

Kapitel 2

Empirische Untersuchungen

Der Straßenverkehr hat ein mannigfaltiges Erscheinungsbild. Er setzt sich aus einer großen Zahl von Einzelementen, den sogenannten Fahrer-Fahrzeug-Einheiten, zusammen, die in ihren Eigenschaften und Verhaltensweisen große Unterschiede zeigen. Es gibt ein Spektrum von Fahrzeugtypen und die Fahrer unterscheiden sich in ihrem Verhalten nicht nur untereinander, sondern auch in Abhängigkeit von Raum und Zeit. Zusätzlich wirken noch Umgebungseinflüsse, wie z.B. die Wetterbedingungen auf das System ein. Die daraus resultierenden Phänomene reichen vom strukturarmen Freiflussverkehr auf schwach belasteten Straßen bis zum kompletten Stillstand. Durch hohes Verkehrsaufkommen und Fluktuationen im Fahrerverhalten, die nicht mehr kompensiert werden können, kann letzterer Zustand eintreten.

Die Kenntnis der Verkehrszustände bezüglich Dynamik und Ursachen ist wichtig für eine zuverlässige Modellbildung. Mit makroskopischen Messgrößen kann eine Kalibrierung hydrodynamischer und gaskinetischer Modelle erreicht werden. Details der Fahrzeug-Fahrzeug-Wechselwirkungen werden zur Modellierung auf mikroskopischer Ebene herangezogen. Hierzu hält die Statistische Physik geeignete Werkzeuge bereit, um die vorliegenden Messdaten auszuwerten, zu interpretieren und zu klassifizieren. Besonderes Augenmerk verdient hierbei der Übergang vom freien Verkehr zum Stau.

Dieses Kapitel beginnt mit einer Übersicht über die dynamischen Verkehrszustände. Sie werden vorgestellt und die Übergänge zwischen ihnen diskutiert. Danach wird ein Überblick über Messgrößen und -methoden gegeben. Die Anwendung dieser Methoden erfolgt dann in den anschließenden Abschnitten über Autobahnverkehr, Innenstadtverkehr und sogenannte *Floating Car* Messungen.

Für die Auswertungen standen neben den üblichen aggregierten Daten auch Einzelfahrzeugdaten zur Verfügung. Diese erlauben einen detaillierten Einblick in die Fahrzeug-Fahrzeug-Wechselwirkungen, die Grundlage einer mikroskopischen Modellierung sind. Es werden die Zusammenhänge zwischen den makroskopischen Verkehrszuständen und den

mikroskopischen Größen diskutiert.

2.1 Dynamische Zustände im Straßenverkehr

2.2 Verkehrszustände

Im Laufe der letzten Jahrzehnte entwickelte sich ein großer Bestand an Literatur, in denen Phänomene des Straßenverkehrs beschrieben, analysiert und gedeutet werden. Als Übersicht mögen [13, 30, 31, 32, 44, 45, 50, 51, 52, 65, 69, 79, 95, 100, 110] und die dort verzeichneten Referenzen dienen. Im Folgenden soll ein kurzer Überblick über die wichtigsten Erkenntnisse und Eigenschaften gegeben werden.

Im Straßenverkehr lassen sich leicht zwei Zustände unterscheiden – der Freiflussverkehr und der gestaute Zustand. Zur Beschreibung werden üblicherweise die drei Messgrößen Dichte ρ , Fluss J und mittlere Geschwindigkeit $\langle v \rangle$ herangezogen, jeweils gemittelt über ein geeignetes Zeitintervall T .

Der frei fließende Verkehr lässt sich am einfachsten charakterisieren. In einem ausgedehnten Dichtebereich bis hin zu einer Dichte $\rho(J_{max})$, an welcher der maximale Fluss J_{max} erreicht wird, gibt es eine lineare Abhängigkeit des Flusses von der Dichte. Die Steigung (\nearrow Gl. (2.10)) gibt die mittlere Geschwindigkeit in eben diesem Intervall an. Die Fluktuationen in der Fundamentalbeziehung $J(\rho)$ sind relativ klein und die Messwerte streuen nur marginal. Dies gilt auch für Strecken, an denen keine Geschwindigkeitsbeschränkungen existieren und die zu bestimmten Tages- und insbesondere Nachtzeiten sehr schnelles Fahren zulassen. Schon im Mittel über kleine Zeitintervalle werden diese Ereignis-

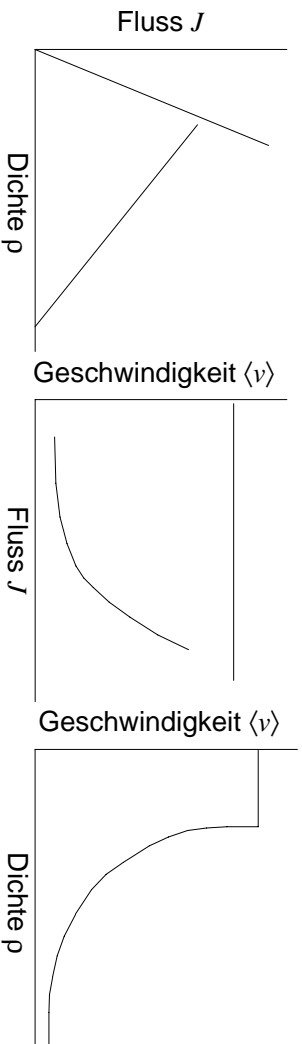


Abbildung 2.1: Schematische Fundamentaldiagramme, von links nach rechts: $J = J(\rho)$, $\langle v \rangle = \langle v \rangle(J)$ und $\langle v \rangle = \langle v \rangle(\rho)$.

nisse unterdrückt, und im idealen Fundamentaldiagramm $J(\rho)$ (Abb. 2.1) manifestiert sich das höchstens in einer leicht konkaven statt linearen Form des Freiflussastes. Die Steigung

wird durch Fahreigenschaften und lokale Gegebenheiten beeinflusst. Dies können z.B. die Wetter- und Straßenbedingungen oder rechtliche Vorgaben und Einschränkungen sein.

Wird eine kritische Dichte überschritten, dann gibt es einen deutlichen Einbruch in der Geschwindigkeit. Diese kritische Dichte hängt von sowohl Fahrer- als auch von Umgebungsparametern ab. Ein solcher Übergang in einen anderen Verkehrszustand macht sich im Fundamentaldiagramm $J(\rho)$ dadurch bemerkbar, dass die Messpunkte sich nun nicht mehr auf dem Freiflussast befinden. In der schematischen Darstellung (Abb. 2.1) liegen sie in der Umgebung einer Linie mit negativer Steigung, die im Punkt $(\rho_{max}, 0)$ endet. In diesem Bereich hat die hydrodynamische Beziehung (2.10) nur noch eingeschränkte Gültigkeit. So kann z.B. bei $J = \langle v \rangle \equiv 0$ nicht mehr zwischen leerer Straße ($\rho = 0$) oder einer mit stehenden Fahrzeugen besetzten Straße ($\rho \rightarrow \rho_{max}$) unterschieden werden, wenn ρ nur über eben diese hydrodynamische Relation zugänglich ist.

Anhand von Abb. 2.2 sollen die Unterschiede skizziert werden: Liegen sogenannte Bedeckungsmessungen vor, dann ergibt sich die Dreiecks- bzw. gespiegelte λ -Form des Fundamentaldiagramms $J(\rho)$ (Symbole \diamond und \triangle in Abb. 2.2). Mit einer ereignisorientierten Messung und der Bestimmung der Dichte über $J = \rho \langle v \rangle$ erhält man zwei Ursprungsgeraden (Symbole \diamond und \bullet). Dieses Problem wird in den Abschnitten über die empirische Datenbasis und anhand von Simulationen erläutert.

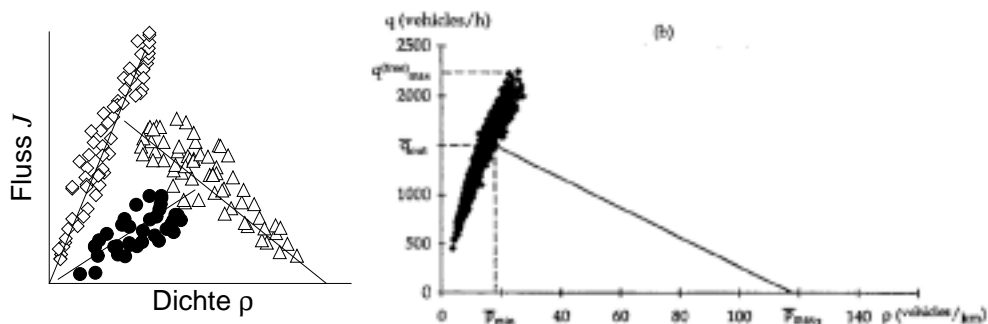


Abbildung 2.2: Links: Die Darstellung hoher Dichten im Fundamentaldiagramm hängt von der Herleitung der lokalen Dichte ab und kann zwei grundlegende Strukturen aufweisen (\bullet und \triangle). Rechts: Messungen am frei fließenden Verkehr zeigen Flüsse bis zu 2.500 Fz/h an.

Im Bereich gestauten Verkehrs findet man wiederum unterschiedliche Strukturen vor. Bei mittleren Dichten und relativ hohen Flüssen treten sogenannte *synchronisierte* Zustände auf [44, 45, 50, 51, 52]. Hier kommt es zu einer Annäherung der Geschwindigkeiten zwischen den Spuren. Überholvorgänge bringen keine Vorteile mehr und somit verringert sich deren Häufigkeit. In diesem Bereich sind keine stehenden Fahrzeuge vorhanden, es

ist jedoch ein deutlicher Unterschied in der mittleren Geschwindigkeit im Vergleich zum Freiflussverkehr festzustellen.

Nach Kerner *et al.* [44, 45, 50, 51, 52] existieren drei Zustände synchronisierten Verkehrs.

Typ *i* beschreibt einen Verkehrszustand, in dem sich räumlich weder die Dichte noch die mittlere Geschwindigkeit ändern, der sogenannte *homogen synchronisierte* Zustand ist erreicht. In den Fundamentaldiagrammen kollabieren Messpunktzeilen in einen Punkt.

Typ *ii* ist in der Geschwindigkeit homogen, wohingegen Dichte und Fluss fluktuieren. Im Fundamentaldiagramm $J(\rho)$ ist dieser Zustand als Linie mit der Steigung der mittleren Geschwindigkeit zu erkennen.

Typ *iii* ist der weitaus häufigste Typ. An (räumlich oder zeitlich) aufeinander folgenden Messpunkten fluktuieren alle drei Kenngrößen J , ρ und $\langle v \rangle$, ohne dass dabei die Geschwindigkeit derart einbricht, dass Fahrzeuge zum Stehen kommen müssen. Im Fundamentaldiagramm überdecken die Datenpunkte eine Fläche.

Brechen bei weiterer Erhöhung der Dichte die synchronisierten Zustände zusammen, dann bilden sich Stop-and-Go-Strukturen aus. Hier wechseln sich Gebiete stehender Fahrzeuge mit denen fahrender ab. Die sich in diesem Verkehrszustand bildenden Stauwellen bewegen sich stromaufwärts. Das ist auch die Ursache dafür, dass die Relativgeschwindigkeit zwischen dem Stau und einem sich nähernden Fahrzeug größer ist als die absolute Fahrzeuggeschwindigkeit. Ist der Stau aufgrund eines „Bottlenecks“ (Spurverengung oder Wegfall einer Fahrspur) entstanden, dann ist die Geschwindigkeit der rückwärtigen Front allein durch die Zuflussrate in den Stau bestimmt. Hat der Stau dagegen seine Ursache in ausreichend großen Fluktuationen im Verkehrsfluss (*Stau aus dem Nichts*), dann wird die Geschwindigkeit der Staufronten auch durch die Abflussraten bestimmt.

In der Literatur werden mehrere Arten von Übergängen charakterisiert. Zum einen erfolgen sie vom freien zum synchronisierten Verkehrszustand, zum anderen gelangt man in den Stop-and-Go-Bereich entweder direkt über den freien Zustand oder aber über einen Zwischenschritt über den synchronisierten Zustand.

In Abb. 2.3 sind schematisch die metastabilen Zustände in dem Dichtebereich zwischen ρ_1 und ρ_2 dargestellt. Für derartige Dichten können im Fundamentaldiagramm zwei verschiedene Zustände, die sich durch den Fluss unterscheiden, erkannt werden. Der obere Ast gehört zum Freiflussbereich und zeichnet sich durch eine homogene, d.h. staufreie Struktur aus. Im unteren Ast der gleichen Dichte findet man Staus bzw. synchronisierten Verkehr, also eine inhomogen Dichteverteilung. Im Bereich $\rho_1 \leq \rho \leq \rho_2$ finden Übergänge zwischen diesen beiden Zuständen nur vom oberen in den unteren Ast statt (frei \rightarrow Stau). Der Übergang kann durch eine Störung endlicher Amplitude und Lebensdauer ausgelöst werden und wird mit wachsender Dichte wahrscheinlicher. Den metastabilen

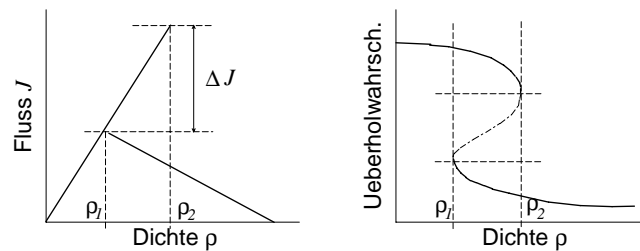


Abbildung 2.3: In einem bestimmten Dichtebereich $[\rho_1, \rho_2]$ erkennt man die metastabilen Zustände. Im homogenen Bereich werden in diesem Beispiel hohe Flüsse bis 2.500 Fz/h erreicht [50], aber auch deutlich höhere Flüsse werden realisiert (\nearrow später oder [44]). Die Wechselwahrscheinlichkeit ändert sich im metastabilen Bereich abrupt und hängt von der Entwicklung des Zustandes ab [44, 45].

Zustand erreicht man, indem die Dichte von niedrigen Werten aus ($\rho < \rho_1$) langsam erhöht wird¹. Kommt es zum Übergang, kann der Freiflussast nur durch eine deutliche Verringerung der Dichte unter subkritische Werte ($\rho < \rho_1$) erreicht werden. Im Fundamentaldiagramm entstehen Hystereseschleifen, die nur in einer Richtung durchlaufen werden können [5, 6, 57, 58, 59].

Ein weiteres Kriterium für die Zuordnung eines Zustandes im Dichtebereich $\rho_1 \leq \rho \leq \rho_2$ ist durch die Rate überholender Fahrzeuge gegeben. Wie bereits beschrieben, zeichnet sich der synchronisierte Zustand durch eine Annäherung der mittleren Geschwindigkeiten auf den einzelnen Fahrspuren aus. Somit erzielt der einzelnen Fahrer durch eine Spurwechsel keinen Vorteil mehr. Bei der selben Dichte im beschriebenen Dichteintervall kann aber auch genauso gut freier Verkehr vorherrschen, in welchem Spurwechsel zu Überholvorgängen führen können. Wie in Abb. 2.3 zu erkennen ist, gibt es ein Dichteintervall, in dem die Überholwahrscheinlichkeit bei gleicher Dichte von der Vorgeschichte des Verkehrszustands abhängt – frei oder synchronisiert. Dies ist ein Indiz für einen Phasenübergang erster Ordnung, da sich dort der Ordnungsparameter an der kritischen Dichte abrupt ändert.

Zum Erfassen dieser Zustände müssen geeignete Größen definiert werden. Sie sollen entweder makroskopisches Verhalten in kurzen Zeitintervallen wiedergeben oder aber fahrzeugfein auflösen, um Kenntnisse über die Wechselwirkungen der Fahrzeuge zu erlangen. Im folgenden Abschnitt werden diese Größen definiert und Methoden vorgestellt, mit de-

¹In Simulationen wird das z.B. durch das adiabatische Hinzufügen von Fahrzeugen in das System realisiert, d.h. sie werden an Positionen mit geeigneten Geschwindigkeiten eingesetzt, so dass nachfolgende Fahrzeuge davon unbeeinflusst bleiben.

nen sie gemessen werden können. Besonderes Augenmerk richtet sich hierbei auf die am weitesten verbreitete Methode mittels Induktionsschleifendetektoren.

2.3 Messgrößen und Messmethoden

Zur Beschreibung des Verkehrs können eine Vielzahl von Kenngrößen herangezogen werden [29]. Dazu zählen Einzelfahrzeugdaten wie

- die momentane Geschwindigkeit v_n einzelner Fahrzeuge n ,
- die Reisezeit t_n^R über einen Streckenabschnitt wohldefinierter Länge,
- die Belegungszeit eines Detektors $t_{B,n}$ durch einzelne Fahrzeuge n ,
- die Zeitlücke ΔT_n zweier aufeinander folgender Fahrzeuge $n - 1$ und n sowie
- der Abstand Δx_n zweier aufeinander folgender Fahrzeuge $n - 1$ und n .

Detaillierte Definitionen der einzelnen Messgrößen werden im Verlaufe dieses Abschnittes gegeben.

Interessierende makroskopische Größen sind

- der Fluss J ,
- die mittlere Geschwindigkeit $\langle v \rangle$ in einem Zeitintervall,
- die mittlere Reisezeit $\langle t^R \rangle$ über einen Streckenabschnitt wohldefinierter Länge und
- die Fahrzeugdichte ρ bzw. die Bedeckung ϱ .

Aus der Kenntnis heraus, welchen Raum Fahrzeuge typischerweise im denkbar dichtesten Stau einnehmen, lässt sich eine maximale Dichte von

$$\rho_{max} \approx 140 \text{ Fz/km} \quad (2.1)$$

ableiten. Folgende Verknüpfungen der Größen untereinander lassen sich ableiten.

Dichte \leftrightarrow Abstand

Der Abstand Δx_n lässt in Verbindung mit der Fahrzeuglänge $\ell_{Fz,n}$ Rückschlüsse auf die Dichte zu. Es ist

$$\rho = 1000 \text{ m} \left(\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (\ell_{Fz,n} + \Delta x_n) \right)^{-1} \quad (2.2)$$

mit N als Zahl der passierenden Fahrzeuge. Die so berechnete Dichte wird in Fz/km angegeben. Der Abstand Δx_n ist ein Heck-Front-Abstand zweier aufeinander folgender Fahrzeuge, ein sogenannter Nettoabstand. Darum muss auch die Fahrzeuglänge $\ell_{Fz,n}$ in (2.2) berücksichtigt werden.

Ist hingegen die Lage der einzelnen Fahrzeuge zu *einem* festen Zeitpunkt auf einem Streckenabschnitt L bekannter Länge zugänglich², dann lässt sich eine Dichte

$$\rho = \frac{1}{L} \sum_{n \in L} 1 \quad (2.3)$$

bestimmen. Die Fahrzeuge n müssen innerhalb des untersuchten Streckenabschnittes liegen. Es wird keine Wichtung nach Fahrzeuglängen vorgenommen, kurze Fahrzeuge tragen genauso wie lange Fahrzeuge bei.

Andererseits ist auch eine Dichteberechnung über die Bedeckung eines Streckenabschnittes L möglich. Sie ist

$$\varrho = \frac{1}{L} \sum_{n \in L} \ell_{Fz,n}. \quad (2.4)$$

Die beiden letzten Methoden erfordern einen hohen Aufwand und liefern, wenn sie eingesetzt werden, nur Momentaufnahmen des Verkehrs. Dies ist für umfangreichere statistische Untersuchungen nicht ausreichend.

Dichte \leftrightarrow Belegung

Die Belegung ϱ , die durch N Fahrzeuge verursacht wird, die innerhalb einer Zeitspanne T einen Messpunkt passieren, errechnet sich nach

$$\varrho = \frac{1}{T} \sum_{n=1}^N t_{B,n} \quad (2.5)$$

und kann als relative Dichte gedeutet werden. Dabei belegt jedes einzelne Fahrzeug den Messpunkt für eine Zeit $t_{B,n}$. Die Dichte ρ errechnet sich dann anhand

$$\rho = \varrho \rho_{max}. \quad (2.6)$$

Einzelgeschwindigkeit \leftrightarrow Mittlere Geschwindigkeit

Die Einzelgeschwindigkeit v_n des Fahrzeugs n errechnet sich nach

$$v_n = \frac{dx}{dt} = \lim_{t_2 \rightarrow t_1} \frac{x_2 - x_1}{t_2 - t_1}. \quad (2.7)$$

²Fotografische und Video-Luftaufnahmen, z.B. [100].

Große Genauigkeiten erzielt man hier bei Messungen mit elektromagnetischen oder Schallwellen. Aber auch Induktionsschleifendetektoren erreichen hier zufrieden stellende Güten. Aus (2.7) folgt die mittlere Geschwindigkeit

$$\langle v \rangle = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N v_n. \quad (2.8)$$

Fluss \leftrightarrow Zeitlücke

Anhand der Zeitlücken ΔT_n des Fahrzeugs n lässt sich der relative Fluss \mathcal{J} bestimmen. Es ist

$$\mathcal{J} = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \Delta T_n \right]^{-1}, \quad (2.9)$$

welcher die Zahl der passierenden Fahrzeuge pro Zeiteinheit, in der ΔT_n angegeben ist, repräsentiert. Hier ist, wie allgemein üblich, die sogenannte Bruttozeitlücke³ als die Front-Front-Zeitlücke zweier aufeinander folgender Fahrzeuge gegeben. Ist hingegen die Nettozeitlücke gegeben, dann ist noch das Fahrzeug selbst mit zu berücksichtigen: $\Delta T \rightarrow \Delta T + \ell_{Fz,n}/v_n$. Es erfolgen noch Umrechnungen auf Fz/min oder Fz/h.

Hydrodynamische Relation

Zwischen dem Fluss, der Dichte und der mittleren Geschwindigkeit gilt die aus der Hydrodynamik bekannte Beziehung

$$J = \rho \langle v \rangle \quad \text{mit} \quad \langle v \rangle = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N v_n. \quad (2.10)$$

Im frei fließenden Verkehr ist diese Beziehung uneingeschränkt gültig. Stehen aber nur Fluss und Geschwindigkeit zur Verfügung, ist darauf zu achten, dass Geschwindigkeiten bei den ereignisorientierten Messmethoden im Bereich gestauten (Stop-and-Go) Verkehrs überschätzt und damit die Dichten unterschätzt werden (\nearrow Abschn. 4.1).

Messverfahren

Entscheidend dafür, welche Messgrößen vorliegen, sind die zugrundeliegenden Messmethoden und -technologien. Ihr Einsatz wird bestimmt durch die Ziele der Messung sowie die Kosten in Anschaffung und Unterhalt. Man unterscheidet

³Mit dem Begriff Bruttozeitlücke wird der Abstand zwischen dem Passieren der Fronten aufeinander folgender Fahrzeuge bezeichnet. Nettozeitlücken sind demzufolge die Heck-Front-Zeitlücken.

1. die Messung an einem Punkt,
2. die Messung über einen kurzen Streckenabschnitt (≈ 10 m),
3. die Messung über einen ausgedehnten Streckenabschnitt (einige 100 m bis wenige Kilometer),
4. die (permanente oder wiederholte) Messung aus einem fahrenden Fahrzeug heraus und
5. die gleichzeitige und einmalige Messung aus mehreren fahrenden Fahrzeugen heraus, um ganze Regionen mit einer Momentaufnahme abzudecken.

Punktmessungen waren eine der ersten Verfahren, Messwerte zu gewinnen [1, 70]. Gebräuchliche Messgeräte detektieren die Fahrzeuge über Induktionsschleifen, über Infrarot-, Radar- und Ultraschallsignale oder per Videokameras. Grundsätzlich kann an einem Punkt nur die Zahl der passierenden Fahrzeuge und die Belegung bestimmt werden. Mit Hilfe elektromagnetischer oder Schallwellen oder aber durch die Installation einer zweiten Induktionsschleife gelingt auch die Bestimmung der Geschwindigkeit.

Messungen entlang eines längeren Streckenabschnitts gelingen nur mit Überkopfüberwachungen, z.B. mit Videokameras [100]. Es gibt auch Untersuchungen, in denen versucht wird, mittels Markierung einzelner Fahrzeuge oder Kolonnen Reisezeiten zu sammeln (siehe z.B. [61]).

In einer *Moving Observer* Methode werden Messungen aus einem fahrenden Fahrzeug heraus unternommen (*Floating Car* Messungen) [71, 106]. Dabei liegt der Schwerpunkt zunächst auf der Erfassung des Einzelfahrzeugverhaltens. Es können aber auch makroskopische Größen abgeleitet werden.

Nach diesem Überblick über Messmethoden und die damit erreichbaren Kenngrößen des Verkehrsflusses folgen nun spezielle Anwendungen. Die interessantesten Strukturen sind im Autobahnverkehr zu erwarten, da hier viele Messungen unbeeinflusst von externen Störfaktoren wie Ampeln, Kreuzungen oder sehr kleine vorgeschriebene Höchstgeschwindigkeiten durchgeführt werden können. Außerdem bilden diese Untersuchungen die Basis für die Modellbildung und -kalibrierung. Gerade im überregionalen Verkehr werden konkrete praktische Anwendungen sowohl auf akademischer als auch auf kommerzieller Ebene geplant oder umgesetzt, um sie z.B. für Routenplanung oder Verkehrsvorhersage einzusetzen.

2.4 Festdetektormessungen auf Autobahnen

Bevor die Messungen der Einzelfahrzeug- und Intervalldaten ausgewertet werden können, sind die Details der Datenerhebung und die dabei auftretenden Probleme zu diskutie-

ren. Es können nicht alle im vorangegangenen Abschnitt vorgeschlagenen Größen erfasst werden. Sie sind aber in vielen Fällen aus der Datenbasis nachträglich berechenbar.

2.4.1 Messvorschriften und Messmethoden

Alle Messungen an Bundesautobahnen unterliegen einer Messvorschrift und Richtlinien zur Messgenauigkeit. Diese technischen Normen werden in den *Technischen Lieferbedingungen für Streckenstationen (TLS)* [21], der „DIN-Vorschrift“ für die Anforderungen, die technische Ausrüstung und die Kommunikation der Autobahninduktionsmessstellen, beschrieben.

Die schematische Anordnung der Zählschleifen auf einer Straße kann man Abb. 2.4 entnehmen. Es werden zwei verschiedene Typen eingesetzt, kurze und lange. Ihr Belegungszustand wird mit einer Frequenz von wenigen bis zu einigen zehn Hertz abgefragt. Die Mes-

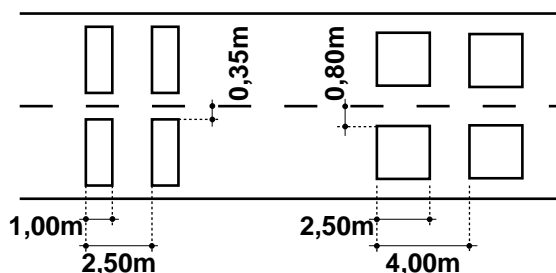


Abbildung 2.4: Die Schleifengeometrie zweier Anordnungen gemäß *TLS* [21].

sungen auf Autobahnen, auf die in den Auswertungen dieser Arbeit zurückgegriffen wird, erfolgen mittels sogenannter Zwei-Schleifen-Detektoren. Sie bestehen aus zwei einzelnen Induktionsschleifen, die im bekannten Abstand in die Straße eingelassen sind. Fahrzeuge, die den ersten Detektor zur Zeit t_{D1} und den zweiten zur Zeit t_{D2} überqueren, lösen Signale aus. Die Signalfanken werden zu Zeitmessungen herangezogen. Daraus lassen sich die folgenden Messgrößen direkt oder indirekt bestimmen. Die Anforderung an ihre relative Genauigkeit wächst mit dem Verkehrsaufkommen.

Fluss

Der Fluss J ist die Anzahl der Fahrzeuge pro Zeitintervall T und ergibt sich aus einer Summation der (z.B. ansteigenden) Flanken.

Geschwindigkeit

Für die Strecke zwischen den Detektoren $D1$ und $D2$ benötigt das Fahrzeug n die Zeit $t_{D2} - t_{D1}$. Zusammen mit dem bekannte Schleifenabstand d_D lässt dies die Ermittlung der Geschwindigkeit v_n zu (2.7):

$$v_n = \frac{d_D}{t_{D2} - t_{D1}}. \quad (2.11)$$

Voraussetzung für eine genaue Bestimmung ist nur die Forderung, dass sich die Geschwindigkeit im Zeitintervall $[t_{D1}, t_{D2}]$ nur geringfügig oder gar nicht ändert. Dies ist wohl bei dem kurzen Schleifenabstand in den meisten Verkehrszuständen gegeben. Ausnahmen hierfür bilden Fahrzeuge, die in einem Stau nach dem Passieren der ersten und vor dem Passieren der zweiten Schleife zum Stehen kommen.

Fahrzeuglänge

Mit der Belegungszeit $t_{B,n}$ einer Schleife durch das Fahrzeug n , dessen Geschwindigkeit v_n nun bekannt ist, lässt sich die Fahrzeuglänge⁴ $\ell_{Fz,n}$ mit bekannter Detektorausdehnung ℓ_D bestimmen:

$$\ell_{Fz,n} = v_n t_{B,n} - \ell_D. \quad (2.12)$$

Da nur eine binäre Aussage gemacht wird, nämlich Detektor „belegt“ oder „frei“ innerhalb eines Abtastzyklus, muss die Detektorlänge voll berücksichtigt werden. Die Fahrzeuglänge ist auch ein wichtiges Kriterium bei der Festlegung des Fahrzeugtyps. Allerdings entstehen hier Schwierigkeiten, wenn die ermittelte Länge in einen Bereich fällt, der keine eindeutige Zuordnung zulässt. Trotzdem gelingt modernen Detektorensystemen die Unterscheidung zwischen Motorrad, Pkw mit und ohne Anhänger, Lkw und Lastzug.

Zeitlücke

Die Berechnung der Zeitlücke Δt_n des n -ten Fahrzeugs zu seinem Vordermann $n - 1$ erfolgt nach

$$\Delta T_n = t_{D1,n} - t_{D1,n-1}. \quad (2.13)$$

⁴Es wird eine sogenannte „elektrische“ Länge angegeben, die stets kleiner als die physikalische Länge des Fahrzeugs ist. Die Ursache liegt darin, dass nur Teile des Fahrzeugs, das sind vor allem die massiv-metallischen Teile im Fahrzeugunterbau, die elektrischen Eigenschaften der Induktionsschleife verändern und somit ein Signal auslösen. Zur Kalibrierung wird ein mittlerer Faktor bestimmt, der das Verhältnis von „elektrischer“ und physikalischer Länge wiedergibt und dann für alle Fahrzeugklassen genutzt wird.

Abstand

Die Berechnung des (Netto-)Abstands Δx_n basiert auf der Annahme, dass sich die Geschwindigkeit v_{n-1} des Vordermann zwischen den Zeitpunkten der beiden Passagen $[t_{D1,n-1}$ und $t_{D1,n}]$ nur unwesentlich ändert. Δx_n beträgt demnach zum Zeitpunkt $t_{D1,n}$

$$\Delta x_n = v_n \Delta T_n - \ell_{Fz,n-1}. \quad (2.14)$$

Die zugrundeliegende Annahme wird natürlich mit wachsender Zeitlücke immer ungerechtfertigter. Große Zeitlücken jedoch treten vornehmlich im Freiflussfall geringer Flüsse⁵ oder während eines totalen „Verkehrskollaps“ auf, in welchem Fahrzeuge lange Zeit im Stau stehen.

Für die Geschwindigkeiten gibt es zunächst keine Festlegungen, ob v_n oder v_{n-1} genutzt werden sollen. Dies wäre gleichbedeutend mit der Konvention, ob damit der Abstand zwischen $n-1$ und n zum Zeitpunkt der Querung der Messlinie durch das Fahrzeug $n-1$ oder n bezeichnet⁶ wird. Dies darf bei den Untersuchungen keinen Unterschied machen, da die Topologien in der Umgebung der Messstelle in beiden Richtungen vergleichbar sind. In dieser Arbeit wurde durchgehend v_n in (2.14) verwendet, ebenso dann in der Berechnung der Zeitlücke ΔT_n mit der inversen Prozedur.

Dichte

Die Dichte kann auf zwei Arten bestimmt werden:

1. Die Belegungszeit $t_{B,n}$ wird über das betrachtete Zeitintervall T akkumuliert und nach (2.5) in eine relative Bedeckung umgerechnet. Es gilt ferner (2.6).
2. Nach (2.10) kann ρ aus den beiden direkt ermittelten Messgrößen Fluss J und mittlere Geschwindigkeit $\langle v \rangle$ im betrachteten Zeitintervall T berechnet werden. Bei hohen Dichten mit wenig Fahrzeugbewegungen kann diese Methode nachteilig sein, da die Messpunkte nicht in $(\rho_{max}, 0)$, sondern in $(0, 0)$ münden. Dies ist auf ein Problem in der Bestimmung der lokalen Geschwindigkeit zurückzuführen und wird am Ende dieses Kapitels und in Abschn. 4.1.4 detaillierter diskutiert.

Genauigkeit

Die Genauigkeitsanforderungen an die Geschwindigkeits- und Flussdaten sind in Tab. 2.1 dargestellt.

⁵Diese Zustände sind wegen der dort komplett fehlenden Wechselwirkungen der Fahrzeuge untereinander von geringem Interesse.

⁶ $n-1$ ist die Querung durch den Vordermann, es wird also der Abstand stromaufwärts bestimmt. Hingegen bedeutet die Anwendung von n die Querung durch den Nachfolger, es wird also der Abstand stromabwärts bestimmt.

Messwert	Grenze	Genauigkeit
J_{Kfz}	≤ 10 Fz/min	< 20 %
J_{Kfz}	> 10 Fz/min	< 10 %
J_{Lkw}	≤ 10 Fz/min	< 35 %
J_{Lkw}	> 10 Fz/min	< 20 %
v	≤ 100 km/h	< 3 km/h
v	> 100 km/h	< 3 %

Tabelle 2.1: Die relative Genauigkeit der Fluss- und Geschwindigkeitsmessungen wächst mit der Fahrzeugzahl und der Geschwindigkeit [21].

2.4.2 Datenherkunft

Für die Untersuchungen lagen Messdaten von verschiedenen Punkten im Autobahnnetz Nordrhein-Westfalens vor. Sie wurden von den Landschaftsverbänden Rheinland (*LVR*) und Westfalen-Lippe (*LWL*) zur Verfügung gestellt. Hierbei handelt es sich einerseits um fahrzeugaufgelöste Daten von ausgewählten Messpunkten für eine kurze Zeitspanne, und andererseits um aggregierte Daten, die flächendeckend und permanent erhoben werden.

Die Beschränkung der Aufnahme der Einzelfahrzeugdaten ist auf die knappen Ressourcen an den sogenannten Unterstationen⁷ zurückzuführen. Wegen der großen anfallenden Datenmenge ist eine Übertragung an die Verkehrsrechnerzentrale nicht möglich. Die Abspeicherung der Daten vor Ort ist durch den dort zur Verfügung stehenden Speicher begrenzt.

Die Einzelfahrzeugdaten lagen von drei Stationen für einen Zeitraum von rund zwei Wochen vor. Auf der Autobahn A1 „Kölner Ring“ befinden sich zwei Unterstationen, eine dritte liegt an der A42 bei Duisburg-Beeckerwerth.

Die aggregierten Daten hingegen werden permanent gesammelt. Im Rahmen eines Projektes in Zusammenarbeit mit dem Ministerium für Wirtschaft und Mittelstand, Technologie und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen, den Landschaftsverbänden Rheinland und Westfalen-Lippe, dem Westdeutschen Rundfunk und der Fa. Heusch-Boesefeldt (Aachen) wurden Datendirektverbindungen zwischen der Arbeitsgruppe „Physik von Transport und Verkehr“ an der Gerhard-Mercator-Universität Duisburg und den den Verkehrsrechnerzentralen in Leverkusen (*LVR*) bzw. Westfalen-Lippe (*LWL*) eingerichtet. Somit werden im Minutentakt die aktuellen Messwerte flächendeckend vom NRW-Autobahnnetz

⁷In Unterstationen werden räumlich und logisch zusammengehörige Zählschleifen zusammengefasst und verwaltet. Sie stellen auch die Kommunikation mit der Verkehrsrechnerzentrale sicher. Unterstationen verwalten die Zählschleifen an einfachen Querschnitten bis hin zu den komplexen Installationen an einem Autobahnkreuz.

übertragen. Zum Zeitpunkt der hier beschriebenen Untersuchungen lag geeignetes Datenmaterial für einen Zeitraum von vierzig Tagen vor.

2.4.3 Einzelfahrzeugdaten

Autobahn A1, „Kölner Ring“

Die Messeinrichtungen auf der A1 bestehen aus den vier Detektorkombinationen D1 bis D4. Im Regelfall bilden drei Detektoren, die die drei Richtungsfahrbahnen an einem Querschnitt abdecken, eine derartige Installation. D1 und D4 befinden sich in der Nähe eines Autobahnkreuzes. Den dortigen Auf- und Abfahrten ist eine hohe Aktivität zuzuordnen, da die kreuzende Autobahn A57 zu vielen Zeiten des Tages eine hohe Belastung aufweist. Hinzu kommt, dass sich in der Fahrtrichtung Leverkusen→Köln-West die Zahl der Spuren verringert. Das zweite Installationspaar D2/D3 befindet sich ca. 9 km weiter südwestlich in Fahrtrichtung AK Köln-West.

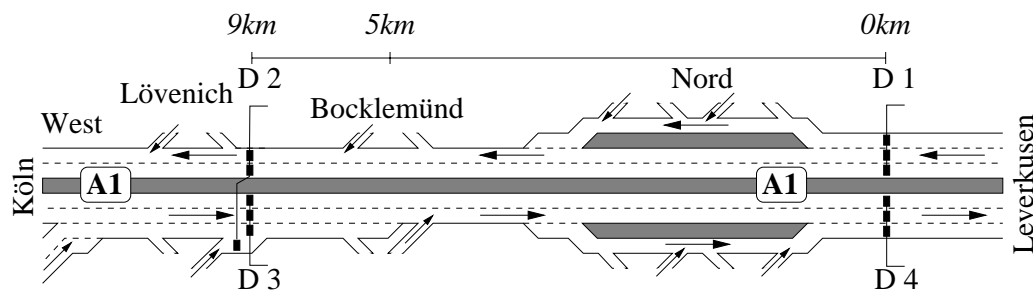


Abbildung 2.5: Anordnung der Messstellen auf der A1 (Kölner Ring). Die Querschnitte D1 und D4 befinden sich, aus Leverkusen kommend, vor dem Autobahnkreuz Köln-Nord. In Richtung Köln-West befinden sich die Querschnitte D2 und D3, wobei einer der Detektoren die Zufahrt in Richtung Leverkusen abdeckt. An dieser Stelle ist die Autobahn in Richtung Köln-West nur zweispurig geführt.

Die hier zur Verfügung stehenden Daten überdecken den Zeitraum vom 6. Juni 1996, 0:00 Uhr, bis 17. Juni 1996, 12:00 Uhr. Dabei wurden insgesamt knapp 2 Mio. Fahrzeuge erfasst (↗ Tab. 2.2).

Autobahn A42, „Duisburg-Beeckerwerth“

An der Autobahn A42 in der Nähe der Anschlussstelle Duisburg-Beeckerwerth sind zwei Detektoranlagen installiert, die beide Richtungsfahrbahnen vollständig abdecken (Abb. 2.6).

Quer- schnitt	Anzahl der Messungen	Ort		Fahrtrichtung	
		K-Nord	K-Lövenich	K-West	LEV
D1	450.371	⊗		⊗	
D2	515.430		⊗	⊗	
D3	480.987		⊗		⊗
D4	497.544	⊗			⊗

Tabelle 2.2: Die Messungen an den vier Messstellen auf der A1. An D2 sind die Messschleifen anders aufgeteilt (\nearrow Abb. 2.5), die Messungen der Schleife, die die Auffahrt Richtung Leverkusen abdeckt (55.483), bleiben unberücksichtigt.

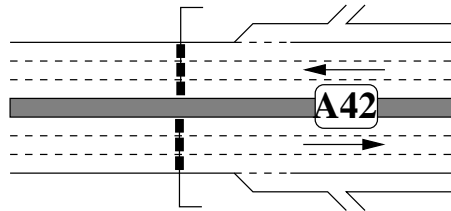


Abbildung 2.6: Anordnung der Messstellen auf der A42 bei Duisburg. Mit sechs Detektoren werden beide Fahrtrichtungen abgedeckt.

Die nachgeschalteten DV-Anlagen sind in der Lage, Zeitlücken mit geeigneter Auflösung zu speichern. Hier muss also die Zeitlücke nicht aus der inversen Operation wie bei den Daten der Messeinrichtungen an der A1 berechnet werden. Somit eignet sich diese Datenbasis dazu, die angewendete Methode der Zeitlückenbestimmung zu verifizieren (Abb. 2.7). Eine Diskussion dieser Thematik erfolgt im nächsten Abschnitt.

Der Umfang der hier vorliegenden Daten von knapp sechs Stunden ließ allerdings keine detaillierten Analysen des Verhaltens einzelner Fahrzeuge in den verschiedenen Verkehrszuständen zu.

Datenstruktur

Aus den fahrzeugaufgelösten Daten lassen sich für ein Fahrzeug n direkt und indirekt die in Tab. 2.3 dargestellten Größen und deren Auflösung Δ ablesen.

Die Zeitlücken des Datensatzes „Kölner Ring“ werden aus Kapazitätsgründen nur mit einer Genauigkeit von einer Sekunde abgespeichert. Allerdings kann man eine feiner aufgelöste Zeitlücke aus dem Abstand und der Geschwindigkeit nach (2.14) rekonstruieren. Da die ursprünglich zur Errechnung der Eigengeschwindigkeit eingesetzte Prozedur nur in-

	A1, „Kölner Ring“		A42, „Duisburg-Beeckerwerth“	
Spur	⊗		⊗	
Fahrzeugtyp	⊗		⊗	
Geschwindigkeit v_n	⊗	$\Delta = 1 \text{ km/h}$	⊗	$\Delta = 1 \text{ km/h}$
Differenzgeschwindigkeit Δv_n	$v_n - v_{n-1}$	$\Delta = 1 \text{ km/h}$	⊗	$\Delta = 1 \text{ km/h}$
elektrische Fahrzeuglänge	⊗	$\Delta = 1 \text{ m}$	⊗	$\Delta = 0,25 \text{ m}$
Abstand Δx_n	⊗	$\Delta = 1 \text{ m}$	⊗	$\Delta = 1 \text{ m}$
Zeitlücke ΔT_n	$\Delta x_n/v_n$	$\Delta = 0,2\bar{7} \text{ sec}$	⊗	$\Delta = 0,1 \text{ sec}$

Tabelle 2.3: Format der vorliegenden Einzelfahrzeugdaten. Direkt vorliegende Werte sind durch \otimes gekennzeichnet, andere Ausdrücke deuten auf abgeleitete Größen hin. Die Genauigkeit Δ für ΔT_n auf der A1 ergibt sich aus den Genauigkeiten von Δx_n (1m) und v_n ($1 \text{ km/h} = 0,2\bar{7} \text{ m/sec}$).

vertiert worden ist, entspricht dies im Rahmen der Genauigkeit der hier eingehenden Werte der tatsächlichen Zeitlücke. Zum Vergleich und zur Bestätigung der guten Näherung durch diese Methode wird der Datensatz „Duisburg-Beeckerwerth“ herangezogen. Hier lagen gleichzeitig die direkte Messung der Zeitlücke und des Abstands vor, so dass ein Vergleich zwischen den beiden Methoden vorgenommen werden konnte (Abb. 2.7).

In Abschn. 2.4.1 wurde (2.14) als geeignete Methode zur Bestimmung des Nettoabstands aus der Bruttozeitlücke vorgestellt. Außerdem wurde die Bedeutung der Wahl von v_n oder v_{n-1} diskutiert. An dieser Stelle kann nun geklärt werden, welche Prozedur anzuwenden ist. Anhand des linken Diagramms der Abb. 2.7 wird deutlich, dass zur Berechnung v_n genutzt wurde, da die Werte bei Anwendung von v_{n-1} in (2.14) zu stark streuen. Für v_n findet man eine Übereinstimmung von $98,60 \pm 0,17\%$, wohingegen sie für v_{n-1} geringer ist ($95,36 \pm 0,19\%$). Auch stellt sich heraus, dass im Datensatz Bruttoabstände abgespeichert werden, also die Abstände von Fahrzeugfront zu Fahrzeugfront. Dies ist, auch bedingt dann durch die Begriffsbildung, zwar nicht sehr intuitiv, aber für die Berechnung der Zeitlücken von großem Einfluss (Abschn. 2.4.7). Unter der Voraussetzung, dass v_n in (2.14) genutzt wird, ergibt sich bei einem Vergleich zwischen direkter Messung der Zeitlücke ΔT^{direkt} und der Berechnung mit den beiden nun denkbaren Methoden

$$\begin{aligned}
&\text{mit Fahrzeuglänge} & \Delta T_n^+ &= (\Delta x_n + \ell_{Fz,n-1})/v_n \\
&\text{und ohne Fahrzeuglänge} & \Delta T_n &= \Delta x_n/v_n
\end{aligned} \tag{2.15}$$

ein Unterschied, wenn man die Daten mit einer linearen Funktion annähert (Abb. 2.7).

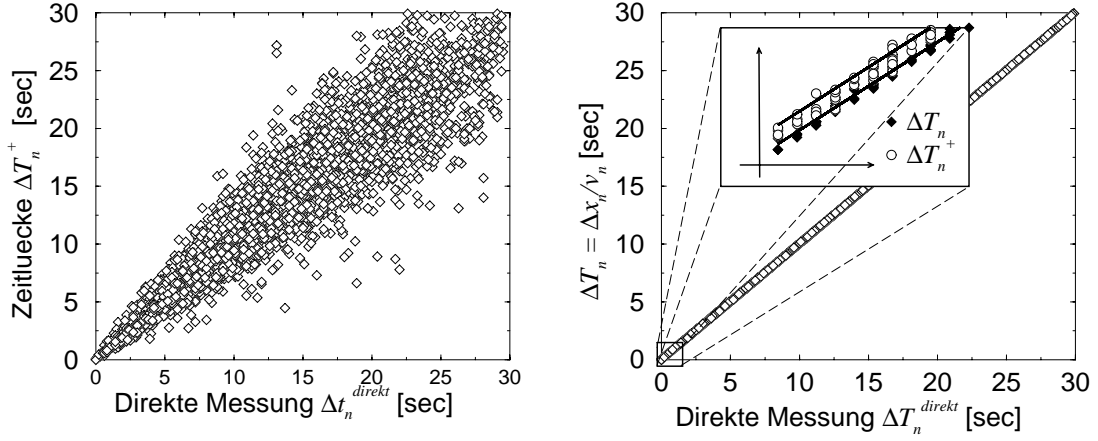


Abbildung 2.7: Vergleich der Zeitlückenbestimmung direkt ↔ indirekt. Links: Starke Abweichungen gibt es, wenn v_{n-1} in (2.14) eingesetzt wird. Rechts: Mit $\Delta T_n = \Delta x_n/v_n$ hingegen liegen die Resultate im Rahmen der Fehlerbalken (rechts). Unterschiede sind zu erkennen, wenn $\ell_{Fz,n-1}$ mit einbezogen wird (ΔT_n^+) oder nicht (ΔT_n).

Man findet

$$\begin{aligned}\Delta T_n^+ &= 1,0028 \cdot \Delta T^{\text{direkt}} + 0,2008 \text{ und} \\ \Delta T_n &= 1,0002 \cdot \Delta T^{\text{direkt}} + 0,0009.\end{aligned}\quad (2.16)$$

Der Achsenabschnitt 0,2008 für ΔT_n^+ rührt in (2.14) vom Summanden $\ell_{Fz,n-1}/v_n$ her. In einer Abschätzung für ihn findet man im Untersuchungszeitraum

$$\frac{\langle \ell_{Fz} \rangle}{\langle v \rangle} = \frac{5,72 \text{ m}}{33,44 \text{ m/sec}} \approx 0,17 \text{ sec} . \quad (2.17)$$

Diese Übereinstimmungen und Abb. 2.7 legen nun die hier angewendete Berechnungsvorschrift fest:

$$\Delta T_n = \frac{\Delta x_n}{v_n} . \quad (2.18)$$

2.4.4 Intervalldaten

Autobahnnetz Nordrhein-Westfalen

Das gesamte nordrhein-westfälische Autobahnnetz ist mit einem inhomogenen Netz von Verkehrszähleinrichtungen überzogen. In der Nähe von Kreuzen und stark genutzten Auf-

und Abfahrten sowie an Strecken mit aktiven Verkehrsbeeinflussungsanlagen (A4, A40, A43, A57) sind mehr Anlagen installiert als fernab dieser neuralgischen Punkte. Im Regelfall sind komplette Querschnitte spuraufgelöst mit Messschleifen abgedeckt. Zusätzlich befinden sich oftmals in den Fahrbahnen der Auf- und Abfahrten Zählleinrichtungen.

Datenstruktur

Das Datenformat beschreibt Fahrspur und Fahrzeugtyp (Pkw oder Lkw). Durch die Aggregation sind natürlich die Informationen über das Verhalten einzelner Fahrzeuge verloren gegangen. Als Komplement zur Belegung ist die Nettozeitlücke, der Zeitabstand zwischen Heck und Front aufeinander folgender Fahrzeuge, angegeben.

BAB-Daten	
Spur	
Fahrzeugtyp	
Fluss J	$\Delta = 1 \text{ Fz/min}$
mittlere Geschwindigkeit $\langle v \rangle$	$\Delta = 1 \text{ km/h}$
Standardabweichung $\sigma(v)$	$\Delta = 1 \text{ km/h}$
exponentiell geglättete Geschw.	$\Delta = 1 \text{ km/h}$
Bedeckung ρ	$\Delta = 1 \%$
Akkumulierte Nettozeitlücke $\langle \Delta T \rangle$	$\Delta = 1 \text{ sec}$

Tabelle 2.4: Format der vorliegenden Intervalldaten. Exponentiell geglättete Geschwindigkeiten sind gleitende Mittelwerte mit einer gesonderten Wichtung des Wertes der aktuellen Minute [21]. Die Nettozeitlücke ist der Zeitabstand zwischen Heck und Front aufeinander folgender Fahrzeuge und das Komplement der Bedeckungszeit, die hier als Bedeckung [%] angegeben ist.

2.4.5 Datenfilterung

Die vorliegenden Datensätze müssen für die durchzuführenden Untersuchungen noch separiert werden, um nicht verschiedene Verkehrszustände zu mischen. Eine erste Unterteilung wird visuell anhand einer Zeitreihe der Geschwindigkeit vorgenommen. Freien Verkehr erkennt man daran, dass eine offensichtliche Maximalgeschwindigkeit erreicht ist und sich über einen ausgedehnten Zeitraum nicht erkennbar ändert.

Im Beispiel der Autobahn A1 „Kölner Ring“ bei Köln-Nord Richtung Köln-West (Abb. 2.8) werden angesichts einer Geschwindigkeitsbeschränkung auf 100 km/h Zeiten, zu denen mittlere Geschwindigkeiten von ungefähr 70 bis 130 km/h zu beobachten sind, dem Freiflussbereich zugeordnet.

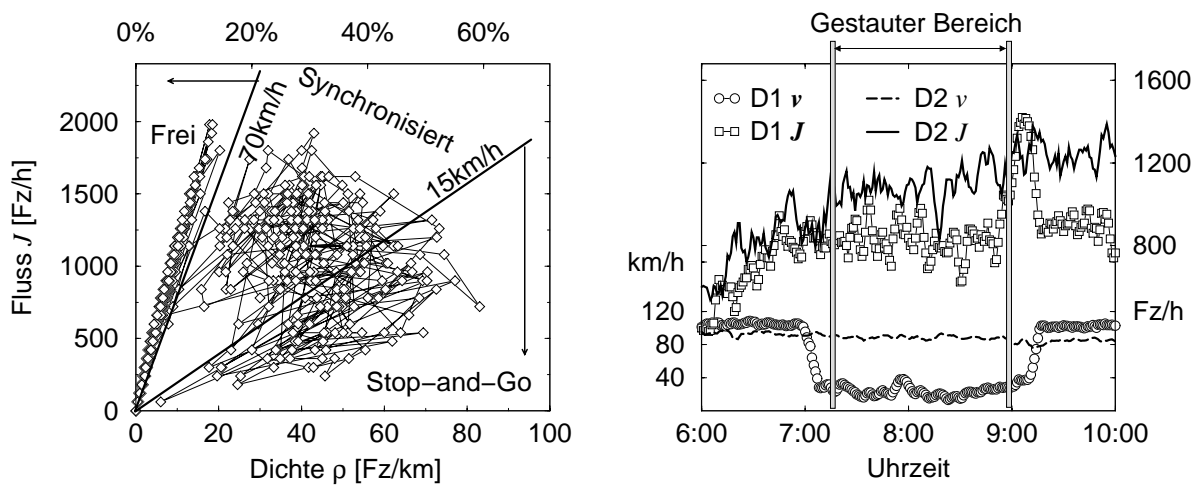


Abbildung 2.8: Links: Durch die hier verwendete Methode der Dichtebestimmung mündet Stop-and-Go nicht in den Punkt maximaler Dichte, sondern wieder in den Koordinatenursprung. Rechts: Typisches Erscheinungsbild eines Staus in einer Zeitreihe. Die Balken trennen Freifluss- und Staubereich, im Übergangsbereich blieben jeweils noch ca. 30 min unberücksichtigt.

Liegen in der Datenbasis keine Bedeckungsmessungen vor, dann werden wegen der in diesem Fall angewendeten Methode zur Bestimmung der lokalen Dichte starke Stauungen und Stop-and-Go-Verkehr abweichend im Fundamentaldiagramm wiedergegeben⁸: Bei Stillstand münden die zugehörigen Messpunkte nicht in den Punkt maximaler Dichte ρ_{max} , sondern in den Koordinatenursprung (\nearrow Abschn. 4.1.4). Da Angaben zur Detektorbedeckung fehlen – die Anlagen arbeiten ereignisorientiert – kann nicht zwischen den beiden Zuständen „leere Straße“ und „im Stau stehende Fahrzeuge“ unterschieden werden. Messpunkte, die zu diesen Dichtebereichen gehören, erkennt man nun daran, dass sie in der Fluss-Dichte-Ebene des Fundamentaldiagramms auf einer Ursprungsgeraden mit geringer Steigung (≈ 15 km/h) liegen. Kommt es in einem solchen Verkehrszustand zum Stillstand und fahren die Fahrzeuge dann nach einer gewissen Zeit wieder an, wird die Geschwindigkeit dieses Einzelereignisses gegenüber dem Intervallwert überschätzt. Dies hat eine systematische Unterschätzung der Dichte zur Folge (2.10). Weitere Einzelheiten hierzu werden anhand von Simulationen in Abschn. 4.1 erläutert. Die betroffenen Intervallwerte und die damit verbundenen Einzelfahrzeugdaten kann man eliminieren, wenn man eine untere Schranke für die mittlere Geschwindigkeit angibt (Abb. 2.8). In den meisten Anwendungen, insbesondere bei den Untersuchungen der Einzelfahrzeugdaten, ist dies für

⁸Zum Vergleich sei auf Abschn. 2.1 hingewiesen.

die Gültigkeit der Statistik notwendig. Letztendlich verbleiben damit im Datensatz nur synchronisierte Zustände⁹ [44, 50, 51, 52]. Sie treten im gestauten Zustand, insbesondere im Bereich mittlerer Dichten und Flüsse auf. Auf diese Weise können Perioden des Freiflusses und des gestauten Verkehrs an einem Detektor bestimmt werden.

Ein vergleichbares Kriterium für die Separierung der Verkehrszustände, das zu selben Resultaten führt, ist die Unterscheidung anhand der Korrelation von Dichte und Fluss ((2.24) und (2.25)), worauf in Abschn. 2.4.8 noch detailliert eingegangen wird. Im freien und im Stop-and-Go-Verkehr wird der Fluss durch die Dichte kontrolliert, wohingegen man im synchronisierten Verkehr eine starke Streuung und Entkopplung der Messwerte Fluss und Dichte findet.

Bei vorliegenden Belegungsmessungen kommt es zur bekannten Darstellung im Fundamentaldiagramm $J(\rho)$. Aber auch hier greifen die Kriterien zur Phasenunterscheidung, da auf das Kriterium „Dichte“ verzichtet wird.

Neben der Unterscheidung nach Verkehrszuständen, wie sie in einem ersten Schritt vorgenommen wird, können die Daten innerhalb eines solchen Zustandes anhand der verknüpften globalen Messwerte, z.B. der Dichte in einem Minutenintervall, geordnet werden. Durch die Ausdehnung der Zustände im Fundamentaldiagramm ist dies ein geeignetes Kriterium für eine verfeinerte Auflösung der Daten¹⁰.

2.4.6 Zusammensetzung des Verkehrs

Mit den vorliegenden Daten kann auch der Anteil des Lkw-Verkehrs am Gesamtverkehrsaufkommen eingeschätzt werden. Dazu wurden Zeitreihen für verschiedene Tage aufgenommen, hier unterschieden zwischen Wochentagen und Wochenendtagen. Dies ist wegen der rechtlichen Einschränkungen des Lkw-Verkehrs¹¹ und der (nicht nur) hierzulande typischen Verteilung der Arbeitszeit notwendig. In Abb. 2.9 sind charakteristische Verläufe, aber auch der Zusammenhang mit dem globalen Verkehrszustand dargestellt. Für eine bessere Bewertbarkeit wurden gleitende 15-Minuten-Mittelwerte gebildet. Zur Interpretation der Zeitabhängigkeit des Lkw-Anteils müssen verschiedene Abschnitte eines Tages betrachtet werden. Zu verkehrsschwachen Zeiten¹² ist der relative Lkw-Anteil aufgrund des stark

⁹In diesem Fall Typ *iii* nach der Definition zu Beginn des Abschn. 2.1.

¹⁰Neben der zeitorientierten kann auch eine ereignisorientierte Zuordnung gewählt werden. So sind z.B. Mittelwerte über eine feste Anzahl von Fahrzeugen, die die Messstelle passieren, denkbar [99]. Letztendlich ist dies vergleichbar mit einer Klassifizierung nach Flussintervallen, wenn man die Zeit, innerhalb der diese feste Anzahl der Fahrzeuge die Messlinie passieren, mitberücksichtigt. Nach der Separierung der Zustände jedoch sind die Fundamentaldiagramme $J(\rho)$ symmetrisch unter Vertauschung der J - und ρ -Achse, somit sind vergleichbare Ergebnisse zu erwarten.

¹¹Auf deutschen Autobahnen existiert für einen Großteil der Lkw-Flotte ein Sonn- und Feiertagsfahrverbot.

¹²Verkehrsschwach sind hier kleine Dichten und Flüsse bei hohen Geschwindigkeiten, was vor allem nachts von Mitternacht bis fünf Uhr auftritt.

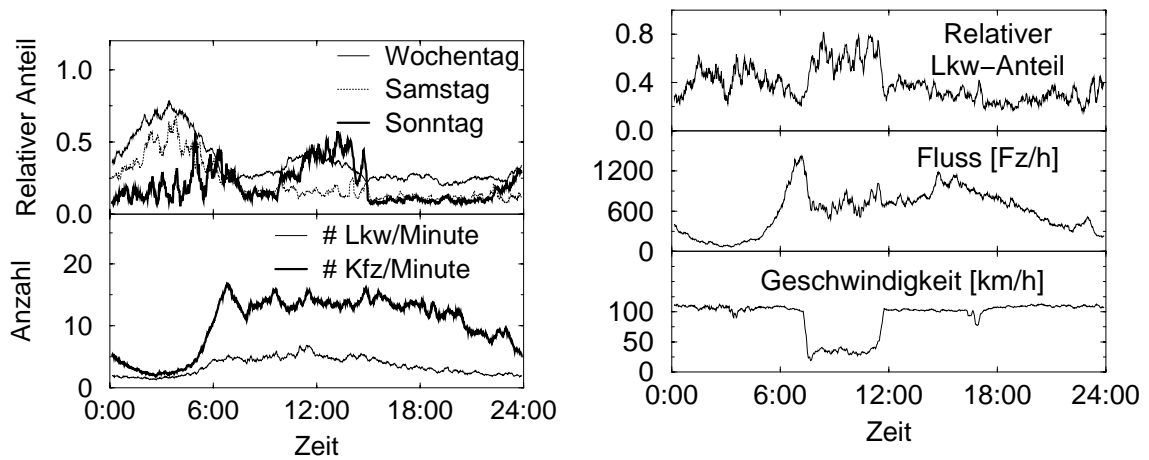


Abbildung 2.9: Anteil der Lkw am Gesamtverkehr am Beispiel einer Messschleife für jeweils einen der angegebenen Tage: Der Lkw-Anteil hängt von der Tageszeit und dem Wochentag ab (links), wird aber durch geringes Verkehrsaufkommen oder Fehlern in der Messung im Stop-and-Go-Verkehr überschätzt. Es wird deutlich, dass die absoluten Zahlen und der globale Verkehrszustand in die Interpretation einbezogen werden müssen.

verminderten Pkw-Verkehrs sehr hoch – die absoluten Zahlen liegen aber deutlich unter denen, die zu Hauptverkehrszeiten festgestellt werden können. Bei höheren Flüssen, aber auch konstant hohen Geschwindigkeiten ($J \approx 600 \dots 1.800 \text{ Fz/h}$ und $\langle v \rangle \geq 100 \text{ km/h}$), sind realistische Werte für den Lkw-Anteil ablesbar. Kommt es zu Verkehrsbeeinträchtigungen und Staus, dann kann man auf den ersten Blick vermuten, dass ein hoher Lkw-Anteil von bis zu 80 % hierfür mitverantwortlich sei. Jedoch spiegeln sich nur die Probleme in der Messmethode wider: Fahren Fahrzeuge sehr langsam über eine Zählschleife oder bleiben sie sogar über ihr stehen, dann kommt es zu Fehlern in der Bestimmung der Geschwindigkeit und damit der Fahrzeuglänge. Überschätzte Geschwindigkeiten haben überschätzte Fahrzeuglängen zur Folge. Letztere sind aber ein wichtiges Kriterium bei der Zuordnung der Fahrzeuge zu Fahrzeugklassen wie Pkw, Lkw oder Lastzug. Es bleibt also nur die Schlussfolgerung, dass realistische Werte nur bei hohem Fluss im Freiflussbereich zu messen sind. Dies wird durch die Konstanz des Lkw-Anteils über mehrere Stunden hinweg und wiederkehrend an anderen Wochentagen bestätigt. So sind laut dieser Untersuchungen im Mittel an einem Wochentag ca. 20 % der Fahrzeuge Lkw's, an Sonntagen halbiert sich ihr Anteil.

Bestätigt werden diese Messungen durch Resultate, die an den den 2.500 Induktionsschleifen gewonnen wurden und zur Versorgung der Autobahnsimulation mit Realdaten

dienen. Über einen Untersuchungszeitraum von rund fünf Wochen wurden an den 891 ausgewählten Messschleifen im Bereich des *LWL* insgesamt 248.926.596 Fahrzeuge gezählt, der Lkw-Anteil betrug 14,9 %.

2.4.7 Analyse der Einzelfahrzeugdaten

Die Auswertung der fahrzeugaufgelösten Daten gibt detaillierten Aufschluss über elementare Fahrzeug-Fahrzeug-Wechselwirkungen in den verschiedenen Zuständen. Nicht zuletzt aufgrund der Tatsache, dass bisher keine vergleichbaren Untersuchungen mit einer ähnlichen großen und damit statistisch zuverlässigen Datenmenge vorliegen, sind hier neue Resultate zu erwarten.

Für die Untersuchungen lagen (\nearrow Abschn. 2.4.3) die Fahrzeuggeschwindigkeit, der Abstand zum Vordermann und daraus rekonstruiert die Zeitlücke vor. Ein Messpunkt kann einem Intervallwert des lokalen Flusses, der mittleren lokalen Geschwindigkeit oder, wie hier verwendet, der lokalen Dichte zugeordnet werden. Somit kann nicht nur nach dem Zustand, sondern auch nach Dichtebereichen innerhalb einer solchen Periode unterschieden werden.

Wenn nicht anders erwähnt, werden derartige Intervallwerte durch eine Mittelung über eine Dauer von einer Minute gewonnen. Hierbei gab es keinen Überlapp der Intervalle selbst.

Zeitlückenverteilung

Die Verteilung der Zeitlücken lässt Rückschlüsse auf die „Zusammensetzung“ des aggregierten Flusses am Querschnitt zu (2.9). Beispielsweise sollte sich die Bildung von Fahrzeugkolonnen dadurch bemerkbar machen, dass die Zeitlücken nicht gleichverteilt oder gestreut um *einen* Mittelwert, sondern in mehreren Peaks angeordnet sind. Für die Untersuchungen wurden Zeitintervalle von $\delta(\Delta T) = 0,1$ sec gewählt. Im Vergleich mit anderen Intervalllängen stellt sich heraus, dass diese Wahl eine geeignete Auswertung erlaubt, ohne auf der einen Seite alle Strukturen zu verdecken und auf der anderen Seite Lücken im Histogramm zu erzeugen. Die so gewonnenen Zeitlückenverteilungen sind wieder nach globalen Verkehrszuständen und Dichtebereichen geordnet worden (Abb. 2.10).

Betrachtet man den Freiflussbereich (Abb. 2.10 links), dann fällt die aus zwei Häufungspunkten bestehende Struktur der Verteilungsfunktion auf. Die Höhe der Peaks ist abhängig von der zugrundeliegenden Dichte. Der erste Peak bei einer Zeitlücke von rund $0,8 \text{ sec}^{13}$ wächst deutlich mit ansteigender Dichte und wegen des linearen Zusammenhangs auch mit dem Fluss. Dabei bleibt die Position unverändert, es ist also ein ausgezeichneter und dichteunabhängiger Zustand. Dieser Peak repräsentiert Fahrzeugketten mit geringen

¹³Würden alle Fahrzeuge mit dieser Zeitlücke fahren, entspräche dies einem Fluss von ca. 4.500 Fz/h.

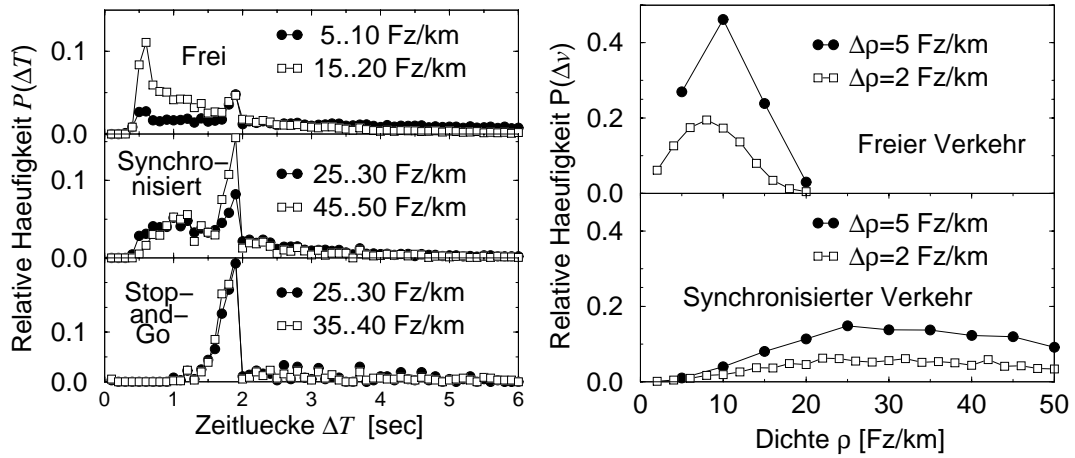


Abbildung 2.10: Zeitlückenverteilung in den verschiedenen Dichtebereichen. Im Freiflussbereich wird die Verteilung durch zwei Peaks bei $\Delta T \approx 0,8$ sec und $\Delta T \approx 1,8$ sec dominiert, in gestauten Bereichen findet man dagegen nur noch einen ($\Delta T \approx 1,8$ sec). Die Verteilungen im rechten Diagramm geben an, wie groß der Anteil der Fahrzeuge in den jeweiligen Dichteintervallen ist.

Abständen zwischen den Fahrzeugen und bringt eine attraktive Wechselwirkung im Freiflussbereich zum Ausdruck. Das bedeutet, dass sich bei geringen Dichten die Fahrzeuge nicht gleichverteilt anordnen, stattdessen kurze Fahrzeugkolonnen bilden. In diesen Kolonnen haben die Führungsfahrzeuge einen großen Abstand zu ihrem Vordermann, während die Nachfolger dicht auffahren. Deren Fahrer akzeptieren die vom Führenden vorgegebene Fahrweise. Neben diesem ersten Peak taucht noch ein zweiter auf. Seine Höhe ist unabhängig von der globalen Dichte und liegt bei $\approx 1,8$ sec, was nahe an der allgemein empfohlenen Zeitlücke von 2 sec oder, lax formuliert, „halber Tacho“ [10] liegt:

$$t[\text{sec}] = \frac{s[\text{m}]}{v[\text{m/sec}]} \stackrel{s=\frac{v}{2}}{\approx} \frac{\frac{1}{2}v[\text{km/h}]}{v[\text{m/sec}]} = \frac{3,6}{2} \frac{v[\text{m/sec}]}{v[\text{m/sec}]} = 1,8 \text{ sec}. \quad (2.19)$$

Diese Auszeichnung gegenüber dem Untergrundsignal zeigt an, dass sich Autofahrer an dieser Regel orientieren, die Übereinstimmung im Zahlenwert selbst sollte hingegen nicht überbewertet werden. Eine weitere Ursache kann der Ausfluss aus einem weiter stromaufwärts liegenden Stau sein. Die typische Zeitlücke zweier aufeinander folgender Fahrzeuge, die sich von einem Stau ablösen, ist rund zwei Sekunden.

Im Bereich synchronisierten Verkehrs gewinnt das Signal bei $\Delta T \approx 1,8$ sec an Bedeutung, wohingegen kleine Zeitlücken weniger häufig sind. Jedoch ist weiterhin ein Untergrundsignal auch für Zeitlücken $< 1,8$ sec zu detektieren. Der Peak repräsentiert nun

gleichzeitig auch das Maximum der Verteilung. Existenz und Lage des Peaks können unter Vorgriff auf die im Verlaufe dieser Arbeit noch zu präsentierende Ergebnisse wie folgt begründet werden:

1. Synchronisierte Zustände sind durch die Existenz einer unteren Schranke des Flusses gekennzeichnet (↗ Abb. 2.17-2.19). Dies legt eine obere Grenze in den Zeitlücken fest, oberhalb derer nur noch wenige Ereignisse auftreten. In Abb. 2.10 erkennt man deswegen ein Cutoff in der Messpunktreihe.
2. Bei zu kleinen Zeitlücken können auftretende Fluktuationen nur ungenügend kompensiert werden. Bei hoher Wahrscheinlichkeit wären diese Zustände also nicht für die gemessenen Zeitdauern (mehrere zehn Minuten bis wenige Stunden) stabil. Da diese Stabilität über diese Zeiten jedoch gegeben ist, darf es auch nur wenige Ereignisse unterhalb einer charakteristischen Zeitlücke geben. Außerdem schränkt die in diesen Zuständen verringerte Geschwindigkeit gegenüber dem Freiflussfall bei gegebener Dichte den Fluss und damit die Zeitlücke nach unten ein. Die Wahrscheinlichkeit kleiner Zeitlücken gegenüber den Zeitlücken mit größter Wahrscheinlichkeit verringert sich demzufolge deutlich.

Die Position der maximalen Zeitlücke ergibt sich wiederum ähnlich der Argumentation für ein vergleichbares Zeitlückenmaximum im Freiflussfall.

Im Stop-and-Go-Verkehr verbleibt nur ein Signal, welches sich deutlich gegenüber dem Untergrund abhebt, ebenfalls bei $\approx 1,8$ sec. Der Staubereich ist nicht homogen mit stehenden Fahrzeugen aufgefüllt. Vielmehr existiert ein stark strukturiertes Gebilde aus kleinen Staus und freien Bereichen. Fahrzeuge in diesen freien Bereichen müssen erst kurz vorher einen Stau verlassen haben. Ihre Zeitlücken sind noch deutlich durch das Abflussverhalten mit typische Zeitlücken von $\Delta T \approx 2$ sec geprägt. Diese Struktur ist sehr stabil. Neben den fahrenden Fahrzeugen sind nur noch zwei weitere Ereignisse zu erfassen: Das Stauende erreicht die Zählschleife und der Stauanfang verlässt sie wieder. Die Verweildauer des Staus und die damit verbundene Zeitlücke ist groß gegen die üblichen Zeitabstände und hat in der Verteilung ein vernachlässigbares Gewicht.

Zusammenfassen lässt sich die Struktur der Verteilung wie folgt:

1. Es gibt einen nicht zu vernachlässigenden Anteil ($\approx 25\%$ der Fahrzeuge) mit einer Zeitlücke $\Delta T < 1$ sec.
2. Der Untergrund verläuft im Wesentlichen exponentiell, insbesondere im Freiflussbereich (↗ Erläuterungen im weiteren Verlaufe dieses Paragraphen zu den sogenannten *Random Headway States*).
3. Es taucht mindestens ein Peak auf, dessen Lage unabhängig von Dichte und Zustand ist.

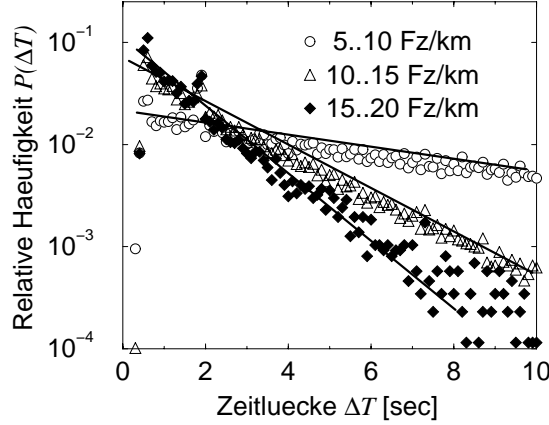


Abbildung 2.11: Im freien Zustand ist deutlich ein exponentiell abfallendes Hintergrundsignal zu erkennen. Die Anpassung an die Messdaten erfolgte nach (2.20) ohne Berücksichtigung der charakteristischen Peaks.

Zur Beschreibung des exponentiellen Untergrunds im Freiflussfall wird das Auftreten einer bestimmten Zeitlücke als Folge eines Poisson-Prozesses gesehen [26, 69], diese Verkehrszustände werden als *Random Headway States* aufgefasst. Die Zeitlücken sind hier zufällig verteilte und voneinander unabhängige Einzelereignisse der Fahrzeugankünfte an der Messlinie. Eine detaillierte Herleitung erfolgt in Anhang A. Gemäß (A.9) kann der Verlauf mit

$$P(\Delta T) = \frac{1}{\tau_0} e^{-\Delta T/\tau} \quad (2.20)$$

und $\tau_0 := \tau/\delta(\Delta T)$ beschrieben werden. Hierbei ist $\delta(\Delta T)$ die Länge des Zeitintervalls der Histogrammbildung und $\tau \propto J^{-1}$ die mittlere Zeitlücke im betrachteten Zeitintervall beschrieben werden. In Abb. 2.11 ist das exponentielle Verhalten der Zeitlückenverteilung anhand der Messdaten „Kölner Ring“ dargestellt, in Tab. 2.5 sind für einen Vergleich die Zahlenwerte aufgeführt. Für die Datenanpassung wurden die Datensätze ohne den charakteristischen Peak verwendet.

Es treten deutliche Diskrepanzen zwischen J_τ (A.8) und J auf¹⁴. Bei mittleren Dichten ist eine Minimierung zu beobachten. Diese Vermutung verfestigt sich bei einem Übergang zu kleineren Dichteintervallen (Tab. 2.6).

Offensichtlich werden in der vorliegenden Untersuchung die Annahmen über die *Random Headway States*, auf denen die Herleitung der Zeitlückenverteilung basiert, verletzt.

¹⁴ J , ρ und $\langle v \rangle$ sind die makroskopischen Größen als Mittelwerte des entsprechenden Dichteintervalls.

τ [sec]	τ_0 [sec]	J_τ [Fz/h] (A.8)	ρ [Fz/km]	J [Fz/h]	$\langle v \rangle$ [km/h]
5,88	43,48	612,2	2,3	260,3	115,0
2,04	18,18	1764,7	11,8	1191,4	101,4
1,39	12,66	2589,9	16,5	1601,0	97,1

Tabelle 2.5: Verbindung zwischen τ und dem Fluss J_τ nach (A.8). Tendenziell und nach Größenordnung ist $\delta(\Delta T) \approx \tau_0/\tau \cdot 1 \text{ sec}$. J , ρ und $\langle v \rangle$ sind die korrespondierenden makroskopischen Größen.

Dichteintervall	J_τ nach (A.6)	J im Intervall	J_τ/J
Fz/km	Fz/h	Fz/h	
0 ... 2	490	136	0.28
2 ... 4	754	332	0.44
4 ... 6	936	527	0.56
6 ... 8	1106	700	0.63
8 ... 10	1147	876	0.76
10 ... 12	1251	1026	0.82
12 ... 14	1456	1106	0.76
14 ... 16	1772	1202	0.68
16 ... 18	2266	1168	0.52
18 ... 20	2664	1108	0.42

Tabelle 2.6: Die Tendenz ist bei einer Untersuchung engmaschigerer Dichteintervalle deutlich zu erkennen: Bei mittleren Dichten und Flüssen nähern sich die Werte der beiden auf unterschiedliche Arten bestimmten Flüsse an ($\rho = 10 \dots 12 \text{ Fz/km}$).

Bei zu kleinen Dichten kommt das Tempolimit zum Tragen, das zur einer Homogenisierung des Flusses und damit der Zeitlücken führt. Im Bereich hoher Dichten und Flüsse trifft wegen der verstärkten Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Fahrzeugen die Annahme zufällig verteilter Zeitlücken nicht länger zu. Im Bereich mittlerer Dichten $\rho \approx 10 \text{ Fz/km}$ und entsprechend $J \approx 1.200 \text{ Fz/h}$ sind die Voraussetzungen am besten erfüllt. Hier ist auch der Peak im Verhältnis zum Untergrund nicht so stark ausgeprägt wie in den beiden Extrembereichen (↗ Abb. 2.11). Nach dem Übergang in den synchronisierten Verkehr ist zwar dann weiterhin ein exponentieller Verlauf der Zeitlückenverteilung zu erkennen (↗ Abb. 2.10), eine Behandlung mit der hier vorgestellten Routine versagt dann aber komplett.

Geschwindigkeit-Abstands-Optimierung

Die Abhängigkeit zwischen der eingestellten Fahrzeuggeschwindigkeit v_n und dem Abstand Δx_n des Fahrzeugs zu seinem Vordermann kann leicht aus *Floating Car (FC)* Messungen bestimmt werden und wird zur Kalibrierung z.B. des *Optimal Velocity (OV)* Modells verwendet [2, 3, 56, 83] (↗ Abschn. 2.6). Der Nachteil solcher *FC*-Daten ist offensichtlich: Sie spiegeln das Verhalten eines ausgewählten Fahrers wider, der sich bei der laufenden Messung so „normal“ wie möglich im Straßenverkehr verhalten soll, um einen Referenzzustand zu erhalten [71, 81]. Die hier vorliegenden Daten bieten die Möglichkeit, statistisch zuverlässigere Aussagen formulieren und belegen zu können. Dazu werden aber im Gegensatz zu den *FC*-Datenerhebungen, wie sie am Ende des Kapitels beschrieben werden, nicht Messungen eines Fahrzeugs an vielen Orten, sondern Messungen vieler Fahrzeuge an einem Ort vorgenommen.

Zur Beschreibung des Verlaufs der Funktion $v_n(\Delta x_n)$ existieren bereits Ansätze. So wird z.B. im *OV*-Modell eine Wunschgeschwindigkeit benötigt, um die Bewegungsgleichung (3.8) formulieren und lösen zu können [2, 3, 56, 83]. Sie ist durch den Fit eines $v(\Delta x)$ -Datensatzes gegeben. Die Randbedingungen

1. Ursprungsgraph $v(\Delta x = 0) = 0$,
2. Sättigung $v(\Delta x \rightarrow \infty) = V^{des} < \infty$ und
3. Wendepunkt für $0 < x < \infty$: $\partial^2 v / \partial \Delta x^2 = 0$

erfüllt die Tangenshyperbolicus-Funktion in geeigneter Weise, somit genügt der Ansatz

$$v(\Delta x) = k \{ \tanh [a(\Delta x - b)] + c \} \quad (2.21)$$

den Voraussetzungen. Da auch hier Bruttoabstände Δx herangezogen wurden, ist noch eine mittlere Fahrzeuglänge zu berücksichtigen. $\Delta x - b$ entspricht dann dem Heck-Front-Abstand. Diese Schreibweise jedoch kommt der hiesigen Auswertung entgegen, da auch hier Bruttoabstände aus den (Brutto-)Zeitlücken bestimmt wurden.

Die vorliegenden Daten sollen nicht direkt verwendet, sondern erst einer Filterung unterzogen werden. Es wird vorausgesetzt, dass die *optimale* Fahrstrategie darin besteht, mit möglichst hoher Bequemlichkeit zu fahren. Assoziiert man Bequemlichkeit mit einer Minimierung der Fahreraktionen¹⁵, dann bedeutet *optimal* die Angleichung der Geschwindigkeiten beim Fahren in einer Kolonne.

Ein derartiges Verhalten ist auch Ausgangspunkt des Wiedemann-Modells und seinen Anwendungen [68, 97, 108]. In diesem Fahrzeug-Folge-Modell kann das Folgeverhalten in einem $\Delta x(\Delta v)$ -Diagramm dargestellt werden. Hier werden Werte geeigneter Δx und $\Delta v \approx 0$ dem Regime „Folgen“ zugeordnet und es finden keine Beschleunigungen statt.

¹⁵Damit sind Vorgänge wie Bremsen und Beschleunigen mit den damit einhergehenden Schaltvorgängen gemeint.

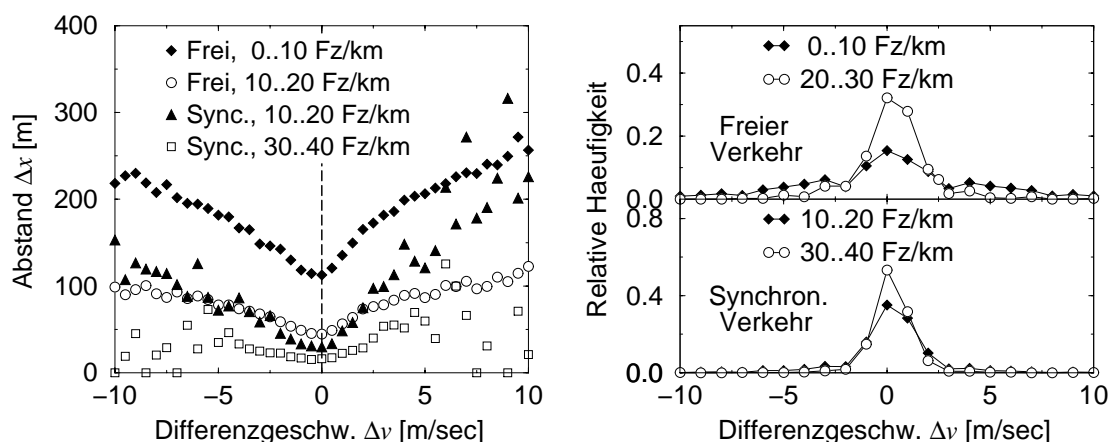


Abbildung 2.12: „Fahrkomfort“ wird anhand des linken Diagramms als der Bereich identifiziert, in dem Fahren mit minimalen Geschwindigkeitsunterschieden zwischen zwei aufeinander folgenden Fahrzeugen möglich ist. Typischerweise erfolgt in diesem Bereich $\Delta v \approx 0$ m/sec auch eine Minimierung des Abstands. Weiterhin wird im rechten Diagramm deutlich, dass dies auch ein Zustand hoher Wahrscheinlichkeit ist.

Das Angleichen der Geschwindigkeiten trifft besonders bei kleinen Abständen zu, bei größeren Abständen ist das Verhalten zweier aufeinander folgender Fahrer entkoppelt, jeder wählt seine Geschwindigkeit unabhängig von anderen Fahrern. Es fällt auf (Abb. 2.12), dass eine Minimierung der Geschwindigkeitsdifferenz auch mit einer Minimierung des Abstands einhergeht. Dies unabhängig vom betrachteten Intervall der Dichte und dem Verkehrszustand.

Ein ähnliches Verhalten wurde auch in [103] berichtet. Wagner und Pleinke untersuchten dort die Geschwindigkeitsverteilung $P(v_t - v_{t+\tau})$ zweier Fahrzeuge mit Zeitabstand τ . Diese müssen nicht notwendigerweise einander folgen. In deren Untersuchungen ergab sich ebenfalls ein Maximum für $v_t - v_{t+\tau} \approx 0$ m/sec, unabhängig von der Wahl von τ .

Zu beachten ist weiterhin, dass nach (2.5) gilt:

$$\Delta x_n(\Delta v \approx 0) < \frac{1}{\rho}. \quad (2.22)$$

In diesem Bereich findet eine echte Pulkbildung statt. Ein weiterer Hinweis auf die Bedeutung dieses Verhaltens stellt die Häufigkeit dieser Ereignisse dar. Aufgrund der hohen Wahrscheinlichkeit des Bereiches $\Delta v \approx 0$ m/sec kann geschlossen werden, dass dies ein ausgezeichneter und bevorzugter Zustand ist. Zieht man nun also nur die Messwerte mit

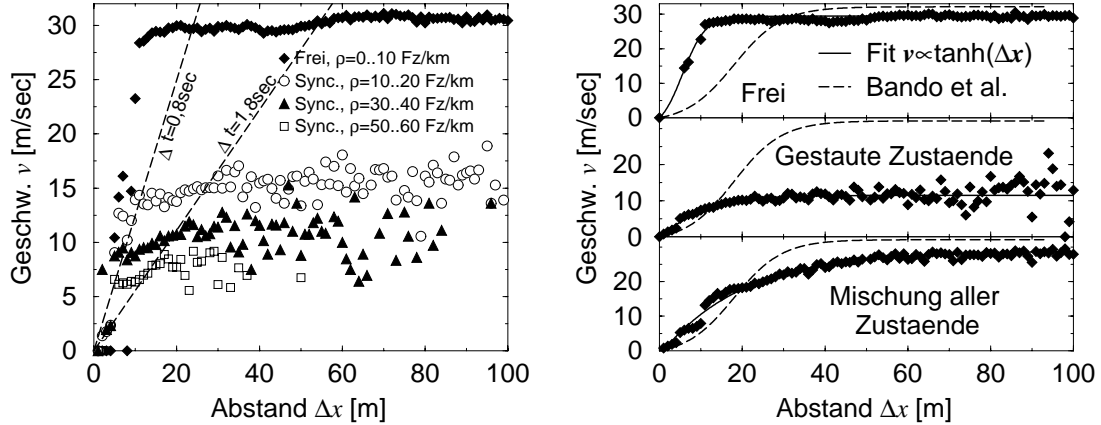


Abbildung 2.13: Im linken Diagramm sind die nach der Selektion der Zustände hohen „Fahrkomforts“ verbliebenen Messpunkte eingezeichnet (\nearrow Abb. 2.12). Der Vergleich der OV-Kurven für die verschiedenen Dichteregimes nach [2, 3, 56, 83] erfolgt im rechten Diagramm. Deutlich sind die Unterschiede zwischen den einzelnen Dichtebereichen sowie zwischen den verschiedenen Datenquellen zu sehen.

$|\Delta v| < 0,5 \text{ m/sec}$ zur Bildung eines *OV*-Diagramms heran¹⁶, ergibt sich das in Abb. 2.13 aufgezeigte Bild. Nach der Filterung verbleiben ca. 20 % der Daten im Datensatz, die jedoch eine ausreichende Statistik liefern¹⁷. Unter Verzicht auf die Darstellung der *OV*-Kurve *vor* der Filterung bleibt hier festzustellen, dass es mit Hilfe dieser Methode zu einer leichten Glättung bzw. Linearisierung im Bereich zwischen den als Ursprungsgeraden in Abb. 2.13 eingezeichneten Zeitlücken kommt. Für große Abstände streuen die Werte deutlicher, da das Kriterium „minimiere Δv “ hier nur eine untergeordnete Rolle spielt. Das Nahverhalten und die Asymptotik sind in Tab. 2.7 dokumentiert.

Trennt man nun die gewonnenen *OV*-Werte nach den vorliegenden globalen Verkehrszuständen (Abb. 2.13), dann ist eine weitere Unterscheidung möglich, die ein separates Anpassen von (2.21) ermöglicht.

Zeitreihen

Zur Analyse der Zeitreihe und zur Beschreibung der Wechselwirkungen gibt es in der Statistik eine Reihe geeigneter Kenngrößen. Stärke und Reichweite der Wechselwirkungen

¹⁶Dies liegt in der Größenordnung der messbaren Differenz der Geschwindigkeiten von $\Delta v = 1 \text{ km/h} \approx 0,3 \text{ m/sec}$.

¹⁷Größenordnung 10^5 Messwerte

	$\Delta x = D$	$v(D)$
OV [3]	42, 39 m	32, 14 m
Freifluss	14, 11 m	29, 43 m
Stau	26, 70 m	11, 47 m
Alle Zustände	57, 70 m	28, 64 m

Tabelle 2.7: Charakteristische Parameter der *OV*-Funktion im Vergleich. Es sind die Abstände $\Delta x = D$ mit $V(D) = 0,95V(\Delta x \rightarrow \infty)$ und die asymptotischen Werte $V(\Delta x \rightarrow \infty)$ gegeben. Dies stellt ein Maß für die Steigung der Funktion für kleine Δx (\nearrow Abb. 2.13).

können in diesem Falle über die Fahrzeug-Fahrzeug-Autokorrelation $\mathcal{A}_\psi(\eta)$ dargestellt werden. Sie ist definiert¹⁸ als

$$\mathcal{A}_\psi(\eta) = \frac{\langle \psi(n)\psi(n+\eta) \rangle - \langle \psi(n) \rangle \langle \psi(n+\eta) \rangle}{\sqrt{\langle \psi^2(n) \rangle - \langle \psi(n) \rangle^2} \sqrt{\langle \psi^2(n+\eta) \rangle - \langle \psi(n+\eta) \rangle^2}} \in [-1, 1]. \quad (2.23)$$

Der Index ψ beschreibt den verwendeten Datensatz, hier $\psi = \Delta t, \Delta x$ oder v . Das Argument η beschreibt den Abstand zwischen den interessierenden Fahrzeugen. Mit $\eta = 1$ werden Beziehungen zwischen aufeinander folgenden Fahrzeugen beschrieben, mit $\eta = 2$ die zwischen übernächsten Fahrzeugen usw. Die Zeit, zu der sie die Messlinie passierten, spielt dabei keine Rolle. Beispielsweise ist $\mathcal{A}_{\Delta T}(\eta = 1)$ die Korrelation der Zeitlücken zweier aufeinander folgender Fahrzeuge. Die Klammern „ $\langle \dots \rangle$ “ entsprechen Mittelungen über alle in die Berechnung eingehenden Fahrzeuge.

Bei der Diskussion des Verhaltens der Autokorrelationen anhand der Abb. 2.14 ist zu erwähnen, dass die Werte sich aus den Mittelungen über *alle* freien bzw. synchronisierten Zustände ergeben. Wegen der geringeren Datenmenge im Stauzustand wird auch die Zuverlässigkeit der Statistik beeinflusst¹⁹. Trotzdem trägt jede einzelne Stauperiode im selben qualitativen Sinne zu den gewonnenen Ergebnissen bei.

Das Verhalten der Autokorrelation im Freiflussbereich ist zweigeteilt. Bei sehr kleinen η findet man einen starken Abfall der Funktion, gefolgt von einem Übergang bei ungefähr $\eta \approx 5$ zu einem schwachen Abfall. Abstände und Zeitlücken sind stark miteinander verknüpft, was auf die Steuerung des Flusses durch die Dichte hindeutet. Dieses Verhalten findet

¹⁸Oftmals findet man eine vereinfachte Schreibweise $\mathcal{A}_\psi(\eta) = (\langle \psi(n)\psi(n+\eta) \rangle - \langle \psi(n) \rangle^2) / (\langle \psi^2(n) \rangle - \langle \psi(n) \rangle^2)$, mit welcher der Einfluss der Ränder vernachlässigt wird. Bei großem η , d.h. vergleichbar mit dem zu untersuchendem Intervall, treten bei strikter Anwendung der vereinfachten Formel, wie man sich leicht überzeugen kann, natürlich Fehler auf. Offensichtlich wird die Schreibweise in (2.23), wenn man sich die Kreuzkorrelation nach (2.25) betrachtet und dort die Variablen ξ und ψ gleich setzt.

¹⁹Im Freiflussbereich kann man leicht η in der Größenordnung von einigen Tausend setzen und erhält immer noch sehr gute Resultate, wohingegen im Staubereich η auf wenige Hundert begrenzt werden muss. Das ist problemlos, da der interessante Bereich sowieso der kleiner η ist.

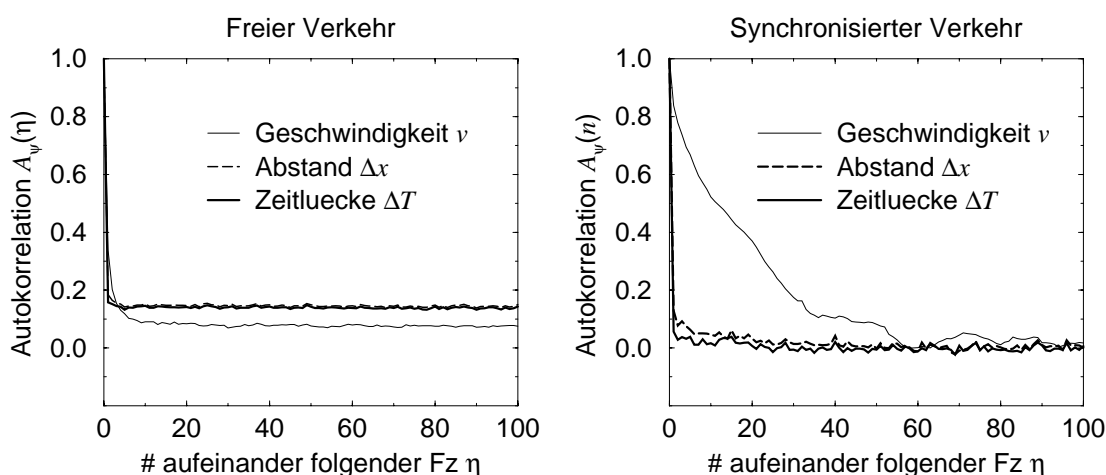


Abbildung 2.14: Im Zustand freien Flusses (links) ist ein langreichweitiges, relativ konstantes Signal der Autokorrelation relevanter Einzelfahrzeugdaten zu erkennen. Im rechten Diagramm wurden die Messungen für die gestauten Zustände gemacht. Es verdeutlicht die starken Korrelationen zwischen den Fahrzeuggeschwindigkeiten auf kurzen Skalen bis zu 50 Fahrzeugen, wohingegen Abstand bzw. Zeitlücke nur schwach korreliert sind, sie brechen abrupt zusammen.

man auch bei der Untersuchung der Zeitreihen der aggregierten Größen wieder. Hier sind jedoch Fluss und Zeitlücke (2.9) sowie Dichte und Abstand (2.5) nicht unabhängig voneinander, worauf im Abschn. 2.4.8) näher eingegangen wird.

Im synchronisierten Verkehrszustand findet man ein etwas anderes Bild. Zunächst einmal gibt es keine langreichweitigen Signale mehr, für ca. $\eta \geq 50$ sind alle Werte asymptotisch abgeklungen. Allerdings ist der Abfall der Funktion $\mathcal{A}_v(\eta)$ für kleine η deutlich schwächer als im Freiflussfall. Da in diesem Diagramm die Stop-and-Go-Zustände eliminiert worden sind, verbleibt nur die Interpretation, dass hier lange Ketten von Fahrzeugen zu finden sind, die über relativ lange Zeiträume langsam, aber mit geringen Fluktuationen und mit vergleichbaren Geschwindigkeiten fahren. Das hat aber nicht zwangsläufig eine solche Kopplung der Abstände und damit der Zeitlücken zur Folge, eher das Gegenteil ist der Fall. Dies spricht dafür, dass Fahrer im dichten Verkehr auch größere Lücken zum Vordermann akzeptieren, also nicht unbedingt immer jede Lücke schließen – das Beschleunigungsverhalten hängt also augenscheinlich auch von der globalen Verkehrssituation und nicht allein nur vom Abstand zum Vordermann ab.

2.4.8 Analyse der Intervalldaten

Neben den Einzelfahrzeugdaten standen für die Untersuchungen auch zeitlich aggregierte Daten zur Verfügung. Diese setzen sich zusammen aus den

1. Daten, die für die Online-Simulation des nordrhein-westfälischen Autobahnverkehrs aus ca. 2.500 Detektoren an ca. 500 Querschnitten gesammelt und anschließend zu den Simulationsrechnern an der Universität Duisburg übertragen werden, und
2. Einzelfahrzeugdaten von einigen für die Aufnahme derartiger Daten geeigneten Messstellen, die zu Intervalldaten aggregiert werden. Intervalle beliebiger Länge und beliebigen Überlapps sind deshalb möglich.

Bei Erstellung dieser Arbeit lagen „Online-Simulations“-Daten von 282 Knoten und insgesamt 1.237 Induktionsschleifen auf dem Gebiet des *LWL* vor. Von einem Knoten aus werden räumlich und logisch zusammengehörige Induktionsschleifen verwaltet und gesteuert. Von 346 Induktionsschleifen wurden keine oder fehlerhafte Daten übertragen, sie gingen nicht mit in die Analysen ein.

Mittelungsintervalle im Fundamentaldiagramme

In Fundamentaldiagrammen werden die Beziehungen zwischen den drei makroskopischen Grundgrößen zur Charakterisierung des Fahrzeugverkehrs visualisiert. In dieser Arbeit erfolgt eine Beschränkung der Betrachtung auf die Fluss-Dichte-Relation.

Es soll der Einfluss des Mittelungsintervalls überprüft werden. Dies erfolgt auf der Basis zweier unterschiedlicher Intervalldauern für ein und denselben Datensatz ($T = 1$ min und $T = 5$ min). Mit anwachsendem Mittelungsintervall T kommt es natürlich zu einer Verdeckung der charakteristischen Fluktuationen. Dies betrifft sowohl die Länge des Freiflussastes als auch die Ausdehnung der Ebene, in der sich die Messpunkte des gestauten Verkehrszustandes befinden²⁰. Mit dem Minutenintervall scheint aber ein guter Kompromiss gefunden zu sein. Wichtige Fluktuationen bleiben erkennbar, andererseits wird die Zahl der Intervalle ohne eine Messung auf ein akzeptables Minimum reduziert und Einzelfahrzeugen bzw. Kurzereignissen kein übergroßes Gewicht gegeben. Hiermit sollte die systematische Steuerung des Flusses über die Dichte genau genug wiedergegeben werden können.

Geht man von einer systematischen Steuerung des Flusses durch die Dichte aus, dann ist es sinnvoll, Mittelwerte des Flusses für vorgegebene Dichteintervalle zu berechnen, was dann den stationären Zuständen entspricht. Dies wird im rechten Diagramm der Abb. 2.15 gezeigt. Es sind zwei unterschiedliche Methoden dargestellt. Die kontinuierliche Linie entsteht aus einer Mittelung, die *alle* Verkehrssituationen miteinbezieht. Durch die Mischung

²⁰Im Extremfall $T \rightarrow$ Messdauer kollabiert das Fundamentaldiagramm zu einem Punkt.

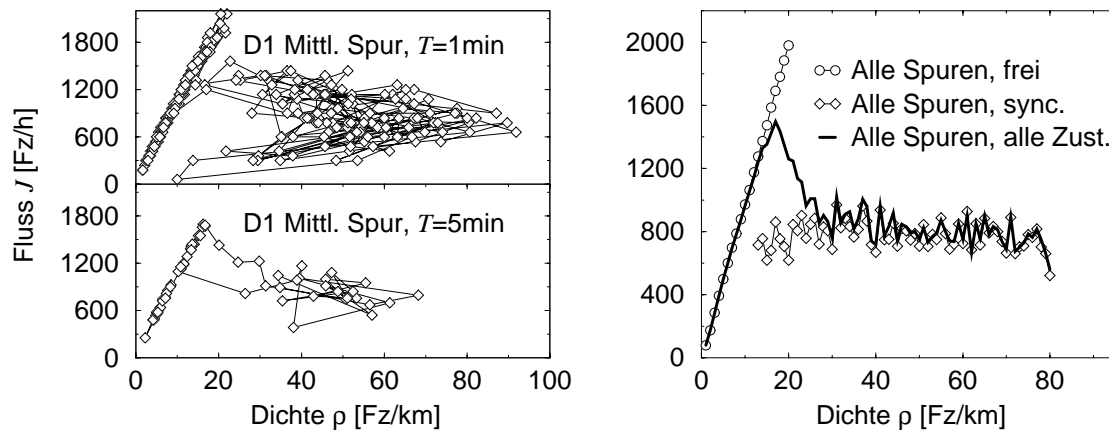


Abbildung 2.15: Links: Fundamentaldiagramm $J(\rho)$ für unterschiedliche Mittelungsintervalle T . Rechts: Mit dem mittleren Fluss für ein Dichteintervall $[\rho, \rho + \Delta\rho]$ gewinnt man ein Fundamentaldiagramm mit einem charakteristischen Plateau im Stauzustand.

von Freiflussverkehr und Stau kommt es zu diesem charakteristischen Verlauf im Bereich mittlerer Dichten, der aber nicht den wahren Sachverhalt widerspiegelt. Es ist essenziell, zwischen den Verkehrszuständen zu unterscheiden, wie es auch hier getan worden ist. Man erhält eine Diskontinuität. Im Freiflussbereich gibt es einen linearen Anstieg bis zu einem Flussmaximum, der Kapazität. Im gestauten Bereich erkennt man das große Intervall konstanten Flusses, hier bildet sich über große Dichtebereiche ein Plateau heraus. Diese Eigenschaft ist wohlbekannt aus getriebenen dynamischen Systemen, in denen sogenannte Bereiche mit reduzierter Kapazität (Defekte) auftreten und unabhängig vom Einfluss ein charakteristisches Fluss-Dichte-Profil erzeugen [14, 16, 23, 42, 96]. „Bottleneck“-Effekte im Straßenverkehr können verschiedene Ursachen haben. Hierzu zählen z.B. eine Kapazitätsverminderung durch Spurzahlverringering oder die Verringerung der effektiven Kapazität durch eine stromabwärts gelegene Auffahrt hoher Aktivität.

Darstellung der Zustände im Fundamentaldiagramm

Die große Zahl der Zählstellen und die lange Messdauer von rund 40 Tagen bieten die Möglichkeit, viele Zustände des Verkehr zu erkennen, zu analysieren und zu bestätigen. Exemplarisch werden die Zustände an einzelnen Zählstellen im Autobahnnetz dokumentiert.

Freiflusszustände treten mit der höchsten Wahrscheinlichkeit auf. Die Punkte in der $J(\rho)$ -Darstellung liegen auf einer Linie (linkes Diagramm in Abb. 2.16). Dabei ist zu erken-

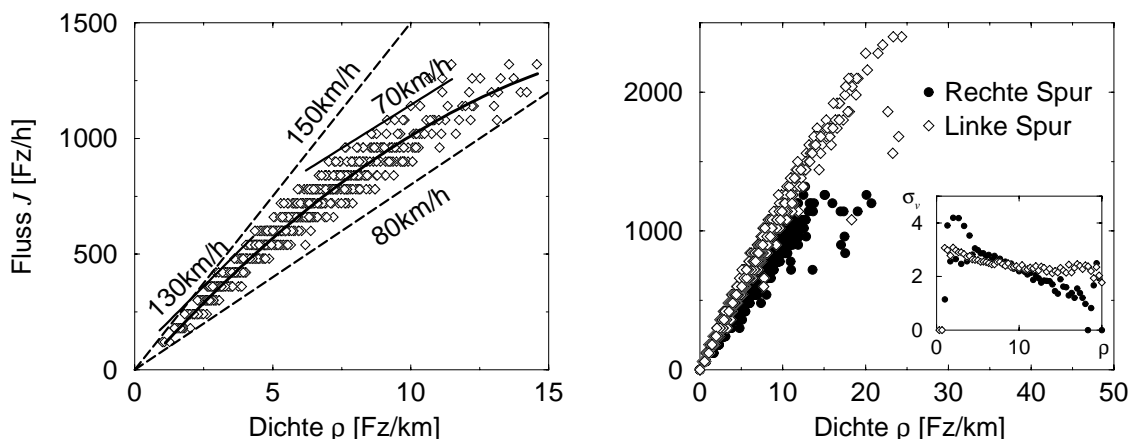


Abbildung 2.16: Die mittlere Geschwindigkeit verringert sich marginal mit wachsender Dichte. Es lagen zusammenhängende Daten von knapp 20 Stunden zugrunde. Im rechten Diagramm ist zu erkennen, wie Fluss J , mittlere Geschwindigkeit $\langle v \rangle$ und Standardabweichung $\sqrt{\sigma_v}$ nicht nur von der Dichte, sondern auch von der Spur abhängen.

nen, dass bei kleinen Dichten höhere Geschwindigkeiten zu erzielen sind, somit ergeben sich verschiedenen Tangenten $\partial J/\partial \rho$. Für kleine Dichte werden Werte von $\partial J/\partial \rho \approx 130$ km/h und mehr erreicht, mit zunehmender Dichte fallen diese bis unter $\partial J/\partial \rho \approx 70$ km/h. Die Fahrzeuggeschwindigkeiten J/ρ selbst überdecken dabei einen Bereich von 150 km/h bis hinab zu 80 km/h. Dieser Effekt fällt auf der rechten Spur, auf der gewöhnlich auch die langsameren und trägeren Lkw und Busse unterwegs sind, deutlich schwächer aus.

Im Freiflussbereich werden unter Beibehaltung einer hohen mittleren Geschwindigkeit oftmals noch deutlich höhere Flüsse erreicht, als es in den hier abgebildeten Diagrammen nachzuvollziehen ist. Dies geht hin bis zu Zuständen, in denen über mehrere Minuten im Durchschnitt nahezu sekundlich ein Fahrzeug pro Spur die Messlinie passiert.

Ein gleichzeitiger Blick auf die Standardabweichung $\sqrt{\sigma_v}$ im betrachteten Zeitintervall offenbart die Verteilung der Geschwindigkeiten in den einzelnen Dichteintervallen (rechtes Diagramm in Abb. 2.16). Die Streuung ist bei kleinen Dichten deutlich ausgeprägter. Bei geringem Verkehrsaufkommen nutzt ein Teil der Fahrer die Gelegenheit zu besonders schnellem Reisen und sorgt somit für eine breite Streuung der Messwerte. Dies ist natürlich bei höheren Dichten nicht mehr gegeben. Es kommt es zu einer Annäherung der Geschwindigkeiten und zu einer Verringerung von $\sqrt{\sigma_v}$. Während auf der rechten Spur ein linearer Abfall in $\sqrt{\sigma_v}(\rho)$ zu verzeichnen ist, erkennt man für die Werte der linken Spur ein Sättigungsverhalten.

Nicht-freier Verkehr tritt in unterschiedlichen Phasen auf: Stop-and-Go-Verkehr und die drei Typen synchronisierten Verkehrs.

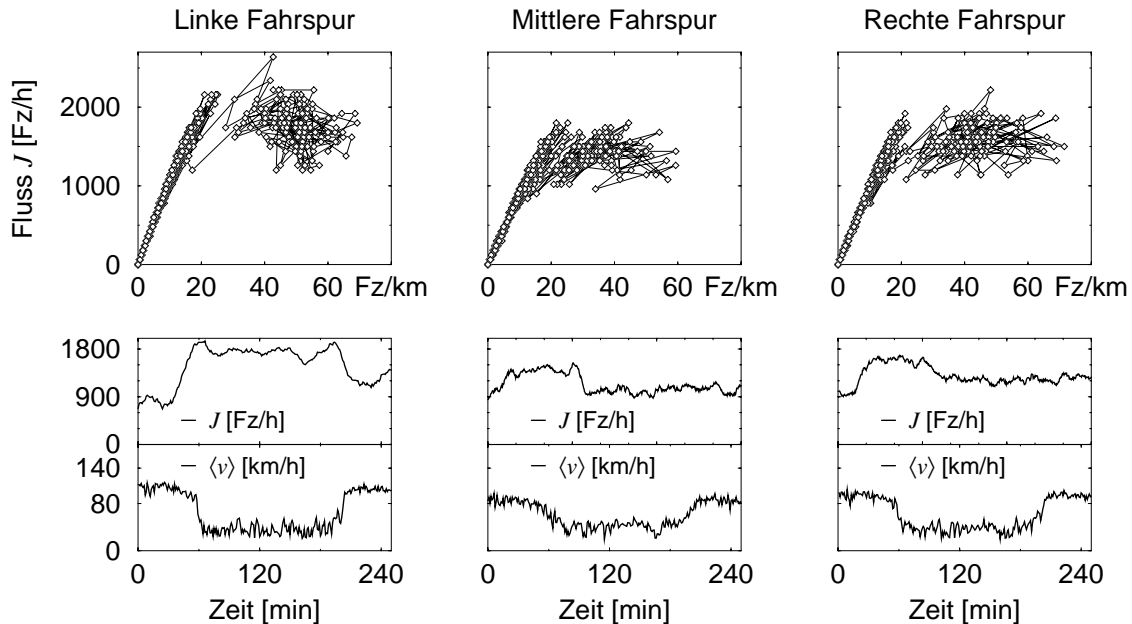


Abbildung 2.17: Das Erscheinungsbild synchronisierten Verkehrs vom Typ *iii* auf einer dreispurigen Fahrbahn äußert sich spurabhängig. Man erkennt Differenzen in der Höhe des Flusses und in der Trennung zwischen den Bereichen freien und synchronisierten Verkehrs.

Im folgenden werden die einzelnen Zustände im Fundamentaldiagramm und in einer Zeitreihe des Flusses und der Geschwindigkeit vorgestellt. Die Funktion $J(t)$ ist dabei mit gleitenden 15-Minuten-Mittelwerten geglättet worden. Dies dient einzig einer verbesserten Übersichtlichkeit.

Die Diskussion startet mit der Untersuchung des häufigsten Typs synchronisierten Verkehrs, dem vom Typ *iii*. Dieser äußert sich definitionsgemäß in der stochastischen zeitlichen Abfolge der drei Kenngrößen Fluss, Dichte und Geschwindigkeit (*inhomogeneous states* [51]). Im Fundamentaldiagramm $J(\rho)$ erkennt man die Überdeckung einer Fläche, welche durch eine Lücke vom Freiflussast getrennt ist. Besonders auf der linken Spur fällt die Trennung zwischen den beiden Bereichen auf. Der Freiflussast ist wegen der hohen mittleren Geschwindigkeit deutlich weiter nach links geneigt. Im synchronisierten Verkehr werden weiterhin die gleichen Flüsse erreicht, die aber stark fluktuieren. Die Geschwindigkeit ist ebenfalls deutlich herabgesetzt (40 bis 80 km/h). Außerdem sind keine Differenzen in den Geschwindigkeiten der einzelnen Spuren mehr zu erkennen.

Seltener ist das Auftreten der Zustände synchronisierten Verkehrs vom Typ *ii* (Abb.

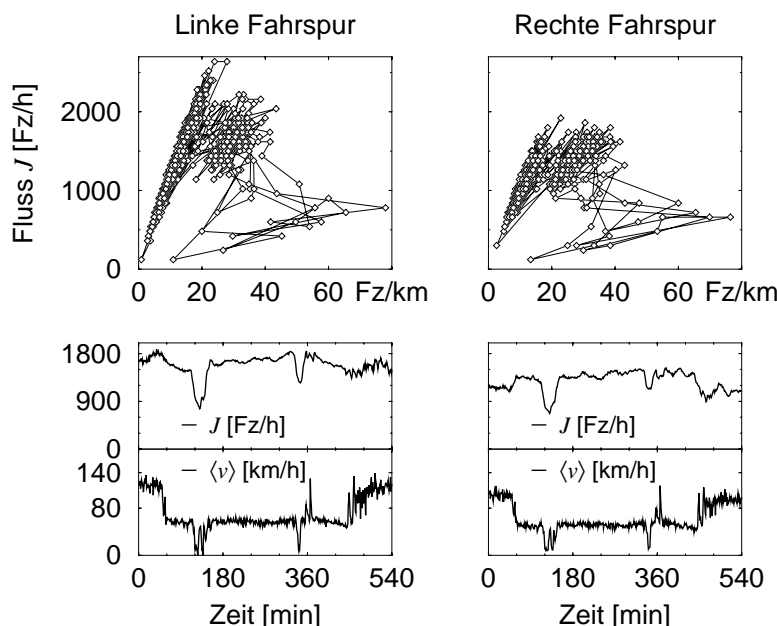


Abbildung 2.18: Beim Übergang vom freien Verkehr in den synchronisierten Zustand Typ ii , hier am Beispiel einer zweispurigen Fahrbahn, kommt es zu einer Verringerung der Geschwindigkeit bis hinab zu ca. 50 km/h. Diese bleibt dann für lange Zeit konstant. Von diesem Zustand aus gibt es Übergänge sowohl in den Freifluss als auch zu Stop-and-Go.

2.18). Hierbei ändert sich der Fluss ebenfalls nur marginal. Die Geschwindigkeit fällt dabei auf einen Wert ab, der über längere Zeit konstant und höher als in den anderen Fällen gestauten Verkehrs ist (*homogeneous-in-speed states* [51]). Im angegebenen Beispiel ist deutlich das hohe und stabile Geschwindigkeitsniveau zu erkennen. Zwei Verkehrszusammenbrüche in den Stop-and-Go-Bereich sind letztendlich nur kurze und subkritische Störungen.

Fundamentaldiagramme des synchronisierten Verkehrs vom Typ i sind durch eine starke Lokalisierung aufeinander folgender Messpunkte gekennzeichnet (*stationary and homogeneous states* [51]). Er ist für die Komplettierung der möglichen Entfaltungen synchronisierten Verkehrs von Bedeutung, da hier nur geringe Fluktuationen in allen drei relevanten Messgrößen zu verzeichnen sind. In Abb. 2.19 ist ein Beispiel gegeben, dass diesen Forderungen in guter Näherung erfüllt. Im Regelfall dauern diese Zustände jedoch nur wenige Minuten und sind deswegen nur schwer zu beobachten oder von den anderen synchronisierten Zuständen zu trennen. Es treten im Regelfall sehr schnell Übergänge in die anderen Typen synchronisierten Verkehrs auf. Im angegebenen Beispiel finden die Schwankungen im Vergleich zu den bisher behandelten Zuständen auf sehr kleinen Skalen statt

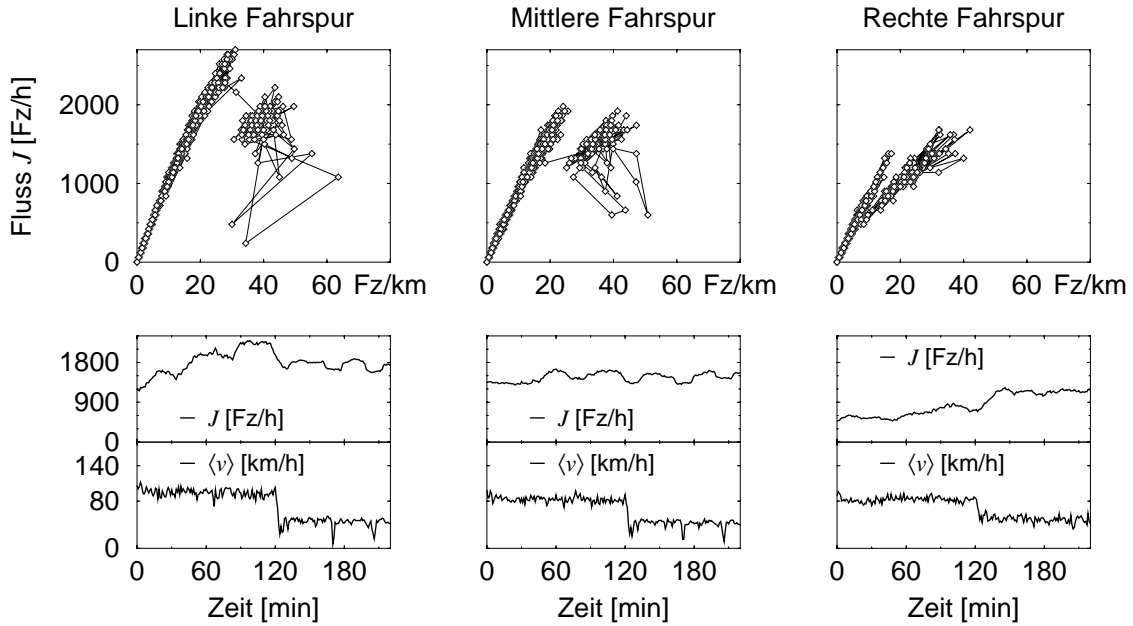


Abbildung 2.19: Der Typ i des synchronisierten Verkehrs ist durch eine starke Lokalisierung der Messpunktfolge im Fundamentaldiagramm gekennzeichnet. Die Schwankungen in Fluss, Dichte und Geschwindigkeit auf den beiden Überholspuren sind deutlich kleiner als in anderen Verkehrszuständen. Es ist zu beachten, dass im vorliegenden Datensatz die Rückkehr in den freien Zustand nicht aufgezeichnet war.

($\Delta J \approx 400 \text{ Fz/h}$, $\Delta \rho \approx 10 \text{ Fz/km}$ und $\Delta v \approx 15 \text{ km/h}$). Während auf der linken und mittleren Spur noch am ehesten der stationäre Zustand zu erkennen ist, sind zur selben Zeit auf der rechten Spur nur die Geschwindigkeiten geringen Schwankungen unterworfen. Die Fluktuationen in Dichte und Fluss sind hier auf den erhöhten Lkw-Anteil zurückzuführen, da die Messung der Dichte in Fz/km die Fahrzeuglängen unberücksichtigt lässt.

Stop-and-Go-Verkehr ist gekennzeichnet durch einen Einbruch sowohl in der Geschwindigkeit als auch im Fluss (Abb. 2.20). Durch das schnelle Herannahen des Stauendes an die Messlinie kann der Übergang praktisch bei beliebigen Flüssen erfolgen. Die mittlere Geschwindigkeit ist aufgrund der vielen stehenden Fahrzeuge deutlich kleiner als 20 km/h . Der Zustand hält ebenfalls für mehrere Stunden an. Die Messpunkte im Fundamentaldiagramm liegen dabei wegen der hier angewendeten Methode der Dichtebestimmung auf einer Ursprungsgeraden (für detaillierte Diskussionen siehe Abschn. 2.1 und 4.1). Wegen kompletten Verkehrsstillsstands reichen die Punkte oftmals hinab bis in den Ursprung des Koordinatensystems.

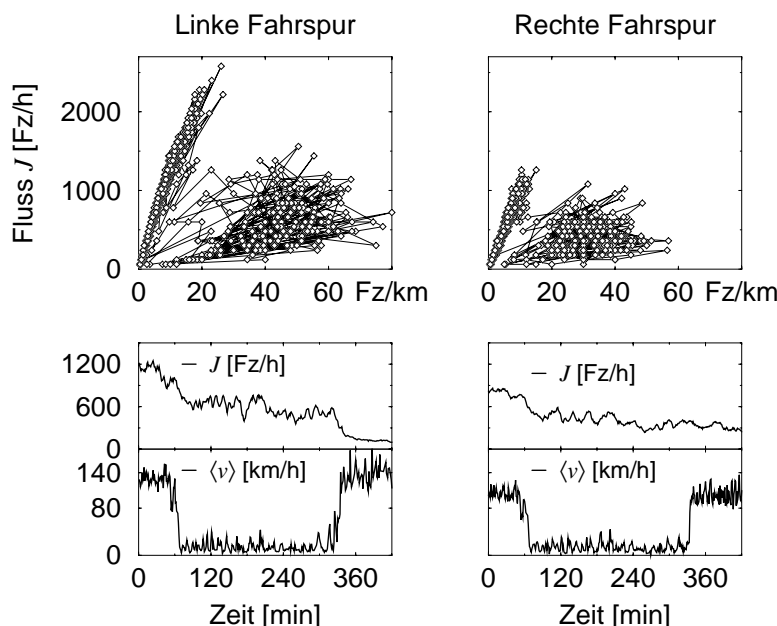


Abbildung 2.20: Messpunkte des Stop-and-Go-Verkehrs (zweispurige Fahrbahn) ordnen sich bei einer Bestimmung der Dichte über $J/\langle v \rangle$ auf einer Ursprungsgeraden an. Der Übergang erfolgte in diesem Beispiel ohne den Zwischenschritt über den synchronisierten Verkehr.

Übergänge zwischen den Zuständen

Aus den bisherigen Untersuchungen blieben die Übergangsbereiche ausgeschlossen. Sie sollen nun getrennt betrachtet werden. Dabei ist zu beachten, dass die Dauer der Übergänge im Vergleich zur Dauer der Zustände selbst sehr kurz ist und in der Größenordnung von einigen zehn Minuten liegt.

Übergänge vom freien in den synchronisierten Verkehrs sind die häufigsten. Er vollzieht sich typischerweise bei einem Fluss, der deutlich unter der Kapazität liegt (Abb. 2.17-2.19 und 2.21). Aus den Zeitreihen des vorangegangenen Abschnitts lässt sich zudem ableiten, dass bei einem direkten Übergang vom frei fließenden Verkehr in Stop-and-Go beliebige Werte des Flusses für den Übergang möglich sind. Das „plötzliche“ Eintreffen der Stauwelle am Messort sorgt für einen abrupten Übergang. Der neue Verkehrszustand entwickelte sich dabei nicht, wie bei den synchronisierten Zuständen, aufgrund lokaler Entwicklungen, sondern wird durch ein stromabwärts liegendes Ereignis hervorgerufen. Die Zustände stromaufwärts haben darauf keinen Einfluss.

Untersuchungen nach [34, 36, 60] legen nahe, dass die Übergänge von charakteristischen Mustern der Geschwindigkeitsvarianz begleitet oder sogar durch diese angekündigt

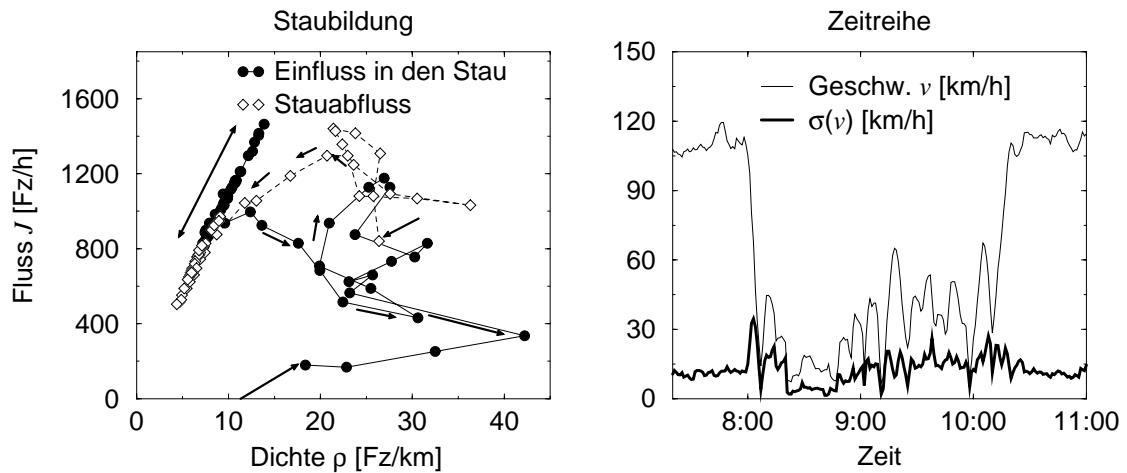


Abbildung 2.21: Der Übergang zwischen freiem und gestauten Verkehr in einer Darstellung mit 1-Minuten-Intervallen. Anhand des rechten Diagramms kann das Verhalten der Standardabweichung der Geschwindigkeit während des Übergangs nachvollzogen werden.

werden. Anhand der vorliegenden Messungen zeigt sich, dass die Erhöhung der Geschwindigkeitsvarianz an einem Übergang lediglich ein Artefakt der Mittelung ist. Bei der Mittelwertbildung mit *moving averages* werden zwangsläufig mit wachsender Intervalllänge auch immer mehr Anteile aus dem gestauten Bereich mit einbezogen, was trivial die Varianz erhöht [33]. Erhöhung der Geschwindigkeitsvarianz als Detektor eines sich ankündigenden Staus konnten nicht nachgewiesen werden.

Weitere Einzelheiten der Übergänge können anhand geeigneter Zeitreihen, die mit den Fundamentaldiagrammen des vorangegangenen Abschnittes *Darstellung der Zustände im Fundamentaldiagramm* korrespondieren, diskutiert werden.

Korrelationsanalyse der voll ausgebildeten Zustände

Im folgenden Abschnitt werden die Zeitreihen und die auftretenden Korrelationen der zeitaggregierten Daten untersucht. Exemplarisch wird dies an den aggregierten Daten der Einzelfahrzeugmessungen durchgeführt. Vergleichbare Ergebnisse findet man aber auch mit Daten von den anderen Zählstellen im Autobahnnetz. Die Zusammenfassung auf 1-Minuten-Intervalle erfolgt aufgrund der Tatsache, dass hierbei die charakteristischen Strukturen am deutlichsten erkennbar sind, wie im nachfolgenden Abschnitt über Fundamentaldiagramme gezeigt wird.

Zur Charakterisierung der Zeitskalen der Wechselwirkungen eignen sich Korrelations-

funktionen. Die Autokorrelation $\mathcal{A}_\psi(\tau)$ ist definiert als

$$\mathcal{A}_\psi(\tau) = \frac{\langle \psi(t)\psi(t+\tau) \rangle - \langle \psi(t) \rangle \langle \psi(t+\tau) \rangle}{\sqrt{\langle \psi^2(t) \rangle - \langle \psi(t) \rangle^2} \sqrt{\langle \psi^2(t+\tau) \rangle - \langle \psi(t+\tau) \rangle^2}} \in [-1, 1]. \quad (2.24)$$

Der Index ψ bezeichnet die interessierende Variable und τ das betrachtete Zeitfenster. Während $\mathcal{A}_\psi(\tau)$ die Abhängigkeit der Variable ψ von deren Vorgeschichte beschreibt, gibt die Kreuzkorrelation $\mathcal{C}_{\xi,\psi}(\tau)$ hingegen die Abhängigkeit zweier verschiedener Größen ψ und ξ untereinander wieder. Ihre Definition lautet

$$\mathcal{C}_{\xi,\psi}(\tau) = \frac{\langle \xi(t)\psi(t+\tau) \rangle - \langle \xi(t) \rangle \langle \psi(t+\tau) \rangle}{\sqrt{\langle \xi^2(t) \rangle - \langle \xi(t) \rangle^2} \sqrt{\langle \psi^2(t+\tau) \rangle - \langle \psi(t+\tau) \rangle^2}} \in [-1, 1]. \quad (2.25)$$

In Abb. 2.22 sind die gemessenen Werte in Abhängigkeit vom Verkehrszustand dargestellt, die kleinen Fundamentaldiagramme $J(\rho)$ sollen den jeweils vorliegenden Verkehrszustand charakterisieren.

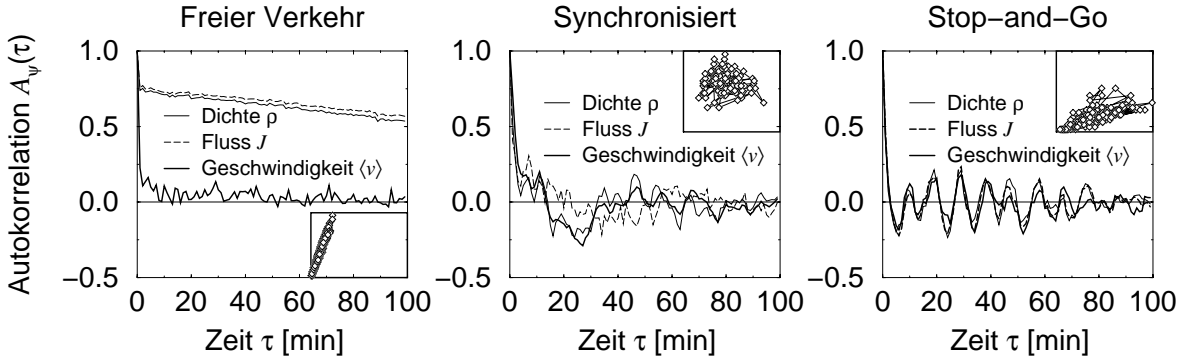


Abbildung 2.22: Autokorrelationen in den verschiedenen Verkehrszuständen. Während im freien Verkehr langreichweitige Korrelationen dominieren, brechen diese im synchronisierten Zustand völlig zusammen. Stop-and-Go ist durch Oszillationen mit einer Periodendauer von ca. 10 min gekennzeichnet.

Im Freiflussbereich sind die mittleren Geschwindigkeiten der jeweiligen Messperioden nur schwach korreliert, $\mathcal{A}_{\langle v \rangle}(\tau)$ fällt innerhalb weniger Minuten auf Null ab. Hingegen findet man sehr langreichweitige Korrelationen für J wie für ρ . Entscheidend für ihr Verhalten ist der zugrundeliegende Tagesgang²¹, der in dieser Form für die mittlere Geschwindigkeit nicht zu erkennen ist. Typische Wochentage sind durch einen festen Verlauf von Dichte und Fluss innerhalb 24 Stunden gekennzeichnet. Starke Fluktuationen kennzeichnen hingegen $\langle v \rangle(t)$, ebenso die nichtperiodischen Einbrüche aufgrund von Staus.

²¹ Der Tagesgang ist eine Zeitreihe für 24 Stunden, was eine typische Periode für die Verkehrsmessgrößen ist.

Ein anderes Bild bietet sich im Zustand synchronisierten Verkehrs. Hier liegt Typ *iii* vor, der durch Fluktuationen in allen drei Werten $J(t)$, $\rho(t)$ und $\langle v \rangle(t)$ gekennzeichnet ist. Es verschwinden *alle* zeitlichen Korrelationen, ein Hinweis auf die verrauschte Struktur. Die Seltenheit derartiger Ereignisse gegenüber dem Freiflussverkehr sorgt jedoch dafür, dass im Gesamtbild, also der Zeitreihe ohne vorherige Trennung nach Verkehrszuständen, die langreichweitigen Korrelationen in der Dichte und im Fluss dominieren.

Im Stop-and-Go-Verkehr findet man Korrelationen vor, die durch Oszillation mit einer typischen Periodendauer von ca. 10 min geprägt sind [60].

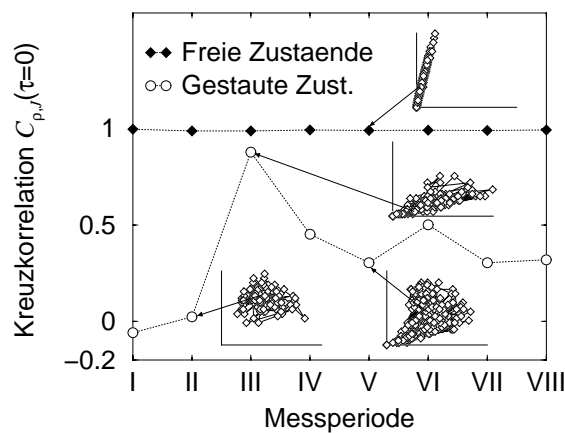


Abbildung 2.23: Die Kreuzkorrelation $C_{\rho,J}(\tau = 0)$ ist für frei fließenden und Stop-and-Go-Verkehr nahe dem Wert 1, wohingegen im synchronisiertem Verkehr (Typ *iii*) eine Entkopplung zwischen Dichte und Fluss auftritt.

Das Resultat für die aggregierten Daten des synchronisierten Verkehrs (Typ *iii*) zeigt einen deutlichen Unterschied zur Autokorrelation der Einzelfahrzeuggeschwindigkeit (Abb. 2.14). Zwischen den Geschwindigkeiten der *einzelnen* Fahrzeuge ist sehr wohl ein Zusammenhang zu finden, dieser wird aber bei der Mittelwertbildung über die Messperiode vollständig verdeckt. Dies verdeutlichen auch die in dieser Abbildung gezeigten Fundamentaldiagramme: Es besteht kein Zusammenhang zwischen chronologisch abfolgenden Messpunkten, sie sind absolut zufällig angeordnet.

Um den Zusammenhang zwischen Dichte und Fluss bzw. die systematische Steuerung des Flusses durch die Dichte zu verdeutlichen, ist die Beschreibung mit Hilfe der Kreuzkorrelation (2.25) gut geeignet. Wie im Diagramm der Abb. 2.23 zu erkennen ist, liegt der Wert im Freiflussbereich nahe 1, steigende Dichten haben steigende Flüsse zur Folge. Im Bereich gestauten Verkehrs wird zwischen synchronisiertem (Typ *iii*) und Stop-

and-Go-Verkehr unterschieden. Im synchronisierten Verkehr liegen die Werte wegen der Entkopplung nahe 0. Das macht sich auch an der zweidimensionalen Struktur des Fundamentaldiagramms bemerkbar. Im Stop-and-Go-Verkehr hingegen tritt wieder eine deutliche Steuerung des Flusses über die Dichte, wie vom Freiflussverkehr her bekannt, zu Tage. Die Kopplung der Spuren untereinander kann anhand Abb. 2.24 bewertet werden. Im

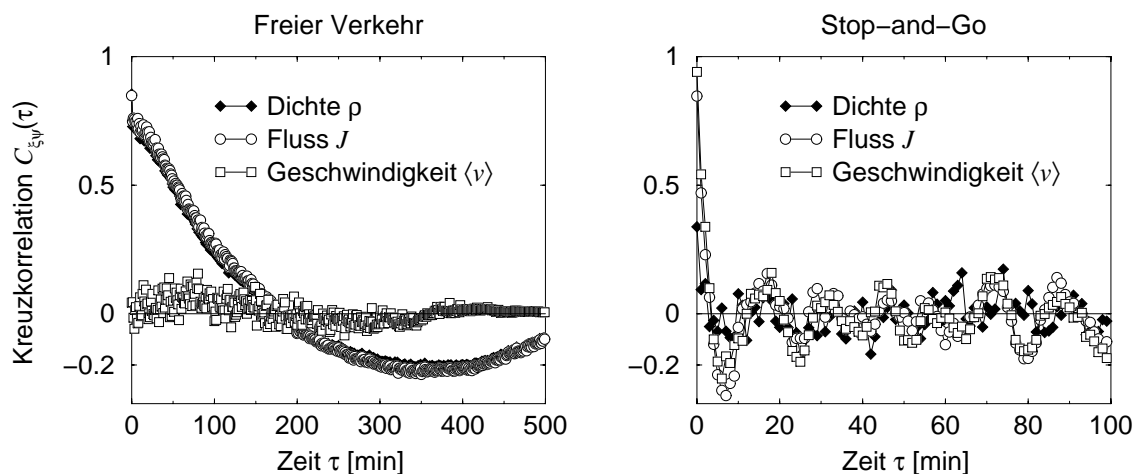


Abbildung 2.24: Die Kreuzkorrelation $C_{\xi,\psi}(\tau)$ zweier benachbarter Spuren. ξ und ψ repräsentieren die Werte für die rechte bzw. die linke Spur. Links: Im frei fließenden Verkehr findet man weitreichende Korrelationen zwischen den Spuren für Dichte und Fluss. Rechts: Im gestauten Bereich liegt eine stärkere Entkopplung vor.

Freiflussbereich (linkes Diagramm in Abb. 2.24) gibt der Verlauf der Kreuzkorrelation der Dichten oder Flüsse zweier benachbarter Spuren im Wesentlichen den Tagesgang wieder. Die Geschwindigkeiten auf diesen Spuren verhalten sich praktisch entkoppelt. Wichtig ist dabei das Verhalten für $\tau \rightarrow 0$, wo die Funktion nahezu verschwindet. Grundsätzlich verschieden ist der gestaute Bereich (rechtes Diagramm in Abb. 2.24). Auf kurzen Zeitskalen ($\tau < 5$ min) ergeben sich starke Korrelationen zwischen den Spuren, insbesondere die mittleren Geschwindigkeiten auf den einzelnen Spuren sind untereinander gekoppelt, was für den Synchronisationseffekt spricht.

An dieser Stelle kann festgestellt werden, dass die hier benutzte Methode zur Messung der lokalen Dichte durchaus geeignet ist, den Verkehrszustand zu ermitteln. Wäre die Messung der Dichte über die Bedeckung zugänglich, dann hätte das Fundamentaldiagramm ein anderes Aussehen im gestauten Bereich: die Messpunkte würden im Punkt $(\rho_{max}, 0)$ einmünden. Die bisher gewonnenen Resultate würden dann nur an einer Stelle abweichen: Die Kreuzkorrelation zwischen Dichte und Fluss $C_{J,\rho}$ würde im Stop-and-Go-Bereich statt

nahe dem Wert +1 dann nahe dem Wert -1 liegen, da $J(\rho)$ hier eine monoton fallende Funktion wäre.

Nach den Untersuchungen zum Autobahnverkehr erfolgen nunmehr Untersuchungen zum Innenstadtverkehr. Wegen der dort herrschenden Geschwindigkeitsbeschränkungen und der vielen Einflüsse durch Kreuzungen oder andere Verkehrsteilnehmer (Radfahrer, Fußgänger) ergibt sich eine gänzlich andere Dynamik.

2.5 Festdetektormessungen im Innenstadtverkehr

Die Grundlage für die Auswertungen bilden wieder Daten, die von Induktionsschleifendetektoren gemessen worden sind. Im Fall Duisburg werden, wie in Städten üblich, Einschleifendetektoren eingesetzt. Dadurch sind deutlich weniger Größen als bei den Messungen auf den Autobahnen zugänglich. Außerdem werden wegen der durch die Knotenpunkte im Netz entscheidend beeinflussten Dynamik abweichende Ergebnisse erzielt.

2.5.1 Messmethoden und Datenbasis

Im Stadtgebiet kommen vorwiegend zwei Typen von Induktionsschleifen zum Einsatz, Ein-Schleifen-Detektoren und in wenigen Fällen auch Zwei-Schleifen-Detektoren. Die Hauptaufgabe der preiswerteren Ein-Schleifen-Detektoren liegt in der Ermittlung von Anforderungen an Lichtsignalanlagen und der Abschätzung von Staulängen im kreuzungsnahen Bereich. Hier sind typische Messwerte demnach der Fluss und die Belegungsdauer, die dann unter bestimmten Annahmen und Randbedingungen Rückschlüsse auf die Geschwindigkeit der passierenden Fahrzeuge zulassen. Bei Detektoren dieser Bauart erweist sich also die Geschwindigkeitsermittlung als problematisch.

Dies ist insofern von Bedeutung, weil die Messdaten zur permanenten Kalibrierung der Online-Simulation OLSIM des Duisburger Innenstadtverkehrs [84] herangezogen werden. Ein gemessener Fluss ermöglicht wegen des dreieckförmigen Verlaufs der Funktion $J(\rho)$ noch keine eindeutige Zuordnung des Messpunktes im Fundamentaldiagramm. Dies wird u.a. von Esser und Froese in [18, 19, 22] diskutiert.

Die Messdaten gelangen über eine Standleitung zwischen der Verkehrsrechnerzentrale im Tiefbauamt der Stadt Duisburg zur Universität. Knapp 400 Messquerschnitte sind derzeit verwertbar. Zu den hier betrachteten Untersuchungen wurden Daten aus zwei Monaten (Ende Juli 1999 bis Ende September 1999) herangezogen.

Eine Auswahl der Messmöglichkeiten an einem Zwei-Schleifen-Detektor wurde bereits in Abschn. 2.4.1 gegeben. An Ein-Schleifen-Detektoren sind die im folgenden aufgelisteten Größen zugänglich.

Fluss

Der Fluss J bzw. die Zahl der Fahrzeuge pro Zeitintervall T ergibt sich aus einer Summation der 0→1-Übergänge zweier aufeinander folgender Messpulse. Die Signale ergeben sich aus dem Belegungszustand der Schleife. Pro Takt (hier 400 msec) wird das Signal 0 für „frei“ und 1 für „belegt“ gesendet.

Belegungsdauer

Passieren N Fahrzeuge während eines Messintervalls T die Messlinie, dann kann die Belegungsdauer t_B als Summe der Einzelbelegungszeiten $t_{B,n}$ berechnet werden:

$$t_B = \sum_{n=1}^N t_{B,n}. \quad (2.26)$$

Daraus ergibt sich die relative Dichte nach (2.5).

Geschwindigkeit

Es lässt sich im fließenden Verkehr noch in guter Näherung die mittlere Geschwindigkeit $\langle v \rangle$ wiedergeben. Dazu benötigt man die Ausdehnung der Schleife in Fahrtrichtung und eine Abschätzung der Fahrzeuglänge. Die mittlere Geschwindigkeit im betrachteten Zeitintervall T ergibt sich somit aus der akkumulierten Belegungszeit des Detektors der N passierenden Fahrzeuge und ist

$$\langle v \rangle \approx \frac{N(\ell_{Fz} + \ell_D)}{\sum_n t_{B,n}} \quad \text{mit} \quad \ell_{Fz} + \ell_D := 7,5 \text{ m}. \quad (2.27)$$

Es sind natürlich auch andere Werte für $\ell_{Fz} + \ell_D$ denkbar.

Bei dieser Methode der Geschwindigkeitsbestimmung ergeben sich beim Auftreten langer Belegungszeiten Probleme. Es kann nicht unterschieden werden, ob sie langen, aber schnellen oder kurzen, aber langsamen Fahrzeugen zuzuordnen sind. Die Lage der Zählschleifen bzw. die Ereignisse über ihr bestimmen dann das Aussehen der Fundamentaldiagramme. Außerdem ist die Geschwindigkeitsbestimmung nach oben begrenzt, da die zeitliche Auflösung nach unten begrenzt ist. Im Fall Duisburg heißt das: Die Samplingrate ist 2,5 Hz und das kleinste erfassbare Messintervall 400 msec. Die größte errechenbare Geschwindigkeit ist mit (2.27) somit $v_n \leq (\ell_{Fz} + \ell_D)/400 \text{ msec} = 67,5 \text{ km/h}$.

Auf dieser Basis lassen sich Klassifizierungen vornehmen: Zählschleifen in vergleichbarer Lage liefern auch vergleichbare Fundamentaldiagramme und Zeitreihen. So zeichnen sich Detektoren an schwach genutzten Nebenstraßen dadurch aus, dass hier nur geringe Flüsse, aber hohe Belegungen auftreten. Liegen sie auf Hauptstraßen kurz vor Kreuzungen, dann findet man große Bereiche des Flusses und der Dichten überdeckt. Zählschleifen

auf Streckenabschnitten weit entfernt von Knotenpunkten liefern Ergebnisse, wie sie schon von den Autobahnuntersuchungen her bekannt sind. Details hierzu werden in den folgenden Abschnitten erörtert.

2.5.2 Betrachtungen zu den Fundamentaldiagrammen

Durch die hier verwendete Methode der Dichtebestimmung über die Bedeckung einer Zählschleife können nun auch die Hochdichtebereiche im Fundamentaldiagramm erschlos-

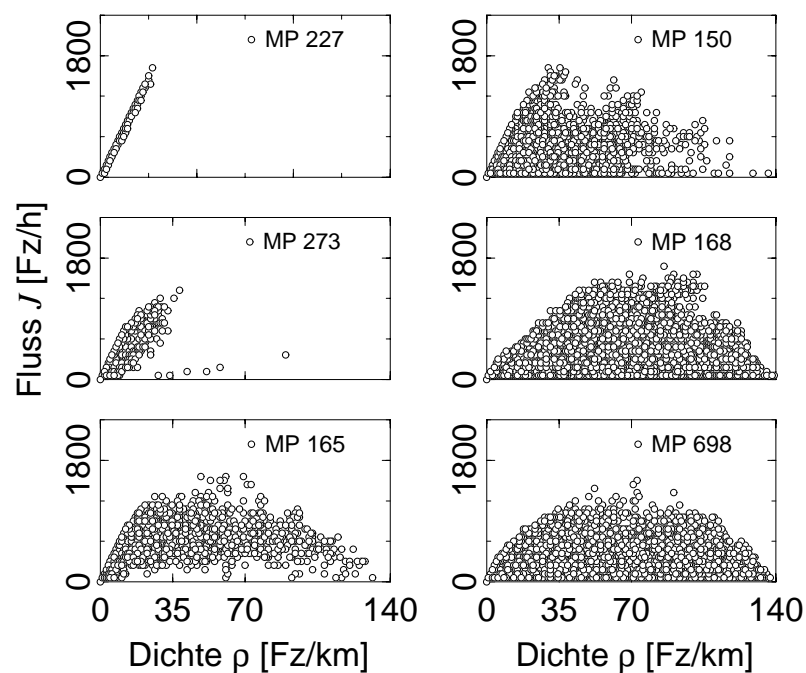


Abbildung 2.25: Fundamentaldiagramm $J(\rho)$ für unterschiedliche Situationen im Innenstadverkehr an verschiedenen Messpunkte MP. Häufige Bedeckung der Schleifen mit stehenden Fahrzeugen sorgt dafür, dass die Diagramme auch im Bereich mittlerer Dichten und kleiner Flüsse mit Messpunkten angefüllt sind.

sen werden. Somit sind stehende Fahrzeuge über eine lange Belegung des Detektors erkennbar, allerdings nur über ein Minutenintervall gemittelt. In Abb. 2.25 ist eine Auswahl typischer Fundamentaldiagramme aus Messungen mit Einschleifendetektoren auf dem Duisburger Stadtgebiet gegeben. Die Dichten wurden gemäß (2.5) und (2.6) bestimmt.

Auf freier Strecke, d.h. geeignet weit genug von Kreuzungen entfernt, findet man typische Freiflussdiagramme (links oben), die Steigung beträgt $\langle v \rangle \approx 50 \dots 70$ km/h und ist nach oben nur durch die zeitliche Auflösung der Detektoranlage begrenzt. Fundamentaldiagramme mit einem breiten Streifen von Messpunkten, der vom Koordinatenursprung zum Punkt ρ_{max} führt, lassen entweder auf Kolonnen eng aufeinander folgender, langsam fahrender Fahrzeuge oder auf eine Position der Zähl Schleife an einer Ampel mit kurzen Rot- und langen Grünphasen schließen. Die Diagramme der rechten Spalte repräsentieren eher lange Haltephasen, wie sie z.B. für Anforderungs- und Meldekontakte an schwach genutzten Nebenstraßen üblich sind. Hier ist der gesamte Bereich unterhalb zweier Geraden positiver bzw. negativer Steigung mit Messwerten angefüllt. Diese Einhüllende kann mit Messungen an Systemen mit lokalen Defekten verglichen werden [14, 16, 23, 42, 96]. Durch explizite Beschränkungen des lokalen Flusses werden dort die Hochflussbereiche nicht erreicht. Die Punktmenge unterhalb dieser Kurve wird durch den großen Anteil stehender Fahrzeuge innerhalb des Messintervalls verursacht.

2.5.3 Bewertung der Zeitreihen

Zur Bewertung der zeitlichen Entwicklung der Messgrößen im Fundamentaldiagramm kann man die Verteilung der Steigungen zwischen zwei aufeinander folgenden Messpunkten und die Kreuzkorrelationen zwischen Fluss J und Dichte ρ nach (2.25) mit $\tau = 0$ untersuchen (Abb. 2.26). Um den zeitlichen Verlauf zu dokumentieren, wurde die Kreuzkorrelation $C_{J,\rho}(\tau = 0)$ nicht über alle Messwerte, sondern nur über die letzten 30 Minuten als gleitender Mittelwert bestimmt.

Im Stadtverkehr finden permanent und zyklisch Übergänge zwischen dem Freiflussast und dem gestauten Bereich statt. An den lichtsignalgesteuerten Kreuzungen geschieht dies invers proportional zur Periode einer Ampelschaltung Rot→Grün→Rot, der sogenannten Umlaufzeit.

Ziel der Erstellung eines Fundamentaldiagramms ist die Beschreibung des zugrundeliegenden Verkehrszustands. Die in der zweiten Spalte der Abb. 2.26 vorgenommene Analyse der Verteilung $P(m)$ der Steigungen m mit

$$m = \frac{J(t + \Delta t) - J(t)}{\rho(t + \Delta t) - \rho(t)} \quad (2.28)$$

wurde deshalb vorgenommen, da hier im Gegensatz zu den Autobahndaten das Fundamentaldiagramm weniger strukturiert ist. Die wahrscheinlichste Abfolge der Punkte ist hiermit quantifizierbar. Diese $P(m)$ zeichnen sich durch einen Peak bei der maximal erfassbaren Geschwindigkeit eines einzelnen Fahrzeugs aus. In dieser Steigungsverteilung sind natürlich auch größere Steigungen, wenn auch nur selten, vertreten. Der Freiflussbereich, dargestellt in der ersten Zeile der Abb. 2.26, zeichnet sich durch eine deutlich gepeakte Verteilung der Steigungen aus. Die als gleitender Mittelwert dargestellte Kreuzkorrelation

$\mathcal{C}_{J,\rho}(\tau = 0)$ bewegt sich nahe dem Wert 1 und fällt nur in wenigen Fällen auf den Wert 0. Sie wird allerdings nie negativ. Dies spricht, wie auch schon in den vorangegangenen Abschnitten als Interpretation angeführt, für eine monoton steigende Funktion $J(\rho)$. Im

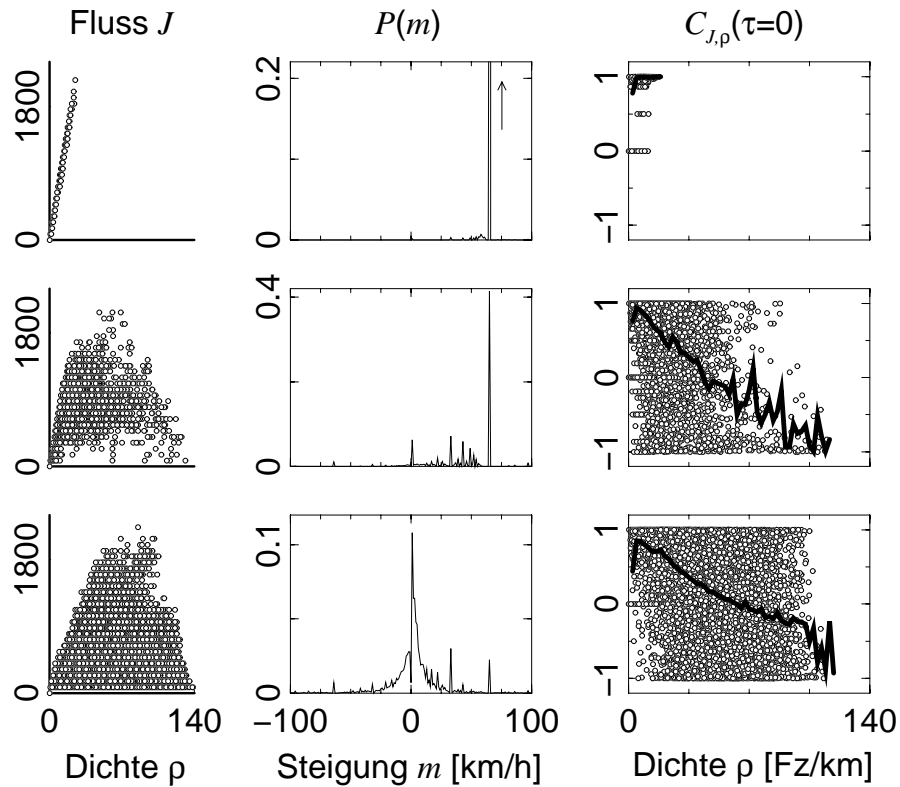


Abbildung 2.26: Zwischen dem Freifluss- und dem gestauten Verkehr in der Stadt erkennt man Unterschiede in $J(\rho)$, in den Verteilungen $P(m)$ der Steigungen zwischen zwei aufeinander folgenden Minutenmesswerten und in den Kreuzkorrelationen $\mathcal{C}_{J,\rho}(\tau = 0)$ mit gleitenden Mittelwerten (30-Minuten-Intervalle). Die durchgehenden Linien kennzeichnen Intervallmittelwerte für $\mathcal{C}_{J,\rho}(\rho)$. Zum Vergleich sind in der linken Spalte die Fundamentaldiagramme der zeilenweise sortierten Zustände abgebildet.

gestauten Bereich bietet sich ein gänzlich anderes Bild: Es sind prinzipiell alle $m \geq 0$ vertreten, die Messpunkte der Kreuzkorrelation in Abhängigkeit der Dichte füllen nun eine Ebene aus. Während in der zweiten Zeile der Abb. 2.26 noch bei mittleren Dichten ein endlicher Fluss existiert und der Bereich hoher Dichten stark durch $m < 0$ ist, trifft dies nun für die Situation, die in der dritten Zeile dargestellt ist, nicht mehr zu. Hier findet

man nun eine symmetrische exponentielle Verteilung $P(m)$ um $m = 0$ herum vor:

$$P(m) \propto e^{-|m|}. \quad (2.29)$$

Es sind nun beliebige Übergänge zwischen zwei aufeinander folgenden Messpunkten im Fundamentaldiagramm denkbar. Am wahrscheinlichsten sind jedoch waagerechte Übergänge, also konstante Flüsse in aufeinander folgenden Messintervallen mit variierenden Belegungsauern. Diese rühren entweder von unterschiedlichen Geschwindigkeiten her oder werden durch Ampelschaltungen verursacht. Wird eine Ampel derart geschaltet, dass aufeinander folgende Messintervalle komplette Grünphasen beinhalten, so wird der Durchsatz²² als konstante Funktion der Zeit wiedergegeben. Auch das Fundamentaldiagramm hat nun eine in ρ symmetrische Struktur. Dies drückt sich auch in der Korrelationsanalyse aus, ein ausgedehnter Bereich ist von Messpunkten überdeckt.

Eine Bewertung des Verkehrszustandes ist in derartigen Fällen nur eingeschränkt möglich. Dies liegt zum einen an der Lage der Zählrichtungen: Ihre Positionierung nahe Kreuzungen oder gar direkt an Haltelinien geben im Wesentlichen nur den zugrundeliegenden Ampelschaltplan wieder. Zum anderen ist es zwar von Vorteil, eine Dichtebestimmung über die Belegungszeit an der Hand zu haben, doch tauchen nun Probleme bei der Bestimmung der Fahrzeuggeschwindigkeit auf. Diese könnten vermindert werden, wenn die Bedeckungszeiten als Einzelfahrzeugdaten vorliegen würden. Ist dies der Fall, dann sind auf dieser Basis detailliertere Auswertungen bis hin zu einer „Stauprognose“ denkbar [7] – geeignete Lage der Detektoren vorausgesetzt.

Neben den vorgestellten Daten von fest installierten Detektoren werden auch Messungen aus fahrenden Fahrzeugen heraus unternommen, wenn auch in deutlich geringerem Umfang und nicht kontinuierlich. Die Möglichkeiten und Grenzen dieser Methode und der Nutzen der damit erzielbaren Resultate werden im folgenden Abschnitt anhand eines Beispiels diskutiert.

2.6 *Floating Car Daten*

Floating Car (FC) Daten werden aus fahrenden Fahrzeugen heraus gewonnen. Die hier benutzten Daten wurden während eines Feldversuches im Rahmen des Forschungsverbundes „Verkehrssimulation und Umweltwirkungen“ des Landes Nordrhein-Westfalen 1997 auf den Autobahnen im Dreieck Aachen-Duisburg-Köln aufgenommen [9, 80, 101]. Die Versuche wurden am Institut für Kraftfahrwesen Aachen *ika* der RWTH Aachen [40] durchgeführt. Die dabei benutzten Technologien basieren auf Untersuchungen zu sogenannten

²²Mit dem Begriff Durchsatz bezeichnet man die Zahl der Fahrzeuge, die pro betrachtetem Zeitabschnitt eine Kreuzung durchfahren. Dies kann spurbezogen oder aber die komplette Kreuzung betreffend angegeben werden.

Adaptive Cruise Control (ACC) Systemen [106], mit denen das Abstandsverhalten geschwindigkeitsabhängig optimiert und automatisiert werden kann.

Während einer Messfahrt werden Eigengeschwindigkeit, Abstand und Differenzgeschwindigkeit zum Vorderfahrzeug aufgezeichnet. Die Eigengeschwindigkeit wird durch Drehzahlmessungen und den Geometriewerten von Getriebe und Rädern sehr genau bestimmt. Entfernungen werden auf langen Skalen mittels Radar gemessen, auf kurzen Skalen kommt ein gepulster IR-Laser zum Einsatz. Geschwindigkeitsdifferenzen sind damit auch zugänglich.

Die Messungen sind durch subjektive Einflüsse, nämlich das Verhalten des Testfahrers [71, 81], beeinflusst. Sie sind aber ein probates Werkzeug zur Bestimmung der Geschwindigkeits-Abstands-Relation, wie sie in den *OV* Modellen eingesetzt werden [2, 3, 56, 83]).

Die zur Verfügung stehenden *FC* Daten decken kurze Perioden einer Autobahnfahrt ab. Parallel zu den Messungen stehen keinerlei Angaben über weitere relevante Größen wie die begleitende globale Verkehrsdichte zur Verfügung. Die Auswertungen schließen sich in den folgenden Abschnitten an.

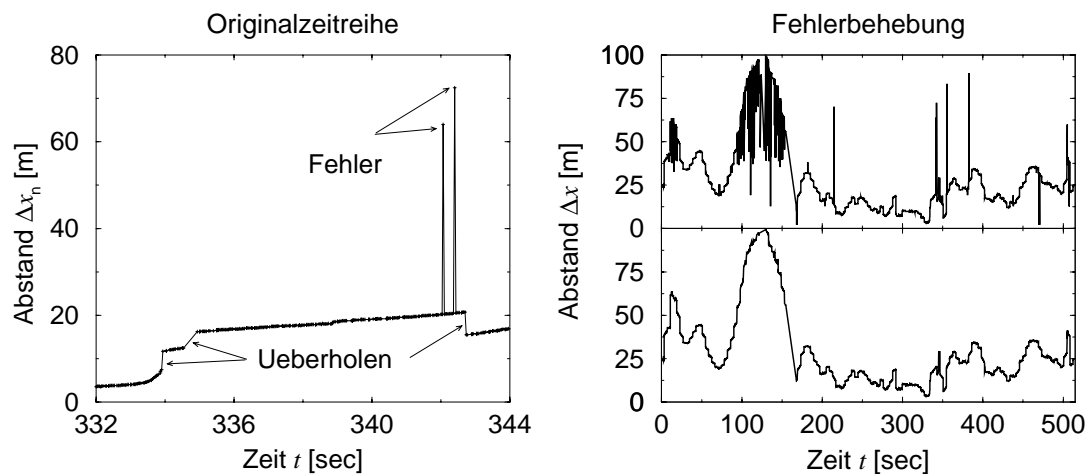


Abbildung 2.27: Links: Im Originaldatensatz kann man Überholvorgänge und Fehler erkennen. Visuell sind diese leicht an den nur einen Messzeitschritt währenden Peak auszumachen. Rechts: Die zeitliche Entwicklung vor und nach dem Eliminieren der fehlerhaften Messwerte.

2.6.1 Datenaufbereitung

Die Messungen erfolgen permanent, pro Sekunde wurden bis zu zehn Messungen aufgezeichnet, jedoch treten auch Fehlmessungen auf. Hier muss zwischen den abrupten Änderungen aufgrund eines Wechselsvorgangs und echten Messfehlern unterschieden werden. Letztere zeichnen sich dadurch aus, dass plötzlich ein Vielfaches der bisher üblichen Abstände erfasst wurde. Darauf basierend lässt sich ein einfacher Algorithmus definieren,

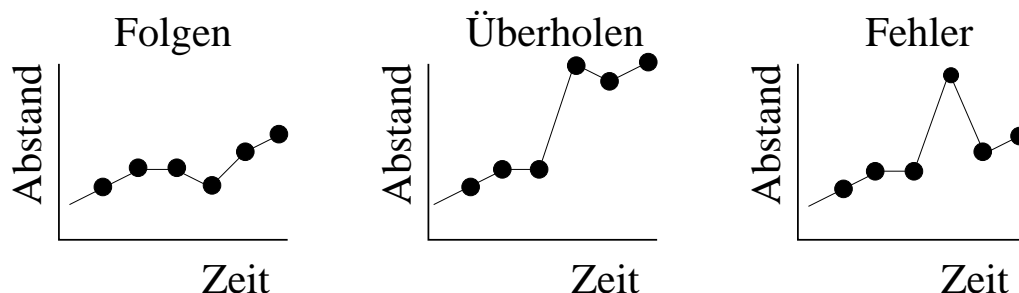


Abbildung 2.28: In der Zeitreihe können anhand (2.30), (2.31) und (2.32) zwischen den drei Fällen „Folgen“, „Überholen“ und „Fehler“ unterschieden werden.

der zwischen Fahrzeugfolgesituationen, Überholvorgängen und Fehlmessungen unterscheidet. Ein Messpunkt des Abstands, der einer Fahrzeugfolgesituation zuzuordnen ist, zeichnet sich dadurch aus, dass der linksseitige *und* der rechtsseitige Limes der Punktfolge dem Δx_n entspricht:

$$\Delta x_n(t') \stackrel{t' \rightarrow t^-}{\cong} \Delta x_n(t) \quad \text{und} \quad \Delta x_n(t') \stackrel{t' \rightarrow t^+}{\cong} \Delta x_n(t). \quad (2.30)$$

Die Exponenten „+“ und „-“ geben an, ob sich t' von links oder von rechts t nähert. Handelt es sich dagegen um einen Überholvorgang, dann stimmt $\Delta x_n(t)$ mit *genau einem* der beiden Grenzwerte überein:

$$\begin{aligned} \Delta x_n(t') \stackrel{t' \rightarrow t^-}{\cong} \Delta x_n(t) \quad \text{und} \quad \Delta x_n(t') \stackrel{t' \rightarrow t^+}{\neq} \Delta x_n(t) \\ \text{oder} \\ \Delta x_n(t') \stackrel{t' \rightarrow t^-}{\neq} \Delta x_n(t) \quad \text{und} \quad \Delta x_n(t') \stackrel{t' \rightarrow t^+}{\cong} \Delta x_n(t). \end{aligned} \quad (2.31)$$

Liegt ein Messfehler vor, dann stimmt $\Delta x_n(t)$ mit keinem der beiden Grenzwerte überein:

$$\Delta x_n(t') \stackrel{t' \rightarrow t^-}{\neq} \Delta x_n(t) \quad \text{und} \quad \Delta x_n(t') \stackrel{t' \rightarrow t^+}{\neq} \Delta x_n(t). \quad (2.32)$$

Illustriert werden diese Regeln in Abb. 2.28. Die Praxis zeigt, dass es ausreicht, nur einzelne Punkte und keine Punktfolgen zu betrachten. Als Grenzwert der Abweichung erwies

sich 20 % als geeignet. Veranschaulicht wird diese Methodik in Abb.2.27. Es stellte sich heraus, dass ca. 10 % der Messungen aus diesem Grunde unbrauchbar waren. Um weiterhin Messungen im gleichen Zeitabstand sicherzustellen²³, wurden Einträge gelöscht, so dass nur noch eine Messung pro Sekunde verbleibt.

2.6.2 Resultate

Für eine erste Einordnung der Daten eignen sich wiederum Fundamentaldiagramme $J(\rho)$. Dazu wurden mit Hilfe des mitgeführten Zeitstempels Minutendaten aggregiert. Die makroskopischen Größen wurden mit Hilfe der Gleichungen (2.2) und (2.9) erzeugt. Es gilt $J \propto \Delta T^{-1}$ und $\rho \propto (\Delta x + \ell_{Fz})^{-1}$. Abb.2.29 zeigt ein typisches Fundamentaldiagramm.

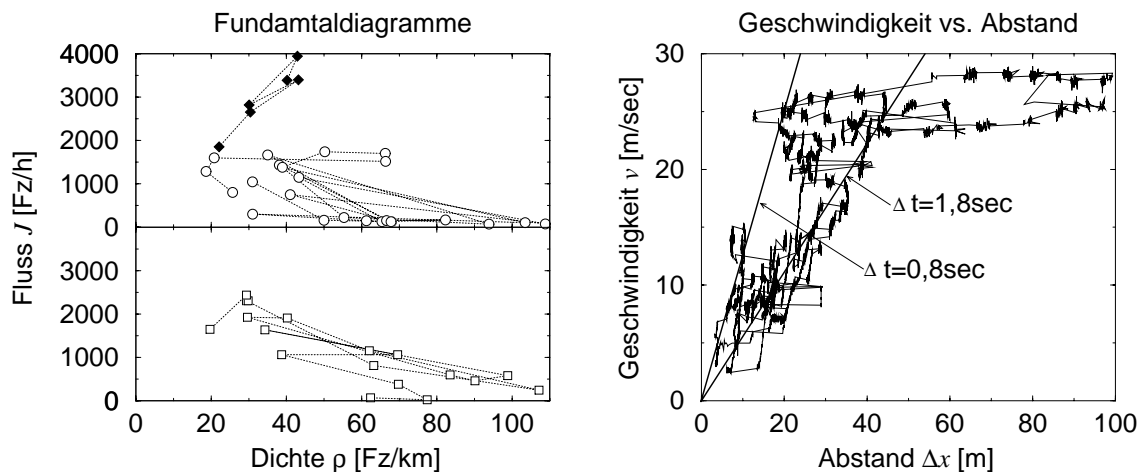


Abbildung 2.29: Links: Fundamentaldiagramme verschiedener Fahrten. Im Freiflussbereich kann man global interpretierte Flüsse auf der Basis von Einzelfahrzeugmessungen erzeugen. Sie reichen bis 4.000 Fz/h und liegen damit deutlich über den lokal ermittelten Werten. Rechts: Im OV -Diagramm verdeutlicht sich wieder eine Sättigung der Geschwindigkeit für den Bereich großer Abstände.

Folgende Punkte sind von Bedeutung und werden durch diese Individualdaten bestätigt:

1. Hochflusszustände mit bis zu 4.000 Fz/h entstehen und sind über mehrere Minuten stabil. Diese Zustände brechen wieder zusammen, indem Fluss und Dichte unter Beibehaltung der mittleren Geschwindigkeit reduziert werden. Es erfolgt kein Zusammenbruch direkt in den gestauten Bereich des Fundamentaldiagramms hinein.

²³Das ist eine Voraussetzung für zeitorientierte Messungen.

2. Der Übergang in den gestauten Bereich erfolgt bei deutlich kleineren Dichten als der Kapazität ($\approx 1.000 \dots 2.000 \text{ Fz/h}$).
3. Messpunkte des gestauten Bereichs liegen auf einer Linie mit negativer Steigung. Diese Steigung repräsentiert die Staugeschwindigkeit $V_J = \partial J / \partial \rho < 0 \text{ km/h}$.

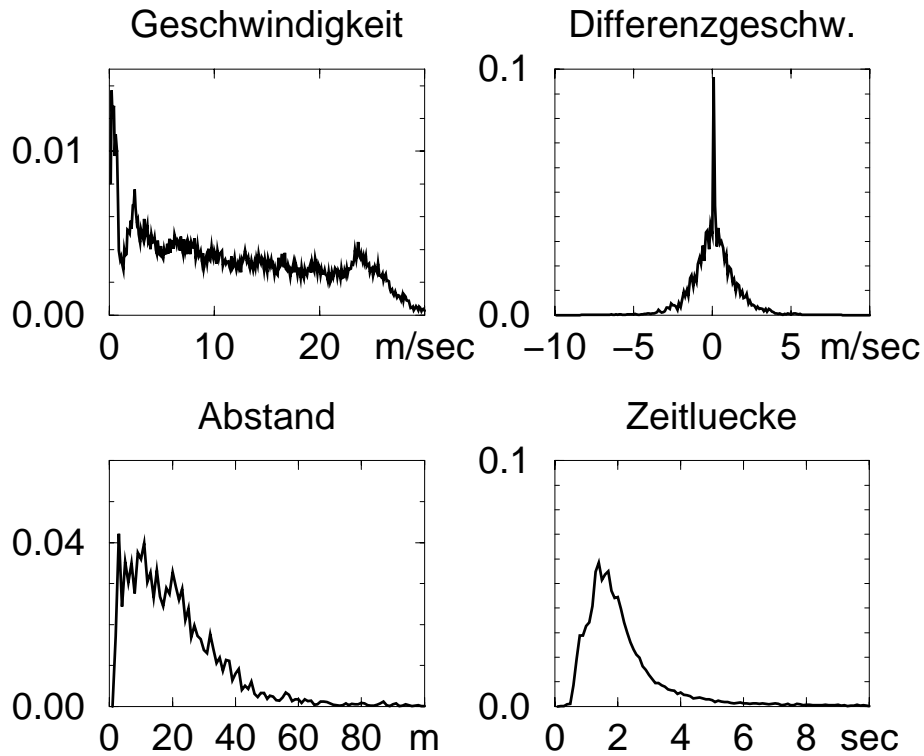


Abbildung 2.30: Häufigkeitsverteilungen aus *FC* Daten. Die Messpunkte der Differenzgeschwindigkeit (oben rechts) häufen sich um $\Delta v = 0 \text{ km/h}$, eine Bestätigung für das Fahrzeugfolgeverhalten. Die Zeitlücken weisen ebenfalls ein Maximum bei dem typischen Wert $\Delta T \approx 1,8 \text{ sec}$ auf (\nearrow Abschn. 2.4.7).

Daneben eignen sich die Daten auch zur Untersuchung des Fahrerfolgeverhaltens und zur Bestätigung der bis dato in diesem Kapitel erzielten Resultate.

Im *OV*-Diagramm $v(\Delta x)$ findet man den von den Untersuchungen der Autobahn-Einzelfahrzeugdaten bekannten Verlauf. Für $\Delta x < 40 \text{ m}$ erkennt man im unteren Ast

einen stark linearisierten Anstieg der Funktion, flankiert durch zwei charakteristische Zeitabstände zum Vordermann. Der Freiflussbereich, charakterisiert durch eine Geschwindigkeit $v \approx 25$ m/sec und größer, erstreckt sich bis hinab zu Abständen von $\Delta x = 15$ m, auch wenn die Aufenthaltswahrscheinlichkeit im Vergleich zu anderen Bereichen des *OV*-Diagramms gering ist. Im Bereich von 15...40 m können einem Abstand zwei Geschwindigkeiten zugeordnet werden, eine Trennung gelingt erst wieder durch eine separate Behandlung der Verkehrszustände (Abb. 2.13).

Die Histogramme in Abb. 2.30, die hier ohne Unterscheidung des Verkehrszustandes erstellt worden sind²⁴, bestätigen ebenfalls die von den bereits gemachten Untersuchungen bekannten Resultate²⁵:

1. **Geschwindigkeit v :** Es fallen zwei lokale Maxima bei $v \approx 0$ m/sec und $v \approx v_{max}$ auf, sie weisen auf freie Bewegung und Stop-and-Go-Verkehr hin.
2. **Differenzgeschwindigkeit Δv :** Auch hier ist der Trend zu erhöhtem „Fahrkomfort“, d.h. Anpassung der Geschwindigkeiten aufeinander folgender Fahrzeuge offensichtlich. Die Funktion hat symmetrischen Charakter, was auch ein Indikator für ein ebensolches Beschleunigungs- und Annäherungsverhalten ist.
3. **Abstand Δx :** Unterhalb einer Grenze von $\Delta x \approx 20$ m sind alle Abstände von gleicher Wahrscheinlichkeit, oberhalb zeigt sich eine exponentielle Abhängigkeit. Zum Nahbereich zählt auch eine Vielzahl von Messungen, die in Hochgeschwindigkeitsperioden aufgenommen wurden ($\nearrow \Delta T$ in 4.).
4. **Zeitlücke ΔT :** Deutlich zu erkennen sind die Anteile für $\Delta T < 1$ sec und der deutliche Peak bei $\Delta T \approx 2$ sec, eine Bestätigung für die vorangegangenen Ergebnisse und Interpretationen.

2.6.3 Weitere Untersuchungen

FC Daten und Flussmessungen

Für *FC* Daten wurde auch eine Methode entwickelt, die es erlaubt, Flüsse zu erfassen. Sie wurde von Wardrop und Charlesworth vorgeschlagen [105] und später von Wright detailliert untersucht [65, 112].

Zur Bestimmung des Flusses auf einer Straße in einer vorher festgelegten interessierenden Fahrtrichtung müssen nacheinander zwei Fahrten unternommen werden. Hierbei

²⁴Hierfür war die Datenmenge und die Zuverlässigkeit in der Bestimmung der notwendigen makroskopischen Größen nicht ausreichend genug.

²⁵Die niedrigen Werte für die einzelnen Wahrscheinlichkeiten sind nur auf die Wahl sehr kleiner Intervalle zurückzuführen, was durch die zur Verfügung stehende Datenmenge ermöglicht wurde.

bezeichnet der Index 1 die Fahrt *entgegen* der Richtung der interessierenden Fahrtrichtung und der Index 2 die Fahrt *in* Richtung der interessierenden Fahrtrichtung. Der Fluss ist

$$J = \frac{n_1 + n_2}{t_1 + t_2}. \quad (2.33)$$

Es ist n_1 die Zahl der Fahrzeuge, die beim Fahren *entgegen* der interessierenden Fahrtrichtung entgegenkommen, und t_1 die dafür benötigte Zeit. In Richtung der interessierenden Fahrtrichtung ist n_2 die Nettoanzahl der überholenden Fahrzeuge, d.h. Überholende minus Überholte. Die mittlere Reisezeit $\langle t \rangle$ berechnet sich nach

$$\langle t \rangle = t_2 - \frac{n_2}{J}. \quad (2.34)$$

Für zuverlässige Angaben über Fluss und Geschwindigkeit sind natürlich auch hier wieder eine große Zahl von Messungen notwendig. Diese Messmethode kann dort angewendet werden, wo keine fest installierten Messgeräte zur Verfügung stehen. Heutzutage sind die neuralgischen Punkte des Verkehrsnetzes im Regelfall mit fest installierten Detektoren ausgestattet. Außerdem können mobile Schleifen für eine kurze Zeit auf der Straße befestigt werden und mit der von Induktionsschleifen bekannten hohen Genauigkeit Verkehr erfassen.

FC Daten und ATIS

Regionale oder großflächige Messungen beziehen ihre Daten aus einer Vielzahl von Messfahrzeugen, die ihre Informationen an ein Zentralsystem übermitteln. Fahrzeuge können entweder an festgelegten Punkten im Netz ihre Parameter übertragen, sie können in festgelegten Zeitabständen Position und Geschwindigkeit übertragen oder aber durch das Passieren von Baken aufgrund der identifizierbaren Fahrzeuge Reisezeiten bestimmen und übermitteln. Derartige Informationen sind von besonderem Interesse für *Advanced Traveler Information Systems ATIS* [4, 41, 82, 104], da Reisezeiten ein entscheidendes Kriterium für die Wahl einer Fahrtroute bilden. Sie dienen also eher zur Verkehrslageeinschätzung als zur Untersuchung der Fahrerreaktionen.