

Bundesamt für Strassen

Oktober 2004 / T1426

Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit auf Autobahnen

8802 Kilchberg/Zürich
Hornhaldenstrasse 9
Telefon 01 716 10 80
Telefax 01 716 10 81
e-mail: gottardi@swissonline.ch

SNZ

Ingenieure und
Planer AG
Dörflistrasse 112
CH-8050 Zürich

Jenni + Gottardi AG

Beratende Ingenieure

Bundesamt für Strassen

Oktober 2004 / T1426

Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit auf Autobahnen

Schlussbericht - Teil 1

Bearbeitung :	H. Werdin, dipl. Ing. ETH / SVI	J+G
	H. Honermann, Dr.-Ing.	J+G
	R. Laube, dipl. Ing. ETH / SVI	SNZ
	I. Belopitov, dipl. Ing. / SVI	SNZ

8802 Kilchberg/Zürich
Hornhaldenstrasse 9
Telefon 01 716 10 80
Telefax 01 716 10 81
e-mail: gottardi@swissonline.ch

SNZ

Ingenieure und
Planer AG
Dörflistrasse 112
CH-8050 Zürich

Jenni + Gottardi AG

Beratende Ingenieure

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	1
1.1 Ausgangslage und Auftrag	1
1.2 Ziel der Forschung	2
1.3 Vorgehensweise	2
2. Theoretische Grundlagen	4
2.1 Begriffe und Definitionen	4
2.2 Fundamentaldiagramm	5
2.3 Verkehrsflussmodelle	6
2.4 Verkehrszustände	7
2.5 Verkehrsqualität	10
2.6 Verfahren nach VSS Norm	11
2.7 Behandlung relevanter Einflussfaktoren	12
3. Empirische Daten	15
3.1 Auswahl der Zählstellen und Aufbereitung der Daten	15
3.1.1 Vorgehen	15
3.1.2 Zählstellen der Online-Verkehrsdatenbank	15
3.1.3 Auswahl zusätzlicher Zählstellen	17
3.1.4 Einteilung der Zählstellen	19
3.2 Aufbereitung der Daten	19
3.2.1 Wahl des Bezugsintervalls	19
3.2.2 Aggregation der Daten	23
3.3 Verkehrszusammensetzung und Geschwindigkeitsverhalten	23
3.3.1 Verkehrszusammensetzung	24
3.3.2 Geschwindigkeitsverhalten bei freiem Verkehr	25
3.3.3 Zukünftige Zusammensetzung des LW-Anteils	27
3.4 Untersuchung von q-v-Kurven	29
3.4.1 Betrachtung von Einzeltagen	29
3.4.2 Unterschiede innerhalb und ausserhalb von Ballungsräumen	32
3.4.3 Einfluss des LW-Anteils	33
3.4.4 Einfluss der Geschwindigkeitsregelung	35
3.4.5 Einfluss der Längsneigung	36
3.4.6 Verkehrsstärken an Wochenenden	38
3.5 Ergebnisse aus den empirischen Daten	39

4.	Bestimmung der Leistungsfähigkeit	41
4.1	Begriff Leistungsfähigkeit	41
4.2	Dauerkurven der Verkehrsstärke	42
4.3	Methoden zur Ermittlung der Kapazität	46
4.3.1	Selected Maxima Methode	46
4.3.2	Bimodal Distribution Methode	46
4.3.3	Analyse von Fundamentaldiagrammen	46
4.3.4	Verkehrsstärken unmittelbar vor dem Zusammenbruch	47
4.4	Variabilität der Kapazität und Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs für die Station Regensburg	47
4.4.1	Umweltbedingte Einflussfaktoren	48
4.4.2	Untersuchung von Einzelzeitreihen mit Störungen	49
4.4.3	Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs	51
5.	Untersuchung der Haupteinflussfaktoren	56
5.1	Mikroskopisches Simulationsmodell	56
5.1.1	Grundzüge von VISSIM	56
5.1.2	Versuchsaufbau	57
5.1.3	Überprüfung und Eichung des Programms	58
5.2	Variation der Einflussfaktoren	63
5.2.1	Wahl des Auswertungsintervalls	63
5.2.2	Ergebnisse der Simulation	64
5.2.3	Einfluss des Tempolimits und des LW-Anteils	65
5.2.4	Einfluss von Steigungsstrecken	66
6.	Grundlagen zur Normbereinigung	69
6.1	Festlegung der Kapazität	69
6.1.1	Reale und hochgerechnete Stundenwerte	69
6.1.2	Zeitlücken und Sicherheit	70
6.1.3	Kapazitätswerte für zwei- und dreistreifige Querschnitte	70
6.2	Ermittlung der q-v-Kurven	73
6.3	Festlegung der Qualitätsstufen	75
6.4	Einfluss reduzierter Querschnitte	76
6.4.1	Tunnelquerschnitte	76
6.4.2	Verengte Fahrbahnbreiten	77
7.	Ausblick und weiterer Forschungsbedarf	79

Abkürzungsverzeichnis

Literatur

Anhänge

- Anhang A: Maximale Verkehrsstärken (reale Stundenwerte) für ausgewählte Zählstellen
- Anhang B: Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch für die Station Regensdorf
- Anhang C: Maximale Verkehrsstärken und q-v-Kurven für zwei- und dreistreifige Querschnitte in Abhängigkeit von Tempolimit, LW-Anteil und Längsneigung

Zusammenfassung

Angesichts wachsender Überlastungen und schrumpfender Strassenbaubudgets kommt der optimalen Bemessung von Netzergänzungen im Nationalstrassenbau hohe Bedeutung zu. Die 1999 genehmigte VSS-Norm 640018 „Leistungsfähigkeit, Verkehrsqualität, Belastbarkeit“ stellt einen ersten wichtigen Schritt in Richtung einer differenzierten Bemessungsgrundlage dar. Die darin festgelegten Kapazitäten lehnen sich an ältere schweizerische Richtwerte sowie an ausländische Normen (HCM und HBS) an. Empirische Erhebungen aus der Schweiz sind nicht resp. kaum zugrunde gelegt. Die vorliegende Arbeit verfolgt daher das Ziel:

- aktualisierte Werte für die Leistungsfähigkeit entsprechend Schweizer Verhältnissen zu erarbeiten
- abgesicherte Zusammenhänge zwischen Parametern des Verkehrsflusses einerseits und Haupteinflussfaktoren andererseits herzuleiten sowie
- Normgrundlagen in Form von q-v-Kurven bereitzustellen.

Grundlagen bilden dabei einerseits die aktuellen Handbücher aus Deutschland (HBS) und USA (HCM) sowie neuere Literatur andererseits empirische Messungen. Bei der Auswahl geeigneter Zählstellen und der späteren Auswertung zeigt sich, dass es schwierig ist, Messreihen mit Verkehrsbelastungen im Bereich der Leistungsspitze zur Beurteilung aller wichtigen Einflussfaktoren (Anzahl der Fahrstreifen, Längsneigung, Querschnittsform, Verkehrszusammensetzung und Geschwindigkeitsvorschriften) zu erhalten. Es bedarf deshalb einer ergänzenden systematischen Untersuchung der Einflussfaktoren mit Hilfe eines Simulationsmodells. Gewählt wird hierzu das Programmpaket VISSIM. Zur Eichung des Modells werden sowohl Einzelzeitreihen wie auch die Ergebnisse der Auswertungen der empirischen Daten verwendet. Die Ergebnisse der Analysen der empirischen Daten und der Simulation ergänzen sich, so dass gut abgesicherte Grundlagen für die Überarbeitung der Norm zur Verfügung stehen.

Aus den empirischen Daten lassen sich keine regionalen Unterschiede bei den massgebenden Verkehrsstärken erkennen. Hingegen ergeben sich aus den empirischen Daten Anhaltspunkte, dass zwischen Agglomerationsverkehr und Überlandverkehr Unterschiede bestehen. Die festzulegenden Kapazitäten sollen sich am Agglomerationsverkehr orientieren, da dieser Autobahntyp bezogen auf die Leistungsspitze und die Problemstrecken in der Schweiz dominiert. Die bestehenden Unterschiede bei der Verkehrsstärke zwischen Ballungsraum und nicht Ballungsraum sollte in der Normrevision über die Verkehrsqualitätsstufe berücksichtigt werden.

Als wesentliche Parameter für die Bemessung von Hochleistungsstrassen müssen die Längsneigung, der Schwerverkehrsanteil und die Geschwindigkeitsbeschränkung angesehen werden. In den beiden umseitigen Tabellen sind die ermittelten Verkehrsstärken für einen zwei- und einen dreistreifigen Querschnitt in Abhängigkeit vom Tempolimit, dem Schwerverkehrsanteil (LW-Anteil) und der Längsneigung zusammengestellt. Sie basieren auf den Ergebnissen der Simulation und der Auswertung empirischer Daten.

Die Kapazität für einen zweistreifigen bzw. dreistreifigen Querschnitt liegt bei einer Längsneigung von höchstens 1% und einem LW-Anteil von 0-5% bei 4000 Mfz/h bzw. 5800 Mfz/h. Diese maximalen Werte sind realistisch und durch das empirische Datenmaterial ausreichend abgesichert. Diese hohen Verkehrsstärken sind jedoch nur bei einem Fahrzeugabstand von unter 2 Sekunden möglich.

Neueste Untersuchungen kommen zur Erkenntnis, dass die Kapazität einer Strassenverkehrsanlage unterschiedliche Werte annehmen und dabei erheblich variieren kann. Ein Zusammenbruch des Verkehrsflusses erfolgt nicht bei einem festen Wert, sondern über eine grosse Bandbreite von Verkehrsstärken. Er wird deshalb als zufälliges Ereignis mit grosser Streuung charakterisiert. Detaillierte Untersuchungen für die Messstation N1/Regensdorf (Nordumfahrung Zürich) zur Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs bestätigen diese Hypothese. Bei der Revision der Norm wird weiterhin von einem festen Wert für die Kapazität ausgegangen. Die Beziehungen zwischen Kapazität und Zusammenbruchswahrscheinlichkeit, die in dieser Arbeit nur exemplarisch behandelt werden konnten, sind in der weiteren Forschung zu vertiefen.

Tab. 1: Verkehrsstärken für einen zweistreifigen HLS-Querschnitt in Abhängigkeit von Tempolimit, LW-Anteil und Längsneigung (in Klammern: HBS-Vergleichswerte für v=120km/h)

LW Anteil	v=80 km/h			v=100 km/h			V=120 km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	4000	3800	3650	4000	3800	3600	4000 (4000)	3800 (3750)	3550 (3050)
5-15%	3800	3700	3450	3800	3600	3350	3800 (3800)	3500 (3550)	3150 (2850)
15-25%	3600	3500	3200	3600	3400	3000	3600 (3600)	3200 (3350)	2800 (2650)

Tab. 2: Verkehrsstärken für einen dreistreifigen HLS-Querschnitt in Abhängigkeit von Tempolimit, LW-Anteil und Längsneigung (in Klammern: HBS-Vergleichswerte für v=120 km/h)

LW Anteil	v=80 km/h			v=100 km/h			V=120 km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	5800	5650	5500	5800	5600	5250	5800 (5700)	5450 (5300)	5050 (4250)
5-15%	5600	5500	5200	5550	5250	4950	5450 (5400)	5050 (5000)	4500 (4000)
15-25%	5500	5300	4550	5400	5000	4300	5100 (5100)	4600 (4700)	4000 (3750)

Die Simulationsergebnisse und die empirischen Daten zeigen, dass die ermittelten Verkehrsstärken bei einem Tempolimit von 80, 100 und 120 km/h, einem LW-Anteil von 0-5% und 5-15% und einer Längsneigung kleiner 3% nur geringe Unterschiede aufweisen. Demgegenüber sind bei einem LW-Anteil von 15-25% und einer Längsneigung grösser 3% die Verkehrsstärken bei einem Tempolimit von 80 km/h höher als bei einem Tempolimit von 120 km/h. Gemäss

Modellberechnungen ist dieser Unterschied bei einem dreistreifigen Querschnitt stärker ausgeprägt als bei einem zweistreifigen.

Generell ist bei der Beurteilung des Verkehrsablaufs im Bereich der Leistungsspitze zwischen der maximalen Verkehrsstärke und der Wahrscheinlichkeit von Störungen im Bereich der Leistungsspitze zu unterscheiden. Demnach kann davon ausgegangen werden, dass eine Homogenisierung des Verkehrsflusses zu einer deutlichen Reduzierung der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit bei mittleren und hohen Verkehrsstärken führt. Es erfolgt somit eine Stabilisierung des Verkehrsflusses auf hohem Niveau.

Die ermittelten Verkehrsstärken sind bei Längsneigungen unter 3% und LW-Anteilen unter 15% grundsätzlich vergleichbar mit denen des deutschen HBS. Bei grösseren Steigungen und höherem LW-Anteil sind bei den Simulationsergebnissen sowohl beim zwei- wie auch beim dreistreifigen Querschnitt deutlich höhere Werte feststellbar.

Die maximalen Verkehrsstärken an Wochenenden schwanken erheblich. Auf Strecken mit regelmässig hohen Verkehrsbelastungen sind auch an Wochenenden die maximalen Verkehrsstärken nicht wesentlich niedriger sein als an Werktagen. Auf reinen Touristikstrecken ist hingegen davon auszugehen, dass Störungen im Verkehrsfluss schon bei geringeren Verkehrsbelastungen auftreten. Es wird vorgeschlagen, in der Norm die maximalen Verkehrsstärken an Wochenenden über die Verkehrsqualitätsstufen zu berücksichtigen (Wahl einer tieferen Qualitätsstufe als Bemessungsgrundlage).

Die Festlegung der Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs A bis F erfolgt in Anlehnung an das HBS über den Auslastungsgrad. Es wird vorgeschlagen, keine Veränderung beim Auslastungsgrad für ein Tempolimit von 100 bzw. 80 km/h vorzunehmen. Auf der Grundlage der empirischen Daten und der Ergebnisse der Simulation sind q-v-Kurven erarbeitet worden, die die Anwendung der Norm im verkehrsplanerischen Alltag erleichtern sollen.

Résumé

Dans les projets de travaux routiers visant à compléter le réseau national, l'importance d'optimiser les calculs prend toute sa signification, dans le contexte de la tendance générale à la compression des budgets, alors même que les risques d'engorgement ne font que s'accroître. Agréée en 1999, la norme VSS 640018 „Capacité, niveau de service, charges compatibles“ représente une première étape importante dans le sens d'établir la base de calcul en tenant compte de chaque cas en particulier. Les capacités prévues dans cette norme sont fondées sur des valeurs indicatives, considérées comme applicables pour la Suisse, mais néanmoins dépassées, ainsi que sur des normes appliquées à l'étranger. Des études empiriques réalisées spécifiquement pour la Suisse ne sont pas prises en considération, ou alors très peu. Aussi, les objectifs du présent travail sont les suivants :

- définir des valeurs actualisées, compte tenu des spécificités de la Suisse, pour ce qui concerne les capacités relativement au réseau routier,
- mettre en évidence les interactions entre les paramètres de la circulation routière et les principaux facteurs ayant une incidence sur la fluidité
- proposer des données fondamentales pour la norme, ces données étant présentées sous la forme de courbes q-v (quantité d'usagers-vitesse).

Les données de référence sont puisées dans les manuels utilisés actuellement en Allemagne (HBS) et aux Etats-Unis (HCM), de même que dans la documentation à date de publication récente portant sur des mesures empiriques. Il s'est avéré difficile de trouver des séries de mesures relatives aux densités de véhicules circulant en périodes de pointe, qui permettraient d'évaluer tous les facteurs ayant une incidence sur la fluidité du trafic. C'est pourquoi il a fallu recourir à une analyse complémentaire et systématique de ces facteurs, au moyen d'un modèle de simulation réalisé avec le progiciel VISSIM. Le modèle a été étalonné avec des séries de séquences horaires et avec les résultats des analyses portant sur des données empiriques. Les résultats des analyses fondées sur les données empiriques et sur la simulation se complètent, permettant ainsi de fournir des données pertinentes, utilisables pour une révision de la norme.

Les données empiriques ne révèlent aucune différence régionale pour ce qui concerne les densités significatives de trafic. Par contre, il semble ressortir de ces données qu'il existe des différences entre le trafic urbain et le trafic interurbain. Les capacités à prévoir dans la norme devraient s'orienter sur le trafic urbain, étant donné que ce type d'autoroute est prédominant en Suisse, en termes de pointe de trafic et de tronçons problématiques. Les différences constatées entre les zones de concentration urbaine et les zones hors-conurbation mériteraient d'être prises en compte dans la révision de la norme, en intégrant cet aspect dans le volet „Qualité du trafic“.

Parmi les paramètres importants pour le calcul des axes routiers de capacité élevée, il faut inclure la pente longitudinale, le taux des poids lourds dans le volume du trafic, et la limitation

de la vitesse. Les calculs de densités sont résumés dans les deux tableaux. Ces chiffres sont fondés sur les résultats de la simulation et sur l'analyse des données empiriques.

La capacité pour un tronçon à deux ou trois bandes de circulation, pente longitudinale 1% et taux de poids lourds 0-5%, est respectivement de 4000 ou 5800 véhicules/h. Ces valeurs maximales sont réalistes et leur pertinence est étayée de manière suffisante par les données empiriques. Toutefois, des densités aussi élevées impliquent nécessairement que la distance entre les véhicules est inférieure à 2 secondes.

Des études très récentes ont permis de montrer que les valeurs définissant la capacité d'une infrastructure routière peuvent fluctuer de manière très appréciable. Autrement dit, le franchissement d'une valeur bien déterminée n'est pas le signal „automatique“ d'une rupture dans le trafic, en fait, celle-ci peut se situer dans une plage de densités assez large. C'est pourquoi une rupture de trafic est caractérisée comme un événement aléatoire à dispersion large. Des études détaillées portant sur la probabilité d'une rupture de trafic sur la N1/ Rode Nord Zürich ont confirmé cette hypothèse. Dans la révision de la norme, on est resté fidèle au principe d'une valeur fixe pour la capacité. Dans le cadre du présent travail, il n'a pas été possible d'aborder autrement qu'à titre d'exemple la question des relations entre la capacité et la probabilité de rupture, aussi conviendrait-il d'approfondir cet aspect à une étape ultérieure dans la recherche.

Tab.1: Densités de trafic pour un tronçon HLS à deux bandes de circulation, en fonction de la limitation de vitesse, taux de poids lourds et pente longitudinale (entre parenthèses: valeurs HBS comparatives pour v=120km/h)

taux de poids lourds	v=80 km/h			v=100 km/h			V=120 km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	4000	3800	3650	4000	3800	3600	4000 (4000)	3800 (3750)	3550 (3050)
5-15%	3800	3700	3450	3800	3600	3350	3800 (3800)	3500 (3550)	3150 (2850)
15-25%	3600	3500	3200	3600	3400	3000	3600 (3600)	3200 (3350)	2800 (2650)

Tab.2: Densités de trafic pour un tronçon HLS à trois bandes de circulation, en fonction de la limitation de vitesse, taux de poids lourds et pente longitudinale (entre parenthèses : valeurs HBS comparatives pour v=120km/h)

taux de poids lourds	v=80 km/h			v=100 km/h			V=120 km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	5800	5650	5500	5800	5600	5250	5800 (5700)	5450 (5300)	5050 (4250)
5-15%	5600	5500	5200	5550	5250	4950	5450 (5400)	5050 (5000)	4500 (4000)
15-25%	5500	5300	4550	5400	5000	4300	5100 (5100)	4600 (4700)	4000 (3750)

Les résultats de la simulation et les données empiriques montrent que les densités de trafic calculées pour une limitation de vitesse à 80, 100 et 120 km/h, avec taux de poids lourds de

0-5% et 5-15% et pente longitudinale inférieure à 3%, ne présentent que des différences minimes. Par contre, lorsque le taux de poids lourds se situe entre 15-25% et que la pente est supérieure à 3%, la densité de trafic obtenue avec une limitation de vitesse fixée à 80 km/h est plus élevée, par rapport à une limitation fixée à 120 km/h. Les calculs réalisés avec le modèle révèlent que cette différence est plus forte sur un tronçon à 3 voies de circulation, en comparaison avec le même tronçon à 2 voies.

D'une manière générale, lorsqu'il s'agit de pronostiquer le flux de circulation en phase de pointe, il faut faire une distinction entre les densités maximales et la probabilité de perturbations en phase de pointe. Par conséquent, on peut considérer qu'une homogénéisation du flux de circulation peut se traduire par une réduction sensible du risque de rupture à des densités moyennes ou élevées. Il en résulte une stabilisation du flux du trafic à un niveau élevé.

Lorsque les coefficients de pente et taux de poids lourds sont faibles, les densités de trafic calculées sont comparables avec les chiffres du manuel allemand HBS. Par contre, dans les résultats de la simulation on constate des valeurs nettement plus élevées, aussi bien sur les tronçons à deux ou trois voies de circulation, lorsque les coefficients de pente et les taux relatifs aux poids lourds sont plus élevés.

On constate des fluctuations très importantes dans les densités maximales de trafic pendant les week-ends. Sur les sections où le taux de fréquentation est élevé de manière régulière, les densités maximales de trafic pendant le week-end ne sont jamais très inférieures à celles enregistrées pendant la semaine. Par contre, sur les sections à vocation uniquement touristique, il faut partir du principe que des perturbations dans le trafic peuvent se produire dès la moindre augmentation du trafic. C'est pourquoi il conviendrait de proposer que l'on tienne compte dans la norme des densités maximales de trafic pendant le week-end, en intégrant cet aspect dans le volet „Qualité du trafic“ (sélection d'un échelon inférieur de qualité comme base de calcul).

La détermination des échelons de qualité du trafic A à F est placée sous la dépendance du coefficient de charge, selon le principe adopté dans le manuel allemand HBS. Il est suggéré de ne pas modifier le coefficient de charge en cas de limitation de vitesse à 100 ou 80 km/h. Sur la base des données empiriques et des résultats de la simulation, ont été définies des courbes q-v qui devraient permettre de faciliter la mise en oeuvre de la norme dans la pratique quotidienne du travail de planification routière.

Abstract

Major importance is attached to optimum design of additions to the network in motorway construction in view of increasing overloading and shrinking road-construction budgets. The VSS Standard 640018 "Capacity, Traffic Quality and Loading Capacity", approved in 1999, represents an initial important step towards a differentiated basis for design. The capacities which it stipulates are based on older Swiss guideline values and foreign standards. It is not based or is hardly based on empirical surveys from Switzerland. Consequently, this paper is aimed at:

- elaborating updated values for the capacity in accordance with Swiss conditions
- deriving corroborated interrelationships between parameters of traffic flow on the one hand and main influencing factors on the other and
- providing standard fundamentals in the form of load-speed curves (q-v curves).

This is based on the current manuals from Germany (HBS) and the USA (HCM) in addition to more recent literature on the one hand and empirical measurements on the other. It can be seen that it is difficult to obtain series of measurements with traffic loads in the region of maximum capacity for assessment of all important influencing factors. Consequently, what is necessary is an additional systematic investigation of the influencing factors using a simulation model. We have used the VISSIM program package for this purpose. Both individual patterns over time and the results of the evaluations of the empirical data are used to calibrate the model. The results of the analyses of the empirical data and of the simulation are complementary so that we have a well founded basis for revision of the Standard.

The empirical data does not indicate any regional differences in relation to the important traffic volumes. By contrast, it indicates that there may be differences between conurbation traffic and interurban traffic. The capacities to be defined should be based on the conurbation traffic since this type of motorway is dominant in Switzerland referred to peak capacity and problematic sections. The existing differences in traffic volume between conurbation and non-conurbation should be allowed for when revising the Standard on the basis of the quality level of traffic flow.

Gradient, heavy good traffic share and speed restriction should be viewed as essential parameters for design of high-capacity roads. The two tables overleaf compare the determined traffic volumes. They are based on the results of the simulation and evaluation of empirical data.

The capacity for a two-lane or three-lane cross section is around 4.000 vph resp. 5.800 vph with a gradient of 1 % and a truck share of 0-5 %. These maximum values are realistic and are adequately founded by empirical data available. These high traffic volumes are, however, possible only with vehicles spaced less than 2 seconds apart.

Most recent investigations indicate that the capacity of a road traffic facility may assume differing values and may thus vary substantially. Traffic flow does not break down at a fixed value

but over a broad bandwidth of traffic volumes. Such a breakdown is thus characterised as a random event with major variation. Detailed investigations on the N1/Zurich North Bypass into the probability of breakdown confirm this hypothesis. When revising the Standard, it will still be assumed that there is a fixed value for the capacity. The relationships between capacity and probability of breakdown which were able to be handled only by way of example must be investigated further as research progresses.

Table 1: Traffic volumes for a two-lane, high-capacity road cross section as a function of speed limit v , Heavy traffic Percentage and gradient (in parentheses: HBS comparison values for $v = 120$ km/h)

Heavy traffic %	$v=80$ km/h			$v=100$ km/h			$V=120$ km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	4000	3800	3650	4000	3800	3600	4000 (4000)	3800 (3750)	3550 (3050)
5-15%	3800	3700	3450	3800	3600	3350	3800 (3800)	3500 (3550)	3150 (2850)
15-25%	3600	3500	3200	3600	3400	3000	3600 (3600)	3200 (3350)	2800 (2650)

Table 2: Traffic volumes for a three-lane, high-capacity road cross section as a function of speed limit v , Heavy traffic Percentage and gradient (in parentheses: HBS comparison values for $v = 120$ km/h)

Heavy traffic %	$v=80$ km/h			$v=100$ km/h			$V=120$ km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	5800	5650	5500	5800	5600	5250	5800 (5700)	5450 (5300)	5050 (4250)
5-15%	5600	5500	5200	5550	5250	4950	5450 (5400)	5050 (5000)	4500 (4000)
15-25%	5500	5300	4550	5400	5000	4300	5100 (5100)	4600 (4700)	4000 (3750)

The simulation results and the empirical data indicate that the determined traffic volumes feature only slight differences at a speed limit of 80, 100 and 120 km/h, a truck share of 0-5 % and 5-15 % and a gradient less than 3 %. By contrast, the traffic volumes with a truck share of 15-25 % and a gradient exceeding 3 % are higher with a speed limit of 80 km/h than in the case of a speed limit of 120 km/h. In accordance with traffic simulations, this difference is more pronounced in the case of a three-lane cross section than it is in the case of a two-lane transverse profile.

In general, it is necessary to distinguish between the maximum traffic volume and the probability of disruptions in the area of peak capacity when assessing traffic flow in the area of peak capacity. Consequently, it can be assumed that homogenisation of traffic flow will lead to a substantial reduction in the probability of breakdown at moderate and high traffic volumes. This means that traffic flow stabilises at a high level.

Basically, the traffic volumes determined with low gradient values and low truck shares are comparable with those of the German HBS. Far higher values are achieved in the simulation results both on two-lane and on three-lane transverse profiles with higher inclinations and a higher truck share.

The maximum traffic volumes at weekends fluctuate considerably. On sections with regularly high traffic volumes, the maximum traffic volumes at weekends are not appreciably lower than on workdays. By contrast, on pure tourist sections, it can be assumed that disruptions in traffic flow occur even at lower traffic volumes. It is proposed that the maximum traffic volumes on weekends be allowed for in the Standard on the basis of the quality levels of traffic flow (selection of a lower quality level as the basis for design).

The quality levels of traffic flow A to F are stipulated by analogy with the HBS on the basis of the load factor. It is proposed that no change be made to the load factor for a speed limit of 100 or 80 km/h. q-v curves which are intended to facilitate application of the Standard in day-to-day traffic-planning work have been elaborated on the basis of the empirical data and the results of the simulation.

1. Einleitung

1.1 Ausgangslage und Auftrag

Mit dem immer stärkeren Verkehr auf dem Hochleistungsstrassennetz (HLS-Netz) erhöht sich der Druck auf eine Anpassung der Kapazitäten. Im Rahmen des Sachplans Strasse und des Gegenvorschlags zur AVANTI-Initiative werden entsprechende Erweiterungen des Nationalstrassennetzes vorbereitet. Die hohen Kosten für Neubauten und Kapazitätserweiterungen bedingen allerdings, dass die knapper werdenden Mittel optimal eingesetzt werden. Dafür ist es zwingend nötig, präzise Kenntnisse über die möglichen Verkehrsbelastungen in Abhängigkeit von den Parametern des Verkehrsgeschehens zu haben. Auch der heute sehr aktuelle Bereich des Verkehrssystemmanagements, bei dem der Verkehrsfluss unter kritischen Bedingungen optimiert wird, erfordert zuverlässige Bemessungsmethoden und eine genaue Kenntnis der Grenzen der einzelnen Verkehrszustände unter wechselnden Betriebsbedingungen.

Die 1999 genehmigte VSS-Norm 640'018 „Leistungsfähigkeit, Verkehrsqualität, Belastbarkeit“ stellt einen ersten wichtigen Schritt in Richtung einer differenzierten Bemessungsgrundlage im Sinne des amerikanischen HCM und des deutschen HBS dar. Sie kann allerdings den oben genannten Ansprüchen nur bedingt genügen, da sie sich an ältere schweizerische Richtwerte sowie an die genannten ausländischen Vorgaben anlehnt. Empirische Erhebungen wurden nicht resp. kaum zugrundegelegt. Dies führt dazu, dass die Normwerte teilweise von den real vorhandenen Leistungsfähigkeiten (LF) abweichen.

Das Bundesamt für Strassen (ASTRA) hat deshalb die Ingenieurgemeinschaft Jenni + Gottardi (J+G) und SNZ Ingenieure und Planer (SNZ) beauftragt, eine entsprechende Forschungsarbeit auszuführen und eine neue Normungsgrundlage zu erarbeiten, die eine zuverlässige Abschätzung der Kapazitätsverhältnisse im HLS-Netz unter Berücksichtigung schweizerischer Verhältnisse (Verkehrsverhalten, Tempolimits, Schwerverkehrsanteil etc.) ermöglicht. Dabei sollen in Anlehnung an das Verfahren zur verkehrstechnischen Bemessung in den bestehenden Normen die Zusammenhänge sowohl mit Hilfe von empirischen Messungen als auch mit Simulationsverfahren bestimmt werden.

1.2 Ziel der Forschung

Die Ziele der Arbeit sind:

- aktualisierte Werte für die Leistungsfähigkeit entsprechend Schweizer Verhältnissen zu erarbeiten
- abgesicherte Zusammenhänge zwischen Parametern des Verkehrsflusses einerseits und Haupteinflussfaktoren andererseits herzuleiten sowie
- Normgrundlagen in Form von q-v-Kurven bereitzustellen.

1.3 Vorgehensweise

Die Vorgehensweise zur Erarbeitung der Grundlagen für den Normentwurf setzt sich gemäss Abb. 1.1 aus vier Arbeitsschwerpunkten zusammen. Diese sind:

A Aufbereitung der Grundlagen

Das Vorgehen stützt sich auf die einschlägige Literatur sowie auf die nationalen und internationalen Normen. Eine Zusammenstellung der gesichteten Literatur findet sich im Kapitel 8. Die wichtigsten Normen sind:

- SN 640 018 „Freie Strecken auf Autobahnen“
- SN 640 017 „Leistungsfähigkeit, Verkehrsqualität, Belastbarkeit; Grundlagennorm“
- HBS „Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen“ Ausgabe 2001 (Deutschland)
- HCM 2000 „Highway capacity manual“ (USA)

Bei den internationalen Normen steht das deutsche HBS im Vordergrund der Betrachtungen, da es neu erschienen ist und den Schweizer Verhältnissen besser entspricht als das amerikanische HCM.

B Empirische Daten

Empirische Daten dienen als Grundlage für die Beurteilung der Auswirkungen der Einflussfaktoren auf den Verkehrsablauf und die Leistungsfähigkeit sowie für die Verifikation und Kalibrierung des Simulationsmodells. Untersuchungen zum Bereich der Leistungsspitze dienen als Grundlage für die Bestimmung der Leistungsfähigkeit.

C Untersuchung der Haupteinflussfaktoren

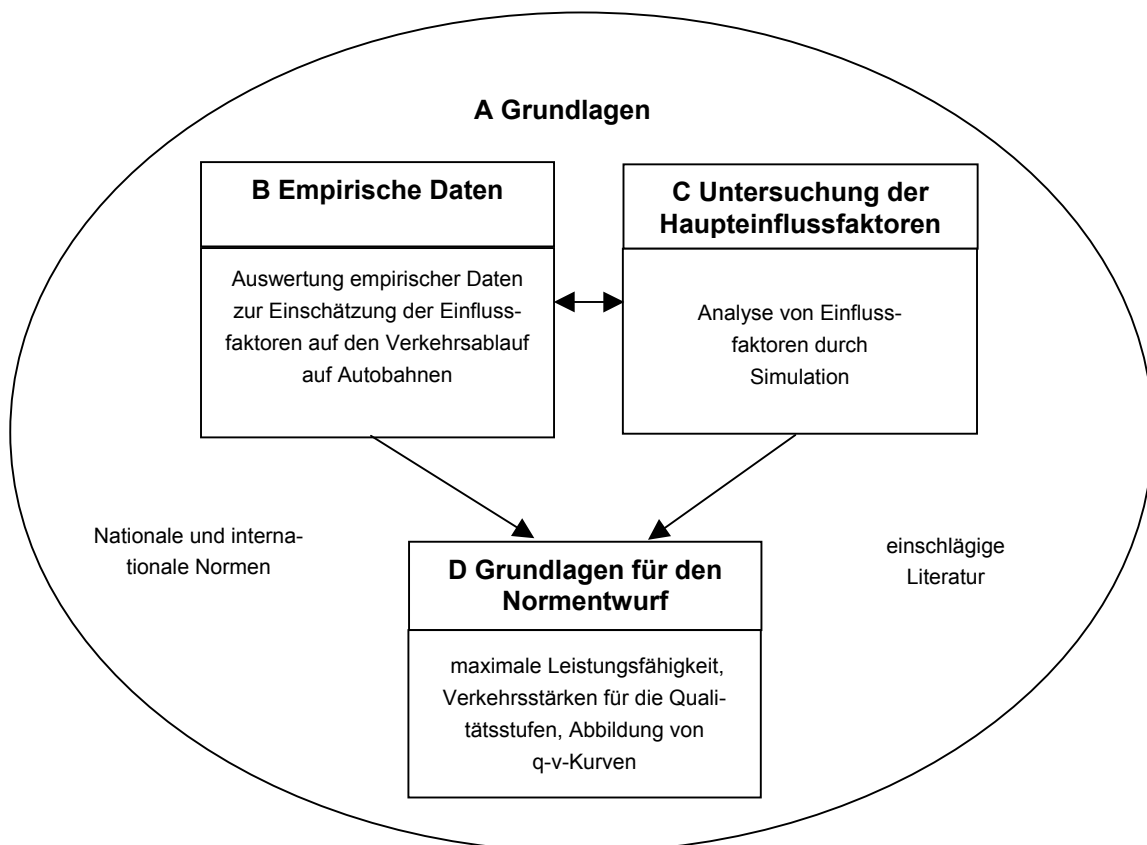
Mit Hilfe eines Simulationsmodells wird eine vertiefende Analyse der Haupteinflussfaktoren vorgenommen. Das Modell ermöglicht, durch gezielte Variation einzelner Einflussfaktoren deren Auswirkungen auf das Verkehrsgeschehen systematisch zu untersuchen. Im Vorder-

grund der Betrachtungen stehen der zwei- und dreistreifige Normalquerschnitt bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten, LW-Anteilen und Steigungen.

D Grundlagen für den Normentwurf

Die Ergebnisse der Auswertungen der empirischen Daten und der Durchläufe mit dem Simulationsmodell ergeben ein Erklärungsmodell für den Verkehrsfluss auf den Autobahnen in der Schweiz und ermöglichen die Festlegung der Leistungsfähigkeit und Verkehrsqualitätsstufen. Basierend auf diesen Ergebnissen werden die Zusammenhänge in Form von q-v-Kurven (Fundamentaldiagramm) bezogen auf den zwei- und dreistreifigen Normalquerschnitt und den Haupteinflussfaktoren erarbeitet. Die Leistungsfähigkeit und Verkehrsqualitätsstufen für Sonderquerschnitte werden mittels Reduktionsfaktoren festgelegt.

Abb. 1.1: Schema mit den Arbeitsschwerpunkten



2. Theoretische Grundlagen

2.1 Begriffe und Definitionen

Die Begriffe Verkehrsstärke, Verkehrsdichte, Leistungsfähigkeit und Verkehrsqualität sind in der Schweizer Norm SN 640017a definiert. Unter Verkehrsstärke wird die Verkehrsbelastung (Anzahl der Verkehrselemente eines Verkehrsstromes) je Zeiteinheit an einem Querschnitt der Verkehrsanlage, unter Verkehrsdichte die Verkehrsmenge je Streckenabschnitt zu einem bestimmten Zeitpunkt verstanden. Im ersten Fall ist das die lokale Beobachtung, bei der der Betrachter sich an einem bestimmten Querschnitt befindet. Im zweiten Fall ist das die momentane Beobachtung, bei der der Betrachter einen Streckenabschnitt beobachtet.

„Unter Leistungsfähigkeit einer Verkehrsanlage wird die grösstmögliche Verkehrsstärke verstanden, von der erwartet werden kann, dass sie einen Abschnitt dieser Anlage während eines gegebenen Zeitintervalles, bei gegebenen Strassen-, Verkehrs- und Betriebsbedingungen, durchfahren kann“ [SN 640017a]. Mit gegebenen Strassen-, Verkehrs- und Betriebsbedingungen werden die wichtigsten Einflussfaktoren auf die Leistungsfähigkeit bezeichnet. Die Leistungsfähigkeit entspricht somit der grösstmöglichen Verkehrsstärke, die eine Verkehrsanlage bewältigen kann. Diese Definition entspricht dem englischen Ausdruck „Capacity“, was im deutschen Sprachgebrauch besser mit Aufnahmevermögen als mit Leistungsfähigkeit zu übersetzen ist [Bischofberger 1997]. Auf den Begriff und die Abschätzung der Leistungsfähigkeit wird im vierten Kapitel noch näher eingegangen.

Aus dem Begriff der Leistungsfähigkeit könnte geschlossen werden, dass eine Strasse dann ausreichend bemessen wäre, wenn die tatsächliche Verkehrsnachfrage in der Spitzenstunde kleiner als die grösste mögliche Verkehrsstärke ist. Bei dieser Auffassung würde man jedoch die starken Verkehrsbeeinträchtigungen, die erhöhte Unfallgefährdung und die geringen Reisegeschwindigkeiten in Kauf nehmen, die mit dieser Verkehrsqualität verbunden sind. Unter Verkehrsqualität wird der Grad der gegenseitigen Behinderungen der Verkehrsteilnehmer verstanden. In der Regel wird von 6 Stufen der Verkehrsqualität (A - F) ausgegangen, die für alle Elemente von Verkehrsanlagen gelten (siehe Abschnitt 2.5).

Die Verkehrsbedingungen sind zeitlich veränderliche Grössen. Unter dem Begriff der Verkehrsbedingungen versteht man die Zusammensetzung des Verkehrsstromes und die Verkehrsnachfrage. Das Fahrzeugkollektiv und das Fahrerkollektiv beschreiben die Verkehrszusammensetzung. Unter dem Fahrzeugkollektiv wird die Gesamtheit der verschiedenen Fahrzeugtypen auf einem Streckenabschnitt verstanden. Als beschreibende Grösse wird zumeist ausschliesslich der LW-Anteil angesehen. Die Verkehrsnachfrage ist die Realisierung unterschiedlicher Fahrer- und Fahrzeugkollektive.

2.2 Fundamentaldiagramm

Zwischen den Kenngrößen¹ der Verkehrsstärke q , der Verkehrsdichte k und der momentanen mittleren Geschwindigkeit v_{mom} lassen sich auf rein theoretischem Weg keine quantitativen Zusammenhänge herleiten. Der qualitative Zusammenhang ergibt sich jedoch aus grundlegenden Kontinuitätsbetrachtungen für lokal und momentan gewonnene Kenngrößen und kann mit folgender Zustandsgleichung beschrieben werden (siehe auch Spacek 2001).

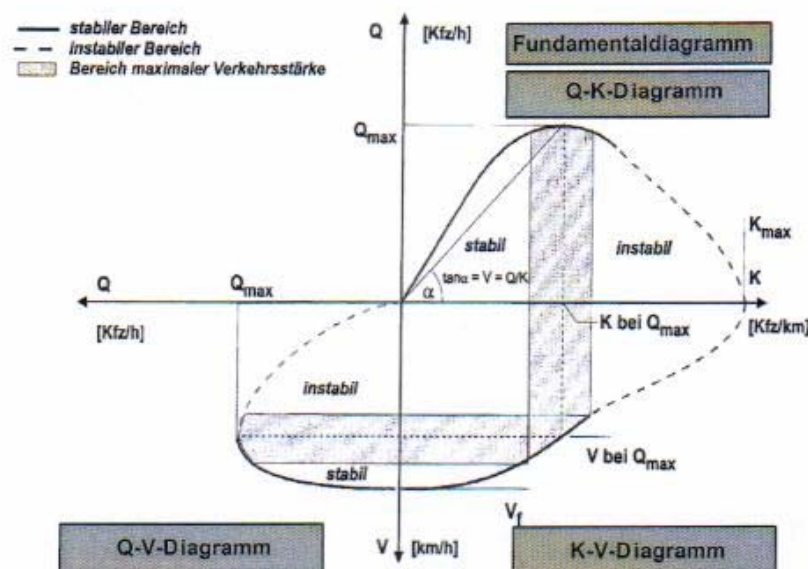
$$q = k \cdot v_{\text{mom}} \quad \text{Gl. 1.1}$$

mit:

k	= Verkehrsdichte	[Mfz/km]
v_{mom}	= mittlere momentane Geschwindigkeit	[km/h]
q	= Verkehrsstärke	[Mfz/h]

Die graphische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Verkehrsstärke, Verkehrsdichte und mittlerer momentaner Geschwindigkeit wird als Fundamentaldiagramm bezeichnet (siehe Abb. 2.1). Es repräsentiert den Verkehrsablauf auf einem bestimmten Streckenabschnitt, wobei sich die Auswertungen auf einen oder mehrere Fahrstreifen sowie auf unterschiedlich lange Zeitintervalle beziehen können.

Abb. 2.1: Grundlegender Zusammenhang zwischen Verkehrsstärke q , Verkehrsdichte k , mittlerer momentaner Geschwindigkeit v_{mom} (nach Kleinschmidt, 1997)



¹ Im Vordergrund stehen Vorgänge, bei welchen die Kenngrößen im betrachteten Zeitintervall und auf der betrachteten Strecke konstant bleiben, das heisst, der Verkehrsablauf ist innerhalb der Zeit-Weg-Fläche stationär, wenn q unabhängig von der Zeit ist, und wenn k und v_{mom} unabhängig vom Weg sind.

Von der Darstellung her kann zwischen dem q-v-Diagramm, dem Q-K-Diagramm und dem K-V-Diagramm unterschieden werden. Die Form und die Struktur des Fundamentaldiagramms wird neben den äusseren Strassen-, Verkehrs- und Betriebscharakteristiken (Einflussfaktoren) durch das zeitliche Mess- bzw. Bezugsintervall², aus dem die Fahrzeugmengen aggregiert werden beeinflusst. Die quantitativen Zusammenhänge können nur empirisch oder über Simulation zu erfasst werden. Jeder Messpunkt im Fundamentaldiagramm charakterisiert ein bestimmtes Zeitintervall des Verkehrsablaufes. Nur zwei Punkte im Fundamentaldiagramm sind vorgegeben:

$$\begin{array}{lll} k = 0 & q = 0 & \\ k = k_{\max} & v = 0 & q = 0 \end{array}$$

Damit der Zusammenhang zwischen den Kenngrössen abgeschätzt werden kann, müssen viele solcher Messpunkte ermittelt werden, die jedoch in einem gewissen Bereich streuen. Die Messpunkte können bestenfalls den gesamten Bereich zwischen $k = 0$ und $k = k_{\max}$ abdecken.

Das Fundamentaldiagramm lässt sich grob in zwei Bereiche des Verkehrsflusses unterteilen:

- stabiler Bereich: Bereich des freien und teilgebundenen Verkehrs und
- instabiler Bereich: Bereich des gebundenen Verkehrs.

Der Bereich der grösstmöglichen Verkehrsstärke, welcher der Leistungsfähigkeit entspricht, befindet sich im Übergangsbereich zwischen dem stabilen und instabilen Verkehrszustand. Die Abbildung 2.1 verdeutlicht, dass es sich um einen problematischen Bereich handelt, da die Gefahr des „Umkippen“ vom stabilen in den instabilen Verkehrszustand gross ist. Aus diesem Grunde ist die (maximale) Leistungsfähigkeit als Bemessungsgrösse nur bedingt geeignet.

2.3 Verkehrsflussmodelle

Während sich in vielen Naturwissenschaften ein Experiment mit konstanten Randbedingungen beliebig oft wiederholen lässt, steht der Verkehrswissenschaftler vor dem Problem, dass sich die Einflussfaktoren des von ihm zu untersuchenden Systems „Verkehrsablauf“ seinem Zugriff entziehen. Um nun den Einfluss von äusseren Randbedingungen und unterschiedlichen Fahrerverhalten auf den Verkehrsablauf quantitativ und qualitativ beschreiben zu können, werden Modelle zur Nachbildung des Verkehrsflusses entwickelt und eingesetzt. Diese Modelle bieten den Vorteil, dass die Randbedingungen des zu untersuchenden Systems innerhalb bestimmter Grenzen beliebig vorgegeben werden können.

Das Fundamentaldiagramm ist die Basis vieler Verkehrsflusstheorien und Modelle. Grundsätzlich wird im Rahmen dieser Arbeit, abhängig von der Betrachtungsweise, zwischen zwei

² Zur Wahl des Bezugsintervalls bei der Auswertung der empirischen Daten siehe Abschnitt 3.2.1

Möglichkeiten, den Verkehrsfluss in Modellen zu beschreiben, unterschieden [Wiedemann/Schwertfeger 1987, Ponzlet 1996, Bischofberger 1997, Bressler 2001]:

- Mikroskopische Modelle
- Makroskopische Modelle

Mikroskopische Modelle beschreiben die Lage und Bewegung von Einzelfahrzeugen im Kollektiv und lassen sich in fahrdynamische, Fahrzeugfolge- und Psychophysische Modelle untergliedern. Das letztlich verwendete Simulationsmodell zur Untersuchung der Haupteinflussfaktoren auf die Leistungsfähigkeit gehört zur letztgenannten Gruppe (siehe auch Abschnitt 5.1).

Makroskopische Verkehrsflussmodelle beschreiben mittels einer einfachen mathematischen Gleichung die in Abbildung 2.1 dargestellten Zusammenhänge zwischen den quantitativen Parametern Verkehrsstärke q und Verkehrsdichte k sowie dem qualitativen Parameter mittlere momentane Geschwindigkeit v .

2.4 Verkehrszustände

Der Verkehrsablauf selbst ist bei Betrachtung seiner inneren Abläufe ein komplexes System einer grösseren Zahl von Akteuren, welche in ständiger gegenseitiger Wechselwirkung unter sich und mit der von ihnen wahrgenommenen Umwelt stehen. So nimmt bei zunehmender Verkehrsstärke die gegenseitige Beeinflussung der Verkehrsteilnehmer zu. Zudem kann eine bestimmte Verkehrsstärke auf einem Strassenabschnitt bei ganz verschiedenen Geschwindigkeiten und Dichten bewältigt werden, je nachdem, ob auf der Strecke ein stabiler oder instabiler Verkehrsfluss herrscht. Im Fundamentaldiagramm werden bei der Aggregation der Daten einzelner Fahrzeuge zu kurzen Intervallen unterschiedliche Zustände von Verkehrssituationen und Übergänge zwischen diesen Zuständen interpretierbar.

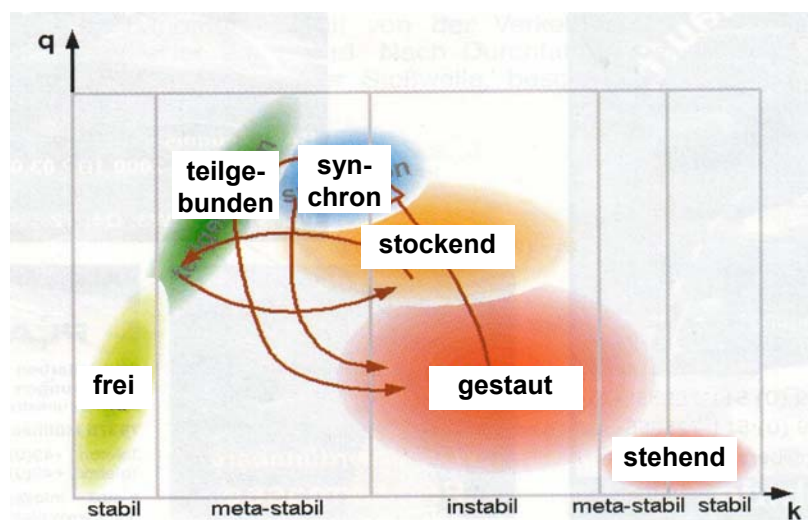
Kim und Keller [2001: 435] analysierten Zustände gleichartigen Verkehrsablaufs und die Übergänge zwischen diesen Zuständen. Sie untergliedern den Verkehrsablauf in folgende Verkehrszustände (siehe auch Abb. 2.2):

- **Freier Verkehr:** Bei geringer Verkehrsnachfrage ergibt sich freier Verkehr, d.h. ein stabiler Verkehrsablauf. Die Geschwindigkeiten zwischen den Fahrstreifen können merkliche Unterschiede aufweisen.
- **Teilgebundener Verkehr:** Bei erhöhter bzw. höherer Verkehrsnachfrage entsteht teilgebundener Verkehr, das heisst die Interaktionen zwischen den Fahrzeugen sind stärker, die

Geschwindigkeiten zwischen den Fahrstreifen können noch immer unterschiedlich sein. Der Verkehrsablauf ist meta-stabil.

- **Stockender Verkehr:** Bei stockendem Verkehr ist die Geschwindigkeit niedriger und schwankt heftig, während die Verkehrsstärke noch immer recht hoch ist und sich wenig verändert. Bei diesem Verkehrszustand sind die Datenwerte der Verkehrsstärke-Verkehrsdichte-Relation in einem grossen Bereich unregelmässig verteilt. Die Geschwindigkeiten zwischen den Fahrstreifen weisen kaum Unterschiede auf.

Abb. 2.2: Übergänge zwischen Verkehrszuständen im Fundamentaldiagramm
[Kim/Keller: 2001, S. 436].

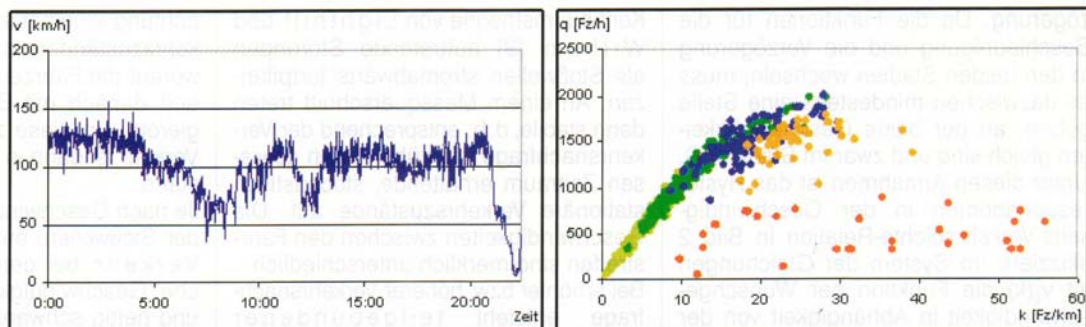


- **Gestauter Verkehr:** Bei gestautem Verkehr ist der Verkehrsfluss in einem instabilen Zustand, so dass auch kleine Störungen den Zustand des Verkehrsablaufs ändern können. Die Verkehrsstärken sind dann erheblich geringer als im stockenden Verkehr, aber nicht unbedingt die mittleren Geschwindigkeiten.
- **Stehender Verkehr:** Beim stehenden Verkehr wird die maximale Verkehrsdichte k_{\max} erreicht.
- **Synchroner Verkehr:** Bei synchronem (gleichlaufendem) Verkehr sind die Geschwindigkeiten auf allen Fahrstreifen im Wesentlichen gleich und zwar etwas niedriger als beim freien oder teilgebundenen Verkehrszustand, aber immer noch hoch. Die Verkehrsstärke ist im Mittel so hoch wie beim teilgebundenen Verkehrszustand, aber bei geringerer Varianz. Da auch dieser Verkehrszustand meta-stabil ist, entstehen aus Störungen Übergänge zum stockenden oder gestauten Verkehr, wenn die Störungen gewisse Schwellenwerte überschreiten.

In Abb.2.3 sind die Beobachtungen an einem zweistreifigen Querschnitt wiedergegeben. Es wird deutlich, dass die Verkehrsichte- und Verkehrsstärkeflächen aus gänzlich unterschiedlichen Verkehrszuständen stammen. Die einzelnen dargestellten Verkehrszustände sind nur

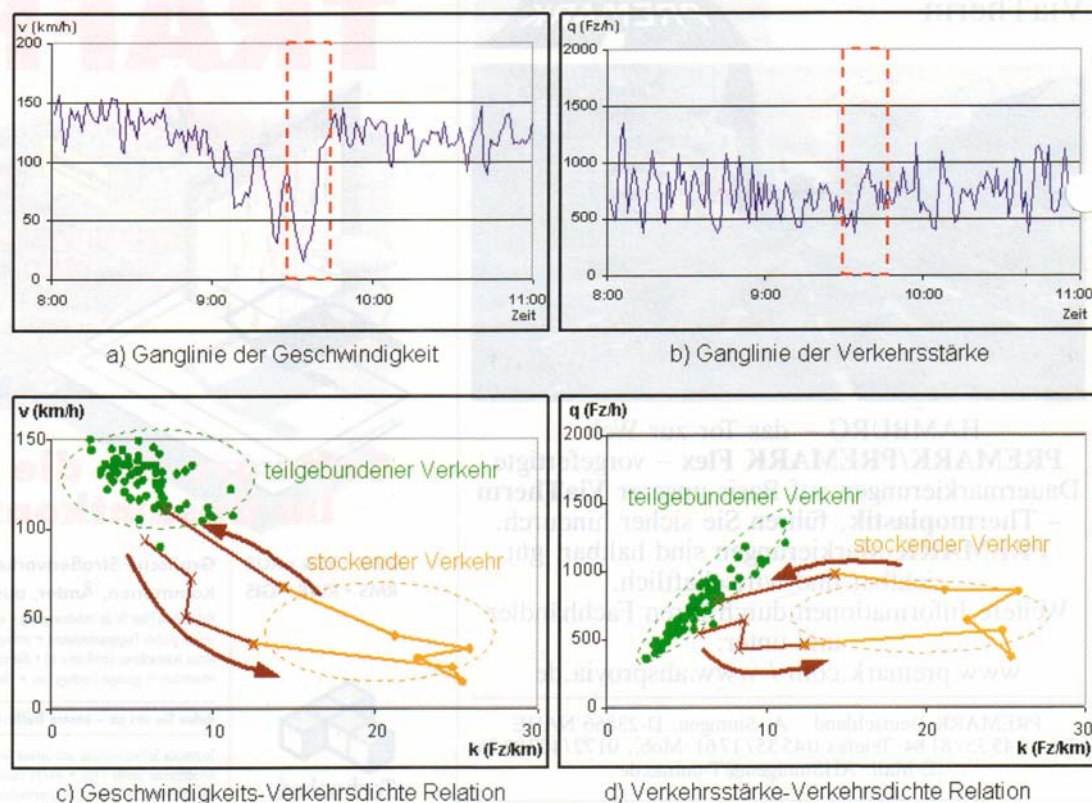
unscharf voneinander abzugrenzen. Sie überschneiden im Zustandsdiagramm teils gleiche Verkehrsstärke- und Verkehrsdichteflächen, so dass entsprechend auch die Übergänge zwischen benachbarten Verkehrszuständen schwer zu isolieren sind.

Abb. 2.3: Vergleich unterschiedlicher Verkehrszustände in Ganglinie und Fundamentaldiagramm (Autobahn A8 in Deutschland) [Kim/Keller: 2001, S. 436].



Für die einzelnen zuvor definierten Verkehrszustände untersuchten Kim und Keller typische Arten von Übergängen. Als Beispiel zeigt Abb. 2.4 Übergänge zwischen teilgebundenem und stockendem Verkehr.

Abb. 2.4 Übergang vom teilgebundenen und stockendem Verkehr [Kim/Keller: 2001]



Beim Übergang vom teilgebundenen Verkehr zum stockenden Verkehr nimmt die Geschwindigkeit der Fahrzeuge plötzlich ab, während sich die Verkehrsstärke nicht merklich ändert. Im Gegensatz zum Übergang vom teilgebundenen zum gestauten Verkehr, bei dem die Verkehrsstärke vor dem Beginn des Staus sehr hoch ist, tritt bei stockendem Verkehr zu keiner Zeit eine hohe Verkehrsstärke auf. Diese Charakteristik ist für die Differenzierung zwischen gestautem und stockendem Verkehr entscheidend. Wenn die Verkehrsstärke hoch wäre, würde sich aus dieser Verkehrssituation gestauter Verkehr entwickeln. Der Übergang zwischen teilgebundenem und stockendem Verkehr verläuft damit im Zustandsdiagramm im Wesentlichen mit zunehmender Verkehrsdichte bei gleicher Verkehrsstärke, während beim Übergang vom teilgebundenen zum gestauten Verkehr bei zunehmender Dichte die Verkehrsstärke stark abnimmt.

Ausführungen zu anderen Formen von Übergängen zwischen den definierten Verkehrszuständen können bei Kim/Keller [2001] nachgelesen werden. Nach Kim/Keller verdeutlichen die Analysen, dass an einem Messquerschnitt erfasste und in einem Verkehrsstärke-/Verkehrsdichte-Diagramm aufgetragene Messwerte aus ihrer Entstehungsgeschichte heraus zu interpretieren sind. Angaben zu den Ursachen der Übergänge von einem Verkehrszustand in den anderen werden nicht gemacht.

2.5 Verkehrsqualität

Im amerikanischen Highway-Capacity-Manuel (HCM) ist der Verkehrsfluss in sechs Klassen unterschiedlicher Verkehrsqualität eingeteilt. Diese Klassifizierung beschreibt qualitativ den Verkehrszustand auf einer Strasse, charakterisiert durch Geschwindigkeit, Reisezeit, Bewegungsfreiheit, Verkehrsstörungen, Bequemlichkeit und Sicherheit. Die Grenzen zwischen den Qualitätsstufen werden über die mittlere Fahrzeuggeschwindigkeiten und über die Verkehrsdichte definiert. Die sechs Qualitätsstufen sind:

- LOS A **Freier Verkehrsfluss:** Fahrzeuge beeinflussen sich untereinander praktisch nicht. Freie Wahl der Geschwindigkeit ist möglich, die Bewegungsfreiheit ist sehr hoch.
- LOS B **Stabiler Verkehrsfluss:** Die Anwesenheit anderer Fahrzeuge wird spürbar, wirkt sich jedoch nicht auf die Geschwindigkeitswahl aus. Lediglich die Bewegungsfreiheit ist gegenüber LOS A etwas eingeschränkt.
- LOS C **Noch stabiler Verkehrsfluss:** Die Bewegungen der Fahrzeuge beginnt durch die Interaktion mit anderen Fahrzeugen beeinflusst zu werden. Dies betrifft nun auch die Wahl der Geschwindigkeit. Die Bewegungsfreiheit ist weiter eingeschränkt, Fahrstreifenwechsel verlangen erhöhte Aufmerksamkeit.
- LOS D **Sehr dichter aber noch stabiler Verkehrsfluss:** Die Geschwindigkeitswahl und die Bewegungsfreiheit sind stark eingeschränkt. Geringe Erhöhungen der Verkehrsstärke können zu Störungen führen.
- LOS E **Instabiler Verkehrsfluss:** Die Verkehrsstärke erreicht die mögliche Leistungsfähigkeit und damit die Kapazitätsgrenze. Die Geschwindigkeiten sind niedrig, die Bewegungsfreiheit ist sehr stark eingeschränkt, Fahrstreifenwechsel müssen erzwungen werden. Geringe Erhöhungen der Verkehrsstärke führen zu Verkehrszusammenbrüchen. Der Verkehr bewegt sich zwischen Stabilität und Instabilität.

LOS F **Die Nachfrage ist grösser als die Kapazität:** Die Verkehrsanlage ist überlastet. Extrem instabiler Verkehrsfluss, Kurze Phasen mit mässiger Geschwindigkeit wechseln ab mit Stillstand (Stop-and Go-Verkehr)

In Anlehnung an die Festlegungen im HCM sind auch in der bisherigen schweizerischen Norm sechs Stufen der Verkehrsqualität festgelegt worden (siehe SN 640 018). Die Stufe E entspricht dem Bereich um die grösstmögliche Verkehrsstärke q_{max} bzw. um die Leistungsfähigkeit und die Stufe C und D bildet üblicherweise die Dimensionierungsgrundlage für die Bereitstellung des notwendigen Leistungsangebotes.

2.6 Verfahren nach VSS Norm

In der Schweizer Norm SN 640018 ist die Leistungsfähigkeit, die Verkehrsqualität und die Belastbarkeit für die freie Strecke auf Autobahnen mit zwei oder dreistreifigen Richtungsfahrbahnen geregelt. Als freie Strecken auf Autobahnen gelten Strassenquerschnitte von Hochleistungsstrassen ausserhalb der Einflussbereiche von Anschlüssen und Verzweigungen. Bei der verkehrstechnischen Dimensionierung wird grundsätzlich zwischen drei Verfahren unterschieden: angebotsorientiertes Verfahren, nachfrageorientiertes Verfahren und Leistungsanalyse. Die verkehrstechnische Dimensionierung erfolgt ausschliesslich anhand von stündlichen Verkehrsstärken und orientiert sich im allgemeinen an den Verkehrsstärken, die in den Spitzenverkehrsstunden anzutreffen sind. Dies hat zur Folge, dass die Verkehrsqualität infolge der Schwankungen der Verkehrsstärke innerhalb der betrachteten Stunde variieren kann.

In der Norm wird zwischen sechs Typen von Autobahnen unterschieden für die zugeordnete Verkehrsstärken und Leistungsfähigkeiten angegeben werden (siehe Tabelle 2.1). Autobahnen mit stark reduzierten Ausbaugrössen weisen in der Regel signalisierte Höchstgeschwindigkeiten von 80 km/h, Autobahnen mit reduzierten Ausbaugrössen signalisierte Höchstgeschwindigkeiten von 100 km/h auf.

Tabelle 2.1: Autobahntypen

Ausbaugrad	Normal (N)	Reduziert (R)	Stark reduziert (SR)
Lage/Anwendung	ausserorts	- ausserorts bei erschweren topographischen Verhältnissen - innerorts und in Agglomerationsgebieten (kurze Anschlussabstände) - in Tunneln	
Ausbaugeschwindigkeit V_A (in der Regel Höchstgeschwindigkeit)	120 km/h (generell)	100 Km/h (signalisiert)	80 Km/h (signalisiert)
Zweistreifig	Typ 2x2-N	Typ 2x2-R	Typ 2x2-SR
Dreistreifig	Typ 3x3-N	Typ 3x3-R	Typ 3x3-SR

Richtwerte der Leistungsfähigkeit und Verkehrsqualität beziehen sich auf einen definierten Referenzzustand unter günstigen Bedingungen (z. B. Fahrbahnbreite ≥ 3.5 m, Längsneigung $\leq 2\%$, LW-Anteil 0-5%, trockene Fahrbahn und Tageslicht). Basierend auf „normierten“ Fundamentaldiagrammen werden im Referenzzustand Richtwerte für die einzelnen Verkehrsqualitätsstufen A bis E angegeben. Als Mass der Qualität wird bei den Autobahnen die Verkehrsdichte angegeben. Im Bereich der Verkehrsqualitätsstufe F variieren die Verkehrsdichten und -stärken sehr stark, so dass für diesen Bereich keine Richtwerte angegeben werden.

Auf neuen oder auszubauenden freien Autobahnstrecken werden in der Regel für den massgebenden Verkehr die Verkehrsqualitätsstufen C und D als Dimensionierungsgrundlage gewählt. Der Übergang zwischen stabilem und zeitweise instabilem Verkehr (Stufe D und E) ist so festgelegt, dass bei entsprechenden Verkehrsstärken durchschnittliche Zeitlücken von ungefähr 2s eingehalten werden. Mit der Empfehlung zur Dimensionierung (Verkehrsqualitätsstufe C oder D) werden somit bereits sicherheitsbezogene Aspekte berücksichtigt.

2.7 Behandlung relevanter Einflussfaktoren

Der Verkehrsablauf und damit auch die Leistungsfähigkeit auf Autobahnen unterliegen unterschiedlichsten Einflussfaktoren. Das Ziel der vorliegenden Forschung besteht nicht in der grundlegenden Analyse aller Einflussfaktoren, die die Leistungsfähigkeit und Verkehrsqualität auf Autobahnen beeinflussen, sondern in der Auswahl und Analyse jener Elemente, die die Leistungsfähigkeit im Normalfall massgeblich beeinflussen und in die Norm einfließen sollen. Daher ist eine erste Auswahl der Einflussfaktoren, die auch als endogene Einflussfaktoren bezeichnet werden können, vorzunehmen sowie die Art der Untersuchungen dafür festzulegen. Als endogene Einflussfaktoren sollen solche bezeichnet werden, welche direkt auf das System Fahrer-Fahrzeug-Fahrbahn einwirken und so die Leistungsfähigkeit beeinflussen [Bischofberger 1997].

Gemäss Tab. 2.2 können die endogenen Einflussfaktoren in vier Gruppen untergliedert werden: die umweltbedingten, die strassenbedingten, die verkehrsbedingten sowie die betriebsbedingten Einflussfaktoren. Sie stehen häufig in wechselseitiger Beziehung und können teilweise nicht voneinander getrennt betrachtet werden. Alle diese Bedingungen beeinflussen nicht nur die Grösse der Leistungsfähigkeit, sondern auch die Form des zugehörigen Fundamentaldiagramms.

In der Regel wird vorausgesetzt, dass die Leistungsfähigkeit sich auf die trockene Fahrbahn bei Tageslicht bezieht. Veränderungen der Umfeldbedingungen besitzen sicherlich einen wesentlichen Einfluss auf die Bestimmung zeitlich veränderlicher Leistungsfähigkeiten. Zu den Umfeldbedingungen zählen der Tageslicht- und Wettereinfluss (Regen, Schnee, Nebel und

Eis). Die Wettereinflüsse treten unregelmässig auf, so dass sich deren Einfluss einer Normung entzieht. Es werden daher keine speziellen Untersuchungen zur Erfassung der Umfeldbedingungen durchgeführt, sondern nur die vorhandene Literatur hierzu ausgewertet. Wie bei der bestehenden Norm sollte dieser Einfluss durch Reduktionsfaktoren berücksichtigt werden.

Tab. 2.2: Einteilung der endogenen Einflussfaktoren

A) Umweltbedingte Einflussfaktoren

- Tageslichteinfluss
- Wettereinfluss

B) Strassenbedingte Einflussfaktoren

- Anzahl der Fahrstreifen (zweistreifig/dreistreifig)
- Längsneigung und Länge der Steigungsstrecken
- Autobahntyp (Querschnittsform inkl. Tunnel)

C) Verkehrsbedingte Einflussfaktoren

- Verkehrszusammensetzung (Fahrer- und Fahrzeugkollektiv)

D) Betriebsbedingte Einflussfaktoren

- Geschwindigkeitsregelung
- Überholverbot für schwere Motorfahrzeuge

Zu den strassenbedingten Einflussfaktoren zählen der Autobahntyp (Querschnittsform inkl. Tunnel), die Anzahl der Fahrstreifen sowie die Längsneigung und Länge der Steigungsstrecke. Bei der Erhebung der empirischen Daten steht beim Querschnittstyp das Normalprofil für zwei- bzw. dreistreifige Fahrbahnen im Vordergrund der Betrachtungen, da es schwierig ist, Messwerte im Bereich der Leistungsspitze zu erhalten. Um den Einfluss der Längsneigung und die Länge der Steigungsstrecke auf die Leistungsfähigkeit zu erfassen, bietet sich der Einbezug eines Simulationsmodells an (siehe Abschnitt 5.2.4).

Die Reduzierung der Fahrbahnbreite sowie die seitliche Hindernisfreiheit beeinflussen den Verkehrsablauf und die Leistungsfähigkeit. Andererseits gilt es zu berücksichtigen, dass Querschnitte mit reduzierten Ausbaugrössen in der Regel auch geringere signalisierte Höchstgeschwindigkeiten aufweisen, wodurch der Einfluss gemindert wird.

Die Lage des Streckenabschnitts im Netz, z. B. Autobahn im Ballungsgebiet oder grossräumige Verbindungsstrecke, ruft systematisch bestimmte Fahrer- und Fahrzeugkollektive und Verkehrszwecke (z.B. Pendlerverkehr, Urlaubsreise, Ferntransporte) hervor. Eine wichtige Einflussgrösse ist der Anteil der Berufspendler in der massgebenden Bemessungsstunde.

Berufspendler sind mit der örtlichen Situation vertraut und können die Verkehrssituation sowie die dabei zu erwartenden Reisegeschwindigkeiten gut einschätzen. In Ballungsräumen sind die Zeitlücken zwischen den Fahrzeugen in der Regel geringer, wodurch die realen Belastungen höher als im ländlichen Raum sind. In vielen Gebieten der Schweiz dominiert in der Spitzenstunde der Agglomerationsverkehr und repräsentiert daher eher den Normalfall bei der Festlegung der Leistungsfähigkeit. Mit dem Agglomerationsverkehr ist häufig eine hohe Dichte von Aus- und Einfahrten sowie eine hohe Spurwechselrate verbunden, wodurch sich die möglichen Belastungen auf der Autobahn sowohl erhöhen wie auch verringern können. Die sogenannte „Freie Strecke“ ohne Störeinflüsse dürfte daher beim Agglomerationsverkehr eher selten sein. Zu vertiefen gilt es, ob eine getrennte Festlegung der Leistungsfähigkeit in und ausserhalb von Ballungsräumen, wie dies beim HBS in Deutschland gemacht wird, in der Schweiz notwendig bzw. zweckmässig ist.

Unter betriebsbedingten Einflussfaktoren werden alle Anordnungen zur Steuerung oder Regelung des Verkehrsablaufs verstanden. Bei Strecken sind es die Geschwindigkeitsbeschränkungen und allfällige Überholverbote für Schwerverkehr, aber auch Betriebszustände mit Baustellen zur Strassenerhaltung.

3. Empirische Daten

Um die realen Verhältnisse des Verkehrsablaufs auf Autobahnen in der Schweiz zu erfassen, sind empirische Daten von ca. 20 Zählstellen ausgewertet worden. Diese Datengrundlage ist auch für die Eichung des Simulationsmodells verwendet worden.

3.1 Auswahl der Zählstellen und Aufbereitung der Daten

3.1.1 Vorgehen

Die ausgewählten Zählstellen sollen das Spektrum der relevanten Einflussfaktoren so weit wie möglich abdecken und nach Möglichkeit sich über das gesamte Gebiet der Schweiz erstrecken, um mögliche regionale Einflüsse berücksichtigen zu können. Das Vorgehen zur Auswahl der Zählstellen gliedert sich in folgende drei Arbeitsschritte:

- In einem ersten Schritt sind die Merkmale der Zählstellen der Online-Verkehrsdatenbank des ASTRA zusammengestellt und Zählzeiten für interessante Querschnitte ausgewertet worden.
- Um Datenlücken schliessen zu können, sind in einem zweiten Schritt kantonale und andere Zählstellen ausgewählt und ausgewertet worden.
- Um über empirische Daten zum Einfluss der Längsneigung auf die Leistungsfähigkeit zu verfügen, sind zudem manuelle Messungen durchgeführt.

Zählstellen, die durch Störeinflüsse wesentlich beeinflusst werden, sind für die Untersuchungen nicht verwendet worden. So ist zum Beispiel die Station 97 Baden, Bareggunnel ausgeschieden worden, da aufgrund der ausbaubedingten Störungen die gemessenen Verkehrsbelastungen für die Auswertungen ungeeignet sind.

3.1.2 Zählstellen der Online-Verkehrsdatenbank

Das ASTRA hat ca. 35 Messstandorte³ für die Erhebung von Echtzeitdaten des Verkehrsgeschehens ausgerüstet. Die Messquerschnitte befinden sich vornehmlich im Nordwesten der Schweiz auf den Autobahnen A1, A2, A3, A5, A6, A9 und A12. Die Echtzeitdaten der einzelnen Messstellen werden in eine zentrale Datenbank übertragen, dort weiter aufbereitet und können via „Daten-Download“ von dort abgerufen werden. In einer gesonderten Datenbank

³ Zeitpunkt der Zählstellenanalyse im Sommer 2003

des ASTRA sind die Einzelfahrzeugdaten zu 3-Minuten Werten aggregiert worden. Um die streckenbedingten Einflussfaktoren zu erhalten, sind Informationen aus der STRADA-Datenbank (Querschnitt, Längsneigung, etc.) ergänzt worden. Das Vorgehen zur Auswahl der Zählstellen der Online Verkehrsdatenbank gliedert sich in folgende zwei Arbeitsschritte: a) die Identifizierung geeigneter Zählstellen und b) das Herausfiltern geeigneter Zähltage.

a) Identifizierung geeigneter Zählstellen

- Grundlage bildet die Zusammenstellung des ASTRA zu den 35 Zählstellen der Online-Verkehrsdatenbank.
- Mit Hilfe der STRADA-Datenbank sind Informationen zur Fahrbahnbreite, zur Längsneigung, zur Lage sowie zu möglichen Störeinflüssen ergänzt worden.
- Aus den aggregierten 3-Minuten Daten der Online-Verkehrsdatenbank⁴ sind für die Zählstellen die maximalen Belastungsspitzen und der LW-Anteil herausgefiltert und zusammengestellt worden.
- Basierend auf diesen drei Informationen erfolgte die Auswahl der geeigneten Zählstellen.

Für die meisten Zählstellen der Online-Verkehrsdatenbank liegen Daten für das Jahr 2002 bis zum heutigen Tag vor. In einem zweiten Schritt ist es daher notwendig gewesen, aus der Fülle der Daten jene Tage herauszufiltern, die längere Zeitperioden mit hohen Verkehrsbelastungen bzw. hohem LW-Anteil aufweisen.

b) Herausfiltern geeigneter Zähltage

- Diese Auswahl der Tage erfolgte mit Hilfe der aggregierten 3-Minuten Daten der Online-Verkehrsdatenbank.
- Mit Hilfe von Selektionskriterien (hohe Verkehrsstärke, hoher LW-Anteil, hohe Verkehrsstärken bei niedrigen Geschwindigkeiten) erfolgte die Auswahl geeigneter Messtage.

Abschliessend sei noch darauf hingewiesen, dass sich die Datenbasis bei den Stationen der Online-Verkehrsdatenbank aus der Grundgesamtheit aller Tage von Januar 2002 bzw. der Inbetriebnahme der Station zum Zeitpunkt des Datentransfers im bis Juli 2003 erstreckt: es standen also insgesamt mehr als 18'000 Messtage zur Verfügung. Trotz der hohen Anzahl an Zählstellen und Zähltagen war insbesondere im Hinblick auf die Erfassung der Einflüsse von Steigungsstrecken die Auswahl zusätzlicher Zählstellen erforderlich.

⁴ Um diese Auswertungen durchführen zu können, wurde vom ASTRA eine Maske mit einem Online-Zugriff auf die aggregierte drei Minuten Datenbank erstellt.

3.1.3 Auswahl zusätzlicher Zählstellen

Um bestehende Datenlücken (Querschnitte mit hoher Längsneigung und hohem LW-Anteil sowie Querschnitte in Bereichen von Tunneln) bei den Zählstellen der Online-Verkehrsdatenbank schliessen zu können, ist in einem zweiten Schritt geprüft worden, ob weitere Zählstellen verfügbar sind.

Vorgehen:

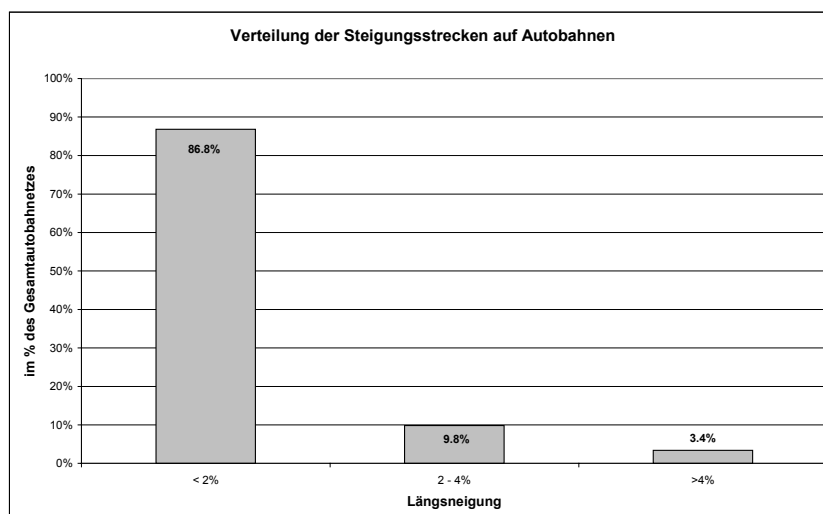
Bei den Zählstellen sind in erster Linie die Messstellen der Online-Verkehrsdatenbank des ASTRA verwendet worden. Eine erweiterte Auswahl erfolgte über die kantonalen Messstellen. In den Bereichen, die nicht über diese Messstellen abgedeckt werden können, sind eigene Messungen durchgeführt worden. Damit sollten bestehende Datenlücken (Strecken mit Längsneigung über 2%, Abschnitte im Tunnelbereich, Bereiche mit Geschwindigkeitsbeschränkungen) abgedeckt werden.

Auswahlkriterium „Längsneigung“:

- Analyse von ASTRA-Daten aus Ebenheitsmessungen auf dem Nationalstrassennetz mit Angaben über Längsneigung und Landeskoordinaten
- Sortierung der Abschnitte und Ordnung mit Hilfe der Landeskarte Swiss Map 50
- Zusätzliche Überprüfung aller Neigungsstrecken A2 Basel – Chiasso anhand des Längsprofils

Die Abbildung 3.1 zeigt die Verteilung der Steigungsstrecken auf dem Schweizer Autobahnnetz und den geringen Anteil, den diese Steigungsstrecken ausmachen

Abb. 3.1: Verteilung der Steigungsstrecken auf dem Autobahnnetz der Schweiz



Es sind drei Typen von Autobahnstrecken in Funktion der Längsneigung gebildet worden:

- 0 - 2 %
- 2 – 4 %
- > 4 %

Messstellen mit grösseren Neigungen und gleichzeitig hohen Belastungen im Bereich der Leistungsfähigkeit sind nur in sehr geringer Anzahl vorhanden.

Auswahlkriterium „Baustelle“:

Für das Auswahlkriterium Baustelle war vorgesehen, die empirischen Daten aus den Messungen im Zusammenhang mit der Forschungsarbeit „Verkehrstechnische Massnahmen zur Erhöhung der Sicherheit und Verbesserung des Verkehrsflusses auf Autobahnbaustellen“ zu verwenden. Diese Daten sind jedoch zu wenig aussagekräftig, da die Messperioden zu sind und ausschliesslich in Zwischenzeiten gemessen worden sind.

Auswahlkriterium „Tunnelbereich“:

Die vorgesehenen Daten im Bereich der A1/Baregg-Tunnel konnten nicht verwendet werden, weil der Verkehrsfluss wegen der Bauarbeiten zu unplausiblen Resultaten führt. Ersatzweise konnten tunnelbezogene Schlussfolgerungen aus Messungen im Bereich N1/Gubristtunnel und RN1a/Tunnel Vernier ausgewertet werden.

zusätzliche Erhebungen:

Als Bedingungen für die Auswahl der Messstellen ist festgelegt worden:

- Mindeststeigungslänge von ca. 700 m (LW-Dauergeschwindigkeit von 55 km/h bei ca. 4% Steigung)
- Hohe Verkehrsbelastungen
- Längsneigung > 4%
- Vorhandene Überführungen (Positionierung der Messgeräte)

Mit Hilfe von festen Erfassungsquerschnitten resp. mobilen Messgeräten sind an zwei Steigungsstellen auf der A2 Verkehrsdaten erhoben worden. Das Messgerät ermöglichte Auswertungen der Verkehrsbelastung und des Geschwindigkeitsverhaltens während eines längeren Zeitintervalls (ca. 24 h). Zur Durchführung der Messungen sind die Geräte über den Fahrstreifen befestigt (Überführung) worden.

Als Resultat konnten aus folgenden zusätzlichen Messstellen empirische Daten verwendet werden: 1102 A1 Regensdorf; T05 A1 Winterthur Töss; 1401 A1 Würenlos; A A2 Belchen Südrampe; B A2 Emmen und C A2 Monte Ceneri (siehe Tabellen 3.1 und 3.2).

3.1.4 Einteilung der Zählstellen

Die Einteilung der Zählstellen erfolgt in Abhängigkeit von der Anzahl der Fahrstreifen, der Geschwindigkeitsbeschränkung und der Längsneigung. Eine Zusammenstellung der wesentlichen Merkmale der ausgewählten Zählstellen zeigt Tab. 3.1 für zweistreifige und Tab. 3.2, für dreistreifige Querschnitte. Die Abbildung 3.2 gibt einen Überblick über die Lage der verwendeten Zählstellen. Bei den zwei- und dreistreifigen Querschnitten kann jeweils zwischen drei Gruppen von Zählstellen unterschieden werden. Diese sind:

- Ia / IIa Zwei- bzw. dreistreifige Querschnitte mit einer Neigung kleiner 2% und einer Geschwindigkeit von 120 km/h
- Ib / IIb Zwei- bzw. dreistreifige Querschnitte mit einer Neigung kleiner 2% und einer Geschwindigkeitsbeschränkung auf 80 bzw. 100 km/h
- Ic / IIc Zwei- bzw. dreistreifige Querschnitte mit einer Neigung von $\geq 2\%$

3.2 Aufbereitung der Daten

Die Aufbereitung der empirischen Daten bezieht sich auf die Wahl des Bezugsintervalls sowie das Vorgehen zur Aggregation der Einzelfahrzeugdaten.

3.2.1 Wahl des Bezugsintervalls

Einen grundlegenden Einfluss auf die Gestalt des Fundamentaldiagramms und die damit quantifizierten Verkehrszustände hat die Wahl des zeitlichen Bezugsintervalls, auf Grund dessen die erfassten Einzelfahrzeugdaten aggregiert werden. Als Bezugsintervall wird der Zeitraum angesehen, in dem eine Menge von Fahrzeugen einen bestimmten Strassenquerschnitt passiert und auf Grund dessen die Verkehrsstärke q für diesen Zeitraum berechnet wird. Die hierdurch resultierende Verkehrsstärke, die Verkehrsdichte und die mittlere Geschwindigkeit stellen somit einen Durchschnittswert im jeweiligen Bezugsintervall dar.

Für die weiteren Auswertungen wird als Bezugsintervall für die Aggregation der Einzelfahrzeugdaten das 5-Minuten-Intervall gewählt. Nach Keller/Sachse 1995:470 zeigt der Vergleich der Leistungsfähigkeit aus stationärer Betrachtung⁵ mit der jeweils ermittelten Leistungsfähigkeit bei unterschiedlichen, konstanten Bezugsintervallen, dass in der überwiegenden Zahl der Messungen die Leistungsfähigkeit, die sich für das 5-Minuten-Bezugsintervall ergibt, in der gleichen Größenordnung liegt wie bei der stationären Analyse.

⁵ Bei einer stationären Betrachtungsweise wird davon ausgegangen, dass die Beschleunigung gleich Null ist.

Tab. 3.1: Verzeichnis der ausgewählten Zählstellen für zweistreifige Querschnitte

LD. Nr.	ZST Nr. 2)	Bezeichnung	KT	Quelle	Strasse	Messperiode	Richtung	Breite	Längsneigung	Seitliche Hindernisfreiheit	Breite Standstreifen	Lage	Störeinflüsse	Signalisation	Gruppe
[1]	32	Deitingen	SO	Online-Verkehrsdatenbank	A1	1)	Zürich	3.85	0.15	-	275	Überland/ ländlich	V A1/A6 Schönbühl 1000 m südlich	120 km/h	Ia
[2]	405	Denges	VD		A1		Bern	3.85							
[3]	406						Lausanne	4	0.7	-	> 2.50	Ballungsraum/Urban	V 3.5km nördlich, A/E Morges Est 1.5 km südlich		
[4]	149	Mex	VD		A1		Yverdon	3.9							
							Lausanne	3.9	1.0	-	2.50	Überland/ ländlich	V A9/A1 3 km südlich, A/E Cossonay 3 km südlich		
[5]	23	Mattstetten	BE		A1		Zürich	3.80							
[6]	60	Gunzgen	SO		A1		Bern	3.85							
[7]	116	Grandvaux	VD		A9		Zürich	4	0	-	2.50	Überland/ ländlich	V A1/A2 westl 0.8km östlich 6 km, A/E 4.5 km östlich		
							Bern	4							
[8]	1102	Regensdorf (Nordumf.)	ZH		FALS		A1	Okt. 02 März 03	Vevey	3.7	0.5	-	2.30		
				Laus. -Vennes		3.75									
[9]	42	Umfahrung Bern Ost	BE	Online Verkehrsdatenbank	A6	1)	ZH/ St. Gallen	3.75	1.5	-	2.50 2.50*	Ballungsraum/Urban	Vor dem Gubrist-Tunnel		
							Bern	3.75							
[10]	72	Hunzenschwil	AG	Online Verkehrsdatenbank	A1	1)	Freudenbergl.	3.65	0.15	-	> 2.50	Ballungsraum/Urban	Verz. A1/A6 1000 m nördlich, A/E 500 m nördlich , A/E 1000 m südlich	80 km/h	
							Wankdorf	3.65							
[10]	72	Hunzenschwil	AG	Online Verkehrsdatenbank	A1	1)	Zürich	3.9	2	-	> 2.50	Überland/ ländlich	A/E Kolliken 10 km westlich, A/E Aarau Ost 1.5 km	120 km/h	Ic
							Bern	3.9							

1) Ausgewählte Tage mit Hilfe von Suchkriterien aus der 3 Minuten Datenbank des ASTRA für die verfügbaren Daten von Januar 2002 bis September 2003

2) ASTRA, Kapo, etc.

* nach 50 m Tunnelportal ohne Standstreifen

Tab. 3.2: Verzeichnis der ausgewählten Zählstellen für dreistreifige Querschnitte

LD Nr.	ZST Nr. 2)	Bezeichnung	KT	Quelle	Strasse	Messperiode	Richtung	Breite	Längsneigung	Seitliche Hindernisfreiheit	Breite Standstreifen	Lage	Störeinflüsse	Signalisation	Gruppe
[11]	T05/ T06	A1, Winterthur - Töss	ZH	Kapo	A1	1. - 7.4. 2003	St. Gallen	3.75	< 2%	-	2.50	Ballungsraum/Urban	Vor der Ausfahrt Töss. Spur Nr. 3 ist Einfahrt Winterthur-Töss, Messtelle liegt 100 bis 200 m vor Signal 100 km/h	120 km/h	IIa
							Zürich								
[12]	1401	A1, Würenlos	AG	Kt. AG	A1	25 - 28.8. 2003	Zürich	3.75	< 2%	-	2.50	Ballungsraum/Urban			
							Bern								
[13]		Wallisellen	ZH	Kapo	A1	9-12 und 15-19 Sept. 2003	Zürich	3.70	< 2%	-	> 2.50	Ballungsraum/Urban	Zählstelle liegt im Verflechtungsbereich des Brüttseller Kreuzes	100 km/h	IIb
							Winterthur								
[14]	81	MuttENZ	BL	Online-Verkehrsdatabank	A2	1)	Augst	3.85	0.25	-	> 2.50		A/E Birsfeld 1 km westlich, Schänzli-tunnel, A/E Pratteln 3.5km östlich		
							Basel	3.85							
[15]	118	Bern, Felsenauviadukt	BE	Online-Verkehrsdatabank	A1		Wankdorf	3.5	0.8	0.30	1.00		VA1/A6 1 km östlich, A/E 2 km östlich	80 km/h	
							Weiermannsh.	3.5							
[16]	A	A2 Belchen-Südrampe 1	SO	EETS	A2	25.09. - 2.10. 2003	Basel	3.80	5	-	2.5	Überland/ländlich		120 km/h	IIc
[17]	B	A2, Ob. Gersag (Emmen)	LU	SNZ	A2	1. - 2.9. 2003	Basel	3.75	4.5	0.5	-	Überland/ländlich		100 km/h	
[18]	C	A2, S. Antonio, Monte Ceneri	TI	SNZ	A2	13. - 14.9. 2003	Chiasso	3.50/ 3.85	4.7	-	-	Überland/ländlich		100 km/h	

1) Tage herausgefiltert für die verfügbaren Tage von Januar 2002 bis September 2003

2) ASTRA, Kapo, etc.

Die Wahl eines Bezugsintervalls von 5 Minuten ergibt somit ähnlich gesicherte Ergebnisse hinsichtlich der Abschätzung der Leistungsfähigkeit wie eine stationäre Betrachtung. Eine Aggregation zu 5 Minuten-Bezugsintervallen wird auch von anderen Literaturquellen empfohlen [Bressler 2001].

Kürzere Bezugsintervalle sind durch grössere Streuungen und höhere Spitzen der Verkehrsstärke gekennzeichnet. Durch diese kurzzeitigen extremen Spitzenbelastungen, die deutlich über der durchschnittlichen Belastung eines längeren Intervalls liegen, würden daher bei der Wahl kürzerer Bezugsintervalle unrealistische Werte für die Kapazität geschätzt. Bei zu langen Intervallen weisen die Messwerte zwar weniger Extremwerte auf, fassen aber möglicherweise deutlich unterschiedliche Verkehrszustände durch eine – dann unzulässige – Mittelwertbildung zusammen.

Auf den Zusammenhang zwischen den Werten der Leistungsfähigkeit bei einer Aggregation auf Basis der 5-Minuten-Werte und den entsprechenden Stundenwerten wird in den Abschnitten 4.3 und 5.2.1 näher eingegangen.

3.2.2 Aggregation der Daten

Für die Aggregation der Einzelfahrzeugdaten zu 5-Minuten-Intervallen wurde vom IVT-ETH⁶ ein Programm erstellt, mit dem auch die Datensätze plausibilisiert werden können. Das Programm erkennt inkonsistente Daten innerhalb eines Bezugsintervalls und löscht diese Intervalle aus der Datenmenge. Darüber hinaus erkennt das Programm unterschiedliche Dateiformate des ASTRA, der Kapo Zürich und der FALS Zürich. Bei der Längenklasseneinteilung wird zum Beispiel zwischen drei Einteilungen EURO 6, SWISS 7 und SWISS 10 unterschieden. Die mit dem Programm aggregierten Daten umfassen die Verkehrsstärke, die mittleren Geschwindigkeiten, die mittleren Zeitlücken, die Anteile der Verkehrszusammensetzung sowie die mittleren Geschwindigkeiten gemäss den Längenklasseneinteilungen.

3.3 Verkehrszusammensetzung und Geschwindigkeitsverhalten

Für repräsentative Querschnitte der Online-Verkehrsdatenbank wird in diesem Abschnitt die Verkehrszusammensetzung und das jeweilige Geschwindigkeitsverhalten diskutiert. Diese Informationen dienen insbesondere als Orientierung für die Eichung des Simulationsmodells und als Grundlage für die Modelldurchläufe (siehe Abschnitt 5.1.3). Zudem sind diese Informationen für die Interpretation der q-v-Diagramme des nächsten Abschnittes von Bedeutung.

⁶ Die Arbeiten wurden von Thomas Weber durchgeführt

Die Verkehrszusammensetzung ergibt sich aus der Einteilung der Längensklassen des Aufnahmegerätes. Bei den Zählstellen der Online-Verkehrsdatenbank werden unterschiedliche Einteilungen verwendet: EURO 6, SWISS 7 und SWISS 10 (siehe Tab. 3.3). An den zusätzlichen Zählstellen wird häufig nur zwischen Fahrzeugen kürzer oder länger 6 m unterschieden.

Tab. 3.3 Einteilung der Längensklassen

EURO 6	SWISS 7	SWISS 10	Andere Zählstellen
1 Motorrad		2 Motorräder	< 6 m
2 PW	1 PW + leichte Lieferwagen	3 PW	
3 PW + ⁷	2 PW +	4 PW + Anhänger	> 6 m
4 Lief + LW	4 Lieferwagen/ kleine LKW	5 Lieferwagen + 6 Lieferwagen mit Anhänger 7 Lieferwagen mit Auflieger	
5 LZ + SS	5 Lastwagen mit Anhänger 6 Lastenzüge 7 Sattelzüge	8 Lastwagen 9 Lastenzüge 10 Sattelzüge	
6 Bus	3 Bus	1 Bus	

Die Auswertungen zur Verkehrszusammensetzung und zum Geschwindigkeitsverhalten beziehen sich auf die Längensklasseneinteilung EURO 6, da bisher die Zählstellen der Online-Verkehrsdatenbank vornehmlich dieses Datenformat verwenden.

3.3.1 Verkehrszusammensetzung

Um einen Überblick über die typische Verkehrszusammensetzung zu erhalten sind für zweistreifige Querschnitte die Stationen Deitingen, Mex und Gunzgen und für dreistreifige Querschnitte die Stationen Muttenz und Bern Felsenauviadukt ausgewählt worden. Die Tabelle 3.4 und 3.5 zeigen die Verkehrszusammensetzung in Abhängigkeit vom LW-Anteil.

Tab. 3.4 Verkehrszusammensetzung in Abhängigkeit vom LW-Anteil für zweistreifige Querschnitte und Längsneigung <2%

LW-Anteil	Deitingen [1] v = 120 km/h					Mex [4] v = 120 km/h					Gunzgen [6] v = 120 km/h				
	PW	PW+	Lief+LW	SS+LZ	Bus	PW	PW+	Lief+LW	SS+LZ	Bus	PW	PW+	Lief+LW	SS+LZ	Bus
0-5%	96.6	0.5	1.7	0.4	0.8	96.5	0.3	1.9	0.7	0.6	-	-	-	-	-
5-15%	91.7	0.7	4.0	2.0	1.6	89.8	0.7	5.6	2.2	1.7	88.7	0.3	5.5	3.9	1.6
15-25%	80	0.5	9.4	8.5	1.6	81.5	1.2	10.2	4	3	79.9	0.3	9.4	8.5	1.9
> 25%	71	0.6	12.6	13.8	2.0	67.2	2.1	19.9	6.3	4.5	68.9	0.4	13.3	14.9	2.5

⁷ Es handelt sich dabei um PW mit Anhänger

Tab. 3.5 Verkehrszusammensetzung in Abhängigkeit vom LW-Anteil für dreistreifige Querschnitte und Längsneigung <2%

Fahrzeugzusammensetzung	MuttENZ [14] v = 100 km/h					Bern Felsenauviadukt [15] v=80 km/h				
	PW	PW +	Lief+LW	SS+LZ	Bus	PW	PW +	Lief+LW	SS+LZ	Bus
0-5%	96.5	0.1	2.7	0.6	0.1	96.3	0	1.8	1.6	0.3
5-15%	89.3	0.2	6.5	3.9	0.1	90.0	0	5.8	3.5	0.7
15-25%	80.6	0.3	11.5	7.4	0.2	81.6	0.1	10.5	6.8	1.0
> 25%	70.8	0.5	16.2	12.4	0.1	68.7	0.1	14.3	15.7	1.2

Die Ergebnisse sind:

- Insgesamt gesehen ist der LW-Anteil bei der Zählstelle Gunzgen in den betrachteten Spitzenstunden höher als bei den übrigen Stationen, da der LW-Anteil immer über 5% liegt.
- Für alle betrachteten Zählstellen ist der Anteil an Fahrzeugen der Klasse „PW+“ bezogen auf den LW-Anteil mehr oder weniger konstant und liegt mit Ausnahme der Station Mex unter 1%. Ähnliche Aussagen können für die Längensklasse „Bus“ gemacht werden, wobei die Anteile jedoch jeweils höher liegen. Bei der Station Mex erreichen sie Werte von 3 % (LW-Anteil 15-25%) bzw. 4.5 % (LW-Anteil > 25%).
- Die Anteile für die Längensklassen „Lief+LW“ und „SS+LZ“ stellen den Hauptteil am LW-Anteil dar. Ihr jeweiliger Anteil steigt von ca. 2 % bei einem LW-Anteil von 0-5% bis auf jeweils ca. 15% bei einem LW-Anteil > 25% an. Bei einem LW-Anteil <25% ist der Anteil der Längensklasse „Lief+LW“ etwas höher als der Anteil an „SS+LZ“. Bei einem LW-Anteil >25% ist es eher umgekehrt, wobei die Stationen MuttENZ und Mex eine Ausnahme darstellen.

Die Auswirkungen unterschiedlicher Verkehrszusammensetzungen auf das Verkehrsverhalten und die Leistungsfähigkeit von Autobahnen hängen einerseits von den gefahrenen Geschwindigkeiten des jeweiligen Fahrzeugkollektives und den jeweiligen Belastungen ab. Auf das Geschwindigkeitsverhalten der Fahrzeuge bei freiem Verkehr, wird daher im nächsten Abschnitt eingegangen.

3.3.2 Geschwindigkeitsverhalten bei freiem Verkehr

Die Untersuchungen zum Geschwindigkeitsverhalten beziehen sich auf den freien Verkehrsfluss, das heisst auf Belastungen unterhalb des Bereiches der Leistungsspitze. Bei zunehmenden Belastungen nähern sich die Geschwindigkeiten der Fahrzeuge immer mehr einander an. Tabelle 3.6 gibt für drei Zählstellen mit einem zweistreifigen Querschnitt und einer Geschwindigkeitsbeschränkung von 120 km/h einen Überblick über die real gefahrenen mittleren Geschwindigkeiten.

Tab. 3.6 Mittlere Geschwindigkeiten für einen zweistreifigen Querschnitt, einem Tempolimit von 120 km/h, einer Längsneigung <2% und Verkehrsstärken <2500 Mfz/h

Längensklassen		Deitingen [1] v= 120 Km/h	Mex [4] v= 120 Km/h	Gunzgen [6] v= 120 Km/h
		Mittelwert	Mittelwert	Mittelwert
2	PW	118	116	116
3	PW+	94	97	97
4	Lief + LW	102	103	103
5	LZ + SS	89	88	90
6	Bus	93	90	92

Die Ergebnisse sind:

- Für die drei Stationen Deitingen, Mex und Gunzgen stimmen die Werte der mittleren Geschwindigkeiten gut überein.
- Die mittlere Geschwindigkeit der PW liegt im Mittel leicht unterhalb des Tempolimits von 120 km/h.
- Vergleichsweise hohe Geschwindigkeiten von im Mittel 100 bis 105 km/h werden von der Klasse „Lief + LW“ gefahren. Demgegenüber liegen die mittleren Geschwindigkeiten bei der Gruppe „PW+“, den „LZ + SS“ sowie bei den „Bussen“ mit ca. 90 km/h deutlich niedriger.

Die Tab. 3.7 zeigt anhand der Station Hunzenschwil das Geschwindigkeitsverhalten für die unterschiedlichen Fahrrichtungen bei einer leichten Längsneigung von ca. 2%. Die Ergebnisse sind vergleichbar mit denen der Tabelle 3.6. Wie zu erwarten war, sind im Vergleich zur ebenen Strecke die mittleren Geschwindigkeiten für alle Klassen auf dem Gefällestück etwas höher und auf dem Steigungsstück etwas niedriger.

Tab. 3.7 Mittlere Geschwindigkeiten für einen zweistreifigen Querschnitt, Tempolimit von 120 km/h, Längsneigung von 2% und Verkehrsstärken <2500 Mfz/h

Längensklassen		Hunzenschwil [10] Richtung Zürich (-2%)	Hunzenschwil [10] Richtung Bern (+2%)
		Mittelwert	Mittelwert
2	PW	123	113
3	PW+	98	91
4	Lieferw./LKW	110	100
5	LZ + SS	91	86
6	Bus	95	88

Das Geschwindigkeitsverhalten auf Strecken mit einem Tempolimit von 100 bzw. 80 km/h ist für die dreistreifigen Querschnitte Muttentz und Bern Felsenauviadukt in der Tabelle 3.8 zusammengestellt.

Tab. 3.8 Mittlere Geschwindigkeiten für dreistreifige Querschnitte und Tempolimit von 100 bzw. 80 km/h bei Verkehrsstärken < 3000 Mfz/h

Längeklassen		Muttenz [14] v= 100 Km/h	Bern Felsenauviadukt [15] v= 80 Km/h
		Mittelwert	Mittelwert
2	PW	111	89
3	PW+	89	82
4	Lieferw./LKW	103	85
5	LZ + SS	87	84
6	Bus	94	83

Bei einer Beschränkung auf 100 km/h nehmen für die Station Muttenz insbesondere die Geschwindigkeiten der „PW“ auf im Mittel ca. 111 km/h ab. Demgegenüber nimmt die mittlere Geschwindigkeit der Klasse „Lief + LW“ „PW+“ und den „LZ+SS“ nicht ab (siehe Tab. 3.6 und 3.8). Es hat den Anschein, dass bei einem Tempolimit von 100 km/h bei freiem Verkehrsfluss noch keine Homogenisierung des Verkehrsflusses stattgefunden hat.

Erst bei einer Beschränkung auf 80 km/h kommt es zu einem ausgeprägten Angleichen des Geschwindigkeitsverhaltens. Bei allen Klassen liegen die mittleren Geschwindigkeiten leicht über 80 km/h, wobei die Geschwindigkeiten bei den „PW“ und den „Lief +LW“ etwas höher liegen.

3.3.3 Zukünftige Zusammensetzung des LW-Anteils

Überlegungen zur zukünftigen Zusammensetzung des LW-Anteils sind notwendig, da sich in den letzten Jahren für den Lastwagenverkehr verschiedene Rahmenbedingungen wie Herabsetzung der gesetzlichen Mindestnutzleistung, Einführung der LSVA (leistungsabhängige Schwerverkehrsabgabe) und Erhöhung der zulässigen Gesamtgewichte verändert haben. Koy und Spacek [2003:37ff] untersuchten die Veränderungen in der Struktur des Lastwagenparks, insbesondere jener Fahrzeuggruppe mit einem Gesamtgewicht über der bisher geltenden Gewichtslimite von 28 t. Die Veränderungen beziehen sich auf Zeiträume vor und nach Einführung der LSVA und der Zulassung von Fahrzeugkontingenten mit einem Gesamtgewicht über der Gewichtslimite von 28 t. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Seit der Einführung der LSVA hat in der Schweiz der Bestand⁸ an Lieferwagen und vor allem an Schwerfahrzeugen mit Anhänger deutlich zugenommen. Demgegenüber hat sich die Zahl der Schwerfahrzeuge ohne Anhänger verringert. Die Zunahme bei den Lieferwagen (mit < 3,5 t Gesamtgewicht) erklärt sich mit der Entbindung von der Abgabepflicht.

⁸ Die Auswertungen des Schweizer Lastwagenparks erfolgte anhand der veröffentlichten Bestandszahlen des Bundesamtes für Statistik (BfS).

Das trifft auch für Lieferwagen mit Anhänger (und somit > 3,5 t Gesamtgewicht) zu, weil die Zug- und Anhängerfahrzeuge hinsichtlich der LSVA separat bemessen werden.

- Auf den Nord-Süd-Achsen hat sich der Anteil von Nutzfahrzeugen mit Betriebsgewichten⁹ über der bisherigen Gewichtslimite von 28 t deutlich erhöht. Dennoch haben sich die mit $V_{15\%}$ definierten Dauergeschwindigkeiten in Steigungen, die im Jahr 2002 weitgehend auf Messungen auf der A2 und A13 basieren, nur geringfügig reduziert. Sie liegen im Zustand „Nachher“ je nach Längsneigung um ca. 2 bis 5 km/h niedriger als im Zustand „Vorher“. Daraus kann gefolgert werden, dass auf der Nord-Süd-Achse schwerbeladene Güterfahrzeuge entsprechend höhere Nutzleistungen aufweisen. Es ist daher davon auszugehen, dass die zur Verfügung stehende Nutzleistung für diese Gewichtsklassen weit über der gesetzlich vorgeschriebenen Mindestleistung von 5.0 KW/t liegen.
- Insgesamt gesehen hat infolge der Dosierung und der LSVA am Gotthardtunnel die Zahl der alpenquerenden Lastwagenfahrten seit dem Beginn des Jahres 2002 abgenommen¹⁰. Die Reduktion der Fahrtenzahl wird offensichtlich durch die im Mittel höheren Betriebsgewichte pro Fahrt weitgehend kompensiert.

In einem weiteren Schritt wurde von Koy und Spacek [2003:45ff] eine Abschätzung der Weiterentwicklung des Schwerverkehrs vorgenommen. Bei den Überlegungen wird davon ausgegangen, dass sich nach der Heraufsetzung der Gewichtslimite auf 40 t ab dem Jahr 2005 auch in der Schweiz in etwa jene Struktur der Betriebsgewichte einstellen wird, wie in den umliegenden EU- Ländern¹¹. Die Ergebnisse sind:

- An den österreichischen WIM-Messstellen ist der Fahrtenanteil mit >32 t deutlich höher als auf den Strassen in der Schweiz, so dass nach 2005 mit einer deutlichen Erhöhung des erwähnten Fahrtenanteils gerechnet werden muss.
- Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass für Transporte über Fahrrouten mit grösseren Längsneigungen in der Regel eine erhöhte Nutzleistung bereitgestellt wird, ist nach Koy und Spacek [2003:46] eine Reduktion der Dauergeschwindigkeit in Steigungen um 10% für den Zustand nach 2005 vorgeschlagen worden.

Weiterhin ist davon auszugehen, dass geringfügige prozentuale Änderungen in der LW-Zusammensetzung sich wohl nicht entscheidend auswirken, da für den Güterverkehr in der Schweiz die Nutzleistungen bereitgestellt werden.

⁹ Die Auswertungen zu den Betriebsgewichten basieren auf Daten der WIM Messtellen 402 Gotthardtunnel und 403 Plazzastunnel, die über eine automatische Gewichtsmessung (Weigh-in-motion, WIM) verfügen.

¹⁰ Auch die konjunkturelle Abkühlung kann ein Grund für die Abnahme sein

¹¹ Für den Vergleich wurde das Nachbarland Österreich ausgewählt.

3.4 Untersuchung von q-v-Kurven

Die Untersuchung von q-v-Kurven der erhobenen empirischen Daten zielen darauf ab, diese so aufzubereiten, dass erste Schlussfolgerungen daraus gezogen werden können und eine vergleichende Betrachtung mit den Simulationsergebnissen möglich ist. Die Untersuchungen beziehen sich auf die Betrachtung von Einzeltagen, die Unterschiede innerhalb und ausserhalb von Ballungsräumen, den Einfluss des LW-Anteils, den Einfluss der Längsneigung und die Verkehrsstärken an Wochenenden. Sofern empirische Daten vorhanden sind, wird zwischen zwei- und dreistreifigen Querschnitten unterschieden.

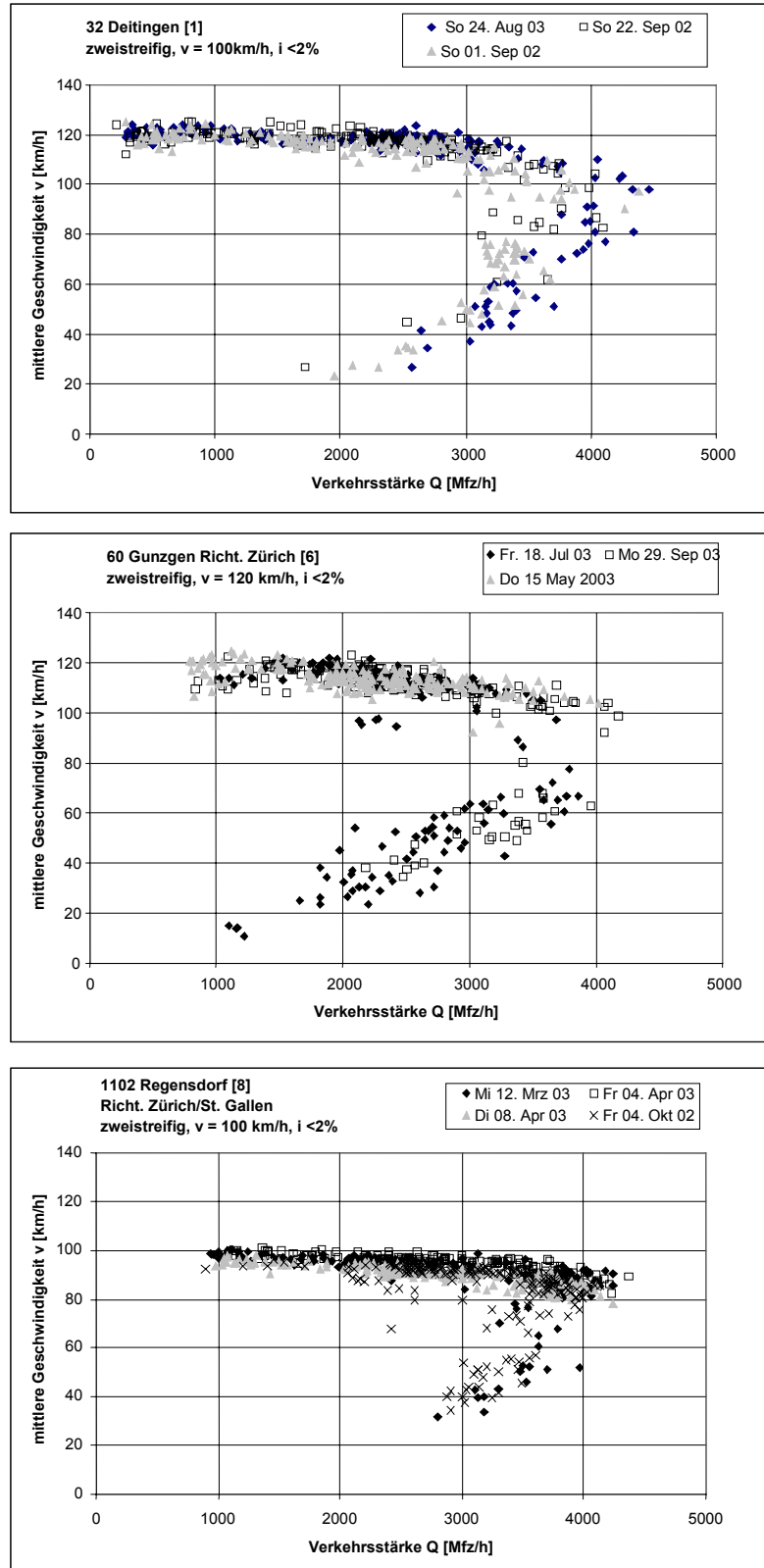
3.4.1 Betrachtung von Einzeltagen

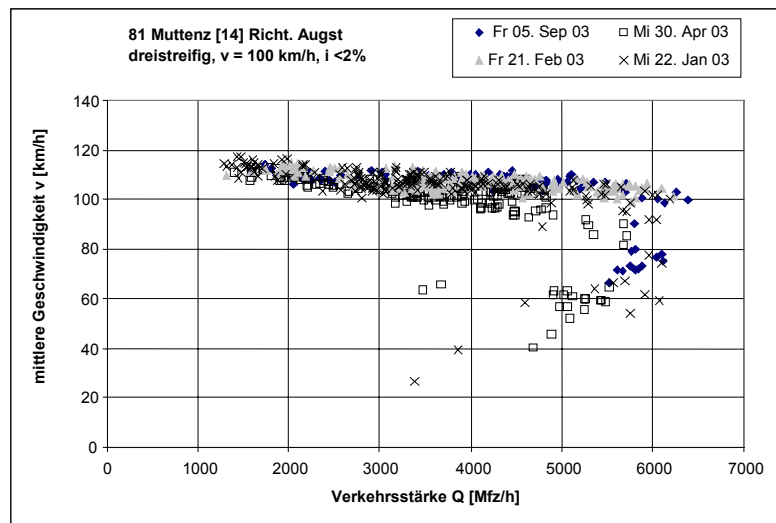
Die Punktwolke der Messwerte im Fundamentaldiagramm setzt sich im Bereich der Leistungsspitze aus einem breiten Band zusammen, da sie sich aus der Überlagerung einer unterschiedlichen Anzahl von Einzeltagen zusammensetzt. In Abbildung 3.3 sind für vier Messstationen typische Einzeltage zusammengestellt worden, um differenziertere Aussagen zum Verlauf der q-v-Kurven insbesondere im Bereich der Leistungsspitze machen zu können. Da bei der Betrachtung einer Zählstelle die strassenbedingten Einflussfaktoren identisch sind, beziehen sich die Unterschiede im Kurvenverlauf des q-v-Diagramms vornehmlich auf verkehrsbedingte Einflussfaktoren.

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Bei den drei betrachteten Zeitreihen der Station Deitingen handelt es sich um Sonntage, so dass diese untereinander vergleichbar sind. An allen drei Tagen liegen die maximalen Verkehrsstärken bei ca. 4000 Mfz/h (hochgerechnete 5 Minuten-Werte), wobei die Verteilung der Punktwolke im Bereich der Leistungsspitze jedoch unterschiedlich ist. Es ist also davon auszugehen, dass sich Verkehrsstörungen bei unterschiedlichen Verkehrsstärken ereignen. Die Ergebnisse der Station Deitingen zeigen zudem, dass auch an Wochenenden hohe Verkehrsbelastungen erreicht werden. Auf den Unterschied zwischen den Verkehrsstärken an Wochenenden und an Werktagen wird im Abschnitt 3.4.6 näher eingegangen.
- Bei der Station Gunzgen fehlt der mittlere Teil im Bereich der Leistungsspitze, da gleiche Verkehrsstärken grosse Differenzen in den Geschwindigkeiten aufweisen. Es besteht somit eine ausgeprägte Trennung zwischen dem freien/teilgebundenen und dem stockenden/gestauten Verkehr. Dies dürfte auf den für diese Station vergleichsweise hohen LW-Anteil zurückzuführen sein.

Abb. 3.3: Darstellung von Einzeltagen für die Stationen Deitingen [1], Gunzgen [6], Regensdorf [8] und Muttenz [14]





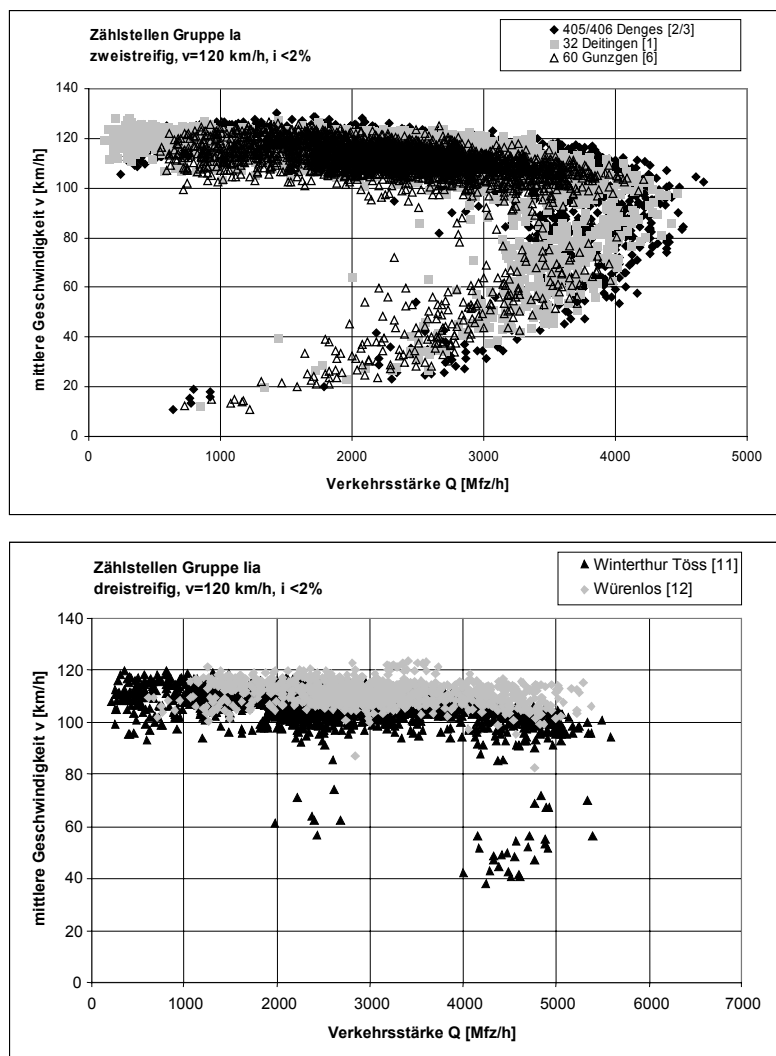
- Bei den ausgewählten Messreihen der Stationen Gunzgen, Regensdorf und Muttenz kann festgehalten werden, dass einige Messreihen ohne Störung bis in den Bereich der Leistungsspitze reichen und zwar mit Verkehrsstärken beim zweistreifigen Querschnitt von über 4000 Mfz/h (hochgerechnete 5-Minuten-Werte) und beim dreistreifigen Querschnitt von über 6000 Mfz/h (hochgerechnete 5-Minuten-Werte). Bei der Station Regensdorf ist weiterhin auffällig, dass Störungen im Verkehrsablauf bei Verkehrsstärken auftreten die wesentlich niedriger sind als die maximalen Verkehrsstärken.

Die Ergebnisse zeigen, dass es notwendig ist, den Bereich der Leistungsspitze näher zu untersuchen. Es ist aufzuzeigen, ob es sich bei der Leistungsspitze um einen Bereich handelt, hervorgerufen durch ein unterschiedliches Verhalten der Verkehrsteilnehmer oder durch Störungen infolge endogener Einflussfaktoren. Darauf wird im Kapitel 4 näher eingegangen.

3.4.2 Unterschiede innerhalb und ausserhalb von Ballungsräumen

Im HBS [2001:3-6ff] wird bei der Funktion und der Lage zwischen Autobahnabschnitten innerhalb und ausserhalb von Ballungsräumen und damit ohne und mit ausgeprägtem Anteil an Pendlerverkehr unterschieden. Dadurch soll das unterschiedliche Verhalten des Fahrerkollektives berücksichtigt werden. Um einen Überblick darüber zu erhalten, ob aus den empirischen Daten regionale Unterschiede im Verkehrsablauf auf Schweizer Autobahnen erkennbar sind, sind in Abb. 3.4 die empirischen Daten der Zählstellen der Gruppen Ia und IIa zusammengestellt – mit Längsneigungen unter 2% und Geschwindigkeitsbegrenzung 120 km/h. Aufgrund der relativ begrenzten Anzahl an Messstellen und der Tatsache, dass bei den dreistreifigen Querschnitten Winterthur Töss und Würenlos die Leistungsspitze nicht erreicht wird, ist die Aussagekraft jedoch beschränkt.

Abb. 3.4: Zählstellen der Gruppen Ia und IIa ($i < 2\%$, $v = 120$ km/h)



Die Ergebnisse zeigen, dass die Geschwindigkeiten im freien Verkehrszustand bei den Zählstellen praktisch vergleichbar sind, auch wenn diese bei den dreistreifigen Querschnitten Würenlos und Winterthur Töss etwas niedriger sind (siehe auch Abschnitt 3.3.2). Auch im Bereich der Leistungsspitze weisen die drei Stationen mit zweistreifigem Querschnitt kaum sichtbaren Unterschiede auf. Die Station Gunzgen weist tendenziell eine geringere maximale Verkehrsstärke auf, was jedoch auf den höheren LW-Anteil dieser Station zurückzuführen sein dürfte. Diese geringen Unterschiede lassen den Schluss zu, dass bei gleichen Rahmenbedingungen die maximalen Verkehrsbelastungen im ländlichen Raum etwas niedriger sind als in den Ballungsräumen. Auch im HBS liegen im Vergleich zum Ballungsraum die massgebenden Leistungswerte für Strecken ausserhalb von Ballungsräumen um 200 bis 400 Mfz/h niedriger.

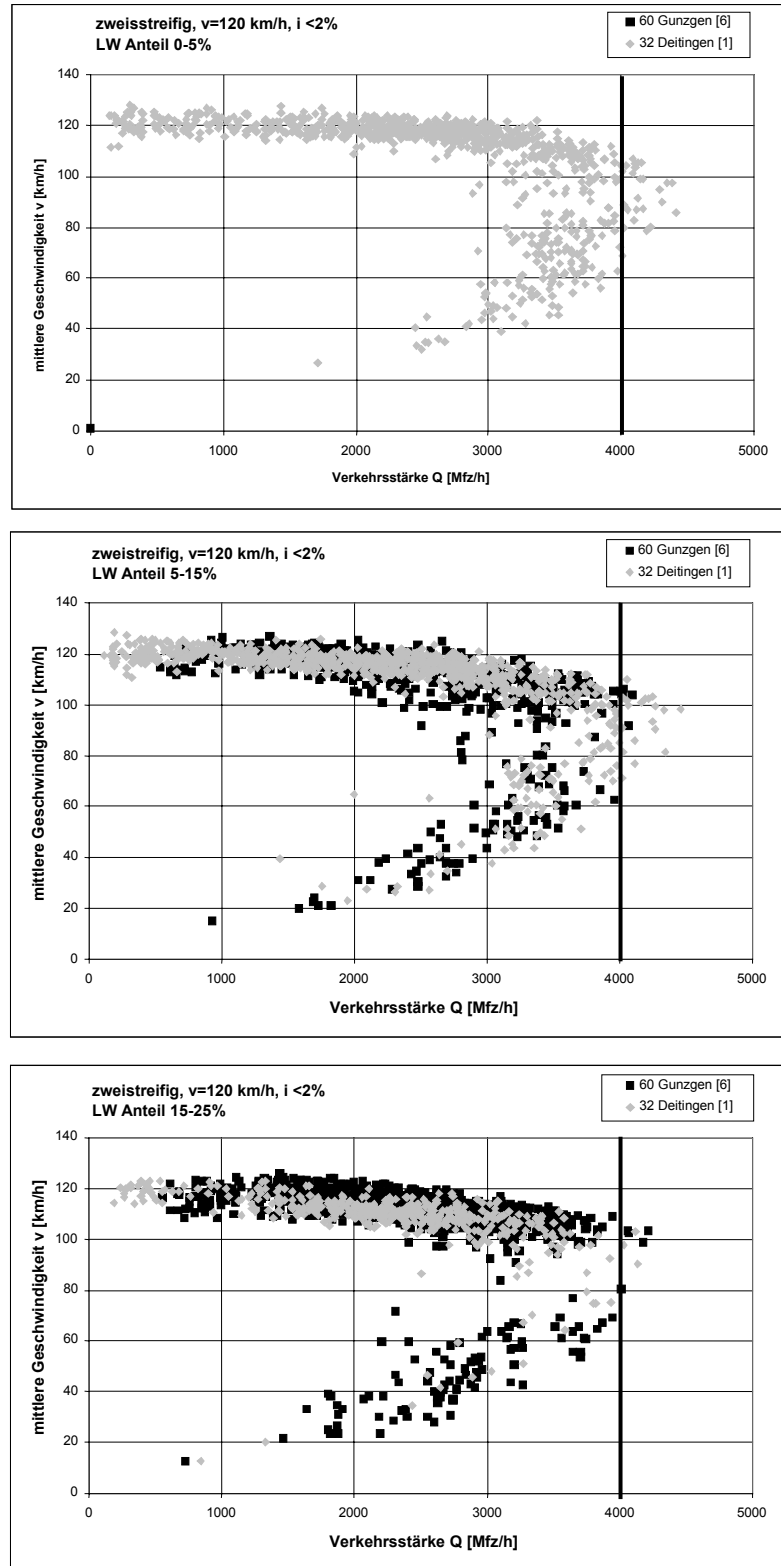
Von der Forschungsstelle wird vorgeschlagen, in der Norm in Bezug auf den Werktagsverkehr keinen Unterschied zwischen Autobahnabschnitten innerhalb und ausserhalb von Ballungsräumen vorzunehmen. Die festzulegenden Kapazitäten sollten sich am Agglomerationsverkehr orientieren, da dieser Autobahntyp bezogen auf die Leistungsspitze und die Problemstrecken in der Schweiz dominiert. Der Unterschied bei der Verkehrsstärke zwischen Ballungsraum und nicht Ballungsraum sollte in der Normrevision über die Verkehrsqualitätsstufen berücksichtigt werden (Bemessung in Agglomerationen auf LOS D-E, in Überlandbereichen auf LOS C-D). Eine indirekte Differenzierung zwischen Ballungsraum und nicht Ballungsraum erfolgt auch über den LW-Anteil. Im Bereich von Agglomerationen ist der LW-Anteil in der Regel niedriger und damit die Leistungsfähigkeit höher und im ländlichen Raum oder auf Transitstrecken der LW-Anteil in der Regel höher und damit die Leistungsfähigkeit niedriger. Für die Bemessung ist der LW-Anteil in der Spitzenstunde massgebend.

3.4.3 Einfluss des LW-Anteils

Um den Einfluss des LW-Anteils exemplarisch mit Hilfe der empirischen Daten aufzeigen zu können, sind in Abb. 3.5 die Messdaten der Zählstellen Deitingen und Gunzgen (beide mit $i < 2\%$) in Abhängigkeit vom LW-Anteil zusammengestellt worden.

Bei dieser Form der Darstellung der LW-Anteile handelt es sich nicht um Zeitreihen, sondern um die Teilmenge aus der gesamten Anzahl der Tagesmessreihen, die sich aus einem mehr oder weniger konstanten LW-Anteil in den angegebenen Grenzen zusammensetzen. Dadurch kommt es im Vergleich zu Zeitreihen mit einem konstanten LW-Anteil zu Verzerrungen. Im Abschnitt 5.1.3 wird bei der Überprüfung und Eichung des Simulationsmodells auf diesen Punkt nochmals eingegangen.

Abb. 3.5: Zählstellen Deitingen [1] und Gunzgen [6] (zweistreifig, v=120 km/h, i <2%) in Abhängigkeit vom LW-Anteil



Die Ergebnisse zeigen:

- Wie zu erwarten ist im Bereich der Leistungsspitze (ca. 4000 Mfz/h) der Anteil der Messpunkte mit einem LW-Anteil $>15\%$ relativ niedrig, das heisst in der Leistungsspitze nimmt der Anteil und die Anzahl der PW deutlich zu.
- Mit zunehmendem LW-Anteil verringert sich die Geschwindigkeit im freien und teilgebundenen Verkehr bei einer Längsneigung von $<2\%$ nur geringfügig. Der Einfluss des LW-Anteils auf die Leistungsfähigkeit manifestiert sich erst bei grösseren Steigungen (siehe Abschnitt 5.2.4).
- Zwischen dem LW-Anteil von 0-5% und jenem von 15-25% ist eine Abnahme der maximalen Verkehrsbelastungen feststellbar. Bei einem LW-Anteil von 15-25% erreicht die Punktelwolke gerade noch die Verkehrsstärke von 4100 Mfz/h (hochgerechnete 5-Minuten-Werte) gegenüber 4400 Mfz/h bei der Klasse 0-5%.

Insgesamt gesehen ist davon auszugehen, dass die empirischen Daten bei höherem LW-Anteil die Verkehrsstärke im Vergleich zu Messreihen mit einem konstanten LW-Anteil etwas überschätzen. Auf den Einfluss des LW-Anteils auf die Leistungsfähigkeit wird im Abschnitt 5.22 bei der Darstellung der Ergebnisse aus der Simulation näher eingegangen.

3.4.4 Einfluss der Geschwindigkeitsregelung

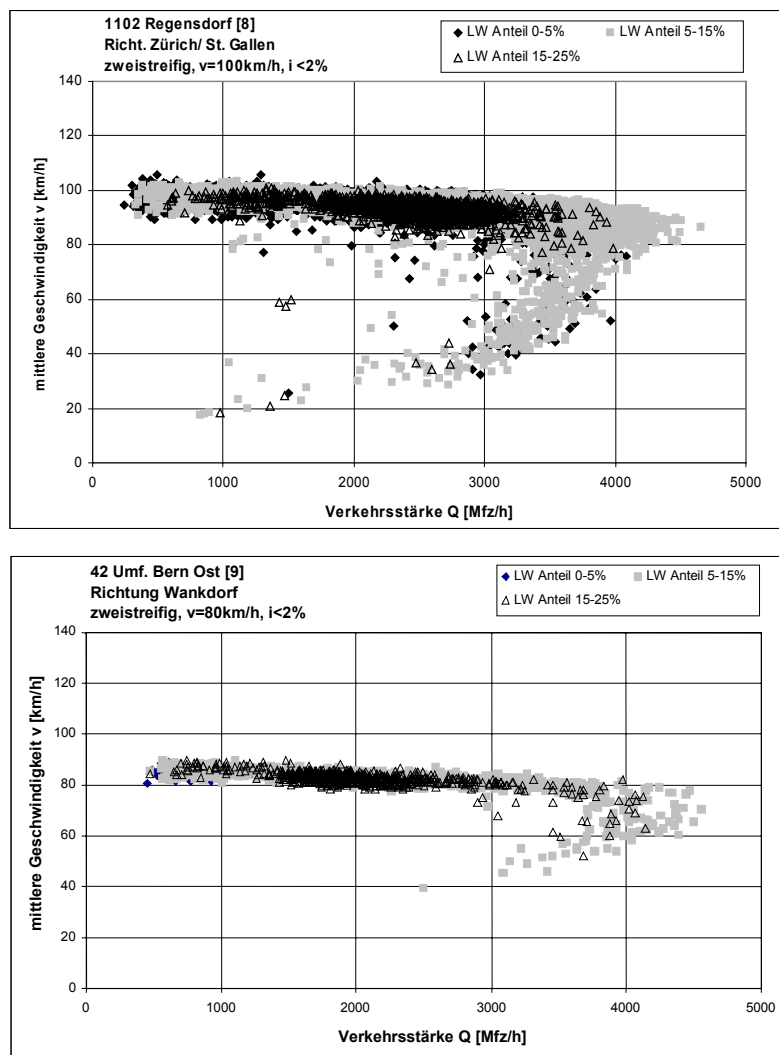
Im Abschnitt 3.3.2 ist gezeigt worden, dass sich durch eine Reduktion der zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 120 auf 100 bzw. 80 km/h die Geschwindigkeitsunterschiede zwischen den Klassen des Fahrzeugkollektives verringern und es zu einer zunehmenden Homogenisierung des Verkehrs kommt. In Abb. 3.6 sind die q-v-Kurven für zweistreifige Querschnitte (Zählstellen Regensdorf und Umfahrung Bern Ost) mit Geschwindigkeitsregelungen von 100 bzw. 80 km/h zusammengestellt. Vergleichsweise können dem die q-v-Kurve für die Stationen Denges, Deitingen und Gunzgen, die alle ein Tempolimit von $v=120$ km/h besitzen, gegenübergestellt werden (vgl. Abb. 3.4 in Kap. 3.4.2).

Die Ergebnisse sind:

- Die real gefahrenen Geschwindigkeiten im freien Verkehrszustand sind teilweise etwas höher als die vorgeschriebene Höchstgeschwindigkeit. Daraus resultieren leichte Unterschiede der q-v-Kurven im freien und teilgebundenen Verkehr bei den einzelnen Zählstellen mit gleichem Tempolimit.
- Die q-v-Kurven verlaufen bei einer Geschwindigkeitsbeschränkung von 80 km/h mehr oder weniger horizontal bis in den Bereich der Leistungsspitze, das heisst, mit sinkendem tempolimit (von 120 bis 80 km/h) wird die Neigung der q-v-Kurve im Bereich des freien und teilgebundenen Verkehrs immer flacher.
- Die maximale Leistungsfähigkeit scheint sich bei einer Geschwindigkeitsbeschränkung von 120, 100 oder 80 km/h und einer Längsneigung $< 2\%$ nicht wesentlich zu verändern.

Dies heisst jedoch nicht, dass der Verkehrsfluss unterhalb der Leistungsspitze gleich bzw. vergleichbar ist. Auf den Einfluss der Geschwindigkeit bei unterschiedlicher Längsneigung und veränderlichem LW-Anteil wird im Abschnitt 5.2 bei der Darstellung der Simulationsergebnisse näher eingegangen.

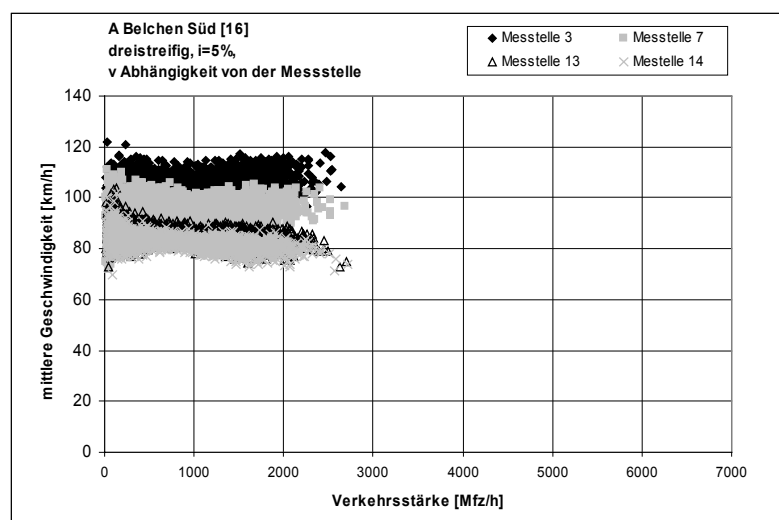
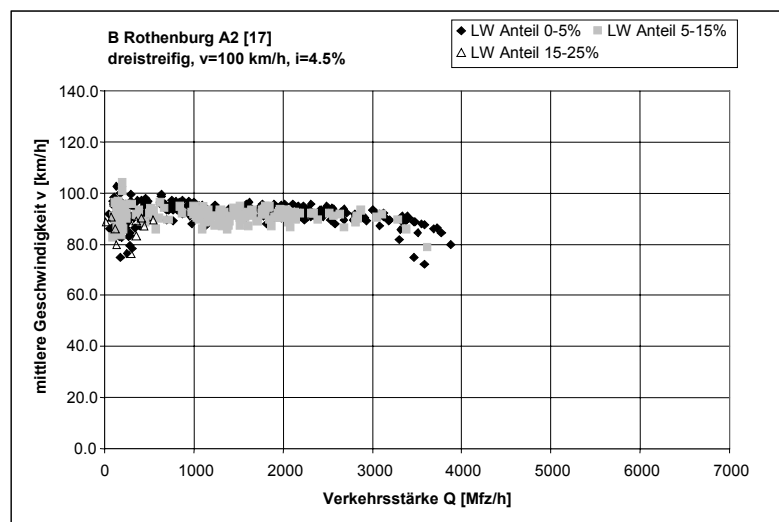
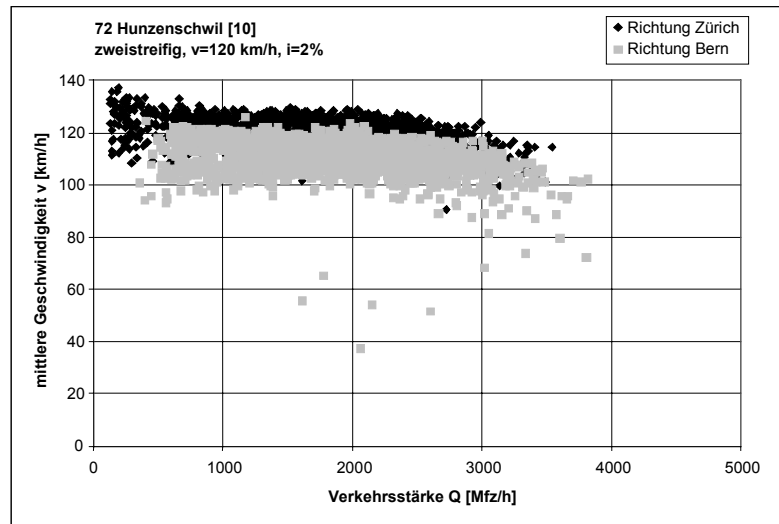
Abb. 3.6: Einfluss der Geschwindigkeitsregelung auf die Leistungsfähigkeit bei zweistreifigen Querschnitten Zählstellen Regensdorf ($v=100\text{ km/h}$, $i<2\%$), Umfahrung Bern Ost ($v=80\text{ km/h}$, $i<2\%$)



3.4.5 Einfluss der Längsneigung

Zählstellen mit mindestens vier Fahrstreifen, höherer Neigung und höherem LW-Anteil und gleichzeitig hoher Belastung sind in der Schweiz schwer zu finden. Abbildung 3.7 zeigt die q - v -Kurven der Stationen Hunzenschwil mit ca. 2% für den zweistreifigen Querschnitt und Rothenburg mit ca. 4.5% sowie Belchen Süd mit ca. 5% für den dreistreifigen Querschnitt.

Abb. 3.7: Zählstellen Hunzenschwil (ca. 2.0%) für den zweistreifigen Querschnitt sowie Rothenburg (ca. 4.5%) und Belchen Süd (ca. 5%, Südrampe Richtung Basel) für den dreistreifigen Querschnitt mit Einfluss der Geschwindigkeitsregelung



Die Ergebnisse sind:

- Bei keinem der Querschnitte wird die Leistungsspitze erreicht. Bei der Station Hunzenschwil deutet die Neigung der Kurve am Ende an, dass man sich immerhin dem Anfangsbereich der Leistungsspitze nähert.
- Trotz der geringen Neigung von ca. 2% wird bei der Station Hunzenschwil deutlich, dass auf dem Gefällestück in Richtung Zürich die mittleren gefahrenen Geschwindigkeiten höher sind als bei dem Steigungsstück in Richtung Bern.
- Die vier Messquerschnitte bei der Station Belchen Süd (Richtung Basel) zeigen durch die horizontale Verschiebung der Punktekurven den Einfluss der Geschwindigkeitsregelung 120-100-80 km/h vor dem Tunnelportal.

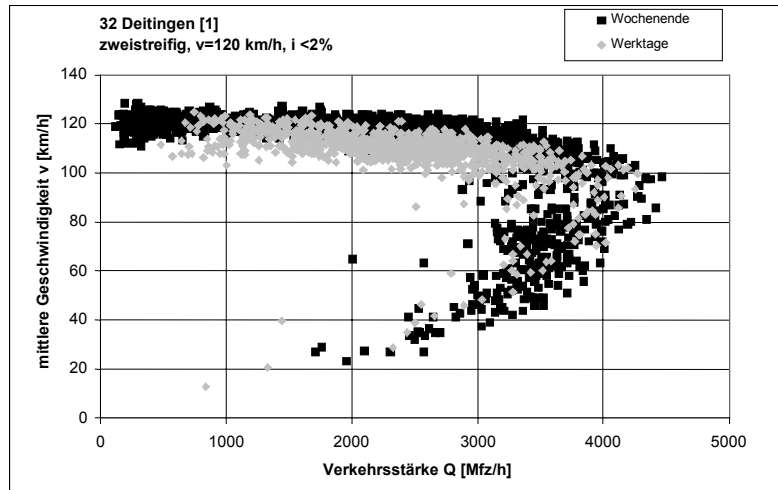
Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass aus den empirischen Daten Aussagen zum Einfluss der Längsneigung auf die Leistungsfähigkeit nur in sehr begrenzten Masse möglich sind. Diese Tatsache unterstreicht die Bedeutung der Simulation bei der Analyse der Einflussfaktoren (siehe Abschnitt 5.2.3).

3.4.6 Verkehrsstärken an Wochenenden

Von den betrachteten Zählstellen sind Messreihen mit Zusammenbrüchen des Verkehrs an Wochenenden lediglich bei der Station Deitingen festgestellt worden. Daher sind in Abb. 3.8 für diese Zählstelle die q-v-Kurven getrennt nach Werktagen und Wochenenden dargestellt. Um weitere Anhaltspunkte zu den Verkehrsstärken an Wochenenden zu erhalten, sind für Zählstellen des ASTRA mit hohen Verkehrsstärken die Dauerkurven für die Wochenenden erstellt worden (siehe Abschnitt 4.1). Die Ergebnisse sind:

- Für die Station Deitingen gibt es praktisch keinen Unterschied im Verlauf der q-v-Kurven an Werktagen und an Wochenenden. Die maximalen Verkehrsstärken (hochgerechnete 5-Minuten Werte) liegen in beiden Fällen um 4000 Mfz/h. Aufgrund der Lage der Station ist jedoch zu beachten, dass hier starke Anteile Transit- und Touristenverkehr zu finden sind und nur in geringerem Umfang Agglomerationsverkehr mit starkem Anteil an Berufspendlern.
- Auf der A13 im Raum Maienfeld kommt es an schönen Winterwochenenden gelegentlich zu überlastungsbedingtem Staus in der Nachmittagsspitzenstunde. Die an Sonntagen im Jahr 2002 real gemessenen Höchstwerte der Station Maienfeld liegen aber lediglich bei 3400 – 3600 Mfz/h. Daraus muss geschlossen werden, dass auf Strecken mit hohen Anteilen an Freizeitverkehr bereits bei tieferen Belastungswerten Störungen im Verkehrsfluss auftreten. Differenziertes Datenmaterial liegt von dieser Station nicht vor.

Abb. 3.8: Verkehrsstärken an Wochenenden und an Werktagen für die Station Deitingen [1]



- Aus den untersuchten Dauerkurven (siehe Abschnitt 4.2) kann entnommen werden, dass für die betrachteten Zählstellen die maximalen Verkehrsstärken an Wochenenden bei einigen Zählstellen nicht wesentlich geringer sind als an Werktagen. Es ist verständlich, dass auf Grund der Verkehrsnachfrage und der Anzahl der Tage die Dauerkurven an Wochenenden schneller abfallen als an Werktagen.
- Bei den Stationen Umfahrung Zürich Nord, Prévèrenge und Umfahrung Bern Ost liegen die real gemessenen Stunden-Höchstwerte an Wochenenden im Bereich von 4000 Mfz/h und sind somit vergleichbar mit den Werten an Werktagen.

Die maximalen Verkehrsstärken an Wochenenden schwanken erheblich. Die Ergebnisse zeigen, dass auf Strecken mit regelmässig hohen Verkehrsbelastungen (städtische Agglomerationen mit hohem Anteil ortskundiger Lenker) auch an Wochenenden die maximalen Verkehrsstärken nicht wesentlich niedriger sein müssen als an Werktagen. Auf reinen Touristikstrecken ist davon auszugehen, dass Störungen im Verkehrsfluss schon bei geringeren Verkehrsbelastungen auftreten. Eine zuverlässige Quantifizierung und Eingrenzung der maximalen Verkehrsstärke an Wochenenden ist auf Grund des Datenmaterials nicht möglich. Es wird vorgeschlagen, in der Norm die maximalen Verkehrsstärken an Wochenenden über die Verkehrsqualitätsstufen zu berücksichtigen (Wahl einer tieferen Qualitätsstufe als Bemessungsmass). In der Regel werden Strassenbauvorhaben aufgrund der zu erwartenden Spitzenbelastungen an Werktagen und nicht an Wochenenden bemessen.

3.5 Ergebnisse aus den empirischen Daten

Insgesamt gesehen ergeben die Auswertungen der empirischen Daten (5-Minuten Messwerte) ein kohärentes Erklärungsmodell. Die vergleichende Betrachtung von q-v-Kurven gibt einen

qualitativen Überblick über die Auswirkungen wichtiger Einflussfaktoren. Eine Ausnahme stellt hier der Einfluss von Steigungsstrecken dar. Insgesamt gesehen wird auch deutlich, dass es schwierig ist, Messreihen mit hohen Verkehrsstärken zu erheben. Darüber hinaus zeigt sich, dass in Bezug auf schweizerische Hochleistungsstrassen empirische Daten alleine nicht ausreichen, um die Auswirkungen der einzelnen Einflussfaktoren in systematischer Form untersuchen zu können. Die bisherigen Ergebnisse sind:

- Aus den wenigen Querschnitten mit hohen Belastungen im Bereich der Leistungsspitze ergeben sich keine Hinweise auf regionale Unterschiede.
- Die festzulegenden Kapazitäten sollten sich am Agglomerationsverkehr orientieren, da dieser Autobahntyp bezogen auf die Leistungsspitze und die Problemstrecken in der Schweiz dominiert. Infolge der hohen Besiedlungsdichte im Einzugsbereich weiter Teile des schweizerischen Nationalstrassennetzes und der Nähe zu regionalen und überregionalen Zentren ist es ausserdem schwierig, Ballungsräume und Überlandstrecken klar voneinander abzugrenzen.
- Der Unterschied bei der Verkehrsstärke zwischen Ballungsraum und nicht Ballungsraum sollte in der Normrevision über die Verkehrsqualitätsstufen berücksichtigt werden (Bemessung in Agglomerationen auf LOS D-E, in Überlandbereichen auf LOS C-D).
- Die empirischen Daten zeigen, dass sich die maximalen Verkehrsbelastungen bei unterschiedlichen Tempolimiten von 120, 100 oder 80 km/h und einer Längsneigung $< 2\%$ praktisch nicht unterscheiden. Dies heisst jedoch nicht, dass der Verkehrsfluss unterhalb der Leistungsspitze gleich bzw. vergleichbar ist.
- Die maximalen Verkehrsstärken an Wochenenden schwanken erheblich. Auf Strecken mit regelmässig hohen Verkehrsbelastungen müssen auch an Wochenenden die maximalen Verkehrsstärken nicht unbedingt wesentlich niedriger sein als an Werktagen. Auf reinen Touristikstrecken ist hingegen davon auszugehen, dass Störungen im Verkehrsfluss schon bei geringeren Verkehrsbelastungen auftreten. Es wird vorgeschlagen, in der Norm die maximalen Verkehrsstärken an Wochenenden über die Verkehrsqualitätsstufen zu berücksichtigen (Wahl einer tieferen Qualitätsstufe als Bemessungsmass).

Im Hinblick auf die Interpretation der Ergebnisse für den Normentwurf ist auf die grosse Bandbreite der Verkehrsstärken im Bereich der Leistungsspitze hinzuweisen. Bis zu einem gewissen Grade ist diese ausgeprägte Bandbreite auf das gewählte Bezugsintervall von 5-Minuten zurückzuführen. Andererseits kann bei der Betrachtung einzelner Tagesmessreihen der gleichen Station beobachtet werden, dass es Zeitreihen gibt, die ungestört bis in den Bereich der Leistungsspitze laufen, und es andere Zeitreihen gibt, die wesentlich früher abbrechen. Diese Tatsache erschwert die Abgrenzung der Leistungsfähigkeit. Darauf soll nun im nächsten Abschnitt näher eingegangen werden.

4. Bestimmung der Leistungsfähigkeit

4.1 Begriff Leistungsfähigkeit

Der Begriff der „Leistungsfähigkeit¹²“ wird in der Literatur im Hinblick auf seine Bedeutung weiter untergliedert. Es wird zwischen der idealen, der möglichen und der praktischen Leistungsfähigkeit unterschieden [Bischofberger 1997, Chlond/Schnittger 2001]. Dabei kommt es allerdings zu unnötigen Überschneidungen zum Beispiel mit den Stufen der Verkehrsqualität.

Unter „Ideale Leistungsfähigkeit“ wird die Leistungsfähigkeit eines idealen Fahrstreifens unter idealen Verkehrs- und Umweltbedingungen verstanden. Auf dem idealen Fahrstreifen sind praktisch sämtliche Einflüsse, welche zur Reduktion der Leistungsfähigkeit führen können, ausgeschaltet. Es wird also der Idealzustand sowohl der Fahrbahn als auch der Verkehrszusammensetzung zugrunde gelegt. Aus der Betrachtung der Einzelzeitreihen könnte man schliessen, dass bei manchen Messreihen dieser sogenannte Idealzustand vorliegt, so dass Verkehrsstärken von weit über 4000¹³ bzw. 6000² Mfz/h für den zwei- bzw. dreistreifigen Querschnitt bei einem Bezugsintervall von 5 Minuten erreicht werden. Diese hohen Verkehrsbelastungen stellen eher eine Ausnahme dar, so dass die „Ideale Leistungsfähigkeit“ die realen Verhältnisse überschätzen würde.

Bei der „Möglichen Leistungsfähigkeit“ werden die im Einzelfall vorliegenden Fahrbahn- und Verkehrsbedingungen berücksichtigt. Die „Mögliche Leistungsfähigkeit“ dürfte somit vergleichbar mit der verwendeten Definition der Leistungsfähigkeit in der Schweizer Norm sein. Diese lautet (siehe Abschnitt 2.1): „Unter Leistungsfähigkeit einer Verkehrsanlage wird die grösstmögliche Verkehrsstärke verstanden, von der erwartet werden kann, dass sie einen Abschnitt dieser Anlage während eines gegebenen Zeitintervalls, bei gegebenen Strassen-, Verkehrs- und Betriebsbedingungen, durchfahren kann“. Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass die „Mögliche Leistungsfähigkeit“ der Verkehrsstärke bei einer Verkehrsqualitätsstufe E entspricht.

Bei der „Praktischen Leistungsfähigkeit“, die auch als Entwurfsleistungsfähigkeit bezeichnet wird, werden zusätzlich noch Anforderungen an die Qualität des Verkehrsflusses gestellt, d. h. an Geschwindigkeit, Bewegungsfreiheit und Sicherheit. Die „Praktische Leistungsfähigkeit“ entspricht somit der Verkehrsstärke für die Dimensionierung von Verkehrsanlagen, das heisst, den Verkehrsqualitätsstufen C oder D. Der Begriff der „Praktischen Leistungsfähigkeit“ wird daher im Folgenden nicht mehr verwendet, sondern die Einstufungen der Qualitätsstufen.

¹² Die Begriffe „Leistungsfähigkeit“ und „Kapazität“ sind als Synonym zu verwenden

¹³ Dabei werden die Sicherheitsabstände unterschritten.

Wie die empirischen Untersuchungen zeigen, schwanken die Verkehrsstärken in der Leistungsspitze erheblich. Wie die Ausführungen zu den Verkehrszuständen gezeigt haben (siehe Abschnitt 2.4) ist davon auszugehen, dass es schon bei geringeren Verkehrsstärken zu Übergängen vom teilgebundenen zum stockenden oder gar gestauten Zustand kommt.

Neuere Untersuchungen kommen daher zunehmend zum Erkenntnis, dass die Kapazität einer Strassenverkehrsanlage unterschiedliche Werte annehmen und dabei erheblich variieren kann. Gemäss Lorenz und Elefteriaou [2001] erfolgt der Zusammenbruch nicht bei einem festen Wert, sondern über eine grosse Bandbreite von Verkehrsstärken. Er wird deshalb als zufälliges Ereignis mit grosser Streuung charakterisiert (siehe auch Brilon und Zurlinden [2003]; Hangleiter, Schick und Trupat [2003]). Bislang ist die Kapazität von Strassen als Konstante angesehen worden.

Darüber hinaus stellt sich die Frage, ob bei den untersuchten Zählstellen die Leistungsfähigkeit überhaupt erreicht wird, obwohl es zu Verkehrszusammenbrüchen gekommen ist. Die Beurteilung der gemessenen Verkehrsbelastungen hat immer in Abhängigkeit von der Nachfrage zu erfolgen.

4.2 Dauerkurven der Verkehrsstärke

Dauerkurven geben einen Überblick über den Verlauf der Verkehrsstärken in Abhängigkeit von der Verkehrsnachfrage. Verläuft bei hoch belasteten Querschnitten die Dauerkurve lange horizontal, so entsprechen die gemessenen Belastungen in etwa der Leistungsfähigkeit. Fällt demgegenüber die Dauerkurve relativ schnell ab, so ist die Nachfrage für diesen Querschnitt zu gering, um regelmässig die Kapazität zu erreichen. Dauerkurven sind somit auch nur bedingt geeignet, um Aussagen über die Kapazität¹⁴ zu machen. Andererseits lassen dieser Umstand und die Überlegungen im Kap. 4.1 den Schluss zu, dass die Nachfrage einen Einfluss auf die Leistungsfähigkeit besitzt und eigentlich als Variable aufzufassen ist.

Um einen Überblick über die realen Verkehrsstärken zu erhalten, sind sämtliche Zählstellen des ASTRA für das Jahr 2002 nochmals auf hohe Spitzenstundenwerte untersucht worden. Die Ergebnisse bestätigen, dass es in der Schweiz nur wenige Stationen mit regelmässigen Belastungen im Bereich der Kapazität gibt. Dies gilt insbesondere für dreistreifige Querschnitte. Die Abb. 4.1 bis 4.5 zeigen die Ergebnisse für zweistreifige Querschnitte und die Abb. 4.6 für den dreistreifigen Querschnitt Muttenz. Die realen Stundenwerte befinden sich im Anhang A. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

¹⁴ Bei der Bemessung der Bundesfernstrassen in Deutschland wird von der 30. höchstbelasteten Jahrestunde ausgegangen. Diese 30. Stunde kann zu Grunde gelegt werden, um zusätzliche Hinweise bei der Festlegung der Kapazität zu erhalten.

- Maximale Verkehrsstärken von über 4000 Mfz/h (reale Stundenwerte) werden für zweistreifige Querschnitte lediglich bei vier der betrachteten Zählstellen erreicht.
- Es ist davon auszugehen, dass sich bei einer gleitenden Festlegung des Bezugsintervalls von 60 Minuten höhere Werte für die höchsten Verkehrsstärken ergeben als bei den heute üblichen festen Stundengrenzen (z.B. 07-08 oder 17-18 Uhr).
- Bei den Stationen Umfahrung Zürich Nord und Préverenges liegt die 30. Stunde bei ca. 4000 Mfz/h oder darüber. Bei den Stationen Deitingen, Vernier und Umfahrung Bern Ost liegen die entsprechenden Werte knapp unter 4000 Mfz/h, da aufgrund der Nachfrage die Dauerkurve hier schon relativ schnell abfällt.

Auf einigen hochbelasteten zweistreifigen Querschnitten werden Verkehrsstärken von 4000 Mfz/h somit regelmässig erreicht. Diese Verkehrsstärke entspricht dem entsprechenden Grenzwert im HBS für Ballungsgebiete.

- Bei den dreistreifigen ASTRA-Querschnitten liegt auf Grund der Nachfrage lediglich die Station MuttENZ im Bereich der Leistungsspitze. Die maximalen Verkehrsbelastungen erreichen ca. 5700 Mfz/h. Die Dauerkurve fällt vergleichsweise schnell ab, so dass die Kapazität in diesem Querschnitt offensichtlich noch nicht regelmässig erreicht wird.
- Bei der kantonalen Station Wallisellen [13] (Zürich, Brütiseller Kreuz)) liegen die maximalen Verkehrsbelastungen (hochgerechnete 5-Minuten-Werte) bei ca. 7000 Mfz/h, was einem Stundenwert von mindestens 6000 Mfz/h entspricht. Da sich diese Zählstelle im Anschlussbereich des Brütiseller Kreuzes befindet, weist sie spezifische Rahmenbedingungen auf. Die Verkehrsbelastungen liegen im Vergleich zu anderen dreistreifigen Querschnitten eher höher.
- Bei dem ebenfalls stark belasteten dreistreifigen Querschnitt 118 Bern, Felsenauviadukt [15] liegt der Höchstwert nur noch bei 5'200 Mfz/h. Trotzdem treten zeitweise Stauungen auf. Für diese sind hier allerdings andere Ursachen als die Querschnittskapazität massgebend - Engpässe auf vorgelagerten Rampen, viele Ein-/Ausfahrten und Verzweigungen mit entsprechend vielen Spurwechseln.
- Das HBS gibt für dreistreifige Querschnitte innerhalb von Ballungsräumen eine maximale Verkehrsstärke von 5700 Mfz/h an. Die mit Hilfe von VISSIM ermittelte Kapazität liegt bei ca. 5800 Mfz/h (siehe Abschnitt 5.2).

Für dreistreifige Querschnitte ist die maximale Kapazität nur bedingt aus den vorhandenen empirischen Daten ableitbar. Es wird vorgeschlagen, sich hier am Richtwert gemäss HBS (5'700 Mfz/h) zu orientieren.

Abb. 4.1: 20 Umf. Zürich Nord, Affoltern (reale Stundenwerte)

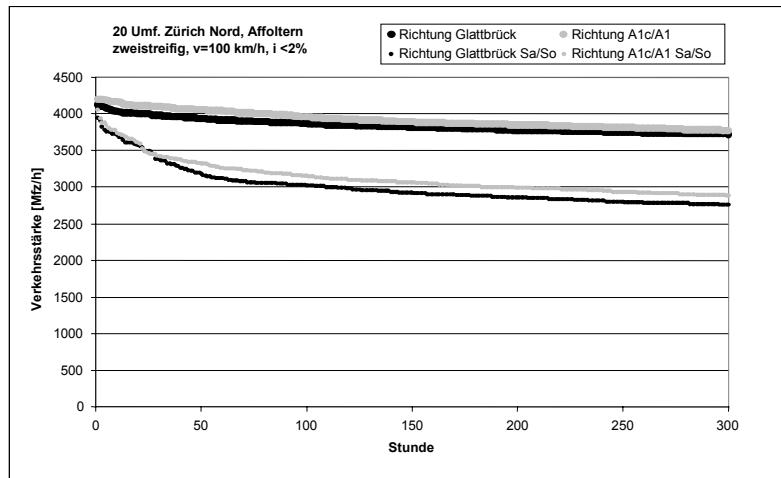


Abb. 4.2: 43 Préverenges (reale Stundenwerte)

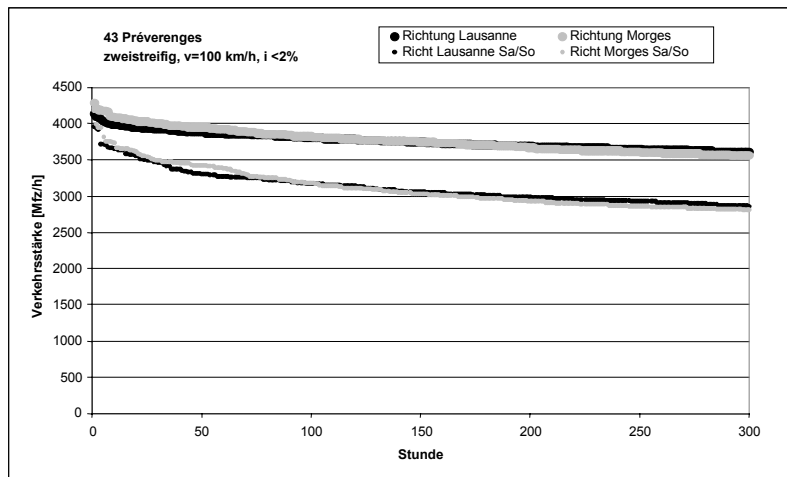


Abb. 4.3: 42 Umf. Bern Ost (reale Stundenwerte)

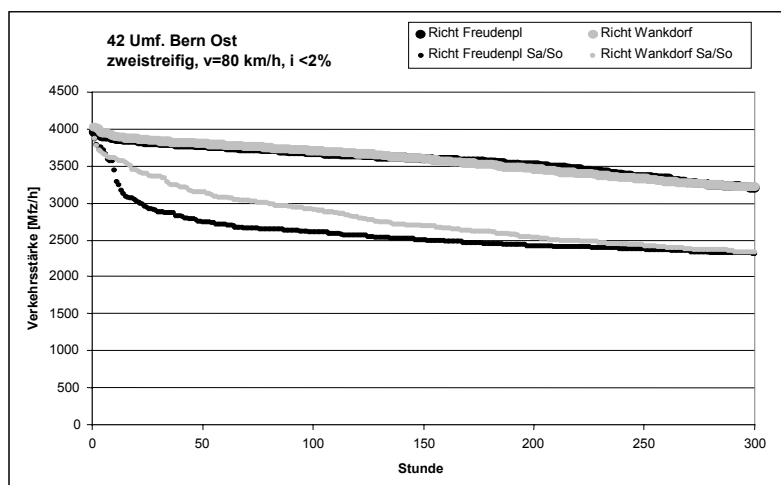


Abb. 4.4: Deitingen (reale Stundewerte)

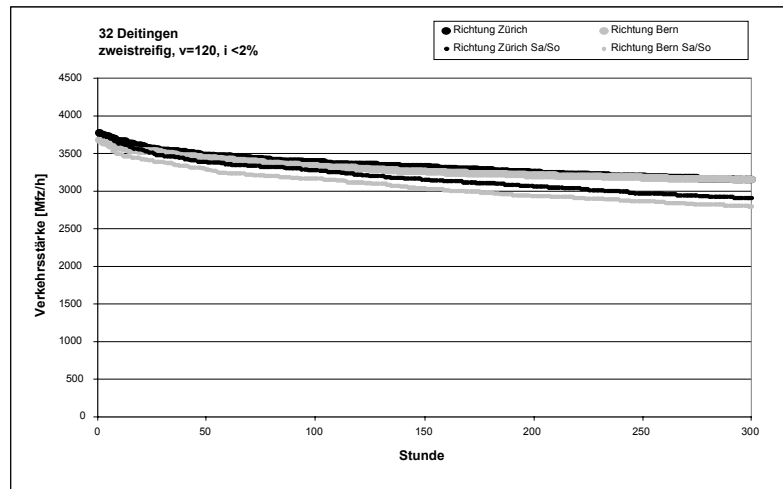


Abb. 4.5: Vernier (Tunnelquerschnitt, hochgerechnete Stundenwerte)

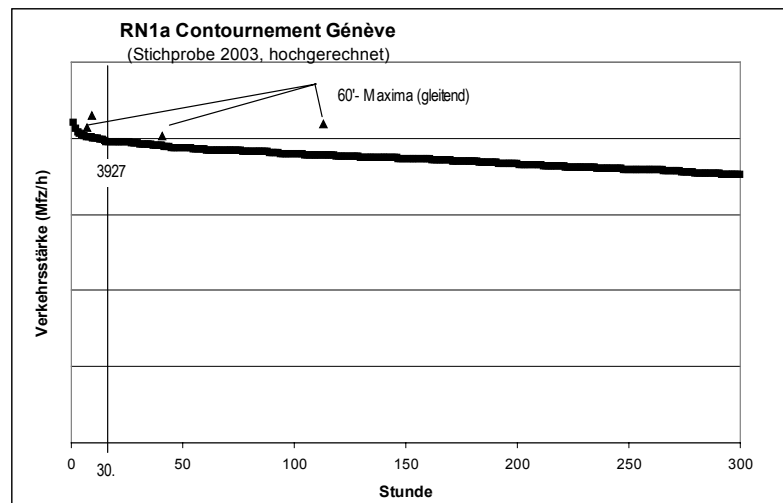
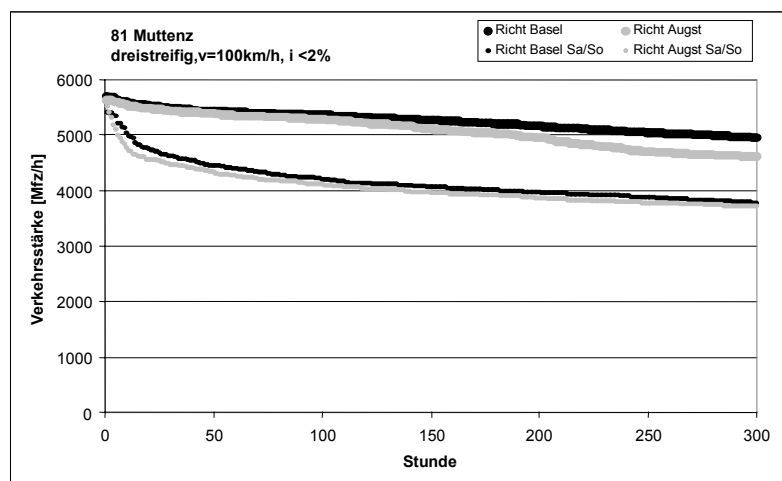


Abb. 4.6: Muttenz (reale Stundenwerte)



4.3 Methoden zur Ermittlung der Kapazität

Im Folgenden werden unterschiedliche Methoden zur Ermittlung der Kapazität¹⁵ vorgestellt, um deren Tauglichkeit aufzuzeigen.

4.3.1 Selected Maxima Methode

Die „Selected Maxima Methode“ verwendet die während einer bestimmten Periode gemessenen maximalen Verkehrsstärken. Beispielsweise wird das Maximum eines jeden Tages des Analysezeitraums als Kapazitätswert aufgefasst und aus allen Werten eine Verteilung gebildet. Das Problem der Anwendung dieser Methode besteht darin, dass die Verkehrsnachfrage das Ergebnis massgeblich beeinflusst (siehe Verlauf der Dauerkurven im vorangegangenen Abschnitt).

4.3.2 Bimodal Distribution Methode

Für die Anwendung der „Bimodal Distribution Methode“ werden Verkehrsstärken von der betrachteten Strecke über einen längeren Zeitraum benötigt. Die Methode liefert als Ergebnis eine geschätzte Dichtefunktion der Kapazität. Gemäss Cohen [Brilon/Zurlinden, 2003] können zwei unterschiedliche Häufigkeitsbereiche beobachtet werden. Der eine folgt aus der Häufigkeit der Verkehrsnachfrage. Er liegt normalerweise im Bereich geringer Verkehrsstärken, weil auf fast allen Strecken die Stunden mit schwacher Nachfrage die grösste Häufigkeit aufweisen. Die zweite Häufung von Messintervallen liegt im Bereich der maximal realisierbaren Verkehrsstärke, wenn die Verkehrsnachfrage die Kapazität regelmässig überschreitet. Wichtig bei dieser Methode ist, dass die Kapazität häufig erreicht und durch die Nachfrage übertroffen wird, damit sich im Bereich der Kapazität ein lokales Maximum der beobachteten Häufigkeit ausbildet. Nach Brilon/Zurlinden [2003] gelingt eine eindeutige Identifizierung der Kapazitätsbeobachtungen nicht. Daher wird die Methode als zu unsicher angesehen.

4.3.3 Analyse von Fundamentaldiagrammen

Die gebräuchlichste Methode zur Ermittlung von Kapazitätswerten ist die Analyse von Fundamentaldiagrammen: In die Punkteschar eines q-v-Diagramms wird eine Kurve derart eingepasst, dass die Summe der Fehlerquadrate minimal wird. Der Scheitelpunkt der Kurve wird als mittlere Kapazität angesehen. Bei entsprechender Übung kann ein Experte die mittlere Kapazität auch ohne Einpassung einer Regressionskurve aus der Punkteschar ablesen. Diese Art

¹⁵ Für detailliertere Ausführungen siehe Brilon/Zurlinden [2003]

der Schätzung von Kapazitäten ist Stand der praxisorientierten Verkehrstechnik [Brlon / Zurlinden 2003].

Die Abbildungen von typischen q-v-Diagrammen zeigen, dass die Punkteschar im Bereich der Leistungsspitze häufig sehr breit ist, so dass die Festlegung des Scheitelpunktes recht willkürlich ist.

4.3.4 Verkehrsstärken unmittelbar vor dem Zusammenbruch

Die Unterscheidung zwischen oberem und unterem Ast des q-v-Diagramms führt zu der Methode „Verkehrsstärke unmittelbar vor dem Zusammenbruch“. Der Zusammenbruch ist der plötzliche Übergang vom oberen in den unteren Ast des q-v-Diagramms. Die Verkehrsstärke, die einen Zusammenbruch nach sich zieht, kann als die momentane Kapazität angesehen werden [Lorenz/Elefteriadou 2001; Hangleiter/Schick/Trupat 2003 und Brlon/Zurlinden 2003].

Als Kriterium für das Erreichen des Kapazitätszustandes dient das plötzliche Absinken der Geschwindigkeit. Die entsprechende Grenzgeschwindigkeit kann durch die Analyse des q-v-Diagramms oder durch die Untersuchung des Geschwindigkeitsniveaus über die Zeit bestimmt werden.

Die Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs wird berechnet, indem die Häufigkeit eines Zusammenbruchs bei einer gegebenen Verkehrsstärke durch die Anzahl der Intervalle, in denen diese Verkehrsstärke auftritt, geteilt wird. Generell steigt dieser Wert mit zunehmender Verkehrsstärke und Intervalllänge.

Dabei ist zu beachten, dass die Verkehrsstärke vor dem Zusammenbruch des Verkehrsflusses in der Regel höhere Werte erreicht als nachher. Dieses Phänomen wird als „Capacity drop“ bezeichnet. Der Unterschied liegt auf Grund gemessener Verkehrsstärken in einer Grössenordnung von 5-10% [Brlon/Zurlinden 2003:170]. Wird von Verteilungskurven der Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs ausgegangen ergibt sich zwischen den Mittelwerten der entsprechenden Verkehrsstärken sogar eine Differenz von 24% [Brlon/Zurlinden 2004: 170]. Je nach Verkehrszustand (fliessend oder gestaut) ist nur die eine oder die andere Kapazität verfügbar.

4.4 Variabilität der Kapazität und Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs für die Station Regensdorf

Die Untersuchungen zur Variabilität der Kapazität und die Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs beziehen sich auf die Station N1/Regensdorf (Nordumfahrung Zürich). Die Betrachtungen der Dauerkurven haben gezeigt, dass Regensdorf über die grösste Anzahl an Zeitintervallen im Bereich der Kapazität verfügt. Die Station Regensdorf liegt zwischen dem Portal des

Gubristtunnels (ca. 300 m vom Tunnelportal) und dem Anschluss Affoltern, so dass bei den Überlegungen auch von dort her mögliche Störeinflüsse zu berücksichtigen sind. Die Station Regensdorf besitzt einen zweistreifigen Normalquerschnitt mit einer Längsneigung unter 2%, einem LW-Anteil von in der Regel unter 10% und einem Tempolimit auf 100 km/h. Die Zählraten beziehen sich auf den Zeitraum vom 1. bis 28. Oktober 2002 und vom 25. Februar bis zum 14. April 2003. Unplausible Zeitreihen sind vorab aus der Datenmenge entfernt worden.

Bei der Betrachtung einer einzelnen Zählstelle sind die strassen- und betriebsbedingten Einflussfaktoren konstant. Die möglichen endogenen Einflussfaktoren reduzieren sich somit auf die umwelt- und verkehrsbedingten Faktoren (siehe auch Abschnitt 2.7). Da bei der Station Regensdorf der LW-Anteil in Spitzenstunden unter 10% liegt, überwiegt der Pendlerverkehr. Man kann daher von einer relativ gleichartigen Verkehrszusammensetzung ausgehen, wobei der Einfluss des LW-Anteils auf die Verkehrsstärke gering ist.

4.4.1 Umweltbedingte Einflussfaktoren

Die umweltbedingten Einflussfaktoren setzen sich aus Tageslicht- und Wettereinfluss zusammen. Um den Wettereinfluss beurteilen zu können sind für die betrachteten Zähltag die Klimadaten des Flughafens Kloten von der Meteo Schweiz für die Morgen- und Abendspitze beschafft und mit den Zählraten der Station Regensdorf verglichen worden. Bei den Klimadaten handelt es sich um Angaben zu Temperatur, Niederschlag, Sonnenscheindauer, Taupunkt (Nebel) sowie um sogenannte „Augenbeobachtungen“ (Sicht und Wolkenmenge). Die Informationen zu den Augenbeobachtungen werden drei mal am Tag erhoben und zwar um 5⁴⁰, 14⁴⁰ und 17⁴⁰. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Im betrachteten Zeitraum lag in den Spitzenstunden die maximale Niederschlagsmenge bei 3.5 mm/h, so dass dadurch keine negativen Auswirkungen auf den Verkehrsablauf und die Verkehrsstärke eingetreten sein dürften.
- Von den betrachteten Tagen wiesen 6 Tage Nebel mit Sichtweiten von 100 bis 500 m auf. Diese reduzierten Sichtweiten sind lediglich um 5⁴⁰ festgestellt worden. Eine vergleichende Betrachtung dieser Messreihen mit den übrigen hat gezeigt, dass keine Auswirkungen auf die Morgenspitze erkennbar sind.
- Der Einfluss von Blendwirkung infolge Sonneneinstrahlung ist schwer zu beurteilen, da spezifische Rahmenbedingungen herrschen müssen. Aufgrund der Lage der Zählstelle würde eine Blendwirkung vornehmlich am Morgen in Richtung Zürich/St. Gallen und am Abend in Richtung Bern auftreten. Da das Gelände jedoch flach ist, ist auch nicht davon auszugehen, dass eine schlagartige Beeinträchtigung im Bereich der Zählstelle zu erwarten ist. Bei der Überprüfung der Zeitreihen ist kein Zusammenhang zwischen wahrscheinlichen Blendungszeiten und Störungen im Verkehrsablauf festgestellt worden.

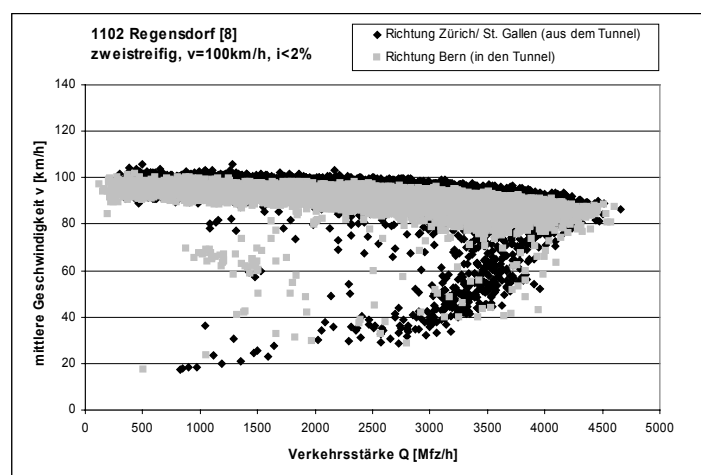
- In den Monaten März und Oktober überwiegen im Zeitraum der Morgen- wie auch der Abendspitze Tageslichtverhältnisse in den Zeiten der Belastungsspitzen. Somit scheidet auch Dunkelheit als weitere Beeinträchtigungsgrund aus.

Der Einfluss des Tageslicht- und Wettereinfluss auf die gemessenen Verkehrsbelastungen ist insgesamt gesehen sehr gering und kann daher bei den weiteren Betrachtungen vernachlässigt werden. Es ist daher nicht notwendig, einzelne Messreihen von den weiteren Betrachtungen auszuschliessen.

4.4.2 Untersuchung von Einzelzeitreihen mit Störungen

Nachdem die umweltbedingten Einflussfaktoren als Ursache von Störeinflüssen ausgeschlossen werden können und die Verkehrszusammensetzung als mehr oder weniger konstant angesehen werden kann, sind Einzelzeitreihen näher betrachtet worden, um weitergehende Erkenntnisse zum Verkehrsablauf im Bereich der Leistungsspitze zu erhalten. Die Station Regensdorf ist dadurch gekennzeichnet, dass sowohl am Morgen wie auch am Abend die Leistungsspitze erreicht wird, wobei die Morgenspitze in beiden Richtungen jeweils höhere Verkehrsstärken aufweist. Im Fundamentaldiagramm kommt es zu einer Überlagerung der Verkehrsstärken von Morgen- und Abendspitze. Bei vergleichbaren Belastungen wird aus dem Tunnel heraus etwas schneller gefahren als in den Tunnel. Dies ist wahrscheinlich die Folge der Radarüberwachung in Richtung Bern.

Abb. 4.7: Fundamentaldiagramm der Station Regensdorf [8]



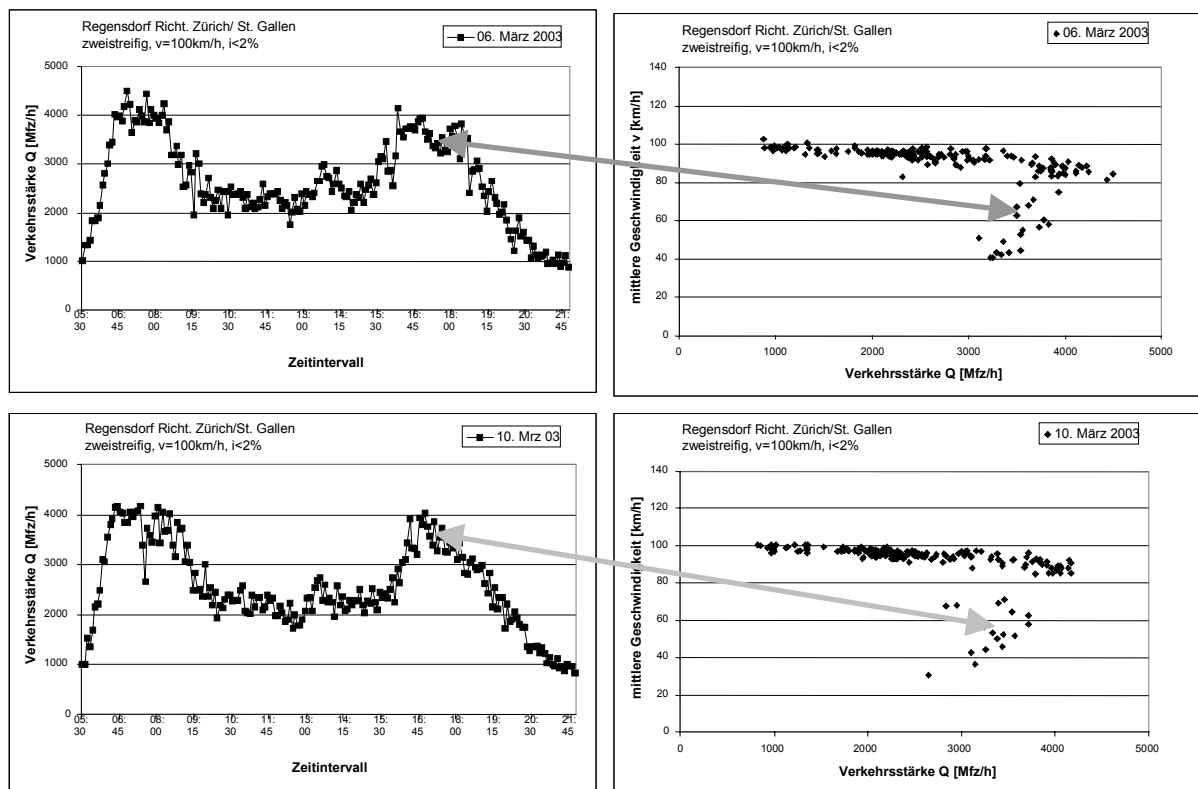
Wie aus Abb. 4.7 entnommen werden kann, ist der Verkehrsfluss bei hohen Verkehrsstärken in Richtung Bern nur vereinzelt gestört. Dies kann mit der anschliessenden Einfahrt in den Gubristunnel erklärt werden, die eventuell bei den Fahrzeuglenkern erhöhte Aufmerksamkeit und Konzentration zur Folge hat. Demgegenüber treten in Richtung Zürich/St. Gallen im Bereich der Leistungsspitze häufiger Störungen im Verkehrsablauf auf. Insgesamt sind in Rich-

Regensdorf Richtung Zürich/St. Gallen 66 Messreihen betrachtet worden: 21 Reihen weisen eine Verkehrsstärke kleiner 3500 Mfz/h (vornehmlich Samstage und Sonntage), 22 Zeitreihen besitzen keine erkennbaren Störungen und reichen bis in den Bereich der Leistungsspitze und 23 Zeitreihen haben mehr oder weniger stark ausgeprägte Störungen und reichen ebenfalls bis in den Bereich der Leistungsspitze. Im Vergleich zu q-v-Kurven anderer Zählstellen weist die Station Regensdorf durch den ausragenden Zipfel im Bereich der Leistungsspitze eine spezielle Form auf.

Die Gründe dafür sind:

- Die 22 Reihen ohne Störung laufen linear bis in den Bereich der Leistungsspitze.
- Bei Messreihen mit Störungen tritt schon bei niedrigeren Verkehrsstärken ein Übergang vom teilgebundenen zum stockenden oder gestauten Verkehr auf.

Abb. 4.8: Einzelzeitreihen mit Störungen der Station Regensdorf



In Abbildung 4.8 sind in exemplarischer Form zwei Zeitreihen mit Störungen zusammengestellt. Die Messreihe vom 6. März 2003 weist in der Morgenspitze eine breit ausgeprägte Leistungsspitze mit hochgerechneten Verkehrsstärken von über 4000 Mfz/h auf. Die effektive Verkehrsbelastung zwischen 7⁰⁰ und 8⁰⁰ liegt bei ca. 4000 Mfz/h. Am Nachmittag kommt es zwischen 17⁰⁰ und 18³⁰ zu einem kontinuierlichen Geschwindigkeitsabfall bei vergleichsweise hohen Verkehrsbelastungen. Es besteht also ein Übergang vom teilgebundenen zum stockenden Verkehr.

Die Messreihe vom 10. März weist wiederum eine breit ausgeprägte Morgenspitze auf, wobei jedoch um 7³⁰ ein kurzzeitiger Abfall der Verkehrsstärken verbunden mit einem Geschwindigkeitsabfall feststellbar ist. Nach einer vergleichsweise kurzen Zeit erholt sich der Verkehr auf ein Niveau mit hohen Verkehrsstärken. Im Zeitraum von 7³⁰ bis 8³⁰ beträgt die effektive Verkehrsstärke wieder ca. 4000 Mfz/h. Am Nachmittag zwischen 17⁰⁰ und 18³⁰ ist wiederum ein Abfall der Geschwindigkeiten bei vergleichsweise hohen Verkehrsstärken feststellbar.

Die Ausführungen zeigen, dass davon auszugehen ist, dass Störungen im Verkehrsfluss, ohne die Einwirkung endogener Einflussfaktoren, auch schon bei geringeren Verkehrsstärken zu erwarten sind. Auch unter der Berücksichtigung der Tatsache, dass beim Querschnitt Regensdorf äussere Einflüsse vorhanden sind, zeigt die grosse Anzahl von ungestörten Verkehrsabläufen, dass durch verschiedenartige Interaktionen zwischen den Verkehrsteilnehmern im einen Fall Störungen auftreten, im anderen scheinbar gleichartigen Fall hingegen nicht.

Auch Bischofberger [1997:4] erwähnt den Einfluss der momentan und lokal vorherrschenden Bedingungen auf die Leistungsfähigkeit, der in der einschlägigen Literatur immer wieder beschrieben wird. Auf einen Hauptgrund dieser Tatsache, nämlich die unterschiedliche Reaktionsweise einzelner Fahrer, gehen Bearwald et al ein: „The basic determinant, however, is the driver and the summation of control decisions made by a group of drivers under the particular roadway, traffic streams and environmental conditions present. This is inherently a variable because of the control decision made by the members of any group of drivers and even by same drivers in two successive time periods not be identical“.

Hierin tritt nun auch wahrscheinlich das im Vergleich mit anderen Verkehrsträgern hauptsächlichste Merkmal des Strassenverkehrs, dessen Einfluss auf den Verkehrsablauf, und damit auf die Leistungsfähigkeit offen zu Tage. Letztlich ist es der Mensch als Verkehrsteilnehmer, der im Strassenverkehr die Möglichkeit hat, durch sein Verhalten seinen Teil zum Gesamtablauf beizutragen. Der Gesamtablauf des Verkehrs, ist die Summe der individuellen Fahrentscheidung und Reaktionsweisen, sowie Ausdruck der Interaktion zwischen den beteiligten Individuen.

4.4.3 Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs

Um Aussagen über die Stabilität des Verkehrsflusses bei hohen Verkehrsbelastungen machen zu können, sind für die Station Regensdorf die Verkehrsbelastungen vor dem Zusammenbruch untersucht worden. Die Analysen beziehen sich auf beide Richtungen (Spuren 1+2 Richtung Bern und Spuren 3+4 Richtung Zürich/St. Gallen). Die Grenzgeschwindigkeit (vgl. Kap. 4.3.4) für den Querschnitt Regensdorf liegt bei ca. 80 km/h (siehe Abb. 4.8). In den Tabellen B.1 und B.2 im Anhang B sind für die Morgen- und die Abendspitze die maximalen und die Verkehrsbelastungen vor dem Zusammenbruch zusammengestellt. Es handelt sich dabei um Verkehrsbelastungen aus hochgerechneten 5-Minuten-Intervallen. Die Ergebnisse sind:

- Der Mittelwert der maximalen Verkehrsbelastungen an Werktagen schwankt für die Morgen- und Abendspitze zwischen 4000 und 4300 Mfz/h (hochgerechnete 5'-Werte). Die

Werte in der Morgenspitze sind etwas höher als in der Abendspitze. Das Minimum der entsprechenden Verkehrsbelastungen liegt bei ca. 3800 Mfz/h.

- Zusammenbrüche des Verkehrs treten nur an Werktagen auf, obwohl auch am Wochenende hohe Verkehrsbelastungen bis zu 3800 Mfz/h erreicht werden (hochgerechnete 5'-Werte). Insgesamt sind 51 Verkehrszusammenbrüche festgestellt worden (siehe auch Abb. 4.9). In einigen Spitzenstunden ist mehr als ein Zusammenbruch berücksichtigt worden. Die Zeitdauer mit normalem Verkehrsfluss zwischen den Zusammenbrüchen ist in diesen Fällen so lang, dass kein Zusammenhang zwischen dem zweiten und dem ersten Zusammenbruch besteht.
- Die Anzahl der Tagesmessreihen an Werktagen beträgt in Richtung Zürich/St. Gallen 44 und in Richtung Bern 38. Da sowohl am Morgen wie auch am Abend regelmässig die Leistungsspitze erreicht wird, stehen insgesamt 164 Reihen für die Spitzenstunde zur Verfügung. Von diesen 164 Messreihen in der Spitzenstunde ist bei 45 Reihen der Verkehr zusammengebrochen. In 73 % der Fälle weist der Verkehrsfluss keinen Zusammenbruch auf, wobei die maximalen Verkehrsbelastungen in der jeweiligen Spitzenstunde immer über 3800 Mfz/h (hochgerechnete 5-Minuten-Werte) liegen. In der Regel betragen sie über 4000 Mfz/h.
- Ein Vergleich der Verkehrsbelastungen kurz vor dem Zusammenbruch mit den maximalen Belastungen in der Spitzenstunde zeigt, dass die Verkehrsstärke unmittelbar vor dem Zusammenbruch nicht unbedingt die höchste des gesamten Zeitraums vor dem Zusammenbruch ist (siehe Tabellen B1 und B2 im Anhang B). Auch geht die Verkehrsstärke durch den Zusammenbruch des Geschwindigkeitsniveaus nicht immer zurück. Darauf weisen auch Brilon/Zurlinden [2003] hin und schlagen eine Verbesserung des Ansatzes für die Bestimmung der Kapazität vor. Für die Schätzung der Verteilungsfunktion der Kapazität wird bei Brilon/Zurlinden [2003] von der Erneuerungstheorie¹⁶ ausgegangen. Da ein stochastischer Ansatz zur Ermittlung der Kapazität nicht Ziel des Forschungsvorhabens ist, wird darauf nicht weiter eingegangen. Die Ergebnisse von Brilon und Zurlinden fliessen jedoch in die Arbeit ein. Wichtig ist in diesem Zusammenhang, dass die gemessene Verkehrsbelastung vor dem Zusammenbruch den Kapazitätswert teilweise unterschätzt.
- Die Aussage von Lorenz / Elefteriaou, dass ein Zusammenbruch nicht bei einem festen Wert, sondern über eine grosse Bandbreite von Verkehrsstärken erfolgt, wird durch die Ergebnisse der Station Regensdorf bestätigt. Es ist daher von einer Bandbreite der Leistungsspitze auszugehen.

Abbildungen 4.9 und 4.10 zeigen die Anzahl der Zusammenbrüche und die Anzahl der Stundewerte (Wochenende plus Werktage) in Abhängigkeit von den Klassen der Verkehrsstärke.

¹⁶ Die Zufallsgrösse „Kapazität“ wird wie eine „Lebensdauer“ behandelt. Die Theorie der Lebensdauer wird häufig auch als Erneuerungstheorie bezeichnet. Lebensdauer ist hier im mathematischen Sinne als „nicht negativ belegte Variable“ zu verstehen. Die Kapazität ist dabei die Verkehrsstärke, die ein Verkehrsstrom auf der betrachteten Strasse im fließenden Verkehrszustand nicht überschreiten darf. Der Versagensfall (im Sinne der Überlebens- theorie der „Tod“) tritt ein, wenn der Verkehrszustand in Stau oder zähfließenden Verkehr übergeht.

Abb. 4.9: Anzahl der Zusammenbrüche in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung direkt vor dem Zusammenbruch

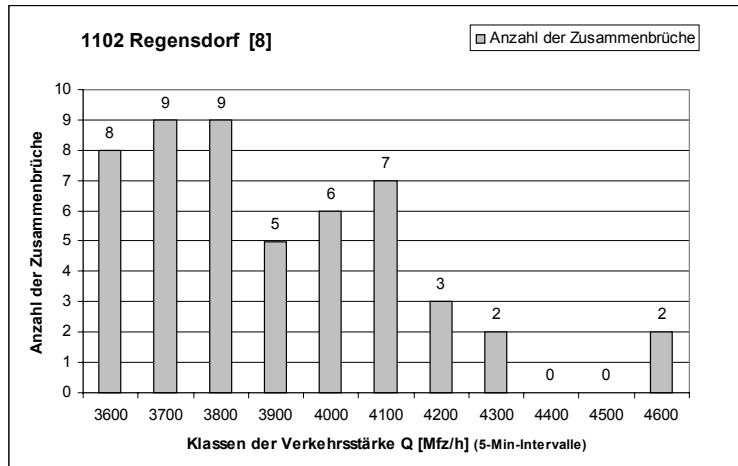


Abb. 4.10: Anzahl Stundenwerte in Abhängigkeit von den Klassen der Verkehrsstärke

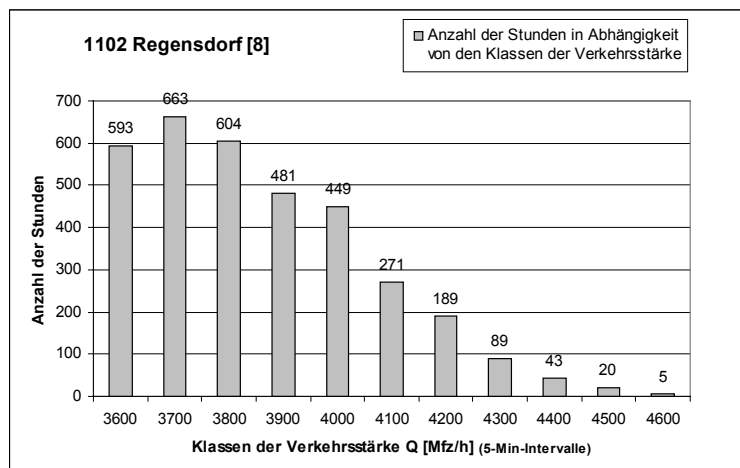
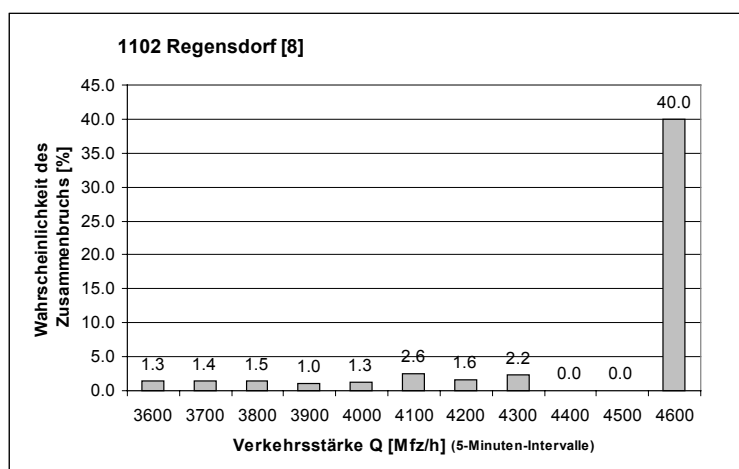


Abb. 4.11: Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs



Die Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs ohne Berücksichtigung des LW-Anteils zeigt Abb. 4.11. Sie wird berechnet, indem die Häufigkeit eines Zusammenbruchs bei einer gegebenen Verkehrsstärke durch die Anzahl der Intervalle, in denen diese Verkehrsstärke auftritt, geteilt wird. Generell steigt dieser Wert mit zunehmender Verkehrsstärke und Intervalllänge.

Für die Station Regensdorf liegt die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit für eine Verkehrsstärke zwischen 4500 und 4600 Mfz/h mit allerdings wenig Messwerten in diesem Stärkeintervall bei 40%. Für Verkehrsstärken zwischen 4300 und 4500 Mfz/h sind keine Zusammenbrüche des Verkehrs festgestellt worden, so dass eine Beurteilung in diesem Bereich nicht möglich ist. Im Bereich von Verkehrsstärken zwischen 3600 und 4300 Mfz/h schwankt die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit zwischen 1 und 3 %. Dieser Wert ist vergleichsweise niedrig und ist sicherlich durch die vorhandene Tempolimit mitbeeinflusst. Wird die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit lediglich auf die Werktage bezogen, so werden die Wahrscheinlichkeiten etwas höher liegen. Wie schon darauf hingewiesen, ist die Verkehrsstärke unmittelbar vor dem Zusammenbruch nicht unbedingt die höchste des gesamten Zeitraums vor dem Zusammenbruch. Dadurch wird die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit bei geringeren Verkehrsstärken eher überschätzt und die bei höheren Verkehrsstärken eher unterschätzt. Bis zu einer Verkehrsstärke von ca. 4200 Mfz/h (hochgerechnete 5-Minuten-Werte) liegen aufgrund der grossen Anzahl an Stundenwerten in der entsprechenden Verkehrsstärkeklasse (siehe Abb. 4.10) gut abgesicherte Ergebnisse vor. Für die Station Regensdorf ist davon auszugehen, dass erst ab ca. 4200 bis 4400 Mfz/h von einem deutlichen Anstieg der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit auszugehen ist.

In den Abbildungen 4.12, 4.13 und in der Tabelle 4.1 sind die Forschungsergebnisse von Brilon/Zurlinden [2004] für die Schätzung der Kapazitätsverteilung für einen zwei- und dreistreifigen Autobahnquerschnitt im Raume Köln dargestellt. Die nominale Kapazität (Median der Funktion $F_c(q)$ in 5-Minuten-Intervallen) liegt auf der BAB A1 bei 4400 Mfz/h (zweistreifiger Querschnitt) und die für den dreistreifigen Querschnitt BAB A3 bei 7000 Mfz/h. Die entsprechende Verkehrsstärke mit einer Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs von 15% für den zweistreifigen Querschnitt liegt bei ca. 4000 Mfz/h und für einen dreistreifigen Querschnitt bei ca. 6150 Mfz/h. Mit der Wahrscheinlichkeit $F_c(q)$ ist gemeint, dass ein Verkehrszusammenbruch stattfindet, wenn die nachgefragte Verkehrsstärke den Wert q erreicht. Nach Brilon und Zurlinden liegt die Tatsache, dass in den q - v -Diagrammen diese hohen Stärken selten beobachtet werden, darin begründet, dass mit hoher Wahrscheinlichkeit ein Zusammenbruch bereits bei geringerer Stärke in den vorherigen Intervallen geschehen ist. Im Allgemeinen ist also die neue ‚nominale‘ Kapazität grösser als die ‚konventionelle‘ Kapazität (ermittelt aus q - v -Diagrammen in 1-Stunden-Intervallen). Der Unterschied liegt bei einem Faktor von ca. 1.25 [Brilon und Zurlinden 2004].

Abb. 4.12: Schätzung der Kapazitätsverteilung für die BAB A1 zwischen AS Köln Bocklemund und AK Köln-Nord (5-Minuten-Intervalle; trockene Verhältnisse) [Brilon/Zurlinden: 2004]

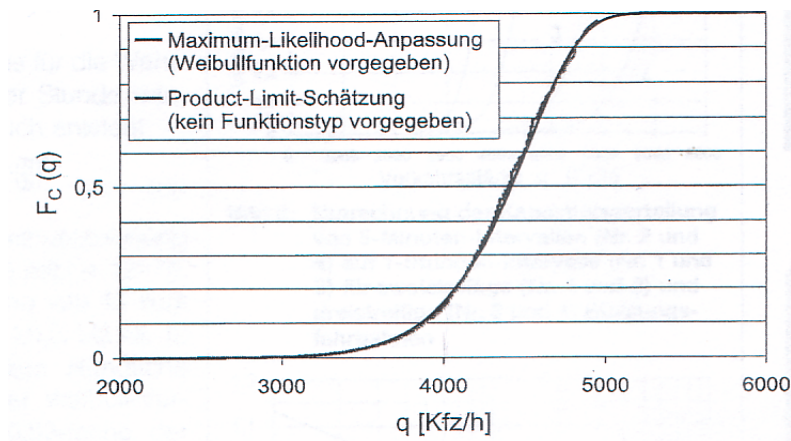
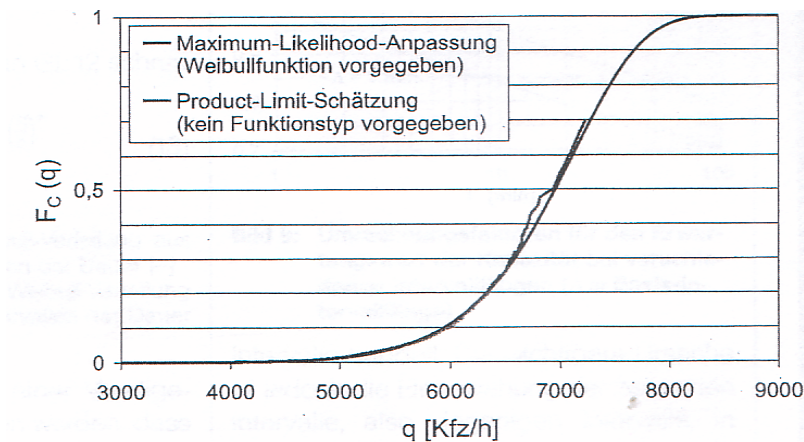


Abb. 4.13: Schätzung der Kapazitätsverteilung für die BAB A3 zwischen Ak Köln-Ost und AD Heumar (5-Minuten-Intervalle; trockene Verhältnisse) [Brilon/Zurlinden: 2004]



Tab. 4.1: Parameter der Verteilungsfunktion der Kapazität für die BAB A1 und BAB A3 [Brilon/Zurlinden: 2004]

Strecke	Anzahl Fahrstreifen	zul. Geschwindigkeit	a	b	15 %	50 %	85 %
					Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs bei einer Verkehrsstärke von		
A 1	2	100	14	4530	3980	4415	4745
A 3	3	max. 100	12	7170	6160	6955	7565
		[km/h]			[Kfz/h]	[Kfz/h]	[Kfz/h]

Die Ergebnisse der Station Regensdorf und der Station A1 bei Köln sind nicht direkt miteinander vergleichbar, zeigen jedoch ein ähnliches Bild. Der vorgeschlagene Kapazitätswert von ca. 4000 Mfz/h für den zweistreifigen Querschnitt wird bestätigt. Die Ergebnisse für den dreistreifigen Querschnitt deuten an, dass dieser Wert auch über 5700 Mfz/h liegen kann.

5. Untersuchung der Haupteinflussfaktoren

Die Untersuchungen der Haupteinflussfaktoren beziehen sich auf den zwei- und dreistreifigen Normalquerschnitt. Die untersuchten Einflussfaktoren sind der LW-Anteil, unterschiedliche Höchstgeschwindigkeiten sowie der Einfluss der Längsneigung. Als Instrument zur Untersuchung des Einflusses dieser Faktoren wird ein mikroskopisches Simulationsmodell verwendet.

5.1 Mikroskopisches Simulationsmodell

Empirische Daten repräsentieren jeweils den Verkehrsablauf an gewählten Messstrecken. Aussagen über den Verkehrsablauf auf anderen Strecken mit einer anderen Ausprägung der Einflussfaktoren lassen sich daraus nicht direkt herleiten. Um anhand empirischer Daten bestimmte Sachverhalte zu untersuchen, ist daher häufig eine grosse Anzahl von Messungen erforderlich. Wie im Kapitel 3 gezeigt, stellt schon die Suche nach geeigneten Messstellen mit den gewünschten streckencharakteristischen und verkehrlichen Parametern ein Problem dar.

Um trotzdem zu allgemeingültigen Aussagen zu gelangen, wird daher ein mikroskopisches Simulationsmodell verwendet. Es ermöglicht die systematische Untersuchung unterschiedlicher Verkehrszustände und Streckencharakteristika. Für den Einsatz wurden mehrere Programme (VISSIM, MISSION, NETCELL, AS-Autobahnsimulator) in Erwägung gezogen. Aus Gründen der Verfügbarkeit und vor allem aufgrund der Möglichkeit, mit den Programmentwicklern zusammenzuarbeiten, wurde das Programm „VISSIM“ der Firma PTV (Karlsruhe) gewählt. Da „VISSIM“ bei der praktischen Arbeit¹⁷ verwendet wird, ist es möglich, die erzielten Ergebnisse und Erfahrungen für zukünftige praktische Anwendungen zu nutzen. Die Ergebnisse aus der Literatur¹⁸ zeigen, dass VISSIM in der Lage ist, den Verkehrsablauf auf Autobahnen realitätsnah abbilden zu können.

5.1.1 Grundzüge von VISSIM

Das Simulationsmodell VISSIM basiert auf den Arbeiten von Wiedemann. VISSIM bildet das Fahrverhalten einzelner Fahrzeuge nach. Diese werden an definierten Querschnitten in zufälligen zeitlichen Abständen und in zufälliger Reihenfolge in die Strecken eines Netzes gespeist. Jedem Fahrzeug wird eine Wunschgeschwindigkeit, ein bestimmtes Beschleunigungs-

¹⁷ Von Jenni + Gottardi sind in den letzten Jahren zahlreiche Anwendungen mit dem Programm VISSIM durchgeführt worden.

¹⁸ Das Simulationsprogramm VISSIM von der Firma PTV in Karlsruhe wurde auch in der Arbeit von Frau Bressler „Verkehrssicherheit und Verkehrsablauf an Steigungsstrecken“ am Lehrstuhl für Verkehrswesen an der Ruhr-Universität Bochum verwendet.

vermögen, eine Motorleistung und ein Gewicht zugewiesen. Verteilungen für diese Grössen können vom Benutzer für verschiedene Fahrzeugarten eingegeben werden.

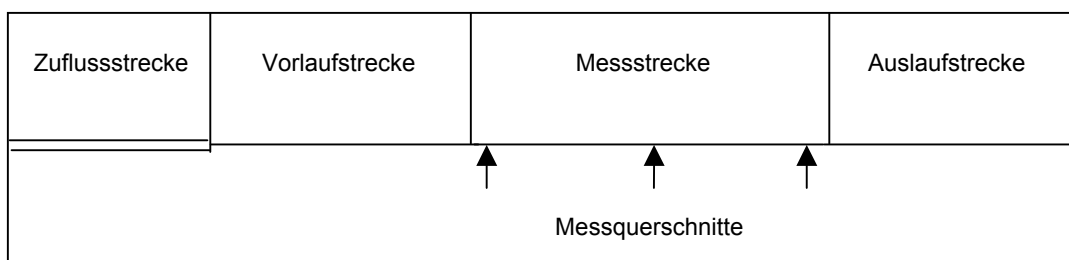
Das Verkehrsflussmodell in VISSIM ist ein stochastisches, zeitschrittbasiertes mikroskopisches Modell, bei dem Fahrer-Fahrzeug-Einheiten als elementare Einheiten betrachtet werden. Das Modell enthält ein psycho-physisches Fahrzeugmodell für die Längsbewegung und ein regelbasiertes Modell für die Querbewegungen. VISSIM bietet die Möglichkeit, sowohl Querschnitte für die Erfassung lokaler Geschwindigkeiten als auch Strecken für Reisezeitmessungen zu definieren. Die Ausgabe der Daten kann in Form von Einzelfahrzeugdaten oder zu beliebigen Intervallen aggregiert erfolgen.

5.1.2 Versuchsaufbau

Die Simulationsstrecke setzt sich aus einer ebenen Zufluss- und Vorlaufstrecke, dem abzubildenden Streckenelement der Zählstelle und einer ebenen Auslaufstrecke zusammen (siehe Abb. 5.1). Der Zufluss untergliedert sich in Abhängigkeit von der Anzahl der Fahrstreifen in zwei oder drei Streckenelemente, um die Fahrzeugeinheiten gemäss den Spuraufteilungen einspeisen zu können.

In der Vorlaufstrecke soll sich der eingespeiste Verkehr ordnen, um den Gegebenheiten der abzubildenden Messstrecke zu entsprechen. In diesem Teilabschnitt können Veränderungen der Wunschgeschwindigkeiten, Überholverbote für LW sowie Geschwindigkeitsbeschränkungen eingeführt werden.

Abb. 5.1: Versuchsaufbau in VISSIM



Auf der Messstrecke wird der abzubildende Streckenabschnitt in Abhängigkeit von der Anzahl der Fahrspuren, deren Breite sowie der Neigungs- und Gefällsstrecken abgebildet. Aufgezeichnet werden die mittleren Reisegeschwindigkeiten der Fahrzeuge über den Streckenabschnitt sowie lokale Geschwindigkeiten an verschiedenen Querschnitten. Die Auslaufstrecke soll gewährleisten, dass der eingespeiste Verkehr, ohne den abzubildenden Streckenquerschnitt zu beeinflussen, auslaufen kann. Zur Erzeugung der q-v-Kurven werden die Simulationsstrecken mit schrittweise ansteigenden Verkehrsstärken belastet und die Einzelfahrzeuge zu Verkehrsstärken im 5-Minuten-Intervall aggregiert.

5.1.3 Überprüfung und Eichung des Programms

Die Möglichkeiten zur Eichung des Programms sind die Fahrverhaltensparameter von Wiedemann, die Wunschgeschwindigkeitsverteilung sowie die Fahrzeugeigenschaften (Beschleunigungs- und Verzögerungsverhalten sowie Masse und Leistung der Fahrzeuge). Um das Verhalten der Autofahrer noch realistischer abbilden zu können, ist in der neuesten Version ein weiterer Verhaltensparameter eingeführt worden, der Unachtsamkeiten der Fahrer berücksichtigt, das heißt, die Wahrscheinlichkeit, dass ein Fahrer für eine gewisse Zeitdauer unachtsam ist und zu nahe auf den Vordermann auffährt und dann abbremsen muss, ohne jedoch eine Kollision herbeizuführen. Durch diesen zusätzlichen Verhaltensparameter werden die auch im realen Verkehrsablauf auftretenden Störungen berücksichtigt. Die Überprüfung und Eichung des Simulationsprogramms VISSIM erfolgt auf zweierlei Arten:

- A) durch den Vergleich einzelner Messreihen und
- B) durch den Vergleich von Messreihen mit unterschiedlichen Einflussfaktoren.

Bei beiden Vorgehensweisen erfolgt die Überprüfung bzw. Eichung des Modells über die Gegenüberstellung von empirischen (siehe Abschnitt 3.4) und simulierten Daten.

A) Vergleich einzelner Messreihen

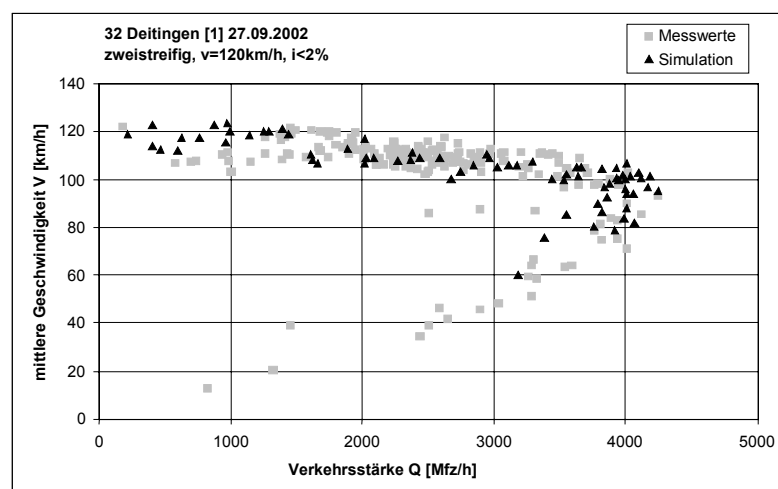
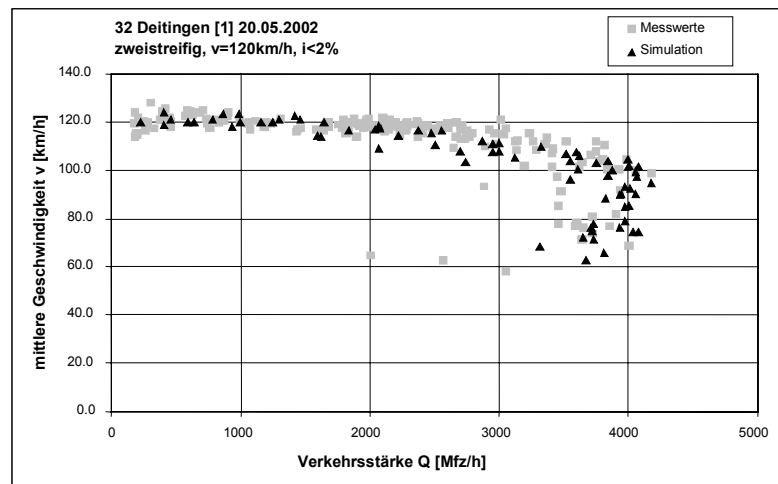
Der Vergleich von einzelnen Messreihen erfolgt in einem ersten Schritt anhand von durchschnittlichen Zeitreihen und zwar für den zweistreifigen Querschnitt an der Station Deitingen und für den dreistreifigen Querschnitt an der Station Muttenz (siehe Abb. 5.2). Das Vorgehen gliedert sich in folgende Arbeitsschritte:

- Die Originalmesswerte der betrachteten Messreihen werden in Klassen gleicher Verkehrsstärke gruppiert. Die Verkehrsstärke wird in Intervallen von jeweils 250 Mfz/h erhöht.
- Für diese Intervalle werden aus den empirischen Daten die jeweilige mittlere Verkehrszusammensetzung und die mittleren Geschwindigkeiten bestimmt.
- Die aus den empirischen Daten ermittelte Verkehrszusammensetzung mit den entsprechenden mittleren Geschwindigkeiten dient als Grundlage für die Simulation.
- Zur Überprüfung werden die Verkehrsstärken aus der Simulation mit den empirischen Daten verglichen.

Die Art der Vorgehensweise, den Zufluss in bestimmten Zeitintervallen mit einer bestimmten Verkehrszusammensetzung zu erhöhen, ist gewählt worden, da sie dem Versuchsaufbau bei der späteren Variation der Einflussfaktoren am nächsten kommt. Es wäre auch denkbar gewesen, die Zeitreihen in einzelne Zeitintervalle zu untergliedern und dafür die jeweiligen mittleren Verkehrsstärken sowie die Verkehrszusammensetzung mit den entsprechenden Geschwindigkeiten zu bestimmen und als Grundlage für die Einspeisung bei der Simulation zu verwenden. Nach dem ersten Anpassen der Parameter in VISSIM sind in einem zweiten Schritt weitere Simulationsläufe mit veränderlichen Verkehrszusammensetzungen und Wunschgeschwindig-

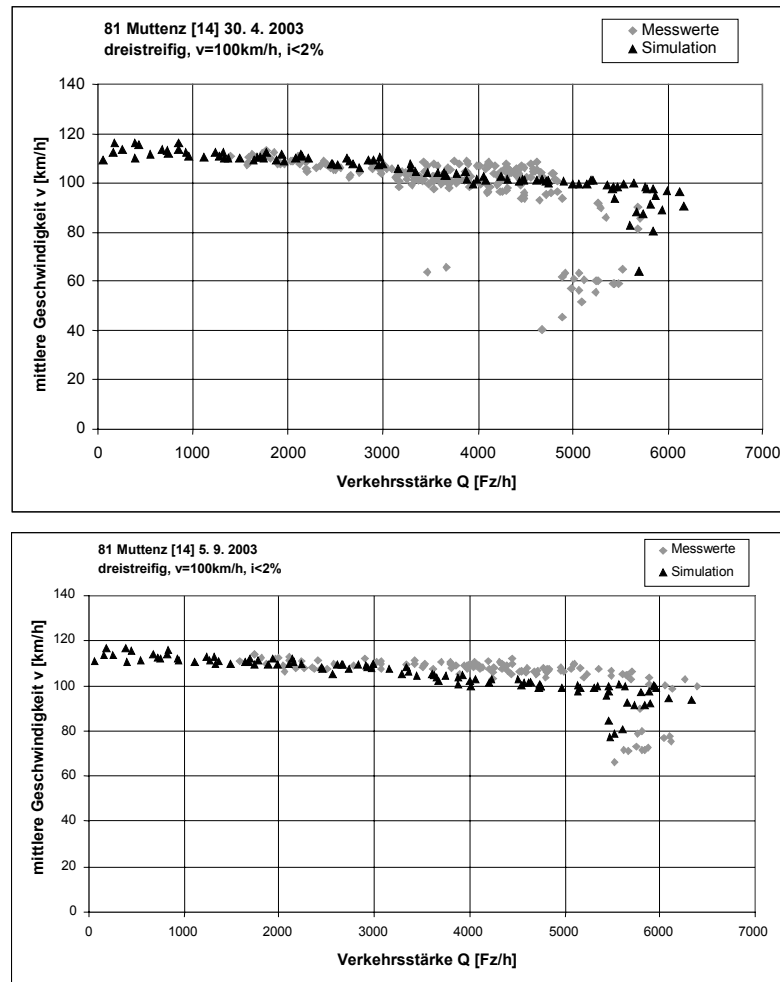
keiten durchgeführt worden und mit Hilfe der empirischen Daten anderer Stationen plausibilisiert worden. Die Abbildungen 5.2 und 5.3 zeigen eine Gegenüberstellung von Mess- und Modellwerten aus der Simulation für die Stationen Deitingen und Muttenz.

Abb. 5.2: Gegenüberstellung von Mess- und Modellwerten aus der Simulation 32 Deitingen [1], zweistreifiger Querschnitt, 20.05.2002 und 27.09.2002



Die Ergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung der empirischen mit den simulierten Daten und zwar sowohl im Verlauf der Kurve wie auch im Bereich der Leistungsspitze. Die kleinen Abweichungen zwischen den Kurven sind einerseits durch den Unterschied zwischen dem Simulationsaufbau und den Zeitreihen und andererseits durch spezifische Störungen im Verkehrsfluss der betrachteten Zeitreihe erklärbar.

**Abb. 5.3: Gegenüberstellung von Messwerten und Modellwerten aus der Simulation
81 Muttenz, dreistreifig,**



B) Vergleich von Messreihen mit unterschiedlichen Einflussfaktoren.

Hier erfolgt die vergleichende Betrachtung von empirischen und simulierten Daten durch die Gegenüberstellung der empirischen Daten vergleichbarer Zählstellen mit den Simulationsergebnissen, die bei der Untersuchung der Einflussfaktoren (siehe Abschnitt 5.2.) erzielt worden sind. Da diese Simulationsläufe mit einer einheitlichen Grundeinstellung und Verkehrszusammensetzung durchgeführt werden, sind geringfügige Abweichungen zwischen empirischen und simulierten Daten möglich.

Beim Vergleich der empirischen Daten mit den Ergebnissen der Simulation ist Folgendes zu beachten:

- Die empirischen Daten für einen bestimmten LW-Anteil setzen sich aus der gesamten Menge der Tagesreihen zusammen. Sie stammen dabei aus unterschiedlichen Verkehrszuständen.

- Bei der Simulation wird jedoch von einer konstanten Zusammensetzung des LW-Anteils ausgegangen. Dabei wird die Simulationsstrecke mit schrittweise ansteigenden Verkehrsstärken belastet. Hierin liegt ein gewisser Unterschied zu den empirischen Zeitreihen, da bezogen auf einen Querschnitt der Zufluss und die Verkehrszusammensetzung dort stärker variiert.

In den Abbildung 5.4 und 5.5 sind die Simulationsergebnisse bei unterschiedlichem LW-Anteil und Geschwindigkeiten den empirischen Messdaten der entsprechenden Stationen gegenübergestellt.

Abb. 5.4: Gegenüberstellung empirischer und simulierter Daten für die Station 32 Deitingen [1] zweistreifig, $v=120$ km/h, $i < 2\%$, unterschiedlicher LW-Anteil

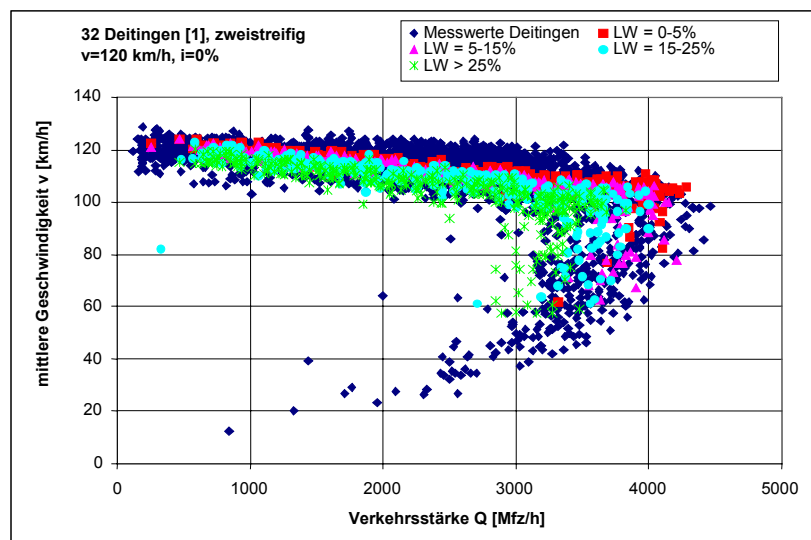
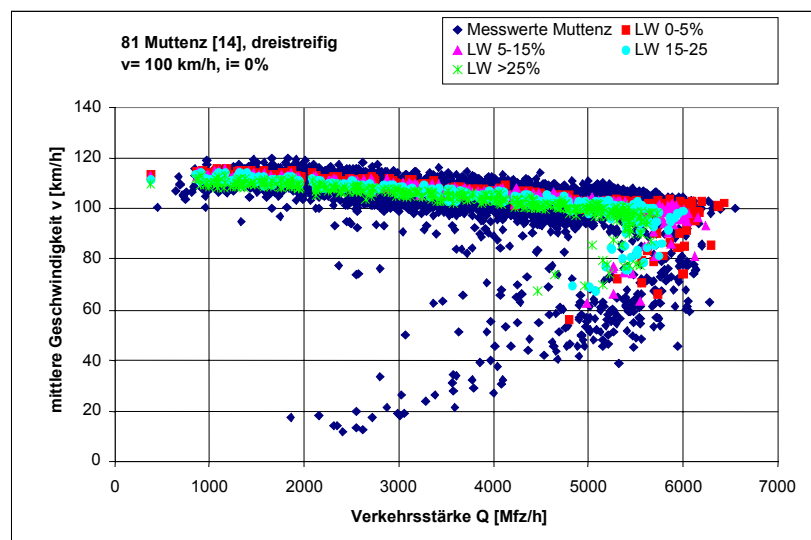


Abb. 5.5: Gegenüberstellung von empirischen mit simulierten Daten für die Station 23 MuttENZ [14] dreistreifig, $v=100$ km/h, $i < 2\%$, unterschiedlicher LW-Anteil

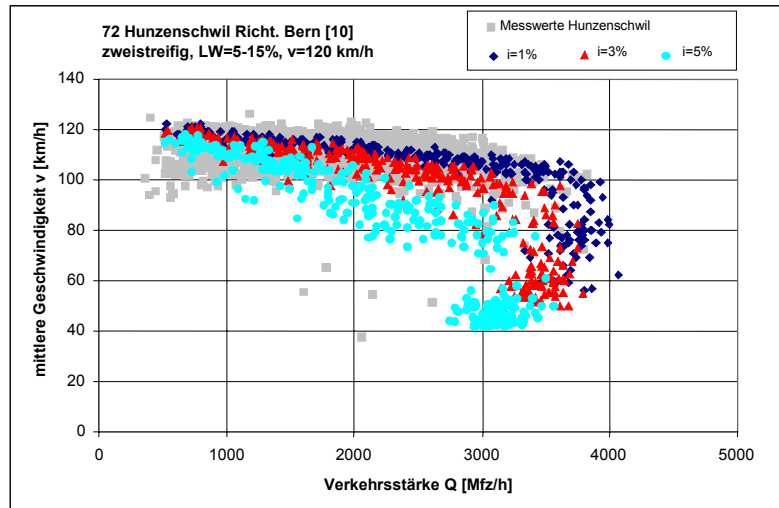


Die Ergebnisse sind:

- Im Bereich der Leistungsspitze stimmt das Simulationsergebnis mit der Punktwolke der empirischen Daten gut überein.
- Die maximalen Verkehrsstärken werden durch das Simulationsmodell gut abgebildet.
- Der Verlauf der Simulationskurven vom freien bis zum teilgebundenen Verkehr weist im Vergleich zu den empirischen Daten einen lineareren Verlauf auf. Dies könnte teilweise daher rühren, dass bei den empirischen Daten bei niedrigen Verkehrsstärken der LW-Anteil überproportional hoch ist und dadurch die Geschwindigkeiten dementsprechend geringer sind. Demgegenüber wird bei der Simulation ein konstanter LW-Anteil eingespeist.

Die Abbildung 5.6 zeigt am Beispiel der Station Hunzenschwil das Eichungsergebnis bei einer Steigung von 2%. Weitere Messquerschnitte mit grösseren Steigungen und Verkehrsbelastungen bis in den Bereich der Leistungsspitze stehen für die Eichung des Simulationsmodells leider nicht zur Verfügung. Die Station Hunzenschwil hat bei höheren Verkehrsstärken einen LW-Anteil von 5-15%. Daher sind für die vergleichende Betrachtung die Kurven aus der Simulation bei einem LW-Anteil von 5-15% verwendet worden.

Abb. 5.6: Gegenüberstellung von Messreihen mit simulierten Daten bei $v=80$ km/h und unterschiedlichem LW-Anteil



Das Simulationsergebnis in Abb. 5.6 stimmt mit dem leicht abfallenden Kurvenverlauf der empirischen Daten gut überein. Gemäss dem Simulationsergebnis reicht eine geringfügige Erhöhung der Verkehrsbelastungen aus, damit Störungen im Verkehrsablauf bei der Station Hunzenschwil auftreten.

Insgesamt gesehen bildet das Simulationsmodell VISSIM gemäss den vorliegenden Ergebnissen den Verkehrsablauf auf Autobahnen realitätsnah ab und kann damit für die Untersuchung der Haupteinflussfaktoren eingesetzt werden. Es zeigt sich zudem, dass sich empirische Daten und jene aus der Simulation im Hinblick auf die Interpretation des Verkehrsablaufs ergänzen.

5.2 Variation der Einflussfaktoren

Mit Hilfe von VISSIM, ist es möglich den Verkehrsablauf durch Variation der strassen- sowie der verkehrsbedingten Parameter systematisch zu untersuchen. Um eine vergleichende Betrachtung zwischen den einzelnen Einflussfaktoren zu ermöglichen, sind die Parameter zur Eichung des Modells (Verhaltensparameter von Wiedemann, Fahrzeugeigenschaften) die Verkehrszusammensetzung und das Geschwindigkeitsverhalten für alle Untersuchungen einheitlich festzulegen. Basierend auf den Ausführungen im Abschnitt 3.3.1 wird für die weiteren Untersuchungen die Verkehrszusammensetzung der Tabelle 5.1 verwendet. Mit zunehmendem LW-Anteil nimmt der Anteil an Sattelschleppern und Lastzügen zu. Dies hat zur Konsequenz, dass die Differenzen bei den ermittelten Verkehrsbelastungen zwischen den Klassen 0-5% und 5-15% geringer ausfallen dürften als zwischen den Klassen 5-15% und 15-25%. Das Geschwindigkeitsverhalten orientiert sich an den real gefahrenen empirischen Daten.

Tab. 5.1: Verwendete Verkehrszusammensetzung für die Simulation

Fahrzeugzusammensetzung	Anteile der Verkehrszusammensetzung in %				
	PW	PW +	Lief+LW	SS+LZ	Bus
0-5%	97	0.2	1.7	0.8	0.3
5-15%	90	0.3	5.5	3.4	0.8
15-25%	80	0.4	10	8.6	1.0

Vgl. Definition in Kan 3

Die untersuchten Einflussfaktoren sind: die Geschwindigkeit ($v=80, 100$ und 120 km/h), der LW-Anteil (LW=0-5, 5-15 und 15-25%) und die Längsneigung ($i=1, 3$ und 5%).

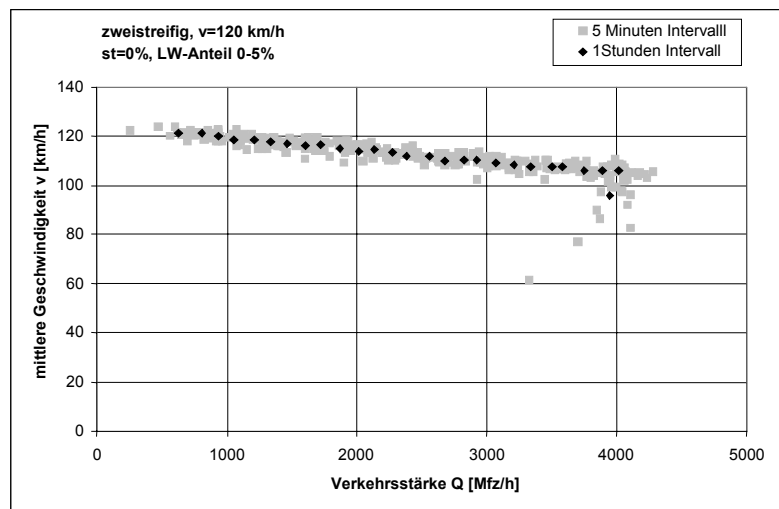
5.2.1 Wahl des Auswertungsintervalls

Für alle bisher dargestellten Auswertungen von Messungen, Zählstellendaten und Simulationsläufen sind 5-Minuten-Intervalle gewählt worden. Die Bemessungsverfahren der Norm beziehen sich jedoch auf Stundenintervalle. Ziel ist es, aus den Simulationsdaten q-v-Kurven abzuleiten. Hierfür ist bei der Verwendung von Stundenintervallen eine längere Simulationsdauer erforderlich, um eine ausreichende Anzahl von Datenpunkten zu erzeugen. Um aus der Simulation reale Stundenwerte ableiten zu können, wird für die weiteren Untersuchungen das

Zuflussintervall auf eine Stunde erhöht. Die Erhöhung des Zuflusses beträgt 200 Mfz pro Zeitintervall bei einem Maximalzufluss von 6000 Mfz/h für den dreistreifigen und 4100 Mfz/h für den zweistreifigen Querschnitt.

Abbildung 5.7 zeigt die Gegenüberstellung von Verkehrsstärken des gleichen Simulationslaufes bei einer Aggregation zu Intervallen von 5 Minuten und von einer Stunde. Die Ergebnisse zeigen, dass die im 5-Minuten-Intervall durch Simulation erhaltenen Verkehrsstärken geeignet sind, um daraus reale Stundenwerte zu ermitteln.

Abb. 5.7: Gegenüberstellung der Verkehrsstärken bei einem Aggregationsintervall von 5 Minuten und 1 Stunde



5.2.2 Ergebnisse der Simulation

Die durch Simulation ermittelten maximalen Verkehrsstärken in Abhängigkeit vom Tempolimit 80, 100 und 120 km/h, dem LW-Anteil von 0-5, 5-15 und 15-25% sowie den Steigungsklassen 1, 3 und 5% sind für den zweistreifigen Querschnitt in Tab. 5.2 und für den dreistreifigen Querschnitt in Tabelle 5.3 zusammengestellt.

Zum Vergleich sind für eine Geschwindigkeitsbeschränkung von 120 km/h die festgesetzten Verkehrsstärken gemäss HBS [2001] beigefügt. Ein Vergleich der Verkehrsstärken zeigt, dass die mit Hilfe der Simulation ermittelten Werte und jene des HBS gut übereinstimmen. Grössere Abweichungen ergeben sich primär bei einer Längsneigung von 5%. Hier sind im Vergleich zum HBS die Verkehrsstärken aus der Simulation deutlich höher. Die Unterschiede bei einer Steigung von 5% und einem LW-Anteil von 15-25% sind insgesamt vergleichsweise geringer.

Tab. 5.2: Maximale Verkehrsstärken aus der Simulation für einen zweistreifigen Querschnitt in Abhängigkeit von Tempolimit, LW-Anteil und Längsneigung
(in Klammern: HBS-Vergleichswerte für v=120km/h)

LW Anteil	v=80 km/h			v=100 km/h			v=120 km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	3950	3850	3650	4050	3850	3700	4000 (4000)	3800 (3750)	3550 (3050)
5-15%	3800	3700	3450	3800	3700	3350	3750 (3800)	3500 (3550)	3150 (2850)
15-25%	3750	3500	3250	3750	3400	3000	3500 (3600)	3150 (3350)	2800 (2650)

Tab. 5.3: Maximale Verkehrsstärken aus der Simulation für einen dreistreifigen Querschnitt in Abhängigkeit vom Tempolimit, dem LW-Anteil und der Längsneigung
(in Klammern: HBS-Vergleichswerte für v=120 km/h)

LW Anteil	v=80 km/h			v=100 km/h			v=120 km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	5700	5650	5500	5850	5700	5500	5700 (5700)	5450 (5300)	5050 (4250)
5-15%	5600	5550	5200	5700	5450	4950	5450 (5400)	5050 (5000)	4500 (4000)
15-25%	5500	5300	4550	5450	5000	4300	5050 (5100)	4550 (4700)	4000 (3750)

In den folgenden zwei Abschnitten werden die erzielten Ergebnisse für die betrachteten Einflussfaktoren Geschwindigkeit, LW-Anteil und Längsneigung näher diskutiert. Dabei erfolgt gleichzeitig eine vergleichende Betrachtung mit dem HBS.

5.2.3 Einfluss des Tempolimits und des LW-Anteils

In den Abbildungen 5.4 und 5.5 (siehe S. 61) sind als Beispiel die Simulationsergebnisse für zwei- und dreistreifige Querschnitte bei unterschiedlichem Tempolimit und LW-Anteilen den empirischen Daten gegenüber gestellt. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Verkehrszusammensetzung besitzt insbesondere im Bereich der Leistungsspitze einen entscheidenden Einfluss auf den Verlauf der q-v-Kurven.
- Im Bereich des freien Verkehrs liegt der Verlauf der q-v-Kurven mit hohem LW-Anteil nur leicht unterhalb der Kurven mit geringerem LW-Anteil.

Die Ergebnisse zu den ermittelten maximalen Verkehrsstärken in den Tabelle 5.2 und 5.3 für den zwei- bzw. den dreistreifigen Querschnitt sind:

- Die durch Simulation ermittelten maximalen Verkehrsstärken bei einem LW-Anteil von 0-5% von ca. 4000 Mfz/h für den zweistreifigen und von 5700 bis 5800 Mfz/h für den dreistreifigen Querschnitt stimmen mit den Werten der empirischen Daten überein (siehe auch Abschnitt 4.1). Im Vergleich zur bestehenden Schweizer Norm liegen die ermittelten

maximalen Verkehrsstärken beim zwei- wie auch beim dreistreifigen Querschnitt um jeweils 400 Mfz/h höher. Im Vergleich zum HBS stimmen die ermittelten maximalen Verkehrsstärken mit den angegebenen Werten innerhalb von Ballungsräumen (4000 Mfz/h für den zweistreifigen und 5700 Mfz/h für den dreistreifigen Querschnitt) überein.

- Die Simulationsergebnisse zeigen, dass die ermittelten Verkehrsstärken bei einem Tempolimit von 80, 100 und 120 km/h, einem LW-Anteil von 0-5% und 5-15% und einer Längsneigung kleiner 3% nur geringe Unterschiede aufweisen. Demgegenüber sind bei einem LW-Anteil von 15-25% und höheren Steigungen die Verkehrsstärken bei einem Tempolimit von 80 km/h höher als bei einem Tempolimit von 120 km/h.¹⁹ Gemäss den Modellberechnungen ist dieser Unterschied bei einem dreistreifigen Querschnitt stärker ausgeprägt als bei einem zweistreifigen (siehe Tabellen 5.2 und 5.3). Hangleiter et al [2003:543] stellten fest, dass anhand der von Ihnen ausgewerteten Daten Streckenbeeinflussungsanlagen in der Regel keinen grossen Einfluss auf die Kapazität von Streckenabschnitten ausüben. Bei dieser Aussage ist zu bedenken, dass LW-Anteile von mehr als 15% in der Spitzenstunde und Strecken mit grösserer Längsneigung eher selten sind.

Generell ist bei der Beurteilung des Verkehrsablaufs im Bereich der Leistungsspitze zwischen der maximalen Verkehrsstärke, die, gemäss den vorliegenden Erkenntnissen, mehr oder weniger unabhängig vom Tempolimit ist, und der Wahrscheinlichkeit von Störungen im Bereich der Leistungsspitze zu unterscheiden. Diesen Zusammenhang erwähnen auch Hangleiter et al. [2003]. Demnach kann davon ausgegangen werden, dass eine Homogenisierung des Verkehrsflusses zu einer deutlichen Reduzierung der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit bei mittleren und hohen Verkehrsstärken führt. Es erfolgt somit eine Stabilisierung des Verkehrsflusses auf hohem Niveau. Bezugnehmend auf die Ausführungen im Abschnitt 4.4.3, bedeutet dies, dass die Verteilungsfunktion der Kapazität in Abhängigkeit vom Tempolimit einen anderen Verlauf aufweisen müsste.

5.2.4 Einfluss von Steigungsstrecken

Strecken mit einer Längsneigung >2% besitzen auf Schweizer Autobahnen lediglich einen Anteil von ca. 12%, so dass deren Bedeutung vergleichsweise gering ist. Steigungsstrecken erfordern von allen Fahrzeugen einen erhöhten Energieverbrauch zur Überwindung der Höhenunterschiede. Je nach Verhältnis von Motorleistung und Gesamtgewicht kann dadurch beim Befahren von Steigungsstrecken die erreichbare Fahrgeschwindigkeit eines Motorfahrzeuges im Vergleich zur Fahrt in der Ebene deutlich zurückgehen. Davon sind vor allem LW betroffen. Das Ausmass der Geschwindigkeitsverringerung hängt neben dem Steigungsmass auch von der Länge des Anstiegs ab. Bei steilen und langen Steigungsstrecken wird zudem

¹⁹ Diese Unterschiede bei den Verkehrsstärken in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit resultieren aus den Geschwindigkeitsunterschieden zwischen den einzelnen Fahrzeugklassen.

ein erheblicher Teil der PW an einer freien Geschwindigkeitswahl gehindert, da einzelne langsamere Fahrzeuge die anderen Verkehrsteilnehmer behindern.

In Abbildung 5.8 und 5.9 sind als Beispiel die mit Hilfe von VISSIM ermittelten q-v-Kurven für einen zweistreifigen Querschnitt mit Tempolimit 120 km/h und einem LW-Anteil von 0-5% sowie einen dreistreifigen Querschnitt mit Tempolimit 100 km/h und einem LW-Anteil von 5-15% abgebildet. Die ermittelten Verkehrsstärken beziehen sich auf eine Steigungsstrecke von 4.0 km Länge.

Abb. 5.8: Einfluss der Längsneigung bei $v=120$ km/h, zweistreifiger Fahrbahn und LW-Anteil von 0-5%

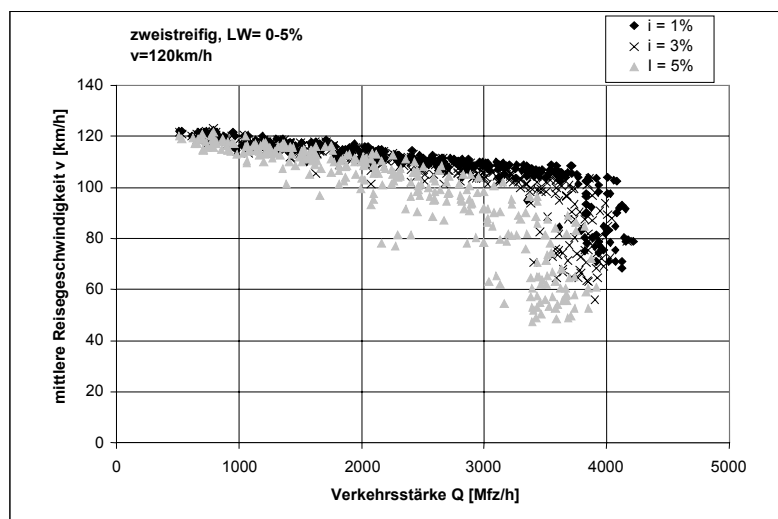
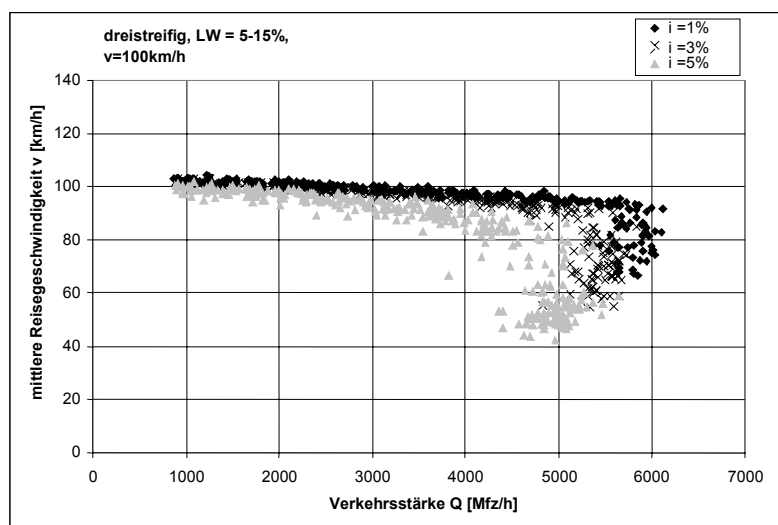


Abb. 5.9: Einfluss der Längsneigung bei $v=100$ km/h, dreistreifiger Fahrbahn und LW-Anteil von 5-15%



In Tabelle 5.2 sind die ermittelten maximalen Verkehrsstärken resp. Leistungsfähigkeiten für den zweistreifigen und in Tabelle 5.3 jene für den dreistreifigen Querschnitt zusammengestellt. Die Ergebnisse der Modellberechnungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Im Vergleich zum HBS liegen die ermittelten Leistungsfähigkeiten aus der Simulation bei einer Längsneigung von 5% sowohl beim zwei- wie auch beim dreistreifigen Querschnitt höher. Beim Vergleich ist zu berücksichtigen, dass der LW-Fahrzeugpark in der Schweiz im Vergleich zu anderen Ländern etwas stärker motorisiert ist.
- Bei Steigungen von 3 bzw. 5% liegen bei einem Tempolimit von 80 km/h die Leistungsfähigkeiten im Vergleich zu einem Tempolimit von 120 km/h jeweils höher. Diese Aussage gilt sowohl für den zwei- wie auch für den dreistreifigen Querschnitt.
- Ein niedriger LW-Anteil von 0-5% wirkt sich mit zunehmender Steigung nur geringfügig auf die Kapazität aus. Im Vergleich zum HBS liegen die simulierten Werte bei einer Längsneigung von 5% deutlich höher.
- Bei einer Längsneigung von 5%, einem LW-Anteil von 15-25% und einem Tempolimit von 120 km/h liegen die Leistungsfähigkeiten für einen zwei- bzw. dreistreifigen Querschnitt nur noch bei ca. 2800 Mfz/h bzw. 4000 Mfz/h. Diese Werte liegen nur geringfügig über den angegebenen Werten im HBS.

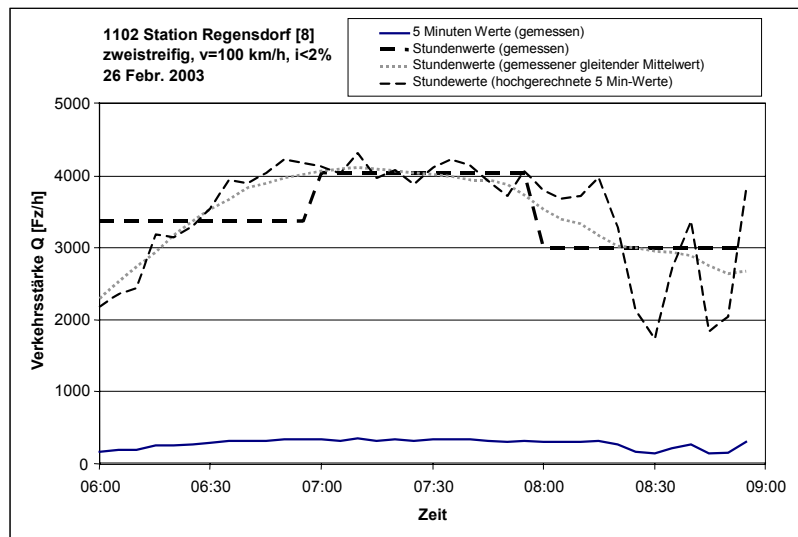
6. Grundlagen zur Normbereinigung

6.1 Festlegung der Kapazität

6.1.1 Reale und hochgerechnete Stundenwerte

In der Norm erfolgt die Festlegung der Kapazität für den Stundenwert. Reale und aus 5-Minuten-Werten hochgerechnete Stundenwerte sind nicht direkt miteinander vergleichbar. Bei hohen Werten in einem 5-Minuten-Intervall werden die Stundenwerte überschätzt und bei niedrigen 5-Minuten-Werten wird dieser unterschätzt. Bei real gemessenen Stundenwerten unterschätzen die gemessenen Belastungen die Kapazität, da die Höchstwerte nicht unbedingt innerhalb eines festen Stundenintervalles auftreten. Zudem hängt der maximale Stundenwert von der Breite der Spitzenbelastung und damit von der Nachfrage ab. Diesen Zusammenhang zeigt Abb. 6.1. Der gemessene Stundenwert zwischen 7 und 8 Uhr liegt hier beispielsweise bei ca. 4000 Mfz/h, der maximal gemessene gleitende Mittelwert für die Stundenbelastung bei 4100 Mfz/h und der maximale hochgerechnete 5-Minuten-Wert bei 4300 Mfz/h.

Abb. 6.1: Vergleich von realen und hochgerechneten Stundenwerten

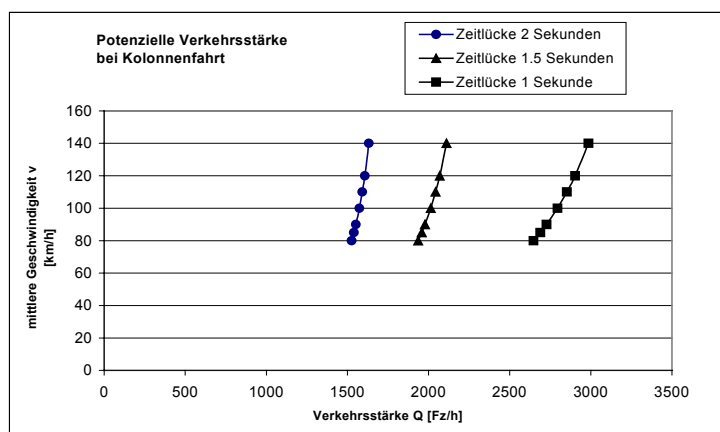


Die Ergebnisse zeigen, dass die Unterschiede zwischen Stundenwerten aus dem gleitenden Mittelwert und hochgerechneten 5-Minuten-Werten während der Spitzenstunden in einer Größenordnung von höchstens 5-10% liegen.

6.1.2 Zeitlücken und Sicherheit

Aus Sicherheitsgründen wird gefordert, dass ein Fahrer einen Sicherheitsabstand von 2 Sekunden zum Vordermann einzuhalten hat. Die Abbildung 6.2 zeigt in vereinfachter Form die potenzielle Verkehrsbelastung für einen Fahrstreifen bei einer Zeitlücke²⁰ von 1, 1.5 und 2 Sekunden. Demnach ist bei den empirisch angetroffenen und den durch Simulation ermittelten Verkehrsstärken von ca. 2000 Mfz/h je Fahrstreifen lediglich eine mittlere Zeitlücke von ca. 1.5 Sekunden vorhanden, so dass bei solch hohen Verkehrsbelastungen von einem erhöhten Unfallrisiko auszugehen ist. Dieses erhöhte Unfallrisiko muss bei der Einteilung der Qualitätsstufen berücksichtigt werden.

Abb. 6.2: Verkehrsstärken pro Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Zeitlücke



6.1.3 Kapazitätswerte für zwei- und dreistreifige Querschnitte

In der Norm werden Angaben zur maximalen Leistungsfähigkeit gemacht, die der Verkehrsstärke bei einer Verkehrsqualitätsstufe E entspricht. Die Dimensionierungskapazität ergibt sich dann aus der Verkehrsstärke bei einer Verkehrsqualitätsstufe C oder D.

Die Ergebnisse zeigen, dass eine zwingende Ableitung der Kapazität aus dem vorhandenen empirischen Datenmaterial nur bedingt möglich ist. Regelmässig hochbelastete Querschnitte sind in der Schweiz relativ selten. Die gemessenen Verkehrsbelastungen sind daher immer in bezug zur effektiven Nachfrage zu beurteilen. Wie die neueren Untersuchungen zeigen, handelt es sich bei der Kapazität nicht um einen festen Wert. Mit zunehmender Verkehrsbelastung nimmt die Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruches zu.

²⁰ bezieht sich auf den Abstand zwischen der Vorderfront des Fahrzeuges und dem Heck des vorausfahrenden Fahrzeuges

Innerhalb und ausserhalb von Ballungsräumen

Die Dauerkurven aus 5-Minuten-Intervallen zeigen, dass in Ballungsräumen häufiger Querschnitte mit hohen Verkehrsstärken anzutreffen sind. Demgegenüber treten im ländlichen Raum weniger häufig Spitzen mit hohen Verkehrsbelastungen auf, so dass der Gewöhnungseffekt zum dichteren Fahren noch nicht so weit fortgeschritten ist. Weiterhin ist davon auszugehen, dass im ländlichen Raum die gemessenen Verkehrsstärken niedriger sind, da es zu Überlagerungen mit einem höheren LW-Anteil kommt. In der Norm wird jedoch dieser Einfluss über den LW-Anteil direkt berücksichtigt. Aus diesem Grunde ist es auch nicht notwendig, gesonderte Kapazitätswerte für Transitstrecken in die Norm aufzunehmen.

Die Forschungsstelle schlägt vor, dass sich die Verkehrsstärken der Leistungsfähigkeit am Agglomerationsverkehr orientieren. Der Unterschied bei der Verkehrsstärke zwischen Ballungsraum und nicht Ballungsraum sollte in der Normrevision über die Verkehrsqualitätsstufen berücksichtigt werden (Bemessung in Agglomerationen auf LOS D-E, in Überlandbereichen auf LOS C-D). Damit soll auch der grösseren Störanfälligkeit auf Strassen mit ausgeprägtem Touristen- und Freizeitverkehr Rechnung getragen werden.

Kapazität bei einem zweistreifigen Querschnitt

Es wird vorgeschlagen, die Kapazität für einen zweistreifigen Querschnitt, einer Längsneigung kleiner 2% und einem LW-Anteil kleiner 5% auf 4000 Mfz/h festzulegen (Qualitätsstufe E). Dieser Wert ist realistisch und durch das empirische Datenmaterial ausreichend abgesichert. Die Wahrscheinlichkeit eines Zusammenbruchs ist bei diesen Verkehrsbelastungen noch vergleichsweise gering. Dieser Wert von 4000 Mfz/h entspricht der maximalen Kapazität im deutschen HBS innerhalb von Ballungsräumen.

Kapazität bei einem dreistreifigen Querschnitt

Es wird vorgeschlagen, die Kapazität für einen dreistreifigen Querschnitt, einer Längsneigung kleiner 2% und einem LW-Anteil kleiner 5% in Anlehnung an das HBS und den Ergebnissen von Brilon und Zurlinden [2004] auf 5800 Mfz/h festzulegen. Bei der Station Muttenz wird wiederholt ein Wert von 5700 Mfz/h erreicht, ohne dass der Verkehr zusammenbricht. Der Verlauf der Dauerkurve in Abb. 4.6 lässt jedoch den Schluss zu, dass in diesem Querschnitt die Nachfrage-Grenzwerte noch nicht häufig genug erreicht werden, um die tatsächlichen Spitzenwerte zu erhalten. Weitere gleichermassen hochbelastete dreistreifige Querschnitte, an denen der Verkehr unbeeinflusst durch externe Einflussfaktoren an Kapazitätsgrenzen stösst, stehen in der Schweiz nicht zur Verfügung.

Zwar werden demgegenüber bei der Station Wallisellen [13] noch höhere Belastungsspitzen gemessen, doch sollte angesichts der besonderen Randbedingungen bei diesem Querschnitt und der geringen Anzahl hochbelasteter dreistreifiger Querschnitte in der Schweiz dieser relativ extreme Fall nicht als Referenzfall angesehen werden.

Kapazität bei unterschiedlichem Tempolimit

Die Unterschiede bei der Kapazität bei unterschiedlichem Tempolimit beziehen sich insbesondere auf hohe LW-Anteile von 15-25 % und grosse Steigungen von 5%. Da diese hohen LW-Anteile in der Spitzenstunde und Steigungen von 5% in der Schweiz eher eine Ausnahme sind, kann näherungsweise davon ausgegangen werden, dass sich die Kapazität in Abhängigkeit vom Tempolimit nur geringfügig verändert, allerdings bei unterschiedlicher Verkehrsqualität. In der Norm ist zudem darauf hinzuweisen, dass sich mit tieferem Tempolimit die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit verringert und die Verkehrssicherheit erhöht.

Kapazität an Wochenenden

Bei an Wochenenden hochbelasteten Querschnitten mit Agglomerationsverkehr sind die Verkehrsbelastungen an Werktagen und Wochenenden vergleichbar. Wie in Kap. 3.4.6 aufgezeigt, gibt es allerdings Indizien, dass auf Strecken mit hohen Anteilen an Freizeitverkehr bereits bei tieferen Belastungswerten Störungen auftreten. Es wird daher vorgeschlagen, in der Norm keine numerische Unterscheidung Werktag/Wochenende vorzunehmen, jedoch darauf hinzuweisen, dass in Sonderfällen (Ausflugverkehr), die sich nicht normen lassen, Abminderungsfaktoren zu berücksichtigen sind. Dies kann beispielsweise durch die Wahl einer tieferen Verkehrsqualitätsstufe als Bemessungsmaßstab geschehen.

Kapazitäten in Abhängigkeit vom LW-Anteil und der Längsneigung

Die Kapazitäten in Abhängigkeit vom LW-Anteil und der Längsneigung werden auf der Grundlage des empirischen Datenmaterials (begrenzt) und den Simulationsergebnissen mit Hilfe von VISSIM ermittelt. Die entsprechenden maximalen Verkehrsstärken bei einer Längsneigung von 1% und veränderlichem LW-Anteil sind vergleichbar mit denen des HBS. Demgegenüber liegen die durch Simulation ermittelten Verkehrsstärken für den zwei- und dreistreifigen Querschnitt bei erhöhter Längsneigung von 5% gegenüber dem HBS deutlich höher.

Bei der Bemessung ist darauf zu achten, dass für die Beurteilung der Leistungsfähigkeit vom LW-Anteil in der Spitzenstunde auszugehen ist. Wie die Untersuchungen der q-v-Kurven der empirischen Daten gezeigt haben, ist in der Spitzenstunde ein hoher LW-Anteil von zum Beispiel 20% vergleichsweise selten. Auf Transitstrecken ist der LW-Anteil auch in der Spitzenstunde generell höher.

Aspekte der Sicherheit

An dieser Stelle muss dann auch mit Nachdruck darauf hingewiesen werden, dass Verkehrsanlagen nicht nur genügend leistungsfähig, sondern auch genügend sicher zu sein haben. Sicherheit und Leistungsfähigkeit von Verkehrsanlagen sind zwei nicht voneinander trennbare Kriterien. Bei Anlagen, die bis an die Grenze der Leistungsfähigkeit belastet sind, ist die Sicherheit nicht mehr in genügendem Mass gewährleistet.

6.2 Ermittlung der q-v-Kurven

Es ist vorgesehen, q-v-Kurven für zwei- und dreistreifige Querschnitte in Abhängigkeit vom LW-Anteil und der Längsneigung in die Norm aufzunehmen. Auswertungen zu den empirischen Daten und die Ergebnisse der Simulation haben gezeigt, dass Tempolimits nur einen geringen Einfluss auf die Kapazität besitzen. Daher wird vorgeschlagen, q-v-Kurven lediglich für ein Tempolimit von 120 km/h in Abhängigkeit vom LW-Anteil (0-5%, 5-15%, 15-25%) und der Längsneigung (1%, 3%, 5%) zu erstellen. Für ein Tempolimit von 80 bzw. 100 km/h wird lediglich der Referenzfall (LW-Anteil 0-5% und Längsneigung 1%) dargestellt. Bei niedrigeren Geschwindigkeiten von 100 oder 80 km/h ist der Verlauf der q-v-Kurve vergleichbar, sie verläuft aber länger entlang der Tempolimitlinie und knickt dann steiler ab. Die Leistungsgrenzen werden bei einer etwas niedrigeren Geschwindigkeit erreicht.

Die q-v Kurven aus den empirischen Daten und die mit Hilfe von VISSIM simulierten Kurven weisen in Teilabschnitten einen unterschiedlichen Verlauf auf. Gründe dafür sind:

- Die empirischen Daten für einen bestimmten LW-Anteil stammen aus verschiedenen Tageszeitreihen. Die Bezugsintervalle vor und nach dem betrachteten Intervall können eine andere Verkehrszusammensetzung aufweisen. Die empirischen Daten setzen sich somit nicht aus Zeitreihen mit einem konstanten LW-Anteil zusammen.
- Bei der Simulation bleibt bei zunehmender Verkehrsbelastung der LW-Anteil konstant. Die q-v-Kurve aus der Simulation stellt eine Näherung dar. Das Simulationsmodell dient vornehmlich dazu, die Veränderungen der Kapazität in Abhängigkeit der Einflussfaktoren zu untersuchen.

Der ermittelte Verlauf der q-v-Kurven setzt sich somit aus der Kombination beider Informationsquellen zusammen. Abklärungen haben gezeigt, dass es daher auch nicht zielführend ist, durch Regressionsrechnungen, sei es aus den nur teilweise vorhandenen empirischen Daten oder sei es auf der Grundlage der Ergebnisse der Simulation, die q-v-Kurven zu erstellen. Im Laufe des Forschungsvorhabens sind mehrere Ansätze zur Abbildung von q-v-Kurven, wie der zweifach lineare Ansatz oder die Ansätze von Wu und von van Aerde untersucht worden. Aufgrund der Defizite bei der vorhandenen Datenbasis wird davon Abstand genommen, da nicht davon auszugehen ist, dadurch bessere Ergebnisse zu erhalten.

Vorgehen zur Bestimmung der q-v-Kurven

Grundlage für die Erstellung der q-v-Kurven sind die empirischen und die simulierten Daten. Die empirischen Daten zeigen den Verlauf auf und die simulierten Daten dienen als Orientierung für die Festlegung der Kapazität. Das Vorgehen ist in den Abb. 6.3 – 6.5 exemplarisch dargestellt. Der Verlauf der q-v-Kurve wird für die drei Stufen des LW-Anteils mit Hilfe von Punkten visuell festgelegt (blaue Punkte-Kurve). Dies ermöglicht eine gute Anpassung der Kurven an den Verlauf der empirischen Daten. Die drei Kurven werden untereinander abgestimmt und in Form stetig gekrümmter Linien dargestellt (siehe Abb. 6.6).

Abb. 6.3: Ermittlung der q-v-Kurve für LW-Anteil = 0-5%

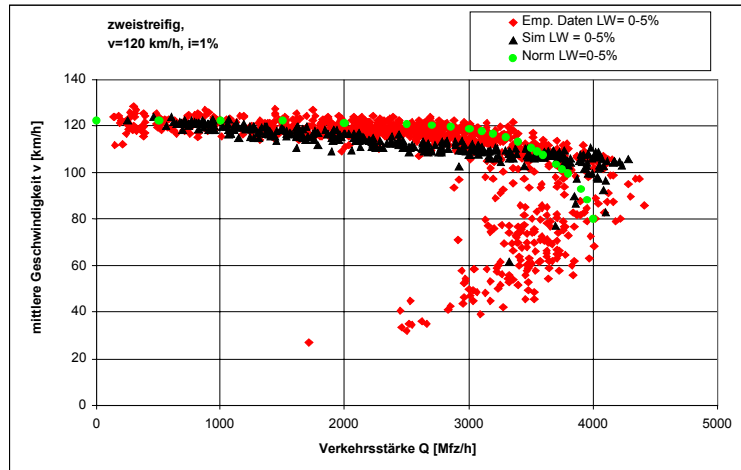


Abb. 6.4: Ermittlung der q-v-Kurve für LW-Anteil = 5-15%

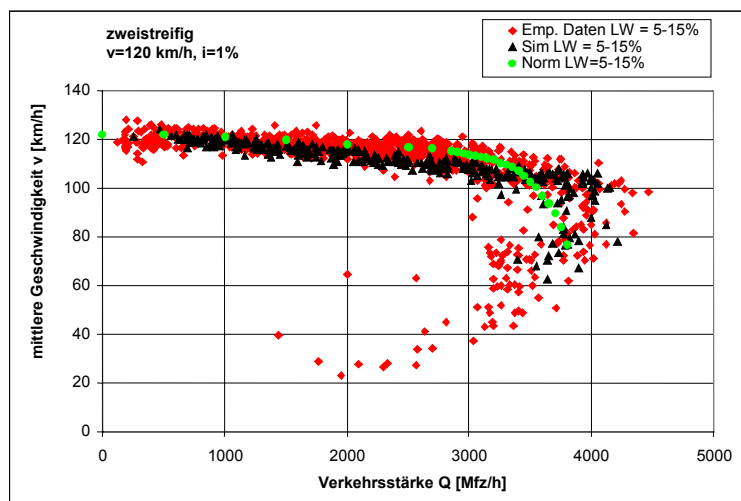


Abb. 6.5: Ermittlung der q-v-Kurve für LW Anteil 15-25%

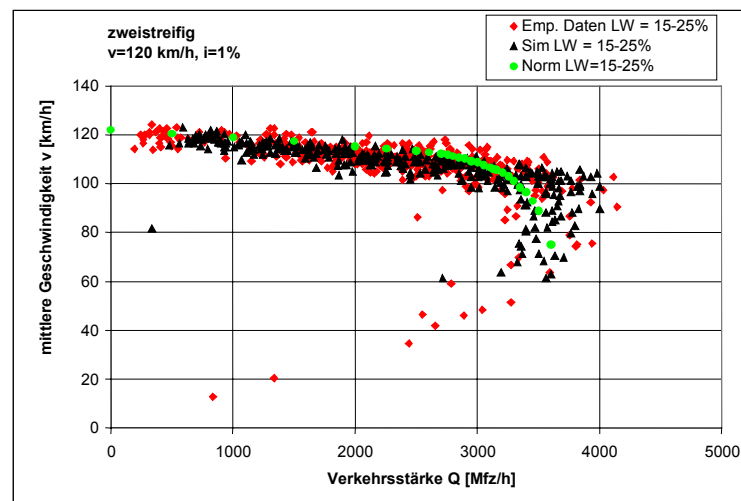
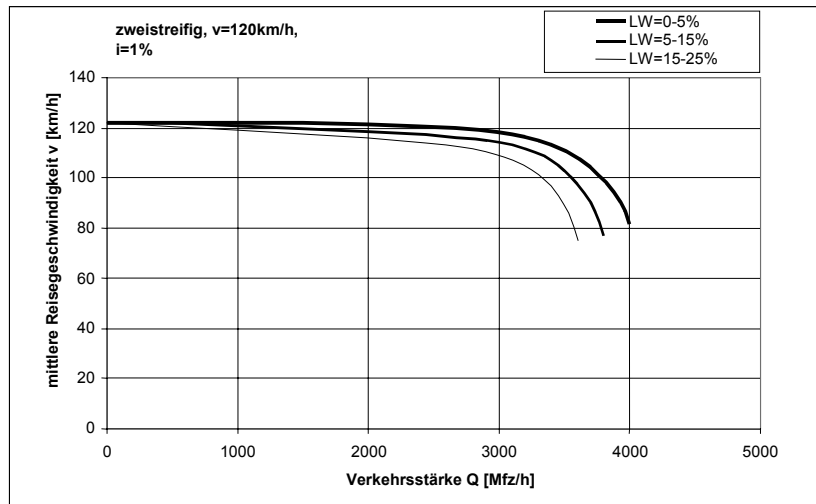


Abb. 6.6: Resultierende q-v-Kurve, zweistreifiger Querschnitt, $v=120$ km/h, $i = 1\%$ 

Im Anhang C sind die festgelegten Verkehrsstärken und die q-v-Kurven für den zwei- und dreistreifigen Querschnitt für den Normentwurf zusammengestellt. Dabei sind gegenüber den durch Simulation ermittelten Verkehrsstärken kleinere Korrekturen vorgenommen.

6.3 Festlegung der Qualitätsstufen

Die Einteilung der Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs (level of service LOS) A bis F erfolgt über den Auslastungsgrad. Zur Definition der Qualitätsstufen des Verkehrs siehe Abschnitt 2.5. Die Abstufungen für den Auslastungsgrad in der Tab. 6.1 entsprechen denen des HBS.

Tab. 6.1: Verknüpfung der Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs mit der mittleren Reisegeschwindigkeit der PW, der Verkehrsstärke und dem Auslastungsgrad für eine zweistreifige Richtungsfahrbahn einer Autobahn bei reinem PW-Verkehr auf ebener Strecke und einer Geschwindigkeit von 120 km/h

LOS	mittlere Reisegeschwindigkeit der PW [km/h]	Verkehrsstärke [Mfz/h]	Auslastungsgrad a [-]	Dichte [Mfz/km]
A	≥ 130	≤ 1200	≤ 0.30	≤ 8
B	≥ 125	≤ 2200	≤ 0.55	≤ 16
C	≥ 115	≤ 3000	≤ 0.75	≤ 23
D	≥ 100	≤ 3600	≤ 0.90	≤ 32
E	≥ 80	≤ 4000	≤ 1	≤ 45
F	-	-	-	-

Es wird vorgeschlagen, die Werte in die neue Schweizer Norm zu übernehmen. Folgende Gründe sprechen dafür:

- Bei einer Verkehrsstärke von 3600 Mfz/h (LOS D) ist die Wahrscheinlichkeit von Verkehrszusammenbrüchen gering, so dass von einem stabilen Verkehrszustand ausgegangen werden kann (siehe Abb. 4.11).
- Nach Brilon/Zurlinden [2004] wird im Mittel die Verkehrsleistung (in Mfz*km/h) maximiert, wenn die Verkehrsnachfrage für einen Streckenabschnitt nur 90% der 1-Stunden-Kapazität im klassischen Sinn beträgt. Demnach war es richtig, im HBS einen Auslastungsgrad von 90% als äusserste Grenze für eine ausreichende Verkehrsqualität einzusetzen.
- Bei einer Verkehrsstärke von 3000 Mfz/h (LOS C) sind nur noch in Ausnahmesituationen Verkehrszusammenbrüche zu erwarten. Das Abknicken der q-v-Kurven (siehe Abb.6.6) zeigt jedoch, dass die individuelle Bewegungsfreiheit eingeschränkt ist und die Geschwindigkeiten nicht mehr frei wählbar sind.

Weiterhin wird vorgeschlagen, keine Veränderung beim Auslastungsgrad für ein Tempolimit von 100 bzw. 80 km/h vorzunehmen. Bei reduzierter Geschwindigkeit ist zwar davon auszugehen, dass die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit weiter abnimmt, andererseits bestehen zwischen einzelnen Querschnitten Unterschiede im Verkehrsfluss, so dass sich diese Veränderungen innerhalb der Streuung bewegen.

6.4 Einfluss reduzierter Querschnitte

6.4.1 Tunnelquerschnitte

Empirische Daten von Querschnitten innerhalb von hochbelasteten Tunneln stehen nur begrenzt zur Verfügung. Diese Tunnel (Gubrist, Reussport, Vernier, Sonnenberg, Baregg, u.a.) weisen allesamt keinen Standstreifen und teilweise Einengung des seitlichen Hindernisabstandes auf, zudem ist in der Regel die zulässige Höchstgeschwindigkeit beschränkt. Es vermischen sich also verschiedene Einflussfaktoren – Tunnelsituation, kein Standstreifen und Tempolimit. Wird von den Zählwerten ausgegangen, die in unmittelbarer Nähe der Tunnel erhoben wurden und damit einen Rückschluss auf die Kapazität von Tunnelquerschnitten zulassen, lassen sich daraus keine reduzierten Kapazitäten erkennen. Im Gegenteil ergeben sich hier sogar absolute Spitzenwerte. So liegen die gemessenen Höchstwerte bei den Zählstellen N1/Regensdorf (Gubrist) resp. N1/Bareggtunnel über 4'300 Mfz/h resp. 4'600 Mfz/h (echte Stundenwerte). Im Bareggtunnel wurden vor dem Ausbau in Richtung Zürich sogar durch-

schnittliche Werktagsspitzenwerte von über 4'400 Mfz/h gemessen²¹, bei allerdings in der Regel verlangsamtem resp. stockendem Verkehrsfluss.

Es werden also ähnliche oder sogar höhere Belastungsspitzen erreicht, wie bei Querschnitten auf der freien Strecke. Gestützt auf Gesetzmässigkeiten des Verkehrsflusses lässt sich somit eine Abminderung der Kapazitäten von HLS in Tunneln gegenüber freien Strecken nicht begründen. Aspekte der Sicherheit sind durch eine Wahl einer tieferen Verkehrsqualitätsstufe zu berücksichtigen.

6.4.2 Verengte Fahrbahnbreiten

Grosse Teile des Nationalstrassennetzes müssen gegenwärtig oder in naher Zukunft erneuert werden. Dazu wird heute in der Regel ein mehrstreifiger Richtungsbetrieb mit mehr oder minder stark reduzierten Fahrstreifenbreiten angeordnet. Über die Zusammenhänge zwischen solchen Reduktionen und der Kapazität bestehen jedoch noch grosse Unsicherheiten und entsprechender Forschungsbedarf. Dazu kommt, dass in vielen Fällen auch Einschränkungen beim Lichtraumprofil bestehen, bedingt durch den Wegfall des Standstreifens und durch massive Trennelemente in der Fahrbahnmitte, die ebenfalls kapazitätsmindernd wirken.

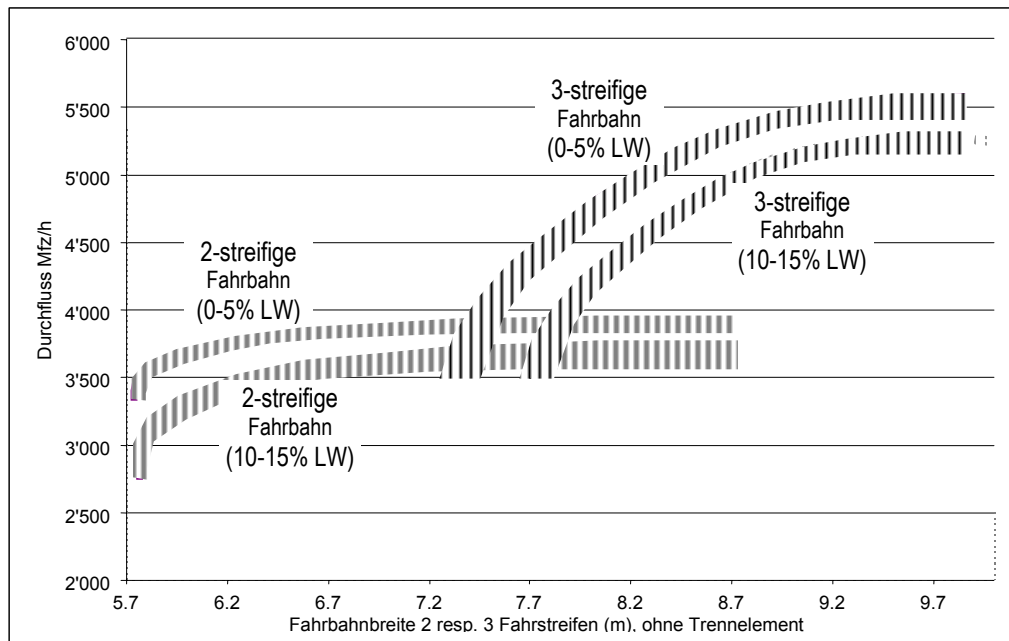
Um diese Fragestellung vertieft analysieren zu können, sind umfassende Erhebungen im Zuge solcher Engstellen nötig, bei denen zudem einzelne Parameter variiert werden können. Solche sind im Rahmen dieser Forschungsaufgabe nicht vorgesehen. Ähnlich gelagerte Forschungen in der Vergangenheit²² haben gezeigt, dass es äusserst schwierig ist, geeignete Nationalstrassen-Baustellen zu finden und Behörden, die bereit sind, bei solchen Forschungsvorhaben mitzuwirken.

Im Sinne einer vorläufigen Arbeitshilfe werden die entsprechenden Zusammenhänge zwischen Fahrstreifenbreite, Fahrstreifenzahl und Schwerverkehrsanteil in der folgenden Abbildung näherungsweise dargestellt. Sie müssen durch vertiefte Analysen im Rahmen einer entsprechenden Forschungsarbeit bestätigt und ergänzt werden. Die Kurven basieren auf Stichprobenerhebungen bei Autobahnbaustellen in den Kantonen Aargau, Zürich und Basel Landschaft.

²¹ 4'418 Mfz/h Durchschnitt März/April 1997 (alle Werktage), 07.00-08.00 Uhr, Schwerverkehrsanteil 10.3%

²² Rutishauser et.al., Leistungsfähigkeit beim Fahrstreifenabbau auf Hochleistungsstrassen, Forschungsauftrag SVI 42/90, 1994

Abb. 6.7: Leistungsfähigkeit von HLS-Engstellen in Abhängigkeit von Fahrstreifenbreite, Schwerververkehrsanteil und Fahrstreifenzahl (schematisiert)



Diese Leistungsfähigkeitswerte sind deutlich höher als die Werte von Ressel [1994:71]. Ressel hat eigene, umfangreiche Messungen auf deutschen Bundesautobahnen durchgeführt. Zudem hat er in seiner Studie Leistungsfähigkeitswerte für Baustellenengpässe aus verschiedenen Ländern analysiert. Aus diesen Zahlen ist ersichtlich, dass es bei extrem schmalen Fahrstreifenbreiten zur Situation kommen kann, dass eine zweistreifige Fahrbahn mit vergleichsweise breiten Fahrstreifen leistungsfähiger ist als eine dreistreifige mit sehr schmalen Fahrstreifen.

7. Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Die Kapazität von Strassen wird traditionell als Konstante angesehen. Neuere Untersuchungen zeigen, dass die Kapazität eher als Zufallsgrösse zu betrachten ist. Am Beispiel der Station Regensdorf ist diese Hypothese auch für Schweizer Verhältnisse bestätigt worden. Für die Ermittlung entsprechender Verteilungsfunktionen der Kapazität sind konventionelle Ansätze ungeeignet. Auch ist das statische Fundamentaldiagramm allein bzw. ein entsprechendes Modell zu begrenzt, die Dynamik der Zustände des Verkehrsablaufs ausreichend abbilden zu können. Die an einem Messquerschnitt erfassten und in einem q-v-Diagramm aufgetragenen Messwerte sind aus der Entstehungsgeschichte heraus zu interpretieren. Die zukünftigen Forschungsarbeiten sollten darauf abzielen, diese neueren Erkenntnisse aufzugreifen und zu vertiefen. Dabei stehen folgende Bereiche im Vordergrund:

Bestimmung der Kapazität auf Basis der Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs

- Methodische Ansätze zur Ermittlung der statischen Verteilung der Zufallsgrösse „Kapazität“
- Ermittlung von Verteilungsfunktionen der Kapazität in Abhängigkeit von den Haupteinflussfaktoren
- Umsetzung und Konsequenzen neuer Ansätze für die Norm

Analyse von Verkehrszuständen und deren Übergänge

- Methoden zur Abgrenzung von Verkehrszuständen
- Interpretation der Verkehrszustände aus der Entstehungsgeschichte
- Ursachen des Übergangs von einem Verkehrszustand in den anderen

Leistungsfähigkeit reduzierter Querschnitte

- empirische Untersuchungen in Tunneln (Tunnellänge, Querschnittsform, etc.)
- empirische Untersuchungen in Baustellenbereichen

Einfluss von Einfahrten in dreistreifige HLS auf die Leistungsfähigkeit

- Abstand der Einfahrten
- Länge der Einfahrts- und Ausfahrtsspuren
-

Verkehrssicherheit

- Unfallgeschehen in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung und der Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruchs
- Konsequenzen für die Festlegung der Kapazitäten

Abkürzungsverzeichnis

HBS	Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen (Deutschland)
HCM	Highway capacity manual (USA)
k	Verkehrsdichte in Mfz/km
v_{mom}	mittlere momentane Geschwindigkeit in km/h
q	Verkehrsstärke in Mfz/h
i	Längsneigung
Mfz/h	Motorfahrzeuge pro Stunde
LF	Leistungsfähigkeit
LOS A - E	Verkehrsqualitätsstufe A - E
HLS	Hochleistungsstrasse
LSVA	Leistungsabhängige Schwerverkehrsabgabe
ASTRA	Bundesamt für Strassen (Schweiz)
IVT	Institut für Verkehrsplanung und Transportsysteme
ETH	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
STRADA	Strassendatenbank des ASTRA
Kapo Zürich	Kantonspolizei Zürich
FALS Zürich	Fachstelle Lärmschutz des Kanton Zürich
BAB	Bundesautobahn in Deutschland
LW-Anteil	Schwerverkehrsanteil
PW	Personenwagen
PW+	Personenwagen plus Anhänger
Lief + LW	Lieferwagen + kleine Lastwagen
LZ + SS	Lastwagen + Sattelzüge

Literatur

Beckmann et al. 1973: Das Fundamentaldiagramm eine Zusammenstellung bisheriger Erkenntnisse. Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen (Hrsg.): Forschungsarbeiten aus dem Strassenwesen. Kirchbaumverlag, Bonn – Bad Godesberg, 34 S.

Bischofberger Nikolaus G. 1997: Zur Leistungsfähigkeit in Verkehrssystemen, Schriftenreihe des IVT Nr. 113, Zürich

Bressler Andrea 2001: Verkehrssicherheit und Verkehrsablauf an Steigungsstrecken - Kriterien für Zusatzfahrstreifen. Schriftenteihe Lehrstuhl für Verkehrswesen Ruhr-Universität Bochum, Heft 24, Bochum, 202 S.

Bressler Andrea 2002: Verkehrsablauf an Steigungsstrecken von Autobahnen. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 9, S. 486 - 493

Brilon Werner; Grossmann Michael und Harald Blanke 1993: Verfahren für die Berechnung der Leistungsfähigkeit und Qualität der Verkehrsablaufs auf Strassen. In: Forschung Strassenbau und Verkehrstechnik, Heft 669, Bonn Bad Godesberg.

Brilon Werner und Frank Weiser 1998: Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten auf Landstrassen. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 9, S. 446 - 462.

Brilon Werner 1998: HBS – Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 12, S. 629 - 634.

Brilon Werner und Hendrik Zurlinden 2003: ÜBERLASTUNGSWAHRSCHEINLICHKEIT UND Verkehrsleistung als Bemessungskriterium für Strassenverkehrsanlagen. In: Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 870, Bonn.

Brilon Werner und Hendrik Zurlinden 2004... Kapazität von Strassen als Zufallsgrösse. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 4, S. 164 – 172.

Bundesminister für Verkehr (Hrsg.) 1985: Leistungsfähigkeit von Hauptverkehrsstrassen Bericht einer wissenschaftlichen Expertengruppe der OECD, Juli 1983. Bonn Bad Godesberg

Büttner Michèle 2001: Stau, abgefahren. In Tec21, Heft 47, Zürich, S. 6 - 13.

Dietrich K. und Spacek P. 1994: Nationalstrasse N2, Basel – Chiasso, Kapazitätsuntersuchungen Verkehrstechnische Studie zur Beurteilung der heutigen Kapazitätsverhältnisse. In: Schriftenreihe der IVT, Nr. 104, Zürich. 98 S. + Anhang

EMCH + Berger 1995: Leistungsfähigkeit von Einfahrten in Hochleistungsstrassen. Forschungsbericht 3/92 auf Antrag des SVI, 36 S.

Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen 2001: Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen, Köln.

Grabe Herbert 1997: Ein stetiges Geschwindigkeits-Grundmodell für freie Strecken von Autobahnen, In: Strassenverkehrstechnik, S. 78 - 87.

Hangleiter Stefan, Schick Perter und Stefan Trupat 2003: Ermittlung und Bewertung der Nutzenkomponenten von Streckenbeeinflussungsanlagen im Hinblick auf den Verkehrsablauf. In: Strassenverkehrstechnik, Nr. 10. S. 541 – 546.

Hempsey Lesjie J. and Stan Teply 1999: Redesigning the Design Hour for Alberta Highways. In: ITE Journal, Mai 1999, S. 43 - 48.

Hoffmann, Kölle und Mennicken 2000: Kapazität von Verflechtungsstecken an planfreien Knotenpunkten. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 11, S. 573 - 580.

Ingenieurgemeinschaft Rutishausen / Mögerle / Keller 1994: Leistungsfähigkeit beim Fahrstreifenabbau auf Hochleistungsstrassen. Forschungsauftrag 42/90 auf Antrag der SVI, 24 S. + Anhänge

Jenni + Gottardi AG 1991: N1-Verkehrsbeeinflussung im Raum Baden – Hauptuntersuchung und Massnahmenvorschlag, Baudepartement des Kanton Aargau, Abteilung Tiefbau, 61 S. + Anhang.

Keller Hartmut und Thomas Sachse 1995: Zum Einfluss konstanter und stationärer Bezugsintervalle auf die Gestalt des Fundamentaldiagramms. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 10, S. 467 - 475.

Keller Rudolf AG 1993: Verkehrstechnische Dimensionierung - Konzept und Zusammenhänge. Forschungsauftrag 15/87 auf Antrag des SVI. 40 S.

Keller Rudolf AG 1997: GVK Luzern – Autobahn A2 Anschluss Lochhof – Konzept für Massnahmen baulicher und betrieblicher Art, mit welchen eine Inbetriebnahme zu verantworten ist – Schlussbericht, im Auftrag der Tiefbauämter der Stadt und des Kanton Luzern, 32 S. + Anlagen.

Keller & Partner AG 1996: Freie Strecken auf Autobahnen, Ein- und Ausfahrten Verflechtungstrecken. In VSS Forschungsauftrag 17/95.

Kellermann Gerd und Oleg Tonkonozhenkov 1995: LKW-Überholverbot auf Autobahnen? In: Strassenverkehrstechnik, Heft 6, S. 268 - 274

Kellermann Gerd 2002: Erkenntnisse zum LKW-Überholverbot auf Autobahnen. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 4, S. 196 - 200.

Kim Youngho und Hartmut Keller 2001: Zur Dynamik zwischen Verkehrszuständen im Fundamentaldiagramm. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 9, S. 433 - 442.

Koy Thorsten und Spacek Peter 2003 (Entwurf): Geschwindigkeiten in Steigungen und Gefällen. Forschungsbericht Nr. 1998/079 des Eidgenössischen Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartements (UVEK), Zürich,

Krux Winfried und Joachim van Bebber 1996: Zu viel Stau auf dem Kölner Autobahnring. In Strassenverkehrstechnik Heft 8, S. 345 - 349.

Lorenz, Matt R. and Lily Eleftriadou 2001: Definition freeway capacity as function of breakdown probability. Transportation Research record 1776, paper No. 01-3343

Ning Wu 2000: Verkehr auf Schnellstrassen im Fundamentaldiagramm - Ein neues Modell und seine Anwendungen. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 8, S. 388.

Ponzlet Martin 1996: Auswirkungen von zeitlich veränderlichen Leistungsfähigkeiten. In: Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.). Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 718, Bonn, 187 S. + Anhang.

Ponzlet Martin 1996: Auswirkungen von zeitlich veränderlichen Leistungsfähigkeiten. In: Strassenverkehrstechnik Heft 7, S. 323 - 325.

Ponzlet Martin 1996: Auswirkungen von systematischen und umfeldbedingten Schwankungen des Geschwindigkeitsverhaltens und deren Beschreibung in Verkehrsflussmodellen. In: Schriftenreihe Lehrstuhl für Verkehrswesen Ruhr-Universität Bochum, Heft 16, Bochum, 184 S. + Anhang

Ressel Wolfram 1994: Untersuchungen zum Verkehrsablauf im Bereich der Leistungsfähigkeit an Baustellen auf Autobahnen, Informationen der Abt. Verkehrsplanung und Strassenwesen der Universität der Bundeswehr München, Heft 37, München / Neubiberg

Robatsch, Klaus und Edgar Hagspiel 2002: LKW-Geschwindigkeiten und LKW-Abstandsverhalten auf Autobahnen in Österreich. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 8, S. 401 - 410.

SNZ/Seiler/Niederhauser/Zuberbühler 1995: Einfluss von Strassenkapazitätsänderungen auf das Verkehrsgeschehen. Forschungsauftrag 43/91 im Auftrag der SVI, 42 S. + Anhänge.

SN 640 005a 2001: Ganglinientypen und durchschnittlicher täglicher Verkehr (DTV), Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), Zürich, 44 S.

SN 640 020 1999: Leistungsfähigkeit, Verkehrsqualität, Belastung - Hauptverkehrs- und Verbindungsstrasse, Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), Zürich,

SN 640 018 1999: Leistungsfähigkeit, Verkehrsqualität, Belastung - Freie Strecken auf Autobahnen, Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), Zürich, S. 20.

Spacek Peter 2001: Verkehrstechnik GZ, Teil Individualverkehr, IVT ETH Zürich, 2001.

Tober Jolanta und Ning Wu 2002: Simulation der Stauentwicklung auf Autobahnen. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 8, S. 411 - 416.

Transportation Research Board 1976: Capacity and Measurement of Effectiveness. In: Transportation research record 615, Washington D. C., 61 S.

Transportation Research Board 1975: Weaving areas – design and analysis. In: National cooperation highway research program report 159, Washington D. C., 119 S.

Transport Research Board 2000: Highway Capacity Manual

Trapp Roland 2002: Wirkungabschätzung von Rampenzufusssteuerung mittels Mikrosimulation. In: Strassenverkehrstechnik, Heft 2, S. 65 – 72.

Wiedemann Rainer und Thomas Schwertfeger 1987: Makroskopisches Verkehrsflussmodell für Schnellstrassennetze mit berücksichtigung von Einzelfahrzeugen (DYNEMO). Bundesamt für Verkehr: Forschung Strassenbau und Verkehrstechnik, Heft 500, Bonn-Bad Godesberg.

Tab. A1: Umf. Zürich Nord, Affoltern (zweistreifig, reale Stundenwerte)

R1 Glattbrück	R2 A1c/A1	R1 Glattbrück Sa/So	R2 A1c/A1 Sa/So
4123	4310	3953	4058
4106	4260	3906	3938
4100	4253	3825	3889
4090	4249	3786	3881
4083	4223	3768	3849
4066	4218	3762	3808
4057	4203	3749	3788
4050	4202	3731	3785
4043	4198	3728	3780
4034	4191	3718	3744
4025	4188	3688	3727
4022	4185	3683	3718
4021	4175	3639	3706
4019	4173	3612	3698
4019	4167	3610	3675
4014	4165	3609	3662
4014	4156	3606	3659
4013	4156	3597	3644
4013	4139	3583	3621
4008	4135	3581	3607
4005	4130	3570	3603
4004	4123	3548	3536
4003	4121	3501	3499
4002	4117	3498	3478
4002	4116	3498	3469
3993	4116	3485	3457
3988	4115	3456	3453
3987	4115	3390	3453
3985	4112	3387	3433
3981	4112	3378	3425

Tab. A2: Préverenges (zweistreifig, reale Stundenwerte)

Lausanne	Morges	Lausanne Sa/So	Morges Sa/So
4137	4286	3968	4171
4103	4215	3940	3986
4083	4194	3923	3950
4065	4190	3726	3948
4027	4179	3726	3819
4022	4171	3707	3767
4003	4167	3679	3764
3998	4109	3667	3756
3994	4098	3666	3750
3992	4097	3655	3741
3989	4090	3650	3669
3986	4090	3639	3661
3973	4078	3634	3659
3971	4070	3634	3652
3968	4068	3593	3651
3967	4060	3589	3650
3959	4054	3578	3646
3954	4053	3571	3642
3951	4044	3570	3627
3947	4038	3559	3609
3944	4036	3557	3582
3943	4032	3526	3578
3942	4030	3523	3566
3940	4028	3512	3564
3934	4024	3499	3541
3931	4023	3493	3535
3931	4022	3492	3526
3929	4019	3480	3501
3923	4006	3479	3498
3923	4001	3472	3490

Tab. A3: Umf. Bern Ost (zweistreifig, reale Stundenwerte)

Freudenpl	Wankdorf	Freudenpl Sa So	Wankdorf Sa So
3956	4022	3866	3877
3934	4007	3794	3770
3927	3996	3765	3719
3896	3963	3758	3694
3888	3948	3722	3666
3887	3945	3670	3653
3886	3937	3594	3617
3884	3933	3573	3608
3872	3912	3570	3605
3869	3900	3435	3604
3866	3900	3290	3592
3865	3891	3246	3572
3858	3887	3178	3566
3849	3883	3136	3562
3848	3879	3096	3557
3845	3878	3082	3519
3844	3877	3065	3509
3843	3875	3061	3454
3843	3871	3049	3453
3840	3867	3021	3444
3836	3865	3016	3434
3832	3859	2991	3407
3828	3857	2982	3403
3824	3856	2952	3394
3823	3854	2936	3393
3823	3852	2929	3369
3822	3849	2928	3364
3821	3849	2918	3364
3818	3844	2895	3363
3811	3841	2890	3360

Tab. A4: Deitingen (zweistreifig, reale Stundenwerte)

Zürich	Bern	Zürich Sa/So	Bern Sa/So
3778	3679	3752	3671
3752	3671	3750	3645
3750	3652	3727	3633
3727	3645	3726	3615
3726	3633	3723	3588
3723	3615	3711	3580
3711	3613	3694	3536
3694	3588	3668	3534
3668	3588	3662	3503
3668	3583	3636	3497
3662	3580	3632	3482
3658	3572	3628	3467
3657	3571	3615	3464
3642	3553	3611	3464
3636	3550	3592	3460
3632	3550	3585	3446
3628	3549	3570	3441
3615	3544	3567	3440
3611	3538	3556	3439
3611	3537	3552	3431
3603	3536	3543	3429
3592	3536	3538	3415
3585	3536	3532	3415
3582	3535	3512	3412
3570	3534	3511	3402
3567	3532	3498	3400
3556	3529	3475	3398
3552	3526	3473	3398
3548	3516	3472	3397
3543	3513	3471	3390

Tab. A5: Muttenz (dreistreifig, reale Stundenwerte)

Augst	Basel	Augst Sa So	Basel Sa So
5700	5631	5412	5514
5689	5624	5395	5407
5689	5619	5390	5329
5678	5603	5366	5187
5638	5597	5346	5113
5624	5586	5224	5008
5615	5567	5223	4950
5605	5566	5140	4877
5604	5562	5138	4854
5601	5556	5039	4778
5582	5521	4989	4717
5574	5520	4962	4696
5572	5516	4956	4648
5565	5514	4870	4647
5564	5499	4822	4639
5561	5497	4821	4619
5551	5488	4793	4612
5549	5487	4775	4608
5539	5484	4774	4570
5538	5482	4750	4567
5521	5480	4746	4564
5519	5476	4732	4555
5516	5468	4704	4554
5515	5464	4697	4550
5513	5464	4680	4544
5509	5462	4654	4527
5503	5447	4652	4519
5501	5444	4651	4490
5498	5442	4641	4486
5494	5433	4637	4480

Tab. B.1: Verkehrsstärken Max, Min und vor dem Zusammenbruch (ZB) in der Morgen- und Abendspitze, Station Regensdorf Richt. Zürich/St. Gallen (hochger. 5-Minuten-Intervalle)

Datum	Wochentag	Max Morgens Fz/h	Max Abends Fz/h	ZB Morgens Fz/h	ZB Abends Fz/h
01.10.02	Di	4020	4164	3900	
02.10.02	Mi	4236	3888		
03.10.02	Do	4272	3972	4272	
04.10.02	Fr	4188	3864	3588	3264
07.10.02	Mo	4404	4080		3732
09.10.02	Mi	4260	4176		
10.10.02	Do	4224	3996		
11.10.02	Fr	3816	4140		
14.10.02	Mo	4224	4008	3732	3744
15.10.02	Di	4032	4044		
16.10.02	Mi	4476	3972		
18.10.02	Fr	4104	3864		
22.10.02	Di	4296	4080		
23.10.02	Mi	4224	4080		
25.10.02	Fr	4128	3984		3540
28.10.02	Mo	4296	4224		
25.02.03	Di	4452	4152		
26.02.03	Mi	4308	4080		
27.02.03	Do	4140	4140		
03.03.03	Mo	4296	4080	3780	
04.03.03	Di	4356	4164	3816	
05.03.03	Mi	4392	4356	4056/3660	
06.03.03	Do	4500	4140		3624
07.03.03	Fr	4284	4116		4116/4080
10.03.03	Mo	4176	4032	4176	3864
11.03.03	Di	4212	4080		
12.03.03	Mi	4236	4056		3780
13.03.03	Do	4224	4212	4164	4044/3684
14.03.03	Fr	4152	4200	3972	3516
17.03.03	Mo	4464	3996	3936/3876	
18.03.03	Di	4236	4140		
19.03.03	Mi	4656	4188	4092/3636	3744
20.03.03	Do	4296	4020		
26.03.03	Mi	4512	4272		3828
31.03.03	Mo	4464	4044	3864/3708	
01.04.03	Di	4128	3960		
03.04.03	Do	4368	4104		3720
04.04.03	Fr	4368	4116		
07.04.03	Mo	4320	4164	3624	
08.04.03	Di	4200	4116	4092	
09.04.03	Mi	4356	4356		
10.04.03	Do	3900	3984	3708	3480
11.04.03	Fr	4380	4092		
14.04.03	Mo	4380	4080	4068	3612
Mittelw		4272	4090	3891	3728
Min		3816	3864	3588	3264
Max		4656	4356	4272	4116
Anzahl Tage		44	44	21	17
05.10.02	Sa	2376	3612		
12.10.02	Sa	2412	3312		
19.10.02	Sa	2472	3876		
26.10.02	Sa	2700	3576		
01.03.03	Sa	2808	3516		
08.03.03	Sa	2628	3600		
15.03.03	Sa	2448	3792		
23.03.03	Sa	1368	3204		
29.03.03	Sa	2940	3492		
05.04.03	Sa	2688	3444		
12.04.03	Sa	2856	3300		
06.10.02	So	1200	3132		
13.10.02	So	1488	3540		
20.10.02	So	1476	3816		
27.10.02	So	1656	3636		
02.03.03	So	1644	3072		
09.03.03	So	1452	3120		
16.03.03	So	1392	3348		
30.03.03	So	1356	3372		
06.04.03	So	1212	3372		
13.04.03	So	1452	3240		

Tab. B.2: Verkehrsstärken Max, Min und vor dem Zusammenbruch (ZB) in der Morgen- und Abendspitze, Station Regensdorf Richt. Bern (hochger. 5-Minuten-Intervalle)

Datum	Wochentag	Max Morgensp. Fz/h	Max Abendsp. Fz/h	ZB Morgensp. Fz/h	ZB. Abendsp. Fz/h
02.10.02	Mi	4188	3984		3108
03.10.02	Do	4272	4044		
04.10.02	Fr	3900	3852		
08.10.02	Di	4080	4044		
09.10.02	Mi	4284	4008		3636
10.10.02	Do	4296	4296		
11.10.02	Fr	3804	4272		4272
14.10.02	Mo	4284	3936		
15.10.02	Di	4212	4080		
16.10.02	Mi	4056	4404		
17.10.02	Do	4056	3900		3900
18.10.02	Fr	4104	4044		
21.10.02	Mo	4284	3912		
24.10.02	Do	4332	4392	3900	
25.02.03	Di	4332	4032		
26.02.03	Mi	4140	4116		3756
27.02.03	Do	4428	4044		
03.03.03	Mo	4200	3972		
04.03.03	Di	4080	4212		
05.03.03	Mi	4428	4116		
06.03.03	Do	4548	4020	4548	
07.03.03	Fr	4356	3828		
10.03.03	Mo	4464	3936		
11.03.03	Di	4608	4212		
12.03.03	Mi	4452	3768	4452	
13.03.03	Do	4380	4164		3688
14.03.03	Fr	4320	4032		
17.03.03	Mo	4536	4104	3216	
18.03.03	Di	4176	4296		
28.03.03	Fr	4332	4224		
31.03.03	Mo	4188	4272		
01.04.03	Di	4404	4044		3420
03.04.03	Do	4404	4356		4068
04.04.03	Fr	4440	4236		
07.04.03	Mo	4572	4176		
08.04.03	Di	4452	4296		3624
10.04.03	Do	4320	4056		
14.04.03	Mo	4440	4248		
Mittelw		4293	4103	4029	3708
Min		3804	3768	3216	3108
Max		4608	4404	4548	4272
Anzahl Tage		38	38	4	9
05.10.02	Sa	2628	3456		
12.10.02	Sa	2472	3384		
19.10.02	Sa	2184	3732		
26.10.02	Sa	2532	3456		
01.03.03	Sa	2220	3516		
08.03.03	Sa	2400	3552		
15.03.03	Sa	2388	3324		
22.03.03	Sa	2604	3576		
29.03.03	Sa	2316	3504		
05.04.03	Sa	2676	3732		
23.03.03	So	1272	3756		
06.10.02	So	1284	3024		
13.10.02	So	1440	3636		
20.10.02	So	1248	3624		
27.10.02	So	1548	3828		
02.03.03	So	1032	3228		
09.03.03	So	1104	3600		
16.03.03	So	1260	3444		
30.03.03	So	1092	3564		
06.04.03	So	1332	3528		
13.04.03	So	1644	3432		

Tab. C.1: Maximale Verkehrsstärken für einen zweistreifigen Querschnitt in Abhängigkeit von Tempolimit, LW-Anteil und Längsneigung (in Klammern: HBS-Vergleichswerte für $v=120\text{km/h}$)

LW Anteil	v=80 km/h			v=100 km/h			v=120 km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	4000	3800	3650	4000	3800	3600	4000 (4000)	3800 (3750)	3550 (3050)
5-15%	3800	3700	3450	3800	3600	3350	3800 (3800)	3500 (3550)	3150 (2850)
15-25%	3600	3500	3200	3600	3400	3000	3600 (3600)	3200 (3350)	2800 (2650)

Abb. C1: Q-v-Kurve für einen zweistreifigen Querschnitt, einem LW-Anteil von 0-5% und einer Längsneigung von 1% in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit

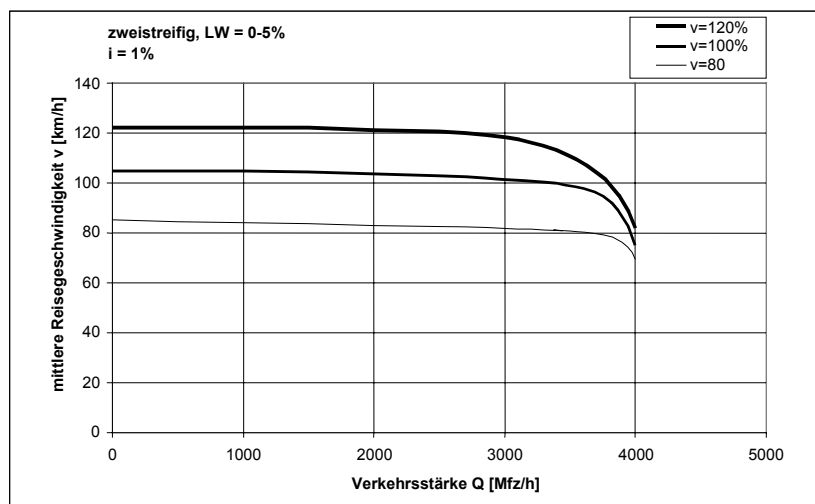
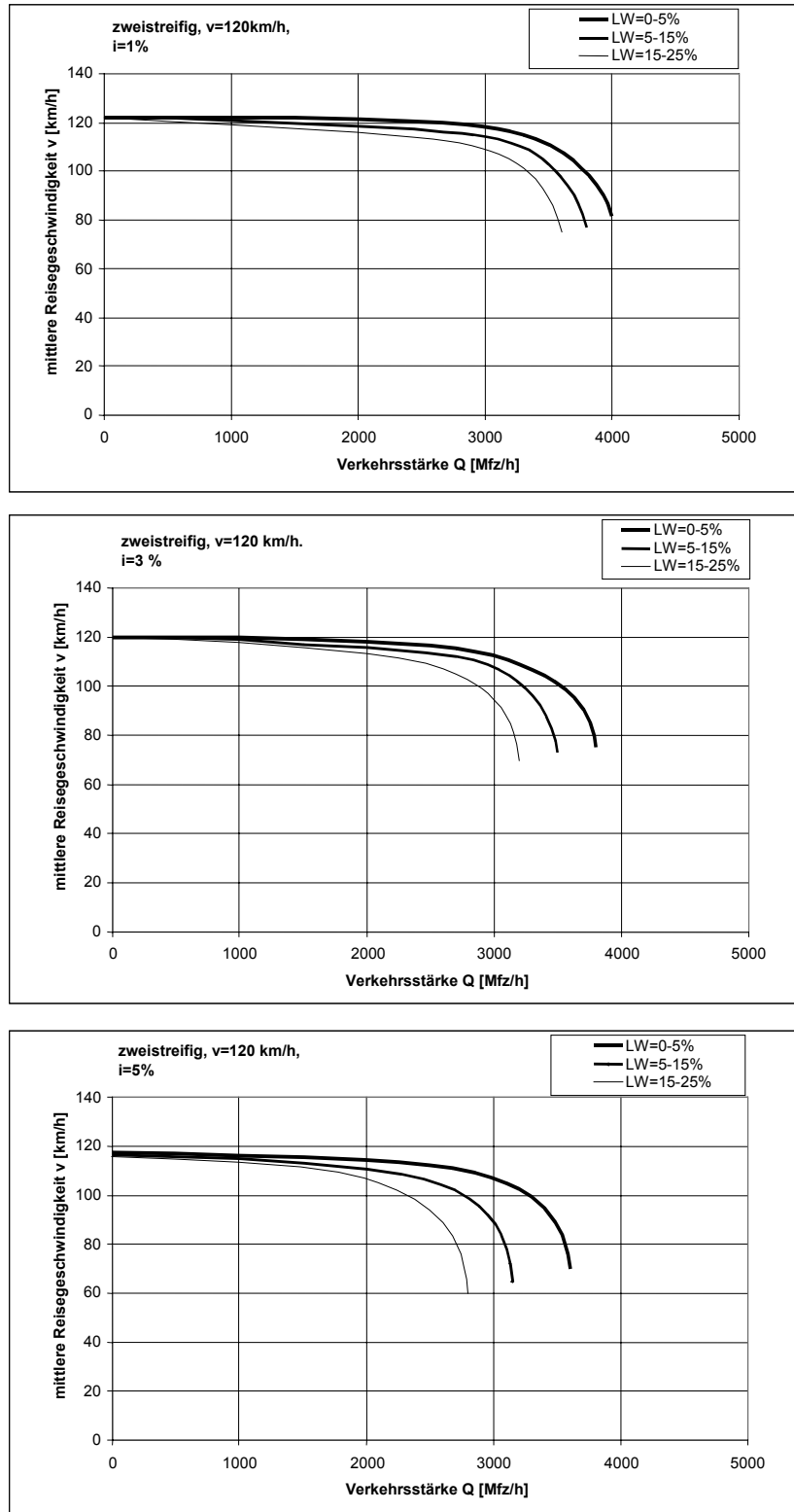


Abb. C2: Q-v-Kurven für einen zweistreifigen Querschnitt, einer mittleren Reisegeschwindigkeit von 120 km/h in Abhängigkeit von der Längsneigung und dem LW-Anteil



Tab. C.2: Maximale Verkehrsstärken für einen dreistreifigen Querschnitt in Abhängigkeit vom Tempolimit, LW-Anteil und Längsneigung (in Klammern: HBS-Vergleichswerte für $v=120\text{km/h}$)

LW Anteil	v=80 km/h			v=100 km/h			v=120 km/h		
	1%	3%	5%	1%	3%	5%	1%	3%	5%
0-5%	5800	5650	5500	5800	5600	5250	5800 (5700)	5450 (5300)	5050 (4250)
5-15%	5600	5500	5200	5550	5250	4950	5450 (5400)	5050 (5000)	4500 (4000)
15-25%	5500	5300	4550	5400	5000	4300	5100 (5100)	4600 (4700)	4000 (3750)

Abb. C3: Q-v-Kurven für einen dreistreifigen Querschnitt, einem LW-Anteil von 0-5% und einer Längsneigung von 1% in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit

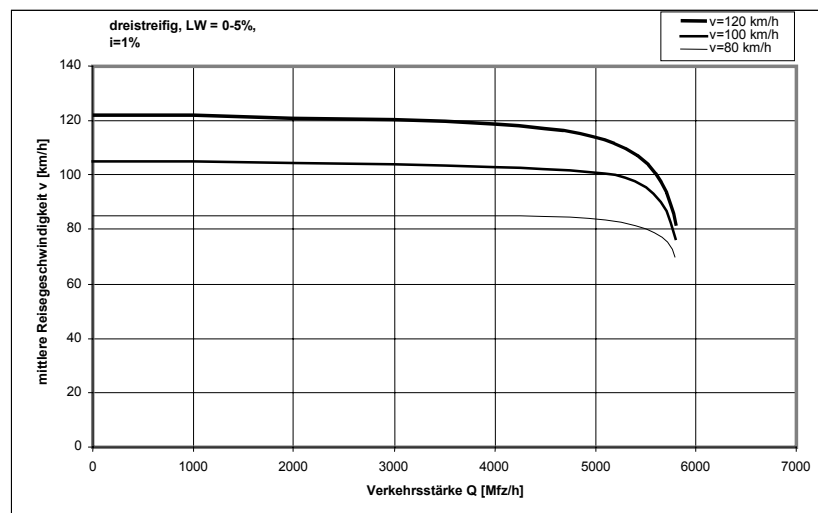


Abb. C4: Q-v-Kurven für einen dreistreifigen Querschnitt, einer mittleren Reisegeschwindigkeit von 120 km/h in Abhängigkeit von der Längsneigung und dem LW-Anteil

