrex         | 46.49331 | 6.455008 | 2        | A1  | VD    | '01-Jan-2013 01:00:03' | '05-Mar-2018 00:59:35' | 0.030566  | 1137.9   | 1     | 0      |
| 430  | LSVA  | StPrex         | 46.49331 | 6.455008 | 2        | A1  | VD    | '31-Oct-2012 13:28:01' | '05-Mar-2018 00:59:54' | 0.030275  | 1140.771 | 1     | 0      |
| 431  | LSVA  | Grauholz       | 46.99842 | 7.487691 | 3        | A1  | BE    | '01-Jan-2014 01:00:02' | '23-Apr-2019 09:47:07' | 0.660701  | 4773.947 | 0     | 0      |
| 432  | LSVA  | Grauholz       | 46.99849 | 7.487535 | 3        | A1  | BE    | '29-Jul-2013 14:05:08' | '23-Apr-2019 09:46:10' | 0.651515  | 833.5667 | 0     | 0      |
| 433  | LSVA  | Effretikon     | 47.43801 | 8.683589 | 3        | A1  | ZH    | '01-Jan-2015 01:00:09' | '04-May-2018 01:24:02' | 0.134354  | 4700.707 | 0     | 0      |
| 434  | LSVA  | Effretikon     | 47.43809 | 8.683439 | 3        | A1  | ZH    | '05-Dec-2013 11:20:50' | '31-Mar-2017 11:46:36' | 0.121237  | 3852.709 | 0     | 0      |
| 437  | OFROU | BadRagaz       | 47.01452 | 9.504871 | 2        | A13 | SG    | '01-Jan-2015 01:00:18' | '05-Mar-2018 00:59:35' | 0.049111  | 1063.026 | 1     | 0      |
| 438  | OFROU | BadRagaz       | 47.01452 | 9.504871 | 2        | A13 | SG    | '01-Sep-2014 09:35:18' | '05-Mar-2018 00:58:18' | 0.049328  | 1075.586 | 1     | 0      |
| 441  | LSVA  | Simplon        | 46.19902 | 8.058651 | 2        | N9  | VS    | '25-Jun-2015 11:02:45' | '26-Aug-2019 09:56:23' | 0.107395  | 279.384  | 1     | 0      |
| 456  | OFROU | Denges(old)    | 46.52967 | 6.541384 | 4        | A2  | VD    | '01-Jan-2001 02:04:19' | '14-May-2009 23:57:18' | 0.065955  | 3434.052 | 0     | 0      |
| 460  | OFROU | Denges(old)    | 46.52967 | 6.541384 | 1        | A2  | VD    | '01-Jan-2006 01:10:22' | '30-Dec-2008 08:59:35' | 0.065955  | 3434.052 | 0     | 0      |
| 465  | OFROU | Oberburen      | 47.42704 | 9.21707  | 4        | A1  | SG    | '12-Apr-2006 00:02:01' | '28-Mar-2021 23:29:23' | 0.076292  | 4375.138 | 0     | 1122   |
| 487  | OFROU | Trubbach       | 47.07058 | 9.481677 | 4        | A13 | SG    | '21-Jul-2006 11:29:17' | '14-Apr-2019 23:57:47' | 0.078595  | 2641.021 | 0     | 1122   |
| 489  | OFROU | Ceneri(old)    | 46.13302 | 8.920058 | 4        | A2  | TI    | '01-Jan-2002 00:02:58' | '23-Nov-2006 10:18:08' | 0.120755  | 5101.99  | 0     | 1122   |



## II Spezifische Aktualisierungs-Koeffizienten für Einflusslinien und Brücken

### II.1 Einführung

Für Schritt 1 wird eine Computerschnittstelle verwendet, die Eingabeparameter sind unten aufgelistet:

- 1) Typ der Brücke
- 2) Untertyp der Brücke
- 3) Lagerungsbedingungen
- 4) Breite der Fahrbahn: 9, 12, 15, 18 m
- 5) Fahrstreifen und Richtung: 2, 4, Richtungs- oder Gegenverkehr, ohne oder mit PUN.
- 6) Für Platten, quer, Berechnungspunkt: p1, p2 p3, wobei p1= Position links von Fahrstreifen 1, p2 = Position in der Mitte von Fahrstreifen 2, p3 = Position rechts von Fahrstreifen 1, (siehe Abbildung 5:19, der Verkehr kommt uns entgegen).
- 7) Art der inneren Kraft: V, Mp, Mn
- 8) Spannweite: 4 bis 80 m.
- 9) Verkehrsgruppe: Class, Class+, oder All.
- 10) Dynamischer Vergrößerungsfaktor :  $\varphi_{cal}$

Die Ausgabewerte sind die Aktualisierungskoeffizienten :

- 1)  $\alpha_{Q1}$
- 2)  $\alpha_{Q2}$
- 3)  $\alpha_q$

### III Ergebnisse für einen jährlichen Zuverlässigkeitsindex von 4.7

#### III.1 Werte der Einwirkungen und Aktualisierungs-Koeffizienten für Doppelachsen

##### III.1.1 Ergebnisse für einen Fahrstreifen – $Q_{1,act}$

Der Ziel-Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{jährlich} = 4.7$  entspricht dem höchsten Wert in SIA 269, Anhang B

Die aktualisierten Werte für Last einer einzigen Achse,  $Q_{1,act}$  auf dem ersten Fahrstreifen basierend auf der Analyse der WIM-Daten der Doppelachslasten, sind in Tabelle III.1 ( $\beta_{jährlich} = 4.7$ ) und Tabelle III.2 ( $\beta_{jährlich} = 4.2$ ) angegeben; letztere wurden bereits in Abschnitt 6.2.1 vorgestellt. Es fällt auf, dass die Jahreswerte für Class und Class+ nahezu gleich sind.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Erhöhung des Wertes des Zielzuverlässigkeitsindex folgende Auswirkungen hat:

- Überprüfungswerte und Aktualisierungs-Koeffizienten  $\alpha$  erhöhen sich marginal von 2.2 bis 4.2%.
- ähnlich wie bei  $\beta_{jährlich} = 4.2$  verändern sich Überprüfungswerte und Aktualisierungs-Koeffizienten  $\alpha$  mit dem verwendeten Wahrscheinlichkeitsgesetz nur geringfügig (Unterschied zwischen Lognormalgesetz (LN) und dem am besten geeigneten Gesetz höchstens 5%)

**Tabelle III.1 Vergleich der Überprüfungswerte für Fahrstreifen 1, eine einzelne Achse,  $Q_{1,act}$  für  $\beta_{jährlich} = 4.7$**

|                                                        |                      | Jährlich<br>( $\beta = 4.7$ ; $\alpha_E = 0.7$ ) |        | Wöchentlich<br>( $\beta = 5.4$ ; $\alpha_E = 0.7$ ) |        | Empfohlene Werte* |
|--------------------------------------------------------|----------------------|--------------------------------------------------|--------|-----------------------------------------------------|--------|-------------------|
| Fitting und Überprüfungswerte                          |                      | Class                                            | Class+ | Class                                               | Class+ |                   |
| Mit Lognormal-Verteilung                               | $Q_{1,act}$ [kN]     | 232                                              | 232    | 213                                                 | 223    | 260               |
|                                                        | $\alpha_{Q_{1,act}}$ | 0.52                                             | 0.52   | 0.47                                                | 0.50   | 0.57              |
| Mit dem am besten geeigneten Wahrscheinlichkeitsgesetz | $Q_{1,act}$ [kN]     | 221                                              | 228    | 214                                                 | 223    | 260               |
|                                                        | $\alpha_{Q_{1,act}}$ | 0.50                                             | 0.51   | 0.47                                                | 0.50   | 0.57              |

\* Basierend auf allen Analysen (konzentrierte Lasten, Durchstanzen, Gesamtanalysen), unter Annahme von 4,2% Erhöhung für aktualisierten Koeffizienten  $\alpha$ , d.h. 0,55-1,042

**Tabelle III.2. 3Vergleich der Überprüfungswerte für Fahrstreifen 1, eine einzelne Achse  $Q_{1,act}$  für  $\beta_{jährlich} = 4.2$**

|                                                        |                      | Jährlich<br>( $\beta = 4.2$ ; $\alpha_E = 0.7$ ) |        | Wöchentlich<br>( $\beta = 5.0$ ; $\alpha_E = 0.7$ ) |        | Empfohlene Werte**                 |
|--------------------------------------------------------|----------------------|--------------------------------------------------|--------|-----------------------------------------------------|--------|------------------------------------|
| Fitting und Überprüfungswerte                          |                      | Class                                            | Class+ | Class                                               | Class+ |                                    |
| Mit Lognormal-Verteilung                               | $Q_{1,act}$ [kN]     | 224                                              | 224    | 205                                                 | 214    | $300 \cdot 1.5 \cdot 0.55 = 247.5$ |
|                                                        | $\alpha_{Q_{1,act}}$ | 0.50                                             | 0.50   | 0.45                                                | 0.48   |                                    |
| Mit dem am besten geeigneten Wahrscheinlichkeitsgesetz | $Q_{1,act}$ [kN]     | 215                                              | 223    | 206                                                 | 214    | 247.5                              |
|                                                        | $\alpha_{Q_{1,act}}$ | 0.48                                             | 0.50   | 0.46                                                | 0.48   | 0.55                               |

\* Basierend auf allen Analysen (konzentrierte Lasten, Durchstanzen, Gesamtanalysen)

### III.1.2 Ergebnisse für zwei Fahrstreifen, für einen Streifen von 1,4 m – $(Q_1 + Q_2)_{act}$

Der Ziel-Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{jährlich} = 4.7$  entspricht dem höchsten Wert in SIA 269, Anhang B. Die aktualisierten Werte nach der Streifenanalyse der WIM-Daten, die einer Gruppe von zwei Achsen auf zwei Spuren entsprechen, sind in Tabelle III.3 ( $\beta_{jährlich} = 4.7$ ) und Tabelle III.4 ( $\beta_{jährlich} = 4.2$ ) aufgeführt, letztere wurden bereits in Abschnitt 6.3.1 vorgestellt. Es fällt auf, dass die Werte für Class und Class+ nahezu gleich sind.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Erhöhung des Wertes des Zielzuverlässigkeitsindex folgende Auswirkungen hat:

- Überprüfungswerte und Aktualisierungs-Koeffizienten  $\alpha$  erhöhen sich um 3.5 bis 7%
- ähnlich wie für  $\beta_{jährlich} = 4.2$  sind die Überprüfungswerte nicht von der Gruppierung abhängig (die Werte Class und Class+ sind praktisch gleich), führen also auch bei unterschiedlichen Verkehrssituationen zu identischen extremen Einwirkungseffekten.

**Tabelle III.4. Vergleich der Überprüfungswerte für zwei Fahrstreifen,  $(Q_1 + Q_2)_{act}$  für  $\beta_{jährlich} = 4.7$**

|                                                        |                                            | Jährlich<br>( $\beta = 4.7$ ; $\alpha_E = 0.7$ )    |        | Wöchentlich<br>( $\beta = 5.4$ ; $\alpha_E = 0.7$ ) |        | Empfohlene Werte *                             |
|--------------------------------------------------------|--------------------------------------------|-----------------------------------------------------|--------|-----------------------------------------------------|--------|------------------------------------------------|
| Fitting und Überprüfungswerte                          |                                            | Class                                               | Class+ | Class                                               | Class+ |                                                |
| Mit dem am besten geeigneten Wahrscheinlichkeitsgesetz | $(Q_1+Q_2)_{act}$ [kN]                     | 264                                                 | 265    | 273                                                 | 274    | $1.5(0.55 \cdot 300 + 0.40 \cdot 200) = 367.5$ |
|                                                        | $\alpha_{Q1/Q2,act}$                       | $264/(1.5 \cdot 300 + 1.5 \cdot 200) = 0.35$        | 0.35   | 0.36                                                | 0.37   | NA                                             |
|                                                        | $\alpha_{Q2,act}   \alpha_{Q1,act} = 0.55$ | $0.55 \cdot 1.5 \cdot 300 / (1.5 \cdot 200) = 0.06$ | 0.06   | 0.09                                                | 0.09   | 0.30                                           |

\* Basierend auf allen Analysen (konzentrierte Lasten, Durchstanzen, globale Analysen)

**Tabelle III.5. Vergleich der Überprüfungswerte für zwei Fahrstreifen,  $(Q_1 + Q_2)_{act}$  pour  $\beta_{jährlich} = 4.2$**

|                                                        |                                            | Jährlich<br>( $\beta = 4.2$ ; $\alpha_E = 0.7$ ) |        | Wöchentlich<br>( $\beta = 5.0$ ; $\alpha_E = 0.7$ ) |        | Empfohlene Werte * |
|--------------------------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------------|--------|-----------------------------------------------------|--------|--------------------|
| Fitting und Überprüfungswerte                          |                                            | Class                                            | Class+ | Class                                               | Class+ |                    |
| Mit dem am besten geeigneten Wahrscheinlichkeitsgesetz | $(Q_1+Q_2)_{act}$ [kN]                     | 255                                              | 256    | 255                                                 | 256    | 367.5              |
|                                                        | $\alpha_{Q1/Q2,act}$                       | 0.34                                             | 0.34   | 0.34                                                | 0.34   | NA                 |
|                                                        | $\alpha_{Q2,act}   \alpha_{Q1,act} = 0.55$ | 0.03                                             | 0.03   | 0.03                                                | 0.03   | 0.30               |

\* Basierend auf allen Analysen (konzentrierte Lasten, Durchstanzen, globale Analysen)



## IV Dynamic amplification factor due to vehicles acting of road bridges (facteur d'amplification dynamique provoqué par les véhicules sur les ponts)

by Eugen Brühwiler and Numa Bertola

### IV.1 Introduction

Interventions on existing road bridges are often the result of theoretical deficits in structural safety after “re-calculations” using standardized load models and procedures<sup>1</sup>. In road traffic load models used for structural safety “re-calculations”, the dynamic effect of traffic actions is considered by so-called dynamic amplification factor (DAF), multiplying static loads. Formulas for dynamic amplification factors are given in design codes like in EN 1991-2. These DAFs have been derived in the past from measurements of elastic bridge behavior also considering lightweight vehicles, which often provided the highest dynamic amplification effects.

For example, a very high DAF, also called “increment”, has been obtained from bridge deflection measurements where the DAF was determined as the ratio of maximum measured dynamic and static deflection of the same vehicle (Fig. 1a).

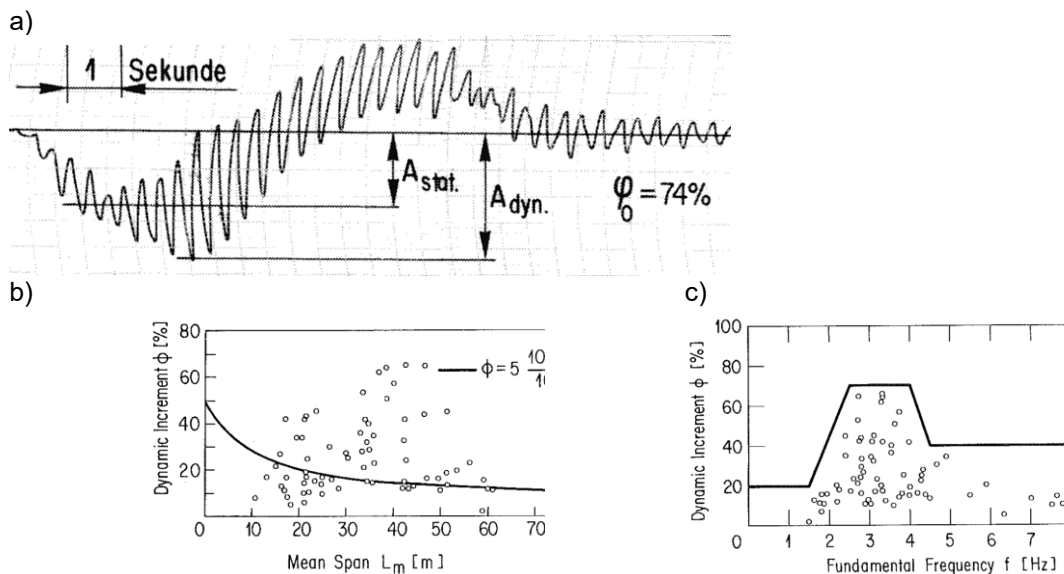


Figure IV.1 a) Example of the dynamic response of deflection from Boeschrüti Viaduct due to the passage of a 18-ton lightweight double axle test vehicle and definition of DAF; b) Dynamic increment: qualitative comparison of code provision (solid line) and EMPA test results (points); c) Dynamic increment as a function of the bridge fundamental natural frequency; (Cantieni, 1983).

It was found that, unlike previous code provisions indicated, the dynamic increment does

<sup>1</sup> “Re-calculation” is based on the same calculation procedure as the design of new bridges, i.e. take a load model and apply it to a structural model for structural analysis in order to obtain “design” values of internal sectional forces. In this way, the specific properties of the existing bridge are not implemented. The term “re-calculation” (used f.ex. in Germany) has intentionally been omitted in the Standards SIA269, though without producing the expected effect, since the bridge engineering community still largely relies on (or believes in) theoretical calculated results from “re-calculation”.

not depend on the mean span of bridge girders (Fig. 1b). Instead, the presentation of measured dynamic increments as a function of the fundamental frequency of the bridge structure was proposed to provide more consistent results (Fig. 1c). Consequently, and based mostly on DAF deduced from deflection measurements, Cantieni (1983) recommended to the FEDRO (Federal Roads Office) to use a dynamic amplification factor as high as  $1.8^2$  which was then integrated into an explicit format in the Swiss Standard SIA 160 “Actions on structures”, published in 1989 and valid until 2004 when the “Swisscodes” were introduced.

In the meantime, delegates from Switzerland in the Eurocode Committee regarding road traffic loads proposed to consider implicitly a DAF up to 1.8 also in the Eurocode<sup>3</sup>. In the SIA 261 (2004) the 1.8 DAF was considered in an implicit format, i.e. both static load and DAF lead to the characteristic value of axle load of 270kN still valid today for the design of new bridges.

It is important to state here that all above considerations were made with the mindset of design and construction of new bridges. No consideration was made regarding existing bridges and the consequences of this road traffic load model on the theoretical structural safety when conducting “re-calculations” using road traffic load models.

In the verification of existing bridges, the highest vehicle loads are considered as characteristic values of road traffic load. It is well known that high vehicle loads lead to relatively small dynamic effects (see Section 3.2). In addition, it is known that deflection measurements are not an objective mean to characterize dynamic road traffic action effects, f.ex. in terms of stresses in steel reinforcement bars, concrete or steel elements. The effects of heavily loaded trucks are in particular determinant for the examination of bridge deck slabs and short-span bridge structures and elements which represent the large majority of all road bridges. The application of inappropriate DAFs could have significant implications in the form of unnecessary interventions on existing bridges.

BWIM (Bridge-Weigh-In-Motion) measurements on existing road bridges show no notable increase or amplification of measured strain (stress) values f.ex. in rebars of bridge deck slabs (see Section 3.3), that could be attributed to dynamic effects produced by vehicles, irrespective of the vehicle velocity. This is plausible as basic theoretical dynamic model considerations (Ludescher 2003) indicate that the velocity of vehicles needs to be very high, i.e. higher than 200 km/h, to produce resonance-like vibrations of bridge elements. Only impact-like events can produce relevant local dynamic effects typically on bridge deck slabs. Similar findings have been reported by (Kalin et al. 2022).

The objective of this Appendix is to highlight the significance of DAF and to justify why no dynamic amplification effect needs to be considered in the verification of existing bridges for ultimate, fatigue, and serviceability limit states. A distinction in dynamic effects is made depending on the type of verifications, and thus, whether elastic or plastic structural behavior is assumed. A literature review allows to support the findings. Importantly, dynamic action effects in bridge elements (f.ex. stress in rebars) is only considered in this study (since dynamic action of road vehicles is in itself not relevant).

---

<sup>2</sup> The first author was informed many years ago, that the decision to use such a high DAF of 1.8 was also largely motivated in order to obtain RC bridge deck slab thickness of at least 25cm when new bridges are designed. This overdesign was considered to be rational to achieve some “robustness” and reserves with respect to future higher axle loads that were expected at that time. Obviously, while this approach might have been reasonable in the case of the design and construction of new bridges, it is not relevant in the case of existing bridges.

<sup>3</sup> The first author has obtained this information from Prof. Bernard Jacob who conducted the famous Auxerre traffic load measurements (of only 86'000 vehicles) in the 1980ies that led to the still valid road traffic load model in EN 1991-2 and SIA 261. Bernard Jacobs who was the convenor of the committee that elaborated this road traffic model, also informally agreed in 2019 that the DAF of 1.8 is not reasonable from a scientific viewpoint and should therefore be altered, in particular in the case of existing bridges.

## IV.2 Verification of existing bridges: Basic approach according to standards

The examination (following SIA269 standards) of existing bridges has the objective to show that the requirements are fulfilled regarding:

- the Ultimate Limit State ULS (in particular Type 2 verification with respect to rupture of structural elements) through verification of the structural safety,
- the Serviceability Limit State SLS through the verification of the serviceability,
- the Fatigue Limit State FLS through the verification of the fatigue safety.

Updated traffic load models are needed for all three verifications. These models are then used to determine the updated traffic action effects, which is the relevant value for verifications.

The basic approach of updating traffic load models consists in considering static loads  $Q$  and  $q$  (axle and surface loads, respectively) as well as forces due to dynamic traffic effects. Forces due to dynamic traffic action effects may be modeled by means of a Dynamic Amplification Factor (DAF), leading to:

$$Q_{updated,i} = \varphi_i \cdot Q_{static,i} \text{ and } q_{updated,i} = \varphi_i \cdot q_{static,i}$$

with  $i = 1$  to 3 for the three limit states to verify.

Static traffic loads are updated considering actual and future traffic in a given road network, as measured by WIM and B-WIM. Although WIM measurements also include dynamic effects, it is assumed that the measured values represent static traffic loads because WIM stations are located away from bridge structures. Statistical and probabilistic modeling is then used to determine the updated characteristic values for static axle and surface loads, like it is done in the main part of this report.

These loads usually are – for convenience – taken as the same, irrespective of the limit state to be verified, thus:

$$Q_{k,updated,i} = \varphi_i \cdot Q_k \text{ and } q_{k,updated,i} = \varphi_i \cdot q_k$$

Remark: For the verification at SLS, occasional and frequent loads are considered by applying a reduction coefficient  $\psi_{occasional} = \psi_{frequent} = 0.75$ , according to SIA 260 and 269 Standards.

The DAF  $\varphi_i$  depends on the limit state considered (f. ex. ULS, SLS or FLS), and the type of modeling used in the structural analysis to determine sectional forces due to traffic action effects has to be considered:

- At ULS of Type 2, structural analysis is commonly performed using an elastic model to calculate traffic action effects (sectional forces), while the ultimate resistance of sections and structural elements is calculated using resistance models based on the theory of plasticity (with plastification of sections and their materials). From this follows, that the traffic action effects, including in particular forces due to dynamic effects, should be calculated using a structural analysis model allowing for plastification, i.e. formation of hinges and failure mechanisms. Since this is not “practical” or state-of-knowledge of common structural engineering, the DAF should be determined by accounting for dynamic energy absorption of the bridge structure due to the formation of hinges in the structure (see Section IV.4).
- At SLS and FLS, the bridge structure is subjected to loading under service conditions, i.e. elastic structural behavior is a required condition to be verified. Consequently, for these two limit states, DAF needs to be deduced for elastic structural behavior. For convenience, the same DAF shall be used for SLS and FLS.
- As a consequence, the DAF has to be analyzed in a distinctive manner for both plastic and elastic structural behavior. The implementation of findings from dynamic behavior

of bridges in standards is usually not the objective of scientific papers, which is why this strict distinction between dynamic action effects for elastic versus plastic structural behavior is usually not done.

## IV.3 Dynamic action effects in the case of elastic structural behavior

### IV.3.1 Definition of Dynamic Amplification Factor

In the case of elastic structural behavior, dynamic action effects are predominantly due to (1) vehicle velocity and (2) road surface irregularities (Ludescher 2003, Ludescher & Brühwiler 2004 and 2009):

- Significant dynamic effects due to excitation from vehicle velocity only occur with regular axle spacing in narrow velocity domains of several vehicles, which is very unlikely in the case of road traffic.
- Dynamic amplification effects for high traffic loads are distinctly lower than for vehicles with lighter loads, as has been shown by many investigations (see Sections 3.2 to 3.5). In particular, wheel force amplification and corresponding action effects (forces) in a bridge element due to surface irregularities significantly decrease with increasing vehicle weight.
- Dynamic amplifications due to both vehicle velocity and surface irregularities should not just be superposed to obtain the total dynamic amplification factor, as it is rather unlikely that the maximum dynamic effect of both effects occurs at the same time for the occasional case of a heavy vehicle.

From these considerations of plausibility follows that dynamic action effects due to characteristic values of road traffic loads cannot be significant.

Many definitions for the dynamic amplification factor (DAF) are used in experimental and numerical studies (Paultre et al. 1992). Most frequently, the DAF is defined as the ratio of maximum dynamic response to maximum static response, as shown in Figure IV.1.

The following definition is considered to be appropriate in (Broquet 1999, Broquet et al. 2004) for bridge deck slabs which are most relevant regarding dynamic action effects. The DAF is defined as the peak dynamic effect for a given vehicle trajectory (in terms of vehicle velocity and position on the bridge deck), divided by the peak static effect from the envelope for all vehicle trajectories which can be seen as the static action effects due to the characteristic value of road traffic axle loads:

$$DAF_{env} = \frac{R_{DYN_{max}}}{R_{ENV_{max}}}$$

Obviously, the application of this definition leads to a majority of DAFs smaller than 1.0 when analyzing dynamic responses obtained from numerical simulation using complex models or from bridge measurements.

### IV.3.2 MCS Thesis Claude Broquet from 1999

The thesis of Claude Broquet (Broquet 1999, Broquet et al. 2004) presents a parametric study using a refined FE-model allowing to simulate bridge-vehicle interaction to investigate characteristic properties of the dynamic behavior of the bridge deck slabs of reinforced concrete bridges and to deduce the distribution of dynamic amplification factors throughout the deck slab.

In this study the values for the vertical displacement (deflection) as well as the longitudinal and transverse moments are evaluated. The transverse moment in the slab in the middle of the first span, is used to illustrate the definition of DAF in Figure IV.2 which shows the static and dynamic responses for three vehicle trajectories, as obtained from numerical simulations.



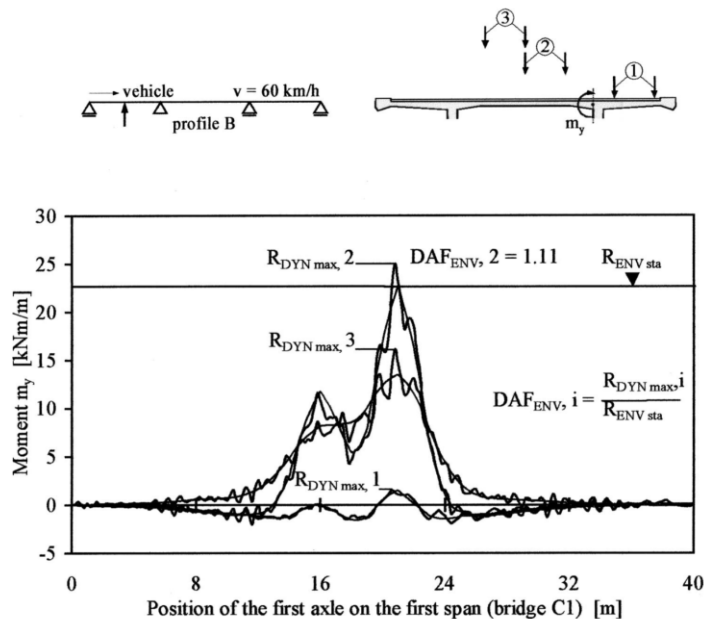


Figure IV.2 Definition of dynamic amplification factor (DAF) according to (Broquet 1999, Broquet et al. 2004). The results of the static analysis for this effect determine the maximum static response that occurs for trajectory number 2. The dynamic responses for the vehicle passage in the case of deteriorated road pavement profile at 60 km/h provide, using the above definition, a DAF of 1.11 for trajectory 2 and DAFs less than 1.0 for the other two trajectories.

The results of the numerical simulations suggest:

- DAFs in deck slabs are not influenced significantly by vehicle speeds varying between 40 and 120 km/h. There is therefore no justification for taking vehicle speed into account when evaluating dynamic effects in bridge deck slabs.
- Simulations were carried out with a vehicle loaded at three different levels in order to determine DAFs for unloaded, loaded and overloaded trucks. The results show that while the static effects increase with the vehicle mass, the DAF decreases.
- Two amplitudes of road surface roughness were considered in the simulations representing good and deteriorated conditions according to the Swiss standard. The results indicate that an increase in road surface roughness leads to higher DAFs.
- Five bridge types and three action effects were studied. The results suggest that DAFs do not vary significantly as a function of the type of action effect, location in a deck slab, type of superstructure, slab geometry, slab boundary conditions, or slab stiffness.

It is important to note that these conclusions are drawn from numerical simulation results. The results provide a valuable overview of the most important parameters. The literature review in Section 3.4, including in-situ field testing results validate the numerical findings.

### IV.3.3 MCS Thesis Hannes Ludescher from 2004

The thesis of Hannes Ludescher (Ludescher 2003, Ludescher & Brühwiler 2004 and 2009) contains a systematic investigation of the dynamic vehicle-bridge interaction using theoretical analysis. The focus is on the importance of dynamic phenomena in different scenarios which are effectively relevant for the structural safety of a bridge. The structural safety evaluation of a bridge includes the verification of the ultimate and the fatigue limit state. Accordingly, this research distinguishes between the interaction at ultimate limit state, for which inelastic bridge behavior is assumed, and the interaction at service limit state with linear elastic bridge behavior. Structural analysis of bridge structures shows that deck slabs differ considerably from the main girders: For deck slabs, dynamic vehicle-structure interaction is of little importance, while in the case of the main girders, action effects may be affected due to the oscillations of the structure.

The most important result of the analysis of vehicle–bridge interaction at elastic service limit state is that the dynamic amplification is negligible for high vehicle loads. The theoretical investigations showed that higher axle loads imply lower dynamic effects, and that the maximum amplification of axle forces in axle groups never occurs simultaneously for all axles. Furthermore, it was shown that neither the span nor the natural frequency of a bridge is appropriate for fixing a DAF value. Also, an explanation is proposed why in dynamic load tests deflection measurements consistently resulted in higher amplification factors than strain measurements.

A new approach was chosen for the analysis of vehicle–bridge interaction at ultimate limit state. The effective behavior at rupture of bridge elements is considered. The results show that dynamic amplification of action effects can be compensated by plastic deformation of the structure, including in particular strain hardening behavior of steel reinforcement bars and structural steel, without causing its fracture.

#### IV.3.4 Literature review

Studies on the DAF have been performed since the 19th Century, following the collapse of several railway bridges in Great Britain (Paultre et al., 1992). Large full-scale dynamic monitoring campaigns were conducted in Switzerland (Cantieni, 1983) and Canada (Billing, 1984). These studies have highlighted that the DAF is influenced by several parameters, such as the bridge fundamental frequency (rather than its span length), roadway roughness, bridge damping, bridge geometry, and vehicle characteristics. It is thus difficult to determine precisely the DAF for a given vehicle-bridge couple without performing load testing.

BWIM helps to determine the DAF for a given traffic on a given bridge structure, and a procedure was proposed by (Žnidarič et al., 2006). Several studies have investigated the relation between the DAF and vehicle weight. There is a consensus that the DAF decreases with increasing vehicle weight (Nassif and Nowak, 1996; Kirkegaard et al., 1997; Kalin et al., 2015), see Figure 3. Nonetheless, miscalculations of axle loads significantly influenced the DAF values, as it is used to compute static load effects (Kalin et al., 2015). Results must be thus carefully interpreted as axle-load errors are common on BWIM implemented on bridges susceptible to dynamic excitations.

A recent comprehensive study on 15 bridges (mostly RC structures) in Slovenia and USA was introduced by (Kalin et al., 2022). For each case study, distributions of DAF (mean value and standard deviation) are presented. Mean DAF values are in a range of 1.03 to 1.23. Filtering in the data has been introduced to overcome the above-mentioned limitations. Results show a decrease of DAF value with respect to the gross-vehicle weight (GWP) (Figure 4). For vehicle of important load, the DAF values converge to approximately 1.05 for all case studies. Due to the complex vehicle-bridge interactions, the Authors recommend a DAF value of 1.15 unless BWIM data are available and mention that BWIM data could lead to much smaller DAF values, such as 1.05. The DAF in fatigue verifications of steel bridges has also been investigated by (Maljaars et al., 2022). The authors have concluded that the DAF has a mean value of 1.02 and a standard deviation of 0.02.

Altogether it can be concluded from the literature that the DAF value is around 1.05 for important vehicle weight, i.e. in the top 10% of gross vehicle weights. It is important to mention that these evaluations are mostly based on BWIM monitoring campaigns in the elastic domain of structural behavior. They do not account for any redistribution of action effects in the structure.

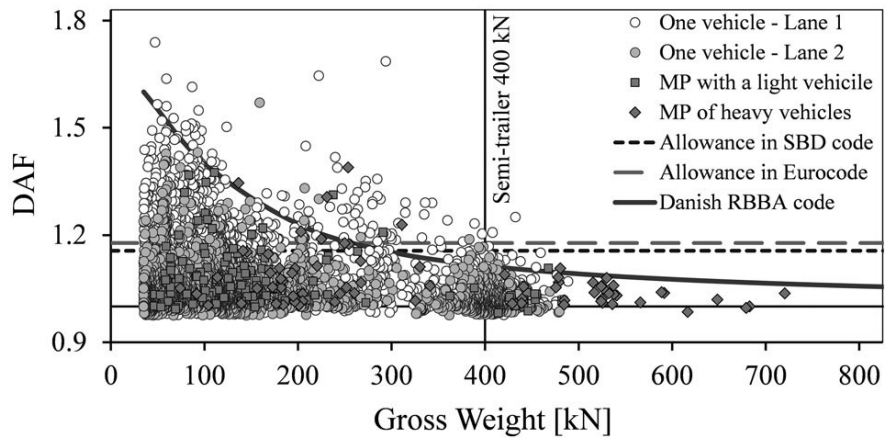


Figure IV.3 Results of early DAF measurements ((Žnidarič et al., 2006)

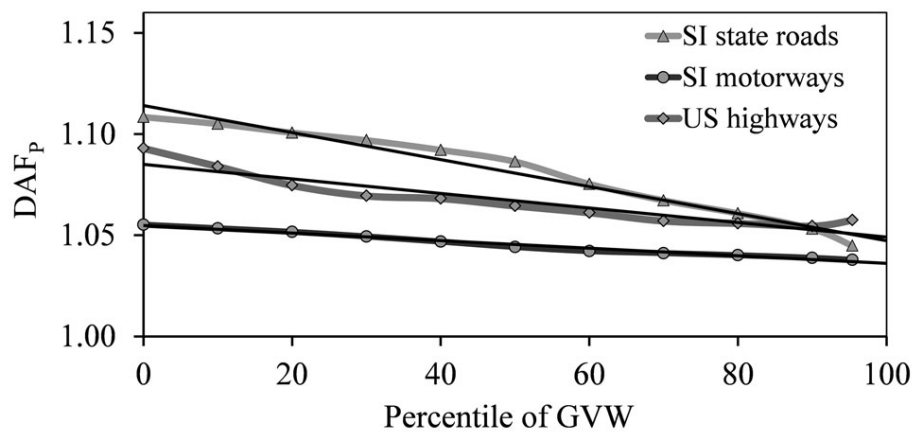


Figure IV.4 DAF as a function of gross-vehicle weight (GVW) percentile (Kalin et al., 2022).

### IV.3.5 Recent MCS BWIM measurements of bridge deck slabs

#### IV.3.5.1 Highway Bridge in Morges

Traffic action effects were monitored in 2011 on the highway bridge next to the railway station in Morges VD using strain gauges glued on rebars of the deck slab in both longitudinal and transverse directions (Treacy et al., 2014). This monitoring campaign has shown that dynamic strains in rebars of a reinforced concrete (RC) bridge deck showed very small dynamic effects (Fig. 5) such that DAF could not be determined. Moreover, the measurements of strain (or stress) range due to traffic loading were much lower than the elastic limit of rebars (maximum of 26.5 MPa) which was partly explained by the transverse post-tensioning in the deck slab. This result means that the true vehicle loading effect is much lower than required in standards for either SLS, FLS, or ULS.

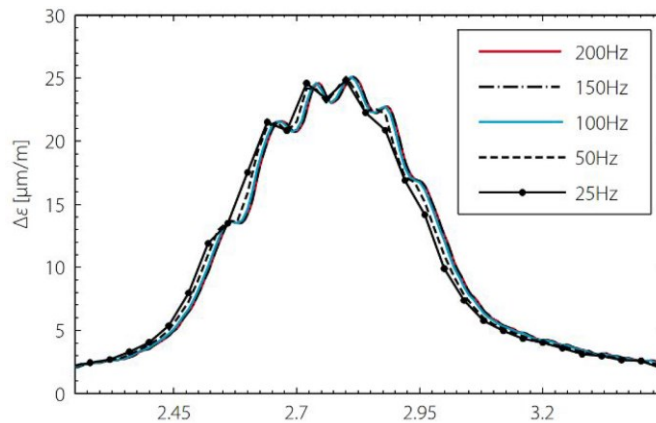


Figure IV.5 Measured strain in transverse rebar of the deck slab as a function of sampling frequency under the passage of a 60-tonne crane travelling at 85 km/h

#### IV.3.5.2 Chillon Viaduct

Three years of strain monitoring were collected on rebars of the deck slab of Chillon viaduct after strengthening by means of a layer of R-UHPFRC in 2014. Again, the largest stress range due to traffic loading measured during the monitoring campaign corresponds to 26 MPa (Sawicki and Brühwiler, 2022). The calculated stress range using the code-based load models is about four times higher than the measured maximum stress range (Sawicki and Brühwiler, 2020). The monitoring data did not show notable dynamic response. The passage of each axle can be easily recognized, and there are no other cycles induced by the vehicle passage. Also in this case, the five-axle truck did not produce any vibration of the deck slab (Figure IV.6).

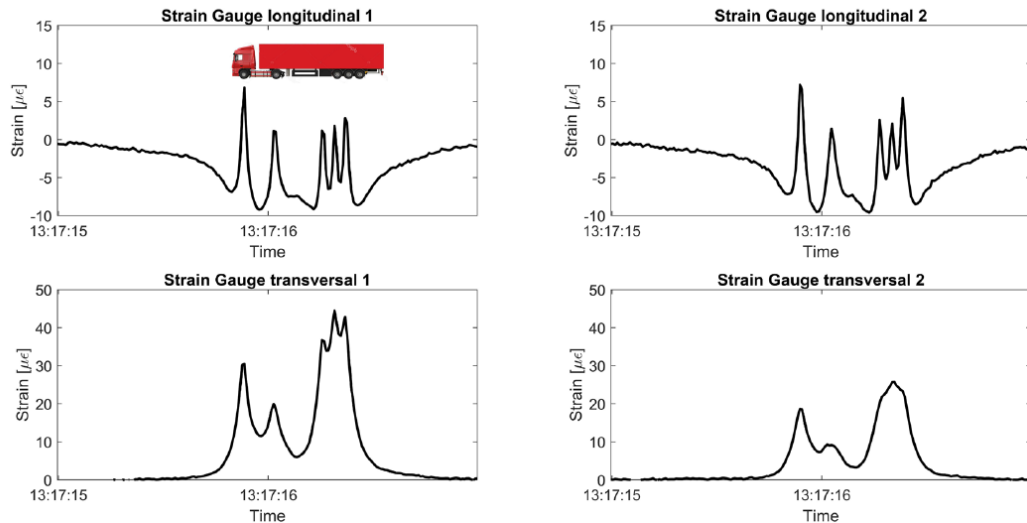


Figure IV.6 Monitoring data of the passage of a typical five axle truck (recorded on the 10.04.2017). The strain returns immediately to zero after the passage of the vehicle, showing no vibration of the deck.

#### IV.3.5.3 Crêt de l'Anneau Viaduct

Three years of strain monitoring were collected on rebars at transverse mid-span of the RC deck between the two girders of the steel-concrete composite structure of Crêt de l'Anneau Viaduct. The largest stress range due to traffic loading measured during the monitoring campaign corresponds to 79.5 MPa (Figure IV.7) (Sawicki and Brühwiler, 2022). Similarly to the Chillon Viaduct, the deck of this composite steel-concrete bridge is not showing any vibration due to the passage of a truck (Loraux et al., 2017). Observed maximum stress differences have also been shown to be significantly lower (by about three times) than predicted using code-based load levels (Bertola et al., 2022).

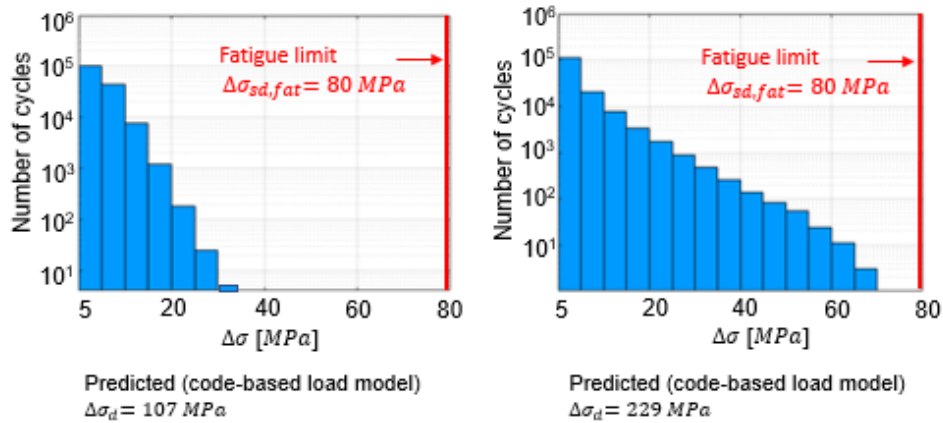


Figure IV.7 Measured stress differences in longitudinal (left) and transverse (right) rebars at mid-span of the slab.

## IV.4 Dynamic effects in the case of plastic structural behavior

### ULS under flexural conditions

After exceeding the elastic limit, reinforced and prestressed concrete as well as steel and steel-concrete composite structural elements exhibit pronounced hardening behavior with corresponding deformation capacity which is governed by the strain hardening behavior and yielding of the reinforcement, prestressing or structural steel. In contrast to earthquake engineering, where dynamic action effects predominately act in the horizontal direction and thus perpendicularly to gravitational loads, the so-called “gravity effect” has to be considered in the case of dynamic action on bridge structures (Figure IV.8).

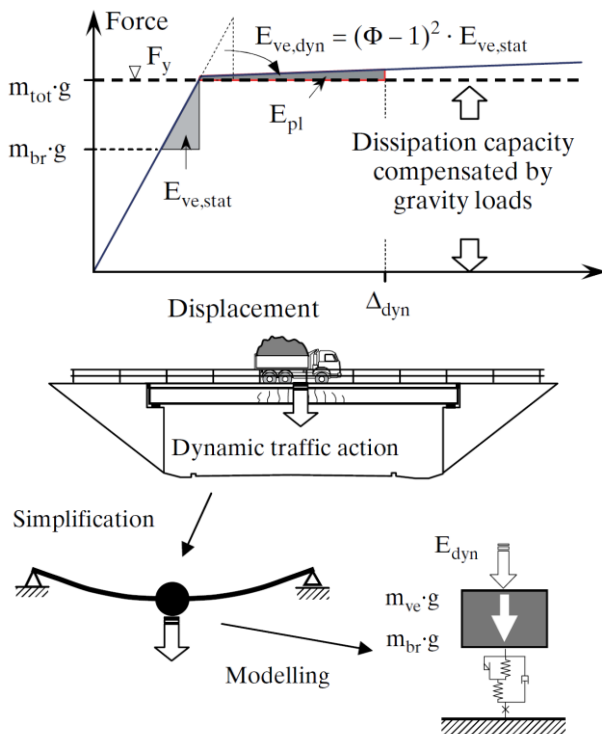


Figure IV.8 Illustration of gravity effect and basic analytical dynamic model (DAF is represented by  $\Phi$ ).

The gravity effect claims for a considerable part of the available energy dissipation capacity of the structure, i.e., both static vehicle loading and loads due to permanent loads act in the same direction (of gravitational acceleration) as the forces due to dynamic effects. Both loads and forces impose external work on the structure, and structural elements need to

absorb this external work (energy) by energy dissipation provided by plastic deformation capacity if the solicitation is exceeding the elastic limit of structural behavior.

(Ludescher 2003) and (Herwig 2008) showed, using fundamental analytical dynamic models, how the external work (energy) due to dynamic action effects (i.e., impact-like events, excitation by surface irregularities) is dissipated in common structural elements before the element fully fails (fractures). These studies show that:

- the most unfavorable scenario for bridge elements is the impact-like excitation of passing vehicles by singular irregularities.
- bridge elements will most probably always fail in bending after significant plastic deformation if subjected to excessive dynamic traffic action effects, even in shear dominant cases (see 4.2).
- the required dissipation capacity increases with the intensity of excitation and the stiffness of the vehicle, and decreases with the stiffness of the structure.
- marked strain hardening in the structural response (that is largely due to the hardening behavior of the involved steel parts beyond the yield stress) increases significantly the dissipation potential.
- resonance oscillation energy may also be dissipated by plastic deformations of the structural element.

The calculations indicate that only a small part of the remaining dissipation capacity (after considering energy dissipation due to the gravity effect and internal redistribution) is needed to dissipate the energy due to dynamic vehicle action effects. In reality, even less dissipation energy is necessary as the bridge structure changes its dynamic properties in terms of fundamental frequency after yielding and early plastic deformations, which leads to high damping before the virtual elastic stationary state is reached. Also, strength properties of materials increase under dynamic solicitation.

Consequently, at ultimate limit state ULS of Type 2, critical cross sections of structural elements in reinforced and prestressed concrete and in steel construction provide sufficient plastic deformation capacity due to yielding of steel, also in the case of isostatic (single span) structural systems. And in hyperstatic systems, the plastic deformation capacity of the structural elements is usually not fully consumed by internal redistribution of cross-sectional forces, and thus, deformation induced by dynamic forces is also dissipated by the structural element.

#### IV.4.1 ULS under dominant shear forces

In the case of non-shear-reinforced elements like bridge deck slabs, shear-like fracture showing small deformation may be expected. However, depending on the loading configuration, slab slenderness and reinforcement content, a formation of a bending mechanism (showing yield lines) occurs prior to fracture (Marti 2000).

This may be different for beams with shear reinforcement, for which the following reasoning allows the prediction of the probable failure mechanism. Figure IV.9 shows the type of fracture mechanism of beams that is likely to occur under given loading configurations (Ludescher 2003):

- In the case of loading configuration leading to fracture due to vibrations (Figure IV.9a), flexural failure is governing compared to shear failure. The result is even clearer with a concentrated load in the middle of the span (Figure IV.9b). Generally, flexural failure is more likely when the loads are heavier in the middle of the span.
- In the case of traffic, moving loads occur, and the same considerations show that in the case of a moving concentrated load, flexural and shear failure are equally probable. This finding also applies for any ratio of distributed and concentrated mobile loads, according to load models.

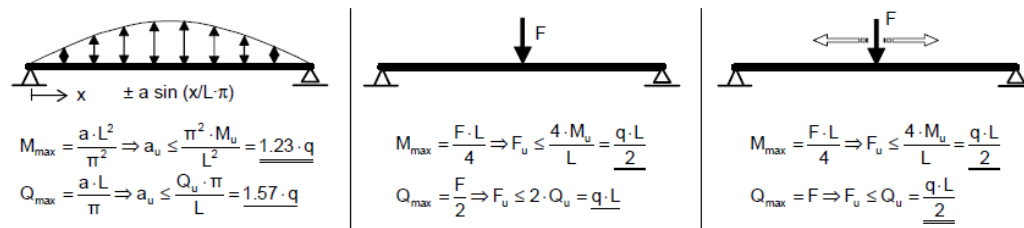


Figure IV.9 Determinant fracture mechanism for beams due to a) oscillation, b) concentrated load at mid-span, and c) moving concentrated load, assuming ultimate resistance ( $M_u$ ,  $Q_u$ ) of a single span beam with span  $L$  under constant line loading  $q$ , taken from (Ludescher 2003).

Beam testing to failure usually shows that the bending resistance can be accurately predicted with simple models, while the shear capacity prediction generally requires more refined resistance models. In addition, load transfer mechanisms in reinforced concrete structures through arching effects, reinforcement dowel action, or aggregate interlock at cracks are not always accurately captured by current shear resistance models.

Consequently, currently used shear resistance models are more conservative than those for bending. Bending type beam failure is dominant also in the case of shear prone configurations.

## IV.5 Implementation in standardized load models for existing bridges

In this chapter, the research findings related to dynamic traffic effects on road bridge structures are interpreted to deduce DAFs relevant for the three verifications at ULS, SLS and FLS according to the requirements of standards. The approach shall be rational and reasonably conservative, applicable for bridges and in particular their deck slabs. Both elastic and plastic structural behavior of bridge elements at the relevant limit states need to be considered:

- In the case of elastic structural behavior and extreme vehicle loads, dynamic effects are minor compared to static load action effect, as heavy vehicles are dynamically softer and produce greater damping in the bridge-vehicle interaction. Furthermore, the relatively high natural frequencies of deck slabs and short span bridges make them usually less susceptible to dynamic excitation.
- BWIMs confirm that dynamic effects are not significant (i.e. lower than 1.05 which is in the order of accuracy of strain measurement systems) and thus not objectively detectable from the measured structural response, irrespective of vehicle weight and velocity. Also, measured stress values are in general significantly smaller than calculated values which is likely due to cumulative effects of conservative assumptions related to load and resistance models.
- Although some research investigations reveal small DAF in measurements, it should be considered that uncertainty in the determination of characteristic values from WIM measurements lead to characteristic values of standardized load models for SLS and FLS that are actually higher than test vehicle loads. This means that small DAF are implicitly integrated in the characteristic value of axle loads of standardized load models. Consequently, these characteristic values do not need to be increased any further.
- In the case of plastic structural behavior at ULS, the available energy dissipation capacity of common bridge structures for absorbing dynamic traffic actions is limited by the gravity effect but is still largely sufficient to dissipate kinetic energy imposed by moving vehicles masses.
- Fracture of slabs and beam elements of bridges is likely to be of flexural type, even in shear prone configurations.
- Consequently, DAF higher than 1.0 cannot be justified for SLS, FLS and ULS verifications, and thus, the characteristic values of static traffic loads do not need to be increased by a DAF.

Obviously, in detailed examination and in case of particular bridge types, site specific traffic measurements could be performed to determine specific load models and eventual dynamic amplification effects. Also, monitoring-based verification of FLS and ULS could be conducted.

## IV.6 Literature: dynamic amplification factor due to vehicles acting on road bridges

- Bertola, N. J., Henriques, G., Schumacher, T., and Brühwiler, E. (2022). Engineering of Existing Structures: The Need and Place for Non-destructive Evaluation. in (Zurich, Switzerland). Available at: [https://infoscience.epfl.ch/record/296077/files/2022\\_NB\\_NDT-CE\\_EEE.pdf](https://infoscience.epfl.ch/record/296077/files/2022_NB_NDT-CE_EEE.pdf).
- Bez, R., R. Cantieni, and J. Jacquemoud. 1987. "Modeling of highway traffic loads in Switzerland." IABSE Proc., 11. <https://doi.org/10.5169/SEALS-40377>.
- Billing, J. R. (1984). Dynamic loading and testing of bridges in Ontario. *Canadian journal of civil engineering* 11, 833–843.
- Broquet, C. (1999). Comportement dynamique des dalles de roulement des ponts en béton sollicités par le trafic routier. Thesis, EPFL No. 1964, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland (in French).
- Broquet, C., Bailey, S.F., Fafard, M., Brühwiler, E. (2004). Dynamic behaviour of deck slabs of concrete road bridges, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 137-146.
- Cantieni, R. (1983). Dynamic load tests on highway bridges in Switzerland. *Rep* 211.
- Deng, L., and C. S. Cai. 2010. "Development of dynamic impact factor for performance evaluation of existing multi-girder concrete bridges." *Eng. Struct.*, 32 (1): 21–31. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.08.013>.
- Deng Lu, Yu Yang, Zou Qiling, and Cai C. S. 2015. "State-of-the-Art Review of Dynamic Impact Factors of Highway Bridges." *J. Bridge Eng.*, 20 (5): 04014080. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000672](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000672).
- Hervig, A. (2008). Reinforced concrete bridges under increased railway traffic loads: fatigue behaviour and safety measures, Thesis, EPFL No. 4010, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland.
- Kalin, J., Žnidarič, A., Anžlin, A., and Kreslin, M. (2022). Measurements of bridge dynamic amplification factor using bridge weigh-in-motion data. *Structure and Infrastructure Engineering* 18, 1164–1176.
- Kalin, J., Žnidarič, A., and Kreslin, M. (2015). Using weigh-in-motion data to determine bridge dynamic amplification factor. *MATEC Web of Conferences* 24, 02003. doi: 10.1051/mateconf/20152402003.
- Kirkegaard, P. H., Nielsen, S. R. K., and Enevoldsen, I. (1997). Heavy Vehicles on Minor Highway Bridges: calculation of dynamic impact factors from selected crossing scenarios. Aalborg: Dept. of Building Technology and Structural Engineering.
- Kunz, P., and M. A. Hirt. 1991. "Grundlagen und Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Tragwerksnormen des SIA." SIA-Dokumentation.
- Lipari, A. 2016. "Highway Bridge Traffic Loading." *Struct. Bridge Eng.*, S. Shahidan, S. N. Mokhtar, M.H.W. Ibrahim, N. Jamaluddin, Z. M. Jaini, and N. Ali, eds. InTech.
- Lorau, C., Bayane, I., and Brühwiler, E. (2017). Surveillance du viaduc du Crêt de l'Anneau par un monitoring à longue durée. Lausanne, Switzerland: EPFL.
- Ludescher, H. (2003). Berücksichtigung von dynamischen Verkehrslasten beim Tragsicherheitsnachweis von Strassenbrücken, Thesis, EPFL No. 2894, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland (in German).
- Ludescher, H., Brühwiler, E. (2004). Vergrößerungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf bestehende Brücken. VSS Bericht Nr. 571, Forschungsauftrag AGB 1998/104 (89/98), VSS Zürich.
- Ludescher, H.; Brühwiler, E. (2009). Dynamic amplification of traffic loads on road bridges. *Structural engineering international*, 19(2), 190-197.
- Maljaars, J., Leonetti, D., Hashemi, B., and Snijder, H. H. (Bert) (2022). Systematic derivation of safety factors for the fatigue design of steel bridges. *Structural Safety* 97, 102229. doi: 10.1016/j.strusafe.2022.102229.
- Maljaars, J. 2020. "Evaluation of traffic load models for fatigue verification of European road bridges." *Eng. Struct.*, 225: 111326. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111326>.
- Maljaars, J., R. Steenbergen, L. Abspoel, and H. Kolstein. 2012. "Safety Assessment of Existing Highway Bridges and Viaducts." *Struct. Eng. Int.*, 22(1): 112–120. <https://doi.org/10.2749/101686612X13216060213716>.
- Moses, F. 2001. Calibration of load factors for LRFR bridge evaluation. NCHRP report. Washington, D.C: National Academy Press.
- Marti P. (2000). Some Remarks on Punching, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs – Proceedings, Kungliga Tekniska Högskolan KTH Stockholm, Institutionen för Byggnadskonstruktion, Schweden, 2000
- Nassif, H. H., and Nowak, A. S. (1996). Dynamic load for girder bridges under normal traffic. *Archives of civil engineering* 42, X–399.
- Nowak, A. S., and Y. Hong. 1991. "Bridge Live-Load Models." *J. Struct. Eng.*, 117 (9): 2757–2767. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:9\(2757\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:9(2757)).
- O'Brien, E. J., D. Cantero, B. Enright, and A. González. 2010. "Characteristic Dynamic Increment for extreme traffic loading events on short and medium span highway bridges." *Eng. Struct.*, 32 (12): 3827–3835. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.018>.
- Paultre, P., Chaallal, O., and Proulx, J. (1992). Bridge dynamics and dynamic amplification factors—a review of analytical and experimental findings. *Canadian Journal of Civil Engineering* 19, 260–278.
- Sawicki, B., and Brühwiler, E. (2020). Long-term strain measurements of traffic and temperature effects on an RC bridge deck slab strengthened with an R-UHPFRC layer. *J Civil Struct Health Monit* 10, 333–344. doi: 10.1007/s13349-020-00387-3.
- Sawicki, B., and Brühwiler, E. (2022). Quantification of influence of monitoring duration on measured traffic action effects on fatigue of RC deck slabs of road bridges. *Structure and Infrastructure Engineering* 18, 1442–1456. doi: 10.1080/15732479.2022.2059527.
- Sedlacek, G., and et al. 2008. Background document to EN 1991 - Part 2 - Traffic loads for road bridges - and consequences for the design. Ispra, Italy: JRC scientific reports.



Treacy, M. A., Brühwiler, E., and Caprani, C. C. (2014). Monitoring of traffic action local effects in highway bridge deck slabs and the influence of measurement duration on extreme value estimates. *Structure and Infrastructure Engineering* 10, 1555–1572. doi: 10.1080/15732479.2013.835327.

Žnidarič, A., O'Brian, E., Casas, J., O'Connor, A., and Wierzbicki, T. (2006). Guidance for the optimal assessment of highway structures: SAMARIS deliverable D30. *European Commission*.



## Glossar

| Begriff | Bedeutung                                        |
|---------|--------------------------------------------------|
| AGB     | Arbeitsgruppe Brückenforschung des ASTRA         |
| CDF     | Kumulative Wahrscheinlichkeitsverteilung         |
| PDF     | Wahrscheinlichkeitsverteilung                    |
| PUN     | Pannestreifen-Umnutzung                          |
| SIA     | Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein |
| WIM     | Weigh In Motion                                  |
| B-WIM   | Bridge Weigh-in-Motion                           |

## Literaturverzeichnis

- [1] Documentation ASTRA 82001, *Evaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé*, Office fédéral des routes OFROU, Division réseaux routiers (N), Berne. OFCL vente des publications fédérales, Berne, No d'article : 806.328.f, 2006., 2006.
- [2] M. A. Hirt e M. A. Meystre, *Evaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé*, Bundesamt für Strassen ASTRA, Forschungsauftrag, 2006.
- [3] S. F. Bailey, *Basic Principles and Load Models for the Structural Safety Evaluation of Existing Road Bridges*, Thèse No. 1467, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1996.
- [4] T. Meystre, D. Stucki e J. Lebet, *Charges de trafic actualisées pour les dalles de roulement en béton des ponts existants*, Bundesamt für Strassen ASTRA, Forschungsauftrag, AGB 2009/005, Rapport VSS 664, 2014.
- [5] Confédération suisse (ORPL), *Ordonnance relative à une redevance sur le trafic des poids lourds liée aux prestations (RPLP)*, 6 mars 2000 (Etat le 1er janvier 2022).
- [6] R. Bez, *Modélisation des charges dues au trafic routier*, Thèse No. 793, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1989.
- [7] Confédération suisse, *Ordonnance du 13 novembre 1962 sur les règles de la circulation routière (OCR)*, RS 741.11 [www.admin.ch](http://www.admin.ch), 1962.
- [8] SIA 269, *Existing Structures - Basis for examination and intervention*, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich.
- [9] G. Sedlacek, G. Merzenich, M. Paschen, A. Bruls, L. Sanpaulesi, P. Croce, J. A. Calgaro, M. Pratt e M. & Leendertz, *Background document to EN 1991- Part 2—Traffic loads for road bridges—And consequences for the design*, JRC European Commission, 2008.
- [10] CEN (European Committee for Standardization), *Actions on structures, part 2: Traffic loads on bridges. Eurocode 1*, Brussels, Belgium: CEN, 2003.
- [11] G. Fu, L. Liu e M. D. Bowman, «Multiple Presence Factor for Truck Load on Highway Bridges,» *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18(3), pp. 240-249, 2013.
- [12] H. Ludescher e E. Brühwiler, *Vergrößerungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf bestehende Brücken, mandat de recherche OFROU 89/98, N°571*, Union des professionnels suisses de la route (VSS), Zurich, 2008.
- [13] SIA NK 261, *Réponse à une question sur l'actualisation des charges de trafic de transports spéciaux*.
- [14] Road and Traffic Systems Consulting GmbH, *Höhenring 15, CH-8052 Zürich*.
- [15] W. R. H. M. S. R. D. E. Kadlec R, *Failure analysis of heavy truck trailer axles*, Technology, Law and Insurance; 3:25–31., 1998.
- [16] *Workshop on Traffic Action Effects for ULS, organized by EPFL and TNO, Ver-vuurt, A.H.J.M. and Nussbaumer, A., online, 10.01.2023.*
- [17] M. Sjaarda, M. F. Breveglieri e N. A. G., *Impact of heavy vehicle platooning on Swiss bridges*, Bundesamt für Strassen ASTRA, Forschungsauftrag, AGB 2017/004, 2022.
- [18] «<https://unece.org/DAM/trans/doc/2013/wp6/ECE-TRANS-WP6-2013-pres03e.pdf>,» [Online].
- [19] M.-A. Féart, B. Wolf, T. Probst, P. Lauper, O. Zayene, M. Vial e J. Hennebert, F., *Weigh in motion – Etude de filtrage, Projet SwissMoves\_003 (AGP 106'426), iCoSys HEIA-FR et OFROU, rapport provisoire, 2023.*, (AGP 106'426), iCoSys HEIA-FR et OFROU, rapport provisoire, 2003.
- [20] Federal Office of Transport (BAV), «Güterverkehr durch die Schweizer Alpen 2019 / Freight traffic by road and rail through the Swiss Alps 2019,» Bern, 2020.
- [21] B. a. E. J. O. Jacob, «European Specification on Weigh-in-Motion of road vehicles (COST 323),» in *Proc. of 2nd European Conference on Weigh-in-Motion of Road Vehicles*, 171–183, Lisbon, Portugal., 1998.
- [22] E. Doupal, *Road and Traffic Systems Consulting GmbH, échanges e-mail, Jan. 20200-Mai 2021*.
- [23] I. Koshini, *Traffic load measurement and probabilistic modelling for structural design of urban expressways*, Kobe, Japan: ICOSAR'85, 1985.
- [24] J. Kalin , A. Žnidarič e M. Kreslin, «Measurements of bridge dynamic amplification factor using bridge weigh-in-motion data. .,» *Structure and Infrastructure Engineering*;18:1164–76. <https://doi.org/10.1080/15732479.2021.1887291>, 2022.
- [25] E. J. OBrien, D. Cantero e A. González, «Characteristic Dynamic Increment for extreme traffic loading events on short and medium span highway bridges,» *Engineering Structures*; 32:3827–35. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.018>, 2010.
- [26] OFROU. 2023., «Rapport sur l'état du réseau des routes nationales. Etat au 31.12.2022.,» Office fédéral des routes, Berne. [www.astra.admin.ch/astra/fr/home/themes/routes-nationales/reseau/rapport-d-etat-des-routes-nationales.html](http://www.astra.admin.ch/astra/fr/home/themes/routes-nationales/reseau/rapport-d-etat-des-routes-nationales.html).
- [27] Office fédéral des routes (OFROU), *Rapport 2020 sur l'état du réseau des routes nationales*.

- [28] P. van der Spuy, R. d. W. T. Lenner e C. & Caprani, «Multiple lane reduction factors based on multiple lane weigh in motion,» *Structures*, vol. 20, pp. 543-549, 2019.
- [29] T. Vogel, D. Zwicky, D. Joray, M. Diggelmann e N. P. Høj, *Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten (Sécurité structurale des ouvrages d'art existants)*, 279. AGB 2005/107. ASTRA - Bundesamt für Strassen, Bern, Schweiz., 2009.
- [30] L. Mathevet, C. Vaccari e A. Nussbaumer, *Modélisation des ponts bipoutres.*, Documentation Annexe n° 306891-2 (2024 V1.01), 2024.
- [31] L. Mathevet e A. Nussbaumer, *Modélisation des dalles de roulement des ponts-poutres*, Documentation Annexe n° 306891-3 (2024 V1.02), 2024.
- [32] L. Mathevet e A. Nussbaumer, *Modélisation des ponts dalles et cadres*, Documentation Annexe n° 306891-3 (2024 V1.04).
- [33] L. Mathevet e A. Nussbaumer, *Modélisation des ponts multipoutres*, Documentation Annexe n° 306891-4 (2024 V1.02).
- [34] L. Mathevet, C. Vaccari e A. Nussbaumer, «Revaluation of the transverse influence lines for twin girders bridges,» rapport interne EPFL-RESSLab, Lausanne, 2023.
- [35] L. L. Mathevet, P. C. Miglietta e A. Nussbaumer, *Annexes à la Documentation 82001*, <https://infoscience.epfl.ch/record/306891>, 2024.
- [36] J. Schneider e T. Vrouwenvelder, *Introduction to safety and reliability of structures: including free access to Variables Processor Software FreeVaP, Third reviewed and Extended edition. in Structural engineering documents, no. 5. Zürich, Switzerland.*, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 2017.
- [37] SIA 269/1, *Existing Structures - Actions*, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, 2011.
- [38] SIA 261, *Action sur les structures porteuses*, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, 2014.
- [39] «Directive (EU) 2015/719,» [Online]. Available: <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/?uri=CELEX%3A32015L0719>.
- [40] BMDV, BMK, ASTRA, *Reale Verkehrslastmodelle von Brückenbauwerken REAL-LAST, Verkehrsinfrastrukturforschung DACH 2021*, FFG, 2024.
- [41] A. Nussbaumer e P. Miglietta, *Lignes directrices pour l'évaluation de ponts existants par rapport à l'état limite de fatigue (FLS)*, Documentation Annexe n° 306891-5 (à paraître).
- [42] Confédération suisse, *Loi fédérale du 8 mars 1960 sur les routes nationales (LRN)*, RS 725.11 [www.admin.ch](http://www.admin.ch), 1960.
- [43] Confédération suisse, *Loi fédérale du 19 décembre 1958 sur la circulation routière (LCR)*, RS 741.01 [www.admin.ch](http://www.admin.ch), 1958.

## Auflistung der Änderungen

| Édition | Version | Date       | Modifications                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|---------|---------|------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 2025    | 2.01    | 20.02.2025 | Veröffentlichung der deutschen Version und Redaktionelle Anpassungen der französischen Version.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| 2024    | 2.00    | 03.07.2024 | Inkrafttreten der Ausgabe 2024. Umfassende Analyse aller registrierten Tandemachsen unter Verwendung der Blockmaxima von über 11'600 Wochen Aufzeichnungen der zuverlässigsten WIM-Stationen. Untersuchung des gleichzeitigen Auftretens von schweren Achsen auf benachbarten Fahrbahnen. Untersuchungswerte, die sich aus dem Durchlauf von WIM-generiertem Verkehr oder simuliertem Verkehr durch die Einflusslinienbibliothek ergeben. |
| 2006    | 1.00    | 01.01.2006 | Inkrafttreten der Ausgabe 2006 (Originalfassung in Französisch).                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |



