



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC  
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

**Bundesamt für Strassen**  
**Office fédéral des routes**  
**Ufficio federale delle Strade**

# **Fahrmuster auf überlasteten Autobahnen**

**Simultanes Berechnungsmodell für das Fahrverhalten  
auf Autobahnen als Grundlage für die Berechnung von  
Schadstoffemissionen und Fahrzeitgewinnen**

**Modèles de conduite sur autoroutes surchargées**

**Speed patterns on congested highways**

**Jenni + Gottardi AG, Thalwil / Zürich**

**Giovanni Gottardi, Dr.sc.techn. ETH**

**IVT Heilbronn / Mannheim**

**Heinz Hautzinger, Prof. Dr.rer.pol**

**Wilfried Stock, Dr.rer.pol.**

**Forschungsauftrag 2009/005\_OBF auf Antrag des ASTRA**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen beauftragten Autor(en).  
Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que l' (les) auteur(s) mandaté(s) par l'Office fédéral des routes.  
Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

Il contenuto di questo rapporto impegna solamente l' (gli) autore(i) designato(i) dall'Ufficio federale delle strade.  
Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) appointed by the Swiss federal roads office.  
Supply: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC  
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

**Bundesamt für Strassen**  
**Office fédéral des routes**  
**Ufficio federale delle Strade**

# **Fahrmuster auf überlasteten Autobahnen**

**Simultanes Berechnungsmodell für das Fahrverhalten  
auf Autobahnen als Grundlage für die Berechnung von  
Schadstoffemissionen und Fahrzeitgewinnen**

**Modèles de conduite sur autoroutes surchargées**

**Speed patterns on congested highways**

**Jenni + Gottardi AG, Thalwil / Zürich**

**Giovanni Gottardi, Dr.sc.techn. ETH**

**IVT Heilbronn / Mannheim**

**Heinz Hautzinger, Prof. Dr.rer.pol**

**Wilfried Stock, Dr.rer.pol.**

**Forschungsauftrag 2009/005\_OBF auf Antrag des ASTRA**

## Impressum

### **Forschungsstelle und Projektteam**

Projektleitung  
Giovanni Gottardi Dr.

Mitglieder  
Heinz Hautzinger Dr.  
Wilfried Stock Dr.

### **Begleitkommission**

Präsident  
Niklaus Bischofberger Dr., Amt für Verkehr Kanton Zürich

Mitglieder  
Andreas Gantenbein, Bundesamt für Strassen (ASTRA)  
Helmut Honermann Dr., Bundesamt für Raumentwicklung (ARE)

### **Antragsteller**

Amt für Verkehr Kanton Zürich

### **Bezugsquelle**

Das Dokument kann kostenlos von [www.vss.ch](http://www.vss.ch) herunter geladen werden.

# Inhaltsverzeichnis

	<b>Impressum</b> .....	<b>4</b>
	<b>Zusammenfassung</b> .....	<b>7</b>
	<b>Résumé</b> .....	<b>10</b>
	<b>Summary</b> .....	<b>12</b>
<b>1</b>	<b>Aufgabenstellung und Zielsetzung</b> .....	<b>14</b>
1.1	Problemhintergrund.....	14
1.2	Gegenstand und Ziele der Untersuchung .....	15
<b>2</b>	<b>Vorüberlegungen zur Untersuchung</b> .....	<b>17</b>
2.1	Geschwindigkeitsprofil von Fahrten .....	17
2.2	Geschwindigkeitsprofil von Strecken .....	18
2.3	Konsequenzen für die empirischen Untersuchungen .....	19
<b>3</b>	<b>Design der empirischen Untersuchung</b> .....	<b>20</b>
3.1	Generelle Anforderungen.....	20
3.2	Datengrundlagen.....	21
3.2.1	Beschaffung und Aufbereitung der Daten.....	21
3.2.2	Aufbau, Umfang und Struktur der verwendeten Datenbasis .....	23
3.3	Aussagekraft der Daten im Hinblick auf eine Analyse des Verkehrsablaufs an Engpässen .....	24
3.3.1	Erfassung des Verkehrsablaufs an einem Engpass .....	24
3.3.2	Datenerfordernisse für die Abschätzung der Effekte einer Engpassbeseitigung .....	25
3.4	Aufbau der Untersuchung .....	27
<b>4</b>	<b>Stabilität des Verkehrsflusses: Kollapsrisiko</b> .....	<b>28</b>
4.1	Modellhafte Beschreibung des Ereignisses „Verkehrszusammenbruch“ .....	28
4.2	Empirische Ergebnisse zum Kollapsrisiko bei unterschiedlichen Verkehrsstärken .....	29
4.2.1	Messung des Kollapsrisikos.....	29
4.2.2	Verkehrsstärkenspezifische Kollapsquote für Autobahnstrecken mit unterschiedlicher Anzahl von Fahrstreifen .....	30
4.3	Logistisches Regressionsmodell für das Kollapsrisiko .....	31
4.3.1	Spezifizierung des Modells .....	31
4.3.2	Inhaltliche Interpretation der Koeffizienten des logistischen Regressionsmodells .....	33
4.3.3	Aussagekraft der Modellergebnisse.....	34
4.3.4	Vergleich mit dem Verkehrszusammenbruchmodell von Bernard und Axhausen.....	35
4.3.5	Unterschiede zu stochastischen Modellen der Streckenkapazität.....	36
4.4	Empirische Ergebnisse zu den Bestimmungsfaktoren des Kollapsrisikos .....	36
4.4.1	Logistische Regressionsfunktion für das Kollapsrisiko .....	37
4.4.2	Verkehrsnachfrage und Kollapsrisiko .....	38
4.4.3	Infrastrukturmerkmale und Kollapsrisiko: Überblick.....	39
4.4.4	Zahl der Fahrstreifen und Kollapsrisiko .....	40
4.4.5	Fahrbahnbreite und Kollapsrisiko.....	40
4.4.6	Schwerverkehrsanteil und Kollapsrisiko .....	41
4.4.7	Ergänzungen .....	41
4.5	Verkehrsplanerische Implikationen .....	41
<b>5</b>	<b>Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss</b> .....	<b>42</b>
5.1	Fahrgeschwindigkeit als Merkmal der Verkehrsqualität .....	42
5.2	Regressionsmodell für die Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss .....	42
5.2.1	Spezifizierung des Grundmodells .....	42
5.2.2	Inhaltliche Interpretation des Grundmodells .....	43
5.2.3	Erweiterung des Grundmodells.....	44
5.3	Empirische Ergebnisse zu den Bestimmungsfaktoren der Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss .....	44
5.3.1	Nichtlineare Regressionsfunktion für die mittlere Fahrgeschwindigkeit.....	44
5.3.2	Wunschgeschwindigkeit.....	46
5.3.3	Verkehrsstärke und Fahrgeschwindigkeit.....	46
5.3.4	Schwerverkehrsanteil und Fahrgeschwindigkeit.....	47
5.3.5	Zahl und Breite der Fahrstreifen und Fahrgeschwindigkeit .....	47
5.3.6	Signalisation und Fahrgeschwindigkeit.....	48
<b>6</b>	<b>Fahrgeschwindigkeit bei instabilem Verkehrsfluss</b> .....	<b>49</b>

6.1	Regressionsmodell für die Fahrgeschwindigkeit bei instabilem Verkehrsfluss .....	49
6.1.1	Grundmodell .....	49
6.1.2	Inhaltliche Interpretation des Grundmodells .....	49
6.1.3	Erweiterungen des Grundmodells .....	50
6.2	Empirische Ergebnisse zu den Bestimmungsfaktoren der Fahrgeschwindigkeit bei instabilem Verkehrsfluss .....	50
6.2.1	Nichtlineare Regressionsfunktion für die mittlere Fahrgeschwindigkeit .....	50
6.2.2	Signalisation und Fahrgeschwindigkeit.....	51
6.2.3	Verkehrsstärke und Fahrgeschwindigkeit.....	52
6.2.4	Schwerverkehrsanteil und Fahrgeschwindigkeit.....	53
6.2.5	Zahl der Fahrstreifen und Fahrgeschwindigkeit.....	53
<b>7</b>	<b>Zeitverluste im instabilen Verkehrszustand.....</b>	<b>55</b>
7.1	Grundgedanke .....	55
7.2	Erläuterung des Modells anhand eines fiktiven Beispiels.....	55
7.2.1	Grunddaten des Beispiels.....	55
7.2.2	Zeitverluste durch Unterschreitung der Wunschgeschwindigkeit.....	57
7.2.3	Rückstaubedingte Zeitverluste .....	57
7.3	Anwendung des Berechnungsverfahrens auf die Daten der Zählstelle Baden Baregg ...	60
7.3.1	Eckdaten zum Verkehrsablauf an der Zählstelle .....	60
7.3.2	Bestimmung der Ganglinien der Verkehrsnachfrage.....	64
7.3.3	Berechnung der staubedingten Zeitverluste an der Zählstelle .....	65
7.4	Praktische Umsetzung des Berechnungsverfahrens.....	72
<b>8</b>	<b>Diskussion der Ergebnisse.....</b>	<b>73</b>
	<b>Anhänge.....</b>	<b>74</b>
	<b>Abkürzungen .....</b>	<b>86</b>
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>87</b>
	<b>Projektabschluss .....</b>	<b>89</b>
	<b>Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen .....</b>	<b>92</b>

## Zusammenfassung

Beim Ausbau des Strassennetzes, vorab der Autobahnen, können die Verkehrsstärke und die Verkehrsleistung zunehmen. Wird das Fahrverhalten nicht in die Betrachtungen einbezogen, wird mehr Verkehr fälschlicherweise mit grösseren Schadstoffemissionen gleichgesetzt. Durch die Erhöhung der Kapazität findet jedoch unter Umständen trotz Verkehrszunahme insgesamt weniger Stop-and-go-Verkehr oder weniger Stau statt, was sich auf die Reisezeiten und die Umweltbilanz positiv auswirkt.

Gegenstand der vorliegenden Studie ist die Beschreibung und Analyse des Fahrverhaltens von Motorfahrzeugen auf Autobahnen mit Hilfe von empirischen Daten zum Verkehrsablauf. Dabei geht es um die Ermittlung aller den Fahrverlauf beeinflussenden Grössen, die für die Bestimmung des Nutzens aus Fahrzeiteinsparungen sowie für die Schadstoffberechnung von Bedeutung sind. Zu den Erklärungsgrössen des Fahrverlaufs zählen insbesondere Angaben zur Stärke und Zusammensetzung des Verkehrs auf einem Strassennetzabschnitt sowie Merkmale der Infrastruktur.

Das Hauptaugenmerk der Untersuchung liegt auf Streckenabschnitten vor einem Engpass bzw. im Bereich eines Engpasses, da die Ergebnisse der Studie vor allem dazu verwendet werden sollen, im Rahmen von Zweckmässigkeitsbeurteilungen und Umweltverträglichkeitsprüfungen die verkehrlichen Effekte einer Engpassbeseitigung (Neubau, Ausbau) zu prognostizieren. Die Monetarisierung der Fahrzeiteinsparungen und die Berechnung der Schadstoffemissionen sind nicht Bestandteil des Forschungsprojektes.

Bei der statistischen Beschreibung und Analyse von „Fahrmustern“ wird zwischen

- Fahrverhalten bei stabilem Verkehrsfluss und
- Fahrverhalten bei instabilem Verkehrsfluss (Stop-and-go, Stau)

unterschieden. Im Hinblick auf die Aufgabenstellung interessiert deshalb zunächst, welche Faktoren das Auftreten instabiler Verkehrszustände bestimmen. Staubildung aufgrund von Unfällen sollte wegen des Zufallscharakters von Unfällen nicht betrachtet werden. Gleiches gilt für Staus als Folge von Baustellen. Da eine entsprechende Bereinigung der Daten leider nicht möglich war, sind einzelne zahlenmässige Resultate mit einem gewissen Vorbehalt zu betrachten.

Für Verkehrslagen mit stabilem und instabilem Verkehrsfluss wurden die verkehrlichen, situativen und infrastrukturbezogenen Bestimmungsfaktoren der von den Verkehrsteilnehmern realisierten Fahrgeschwindigkeit in möglichst feiner Differenzierung bestimmt.

Für Situationen mit instabilem Verkehrsfluss wurde ein praktikables Verfahren entwickelt, mit dessen Hilfe ohne aufwändige Simulationsrechnungen die Zeitverluste der Verkehrsteilnehmer gegenüber dem stabilen Zustand näherungsweise berechnet werden können.

Die hier entwickelten statistischen Modelle lassen sich wie folgt charakterisieren:

- Wahrscheinlichkeitsmodelle für das Ereignis „Verkehrszusammenbruch“ (im Folgenden auch Modelle für das Kollapsrisiko genannt)
- Regressionsmodelle für die mittlere Fahrgeschwindigkeit
  - bei stabilem Verkehrsfluss und
  - bei instabilem Verkehrsfluss sowie
- Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Zeitverluste bei instabilem Verkehrsfluss.

Die Besonderheit und Neuheit des in dieser Studie erarbeiteten Ansatzes liegt darin, dass in den hier entwickelten Modellen die Bestimmungsfaktoren sowohl des Kollapsrisikos wie auch der Fahrgeschwindigkeit nicht jeweils einzeln und isoliert sondern *simultan*,

d.h. in ihrem gemeinsamen Einwirken auf das Kollapsrisiko bzw. die Fahrgeschwindigkeit behandelt werden. Bei den massgebenden Bestimmungsfaktoren für das Kollapsrisiko handelt es sich um die Verkehrsstärke (Mfz/h), die Anzahl Fahrspuren, den Schwerverkehrsanteil und die Fahrstreifenbreite.

Das Kollapsrisiko wird in erster Linie durch die Qualitätsdimension „Pünktlichkeit/Berechenbarkeit“ des Verkehrsleistungssystems Strasse charakterisiert. Je grösser das Kollapsrisiko, desto häufiger kommt es vor dass die gewünschte Ankunftszeit von der tatsächlichen Ankunftszeit abweicht.

Als weitere Dimension der Verkehrsqualität gilt die „Schnelligkeit“ der Verkehrsleistung. Hier dient die mittlere Fahrgeschwindigkeit der Strassenbenützer als Indikator. Die massgebenden Bestimmungsfaktoren für die Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss sind die signalisierte Geschwindigkeit, die Zahl der Fahrstreifen, die Fahrstreifenbreite, die Verkehrsstärke (Mfz/h) und der Schwerverkehrsanteil. Beim instabilen Verkehrsfluss haben sich die Bestimmungsfaktoren Verkehrsstärke (Mfz/h), Schwerverkehrsanteil und Anzahl Fahrstreifen herauskristallisiert.

Die praktische Anwendung der hierfür entwickelten *multiplen Regressionsmodelle* wird im Rahmen von Umsetzungsbeispielen ausführlich demonstriert, weil Verkehrsdaten für eine ganze Reihe von Zählstellen auf dem Schweizer Autobahnnetz zusammen mit Strukturmerkmalen und situativen Merkmalen der Zählstellen und Zählzeiten in einer umfangreichen Analysedatei zusammengeführt und gemeinsam ausgewertet werden konnten.

Die simultane Betrachtung mehrerer Einflussfaktoren im Rahmen entsprechender statistischer Modelle des Kollapsrisikos und der mittleren Fahrgeschwindigkeit stellt eine Erweiterung bzw. Verallgemeinerung der vorhandenen bivariaten Ansätze dar, bei denen die Verkehrsstärke als einzige Determinante der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit bzw. der Fahrgeschwindigkeit betrachtet wird. Während bivariate Modelle für alle relevanten Anwendungsfälle (z.B. unterschiedliche Anzahl von Fahrstreifen) jeweils gesondert kalibriert werden müssen, werden hier multiple Regressionsmodelle vorgestellt, die in einem geschlossenen Ansatz die Abhängigkeit der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit und der Fahrgeschwindigkeit von einer ganzen Reihe von Merkmalen der Infrastruktur und der Verkehrsnachfrage beschreiben.

Das hier konzipierte und anhand von Zählstellendaten getestete Verfahren zur Berechnung der staubedingten Zeitverluste der Verkehrsteilnehmer ist als eine einfach zu handhabende Alternative zu bestehenden Simulationsmodellen mit hohem Komplexitätsgrad gedacht. Bei dem hier entwickelten Modell wird die empirisch beobachtete Tagesganglinie für Tage mit Stau einer hypothetischen Tagesganglinie der Verkehrsnachfrage gegenübergestellt. Die hypothetische Ganglinie als Referenzgrösse repräsentiert dabei die zeitliche Verteilung der Verkehrsnachfrage, die man am Untersuchungstag bei stabilem Verkehrsfluss hätte beobachten können.



## Résumé

Avec le développement du réseau routier, en particulier des autoroutes, la charge de trafic et les prestations de transport peuvent augmenter. Si le comportement des usagers n'est pas intégré dans les évaluations, on considérera erronément l'augmentation du trafic comme cause directe des pertes de temps et d'émissions toxiques majeures.

Avec l'augmentation de la capacité on constate parfois, malgré l'augmentation du trafic, une diminution de stop-and-go et d'embouteillages, ce qui a des répercussions positives sur les temps de voyage et sur le bilan écologique.

L'objet de cette étude est la description et l'analyse du comportement des conducteurs sur autoroute, à l'aide de données empiriques sur l'écoulement du trafic. Il s'agit de déterminer les paramètres agissant sur le flux de trafic, qui sont déterminants pour le calcul des avantages dérivant des gains de temps de parcours ainsi que pour le calcul de la pollution. Parmi ces paramètres figurent les indications concernant la densité et la composition du trafic sur une section du réseau routier, ainsi que les caractéristiques de l'infrastructure.

L'attention de l'étude porte spécialement sur des tronçons autoroutiers en aval d'un embouteillage ou dans le secteur de l'embouteillage, puisque les résultats de l'étude seront surtout utilisés dans le cadre d'études d'opportunité et d'études d'impact sur l'environnement, pour pronostiquer les effets positifs obtenus grâce à l'élimination de l'embouteillage. L'étude ne prend pas en considération la valeur économique des gains de temps de parcours ainsi que le calcul des émissions toxiques.

La description et l'analyse statistique du modèle fait la différence entre

- le comportement des conducteurs dans le trafic stable et
- le comportement des conducteurs dans le trafic instable (stop-and-go, embouteillages).

Il faut d'abord d'abord spécifier les facteurs qui déterminent l'apparition de conditions de trafic instables. La formation d'embouteillages provoqués par des accidents ne devrait pas être prise en considération à cause du caractère aléatoire de l'évènement. Il en va de même pour les embouteillages dus à des chantiers. Puisqu'un triage de ces données n'a malheureusement pas été possible, il faudra considérer certains résultats numériques avec une certaine réserve.

Les paramètres relatifs aux conditions du trafic, à la situation locale et à l'infrastructure sont déterminés de façon aussi précise que possible pour la vitesse atteinte par les usagers dans le cas de trafic stable ou instable.

Une procédure praticable (sans calculs de simulation) a été développée pour calculer les pertes de temps des usagers dans des situations de trafic instable par rapport à l'état stable.

Les modèles statistiques développés ici peuvent être caractérisés comme suit :

- Modèles de probabilité pour l'évènement „bouchon“ (par la suite appelé aussi modèles du danger de „collapsus“)
- Modèles de régression de la vitesse de déplacement moyenne
  - avec trafic stable
  - avec trafic instable
- Méthode de calcul des paramètres de pertes de temps avec trafic instable

La particularité et la nouveauté des approches élaborées dans cette étude, est que dans les modèles développés les facteurs de détermination du danger de « collapsus », aussi bien que ceux relatifs à la vitesse de déplacement, sont traités simultanément, c'est-à-

dire que l'on considère leur influence commune sur le danger de „collapsus“ ainsi que sur la vitesse de déplacement.

Les facteurs décisifs pour le danger de „collapsus“, sont la densité du trafic (véhicules/h), le nombre et la largeur des voies et le pourcentage de poids lourds. Le danger de collapsus est caractérisé principalement par la dimension de la qualité de la „ponctualité/prévisibilité„ du système. Plus grand est le danger de collapsus et plus fréquemment l'heure d'arrivée souhaitée ne correspond pas à l'heure d'arrivée effective.

La „rapidité“ de la circulation est une dimension supplémentaire qui caractérise la qualité du transport. La vitesse moyenne de déplacement sert d'indicateur. Les facteurs qui déterminent la vitesse de déplacement en cas de trafic stable sont: la vitesse signalée, le nombre et la largeur des voies, la densité du trafic (véhicules/h) et le pourcentage de poids lourds. Pour le trafic instable, les facteurs décisifs sont la densité du trafic (véhicules/h), le pourcentage de poids lourds et le nombre de voies.

L'application pratique des modèles de régression multiples développés dans cette étude peut être démontrée en détail dans le cadre d'exemples pratiques, grâce aux nombreuses données élaborées en partant des données fournies par les postes de comptage présents sur le réseau autoroutier suisse, qui ont été rassemblées dans un vaste fichier, analysées et évaluées en les comparant avec les caractéristiques structurelles des sections routières aux postes de comptage et des périodes de ces comptages.

La considération simultanée de plusieurs facteurs d'influence dans le cadre des modèles statistiques de danger de collapsus et de la vitesse moyenne, représente un élargissement respectivement une généralisation des approches à deux paramètres existantes, qui considèrent la capacité du réseau comme la seule cause déterminant la probabilité de blocage ou la diminution de la vitesse.

Tandis que les modèles à deux paramètres doivent être calibrés séparément pour tous les cas d'application pertinents (p. ex. nombre différent de voies), les modèles de régression multiple présentés ici, décrivent dans une approche fermée la dépendance de la probabilité de blocage et de diminution de la vitesse de déplacement par rapport à toute une série de caractéristiques de l'infrastructure et de la demande de transport.

La procédure ici conçue et testée pour le calcul des pertes de temps des usagers dues à des embouteillages, en partant des comptages de la circulation, est pensée comme une alternative simple par rapport aux modèles de simulation ayant un degré élevé de complexité. Le modèle développé ici, compare les „courbes de variation“ journalières observées empiriquement lors des jours avec embouteillages avec une courbe de variation journalière hypothétique de la demande de transport. La courbe de variation hypothétique, en tant que paramètre de référence, représente la distribution temporelle de la demande de transport qu'on aurait pu observer ce même jour si le trafic avait été stable.

## Summary

An expansion of the road network, especially of the highway network, is often associated with an increase in traffic intensity and transport volume. Without taking into consideration travel behaviour, this increase has been erroneously linked to higher pollutant emissions. However, the increase in the network capacity may in fact, despite the growth in traffic volume, result in an overall decrease of stop-and-go traffic and queue formation, which in turn has a positive effect on both journey times and the environment.

Object of the present study is the description and the analysis of travel behaviour on freeways using observed data on traffic flow. The aim is the determination of the decisive factors in the travel process that are responsible for journey time reduction and for the estimation of pollutant emissions. The variables of the travel process that will be taken into consideration are the intensity and composition of the traffic flow on a certain road section and the information about the infrastructure.

The main focus is on road sections just before or around bottlenecks in the road network. With the results of this study it will be possible to assess the effects of the removal of a bottleneck on traffic (by means of new constructions or expansion of the network), which can be particularly useful within Assessment of Expediency Studies or Environmental Compatibility Tests. A monetary assessment of the value of journey time reductions and the estimation of pollutant emissions are not part of this study.

The statistical description and the analysis of "speed patterns" will be distinguished into:

- Travel behaviour with a stable traffic flow
- Travel behaviour with an unstable traffic flow (stop and go, queue formation)

At first it is important to establish which are the factors that can influence the occurrence of unstable traffic conditions. Due to their randomness, queue formation due to road accidents or construction sites will not be considered in this study. However, since it was not possible to validate all the records, some quantitative results are to be considered with particular caution.

For situations with a stable flow and for those with an unstable flow, the traffic factors, the situational factors and the characteristics of the infrastructure (all of which influence the perceived travel speed of the road users) were determined with a very fine differentiation.

In particular, for conditions of unstable flow a straightforward procedure was developed that allows an approximate calculation of the time losses for road users in comparison to stable conditions, without the necessity of performing elaborate simulations.

The statistic models developed in this study can be characterised as follows:

- Probability models for the event of a „traffic collapse“ (in the following also referred to as „collapse risk models“)
- Regression models for the average travel speed
  - with a stable traffic flow and
  - with an unstable traffic flow
- Computing procedure for the calculation of the time losses with unstable traffic flow.

The distinctiveness and novelty of the approach used in this study is that in the static models that are here developed, the factors determining the collapse risk and travel speed are not isolated and analysed singularly but are rather *simultaneously* considered and evaluated, taking therefore into account their joint effect on both collapse risk and travel speed.

The factors determining the collapse risk are the traffic volume (vehicles per hour), the number of traffic lanes on the road and their width, the percentage of heavy goods traffic. The collapse risk is primarily characterised by the qualitative dimension “punctuality/predictability” of the transport system. The higher the collapse risk, the greater the chance that the preferred arrival time deviates from the actual arrival time.

Another dimension for traffic quality is the “velocity” of the transport volume. In this case the indicator to consider is the average travel speed of road users. The factors determining the travel speed with a stable traffic flow are the speed limit, the number and width of traffic lanes, the traffic volume (vehicles per hour) and the percentage of heavy traffic. In case of an unstable traffic flow, the determining factors have been identified in traffic volume, percentage of heavy traffic and number of traffic lanes.

Traffic data for several counting stations on the Swiss highway network was analysed and joined with structural characteristics of the network, situational details of the counting stations and counting times in order to extensively demonstrate with the help of numerous examples, the practical implementation of the *multiple regression models* here developed.

The simultaneous consideration of multiple influencing factors in statistical models for the collapse risk and the average travel speed represents an extension and a generalisation respectively of the existing bivariate approaches, where the traffic volume is considered the only determinant of the probability of a traffic or speed collapse. Whereas bivariate models must be separately calibrated for each relevant application (for example different number of traffic lanes), the multiple regression models here introduced can describe with one integrated procedure the dependency of the probability of a traffic collapse and of the travel speed from a series of infrastructure and transport demand characteristics.

The method elaborated and presented in this study was tested using data from numerous counting stations. It is considered to be a simpler alternative to existing simulation models with a high degree of complexity for the calculation of time losses of road users caused by traffic congestions and. The empirically observed daily traffic records for days with traffic congestion were confronted with an hypothetical daily traffic plot of transport demand. The hypothetical plot corresponds thus to the reference variable, that is the daily distribution of transport demand that could have been observed on that day, had there been a stable traffic flow.

# 1 Aufgabenstellung und Zielsetzung

## 1.1 Problemhintergrund

Für grössere Neu- und Ausbaumassnahmen im Bereich der Strasseninfrastruktur ist sowohl eine Zweckmässigkeitsbeurteilung (ZMB) wie auch eine Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) erforderlich. Anhand der Veränderung der Verkehrsbelastungen und der Verkehrsleistungen werden Veränderungen der Emissionen (Luftschadstoffe, Lärm) ermittelt. Eine wichtige Einflussgrösse ist in diesem Zusammenhang das Fahrverhalten der Personen- und Lastwagen, da bei gegebener Verkehrsbelastung die Emissionen in erheblichem Umfang von diesem Faktor bestimmt werden. Über das Fahrverhalten, welches durch Kennzahlen wie Fahrgeschwindigkeit, Beschleunigungen/Verzögerungen, Motordrehzahl und Gangwahl sowie Halte- und Stillstandzeiten beschrieben werden kann, liegen aber nur wenig aktuelle Grundlagen vor. Vereinfachend wird oft ein mittleres Fahrverhalten, allenfalls gestützt auf eine Annahme über die mittlere Geschwindigkeit, unterstellt. Der Zusammenhang zwischen wichtigen Schadstoffen (z.B. NOx) und der Fahrgeschwindigkeit ist zudem nicht linear.

Beim Ausbau des Strassennetzes, vorab der Autobahnen, können die Verkehrsstärke und die Verkehrsleistung zunehmen. Wird das Fahrverhalten nicht in die Betrachtungen einbezogen, wird mehr Verkehr fälschlicherweise mit mehr Schadstoffemissionen gleichgesetzt (direkte Proportionalität). Durch die Erhöhung der Kapazität findet jedoch unter Umständen trotz Verkehrszunahme insgesamt weniger Stop-and-go-Verkehr oder weniger Stau statt, was sich auf die Umweltbilanz positiv auswirkt. Schematisch kann dieser Zusammenhang anhand einer Dauerkurve wie folgt dargestellt werden:

Dauerkurve vor Ausbau:

Dauerkurve nach Ausbau:

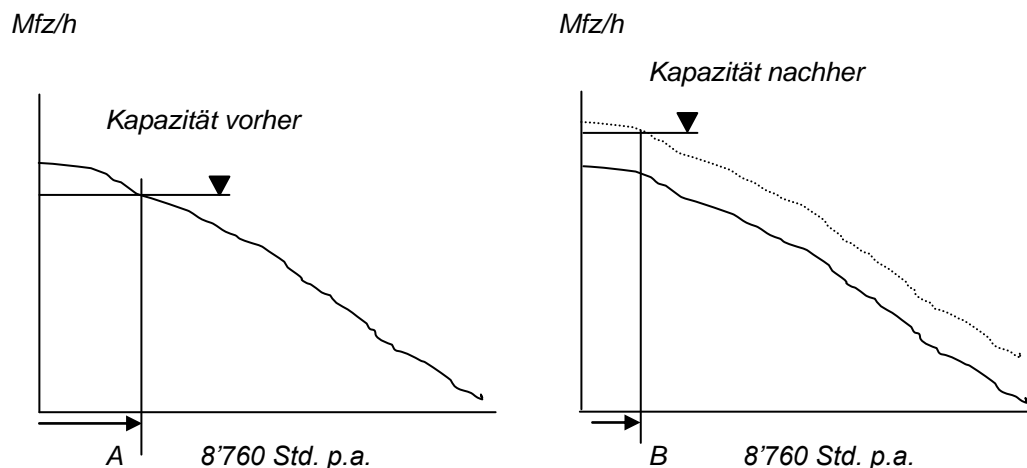
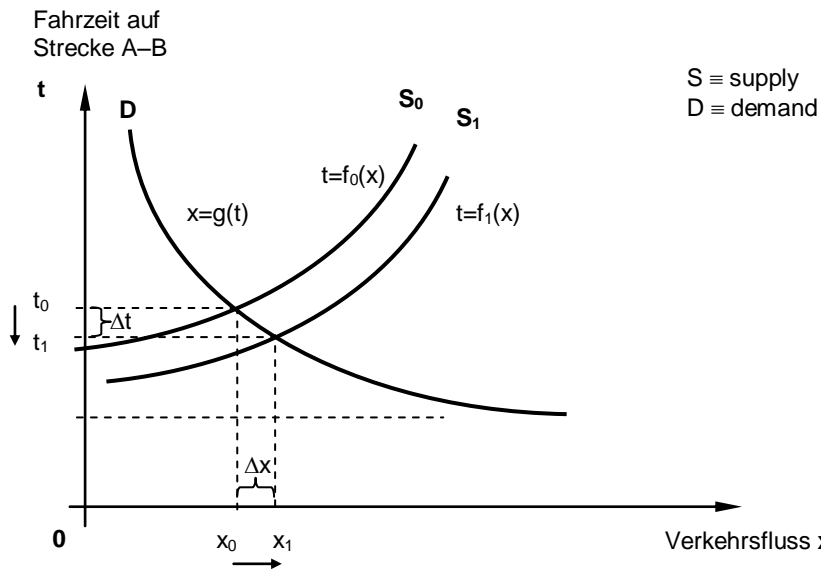


Abb. 1.1: Rückstaubedingte Reisezeitverluste; Baden Bareggunnel Richtung Bern Süd/West am 17. Februar 2007: Dauerkurve vor und nach Streckenausbau

Wie die Abbildung zeigt, gibt es trotz Mehrverkehr nach dem Ausbau weniger Stau- resp. Stop-and-go-Stunden (B) als vor dem Ausbau (A).

Die Erhöhung der Kapazität einer Strecke führt unter bestimmten Voraussetzungen zu einer Erhöhung der dortigen Verkehrsstärke. Gleichwohl ist es möglich, dass trotz insgesamt höherer Verkehrsstärke bei den Benützern der Strecke eine Fahrzeiterparnis und damit ein volkswirtschaftlicher Nutzen entsteht. Ursächlich hierfür ist wiederum die Veränderung der Fahrmuster (insbesondere der gefahrenen Geschwindigkeiten) infolge des Streckenausbau. Die nachfolgende Grafik veranschaulicht diesen Sachverhalt.



- S<sub>0</sub>, S<sub>1</sub> Angebotsfunktion der Strecke A-B vor (S<sub>0</sub>) und nach (S<sub>1</sub>) Ausbau (die von der Strecke ermöglichte Fahrzeit in Abhängigkeit vom Verkehrsfluss)
- D Nachfragefunktion der Strecke A-B (die bei gegebener Fahrzeit auf der Strecke nachgefragte Verkehrsstärke)

Gleichgewichtspunkte: Man sieht: Nach dem Ausbau steigt die Verkehrsstärke auf der Strecke um  $\Delta x$  von  $x_0$  auf  $x_1$ . Jeder einzelne der bisherigen (insgesamt  $x_0$ ) Benutzer der Strecke spart durch den Ausbau Fahrzeit in der Höhe von  $\Delta t$  ein (=Nutzen aus Zeitersparnis).

( $x_0, t_0$ ) vor Ausbau

( $x_1, t_1$ ) nach Ausbau

Abb. 1.2: Gleichgewicht von Verkehrsangebot und Verkehrsfrage vor und nach Streckenausbau

## 1.2 Gegenstand und Ziele der Untersuchung

Mit Hilfe von empirischen Daten zum Verkehrsablauf auf Autobahnen ist das Fahrverhalten von Motorfahrzeugen zu beschreiben. Dabei sind alle den Fahrverlauf bestimmenden Größen zu ermitteln, die für die Schadstoffberechnung sowie für die Bestimmung des Nutzens aus Fahrzeiteinsparungen von Bedeutung sind. Zu den Erklärungsgrößen des Fahrverlaufs zählen insbesondere Angaben zur Verkehrsstärke auf einem Strassennetzabschnitt sowie Merkmale der Infrastruktur.

Das Hauptaugenmerk liegt hier auf Netzabschnitten vor einem Engpass bzw. im Bereich eines Engpasses, da die Ergebnisse der Studie vor allem dazu verwendet werden sollen, im Rahmen von Zweckmässigkeitsbeurteilungen und Umweltverträglichkeitsprüfungen die verkehrlichen Effekte einer Engpassbeseitigung (Neubau, Ausbau) zu prognostizieren. Bei der statistischen Beschreibung und Analyse von „Fahrmustern“ ist ganz allgemein zwischen

- Fahrverhalten bei stabilem Verkehrsfluss und
- Fahrverhalten bei instabilem Verkehrsfluss (Stop-and-go, Staubildung)

zu unterscheiden.

Im Hinblick auf die Aufgabenstellung interessiert deshalb zunächst, welche Faktoren das Auftreten instabiler Verkehrszustände bestimmen. Staubildung aufgrund von Unfällen sollte wegen des Zufallscharakters von Unfällen nicht betrachtet werden. Gleiches gilt für Staus als Folge von Baustellen. Wie noch gezeigt wird, war eine entsprechende Bereinigung der Daten jedoch leider nicht möglich. Für Verkehrslagen mit stabilem und instabilem Verkehrsfluss sind die verkehrlichen, situativen und infrastrukturbezogenen Bestimmungsfaktoren der von den Verkehrsteilnehmern realisierten Fahrgeschwindigkeit in möglichst feiner Differenzierung zu bestimmen. Für Situationen mit instabilem Verkehrsfluss ist ein praktikables Verfahren zu entwickeln, mit dessen Hilfe die Zeitverluste der Verkehrsteilnehmer gegenüber dem stabilen Zustand berechnet werden können.

Die zu entwickelnden statistischen Modelle lassen sich vor diesem Hintergrund wie folgt charakterisieren:

- Wahrscheinlichkeitsmodelle für das Ereignis „Verkehrszusammenbruch“ (im Folgenden auch Modelle für das Kollapsrisiko genannt)
- Regressionsmodelle für die mittlere Fahrgeschwindigkeit
  - bei stabilem Verkehrsfluss und
  - bei instabilem Verkehrsfluss sowie
- Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Zeitverluste bei instabilem Verkehrsfluss.

Die Besonderheit des Ansatzes liegt darin, dass in den hier entwickelten Modellen die Bestimmungsfaktoren sowohl des Kollapsrisikos wie auch der Fahrgeschwindigkeit nicht jeweils einzeln und isoliert sondern *simultan*, d.h. in ihrem gemeinsamen Einwirken auf das Kollapsrisiko bzw. die Fahrgeschwindigkeit behandelt werden. Die praktische Anwendung der hierfür entwickelten *multiplen Regressionsmodelle* wird im Rahmen von Umsetzungsbeispielen demonstriert, weil Verkehrsdaten für eine ganze Reihe von unterschiedlichen Zählstellen zusammen mit Strukturmerkmalen und situativen Merkmalen der Zählstellen und Zählzeiten in einer umfangreichen Analysedatei zusammengeführt und gemeinsam ausgewertet werden konnten.

Die simultane Betrachtung mehrerer Einflussfaktoren im Rahmen entsprechender statistischer Modelle des Kollapsrisikos und der mittleren Fahrgeschwindigkeit stellt eine Erweiterung bzw. Verallgemeinerung der vorhandenen bivariaten Ansätze dar, bei denen die Verkehrsstärke als einzige Determinante der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit bzw. der Fahrgeschwindigkeit betrachtet wird. Während bivariate Modelle für alle relevanten Anwendungsfälle (z.B. unterschiedliche Anzahl von Fahrstreifen) gesondert kalibriert werden müssen, werden hier multiple Regressionsmodelle vorgestellt, die in einem geschlossenen Ansatz die Abhängigkeit der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit und der Fahrgeschwindigkeit von einer ganzen Reihe von Merkmalen der Infrastruktur und der Verkehrsnachfrage beschreiben.

Das hier konzipierte und anhand von Zählstellendaten getestete Verfahren zur Berechnung der staubedingten Zeitverluste der Verkehrsteilnehmer ist als eine einfach zu handhabende Alternative zu bestehenden Simulationsmodellen mit hohem Komplexitätsgrad gedacht. Bei dem hier entwickelten Modell wird die empirisch beobachtete Tagesganglinie für Tage mit Stau einer hypothetischen Tagesganglinie der Verkehrsnachfrage gegenübergestellt. Die hypothetische Ganglinie als Referenzgröße repräsentiert dabei die zeitliche Verteilung der Verkehrsnachfrage, die man am Untersuchungstag bei stabilem Verkehrsfluss hätte beobachten können.

## 2 Vorüberlegungen zur Untersuchung

Für die Berechnung von bewertungsrelevanten Kennzahlen wie Schadstoffemissionen und Fahrzeitaufwand ist es notwendig zu wissen, mit welchen Reisegeschwindigkeiten die Fahrzeuge im Strassennetz unterwegs sind und von welchen Faktoren dies bestimmt wird. Die zahlenmässige Beschreibung der Geschwindigkeitsverhältnisse in einem Strassennetz während eines Beobachtungszeitraums ist eine komplexe Aufgabe, da sich die Fahrgeschwindigkeit der einzelnen Fahrzeuge im Netz permanent ändert. Mit Blick auf die Aufgabenstellung der vorliegenden Studie könnte man an folgende statistische Kennzahlen zur Charakterisierung der Geschwindigkeitsverhältnisse in einem Strassennetz während eines bestimmten Untersuchungszeitraums (z.B. Tag oder Jahr) denken:

- die *Verweildauer* der Fahrzeuge bzw. der Verkehrsteilnehmer in den einzelnen Geschwindigkeitsbereichen, d.h. die Summe der Fahrzeug- oder Personenstunden, die in einem bestimmten Reisegeschwindigkeitsbereich verbracht werden und
- die *Fahrleistung* der Fahrzeuge gegliedert nach Geschwindigkeitsklassen, d.h. die Summe der Fahrzeugkilometer, die mit einer bestimmten Fahrgeschwindigkeit (in Klassen) zurückgelegt werden.

Für Ausbaumassnahmen, die sich auf das Geschwindigkeitsprofil der Fahrzeuge im Netz auswirken, könnte man aus Kennzahlen dieser Art beispielsweise die gesamte Verkehrsbeteiligungsdauer der Strassenbenutzer, d.h. den aggregierten Reisezeitaufwand vor und nach einer Infrastrukturmassnahme ermitteln und damit die massnahmenbedingten Reisezeitersparnisse berechnen.

### 2.1 Geschwindigkeitsprofil von Fahrten

Bei gegebener Fahrtlänge  $s$  hängt die Dauer einer Fahrt (z.B. PW-Fahrt) von der mittleren Fahrgeschwindigkeit  $v_{(m)}$  des Fahrzeugs ab, die ihrerseits wiederum von der Verkehrsdichte bzw. dem der Dichte entsprechenden Verkehrsfluss<sup>1</sup> bestimmt wird. Die während der Fahrt herrschenden Verhältnisse im Hinblick auf Verkehrsdichte und Verkehrsfluss determinieren demnach die realisierte Fahrzeit. Stellt man sich die gesamte Fahrtstrecke in  $N$  Abschnitte gleicher Länge unterteilt vor, so ist jedem Abschnitt  $i$  eine bestimmte realisierbare<sup>2</sup> mittlere Fahrgeschwindigkeit  $v_i$  zugeordnet, die vom dortigen Verkehrsfluss abhängt. Die Gesamtfahrzeit für eine Fahrt der Länge  $s$  ist dann durch

$$2-1 \quad T(s) = \sum s_i / v_i$$

gegeben ( $s_i = s/N$ ). Die Folge der Werte  $v_i$  ( $i=1, \dots, N$ ) kann man als „Geschwindigkeitsprofil“ der Fahrt bezeichnen.

Bildet man Geschwindigkeitsbereiche A, B, ..., so ist jeder Streckenabschnitt  $i$  der PW-Fahrt eindeutig einem bestimmten Geschwindigkeitsbereich zugeordnet. Mit  $N_A$  kann man dann z.B. die Zahl der Streckenabschnitte bezeichnen, bei denen die mittlere Fahrgeschwindigkeit  $v_i$  in die Geschwindigkeitsklasse A (von ... bis unter ... km/h) fällt. Kennt man  $N_A$ , so kann man unter Berücksichtigung der betreffenden Abschnittslängen angeben, wie gross die Zeitspanne  $T_A$  ist, die das betrachtete Fahrzeug im Geschwindigkeitsbereich A verbringt (Verweildauer im Geschwindigkeitsbereich A). Ganz entsprechend kann man für die betreffende PW-Fahrt die Fahrleistung  $S_A$  im Geschwindigkeitsbereich A angeben.

<sup>1</sup> Obwohl die Fahrgeschwindigkeit primär durch die Verkehrsdichte  $D$  (Fz/km) bestimmt wird, werden Untersuchungen zur Geschwindigkeit meist auf der Grundlage der Geschwindigkeits-Fluss-Relation vorgenommen ( $q$ - $v$ -Diagramm).

<sup>2</sup> Im Folgenden wird unterstellt, dass die realisierbare Fahrgeschwindigkeit vom Fahrzeuglenker auch faktisch realisiert wird.

Betrachtet man Quelle, Ziel und Routenverlauf einer Fahrt als gegeben, so kann man mit  $T^{opt}$  diejenige Fahrzeit bezeichnen, die eingetreten wäre, wenn während der gesamten Fahrt der aus Sicht des einzelnen Verkehrsteilnehmers optimale Verkehrsflusszustand<sup>3</sup> geherrscht hätte. Je stärker die tatsächliche Fahrzeit  $T$  den Wert  $T^{opt}$  (also die Fahrzeit bei Wunschgeschwindigkeit) übersteigt, desto geringer ist die Verkehrsqualität, die der Nutzer des Systems Strasse bei der Verkehrsteilnahme erhält. Die Differenz  $\delta = T - T^{opt}$  ist so gesehen ein Mass für den Zeitverlust, der dadurch entsteht, dass der PW-Lenker nicht die Wunschgeschwindigkeit realisieren kann, weil ausser ihm selbst noch andere Verkehrsteilnehmer die Strasse nutzen. Während die realisierte Fahrzeit gemäss (2.1) zu berechnen ist, ergibt sich  $T^{opt}$  aus

$$2-2 \quad T^{opt} = \sum s_i / v_{0i}$$

wobei  $v_{0i}$  die Wunschgeschwindigkeit auf dem Abschnitt  $i$  darstellt.

Für den durch die Rivalität unter den Strassenbenutzern verursachten Zeitverlust, d.h. die Abweichung der realisierten von der „idealen“ Fahrzeit erhält man somit die Darstellung

$$2-3 \quad \delta = T - T^{opt} = \sum s_i [1/v_i - 1/v_{0i}] .$$

Ganz analog kann man berechnen, wie sich die Fahrzeit ändert, wenn massnahmenbedingt sich das Geschwindigkeitsprofil der Fahrt ändert (bei Ausbaumassnahmen werden im Allgemeinen auf einigen Streckenabschnitten  $i$  der Fahrt die realisierbaren und damit auch die realisierten Geschwindigkeiten zunehmen). Bei einem Vergleich zwischen Ohne- und Mit-Fall bezeichnet die Differenz

$$2-4 \quad \Delta T = T^{ohne} - T^{mit}$$

dann die Reisezeitersparnis bei der betrachteten Fahrt, welche der Infrastrukturmassnahme zugeschrieben werden kann.

## 2.2 Geschwindigkeitsprofil von Strecken

Bei den vorausgegangenen Überlegungen wurde vom Geschwindigkeitsprofil einer einzelnen Fahrzeugfahrt der Länge  $s$  gesprochen. Man kann natürlich auch einer bestimmten Strecke im Strassennetz ein Geschwindigkeitsprofil zuordnen, wenn die Strecke zuvor in geeigneter Weise in Abschnitte unterteilt worden ist.

In diesem Fall wäre unter  $v_i$  die mittlere Fahrgeschwindigkeit der Fahrzeuge auf dem  $i$ -ten Streckenabschnitt im Beobachtungszeitraum zu verstehen. Die Folge der Werte  $v_i$  ( $i=1, \dots, N$ ) charakterisiert jetzt das „Geschwindigkeitsprofil“ der Strecke. Es versteht sich, dass das Geschwindigkeitsprofil einer Strecke zeitlichen Schwankungen unterliegt, die vor allem von den Schwankungen der Verkehrsnachfrage im Tages-, Wochen- und Jahresverlauf herrührt. Die mittlere Fahrgeschwindigkeit  $v_i$  hängt ausser vom Verkehrsfluss  $q_i$  aber noch von weiteren Charakteristika des  $i$ -ten Streckenabschnitts im Beobachtungszeitraum ab (z.B. Lichtverhältnisse und Fahrbahnzustand). Getrennt für den stabilen und instabilen Bereich des Verkehrsflusses kann diese Abhängigkeit durch geeignete nichtlineare Regressionsfunktionen beschrieben werden (vgl. Kapitel 5).

Die Summe aller Fahrzeiten der Fahrzeuge auf dem  $i$ -ten Streckenabschnitt im Beobachtungszeitraum ist durch

$$2-5 \quad T_i = q_i [s_i / v_i]$$

gegeben. Durch Summation über alle  $N$  Streckenabschnitte ergibt sich für den Beobach-

<sup>3</sup> Gemeint ist hier der Verkehrsflussgütebereich „Freier Verkehrsfluss bei hohen Geschwindigkeiten und fast ohne gegenseitige Behinderungen“ (sog. Level of Service A)

tungszeitraum das Fahrzeittotal bzw. die aggregierte Belegungsdauer der Strecke der Länge  $s$ :

$$2-6 \quad T(s) = \sum T_i = \sum q_i [s_i / v_i] .$$

Wird nicht nur eine einzelne Strecke sondern ein ganzes Strassennetz bzw. ein Teilnetz bestehend aus mehreren Strecken betrachtet, so ist zur Ermittlung des netzbezogenen Totalwerts der Fahrzeiten im Beobachtungszeitraum (gesamter Reisezeitaufwand im Netz) über alle Strecken des Netzes zu summieren.

## 2.3 Konsequenzen für die empirischen Untersuchungen

Um die auf den  $i$ -ten Streckenabschnitt entfallende Fahrzeitsumme  $T_i$  im Beobachtungszeitraum zu ermitteln, sind wegen Gleichung (2-5) aufwendige Fahrzeitmessungen<sup>4</sup> nicht notwendig. Es genügt vielmehr, durch *lokale Messungen*

- die mittlere momentane Fahrgeschwindigkeit  $v_i$  und
- die Verkehrsstärke  $q_i$  im Beobachtungszeitraum

an einem Beobachtungspunkt innerhalb des Streckenabschnitts zu erfassen<sup>5</sup>. Zusätzlich muss natürlich noch die Abschnittslänge  $s_i$  bekannt sein.

Wie die vorausgegangenen Überlegungen zeigen, hängt bei einer zufällig herausgegriffenen Strecke des Strassennetzes die von den Benützern realisierte Fahrzeit ganz wesentlich davon ab, welche Fahrgeschwindigkeiten auf den einzelnen Fahrtabschnitten vom System Strasse (charakterisiert durch Infrastruktur, Verkehrsdichte bzw. Verkehrsstärke und weitere Faktoren) ermöglicht werden. Einige Bestimmungsfaktoren der realisierbaren und damit auch der realisierten Fahrgeschwindigkeit - im Folgenden „Aktionsparameter“ genannt - sind verkehrsplanerisch beeinflussbar (z.B. Zahl der Fahrstreifen), andere dagegen müssen als gegeben hingenommen werden (z.B. Witterung).

Würde man den Einfluss der Aktionsparameter auf das Geschwindigkeitsprofil der Strecken im Netz hinreichend genau kennen, so könnten als bewertungsrelevante Kennzahlen

- die Änderung der Schadstoffemissionen und
- die Änderung des Reisezeitaufwands (Verkehrsbeteiligungsdauer)

im Strassennetz berechnet werden, die bei einer bestimmten Ausbaumassnahme (z.B. Erhöhung der Zahl der Fahrstreifen) zu erwarten sind. Im Folgenden wird ein Untersuchungsdesign beschrieben, durch welches die empirischen Grundlagen für die angestrebte Modellbildung und die darauf basierende Kennzahlenermittlung bereitgestellt werden können.

<sup>4</sup> Beispielsweise durch Aufnahme der Fahrzeuge (Fahrzeugkennzeichen) am Anfang und Ende der Strecke mit Videokameras und Registrierung der Ein- und Ausfahrzeitpunkte der Fahrzeuge

<sup>5</sup> Die Verwendung der mittleren momentanen Geschwindigkeit am Beobachtungspunkt anstelle der mittleren Reisegeschwindigkeit im Streckenabschnitt ist nur dann möglich, wenn die Geschwindigkeitsprofile der Fahrzeuge über den Streckenabschnitt relativ homogen verlaufen und das Verhalten der Fahrzeuge am Beobachtungspunkt dem Verhalten über dem ganzen Streckenabschnitt weitestgehend entspricht (Brilon und Weiser, 1998, S.448). Für Abschnitte ohne Anschlüsse dürfte dies in der Regel zutreffen. Ganz allgemein ist die Gleichsetzung der beiden Geschwindigkeiten aber fragwürdig. Vorbehalte ergeben sich aus Erfahrungen im Bereich der Verkehrsbeeinflussung. In der Verkehrszustandserfassung erweisen sich örtliche Momentangeschwindigkeiten vielfach als ungeeignet. Man musste zu engen Detektionsabständen übergehen, um den Verkehrszustand erfassen zu können bzw. zur Reisezeiterfassung anstatt Geschwindigkeitsmessung an einzelnen Punkten. Die These, eine Momentangeschwindigkeitserfassung an einem zufällig ausgewählten Querschnitt ergebe gleiche Werte wie eine Erfassung der Reisegeschwindigkeit über eine Strecke stellt insoweit eine wenig abgestützte Annahme dar.

## 3 Design der empirischen Untersuchung

### 3.1 Generelle Anforderungen

Da bei der Beschreibung und Analyse der Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit von der Verkehrsstärke zwischen dem stabilen und instabilen Zustand unterschieden werden muss, geht es im Rahmen der Studie zunächst einmal darum, ein Modell zu entwickeln, welches das Auftreten des stabilen bzw. instabilen Zustands erklärt. Ein solches Modell muss also bezogen auf einen Streckenabschnitt und ein Beobachtungszeitintervall die Wahrscheinlichkeit des Ereignisses „Staubildung“ bzw. des Zustands „zähflüssiger Verkehr/Stau“ als Funktion von Merkmalen der Verkehrsnachfrage, der Infrastruktur und der äusseren Gegebenheiten darstellen. Um das Vorliegen oder Nichtvorliegen des instabilen Zustands („zähflüssiger Verkehr/Stau“) während eines Beobachtungszeitintervalls konstatieren zu können, müssen Daten aus *empirischen Verkehrsstärken- und Geschwindigkeitsmessungen* an Streckenquerschnitten vorliegen, da der instabile Zustand letztlich bestimmten Kombinationen der beiden Merkmale Verkehrsstärke und mittlere Fahrgeschwindigkeit entspricht.

Fasst man alle in die Erhebung einbezogenen Streckenquerschnitte und Zeitintervalle ohne bzw. mit Stau zusammen, so hat man mit den betreffenden Verkehrsstärken- und Geschwindigkeitsdaten zugleich die empirische Grundlage für die Schätzung von Regressionsmodellen der mittleren Fahrgeschwindigkeit bei stabilem bzw. instabilem Verkehrsfluss. Durch kombinierte Verkehrsstärken- und Geschwindigkeitsmessungen an ausgewählten Beobachtungspunkten im Netz während bestimmter Beobachtungszeitintervalle lassen sich also alle für die vorliegende Studie benötigten empirischen Daten (kurz „*q-v-Daten*“) gewinnen.

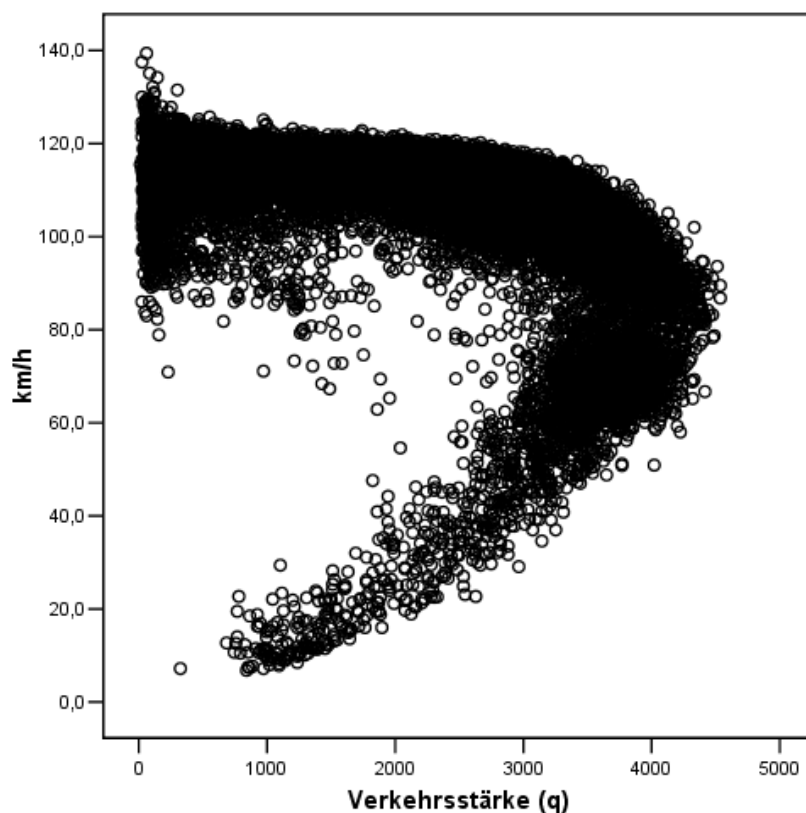


Abb. 3.3: *q-v-Diagramm der Station „Zürich Nord“ (5-Minuten-Werte, Richtung Glattbrugg) Zeitraum April 2007 bis August 2007*

In der Abbildung 3-1 ist beispielhaft ein  $q$ - $v$ -Diagramm für eine Messstelle an einer Autobahn dargestellt („Nordumfahrung Zürich“, Zeitraum 01.04.2007 – 15.08.2007). Die Werte repräsentierten 5-Minuten-Zeitabschnitte (fehlende Werte wurden nicht ersetzt). Die beiden unterschiedlichen Verkehrszustände (stabil, instabil) treten deutlich zu Tage, gemäss Augenschein geht der stabile in den instabilen Zustand bei einem kritischen Geschwindigkeitswert von ca. 80 km/h über.

Es versteht sich, dass die mittlere Fahrgeschwindigkeit und die Verkehrsstärke auf einem Streckenabschnitt  $i$  im Zeitintervall  $t$  nicht nur von den Merkmalen der betreffenden Untersuchungseinheit  $(i, t)$  abhängt, sondern auch von Merkmalen räumlich und zeitlich benachbarter Untersuchungseinheiten  $(i', t')$  bestimmt wird.

Dieser Umstand müsste bei der Festlegung der Beobachtungspunkte und -zeitintervalle eigentlich beachtet werden. Im Hinblick auf die Zeitintervalle spielt die oben angesprochene Abhängigkeit nur eine untergeordnete Rolle, da pro Messstelle – unter der Voraussetzung, dass der gesamte Beobachtungszeitraum komplett abgedeckt ist – nur zwei Perioden (direkt vor Beginn und unmittelbar nach Ende des Beobachtungszeitraums) fehlen, was zur Folge hat, dass nur die Einflüsse vor Beginn bzw. die Auswirkungen nach dem Ende des Beobachtungszeitraums nicht bestimmt werden können.

Grundsätzlich anders sieht die Situation bei Fehlen von flussaufwärts und – wichtiger noch – von flussabwärts gelegenen Messabschnitten aus. Kennziffern wie mittlere momentane Geschwindigkeit ( $v$ ) und Verkehrsstärke ( $q$ ) werden unmittelbar durch Merkmale dieser Abschnitte bestimmt, insbesondere im instabilen Bereich durch flussabwärts auftretende Störungen.

Geht man von einer Zerlegung der Strecken eines Netzes in einzelne Streckenabschnitte aus, so könnte man aus der Gesamtheit aller Streckenabschnitte eine Stichprobe vom Umfang  $n$  auswählen. Jeder ausgewählte Streckenabschnitt  $i$  würde hierbei durch eine geeignet festgelegte Beobachtungs- bzw. Messstelle innerhalb dieses Abschnitts repräsentiert. Um die von benachbarten Streckenabschnitten ausgehenden Einflüsse empirisch erfassen zu können, müsste jedem „originären“ Streckenabschnitt  $M_i$  idealerweise noch jeweils der flussaufwärts und flussabwärts unmittelbar angrenzende Abschnitt ( $M_{i-}$  bzw.  $M_{i+}$ ) zugeordnet werden. Bei  $n$  Streckenabschnitten in der Stichprobe hätte man bei diesem Studiendesign also insgesamt  $3n$  Beobachtungspunkte, die jeweils drei in Flussrichtung aufeinander folgenden Streckenabschnitten entsprächen.

Diese strenge Forderung ist allerdings bei der hier zu bearbeitenden Aufgabenstellung nicht umsetzbar. Zum einen wäre dies mit einem unverträglich hohen Erhebungsaufwand verbunden und zum anderen wären die auszuwählenden Streckenabschnitte (Autobahnen) hinsichtlich ihrer Lage, Länge und wechselseitigen Beeinflussung nur schwer zu bestimmen. Die für diese Untersuchung notwendige Datengrundlage wurde unter Inkaufnahme bestimmter Einschränkungen deshalb aus bereits vorliegenden Ergebnissen von automatischen Strassenverkehrszählungen (ASTRA) erstellt.

## 3.2 Datengrundlagen

### 3.2.1 Beschaffung und Aufbereitung der Daten

In diesem Abschnitt geht es um die Beschaffung, Prüfung, Aufbereitung und Anreicherung von Daten über Verkehrsstärken und Fahrgeschwindigkeiten an geeigneten Zähl- bzw. Messstellen im Schweizerischen Autobahnnetz. Die hier dokumentierten datenbezogenen Arbeiten orientieren sich an den Anforderungen, die sich aus der Modellentwicklung ergeben.

In der ersten Phase des Projekts wurden Daten für insgesamt 19 Zählstellen beschafft und bereitgestellt, die grundsätzlich für eine Einbeziehung in Frage kommen. Bei der Auswahl der Zählstellen ist darauf geachtet worden, dass hierdurch unterschiedliche Regionstypen (Agglomeration, ländlicher Raum) repräsentiert werden und auch bauliche Merkmale wie die Zahl der Fahrstreifen variieren. Zumindest ein Teil der Zählstellen liegt in unmittelbarer Nähe von Engpässen (z.B. Spurreduktion, Verflechtungsstrecke).

Für die Modellentwicklung waren die Einzeldaten zu Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten je Richtung nun so aufzubereiten, dass sie als „5-Minuten-Werte“ in die statistischen Auswertungen und Modellschätzungen einfließen können. Als Variablen müssen dabei pro Messstelle, Fahrtrichtung und 5-Minuten-Intervall die Verkehrsstärke und die mittlere Geschwindigkeit vorliegen (aggregiert über die Fahrzeugarten (*Swiss 10*<sup>6</sup>)). Wichtige Strecken- und Querschnittmerkmale wie Standstreifenbreite, Fahrstreifenbreite und Signalisation mussten zusätzlich bereitgestellt werden.

Es ist wünschenswert, dass die jeweiligen Beobachtungszeiträume möglichst ein volles Kalenderjahr abdecken. Dazu muss allerdings angemerkt werden, dass die Abdeckung eines gesamten Kalenderjahres eine grosse Anzahl von Datensätzen bedeutet: Bei 5-Minuten-Werten ergibt sich ein Umfang von 105'120 (= 365 x 24 x 12) Datensätzen je Zählstelle und Richtung. Unterstellt man die simultane Auswertung der Daten von ca. 15 Zählstellen für jeweils 1 Jahr (beide Richtungen), ist dazu eine Datei mit rund 3,2 Mio. Datensätzen erforderlich.

Zur Klärung der Frage, ob eine Zählstelle in die Analysen einbezogen werden kann, muss für die betreffende Zählstelle und den jeweiligen Beobachtungszeitraum die Zahl der Übergänge des Verkehrsflusses vom stabilen in den instabilen Zustand und die jeweilige Verweildauer im instabilen Zustand ermittelt werden. Gibt es im gesamten Beobachtungszeitraum nur wenige instabile Episoden, ist eine Verwendung der betreffenden Daten unter Umständen nur eingeschränkt möglich. So wird z.B. die Schätzung der Zusammenbruchwahrscheinlichkeit durch eine höhere Zahl instabiler Zeitabschnitte verbessert.

Als wichtigste Voraussetzung für die Durchführung der Analysen ist natürlich im Vorhinein festzulegen, welcher *Schwellenwert der Geschwindigkeit* den stabilen vom instabilen Bereich trennt. Nach umfangreichen Analysen erwies sich ein Trennwert von 80 km/h als sachgerecht. Allerdings gilt dies nicht bei einer Signalisation auf 80 km/h. Hier war ein anderer (tieferer) Trennwert zu bestimmen; im Ergebnis wurde der Trennwert mit 60 km/h festgesetzt.

Im nächsten Schritt war zu überprüfen, inwieweit Datenlücken (fehlende Werte bei den zentralen Variablen Verkehrsstärke und Geschwindigkeit, z.B. wegen Ausfall der Zähl- bzw. Messgeräte), auftreten. Perioden fehlender 5-Minuten-Werte der Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten würden dazu führen, dass der komplette Beobachtungszeitraum in einzelne Teilzeiträume untergliedert werden müsste, was wiederum die saisonale Abdeckung einschränkt. Zur Begrenzung dieser Problematik erschien es vertretbar, bei kleineren Lücken die fehlenden Werte durch Interpolation zu ergänzen (sog. „Imputation“ fehlender Werte), damit der betreffende Zeitraum in die Analyse einfließen kann. Eine solche Ergänzung fehlender Werte wurde vorgenommen, falls die Datenlücke nicht mehr als 36 aufeinander folgende 5-Minuten-Intervalle (3 Stunden) umfasste.

---

<sup>6</sup> <i>SWISS 10</i>	km/h max auf Autobahnen
1 Bus	100
2 Motorräder	120
3 PW	120
4 PW + Anhänger	80
5 Lieferwagen	120
6 Lieferwagen + Anhänger	80
7 Lieferwagen + Auflieger	80
8 Lastwagen	80
9 Lastenzüge	80
10 Sattelzüge	80

### 3.2.2 Aufbau, Umfang und Struktur der verwendeten Datenbasis

Aus statistischer Sicht sind als *Erhebungseinheiten* die 5-Minuten-Zählintervalle für die ausgewählten Zählstellen und Fahrrichtungen zu betrachten. Die originären *Untersuchungseinheiten* sind die Fahrzeuge, die im betreffenden Zählintervall die Zählstelle in der betrachteten Richtung passieren. Die Untersuchungseinheiten wurden der Zahl nach erfasst (Verkehrsstärke) und es wurde aus den an der Zählstelle gemessenen Geschwindigkeiten die mittlere Fahrgeschwindigkeit berechnet. Jedes 5-Minuten-Zählintervall (Erhebungseinheit) ist also durch die *Merkmale* Zahl und mittlere Fahrgeschwindigkeit der zugeordneten Fahrzeuge (Untersuchungseinheiten) gekennzeichnet. Da sich alle Untersuchungsergebnisse zur Verkehrsstärke und mittleren Fahrgeschwindigkeit auf 5-Minuten-Intervalle beziehen, sind diese Intervalle die eigentlichen Analyseinheiten der vorliegenden Studie; im Folgenden wird hier auch von *Beobachtungen* gesprochen.

Als Ergebnis der Datenprüfung und -aufbereitung sind letztlich die Daten von 10 Zählstellen in einer Auswertungsdatei zusammengestellt worden. In dieser Datei, die im Rechteckformat vorliegt, repräsentiert jede Zeile eine Beobachtung, d.h. ein 5-Minuten-Zählintervall. Jede Spalte der Datei entspricht einem Merkmal des betreffenden „Zählstellenfahrtrichtungszählintervalls“. Insgesamt umfasst die Rechteckdatei ca. 2,2 Mio. Zeilen (Beobachtungen) und 33 Spalten (Merkmale der Beobachtungen). Einzelheiten zur Datenbasis findet man im Anhang I.1 zu diesem Forschungsbericht.

Für jede Beobachtung (5-Minuten-Zählintervall) sind unter anderem die folgenden Merkmale verfügbar, die neben Ort und Zeit der Messung insbesondere den lokalen Verkehrszustand beschreiben:

- Name der Zähl- bzw. Messstelle (10 Zählstellen)
- Fahrtrichtung, auf welche sich die Zählung/Messung bezieht<sup>7</sup>
  
- Stunde, Tag, Monat und Jahr der Zählung/Messung
- Wochentag der Zählung/Messung (Mo, Di, ..., Sa, So/Fe)
- Uhrzeit Beginn des 5-Minuten-Messintervalls
  
- Verkehrsstärke im 5-Minuten-Intervall (Mfz pro 5 min)
- Zugehöriger Stundenwert der Verkehrsstärke (Mfz/h)
- Mittlere Fahrgeschwindigkeit im 5-Minuten-Intervall (km/h)
- Anteil Schwerverkehr im 5-Minuten-Intervall in % (SWISS 10: 1+8+9+10)
- Anteil Mfz mit Geschwindigkeitsbeschränkung im 5-Minuten-Intervall in % (SWISS 10: 4+6+7+8+9+10)
  
- Anzahl der Fahrstreifen in der betreffenden Richtung (2, 3, 4)
- Breite der Fahrstreifen (m)
- Breite des Standstreifens (m)
- Längsneigung (gon)
  
- Signalisation (120 km/h, 100 km/h, 80 km/h)
  
- Art des Engpasses im Bereich der Messstelle (Anschlussstelle, Verzweigung, Tunnel-einfahrt)

Für die Modellierung der Fahrmuster nach dem hier entwickelten Ansatz wurden aus den oben genannten „originären“ Variablen einige weitere „abgeleitete“ Variable gebildet.

<sup>7</sup> Mit Ausnahme der Zählstelle Rothrist, wo drei „Fahrrichtungen“ vorliegen (Zürich NordOst, Bern SüdWest, Ein-/Ausfädelungsspur) ist die Zahl der Fahrrichtungen immer gleich zwei.

Diese beziehen sich auf das betreffende 5-Minuten-Zählintervall und beschreiben den Verkehrszustand in diesem Zeitintervall:

- Verkehrszustand im 5-Minuten-Intervall (stabil, instabil)
- Letztes 5-Minuten-Intervall vor einem Übergang in den instabilen Zustand? (ja, nein)<sup>8</sup>

Für 5-Minuten-Intervalle mit instabilem Verkehrszustand sind mit Blick auf die geplanten Analysen zusätzlich noch die beiden folgenden Variablen gebildet worden:

- Zeitliche Dauer der instabilen Episode, zu welcher das betreffende 5-Minuten-Intervall gehört (Dauer des „Staus“ gemessen durch die entsprechende Anzahl der 5-Minuten-Intervalle)
- Laufende Nummer der instabilen Episode, zu welcher das betreffende 5-Minuten-Intervall gehört (Nummerierung der „Staus“ innerhalb der jeweiligen Zählstelle und Fahrtrichtung)

Die Auswertungsdatei enthält neben Verkehrsstärken und mittleren Fahrgeschwindigkeiten auch die baulichen Charakteristika der Strecke bei den Zählstellen sowie deren Lage im Autobahnnetz als Variable. Idealerweise sollten für jede Zählstelle und jedes 5-Minuten-Intervall weitere Merkmale wie „Lichtverhältnisse“ und „Witterung“ dem Datenbestand hinzugefügt werden, was sich aber nicht als durchführbar erwies. Weiterhin sollte für jede Zählstelle der entsprechende Engpass (flussabwärts, wobei man davon ausgehen muss, dass es sich um statische<sup>9</sup> Engpässe handelt) möglichst präzise beschrieben werden. Nach Prüfung verschiedener Möglichkeiten geschieht dies hier in etwas vergrößerter Form durch die Unterscheidung von Zählstellen im Bereich von Anschlussstellen, Verzweigungen und Tunnelleinfahrten.

### 3.3 Aussagekraft der Daten im Hinblick auf eine Analyse des Verkehrsablaufs an Engpässen

Die im Rahmen der vorliegenden Studie verwendeten Daten stammen von mehreren Zählstellen, die isoliert und unabhängig voneinander im Autobahnnetz verteilt liegen. Naturgemäß erlaubt die Analyse der Daten eines einzelnen Messquerschnitts keine Interpretation des räumlich-zeitlichen Ablaufs des Verkehrs auf einer ganzen Strecke (Bodenberger, Bertini und Boice, 2006). Die isolierte Lage der hier betrachteten Zählstellen könnte deshalb zu der Befürchtung Anlass geben, dass mit den Daten dieser Zählstellen die Untersuchungsziele möglicherweise nicht erreichbar sind. Wie im Folgenden gezeigt wird, resultieren aus der verwendeten Datengrundlage aber keine zu starken Einschränkungen, da es im vorliegenden Projekt um die Ermittlung der *verkehrlichen Folgen einer Engpassbeseitigung* geht, und diese Folgen durch Messungen und Zählungen direkt am betreffenden Engpass hinreichend genau abgeschätzt werden können.

#### 3.3.1 Erfassung des Verkehrsablaufs an einem Engpass

Man definiert *Engpass* meist ganz allgemein als einen Punkt auf der Autobahn, der flussaufwärts (stromauf) gestauten Verkehr von flussabwärts (stromab) ungestautem Verkehr trennt (Daganzo, 1997). In diesem Sinn kann praktisch jeder Punkt auf der Autobahn in einem bestimmten Moment bzw. während eines bestimmten Zeitabschnitts „Engpass“ sein.

Der „Engpass-Status“ (Engpass ja/nein) eines ganz bestimmten Punktes auf der Autobahn ist ein Merkmal, dessen Ausprägung sich im Zeitverlauf ändert; man sagt in diesem Zusammenhang deshalb auch, der Engpass sei „aktiv“ bzw. „deaktiviert“. Deaktiviert wird

<sup>8</sup> Die Ausprägung „ja“ liegt genau dann vor, wenn im betrachteten 5-Minuten-Intervall die mittlere Fahrgeschwindigkeit noch über dem Schwellenwert (80 bzw. 60 km/h) liegt und im unmittelbar darauf folgenden 5-Minuten-Intervall bereits unter darunter.

<sup>9</sup> Staus, die auf dynamische Engpässe (Unfall, langsam fahrendes Fahrzeug u.ä.) oder temporäre Engpässe (Baustelle) zurückzuführen sind, sollten hier eigentlich nicht betrachtet werden. Eine Bereinigung des Datenmaterials war in Ermangelung von entsprechenden Informationen leider nicht möglich.

ein aktiver Engpass, wenn die Verkehrsnachfrage stromaufwärts abnimmt und sich der Stau stromaufwärts des Engpasses vollständig aufgelöst hat. Es ist aber auch möglich, dass ein aktiver Engpass A deaktiviert wird, indem ein weiterer Stau von einem weiter stromabwärts liegenden Engpass B zurückwandert und den aktiven Engpass A „überstaut“ (Bodenberger, Bertini und Boice, 2006).

Es gibt bestimmte feste Punkte auf der Autobahn, die im Zeitverlauf wiederholt - manchmal sogar mit hoher Regelmässigkeit - als Engpässe in Erscheinung treten, d.h. gestauten von ungestautem Verkehr trennen (z.B. Spurreduktion, Verflechtungszone, etc.). Ein Punkt, auf den dies zutrifft, wird meist *statischer* Engpass genannt. Betrachtet man einen statischen Engpass über die Zeit, so ist dieser entweder aktiv oder deaktiviert. Die Verweildauer des statischen Engpasses im aktiven Zustand entspricht der Staudauer<sup>10</sup> am betreffenden Engpass, die Frequenz des Auftretens des aktiven Zustands der Stauhäufigkeit.

Liegt die Wurzel eines Staus nicht an einem statischen Engpass, so bezeichnet man den betreffenden Punkt auf der Autobahn als *dynamischen* Engpass (z.B. Störung durch einen Unfall, ein langsam fahrendes Fahrzeug, etc.). Ein dynamischer Engpass ist demnach entweder ein fester Punkt auf der Autobahn, der den Engpassstatus nur vorübergehend (und nicht wiederholt oder gar regelmässig) besitzt oder ein stromabwärts wandernder Punkt, der während eines bestimmten Zeitintervalls Engpass im oben definierten Sinn ist.

Im Kontext der vorliegenden Studie ist es sinnvoll und zweckmässig, als statischen Engpass einen Punkt auf der Autobahn zu betrachten, an dem sich die Kapazität der Strecke ändert. Gemeint ist hier konkret ein sprunghaftes *Absinken der Kapazität*, durch welches bei entsprechend hoher Verkehrsnachfrage im stromaufwärts gelegenen Bereich es zur Staubildung vor dem Engpass kommt. Die Kapazität eines Streckenquerschnitts, gemessen in der Dimension „Fahrzeuge pro Zeiteinheit“, wird hierbei nicht als feste Größe sondern als eine Zufallsvariable betrachtet (Brilon, Regler und Geistefeldt, 2005). Absinken der Kapazität bedeutet also die Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Kapazität in Richtung Ursprung des Koordinatensystems.

Im Hinblick auf das Untersuchungsdesign und speziell die Wahl der Zählstellen bedeuten die obigen Überlegungen, dass zumindest einige der im Rahmen der Studie betrachteten Zählstellen an Punkten liegen sollten, die als statische Engpässe anzusehen sind. Diese Forderung kann als erfüllt angesehen werden. Mit den verfügbaren Daten kann der Verkehrsablauf an Engpässen erfasst und die Effekte einer Engpassbeseitigung abgeschätzt werden.

### 3.3.2 Datenerfordernisse für die Abschätzung der Effekte einer Engpassbeseitigung

Statische Engpässe finden sich vor allem an solchen Punkten auf der Autobahn, an denen sich gewisse Streckenmerkmale ändern; ein typisches Beispiel ist die Änderung der Strassenquerschnittsgestaltung z.B. in Form einer Spurreduktion. Auf einer homogenen Strecke, d.h. einem Strassenabschnitt mit lauter gleichen Querschnitten, gibt es im Allgemeinen keine statischen sondern nur dynamische Engpässe.

Je nach Art des statischen Engpasses kommen lokale oder streckenbezogene Aus- bzw. Neubaumassnahmen zur Engpassbeseitigung in Betracht. Abb. 3.4 zeigt einige typische Beispiele. Dabei ist der Strassenabschnitt vor dem statischen Engpass, auf welchem sich bei Überlastung der Stau bildet, jeweils dunkel schraffiert dargestellt.

<sup>10</sup> Damit ist nicht die Verweildauer eines einzelnen Fahrzeugs im instabilen Fluss vor dem Engpass gemeint sondern die Zeitspanne, während derer vor dem Engpass der instabile Fluss herrscht.

### Lokale Massnahmen

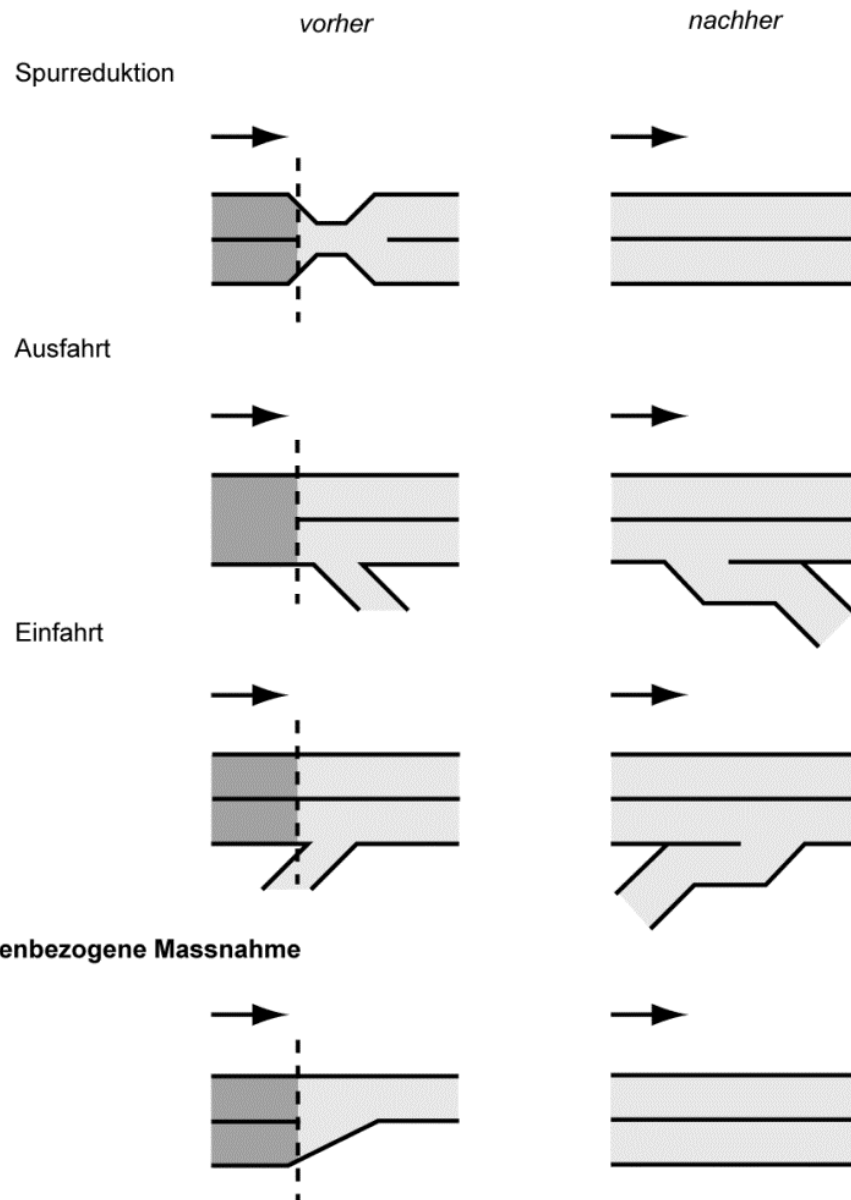


Abb. 3.4: Engpassbeseitigung durch lokale und streckenbezogene Massnahmen

Der räumliche Wirkungsbereich lokaler Massnahmen ist der stromaufwärts gelegene Abschnitt vor dem statischen Engpass: Durch Beseitigung des Engpasses reduziert sich am betreffenden Querschnitt die Wahrscheinlichkeit des Auftretens des instabilen Verkehrszustands und damit die erwartete Jahressumme der staubedingten Zeitverluste. Auf den Verkehrsablauf im stromabwärts gelegenen Abschnitt nach dem betrachteten Querschnitt hat die Beseitigung des Engpasses dagegen keinen oder nur einen so geringen Einfluss, dass dieser vernachlässigt werden kann.

Der räumliche Wirkungsbereich streckenbezogener Massnahmen ist demgegenüber zweigeteilt: Ausser im stromaufwärts gelegenen Abschnitt, in welchem wie bei einer lokalen Massnahme die erwarteten Zeitverluste abnehmen, treten Massnahmeneffekte auch im stromabwärts gelegenen Abschnitt auf. Da der Engpass nicht durch eine lokale Massnahme sondern durch Veränderung des Querschnitts im gesamten flussabwärts gelegenen Streckenabschnitt beseitigt worden ist, verbessert sich in diesem Abschnitt die Qualität des Verkehrsablaufs im stabilen Zustand<sup>11</sup>. Wegen der erweiterten Leistungsfähigkeit

<sup>11</sup> Da dieser Abschnitt sowohl vor als auch nach der Engpassbeseitigung als homogen zu

der gesamten stromabwärts gelegenen Strecke kann dort im stabilen Zustand - auch bei einer allfälligen Zunahme der Verkehrsstärke wegen Wegfall des Engpasses - die mittlere Fahrgeschwindigkeit steigen, was zu Reisezeitersparnissen führt. Bei streckenbezogenen Massnahmen zur Beseitigung statischer Engpässe entstehen Reisezeitersparnisse also sowohl auf der Strecke, die dem Engpass vorgelagert ist, als auch auf dem nachgelagerten Abschnitt, dessen Leistungsfähigkeit erhöht wurde.

Mit Blick auf das Untersuchungsdesign bedeutet dies, dass *flussaufwärts auftretende Wirkungen* einer (lokalen oder streckenbezogenen) Massnahme zur Engpassbeseitigung durch Zählungen und Messungen direkt am Engpass quantifiziert werden können. Einschränkungen ergeben sich hier lediglich daraus, dass wegen des Fehlens einer zweiten flussabwärts gelegenen Zählstelle eine allfällige Überstauung des aktiven statischen Engpasses nicht diagnostiziert werden kann.

Was *flussabwärts auftretende Wirkungen* von streckenbezogenen Massnahmen angeht, so können diese auch auf der Basis der Daten einer am Engpass gelegenen Zählstelle abgeschätzt werden: Unter der Annahme, dass flussabwärts nur Geschwindigkeits- bzw. Reisezeiteffekte im *stabilen* Zustand zu berücksichtigen sind, kann man unterstellen, dass *nach* Beseitigung des Engpasses der Verkehrsablauf auf dem flussabwärts gelegenen Abschnitt derselbe ist wie der Verkehrsablauf auf dem flussaufwärts gelegenen Abschnitt *vor* Beseitigung des Engpasses.

### 3.4 Aufbau der Untersuchung

Entsprechend der Zielsetzung der Studie wird im Folgenden aufgezeigt, wie sich *Verkehrsnachfrage* – also Menge und Zusammensetzung des Verkehrs - und *Verkehrsangebot*, charakterisiert durch Merkmale der Infrastruktur (Anzahl und Breite der Fahrstreifen) sowie das *Geschwindigkeitsregime* (Signalisation 100 bzw. 80 km/h) auf die Fahrmuster und die Qualität des Verkehrsablaufs auf Autobahnen auswirken.

Mit Hilfe statistischer Modelle und Verfahren wird dabei der Einfluss der einzelnen Nachfrage- und Angebotsmerkmale auf folgende Verkehrsqualitätsaspekte untersucht:

- Stabilität des Verkehrsflusses (Kollapsrisiko)
- Mittlere Fahrgeschwindigkeit im stabilen Zustand
- Mittlere Fahrgeschwindigkeit im instabilen Zustand
- Zeitverluste der Verkehrsteilnehmer im instabilen Zustand.

In den nachfolgenden Kapiteln werden die einzelnen Modelle und die Ergebnisse ihrer Anwendung dargestellt. Dabei werden jeweils auch die verkehrsplanerischen Implikationen der empirischen Befunde diskutiert.

---

betrachten ist (z.B. vorher überall 2-streifig, nachher überall 3-streifig), sind auf diesem Abschnitt weder im Vorher- noch im Nachher-Zustand statische Engpässe vorhanden, die zum Auftreten des instabilen Zustands führen könnten. Als Engpässe kommen wegen der Homogenität nur dynamische Engpässe in Frage, die in der vorliegenden Studie aber nicht näher untersucht werden.

## 4 Stabilität des Verkehrsflusses: Kollapsrisiko

### 4.1 Modellhafte Beschreibung des Ereignisses „Verkehrszusammenbruch“

Ein operationales Konzept zur Messung der Qualität des Verkehrsablaufs auf Autobahnen ist die Unterscheidung zwischen dem „stabilen“ und dem „instabilen“ Verkehrszustand. Der instabile Zustand ist dadurch charakterisiert, dass ausgehend vom stabilen Zustand in Folge wachsender Verkehrsstärke die mittlere Fahrgeschwindigkeit der Fahrzeuge unter einen gegebenen Schwellenwert absinkt und die Verkehrsstärke zurückgeht.

Liegen für Zählstelle  $i$  und Zählintervalle  $t$  Daten zur Verkehrsstärke  $q_{ij}$  und zur mittleren Fahrgeschwindigkeit  $v_{ij}$  vor<sup>12</sup>, so kann unter Rückgriff auf die oben skizzierten verkehrstechnischen Erkenntnisse der Verkehrszustand für die Kombination  $(i, j)$  durch eine binäre Variable  $Y_{it}$  beschrieben werden, wobei  $Y_{it} = 0$  den stabilen und  $Y_{it} = 1$  den instabilen Zustand bezeichnet. Es versteht sich, dass  $Y_{it}$  als eine Zufallsvariable zu betrachten ist, deren Verteilung von verkehrlichen, baulichen und situativen Merkmalen der Beobachtungseinheit  $(i, t)$  abhängt. Durch die Folge

$$Y_{it} \quad (t = 1, 2, \dots)$$

wird der zeitliche Verlauf des Verkehrszustands an der  $i$ -ten Zählstelle als eine Aufeinanderfolge von stabilen und instabilen Episoden beschrieben.

#### Beispiel 1

Wenn ein Streckenquerschnitt  $i$  beispielsweise über 24 Zeitperioden (5-Minuten-Intervalle) hinweg beobachtet wird ( $t=1, \dots, 24$ ), so könnte sich im Hinblick auf den Verkehrszustand etwa folgendes zeitliches Verlaufsmuster ergeben:

$$0, 0, 0, 0, 0, 1, 1, 1, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 1, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0.$$

Auf Phasen mit fließendem Verkehr (stabiler Zustand) folgen solche mit gestautem Verkehr (instabiler Zustand) und umgekehrt. Insgesamt wechselt in diesem Beispiel der Verkehrszustand 3-mal von stabil zu instabil und 3-mal von instabil zu stabil<sup>13</sup>. Aus verkehrstechnischer Sicht treten im obigen Beispiel an dem betrachteten Streckenquerschnitt während des gesamten Beobachtungszeitraums von 24 Perioden also insgesamt 3 „Staus“ auf, deren Dauer zwischen 1 und 3 Perioden variiert. Da insgesamt während 7 Perioden Stau herrscht, kann man sagen, dass sich der Verkehrsfluss während knapp einem Drittel der gesamten Beobachtungszeit im instabilen Zustand befindet ( $7/24 = 29\%$ ).

Um das Eintreten von „Stau“ im Sinne des Übergangs vom stabilen in den instabilen Verkehrszustand zu beschreiben, kann eine binäre Variable  $Z_{it}$  eingeführt werden, die angibt, ob sich an der betrachteten Zählstelle zwischen den Perioden  $t$  und  $t+1$  der Verkehrszustand in der genannten Weise ändert ( $Z_{it} = 1$ ) oder nicht ( $Z_{it} = 0$ ). Das durch  $Z_{it} = 1$  beschriebene Ereignis kann in Kurzform auch als „Verkehrszusammenbruch in der Periode  $t$ “ bezeichnet werden,  $Z_{it} = 0$  lässt sich ganz entsprechend als das Ereignis „(weiterhin) stabiler Verkehrszustand in Periode  $t$ “ deuten<sup>14</sup>. Wie  $Y_{it}$  ist auch  $Z_{it}$  eine Zufallsvariable<sup>15</sup>.

<sup>12</sup> Der Einfachheit halber wird im Folgenden auf die explizite Nennung der Fahrtrichtung verzichtet. Der Index  $i$  bezeichnet also immer eine Kombination von Zählstelle und Fahrtrichtung.

<sup>13</sup> Im wahrscheinlichkeitstheoretischen Sinne liegen bei der obigen beispielhaften Zahlenfolge vier „Iterationen“, die nur aus Nullen (kein Stau) und drei „Iterationen“, die nur aus Einsen (Stau) bestehen, vor. Die drei Iterationen, welche dem instabilen Verkehrszustand entsprechen, haben die „Länge“ 3 bzw. 1 bzw. 2.

<sup>14</sup> Die Variable  $Z_{it}$  ist nur für Perioden  $t$  mit stabilem Verkehrszustand definiert.

## Beispiel 2

Mit den Daten von Beispiel 1 ergeben sich für die Variable  $Z_{it}$  folgende Werte:

$Y_{it}$ : 0, 0, 0, 0, 0, 1, 1, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 1, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0

$Z_{it}$ : 0, 0, 0, 0, 1, -, -, -, 0, 0, 0, 0, 1, -, 0, 1, -, -, 0, 0, 0, 0, 0, 0

Für die insgesamt 18 Perioden ohne Stau hat die Variable  $Z_{it}$  dreimal den Wert 1 (=Verkehrszusammenbruch).

Gegenstand der nachfolgenden Analysen ist die Frage, von welchen Faktoren die Wahrscheinlichkeit für einen Zusammenbruch (kurz „Kollaps“) des Verkehrs am Streckenquerschnitt  $i$  im Intervall  $t$  abhängt. Zur Beantwortung dieser Frage muss ein Regressionsmodell für die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit (kurz: „Kollapsrisiko“)

$$\pi_{it} = \Pr\{Z_{it} = 1\}$$

d.h. für den Übergang in den instabilen Zustand nach dem Intervall  $t$  entwickelt werden<sup>15</sup>. Da es sich bei der abhängigen Variablen  $Z_{it}$  um ein binäres Merkmal (Kollaps ja/nein) handelt, wird ein logistisches Regressionsmodell verwendet.

Ein „Kollaps“, d.h. ein Absinken der mittleren Fahrgeschwindigkeit an einem Streckenquerschnitt unter den Grenzwert  $S$ , der den stabilen vom instabilen Verkehrsflussbereich trennt, kann vielerlei Ursachen haben. Neben Störfällen im Verkehrssystem (Unfälle, langsam fahrende Fahrzeuge u.ä.) und externen Einflüssen (z.B. starker Nebel) kann insbesondere eine hohe Verkehrsnachfrage das Risiko für einen Zusammenbruch des Verkehrs erhöhen. Vor der Entwicklung eines entsprechenden Modells wird im Folgenden zunächst dargestellt, wie häufig solche Zusammenbrüche überhaupt auftreten und wie die Häufigkeit des Auftretens von der Verkehrsstärke abhängt.

## 4.2 Empirische Ergebnisse zum Kollapsrisiko bei unterschiedlichen Verkehrsstärken

### 4.2.1 Messung des Kollapsrisikos

Zur empirischen Messung des Kollapsrisikos wird hier die Kollapsquote  $q_K$  verwendet, die definiert ist als das Verhältnis zwischen der Zahl der „Kollapsintervalle“ (Zahl der Beobachtungseinheiten  $(i, t)$  mit  $Z_{it} = 1$ ) und der Gesamtzahl aller Beobachtungseinheiten (5-Minuten-Beobachtungsintervalle für die betreffenden Streckenabschnitte und Richtungen). Dabei werden die Beobachtungseinheiten (5-Minuten-Intervalle) nach Verkehrsstärkenklassen gruppiert, wobei zur Sichtbarmachung des Einflusses der Streckenkapazität zusätzlich noch nach der Zahl der Fahrstreifen am Streckenquerschnitt unterschieden wird.

#### Beispiel

Für zweistreifige Richtungsfahrbahnen ist die Verkehrsstärke und die mittlere Fahrgeschwindigkeit für insgesamt 974'000 5-Minuten-Intervalle (nur Intervalle mit stabilem Verkehrszustand) erfasst worden.

Bei 222'301 dieser Intervalle (entspricht 18'525 Stunden oder 22,8 % der gesamten Beobachtungszeit mit stabilem Verkehrsfluss) betrug der Stundenwert der Verkehrs-

<sup>15</sup> Die Indikatorvariable für Verkehrszusammenbruch ist wie folgt definiert:  $Z_{it} = 1$  falls  $v_{it} \geq S$  und  $v_{i,t+1} < S$  ( $S$  = Schwellenwert);  $Z_{it} = 0$  falls  $v_{it} \geq S$  und  $v_{i,t+1} \geq S$ . Die Beobachtungen mit instabilem Verkehrszustand, also  $v_{it} < S$ , werden hierbei, da das Ereignis „Zusammenbruch“ bereits eingetreten ist, nicht berücksichtigt.

<sup>16</sup> Es wird angenommen, dass der Kollaps frühestens nach dem zweiten 5-Minuten-Intervall eintritt. Eine stabile Periode dauert also mindestens 10 Minuten.

stärke weniger als 500 Mfz/h. Für 490 „stabile“ Intervalle lag der Stundenwert der Verkehrsstärke im Spitzenbereich von 4'500 bis unter 5'000 Mfz/h (entspricht einer Verweildauer von knapp 41 Stunden im hoch belasteten Zustand).

Unter den vielen Beobachtungsintervallen mit extrem niedriger Verkehrsstärke finden sich lediglich 57 „Kollapsintervalle“ (Beobachtungseinheiten  $(i, t)$  mit  $Z_{it} = 1$ ), was zu einer Kollapsquote von  $q_K = 0,026 \%$  führt. Bei sehr niedriger Verkehrsstärke verweilt der Verkehrsfluss im Mittel demnach rund 309 Stunden im stabilen Zustand, bevor es zu einem Übergang in den instabilen Zustand kommt.

Für die wenigen 5-Minuten-Intervalle, bei denen der Stundenwert der Verkehrsstärke im Spitzenbereich lag, wurden annähernd gleich viele Kollapsintervalle, nämlich 60, ermittelt. Dies entspricht einer Kollapsquote von  $q_K = 60/490 = 12,2 \%$ . Im Durchschnitt kam es hier nach jedem achten 5-Minuten-Intervall, also nach nur etwa 41 Minuten  $((490 \times 5)/60 = 40,8 \text{ Stunden})$ , zu einem Übergang in den instabilen Zustand.

Das Beispiel macht deutlich, dass das Risiko des Verkehrszusammenbruchs mit der Verkehrsstärke enorm ansteigt. Man sieht aber auch, dass selbst bei hoher Belastung ein Zusammenbruch keineswegs zwangsläufig ist (bei 88 % aller 5-Minuten-Intervalle mit einer Verkehrsstärke zwischen 4'500 und 5'000 Mfz/h kommt es *nicht* zum Kollaps).

### Methodische Anmerkung

Die oben definierte Kollapsquote  $q_K$  ist eine relative Häufigkeit, die als empirische Risikokennzahl zu interpretieren ist (Anteil der „Kollapsintervalle“ an der Gesamtzahl aller Beobachtungsintervalle). Das theoretische Gegenstück ist somit die Kollapswahrscheinlichkeit, für die ein entsprechendes Modell (hier das logistische Regressionsmodell) zu entwickeln ist.

Als empirische Risikokennzahl könnte man auch die Kollapsrate oder Kollapsdichte verwenden, d.h. das Verhältnis zwischen der Zahl der Zusammenbrüche und der Gesamtlänge der Beobachtungsintervalle mit stabilem Verkehrszustand (der obigen Kollapsquote von 12,2 % entspricht eine Kollapsrate von  $60/40,8 = 1,47$  Zusammenbrüchen pro Stunde im stabilen Zustand). In diesem Fall wäre als mathematisch-statistischer Ansatz ein log-lineares Modell für die Zahl der Zusammenbrüche zu verwenden, etwa ein Poisson-Regressionsmodell.

## 4.2.2 Verkehrsstärkenspezifische Kollapsquote für Autobahnstrecken mit unterschiedlicher Anzahl von Fahrstreifen

In der vorliegenden Studie geht es vor allem um die Frage, wie sich bauliche Merkmale des Streckenquerschnitts auf das Kollapsrisiko auswirken. Im Folgenden wird deshalb die verkehrsstärkenspezifische Kollapsquote getrennt nach 2-, 3- und 4-spurigen Autobahnstrecken dargestellt.

Die verkehrsstärkenspezifische Kollapsquote gibt das Verhältnis zwischen der Zahl der Zusammenbrüche und der Gesamtzahl der 5-Minuten-Intervalle mit stabilem Verkehrsfluss in der betreffenden Verkehrsstärkenklasse an. Wenn z.B. in der Verkehrsstärkenklasse 4'500 bis unter 5'000 Mfz/h die Kollapsquote 12,2 % beträgt, so heißt dies, dass 12,2 % aller 5-Minuten-Intervalle, die zu dieser Verkehrsstärkenklasse gehören „Kollapsintervalle“ sind, d.h. Intervalle, auf welche unmittelbar ein Intervall mit instabilem Verkehrsfluss folgte.

Hinweis: Eine Kollapsquote von 12,2 % besagt nicht, dass bei 12,2 % aller Zusammenbrüche die Verkehrsstärke zwischen 4'500 und 5'000 Mfz/h liegt.

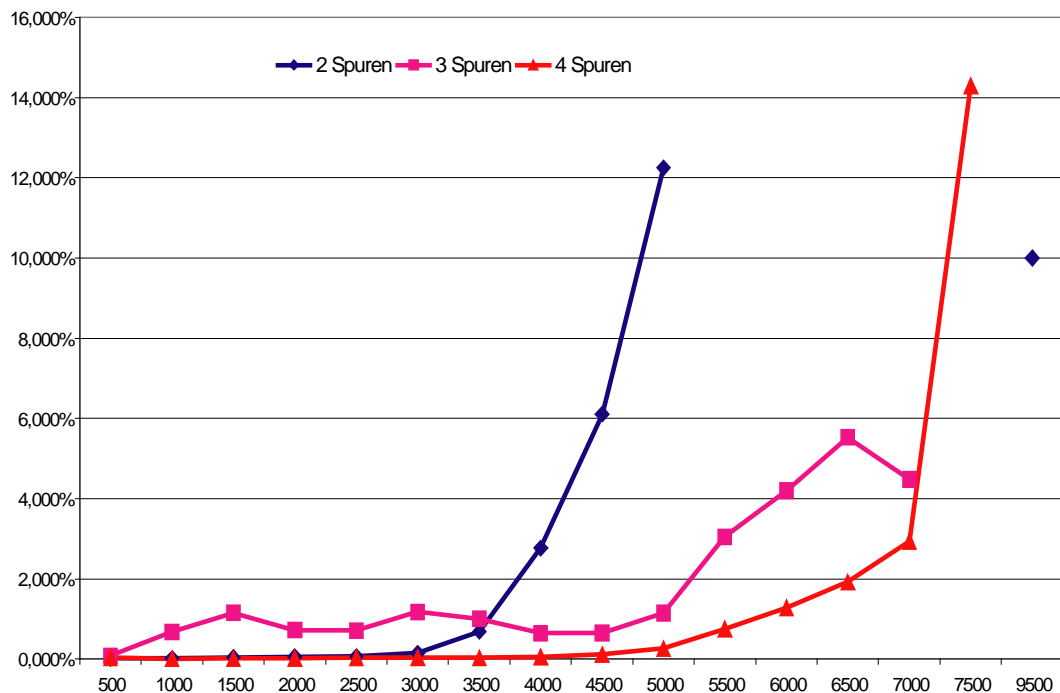


Abb. 4.1: Kollapsquote in Abhängigkeit von Verkehrsstärke und Zahl der Fahrstreifen pro Richtungsfahrbahn

Wie man sieht, sinkt bei gegebener Verkehrsstärke das Kollapsrisiko sehr stark mit der Zahl der Fahrstreifen. Dieser Befund überrascht nicht, da bei gegebener Verkehrsstärke sich mit wachsender Zahl der Fahrstreifen die Belastung der einzelnen Fahrstreifen verringert. Für die Verkehrsstärkenklasse 4'500 bis unter 5'000 Mfz/h beispielsweise ergeben sich die folgenden Kollapsquoten:

2 Fahrstreifen pro Fahrtrichtung:	12,2 %
3 Fahrstreifen pro Fahrtrichtung:	1,1 %
4 Fahrstreifen pro Fahrtrichtung:	0,3 %

Neben der Verkehrsstärke und der Zahl der Fahrstreifen gibt es weitere Faktoren, die das Kollapsrisiko beeinflussen. Im nachfolgend dargestellten logistischen Regressionsmodell werden diese Faktoren simultan betrachtet und im Hinblick auf ihre Bedeutung bewertet.

## 4.3 Logistisches Regressionsmodell für das Kollapsrisiko

### 4.3.1 Spezifizierung des Modells

Der stabile Verkehrszustand an einem Streckenquerschnitt kann prinzipiell in jeder Beobachtungsperiode (5-Minuten-Intervall) in den instabilen Zustand übergehen. Die Möglichkeit eines Zusammenbruchs des stabilen Zustands ist grundsätzlich immer gegeben. Welche Faktoren begünstigen nun das Eintreten dieses unerwünschten Ereignisses? Anders ausgedrückt: Was sind die wichtigsten Risikofaktoren<sup>17</sup> für einen Kollaps?

Blendet man Störungen des Verkehrsablaufs

- durch eine Baustelle,

<sup>17</sup> In der Epidemiologie werden Attribute einer Person, welche deren Erkrankungswahrscheinlichkeit erhöhen, *Risikofaktoren* genannt.

- durch einen Unfall,
- durch ein langsam fahrendes Fahrzeug, das nicht überholt werden kann u.ä.

als Ursachen eines Verkehrszusammenbruchs einmal aus (sog. dynamische Engpässe), so ist der wesentliche Bestimmungsfaktor für einen Verkehrszusammenbruch auf einem Streckenabschnitt ein *Nachfrageüberhang* in dem Sinne, dass die gesamte Verkehrsnachfrage (Zahl der von den Nachfragern gewünschten Fahrten pro Zeiteinheit über den betreffenden Streckenabschnitt) das dortige Bedienungsangebot (Zahl der vom Verkehrssystem pro Zeiteinheit ermöglichten Fahrten) übersteigt.

Im stabilen Zustand entspricht die am Streckenquerschnitt gemessene Verkehrsstärke (Anzahl Mfz pro Zeiteinheit) der Verkehrsnachfrage<sup>18</sup>. Man wird im vorliegenden Kontext deshalb auf jeden Fall die beobachtete Verkehrsstärke  $q_{ij}$  als erklärende Variable in ein statistisches Modell der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit<sup>19</sup>

$$p_{it} = \Pr(Z_{it} = 1)$$

aufnehmen.

Neben der Verkehrsnachfrage  $q_{ij}$  müssen aber noch weitere Faktoren in Betracht gezogen werden, welche auf die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit  $p_{it}$  einwirken können:

- Merkmale des Streckenabschnitts wie Zahl der Fahrstreifen, Vorhandensein eines Standstreifens, Vorhandensein von Anschlüssen, Fahrbahnbreite und Längsneigung (zusammengefasst in dem Vektor  $x_i$ ),
- Merkmale des Beobachtungszeitintervalls wie Tageszeit, Wochentag und Monat der Zählung (zusammengefasst in einem Vektor  $r_t$ )
- Merkmale, die für den Streckenabschnitt und das Beobachtungszeitintervall charakteristisch sind wie Anteil Schwerverkehr (zusammengefasst in einem Vektor  $w_{it}$ ).

Zur quantitativen Beschreibung des gemeinsamen Einflusses dieser Faktoren wird ein statistisches Modell benötigt, welches die Wahrscheinlichkeit  $p_{it}$  für das Ereignis „Verkehrszusammenbruch auf Streckenabschnitt  $i$  im Beobachtungszeitintervall  $t$ “ ( $Z_{it} = 1$ ) als Funktion der erklärenden Variablen

$$q_{ij}, x_i, r_t \text{ und } w_{it}$$

darstellt. Die Modellspezifikation muss im Einklang mit den verkehrstechnischen Erkenntnissen zum Verkehrsablauf auf Autobahnen stehen und zugleich gewisse statistisch-methodische Anforderungen erfüllen.

Da die abhängige Variable „Verkehrszusammenbruch ja/nein“ binären Charakter hat, kommen als Regressionsmodelle insbesondere

- das logistische Modell und
- das Probit-Modell

in Frage. Unter Berücksichtigung der für die Modellschätzung verfügbaren empirischen Daten müssen hier allerdings die Modellvarianten verwendet werden, welche sich speziell für die hier vorliegenden kombinierten Querschnitts- und Zeitreihendaten eignen (sog. Modelle mit „zufälligen Effekten“, z.B. das „random effects logit model“). Dies ist erforderlich, weil innerhalb eines Streckenquerschnitts die Beobachtungen der verschiedenen Variablen über die Zeit korreliert sind bzw. einen Cluster bilden. Da im klassischen Logit- und Probit-Modell diese Cluster-Struktur nicht berücksichtigt wird, könnte eine

<sup>18</sup> Die unmittelbar vor dem Verkehrszusammenbruch gemessene Verkehrsstärke kann deshalb als *Streckenkapazität* interpretiert werden (Brilon, Regler und Geistfeldt, 2005)

<sup>19</sup> Die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit  $p_{it}$  wird im Folgenden auch *Kollapsrisiko* genannt.

Verwendung klassischer Modelle zu Verzerrungen bei der Schätzung der Modellparameter und damit zu Fehlschlüssen hinsichtlich der Bestimmungsfaktoren der Staubildung führen.

Für den Fall von 4 Einflussfaktoren ist das logistische Regressionsmodell mit zufälligen Effekten wie folgt definiert:

$$p_{it} = \frac{1}{1 + e^{-\eta}}$$

wobei der sog. „lineare Prädiktor“ durch

$$\eta_{it} = \beta_0 + \beta_1 q_{it} + \beta_2 x_i + \beta_3 r_t + \beta_4 w_{it} + \varepsilon_i$$

gegeben ist. Die gegenüber dem klassischen Logit-Modell zusätzliche Variable  $\varepsilon_i$  ist eine Zufallsvariable („random effect“) mit folgenden Eigenschaften:

$$E(\varepsilon_i) = 0$$

$$\text{Var}(\varepsilon_i) = \tau^2$$

$\varepsilon_i$  ist unabhängig von  $q_{it}$ ,  $x_i$ ,  $r_t$  und  $w_{it}$

$\varepsilon_i$  ist normalverteilt.

Die erklärenden Variablen, insbesondere  $x_i$  und  $r_t$ , können auch Dummy-Variablen sein, welche im hier vorliegenden Zusammenhang (Modellierung des Kollapsrisikos) das Vorhandensein bestimmter Eigenschaften des Streckenabschnitts und des Beobachtungszeitintervalls anzeigen (z.B. Art des Engpasses oder Wochentagstyp des Beobachtungszeitintervalls).

### 4.3.2 Inhaltliche Interpretation der Koeffizienten des logistischen Regressionsmodells

Im Vorzeichen der Koeffizienten des logistischen Regressionsmodells kommt zum Ausdruck, ob die betreffende Variable die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit erhöht (positives Vorzeichen) oder verringert (negatives Vorzeichen). Über das Bedeutungsgewicht der Variablen ist damit allerdings nichts ausgesagt.

Richtung und Stärke des Einflusses eines Streckenmerkmals oder einer anderen erklärenden Variablen  $x$  auf das Kollapsrisiko können einfach und anschaulich mit Hilfe des sog. Chancenverhältnisses (Odds Ratio) dargestellt werden, welches im Fall des logistischen Modells in der Form

$$\Psi = \exp\{\beta(x_1 - x_0)\}$$

dargestellt werden kann, wobei  $\beta$  der zur Variablen  $x$  gehörende Regressionskoeffizient ist. Das Chancenverhältnis  $\Psi$  ist eine Kennzahl für das *relative Kollapsrisiko*.

Ist  $x$  eine binäre Variable (z.B.  $x=1$  falls Signalisation,  $x=0$  falls keine Signalisation), so gibt das Chancenverhältnis

$$\Psi = \exp\{\beta(1 - 0)\} = \exp\{\beta\}$$

an, um welchen Faktor das Kollapsrisiko<sup>20</sup> mit Signalisation unter bzw. über dem Kollaps-

<sup>20</sup> Das Kollapsrisiko wird bei dieser Betrachtungsweise nicht durch die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit  $p_{it}$  gemessen sondern durch die „Chance“ bzw. die „Odds“  $\omega_{it} = p_{it}/(1 - p_{it})$  für das Ereignis Verkehrszusammenbruch. Die Begriffe „Wahrscheinlichkeit“ und „Odds“ sind letztlich gleichwertig und durch die Beziehung  $p = \omega/(1 + \omega)$  miteinander verknüpft. Ist die Wahrscheinlichkeit eines Ereignisses 5/6, so sind die Odds dieses Er-

risiko *ohne* Signalisation liegt, wenn alle übrigen Einflussfaktoren konstant gehalten werden.

### Beispiel 3

Wenn  $x$  das Vorhandensein einer lokalen Geschwindigkeitsbeschränkung (Signalisation 100 oder 80 km/h) anzeigt und der zugehörige Koeffizient den Wert  $\beta = -0,62$  besitzt, so ist das Chancenverhältnis  $\Psi = \exp\{-0,62\} = 0,5379$ . Dieses Resultat ist so zu interpretieren, dass eine lokale Geschwindigkeitsbeschränkung das Kollapsrisiko nahezu halbiert (wichtig: mit Risiko ist hier nicht die Kollapswahrscheinlichkeit  $p$  sondern die Chance  $\omega = p/(1-p)$  für einen Kollaps, gemeint!).

Im vorliegenden Zahlenbeispiel ist bei gegebener Verkehrsnachfrage, Spurenzahl usw. im Vergleich zum Fall *ohne* Geschwindigkeitsbeschränkung die Chance eines Verkehrszusammenbruchs im Fall *mit* Geschwindigkeitsbeschränkung um 46 Prozent niedriger ( $1-0,54=0,46$ ). Im epidemiologischen Sinne wäre demnach Signalisation als sog. „Schutzfaktor“ zu bezeichnen, da hierdurch das Kollapsrisiko reduziert wird (Anmerkung: Faktoren, welche das Risiko erhöhen, werden „Risikofaktoren“ genannt).

### Beispiel 4

Auf einer bestimmten Strecke betrage die *Kollapswahrscheinlichkeit* (Wahrscheinlichkeit eines Wechsels des Verkehrszustands<sup>21</sup> von einem 5-Minuten-Intervall zum nächsten) im Fall *ohne* Tempolimit  $p_o = 1/4 = 0,2500$  und die *Kollapschance* dementsprechend 1:3, also  $\omega_o = 1/3 = 0,3333$ . Wenn ein Tempolimit die Kollapschance um 46 % reduziert, so beträgt im Fall *mit* Tempolimit die Chance für einen Zusammenbruch  $\omega_m = 0,3333 \cdot 0,54 = 0,1800$  und die Kollapswahrscheinlichkeit liegt bei  $p_m = 0,18/(1+0,18) = 0,1525$ .

Dem Chancenverhältnis  $\omega_m / \omega_o = 0,1800/0,3333 = 0,54$  entspricht das Verhältnis der Kollapswahrscheinlichkeiten  $p_m / p_o = 0,1525/0,2500 = 0,61$ . Durch ein Tempolimit sinkt im vorliegenden Zahlenbeispiel die Kollapswahrscheinlichkeit im Vergleich zum Fall ohne Tempolimit um 39 %. Das Verhältnis  $p_m / p_o$  wird in der Epidemiologie *relatives Risiko* genannt. Chancenverhältnis und relatives Risiko sind zwar nicht gleich, liegen aber in derselben Größenordnung.

## 4.3.3 Aussagekraft der Modellergebnisse

In der Realität wirken die verkehrlichen, baulichen und situativen Gegebenheiten an einem Streckenabschnitt *simultan* auf das dortige Kollapsrisiko ein. Mit Hilfe des logistischen Regressionsmodells kann dieses Zusammenwirken aller Faktoren analytisch untersucht werden. Der originäre Beitrag jedes einzelnen Faktors zur Höhe des Risikos lässt sich so isolieren. Mit Hilfe entsprechender Signifikanztests kann darüber hinaus beurteilt werden, welche Effekte statistisch signifikant sind.

Für die Anwendung eines solchen umfassenden Modellansatzes ist es zwingend notwendig, dass die *Daten mehrerer Zählstellen simultan ausgewertet* werden. Schliesslich kann der Einfluss einer erklärenden Variablen auf die abhängige Variable „Verkehrszusammenbruch ja/nein“ nur gemessen werden, wenn der betreffende Bestimmungsfaktor in der Stichprobe auch variiert: Um beispielsweise den Effekt der Fahrbahnbreite messen zu können, müssen Zählstellen mit unterschiedlicher Fahrbahnbreite in der Stichprobe vertreten sein.

Ein entscheidender Vorzug des hier entwickelten Modellansatzes liegt darin, dass mit Hilfe einer einzelnen Gleichung (nämlich der logistischen Regressionsfunktion) das Kollapsrisiko in Abhängigkeit von mehreren Faktoren *gleichzeitig* dargestellt werden kann. Man

---

eignisses 5 (die Wahrscheinlichkeit des Eintretens ist fünfmal höher als die Wahrscheinlichkeit des Nichteintretens).

<sup>21</sup> Übergang vom stabilen in den instabilen Zustand

ist also nicht darauf beschränkt, für jede denkbare Konstellation von Merkmalen (z.B. 2 Fahrstreifen je Richtung, Fahrbahnbreite 3,75 m, örtliche Geschwindigkeitsbegrenzung auf 100 km/h) das Kollapsrisiko in Abhängigkeit von der Verkehrsnachfrage separat angeben zu müssen, etwa in Form einer Graphik pro Merkmalskombination. Vielmehr kann für jede beliebige Konstellation von Merkmalen<sup>22</sup> durch simples Einsetzen der betreffenden Merkmalswerte in die logistische Regressionsfunktion das Kollapsrisiko unter den jeweiligen Bedingungen berechnet werden.

#### 4.3.4 Vergleich mit dem Verkehrszusammenbruchmodell von Bernard und Axhausen

Das obige logistische Regressionsmodell für das Kollapsrisiko ist im Hinblick auf den methodischen Grundansatz eng verwandt mit dem von Bernard und Axhausen (2008) entwickelten Modell der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit. Die empirische Kollapsquote wird dort genau wie in der vorliegenden Arbeit auf der Basis von 5-Minuten-Intervallen berechnet.

Als Modell für die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit verwenden Bernard und Axhausen zum einen die Normalverteilung (bei diesem Ansatz spielen Mittelwert und Streuung der „Restkapazität“ eine Rolle) und zum anderen eine „Sigmoid-Kurve“, welche die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit  $P_b$  als nichtlineare Funktion des stündlichen Auslastungsgrads

$$r_{60} = Q_{60}/C_{VSS}$$

darstellt. Hierbei ist  $Q_{60}$  die mittlere stündliche Verkehrsstärke und  $C_{VSS}$  die Kapazität der Schweizer Norm (VSS-Kapazität). Die von Bernard und Axhausen (S. 71) angegebene Sigmoid-Kurve

$$P_b = \frac{1}{1 + e^\eta}$$

wobei

$$\eta = \alpha - \beta r_{60},$$

entspricht einem einfachen logistischen Regressionsmodell mit dem Auslastungsgrad als alleinigem Bestimmungsfaktor für den Verkehrszusammenbruch. Die Sigmoid-Kurve ist so gesehen ein Spezialfall des hier entwickelten multiplen logistischen Regressionsmodells für das Kollapsrisiko.

Im Übrigen stimmen auch die von Bernard und Axhausen ermittelten zahlenmässigen Werte für die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit gut mit den nachfolgend dargestellten empirischen Ergebnissen zum Kollapsrisiko überein. So liegt z.B. bei einer mittleren stündlichen Auslastung von  $r_{60} = 1,0$  (mittlere stündliche Verkehrsstärke erreicht die VSS-Kapazität) die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit je nach Schwerverkehrsanteil zwischen 5 % und 14 %.

Da es sich beim Modell von Bernard und Axhausen um ein einfaches Regressionsmodell handelt, müssen die Parameter  $\alpha$  und  $\beta$  des Modells für unterschiedliche Werte des weiteren Einflussfaktors „Schwerverkehrsanteil“ (in Klassen: 0 - 5 %, 5 – 15 %, 15 – 25 %) jeweils separat ermittelt werden (Bernard und Axhausen, 2008, S. 71). Beim hier verwendeten multiplen Regressionsmodell wird stattdessen einfach eine weitere erklärende Variable „Schwerverkehrsanteil in %“ (ohne Klassenbildung) in die Regressionsgleichung aufgenommen.

<sup>22</sup> Mit gewissen Einschränkungen auch für Konstellationen, die in der Stichprobe gar nicht vorkommen

### 4.3.5 Unterschiede zu stochastischen Modellen der Streckenkapazität

Wenn das logistische Regressionsmodell für den Verkehrszusammenbruch die Verkehrsstärke als alleinigen Bestimmungsfaktor für das Kollapsrisiko enthält, so hat die Regressionsfunktion einen S-förmigen Verlauf (daher auch die Bezeichnung Sigmoid-Kurve). Dieser S-förmige Verlauf ist formal identisch mit dem Verlauf der Verteilungsfunktion der Streckenkapazität, wenn die Kapazität als Zufallsvariable betrachtet wird, wie dies z.B. bei Brilon, Regler und Geistfeld (2005) der Fall ist.

Inhaltlich unterscheiden sich die beiden S-förmigen Kurven aber grundlegend:

- Im Zusammenhang mit der Streckenkapazität als Zufallsvariable ist die Sigmoid-Kurve das Ergebnis einer univariaten Analyse: Untersucht wird die Verteilung des Merkmals „Kapazität“, d.h. der Verkehrsstärke vor dem Zusammenbruch. Vom empirischen Standpunkt aus betrachtet wird die Gesamtheit aller Verkehrszusammenbrüche analysiert und die Sigmoid-Kurve zeigt, wie gross der Anteil  $F(x)$  der Zusammenbrüche ist, die bei einer Verkehrsstärke  $q \leq x$  erfolgen<sup>23</sup>.
- Bei einer Analyse des Kollapsrisikos repräsentiert die Sigmoid-Kurve keine Verteilungsfunktion sondern vielmehr eine Regressionsfunktion. Es liegt also eine bivariate Analyse vor, bei der es um den Zusammenhang zwischen den Merkmalen Verkehrszusammenbruch (ja/nein) und Verkehrsstärke geht. Die Kurve zeigt hier die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit  $P(x)$  als Funktion der Verkehrsstärke  $x$ .

Wenn die Sigmoid-Kurve beispielsweise für  $x=3'000$  den Wert 0,2 annimmt, so heisst dies

- bei einer Kapazitätsanalyse, dass 20 % der Zusammenbrüche bei einer Verkehrsstärke zwischen Null und 3'000 Mfz/h eintreten und sich dementsprechend 80 % aller Zusammenbrüche bei einer Verkehrsstärke über 3'000 Mfz/h ereignen, dagegen
- bei einer Kollapsrisikoanalyse, dass mit einer Wahrscheinlichkeit von 20 % (im Durchschnitt also in jedem fünften Fall<sup>24</sup>) bei einer Verkehrsstärke von 3'000 Mfz/h ein Verkehrszusammenbruch eintritt.

In der Literatur zur Kapazitätsanalyse wird dieser fundamentale Unterschied nicht immer ganz klar gesehen. So interpretiert z.B. Regler (2004) fälschlicherweise die „Kapazitätsverteilung auch als Verteilung der Wahrscheinlichkeit ..., mit der bei einer gegebenen Verkehrsnachfrage ein Zusammenbruch des fließenden Verkehrs eintritt“ (S. 48).

In der Arbeit von Bernard und Axhausen (2008) wird demgegenüber mit grosser begrifflicher Klarheit und mathematischer Genauigkeit zwischen der „Kapazitätsermittlung“ und der „Ermittlung der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit“ unterschieden.

## 4.4 Empirische Ergebnisse zu den Bestimmungsfaktoren des Kollapsrisikos

Als Ergebnis einer grossen Zahl von Analysen und Tests werden im Folgenden die wichtigsten Schätz- und Testergebnisse zum Kollapsrisiko auf Autobahnstrecken vorgestellt. Die Analysen wurden mit der Prozedur NLMIXED<sup>25</sup> des Statistik-Softwarepakets SAS (Statistical Analysis System) durchgeführt. Sie wird zusammen mit der Datenbasis erläutert.

<sup>23</sup> Als stochastisches Modell betrachtet ist  $F(x)$  die Wahrscheinlichkeit dafür, dass spätestens bei Erreichen der Verkehrsstärke  $x$  ein Verkehrszusammenbruch eintritt.

<sup>24</sup> Die „Fälle“ sind hier Zeitintervalle, z.B. 5-Minuten-Intervalle an bestimmten Streckenquerschnitten.

<sup>25</sup> Modelle, in denen neben „festen Effekten“ (d.h. erklärenden Variablen) auch „zufällige Effekte“ (hier die Variablen  $\varepsilon_i$ ) auftreten, werden in der Statistik „gemischte“ Modelle genannt. Da das Logit-Modell ein nichtlineares Modell ist, kommt die Prozedur NLMIXED zur Anwendung.

#### 4.4.1 Logistische Regressionsfunktion für das Kollapsrisiko

Die Wahrscheinlichkeit  $p$  für einen Verkehrszusammenbruch an einem Streckenquerschnitt in einer bestimmten Fahrtrichtung kann für Beobachtungsintervalle der Länge 5 Minuten formelmässig wie folgt dargestellt werden:

$$p = \frac{1}{1 + e^{-\eta}}$$

wobei der sog. lineare Prädiktor  $\eta$  durch

$$\eta = -4,7244 + 0,0015 \cdot \text{Verkehrsnachfrage} - 3,7924 \cdot \text{Dummy}_{4\text{Fahrstreifen}} + 0,0284 \cdot \text{SV-Anteil} - 1,2955 \cdot \text{Fahrbahnbreite}$$

gegeben ist<sup>26</sup>. Einzelheiten zu Schätzung und Test befinden sich im Anhang.

Hierbei ist die Verkehrsnachfrage als Stundenwert (Mfz/h) definiert; wurden z.B. im 5-Minuten-Intervall 250 Fahrzeuge je Richtung gezählt, so entspricht dies einem Stundenwert von  $12 \cdot 250 = 3'000$  Mfz. Soll die Verkehrsnachfrage als 5-Minutenwert in das Modell eingehen, so muss lediglich der entsprechende Koeffizient (0,0015) mit dem Faktor 12 multipliziert werden.

Die Variable  $\text{Dummy}_{4\text{Fahrstreifen}}$  hat den Wert 1 für Zählstellen mit 4 Fahrstreifen pro Querschnitt, ansonsten den Wert Null. Der Schwerverkehrsanteil (Variable  $\text{SV-Anteil}$ ) wird in Prozent angegeben und die Fahrbahnbreite in Meter gemessen; die Ausprägungen der Variablen  $\text{Fahrbahnbreite}$  liegen je nach Zählstelle zwischen 3,50 m und 3,85 m.

An der Niveaunkonstante -4,7244 des logistischen Modells ist abzulesen, dass bei Verkehrsstärken nahe Null das Kollapsrisiko sehr gering ist.

##### Beispiel

Wenn an einem Streckenquerschnitt in einer bestimmten Fahrtrichtung während eines bestimmten 5-Minuten-Intervalls folgende Bedingungen vorliegen

- Verkehrsnachfrage 4'500 Mfz/h
- 2 Fahrstreifen
- Schwerverkehrsanteil 7 %
- Fahrbahnbreite 3,85 m

so hat der lineare Prädiktor den Wert

$$\eta = -4,7244 + 0,0015 \cdot 4'500 - 3,7924 \cdot 0 + 0,0284 \cdot 7 - 1,2955 \cdot 3,85 = -2,7633.$$

Das Kollapsrisiko beträgt unter den genannten Bedingungen

<sup>26</sup> Das hier vorliegende Logit-Modell mit zufälligen Effekten enthielt als erklärende Variable zusätzlich noch die Signalisation (lokale Geschwindigkeitsbeschränkung ja/nein). Zwar hatte der betreffende Koeffizient das erwartete (negative) Vorzeichen, doch war auf dem üblichen 5-Prozent-Niveau keine Signifikanz gegeben; da nach den Erfahrungen aus der Verkehrsbeeinflussung ein Einfluss der Signalisation vorhanden ist, dürfte dieses Resultat auf einen zu geringen Stichprobenumfang zurückzuführen sein. Wegen der fehlenden Signifikanz wird die Variable nicht in das endgültige Modell aufgenommen. Eine Schätzung des logistischen Regressionsmodells ohne den Faktor Signalisation führt nur zu unwesentlich anderen Koeffizienten, weshalb auf deren Angabe hier verzichtet worden ist. Gleiches gilt für die Variable „Art des Engpasses“ und die Dummy-Variable für Strecken mit 3 Fahrstreifen. Näheres siehe Anhang.

$$p = 0,0593,$$

d.h. mit einer Wahrscheinlichkeit von rund 6 % geht direkt nach einem 5-Minuten-Intervall der obigen Art der Verkehrsfluss vom stabilen in den instabilen Zustand über. Die Chance (Odds) für einen Zusammenbruch beträgt  $\omega = 0,0593/(1-0,0593) = 0,0630$ ; für seltene Ereignisse ist die Chance  $\omega$  näherungsweise gleich der Wahrscheinlichkeit  $p$ .

Die nachfolgende Abb. 4.2 zeigt für zweistreifige Richtungsfahrbahnen von HLS das Kollapsrisiko als Funktion der Faktoren Verkehrsnachfrage und Fahrbahnbreite. Wie man sieht, stimmt die logistische Funktion für Verkehrsstärken bis 5'000 Mfz/h sehr gut mit der empirischen Kollapsquote (vgl. Abb. 4.1) überein; da höhere Werte der Verkehrsstärke für 2-spurige Strecken nur ganz vereinzelt beobachtet worden sind, stellt die logistische Funktion für Verkehrsstärken über 5'000 Mfz/h eine Extrapolation dar.

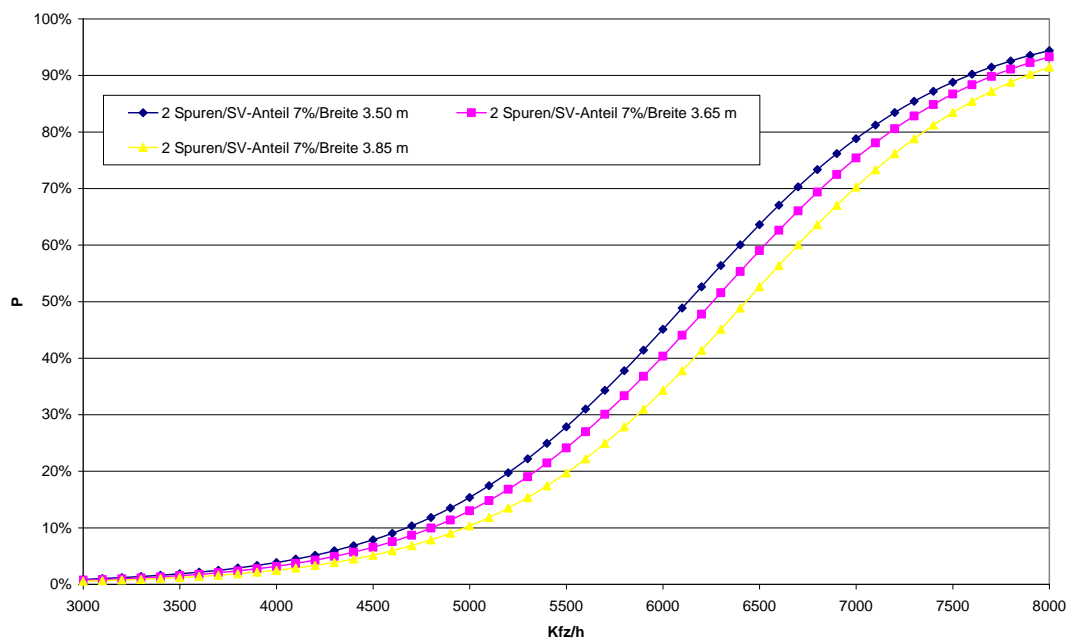


Abb. 4.2: Kollapswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsnachfrage und der Fahrstreifenbreite (2 Fahrstreifen, SV-Anteil 7 %)

Im Folgenden wird vor dem Hintergrund der Schätzergebnisse für die Parameter des logistischen Regressionsmodells die Rolle der verschiedenen Determinanten des Kollapsrisikos näher betrachtet.

#### 4.4.2 Verkehrsnachfrage und Kollapsrisiko

Die Verkehrsnachfrage ist erwartungsgemäss der mit Abstand wichtigste Bestimmungsfaktor des Kollapsrisikos ( $t=117,63$ ). Das Chancenverhältnis beträgt  $\Psi = \exp\{0,0015(x_1 - x_0)\}$ .

Unter sonst gleichen Bedingungen erhöht ein Anstieg der Verkehrsnachfrage von beispielsweise 4'000 auf 4'500 Mfz/h die Gefahr (gemessen durch die Odds!) eines Verkehrszusammenbruchs um den Faktor

$$\Psi = \exp\{0,0015(4'500 - 4'000)\} = \exp\{0,0015 \cdot 500\} = \exp\{0,75\} = 2,1170,$$

was gut einer Verdoppelung der „Chancen“ für einen Kollaps entspricht.

Anhand der in Abb. 4.2 dargestellten logistischen Regressionsfunktion kann dieses Resultat zum *relativen Kollapsrisiko* auf 2-spurigen Autobahnstrecken überprüft werden: Steigt die Verkehrsstärke im stabilen Zustand von 4'000 auf 4'500 Mfz/h an, so verdoppelt sich die Kollapswahrscheinlichkeit - und damit auch die Chance (Odds) - für einen Kollaps. Die relative Chance (Odds Ratio) für einen Zusammenbruch ist bei 4'500 Mfz/h zweimal so hoch wie bei 4'000 Mfz/h.

#### 4.4.3 Infrastrukturmerkmale und Kollapsrisiko: Überblick

Bei *gegebener* Verkehrsnachfrage ist die Wahrscheinlichkeit für das Ereignis „Verkehrszusammenbruch“ in einem 5-Minuten-Intervall besonders klein bzw. besonders gross, wenn am betreffenden Streckenquerschnitt in der betrachteten Fahrtrichtung die nachfolgend dargestellten („günstigen“ bzw. „ungünstigen“) Verhältnisse herrschen:

Faktor	Günstige Merkmalsausprägung	Ungünstige Merkmalsausprägung
Anzahl Fahrstreifen pro Fahrtrichtung	4 Fahrstreifen	2 Fahrstreifen
Fahrstreifenbreite	3,85 m	3,50 m

Die Rolle der infrastrukturbezogenen Faktoren kann veranschaulicht werden, indem die oben genannten Merkmalskombinationen in den linearen Prädiktor bzw. in die logistische Regressionsfunktion eingesetzt werden. Dabei wird der Schwerverkehrsanteil jeweils mit 7 % angenommen<sup>27</sup>, was annähernd dem Durchschnitt über alle Zählstellen und Beobachtungsintervalle entspricht.

- Günstige Merkmalskombination (geringes Kollapsrisiko)

$$\begin{aligned}\eta &= -4,7244 + 0,0015 \cdot \text{Verkehrsnachfrage} - 3,7924 + 0,0284 \cdot 7 - 1,2955 \cdot 3,85 \\ &= -13,3057 + 0,0015 \cdot \text{Verkehrsnachfrage}\end{aligned}$$

- Ungünstige Merkmalskombination (hohes Kollapsrisiko)

$$\begin{aligned}\eta &= -4,7244 + 0,0015 \cdot \text{Verkehrsnachfrage} + 0,0284 \cdot 7 - 1,2955 \cdot 3,50 \\ &= -9,0599 + 0,0015 \cdot \text{Verkehrsnachfrage}\end{aligned}$$

Beträgt die Verkehrsnachfrage beispielsweise 4'000 Mfz/h, so gilt

$$\eta = -7,3057 \quad \text{bei der günstigen Merkmalskombination}$$

und

$$\eta = -3,0599 \quad \text{bei der ungünstigen Merkmalskombination.}$$

Daraus errechnet sich für eine Verkehrsnachfrage von 4'000 Mfz/h folgendes Kollapsrisiko:

$$p = 0,0007 \quad \text{bei der günstigen Merkmalskombination}$$

$$p = 0,0448 \quad \text{bei der ungünstigen Merkmalskombination.}$$

Wie man sieht, ist bei gegebener Verkehrsnachfrage (hier 4'000 Mfz/h) der Einfluss der infrastrukturellen Verhältnisse (Zahl der Fahrstreifen, Fahrbahnbreite) auf das Kollapsrisiko beträchtlich:

- unter günstigen infrastrukturellen Gegebenheiten (Strecke mit 4 Fahrstreifen je Richtung, Fahrbahnbreite 3,85 m) ist das Kollapsrisiko nahezu Null

<sup>27</sup> Im Durchschnitt über alle hier untersuchten 5-Minuten-Intervalle liegt der *mittlere* Schwerverkehrsanteil je nach Zählstelle und Fahrtrichtung zwischen 3,5 % und 12,2 %. Die zeitliche Streuung des Schwerverkehrsanteils ist dabei beträchtlich.

- unter ungünstigen Bedingungen (Strecke mit 2 Fahrstreifen je Richtung, Fahrbahnbreite 3,50 m) dagegen besteht ein Kollapsrisiko von rund 4,5 %, d.h. im Durchschnitt kommt es hier in jedem 22. Fall<sup>28</sup> (d.h. im Mittel jeweils nach etwa 111 Minuten!) zu einem Verkehrszusammenbruch.

Bereits an diesem kleinen Zahlenbeispiel wird die Bedeutung der Infrastruktur für die Qualität des Verkehrsablaufs auf Autobahnen deutlich.

#### 4.4.4 Zahl der Fahrstreifen und Kollapsrisiko

Bei gegebener Verkehrsnachfrage und gegebenen weiteren Merkmalen liegt das Kollapsrisiko bei Strecken mit 4 Fahrstreifen je Richtung unter dem entsprechenden Risiko für die Referenzgruppe der 2-streifigen Strecken (Regressionskoeffizient der Dummy-Variablen: -3,7924). Das Chancenverhältnis für den Faktor „Spurenzahl\_4“ ist durch

$$\Psi = \exp\{-3,7924(x_1 - x_0)\}$$

gegeben. Bei 4 gegenüber 2 Fahrstreifen je Richtung ( $x_1 - x_0 = 1 - 0 = 1$ ) gilt

$$\Psi = \exp\{-3,7924 \cdot 1\} = 0,0225.$$

Ceteris paribus bedeuten 4 Fahrstreifen im Vergleich zu 2 Fahrstreifen also eine Reduzierung der Chance für einen Zusammenbruch um fast 98 % ( $1 - 0,0225 = 0,9775$ )<sup>29</sup>. Kapazitätserweiterungen (hier also zwei zusätzliche Fahrstreifen je Richtung) verbessern demnach die Qualität des Verkehrsablaufs massiv.

Der Koeffizient der Dummy-Variablen für Strecken mit 3 (statt 2) Fahrstreifen hatte zwar das erwartete negative Vorzeichen (-0,7744), doch war auf dem 5-Prozent-Niveau keine Signifikanz gegeben. Dies dürfte mit Besonderheiten in den Daten zusammenhängen. Wie Abb. 4.1 zeigt, wächst bei zunehmender Verkehrsstärke die empirische Kollapsrate bei 3-spurigen Strecken wie erwartet langsamer als bei Strecken mit 2 Fahrstreifen, doch liegt sie auch bei geringen Verkehrsstärken stets im Bereich von ca. 1 % und damit über der Kollapsrate für 2-spurige Strecken. Dies könnte auf Sondereffekte bei den 3-spurigen Zählstellen wie z.B. Baustellen zurückzuführen sein, die im Rahmen der Datenaufbereitung nicht bereinigt werden konnten.

#### 4.4.5 Fahrbahnbreite und Kollapsrisiko

Das Kollapsrisiko sinkt mit wachsender Fahrbahnbreite (Koeffizient: -1,2955; t-Wert 3,32). Das Chancenverhältnis für den Faktor „Fahrbahnbreite in Meter“ ist durch

$$\Psi = \exp\{-1,2955(x_1 - x_0)\}$$

gegeben. Erhöht sich die Breite der Fahrstreifen beispielsweise um 10 cm ( $x_1 - x_0 = 0,1$ ), so gilt

$$\Psi = \exp\{-1,2955 \cdot 0,1\} = 0,8785.$$

Eine Verbreiterung der Fahrstreifen um jeweils 10 cm bewirkt unter Konstanthaltung aller übrigen Gegebenheiten somit eine Reduzierung des Kollapsrisikos (Odds) gegenüber der Ausgangssituation um rund 12 % ( $1 - 0,8785 = 0,1215$ ).

Vergleicht man das Kollapsrisiko für 3,85 m breite Fahrstreifen mit dem entsprechenden

<sup>28</sup> In einem von 22 Intervallen der Länge 5 Minuten, in denen die genannten Bedingungen herrschen, bricht der Verkehr zusammen (Übergang vom stabilen in den instabilen Zustand).

<sup>29</sup> An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, dass im vorliegenden Zusammenhang das Kollapsrisiko nicht durch die Wahrscheinlichkeit  $p$  sondern durch die „Chance“  $\omega = p/(1-p)$  für einen Verkehrszusammenbruch gemessen wird.

Risiko bei einer Fahrstreifenbreite von 3,50 m, so gilt

$$\Psi = \exp\{-1,2955 \cdot 0,35\} = \exp\{-0,4534\} = 0,6354$$

d.h. bei der grösseren Fahrstreifenbreite (3,85 m) ist ceteris paribus das Kollapsrisiko (Odds) um rund 36 % niedriger als bei der geringeren Fahrstreifenbreite (3,50 m).

Kapazitätserweiterungen in Form einer Fahrstreifenverbreiterung verbessern demnach die Qualität des Verkehrsablaufs signifikant.

#### 4.4.6 Schwerverkehrsanteil und Kollapsrisiko

Mit wachsendem prozentualem Anteil des Schwerverkehrs an der gesamten Verkehrsnachfrage nimmt das Kollapsrisiko zu (Regressionskoeffizient 0,0284; t-Wert 21,94). Das Chancenverhältnis für den Faktor „Schwerverkehrsanteil in Prozent“ ist durch

$$\Psi = \exp\{0,0284(x_1 - x_0)\}$$

gegeben. Steigt der Schwerverkehrsanteil um 1 Prozentpunkt ( $x_1 - x_0 = 1$ ), so gilt

$$\Psi = \exp\{0,0284 \cdot 1\} = 1,0288.$$

Jeder zusätzliche Prozentpunkt beim Schwerverkehrsanteil bewirkt - unter Konstanthaltung aller übrigen Gegebenheiten - also eine Zunahme des Kollapsrisikos gegenüber der Ausgangssituation um knapp 3 %.

Vergleicht man beispielsweise das Kollapsrisiko bei einem Schwerverkehrsanteil von 10 % mit dem Kollapsrisiko bei einem Schwerverkehrsanteil 5 %, so gilt

$$\Psi = \exp\{0,0284 \cdot 5\} = \exp\{0,1420\} = 1,1526$$

d.h. bei dem höheren Schwerverkehrsanteil (10 %) ist ceteris paribus die Chance für einen Übergang in den instabilen Zustand um rund 15 % höher als bei dem niedrigeren Schwerverkehrsanteil (5 %).

#### 4.4.7 Ergänzungen

Die weiteren hier untersuchten Faktoren erwiesen sich als nicht signifikant. Dies gilt auch für den Faktor „Signalisation ja/nein“; dessen Koeffizient (-0,6210) deutet zwar auf eine Reduzierung des Kollapsrisikos durch örtliche Geschwindigkeitsbeschränkungen hin, doch ist der Faktor auf dem 5-Prozent-Niveau nicht signifikant.

### 4.5 Verkehrsplanerische Implikationen

Von den Faktoren, welche das Staurisiko beeinflussen, liegen in erster Linie die Merkmale

- Zahl der Fahrstreifen
- Breite der Fahrstreifen

im Gestaltungsbereich der Strassenverkehrsplanung<sup>30</sup>. Die beiden genannten Streckencharakteristika beeinflussen bei gegebener Verkehrsnachfrage die Wahrscheinlichkeit für den Verkehrszusammenbruch in signifikanter Weise. Der Befund, wonach das Kollapsrisiko mit der Zahl und Breite der Fahrstreifen deutlich sinkt, zeigt empirisch, in welchem Mass mit Infrastrukturmassnahmen die Qualität des Verkehrsablaufs auf Autobahnen verbessert werden kann.

<sup>30</sup> Auf die Verkehrsnachfrage insgesamt sowie den Schwerverkehrsanteil als den beiden weiteren Bestimmungsfaktoren kann die Strassenverkehrsplanung allein nur sehr begrenzt Einfluss nehmen.

## 5 Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss

### 5.1 Fahrgeschwindigkeit als Merkmal der Verkehrsqualität

Durch das in Kapitel 4 behandelte Kollapsrisiko wird in erster Linie die Qualitätsdimension „Pünktlichkeit/Berechenbarkeit“ der Verkehrsleistung des Systems Strasse charakterisiert: Je grösser das Kollapsrisiko, desto häufiger kommt es vor, dass die gewünschte bzw. geplante Ankunftszeit der Nutzer des Systems nicht mit der tatsächlichen Ankunftszeit übereinstimmt.

Als weitere Dimension der Verkehrsqualität wird nun die „Schnelligkeit“ der Verkehrsleistung betrachtet, wobei die mittlere Fahrgeschwindigkeit<sup>31</sup> der Strassenbenutzer als Indikator dient. Nach einer gründlichen Literaturanalyse wurde entschieden, bei der Untersuchung der Bestimmungsfaktoren der Fahrgeschwindigkeit den stabilen und instabilen Verkehrszustand getrennt zu analysieren. Im Folgenden wird zunächst untersucht, von welchen Faktoren die mittlere Fahrgeschwindigkeit bei ungestörtem Verkehrsfluss abhängt.

### 5.2 Regressionsmodell für die Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss

#### 5.2.1 Spezifizierung des Grundmodells

Als Basis der statistischen Untersuchungen zu den Bestimmungsfaktoren der Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss wird ein Modell von Brilon gewählt, das in seiner einfachsten Version nur die Verkehrsstärke  $q_{it}$  als Bestimmungsgrösse des Erwartungswertes der mittleren Fahrgeschwindigkeit  $v_{it}$  am Streckenquerschnitt  $i$  im Beobachtungsintervall  $t$  enthält:

$$5-1 \quad E(v_{it}) = \alpha_1 - \alpha_2 \exp(\alpha_3 q_{it})$$

wobei  $\alpha_k > 0$  ( $k=1, 2, 3$ ).

In schematischer Form ist der Verlauf der obigen  $q$ - $v$ -Funktion<sup>32</sup> in der nachfolgenden Abbildung dargestellt:

<sup>31</sup> Die eigentlich interessierende *Reisegeschwindigkeit* wird hier durch die *Fahrgeschwindigkeit* approximiert, die durch lokale Messungen ermittelt werden kann.

<sup>32</sup> Regressionsmodelle dieser Art werden in der Verkehrstechnik meist als  $q$ - $v$ -Funktionen bezeichnet.

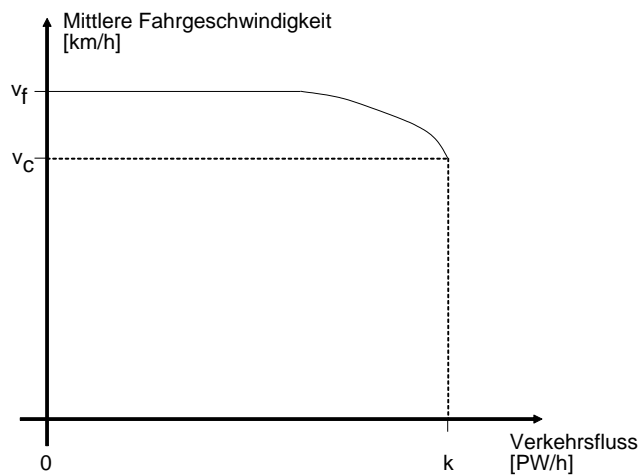


Abb. 5.1:  $q$ - $v$ -Funktion für den stabilen Bereich in schematischer Darstellung

## 5.2.2 Inhaltliche Interpretation des Grundmodells

Das Modell 5-1 für die mittlere Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss hat eine Reihe von analytischen Eigenschaften, die sich aus verkehrstechnischer Sicht anschaulich interpretieren lassen:

- Bei freier Strecke ( $q=0$ ) ist der Erwartungswert der mittleren Fahrgeschwindigkeit gleich

$$E(v) = \alpha_1 - \alpha_2 .$$

Dies bedeutet, dass man die Differenz der Modellparameter  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$  als „Wunschgeschwindigkeit“ der Verkehrsteilnehmer interpretieren kann.

- Im stabilen Zustand sinkt die Fahrgeschwindigkeit, wenn die Verkehrsstärke (und damit auch die Verkehrsdichte) steigt. Nähert sich die Verkehrsstärke  $q$  der Streckenkapazität  $k$ , so sinkt der Erwartungswert der mittleren Fahrgeschwindigkeit auf den Wert  $E(v) = v_c = \alpha_1 - \alpha_2 \exp(\alpha_3 k)$ . Die kritische Geschwindigkeit  $v_c$  trennt den stabilen vom instabilen Verkehrszustand.
- Leitet man den Erwartungswert der mittleren Fahrgeschwindigkeit nach der Verkehrsstärke ab, so erhält man den Differentialquotient

$$-\alpha_2 \alpha_3 \exp(\alpha_3 q) \quad \text{wobei } \alpha_k > 0 \quad (k=2, 3).$$

Dies ist wie folgt zu interpretieren: Eine Zunahme der Verkehrsstärke führt zu einer Abnahme der mittleren Fahrgeschwindigkeit, wobei die Geschwindigkeitsabnahme umso stärker ausfällt, je höher das bereits erreichte Niveau der Verkehrsstärke ist. Die sich mit wachsender Verkehrsstärke beschleunigende Geschwindigkeitsabnahme führt bei Erreichen der kritischen Geschwindigkeit zum Zusammenbruch („Kollaps“) des stabilen Verkehrsflusses.

### Ergänzende Anmerkungen

Anstelle des Modells 5-1 kommen auch andere Funktionstypen in Betracht. So wird z.B. für den Verkehr auf Landstrassen häufig die Regressionsfunktion

$$5-2 \quad E(v_{ii}) = \alpha_1 - \alpha_2 \sqrt[3]{(q_{ii})}$$

verwendet (Brilon und Weiser, 1998), wobei die Parameter  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$  positive Werte besitzen. Hier kann  $\alpha_1$  als Wunschgeschwindigkeit interpretiert werden.

Das Modell 5-1 unterscheidet sich vom Modell 5-2 beträchtlich: Leitet man den Erwartungswert der mittleren Fahrgeschwindigkeit nach der Verkehrsstärke ab, so erhält man -

$\alpha_2/[2\sqrt{(q_{it})}]$ , d.h. eine Zunahme der Verkehrsstärke führt zwar auch hier zu einer Abnahme der mittleren Fahrgeschwindigkeit, doch fällt diese Abnahme jetzt umso schwächer aus, je höher die bereits erreichte Stärke des Verkehrsflusses ist. Für Analysen des Verkehrsablaufs auf Autobahnen erscheint die Wurzelfunktion 5-2 deshalb weniger geeignet.

### 5.2.3 Erweiterung des Grundmodells

In das Modell 5-1 können zusätzlich zur Verkehrsstärke  $q_{it}$  weitere Bestimmungsfaktoren der Fahrgeschwindigkeit einbezogen werden. Hierzu gehören insbesondere strassenseitige Merkmale  $x_i$  (z.B. Fahrbahnbreite), Merkmale des Beobachtungsintervalls  $r_i$  (z.B. Tageszeit) und Strukturmerkmale  $w_{it}$  der Verkehrsnachfrage (z.B. Schwerverkehrsanteil). Das auf diese Weise erweiterte (multiple) Regressionsmodell für die mittlere Fahrgeschwindigkeit lautet:

$$5-3 \quad E(v_{it}) = \alpha_1 - \alpha_2 \exp(\alpha_3 q_{it} + \alpha_4 x_i + \alpha_5 r_i + \alpha_6 w_{it}).$$

Zusätzlich können in das Modell noch Dummy-Variable (z.B. zur Modifizierung der Niveaunkonstanten  $\alpha_1$ ) und Interaktionsterme eingeführt werden. Da es sich bei 5-3 um ein nichtlineares Modell handelt, muss zur Schätzung der Koeffizienten spezielle Statistik-Software eingesetzt werden. Die nachfolgenden Analysen wurden mit den Programmsystemen SPSS und SAS (Prozedur NLIN) durchgeführt.

Das Modell lässt sich auch noch dahingehend erweitern, dass eine  $q$ - $v$ -Funktion für jede Fahrstreifen spezifiziert wird. Bei 3 Fahrstreifen je Richtung erhält man so 3 Regressionsfunktionen, die aber nicht als voneinander unabhängig betrachtet werden können (Korrelationen zwischen den Fehlervariablen<sup>33</sup>). Ansätze dieser Art werden in der vorliegenden Studie nicht betrachtet.

## 5.3 Empirische Ergebnisse zu den Bestimmungsfaktoren der Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss

### 5.3.1 Nichtlineare Regressionsfunktion für die mittlere Fahrgeschwindigkeit

Umfangreiche Datenanalysen führten zu dem Resultat, dass bei stabilem Verkehrsfluss die mittlere Fahrgeschwindigkeit in erster Linie von den folgenden Einflussgrößen abhängt:

- Signalisation (80, 100, 120 km/h)
- Zahl der Fahrstreifen (2, 3, 4)
- Fahrbahnbreite in Meter
- Verkehrsstärke in Mfz/h
- Schwerverkehrsanteil in %

Zur Quantifizierung des gemeinsamen Einflusses dieser Faktoren auf die mittlere Fahrgeschwindigkeit wurde ein nichtlineares Regressionsmodell des Typs 5-3 in der folgenden Spezifizierung verwendet:

$$5-4 \quad E(v) = \beta_0 + \beta_6 d_{120} + \beta_7 d_{100} - \beta_2 \exp(\eta)$$

wobei

$$\eta = \beta_3 \text{Verkehrsstärke} + \beta_4 (\text{Spurenzahl} \cdot \text{Fahrbahnbreite}) + \beta_5 \text{SV-Anteil}.$$

Bei der kategoriellen Variablen Signalisation stellt die Ausprägung „80 km/h“ die Referenzkategorie dar. Die Null-Eins-Variablen  $d_{120}$  und  $d_{100}$  zeigen an, ob eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 120 km/h bzw. 100 km/h vorliegt (1 falls ja, 0 falls nein). Das Produkt der Variablen Zahl der Fahrspuren und Fahrbahnbreite gibt die Breite des betrachte-

<sup>33</sup> In der statistisch-ökonomischen Literatur wird hier von „seemingly unrelated regressions“ gesprochen. Für die entsprechenden Systeme von Regressionsgleichungen stehen zur Parameterschätzung verschiedene Verfahren zur Verfügung.

ten Streckenquerschnitts in Meter an.

Die Ergebnisse der Parameterschätzung sind in der folgenden Übersicht dargestellt. Die Schätzwerte für die Parameter  $\beta_0, \beta_2, \beta_3$  usw. werden hierbei mit  $b_0, b_2, b_3$  usw. bezeichnet.

```

=====
Nonlinear Regression Summary Statistics Dependent Variable KM_H
Source                DF    Sum of Squares    Mean Square
Regression            7    19604101897.7    2800585985.38
Residual              2070817    194295045.123    93.82531
Uncorrected Total    2070824    19798396942.8

(Corrected Total)    2070823    278060776.138

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS =    .30125

Parameter    Estimate    Asymptotic Std. Error    Asymptotic 95 %
Confidence Interval
Lower    Upper
b0    92.832863494    .019235469    92.795162657    92.870564331
b2    .236325275    .005104011    .226321595    .246328955
b3    .000551730    3.27753E-06    .000545307    .000558154
b4    .052264882    .001166786    .049978022    .054551742
b5    .011554586    .000229606    .011104567    .012004605
b6    13.053667651    .015629782    13.023033834    13.084301468
b7    4.996703212    .017844773    4.961728090    5.031678335
=====

```

Mit Hilfe des Modells kann die mittlere Fahrgeschwindigkeit unter verschiedenen Bedingungen hinsichtlich Infrastruktur, Verkehrsordnung und Verkehrsnachfrage berechnet werden.

### Beispiel

Wenn an einem Autobahnquerschnitt in einer bestimmten Fahrtrichtung während eines bestimmten 5-Minuten-Intervalls folgende Bedingungen vorliegen

- Signalisation 100 km/h
- Zahl der Fahrstreifen 3
- Fahrbahnbreite 3,75 m
- Verkehrsstärke 4'000 Mfz/h
- Schwerverkehrsanteil 7 %

so kann dort im stabilen Verkehrszustand mit einer mittleren Fahrgeschwindigkeit von 93,6 km/h gerechnet werden:

$$\eta = \beta_3 \cdot 4'000 + \beta_4(3 \cdot 3,75) + \beta_5 \cdot 7 = 2,8757209$$

$$E(v) = \beta_0 + \beta_7 \cdot 1 - \beta_2 \exp(2,8757209) = 93,6376.$$

Insgesamt sind die Modellergebnisse im Einklang mit verkehrstechnischen Erkenntnissen und inhaltlich meist gut interpretierbar. Wie das Bestimmtheitsmass zeigt, lässt sich mit den im Modell enthaltenen Einflussgrößen die Variabilität der mittleren Fahrgeschwindigkeit (Schwankung von 5-Minuten-Intervall zu 5-Minuten-Intervall) immerhin zu etwa 30 % erklären. Die Ergebnisse zu den einzelnen Bestimmungsfaktoren werden nachfolgend vorgestellt.

### 5.3.2 Wunschgeschwindigkeit

Als „Wunschgeschwindigkeit“ ist derjenige Wert der Geschwindigkeit zu betrachten, dem sich die mittlere Fahrgeschwindigkeit nähert, wenn bei stabilem Verkehrsfluss die Verkehrsstärke gegen Null geht. Mit Hilfe des Modells 5-4 kann die Wunschgeschwindigkeit berechnet werden, indem die Verkehrsstärke gleich Null gesetzt wird.

Da der Term  $\beta_2 \exp(\eta)$  mit  $\eta = 0,0523 \cdot (\text{Spurenzahl} \cdot \text{Fahrbahnbreite}) + 0,0116 \cdot \text{SV-Anteil}$  lediglich in der Grössenordnung von 0,5 liegt und somit vernachlässigt werden kann, ist die Wunschgeschwindigkeit im Wesentlichen nur von der Signalisation abhängig. Für  $E(v|q=0)$  erhält man folgende Schätzungen:

$E(v q=0)$	= 92,8329 $\approx$ 93 km/h	falls Signalisation 80 km/h
	= 92,8329 + 4,9967 $\approx$ 98 km/h	falls Signalisation 100 km/h
	= 92,8329 + 13,0537 $\approx$ 106 km/h	falls kein örtliches Tempolimit.

Da es sich bei der Fahrgeschwindigkeit um einen Gesamtmittelwert über alle Fahrzeugarten handelt, sind die Schätzergebnisse als plausibel und im Einklang mit den Erwartungen anzusehen.

### 5.3.3 Verkehrsstärke und Fahrgeschwindigkeit

Im stabilen Zustand sinkt die mittlere Fahrgeschwindigkeit mit wachsender Verkehrsstärke zunächst nur wenig. Erst wenn die Verkehrsstärke einen Wert von ca. 5'000 Mfz/h überschreitet, fällt die Fahrgeschwindigkeit deutlicher ab (vgl. Abb 5.2). Verwendet sind hier aus 5 Minuten-Intervallen hochgerechnete „Stundenwerte“ und nicht die in der Verkehrstechnik üblichen Stundenwerte auf Basis von 60-Minuten-Messzeiten); für die Interpretation der zahlenmässigen Ergebnisse ist diese Unterscheidung von grosser Bedeutung.

Der kritische Geschwindigkeitswert von 80 km/h wird im Durchschnitt erst bei einer Verkehrsstärke von etwa 6'000 Mfz/h (Signalisation 100 km/h) bzw. 7'300 Mfz/h (kein örtliches Tempolimit) erreicht. Beträgt die zulässige Höchstgeschwindigkeit 80 km/h, so kann die Verkehrsstärke bis auf etwa 7'700 Mfz/h ansteigen, bevor bei der mittleren Fahrgeschwindigkeit der Schwellenwert 60 km/h erreicht wird.

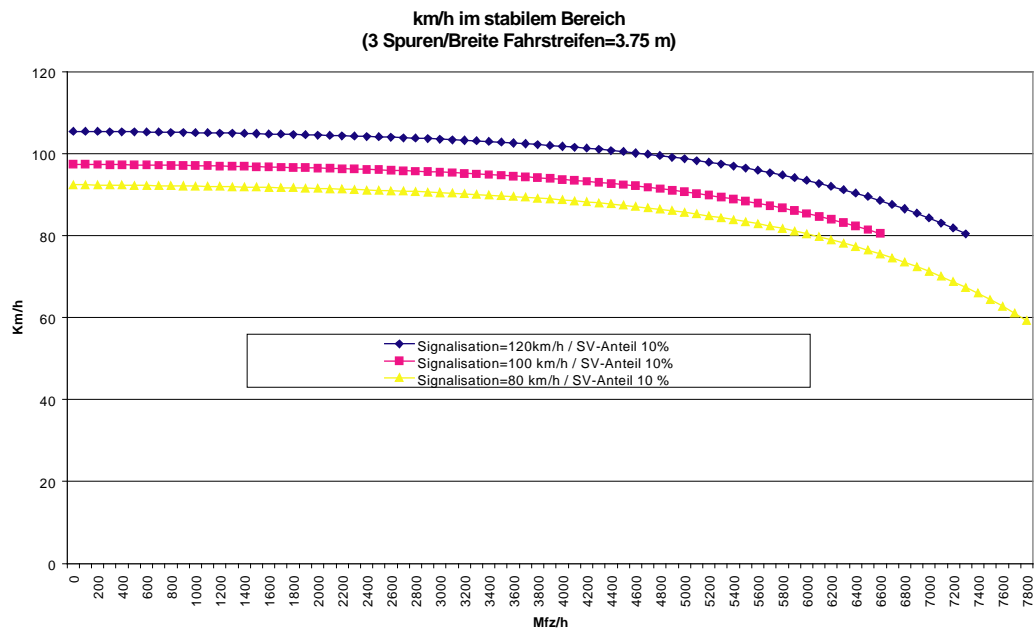


Abb. 5.2: Mittlere Fahrgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Verkehrsstärke und Signalisation – stabiler Verkehrsfluss

### 5.3.4 Schwerververkehrsanteil und Fahrgeschwindigkeit

Für den Koeffizienten  $\beta_5$  der Variablen Schwerververkehrsanteil erhält man den Schätzwert  $b_5 = 0,0116$ . Das positive Vorzeichen bedeutet hier, dass im stabilen Zustand unter sonst gleichen Bedingungen - also insbesondere bei gegebener Verkehrsstärke - die mittlere Fahrgeschwindigkeit mit dem Schwerververkehrsanteil abnimmt. Abb. 5.3 zeigt, dass dieser Effekt bei hohen Verkehrsstärken ganz beträchtlich ist.

Gibt es keine örtliche Geschwindigkeitsbeschränkung (Signalisation=120 km/h), so liegt für 3-streifige Richtungsfahrbahnen mit einer Breite von jeweils 3,75 m bei einer Verkehrsstärke von 6'500 Mfz/h die mittlere Fahrgeschwindigkeit

- bei über 90 km/h falls der Schwerververkehrsanteil 10 % beträgt, jedoch
- nur bei rund 80 km/h bei einem Schwerververkehrsanteil von 20 %.

Hohe Anteile von Fahrzeugen des Schwerververkehrs führen im Bereich höherer Verkehrsstärken also zu einer deutlichen Absenkung des Geschwindigkeitsniveaus.

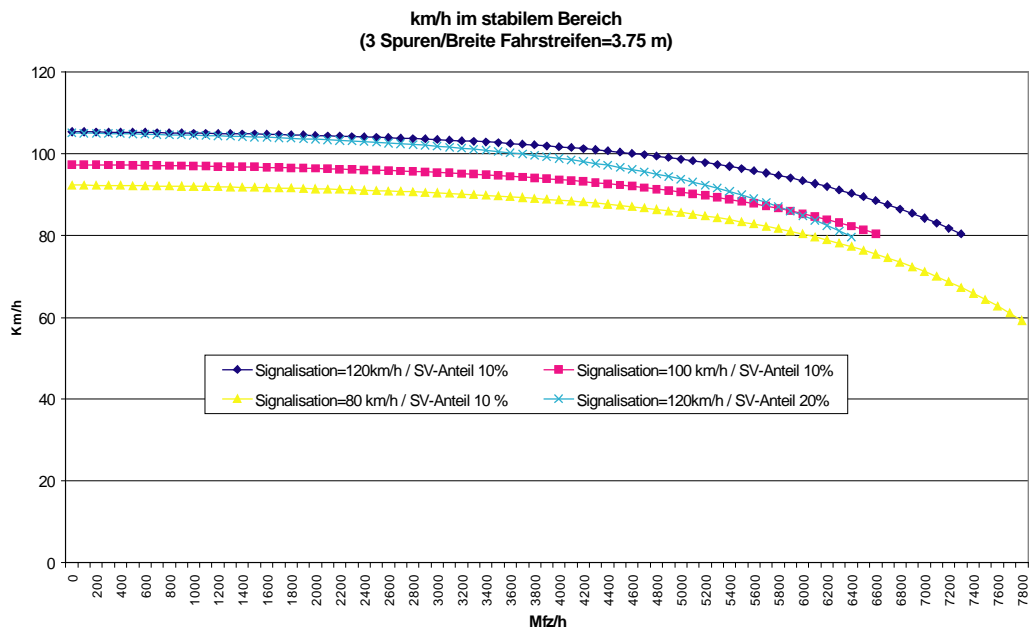


Abb. 5.3: Mittlere Fahrgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Verkehrsstärke, Signalisation und Schwerververkehrsanteil – stabiler Verkehrsfluss

### 5.3.5 Zahl und Breite der Fahrstreifen und Fahrgeschwindigkeit

Die bauliche Gestaltung einer Strecke hat ebenfalls Einfluss auf die mittlere Fahrgeschwindigkeit im stabilen Zustand. Führt man die Variablen „Fahrstreifenzahl“ und „Fahrstreifenbreite“ getrennt in das Regressionsmodell 5-3 ein, so hat der Koeffizient der Fahrstreifenzahl ein positives und der Koeffizient der Fahrstreifenbreite ein negatives Vorzeichen. Demnach sinkt ceteris paribus die Fahrgeschwindigkeit mit der Fahrstreifenzahl, während sie mit der Fahrstreifenbreite ansteigt. Da die aus dem betreffenden Modell resultierenden „Wunschgeschwindigkeiten“ unplausibel niedrig waren, wurde das Modell nicht weiter verwendet.

Hier ist im Übrigen festzustellen, dass wegen des extrem hohen Stichprobenumfanges (Gesamtzahl der untersuchten 5-Minuten-Perioden) auch sehr kleine Unterschiede bereits als statistisch signifikant erscheinen. Insgesamt sprechen die Ergebnisse dafür, dass im stabilen Zustand sich Zahl und Breite der Fahrstreifen nicht oder nur geringfügig auf die mittlere Fahrgeschwindigkeit (Mittelwert über alle Fahrstreifen) auswirken.

### 5.3.6 Signalisation und Fahrgeschwindigkeit

Geschwindigkeitsbeschränkungen wirken sich im stabilen Zustand erwartungsgemäss dämpfend auf die mittlere Fahrgeschwindigkeit aus.

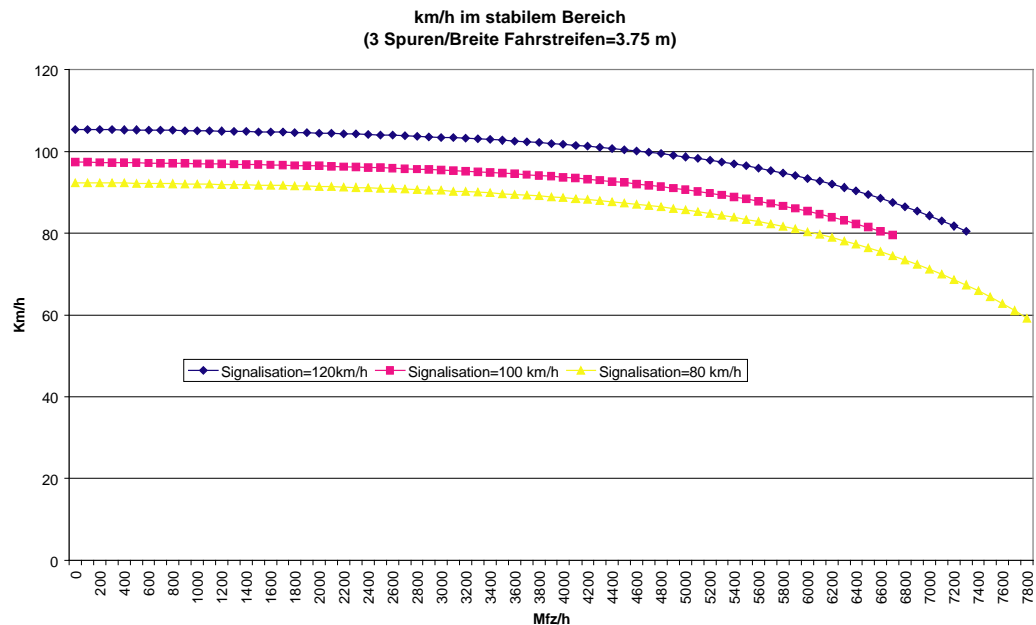


Abb. 5.4: Mittlere Fahrgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Verkehrsstärke und Signalisation – stabiler Verkehrsfluss

Im Regressionsmodell wird der Effekt der Signalisation durch die Koeffizienten  $\beta_0$ ,  $\beta_6$  und  $\beta_7$  dargestellt. Der erwartete Geschwindigkeitsrückgang durch „Tempo 100“ gegenüber der allgemeinen Höchstgeschwindigkeit 120 km/h auf Autobahnen in der Schweiz (Absenkung des Tempolimits um 20 km/h) ist

$$(\beta_0 + \beta_6) - (\beta_0 + \beta_7) = \beta_6 - \beta_7 = 13,0537 - 4,9967 \approx 8,1 \text{ km/h.}$$

Bei „Tempo 80“ im Vergleich zur allgemeinen Höchstgeschwindigkeit 120 km/h (Absenkung des Tempolimits um 40 km/h) beträgt der Rückgang der mittleren Fahrgeschwindigkeit

$$(\beta_0 + \beta_6) - \beta_0 = \beta_6 = 13,0537 \approx 13,1 \text{ km/h.}$$

Wie man sieht, kann durch Geschwindigkeitsbeschränkungen die mittlere Fahrgeschwindigkeit erheblich beeinflusst werden, doch führt eine Absenkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit nicht im selben Masse zu einer Abnahme der mittleren Fahrgeschwindigkeit ( $8,1/20 = 0,41$ ;  $13,1/40 = 0,33$ ).

## 6 Fahrgeschwindigkeit bei instabilem Verkehrsfluss

### 6.1 Regressionsmodell für die Fahrgeschwindigkeit bei instabilem Verkehrsfluss

#### 6.1.1 Grundmodell

Für den instabilen Verkehrszustand kann der Zusammenhang zwischen Verkehrsstärke und mittlerer Fahrgeschwindigkeit durch die folgende quadratische Regressionsfunktion beschrieben werden:

$$6-1 \quad E(v_{it}) = \beta_0 + \beta_1 q_{it}^2,$$

wobei die Parameter  $\beta_k$  ( $k = 0, 1$ ) nichtnegative Werte besitzen (Mahdy, 2002).

In schematischer Form ist die  $q$ - $v$ -Funktion 6-1 in der nachfolgenden Abbildung dargestellt:

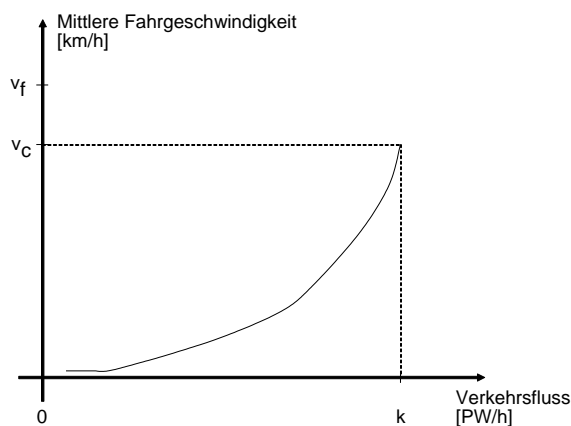


Abb. 6.1:  $q$ - $v$ -Funktion für den instabilen Verkehrszustand in schematischer Darstellung

#### Anmerkungen

Man könnte annehmen, dass die getrennte Analyse des stabilen und instabilen Bereichs ein Konsistenzproblem mit sich bringt, welches darin besteht, dass die aus den beiden  $q$ - $v$ -Funktionen ermittelten Werte für die mittlere Fahrgeschwindigkeit bei der maximalen Verkehrsstärke nicht übereinstimmen. Tatsächlich ist die getrennte Analyse aber unproblematisch, da die beschriebene Unstetigkeit im Einklang mit dem Phänomen des „Capacity Drop“ steht (Banks, 1991; Hall und Agyemang-Duah, 1991).

#### 6.1.2 Inhaltliche Interpretation des Grundmodells

Wie man sieht, hat dieses Modell die folgenden Grundeigenschaften:

- Sinkt bei weiter wachsender Verkehrsdichte nach dem Zusammenbruch des stabilen Verkehrsflusses die Verkehrsstärke unter ihren Maximalwert  $k_i$ , so nimmt der Erwartungswert der mittleren Fahrgeschwindigkeit ausgehend vom kritischen Geschwindigkeitsniveau  $E(v_{it}) = v_{i,C} = \beta_0 + \beta_1 k_i^2$  immer weiter ab.
- Da die Änderung der mittleren Fahrgeschwindigkeit vom Ausgangsniveau der Verkehrsstärke abhängt (1. Ableitung:  $2\beta_1 q_{it}$ ), ist die absolute Geschwindigkeitsabnahme unmittelbar nach dem Zusammenbruch am stärksten.

- Geht die Verkehrsstärke (bei wachsender Verkehrsdichte) gegen Null, so sinkt der Erwartungswert der mittleren Fahrgeschwindigkeit weiter und nähert sich dem Wert  $E(v_{it}) = \beta_0$ , wobei  $\beta_0$  auch gleich Null sein kann.
- Im Fall  $\beta_0 = 0$  besitzt die  $q$ - $v$ -Funktion 6-1 die konstante Elastizität 2: Eine 1-prozentige Abnahme der Verkehrsstärke führt zu einer 2-prozentigen Abnahme der mittleren Fahrgeschwindigkeit.

### 6.1.3 Erweiterungen des Grundmodells

In das Modell können zusätzlich zur Verkehrsstärke  $q_{it}$  weitere Bestimmungsfaktoren der mittleren Fahrgeschwindigkeit einbezogen werden. Hierzu gehören, wie erwähnt, insbesondere strassenseitige Merkmale  $x_i$  (z.B. Anzahl Fahrstreifen), zeitliche Merkmale  $r_t$  (z.B. Tageszeit) und Strukturmerkmale  $w_{it}$  des Verkehrsflussflusses (z.B. Schwerverkehrsanteil). Bei den weiteren Merkmalen kann es sich natürlich auch um Dummy-Variable handeln.

Das multiple Regressionsmodell für die mittlere Fahrgeschwindigkeit im instabilen Verkehrszustand hat folgende Form:

$$6-2 \quad E(v_{it}) = \beta_0 + \beta_1 q_{it}^2 + \beta_2 x_i + \beta_3 r_t + \beta_4 w_{it}.$$

Das Modell 6-2 ist linear in den Parametern. Insofern ist es ohne weiteres möglich, zusätzliche Interaktionsterme in das Modell einzuführen.

Zur Analysemethodik ist ergänzend noch Folgendes anzumerken:

- Um die Cluster-Struktur der Daten zu berücksichtigen, wurde das Modell (analog zum logistischen Modell für das Kollapsrisiko) um zufällige Effekte erweitert. Auf die Koeffizienten hat dies nur geringfügige Auswirkungen; bei den Signifikanzniveaus gab es Änderungen, doch bleiben alle Variable auf dem 5-Prozent-Niveau signifikant.
- Es erwies sich als zweckmässig, den Fall „Signalisation 80 km/h“ wegen des niedrigeren Geschwindigkeitsschwellenwerts (60 km/h) für den Verkehrszusammenbruch von den beiden übrigen Fällen („Signalisation 100 km/h“ und „kein spezielles örtliches Tempolimit“) zu unterscheiden. Im Folgenden werden deshalb zwei getrennte Regressionsfunktionen verwendet.

## 6.2 Empirische Ergebnisse zu den Bestimmungsfaktoren der Fahrgeschwindigkeit bei instabilem Verkehrsfluss

### 6.2.1 Nichtlineare Regressionsfunktion für die mittlere Fahrgeschwindigkeit

Als Bestimmungsfaktoren der mittleren Fahrgeschwindigkeit haben sich die folgenden Grössen herauskristallisiert:

- Verkehrsstärke ( $q$ ) in Mfz/h
- Anteil Schwerverkehr ( $w$ ) in %
- Anzahl Fahrstreifen ( $x$ ), Dummy-Variable (=0, falls 2 Fahrstreifen; =1, falls mehr als 2 Fahrstreifen)

Einschliesslich einer Interaktionsvariablen hat das Modell die folgende Form:

$$6-3 \quad E(v_{it}) = \beta_0 + \beta_1 q_{it}^2 + \beta_2 w_{it} + \beta_3 x_i + \beta_4 x_i q_{it}^2.$$

Der Term  $\beta_3 x_i$  bewirkt eine Verschiebung der Niveaulage der Regressionsfunktion je nach Zahl der Fahrstreifen. Der Interaktionsterm  $\beta_4 x_i q_{it}^2$  trägt dem Umstand Rechnung, dass der Einfluss der Verkehrsstärke auf die Fahrgeschwindigkeit je nach Zahl der Fahrstreifen unterschiedlich sein kann.

Die Schätzung der Parameter lieferte folgendes Ergebnis (ausführliche Dokumentation in Anhang I.3 und I.4):

**Zählstellen/Fahrtrichtungen mit Signalisation 80 km/h**

Parameter Estimates						
Variable	Label	DF	Parameter Estimate	Standard Error	t Value	Pr >  t
Intercept	Intercept	1	15.22250	0.64732	23.52	<.0001
MFZ_H2	quadr. Mfz/h	1	0.00000217	5.517963E-8	39.35	<.0001
Anteil_SV	SV-Ant. %	1	0.46061	0.02769	16.64	<.0001
SpurA	Dummy 3/4 Spuren	1	5.81276	0.65199	8.92	<.0001
SPURAMFZ_H2	Interaktion	1	-0.00000131	5.600841E-8	-23.34	<.0001

**Übrige Zählstellen/Fahrtrichtungen**

Parameter Estimates						
Variable	Label	DF	Parameter Estimate	Standard Error	t Value	Pr >  t
Intercept	Konstante	1	22.60786	0.31644	71.44	<.0001
MFZ_H2	quadr. Mfz/h	1	0.00000251	2.686611E-8	93.27	<.0001
Anteil_SV	SV-Ant. %	1	1.02904	0.00786	130.86	<.0001
SpurA	Dummy 3/4 Spuren	1	31.03294	0.31599	98.21	<.0001
SPURAMFZ_H2	Interaktion	1	-0.00000209	2.732239E-8	-76.38	<.0001

**Beispiel**

Wenn an einem Autobahnquerschnitt in einer bestimmten Fahrtrichtung während eines bestimmten 5-Minuten-Intervalls folgende Bedingungen vorliegen

- Verkehrsstärke 2'000 Mfz/h
- Schwerverkehrsanteil 10 %
- Zahl der Fahrstreifen 2

erhält man folgende Schätzwerte für die mittlere Fahrgeschwindigkeit:

- Signalisation 80 km/h

$$\begin{aligned}
 E(v_{it}) &= 15,22250 + 0,00000217 \cdot 2'000^2 + 0,46061 \cdot 10 + 5,81276 \cdot 0 - \\
 &0,00000131 \cdot 2000^2 \cdot 0 \\
 &= 28,5 \text{ km/h}
 \end{aligned}$$

- Übrige Zählstellen

$$\begin{aligned}
 E(v_{it}) &= 22,60786 + 0,00000251 \cdot 2'000^2 + 1,02904 \cdot 10 + 31,03295 \cdot 0 - \\
 &0,00000209 \cdot 2000^2 \cdot 0 \\
 &= 42,7 \text{ km/h.}
 \end{aligned}$$

**6.2.2 Signalisation und Fahrgeschwindigkeit**

Der Einfluss der Signalisation lässt sich an den unterschiedlichen Niveaunkonstanten der beiden Regressionsmodelle ablesen. An Streckenquerschnitten mit einer Geschwindigkeitsbeschränkung auf 80 km/h ist im Vergleich zu den übrigen Strecken die mittlere Fahrgeschwindigkeit im instabilen Zustand generell niedriger.

Dieser Niveaueffekt ist vorhanden, obgleich in den untersuchten Beobachtungsintervallen auch auf den „übrigen Strecken“ (Strecken ohne Signalisation 80 km/h) wegen des instabilen Zustands die mittlere Fahrgeschwindigkeit stets unter 80 km/h liegt.

### Anmerkung

Da es sich um zwei getrennt geschätzte Regressionsfunktionen handelt, kann die Differenz der Niveaukonstanten ( $22,6 - 15,2 = 7,4$ ) nicht in der Weise interpretiert werden, dass bei Strecken mit Signalisation 80 km/h die mittlere Fahrgeschwindigkeit im instabilen Zustand um ca. 7 km/h niedriger ist als bei den übrigen Strecken.

## 6.2.3 Verkehrsstärke und Fahrgeschwindigkeit

Während im stabilen Zustand hohe Verkehrsstärken mit niedrigen Fahrgeschwindigkeiten einhergehen, ist es im instabilen Zustand gerade umgekehrt: bei hohen Verkehrsstärken sind auch die Fahrgeschwindigkeiten hoch, sie liegen aber deutlich unter dem entsprechenden Geschwindigkeitsniveau des stabilen Zustands. Dieser Niveauunterschied ist ursächlich für die Reisezeitverluste der Verkehrsteilnehmer bei instabilem Verkehrsfluss. Die Koeffizienten des Einflussfaktors „Verkehrsstärke zum Quadrat“ sind in beiden Modellen positiv. Ihre zahlenmässig kleinen Werte hängen mit der Skalierung des Einflussfaktors zusammen (Quadrierung der stündlichen Verkehrsstärke). Für 2-spurige Strecken ist eine direkte Interpretation der Koeffizienten möglich:

### Beispiel

Sinkt im instabilen Zustand (bei weiter ansteigender Verkehrsdichte) die Verkehrsstärke beispielsweise vom Ausgangsniveau  $q_0 = 2'000$  Mfz/h auf  $q_1 = 1'000$  Mfz/h ab, so geht die quadrierte Verkehrsstärke von 4 Mio. auf 1 Mio. - d.h. um 3 Mio.  $(\text{Mfz/h})^2$  - zurück. Als Folge hiervon geht die mittlere Fahrgeschwindigkeit um

$$0,00000217 \cdot 1'732^2 = 0,00000217 \cdot 3'000'000 = 6,5 \text{ km/h} \quad (\text{Signalisation } 80 \text{ km/h})$$

bzw.

$$0,00000251 \cdot 1'732^2 = 0,00000251 \cdot 3'000'000 = 7,5 \text{ km/h} \quad (\text{Übrige Zählstellen})$$

zurück.

In graphischer Form ist der Zusammenhang zwischen Verkehrsstärke und mittlerer Fahrgeschwindigkeit in den beiden nachfolgenden Abbildungen dargestellt. Bei den Darstellungen wurde der Schwerverkehrsanteil jeweils mit 10 % angenommen.

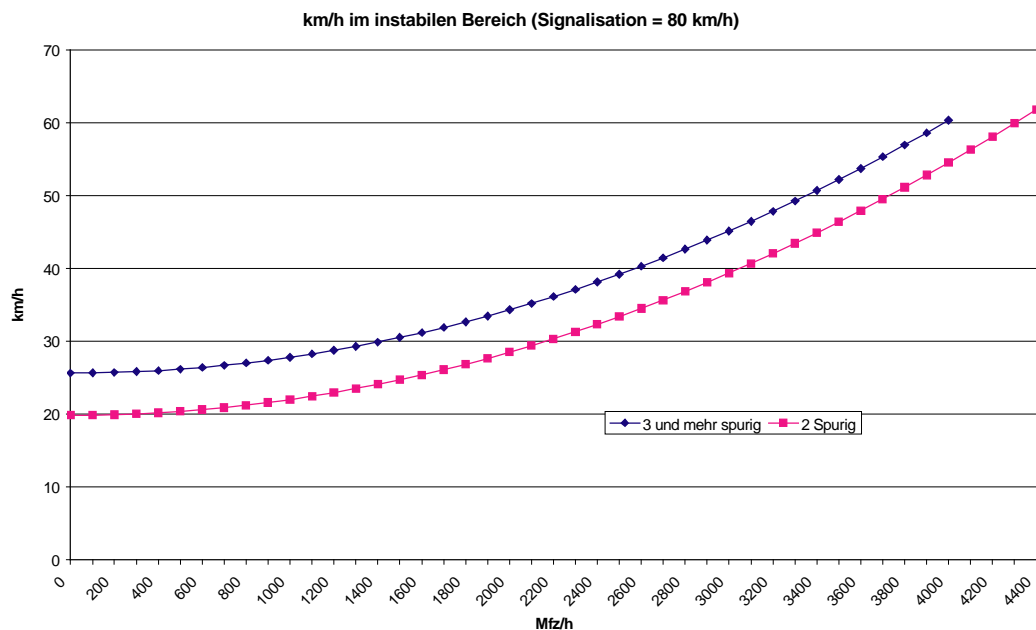


Abb. 6.2: Mittlere Fahrgeschwindigkeit im instabilen Bereich in Abhängigkeit von Verkehrsstärke und Zahl der Fahrstreifen – Signalisation 80 km/h

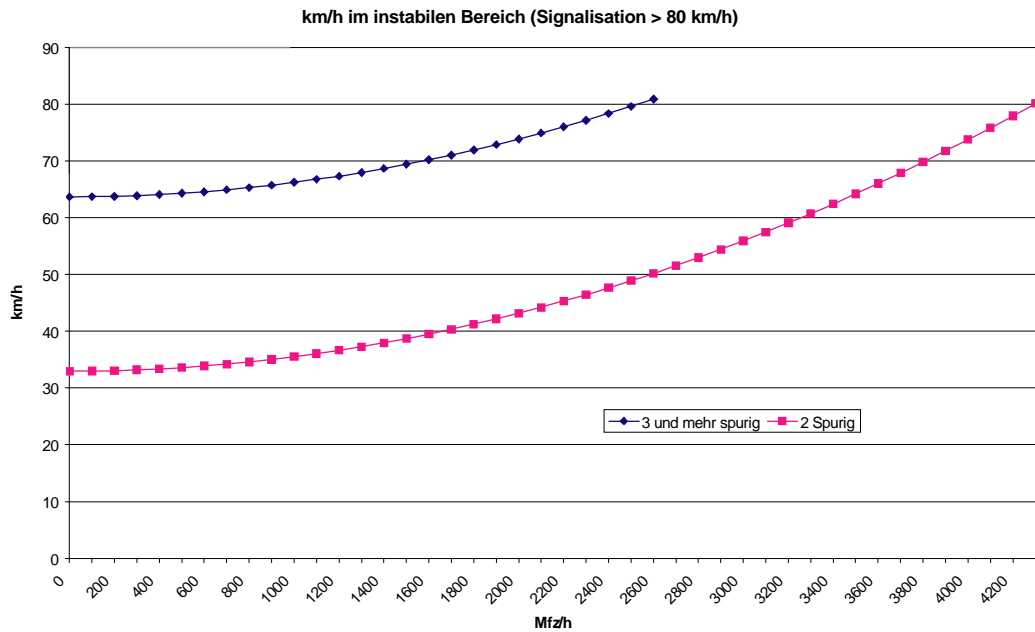


Abb. 6.3: Mittlere Fahrgeschwindigkeit im instabilen Bereich in Abhängigkeit von Verkehrsstärke und Zahl der Fahrstreifen – Signalisation mehr als 80 km/h

#### 6.2.4 Schwerververkehrsanteil und Fahrgeschwindigkeit

Während bei stabilem Verkehrsfluss ein hoher Schwerverkehrsanteil zu niedrigeren Fahrgeschwindigkeiten führt (vgl. Abschnitt 5.3.4), zeigt das positive Vorzeichen des entsprechenden Koeffizienten im Modell 6-3 (0,46061 bzw. 1,02904), dass bei instabilem Verkehrsfluss das Gegenteil der Fall ist. Jeder zusätzliche Prozentpunkt Schwerverkehr *erhöht* ceteris paribus die mittlere Fahrgeschwindigkeit um

rund 0,5 km/h bzw. rund 1 km/h,

je nachdem, ob die Höchstgeschwindigkeit auf 80 km/h beschränkt ist oder nicht.

Der Effekt ist durchaus beträchtlich. So unterscheidet sich bei gegebener Verkehrsstärke und Spurenzahl die mittlere Fahrgeschwindigkeit bei einem Schwerverkehrsanteil von 5 % gegenüber einem Schwerverkehrsanteil von 15 % immerhin um

$$0,46061(15 - 5) = 4,6 \text{ km/h} \quad \text{bzw.} \quad 1,02904(15 - 5) = 10,3 \text{ km/h.}$$

Als Erklärung dieses zunächst überraschenden Effekts kommt die Überlegung in Betracht, dass in Stop-and-go-Situationen bei hohen Schwerverkehrsanteilen tendenziell weniger Spurwechselvorgänge stattfinden, was zu einem homogenerem Verkehrsfluss und damit zu einer höheren Fahrgeschwindigkeit führt.

#### 6.2.5 Zahl der Fahrstreifen und Fahrgeschwindigkeit

Die Zahl der Fahrstreifen wirkt sich, wie Abb. 6.2 und Abb. 6.3 zeigen, auf die mittlere Fahrgeschwindigkeit im instabilen Zustand auf zweierlei Arten aus:

- Haupteffekt: Bei mehr als 2 Fahrstreifen liegt ceteris paribus die mittlere Fahrgeschwindigkeit generell über der mittleren Fahrgeschwindigkeit für 2-spurige Strecken (um  $b_3 \approx 5,8$  bzw.  $b_3 \approx 31,0$  km/h).
- Interaktionseffekt: Der Einfluss der Verkehrsstärke auf die mittlere Fahrgeschwindigkeit ist bei Strecken mit mehr als 2 Spuren deutlich schwächer ausgeprägt als bei den 2-spurigen Strecken.

Formal kann dies wie folgt dargestellt werden:

$$E(v_{it}) = \beta_0 + \beta_1 q_{it}^2 + \beta_2 w_{it} \quad \text{für Strecken mit 2 Fahrstreifen}$$

$$E(v_{it}) = (\beta_0 + \beta_3) + (\beta_1 + \beta_4) q_{it}^2 + \beta_2 w_{it} \quad \text{für Strecken mit mehr als 2 Fahrstreifen}$$

wobei  $\beta_3 > 0$  und  $\beta_4 < 0$ .

Dass bei Strecken mit mehr als 2 Spuren je Richtung die Verkehrsstärke sich im instabilen Zustand nur relativ schwach auf die mittlere Fahrgeschwindigkeit auswirkt, soll durch ein Beispiel veranschaulicht werden.

### Beispiel

Auf einer Strecke mit Signalisation 80 km/h und einem bestimmten Schwerverkehrsanteil sinkt im instabilen Zustand (bei weiter ansteigender Verkehrsdichte) die Verkehrsstärke vom Ausgangsniveau  $q_0 = 2'000$  Mfz/h auf  $q_1 = 1'000$  Mfz/h ab, so dass die quadrierte Verkehrsstärke von 4 Mio. auf 1 Mio. - d.h. um 3 Mio.  $(\text{Mfz/h})^2$  - zurückgeht.

Wenn die Strecke 2 Fahrstreifen hat, so geht die mittlere Fahrgeschwindigkeit um

$$0,00000217 \cdot 1'732^2 = 0,00000217 \cdot 3'000'000 = 6,5 \text{ km/h}$$

zurück. Hat die Strecke mehr als 2 Fahrstreifen, so fällt die Geschwindigkeitsabnahme wesentlich geringer aus:

$$(0,00000217 - 0,00000131) \cdot 1'732^2 = 0,00000086 \cdot 3'000'000 = 2,6 \text{ km/h.}$$

## 7 Zeitverluste im instabilen Verkehrszustand

### 7.1 Grundgedanke

Mit den bisherigen Analysen konnte zunächst gezeigt werden, mit welcher Wahrscheinlichkeit es unter bestimmten Randbedingungen hinsichtlich Verkehrsnachfrage, Verkehrsinfrastruktur und Verkehrsordnung zu einem Zusammenbruch des stabilen Verkehrsflusses, d.h. einem „Kollaps“, kommt. Durch die Untersuchungen zur Fahrgeschwindigkeit ist ferner deutlich geworden, dass bei gegebener Verkehrsstärke - also bei gegebener Rate der „Abfertigung“ der ankommenden Einheiten durch das System Strasse - der Systemzustand (stabil versus instabil) die mittlere Fahrgeschwindigkeit ganz erheblich beeinflusst: Verkehrsteilnehmer, die den instabilen Zustand vorfinden, müssen Zeitverluste in Kauf nehmen<sup>34</sup>.

Bei der Berechnung von Zeitverlusten im instabilen Verkehrszustand ist zu beachten, dass nicht nur die

- Zeitverluste bedingt durch die geringere Geschwindigkeit im Untersuchungsstreckenabschnitt während der instabilen Periode (kurz „Stauperiode“) zu untersuchen sind, sondern auch die
- Zeitverluste, die aus einem eventuell entstehenden Rückstau vor dem betrachteten Streckenabschnitt resultieren (bedingt durch einen Rückstau kann der Streckenabschnitt von nachrückenden Fahrzeugen erst zu einem späteren Zeitpunkt durchfahren werden, auch wenn sich der Stau im Streckenabschnitt unter Umständen bereits aufgelöst hat)

Wenn die Verkehrsnachfrage vom System nicht erfüllt werden kann, kommt es vor dem Engpass zu einem Rückstau. Die Kernfrage im Hinblick auf eine Quantifizierung der Zeitverluste ist nun, *wie viele Fahrzeuge* wegen des Staus den betrachteten Streckenquerschnitt bzw. -abschnitt *wie viel später* erreichen bzw. durchfahren können.

Bei dem hier entwickelten Modell wird die empirisch beobachtete Tagesganglinie für Tage mit Stau einer hypothetischen Tagesganglinie der Verkehrsnachfrage gegenübergestellt. Die hypothetische Ganglinie entspricht dabei der zeitlichen Verteilung des Verkehrs, die man am Untersuchungstag bei stabilem Verkehrsfluss hätte beobachten können. Es versteht sich, dass für die Konstruktion der hypothetischen Tagesganglinie Beobachtungsdaten für Tage ohne Stau benötigt werden.

Das Berechnungsverfahren ist als Verfahren zur vereinfachten Abschätzung der Größenordnung der Zeitverluste an Tagen mit einem oder mehreren instabilen Perioden konzipiert und kommt ohne aufwendige Simulationsrechnungen aus. Es unterscheidet sich insoweit grundlegend von entsprechenden stochastischen Ansätzen der Gegenüberstellung von Verkehrsnachfrage und Kapazität im Sinne einer mikroskopischen oder makroskopischen Monte-Carlo-Simulation (Zurlinden, 2003; Geistefeldt, 2005).

### 7.2 Erläuterung des Modells anhand eines fiktiven Beispiels

#### 7.2.1 Grunddaten des Beispiels

Es wird eine fiktive Zählstelle betrachtet, die an einem Untersuchungstag zu jeder vollen Stunde<sup>35</sup> die Verkehrsstärke [Mfz/h] (Spalte ‚Zählraten‘ in Tabelle 7.1) und die Durchschnittsgeschwindigkeit [km/h] (Spalte ‚Real [km/h]‘ in Tabelle 7.1) der passierenden

<sup>34</sup> Dadurch, dass sich die Reisezeit erhöht, geht Zeit verloren, die für andere Tätigkeiten hätte genutzt werden können. Insofern wird hier nicht von „Reisezeitverlusten“ gesprochen (sarkastisch formuliert „gewinnt“ man ja im Stau Reisezeit hinzu!), sondern von „Zeitverlusten“, wobei auf alternative Verwendungsarten der Zeit abgehoben wird.

<sup>35</sup> Wegen der besseren Übersichtlichkeit werden hier Stunden-Intervalle statt 5-Minuten-Intervalle verwendet

Fahrzeuge ausweist. Weiter wird eine idealtypische Ganglinie (Spalte ‚Ganglinie‘ in Tabelle 7.1) vorgegeben, die die Tagesverteilung der Verkehrsstärke beschreibt, falls kein instabiler Zustand auftritt. Wendet man die Ganglinie auf das Fahrzeugaufkommen am Untersuchungstag an (hier 16'200 Mfz/Tag), resultiert daraus eine Nachfragefunktion (kurz Nachfrage), die jeder Stunde diejenige Verkehrsstärke zuweist, die – falls am Untersuchungstag kein instabiler Bereich vorliegt – gemäß der Ganglinie den Streckenabschnitt<sup>36</sup> passiert hätte (Spalte ‚Nachfrage‘ in Tabelle 7.1). Die Nachfrage [Mfz/h] entspricht somit dem hypothetischen Verkehrsverlauf, also dem Verkehrsverlauf, den man beobachtet hätte, wenn am betreffenden Tag kein Stau aufgetreten wäre.

*Tabelle 7.1: Hypothetische Nachfrage- und Zähl-daten eines Tages in Stundenintervallen*

Uhrzeit	Ganglinie	Nachfrage	Zähl-daten	Real [km/h]	Sta u	Bedienzeit [min]	Verluste [h] (Bedienzeit)	Rück-stau
1:00	0,62%	100	100	100	0	6	0	0
2:00	1,23%	200	200	100	0	6	0	0
3:00	1,85%	300	300	100	0	6	0	0
4:00	2,47%	400	400	100	0	6	0	0
5:00	3,09%	500	500	100	0	6	0	0
6:00	3,70%	600	600	100	0	6	0	0
7:00	6,17%	1'000	500	50	1	12	50	500
8:00	6,17%	1'000	500	50	1	12	50	1'000
9:00	6,17%	1'000	500	50	1	12	50	1.500
10:00	6,17%	1'000	1'500	100	0	6	0	1'000
11:00	6,17%	1'000	100	30	1	20	23	1'900
12:00	6,17%	1'000	400	40	1	15	60	2'500
13:00	6,17%	1'000	1'000	100	0	6	0	2'500
14:00	6,17%	1'000	1'500	100	0	6	0	2'000
15:00	6,17%	1'000	1'500	100	0	6	0	1'500
16:00	6,17%	1'000	1'500	100	0	6	0	1'000
17:00	6,17%	1'000	1'500	100	0	6	0	500
18:00	6,17%	1'000	1'500	100	0	6	0	0
19:00	3,70%	600	600	100	0	6	0	0
20:00	3,09%	500	500	100	0	6	0	0
21:00	2,47%	400	400	100	0	6	0	0
22:00	1,85%	300	300	100	0	6	0	0
23:00	1,23%	200	200	100	0	6	0	0
24:00	0,62%	100	100	100	0	6	0	0

<sup>36</sup> bzw. den Straßenquerschnitt, an dem die Zählstelle positioniert ist

Folgendes wird für die weiteren Berechnungen unterstellt:

- Innerhalb der 24 h haben alle „Tagesfahrzeuge“ den Streckenabschnitt passiert (vor 0:00 Uhr und nach 24:00 Uhr gibt es keinen Rückstau).
- Kein Fahrzeug verlässt aufgrund eines Rückstaus die Autobahn (vereinfachte Annahme).

Mit anderen Worten: Die Anzahl der Staus hat keinen Einfluss auf die Anzahl der Fahrzeuge, die den Streckenabschnitt am Untersuchungstag insgesamt passieren.

### 7.2.2 Zeitverluste durch Unterschreitung der Wunschgeschwindigkeit

Weiter wird unterstellt, dass die Daten der Zählstelle repräsentativ für den gesamten Streckenabschnitt sind (sonst wäre eine Berechnung des Zeitverlusts, der aus der Unterschreitung der Wunschgeschwindigkeit während eines Staus resultiert, nicht möglich). Die Länge des Streckenabschnitts soll sich auf 10 km belaufen<sup>37</sup>. Bei einer Wunschgeschwindigkeit<sup>38</sup> von 100 km/h werden für die Strecke also 6 Minuten Fahrtzeit benötigt ( $= [10 \text{ km}] / [100 \text{ km/h}] \times 60 \text{ min/h}$ ). Die Bedienzeit in Tabelle 7.1 bezeichnet die benötigte Fahrtzeit bei Realgeschwindigkeit (Real [km/h]), also  $[10 \text{ km}] / [\text{Real km/h}] \times 60 \text{ min/h}$ .

Der aus der Unterschreitung der Wunschgeschwindigkeit resultierende Zeitverlust  $B(x)$  in Minuten während der  $x$ -ten Stunde des Tages berechnet sich somit durch

$$B(x) := [\text{Bedienzeit}(x) - 6] \times \text{Zähl}(x) \quad [\text{min}].$$

Insgesamt ergibt sich für den betrachteten Tag somit ein Zeitverlust von

$$B = \sum_{x=1}^{24} B(x) \quad [\text{min}],$$

der aus der Unterschreitung der Wunschgeschwindigkeit auf dem betrachteten Streckenabschnitt resultiert.

### 7.2.3 Rückstaubedingte Zeitverluste

Im obigen Beispiel entsteht nach 6:00 Uhr ein Stau im betrachteten Streckenabschnitt, die Geschwindigkeit sinkt unter 80 km/h. Statt der gemäss der Nachfrage erwarteten 1'000 Fahrzeuge können zwischen 6:00 Uhr und 7:00 Uhr nur 500 Fahrzeuge den Streckenabschnitt passieren. Die anderen 500 Fahrzeuge haben also einen Zeitverlust von einer Zeiteinheit, hier also 1 Stunde.

Die Anzahl der vom Rückstau betroffenen, d.h. wartenden Fahrzeuge  $R(x)$  um  $x$  Uhr (siehe Spalte ‚Rückstau‘ in Tabelle 7.1) berechnet sich durch

*wartende Fahrzeuge um  $x-1$  Uhr*

*+ gemäss Nachfrage erwartete Fahrzeuge zwischen  $x-1$  und  $x$  Uhr*

*- tatsächlich den Streckenabschnitt passierende Fahrzeuge zwischen  $x-1$  und  $x$  Uhr*

bzw.

$$R(1) = \text{Nachfrage}(0, 1) - \text{Zähl}(0, 1),$$

$$R(x) = R(x-1) + \text{Nachfrage}(x-1, x) - \text{Zähl}(x-1, x) \quad \text{für } x > 1.$$

<sup>37</sup> Der relativ hohe Wert von 10 km für die Streckenlänge wurde gewählt, um kleine Fahrtzeitwerte zu vermeiden.

<sup>38</sup> Um das Zahlenbeispiel einfach zu halten, wird für alle staufreien Stundenintervalle unabhängig von der Verkehrsstärke die mittlere Fahrgeschwindigkeit in Höhe der Wunschgeschwindigkeit 100 km/h angesetzt.

Summiert man die Werte  $R(x)$  über alle Tagesstunden  $x$ , so resultiert der nur durch den Rückstau, d.h. durch Wartezeiten bedingte Zeitverlust  $R$  in Stunden:

$$R = \sum_{x=1}^{24} R(x) \quad [\text{h}].$$

Im obigen Beispiel hat sich der Rückstau erst um 18:00 Uhr aufgelöst, obwohl der Streckenabschnitt bereits zwischen 9:00 Uhr und 10:00 Uhr und nach 12:00 Uhr durchgehend mit der Wunschgeschwindigkeit passiert werden konnte. Nach 10:00 Uhr ist im Streckenabschnitt erneut ein (bis 12:00 Uhr andauernder) Stau entstanden. Da sich der Rückstau des vorangehenden Staus allerdings noch nicht aufgelöst hat, sind hier keine weiteren Berechnungen notwendig. Falls nach 18:00 Uhr ein neuer Stau entstanden wäre, müssten obige Berechnungen entsprechend fortgeführt werden. Abb. 7.1 zeigt die Ergebnisse der Beispielrechnung in graphischer Form.

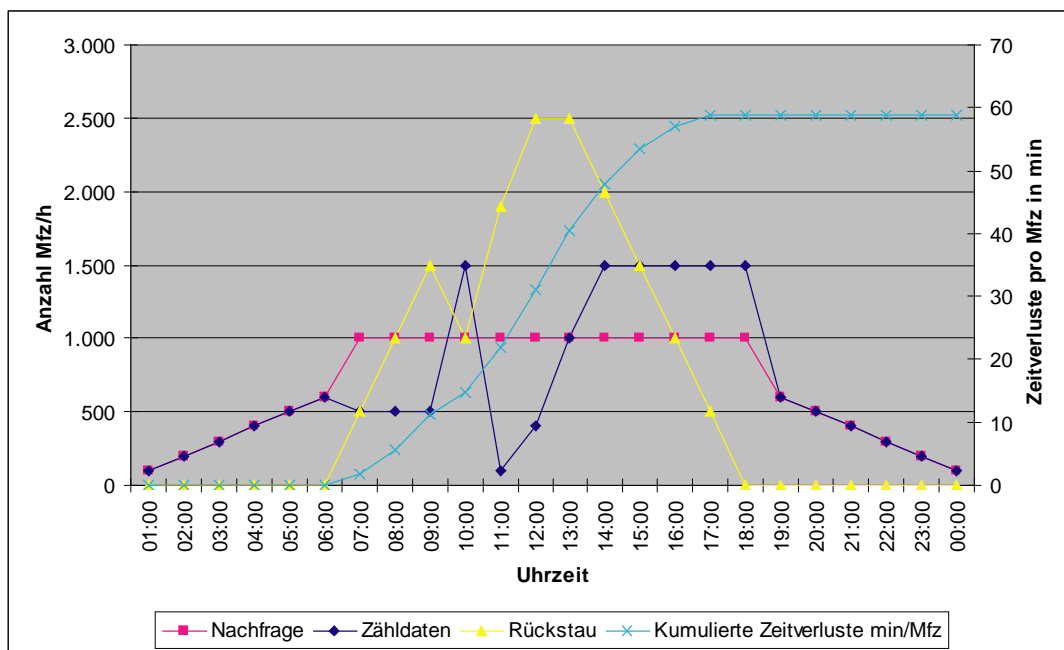


Abb. 7.1: Rückstaubedingte Zeitverluste (Beispieldaten)

Der gesamte Zeitverlust  $V$  ergibt sich als Summe der Zeitverluste aus erhöhter Bedienzeit auf dem untersuchten Streckenabschnitt und der rückstaubedingten Zeitverluste:

$$V = B + R .$$

Wie man Tabelle 7.2 entnehmen kann, ist bezogen auf das Zahlenbeispiel der Zeitverlust  $B$ , der aus der Unterschreitung der Wunschgeschwindigkeit im Streckenabschnitt während der Stauperioden resultiert („nur Bedienzeit“) gegenüber den Zeitverlusten  $R$ , die sich aus dem Rückstau ergeben („nur Rückstau“), vernachlässigbar.

Tabelle 7.2 Resultierende Zeitverluste insgesamt

Zeiteinheit der Messung	nur Bedienzeit ( <i>B</i> )	nur Rückstau ( <i>R</i> )	Gesamt ( <i>V</i> )
Mfz-Stunden	233	15'900	16'133
Mfz-Tage (=24 Mfz-Stunden)	10	663	672
Mfz-Monate (=30 Mfz-Tage)	0	22	22
Mfz-Jahre (=12 Mfz-Monate)	0	2	2
Zeitverlust pro Fahrzeug [min]	1	59	60

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass sich die Zeitverluste auf Fahrzeuge beziehen und nicht etwa auf deren Insassen. Will man Zeitverluste auf Personenebene bestimmen, müssen die Ergebnisse mit einem durchschnittlichen Besetzungsgrad multipliziert werden.

Um sich einen Eindruck von der Aufteilung der Zeitverluste auf die Fahrzeuge zu verschaffen, wurde je Uhrzeit die Anzahl der vom Rückstau betroffenen Fahrzeuge berechnet, untergliedert nach ihrer aktuellen Wartezeit. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7.3 dargestellt. Beispielsweise sind um 12:00 Uhr 2'500 Fahrzeuge vom Rückstau betroffen, wobei 1'000 Fahrzeuge zu dieser Zeit 1 h, 1'000 Fahrzeuge 2 h und 500 Fahrzeuge bereits 3 h verloren haben.

Tabelle 7.3: Rückstaubedingte Wartezeiten nach Uhrzeit und Länge der Wartezeit

Uhrzeit	Anzahl Fahrzeuge nach Wartezeiten		
	1 h	2 h	3 h
07:00	500	0	0
08:00	1'000	0	0
09:00	1'000	500	0
10:00	1'000	0	0
11:00	1'000	900	0
12:00	1'000	1'000	500
13:00	1'000	1'000	500
14:00	1'000	1'000	0
15:00	1'000	500	0
16:00	1'000	0	0
17:00	500	0	0

Auf den ganzen Tag gesehen ergibt sich folgendes Bild:

Es waren 10'000 der insgesamt 16'200 Fahrzeuge vom Rückstau betroffen. Von den betroffenen Fahrzeugen mussten dabei

- 1'000 Fahrzeuge einen Zeitverlust von 3 h,
- 3'900 Fahrzeuge einen Zeitverlust von 2 h und
- 5'100 Fahrzeuge einen Zeitverlust von 1 h

hinnehmen, der alleine aus dem Rückstau resultiert.

## 7.3 Anwendung des Berechnungsverfahrens auf die Daten der Zählstelle Baden Baregg

Die Berechnung der Zeitverluste soll exemplarisch für die Zählstelle Baden Baregg erfolgen. Um sich einen Überblick verschaffen zu können, werden im Folgenden zunächst einige Eckdaten der Zählstelle präsentiert.

### 7.3.1 Eckdaten zum Verkehrsablauf an der Zählstelle

Insgesamt wurden zwischen dem 1. Oktober 2006 und dem 31. Oktober 2007 getrennt nach den beiden Richtungen Zürich Ost und Bern Süd/West kontinuierlich (bis auf wenige Ausnahmen) Daten von 5-Minuten-Intervallen erhoben. Daraus resultieren 393 „vollständige“ Beobachtungstage (d.h. für alle zugehörigen 5-Minuten-Intervalle liegen für beide Richtungen Daten vor). Die Beobachtungstage verteilen sich wie in Tabelle 7.4 dargestellt auf die einzelnen Monate und Wochentagstypen.

*Tabelle 7.4: Anzahl Beobachtungstage an der Zählstelle 97 Baden Bareggtunnel getrennt nach Wochentag und Monat*

Monat	Sonn- und Feiertag	Montag	Dienstag	Mittwoch	Donnerstag	Freitag	Samstag
Januar	5	4	5	5	4	4	4
Februar	4	4	4	4	4	4	4
März	4	4	4	4	5	5	5
April	7	4	4	4	4	3	4
Mai	6	3	5	5	4	4	4
Juni	4	4	4	4	4	5	5
Juli	5	5	5	4	4	4	4
August	5	4	4	4	5	5	4
September	5	3	4	4	4	4	5
Oktober	8	10	10	9	8	8	7
November	4	4	4	5	5	4	4
Dezember	7	3	3	4	4	5	5

In den folgenden Tabellen sind für die beiden Richtungen die Anteile der Tage mit instabilem Verkehr, die durchschnittliche Anzahl von Stauperioden an Tagen mit instabilem Verkehr bzw. die durchschnittliche Staulänge [min] ausgewiesen, getrennt nach Wochentagstyp und Monat.

*Tabelle 7.5: Anteil der Wochentage mit instabilem Verkehr für die Zählstelle 97 Baden Baregg, Richtung Zürich Ost getrennt nach Wochentag und Monat*

<b>Monat</b>	<b>Sonn- und Feiertag</b>	<b>Montag</b>	<b>Dienstag</b>	<b>Mittwoch</b>	<b>Donnerstag</b>	<b>Freitag</b>	<b>Samstag</b>
Januar	0%	0%	40%	20%	50%	0%	0%
Februar	0%	25%	50%	50%	0%	0%	25%
März	0%	50%	50%	25%	20%	40%	20%
April	0%	50%	25%	0%	50%	0%	0%
Mai	0%	0%	20%	20%	25%	0%	0%
Juni	0%	0%	25%	50%	25%	20%	0%
Juli	0%	40%	0%	0%	0%	0%	0%
August	0%	75%	25%	25%	0%	0%	0%
September	0%	33%	25%	50%	50%	25%	20%
Oktober	0%	40%	40%	44%	25%	0%	0%
November	0%	25%	0%	0%	40%	25%	0%
Dezember	0%	67%	33%	0%	0%	0%	0%

*Tabelle 7.6: Anteil der Wochentage mit instabilem Verkehr für die Zählstelle 97 Baden Baregg, Richtung Bern Süd/West getrennt nach Wochentag und Monat*

<b>Monat</b>	<b>Sonn- und Feiertag</b>	<b>Montag</b>	<b>Dienstag</b>	<b>Mittwoch</b>	<b>Donnerstag</b>	<b>Freitag</b>	<b>Samstag</b>
Januar	40%	100%	100%	100%	100%	100%	75%
Februar	25%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
März	50%	75%	75%	75%	100%	100%	60%
April	14%	75%	100%	100%	100%	100%	25%
Mai	33%	33%	80%	100%	100%	50%	25%
Juni	25%	50%	100%	100%	100%	80%	0%
Juli	0%	40%	60%	50%	75%	50%	0%
August	20%	75%	75%	100%	80%	100%	0%
September	0%	67%	75%	75%	75%	100%	40%
Oktober	38%	100%	70%	89%	88%	88%	29%
November	100%	100%	100%	100%	100%	100%	75%
Dezember	43%	100%	100%	100%	100%	100%	80%

*Tabelle 7.7: Durchschnittliche Anzahl Stauperioden an Tagen mit instabilem Verkehr für die Zählstelle97 Baden Baregg tunnel, Richtung Zürich Ost getrennt nach Wochentag und Monat*

Monat	Sonn- und Feiertag	Montag	Dienstag	Mittwoch	Donnerstag	Freitag	Samstag
Januar	-	-	1,00	4,00	1,50	-	-
Februar	-	1,00	1,50	1,50	-	-	-
März	-	1,50	2,00	3,00	4,00	6,00	-
April	-	1,00	1,00	-	1,50	-	-
Mai	-	-	1,00	1,00	1,00	-	-
Juni	-	-	2,00	2,00	1,00	2,00	-
Juli	-	2,00	-	-	-	-	-
August	-	2,00	2,00	4,00	-	-	-
September	-	1,00	2,00	1,50	1,50	7,00	-
Oktober	-	1,25	1,50	1,25	1,00	-	-
November	-	2,00	-	-	1,00	1,00	-
Dezember	-	1,00	4,00	-	-	-	-

*Tabelle 7.8: Durchschnittliche Anzahl Stauperioden an Tagen mit instabilem Verkehr für die Zählstelle97 Baden Baregg tunnel, Richtung Bern Süd/West getrennt nach Wochentag und Monat*

Monat	Sonn- und Feiertag	Montag	Dienstag	Mittwoch	Donnerstag	Freitag	Samstag
Januar	1,50	2,25	2,80	3,20	2,75	2,75	3,67
Februar	3,00	3,75	2,00	2,50	3,25	2,00	3,25
März	1,50	2,00	2,00	4,00	4,60	4,60	2,00
April	1,00	2,67	3,00	1,50	3,00	2,67	1,00
Mai	1,50	4,00	2,50	1,60	2,00	3,00	1,00
Juni	2,00	2,50	1,75	3,00	1,75	3,75	-
Juli	-	4,50	2,67	1,50	2,00	1,50	-
August	1,00	1,00	2,67	3,25	1,75	1,80	-
September	-	3,00	2,00	2,00	1,33	3,25	2,00
Oktober	4,00	2,50	2,71	2,13	4,57	3,14	1,00
November	2,75	4,25	3,25	3,60	3,60	2,50	3,00
Dezember	2,33	4,00	2,67	3,00	3,00	2,40	1,75

*Tabelle 7.9: Durchschnittliche Staudauer in Minuten für die Zählstelle 97 Baden Baretgtunnel, Richtung Zürich Ost getrennt nach Wochentag und Monat*

<b>Monat</b>	<b>Sonn- und Feiertag</b>	<b>Montag</b>	<b>Dienstag</b>	<b>Mittwoch</b>	<b>Donnerstag</b>	<b>Freitag</b>	<b>Samstag</b>
Januar	-	-	33	190	42	-	-
Februar	-	45	27	12	-	-	-
März	-	17	64	25	51	84	-
April	-	18	10	-	18	-	-
Mai	-	-	95	10	35	-	-
Juni	-	-	63	29	15	63	-
Juli	-	29	-	-	-	-	-
August	-	17	20	20	-	-	-
September	-	25	15	18	72	99	-
Oktober	-	41	26	45	63	-	-
November	-	10	-	-	53	10	-
Dezember	2,33	4,00	2,67	3,00	3,00	2,40	1,75

*Tabelle 7.10: Durchschnittliche Staudauer in Minuten für die Zählstelle 97 Baden Baretgtunnel, Richtung Bern Süd/West getrennt nach Wochentag und Monat*

<b>Monat</b>	<b>Sonn- und Feiertag</b>	<b>Montag</b>	<b>Dienstag</b>	<b>Mittwoch</b>	<b>Donnerstag</b>	<b>Freitag</b>	<b>Samstag</b>
Januar	35	30	33	75	41	37	18
Februar	20	19	41	43	17	31	18
März	13	28	23	57	54	30	33
April	175	26	38	39	26	13	20
Mai	45	39	22	34	27	43	115
Juni	10	31	29	41	26	49	-
Juli	-	42	36	38	34	40	-
August	415	15	26	46	14	13	-
September	-	37	40	95	115	36	66
Oktober	31	24	35	26	22	27	20
November	24	47	46	54	52	49	29
Dezember	17	36	48	50	37	73	35

### 7.3.2 Bestimmung der Ganglinien der Verkehrsnachfrage

Die für das Modell benötigten Ganglinien der Verkehrsnachfrage (als ideale Verteilung des Verkehrsflusses an staufreien Tagen auf Basis von 5-Minuten-Intervallen) für die Zählstelle Baden Baretgtunnel wurden je Tagestyp, Monat und Richtung aus den Daten der staufreien Tage berechnet. Falls es für eine Tagestyp-Monat-Richtung-Kombination keinen staufreien Tag gab, wurde die Ganglinie aus den staufreien 5-Minuten-Intervallen (gegebenenfalls unter Zuhilfenahme linearer Interpolationsmethoden wenn in Abhängigkeit der Uhrzeit kein staufreies Intervall existierte) bestimmt. Die folgenden Abbildungen zeigen exemplarisch einige Ganglinientypen.



Abb. 7.2: Ganglinie für einen Mittwoch im Oktober für die Richtung Bern Süd/West

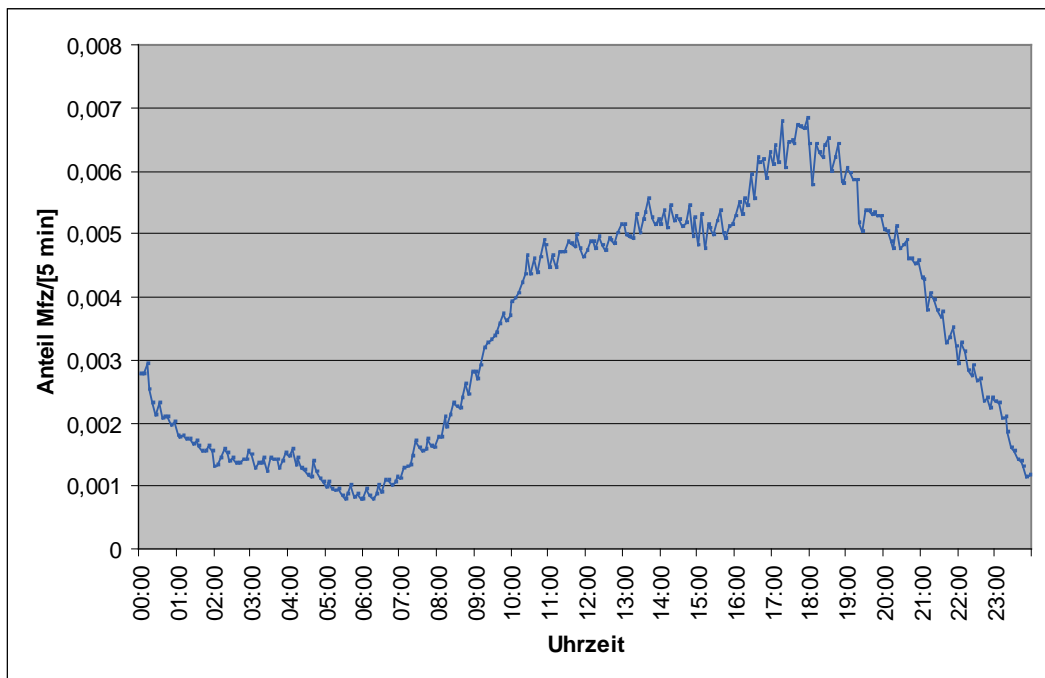


Abb. 7.3: Ganglinie für einen Sonntag im September für die Richtung Bern Süd/West

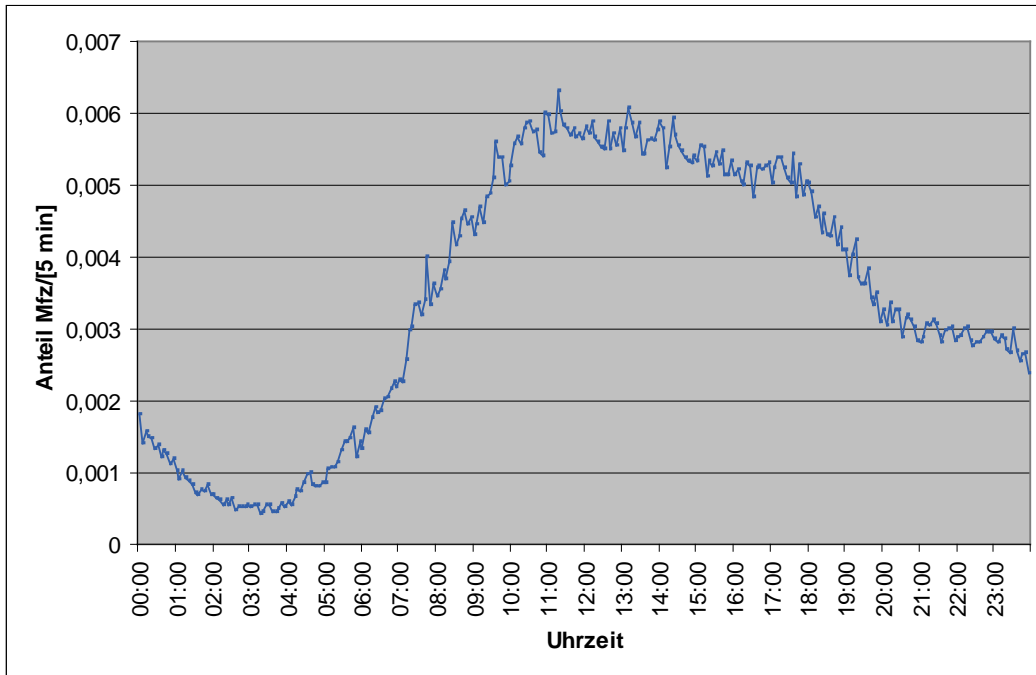


Abb. 7.4: Ganglinie für einen Samstag im Juli für die Richtung Zürich Ost

### 7.3.3 Berechnung der staubedingten Zeitverluste an der Zählstelle

Wendet man nun die zuvor beschriebene Methode zur Bestimmung von Zeitverlusten auf die realen Daten der Zählstelle Baden Baregtunnel an, ist Folgendes zu beachten: Im Allgemeinen werden die Zähldaten von den idealtypischen Nachfragedaten, die aus der entsprechend vorgegebenen Ganglinie resultieren, auch aus Gründen, die nicht mit einem Stau in Verbindung stehen, abweichen. Daher werden zur Bestimmung des Zeitverlusts, der aus den Rückstaus resultiert, jeweils nur die Werte ab Stauanfang (falls kein Rückstau vorliegt, der aus einem vorangegangenen Stau resultiert) bis Auflösung des Rückstaus (Wert in der Spalte Rückstau in Tabelle 7.1 ist Null bzw. wird negativ) addiert, wobei der Rückstau erst ab Staubeginn berechnet wird (mittels der Nachfragezählwerten); eventuell ‚wartende‘ Fahrzeuge zu Staubeginn werden also nicht beachtet. Die Summe der jeweiligen Teilsummen ergibt dann den durch Rückstaus induzierten Zeitverlust am Untersuchungstag. Weiter ist die Länge des Streckenabschnitts, der im Stauffall nicht mit der Wunschgeschwindigkeit durchfahren werden kann, unbekannt, da nur an einem Strassenquerschnitt gemessen wird; daher lassen sich die Zeitverluste, die aus der geringeren Geschwindigkeit im Streckenabschnitt resultieren, a priori nicht bestimmen.

Basierend auf der beschriebenen Modellrechnung ergeben sich für die Zählstelle Baden Baregtunnel in Abhängigkeit der Richtung die in den folgenden beiden Tabellen ausgewiesenen durchschnittlichen täglichen rückstaubedingten Zeitverluste, unterteilt nach Wochentagstyp und Monat. Dabei sind auch die „staufreien Tage“ in die Berechnung eingeflossen.

*Tabelle 7.11: Durchschnittliche tägliche rückstaubedingte Reisezeitverluste [min/Mfz] für die Zählstelle 97 Baden Baregg tunnel, Richtung Zürich Ost getrennt nach Wochentag und Monat*

Monat	Sonn- und						
	Feiertag	Montag	Dienstag	Mittwoch	Donnerstag	Freitag	Samstag
Januar	0,00	0,00	0,00	3,88	2,56	0,00	0,00
Februar	0,00	0,00	0,30	0,07	0,00	0,00	0,00
März	0,00	0,14	7,56	0,59	0,40	16,17	0,00
April	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mai	0,00	0,00	4,65	0,00	0,04	0,00	0,00
Juni	0,00	0,00	1,19	2,10	0,75	2,01	0,00
Juli	0,00	1,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
August	0,00	0,53	2,06	0,00	0,00	0,00	0,00
September	0,00	0,00	0,34	0,00	0,57	6,78	5,56
Oktober	0,00	2,55	0,94	1,36	0,02	0,00	0,00
November	0,00	0,00	0,00	0,00	0,35	0,02	0,00
Dezember	0,00	0,15	1,29	0,00	0,00	0,00	0,00

*Tabelle 7.12: Durchschnittliche tägliche rückstaubedingte Reisezeitverluste [min/Mfz] für die Zählstelle 97 Baden Baregg tunnel, Richtung Bern Süd/West getrennt nach Wochentag und Monat*

Monat	Sonn- und						
	Feiertag	Montag	Dienstag	Mittwoch	Donnerstag	Freitag	Samstag
Januar	0,05	2,08	0,84	1,87	0,73	0,01	0,83
Februar	0,01	1,21	0,73	0,44	0,45	0,49	0,79
März	0,89	0,73	2,55	0,18	3,14	5,15	7,46
April	0,91	3,39	0,57	2,24	0,15	0,07	0,13
Mai	1,74	0,78	0,10	1,50	0,32	0,20	0,04
Juni	0,00	0,56	0,12	0,41	2,42	3,03	0,00
Juli	0,00	0,75	0,20	0,18	0,02	0,00	0,00
August	0,00	0,46	1,41	2,03	1,21	0,22	0,00
September	0,00	0,98	1,97	0,53	3,87	0,74	8,80
Oktober	0,90	1,53	0,92	0,47	0,53	0,25	0,02
November	4,95	1,17	3,04	2,63	3,66	1,50	1,01
Dezember	0,00	3,93	3,06	4,18	0,37	0,32	2,68

**Zählstelle Baden Baregtunnel Richtung Bern Süd/West am 23. Oktober 2006**

Anzahl Fahrzeuge:	57.924
Anzahl Staus:	1
Staubeginn:	7:15 Uhr
Stauende:	9:10 Uhr
Staudauer:	115 Minuten
Auflösung des Rückstaus:	24:00 Uhr
Mittlerer Zeitverlust bedingt durch den Rückstau [min/Mfz]:	6,39 min

In der folgenden Abb. 7.5 und Abb. 7.6 sind die gezählten Verkehrsstärken den nachgefragten Verkehrsstärken – gemessen in Anzahl Fahrzeuge pro 5-Minuten-Intervall – im Tagesverlauf gegenübergestellt. Wie man sieht, stimmen diese im stabilen Bereich bis 7:15 relativ gut überein. Deutlich zeichnet sich der Einbruch der Verkehrsstärke (gegenüber der Nachfrage) im Stauintervall ab 8:00 Uhr ab. Wie man Abb. 7.6 entnehmen kann, löst sich der durch den Stau um 7:15 Uhr induzierte Rückstau erst um 24:00 Uhr wieder auf.

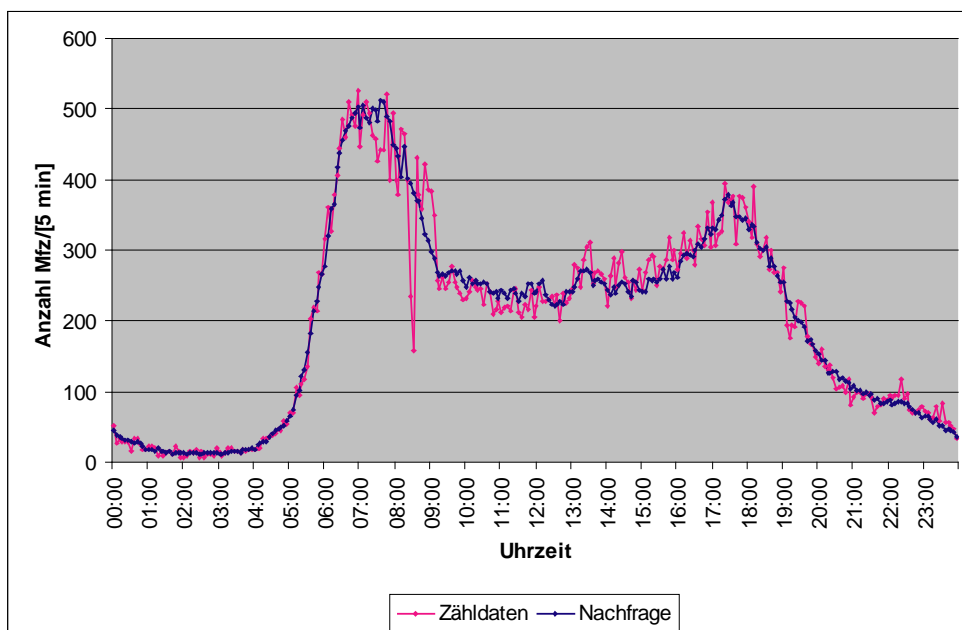


Abb. 7.5: Gegenüberstellung der tatsächlichen und hypothetischen Verkehrsstärken; Baden Baregtunnel Richtung Bern Süd/West am 23. Oktober 2006

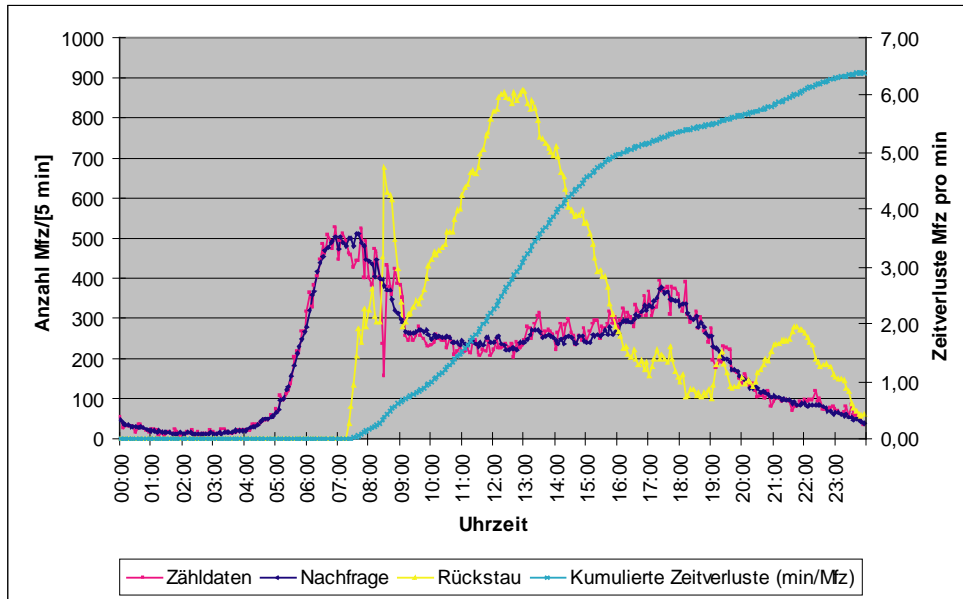


Abb. 7.6: Rückstaubedingte Reisezeitverluste; Baden Baregg Richtung Bern Süd/West am 23. Oktober 2006

**Zählstelle Baden Bareggtunnel Richtung Bern Süd/West am 12. Oktober 2006**

Anzahl Fahrzeuge:	58.703
Anzahl Staus:	1
Staubeginn:	10:15 Uhr
Stauende:	10:25 Uhr
Staudauer:	10 Minuten
Auflösung des Rückstaus:	10:45 Uhr
Mittlerer Zeitverlust bedingt durch den Rückstau [min/Mfz]:	0,03 min.

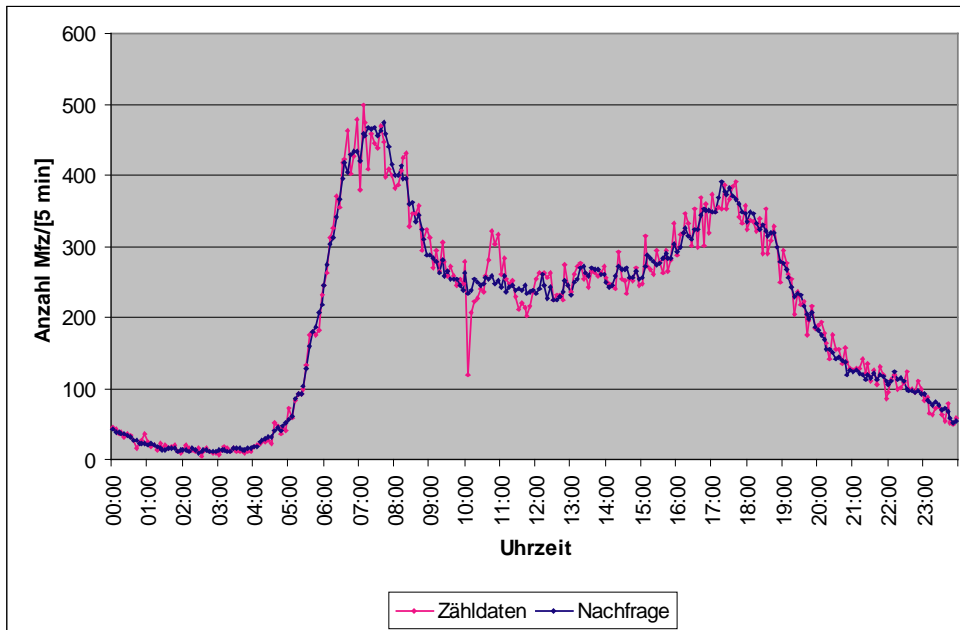


Abb. 7.7: Gegenüberstellung der tatsächlichen und idealen Verkehrsstärken; Baden Baregg Richtung Bern Süd/West am 12. Oktober 2006

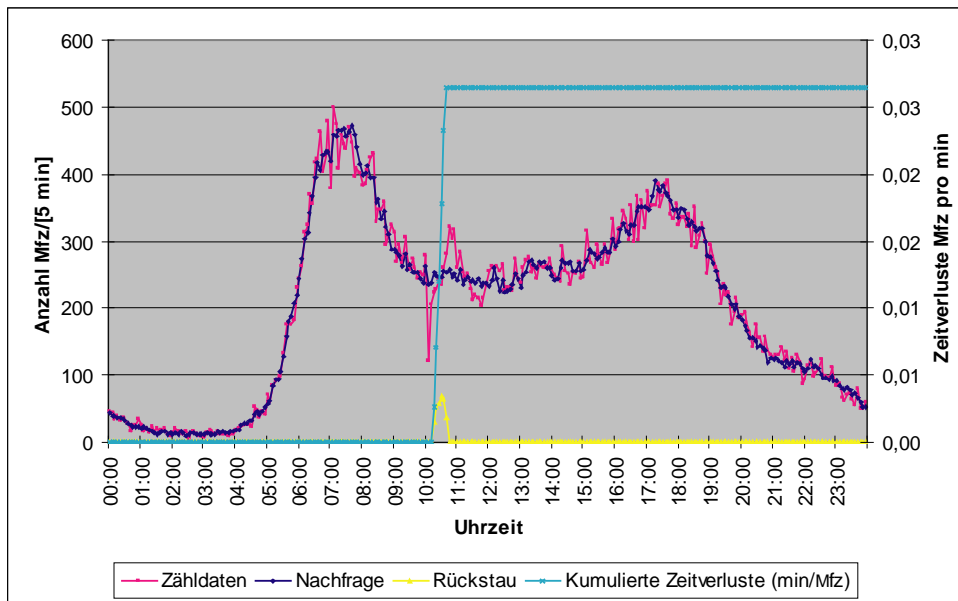


Abb. 7.8: Rückstaubedingte Reisezeitverluste; Baden Baregg Richtung Bern Süd/West am 12. Oktober 2006

#### Zählstelle Baden Bareggtunnel Richtung Zürich Ost am 15. Februar 2007

Anzahl Fahrzeuge:	58.703
Anzahl Staus:	2
Staubeginn 1:	16:35 Uhr
Stauende 1:	16:45 Uhr
Staudauer 1:	10 Minuten
Staubeginn 2:	18:30 Uhr
Stauende 2:	19:20 Uhr
Staudauer 2:	50 Minuten
Auflösung des aus Stau 1 resultierenden Rückstaus:	19:20 Uhr
Mittlerer Zeitverlust bedingt durch den Rückstau [min/Mfz]:	1.72 min

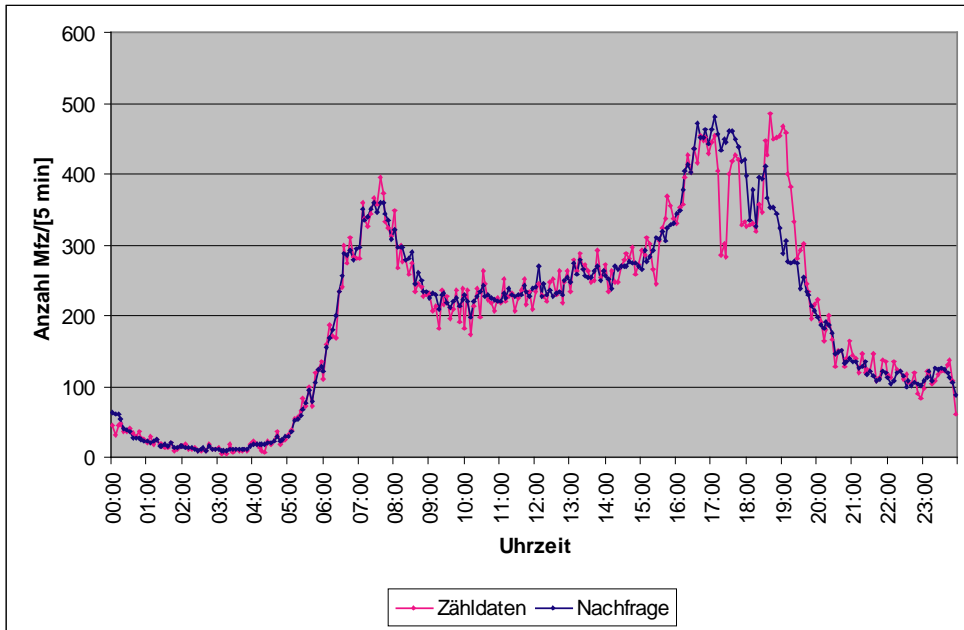


Abb. 7.9: Gegenüberstellung der tatsächlichen und hypothetischen Verkehrsstärken; Baden Baretunnel Richtung Zürich Ost am 15. Februar 2007

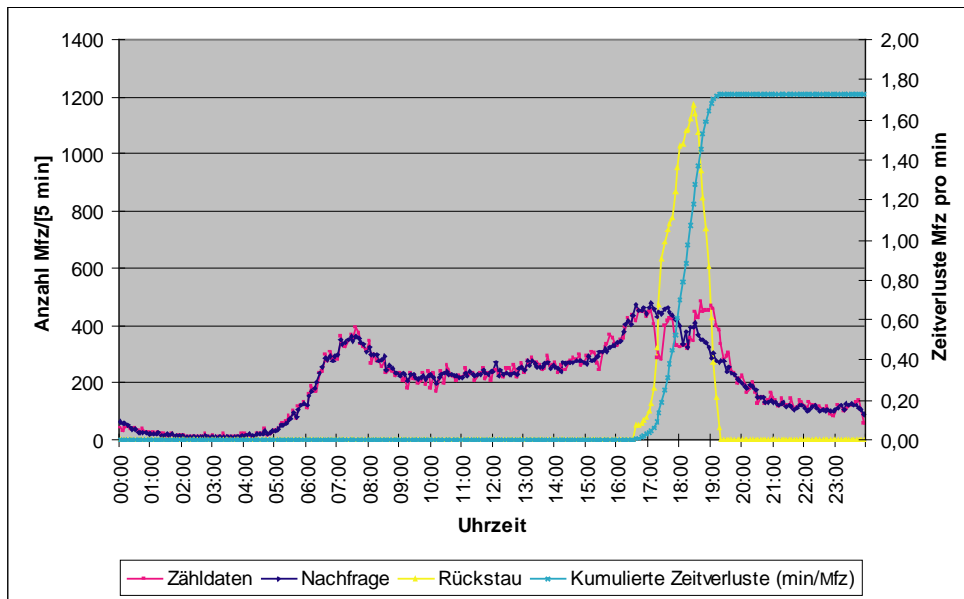


Abb. 7.10: Rückstaubedingte Reisezeitverluste; Baden Baretunnel Richtung Zürich Ost am 15. Februar 2007

**Zählstelle Baden Baretunnel Richtung Bern Süd/West am 17. Februar 2007**

Anzahl Fahrzeuge: 52.859  
 Anzahl Staus: 8  
 Staubeginn 1: 00:05 Uhr  
 Stauende 1: 00:20 Uhr  
 Staudauer 1: 15 Minuten.  
 Staubeginn 2: 00:45 Uhr

Stauende 2:	01:15 Uhr
Staudauer 2:	30 Minuten
Staubeginn 3:	01:20 Uhr
Stauende 3:	01:50 Uhr
Staudauer 3:	30 Minuten
Staubeginn 4:	01:55 Uhr
Stauende 4:	02:05 Uhr.
Staudauer 4:	10 Minuten
Staubeginn 5:	02:20 Uhr
Stauende 5:	02:45 Uhr
Staudauer 5:	25 Minuten
Staubeginn 6:	02:50 Uhr
Stauende 6:	03:05 Uhr
Staudauer 6:	15 Minuten
Staubeginn 7:	03:40 Uhr.
Stauende 7:	03:50 Uhr
Staulänge 7:	10 Minuten.
Staubeginn 8:	16:40 Uhr
Stauende 8:	17:00 Uhr
Staudauer 8:	20 Minuten

Auflösung des aus Stau 1 resultierenden Rückstaus: 16:25 Uhr.  
 Mittlerer Zeitverlust bedingt durch den Rückstau [min/Mfz]: 3,08 min.

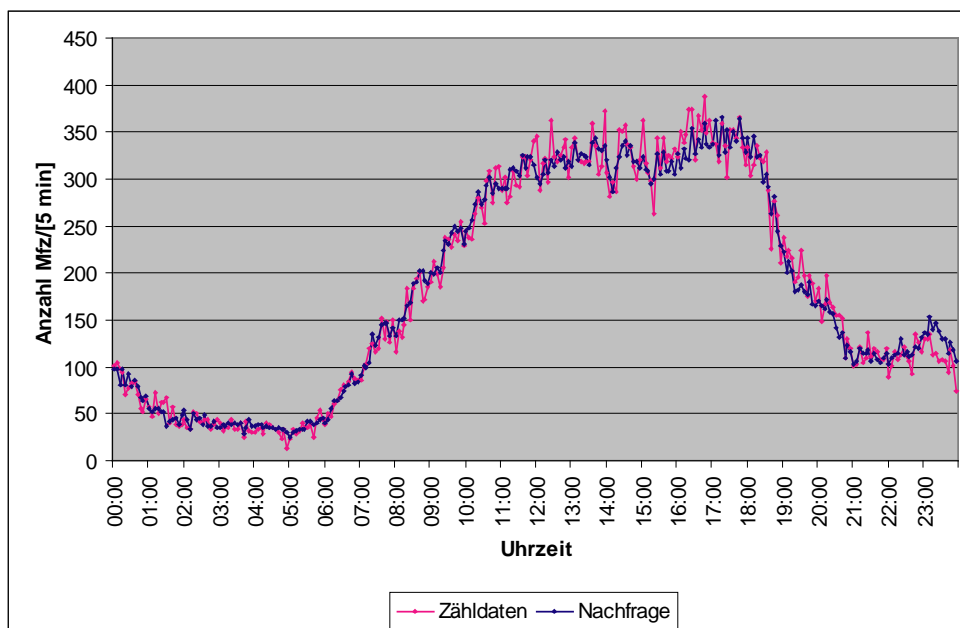


Abb. 7.11: Gegenüberstellung der tatsächlichen und hypothetischen Verkehrsstärken; Baden Baregg Tunnel Richtung Zürich Ost am 17. Februar 2007

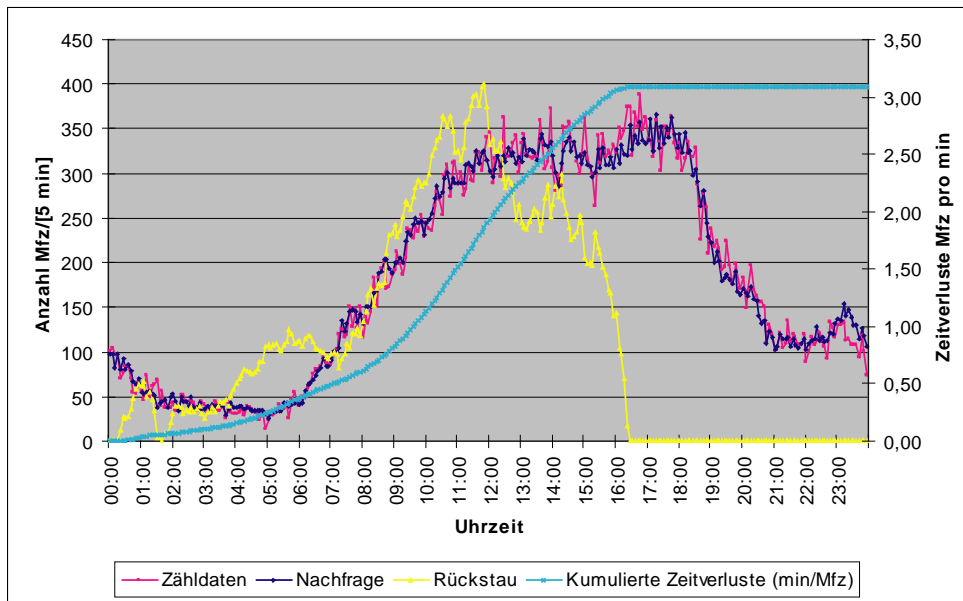


Abb. 7.12: Rückstaubedingte Reisezeitverluste; Baden Baretunnel Richtung Bern Süd/West am 17. Februar 2007

## 7.4 Praktische Umsetzung des Berechnungsverfahrens

Das hier entwickelte Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Zeitverluste wurde mit empirischen Daten zu Verkehrsstärken und Fahrgeschwindigkeiten beispielhaft angewendet. Nach der im vorliegenden Kapitel gegebenen Verfahrensanleitung sind praktische Anwendungen im Rahmen von Verkehrsuntersuchungen und Planungsstudien möglich. Die dabei gewonnenen Erfahrungen können gegebenenfalls zur weiteren Verbesserung der Methodik der Schätzung von staubedingten Zeitverlusten auf konkreten Streckenabschnitten genutzt werden.

Die Berechnung der Zeitverluste an Tagen mit „Stau“ nach dem hier entwickelten Verfahren erfolgte mit Hilfe der Statistik-Software SPSS. Mit dieser Software wurden sowohl die hypothetischen Tagesganglinien der Nachfrage als auch die rückstaubedingten Zeitverluste ermittelt, die sich aus der Gegenüberstellung der realen und hypothetischen Verkehrsstärken in den 5-Minuten-Intervallen des „Stautages“ ergeben. Wegen des sehr grossen Datenumfanges kommt die Umsetzung des Verfahrens mit Excel in der Regel nicht in Betracht.

## 8 Diskussion der Ergebnisse

Der Nutzen der vorliegenden Arbeit besteht darin, dass Dank der gewonnenen Kenntnisse über die Erscheinungsformen und Bestimmungsgrößen der Fahrmuster auf Autobahnen die mit Aus- und Neubaumassnahmen verbundenen Veränderungen bei den Fahrzeiten und in einem weiteren Schritt auch bei den Schadstoffemissionen zutreffender als bisher berechnet werden können. Im Zusammenhang mit ZMB und UVP wurde bislang „mehr Verkehr“ mit „mehr Schadstoffemissionen“ gleichgesetzt, da in den meisten Fällen ein direkter proportionaler Zusammenhang unterstellt wurde. In Zukunft kann einem durch Infrastrukturausbau besseren Verkehrsablauf Rechnung getragen werden, was zu Fahrzeiterparnissen und geringeren Schadstoffemissionen führen kann, selbst wenn durch die Anlage Neuverkehr erzeugt wird.

Die Umsetzung der Forschungsergebnisse in die Praxis kann erfolgen, indem ein zu untersuchendes Strassenteilstück in Abschnitte mit homogener Streckencharakteristik eingeteilt wird. Gestützt auf die jeweiligen strassenseitigen Charakteristika wie auch die Merkmale der Verkehrsnachfrage kann das massgebliche Fahrverhalten vor und nach dem Ausbau bestimmt werden. Eine Umsetzung der Forschungsergebnisse in der Planungspraxis ist somit direkt möglich.

## Anhänge

I.1	Zählstellenübersicht und –Standort .....	75
I.2	Logistisches Regressionsmodell für das Kollapsrisiko .....	78
I.3	Regressionsmodell für die Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss.....	81
I.4	Regressionsmodell für die Fahrgeschwindigkeit bei instabilem Verkehrsfluss.....	82

# I Anhänge

## I.1 Zählstellenübersicht und –Standort

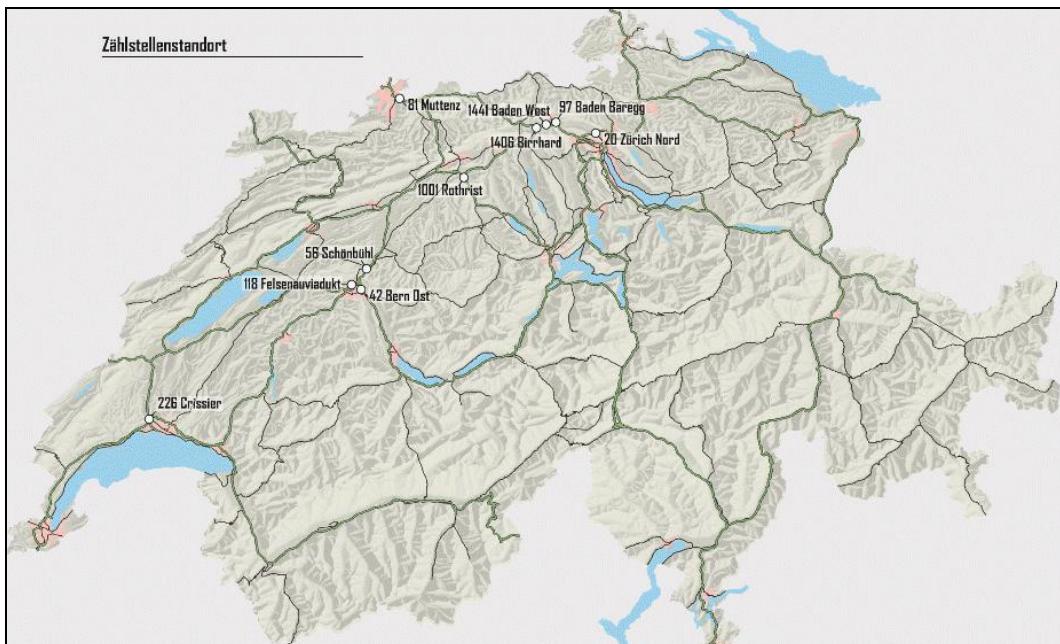
Zählstelle	Nummer	Koordinaten Ost	Koordinaten West	Richtung	Zeitraum	
					von	bis
ZürichNord	20	681000	253875	Glattbrugg (Ost) Verzw. A1C/A1 (West)	23.11.2006	15.08.2007
BernOst	42	602424	200830	Freudenbergplatz (Süd) Wankdorf (Nord)	01.06.2006	31.08.2007
Schönbühl	56	604170	205987	Zürich (NordOst) Bern (Süd)	01.10.2006	31.10.2007
Muttenz	81	615460	265360	Augst (Ost) Basel (NordWest)	01.05.2005	24.04.2006
BadenBaregg	97	665497	256571	Zürich (Ost) Bern (SüdWest)	01.10.2006	31.10.2007
Felsenauviadukt	118	601683	201964	Wankdorf (Süd) Weiermannsh. (Nord)	01.06.2006	31.08.2007
Crissier	226	532721	157017	Yverdon/Vevey (Nord) Lausanne/Genf (Süd)	01.10.2006	31.10.2007
Rothrist	1001	636391	239273	Zürich (NordOst) Bern (SüdWest) Ein-Ausfädelungsspur	01.06.2006	31.08.2007
Birrhard	1406	661090	255475	Zürich (Ost) Bern (SüdWest)	01.08.2006	02.10.2007
BadenWest	1441	661500	255710	Zürich (Ost) Bern (SüdWest)	01.08.2006	02.10.2007

Zählstelle	Nummer	Anzahl Fahrstreifen	Breite der Fahrstreifen	Breite der Standstreifen	Signalisation	Gruppe	Lage
ZürichNord	20	2	3,75 m	2,50 m	100 km/h	Anschlussstelle	Urban
		2	3,75 m	2,50 m	100 km/h	Anschlussstelle	Urban
BernOst	42	2	3,65 m	2,50 m	80 km/h	Anschlussstelle	Urban
		2	3,65 m	2,50 m	80 km/h	Verzweigung	Urban
Schönbühl	56	3	3,85 m	2,50 m	120 km/h	Anschlussstelle	Urban
		3	3,85 m	2,50 m	120 km/h	Anschlussstelle	Urban
Muttenz	81	3	3,85 m	2,50 m	80 km/h	Tunneleinfahrt	Urban
		3	3,85 m	2,50 m	80 km/h	Anschlussstelle	Urban
BadenBaregg	97	4	3,85 m	2,50 m	100 km/h	Tunneleinfahrt	Ländlich
		3	3,85 m	2,50 m	100 km/h	Anschlussstelle	Ländlich
Felsenauviadukt	118	3	3,50 m	1,00 m	80 km/h	Verzweigung	Urban
		3	3,50 m	1,00 m	80 km/h	Anschlussstelle	Urban
Crissier	226	4	3,85 m	2,50 m	80 km/h	Verzweigung	Urban
		4	3,85 m	2,50 m	80 km/h	Anschlussstelle	Urban
Rothrist	1001	2	3,85 m	2,50 m	120 km/h	Verzweigung	Ländlich
		2	3,85 m	2,50 m	120 km/h	Verzweigung	Ländlich
		2	3,85 m	2,50 m	120 km/h	Verzweigung	Ländlich
Birrhard	1406	2	3,85 m	2,50 m	120 km/h	Verzweigung	Ländlich
		2	3,85 m	2,50 m	120 km/h	Anschlussstelle	Ländlich
BadenWest	1441	3	3,85 m	2,50 m	100 km/h	Tunneleinfahrt	Ländlich
		3	3,85 m	2,50 m	100 km/h	Verzweigung	Ländlich

Zählstelle	Nummer	Anzahl Beobachtungen (N)		
		ausgeschl. Werte (Perioden>3h)		
		Anzahl 5-Min.-Intervalle	Anzahl 5-Minuten Intervalle (N)	Gesamtlänge in Tagen
ZürichNord	20	76340	97	0,3
		76340	97	0,3
BernOst	42	109150	22466	78,0
		109150	22466	78,0
Schönbühl	56	102298	11749	40,8
		102298	11749	40,8
MuttENZ	81	102158	1052	3,7
		102158	1052	3,7
BadenBaregg	97	113471	577	2,0
		113471	577	2,0
Felsenauviadukt	118	130374	1242	4,3
		130374	1242	4,3
Crissier	226	90564	23482	81,5
		90564	23482	81,5
Rothrist	1001	125973	5643	19,6
		125973	5643	19,6
		125973	5643	19,6
Birrhard	1406	123146	0	0,0
		123146	0	0,0
BadenWest	1441	123146	0	0,0
		123146	0	0,0

Zählstelle	Nummer	Verkehrsstärke				Kfz je			
		Stunde				Anteil Schwerverkehr in %			
		Min	Max	Mittelwert	Standard-abweichung	Min	Max	Mittelwert	Standard-abweichung
ZürichNord	20	12	4656	1928	1200	0	75	5,9	5,9
		12	5052	1975	1209	0	100	5,8	6,4
BernOst	42	0	4932	1541	1036	0	100	4,3	8,0
		0	4668	1548	1056	0	100	3,5	4,9
Schönbühl	56	0	6228	2090	1425	0	100	7,1	6,9
		0	6192	2139	1449	0	100	7,2	7,3
MuttENZ	81	0	6732	2488	1584	0	100	7,3	10,3
		0	6996	2323	1559	0	100	7,1	9,3
BadenBaregg	97	0	7608	2365	1574	0	100	7,0	6,7
		0	7032	2332	1532	0	100	6,8	7,0
Felsenauviadukt	118	0	6660	2063	1445	0	100	7,0	8,3
		0	6192	2024	1387	0	100	7,1	9,2
Crissier	226	0	7044	2055	1561	0	100	5,9	9,0
		0	7692	2011	1496	0	100	5,1	8,6
Rothrist	1001	0	4728	1839	1138	0	100	10,8	9,2
		0	4320	1543	968	0	100	12,2	10,4
		12	4968	1789	1111	0	100	11,5	9,7
Birrhard	1406	0	9936	1511	1102	0	100	7,6	7,7
		0	9828	1503	111	0	100	8,2	8,3
BadenWest	1441	0	11832	2128	1573	0	100	7,5	7,2
		0	13392	2174	1614	0	100	7,6	6,8

Zählstelle	Nummer	Stau	Länge der instabilen Bereiche					
			Anzahl instabile Bereiche	Gesamtlänge (N)	Min	Max	mittlere Länge (N)	mittlere Länge in Minuten
ZürichNord	20		358	4276	2	73	11,94	59,72
			572	4761	2	111	8,32	41,62
BernOst	42		195	2120	2	56	10,87	54,36
			79	410	2	21	5,19	25,95
Schönbühl	56		230	2797	2	55	12,16	60,80
			150	768	2	39	5,12	25,60
MuttENZ	81		125	905	2	144	7,24	36,20
			382	4990	2	119	13,06	65,31
BadenBaregg	97		122	1137	2	100	9,32	46,60
			766	5689	2	123	7,43	37,13
Felsenauviadukt	118		157	1334	2	34	8,50	42,48
			44	351	2	47	7,98	39,89
Crissier	226		20	116	2	26	5,80	29,00
			152	1204	2	42	7,92	39,61
Rothrist	1001		395	3627	2	80	9,18	45,91
			129	1153	2	35	8,94	44,69
			126	1152	2	35	9,14	45,71
BirrhARD	1406		296	2233	2	86	7,54	37,72
			233	1157	2	64	4,97	24,83
BadenWest	1441		2788	46744	2	877	16,77	83,83
			2216	86829	2	1044	39,18	195,91



## I.2 Logistisches Regressionsmodell für das Kollapsrisiko

Schätz- und Testergebnisse im Detail

The SAS System 23

The NL MIXED Procedure

Specifications

Data Set	WORK.LOGITA
Dependent Variable	Kapgrenze (kollaps ja/nein)
Distribution for Dependent Variable	Binary
Random Effects	u
Distribution for Random Effects	Normal
Subject Variable	FixStelle
Optimization Technique	Dual Quasi-Newton
Integration Method	Adaptive Gaussian Quadrature

Dimensions

Observations Used	2.15E6
Observations Not Used	0
Total Observations	2.15E6
Subjects	21
Max Obs Per Subject	130019
Parameters	9
Quadrature Points	2

Parameters (Startwerte)

b0	b1	b2	b3	b4	b5	b6	b7
4	-0.002	0.2	0.1	0.1	-0.6	-0.02	1

Parameters

sigma	NegLogLike
0.7	42219.2482

Iteration History

Iter	Calls	NegLogLike	Diff	MaxGrad	Slope
1	9	41195.5708	1023.677	1157592	-1.28E11
2	13	41186.2637	9.307133	1157322	-90611.9
3	15	41101.0204	85.24324	1479013	-5061.05
4	16	40952.2278	148.7927	795548.5	-862.174
5	17	40885.2272	67.00059	5838.37	-130.472
6	19	40866.3153	18.91183	182122	-16.8113
7	20	40846.0365	20.27885	126252.6	-26.229
8	22	40840.2698	5.76668	113796.5	-4.772
9	24	40837.1215	3.148288	49230.65	-2.89947
10	26	40836.0245	1.096981	36717.91	-0.94992
11	28	40835.8593	0.165227	2268.977	-0.26066
12	30	40835.8339	0.025417	1351.265	-0.01788

The SAS System 24

The NL MIXED Procedure

Iteration History

Iter	Calls	NegLogLike	Diff	MaxGrad	Slope
13	31	40835.8065	0.027417	2509.22	-0.01003
14	32	40835.7634	0.043066	2106.685	-0.02903
15	34	40835.6718	0.091599	7333.9	-0.04169
16	36	40835.3328	0.339012	6692.634	-0.12433
17	38	40835.2775	0.055289	315.3893	-0.09318
18	40	40835.272	0.005494	2829.387	-0.00425
19	43	40835.1528	0.119207	17625.04	-0.00669
20	45	40835.0782	0.074647	277.9591	-0.09813
21	47	40835.0762	0.002002	87.23572	-0.00409
22	48	40835.0748	0.001389	779.1584	-0.00023

NOTE: GCONV convergence criterion satisfied.

## Fit Statistics

-2 Log Likelihood	81670
AIC (smaller is better)	81688
AICC (smaller is better)	81688
BIC (smaller is better)	81698

## Parameter Estimates

Parameter	Estimate	Standard Error	DF	t Value	Pr >  t	Alpha	Lower	Upper
<b>b0 Konst.</b>	<b>4.7244</b>	0.08903	20	53.07	<.0001	0.05	4.5387	4.9101
<b>b1 MFZ_H</b>	<b>-0.00151</b>	0.000013	20	-117.63	<.0001	0.05	-0.00153	-0.00148
b2	0.7395	1.3287	20	0.56	0.5840	0.05	-2.0322	3.5112
b3	0.7744	1.0414	20	0.74	0.4657	0.05	-1.3979	2.9467
<b>b4 4 Spuren</b>	<b>3.7924</b>	1.5187	20	2.50	0.0214	0.05	0.6244	6.9605
b5	-0.6210	1.0238	20	-0.61	0.5509	0.05	-2.7566	1.5145
<b>b6 SV-Anteil-0.02841</b>	<b>-0.02841</b>	0.001295	20	-21.94	<.0001	0.05	-0.03111	-0.02571

## Parameter Estimates

## Parameter Gradient

b0	-0.09511
b1	-779.158
b2	-0.01174
b3	0.021747
b4	0.027515
b5	0.001213
b6	14.52788

The SAS System

25

The NLMIXED Procedure

## Parameter Estimates

Parameter	Estimate	Standard Error	DF	t Value	Pr >  t	Alpha	Lower	Upper
<b>b7 Breite</b>	<b>1.2955</b>	0.4009	20	3.23	0.0042	0.05	0.4594	2.1317
sigma	2.0103	0.3106	20	6.47	<.0001	0.05	1.3625	2.6581

## Parameter Estimates

## Parameter Gradient

b7	0.136653
sigma	-0.01194

## Covariance Matrix of Parameter Estimates

Row	Parameter	b0	b1	b2	b3	b4	b5	b6
1	b0	0.007926	-2.5E-8	-0.07408	-0.06203	-0.1081	0.01688	-1.59E-6
2	b1	-2.5E-8	1.64E-10	-7.93E-9	-1.45E-7	-3.85E-7	2.376E-8	2.887E-9
3	b2	-0.07408	-7.93E-9	1.7655	0.3306	0.5353	0.1339	5.5E-6
4	b3	-0.06203	-1.45E-7	0.3306	1.0845	0.7586	-0.3367	-2.44E-6
5	b4	-0.1081	-3.85E-7	0.5353	0.7586	2.3066	-0.5413	-1.22E-6
6	b5	0.01688	2.376E-8	0.1339	-0.3367	-0.5413	1.0481	3.391E-6
7	b6	-1.59E-6	2.887E-9	5.5E-6	-2.44E-6	-1.22E-6	3.391E-6	1.676E-6
8	b7	0.02598	-1.36E-7	-0.4596	-0.1504	-0.1707	-0.1589	-7.47E-6
9	sigma	0.001057	-1.27E-7	-0.00501	0.002805	0.006335	-0.00423	-2.1E-6

Covariance Matrix of  
Parameter Estimates

Row	b7	sigma
1	0.02598	0.001057
2	-1.36E-7	-1.27E-7
3	-0.4596	-0.00501
4	-0.1504	0.002805
5	-0.1707	0.006335
6	-0.1589	-0.00423
7	-7.47E-6	-2.1E-6
8	0.1607	0.001352
9	0.001352	0.09644

Correlation Matrix of Parameter Estimates

Row	Parameter	b0	b1	b2	b3	b4	b5	b6
1	b0	1.0000	-0.02193	-0.6263	-0.6690	-0.7997	0.1852	-0.01378
2	b1	-0.02193	1.0000	-0.00047	-0.01085	-0.01977	0.001813	0.1741
3	b2	-0.6263	-0.00047	1.0000	0.2389	0.2652	0.09840	0.003197
4	b3	-0.6690	-0.01085	0.2389	1.0000	0.4796	-0.3158	-0.00181
5	b4	-0.7997	-0.01977	0.2652	0.4796	1.0000	-0.3481	-0.00062
6	b5	0.1852	0.001813	0.09840	-0.3158	-0.3481	1.0000	0.002558
7	b6	-0.01378	0.1741	0.003197	-0.00181	-0.00062	0.002558	1.0000
8	b7	0.7280	-0.02647	-0.8628	-0.3602	-0.2805	-0.3873	-0.01440
9	sigma	0.03824	-0.03204	-0.01214	0.008674	0.01343	-0.01331	-0.00523

Correlation Matrix of  
Parameter Estimates

Row	b7	sigma
1	0.7280	0.03824
2	-0.02647	-0.03204
3	-0.8628	-0.01214
4	-0.3602	0.008674
5	-0.2805	0.01343
6	-0.3873	-0.01331
7	-0.01440	-0.00523
8	1.0000	0.01086
9	0.01086	1.0000

### I.3 Regressionsmodell für die Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss

Zur Beschreibung und Erklärung der mittleren Fahrgeschwindigkeit bei stabilem Verkehrsfluss wurde das folgende nichtlineare Regressionsmodell verwendet:

*Abhängige Variable:*

KM\_H = Mittlere Fahrgeschwindigkeit in km/h;

*Erklärende Variable:*

MFZ\_H = Verkehrsstärke in Mfz/h; Anteil\_SV = Schwerverkehrsanteil in %

Breite\_insg = Fahrstreifenzahl\*Fahrstreifenbreite (in Meter).

Dummy-Variable: Sig120 = 1, wenn Signalisation=120 km/h; Sig100 = 1, wenn Signalisation=100 km/h

*Startwerte für die Koeffizienten*

```
MODEL PROGRAM
b0=120 b2=0.01 b3=0.003 b4=-0.0001 b5=0.09 b6=1 b7=1.
```

*Regressionsmodell:*

```
COMPUTE PRED_ = b0 + b6*Sig120 + b7*Sig100 - b2*EXP(b3*MFZ_H + b4*Breite_insg + b5*Anteil_SV).
```

Run stopped after 120 model evaluations and 54 derivative evaluations.  
The iterations limit has been reached.

Nonlinear Regression Summary Statistics  
Dependent Variable KM\_H

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	7	19604101897.7	2800585985.38
Residual	2070817	194295045.123	93.82531
Uncorrected Total	2070824	19798396942.8	

(Corrected Total) 2070823 278060776.138

R squared = 1 - Residual SS / Corrected SS = .30125

Parameter	Estimate	Asymptotic Std. Error	Asymptotic 95 % Confidence Interval	
			Lower	Upper
b0	92.832863494	.019235469	92.795162657	92.870564331
b2	.236325275	.005104011	.226321595	.246328955
b3	.000551730	3.27753E-06	.000545307	.000558154
b4	.052264882	.001166786	.049978022	.054551742
b5	.011554586	.000229606	.011104567	.012004605
b6	13.053667651	.015629782	13.023033834	13.084301468
b7	4.996703212	.017844773	4.961728090	5.031678335

## I.4 Regressionsmodell für die Fahrgeschwindigkeit bei instabilem Verkehrsfluss

Klassisches Regressionsmodell (SAS-Prozedur REG) und Regressionsmodell mit zufälligen Effekten (SAS-Prozedur MIXED)

**Ergebnisse für Zählstellen und Fahrtrichtungen mit Signalisation > 80 km/h:**

```

The SAS System
1

The REG Procedure
Model: MODEL1
Dependent Variable: KM_H Geschwindigkeit

Analysis of Variance

Source              DF          Sum of Squares    Mean Square    F Value    Pr > F
Model                4            11130192          2782548        9320.98    <.0001
Error              162318        48456007          298.52516
Corrected Total    162322        59586199

Root MSE          17.27788
Dependent Mean    65.17631
Coeff Var         26.50945
R-Square          0.1868
Adj R-Sq         0.1868

Parameter Estimates

Variable    Label              DF    Parameter Estimate    Standard Error    t Value    Pr > |t|
Intercept  Konstante          1      22.60786              0.31644           71.44      <.0001
MFZ_H2     quadr. Mfz/h       1      0.00000251           2.68661E-8        93.27      <.0001
Anteil_SV  SV-Ant. %          1      1.02904              0.00786           130.86     <.0001
SpurA     Dummy 3/4 Spuren  1      31.03294             0.31599           98.21      <.0001
SpurA*MFZ_H2  Interaktion        1     -0.00000209          2.732239E-8       -76.38     <.0001
    
```

```

The SAS System
2

The Mixed Procedure
Model Information

Data Set          WORK.INSTABILVOHNE
Dependent Variable  KM_H
Covariance Structure  Variance Components
Subject Effect      Z_hlStelle
Estimation Method    REML
Residual Variance Method  Profile
Fixed Effects SE Method  Model-Based
Degrees of Freedom Method  Containment

Class Level Information

Class          Levels    Values
Z_hlStelle     6        20 56 97 1001 1406 1441

Dimensions

Covariance Parameters    2
Columns in X             5
Columns in Z Per Subject  1
Subjects                 6
Max Obs Per Subject      133573
Observations Used        162323
Observations Not Used    0
Total Observations       162323
    
```

Iteration History				
Iteration	Evaluations	-2 Res Log Like	Criterion	
0	1	1385786.7598251		
1	2	1383456.5649403	0.00000092	
2	1	1383455.9318017	0.00000031	
3	1	1383455.7309464	0.00000005	
4	1	1383455.6981061	0.00000000	

Convergence criteria met.

Covariance Parameter Estimates		
Cov Parm	Subject	Estimate
Intercept	Z_hlstelle	32.4988
Residual		294.22

The SAS System

3

The Mixed Procedure

Fit Statistics

-2 Res Log Likelihood	1383456
AIC (smaller is better)	1383460
AICC (smaller is better)	1383460
BIC (smaller is better)	1383459

Solution for Fixed Effects

Effect	Estimate	Standard Error	DF	t Value	Pr >  t
Intercept	23.2176	3.3063	4	7.02	0.0022
MFZ_H2	2.417E-6	0	16E4	Infty	<.0001
Anteil_SV	1.0396	0.007877	16E4	131.98	<.0001
SpurA	27.6192	4.6670	16E4	5.92	<.0001
SPURA_MFZ	-1.98E-6	0	16E4	-Infty	<.0001

Type 3 Tests of Fixed Effects

Effect	Num DF	Den DF	F Value	Pr > F
MFZ_H2	1	16E4	7795.67	<.0001
Anteil_SV	1	16E4	17419.6	<.0001
SpurA	1	16E4	35.02	<.0001
SPURA_MFZ	1	16E4	5071.57	<.0001

## Ergebnisse für Zählstellen und Fahrrichtungen mit Signalisation = 80 km/h:

The SAS System

4

The REG Procedure

Model: MODEL1

Dependent Variable: KM\_H Geschwindigkeit

Analysis of Variance

Source	DF	Sum of Squares	Mean Square	F Value	Pr > F
Model	4	837554	209388	1721.61	<.0001
Error	11425	1389547	121.62333		
Corrected Total	11429	2227100			
Root MSE		11.02830	R-Square	0.3761	
Dependent Mean		37.50397	Adj R-Sq	0.3759	
Coeff Var		29.40568			

Parameter Estimates

Variable	Label	DF	Parameter Estimate	Standard Error	t Value	Pr >  t
Intercept	Intercept	1	15.22250	0.64732	23.52	<.0001
MFZ_H2		1	0.00000217	5.517963E-8	39.35	<.0001
Anteil_SV		1	0.46061	0.02769	16.64	<.0001
SpurA		1	5.81276	0.65199	8.92	<.0001
SPURA_MFZ		1	-0.00000131	5.600841E-8	-23.34	<.0001

The SAS System 13:43 Thursday, July 9, 2009 5

The Mixed Procedure

Model Information

Data Set WORK.INSTABILVMIT  
 Dependent Variable KM\_H  
 Covariance Structure Variance Components  
 Subject Effect Z\_hlstelle (zufällige Effekte)  
 Estimation Method REML  
 Residual Variance Method Profile  
 Fixed Effects SE Method Model-Based  
 Degrees of Freedom Method Containment

Class Level Information

Class	Levels	Values
Z_hlstelle	4	42 81 118 226

Dimensions

Covariance Parameters	2
Columns in X	5
Columns in Z Per Subject	1
Subjects	4
Max Obs Per Subject	5895
Observations Used	11430
Observations Not Used	0
Total Observations	11430

Iteration History

Iteration	Evaluations	-2 Res Log Like	Criterion
0	1	87381.87666059	
1	2	87315.71264111	0.00001004
2	1	87315.28858084	0.00000376
3	1	87315.13515481	0.00000086
4	1	87315.10231486	0.00000007
5	1	87315.09992654	0.00000000

Convergence criteria met.

Covariance Parameter Estimates

Cov Parm	Subject	Estimate
Intercept	Z_hlstelle	3.7396
Residual		120.83

The SAS System

6

The Mixed Procedure

Fit Statistics

-2 Res Log Likelihood	87315.1
AIC (smaller is better)	87319.1
AICC (smaller is better)	87319.1
BIC (smaller is better)	87317.9

## Solution for Fixed Effects

Effect	Estimate	Standard Error	DF	t Value	Pr >  t
Intercept	15.3447	2.0389	2	7.53	0.0172
MFZ_H2	2.165E-6	0	11E3	Infty	<.0001
Anteil_SV	0.4431	0.02802	11E3	15.81	<.0001
SpurA	4.3621	2.3327	11E3	1.87	0.0615
SPURA_MFZ	-1.24E-6	0	11E3	-Infty	<.0001

## Type 3 Tests of Fixed Effects

Effect	Num DF	Den DF	F Value	Pr > F
MFZ_H2	1	11E3	1547.38	<.0001
Anteil_SV	1	11E3	250.08	<.0001
SpurA	1	11E3	3.50	0.0615
SPURA_MFZ	1	11E3	485.70	<.0001

## Abkürzungen

<b>Begriff</b>	<b>Bedeutung</b>
Mfz/h	Motorfahrzeuge pro Stunde
NOx	Stickstoffoxide
PW	Personenwagen
q-V-Funktion	Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Funktion
SV	Schwerverkehr
SVI	Schweizerische Vereinigung der Verkehrsingenieure und Verkehrsexperten
UVP	Umweltverträglichkeitsprüfung
VSS	Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute
ZMB	Zweckmässigkeitsbeurteilung

## Literaturverzeichnis

- 
- Banks, J.H., 1991                      The Two-Capacity Phenomenon: Some Theoretical Issues. Transportation Research Record 1320, Transportation Research Board, Washington D.C., 1991
- 
- Bernard, M., 2005                      New Design Concepts for Transport Infrastructures. Conference Paper, 5<sup>th</sup> Swiss Transport Research Conference, Monte Verità / Ascona, 2005
- 
- Bernard, M. u. Axhausen, K.W., 2008      Entwicklung eines Entscheidungsverfahrens zur Bemessung von Verkehrsanlagen. VSS Forschungsauftrag, Arbeitsberichte Verkehrs- und Raumplanung, Institut für Verkehrsplanung und Transportsysteme, ETH Zürich
- 
- Bogenberger, K., Bertini, R. und Boice, S., 2006      Analytische Methoden zur Interpretation von Verkehrsdaten. *Straßenverkehrstechnik*, Heft 9, 2006, S. 515-524
- 
- Brilon, W., Regler, M. und Geistfeldt, J., 2005      Zufallscharakter der Kapazität von Autobahnen und praktische Konsequenzen. *Straßenverkehrstechnik*, Heft 3 (Teil 1) und Heft 4 (Teil 2), 2005
- 
- Brilon, W. und Weiser, F., 1998      Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten auf Landstraßen. *Straßenverkehrstechnik*, Heft 9, 1998, S. 446-462
- 
- Daganzo, C.F., 1997                      *Fundamentals of Transportation Engineering and Traffic Operations*. Elsevier Science, Oxford, U.K., 1997
- 
- Geistfeldt, J., 2005                      Schätzung von Reisezeiten auf Autobahnen unter Verwendung eines erweiterten Verkehrsflussmodells. Tagungsband HEUREKA '05 – Optimierung in Verkehr und Transport, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln, 2005
- 
- Hall, F.L. und Agyemang-Duah, K., 1991      Freeway Capacity Drop and the Definition of Capacity. Transportation Research Record 1320, Transportation Research Board, Washington D.C., 1991
- 
- Hautzinger, H., 2006                      *Design and analysis of matched studies in empirical car safety research*. Final Report S2-246, SARAC 2 project, 2006
- 
- Jenni+Gottardi / SNZ, 2004              "Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit auf Autobahnen", Forschungsbericht 1090, ASTRA, 2004.
- 
- Mahdy, H., 2002                      A speed-flow model for Austrian motorways. *Proceedings of the 9<sup>th</sup> Mini-EURO Conference "Handling Uncertainty in the Analysis of Traffic and Transportation Systems"*, 2002, S. 269-275
- 
- McCullagh, P. und Nelder, J.A., 1992      *Generalized Linear Models*. Chapman & Hall, London, 1992
-

---

Regler, M., 2004                      *Verkehrsablauf und Kapazität auf Autobahnen*. Schriftenreihe Lehrstuhl für  
Verkehrswesen Ruhr-Universität Bochum, Band 28, Bochum, 2004

---

Zurlinden, H., 2003                      *Ganzjahresanalyse des Verkehrsflusses auf Straßen*. Schriftenreihe Lehrstuhl  
für Verkehrswesen Ruhr-Universität Bochum, Band 26, Bochum, 2003

---

# Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Bundesamt für Strassen ASTRA

## FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

ARAMIS SBT

### Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 31. März 2010

#### Grunddaten

Projekt-Nr.: ASTRA2009/005\_OBF

Projektitel: Fahrmuster auf überlasteten Autobahnen

Enddatum: 31. März 2010

#### Projektleiter

Name:

Amt, Firma, Institut:

Strasse, Nr.:

PLZ:

Ort:

Kanton, Land:

#### Texte:

Zusammenfassung der  
Projektresultate:

Für Verkehrslagen mit stabilem und instabilem Verkehrsfluss wurden die verkehrlichen, situativen und infrastrukturbezogenen Bestimmungsfaktoren der von den Verkehrsteilnehmern realisierten Fahrgeschwindigkeit bestimmt.

Für Situationen mit instabilem Verkehrsfluss wurde ein praktikables Verfahren entwickelt, mit dessen Hilfe ohne aufwändige Simulationsrechnungen die Zeitverluste der Verkehrsteilnehmer gegenüber dem stabilen Zustand näherungsweise berechnet werden können.

Entwickelt wurden folgende statistische Modelle:

- Wahrscheinlichkeitsmodelle für das Ereignis „Verkehrszusammenbruch“
- Regressionsmodelle für die mittlere Fahrgeschwindigkeit
  - bei stabilem Verkehrsfluss und
  - bei instabilem Verkehrsfluss sowie
- Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Zeitverluste bei instabilem Verkehrsfluss.

Die Neuheit des in dieser Studie erarbeiteten Ansatzes liegt darin, dass in den entwickelten Modellen die Bestimmungsfaktoren sowohl des Kollapsrisikos wie auch der Fahrgeschwindigkeit nicht jeweils einzeln und isoliert sondern simultan, d.h. in ihrem gemeinsamen Einwirken auf das Kollapsrisiko bzw. die Fahrgeschwindigkeit behandelt werden.



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
**Bundesamt für Strassen ASTRA**

Die praktische Anwendung der hierfür entwickelten multiplen Regressionsmodelle wird im Rahmen von Umsetzungsbeispielen ausführlich demonstriert.

Die simultane Betrachtung mehrerer Einflussfaktoren im Rahmen entsprechender statistischer Modelle des Kollapsrisikos und der mittleren Fahrgeschwindigkeit stellt eine Erweiterung bzw. Verallgemeinerung der vorhandenen bivariaten Ansätze dar, bei denen die Verkehrsstärke als einzige Determinante der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit bzw. der Fahrgeschwindigkeit betrachtet wird.

Zielerreichung:

Das Forschungsziel konnte erreicht werden.

Folgerungen und Empfehlungen:

Publikationen:



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
**Bundesamt für Strassen ASTRA**

**Beurteilung der Begleitkommission:**

Diese Beurteilung der Begleitkommission ersetzt die bisherige separate fachliche Auswertung.

Beurteilung:	<b>Die Analyse von Verkehrsdaten zur Bestimmung von Fahrmustern erfolgte mit einem innovativen Ansatz und führte zu konkreten Ergebnissen, welche in der Praxis direkt anwendbar sind. Das Forschungsziel konnte erreicht werden.</b>
Umsetzung:	Dank der – aufgrund umfangreicher statistischer Analysen von Zähldaten der automatischen Verkehrszähler – entwickelten Methode kann aus dem durchschnittlichen Tages- oder Werktagsverkehr (wie er z.B. auch als Resultat von Verkehrsmodellierungen vorliegt) auf Zeitverluste und staubedingt abweichende Fahrmuster geschlossen werden. Diese Daten lassen sich quantifizieren und für Untersuchungen wie UVP oder ZMB verwenden.
weitergehender Forschungsbedarf:	Vertiefung des geschlossenen Ansatzes zur Ermittlung von Verkehrszusammenbrüchen mit deren Einflussfaktoren und den Vergleich mit anderen bestehenden Ansätzen Vertieftes Ergründen der geeignetsten Zuordnung von Emissionsfaktoren zu den Fahrmustern
Einfluss auf Normenwerk:	kein

**Präsident Begleitkommission:**

Name:	Bischofberger	Vorname:	Nikolaus
Amt, Firma, Institut:	Volkswirtschaftsdirektion Kanton Zürich, Amt für Verkehr, Infrastrukturplanung		
Strasse, Nr.:	Kaspar Escher Haus, Neumühlequai 10		
PLZ:	8090	Email:	nikolaus.bischofberger@vd.zh.ch
Ort:	Zürich	Telefon:	043 259 31 63
Kanton, Land:	ZH, CH	Fax:	043 259 51 62

**Unterschrift Präsident Begleitkommission:**

## Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Alte Nr.	Titel	Datum
1199	VSS 2005/204		Externe Kosten im Strassenverkehr: Grundlagen zur Durchführung einer Kosten-Nutzen-Analyse <i>Coûts externes du trafic routier: Principes pour la réalisation d'une analyse coûts/avantages</i>	2007
1200	VSS 2005/205		Ermittlung repräsentativer Betriebskostensätze für Kraftfahrzeuge zur Bewertung von Massnahmen im Strassenverkehr <i>Calcul des coûts unitaires représentatifs d'utilisation des automobiles en vue de l'évaluation des mesures en matière de circulation routière</i>	2007
1201	VSS 2003/601		Optimierung der Verkehrsicherheit und des Verkehrsflusses im Winter durch den Einsatz moderner Kommunikationstechnologie im Strassenbetrieb <i>Optimiser la sécurité et le trafic routier en hiver par l'utilisation de moyens de communication modernes dans la gestion routière</i>	2007
1202	VSS 1999/298		Grundlagen zur Revision der Griffigkeitsnormen <i>Bases pour la révision des normes sur l'adhérence</i>	2007
1203	VSS 2005/304		Verkehrsregelungssysteme- Grundlagen für das Erhaltungsmanagement <i>Les systèmes de régulation du trafic - les bases pour la gestion de l'entretien</i>	2008
1204	SVI 2000/384		Fahrten- und Fahrleistungsmodelle: Erste Erfahrungen <i>Les systèmes de contingentement des trajets: Les premières expériences</i>	2007
1205	FGU 2004/001		Die zerstörungsfreie Untersuchung von Leckstellen in zweischaligen Untertagbauwerken <i>L'étude non destructive de points de fuite dans des ouvrages souterrains à deux parois</i>	2006
1206	ASTRA 2006/019		Short-term Forecasts for Transport Models <i>Prévision à court terme pour les modèles de transport</i>	2007
1207	VSS 2003/602		Sécurité routière: Importance du paysage dans la lisibilité de la route <i>Strassensicherheit: Bedeutung der Landschaftsgestaltung für die Lesbarkeit der Strasse</i>	2007
1208	SVI 2005/005		Quantitative Auswirkungen von Mobility Pricing Szenarien auf das Mobilitätsverhalten und auf die Raumplanung <i>Effets quantitatifs des scénarios du Mobility Pricing sur la mobilité et le développement territorial</i>	2007
1209	VSS 2005/901		Einfluss von Fahrerassistenzsystemen auf die Leistungsfähigkeit von Strassennetzen <i>Influence des systèmes d'assistance à la conduite sur la capacité des réseaux routiers</i>	2008
1210	VSS 2005/915		Organisatorische und rechtliche Aspekte des Mobility Pricing <i>Aspects organisationnels et juridiques du Mobility Pricing</i>	2007
1211	VSS 1998/192		Minikreisel	2008

			Mini-giratoires	
1212	VSS 2007/501		D-A-CH - Forschungsprojekt Nutzungszeiten offenerporiger Asphaltdeckschichten <i>D-A-CH - Projet de recherche Durabilité des revêtements en enrobé drainant</i>	2007
1213	VSS 2002/706		NAVAROU Potentiel d'utilisation des données routières de la navigation automobile pour l'entretien routier <i>Potenzial der Nutzung von Fahrzeugnavigationsdaten für das Strassenverkehrsmanagement</i>	2008
1214	VSS 2004/901		Darstellung und Verwendung von Verkehrssignalen in Strassendatenbanken <i>Implementation and use of traffic signs in road databases</i>	2007
1215	VSS 2000/456		Bewirtschaftungssysteme für Parkieranlagen <i>Concepts de gestion et d'exploitation d'installations de stationnement</i>	2008
1216	VSS 1998/195		Für Motorfahrzeuge und leichte Zweiräder befahrbare und für den Fussgängerverkehr ganz oder teilweise zugängliche Streifen in der Mitte der Fahrbahn (Mehrzweckstreifen) <i>Voies de circulation en milieu de chaussée destinées au trafic motorisé et au trafic des deux-roues légers, partiellement ou entièrement accessibles au trafic des piétons (voies à affectation variable)</i>	2008
1217	SVI 2006/001		Forschungspaket "Güterverkehr", Initialprojekt "Bestandesaufnahme und Konkretisierung des Forschungspakets" <i>Paquet de recherche "transport de marchandises", projet initial "inventaire et concrétisation du paquet de recherche"</i>	2008
1218	VSS 1999/271		Querungen für den Fuss- und leichten Zweiradverkehr <i>Traversées à l'usage des piétons et des deux-roues légers</i>	2008
1219	VSS 2003/603		Faunagerechte Sanierung von bestehende Gewässerdurchlässen <i>Adaptation des voûtages pour la petite faune terrestre et la faune piscicole</i>	2008
1220	VSS 2005/910		Mobility Pricing Synthesebericht <i>Mobility Pricing Rapport de Synthèse</i>	2007
1221	ASTRA 2004/019		Maladies et causes d'absences dans le service d'entretien des routes <i>Diseases and reasons for absences in the road maintenance services</i>	2008
1222	SVI 2004/074		Freizeitverkehr innerhalb von Agglomerationen <i>Trafic de loisirs dans les agglomérations</i>	2008
1223	VSS 2003/302		Auswirkungen und Massnahmen im HVS-Netz bei Rampenbewirtschaftung <i>Répercussions et mesures sur le réseau des routes principales en présence d'une gestion des rampes</i>	2008
1224	VSS 1999/276		Filler - Influence des phyllosilicates pour l'utilisation dans la construction routière <i>Füller - Einfluss von Schichtsilikaten für die Verwendung im Strassenbau</i>	2008
1225	SVI 1999/328		Gesetzmässigkeiten des Anlieferverkehrs <i>Caractéristiques du transport de livraison</i>	2008

1226	ASTRA 2003/007		Kommunale Strassennetze in der Schweiz: Formen neuer Public Private Partnership (PPP) - Kooperationen für den Unterhalt <i>Réseaux routiers communaux en Suisse: Formes de nouveaux partenariats publics-privés (PPP)-coopérations pour l'entretien</i>	2008
1227	VSS 2004/601		Umweltbauabnahme (UBA) <i>Réception environnementale des travaux (RET)</i>	2008
1228	SVI 2001/508		Mobilitätsmuster zukünftiger Rentnerinnen und Rentner: eine Herausforderung für das Verkehrssystem 2030? <i>Mobilité des futurs retraités - un défi pour le système des transport en 2030?</i>	2008
1229	SVI 2004/081		Modal Split Funktionen im Güterverkehr <i>Fonctions de répartition modale pour le trafic de marchandises</i>	2008
1230	SVI 2004/090		Monitoring und Controlling des Gesamtverkehrs in Agglomerationen <i>Monitoring et controlling de l'ensemble du trafic dans les agglomérations</i>	2008
1231	SVI 2004/045		Mobilitätsmanagement in Betrieben- Motive und Wirksamkeit <i>Gestion de la mobilité dans les entreprises motifs et efficacité</i>	2008
1232	ASTRA 2005/008		Low Power Wireless Sensor Network for Monitoring Civil Infrastructure <i>Drahtloses Sensornetzwerk zur Infrastrukturüberwachung</i>	2009
1233	ASTRA 2000/420		Unterhalt 2000 Forschungsprojekt FP2 Dauerhafte Komponenten bitumenhaltiger Belagsschichten <i>Components durables des couches bitumineux</i>	2009
1234	VSS 2006/504		Expérimentation in situ du nouveau drainomètre européen <i>In Situ Validierung des neuen europäischen Drainometers</i>	2008
1235	VSS 2004/711		Forschungspaket Massnahmenplanung im EM von Fahrbahnen, Standardisierte Erhaltungsmassnahmen <i>Mesures d'entretiens standardisées</i>	2008
1236	ASTRA 2008/008_7		Analytische Gegenüberstellung der Strategie- und Tätigkeitsschwerpunkte ASTRA-AIPCR <i>Analyse Comparative des accents stratégiques et des champs d'action prioritaires de l'OFROU et de l'AIPCR</i>	2008
1237	VSS 2007/903		Grundlagen für eCall in der Schweiz <i>Bases pour eCall en Suisse</i>	2009
1238	VSS 2005/303		Verkehrssicherheit an Tagesbaustellen und bei Anschlüssen im Baustellenbereich von Hochleistungsstrassen <i>Sécurité routière pour chantiers de courte durée et aux jonctions dans la zone d'un chantier de route à grand débit</i>	2008
1239	VSS 2000/450		Bemessungsgrundlagen für das Bewehren mit Geokunststoffen <i>Bases de dimensionnement pour le renforcement par géosynthétiques</i>	2009

1240	ASTRA 2002/010 & 2005/009		L'acceptabilité du péage de congestion: Résultats et analyse de l'enquête réalisée en Suisse <i>Die Akzeptanz von Gebühren zur Vermeidung von Stau auf Strassen: Resultate und Analysen von Untersuchungen in der Schweiz</i>	2009
1241	ASTRA 2001/052		Erhöhung der Aussagekraft des LCPC Spurbildungstests <i>Amélioration des informations fournies par l'essai d'orniérage LCPC</i>	2009
1242	VSS 2005/451		Recycling von Ausbauasphalt in Heissmischgut: Initialprojekt <i>Recyclage des matériaux bitumeux de démolition dans les enrobés à chaud: projet initial</i>	2007
1243	VSS 2000/463		Kosten des betrieblichen Unterhalts von Strassenanlagen <i>Les coûts de l'entretien courant des routes</i>	2008
1244	VSS 2004/714		Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen Gesamtnutzen und Nutzen-Kosten-Verhältnis von standardisierten Erhaltungsmaßnahmen <i>Bénéfice total - rapport avantages / coûts des mesures d'entretien standardisées</i>	2008
1246	VSS 2004/713		Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen Bedeutung Oberflächenzustand und Tragfähigkeit sowie gegenseitige Beziehung für Gebrauchs- und Substanzwert <i>Influences et interactions de l'état de surface et de la portance sur la valeur intrinsèque et la valeur d'usage</i>	2009