



**BERGISCHE
UNIVERSITÄT
WUPPERTAL**

Masterarbeit

**Ableitung des Fundamentaldiagramms
aus Floating Car Data**

November 2018

Christian Wieder

Betreut durch: Herrn Prof. Dr.-Ing. Bert Leerkamp
Herrn M.Sc. Tim Holthaus

Lehr- und Forschungsgebiet für Güterverkehrsplanung und Transportlogistik

Selbständigkeitserklärung

„Ich erkläre hiermit, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe. Die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken sind als solche kenntlich gemacht. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch nicht veröffentlicht.“

Wuppertal, 28.11.2018

.....
(Unterschrift)

Master-Abschlussarbeit im Studiengang Verkehrswirtschaftsingenieurwesen

Thema: Ableitung des Fundamentaldiagramms aus Floating Car Data
Bearbeiter: Christain Wieder
Betreuer: Prof. B. Leerkamp, M.Sc. Tim Holthaus
Ausgabe:
Abgabe:

Aufgabenstellung

Als Floating Car Data (FCD) werden reale Positionsdaten bezeichnet, die neben der Information des Ortes auch die Information über die gefahrene Geschwindigkeit sowie der gefahrenen Richtung enthalten. Aufgrund der hohen Anzahl an aufgezeichneten Fahrten steht der Verkehrsforschung erstmalig eine so umfangreiche Stichprobe zur Verfügung. Die existierenden Regelwerke der FGSV orientieren sich demgegenüber an etablierten Erhebungsmethoden für Menge, Dichte und Geschwindigkeit des Kfz-Verkehrs und leiten daraus Kennwerte und Qualitätsstufen für bestimmte Fragestellungen ab.

Damit aus FCD abgeleitete Parameter in die Berechnung von Kenngrößen des Verkehrsablaufes gemäß existierender Regelwerke einfließen können, ist eine Harmonisierung der FCD mit den entsprechenden Kennwertdefinitionen notwendig. So ergeben sich z.B. je nach gewählter Methodik zur Parametrisierung von Netzen mit gefahrenen Geschwindigkeiten (z.B. Median aus gemeldeten Geschwindigkeiten) unterschiedliche Eingangsgrößen zur Kennwertberechnung.

Anhand von stundenscharfen Zählwerten an den Dauerzählstellen im bundesdeutschen Netz kann der Bezug zwischen der realen Belastung und der aus FCD abgeleiteten Geschwindigkeit hergestellt werden (qv-Diagramme des HBS 2015). Ziel dieser Masterarbeit ist es aus diesen Daten das Fundamentaldiagramm des Verkehrsflusses herzuleiten und mit den qv-Diagrammen des Handbuchs für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS) zu vergleichen. Anschließend soll ein geeigneter Parametersatz zur Ableitung der mit dem HBS harmonisierten Geschwindigkeiten aus FCD erarbeitet werden.

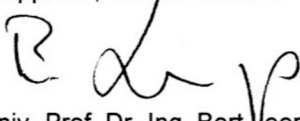
Empfohlene Arbeitsschritte:

- Literaturanalyse zur Theorie des Verkehrsflusses
- Einarbeitung in die EDV-basierte Analysen von FCD
- Ableitung von Detektorabschnitten im Netz und Verschneidung mit Dauerzählstellen
- Gegenüberstellung verschiedener Geschwindigkeitsparametrisierungen (FCD) und DTV Werte aus den Dauerzählstellen
- Ableitung einer mit dem HBS harmonisierten Funktion zur Geschwindigkeitsparametrisierung aus FCD

Mehrfache Rücksprache mit den Betreuern ist erwünscht. Die Masterarbeit ist in dreifacher Ausfertigung spätestens am Tag der Abgabe beim Prüfungsamt einzureichen. Zusätzlich ist eine digitale Version am Lehr- und Forschungsgebiet Güterverkehrsplanung und Transportlogistik einzureichen. Im Übrigen wird auf den Leitfaden zur Anfertigung studentischer Arbeiten des Lehr- und Forschungsgebiets Güterverkehrsplanung und Transportlogistik verwiesen.

Die Masterarbeit oder Teile davon dürfen nur im Rahmen der schriftlichen Vereinbarung zwischen der Verfasserin und dem Lehr- und Forschungsgebiet Güterverkehrsplanung und Transportlogistik veröffentlicht und/oder verwertet werden.

Wuppertal, den 25.06.2018


 Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bert Leerkamp

Inhalt

Abbildungsverzeichnis.....	IV
Tabellenverzeichnis.....	VIII
Abkürzungsverzeichnis.....	IX
1. Einleitung.....	1
2. Grundlagen des Verkehrsflusses.....	3
2.1 Begriffsdefinitionen.....	3
2.2 Verkehrskenngrößen.....	7
2.2.1 Verkehrsdichte/Konzentration.....	7
2.2.2 Verkehrsstärke/Intensität.....	8
2.2.3 Geschwindigkeit.....	8
2.2.4 Räumlicher Fahrzeugabstand (Weglücke).....	10
2.2.5 Zeitlicher Fahrzeugabstand (Zeitlücke).....	10
2.2.6 Räumlich-zeitliche Kenngrößen.....	11
2.3 Verkehrsmessungen.....	11
2.3.1 Räumliche Messungen.....	12
2.3.2 Zeitliche Messungen.....	12
2.3.3 Räumlich-zeitliche Messungen.....	13
2.3.4 Messungen im HBS.....	15
2.4 Zustandsformen des Verkehrs.....	15
2.4.1 Zustandsformen in Abhängigkeit der Verkehrsdichte.....	16
2.4.2 Dynamische Betrachtung der Zustandsformen.....	17
2.4.3 Zustandsformen auf Autobahnen.....	19
2.5 Verkehrsmodelle.....	19
2.5.1 makroskopische Verkehrsmodelle.....	19
2.5.2 mikroskopische Verkehrsmodelle.....	22
2.6 Das Fundamentaldiagramm.....	28
2.6.1 k-v-Diagramm.....	29
2.6.2 q-k-Diagramm (eigentliches Fundamentaldiagramm).....	29
2.6.3 q-v-Diagramm.....	30
2.6.4 Ansätze zur Beschreibung der Fundamentalbeziehungen.....	30
2.6.5 Einfluss des Bezugsintervalls.....	36

2.7	Kapazität.....	37
2.7.1	Kapazität und q-v-Beziehung als konstante Größe (nach HBS)	38
2.7.2	Kapazität als stochastische Größe	41
3.	Floating Car Data	44
3.1	Funktionsweise und Einsatzmöglichkeiten von FCD	44
3.1.1	Entwicklung der FCD-Technik	45
3.1.2	Erforderliche Ausstattungsraten.....	46
3.1.3	FCD in Forschung und Praxis.....	48
3.1.4	Extended FCD	51
3.2	Datensatzbeschreibung und - aufbereitung	51
3.2.1	Aufbereitung der FC-Daten.....	52
3.2.2	Entfernen irregulärer Messwerte	54
3.3	Statistiken zum vorliegenden Datensatz	77
4.	Netz-Parametrisierung	82
4.1	Netz und Dauerzählstellen	82
4.2	Lage in Bezug zu Ballungsräumen.....	86
4.3	Querschnitt/Fahstreifenanzahl	89
4.4	Linienführung/Längsneigung	90
4.5	Geschwindigkeitsbeschränkungen/SBA/TSF/Tunnel	91
4.6	Parametrisierung der Netzabschnitte.....	92
5.	Ableitung von q-v-Diagrammen aus FCD	94
5.1	Bestimmung von Stunden mit stationärem Verkehrsfluss	95
5.1.1	Einfacher Ansatz	96
5.1.2	Algorithmus zur Unterteilung in „stationäre Phasen“	98
5.1.3	Kombinierter Ansatz	103
5.2	Ergebnisse	105
5.2.1	Einfacher Ansatz	106
5.2.2	Kombinierter Ansatz	108
6.	Fazit/Ausblick	110
	Literaturverzeichnis.....	114
	Anhang I	122
	Anhang II	127
	Anhang III	129

Anhang IV	131
-----------------	-----

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Phasenübergang auf einem Autobahnabschnitt (Kühne 1984, S. 92)	3
Abbildung 2: q-k-Diagramm mit Hysterese-Phänomen (Treiterer und Myers 1974, S. 22)	4
Abbildung 3: Verkehrsnachfrage und Kapazität (Hohmann 2014, S. 46)	6
Abbildung 4: Zählstellenbereich Langenberg (eigene Darstellung, Kartengrundlage: OSM)	7
Abbildung 5: Zeitliche (vl, links) und räumliche (vm, rechts) Geschwindigkeitsverteilung (Wardrop 1952, S. 329).....	9
Abbildung 6: Räumlich-zeitliche Messung auf einer zweistreifigen Straße (Thomas 1966, S. 55)	13
Abbildung 7: Geschwindigkeit in Abhängigkeit der Verkehrsdichte (Schnabel und Lohse 2011, S. 53)	17
Abbildung 8: Übergänge zwischen Verkehrszuständen (Kim und Keller 2001, S. 436)	18
Abbildung 9: Grafische Darstellung des Zellularautomatenmodells (Nagel und Schreckenberg 1992, S. 2223)	25
Abbildung 10: Wahrnehmung im psycho-physischen Abstandsmodell (Wiedemann 1974, S. 36).....	26
Abbildung 11: Relativbewegung zweier hintereinanderfahrender Fahrzeuge (Wiedemann 1974, S. 22)	27
Abbildung 12: Typisches Fundamentaldiagramm für einen Querschnitt mit Überlastungen und Stauzuständen (Schick 2003, S. 40)	28
Abbildung 13: k-v-Diagramm nach GREENSHIELDS (Greenshields 1935, S. 468).....	31
Abbildung 14: Dreiecksfunktion als vereinfachte q-k-Funktion (Kühne 2005, S. 10)	32
Abbildung 15: q-k-Diagramme mit zwei Bereichen (Gazis et al. 1961, S. 558)	33
Abbildung 16: Verlauf der homogenen Zustände im k-v-Diagramm (Wu 2000, S. 381)	35
Abbildung 17: Einfluss des Bezugsintervalls auf die Verkehrsstärke-Ganglinie (Kühne 2005, S. 8)	37
Abbildung 18: Zusammenhang zwischen der Kapazität im q-v-Diagramm und der Verteilungsfunktion der Kapazität (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 36).....	43
Abbildung 19: Notwendiger Stichprobenumfang, abhängig von Variationskoeffizient v und Größe der Grundgesamtheit N (Offermann 2002, S. 83).....	47
Abbildung 20: Erforderlicher Ausstattungsgrad bei 3000 Kfz/h in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der mittleren Reisegeschwindigkeit (Offermann 2002, S. 84)	48
Abbildung 21: Wirkung des 30-m-Puffers (eigene Darstellung, Kartengrundlage: OSM)	53
Abbildung 22: Relevante Wetterstationen und zugeordnete Dauerzählstellen (eigene Darstellung) ..	55
Abbildung 23: Zählstellenbereich Ratingen-Schwarzbach mit und ohne Niederschlag (eigene Darstellung).....	56
Abbildung 24: Zählstellenbereich Neuss-Holzheim mit und ohne Baustelle (eigene Darstellung)	61
Abbildung 25: Lage der Zählstelle Gescher und der Dauerbaustelle zwischen Legden/Ahaus und Gescher/Coesfeld (eigene Darstellung, Kartengrundlage: OSM).....	62
Abbildung 26: Zählstellenbereich Gescher mit und ohne Baustelle (eigene Darstellung)	62
Abbildung 27: Zählstellenbereich Oelde mit und ohne Baustelle (samstags) (eigene Darstellung).....	64
Abbildung 28: Zählstellenbereich Dortmund-Eichlinghofen (Fahrtrichtung Norden) samstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	68
Abbildung 29: Zählstellenbereich Waltrop-Brambauer (Fahrtrichtung Westen) freitags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	68

Abbildung 30: Zählstellenbereich Schloss Burg (Fahrtrichtung Süden) montags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)	69
Abbildung 31: Zählstellenbereich AK Kamp-Lintfort (N) (Fahrtrichtung Norden) dienstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	69
Abbildung 32: Zählstellenbereich Godorf (Fahrtrichtung Norden) freitags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	70
Abbildung 33: Zählstellenbereich Bensbg. Frankenforst (Fahrtrichtung Westen) dienstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	70
Abbildung 34: Zählstellenbereich AD St. Augustin (N) (Fahrtrichtung Norden) dienstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	71
Abbildung 35: Zählstellenbereich AK Neuss Süd (O) (Fahrtrichtung Westen) mittwochs mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	71
Abbildung 36: Zählstellenbereich Unna-Süd (Fahrtrichtung Westen) donnerstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)	72
Abbildung 37: Zählstellenbereich Dortmund Süd (Fahrtrichtung Süden) donnerstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	73
Abbildung 38: Zählstellenbereich AK Kamp-Lintfort (N) (Fahrtrichtung Süden) freitags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	73
Abbildung 39: Zählstellenbereich Neuss-West (Fahrtrichtung Osten) donnerstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)	74
Abbildung 40: Zählstellenbereich AK Leverkusen (W) (Fahrtrichtung Westen) donnerstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung).....	74
Abbildung 41: Zählstellen mit regulären FCD (eigene Darstellung, Kartengrundlage: OSM)	78
Abbildung 42: Anzahl FCD nach Monat (eigene Darstellung)	79
Abbildung 43: Anzahl FCD nach Wochentag (eigene Darstellung)	79
Abbildung 44: FCD-Tagesganglinie (eigene Darstellung)	80
Abbildung 45: Kfz-Tagesganglinie (eigene Darstellung).....	80
Abbildung 46: Anzahl FCD je Stunde und Richtungsfahrbahn (eigene Darstellung)	81
Abbildung 47: Gemessene Geschwindigkeiten (eigene Darstellung)	81
Abbildung 48: Zählstellenbereich Bad Oeynhausen (eigene Darstellung mit QGIS, Kartengrundlage: OSM)	84
Abbildung 49: Zählstellenbereich AK Aachen (W) (eigene Darstellung mit QGIS, Kartengrundlage: OSM)	85
Abbildung 50: Lage der Zählstellen in Nordrhein-Westfalen (eigene Darstellung mit QGIS).....	86
Abbildung 51: Lage nach FCD-Analyse und RegioStaR-Typen (eigene Darstellung mit QGIS)	89
Abbildung 52: Zulässige Höchstgeschwindigkeiten auf Autobahnen in Nordrhein-Westfalen (eigene Darstellung mit QGIS).....	92
Abbildung 53: Standorte von SBA und TSF in Nordrhein-Westfalen (Bundesanstalt für Straßenwesen 2015a, bearbeitet).....	93
Abbildung 54: q-v-Diagramm für zweistreifige Abschnitte, aB, ohne Geschwindigkeitsbegrenzung mit allen regulären FCD (eigene Darstellung)	96

Abbildung 55: q-v-Diagramm für zweistreifige Abschnitte, aB, ohne Geschwindigkeitsbegrenzung nach Methode 1 (eigene Darstellung).....	97
Abbildung 56: Zählstellenbereich AK Hilden (W) Fahrtrichtung Osten am 06.03.2015 zwischen 18:00 Uhr und 19:00 Uhr	99
Abbildung 57: Beispiele für die Auswirkung angepasster bzw. nicht angepasster FCD-Stundenwerte (eigene Darstellung).....	101
Abbildung 58: Zählstellenbereich AK Hilden (W) Fahrtrichtung Osten am 06.03.2015 zwischen 18:00 Uhr und 19:00 Uhr (vollständiger Algorithmus)	102
Abbildung 59: q-v-Diagramm für zweistreifige Abschnitte, aB, ohne Geschwindigkeitsbegrenzung nach Methode 2 (eigene Darstellung).....	103
Abbildung 60: q-v-Diagramm für zweistreifige Abschnitte, aB, ohne Geschwindigkeitsbegrenzung nach Methode 3 (eigene Darstellung).....	104
Abbildung 61: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen, aB, mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)	106
Abbildung 62: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)	108
Abbildung 63: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)	109
Abbildung 64: Schema zur Ableitung von q-v-Diagrammen aus FCD (eigene Darstellung)	113
Abbildung 65: Boxplots der Geschwindigkeiten (1/5) (eigene Darstellung)	122
Abbildung 66: Boxplots der Geschwindigkeiten (2/5) (eigene Darstellung)	123
Abbildung 67: Boxplots der Geschwindigkeiten (3/5) (eigene Darstellung)	124
Abbildung 68: Boxplots der Geschwindigkeiten (4/5) (eigene Darstellung)	125
Abbildung 69: Boxplots der Geschwindigkeiten (5/5) (eigene Darstellung)	126
Abbildung 70: Zählstellenbereiche mit durchschnittlicher Geschwindigkeit (eigene Darstellung, Kartengrundlage OSM).....	127
Abbildung 71: Zählstellenbereiche mit Standardabweichung der Geschwindigkeiten (eigene Darstellung, Kartengrundlage OSM).....	127
Abbildung 72: Zählstellenbereiche mit IQA der Geschwindigkeit (eigene Darstellung, Kartengrundlage OSM).....	128
Abbildung 73: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)	129
Abbildung 74: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)	129
Abbildung 75: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)	130
Abbildung 76: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)	130
Abbildung 77: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)	131
Abbildung 78: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)	131

Abbildung 79: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)	132
Abbildung 80: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)	132
Abbildung 81: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)	133

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Ansätze zur Analyse der Fundamentalbeziehungen (vgl. Kühne 2005, S. 7)	30
Tabelle 2: Attribute FCD	52
Tabelle 3: Attribute Niederschlagshöhe (vgl. DWD Climate Data Center 2018b)	55
Tabelle 4: Attribute Temperatur (vgl. DWD Climate Data Center 2018a).....	56
Tabelle 5: Kennwerte der Zählstelle Ratingen-Schwarzbach mit und ohne Niederschlag	56
Tabelle 6: Kennwerte der Zählstelle Meschede mit und ohne Tageslicht	58
Tabelle 7: Attribute Netzknoten (vgl. Landesbetrieb Straßenbau NRW 2018)	59
Tabelle 8: Attribute Straßen.NRW-Netz (vgl. Landesbetrieb Straßenbau NRW 2018).....	60
Tabelle 9: Attribute Dauerbaustellen (vgl. Hinkel 2018)	60
Tabelle 10: Kennwerte der Zählstelle Neuss-Holzheim mit und ohne Baustelle	61
Tabelle 11: Kennwerte der Zählstelle Gescher mit und ohne Baustelle	63
Tabelle 12: Attribute Tagesbaustellen (vgl. Hinkel 2018)	63
Tabelle 13: Attribute Unfälle (vgl. Landesbetrieb Straßenbau NRW 2018)	65
Tabelle 14: Räumliche und zeitliche Auswirkungen von Unfällen	75
Tabelle 15: Räumliche und zeitliche Auswirkungen von Unfällen nach REGLER (vgl. Regler 2004, S. 175)	76
Tabelle 16: Attribute Betriebskilometer (vgl. Landesbetrieb Straßenbau NRW 2018)	76
Tabelle 17: Attribute Dauerzählstellen (vgl. Bundesanstalt für Straßenwesen 2017)	83
Tabelle 18: RegioStaR 17-Typen (vgl. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur 2018)	88
Tabelle 19: Attribute Höhe	90
Tabelle 20: Attribute OSM-Netz (vgl. Topf 2009)	92
Tabelle 21: Attribute richtungsbezogene Verkehrsmengendaten (vgl. Bundesanstalt für Straßenwesen 2015a)	94
Tabelle 22: Anzahl der Streckenabschnitte nach Streckentypen	95
Tabelle 23: Geschwindigkeiten und Verkehrsstärken am AK Hilden (W) (Fahrtrichtung Osten) am 06.03.2015 zwischen 18:00 Uhr und 19:00 Uhr	100
Tabelle 24: Ergebnisse der Regression und HBS-Parameter für zweistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h	107

Abkürzungsverzeichnis

APNR	Automatic Plate Number Recognition
DEM	Digital Elevation Model
DWD	Deutscher Wetterdienst
EKA	Entwurfsklasse für Autobahnen
FC	Floating Car
FCD	Floating Car Data
GPS	Global Positioning System
GSM	Global System for Mobile Communications
HBS	Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen
HCM	Highway Capacity Manual
IQA	Interquartilsabstand
LuF GUT	Lehr- und Forschungsgebiet für Güterverkehrsplanung und Transportlogistik
MESZ	Mitteleuropäische Sommerszeit
MEZ	Mitteleuropäische Zeit
NUTS	Nomenclature des unités territoriales statistiques
QSV	Qualitätsstufe des Verkehrsflusses
RAA	Richtlinien für die Anlage von Autobahnen
RegioStaR	Regionalstatistische Raumtypologie
RIN	Richtlinien für integrierte Netzgestaltung
SBA	Streckenbeeinflussungsanlage
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
Straßen.NRW	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen
SV	Schwerverkehr
TSF	Temporäre Seitenstreifenfreigabe
UTC	Coordinated Universal Time
VFS	Verbindungsfunktionsstufe

XFCD Extended Floating Car Data

Häufig genutzte Variablen

k	Verkehrsdichte
N	Anzahl der Messwerte
q	Verkehrsstärke
v	Geschwindigkeit
v_f	freie Geschwindigkeit
v_l	lokale Geschwindigkeit
\bar{v}_l	mittlere lokale Geschwindigkeit
v_m	momentane Geschwindigkeit
\bar{v}_m	mittlere momentane Geschwindigkeit

1. Einleitung

Zur „Sicherstellung einer funktionierenden Wirtschaft und zur Herstellung gleichwertiger Lebensbedingungen in allen Landesteilen“ (Ministerium für Verkehr Baden-Württemberg 2015) ist „ein leistungsfähiges Straßennetz“ (ebd.) unabdingbar. In Deutschland kommt jedoch gerade das Fernstraßennetz immer öfter an die Grenzen seiner Leistungsfähigkeit. Denn obwohl die Fahrleistung der Pkw in Deutschland im Jahr 2017 erstmals im Vergleich zum Vorjahr gesunken ist, ist sie mit 642,4 Milliarden km weiterhin sehr hoch (vgl. STATISTA 2018f). Zudem hat die Transportleistung im deutschen Straßengüterverkehr im Jahr 2017 einen neuen Höchstwert erreicht (vgl. STATISTA 2018e). Dies hat Auswirkungen auf den Verkehrsablauf. Im Jahr 2017 wurden sowohl in Bezug auf die Anzahl der Staumeldungen auf Fernstraßen in Deutschland (vgl. STATISTA 2018d) als auch auf die gesamte Staulänge auf Autobahnen in Deutschland (vgl. STATISTA 2018a) Rekordwerte gemessen. Insbesondere Nordrhein-Westfalen ist hiervon stark betroffen. Mit 454.907 km Stau wurde hier fast jeder dritte Staukilometer gemeldet (vgl. STATISTA 2018b).

Dass Verkehrsüberlastungen oftmals die Ursache für Staus sein können, zeigt eine Untersuchung der häufigsten Stauursachen im Sommerreiseverkehr in Österreich. Im Jahr 2018 wurden in 40% der Fälle Verkehrsüberlastungen als Ursache für einen Stau ausgemacht (vgl. STATISTA 2018c). In einem bevölkerungsreichen Bundesland wie Nordrhein-Westfalen ist ebenfalls davon auszugehen, dass Verkehrsüberlastungen oftmals die Ursache für einen Stau sind.

Die Statistiken zeigen, welche große Bedeutung ausreichend dimensionierten Straßen zukommt, um eine zufriedenstellende Qualität des Verkehrsflusses sicherzustellen. Daher ist eine gute Kenntnis der Kapazität und der Beziehungen zwischen fundamentalen Kenngrößen des Verkehrs, beispielsweise der Verkehrsstärke und der durchschnittlichen Geschwindigkeit, auf unterschiedlichen Streckentypen unerlässlich, um Straßen angemessen dimensionieren zu können. Diese Kenngrößen werden im Fundamentaldiagramm einander gegenübergestellt. „Das Fundamentaldiagramm findet vielfältige Anwendungen im Bereich der Bemessung, der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung und bei der Steuerung von Verkehrsanlagen“ (Sachse 1992, S. 13). Bislang beruhen die ermittelten Fundamentalbeziehungen auf empirischen Untersuchungen lokal erfasster Verkehrsdaten (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 15). Hierauf und auf weitere Grundlagen des Verkehrsflusses wird in Kapitel 2 genauer eingegangen.

Mit der aufkommenden Verbreitung fahrzeuggenerierter Verkehrsdaten, sogenannter Floating Car Data (FCD), eröffnen sich jedoch neue Möglichkeiten für die Untersuchung der fundamentalen Verkehrsbeziehungen. Auf die Funktionsweise und die Einsatzmöglichkeiten von FCD wird in Kapitel 3 eingegangen. Auch der in dieser Arbeit verwendete Datensatz wird in diesem Kapitel beschrieben und die Aufbereitung der Daten erläutert.

Ziel dieser Arbeit ist es, das Fundamentaldiagramm aus den aus FCD ermittelten Geschwindigkeiten und den an Dauerzählstellen an Autobahnen in Nordrhein-Westfalen gemessenen Verkehrsstärken abzuleiten. Da das Fundamentaldiagramm aus den Größen Verkehrsstärke (q), Verkehrsdichte (k) und Geschwindigkeit (v) besteht, die genannten Quellen jedoch nur Informationen zu Verkehrsstärke

und Verkehrsdichte liefern, können lediglich die q-v-Beziehungen untersucht werden. Der Fokus dieser Arbeit liegt daher auf der Ableitung von q-v-Kurven aus den beschriebenen Datenquellen und deren Vergleich mit den q-v-Kurven des Handbuchs für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS). Auf eine Bestimmung von Kapazitätswerten, wie sie im HBS neben den q-v-Kurven ebenfalls angegeben sind, muss verzichtet werden, da diese auf dem Verkehrsmodell nach VAN AERDE beruhen, welches durch Regression in der k-v-Ebene angepasst wird (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17). Da keine Daten zur Verkehrsdichte vorliegen, beschränkt sich diese Arbeit auf die Ableitung von q-v-Diagrammen, die auf dem Warteschlangenmodell nach BRILON und PONZLET basieren.

Das Untersuchungsgebiet in dieser Arbeit umfasst Streckenabschnitte um Dauerzählstellen auf Autobahnen in Nordrhein-Westfalen. Genaue Angaben zum Untersuchungsgebiet finden sich in Kapitel 4. Um die untersuchten Streckenabschnitte zu gleichen Streckentypen zusammenfassen zu können, müssen diese mit Angaben zu ihrer Lage in Bezug zu Ballungsräumen, zu der Anzahl der Fahrstreifen, der zulässigen Höchstgeschwindigkeit und weiterer für den Verkehrsablauf wichtiger Angaben parametrisiert werden. Das Vorgehen wird in Kapitel 4 detailliert beschrieben. Besonders Angaben zu der Lage in Bezug zu Ballungsräumen sind nicht ohne Weiteres möglich, da das HBS keine Definition für den Begriff Ballungsraum liefert. In Kapitel 4.2 werden hierzu Kennzahlen untersucht, anhand derer eine Unterscheidung erfolgen soll.

In Kapitel 5 werden schließlich mehrere Ansätze entwickelt, um die FCD mit den Verkehrsstärken zu verknüpfen und hieraus q-v-Diagramme für unterschiedliche Streckentypen abzuleiten. Da nicht für alle Streckentypen ausreichend Daten vorliegen, beschränkt sich diese Arbeit auf die „klassischen“ Streckentypen. Dies sind zwei- und dreistreifige Richtungsfahrbahnen mit Steigungen $< 2\%$. Die Ergebnisse der unterschiedlichen Methoden werden schließlich miteinander verglichen. Auch ein Vergleich mit den q-v-Kurven des HBS findet in diesem Kapitel statt.

Zur Aufbereitung und Darstellung der Daten werden die GIS-Software QGIS in der Version 2.18.13 sowie die PostgreSQL-Software pgAdmin 4 in der Version 2.1 genutzt. Die Datensätze werden in der hierfür angelegten PostgreSQL-Datenbank *thesis* verwaltet. Ein Back-up der Datenbank befindet sich im digitalen Anhang. Neben der Datenbanksprache SQL wird auch die Programmiersprache Python genutzt, um Berechnungen durchzuführen und Ergebnisse darzustellen. Die in den Kapiteln 3 bis 5 beschriebenen Listings befinden sich ebenfalls im digitalen Anhang. Die Nummerierung der Listings folgt dabei der logischen Bearbeitungsreihenfolge, nicht der erstmaligen Erwähnung im Text.

Zur Erstellung von Karten wird ebenfalls die Software QGIS verwendet. Der Grenzverlauf der Landesgrenzen von Nordrhein-Westfalen wurde über das (Bundesamt für Kartographie und Geodäsie) bezogen. Die Quellen aller anderen Daten werden an den jeweiligen Stellen in den Kapiteln 3 bis 5 benannt.

2. Grundlagen des Verkehrsflusses

Zunächst sollen einige wichtige Grundlagen des Verkehrsflusses erläutert werden. Aus Gründen der Einheitlichkeit und Verständlichkeit werden im Folgenden für Variablen, die die gleichen Größen beschreiben, die gleichen Buchstaben verwendet, auch wenn in den Originalquellen eine andere Notation genutzt wird. Von besonderer Bedeutung sind hierbei die Verkehrsstärke q , die Verkehrsdichte k und die Geschwindigkeit v . Weitere Notationen werden erläutert, wenn sie erstmals eingeführt werden. Zusätzlich sind häufig genutzte Variablen im Abkürzungsverzeichnis auf Seite X zusammengefasst. Auch Begrifflichkeiten werden vereinheitlicht, sofern ihre Bedeutung identisch ist.

2.1 Begriffsdefinitionen

In diesem Abschnitt werden einige wichtige Begriffe definiert, die für diese Arbeit von Bedeutung sind und deren Bezeichnung eine eindeutige Definition benötigt. Neben den direkt in diesem Abschnitt definierten Begriffen finden sich im gesamten Kapitel 2 weitere Definitionen wichtiger Begrifflichkeiten und verkehrsflusstheoretischer Grundlagen.

Capacity-Drop

Der „Rückgang der Kapazität durch den Zusammenbruch des Verkehrsflusses“ (Kühne 2005, S. 51) wird als Capacity-Drop bezeichnet. EDIE machte auf dieses Phänomen aufmerksam. Er stellte fest, dass die Kurven des q - k -Diagramms eine Unstetigkeit aufweisen, welche sich durch einen deutlichen Rückgang des Verkehrsflusses bei einer kritischen Verkehrsdichte bemerkbar macht. Das deutet auf eine Zustandsänderung des Verkehrsflusses hin. (vgl. Edie 1961, S. 72–75)

Der Effekt ist vor allem auf mehrstreifigen Straßen festzustellen, da die Möglichkeit zu Überholen einen großen Einfluss auf den Kurvenverlauf des q - k -Diagramms hat (vgl. Gazis et al. 1961, S. 559). KÜHNE konnte den Effekt des Phasenübergangs in experimentellen Messungen nachweisen. Abbildung 1 zeigt die über eine Minute gemittelte Geschwindigkeitsverteilung einer Überholspur auf einem Autobahnabschnitt. Ausgehend von einer üblichen Verteilung wird die Verteilung deutlich breiter. Es gibt „mehr langsame Fahrzeuge, aber auch mehr schnelle – der Verkehrsfluß [sic!] wird unruhiger, Lücken werden ausgenutzt, man will noch aus dem dichten Verkehr schnell heraus“ (Kühne 1984, S. 91). Schließlich sind jedoch keine Überholvorgänge mehr möglich und es kommt zum Einbruch der Geschwindigkeiten. „Die Verteilung ist wieder schmal“ (ebd.), der Verkehrsfluss ist nun

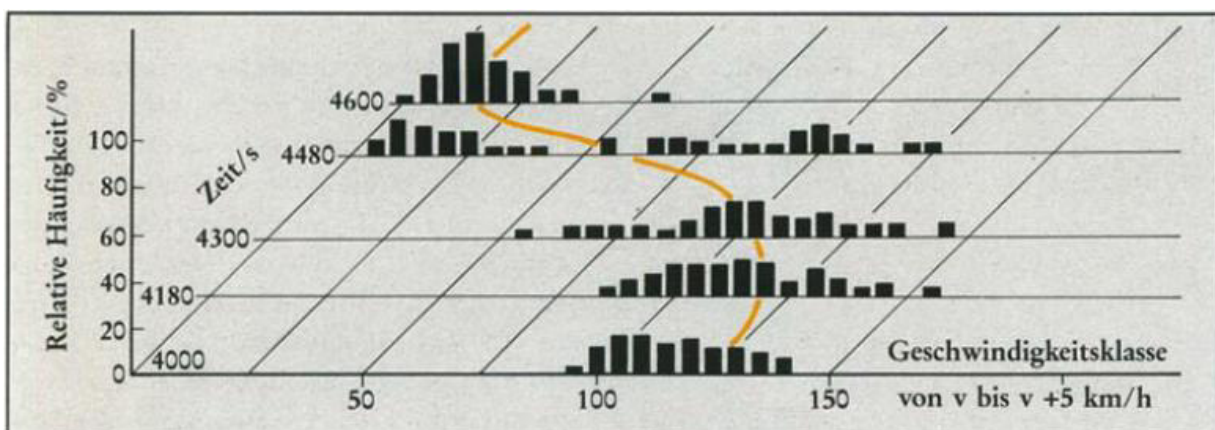


Abbildung 1: Phasenübergang auf einem Autobahnabschnitt (Kühne 1984, S. 92)

geordnet und durch Stop-and-Go geprägt (vgl. ebd.). Um den Capacity-Drop beschreiben zu können, wurden Zwei-Bereichs-Ansätze zur Beschreibung des Fundamentaldiagramms entwickelt (vgl. Kapitel 2.6.4). Eine ausführliche Beschreibung der Zustandsformen des Verkehrs findet sich in Kapitel 2.4.

Geschwindigkeitsganglinie/Reisegeschwindigkeit

Die Geschwindigkeitsganglinie beschreibt den „Verlauf der Geschwindigkeit über die Zeit“ (FGSV 2012, S. 56). Der Mittelwert der Geschwindigkeitsganglinie ist die Reisegeschwindigkeit (vgl. Leutzbach 1972, S. 25).

Geschwindigkeitsprofil/Streckengeschwindigkeit

Das Geschwindigkeitsprofil beschreibt den „Verlauf der Geschwindigkeit über den Weg“ (FGSV 2012, S. 56). Der Mittelwert des Geschwindigkeitsprofils ist die Streckengeschwindigkeit (vgl. Leutzbach 1972, S. 25).

Hysteresephänomen im Verkehrsablauf

Neben dem Capacity Drop ist auch die Hysterese ein Phänomen, das den klassischen Verlauf der Kurven des Fundamentaldiagramms (vgl. Kapitel 2.6) infrage stellt (vgl. Zhang 1999, S. 2). Die Hysterese beschreibt ein Phänomen, „bei dem zwei physikalische Größen in einer Weise miteinander in Verbindung stehen, die davon abhängt, ob die eine Größe im Verhältnis zur anderen zunimmt oder abnimmt“ (Kim und Keller 2001, S. 434). Dieses Phänomen lässt sich auch auf den Verkehrsablauf übertragen. Anders als im Fundamentaldiagramm üblicherweise dargestellt, verläuft die Beziehung zwischen Verkehrsdichte und Geschwindigkeit für steigende und sinkende Werte der Verkehrsdichte nicht gleich. Es sind Unterschiede im Verhältnis der beiden Größen zu erkennen, abhängig davon, ob die Verkehrsstärke gerade zunimmt oder abnimmt. (vgl. ebd.)

Das Phänomen wird nur bei „Aggregation der Daten einzelner Fahrzeuge zu kurzen Intervallen [...] im Fundamentaldiagramm [...] sichtbar“ (Kim und Keller 2001, S. 434). Verglichen mit ihrem Verhalten

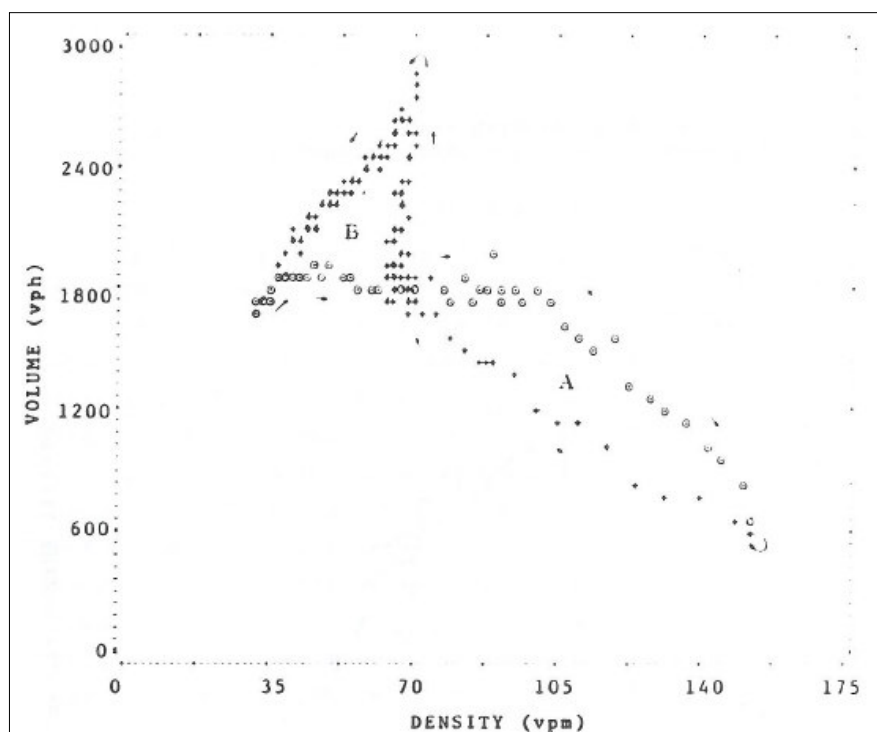


Abbildung 2: q-k-Diagramm mit Hysterese-Phänomen (Treiterer und Myers 1974, S. 22)

bei der Annäherung an eine Störung reagieren Fahrzeugführer verzögert, wenn sie die Störung wieder verlassen (vgl. Treiterer und Myers 1974, S. 35). Dies führt zur Hysterese. Eine schematische Darstellung des Phänomens mit den typischen Schleifen ist in Abbildung 2 zu sehen. Die Intervalle der in dieser Arbeit genutzten Daten sind zu groß um das Hysterese-Phänomen nachzuweisen.

Stationarität

Stationärer Verkehrsfluss liegt vor, wenn nur zufällige Schwankungen in der Verkehrsstärke über den Beobachtungszeitraum vorliegen. Das heißt, dass die „Verkehrsflussverhältnisse [...] weitgehend gleichartig“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 51) sind, bzw. dass „der Erwartungswert für beliebige gleichlange Intervalle während der Messung konstant ist“ (Wiedemann 1968, S. 5).

GEISTEFELDT stellt ein Verfahren zur Ermittlung von Instationarität vor. Als Kriterium nutzt er „die Wurzel der mittleren quadratischen Abweichung der Geschwindigkeiten in den einzelnen 5-Minuten-Intervallen vom zugehörigen Stundenwert der Geschwindigkeit“ (Geistefeldt 2009b, S. 69). Übersteigt dieser Wert einen zuvor definierten Grenzwert, liegt instationärer Verkehrsfluss vor. Den Grenzwert legt er bei 10 km/h fest. (vgl. ebd.)

Das Verfahren setzt eine lückenlose Erfassung des Verkehrsablaufs voraus. Grundlage dieser Arbeit sind jedoch FCD, die nur einen kleinen Teil des tatsächlichen Verkehrsablaufs widerspiegeln. Das Verfahren kann daher nicht ohne Weiteres auf FCD angewandt werden. In Kapitel 5.1 werden Verfahren beschrieben, die diesen Umstand berücksichtigt.

Verkehrsablauf

Als Verkehrsablauf wird „die Gesamtheit der zeitlichen und räumlichen Abwicklung der Verkehrs- und Bewegungsvorgänge auf den Straßenverkehrsflächen, wie z.B. Fahren, Beschleunigen, Bremsen, Anhalten, Warten, Kreuzen, Überholen, Einfädeln, Ausfädeln usw.“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 19) zusammengefasst. Er wird durch drei Eigenschaften charakterisiert:

1. Individualität: Die Elemente des Straßenverkehrs sind in ihrer Bewegung weder völlig frei, noch einem fahrplanmäßigem Zwang unterlegen. Die einzelnen Fahrzeugführer weisen stets individuelle Verhaltensmuster auf.
2. Kollektivität: Der Verkehrsablauf ist durch eine Vielzahl individueller Fahrzeuge geprägt, die ihm den „Charakter einer Massenerscheinung“ (Coers 1969, S. 10) verleihen. Daher kann die Gesamtheit der Bewegungsvorgänge mit mathematischen und stochastischen Methoden beschrieben werden (vgl. ebd.).
3. Komplexität: Der Verkehrsablauf ist von vielen Parametern (bspw. Fahrbahn, Fahrzeug, Fahrer) geprägt, „die untereinander in enger Wechselwirkung stehen. Jede Veränderung nur eines Parameters wirkt sich direkt oder indirekt auf den Verkehrsablauf aus“ (Coers 1969, S. 10). Durch die individuelle Wahl der Geschwindigkeit „sind im Straßenverkehr die Positionen der Fahrzeuge im Raum und in der Zeit nicht identisch“ (ebd.). Dies hat unterschiedliche Ergebnisse bei rein räumlicher bzw. rein zeitlicher Betrachtung zur Folge¹

(vgl. Coers 1969, S. 9–11)

¹ vgl. hierzu den Unterschied zwischen lokaler und momentaner Geschwindigkeit in Kapitel 2.2.3

Verkehrstechnisch „bedeutsame Bewertungsgrößen des Verkehrsablaufs“ (Huber 2001, S. 7) sind unter anderem die Verkehrsstärke, die Verkehrsdichte und die Fahrzeuggeschwindigkeit sowie aus den „Kenngößen ermittelte statistische Maße (Streuung, Mittelwert etc.)“ (ebd.). Wichtige Verkehrskenngrößen werden in Kapitel 2.2 genauer beschrieben.

Verkehrsnachfrage

Die Verkehrsnachfrage ist „als die Stärke des während einer Zeiteinheit am Anfang des betrachteten Straßenabschnitts ankommenden Verkehrs definiert“ (Brilon et al. 2004, S. 595). Diese Definition entspricht der im Highway Capacity Manual (HCM), dem amerikanischen Pendant zum HBS, gegebenen Definition (vgl. HCM 2000, S. 2-2). Ist die Verkehrsnachfrage geringer als die Kapazität (vgl. Kapitel 2.7) kann die nachgefragte Verkehrsmenge ohne Zeitverzögerung abfließen. Übersteigt die Verkehrsnachfrage jedoch die Kapazität, wird die abfließende Verkehrsmenge auf die Kapazität beschränkt und es kommt zu „einer zeitlichen und unter Umständen auch zu einer räumlichen Verlagerung des Verkehrs“ (Hohmann 2014, S. 45). Dies wird in Abbildung 3 verdeutlicht. Die Abbildung zeigt die Tagesganglinie eines Streckenabschnitts, an dem die Verkehrsnachfrage zeitweise die Kapazität übersteigt. (vgl. Brilon et al. 2004, S. 595; Hohmann 2014, S. 45–46)

Zur Bestimmung der Verkehrsnachfrage kann, sofern vorhanden, auf Zählraten von Dauerzählstellen zurückgegriffen werden. „Bei Überlastungen entspricht jedoch die Verkehrsstärke nicht der Verkehrsnachfrage, sondern es wird stattdessen der aktuelle Stauabfluss – also die Kapazität – gemessen“ (Brilon et al. 2004, S. 596). In solchen Fällen können Schätzverfahren zur Modellierung der Verkehrsnachfrage eingesetzt werden. (vgl. Brilon et al. 2004, S. 596; Hohmann 2014, S. 45)

Verkehrstrom

Der Begriff Verkehrstrom bezeichnet die „Gesamtheit der sich bewegenden Fahrzeugeinheiten oder Elemente“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 19).

Verkehrsfluss

Unter dem Begriff Verkehrsfluss versteht man die Bewegung der einzelnen Fahrzeugeinheiten (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 19).

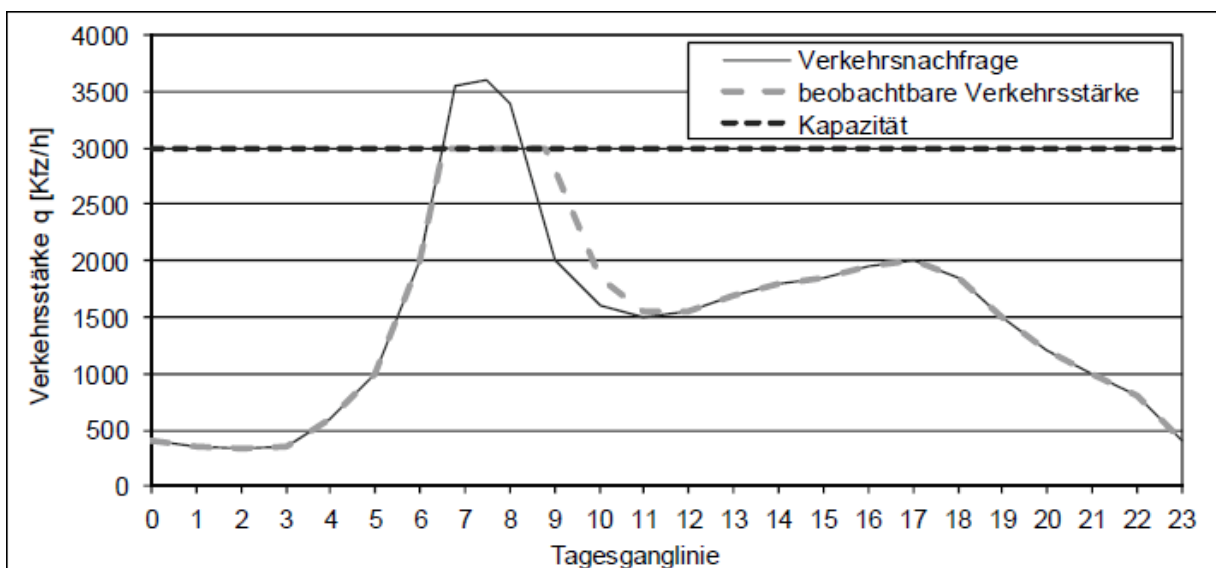


Abbildung 3: Verkehrsnachfrage und Kapazität (Hohmann 2014, S. 46)

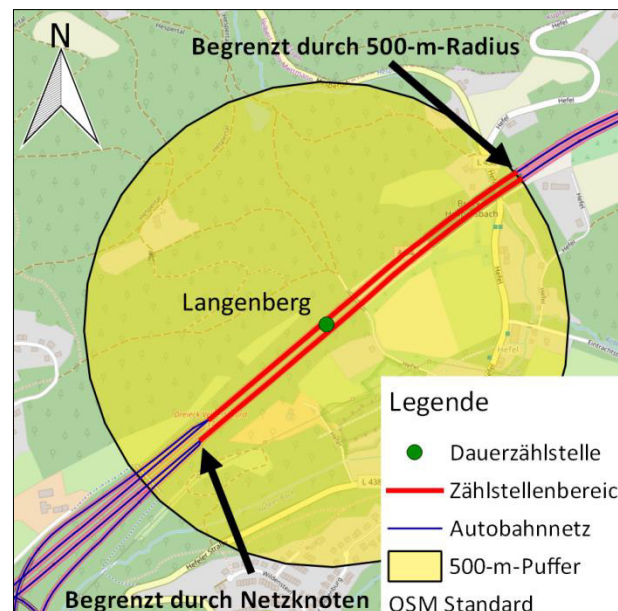


Abbildung 4: Zählstellenbereich Langenberg (eigene Darstellung, Kartengrundlage: OSM)

Zählstellenbereich

Ein Zählstellenbereich bezeichnet die beiden Richtungsfahrbahnen der Hauptfahrbahn im Bereich um eine Dauerzählstelle. Er wird entweder durch einen Radius von 500 m um die Zählstelle oder einen davor befindlichen Netzknöten begrenzt (siehe Abbildung 4). Es wird davon ausgegangen, dass die Verkehrsverhältnisse auf einer Richtungsfahrbahn eines Zählstellenbereichs identisch sind. Somit können die den Richtungsfahrbahnen eines Zählstellenbereichs zugeordneten FCD als repräsentativ für den jeweiligen Querschnitt an der Dauerzählstelle angesehen werden.

2.2 Verkehrskenngrößen

Um die Bewegung von Fahrzeugen auf der freien Strecke zu beschreiben, können unterschiedliche Kenngrößen eines Verkehrsstroms genutzt werden. Die Verkehrskenngrößen weisen entweder einen räumlichen oder einen zeitlichen oder einen räumlich-zeitlichen Bezug auf. Besondere Bedeutung kommt den makroskopischen Kenngrößen Verkehrsstärke, Verkehrsdichte und Geschwindigkeit zu, da vor allem diese drei Größen zur makroskopischen Beschreibung des Verkehrsablaufs genutzt werden. Desweiteren dienen auch mikroskopische Kenngrößen wie der räumliche Fahrzeugabstand (Weglücke) und der zeitliche Fahrzeugabstand (Zeitlücke) zur Beschreibung des Verkehrsablaufs. Die wichtigsten räumlichen bzw. zeitlichen Kenngrößen werden in den Abschnitten 2.2.1 bis 2.2.5 näher beschrieben. Räumlich-zeitliche Kenngrößen werden in Kapitel 2.2.6 aufgeführt. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 41; Kühne 2005, S. 5–6; Thomas 1966, S. 11–12)

2.2.1 Verkehrsdichte/Konzentration

Die Verkehrsdichte gibt an, wie viele Fahrzeuge sich auf einem betrachteten Streckenabschnitt befinden. Aus praktischen Gründen wird oftmals eine Bezugslänge von einem Kilometer gewählt. Die Verkehrsdichte ist eine momentane bzw. räumliche Kenngröße. Das Symbol für die Verkehrsdichte ist k . Die Dichte wird in Kfz/km gemessen. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 42; Kühne 2005, S. 5)

Die Konzentration lässt „sich anschaulich interpretieren als die Wahrscheinlichkeit, mit der in einem beliebig kleinen Wegintervall zum Zeitpunkt t_i ein oder mehrere Fahrzeuge zu erwarten sind“ (Leutzbach 1972, S. 48). Strebt die Intervalllänge gegen null, entfällt die Wahrscheinlichkeit, dass sich auf dem Intervall mehr als ein Fahrzeug befindet und die Konzentration ist definiert als

$$\kappa_{t_i}(x) = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{P[N(t_i, x, \Delta x) \geq 1]}{\Delta x} \quad (1)$$

(vgl. Leutzbach 1972, S. 47–48)

2.2.2 Verkehrsstärke/Intensität

Die Verkehrsstärke gibt an, wie viele Fahrzeuge einen Streckenabschnitt in einer vorgegebenen Zeitspanne passieren. Es handelt sich somit um eine lokale bzw. zeitliche Größe. Sie wird daher aus lokalen Messungen gewonnen. Die Verkehrsstärke wird in Fahrzeugen/Zeit (in der Regel Kfz/h) angegeben und mit dem Symbol q dargestellt. Wird die Verkehrsstärke jedoch in Fahrzeugeinheiten pro Sekunde angegeben, spricht man auch von sekundlichem Verkehrsfluss oder Intensität. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 41; Kühne 2005, S. 5)

GREENSHIELDS nutzte in seiner grundlegenden Arbeit zum Verkehrsfluss im Zusammenhang mit der Verkehrsstärke ebenfalls den Begriff Dichte. Eine Unterscheidung der lokalen Größe Verkehrsstärke und der momentanen Größe Verkehrsdichte war in diesem Fall nur über die Angabe der Einheiten der Messgröße möglich. (vgl. Greenshields 1935)

2.2.3 Geschwindigkeit

Geschwindigkeiten können sowohl lokal als auch momentan ermittelt werden und somit einen zeitlichen oder einen räumlichen Bezug haben (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 42). „Wegen der Abhängigkeit der mittleren Kfz-Geschwindigkeit vom Schwerverkehrsanteil wird im Allgemeinen die mittlere Pkw-Geschwindigkeit verwendet“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 12). Da der für diese Arbeit genutzte FC-Datensatz ausschließlich Pkw enthält, wird hier ebenfalls nur die mittlere Pkw-Geschwindigkeit betrachtet.

Lokale Geschwindigkeit

Die lokale Geschwindigkeit wird mittels „Betrachtung [des Verkehrsstroms] über einen Zeitraum von einem festen Ort aus“ (Kühne 2005, S. 5) ermittelt. Die mittlere lokale Geschwindigkeit ergibt sich aus dem arithmetischen Mittel der so gemessenen Werte:

$$\bar{v}_l = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N v_{li} \quad (2)$$

mit N = Anzahl der Messwerte

v_{li} = lokale Geschwindigkeit eines Fahrzeugs i . (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 42)

Mit anderen Worten ist die mittlere lokale Geschwindigkeit das arithmetische „Mittel der momentanen Geschwindigkeiten aller Verkehrselemente an einem Querschnitt“ (FGSV 2012, S. 56).

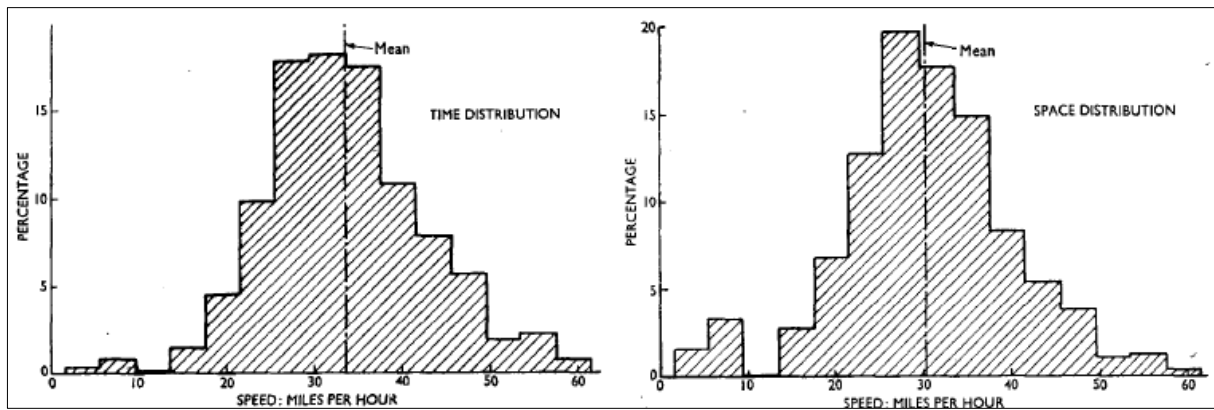


Abbildung 5: Zeitliche (vl, links) und räumliche (vm, rechts) Geschwindigkeitsverteilung (Wardrop 1952, S. 329)

Momentane Geschwindigkeit

Die momentane Geschwindigkeit wird mittels „Betrachtung [des Verkehrsstroms] über eine Strecke zu einem festen Zeitpunkt“ (Kühne 2005, S. 5) ermittelt. Die mittlere momentane Geschwindigkeit ergibt sich aus dem arithmetischen Mittel der so gemessenen Werte:

$$\bar{v}_m = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N v_{mi} \quad (3)$$

mit N = Anzahl der Messwerte

v_{mi} = momentane Geschwindigkeit des Fahrzeugs i . (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 42)

Die mittlere momentane Geschwindigkeit ist daher das arithmetische „Mittel der momentanen Geschwindigkeiten aller Verkehrselemente zu einem Zeitpunkt“ (FGSV 2012, S. 56) bzw. das „Streckenmittel der Geschwindigkeiten“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 42).

„Mittels des harmonischen Mittelwertes lässt sich die momentane Geschwindigkeit aus der lokalen Geschwindigkeit berechnen“ (Kühne 2005, S. 6):

$$v_m = \frac{N}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{v_{l,i}}} \quad (4)$$

mit N = gesamte Anzahl gemessener Fahrzeuge,

$v_{l,i}$ = lokale Einzelmessung.

WARDROP konnte zeigen, dass die zeitlichen bzw. räumlichen Geschwindigkeiten unterschiedlichen Verteilungen unterliegen (siehe Abbildung 5). Den Zusammenhang zwischen der mittleren lokalen Geschwindigkeit \bar{v}_l und mittleren momentanen Geschwindigkeit \bar{v}_m ermittelte er als:

$$\bar{v}_l = \bar{v}_m + \frac{\sigma_m^2}{\bar{v}_m} \quad (5)$$

mit σ_m^2 = Varianz der momentanen Geschwindigkeit. (vgl. Wardrop 1952, S. 327–331)

Aus dieser Formel ist ersichtlich, dass die mittlere lokale Geschwindigkeit \bar{v}_l immer größer ist als die mittlere momentane Geschwindigkeit \bar{v}_m . Einzige Ausnahme ist die Situation, in der alle Fahrzeuge

mit exakt gleicher Geschwindigkeit fahren (und somit $\sigma_{\text{mom}} = 0$)². Je nach Aufgabenstellung ist daher die Wahl der korrekten Geschwindigkeitsverteilung von großer Bedeutung. (vgl. Wardrop 1952, S. 331)

2.2.4 Räumlicher Fahrzeugabstand (Weglücke)

Der räumliche Fahrzeugabstand wird auch als Weglücke bezeichnet und „beschreibt die Entfernung aufeinanderfolgender Fahrzeuge zu einem Zeitpunkt“ (FGSV 2012, S. 60). Es handelt sich daher um eine momentane Kenngröße. Es wird zwischen Bruttoweglücken, die den Abstand zwischen dem Bug eines Fahrzeugs und dem Bug eines Vorausfahrenden Fahrzeugs beschreiben, und Nettoweglücken, die den Abstand zwischen dem Bug eines Fahrzeugs und dem Heck eines vorausfahrenden Fahrzeugs beschreiben, unterschieden. Die Nettoweglücke beschreibt somit „den sog. lichten Raum zwischen zwei Fahrzeugen“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 49). Die mittlere Bruttoweglücke ist der Kehrwert der makroskopischen Kenngröße Verkehrsdichte:

$$\bar{s} = \frac{S}{N} = \frac{1}{k} \quad (6)$$

mit \bar{s} = mittlere Bruttoweglücke
 S = betrachteter Wegabschnitt
 N = Anzahl der Fahrzeug auf dem Abschnitt. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 49–50)

2.2.5 Zeitlicher Fahrzeugabstand (Zeitlücke)

Der zeitliche Fahrzeugabstand bzw. Zeitlücke beschreibt den zeitlichen „Abstand zwischen dem Passieren eines Querschnitts durch aufeinanderfolgende Fahrzeuge“ (FGSV 2012, S. 60). Es handelt sich um eine lokale Kenngröße. In der Regel ist der Bug eines Fahrzeugs Bezugspunkt bei der Messung von Zeitlücken. „Die von Bug zu Bug gemessene Zeitlücke stellt eine sog. Bruttozeitlücke dar“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 49). Wird vom Bug eines Fahrzeugs zum Heck des vorausfahrenden Fahrzeugs gemessen, handelt es sich um eine Nettozeitlücke. Die mittlere Bruttozeitlücke ist der Kehrwert der makroskopischen Kenngröße Verkehrsstärke:

$$\bar{t} = \frac{T}{N} = \frac{1}{q} \quad (7)$$

mit \bar{t} = mittlere Bruttozeitlücke,
 T = Beobachtungsdauer,
 N = Anzahl gezählter Fahrzeuge am Querschnitt. (vgl. ebd.)

„Die Nettozeitlücke in einer Kolonne ist eine nicht von der Geschwindigkeit abhängige konstante Größe“ (Wu 2000, S. 387). Als Richtwert empfiehlt WU 1,2 s im fließenden Kolonnenverkehr und 1,6 s im zähfließenden Kolonnenverkehr³ (vgl. Wu 2000, S. 384).

² Dies kann am Beispiel einer kreisförmigen Fahrbahn, die von mehreren Fahrzeugen mit unterschiedlichen aber konstanten Geschwindigkeiten befahren wird, dargestellt werden: Während bei einer momentanen Betrachtung die Geschwindigkeit aller Fahrzeuge einmal erfasst wird, passieren schnelle Fahrzeuge den Messpunkt bei einer lokalen Messung häufiger als langsame Fahrzeuge. Ihre höheren Geschwindigkeiten werden somit stärker berücksichtigt, was zu einer höheren mittleren lokalen Geschwindigkeit führt. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 43)

³ siehe hierzu auch Abschnitt Mehr-Bereichs-Ansätze in Kapitel 2.6.4

2.2.6 Räumlich-zeitliche Kenngrößen

Neben den beschriebenen ‚klassischen‘ Kenngrößen können auch räumlich-zeitliche Kenngrößen zur Beschreibung des Verkehrsablaufs herangezogen werden. Da der „Verkehrsablauf [...] ein räumlich-zeitliches Problem [ist], zu dessen hinreichender Beschreibung ausschließlich räumlich-zeitliche Kenngrößen geeignet sind“ (Thomas 1966, S. 13), sind diese Kenngrößen grundsätzlich von großer Wichtigkeit. Da die Verfahren des HBS auf lokalen Messungen beruhen (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 15) und der Untersuchungsgegenstand in dieser Arbeit ebenfalls quasi-lokale Querschnitte sind, genügt hier eine Betrachtung lokaler und momentaner Kenngrößen.

Im Folgenden wird jedoch eine Auswahl wichtiger makroskopischer räumlich-zeitlicher Kenngrößen kurz vorgestellt:

- Verkehrsleistung: Die Verkehrsleistung „ist von Natur aus eine räumlich-zeitliche Kenngröße“ (Coers 1969, S. 39). Sie ist definiert als „die von einer Verkehrsmenge in der Zeiteinheit zurückgelegte Gesamtwegstrecke“ (ebd.):

$$L = q * v_R * T \quad (8)$$

mit L = Verkehrsleistung,
 v_R = Reisegeschwindigkeit bei q,
 T = Analysezeitraum. (vgl. Brilon et al. 2005c, S. 199)

- räumlich-zeitliche Verkehrsdichte: „Die als räumlich-momentane Kenngröße definierte Dichte wird über die Zeit in das Raum/Zeit-System eingeordnet“ (Coers 1969, S. 38). Die durch die Dichte beschriebene räumliche Verkehrssituation wird hierzu über die Zeit gemittelt (vgl. ebd.).
- räumlich-zeitliche Verkehrsstärke: Die Verkehrsstärke „ist als zeitlich-lokale Kenngröße definiert und wird über den Raum in das Raum/Zeit-System einbezogen“ (Coers 1969, S. 38). Die durch die Verkehrsstärke beschriebene zeitliche Verkehrssituation wird hierzu über den Raum gemittelt (vgl. Coers 1969, S. 38–39).
- räumlich-zeitliche Geschwindigkeit: „Unter ‚räumlich-zeitliche Geschwindigkeit‘ ist [...] das über die Zeit gemittelte räumliche (momentane) Geschwindigkeitsmittel zu verstehen“ (Coers 1969, S. 38).

Räumlich-zeitliche Kenngrößen „können ausschließlich aus räumlich-zeitlich erhobenen Merkmalen bestimmt werden“ (Coers 1969, S. 15). Die Verfahren zur Bestimmung und Berechnung der Kenngrößen werden in Kapitel 2.3.3 beschrieben.

2.3 Verkehrsmessungen

Um die in Kapitel 2.2 beschriebenen Verkehrskenngrößen messen zu können, kommen sowohl räumliche als auch zeitliche Messungen zum Einsatz. Auch räumlich-zeitliche Messungen sind möglich. Die so ermittelten Kenngrößen spielen für diese Arbeit jedoch keine Rolle. Dennoch wird das Verfahren hierfür in Kapitel 2.3.3 kurz vorgestellt.

2.3.1 Räumliche Messungen

Bei räumlichen bzw. momentanen Messungen „werden alle Fahrzeuge erfasst, die sich zu einem bestimmten Zeitpunkt innerhalb einer Messstrecke befinden“ (Kühne 2005, S. 5). Mit räumlichen Messungen können die makroskopischen Größen Verkehrsdichte und momentane Geschwindigkeit sowie die Weglücken zwischen zwei Fahrzeugen gemessen werden. (vgl. Kühne 2005, S. 5–6)

Momentane Messungen sind technisch schwer umzusetzen, „da die gleichzeitige Positions- und Geschwindigkeitsbestimmung vieler Fahrzeuge auf einem Streckenabschnitt notwendig ist“ (Kühne 2005, S. 5). Theoretisch wäre eine momentane Messung der Geschwindigkeit beispielsweise möglich, wenn alle Fahrzeuge einen großen Tachometer auf dem Dach hätten, welcher von einem erhöhten Standpunkt aus abgelesen werden kann (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 42). In der Praxis wird auf quasi-momentane Messungen zurückgegriffen. Dies geschieht beispielsweise mit Videoaufnahmen, aus denen „bei einem genau definierten zeitlichen Abstand Δt (z.B. 0,5 oder 1 s) der von jedem Fahrzeug während dieser Zeitspanne zurückgelegte Weg ermittelt und daraus die gesuchte Geschwindigkeit errechnet wird“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 44). Die mittlere momentane Geschwindigkeit kann dann berechnet werden als

$$\bar{v}_m = \frac{\sum_{i=1}^N \Delta s_i}{N * \Delta t} \quad (9)$$

mit $\sum_{i=1}^N \Delta s_i$ = Summe der zurückgelegten Entfernungen aller Fahrzeuge in der Beobachtungszeit,
 Δt = Dauer der Beobachtungszeit. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 44)

2.3.2 Zeitliche Messungen

Zeitliche bzw. lokale Messungen erfassen alle Fahrzeuge, „die innerhalb einer bestimmten Zeit (Messintervall) einen ortsfesten Querschnitt passieren“ (Kühne 2005, S. 5). Hiermit lassen sich die Verkehrsstärke sowie die lokale Geschwindigkeit bestimmen. Auch Zeitlücken zwischen zwei Fahrzeugen können mittels zeitlicher Messungen erfasst werden. (vgl. Kühne 2005, S. 5–6)

Zeitliche Messungen sind leichter durchzuführen als räumliche Messungen. Allerdings wird auch hier auf quasi-lokale Erhebungen zurückgegriffen, da die Messung über eine kurze Wegstrecke erfolgt (vgl. Kühne 2005, S. 5). Die mittlere lokale Geschwindigkeit errechnet sich dann als

$$\bar{v}_l = \frac{\Delta s}{N} \sum_{i=1}^N \frac{1}{\Delta t_i} \quad (10)$$

mit N = Anzahl der Fahrzeuge,
 Δs = Länge der Messstrecke,
 $\sum_{i=1}^N \frac{1}{\Delta t_i}$ = Kehrwert der Summe der Fahrzeiten aller Fahrzeuge über die Messstrecke.

Über das harmonische Mittel (vgl. Kapitel 2.2.3) kann auch die mittlere momentane Geschwindigkeit aus den Messwerten der zeitlichen Messung berechnet werden als

$$\bar{v}_m = \frac{N * \Delta s}{\sum_{i=1}^N \Delta t_i} \quad (11)$$

mit $\sum_{i=1}^N \Delta t_i$ = Summe der Fahrzeiten aller Fahrzeuge über die Messstrecke,
 Δs = Länge der Messstrecke. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 45)

2.3.3 Räumlich-zeitliche Messungen

EDIE führte mit der räumlich-zeitlichen Betrachtung eine Betrachtungsweise ein, die die räumliche und die zeitliche Betrachtung zusammenführte (vgl. Edie 1965, S. 143–146). Zur Messung räumlich-zeitlicher Kenngrößen muss „die Gesamtheit der Bewegungsvorgänge im untersuchten Verkehrsraum auf ein einheitliches und gemeinsames Zeit-Weg-Koordinatensystem bezogen“ (Thomas 1966, S. 15) werden.

THOMAS entwickelte eine Methode, den Verkehrsfluss räumlich-zeitlich zu erfassen. „Zur Gewinnung der einzelnen Meßwerte [sic!] werden entlang der Untersuchungsstrecke Detektoren installiert, die jede Belegung durch die verschiedenen Verkehrsteilnehmer zeitlich genau anzeigen“ (Thomas 1966, S. 17–18). Diese Ergebnisse können auf Messbänder aufgetragen werden (vgl. Thomas 1966, S. 30). Ein Beispiel für eine solche Messung ist in Abbildung 6 dargestellt. Der räumlich-zeitliche Fahrtverlauf eines Fahrzeugs wird jeweils durch eine Trajektorie dargestellt.

Aus den zeitlich-räumlichen Messungen können die in Kapitel 2.2.6 beschriebenen Kenngrößen berechnet werden. Wie in Abbildung 6 zu erkennen ist, entsteht durch die Messung über ein Raumintervall S (x-Achse) und ein Zeitintervall T (y-Achse) eine Raum-Zeit-Fläche F_{RZ} der Größe

$$F_{RZ} = S * T = const. \quad (12)$$

(vgl. Coers 1969, S. 71).

Innerhalb dieser Raum/Zeit-Fläche kommt es immer dann zu einer Änderung der momentanen Dichte, wenn „ein Fahrzeug in das betrachtete Raumintervall einfährt bzw. dieses wieder verläßt

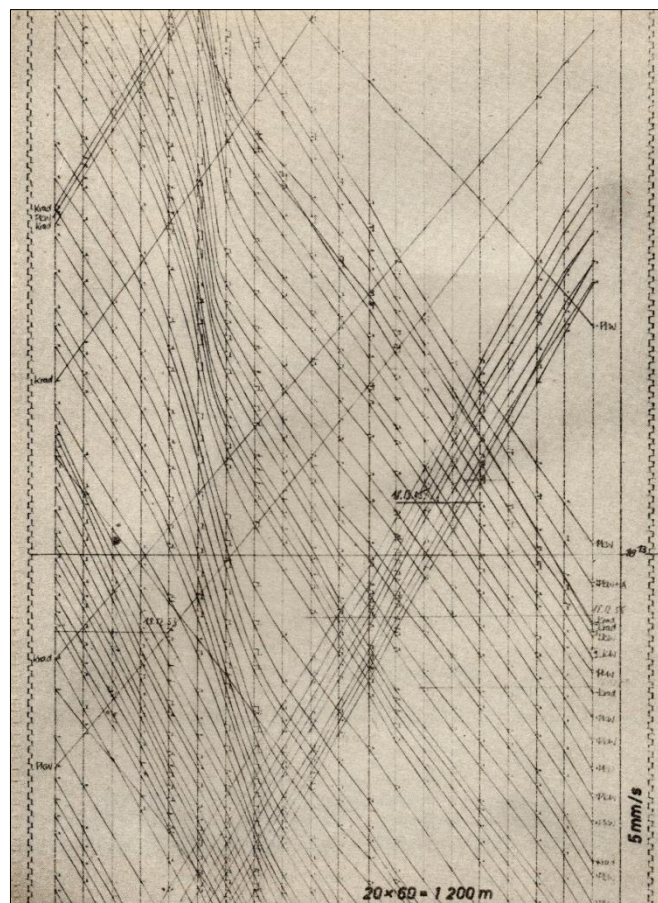


Abbildung 6: Räumlich-zeitliche Messung auf einer zweistreifigen Straße (Thomas 1966, S. 55)

[sic!]“ (Coers 1969, S. 72). Die Zwischenzeiten, in denen es zu keiner Änderung der Dichte kommt, werden als ΔT bezeichnet. Als zeitlich gemittelte momentane Dichte ergibt sich daher

$$k_{RZ} = \frac{\sum_{i=1}^p k_i * \Delta T_i}{\sum_{i=1}^p \Delta T_i} \quad (13)$$

mit k_{RZ} = räumlich-zeitliche Dichte

Über alle beobachteten Fahrzeuge kann die räumlich-zeitliche Dichte schließlich als

$$k_{RZ} = \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{S * T} \quad (14)$$

mit t_i = Durchfahrzeit des i-ten Fahrzeuges für F_{RZ}

berechnet werden (vgl. Coers 1969, S. 72–74). Sie ist somit „der Quotient aus der Gesamtreisezeit aller in der Fläche $T * S$ beobachteten Fahrzeuge und der untersuchten Zeit-Weg-Fläche selbst“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 48).

Analog zur räumlich-zeitlichen Dichte kann auch die räumlich-zeitliche Verkehrsstärke hergeleitet werden. Die Verkehrsstärke „ändert sich in der Raum/Zeit-Fläche an jedem Raumpunkt, an dem ein Fahrzeug in das betrachtete Zeitintervall einfährt bzw. diese wieder verläßt [sic!]“ (Coers 1969, S. 74). Die Raum-Zeit-Fläche kann daher in Raumabschnitte ΔS mit konstanter Verkehrsstärke eingeteilt werden. Hieraus ist die q_{RZ} „als gewogenes arithmetisches Mittel aus den Teilflächen gleicher Stärke zu bilden“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 45):

$$q_{RZ} = \frac{\sum_{i=1}^n s_i}{S * T} \quad (15)$$

mit s_i = Durchfahrtsweg des i-ten Fahrzeuges für F_{RZ} . (vgl. Coers 1969, S. 74)

Die räumlich-zeitliche Verkehrsstärke ist somit „der Quotient aus der von allen beobachteten Fahrzeugen zurückgelegten Gesamtwegstrecke und der Zeit-Weg-Fläche selbst“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 47).

Die räumlich-zeitliche Geschwindigkeit ist der Quotient aus räumlich-zeitlicher Verkehrsstärke und räumlich-zeitlicher Verkehrsdichte:

$$\frac{q_{RZ}}{k_{RZ}} = \frac{\frac{\sum_{i=1}^n s_i}{S * T}}{\frac{\sum_{i=1}^n t_i}{S * T}} = \frac{\sum_{i=1}^n s_i}{\sum_{i=1}^n t_i} \quad (16)$$

Die mittlere räumlich-zeitliche Geschwindigkeit gibt somit „das Verhältnis von Fahrwegsumme und Fahrzeitsumme aller in der betrachteten Zeit-Weg-Fläche erfassten Fahrzeuge“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 48) wieder. (vgl. Coers 1969, S. 75)

Mit den Gleichungen (22), (30) und (31) kann schließlich auch die Gültigkeit der Kontinuitätsgleichung für beliebig große geschlossene Raum-Zeit-Flächen nachgewiesen werden:

$$\frac{\sum_{i=1}^n s_i}{S * T} = \frac{\sum_{i=1}^n s_i}{\sum_{i=1}^n t_i} * \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{S * T} \quad (17)$$

bzw.

$$q_{RZ} = v_{RZ} * k_{RZ} \quad (18)$$

Da „Fahrzeuge, die das Raumintervall bzw. Zeitintervall nicht vollständig passieren“ (Coers 1969, S. 76) auch nur anteilig in die räumlich-zeitlichen Mittelwerte der Verkehrsstärke und der Dichte eingehen, kann die Kontinuitätsgleichung mit diesen Werten auch bei instationärem Verkehrsfluss angewendet werden. Bei räumlich-zeitlichen Messungen muss jedoch beachtet werden, dass diese eine Mindestlänge des Betrachtungsintervalls (≥ 1 min) und eine Mindestlänge der Messstrecke (≥ 1 km) voraussetzen, um verwertbare Ergebnisse zu erhalten. (Coers 1969, S. 76–77)

2.3.4 Messungen im HBS

Auch wenn räumlich-zeitliche Messungen einige Vorteile mit sich bringen, beruhen die empirischen Daten, die die Grundlage der Verfahren des HBS bilden, auf Informationen aus lokalen Messungen (vgl. Kapitel 2.3.2). Die benötigten Messwerte hierfür wurden von Dauerzählstellen aufgezeichnet. Den Zählstellen können die Verkehrsstärken und die lokalen Geschwindigkeiten des jeweiligen Querschnitts entnommen werden. Diese Daten „wurden zunächst aufbereitet und auf Plausibilität geprüft“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 15). Hierzu wurden die Daten der einzelnen Messschleifen des Gesamtquerschnitts aggregiert und daraus die Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten ermittelt. Da es sich um lokale Geschwindigkeiten handelt, wurden diese mit Gleichung (5) in momentane Geschwindigkeiten umgerechnet. Diese Daten wurden schließlich zu 5-Minuten- und Stundenwerten aggregiert, auf deren Grundlagen unter anderem q-v-Diagramme erstellt wurden. (vgl. ebd.)

„Aus den insgesamt rund 1.000 verfügbaren Messquerschnitten an Hauptfahrbahnen wurden für die weiteren Untersuchungen 50 Querschnitte ausgewählt“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 15). Bei der Wahl der Querschnitte wurde vor allem darauf geachtet, dass „ein möglichst breites Spektrum hinsichtlich der maßgebenden geometrischen und Verkehrlichen Parameter (Fahrstreifenanzahl, Lage und Funktion der Strecke, Geschwindigkeitsregelung, Längsneigung)“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 15–17) abgedeckt wird. Die gewählten Streckenabschnitte müssen zusätzlich ein gewisses Maß an Überlastungen aufweisen, damit eine Kapazitätsanalyse durchgeführt werden kann. Die Beziehungen zwischen der Verkehrsstärke q und der mittleren Pkw-Geschwindigkeit v sowie die Kapazität wurden anschließend mit dem Warteschlangenmodell bzw. dem Verkehrsflussmodell nach VAN AERDE weiter untersucht. Beide Modelle werden in Kapitel 2.7.1 näher beschrieben. (vgl. ebd.)

Insbesondere das Warteschlangenmodell bildet auch die Grundlage dieser Arbeit. Die hierfür benötigten Daten werden weitestgehend in Anlehnung an das Verfahren in (Brilon und Geistefeldt 2010) aufbereitet, um die Ergebnisse möglichst gut mit den Verfahren des HBS vergleichen zu können. Die Datenaufbereitung wird in Kapitel 3.2 detailliert beschrieben.

2.4 Zustandsformen des Verkehrs

Die Zustandsformen des Verkehrs können auf unterschiedliche Weise und mit Bezug auf unterschiedliche Parameter beschrieben werden. Ganz allgemein kann der Verkehrsfluss in einen stabilen und einen instabilen Bereich unterteilt werden. Die Übergänge zwischen beiden Bereichen

sind häufig fließend. Das Fundamentaldiagramm kann hier jedoch Ansätze zur Unterscheidung liefern (vgl. Kapitel 2.6). (vgl. Kühne 2005, S. 7)

Neben der Einteilung in stabilen und instabilen Verkehr können aber auch weitere Differenzierungen der Verkehrszustände vorgenommen werden. In Kapitel 2.4.1 wird die klassische Betrachtungsweise vorgestellt, die die einzelnen Zustände anhand der Verkehrsdichte charakterisiert. Kapitel 2.4.2 zeigt einen neueren, dynamischeren Ansatz zur Betrachtung der Zustandsformen des Verkehrs im Fundamentaldiagramm. In diesem Ansatz wird neben der reinen Verkehrsnachfrage auch das „Zusammenspiel von Verkehrsnachfrage und den stromabwärts bestehenden bzw. entstehenden Verkehrszuständen“ (Kim und Keller 2001, S. 442) berücksichtigt. Für Autobahnen können die Zustandsformen vereinfacht zusammengefasst werden. Dies wird in Kapitel 2.4.3 beschrieben.

2.4.1 Zustandsformen in Abhängigkeit der Verkehrsdichte

Der Verkehrsablauf kann in vier unterschiedliche Zustandsformen mit unterschiedlichen Flüssigkeitsgraden des Verkehrs unterteilt werden, die den Fahrzeugführern unterschiedliche Möglichkeiten in der Wahl der eigenen Geschwindigkeit bieten. Diese wird neben technischen Eigenschaften des Fahrzeugs und den persönlichen Fähigkeiten des Fahrers auch stark von äußeren Einflüssen, vor allem von vorausfahenden, teilweise aber auf von folgenden Fahrzeuge, bestimmt. Deren Einfluss auf die Geschwindigkeitswahl ist wesentlich von der Verkehrsdichte geprägt, weshalb sie „unter den Kenngrößen des Verkehrsstroms eine grundlegende Bedeutung“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 50) hat. Die unterschiedenen Verkehrszustände sind:

1. Freier/nicht gebundener Verkehr: Die Verkehrsdichte ist gering. Der Fahrzeugführer kann in Abhängigkeit der „technischen Möglichkeiten seines Fahrzeugs und den vorhandenen baulichen Bedingungen“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 50) die Geschwindigkeit frei wählen. Es sind Überholmöglichkeiten gegeben. Die Verkehrsstruktur ist von Einzelfahrzeugen geprägt. und der Verkehrsfluss ist stabil.
2. Teilgebundener Verkehr: Mit zunehmender Verkehrsstärke sinkt der Fahrzeugabstand. Fahrzeugführer müssen teilweise auf vorausfahende Fahrzeuge Rücksicht nehmen. Die Geschwindigkeiten sinken und die Überholmöglichkeiten sind eingeschränkt. Es können sich kleine „Fahrzeuggruppen (Pulks) mit etwa gleicher Geschwindigkeit“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 50) bilden. Der Verkehrsfluss ist weiter stabil.
3. Gebundener Verkehr/Kolonnenverkehr: Der Verkehr ist geprägt durch hohe Verkehrsdichten mit geringen Fahrzeugabständen und wenigen Überholmöglichkeiten. Die Fahrzeuge fahren in großen Gruppen (Kolonnen) mit etwa gleicher Geschwindigkeit hintereinander her. Die Geschwindigkeit ist geringer als im teilgebundenen Verkehr. Der Verkehrsfluss ist noch stabil, geht bei weiter ansteigenden Verkehrsdichten jedoch in einen instabilen Zustand über.
4. Überfüllung: Steigt die Verkehrsdichte noch weiter an, ist der Zustand der Überfüllung erreicht. Es gibt keine Überholmöglichkeiten, die Verkehrsstruktur ist von Fahrzeugen in Kolonne und anhaltenden Fahrzeuge geprägt. Der Zustand ist instabil. Fahren und Halten, Bremsen und Beschleunigen wechseln sich ab („stop and go“). Es kommt zu einem „Stau aus dem Nichts“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 50).

(vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 50–51)

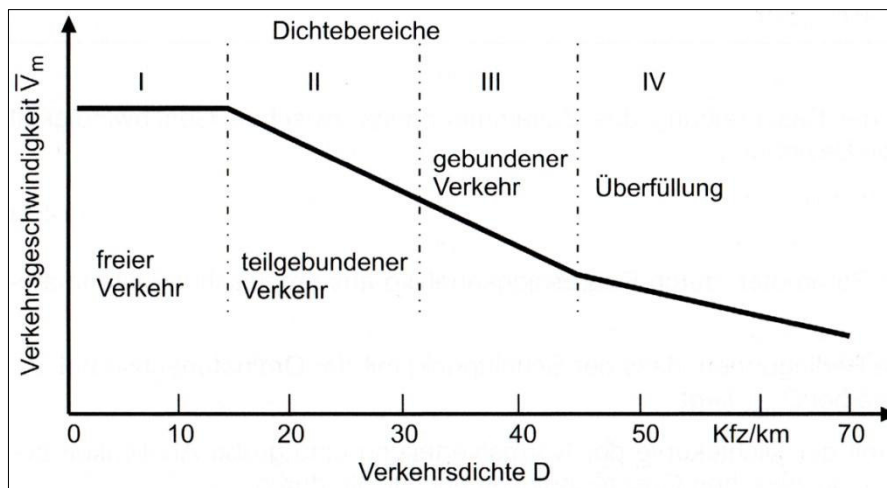


Abbildung 7: Geschwindigkeit in Abhängigkeit der Verkehrsdichte (Schnabel und Lohse 2011, S. 53)

COERS quantifizierte die jeweiligen Dichtebereiche. Hieraus ergibt sich eine stark generalisierte k-v-Kurve. Diese ist in Abbildung 7 dargestellt. Auf den Kurvenverlauf des k-v-Diagramms wird in Kapitel 2.6.1 näher eingegangen. (vgl. Coers 1970, S. 474)

2.4.2 Dynamische Betrachtung der Zustandsformen

Kim und Keller interpretieren das „Fundamentaldiagramm als Zustandsdiagramm“ (Kim und Keller 2001, S. 442) und unterscheiden hierzu sechs Verkehrszustände, „wobei weitere Differenzierungen vorstellbar sind“ (Kim und Keller 2001, S. 435). Neben der Einteilung der Verkehrszustände in stabilen und instabilen Verkehr unterscheiden sie noch eine dritte Kategorie: den meta-stabilen Verkehr, bei dem sich Störungen hauptsächlich stromabwärts „aber – bei extremen Verhaltensvarianzen der Fahrer – auch stromaufwärts im Verkehrsablauf“ (ebd.) fortpflanzen. Welcher der sechs Zustände eintritt, ist neben der Verkehrsdichte auch von der Ausbreitung der kinematischen Wellen abhängig. Bewegen sie sich stromaufwärts, bedeutet dies, dass „die Kapazität des Querschnitts überschritten ist“ (ebd.). „Der Verkehr ist dann in einem instabilen Zustand“ (ebd.). Die sechs von Kim und Keller definierten Verkehrszustände sind:

- Freier Verkehr: Der Verkehrsablauf ist stabil. Störungen pflanzen sich als Stoßwellen (vgl. Abschnitt *Kontinuumstheorie* in Kapitel 2.5.1) stromabwärts fort. „An einem Messquerschnitt treten [...] stationäre Verkehrszustände“ (Kim und Keller 2001, S. 435) mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten auf den einzelnen Fahrstreifen auf. (vgl. ebd.)
- Teilgebundener Verkehr: Die Verkehrsnachfrage ist höher als im freien Verkehr. Es gibt mehr Interaktionen zwischen den Fahrzeugen. Die einzelnen Fahrstreifen weisen unterschiedliche Geschwindigkeiten auf. Meist pflanzen sich Störungen stromabwärts fort, in Einzelfällen aber auch stromaufwärts. Der Verkehrsablauf ist meta-stabil. (vgl. Kim und Keller 2001, S. 435)
- Synchroner Verkehr: Im synchronen Verkehr sind die Geschwindigkeiten „etwas niedriger als beim freien oder teilgebundenen Verkehrszustand, aber immer noch hoch“ (Kim und Keller 2001, S. 436) und auf den einzelnen Fahrstreifen nahezu gleich. „Die Verkehrsstärke ist im Mittel so hoch wie beim teilgebundenen Verkehrszustand, aber bei geringerer Varianz“ (ebd.). Der Zustand ist meta-stabil und kann, abhängig vom Ausmaß der Störung, entweder in stockenden Verkehr oder gestauten Verkehr übergehen. (vgl. ebd.)

- **Stockender Verkehr:** Stockender Verkehr entsteht je „nach Geschwindigkeit und Richtung der Stoßwellen“ (Kim und Keller 2001, S. 435). „Ein Übergang [vom teilgebundenen Verkehr] zum stockenden Verkehr tritt [...] bei eher mittleren Verkehrsstärken ein“ (Kim und Keller 2001, S. 440). Die durchschnittlichen Geschwindigkeiten sind eher niedrig und schwanken heftig, sind auf den einzelnen Fahrstreifen aber nahezu gleich. Die Verkehrsstärke ist weiterhin hoch und relativ konstant. Dieser Verkehrszustand kann oft vor Aus- und Einfahrtsrampen beobachtet werden, wo die Geschwindigkeit der durchgehenden Fahrbahn stark von ein- und ausfahrenden Fahrzeugen beeinflusst wird, die Verkehrsstärke jedoch relativ konstant bleibt (vgl. Kim und Keller 2001, S. 441).
- **Gestauter Verkehr:** Ein „Übergang [vom teilgebundenen Verkehr] zum gestauten Verkehr tritt bei einer eher höheren Verkehrsstärke ein“ (Kim und Keller 2001, S. 440). Stoßwellen wandern von stromabwärts in den Messquerschnitt ein. Die Verkehrsstärken sind deutlich geringer als im stockenden Verkehr, die mittleren Geschwindigkeiten können jedoch ein ähnliches Niveau aufweisen. Der Verkehrsfluss ist instabil, „so dass auch kleine Störungen den Zustand des Verkehrsablaufs ändern können“ (Kim und Keller 2001, S. 435).
- **Stehender Verkehr:** Der Verkehr kommt „auf Grund einer in den Messquerschnitt eingewanderten Staufront für eine gewisse Zeit zum Stillstand“ (Kim und Keller 2001, S. 436). Die maximale Verkehrsdichte wird erreicht.

Der freie und der teilgebundene Verkehr „werden [...] durch die Verkehrsnachfrage, d.h. die stromabwärts dominierenden Effekte des Verkehrs geprägt“ (Kim und Keller 2001, S. 442). Für den synchronen, stockenden und gestauten Verkehr ist es ein „Zusammenspiel von Verkehrsnachfrage und den stromabwärts bestehenden bzw. entstehenden Verkehrszuständen, die sich durch stromaufwärts und dann wieder stromabwärts verlaufende Stoßwellen bilden“ (Kim und Keller 2001, S. 442), das den jeweiligen Verkehrszustand prägt. Das Zustandsdiagramm mit den Übergängen der einzelnen Zustände ist in Abbildung 8 dargestellt. „Die einzelnen [...] Verkehrszustände sind nur unscharf voneinander abzugrenzen. Sie überschneiden im Zustandsdiagramm teils gleiche Verkehrsstärke- und Verkehrsdichteflächen, so dass entsprechend auch die Übergänge zwischen benachbarten Verkehrszuständen schwer zu isolieren sind“ (Kim und Keller 2001, S. 436).

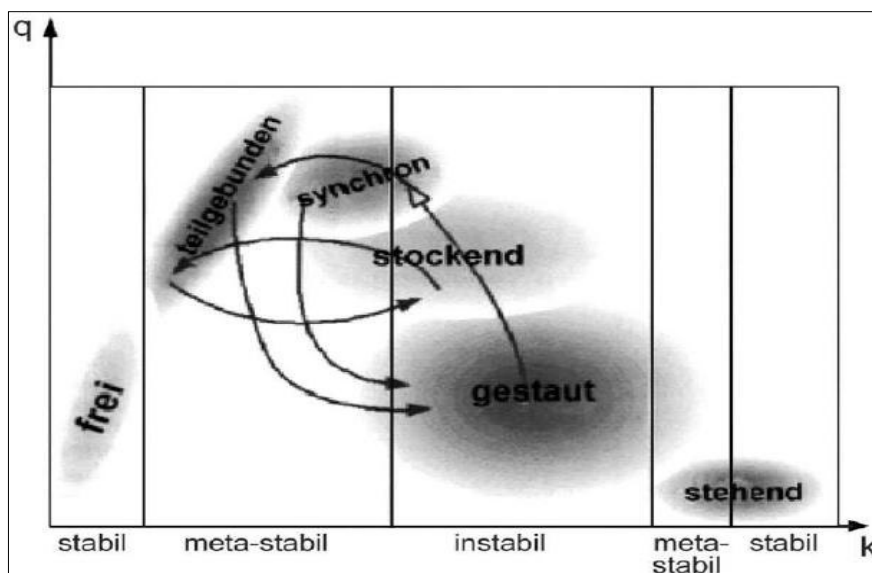


Abbildung 8: Übergänge zwischen Verkehrszuständen (Kim und Keller 2001, S. 436)

2.4.3 Zustandsformen auf Autobahnen

Auf Autobahnen kann im Wesentlichen zwischen drei Zustandsformen unterschieden werden:

- Freier Verkehr: Der freie Verkehr beschreibt den oberen Ast des q-v-Diagramms, in dem höhere Geschwindigkeiten vorherrschen.
- Synchroner Verkehr: Bei steigenden Verkehrsstärken geht der Verkehrsfluss in den synchronen Verkehr über. Synchroner Verkehr beschreibt einen Zustand im unteren Ast des q-v-Diagramms. Es handelt sich um einen stabilen Zustand, mit Geschwindigkeiten zwischen 55 km/h und 65 km/h und mittleren Verkehrsstärken zwischen 200 Kfz/h und 600 Kfz/h.
- Gestauter Verkehr: Gestauter Verkehr ist ebenfalls ein Zustand im unteren Ast des q-v-Diagramms. „Dieser Zustand wird nur aus dem synchronen Verkehr heraus erreicht und geht auch wieder in diesen über. Die Übergänge zwischen synchronem und gestautem Verkehr vollziehen sich in der Regel plötzlich“ (Regler 2004, S. 133). Gestauter Verkehr ist durch „sehr niedrige Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten sowie hohe Verkehrsdichten“ (ebd.) charakterisiert.

(vgl. Regler 2004, S. 132–133)

2.5 Verkehrsmodelle

Ein Verkehrsmodell ist ein rechnerisches „Modell für die Abbildung von vorhandenen und zu erwartenden Verkehren“ (FGSV 2012, S. 29). „Zur theoretischen Ermittlung der Kapazität eines Fahrstreifens in Abhängigkeit von der gefahrenen Geschwindigkeit wurde eine Reihe von Modellen entwickelt. In ihnen spiegeln sich im Allgemeinen die in der Kontinuitätsgleichung verknüpften Einflussgrößen Geschwindigkeit und Verkehrsdichte oder Abstand wider“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 62). Es kann zwischen makroskopischen und mikroskopischen Verkehrsmodellen unterschieden werden. „Soweit sie dasselbe Phänomen beschreiben, müssen sie ineinander überführt werden können“ (Leutzbach 1972, S. 119).

2.5.1 makroskopische Verkehrsmodelle

Makroskopische Verkehrsmodelle beschreiben „den Verkehrsablauf durch Parameter, die ein ganzes Kollektiv von Fahrzeugen charakterisieren (wie z.B. die Verkehrsstärke und die Verkehrsdichte)“ (Leutzbach 1972, S. 119). Hierfür werden häufig Analogien zu physikalischen Phänomenen genutzt. Bekannteste Vertreter dieser Gruppe sind die von Lighthill und Whitham auf den Straßenverkehr übertragene Kontinuumstheorie und die insbesondere von Prigogine auf den Straßenverkehr übertragene kinetische Gastheorie. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 71)

Brilon und Ponzlet entwickelten ein auf der Warteschlangentheorie basierendes Modell, um die q-v-Beziehung zu erklären. Da dieses Modell Teil des HBS ist, wird es an entsprechender Stelle in Kapitel 2.7.1 genauer erläutert.

Kontinuumstheorie

Die Kontinuumstheorie betrachtet den Verkehrsfluss als eindimensionale, kompressible Flüssigkeit. Mit dieser physikalischen Analogie beschreiben Lighthill und Whitham den Zusammenhang zwischen Verkehrsdichte und Verkehrsstärke. Mit der Differentialgleichung

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial(k * v)}{\partial x} = 0 \quad (19)$$

„lässt sich der Strömungszustand an jedem beliebigen Ort beschreiben“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 55). Gleichung (19) ist der elementare Masseerhaltungssatz und auch für die Verkehrsflusstheorie von Bedeutung (siehe hierzu auch Kapitel 2.6). Die Gleichung besagt, dass eine „Änderung der Dichte über die Zeit [...] eine Änderung der Verkehrsstärke am Ort zur Folge“ (Offermann 2002, S. 42) hat. (vgl. Richards 1956, S. 44)

Allerdings weist die Analogie zwei Schwachstellen auf:

- Anders als Flüssigkeiten, ist der Verkehrsfluss kein stetiger Strom. Da die kleinste messbare Einheit ein Fahrzeug ist, ist nur eine Betrachtung als Einheitenstrom möglich.
- Eine strömende Flüssigkeit ist „ein weit gehend inkompressibles Medium“ (Offermann 2002, S. 43). Dies trifft auf einen Verkehrsstrom nicht zu.

(vgl. Offermann 2002, S. 42–43)

Um diesen Umständen gerecht zu werden, wird die Kontinuumstheorie für den Verkehr dahin gehend erweitert, dass „zur partiellen Ableitung über den Weg eine Ausbreitungsgeschwindigkeit [...] multipliziert wird“ (Offermann 2002, S. 43). Diese Ausbreitungsgeschwindigkeit entspricht dem Differentialquotienten der Kontinuitätsgleichung:

$$c = \frac{dq}{dk} = v + k \frac{dv}{dk} \quad (20)$$

Es ergibt sich die erweiterte Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + c * \frac{\partial q}{\partial x} = \frac{\partial k}{\partial t} + c * \frac{\partial(k * v)}{\partial x} = 0 \quad (21)$$

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit c beschreibt die Geschwindigkeit, mit der „sich ein Ort mit gleicher Dichte längs der Ausbreitungsrichtung bewegt“ (Offermann 2002, S. 43). Lighthill und Whitham bezeichnen die Ausbreitung der „Orte gleicher Dichte“ als „kinematische Wellen“. Gemäß der Kontinuitätsgleichung führen diese Wellen zu einer Änderung der Verkehrsstärke. Sie werden von einem Fahrzeugführer wahrgenommen, wenn er seine Geschwindigkeit an die vorausfahrenden Fahrzeuge anpasst. (vgl. Lighthill und Whitham 1955, S. 319; Offermann 2002, S. 43)

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit c ist stets langsamer als die mittlere momentane Geschwindigkeit, weshalb sich die „kinematischen Wellen“ relativ gesehen immer entgegen der Fahrtrichtung der Fahrzeuge ausbreiten. „Im stabilen Bereich (linke Seite des Fundamentaldiagramms) bewegen sich die Dichtewellen mit dem Verkehrsstrom ($c > 0$). Im instabilen Bereich laufen sie entgegen dem Verkehrsstrom ($c < 0$)“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 56). Sie können sich zu „Stoßwellen“ vereinen, welche zu einem abrupten, starken Geschwindigkeitsverlust führen. Deren Geschwindigkeit kann mit

$$u = \frac{q_1 - q_2}{k_1 - k_2} \quad (22)$$

berechnet werden. (vgl. Lighthill und Whitham 1955, S. 319–321; Schnabel und Lohse 2011, S. 56)

Mit der Kontinuumstheorie kann die Beziehung zwischen Verkehrsstärke und Verkehrsdichte und somit auch die maximal mögliche Verkehrsstärke ermittelt werden. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass die Theorie stets das durchschnittliche Verhältnis zwischen Verkehrsstärke und Verkehrsdichte beschreibt. In einzelnen Beobachtungen kann auch eine größere Verkehrsstärke festgestellt werden, als durch die Theorie vorhergesagt. Ebenso ist es möglich, dass der Verkehr zusammenbricht, bevor die Kapazität erreicht wird. (vgl. Lighthill und Whitham 1955, S. 322–326)

Kinetische Gastheorie

Grundlage der Theorie ist eine auf den Verkehrsfluss angewendete Gleichung, die der aus der kinetischen Gastheorie bekannten Boltzmann-Gleichung ähnelt. Die Theorie legt den Fokus auf die Funktion der Geschwindigkeitsverteilung $f(x, v, t)$. Das heißt, dass die Funktion $f(x, v, t) dx dv$ die Wahrscheinlichkeit angibt, mit der sich ein Fahrzeug zum Zeitpunkt t auf dem Streckenabschnitt dx mit einer Geschwindigkeit im Intervall dv fortbewegt. Die Verteilungsfunktion wird durch das Gegenspiel der jeweiligen Wunschgeschwindigkeit eines Fahrers und dem Einfluss anderer Fahrzeuge auf die Geschwindigkeit bestimmt. (vgl. Prigogine 1961, S. 158; Prigogine und Andrews 1960, S. 789)

Die Verteilungsfunktion der Geschwindigkeit über die Zeit ändert sich aus zwei Gründen:

1. Unterscheidet sich die Verteilungsfunktion f zu einem Zeitpunkt bei gleichem Ort x und gleicher Geschwindigkeit v von der idealen Verteilung f^0 , besteht der Wunsch, zur idealen Verteilung zurückzukehren. Dieser Vorgang wird durch den Relaxationsterm beschrieben.
2. Ein Fahrzeug, das mit seiner Wunschgeschwindigkeit fährt, muss diese verringern, wenn es auf ein vorausfahrendes Fahrzeug mit geringerer Geschwindigkeit trifft. Die Interaktion mit anderen Fahrzeugen wird durch den Kollisionsterm beschrieben.

(vgl. Prigogine und Andrews 1960, S. 790)

Die totale Ableitung der Verteilungsfunktion f lässt sich in einen Relaxations- und einen Kollisionsterm aufteilen:

$$\frac{df}{dt} = \frac{\partial f}{\partial t} + v \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right) = \left(\frac{\partial f}{\partial t} \right)_{rel} + \left(\frac{\partial f}{\partial t} \right)_{coll} \tag{23}$$

mit $\left(\frac{\partial f}{\partial t} \right)_{rel}$ = Relaxationsterm

$\left(\frac{\partial f}{\partial t} \right)_{coll}$ = Kollisionsterm

Aus den beiden Termen kann schließlich die der Boltzmann-Gleichung ähnliche Gesamtgleichung

$$\left(\frac{\partial f}{\partial t} \right)_{rel} + \left(\frac{\partial f}{\partial t} \right)_{coll} = -\frac{(f - f^0)}{T} + fk(1 - P)(\bar{v} - v) \tag{24}$$

- mit T = charakteristische Relaxationszeit
- P = Wahrscheinlichkeit einer Überholmöglichkeit
- \bar{v} = Durchschnittsgeschwindigkeit
- f = Verteilungsfunktion der Geschwindigkeit

hergeleitet werden. (vgl. Prigogine et al. 1962, S. 793; Anderson et al. 1962, S. 181)

Das Modell kann die Grundzüge des Verkehrs qualitativ gut beschreiben. Beispielsweise kann der Verkehrsfluss in einen Bereich des individuellen Flusses, das heißt, die Wunschgeschwindigkeit ist frei wählbar, und einen Bereich des kollektiven Verkehrsflusses, das heißt, die Geschwindigkeit hängt von der Verkehrsdichte ab, unterteilt werden. (vgl. Prigogine et al. 1962, S. 793–795)

2.5.2 mikroskopische Verkehrsmodelle

Mikroskopische Verkehrsmodelle sind „Modelle, die [...] den Verkehrsablauf aus den Bewegungen seiner einzelnen Elemente, den einzelnen Fahrzeugen, zu erklären versuchen“ (Leutzbach 1972, S. 119). Es können drei Arten mikroskopischer Verkehrsmodelle unterschieden werden:

- dynamische Modelle,
- Fahrzeugfolgemodelle und
- psycho-physische Modelle. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 62)

Dynamische Modelle

Betrachtungsgegenstand dynamischer Modelle sind für gewöhnlich sogenannte Einheitsfahrzeuge. Diese zeichnen sich dadurch aus, dass alle Fahrzeuge die gleiche Länge haben und sich mit der gleichen Geschwindigkeit fortbewegen. Mit Einheitsfahrzeugen können beispielsweise erforderliche Abstände in einer sicherheitsorientierten Kolonne untersucht werden. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 63)

Der von der Fahrgeschwindigkeit abhängige Bruttomindestabstand zwischen einem vorausfahrenden Fahrzeug (Fahrzeug 1) und einem folgenden Fahrzeug (Fahrzeug 2) berechnet sich als

$$s_{Min} = t_A * v + \frac{v^2}{2} \left(\frac{1}{a_2} - \frac{1}{a_1} \right) + s_S + l_F \quad (25)$$

mit s_{Min} = erforderlicher Bruttomindestabstand,
 t_A = zeitlicher Abstand zwischen den Fahrzeugen,
 a_i = Bremsverzögerung von Fahrzeug i ,
 s_S = Sicherheitsabstand im Stand,
 l_F = Länge des Einheitsfahrzeugs.

Für unterschiedliche Werte von a_1 und a_2 ergeben sich entsprechend unterschiedliche erforderliche Bruttomindestlücken. Bei gleichem Bremsweg beider Fahrzeuge verkürzt sich Gleichung (25) zu

$$s_{Min} = t_A * v + s_S + l_F. \quad (26)$$

Kommt Fahrzeug 1 beispielsweise durch Auffahren auf ein festes Hindernis plötzlich zum Stehen ($a_1 = \infty$) beträgt der erforderliche Mindestabstand

$$s_{Min} = t_A * v + s_S + l_F + \frac{v^2}{2a_2}. \quad (27)$$

Für alle anderen Fälle ($a_1 \neq a_2$) ergibt Gleichung (25) den erforderlichen Abstand. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 63)(Schnabel und Lohse 2011, S. 63)

Diese Erkenntnisse ermöglichen Sicherheitsbetrachtungen im Kolonnenverkehr. „Die Sicherheit einer Kolonne ist dann gegeben, wenn infolge Bremsens eines Fahrzeuges durch nachfolgende Fahrzeuge keine Auffahrunfälle entstehen“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 64). Hierbei ist der Nettoabstand

entscheidend. Das Verhältnis des tatsächlich vorhandenen Abstands und des erforderlichen Abstands ergibt den Sicherheitsfaktor SF. Ist $SF \geq 1$ ist der Nettoabstand ausreichend und die Fahrtfolge sicher. Im Fall $SF < 1$ liegt eine unsichere Fahrtfolgesituation vor. (Schnabel und Lohse 2011, S. 64)

Der erforderliche Sicherheitsabstand kann anhand unterschiedlicher Kriterien festgelegt werden. Das Kriterium der absoluten Sicherheit legt den vollen Bremsweg

$$s_{erf} = t_A * v + \frac{v^2}{2a_2} \quad (28)$$

zugrunde, während beim Kriterium der minimalen Sicherheit für aufeinanderfolgende Fahrzeuge gleiche Bremswege angenommen werden. Der erforderliche Bremsweg verkürzt sich zu

$$s_{erf} = v * t_A. \quad (29)$$

Das Kriterium der minimalen Sicherheit ist als kritisch zu bewerten, da „gleiche Reaktionszeiten und Bremsverzögerungen beim Fahren in der Kolonne kaum gegeben sind“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 65) und die nach Gleichung (29) berechneten Sicherheitsabstände daher oftmals nicht ausreichen. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 64–65)

Dynamische Modelle sind nicht auf zwei Fahrzeuge beschränkt. Weitere Fahrzeuge können in die Untersuchung einbezogen werden, womit gezeigt werden kann, wie sich ein Auffahren des zweiten Fahrzeugs auf das erste Fahrzeug auf ein folgendes drittes Fahrzeug auswirkt und wie ein Auffahren des dritten Fahrzeugs vermieden werden kann. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 67–69)

Fahrzeugfolgemodelle

In der Realität kann ein konstanter Abstand zwischen den Fahrzeugen jedoch nicht vorausgesetzt werden, da der erforderliche Abstand von den Fahrzeugführern weder genau geschätzt noch exakt eingehalten werden kann. Tatsächlich ist die Fahrzeugfolge von ständigen Anpassungsprozessen des Folgefahrzeugs an das Fahrverhalten des vorausfahrenden Fahrzeugs geprägt, was zu schwankenden Fahrzeugabständen und Geschwindigkeiten innerhalb einer Kolonne führt. (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 69)

Diese Schwankungen in der Fahrzeugfolge werden unter anderem mit der Fahrzeugfolgetheorie und dem von NAGEL und SCHRECKENBERG entwickelten Zellularautomatenmodell erklärt. Beide Modelle werden im Folgenden kurz vorgestellt.

Fahrzeugfolgetheorie

Allgemein kann das Verhalten eines Fahrers durch die Gleichung

$$REAKTION = REIZ \times EMPFINDLICHKEIT \quad (30)$$

beschrieben werden. Auf dieser Gleichung basiert die Fahrzeugfolgetheorie, auch „Follow-the-leader“-Theorie genannt. (vgl. Leutzbach 1972, S. 113–114; Schnabel und Lohse 2011, S. 69)

Die Fahrzeugfolgetheorie modelliert die Fahrzeugfolge in Kolonnen, Überholvorgänge sind nicht möglich. Aufbauend auf diesen Annahmen haben GAZIS, HERMAN und ROTHERY ein allgemeines Fahrzeugfolgemodell entwickelt, dessen Gleichgewichtsgleichung mit

$$\ddot{x}_{n+1}(t + \tau) = \lambda_{l,m} \frac{[\dot{x}_{n+1}(t + \tau)]^m}{[x_n(t) - x_{n+1}(t)]^l} [\dot{x}_n(t) - \dot{x}_{n+1}(t)] \quad (31)$$

mit $\lambda_{l,m}$ = Sensitivitätsfaktor (empirisch bestimmter Parameter),
 l, m = empirisch bestimmte Parameter,
 τ = zeitliche Verzögerung auf einen Reiz (Reaktionszeit),
 $x_n(t)$ = Position des n-ten Fahrzeugs zur Zeit t ,
 $\dot{x}_n(t)$ = Geschwindigkeit des n-ten Fahrzeugs,
 $\ddot{x}_n(t)$ = Beschleunigung des n-ten Fahrzeugs

beschrieben wird. Wie stark die Reaktion eines Fahrzeugführers nach einer Zeitverzögerung τ auf geänderte Geschwindigkeit des vorausfahrenden Fahrzeugs ausfällt, hängt von der Geschwindigkeit des Fahrzeugs, der Geschwindigkeitsdifferenz und dem Abstand zum vorausfahrenden Fahrzeug sowie dem Sensitivitätsfaktor λ ab. Hohe Geschwindigkeiten und hohe Geschwindigkeitsdifferenzen führen zu starken Reaktionen, wachsende Weglücken zwischen den Fahrzeugen verringern die Reaktion. (vgl. Gazis et al. 1961, S. 545–548; Schnabel und Lohse 2011, S. 69–70)

Mittels Integration kann das Modell von der mikroskopischen in die makroskopische Ebene überführt werden. Bei geeigneter Wahl der Parameter $\lambda_{l,m}$, l und m können die gleichen Resultate erzielt werden, wie sie von GREENBERG hergeleitet wurden (vgl. Gleichung (40) und (41)). Mit dem Fahrzeugfolgmodell werden jedoch Annahmen getroffen, die (anders als bei GREENBERG) plausibel aus den Gegebenheiten des Verkehrsflusses hergeleitet wurden. (vgl. Gazis et al. 1959, S. 500–502)

MAY und KELLER optimierten das Fahrzeugfolgmodell (vgl. Gleichung (31)) sowohl für Ein-Bereichs-Ansätze als auch für Zwei-Bereichs-Ansätze⁴, indem sie für l und m auch nicht-ganzzahlige Werte zuließen. (vgl. May und Keller 1969, S. 44–46)

Zellularautomatenmodell

Grundidee des Zellularautomatenmodells von NAGEL und SCHRECKENBERG ist es, einen Fahrstreifen in viele gleichgroße Flächen einzuteilen, wobei Jede Fläche jeweils höchstens von einem Fahrzeug belegt werden kann. Die Geschwindigkeit der Fahrzeuge im Modell liegt zwischen null und einer maximalen Geschwindigkeit v_{\max} . Der Verkehrsablauf wird durch eine Folge von Update-Vorgängen simuliert, die für alle Fahrzeuge parallel durchgeführt werden und aus vier Schritten bestehen:

1. Beschleunigen: Ist die Geschwindigkeit v eines Fahrzeugs geringer als v_{\max} und der Abstand zum vorausfahrenden Fahrzeug größer als $v + 1$, beschleunigt das Fahrzeug um eine Einheit ($v \rightarrow v + 1$).
2. Abbremsen (aufgrund anderer Fahrzeuge): Erkennt ein auf Fläche i befindliches Fahrzeug ein vorausfahrendes Fahrzeug auf Fläche $i + j$ und j ist kleiner oder gleich der Geschwindigkeit v , reduziert das Fahrzeug seine Geschwindigkeit auf $j - 1$ ($v \rightarrow j - 1$).
3. Zufall: Mit der Wahrscheinlichkeit p wird jeweils die Geschwindigkeit eines Fahrzeugs um eine Einheit reduziert, sofern sie größer als null ist ($v \rightarrow v - 1$).
4. Fahrzeugbewegung: Jedes Fahrzeug fährt v Abschnitte weiter.

(vgl. Nagel und Schreckenberg 1992, S. 2222)

⁴ Zur Definition von Ein-Bereichs- und Zwei-Bereichs-Ansätzen siehe Kapitel 2.6.4

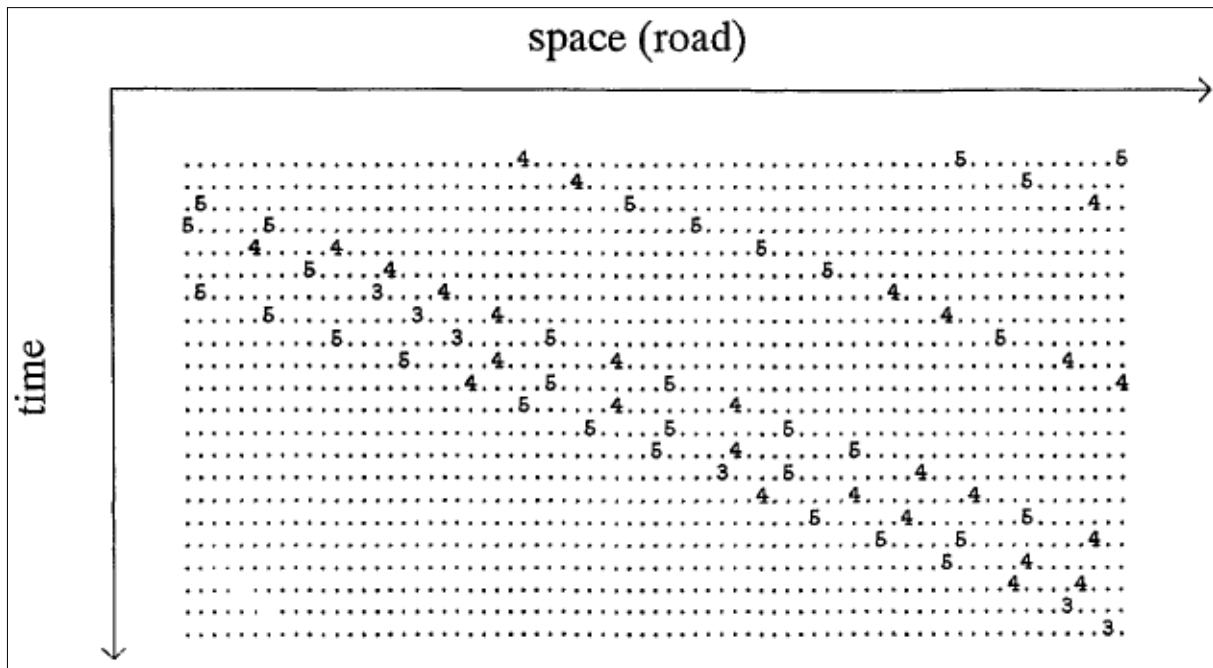


Abbildung 9: Grafische Darstellung des Zellularautomatenmodells (Nagel und Schreckenberg 1992, S. 2223)

Durch das Modell können grundsätzliche Eigenschaften einstreifigen Verkehrs simuliert werden. Abbildung 9 zeigt, wie der Verkehrsablauf im Modell grafisch dargestellt werden kann. Jede Zeile repräsentiert den Zustand des simulierten Streckenabschnitts nach einem Update-Vorgang. Punkte stehen für Abschnitte, die von keinem Fahrzeug besetzt sind, Zahlen stehen für Fahrzeuge und geben deren Geschwindigkeit an. (vgl. Nagel und Schreckenberg 1992, S. 2222–2223)

Aus den Simulationen lässt sich schließlich die Verkehrsdichte als durchschnittliche Belegung eines Abschnitts über eine Zeit T berechnen:

$$\bar{k}^T = \frac{1}{T} \sum_{t=t_0+1}^{t_0+T} n_i(t) \tag{32}$$

- mit \bar{k}^T = durchschnittliche Belegung eines Abschnitts über den Zeitraum T (\cong Verkehrsdichte),
- t_0 = erster Zeitschritt nach Simulationsbeginn, dessen Daten gemessen werden,
- $n_i(t)$ = 0 (1), wenn Abschnitt i frei (belegt) ist. (vgl. Nagel und Schreckenberg 1992, S. 2223)

Auch die Verkehrsstärke kann über die Simulationsergebnisse berechnet werden:

$$\bar{q}^T = \frac{1}{T} \sum_{t=t_0+1}^{t_0+T} n_{i,i+1}(t) \tag{33}$$

- mit \bar{q}^T = durchschnittliche Verkehrsstärke zwischen Abschnitt i und i + 1 über den Zeitraum T,
- $n_{i,i+1}(t)$ = 1, wenn eine Fahrzeugbewegung zwischen Abschnitt i und i + 1 beobachtet wurde. (vgl. Nagel und Schreckenberg 1992, S. 2223)

Durch den diskreten Ansatz kann die Rechenintensität des Modells reduziert werden. Dennoch kann das Modell einige wichtige Aspekte des Verkehrsflusses gut abbilden. (vgl. Nagel und Schreckenberg 1992, S. 2228–2229)

Psycho-physische Abstandsmodelle

Psycho-physische Abstandsmodelle gehen davon aus, dass eine „(psychologische) Empfindung eine Funktion des ausgeübten (physikalischen) Reizes ist“ (Wiedemann 1974, S. 13). Der Zusammenhang ist für die „Erklärung unterer Grenzen des Wahrnehmungsvermögens“ (ebd.) von Bedeutung. Denn „die Änderung eines Reizes [kann] erst dann wahrgenommen werden [...], wenn das Verhältnis von Reizänderung zu ursprünglichem Reiz eine bestimmte Größenordnung [sic!] übersteigt“ (ebd.). Bezogen auf den Verkehrsablauf ist ein solcher Reiz beispielsweise die Größe eines vorausfahrenden Fahrzeugs. Sie verändert sich, wenn eine Relativbewegung zwischen den Fahrzeugen stattfindet. Die Größenänderung muss jedoch mit einer gewissen Geschwindigkeit stattfinden, um vom Fahrer bewusst wahrgenommen werden zu können. (vgl. Wiedemann 1974, S. 13–14)

Ein von WIEDEMANN entwickeltes Verkehrsmodell berücksichtigt diese Zusammenhänge. Die entscheidenden Faktoren des Modells sind der Abstand und die Geschwindigkeitsdifferenz zweier Fahrzeuge. Sie haben Einfluss darauf, ob ein Fahrer eine Relativbewegung wahrnimmt. Abhängig von diesen beiden Größen kann das Verhalten eines Fahrers als unbeeinflusst, unbewusst beeinflusst oder bewusst beeinflusst beschrieben werden (siehe Abbildung 10). (vgl. Wiedemann 1974, S. 36)

Die Annäherung an ein vorausfahrendes Fahrzeug sowie den Folgevorgang beschreibt WIEDEMANN als iterativen Prozess, da es einem Fahrer nicht möglich ist, Geschwindigkeiten bzw. das benötigte Bremsvermögen exakt zu schätzen. Sobald die Wahrnehmungsschwelle überschritten wird, beginnt ein Fahrer, seine Geschwindigkeit an ein vorausfahrendes Fahrzeug anzupassen. Hierbei muss er den Abstand berücksichtigen, mit dem er dem Fahrzeug bei gegebener Geschwindigkeit folgen möchte. Die Geschwindigkeit des vorausfahrenden Fahrzeugs und den gewünschten Abstand exakt zu treffen, ist für den Fahrer nahezu unmöglich, so dass er seine Geschwindigkeit immer wieder anpassen muss. Abbildung 11 zeigt einen Annäherungsvorgang. Die „tote Zone“ stellt den Bereich dar, in dem die

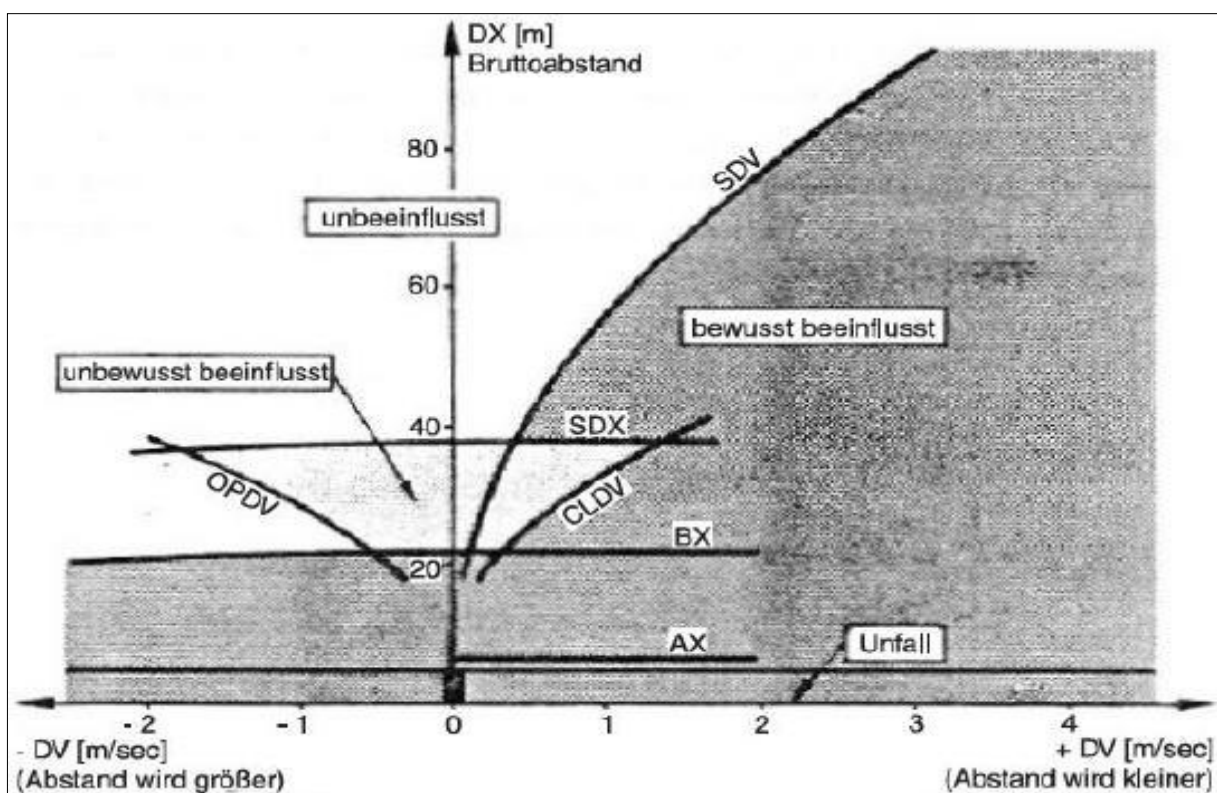


Abbildung 10: Wahrnehmung im psycho-physischen Abstandsmodell (Wiedemann 1974, S. 36)

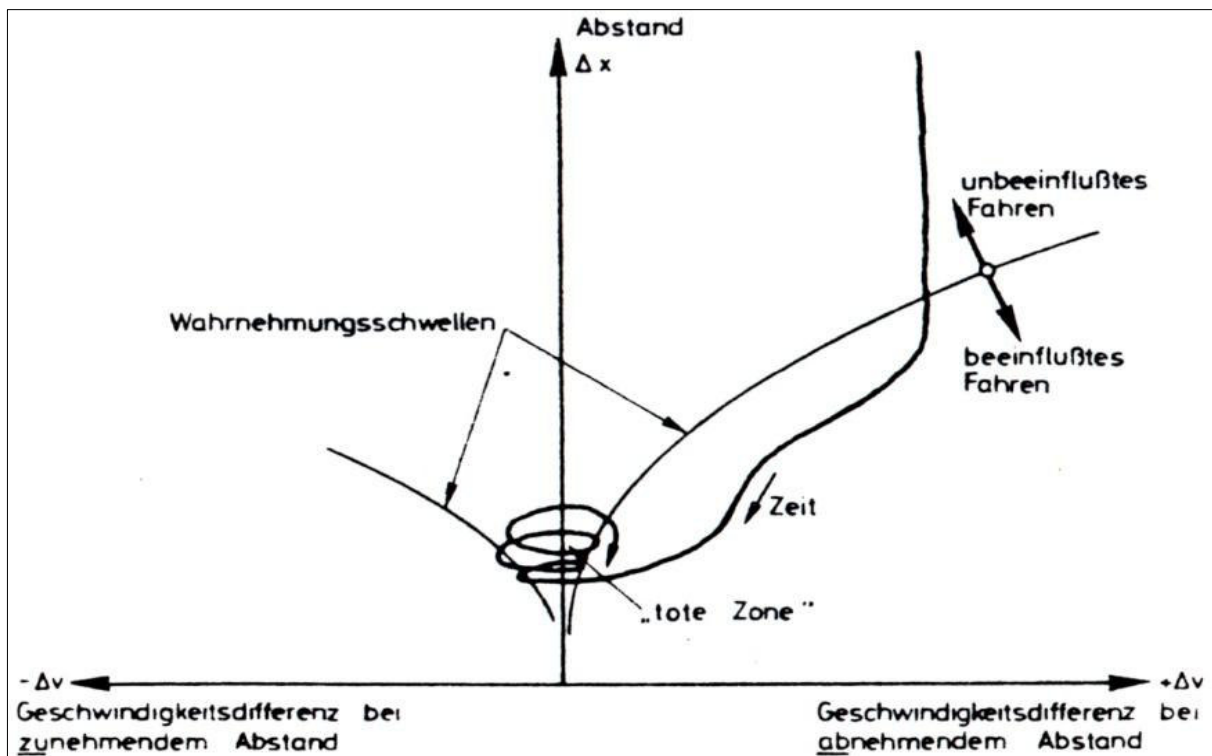


Abbildung 11: Relativbewegung zweier hintereinanderfahrender Fahrzeuge (Wiedemann 1974, S. 22)

Geschwindigkeiten so nah beieinanderliegen, dass die Differenz nicht mehr wahrnehmbar ist. Der Annäherungsvorgang kann als abgeschlossen angesehen werden. Der Fahrer kann den Abstand jedoch nicht exakt halten, was zu einer Pendelbewegung um den gewünschten Abstand führt. (vgl. Wiedemann 1974, S. 19–22)

WIEDEMANN erweitert seine Theorie auch auf den Verkehr bei mehreren Fahrstreifen. Dies ermöglicht es Überholvorgänge darzustellen. Das „Erkennen einer Relativbewegung [kann] nicht nur ausschliesslich [sic!] Verzögerung oder Beschleunigung bedeuten [...], sondern sich auch als Entscheidung für oder gegen einen Spurwechsel äussern [sic!]“ (Wiedemann 1974, S. 17). Diese Betrachtungsweise ist „ein Schlüssel für die Durchführung von Messungen und die theoretische Beschreibung des mehrspurigen Verkehrsablaufs“ (ebd.).

Ein Spurwechsel findet statt, „wenn einerseits der ‚Wille‘ eines betrachteten Fahrers hierzu erkannt wird [...] und wenn andererseits dabei gewisse Sicherheitsabstände zu anderen Fahrzeugen nicht unterschritten werden“ (Wiedemann 1974, S. 26). Sind Fahrstreifenwechsel möglich, reagiert ein Fahrer jedoch nicht mehr nur auf sich in seiner Nähe befindliche Fahrzeuge. Auch eigene Interessen wie ein möglicherweise schnelleres Vorankommen in naher Zukunft oder die bewusste Inkaufnahme eines höheren Risikos, wenn zuvor ein Spurwechsel für längere Zeit nicht möglich war, fließen in die Entscheidung mit ein. (vgl. Wiedemann 1974, S. 25–26)

Ein Verkehrsablauf, der auch Überholvorgänge enthält, stellt „wesentlich höhere Anforderungen an den Fahrer als einspuriges Fahren“ (Wiedemann 1974, S. 23). Um die komplexen Zusammenhänge des Modells möglichst einfach darzustellen, hat WIEDEMANN sein Modell als „ein System leicht überschaubarer Bausteine“ (Wiedemann 1974, S. 65) entwickelt, mit deren Hilfe eine Simulation des Verkehrsflusses möglich ist. (vgl. ebd.)

2.6 Das Fundamentaldiagramm

Insbesondere die makroskopischen Verkehrskenngrößen Verkehrsstärke, Verkehrsdichte und Geschwindigkeit (vgl. Kapitel 2.2) spielen für die Beschreibung des Verkehrsablaufs eine wichtige Rolle. Der Zusammenhang dieser drei Größen kann mit der sogenannten Kontinuitätsgleichung beschrieben werden, die in Kapitel 2.3.3 bereits in ihrer universellen Form hergeleitet wurde:

$$q_{RZ} = v_{RZ} * k_{RZ} \quad (34)$$

Liegt stationärer Verkehrsfluss vor, können auch nicht räumlich-zeitlich vorliegende Kenngrößen genutzt werden. Die Kontinuitätsgleichung lautet dann:

$$q = \bar{v}_m * k \quad (35)$$

Bei stationärem Verkehrsfluss ist stets mit der mittleren momentanen Geschwindigkeit zu rechnen und nicht mit der mittleren lokalen Geschwindigkeit, da dies zu falschen Ergebnissen führen würde (vgl. Kapitel 2.2.3). (vgl. Schnabel und Lohse 2011, S. 51)

Die funktionalen Abhängigkeiten dieser Größen können in einem Fundamentaldiagramm dargestellt werden. Das Diagramm hat die Form einer dreidimensionalen „Punktwolke“, die mittels Projektion in drei zweidimensionalen Diagrammen dargestellt werden kann. [...] Einige Randbedingungen geben die generelle Form des Fundamentaldiagramms vor:

- Wunschgeschwindigkeit im freien Verkehr v_{frei}
- maximale Verkehrsstärke q_{max} bei der kritischen Geschwindigkeit v_{krit} und der kritischen Verkehrsdichte k_{krit}
- maximale Verkehrsdichte im stehenden Verkehr k_{max} .“ (Kühne 2005, S. 7)

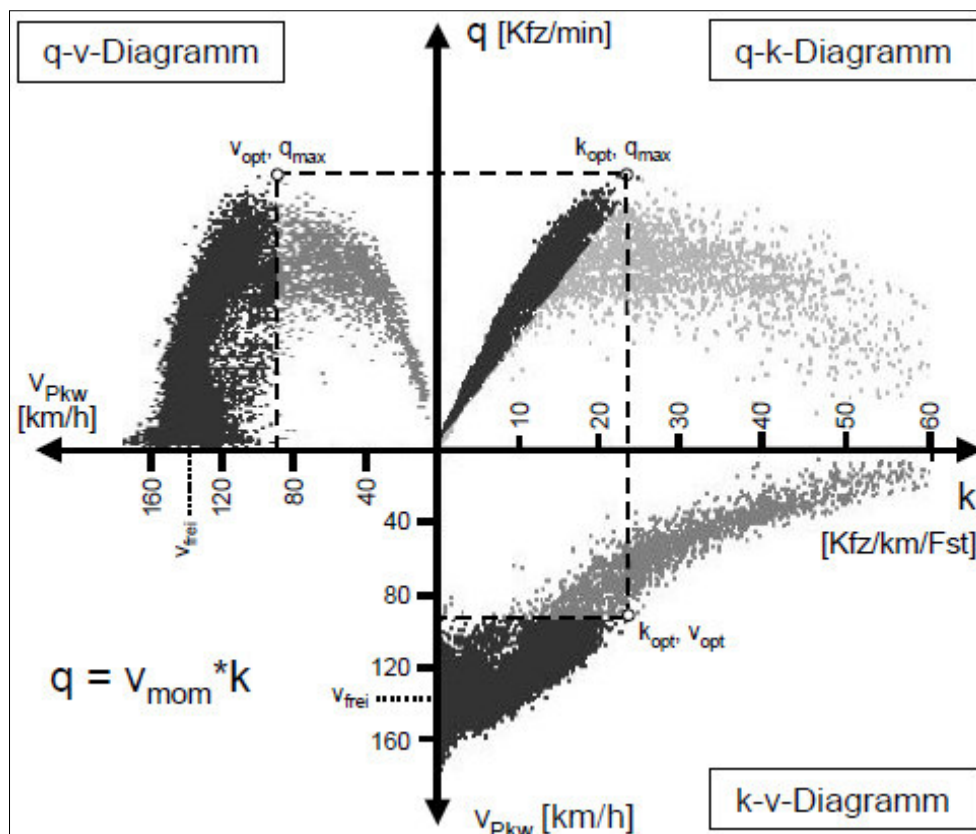


Abbildung 12: Typisches Fundamentaldiagramm für einen Querschnitt mit Überlastungen und Stauzuständen (Schick 2003, S. 40)

Eine typische Darstellung der drei Diagramme zeigt Abbildung 12. Der Zusammenhang zwischen den Größen q_{\max} , v_{krit} und k_{krit} ist in der Abbildung gut zu erkennen. Die einzelnen Diagramme werden im Folgenden näher beschrieben. Da im instabilen Bereich „praktisch keine mittlere konstante Geschwindigkeit mehr angegeben werden“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 57) kann, werden die „Kurvenverläufe zwischen den charakteristischen Kenngrößen [...] im instabilen Bereich häufig gestrichelt dargestellt“ (ebd.).

2.6.1 k-v-Diagramm

Das k-v-Diagramm hat einen fallenden Verlauf. Der stabile und der instabile Bereich sind in diesem Diagramm häufig schwer zu unterscheiden. Möglicherweise ist ein Capacity-Drop (vgl. Kapitel 2.1) als Sprung zwischen dem stabilen und dem instabilen Bereich erkennbar. Der abfallende Charakter des Diagramms legt die Vermutung nahe, dass der Verkehrsfluss stark von der Verkehrsdichte abhängt. Es kann ein allgemeiner Verlauf des Diagramms beschrieben werden:

- Geht die Verkehrsdichte gegen null, kann die Geschwindigkeit frei gewählt werden. Die mittlere momentane Geschwindigkeit \bar{v}_m entspricht der mittleren freien Geschwindigkeit \bar{v}_f .
- Bei sehr geringen Verkehrsdichten kann weiterhin mit der Wunschgeschwindigkeit gefahren werden, da sich die Fahrzeuge kaum gegenseitig beeinflussen. Die k-v-Kurve verläuft somit zunächst parallel zur k-Achse.
- Steigt die Verkehrsdichte weiter, nimmt die Zahl der Interaktionen zwischen den Fahrzeugen zu, was zu sinkenden Geschwindigkeiten führt.
- Kommt es zum Stillstand (\bar{v}_m geht gegen null) ist die maximale Verkehrsdichte k_{\max} erreicht.

(vgl. Kühne 2005, S. 7; Schnabel und Lohse 2011, S. 52)

2.6.2 q-k-Diagramm (eigentliches Fundamentaldiagramm)

„Das q-k-Diagramm ergibt sich durch Umrechnung mit der Fundamentalbeziehung $q = k * v_{\text{mom}}$ und wird häufig als das eigentliche Fundamentaldiagramm bezeichnet“ (Kühne 2005, S. 7). In diesem Diagramm sind alle drei fundamentalen Größen enthalten. Neben der Verkehrsstärke und der Verkehrsdichte kann die momentane Geschwindigkeit aus dem Diagramm abgelesen werden. Sie entspricht der Steigung einer Geraden vom Ursprung zu einem Punkt auf dem Diagramm. Der Bereich des stabilen Verkehrsflusses ist durch eine kompakte Punktwolke geprägt, im instabilen Bereich liegt eine breite, verstreute Punktwolke vor (siehe Abbildung 12). (vgl. ebd.)

„Im Gipfelpunkt des Fundamentaldiagramms gibt die Neigung des Radiusvektors die Geschwindigkeit an, die bei der maximalen Verkehrsstärke, also der Kapazität $q_{\max} = C$, noch erreicht werden kann“ (Schnabel und Lohse 2011, S. 57). Der Bereich ist bereits durch eine hohe Verkehrsdichte und geringe Weglücken geprägt. Hier können sich Bremsvorgänge derart „auf den nachfolgenden Verkehr [...] auswirken, dass ein Verkehrszusammenbruch erfolgt“ (ebd.). Die Folge ist der sogenannte „Stau aus dem Nichts“. „Der Verkehrsfluss ist dann instabil“ (ebd.). Für den stockenden Verkehrsfluss kann keine mittlere konstante Geschwindigkeit mehr angegeben werden, sie liegt zwischen null und v_c , der Geschwindigkeit bei maximaler Verkehrsstärke q_{\max} . (vgl. ebd.)

2.6.3 q-v-Diagramm

Das q-v-Diagramm dient „als Grundlage zur Dimensionierung von Straßenquerschnitten“ (Kühne 2005, S. 7). Für überlastete Querschnitte ist der Verlauf des Diagramms nahezu parabelförmig. Für eine Verkehrsstärke existieren somit zwei Geschwindigkeiten. „Der obere Bereich des q-v-Diagramms [...] umfasst den Zustand des freien, stabilen Verkehrs, der untere Bereich den des zusammengebrochenen, instabilen Verkehrs“ (ebd.). Im Scheitelpunkt der Parabel ist das Maximum der Verkehrsstärke q_{max} erreicht. Die zugehörige Geschwindigkeit ist die kritische Geschwindigkeit v_{krit} . Auf mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen liegt v_{krit} meist zwischen 80 km/h und 90 km/h, das HBS gibt Werte zwischen 70 km/h und 90 km/h an. (vgl. Kühne 2005, S. 7; HBS 2015, A3-33-A3-35)

Mit ortsfesten Messeinrichtungen lassen sich q-v-Diagramme heute leicht aufnehmen (Schnabel und Lohse 2011, S. 56). Für Streckenabschnitte, an denen keine Geschwindigkeitsangaben aus Messstellen vorhanden sind, soll in dieser Arbeit ein Verfahren entwickelt werden, das es ermöglicht, q-v-Diagramme aus FCD-Geschwindigkeiten herzuleiten. Das Verfahren wird in Kapitel 5 vorgestellt.

2.6.4 Ansätze zur Beschreibung der Fundamentalbeziehungen

Zur Analyse der Zusammenhänge der fundamentalen Größen können unterschiedlichste Ansätze gewählt werden. Vor allem lineare, logarithmische und exponentielle Ansätze bieten sich für die Darstellung der Zusammenhänge an, von denen einige in Tabelle 1 zusammengefasst sind.

Tabelle 1: Ansätze zur Analyse der Fundamentalbeziehungen (vgl. Kühne 2005, S. 7)

Ansatz	k-v-Beziehung	q-k-Beziehung	q-v-Beziehung
Lineare q-v-Beziehung	$v_{mom} = \frac{v_f}{1 - a * k}$	$q = v_f + \frac{k}{1 - a * k}$	$v_{mom} = a * q + v_f$
Lineare k-v-Beziehung	$v_{mom} = v_f - m * k$	$q = v_f * k - m * k^2$	$v_{mom}^2 - v_f * v_{mom} + m * q = 0$
Logarithmische k-v-Beziehung	$v_{mom} = v_f * \ln\left(\frac{b}{k}\right)$	$q = v_f * k * \ln\left(\frac{b}{k}\right)$	
Exponentielle k-v-Beziehung	$v_{mom} = v_f * e^{\frac{-k}{k_0}}$	$q = v_f * k * e^{\frac{-k}{k_0}}$	

Ansätze zur Beschreibung der Fundamentalbeziehungen können nur für einen Teil des Fundamentaldiagramms (Zwei- oder Mehr-Bereichs-Ansätze) oder für den gesamten Bereich des Fundamentaldiagramms gültig sein (Ein-Bereichs-Ansätze). Einige wichtige Ansätze zur Beschreibung des Fundamentaldiagramms werden im Folgenden kurz vorgestellt.

Ein-Bereichs-Ansätze

GREENSHIELDS war der Erste, der mit Hilfe systematischer Messungen die Kapazität von Straßen bestimmte. Hierzu macht er an Straßen mit unterschiedlicher Fahrbahnbreite und unterschiedlichen Fahrbahnbelägen Bildaufnahmen, die er dann mit Blick auf Geschwindigkeit und Verkehrsstärke auswertet. (vgl. Greenshields 1935, S. 448–449)

Aus diesen Daten kann GREENSHIELDS ableiten, dass das Verhältnis zwischen der durchschnittlichen Geschwindigkeit und der Verkehrsdichte durch eine Gerade beschrieben werden kann (vgl. Abbildung 13). Er wählt daher eine lineare v-k-Beziehung:

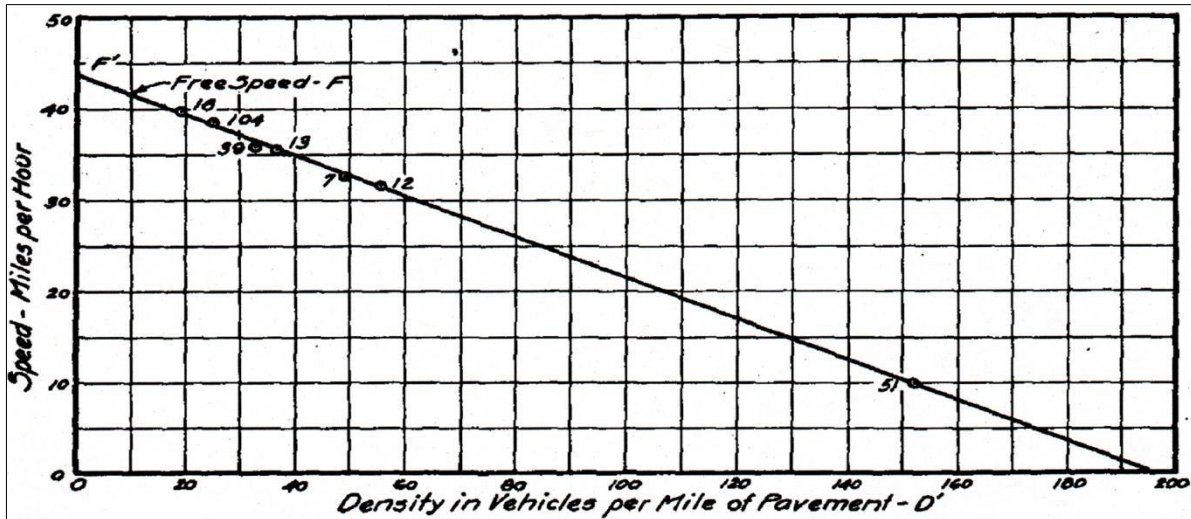


Abbildung 13: k-v-Diagramm nach GREENSHIELDS (Greenshields 1935, S. 468)

$$v = v_0 - m * k \tag{36}$$

mit v_0 = Geschwindigkeit, bei der die Gerade die y-Achse schneidet ($\hat{=}$ F' in Abbildung 13)
 m = Steigung der Geraden (abhängig von der betrachteten Straße).

Über das Verhältnis der fundamentalen Größen $q = k * v$ bzw. $k = \frac{q}{v}$ folgt die q-v-Beziehung

$$v = \frac{v_0 \pm \sqrt{v_0^2 - 4mq}}{2} \tag{37}$$

Und für die q-k-Beziehung und somit das eigentliche Fundamentaldiagramm ergibt sich:

$$q = v_f * k - m * k^2 \tag{38}$$

bzw. mit $m = \frac{v_f}{k_{max}}$

$$q = v_f * k - \frac{v_f * k^2}{k_{max}} \tag{39}$$

(vgl. Greenshields 1935, S. 468–469; Kühne 2005, S. 10)

GREENSHIELDS Ansatz konnte bereits einige Charakteristika des Verkehrsflusses gut wiedergeben. Das Modell „weist eine maximale Verkehrsstärke mit der zugehörigen optimalen Verkehrsdichte auf“ (Kühne 2005, S. 10). Zudem ist das q-v-Diagramm parabelförmig. Das heißt, dass für die gleiche Verkehrsstärke zwei Geschwindigkeiten möglich sind. Der Verkehrsfluss wird also „in den stabilen und instabilen Bereich unterteilt“ (ebd.).

GREENBERG schlug eine logarithmische k-v-Beziehung vor:

$$v = c * \ln\left(\frac{k_j}{k}\right) \tag{40}$$

mit c = konstanter Wert, der von der jeweiligen Straße abhängt,
 k_j = Verkehrsdichte im Verkehrsstau

Für die q-k-Beziehung folgt daraus

$$q = ck * \ln\left(\frac{k_j}{k}\right) \tag{41}$$

GREENBERG's Modell führt zu hohen Übereinstimmungen mit gemessenen Werten. Das Modell zeigt auch, dass die maximale Verkehrsstärke erreicht ist, wenn gilt: $\frac{k_j}{k} = e$. Die optimale Geschwindigkeit, die in diesem Punkt erreicht wird, entspricht dem Parameter c und ist somit von der jeweiligen Straße abhängig. Allerdings beruht das Modell auf Annahmen, die nicht ohne Weiteres auf den Verkehrsfluss übertragen werden können. GAZIS, HERMAN und POTTS konnten jedoch mit ihrem auf der Fahrzeugfolgetheorie basierenden Modell die gleichen Beziehungen herleiten und GREENBERG's Modell bestätigen (vgl. Kapitel 2.5.2). (vgl. Greenberg 1959, S. 79–81; Gazis et al. 1959, S. 500)

UNDERWOOD wählte einen exponentiellen k-v-Ansatz der Form

$$v = ae^{-\frac{k}{b}} \tag{42}$$

mit a, b = Konstante.

Hieraus ergibt sich eine mögliche Kapazität von $\frac{ab}{e}$ mit einer dazugehörigen Geschwindigkeit von $\frac{a}{e}$ und einer Dichte von b. Die freie Geschwindigkeit ist a. (vgl. Underwood 1961, S. 172–174)

Andere frühe „Studien zur Verkehrskapazität von Autobahnen hatten prinzipiell zwei unterschiedliche Ansätze“ (Kühne 2005, S. 10):

- Für geringe Verkehrsdichten wurde „eine konstant (freie) Geschwindigkeit unterstellt“ (ebd.):

$$q = v_f * k \tag{43}$$

- Für hohe Verkehrsdichten wurde die Bruttoweglücke ($l = l_0 + v * t_r$) bei einer konstanten Reaktionszeit t_r betrachtet. Für $k = 1/l$ folgt:

$$q = \frac{-l_0}{t_r} (k - k_{max}) \tag{44}$$

Führt man beide Ansätze zusammen, erhält man eine Dreiecksfunktion, die den q-k-Zusammenhang wiedergibt (siehe Abbildung 14). Diese Dreiecksfunktion sahen unter anderem LIDTHILL und WHITHAM „als Fluss-Dichte-Kurve und die Anwendung der kinematischen Wellentheorie auf den Straßenverkehr als Mittel, um diese beiden Bereiche zu vereinen“ (Kühne 2005, S. 10). Das Modell, wird in Kapitel 2.5.1 vorgestellt. (vgl. ebd.)

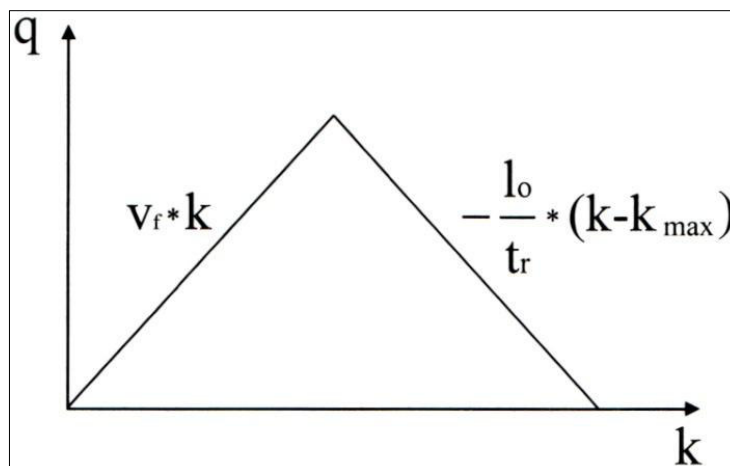


Abbildung 14: Dreiecksfunktion als vereinfachte q-k-Funktion (Kühne 2005, S. 10)

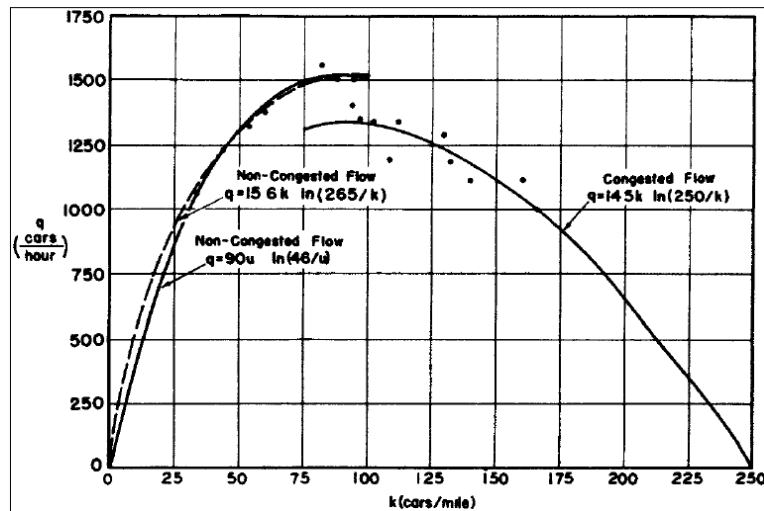


Abbildung 15: q-k-Diagramme mit zwei Bereichen (Gazis et al. 1961, S. 558)

Zwei-Bereichs-Ansätze

EDIE stellte als einer der ersten den sogenannten Capacity-Drop (vgl. Kapitel 2.1) in empirischen q-k-Daten fest, was ihn dazu veranlasste, den Kurvenverlauf der q-k-Beziehung in einen Bereich für den freien Verkehr und einen Bereich für den gestauten Verkehr zu unterteilen. Für den Bereich des freien Verkehrs wählt er eine logarithmische q-v-Beziehung und für den Bereich des gestauten Verkehrs eine logarithmische q-k-Beziehung, was zu einer Diskontinuität im Bereich der maximalen Kapazität führt. Die durchgezogene Linie in Abbildung 15 zeigt den Ansatz von EDIE zur Beschreibung der q-k-Beziehung, bei dem es sich um das erste Zweibereichsmodell handelt. (vgl. Edie 1961, S. 74–75; Kühne 2005, S. 10–11)

GAZIS, HERMAN und ROTHERY bestätigen zwar EDIEs Beobachtung des Capacity-Drop, kritisieren jedoch an seinem Ansatz, dass er für die beiden Bereiche unterschiedliche Beziehungen nutzt. Sie zeigen, dass ein nahezu identischer Kurvenverlauf auch mit nur einer logarithmischen q-k-Beziehungen möglich ist, die sich lediglich in der Wahl der Parameter für den freien Verkehr und den gestauten Verkehr unterscheidet (siehe gestrichelte Linie in Abbildung 15). (vgl. Gazis et al. 1961, S. 557–559)

Mehr-Bereichs-Ansätze

Ein neuer Ansatz zur Beschreibung des Fundamentaldiagramms stammt von WU. Er unterteilt sein Modell in die Bereiche fließender Verkehr und zähfließender Verkehr, welche er jeweils in zwei homogene Zustände unterteilt:

- einzelne Fahrzeuge („frei“),
- gebundene Kolonne (fließender Verkehr) („Kolonne“),
- gebundene Kolonne (zähfließender Verkehr) („go“) und
- stehende Fahrzeuge („stop“).

Die einzelnen Zustände können durch die Größen

- Wunschgeschwindigkeit v_0 ,
- Geschwindigkeit in der Kolonne (fließender Verkehr) v_{k0} ,

- Nettozeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen in der Kolonne (fließender Verkehr) τ_{ko} ,
- Nettozeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen in der Kolonne (zähfließender Verkehr) τ_{ko} und
- maximale Verkehrsdichte k_{max}

beschrieben werden. Da Nettozeitlücken konstante Werte aufweisen (vgl. Kapitel 2.2.5) können für alle fünf Parameter eindeutige Werte gemessen bzw. aus Erfahrungswerten bestimmt werden. Sind auch die Wahrscheinlichkeiten für ein Auftreten der einzelnen Zustände bekannt, kann das Fundamentaldiagramm eindeutig beschrieben werden. (vgl. Wu 2000, S. 380–381)

Aufgrund der unterschiedlichen Nettozeitlücken im fließenden und zähfließenden Verkehr (vgl. Kapitel 2.2.5), ist von einer Linksverschiebung des Bereichs „go“ auszugehen (siehe Abbildung 16). Es gibt folglich keine exakte Verkehrsstärke, bei der der Verkehr von einem fließenden in einen zähfließenden Zustand übergeht. Vielmehr gibt es einen Übergangsbereich der beiden Zustände, der durch die Dichten $k_{go, min}$ und k_{ko} begrenzt wird. Je dichter der Verkehr wird, desto wahrscheinlicher ist es, dass der Zustand von fließendem in zähfließenden Kolonnenverkehr übergeht und umgekehrt. Der vollständige Verlauf des Fundamentaldiagramms kann mit drei Gleichungen beschrieben werden:

- Im fließenden Verkehr, wird die Geschwindigkeit in Abhängigkeit der Verkehrsdichte und der Anzahl der Fahrstreifen ermittelt:

$$v_{fließ} = v_0 - (v_0 - v_{ko}) * \left(\frac{k}{k_{ko}}\right)^{N-1} \quad (45)$$

mit $v_{fließ}$ = Geschwindigkeit des fließenden Verkehrs bei der Verkehrsdichte k ,
 N = Anzahl der Fahrstreifen einer Richtungsfahrbahn.

- Im zähfließenden Verkehr, wird die Geschwindigkeit in Abhängigkeit der Verkehrsdichte bestimmt:

$$v_{zähfl} = \frac{1}{\tau_{go}} \left(\frac{1}{k_{zähfl}} - \frac{1}{k_{max}} \right) \quad (46)$$

mit $v_{zähfl}$ = Geschwindigkeit des zähfließenden Verkehrs bei Verkehrsdichte $k_{zähfl}$,
 $k_{zähfl}$ = jeweilige Verkehrsdichte im zähfließenden Bereich.

- Im Übergangsbereich, setzt sich die Geschwindigkeit aus den beiden ersten Gleichungen zusammen:

$$v_{über} = v_{fließ} * p_{\ddot{u}} + v_{zähfl} * (1 - p_{\ddot{u}}) \quad (47)$$

mit $p_{\ddot{u}} = \left(1 - \frac{k_{ko} - k_{go, min}}{k - k_{go, min}}\right)$.

(vgl. Wu 2000, S. 380–383)

Mit dem Modell können „die Fundamentaldiagramme aller Typen von Schnellstraßen [...] mit plausiblen Kenngrößen sehr gut modelliert werden. Dies zeigt, dass das Modell die Gesetzmäßigkeiten zwischen den makroskopischen Größen und den mikroskopischen Parametern mit ausreichender Genauigkeit darstellt“ (Wu 2000, S. 385).

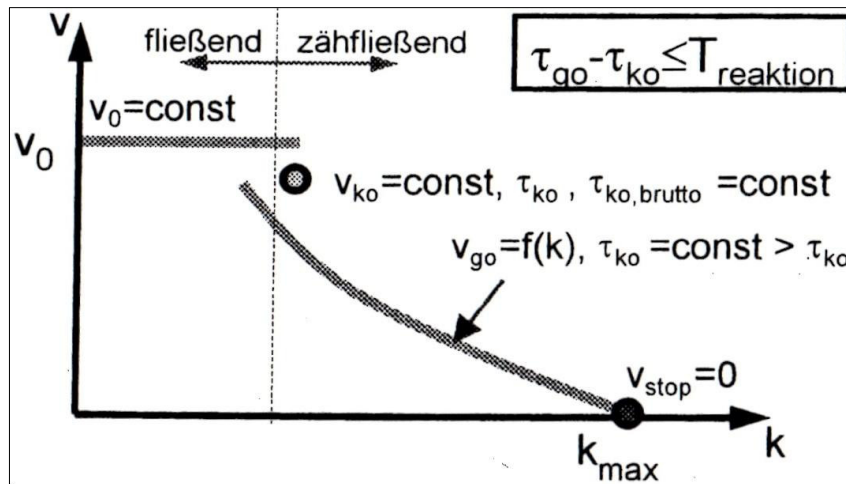


Abbildung 16: Verlauf der homogenen Zustände im k-v-Diagramm (Wu 2000, S. 381)

Ansätze im HBS

Die Anpassung der Modelle an vorliegende Verkehrsdaten ist vor allem mit zwei Problemen verbunden. Zum einen ist es „sehr schwierig, Funktionstypen zu finden, welche sich gleichermaßen gut an das Ursprungsdiagramm (z. B. k-v-Diagramm) und die abgeleiteten Diagramme (z. B. q-v-Diagramm) anpassen“ (Brilon und Zurlinden 2003, S. 16). Dies führt vor allem im Bereich der Kapazität zu Fehlern. Zum anderen geben viele Funktionstypen entweder den fließenden oder den stauenden Verkehr gut wieder, aber nicht beide Bereiche. Dieses Problem kann dann nur durch den Einsatz unterschiedlicher Funktionen für die beiden Bereiche gelöst werden. (vgl. ebd.)

Da die Kapazität in einem Verkehrsmodell der Verkehrsstärke im Scheitelpunkt der q-v-Kurve entspricht, ist ein Modell nötig, das das Diagramm mit einem einzigen Kurvenzug beschreiben kann, damit ein eindeutiger Kapazitätswert berechnet werden kann (vgl. Geistefeldt 2009b, S. 70). Der „derzeit einzige bekannte Ansatz, mit dem eine realistische Beschreibung sämtlicher auftretender Verkehrszustände durch einen durchgehenden Kurvenzug gelingt“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 13), ist das Verkehrsflussmodell nach VAN AERDE. Daher ist dieses Modell auch die Grundlage für die Kapazitätsberechnungen des HBS (siehe Kapitel 2.7.1). (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 32)

Das Modell beschreibt die k-v-Beziehung mit der Gleichung

$$k(v) = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_f - v} + c_3 * v} \quad (48)$$

mit c_1, c_2, c_3 = Modellparameter.

Grundlage des Ansatzes ist ein einfaches Fahrzeugefolgemodell. Die Weglänge zwischen zwei Fahrzeugen wird mit einem dreiteiligen Ansatz beschrieben. Er setzt sich aus einem konstanten Teil, einem variablen Teil, der von der Differenz der aktuellen Geschwindigkeit zur freien Geschwindigkeit abhängt, und einem Teil, der eine lineare Funktion der Geschwindigkeit ist, zusammen:

$$S = c_1 + \frac{c_2}{v_f - v} + c_3 * v \quad (49)$$

mit S = Weglänge zwischen zwei Fahrzeugen.

Gleichung (49) ist eine verallgemeinerte Form von GREENSHIELDS k-v-Modell. Für $c_1 = c_3 = 0$ folgt Gleichung (36). Aus dem Kehrwert der in Gleichung (49) berechneten Weglücke folgt (bei Annahme gleichförmigen und deterministischen Verkehrsflusses) Gleichung (48), die das Verhältnis zwischen Dichte und Geschwindigkeit wiedergibt. (vgl. van Aerde 1995, S. 2–4; Schnabel und Lohse 2011, S. 58)

Grundlage für die q-v-Beziehungen im HBS ist ein Ansatz von BRILON und PONZLET, der mit Hilfe der Warteschlangentheorie hergeleitet wurde. Dieser besagt, dass der durchschnittliche Zeitverlust

$$w = \frac{1}{c - q} \quad (50)$$

mit w = durchschnittlicher Zeitverlust
 c = spezifische Kapazität des Streckenabschnitts

beträgt. Hieraus ergibt sich die Reisezeit

$$r = r_0 + w = r_0 + \frac{1}{c - q} \quad (51)$$

mit r = tatsächliche Reisezeit
 r_0 = Wunsch-Reisezeit bei optimalen Bedingungen.

Die Geschwindigkeit ist der Quotient aus zurückgelegter Strecke und der tatsächlichen Reisezeit:

$$v = \frac{L}{r} = \frac{v_0}{1 + \frac{v_0}{L * (c - q)}} \quad (52)$$

mit L = Länge des Streckenabschnitts
 v_0 = freie Geschwindigkeit. (vgl. Brilon und Ponzlet 1996, S. 28–29)

2.6.5 Einfluss des Bezugsintervalls

Da der Verkehrsablauf in der Regel instationär ist, hat die Wahl des Bezugsintervalls großen Einfluss auf die Form des Fundamentaldiagramms. Besondere Bedeutung kommt der Wahl eines geeigneten Mittelungsintervalls für die Verkehrskenngrößen zu. Bei „einem zu kleinen Intervall ist die statistisch gesicherte Aussagefähigkeit gering, bei einem zu großen Intervall verwischen dynamische Effekte. Generell nimmt die Streuung der Messwerte mit zunehmender Intervalldauer ab“ (Kühne 2005, S. 8). Frühere Untersuchungen wählten als Mittelungsintervall häufig eine Stunde. In neueren Forschungen sind eine Minute, fünf Minuten, 15 Minuten oder eine Stunde üblich. (vgl. ebd.)

Abbildung 17 zeigt den Einfluss des Mittelungsintervalls auf die maximale Verkehrsstärke. Zu sehen ist die Verkehrsstärke am Querschnitt einer deutschen Autobahn, gemittelt über die vier gängigen Intervalle. Es zeigt sich, „dass insbesondere das 1-Minuten-Intervall große zufällige Schwankungen im Verkehrsfluss zeigt“ (Kühne 2005, S. 8). Andererseits verdeutlichen kleine Intervalle „Charakteristika der Dynamik des Verkehrsflusses“ (ebd.), die von großen Intervallen verdeckt werden, da dort „die verschiedenen Verkehrszustände des stabilen und des instabilen Verkehrs gemischt werden und als ein gemittelter Verkehrszustand erscheinen“ (ebd.).

So können Zustände entstehen, die in der Realität während der Beobachtung gar nicht aufgetreten sind. Dieser Effekt zeigt sich im q-v-Diagramm anhand von Punkten, „die aus der Mittelung von

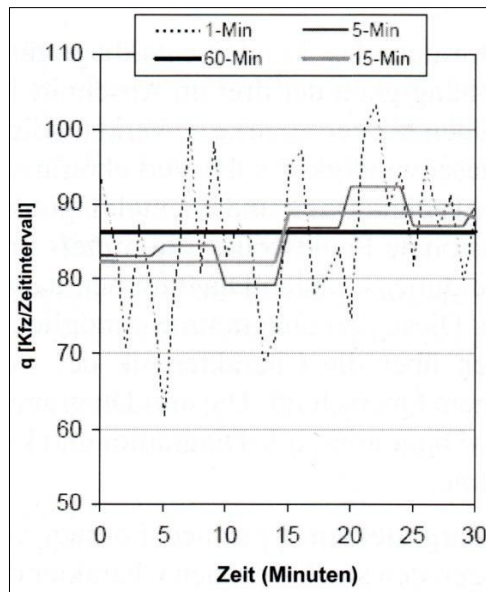


Abbildung 17: Einfluss des Bezugsintervalls auf die Verkehrsstärke-Ganglinie (Kühne 2005, S. 8)

Zuständen aus dem oberen und dem unteren Ast des q-v-Diagramms entstanden sind“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 12). Diese Punkte befinden sich innerhalb der Parabel des q-v-Diagramms. Ihre Zahl steigt mit wachsender Intervalldauer. (vgl. ebd.)

Da die Daten der Dauerzählstellen in dieser Arbeit nur als Stundenwerte vorliegen, ist die Wahl von Stundenintervallen als Mittelungsintervall zunächst vorgegeben. Mittels eines Stationaritätstests werden jedoch instationäre Situationen erkannt und stationäre Phasen aufgeteilt (siehe Kapitel 5).

2.7 Kapazität

„Die Kapazität ist die maßgebende Bemessungsgröße für die Bewertung der Verkehrsqualität von Autobahnen. Die Kapazität wird von den jeweiligen verkehrlichen, streckengeometrischen und steuerungstechnischen Randbedingungen systematisch beeinflusst“ (Geistefeldt 2015, S. 722). Für die Kapazität eines Streckenabschnitts existieren mehrere Definitionen. Sie wird unter anderem definiert als größte „Verkehrsstärke, die ein Verkehrsstrom unter den gegebenen baulichen und verkehrlichen Bedingungen erreichen kann“ (FGSV 2012, S. 57) oder als „diejenige Verkehrsstärke, unterhalb der der Verkehr gerade noch mit relativ hoher Geschwindigkeit fließt. Bei einer Nachfrage oberhalb der Kapazität bricht der fließende Verkehr zusammen. Es entsteht Stau und zähfließender Verkehr“ (Brilon et al. 2004, S. 597). Das HBS definiert die Kapazität als „die größte Verkehrsstärke, die ein Verkehrsstrom bei gegebener entwurfstechnischer Gestaltung und Verkehrssteuerung, trockener Fahrbahn und Helligkeit in einem Zeitintervall an einem Querschnitt erreichen kann“ (HBS 2015, S. 6). Gemäß HBS ist die Kapazität eines Streckenabschnitts definiert als die Grenze zwischen den Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs (QSV) E und F. Bewertungskriterium ist der Auslastungsgrad des Streckenabschnitts. (vgl. HBS 2015, S. 7)

„Traditionell wird die Kapazität einer Straße als Konstante aufgefasst, deren Größe ausschließlich von systematischen, äußerlich erkennbaren Parametern abhängig ist“ (Brilon et al. 2004, S. 597). Das HBS folgt ebenfalls diesem Ansatz. Die Verfahren zur Bestimmung der Kapazität und der q-v-Beziehungen

eines Streckenabschnitts und auf welchen Grundlagen diese Berechnungen beruhen, wird in Kapitel 2.7.1 erläutert.

Neuere Untersuchungen konnten jedoch zeigen, „dass die Kapazität einer Straße unabhängig von systematischen Einflussfaktoren erheblich variieren kann und daher eher als Zufallsgröße aufzufassen ist“ (Brilon et al. 2004, S. 597). Auf die Kapazität als stochastische Größe wird in Kapitel 2.7.2 näher eingegangen.

2.7.1 Kapazität und q-v-Beziehung als konstante Größe (nach HBS)

„Das HBS ist ein Standard für einfache verkehrstechnische Berechnungen zur Beurteilung einzelner Elemente im Straßennetz“ (Brilon 2015, S. 719). Daher wird im HBS auf komplexe Methoden, die zu differenzierteren Ergebnissen führen würden, verzichtet. Stochastische Schwankungen der Kapazität werden im HBS nicht berücksichtigt. Es zeigt vielmehr „solche Kapazitäten auf, die im Normalfall von einer Verkehrsanlage erwartet werden können“ (Brilon 2015, S. 721). Folgende Eigenschaften charakterisieren die Berechnungsmethoden des HBS:

- deterministisch: Gleiche Ausgangswerte führen immer zu dem gleichen Ergebnis, zufällige Schwankungen in der Realität werden nicht berücksichtigt.
- analytisch: Die Berechnungen basieren auf mathematischen Rechenanweisungen, es werden aber auch Tabellen oder Grafiken angeboten, um komplizierte Formeln zu vermeiden.
- stationär: Für die Bemessung maßgebende Ein-Stunden-Intervall wird von konstanter Verkehrsnachfrage ausgegangen, kurzfristige Spitzen innerhalb des Intervalls können aber in dem Berechnungsverfahren berücksichtigt werden.

(vgl. Brilon 2015, S. 719–721)

Zur Ermittlung der Verkehrsqualität sind zwei Kenngrößen von besonderer Bedeutung:

1. Die Kapazität eines Streckenabschnitts: Die Kapazität ist ein entscheidender Faktor bei der Bestimmung des Auslastungsgrades. Der Auslastungsgrad stellt das Qualitätskriterium für die Bewertung eines Streckenabschnitts aus Nutzersicht dar. Der Auslastungsgrad wird „als Maß der Verkehrsqualität verwendet“ (HBS 2015, A3-3). Auf das Verfahren wird im Abschnitt *Kapazität nach HBS* näher eingegangen. (vgl. ebd.)
2. Die q-v-Beziehungen eines Streckenabschnitts: Um die Angebotsqualität von Netzabschnitten im Zuge von Autobahnen zu bewerten, müssen „die mittleren Pkw-Geschwindigkeiten auf den Strecken eines Netzabschnitts“ (HBS 2015, A3-9) bekannt sein. Diese können über die q-v-Beziehungen für die jeweiligen Teilstrecken in Abhängigkeit der Verkehrsstärke berechnet werden. Das Verfahren wird im Abschnitt *q-v-Beziehungen nach HBS* näher betrachtet. (vgl. HBS 2015, A3-9-A3-11)

Um die beiden Kenngrößen für einen Streckenabschnitts zu ermitteln, müssen in den HBS-Verfahren folgende Einflussgrößen berücksichtigt werden:

- Lage in Bezug zu Ballungsräumen: Einen bedeutenden Einfluss auf die Kapazität hat die Zusammensetzung der Fahrer im Verkehrsstrom. Ortskundige Fahrer (z.B. Berufspendler)

können die jeweiligen Gegebenheiten gut einschätzen. Da ihre Reiseweiten vor allem im regionalen Bereich liegen, erwarten sie „von höheren Geschwindigkeiten keine erheblichen Zeiteinsparungen“ (HBS 2015, A3-5). Eine gleichmäßigere Verteilung der Verkehrsströme auf die Fahrstreifen ist zu erwarten. Berufspendler sind vor allem in Ballungsräumen anzutreffen. Im Übergangsbereich ist eine eindeutige Zuordnung der Lage nicht immer möglich.

- **Querschnitt/Fahrstreifenanzahl:** „Die Anzahl der Fahrstreifen einer Richtungsfahrbahn hat einen wesentlichen Einfluss auf die Kapazität und die Verkehrsqualität sowie die erreichbare mittlere Pkw-Fahrtgeschwindigkeit“ (HBS 2015, A3-5). Es wird von richtlinienkonformen Querschnitten ausgegangen, weshalb die Fahrstreifenbreite keine Auswirkung auf die Geschwindigkeitswahl und die Kapazität hat. Verfügt der Streckenabschnitt über eine temporäre Seitenstreifenfreigabe (TSF), wird dies bei der Berechnung berücksichtigt.
- **Linienführung:** Die Längsneigung eines Streckenabschnitts hat großen Einfluss auf die Kapazität. Längsneigungen > 2% werden im Verfahren berücksichtigt, da sich ab diesem Wert die Geschwindigkeiten des Schwerverkehrs verringern, was sich auch auf den übrigen Pkw-Verkehr auswirkt. Die Krümmungsverhältnisse werden hingegen in dem Verfahren nicht berücksichtigt, da von einem richtlinienkonformen Streckenverlauf ausgegangen wird und die Krümmung in diesem Fall keinen Einfluss auf die Kapazität hat.
- **Steuerungsbedingungen:** Geschwindigkeitsbeschränkungen haben ebenfalls Auswirkungen auf den Verkehrsablauf und die Kapazität eines Streckenabschnitts. Sie müssen deshalb berücksichtigt werden. Überholverbote für Lkw, die sich besonders an Steigungs- und Gefällestrecken auf die Kapazität auswirken, sind bereits implizit im Verfahren berücksichtigt. Auch Streckenbeeinflussungsanlagen (SBA) haben Einfluss auf das Verfahren.
- **Schwerverkehrsanteil:** „Der Einfluss des Schwerverkehrs auf die Verkehrsqualität wird über den bemessungsrelevanten SV-Anteil in den Verfahren berücksichtigt“ (HBS 2015, A3-6). „Dieser bemessungsrelevante SV-Anteil ist im HBS 2015 definiert als Median der SV-Anteile, die in der Dauerlinie der stündlichen Verkehrsstärken im Bereich von ± 5 Stunden um die Bemessungsstunde auftreten“ (Geistefeldt 2015, S. 722). Verglichen mit mittleren SV-Anteilen von Tages- oder Jahreswerten ist der bemessungsrelevante SV-Anteil in der Regel deutlich geringer (vgl. ebd.).

(vgl. HBS 2015, A3-4-A3-10)

Kapazität nach HBS

Das Verfahren im HBS zur Berechnung der Kapazität auf Streckenabschnitten von Autobahnen kann auf allen Streckenabschnitten von Autobahnen angewendet werden, die gemäß den Richtlinien für integrierte Netzgestaltung (RIN) der Kategoriengruppe AS mit einer Verbindungsfunktionsstufe (VFS) von 0 bis II zugeordnet werden und die gemäß den Entwurfsklassen für Autobahnen (EKA) EKA 1 bis EKA 3 der Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA) geplant wurden (vgl. HBS 2015, A3-2). Es wird davon ausgegangen, dass alle betrachteten Streckenabschnitte diese Kriterien erfüllen.

Für die genannten Einflussgrößen hält das HBS Tabellen bereit, denen die Kapazität für die jeweils gültigen Gegebenheiten entnommen werden kann. Nicht in den Tabellen aufgeführte Zwischenwerte

einzelner Kenngrößen können durch Interpolation ermittelt werden. Die angegebenen Kapazitäten beziehen sich jeweils auf ein 1-Stunden-Intervall. (vgl. HBS 2015, A3-5-A3-8)

Grundlage zur Berechnung der Kapazität ist das Verkehrsflussmodell von VAN AERDE (vgl. Abschnitt *Ansätze im HBS* in Kapitel 2.6.4). „Die Kapazität entspricht der Verkehrsstärke am Scheitelpunkt der q-v-Beziehung“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 32) des Modells. Die Parameter wurden „durch Regression in der k-v-Ebene anhand von Mittelwerten der Geschwindigkeit in Verkehrsdichteklassen der Breite 1 Kfz/km“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17) empirisch ermittelt. Die Daten für die Analyse wurden durch Messungen von Dauerzählstellen gewonnen. (vgl. Geistefeldt 2009a, S. 643).

Neben der Kapazität nach VAN AERDE fließen auch das 99. Perzentil $q_{99\%}$ und das 95. Perzentil $q_{95\%}$ der Verkehrsstärke in die Bestimmung des Nennwerts der Kapazität nach folgenden Kriterien ein:

$$C_N = \begin{cases} C_{Modell} & , \text{ wenn } C_{Modell} \leq q_{99\%} \\ q_{99\%} & , \text{ wenn } C_{Modell} > q_{99\%} \\ q_{95\%} & , \text{ wenn } q_{95\%} > C_{HBS} \text{ und } C_{Modell} \text{ nicht ermittelbar} \end{cases} \quad (53)$$

mit C_N = Nennwert der Kapazität
 C_{Modell} = Kapazität nach VAN AERDE
 $q_{99\%}$ = 99. Perzentil der beobachteten Verkehrsstärken
 $q_{95\%}$ = 95. Perzentil der beobachteten Verkehrsstärken
 C_{HBS} = Kapazitätswert des HBS 2001. (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 32)

Um die q-v-Beziehungen mit dem van-Aerde-Modell realistisch beschreiben zu können, müssen auch für den zählfließenden und gestauten Verkehr ausreichend Messwerte vorliegen. Die van-Aerde-Modellfunktion wurde daher nur für Querschnitte ermittelt, an denen mindestens 25 Wertepaare im gestauten Verkehr gemessen wurden und die gemessene Anzahl gleichzeitig mindestens 0,5% aller Wertepaare entspricht. (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17)

Die Analyse der q-v-Beziehung wurde auf der Grundlage von Stundenintervallen durchgeführt, was jedoch dazu führen kann, dass „einzelne Wertepaare im q-v-Diagramm einen Verkehrszustand repräsentieren, der in der Realität nie existiert hat“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17). Dies wirkt sich insbesondere auf die korrekte Bestimmung der Kapazität im van-Aerde-Modell negativ aus. Messwerte, die den Test auf Stationarität nach Geistefeldt (siehe Kapitel 2.1) nicht bestehen, wurden daher von der Analyse ausgeschlossen, was die Zahl der Messwerte im zählfließenden und gestauten Verkehr reduziert. Um genügend Wertepaare zu erhalten, wurden gleitende Stundenintervalle in 15-Minuten-Schritten gebildet. (vgl. ebd.)

Die im HBS enthaltenen Werte gelten „für eine trockene Fahrbahn und Tageslicht“ (HBS 2015, A3-6). Auch dürfen keine Störungen, wie Baustellen oder Unfälle, vorliegen. Messungen, die von solchen temporären, äußeren Einflüssen beeinflusst waren, wurden für die Auswertung nicht berücksichtigt (siehe hierzu Kapitel 3.2.2) (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 18)

q-v-Beziehungen nach HBS

Im HBS erfolgt die „Beschreibung des funktionalen Zusammenhangs zwischen der Verkehrsstärke q und der mittleren Pkw-Geschwindigkeit v [...] mit dem Warteschlangenmodell“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17), das von BRILON und PONZLET hergeleitet wurde. Gleichung (52) wurde im HBS in der Form

$$V_F = \frac{V_0}{1 + \frac{V_0}{L_0 * (C_0 - q)}} \quad \text{für } q \leq C \quad (54)$$

mit V_F = mittlere Pkw-Fahrgeschwindigkeit
 V_0, L_0, C_0 = Modell-Parameter
 C = Kapazität des Streckenabschnitts nach HBS.

übernommen. Die jeweiligen Modell-Parameter können ebenfalls aus Tabellen des HBS entnommen werden. Die Eingangsgrößen zur Wahl der korrekten Parameter sind die gleichen wie bei der Berechnung der Kapazität. (vgl. HBS 2015, A3-32-A3-35)

Datengrundlage für die Berechnung der Parameter waren ebenfalls empirische Messwerte aus Dauerzählstellen (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 15). „Die Modellfunktion wurde an Mittelwerte der Geschwindigkeit in Verkehrsstärkeklassen der Breite 60 Kfz/h angepasst“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17). Um zwischen fließendem und gestautem Verkehr zu unterscheiden, „wurde für jeden Querschnitt eine Grenzgeschwindigkeit im Bereich der Lücke zwischen dem oberen und unteren Ast des q-v-Diagramms festgelegt“ (ebd.). Die Herleitung der Modell-Parameter „erfolgte [...] anhand der folgenden Funktionsparameter:

- Geschwindigkeit im freien Verkehr: $v(q = 0)$,
- kritische Geschwindigkeit bei Erreichen der Kapazität C : $v(q = C)$,
- Neigung des q-v-Diagramms im freien Verkehr: $v'(q = 0)$ “ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 41–42).

Die Randbedingungen ermöglichen es, die Modell-Parameter des HBS aus empirischen Datensätzen der Dauerzählstellen zu berechnen (vgl. Geistefeldt 2009a, S. 643). Allerdings kommt es bei den empirisch ermittelten q-v-Beziehungen trotz gleicher Streckenparameter teilweise zu erheblichen Abweichungen. „Eine direkte Ermittlung der Bemessungsdiagramme anhand der empirischen Ergebnisse für Querschnitte konnte daher auch dann nicht durchgeführt werden, wenn Daten von mehreren Querschnitten desselben Typs vorlagen“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 42). Die Bemessungsdiagramme wurden daher „auf der Grundlage einer zusammenfassenden Betrachtung der Bemessungsdiagramme für die verschiedenen Streckentypen“ (ebd.) hergeleitet.

Es muss beachtet werden, dass die Geschwindigkeiten in den q-v-Diagrammen des HBS für hohe Verkehrsstärken in der Regel unter den Werten liegen, „die in der Realität im fließenden Verkehr üblicherweise ermittelt werden können“ (Geistefeldt 2015, S. 725). Durch die im HBS niedriger angesetzten Werte, „wird dem Umstand Rechnung getragen, dass bei hohen Auslastungsgraden bereits ein gewisses Risiko eines Verkehrszusammenbruchs und einem damit einhergehenden deutlichen Rückgang der mittleren Pkw-Fahrgeschwindigkeit besteht“ (ebd.).

2.7.2 Kapazität als stochastische Größe

Neuere Untersuchungen sind zu der Auffassung gelangt, dass die Kapazität einer Straße als Zufallsgröße und nicht als Konstante aufgefasst werden sollte. Diese Betrachtungsweise erscheint logisch, da eine Kapazität von 3600 Fz/h nicht bedeutet, „dass bei einer Nachfrage von 3599 Fz/h der Verkehr immer fließt und bei 3601 Fz/h immer zusammenbricht“ (Brilon et al. 2005b, S. 136). Die

stochastische Betrachtungsweise führt dazu, „dass die Kapazität ganz unterschiedliche Werte annehmen und dabei erheblich variieren kann“ (Brilon und Zurlinden 2004, S. 164). Um diese Zufallsgröße zu beschreiben, wird eine geeignete Verteilungsfunktion benötigt.

Über Analogien zur Erneuerungstheorie⁵ kann mittels der Maximum-Likelihood-Schätzung⁶ die Weibull-Verteilung als die geeignetste Verteilungsfunktion zur Beschreibung der Kapazität auf Autobahnen ermittelt werden. Die Weibull-Verteilung hat die Dichtefunktion

$$f(x) = \frac{a}{b^a} x^{a-1} e^{-\left(\frac{x}{b}\right)^a} \quad (55)$$

mit a = Formparameter
b = Maßstabsparameter

und die Verteilungsfunktion

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{b}\right)^a} \quad \text{für } x \geq 0 \quad (56)$$

(vgl. Brilon und Zurlinden 2004, S. 167)

Sind die Parameter a und b bestimmt, gibt Gleichung (56) an, mit welcher Wahrscheinlichkeit der Verkehr bei der Verkehrsstärke q zusammenbricht. Als Zusammenbruch wird hier das Sinken der mittleren Geschwindigkeit unter eine vorher definierte Grenzgeschwindigkeit v_G definiert. Diese Geschwindigkeit stellt die Grenze zwischen dem oberen und dem unteren Ast des q-v-Diagramms dar (zur Wahl der kritischen Geschwindigkeit siehe Kapitel 2.6.3). (vgl. Brilon et al. 2005b, S. 137–138)

Als neue nominale Kapazität kann der Median der Funktion $F_C(q)$ (vgl. Gleichung (56)) angesehen werden. Wie Abbildung 18 zeigt, ist dieser Wert in der Regel größer als die klassische Kapazität nach HBS. Grund hierfür ist, dass die Weibull-Verteilung auf Grundlage von 5-Minuten-Intervallen berechnet wird und definitionsgemäß ein Verkehrszusammenbruch mit der Wahrscheinlichkeit $F_C(q)$ stattfindet, „wenn die nachgefragte Verkehrsstärke in einem 5-Minuten-Intervall den Wert q erreicht“ (Brilon et al. 2005b, S. 140). Diese hohen Verkehrsstärken können in 1-Stunden-Intervallen daher nur selten beobachtet werden, da die Wahrscheinlichkeit groß ist, dass „ein Zusammenbruch bereits bei geringerer Stärke in den vorherigen Intervallen geschehen ist“ (Brilon et al. 2005b, S. 141).

Grund für die Wahl der 5-Minuten-Intervalle zur Bestimmung der Weibull-Verteilung ist, dass nur bei kurzen Intervallen „ein ursächlicher Zusammenhang zwischen der beobachteten Verkehrsstärke q und dem Zusammenbruch unterstellt werden kann“ (Brilon et al. 2005b, S. 138). Intervalllängen von einer Stunde Dauer sind daher ungeeignet. „Ideal wären 1-Minuten-Intervalle“ (ebd.). Allerdings muss auch „Rücksicht auf die Verfügbarkeit von verlässlichen Daten aus Dauerzählstellen und die Praktikabilität der Verwendung der Ergebnisse“ (ebd.) genommen werden. Vor diesem Hintergrund haben sich Intervalllängen von 5 Minuten als sinnvolle Lösung herausgestellt (vgl. ebd.).

⁵ Mit der Erneuerungstheorie können statistische Verteilungen bis zum Eintritt eines Ereignisses (in diesem Fall der Zusammenbruch des Verkehrs) ermittelt werden. (vgl. Brilon und Zurlinden 2004, S. 164–165)

⁶ „Die Likelihood-Funktion erreicht ihr Maximum bei Verwendung des am besten geeigneten Funktionstyps und der optimal passenden Parameter“ (Brilon und Zurlinden 2004, S. 167).

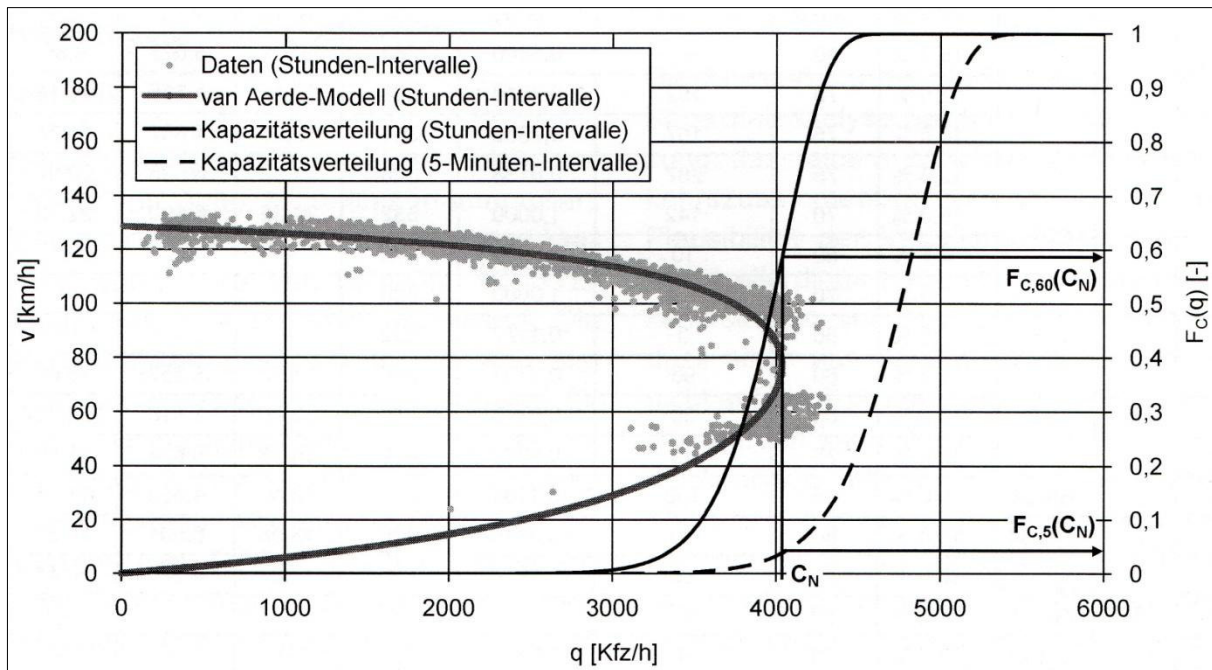


Abbildung 18: Zusammenhang zwischen der Kapazität im q-v-Diagramm und der Verteilungsfunktion der Kapazität (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 36)

Ausgehend davon, dass in jeweils aufeinanderfolgenden Intervallen die Wahrscheinlichkeiten für Verkehrszusammenbrüche unabhängig voneinander sind, kann die Wahrscheinlichkeit für fließenden Verkehr in einem 60-Minuten-Intervall bei gleichbleibenden Verkehrsstärken in den 5-Minuten-Intervallen berechnet werden als

$$p_{60}(\text{fließender Verkehr}) = [1 - F_5(q)]^{12}. \quad (57)$$

Für die Weibull-Verteilung eines 1-Stunden-Intervalls ergibt sich somit

$$F_{60}(q) = 1 - p_{60}(\text{fließender Verkehr}) = 1 - e^{-12\left(\frac{q}{b_5}\right)^a} \quad (58)$$

mit dem Maßstabsparameter

$$b_{60} = 12^{-\frac{1}{a}} * b_5. \quad (59)$$

Für Autobahnen kann für den Formparameter $a = 13$ angenommen werden. Damit ist die erwartete Kapazität bei der Betrachtung von 5-Minuten-Intervallen in etwa 1,2-mal so groß wie bei der Betrachtung von Stunden-Intervallen. Vergleicht man den Median der transformierten Stunden-Intervalle mit der klassischen Kapazität nach HBS, sind die Ergebnisse ähnlich (siehe Abbildung 18). (vgl. Brilon et al. 2005a, S. 133–134)

3. Floating Car Data

Fahrzeuggenerierte Verkehrsdaten, sogenannte Floating Car Data (FCD), bilden die Datengrundlage dieser Arbeit zur Bestimmung der Geschwindigkeit. Worum es sich bei FCD genau handelt und wo diese Daten sinnvoll eingesetzt werden können und bereits eingesetzt werden, wird in Kapitel 3.1 näher erläutert. In Kapitel 3.2 wird der in dieser Arbeit genutzte FC-Datensatz und das Verfahren zur Aufbereitung der Roh-Daten sowie das Entfernen unter irregulären Bedingungen gemessener Daten beschrieben. Einige wichtige statistische Kennzahlen des aufbereiteten Datensatzes werden in Kapitel 3.3 dargestellt.

3.1 Funktionsweise und Einsatzmöglichkeiten von FCD

Floating Car Data sind fahrzeuggenerierte Verkehrsdaten. Mittels FCD können „Fahrzeuge, die im Verkehrsstrom mitschwimmen, als mobile Datenquellen“ (Busch et al. 2004, S. 437) genutzt werden. Diese übermitteln die erfassten „Informationen an zentrale Systeme zur Weiterverarbeitung“ (ebd.). Hierdurch ermöglichen sie es, „netzweit flächendeckende Informationen“ (ebd.) zu ermitteln. Inhalt klassischer FC-Datensätze sind eine anonymisierte ID, Koordinaten zur Standortbestimmung, ein Zeitstempel, eine Geschwindigkeitsangabe und eine Angabe der Fahrtrichtung (vgl. Houbraken et al. 2018, S. 337). Der aktuelle Standort wird per GPS bestimmt, die Daten werden über das GSM/GPRS-Netz übermittelt (vgl. Jattala et al. 2013, S. 262).

Stärken der FCD liegen „in der mikroskopischen, räumlich-zeitlichen Beschreibung des Fahrtablaufs einzelner Fahrzeuge“ (Huber 2001, S. 8). „Die wesentliche Kenngröße der verkehrsflussbezogenen mobilen Datenerfassung ist die Reisezeit, die ein Fahrzeug zum Passieren eines Streckenabschnitts benötigt“ (Huber 2001, S. 24). Reisezeit und Reisegeschwindigkeit können aus FCD abgeleitet und in Form von Geschwindigkeitsganglinien und –profilen räumlich bzw. zeitlich abgebildet werden, womit „eine kontinuierliche raumzeitliche Beschreibung des Bewegungsablaufs einzelner Fahrzeuge“ (Steinauer 2006, S. 17) ermöglicht wird. Alle auf den Fahrtverlauf intern und extern einwirkenden Einflüsse sind hierin enthalten. Deshalb sind die gewonnenen Daten streng genommen nur für das jeweilige Fahrzeug gültig. Da der Fahrtverlauf „in starkem Maße dem individuellen Fahrstil des Kraftfahrers“ (Offermann 2002, S. 54) unterliegt, kann es vor allem im freien Verkehr zu starken Streuungen kommen. (vgl. Offermann 2002, S. 53–54)

Die meisten (makroskopischen) Kenngrößen des Verkehrsablaufs (vgl. Kapitel 2.2) können jedoch nicht direkt aus FC-Messungen bestimmt werden. „Eine Beschreibung verkehrstechnisch relevanter Kenngrößen aus Einzelfahrzeugmessungen erfordert daher entweder statistische Verfahren zur Interpretation der Messergebnisse oder kontrollierte Fahrtbedingungen, die eine Interpretation des Fahrtablaufs retrospektiv erleichtern“ (Huber 2001, S. 8).

Bei FC-Datensätzen muss zwischen Roh-Daten und Daten, die vom Datenlieferanten behandelt und beispielsweise bereits aggregiert und einem Netzabschnitt zugeordnet wurden, unterschieden werden. Rohdaten liefern einen höheren Informationsgehalt, müssen aber noch für die jeweiligen Zwecke aufbereitet werden. In dieser Arbeit liegen die FCD als Rohdaten vor. (vgl. Isaenko et al. 2017, S. 707)

Als Rohdaten vorliegende FCD müssen für viele Anwendungsfälle räumlich und zeitlich aggregiert werden, um sie nutzen zu können. Das Zeitintervall wird meistens durch die Art der Anwendung vorgegeben und hat großen Einfluss auf die Genauigkeit der Daten. Einerseits steigt die Zahl der verfügbaren FCD-Tupel mit wachsender Intervalllänge, was die Aussagekraft der Daten erhöht. Andererseits gehen jedoch bei größeren Intervalllängen wichtige Informationen zum aktuellen Verkehrszustand verloren, da möglicherweise unterschiedliche Verkehrszustände vermischt werden. Das Maß der räumlichen Aggregation richtet sich oftmals nach dem geforderten Detaillierungsgrad. In dieser Arbeit wird das Maß der räumlichen und zeitlichen Aggregation weitestgehend von den zur Verfügung gestellten Daten bestimmt. (vgl. Isaenko et al. 2017, S. 704–705)

In der Forschung spielen FCD ebenfalls eine Rolle. Die statistische Aussagekraft von FCD hängt in vielen Fällen stark von der Ausstattungsrate ab. Worum es sich bei der Ausstattungsrate handelt und welche Raten in Abhängigkeit der unterschiedlichen Anwendungsgebiete erforderlich sind, wird in Kapitel 3.1.2 erläutert. In Kapitel 3.1.3 werden einige Beispiele zum Einsatz von FCD in der Forschung und Anwendungsmöglichkeiten in der Praxis vorgestellt. Zunächst wird jedoch in Kapitel 3.1.1 kurz auf die Entwicklung der FCD-Technik und die Verbreitung von FCD-Quellen eingegangen. Kapitel 3.1.4 gibt abschließend einen kurzen Ausblick auf die Möglichkeiten, die sich aus der Nutzung von Extended Floating Car Data (XFCD) ergeben.

3.1.1 Entwicklung der FCD-Technik

Bereits in den 1950er Jahren wurden im Verkehrsstrom mitfließende Fahrzeuge, sogenannte Floating Cars (FC) eingesetzt, um Verkehrskenngrößen wie die mittlere Geschwindigkeit oder die mittlere Reisezeit zu messen. Die gesammelten Daten konnten jedoch nur retrospektiv ausgewertet werden, da eine mobile Datenübertragung noch nicht möglich war. Mitte der 1980er Jahre wurden erste Versuche mit mobil übertragenen FCD durchgeführt. Entsprechend ausgestattete Fahrzeuge sammelten Daten und übermittelten sie für vordefinierte Punkte im Netz, da eine flächendeckende Positionsbestimmung per GPS noch nicht zur Verfügung stand. Zur Datenübertragung wurde zunächst auf bakengestützte Systeme zurückgegriffen, weshalb die Daten nur punktuell im Netz übermittelt werden konnten. Diese technischen Einschränkungen führten zu einer verstärkten Entwicklung straßenseitiger Messeinrichtungen, wie beispielsweise Induktionsschleifen. Diese liefern ein detailliertes Bild des Verkehrsablaufs an einem festen Ort im Netz. Sie können daher nur Informationen für einen begrenzten Bereich des Netzes liefern. Zudem sind sie störanfällig, was zu hohen Wartungskosten führt. Durch „die Entwicklungen im Mobilfunksektor und innerhalb der Satellitentechnik“ (Steinauer 2006, S. 15) konnten neue FCD-Systeme entwickelt werden, da nun eine „infrastrukturunabhängige Kommunikation“ (ebd.) zwischen Fahrzeug und Datenempfänger und durch die Einführung der GPS-Technologie eine bessere, standortunabhängige Positionsbestimmung möglich wurde. (vgl. Houbraken et al. 2018, S. 335; Huber 2001, S. 14; Steinauer 2006, S. 15)

Heute können FCD aus einer Vielzahl von Anwendungsbereichen gewonnen werden. Quellen für FCD sind unter anderem mit einem Telematik-System ausgestattete Pkw, Flottenmanagementsysteme der Logistik, Dispositionssysteme von Taxiflotten oder Betriebsleitsysteme des ÖPNV. Da immer mehr Fahrzeuge „über Telematikanwendungen wie automatischer Notruf, Pannenhilfe oder dynamische Verkehrsinformationsdienste“ (Breitenberger et al. 2004, S. 523) verfügen, ist die Zahl

der potenziell als FCs nutzbaren Fahrzeuge in den vergangenen Jahren gestiegen und wird auch in Zukunft weiter steigen. Daher sind FCD inzwischen eine interessante Quelle für Verkehrsdaten, die verglichen mit straßenseitigen Messeinrichtungen deutlich kostengünstiger zu generieren sind. (vgl. Busch et al. 2004, S. 438–440; Breitenberger et al. 2004, S. 522–523; Houbraken et al. 2018, S. 335; Jattala et al. 2013, S. 262)

Es muss jedoch beachtet werden, „dass Fahrzeuge je nach Hersteller und Telematik-Anbieter sehr unterschiedliche Charakteristika in Bezug auf ihr Sendeverhalten aufweisen“ (Leerkamp und Klemmer 2017, S. 16). Das Meldeverhalten kann sich nach geographischen, situativen, verkehrlichen oder zeitlichen Schwellenwerten richten. Werden die Daten zeitbezogen gesendet, betragen die Sendeintervalle üblicherweise zwischen zwei Sekunden und zwei Minuten. Im Falle wegabhängig übermittelter Daten kann es zu verzerrten Ergebnissen kommen, da Fahrzeuge keine Daten senden, wenn sie in einem Stau stehen und dieses Ereignis daher nicht richtig erfasst wird. Dies muss bei der Analyse und Interpretation der FCD berücksichtigt werden. (vgl. Leerkamp und Klemmer 2017, S. 16; Isaenko et al. 2017, S. 706; Huber 2001, S. 26)

Eine Analyse des vorliegenden Datensatzes ergab, dass die Daten in Intervallen von 15 Sekunden übertragen wurden.

3.1.2 Erforderliche Ausstattungsraten

Die zunehmende Verbreitung von FCD eröffnet neue Möglichkeiten in der Forschung. In vielen Fällen muss bei der statistischen Nutzung von FCD jedoch berücksichtigt werden, dass „die Aussagekraft einer Stichprobe in engem Zusammenhang zu ihrem Stichprobenumfang und der Signifikanz der Stichprobenauswahl“ (Steinauer 2006, S. 49) steht. Ein Maß für den Stichprobenumfang ist die Ausstattungsrate. Die Ausstattungsrate beschreibt den Anteil an Fahrzeugen, der mit Equipment für die Erfassung und Übertragung von FCD ausgestattet ist, gegenüber der Gesamtheit der Fahrzeuge. Die erforderliche Ausstattungsrate hängt vom Einsatzszenario, wie beispielsweise

- „Schätzung von Verkehrsparametern (mittlere Geschwindigkeit)
- Erfassung definierter Verkehrssituationen (Störfallerkennung)“ (Offermann 2002, S. 80),

und den Verkehrsverhältnissen ab:

- Bei freiem und teilgebundenem Verkehr haben vor allem das individuelle Verhalten des Fahrers und die Motorisierung des Fahrzeugs einen Einfluss auf das Fahrverhalten. Daher ist eine entsprechend große Stichprobe nötig, um verlässliche Kennzahlen ableiten zu können.
- Wie in Kapitel 2.4 beschrieben, sind die Geschwindigkeitsunterschiede im gebundenen Verkehr gering. Daher kann in diesem Zustand bereits ein geringer Stichprobenumfang das Verkehrsgeschehen repräsentieren.

Als grobe Rahmenwerte können in der Regel Ausstattungsraten zwischen 1% und 10% angenommen werden, wobei für die Störfallerkennung geringere Ausstattungsraten benötigt werden als für die Schätzung von Verkehrsparametern. (vgl. Steinauer 2006, S. 41–42; Houbraken et al. 2018, S. 335–336; Offermann 2002, S. 75)

OFFERMANN stellt ein Verfahren vor, das „auf Grundlage des Variationskoeffizienten und eines vorgegebenen Konfidenzniveaus den erforderlichen Stichprobenumfang ableitet“ (Offermann 2002, S. 81). Beispielsweise kann „die mittlere momentane Geschwindigkeit der im Beobachtungsgebiet befindlichen Fahrzeuge [...] das über die Stichprobe der FCD zu schätzende Merkmal“ (Offermann 2002, S. 82) darstellen. Die Grundgesamtheit entspricht in diesem Fall allen an der jeweiligen Messstelle registrierten Fahrzeugen. Bei Annahme einer Normalverteilung der Geschwindigkeiten auf Autobahnen kann die Grundgesamtheit durch den Erwartungswert μ und die Standardabweichung σ beschrieben werden. Aus diesen Parametern kann der Variationskoeffizient

$$v = \frac{\sigma}{\mu} \quad (60)$$

abgeleitet werden. Für die Stichprobe eines diskreten Zeitintervalls kann die erforderliche Größe der Stichprobe mit der Formel

$$n \geq \frac{t_{\alpha,m}^2}{e_r^2} * v^2 * \sqrt{\frac{N-n}{n-1}} \quad (61)$$

mit n = notwendiger Stichprobenumfang
 $t_{\alpha,m}$ = Wert der Student-Verteilung mit Irrtumswahrscheinlichkeit α und m Freiheitsgraden
 e_r = zulässiger relativer Fehler der Mittelwertschätzung
 v = Variationskoeffizient der Grundgesamtheit
 N = Anzahl der Elemente der Grundgesamtheit

abgeschätzt werden. „Die erforderliche Stichprobengröße hängt demnach vom Konfidenzniveau $S = 1 - \alpha$, der vorgegebenen relativen Fehlertoleranz e_r und der Stochastik des Verkehrsprozesses, beschrieben durch den Variationskoeffizienten v ab“ (Offermann 2002, S. 83). Abbildung 19 zeigt den für einen zulässigen relativen Fehler von 10% und ein Konfidenzniveau von 90% erforderlichen Stichprobenumfang für ein 5-Minuten-Intervall in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten und der Größe der Grundgesamtheit.

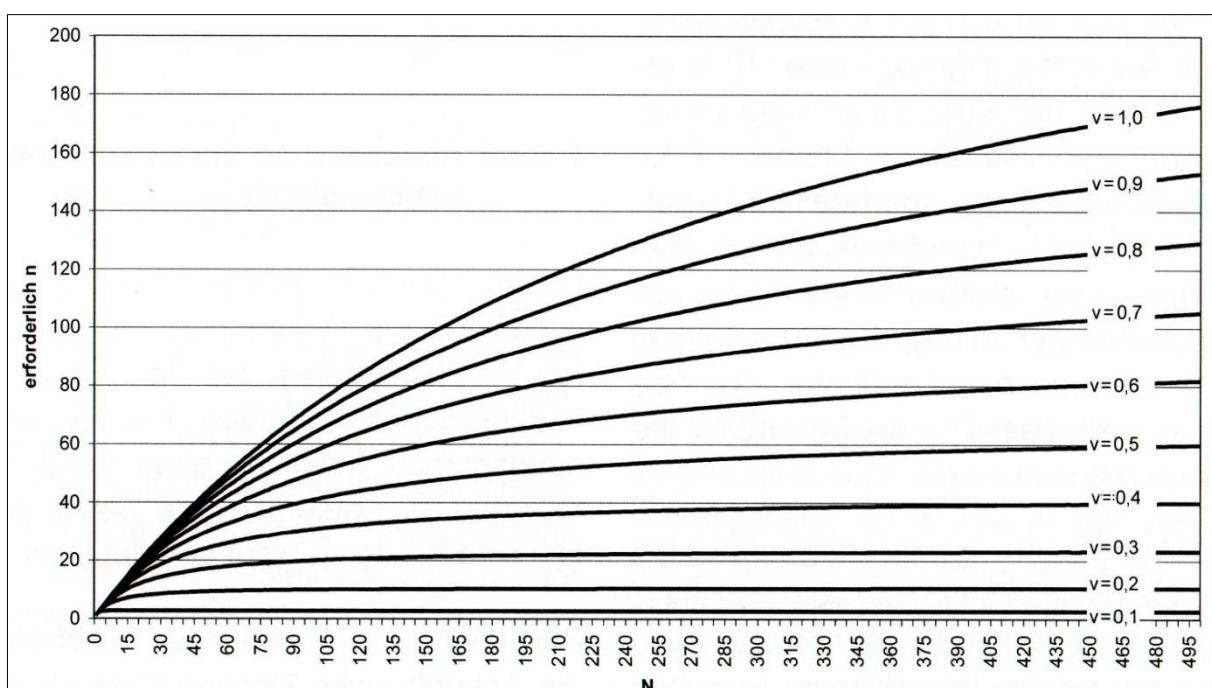


Abbildung 19: Notwendiger Stichprobenumfang, abhängig von Variationskoeffizient v und Größe der Grundgesamtheit N (Offermann 2002, S. 83)

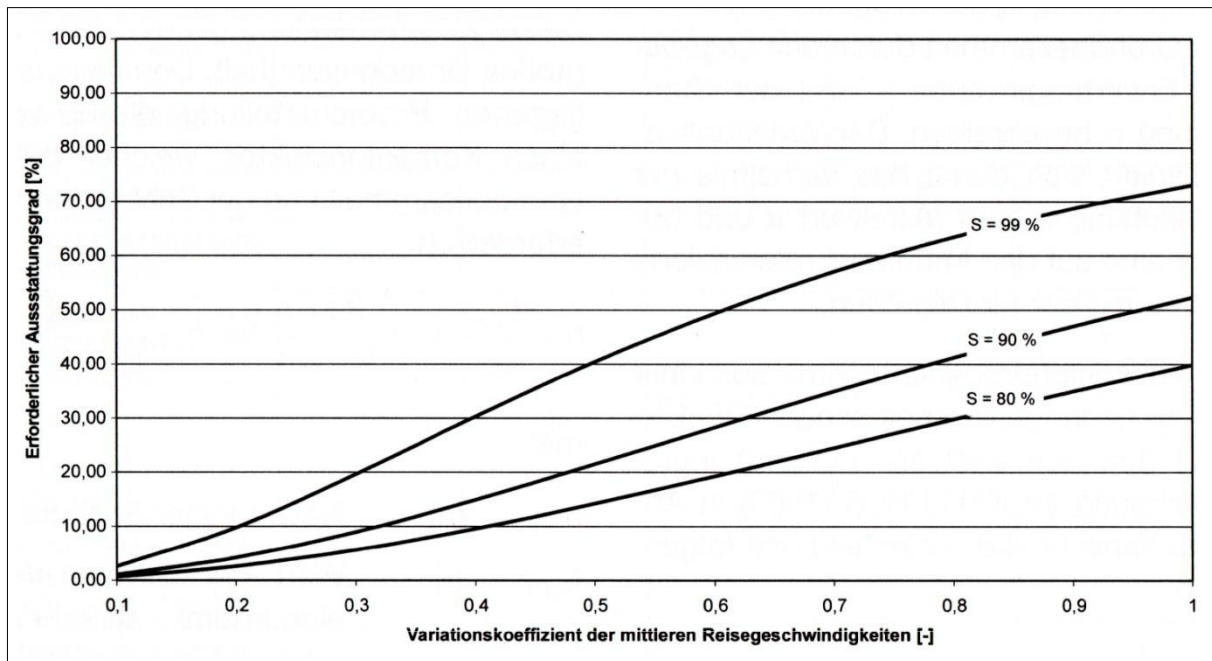


Abbildung 20: Erforderlicher Ausstattungsgrad bei 3000 Kfz/h in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der mittleren Reisegeschwindigkeit (Offermann 2002, S. 84)

Welche Auswirkungen die Wahl des Konfidenzniveaus sowie der Variationskoeffizient der mittleren Reisegeschwindigkeiten auf die Anzahl der erforderlichen FC-Daten pro Stunde hat, zeigt Abbildung 20 exemplarisch für eine Grundgesamtheit von 3000 Kfz pro Stunde. Bei für den freien und teilgebundenen Verkehr üblichen Variationskoeffizienten zwischen 0,4 und 0,5 sind bereits bei einem Konfidenzniveau von 80% Ausstattungsdaten von über 10% erforderlich. Bei einem Konfidenzniveau von 99%, wie es von OFFERMANN für eine rein auf FCD basierte Reisezeitermittlung gefordert wird, liegt die erforderliche Ausstattungsrate bei über 30%. Werden die FC-Daten als Ergänzung zu lokalen Verkehrsdaten genutzt, fordert OFFERMANN ein Konfidenzniveau von 80%. In diesem Fall genügen oftmals Ausstattungsdaten unter 10%. Bei geringen Variationskoeffizienten sind Ausstattungsdaten unter 1% ausreichend. (vgl. Offermann 2002, S. 84–85)

Es muss berücksichtigt werden, „dass die vorgestellten statistischen Analysen nur Abschätzungen darstellen und Unsicherheiten verbleiben“ (Offermann 2002, S. 90). Diese entstehen zum einen aus der Irrtumswahrscheinlichkeit des gewählten Konfidenzniveaus und zum anderen aus dem im Verfahren akzeptierten relativen Fehler. Bei den in Abbildung 19 und Abbildung 20 dargestellten Berechnungen liegt dieser bei 10%. (vgl. Offermann 2002, S. 90–91)

Trotz der verbleibenden Unsicherheiten ist ersichtlich, dass ein sinnvoller Einsatz von FCD vor allem in der Ergänzung lokaler Verkehrsdaten zu sehen ist. Werden ausschließlich FCD genutzt, liegen die Ausstattungsdaten, die zur statistisch gesicherten Schätzung von Verkehrsparametern erforderlich sind, für viele Anwendungsfälle über den tatsächlich zu erreichenden Ausstattungsdaten.

3.1.3 FCD in Forschung und Praxis

Obwohl die Ausstattungsdaten oftmals gering sind, können FCD einen Mehrwert in Forschung und Praxis liefern. FRIEDRICH untersuchte mittels FCD aus der Hamburger Taxiflotte, die für ein ganzes Jahr vorlagen, die Fahrzeitverteilung und die Zuverlässigkeit im städtischen Hauptstraßennetz

Hamburgs (vgl. Friedrich 2015, S. 116–117). Taxi-FCD „eignen sich aufgrund der Häufigkeit und räumlichen Verteilung ihres Auftretens für die Ermittlung von Fahrzeiten in städtischen Verkehrsnetzen“ (Friedrich 2015, S. 58). Jedoch konnte durch die FCD nicht in allen Zeitintervallen eine ausreichende Datendichte erreicht werden, so dass diese nachträglich „mit einem ‚Vervollständigungsverfahren‘ gefüllt wurden“ (Friedrich 2015, S. 102). Eine zusätzliche Plausibilisierung der FCD mittels vorhandener Massendaten (beispielsweise „aus ANPR-Messungen über einen längeren Zeitraum“ (ebd.))⁷ ist daher sinnvoll.

LEERKAMP und KLEMMER nutzten FCD um Ganglinien der Lkw-Belegung von Rastanlagen zu erstellen. Dabei stellten sie fest, dass FCD, die über einen langen Erhebungszeitraum vorhanden sind und entsprechend akkumuliert werden, gut geeignet sind, um den Verlauf der Tages- und Wochenganglinien nachzubilden. Hieraus können Informationen wie die Spitzenstunde im Tages- bzw. Wochenverlauf oder die Verteilung der Aufenthaltsdauer ermittelt werden. Um jedoch absolute Zahlen zu erhalten, ist eine Kalibrierung der FCD durch real erfasste Daten erforderlich. (vgl. Leerkamp und Klemmer 2017, S. 26–27)

LECLERQ, CHIABAUT und TRINQUIER untersuchten mit Hilfe einer Simulation, inwieweit FCD zur Abschätzung des Fundamentaldiagramms genutzt werden können. Ihre Untersuchungen beziehen sich auf die Fundamentaldiagramme städtischer Netze⁸. Im Vergleich zu Schätzungen, die nur auf den Messungen lokaler Induktionsschleifen beruhen, konnte ein signifikant besseres Ergebnis erzielt werden, wenn die Geschwindigkeiten durch FCD und nur die Verkehrsstärken aus lokalen Messstellen ermittelt wurden. Ein Grund für das verbesserte Ergebnis ist, dass FCD den räumlichen Durchschnitt der Verkehrsverhältnisse innerhalb des Netzes besser erfassen. Allerdings gehen LECLERQ, CHIABAUT und TRINQUIER davon aus, dass die Ausstattungsrate für optimale Ergebnisse bei rund 20% liegen sollte. Gute Ergebnisse können aber auch schon mit Ausstattungsraten von mindestens 10% erreicht werden. (vgl. Leclercq et al. 2014, S. 1–12)

AMBÜHL und MENENDEZ erweiterten diesen Ansatz, indem sie einen Algorithmus entwickelten, der sowohl Daten aus lokalen Messschleifen als auch Daten aus FCD, gewichtet nach der Netzabdeckung der Messschleifen und der Ausstattungsrate der FCD, berücksichtigt. Mit dem Algorithmus können die Ergebnisse im Vergleich zur Nutzung von nur einer Quelle stets verbessert werden. Um sehr gute Ergebnisse zu erreichen, wird aber auch in diesem Verfahren von hohen Ausstattungsraten (rund 25%) ausgegangen. (vgl. Ambühl und Menendez 2016, S. 184–190)

Nicht nur bei der Abschätzung von Fundamentaldiagrammen städtischer Netze, auch beim Einsatz in Verkehrsbeeinflussungsanlagen können FCD zu verbesserten Ergebnissen beitragen, wie STEINAUER zeigt. Vor allem bei der „Detektion definierter Verkehrssituationen (Störfalldetektion)“ (Steinauer 2006, S. 41) können FCD einen Beitrag leisten. Zur Schätzung der Reisezeiten ist der ausschließliche Einsatz von FCD jedoch ungeeignet, da im freien Verkehr in der Regel Durchdringungsraten zwischen 20% und 40% erforderlich sind, um eine statistische Sicherheit von 90% zu erreichen. Im „synchronen, stockenden und gestauten Verkehrszustand“ (Steinauer 2006, S. 60) reduziert sich die

⁷ ANPR = Automatic Number Plate Recognition (System zur automatischen Kennzeichenerfassung, vgl. Friedrich 2015, S. 11)

⁸ Im Gegensatz hierzu werden in dieser Arbeit nur einzelne Querschnitte auf Autobahnen betrachtet.

erforderliche Ausstattungsrate auf unter fünf Prozent. In der Störfalldetektion sind die benötigten Ausstattungsraten geringer, dennoch wird auch hier vom ausschließlichen Einsatz von FCD abgeraten. (vgl. ebd.)

Da jedoch gerade „im instabilen Verkehrszustand [...] die Unzulänglichkeiten einer auf lokalen Verkehrsdaten basierenden Verkehrszustandsanalyse“ (Steinauer 2006, S. 60) liegen und FCD in diesem Bereich bereits bei geringen Ausstattungsraten Ergebnisse mit hoher statistischer Sicherheit liefern, können FCD durch Kombination mit stationären Daten einen Beitrag leisten, die Ergebnisse in diesem Bereich spürbar zu verbessern. Auch bei großen Abständen zwischen stationären Messquerschnitten kann die Einbindung von FCD zu besseren Ergebnissen führen (vgl. Steinauer 2006, S. 99).

Der Vorgang, in dem die Daten aus mehreren Sensoren, beispielsweise aus Induktionsschleifen und FCD, „automatisch detektiert, assoziiert, kombiniert und geschätzt werden“ (Hoyer 2003, S. 11), wird als Datenfusion bezeichnet. Ziel ist es, das tatsächliche Geschehen genauer und zuverlässiger erkennen zu können. Die Datenintegration findet auf mehreren Ebenen statt. „Jede Ebene verringert die Komplexität der vorhandenen Informationen und extrahiert Aussagen, die von der folgenden Ebene verarbeitet werden können“ (Hoyer 2003, S. 12). (vgl. Hoyer 2003, S. 11–12)

Bei der Datenfusion ist zu beachten, „dass die Daten mit unterschiedlicher, ggf. permanent schwankender Qualität vorliegen, also mit entsprechenden Vertrauensbereichen in die Fusionierung eingehen müssen“ (Busch et al. 2004, S. 442). Das aktuelle Verkehrslagebild, das sich aus der Datenfusionierung ergibt, setzt sich im Wesentlichen aus drei inhaltlichen Ebenen zusammen:

- Statische Daten, wie beispielsweise Quell-Ziel-Matrizen oder Ganglinien,
- dynamische Querschnittsdaten von stationären Detektoren, wie beispielsweise Verkehrsstärke und Belegungsgrad, sowie
- dynamische Flottendaten aus FCD, wie beispielsweise Reisezeiten. (vgl. ebd.)

Neben der verbesserten Verkehrszustandsanalyse für Verkehrsbeeinflussungsanlagen, kommen FCD in vielen weiteren Bereichen zum Einsatz. Vor allem zwei Nutzergruppen greifen auf den Einsatz von FCD zurück:

- Unternehmen nutzen FCD zur Flottenüberwachung bzw. zum Flottenmanagement,
- Navigationsdienstleister bewerten mit FCD die aktuelle Verkehrssituation (vgl. Leerkamp und Klemmer 2017, S. 15).

Darüber hinaus setzen beispielsweise öffentliche Verkehrsbetriebe FCD ein, um Plandaten mit den tatsächlichen Standorten der Fahrzeuge zu vergleichen und Verspätungen bzw. Verfrühungen zu erkennen und „daraus Rückschlüsse auf das aktuelle lokale Verkehrsgeschehen“ (Busch et al. 2004, S. 438) zu ziehen und „ggf. mit dispositiven, steuernden oder logistischen Maßnahmen“ (Huber 2001, S. 18) einzugreifen. Je nach System können auch Informationen über den Fahrzeugzustand oder den Belegungsgrad übermittelt werden. Auch Taxi-Unternehmen nutzen FCD um einen Überblick über die Standorte ihrer Fahrzeuge zu haben und den Kunden ein Fahrzeug möglichst orts- und zeitnah zuordnen zu können. Neben Standort und Zeitstempel werden auch Informationen über den

Betriebszustand des Taxis übertragen. Für die Datenübertragung der FCD aus öffentlichen Verkehrsmitteln oder Taxen wird der jeweilige Betriebsfunk genutzt. (vgl. Busch et al. 2004, S. 438–440; Huber 2001, S. 18–19)

3.1.4 Extended FCD

Um noch genauere Bilder der Verkehrslage zu generieren und auch umfeldbezogene Daten erfassen und nutzen zu können, wurde ein Ansatz entwickelt, der, ergänzend zu den Informationen klassischer FCD, zusätzliche, zur umfassenden Abbildung der Verkehrs- und Witterungsverhältnisse notwendige Informationen erfasst, verarbeitet und übermittelt. Sogenannte Extended Floating Car Data (XFCD) haben Zugriff auf die Schaltzustände einer Vielzahl in den Fahrzeugen verbauter Systeme wie „Abblend-, Fern- und Nebellicht, ABS, ASC, Außenthermometer, Klimaanlage, Navigationssystem, Bremse, Regensensor, Scheibenwischer und Warnblinker“ (Breitenberger et al. 2004, S. 523). Die hieraus gewonnenen Daten können direkt von der Telematikplattform des Fahrzeugs ausgewertet und weiterverarbeitet werden. (Breitenberger et al. 2004, S. 523; Huber 2001, S. 187)

Aus diesen Informationen können Daten zu folgenden zusätzlichen Ereignissen und Zuständen gewonnen und übermittelt werden:

- Verkehrszustand,
- Stau ein- und -ausfahrten,
- Staudurchfahrtsgeschwindigkeit/-qualität (zähfließend, stockend, stehend),
- Niederschläge,
- Glätte,
- Sichtbehinderungen.

(vgl. Breitenberger et al. 2004, S. 523; Huber 2001, S. 187)

Durch diese Informationen tragen XFCD vor allem im Fernstraßennetz dazu bei, „die aus ortsfesten Detektoren generierten Daten hinsichtlich Aktualität, Staulokalisierung, Geschwindigkeit im Stau, exakte Ermittlung der Stau ein- und -ausfahrten zu vervollständigen“ (Breitenberger et al. 2004, S. 524). Auch XFCD haben ihre Stärke somit vor allem in der Datenfusion (vgl. Kapitel 3.1.3). Eine weitere Stärke ist jedoch, „dass lokal begrenzte Umfelddaten wie beispielsweise Straßenglätte oder Nebel prinzipiell genau dort erfasst werden können, wo sie für andere Verkehrsteilnehmer eine Gefahr darstellen“ (Hoyer 2003, S. 17). Diese zusätzlichen Informationen können auch für die Forschung einen Mehrwert stiften.

3.2 Datensatzbeschreibung und -aufbereitung

Die FC-Daten für diese Arbeit wurden vom Lehr- und Forschungsgebiet für Güterverkehrsplanung und Transportlogistik (LuF GUT) bereitgestellt. Der Datensatz umfasst insgesamt 13.312.507 Tupel. Es handelt sich um klassische FCD. Weiterführende Informationen zu den Umfeldbedingungen, wie beispielsweise Witterungsverhältnisse sowie die Lage von Baustellen und Unfällen, müssen daher aus anderen Quellen bezogen und aufbereitet werden. Dies wird in Kapitel 3.2.2 näher beschrieben. Zunächst wird in Kapitel 3.2.1 die Zuordnung eines FCD-Tupels zu einem Netzabschnitt erläutert.

3.2.1 Aufbereitung der FC-Daten

Die vorliegenden FCD wurden im ersten Halbjahr 2015 (01.01.15 – 30.06.15) in den in Kapitel 4.1 ermittelten Zählstellenbereichen aufgezeichnet. Die Attribute des Datensatzes sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Da der Zeitstempel im Format der koordinierten Weltzeit (UTC) vorliegt, wird der Datensatz um das Attribut *timestampmez* erweitert. Hier wird die UTC an die in Deutschland gültige mitteleuropäische Zeit (MEZ = UTC+1) bzw. die mitteleuropäische Sommerzeit (MESZ = UTC+2) angepasst, um die FCD den richtigen Stundenwerten der Dauerzählstellen und anderer Quellen zuordnen zu können.

Tabelle 2: Attribute FCD

Attribut	Beschreibung
assetid	Eindeutige ID, die einer bestimmten Fahrt zugeordnet ist
timestamputc	Zeitstempel im UTC-Format
vehicletype	Art des Fahrzeugs
velocity	Geschwindigkeit
direction	Bewegungsrichtung des Fahrzeugs in Dezimalgrad
fcd_position	Position des Fahrzeugs

Die Daten müssen zunächst einer Dauerzählstelle und in Abhängigkeit ihrer Fahrtrichtung einer Richtungsfahrbahn eines Zählstellenbereichs⁹ zugeordnet werden. Dies geschieht, indem abhängig von der jeweiligen Ausrichtung, jedem Streckenabschnitt eine Himmelsrichtung zugeordnet und ein 30 m breiter Pufferbereich um die Streckenabschnitte gelegt wird. Alle FCD, die sich innerhalb dieses Pufferbereichs befinden und deren *direction* auf eine Fahrt in die korrekte Himmelsrichtung schließen lässt, werden dem Netzelement zugeordnet. Das Vorgehen ist an den „Map Matching Process“¹⁰ angelehnt, mit dem Unterschied, dass der Positionsabgleich und die Zuordnung zu einem Streckenabschnitt nicht schon im Fahrzeug, sondern nachträglich in einem GIS-System erfolgt. Innerhalb des 30-m-Puffers werden nur Datensätze mit plausiblen Geschwindigkeiten (zwischen 0 km/h und 250 km/h) für die Analyse berücksichtigt.

Die Wahl des 30-m-Puffer ist dabei ein Kompromiss, um einerseits möglichst viele gültige FC-Datensätze zu erfassen und andererseits unerwünschte Datensätze, beispielsweise von Fahrzeugen auf Verzögerungs- oder Beschleunigungstreifen oder angrenzenden Straßen des untergeordneten Netzes möglichst auszuschließen, da die Erfassung dieser Daten zu Ungenauigkeiten führt. Dies wird in Abbildung 21 beispielhaft im Bereich um die Zählstelle *Düsseldorf-Urdenbach* im Zuge der A59 gezeigt. Im Bereich der Zählstelle verläuft die L219 (*Düsseldorfer Straße*) in unmittelbarer Nähe parallel zur Autobahn. Die gemessenen Geschwindigkeiten sind auf dieser Straße deutlich geringer. Bei der Wahl eines zu großen Radius würden diese Messwerte in der Analyse berücksichtigt werden, was das Ergebnis verfälschen würde. Durch den 30-m-Puffer ist sichergestellt, dass größtenteils Messwerte der Hauptfahrbahn erfasst werden, ganz ausgeschlossen werden können Messwerte von

⁹ zur Bestimmung der Zählstellenbereiche siehe Kapitel 4.1

¹⁰ Beim „Map Matching Process“ gleicht die Onboard-Unit eines Fahrzeugs eine im Fahrzeug vorgehaltene digitale Karte mit den kontinuierlich per GPS-Ortung erhobenen Positionsdaten ab. So kann festgestellt werden, „ob sich das Fahrzeug noch auf einem Streckenabschnitt befindet“ (Offermann 2002, S. 67) und gegebenenfalls eine Ortskorrektur durchgeführt werden. (vgl. ebd.)

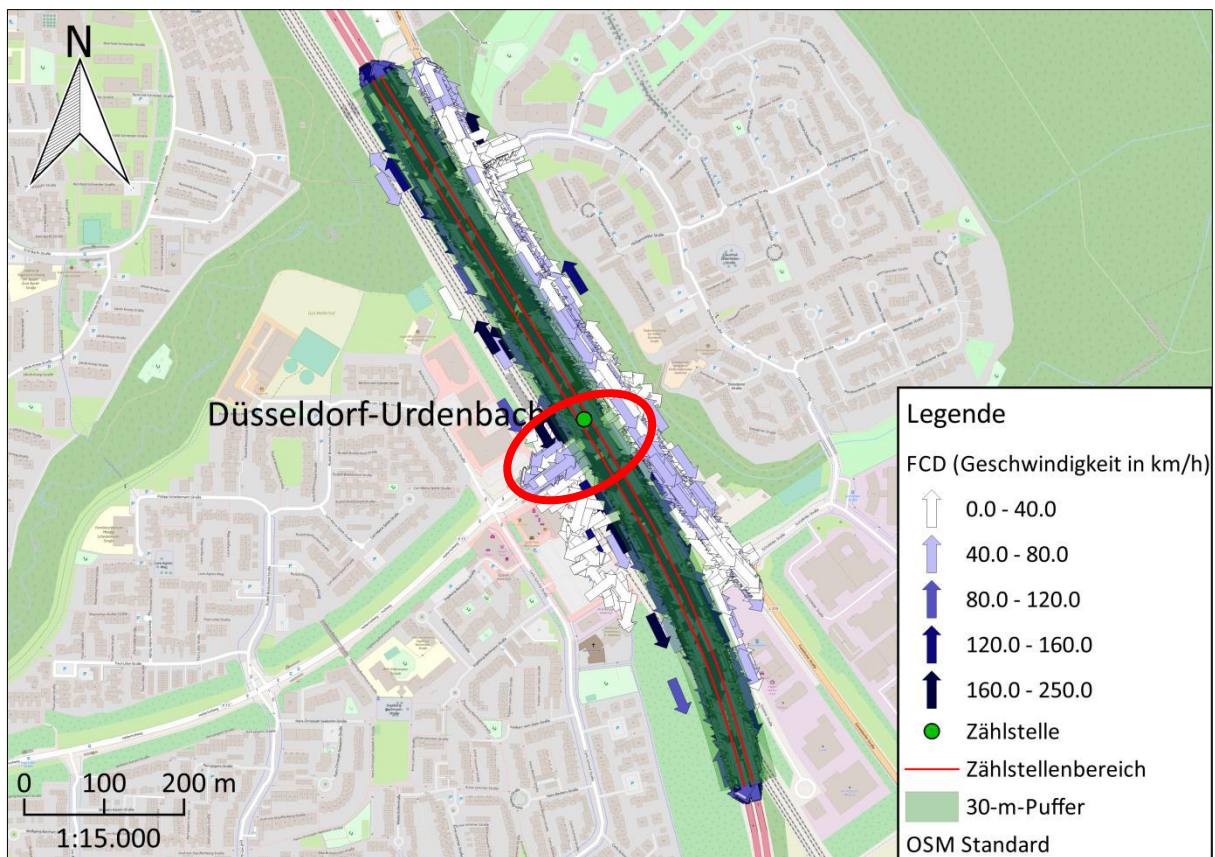


Abbildung 21: Wirkung des 30-m-Puffers (eigene Darstellung, Kartengrundlage: OSM)

anderen Netzelementen jedoch nicht. Wie ebenfalls in Abbildung 21 zu erkennen ist, werden auch wenige Tupel mit hohen Geschwindigkeiten nicht erfasst, die wahrscheinlich der Hauptfahrbahn zuzuordnen sind. Gemessen an der großen Anzahl der korrekt erfassten Werte können aber sowohl die fälschlicherweise berücksichtigten Werte als auch die Werte, die fälschlicherweise nicht berücksichtigt werden, vernachlässigt werden.

Ein weiteres Problem besteht darin, dass Tupel kreuzender Netzelemente ebenfalls ausgeschlossen werden müssen. Diese Situation ist gleichfalls in Abbildung 21 dargestellt. An der rot umkreisten Stelle kreuzt die *K13 (Hellerhofweg)* die *A59*. In diesem Bereich befinden sich Werte innerhalb des Puffers, die der kreuzenden *K13* und nicht der Hauptfahrbahn der *A59* zuzuordnen sind. Zusätzlich zu dem parallel zur Fahrbahn verlaufenden Puffer muss daher ein Toleranzbereich berücksichtigt werden, innerhalb dessen die in den FCD vermerkten Fahrtrichtungen von der Richtung des Netzelements abweichen dürfen. Um nur FCD zu berücksichtigen, deren *direction* innerhalb des Toleranzbereichs um die Richtung des jeweiligen Netzelements liegt, wird jeder Abschnitt in Teilabschnitte von zehn Metern Länge unterteilt. Die Fahrtrichtung von FCD, die sich innerhalb des 30-m-Puffers um die Teilabschnitte befinden, darf maximal um 15° von der Richtung des Teilabschnitts abweichen, damit das Tupel in der Auswertung berücksichtigt wird. Durch die Wahl des 15° -Winkels wird eine gewisse Ungenauigkeit bei der Bestimmung der Fahrtrichtung in den FC-Datensätzen einkalkuliert.

Auch durch die Kombination von Puffer und Toleranzbereich ist nicht gänzlich sichergestellt, dass nur Fahrten der jeweils betrachteten Hauptfahrbahn berücksichtigt werden. Insbesondere im Bereich von Anschlussstellen können auch Fahrten auf Beschleunigungs- bzw. Verzögerungstreifen erfasst

werden, die oftmals andere Geschwindigkeiten aufweisen, als unter gleichen Bedingungen auf der Hauptfahrbahn gefahren werden. Verglichen mit der Gesamtzahl der berücksichtigten Tupel kann der hierdurch entstehende Fehler als gering eingeschätzt und daher vernachlässigt werden.

Um alle Fahrzeuge gleich zu gewichten, wird von jeder Fahrt (gleiche *assetid*) nur eine FCD-Tupel für jede Richtungsfahrbahn eines Zählstellenbereichs berücksichtigt. Andernfalls wäre es möglich, dass langsame Fahrzeuge bei konstanten zeitlichen Sendeabständen in einem Zählstellenbereich mehr Daten senden als schnelle Fahrzeuge, was zu einer stärkeren Gewichtung der langsamen Fahrzeuge bei der Berechnung einer durchschnittlichen Geschwindigkeit führen würde. Die Berücksichtigung nur eines FCD-Tupels pro *assetid* und Richtungsfahrbahn eines Zählstellenbereichs verbessert zudem die Vergleichbarkeit mit den Messungen ortsfester Dauerzählstellen, wie sie der Bestimmung der Parameter des HBS zugrunde liegen (vgl. Kapitel 2.7.1), da diese jedes Fahrzeug ebenfalls nur einmal erfassen.

Listing 03 im digitalen Anhang zeigt das SQL-Skript, das die beschriebene FCD-Aufbereitung umsetzt. Es verbleiben 6.145.958 FCD-Tupel. Diese werden in Kapitel 3.2.2 weiterbearbeitet, um Tupel, die unter irregulären Bedingungen gemessen wurden, zu entfernen. Anschließend werden die verbleibenden Tupel für die weitere Auswertung in Kapitel 5 genutzt.

3.2.2 Entfernen irregulärer Messwerte

Der in Kapitel 3.2.1 aufbereitete Datensatz enthält alle Daten, die die räumlichen Kriterien für die Zuordnung zur Richtungsfahrbahn eines Zählstellenbereichs erfüllen. Externe Ereignisse, die einen Einfluss auf den Verkehrsablauf haben, wurden dabei nicht berücksichtigt. Hierzu zählen

- die örtlichen Umfeldbedingungen,
- Baustellen,
- und Unfälle.

Da diese Ereignisse zunächst nicht berücksichtigt wurden, enthält der Datensatz Messwerte, die unter irregulären Bedingungen gemessen wurden und daher von der weiteren Analyse ausgeschlossen werden müssen. Hierzu wird zunächst mittels des in Kapitel 3.2.1 erzeugten Datensatzes der zeitliche und räumliche Einfluss der Ereignisse auf den Verkehrsablauf ermittelt und die betroffenen Tupel anschließend aus dem Datensatz entfernt.

Umfeldbedingungen

Wie in Kapitel 2.7.1 beschrieben, können sich ungünstige Umfeldbedingungen negativ auf die Kapazität und die gefahrenen Geschwindigkeiten auswirken. Als Umfeldbedingungen sind vor allem die Witterung und die Lichtverhältnisse zu verstehen. Der Einfluss dieser Faktoren wird im Folgenden genauer untersucht.

Witterung

Nach BRILON und GEISTEFELDT haben Dauerfrost und Niederschlag negative Auswirkungen auf die Kapazität. Bei der empirischen Analyse zur Überprüfung der Bemessungswerte des HBS wurden „Tage mit einer Niederschlagshöhe von mindestens 1 mm oder Dauerfrost (Tageshöchsttemperatur unter 0 °C)“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17) von der Analyse ausgeschlossen. Die Informationen

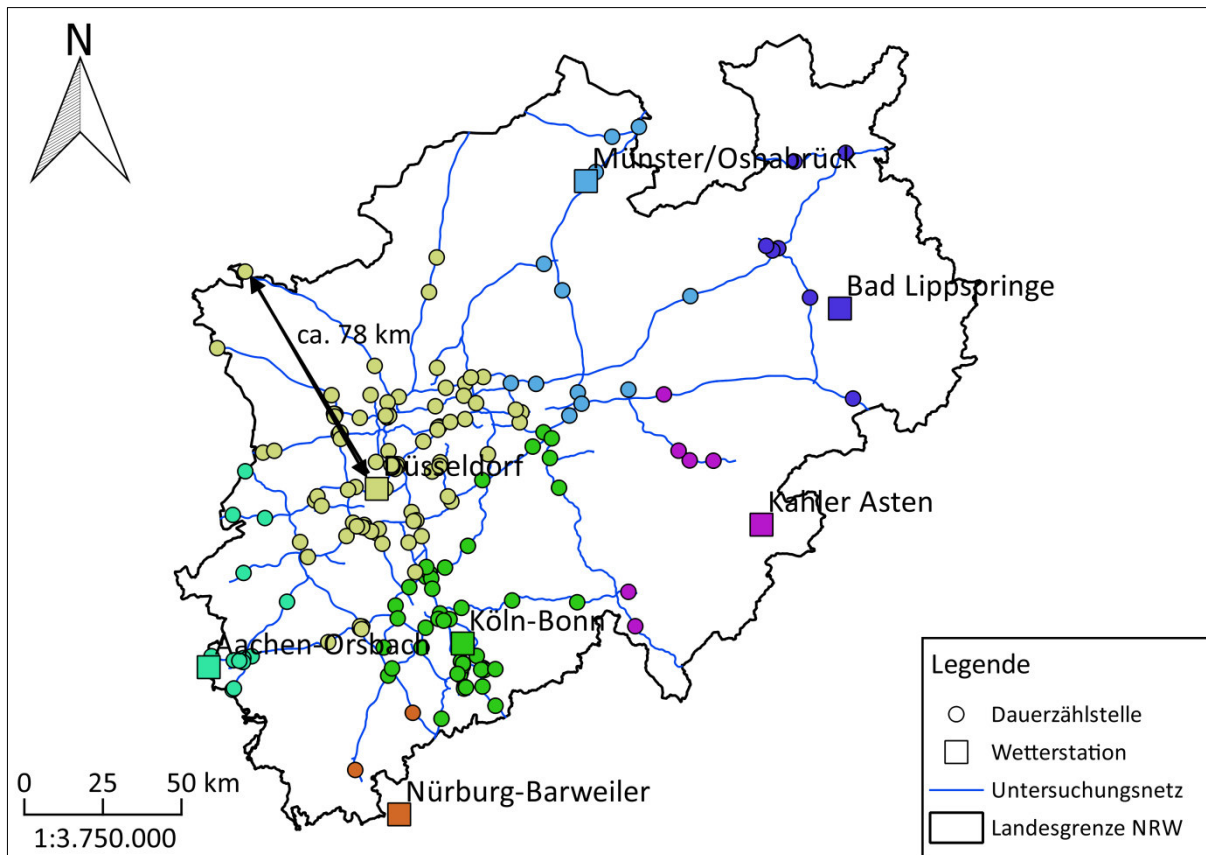


Abbildung 22: Relevante Wetterstationen und zugeordnete Dauerzählstellen (eigene Darstellung)

über die Witterungsbedingungen wurden aus den Wetterdaten des Deutschen Wetterdienstes (DWD) gewonnen, indem „für alle Messquerschnitte die Tageswerte der Niederschlagshöhe sowie die Tageshöchsttemperaturen an der jeweils nächstgelegenen Wetterstation ermittelt“ (ebd.) wurden. (vgl. ebd.)

Auch für diese Arbeit liegen keine flächendeckenden Wetterdaten für Nordrhein-Westfalen vor. Über das Archiv des DWD können Klimadaten wie die stündliche Niederschlagsmenge und die stündlich gemessenen Temperaturen für 78 Wetterstationen abgefragt werden (vgl. Deutscher Wetterdienst). Die wichtigsten Attribute der Datensätze sind in Tabelle 3 (Niederschlag) und Tabelle 4 (Temperatur) zusammengefasst. Insgesamt sieben dieser Messstationen sind für Nordrhein-Westfalen von Bedeutung. Allen Dauerzählstellen kann mit der GIS-Software QGIS über eine Distanzmatrix die nächstgelegene Wetterstation zugeordnet werden. Abbildung 22 zeigt die Ergebnisse der Zuordnung. Es sind sowohl die relevanten Wetterstationen als auch die Zuordnung der Dauerzählstellen zu den jeweiligen Wetterstationen dargestellt. Die Wetterdaten der jeweiligen Wetterstation gelten für alle der Station zugeordneten Dauerzählstellen.

Tabelle 3: Attribute Niederschlagshöhe (vgl. DWD Climate Data Center 2018b)

Attribut	Beschreibung
STATIONS_ID	Stationsidentifikationsnummer
MESS_DATUM	Zeitstempel
R1	Stündliche Niederschlagshöhe in mm
RS_IND	0 = kein Niederschlag; 1 = Niederschlag gefallen

Tabelle 4: Attribute Temperatur (vgl. DWD Climate Data Center 2018a)

Attribut	Beschreibung
STATIONS_ID	Stationsidentifikationsnummer
MESS_DATUM	Zeitstempel
TT_TU	Lufttemperatur in 2 m Höhe in °C
RF_TU	relative Feuchte in %

Um die Feststellung von BRILON und GEISTEFELDT zu überprüfen, werden die Geschwindigkeiten im Bereich der Dauerzählstelle *Ratingen-Schwarzbach* genauer untersucht. Die Luftlinie zwischen der Zählstelle und der Wetterstation *Düsseldorf* beträgt nur rund 2,7 km. Es ist daher davon auszugehen, dass die an der Wetterstation gemessenen Wetterverhältnisse auch an der Zählstelle vorzufinden sind. Abbildung 23 zeigt die im Zählstellenbereich gemessenen Geschwindigkeitskennwerte an Tagen mit Niederschlagshöhen von mindestens einem Millimeter (rot) und an Tagen mit weniger oder gar keinem Niederschlag (blau). Die zugehörigen Kennwerte sind in Tabelle 5 zusammengefasst. Es ist zu erkennen, dass die Durchschnittsgeschwindigkeiten an Tagen mit Niederschlagshöhen ab einem Millimeter unter den Durchschnittsgeschwindigkeiten der anderen Tage liegen. Ein mit der Statistik-Software PSPP durchgeführter t-Test mit einem Konfidenzintervall von 95% bestätigt, dass sich beide Mittelwerte signifikant unterscheiden und somit von einem Einfluss von Niederschlag auf den Verkehrsfluss auszugehen ist.

Tabelle 5: Kennwerte der Zählstelle Ratingen-Schwarzbach mit und ohne Niederschlag

Niederschlags- menge	Mittelwert [km/h]		Median [km/h]		Standardabw. [km/h]		Minimum [km/h]		Maximum [km/h]	
	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W
≥ 1 mm	108,0	105,8	105	104	19,6	20,5	3	3	199	199
< 1 mm	110,9	109,0	108	106	19,7	21,3	1	4	221	214

PONZLET stellte in einer auf Messwerten aus Dauerzählstellen beruhenden, umfangreichen Analyse ebenfalls einen Einfluss von Niederschlag auf die gefahrenen Geschwindigkeiten fest. Nach PONZLET führt Nässe im teilgebundenen Verkehr im Durchschnitt zu 7 km/h geringeren Geschwindigkeiten, im freien Verkehr ist die mittlere Geschwindigkeit um mehr als 10 km/h geringer. Damit fallen die Geschwindigkeitsverluste in PONZLETs Analyse höher aus als in der im Zählstellenbereich *Ratingen-Schwarzbach* durchgeführten FCD-Analyse (vgl. Tabelle 5). (vgl. Ponzlet 1996, S. 181–182)

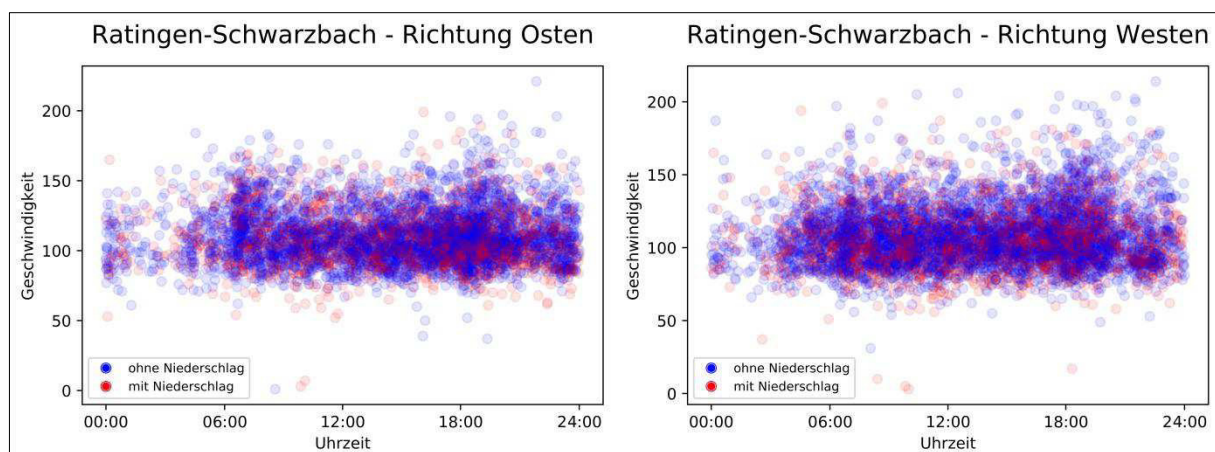


Abbildung 23: Zählstellenbereich Ratingen-Schwarzbach mit und ohne Niederschlag (eigene Darstellung)

Ein Grund hierfür ist, dass PONZLET deutlich höhere Niederschlagsmengen voraussetzt, um die Umfeldbedingungen als „nass“ zu beschreiben, als dies bei BRILON und GEISTEFELDT bzw. in der FCD-Analyse der Fall ist. PONZLET fordert im Mittel mindestens einen Millimeter Niederschlag pro Stunde, um einem Klimaintervall von sieben bzw. zehn Stunden den Parameter „nass“ zuzuordnen (vgl. Ponzlet 1996, S. 50). In der FCD-Analyse genügt hingegen eine Niederschlagshöhe von einem Millimeter pro Tag, um die Umfeldbedingungen als „nass“ einzustufen. In der Analyse von PONZLET berücksichtigte Niederschlagsereignisse fallen somit deutlich stärker aus und führen zu den von ihm festgestellten höheren Geschwindigkeitsverlusten. Da allerdings durch die FCD-Analyse auch für Niederschlagshöhen ab einem Millimeter pro Tag ein Einfluss auf den Verkehrsablauf nachgewiesen werden konnte, wird dieser Wert für die Bestimmung irregulärer Messwerte genutzt. Hierdurch sind die Ergebnisse dieser Arbeit besser mit den Parametern des HBS vergleichbar, da hier ebenfalls Messwerte ab einer Niederschlagshöhe von einem Millimeter pro Tag von der weiteren Analyse ausgeschlossen wurden (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17).

Eine Überprüfung, ob auch Dauerfrost einen Einfluss auf den Verkehrsablauf im Zählstellenbereich *Ratingen-Schwarzbach* hat, ist nicht möglich, da an der Messstation *Düsseldorf* im ersten Halbjahr 2015 an keinem Tag eine Tageshöchsttemperatur unter 0°C gemessen wurde. Auch die meisten anderen Messstationen weisen ausschließlich Tageshöchsttemperaturen über 0°C auf. Lediglich an den Rändern des Untersuchungsgebiets finden sich Messstationen, an denen an wenigen Tagen Höchsttemperaturen unter 0°C gemessen wurden. Da diese jedoch weitere Entfernungen zur nächstgelegenen Dauerzählstelle aufweisen und die Zahl der Tage mit Dauerfrost gering ist, wird auf eine Überprüfung des Einflusses von Dauerfrost verzichtet. Es wird davon ausgegangen, dass der von BRILON und GEISTEFELDT angenommene Einfluss von Dauerfrost auf den Verkehrsablauf korrekt ist. Daher werden Messwerte, die an Tagen mit Dauerfrost aufgezeichnet wurden, für die weitere Analyse ausgeschlossen. Zum einen entspricht dies dem Vorgehen bei der Bestimmung der Parameter des HBS, zum anderen ist die Anzahl der betroffenen FCD-Tupel ohnehin gering. Mögliche hieraus entstehende Ungenauigkeiten können daher vernachlässigt werden.

Die täglichen Niederschlagsmengen und die Tageshöchsttemperaturen werden in Listing 04 für jeden Tag an jeder Messstation ermittelt. Wie in Abbildung 22 zu sehen ist, kann es zu erheblichen Distanzen zwischen einer Dauerzählstelle und der nächstgelegenen Wetterstation kommen¹¹. Insbesondere in Bezug auf Niederschlagsmengen können hierdurch Ungenauigkeiten entstehen, da Niederschläge regional oft sehr unterschiedlich verteilt sind. Dies kann einerseits dazu führen, dass Messwerte fälschlicherweise bei der Auswertung ausgeschlossen werden, da es zwar an der Wetterstation zu Niederschlag kam, nicht jedoch an der Dauerzählstelle. Problematischer wäre hingegen der umgekehrte Fall. Wenn die Wetterstation trockene Verhältnisse meldet, ist es möglich, dass auch Messwerte ausgewertet werden, die unter nassen Bedingungen aufgenommen wurden. Da die Einflüsse der Witterung auch von BRILON und GEISTEFELDT bei der Überprüfung der Bemessungswerte des HBS auf diese Weise bestimmt wurden (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17), wird der Einfluss dieser Ungenauigkeiten auf das Gesamtergebnis jedoch als hinnehmbar eingeschätzt.

¹¹ Beispielsweise ist die Dauerzählstelle *Elten* von der nächstgelegenen Wetterstation *Düsseldorf* rund 78 km entfernt

Lichtverhältnisse

Nach PONZLET reduziert sich die Geschwindigkeit bei Dunkelheit im teilgebundenen Verkehr um ca. 5 km/h bis ca. 7 km/h (vgl. Ponzlet 1996, S. 182). Auch REGLER untersuchte die Auswirkungen von Dunkelheit, konnte jedoch keinen negativen Einfluss der Dunkelheit feststellen. Er konnte sogar eine erhöhte Kapazität bei Dunkelheit ermitteln. (vgl. Regler 2004, S. 145–146)

Das HBS stellt ebenfalls einen Einfluss ungünstiger „Umfeldbedingungen wie Nässe und Dunkelheit“ (HBS 2015, A3-6) auf die Verkehrsqualität fest. Bei Nässe nennt das HBS eine etwa 10% geringere Kapazität, für den Einfluss von Dunkelheit werden keine Angaben gemacht (vgl. ebd.).

Eine Analyse der Geschwindigkeiten im Zählstellenbereich *Meschede* führt ebenfalls zu keinem eindeutigen Ergebnis. Die Zählstelle eignet sich für die Analyse, da hier die maximal in einer Stunde gemessene Verkehrsstärke in Richtung Osten mit 1.141 Kfz/h am geringsten ist. In der Gegenrichtung liegt die Verkehrsstärke mit maximal 1.333 Kfz/h ebenfalls deutlich unter der Kapazität. Eine Überlastung des Streckenabschnitts und daraus resultierende geringe Geschwindigkeiten sind daher an dieser Zählstelle ausgeschlossen. Um den Einfluss von Tageslicht bzw. Dunkelheit zu untersuchen, werden FCD, die zwischen 10:00 Uhr und 16:59 Uhr aufgezeichnet wurden, mit FCD, die zwischen 22:00 Uhr und 04:59 Uhr aufgezeichnet wurden, verglichen. Die Kennwerte mit bzw. ohne Tageslicht sind in Tabelle 6 zusammengefasst. In Richtung Osten ist die mittlere Geschwindigkeit mit Tageslicht deutlich höher als ohne Tageslicht. In Richtung Westen fällt dieser Effekt geringer aus. Ein t-Test mit einem Konfidenzniveau von 95% bestätigt einen signifikanten Unterschied der Mittelwerte der Geschwindigkeiten in Richtung Osten. In Richtung Westen kann dieser Unterschied mittels t-Test jedoch nicht nachgewiesen werden.

Tabelle 6: Kennwerte der Zählstelle Meschede mit und ohne Tageslicht

	Mittelwert [km/h]		Median [km/h]		Standardabw. [km/h]		Minimum [km/h]		Maximum [km/h]	
	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W
mit Tageslicht	126,9	130,8	125	129	23,8	23,9	57	60	214	236
ohne Tageslicht	120,0	129,1	120	125	27,1	28,0	53	80	206	220

Der Einfluss von Tageslicht bzw. Dunkelheit auf den Verkehrsablauf kann somit weder durch die FCD-Analyse noch durch die Arbeiten von PONZLET und REGLER eindeutig geklärt werden. Ein Einfluss von Dunkelheit auf den Verkehrsablauf wird daher in dieser Arbeit nicht angenommen. In diesem Punkt weicht das Verfahren in dieser Arbeit von dem Verfahren des HBS ab, das nur für Tageslicht gilt (vgl. HBS 2015, A3-6). Da ein Ausschluss von bei Dunkelheit gemessenen Werten die Anzahl der für die weitere Analyse zur Verfügung stehenden FCD-Tupel jedoch stark reduzieren würde und der Einfluss der Lichtverhältnisse auf den Verkehrsablauf ohnehin nicht eindeutig geklärt werden kann, wird diese Abweichung zu Gunsten der höheren FCD-Verfügbarkeit in Kauf genommen.

Baustellen

Baustellen sorgen ebenfalls für irreguläre Verkehrsverhältnisse. Daher müssen auch Messungen zu Zeiten von Baustellen ausgeschlossen werden. Für die Überprüfung der HBS-Bemessungswerte lagen keine Baustellendaten vor, weshalb die dort analysierten Messwerte „anhand des q-v-Diagramms, der Fahrstreifenaufteilung und der Ganglinien der Verkehrsstärke und der Geschwindigkeit“ (Brilon

und Geistefeldt 2010, S. 18) manuell auf Auffälligkeiten untersucht und gegebenenfalls ausgeschlossen wurden (vgl. ebd.).

Für diese Arbeit wurden vom Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen (Straßen.NRW) zwei Datensätze zur Verfügung gestellt. Jeweils eine Tabelle enthält die Dauerbaustellen bzw. die Tagesbaustellen des Jahres 2015 in Nordrhein-Westfalen. Die wichtigsten Attribute der Datensätze sind in Tabelle 9 und Tabelle 12 beschrieben.

Um zu ermitteln, welchen Einfluss Baustellen auf den Verkehrsablauf haben und um irreguläre Werte von der Auswertung ausschließen zu können, müssen die Baustellendaten hierfür aufbereitet werden. Wie in Tabelle 9 und Tabelle 12 zu sehen ist, werden sowohl für Dauer- als auch für Tagesbaustellen jeweils eine Anschlussstelle als Start- und Endknoten der Baumaßnahme angegeben.

Die Netzknoten, die den Beginn und das Ende einer Baumaßnahme repräsentieren, sind in den bereitgestellten Datenbanken allerdings nicht georeferenziert. Über (OpenGeodata.NRW 2018) kann jedoch ein Datensatz mit georeferenzierte Netzknoten bezogen werden. Die wichtigsten Attribute des Datensatzes sind in Tabelle 7 zusammengefasst.

Tabelle 7: Attribute Netzknoten (vgl. Landesbetrieb Straßenbau NRW 2018)

Attribut	Beschreibung
FID	Eindeutige Kennung innerhalb der Tabelle
Shape	Geometrie
NKNR	Netzknotennummer
NKNAME	Netzknotenname

In einigen Fällen kommt es zu unterschiedlichen Schreibweisen oder Bezeichnungen der Netzknoten. Um den Start- und Endknoten der Baustellen die korrekte Georeferenz zuzuweisen, müssen diese in diesen Fällen händisch an die Nomenklatur der georeferenzierten Netzknoten angepasst werden. Zudem wird bei wenigen Baumaßnahmen eine Ortschaft angegeben, für die kein georeferenzierter Netzknoten existiert. In diesen Fällen müssen die Angaben händisch durch die nächste stromabwärts gelegene, georeferenzierte Anschlussstelle ersetzt werden. Darüber hinaus wird in Einzelfällen für einen Netzknoten kein Name, sondern lediglich die Netzknotennummer angegeben. Diese Nummer kann ebenfalls zur Georeferenzierung der Start- und Endpunkte der Baustellen genutzt werden.

Durch das beschriebene Vorgehen können die Einträge zu allen 1.930 Dauerbaustellen und zu 16.248 der 16.250 Tagesbaustellen erfasst und georeferenziert werden. Lediglich bei zwei Tagesbaustellen kann keine Zuordnung erfolgen, da weder ein Netzknoten noch eine Ortschaft angegeben ist. Die hierdurch und durch die oben beschriebene, teils nicht eindeutige Zuordnung zu einem Netzknoten entstehenden Ungenauigkeiten können jedoch vernachlässigt werden.

Die georeferenzierten Netzknoten werden mittels Dijkstra-Algorithmus verbunden, um den Verlauf des Baustellenbereichs darzustellen. Um den Dijkstra-Algorithmus anwenden zu können, wird als Datengrundlage ein routingfähiges Netz benötigt. Ein zu den Netzknoten passendes Netz kann vom (Landesbetrieb Straßenbau NRW 2018) bezogen werden. Die wichtigsten Attribute des Datensatzes sind in Tabelle 8 zusammengefasst. Da der exakte Streckenverlauf über Verbindungsrampen im

Bereich von Anschlussstellen für die Darstellung von Baustellenbereichen ohnehin keine Rolle spielt, genügt es, das Netz über den Filter *ABSAST = Abschnitt* auf die Hauptfahrbahnen zu reduzieren und so den Algorithmus zu beschleunigen. Das Netz ist für die Anwendung des Dijkstra-Algorithmus jedoch nicht ohne Weiteres geeignet, da es an einzelnen Stellen Lücken aufweist, die das Routing unmöglich machen. Diese Netzlücken müssen händisch geschlossen werden.

Tabelle 8: Attribute Straßen.NRW-Netz (vgl. Landesbetrieb Straßenbau NRW 2018)

Attribut	Beschreibung
FID	Eindeutige Kennung innerhalb der Tabelle
SHAPE	Geometrie
STRBEZ	Straßenbezeichnung
STRKL	Straßenklasse
STRNR	Straßennummer
ABSAST	Art des Abschnittes oder Astes
FSINRI	Anzahl der Fahrstreifen IN Stationierungsrichtung
FSGEGRI	Anzahl der Fahrstreifen GEGEN Stationierungsrichtung

Durch dieses Vorgehen kann der Baustellenbereich ausreichend genau abgebildet werden. Eine Störung des Verkehrsablaufs ist jedoch auch über den Baustellenbereich hinaus denkbar. Ob sowohl Dauer- als auch Tagesbaustellen einen Einfluss auf den Verkehrsablauf haben und inwieweit dieser Einfluss über den eigentlichen Baustellenbereich hinaus geht, soll im Folgenden exemplarisch mittels FCD untersucht werden. Abgesehen von der Unterscheidung zwischen Dauerbaustellen und Tagesbaustellen würde eine genauere Betrachtung unterschiedlicher Einflussfaktoren jedoch über den Rahmen dieser Arbeit hinausgehen und sollte Grundlage weiterer Forschungsarbeit sein.

Einflussbereich von Dauerbaustellen

Tabelle 9: Attribute Dauerbaustellen (vgl. Hinkel 2018)

Attribut	Beschreibung
ProjektNummer	Nummer der gesamte Baumaßnahme (für jede Bauphase gleich)
SzProjektSzenarioNummer	Szenario-Nummer der Bauphase eines Projekts (eindeutige Nummer für jede Phase)
PrjOrtsRefAsAsVonAS	Anschlussstelle zu Beginn der gesamten Baumaßnahme
PrjOrtsRefAsAsBisAS	Anschlussstelle am Ende der gesamten Baumaßnahme
SzOrtsRefAsAsVonAS	Anschlussstelle zu Beginn der Teil-Baumaßnahme (Szenario)
SzOrtsRefAsAsBisAS	Anschlussstelle am Ende der Teil-Baumaßnahme (Szenario)
PrjProjektBeginn	Beginn der Baumaßnahme
PrjProjektEnde	Ende der Baumaßnahme
SzPhasenBeginn	Beginn der Teil-Baumaßnahme (Szenario)
SzPhasenEnde	Ende der Teilbaumaßnahme (Szenario)

Bei Dauerbaustellen muss berücksichtigt werden, dass diese oftmals in mehrere Teilmaßnahmen, sogenannte Szenarios, unterteilt sind. Während das Projekt den Beginn und das Ende der gesamten Maßnahme angibt, gibt das Szenario an, in welchem Bereich es im jeweiligen Zeitraum tatsächlich zu einer geänderten Verkehrsführung kam. Szenarien erstrecken sich in der Regel nur über einen Teil

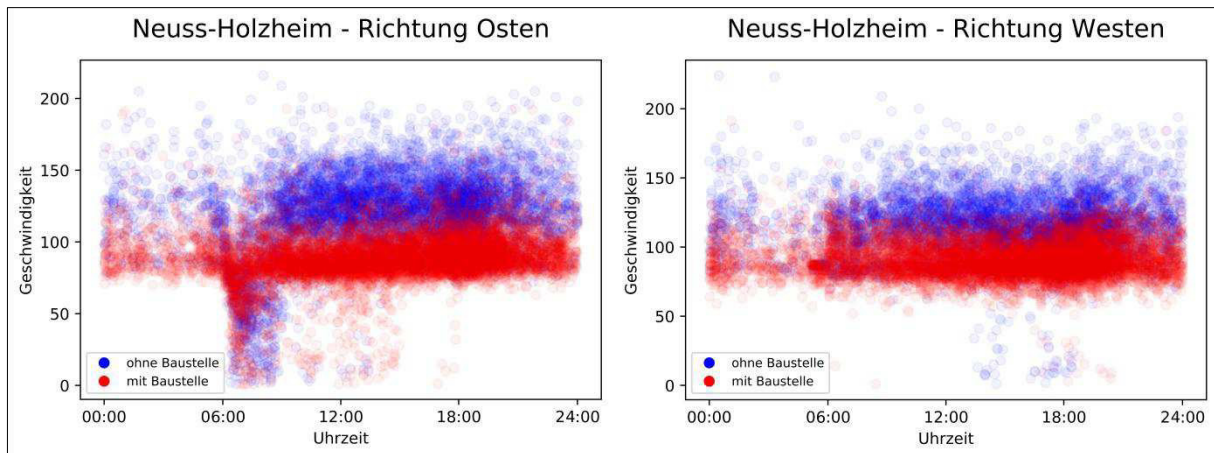


Abbildung 24: Zählstellenbereich Neuss-Holzheim mit und ohne Baustelle (eigene Darstellung)

der gesamten Maßnahme. Für die Szenarien werden ebenfalls ein Anfangs- und ein Endknoten angegeben. In Einzelfällen fehlen bei den Szenarien die Knotenangaben. Zudem kann es vorkommen, dass ein Szenario außerhalb des durch das Projekt vorgegebenen Bereichs liegt. (vgl. Hinkel 2018)

Daher werden die jeweiligen Szenarien als Grundlage genommen, um die Baustellenbereiche abzubilden. Es wird davon ausgegangen, dass die Szenarien den Bereich vollständig abdecken, in dem es tatsächlich zu einer geänderten Verkehrsführung kam. Sind für die Szenarien keine Start- und Endknoten angegeben, werden die Start- und Endknoten des jeweiligen Projekts übernommen. Bei Dauerbaustellen wird grundsätzlich davon ausgegangen, dass sie auf beide Richtungsfahrbahnen einen Einfluss haben.

Dass Dauerbaustellen einen Einfluss auf den Verkehrsfluss haben, zeigt das Beispiel der Zählstelle *Neuss-Holzheim*. Ab dem 18.03.2015 liegt die Zählstelle in einer Dauerbaustelle, die sich vom *Kreuz Neuss-West* bis *Grevenbroich* erstreckt. Die Darstellung der Geschwindigkeiten im Zählstellenbereich mit Baustelle (rot) und ohne Baustelle (blau) in Abbildung 24 zeigt deutliche Unterschiede in beiden Fahrtrichtungen. Diese Unterschiede werden durch den Vergleich der Geschwindigkeitskennzahlen in Tabelle 10 bestätigt. Sowohl die gefahrenen Geschwindigkeiten als auch die Varianz der Geschwindigkeiten sind unter regulären Bedingungen ohne Baustelle in beiden Fahrtrichtungen deutlich höher. Ein t-Test bestätigt mit einem Konfidenzniveau von 95% ebenfalls den negativen Einfluss einer Dauerbaustelle auf den Verkehrsablauf. FCD, die einem innerhalb einer Dauerbaustelle gelegenen Zählstellenbereich zugeordnet sind, müssen daher von der weiteren Analyse ausgeschlossen werden.

Tabelle 10: Kennwerte der Zählstelle Neuss-Holzheim mit und ohne Baustelle

	Mittelwert [km/h]		Median [km/h]		Standardabw. [km/h]		Minimum [km/h]		Maximum [km/h]	
	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W	Ri O	Ri W
mit Baustelle	89,9	92,3	89	91	19,2	14,5	1	1	193	191
ohne Baustelle	118,5	114,9	122	115	29,1	22,4	1	1	216	224

Der Einfluss einer Dauerbaustelle auf den Verkehrsablauf über den Baustellenbereich hinaus wird exemplarisch am Beispiel einer Baustelle zwischen den Anschlussstellen *Legden/Ahaus* und

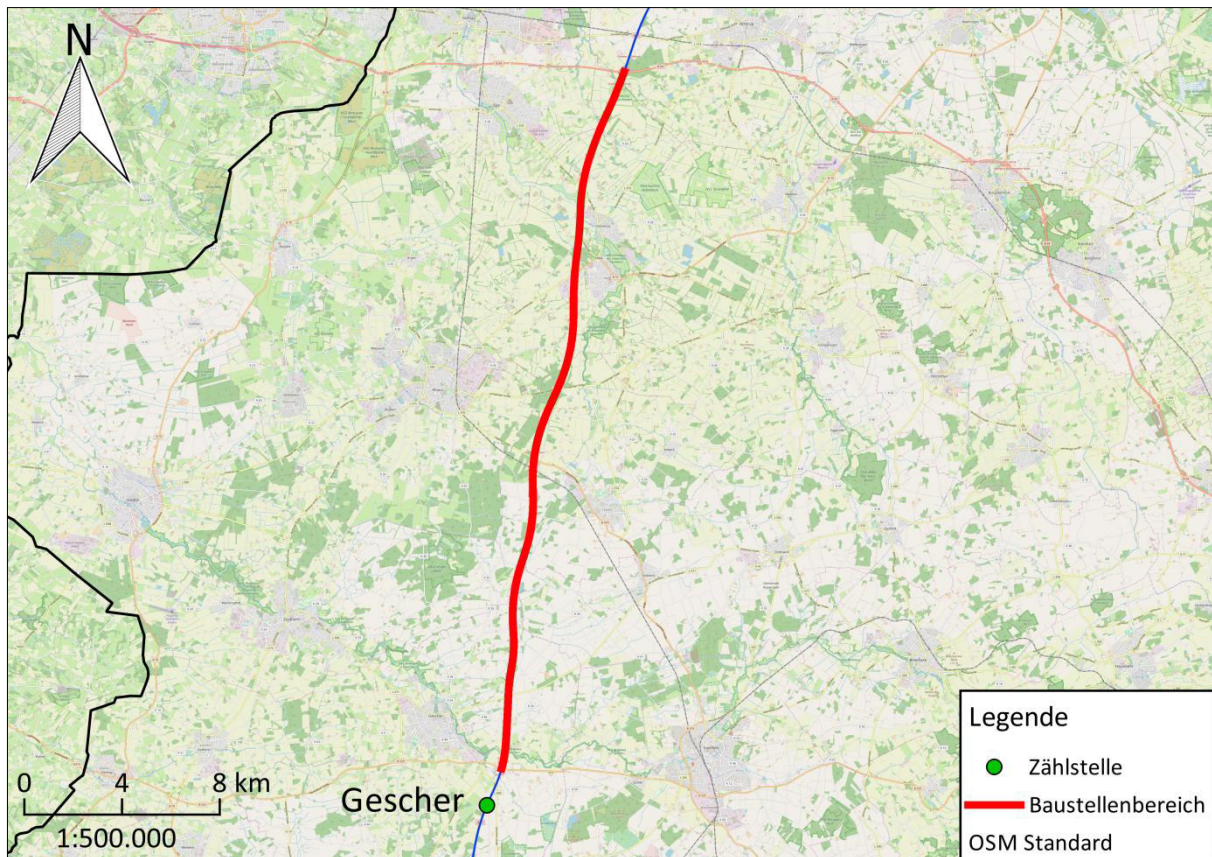


Abbildung 25: Lage der Zählstelle Gescher und der Dauerbaustelle zwischen Legden/Ahaus und Gescher/Coesfeld (eigene Darstellung, Kartengrundlage: OSM)

Gescher/Coesfeld untersucht. Die Baustelle liegt ca. 1.600 m nördlich der Dauerzählstelle *Gescher* (siehe Abbildung 25). Baubeginn war am 30.03.2015 um 09:00 Uhr. Wie Abbildung 26 zeigt, sind in Zeiten mit und ohne Baustelle im Zählstellenbereich keine eindeutigen Unterschiede der gemessenen Geschwindigkeiten erkennbar. Dies gilt sowohl in Fahrtrichtung Norden, also rund 1,6 km vor der Baustelle, als auch in Richtung Süden, rund 1,6 km nach der Baustelle.

Die Kennwerte der Geschwindigkeiten im Zählstellenbereich fasst Tabelle 11 zusammen. Ein t-Test bestätigt mit einem Konfidenzintervall von 95%, dass die Dauerbaustelle den Verkehrsablauf im 1,6 km stromaufwärts gelegenen Zählstellenbereich Gescher (Fahrtrichtung Norden) keinen Einfluss hat. In Fahrtrichtung Süden, 1,6 km stromabwärts der Baustelle, wird indes durch den t-Test mit einem

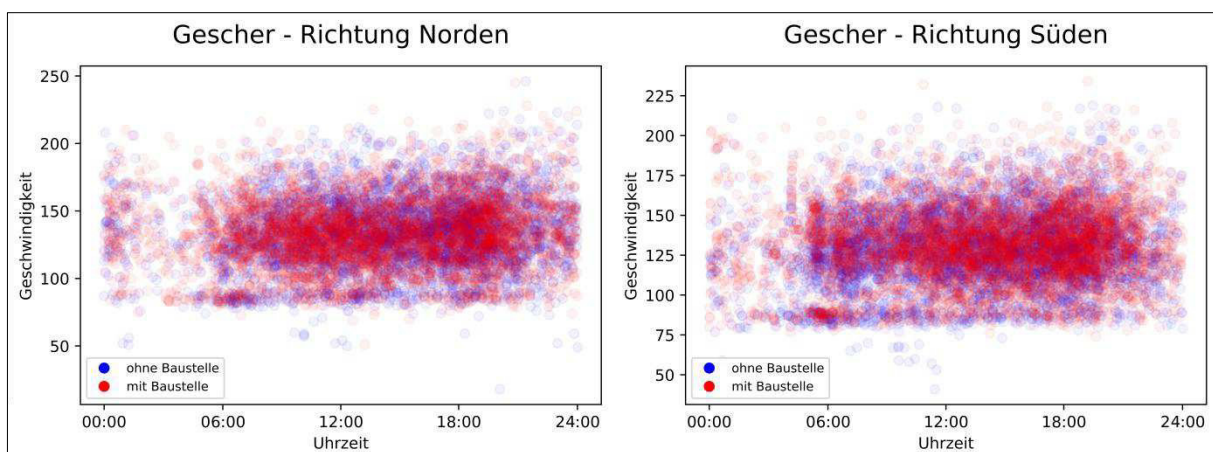


Abbildung 26: Zählstellenbereich Gescher mit und ohne Baustelle (eigene Darstellung)

Konfidenzintervall von 95% festgestellt, dass sich auf Höhe der Zählstelle die Geschwindigkeiten zu Zeiten der Baustelle von den Geschwindigkeiten zu Zeiten ohne Baustelle unterscheiden. Da die Geschwindigkeiten zu Baustellenzeiten höher sind, kann ein negativer Einfluss der Baustelle auf den Verkehrsfluss 1,6 km stromabwärts ausgeschlossen werden. Darüber hinaus ist davon auszugehen, dass die Unterschiede nicht auf die Baustelle sondern auf andere Faktoren, beispielsweise bessere Witterungsbedingungen im zweiten Quartal gegenüber dem ersten Quartal, zurückzuführen sind.

Tabelle 11: Kennwerte der Zählstelle Gescher mit und ohne Baustelle

	Mittelwert [km/h]		Median [km/h]		Standardabw. [km/h]		Minimum [km/h]		Maximum [km/h]	
	Ri N	Ri S	Ri N	Ri S	Ri N	Ri S	Ri N	Ri S	Ri N	Ri S
mit Baustelle	133,6	131,8	133	131	25,3	23,9	51	74	245	234
ohne Baustelle	133,1	128,8	133	128	26,2	23,8	18	41	246	219

Es handelt sich bei dieser Untersuchung lediglich um einen ersten groben Ansatz, weshalb mögliche Einflussfaktoren wie die Art der Baumaßnahme oder die Streckenführung im Baustellenbereich nicht untersucht wurden. Auch der Einfluss von Baumaßnahmen auf kreuzende Streckenabschnitte wurde nicht untersucht, da dies über den Umfang dieser Arbeit hinausgehen würde. Eine genauere Analyse bietet eine Basis für weitere Forschung. Auf Grundlage der Analyse in dieser Arbeit werden nur FCD ausgeschlossen, die einem Zählstellenbereich innerhalb einer Baustelle zugeordnet sind.

Neben den Baumaßnahmen auf einem Streckenabschnitt findet ein Teil der Baumaßnahmen lediglich an einem Knotenpunkt statt, Start- und Zielknoten sind somit identisch. Da in diesem Fall explizit an einem Knoten gearbeitet wird, ist davon auszugehen, dass bei kreuzenden Streckenabschnitten beide Abschnitte von der Maßnahme betroffen sind. Da in der oben durchgeführten Analyse festgestellt kein Einfluss von Dauerbaustellen über den Baustellenbereich hinaus festgestellt wurde, wird hier vereinfachend ein Puffer mit einem Radius von 1000 m um den Netzknoten gelegt, um das Ausmaß der Baumaßnahme darzustellen. Sollte ein Zählstellenbereich mindestens zu einem Teil innerhalb des Radius liegen, werden die ihm zugeordneten FCD für die Dauer der Baumaßnahme ausgeschlossen. Die Baustellenbereiche von Dauerbaustellen werden mit Listing 05 aufbereitet.

Einflussbereich von Tagesbaustellen

Tabelle 12: Attribute Tagesbaustellen (vgl. Hinkel 2018)

Attribut	Beschreibung
Beginn Datum	Datum des Beginns der Baumaßnahme
Uhrzeit von	Uhrzeit des Beginns der Baumaßnahme
Uhrzeit bis	Uhrzeit des Endes der Baumaßnahme
Ende Datum	Datum des Endes der Baumaßnahme
von Knoten	Netzknoten zu Beginn der Baumaßnahme
bis Knoten	Netzknoten am Ende der Baumaßnahme
Verkehrsführung FR 1	Verkehrsführung/Beeinträchtigungen in Fahrtrichtung 1
Verkehrsführung FR 2	Verkehrsführung/Beeinträchtigungen in Fahrtrichtung 2
mögliche Behinderung	Angabe über mögliche Zeitverluste durch Stau

Bei den Informationen zu den Tagesbaustellen handelt es sich um Plandaten. Es ist möglich, dass eine Baustelle verschoben wurde, das Datum in der Datenbank jedoch nicht angepasst, sondern ein neuer Eintrag hierfür angelegt wurde. Die Datenbank kann daher Einträge zu Baumaßnahmen enthalten, die nicht stattgefunden haben. Da die Datenbank hierdurch eher zu viele als zu wenige Einträge enthält und nur reguläre Datensätze von der Auswertung ausgeschlossen werden könnten, nicht jedoch irreguläre Datensätze in der Analyse berücksichtigt werden, kann diese Ungenauigkeit hingenommen werden. Die Baustellenbereiche werden mit Listing 06 erfasst. (vgl. Hinkel 2018)

Der Datensatz enthält das Attribut *mögliche Behinderung*, in dem Angaben über den potenziellen Einfluss einer Baumaßnahme auf den Verkehrsablauf gemacht werden. Dieses Attribut ermöglicht somit bereits eine erste Einschätzung der Auswirkungen der Baustelle. Allerdings enthält nicht jede Tagesbaustelle diese Angaben. Zudem sind die Angaben teils in der Spalte verrutscht und müssen händisch in die korrekte Spalte übertragen werden. Um die Auswirkungen der Tagesbaustellen noch besser abschätzen zu können, wird deren Einfluss auf den Verkehrsablauf mittels FCD überprüft.

Die größten Auswirkungen einer Tagesbaustelle werden durch die Angabe *> 30 Minuten* in der Spalte *mögliche Behinderung* angegeben. Daher wird zunächst der Einfluss von Tagesbaustellen mit dieser Angabe untersucht. Eine Dauerzählstelle, die in einer solchen Tagesbaustelle liegt, ist die Zählstelle *Oelde*. Am 06.06.2015 (Samstag) von 08:00 Uhr bis 12:00 Uhr wurde eine Tagesbaustelle zwischen den Anschlussstellen *Oelde* und *Herzebrock-Clarholz* eingerichtet, bei der eine *mögliche Behinderung* mit *> 30 Minuten* angegeben wird. Abbildung 27 zeigt die Geschwindigkeiten im Zählstellenbereich am Tag der Baustelle (rot), sowie an allen anderen Samstagen im ersten Halbjahr 2015 (blau). Beginn und Ende der Baumaßnahme sind durch eine senkrechte Linie dargestellt. Während der Bauarbeiten ist auf der betroffenen Richtungsfahrbahn (Fahrtrichtung Osten) ein Geschwindigkeitseinbruch zu erkennen, der gegen 08:00 Uhr beginnt und gegen 10:30 Uhr endet. Somit ist von einem Einfluss der Tagesbaustelle auf den Verkehrsablauf auszugehen. Zwischen 13:20 Uhr und 14:00 Uhr kommt es zu einem weiteren Geschwindigkeitseinbruch, der auf eine weitere Tagesbaustelle zurückzuführen ist, die ebenfalls am 06.06.2015 im Anschluss an die oben genannte Baumaßnahme von 12:00 Uhr bis 15:30 Uhr eingerichtet wurde. Für diese Baumaßnahme wird die *mögliche Behinderung* mit *bis 20 Minuten* angegeben. Auch für diese Baustelle ist somit eine Beeinflussung des Verkehrsablaufs zu erkennen. In beiden Fällen beschränkt sich die zeitliche Auswirkung auf den Verkehrsablauf auf die Dauer der Baumaßnahme. In der Gegenrichtung kann kein Einfluss festgestellt werden.

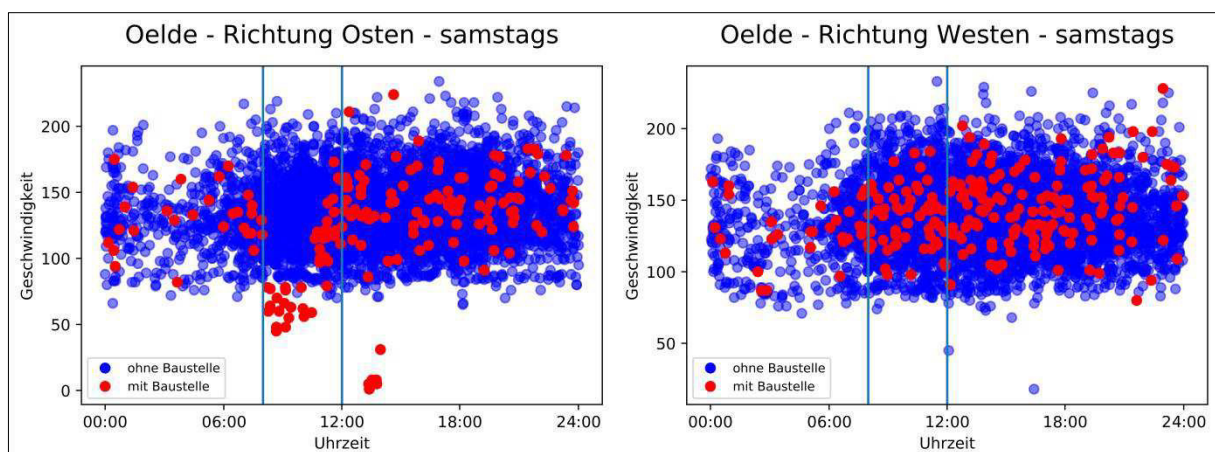


Abbildung 27: Zählstellenbereich Oelde mit und ohne Baustelle (samstags) (eigene Darstellung)

Da die Untersuchungen der Dauerbaustellen bereits ergaben, dass diese keinen Einfluss auf den Verkehrsablauf über den Baustellenbereich hinaus haben, wird auch für Tagesbaustellen davon ausgegangen, dass diese nur den Verkehrsablauf im Baustellenbereich beeinflussen. Anhand des Beispiels an der Zählstelle *Oelde* konnte dieser Einfluss für Baustellen, bei denen für das Attribut *mögliche Behinderung* der Wert *> 30 Minuten* bzw. *bis 20 Minuten* angegeben wird, nachgewiesen werden. Darüber hinaus ist aber auch für die meisten anderen Tagesbaustellen, bei denen geringere Werte für das Attribut *mögliche Behinderung* angegeben werden, zumindest mit einer geringfügigen Beeinflussung des Verkehrsablaufs im Baustellenbereich zu rechnen. Hierdurch werden tendenziell eher zu viele als zu wenige FC-Tupel ausgeschlossen, da auch Tagesbaustellen denkbar sind, die gar keinen Einfluss auf den Verkehrsfluss haben. Da es sich hierbei jedoch nur um eine grobe Einschätzung handelt und eine tiefergehende Analyse des Einflusses von Tagesbaustellen den Rahmen dieser Arbeit übersteigen würde, wird diese Ungenauigkeit hingenommen.

Die Analyse der Geschwindigkeiten an der Dauerzählstelle *Oelde* konnte auch zeigen, dass die Gegenfahrbahn von Tagesbaustellen nicht beeinflusst wird. Durch die lediglich anhand eines Beispiels durchgeführte Untersuchung ist nicht sichergestellt, dass ein Einfluss auf den Gegenverkehr bei allen Tagesbaustellen ausgeschlossen ist. Auch hier muss jedoch für eine genauere Untersuchung auf zukünftige Forschung verwiesen werden, da dies nicht den Kern dieser Arbeit trifft und den Rahmen der Arbeit übersteigen würde. Daher wird in dieser Arbeit angenommen, dass sich der Einfluss von allen Tagesbaustellen auf den Baustellenbereich der betroffenen Richtungsfahrbahn beschränkt. FCD, die einem Zählstellenbereich innerhalb eines Baustellenbereichs zugeordnet sind, werden in Fahrtrichtung der Baumaßnahme für die Dauer der Tagesbaustelle von der Analyse ausgeschlossen.

Unfälle

Unfälle führen ebenfalls zu irregulären Verkehrsverhältnissen und müssen daher bei der Ermittlung irregulärer Messwerte berücksichtigt werden. Ein Datensatz mit Unfalldaten für das Jahr 2015 sollte über (OpenGeodata.NRW 2018) zur Verfügung stehen. Der dort befindliche Datensatz enthält jedoch Daten aus dem Jahr 2016, weshalb die hier genutzten Daten direkt von Straßen.NRW bezogen wurden. Tabelle 13 zeigt die wichtigsten Attribute des Datensatzes.

Tabelle 13: Attribute Unfälle (vgl. Landesbetrieb Straßenbau NRW 2018)

Attribut	Beschreibung
FID	Eindeutige Kennung innerhalb der Tabelle
Shape	Geometrie
STRKL	Straßenklasse
STRNR	Straßennummer
FAHRTRI	Fahrtrichtung
UNFZEIT	Datum und Uhrzeit des Unfalls
HAUPTUNFT	Hauptunfalltyp
UNFART	Unfallart
UNFKAT	Unfallkategorie
UNFKATKNZ	Kennziffer der Unfallkategorie
STRZUST1	1. Straßenzustand

Die Datenbank enthält 26.517 Unfälle auf Autobahnen, Bundes-, Landes- und Kreisstraßen. Es wird davon ausgegangen, dass nur Unfälle auf Autobahnen eine Auswirkung auf den Verkehrsablauf auf Autobahnen haben. Daher wird der Datensatz nach $STRKL = A$ gefiltert. Einflüsse von Unfällen im untergeordneten Netz im Bereich von Autobahnanschlussstellen bleiben somit unberücksichtigt. Es verbleiben 5.532 Unfälle.

Unfälle werden in Abhängigkeit der schwersten Unfallfolge in sechs Unfallkategorien eingeteilt:

- Kat. 1: Unfälle mit mindestens einem getöteten Verkehrsteilnehmer
- Kat. 2: Unfälle mit mindestens einem schwerverletzten Verkehrsteilnehmer
- Kat. 3: Unfälle mit mindestens einem leichtverletzten Verkehrsteilnehmer
- Kat. 4: schwerwiegender Unfall mit Sachschaden, mindestens ein Fahrzeug ist nicht mehr fahrtüchtig
- Kat. 5: sonstiger Unfall mit Sachschaden
- Kat. 6: alle übrigen Sachschadenumfälle unter Einfluss berauschender Mittel

(vgl. Degener 2012, S. 8)

In der Unfall-Datenbank sind Unfälle bis zur Unfallkategorie 4 enthalten. Die Unfälle verursachen durch die Sperrung eines oder mehrerer Fahrstreifen eine Engstelle oder eine Vollsperrung, die sich negativ auf den Verkehrsablauf auswirkt. Im Folgenden wird anhand zufällig gewählter Beispiele für jede Unfallkategorie mittels FCD ermittelt, wie stark sich ein Unfall auf den Verkehrsfluss auswirkt. Das Vorgehen zur Untersuchung des Einflussbereichs eines Unfalls ist für jede Unfallkategorie identisch:

1. Im ersten Schritt werden für jede Unfallkategorie Unfälle mit wachsenden Abständen zu einer Dauerzählstelle zufällig ausgewählt. Die untersuchten Unfälle müssen stromabwärts einer Dauerzählstelle liegen, da sich die negativen Einflüsse auf den Verkehrsfluss in Form von Stoßwellen entgegen der Fahrtrichtung ausbreiten (vgl. *Kontinuumstheorie* in Kapitel 2.5.1). Für den Streckenabschnitt im Bereich der Zählstelle in Fahrtrichtung des Unfalls wird eine Geschwindigkeitsganglinie erstellt, um zu prüfen, ob ein Geschwindigkeitseinbruch vorliegt, der in zeitlichem Zusammenhang mit dem Unfall stehen könnte. Die Dauer des Geschwindigkeitseinbruchs dient als Maß für die zeitliche Auswirkung der Unfallkategorie, die Entfernung von der Dauerzählstelle zur Unfallstelle ist ein Hinweis auf die räumliche Auswirkung eines Unfalls.

Um sicherzustellen, dass der Unfall ursächlich für den Geschwindigkeitseinbruch ist und keine strukturelle Überlastung vorliegt, wird die Geschwindigkeitsganglinie mit an den gleichen Wochentagen des ersten Halbjahres 2015 auf dem gleichen Streckenabschnitt gemessenen Geschwindigkeiten verglichen. Weichen die Geschwindigkeiten zur Zeit des Unfalls stark von den Geschwindigkeiten ab, die üblicherweise zu dieser Zeit gefahren werden, ist davon auszugehen, dass der Geschwindigkeitseinbruch in der Geschwindigkeitsganglinie auf den Unfall zurückzuführen ist.

Es werden solange weiter entfernte Unfälle untersucht bis keine eindeutigen Unterschiede zwischen den Messwerten am Unfalltag und den Messwerten an normalen Tagen mehr

erkennbar sind. Der Mittelwert aus den Entfernungen zwischen der Zählstelle und dem am weitesten entfernten Unfall, bei dem Unterschiede zu erkennen sind bzw. nicht mehr zu erkennen sind, wird als Maß für den räumlichen Wirkungsbereich eines Unfalls der jeweiligen Unfallkategorie angenommen.

Mögliche Auswirkungen auf kreuzende Streckenabschnitte werden nicht untersucht, da dies den Umfang dieser Arbeit übersteigen würde. Die hieraus entstehenden Ungenauigkeiten werden als gering eingeschätzt und können vernachlässigt werden.

2. In einem zweiten Schritt wird untersucht, ob auch im Gegenverkehr, bedingt durch die Neugier mancher Fahrer, Auswirkungen auf den Verkehrsablauf zu erkennen sind, wie sie beispielsweise im HCM, berücksichtigt werden (vgl. HCM 2000, S. 22-11). Da der Verkehr in diesem Fall entgegen der Fahrtrichtung des Unfalls verläuft, müssen Unfälle untersucht werden, die stromaufwärts der Dauerzählstelle stattgefunden haben. Sofern dies möglich ist, sollte ein Unfall gewählt werden, der sich auf Höhe der Zählstelle ereignet hat, da hier am ehesten Auswirkungen auf den Verkehrsfluss der Gegenrichtung zu erwarten sind, wenn die Fahrer durch den direkten Blick auf die Unfallstelle abgelenkt werden.

Die anhand des beschriebenen Vorgehens ermittelten Kennwerte werden auf ein Vielfaches einer halben Stunde bzw. ganze Kilometer gerundet und für alle Unfälle der jeweiligen Kategorie als Einflussbereich angenommen. Es ist davon auszugehen, dass neben der Unfallkategorie weitere Faktoren, wie beispielsweise die Anzahl oder die Art der in den Unfall verwickelten Fahrzeuge, Einfluss auf Dauer und räumlichen Wirkungsbereich eines Unfalls haben (vgl. Regler 2004, S. 177). Eine genauere Untersuchung des Einflusses von Unfällen auf den Verkehrsfluss würde über den Rahmen dieser Arbeit hinausgehen und sollte daher Inhalt weiterer Forschung sein. Darüber hinaus ist die Dauer, in der ein Unfall Auswirkungen auf den Verkehrsablauf hat, bezogen auf ein halbes Jahr, das die Datengrundlage dieser Arbeit darstellt, als sehr gering einzuschätzen. Ungenauigkeiten, die durch das beschriebene Verfahren entstehen, können daher vernachlässigt werden.

Einflussbereich von Unfällen der Kategorie 1

Im Jahr 2015 ereigneten sich auf nordrhein-westfälischen Autobahnen 55 Unfälle der Unfallkategorie 1. Die Datengrundlage zur Untersuchung des Einflussbereichs von Unfällen der Kategorie 1 ist somit sehr klein. Der erste untersuchte Unfall ereignete sich am 18.04.15 (Samstag) gegen 16:15 Uhr ca. 580 m stromabwärts der Zählstelle *Dortmund-Eichlinghofen* in nördlicher Fahrtrichtung. Abbildung 28 zeigt die Geschwindigkeitsganglinie an der Dauerzählstelle an diesem Tag (rot) und den Vergleich mit den üblicherweise auf der Richtungsfahrbahn des Zählstellenbereichs an Samstagen gefahrenen Geschwindigkeiten (blau). Die vertikale Linie markiert den Zeitpunkt des Unfalls. Nach dem Unfall um 16:15 Uhr werden bis 19:55 Uhr lediglich drei Fahrzeuge registriert. Diese Fahrzeuge fahren mit Geschwindigkeiten kleiner 10 km/h. Erst nach 19:55 Uhr werden wieder Geschwindigkeiten gemessen, die annähernd das Niveau vor dem Unfall erreichen. Es ist zu erkennen, dass es in diesem Bereich sonst zu keinen derart starken Geschwindigkeitseinbrüchen kommt. Daher kann der Geschwindigkeitseinbruch eindeutig auf den Unfall zurückgeführt werden. Es ist davon auszugehen, dass der Netzabschnitt nach dem Unfall für rund drei Stunden und 40 Minuten gesperrt war.

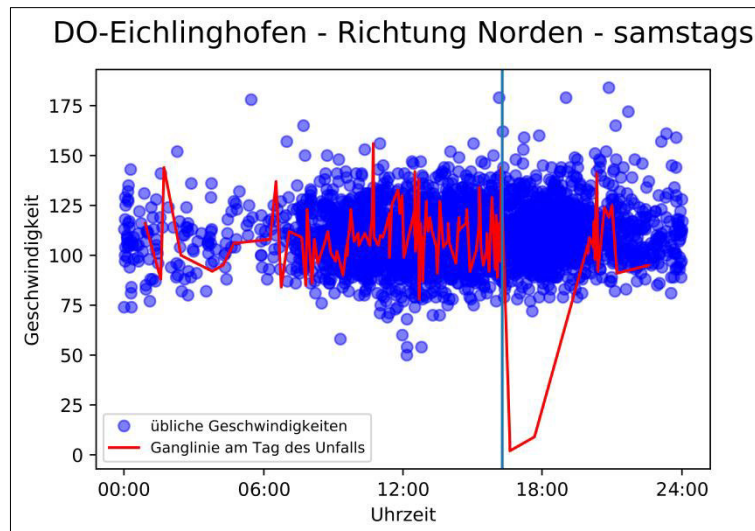


Abbildung 28: Zählstellenbereich Dortmund-Eichlinghofen (Fahrtrichtung Norden) samstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

Der zweite analysierte Unfall ereignete sich am 19.06.2015 (Freitag) um 15:06 Uhr. Der Unfallort liegt ca. 8.100 m stromabwärts der Dauerzählstelle *Waltrop-Brambauer* in Fahrtrichtung Westen. Die Geschwindigkeitsganglinie in Abbildung 29 zeigt einen deutlichen Geschwindigkeitseinbruch. Dieser findet jedoch erst um 16:26 Uhr und somit eine Stunde und 20 Minuten nach dem Unfall statt. Grund hierfür ist die Zeit, die die Schockwelle benötigt, um von der Unfallstelle bis zur Dauerzählstelle zu wandern. Der Vergleich mit anderen Samstagen im Jahr 2015 zeigt, dass es an der Zählstelle üblicherweise nicht zu solchen Einbrüchen kommt, was klar darauf hindeutet, dass der Unfall auch rund 8,1 km stromaufwärts noch einen starken Einfluss auf den Verkehrsablauf hat. Dieser ist jedoch zeitlich verschoben. Erst ab 19:23 Uhr, also vier Stunden und 17 Minuten nach dem Unfall, werden wieder Geschwindigkeiten gemessen, die dem Niveau vor dem Unfall entsprechen.

Ein weiterer Unfall fand am 11.05.2015 (Montag) um 15:40 Uhr ca. 11.400 m stromabwärts der Zählstelle *Schloss Burg* in Fahrtrichtung Süden statt. Die Ganglinie (siehe Abbildung 30) gibt nach dem Unfall keinen eindeutigen Hinweis auf einen Geschwindigkeitseinbruch. Die Geschwindigkeiten streuen sehr stark aber der Vergleich mit den üblicherweise gefahrenen Geschwindigkeiten ergibt, dass sich die Geschwindigkeiten am Tag des Unfalls innerhalb der üblichen Streuung befinden.

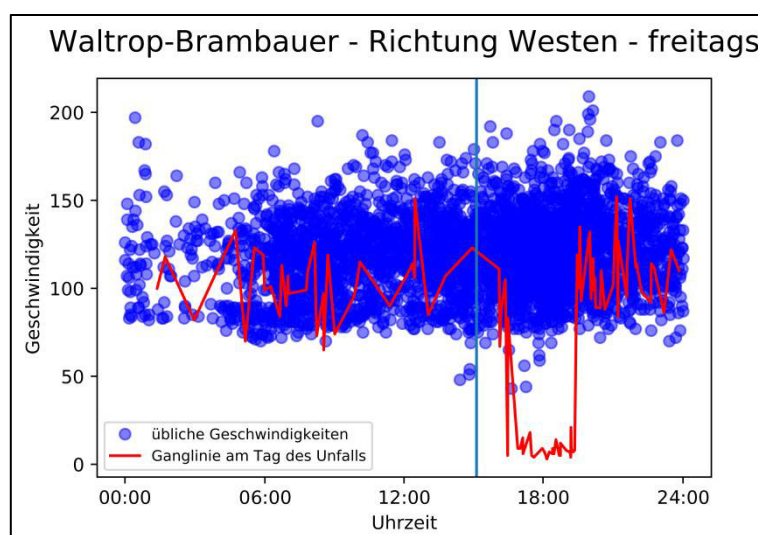


Abbildung 29: Zählstellenbereich Waltrop-Brambauer (Fahrtrichtung Westen) freitags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

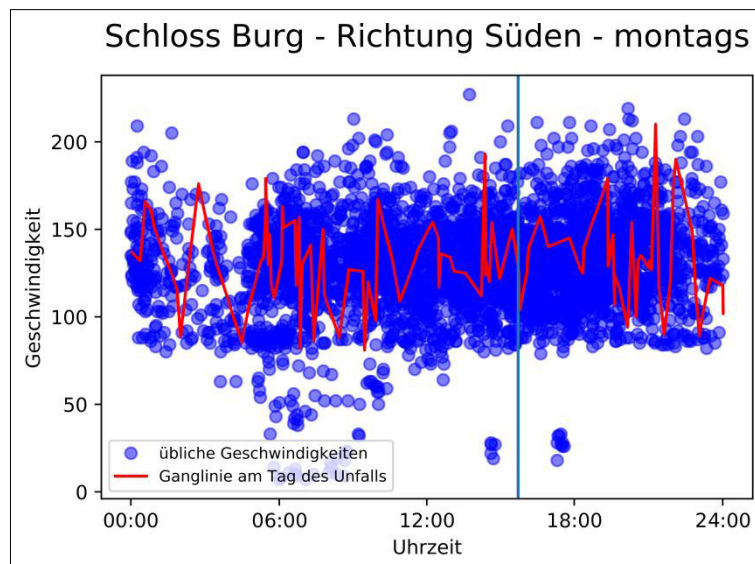


Abbildung 30: Zählstellenbereich Schloss Burg (Fahrtrichtung Süden) montags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

Für den räumlichen Wirkungsbereich eines Unfalls der Kategorie 1 wird daher eine Entfernung von 10 km angenommen. Um die zeitliche Verschiebung bei größerer Entfernung zur Unfallstelle zu berücksichtigen, wird ein zeitlicher Wirkungsbereich von 4,5 Stunden angenommen.

Die Auswirkungen auf den Gegenverkehr werden an einem Unfall untersucht, der sich am Dienstag den 30.06.2015 um 12:03 Uhr ca. 80 m stromaufwärts der Zählstelle *AK Kamp-Lintfort (N)* in südlicher Richtung ereignet hat. In der Gegenrichtung wurden an diesem Tag lediglich 40 FC-Tupel gemessen. Trotz der geringen Zahl der Messwerte wird dieser Unfall analysiert, da er der einzige Unfall der Kategorie 1 im ersten Halbjahr 2015 ist, der annähernd auf Höhe einer Dauerzählstelle stattfand und somit am ehesten einen Hinweis auf eine Beeinflussung des Gegenverkehrs liefert. Die Geschwindigkeitsganglinie (siehe Abbildung 31) weist über den gesamten Tagesverlauf eine starke Streuung auf. Nach dem Unfall kommt es kurzzeitig zu besonders geringen Geschwindigkeiten, was auf eine Beeinflussung des Gegenverkehrs hinweisen könnte. Der Vergleich mit den üblicherweise zu dieser Zeit gefahrenen Geschwindigkeiten zeigt jedoch, dass diese Streuungen häufiger vorkommen. Ein Einfluss des Unfalls auf den Gegenverkehr kann daher nicht eindeutig festgestellt werden und wird daher auch für keinen anderen Unfall der Kategorie 1 angenommen.

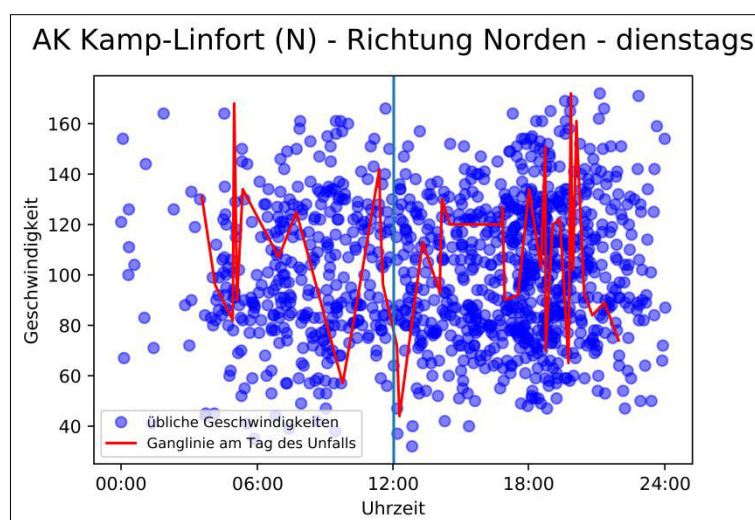


Abbildung 31: Zählstellenbereich AK Kamp-Lintfort (N) (Fahrtrichtung Norden) dienstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

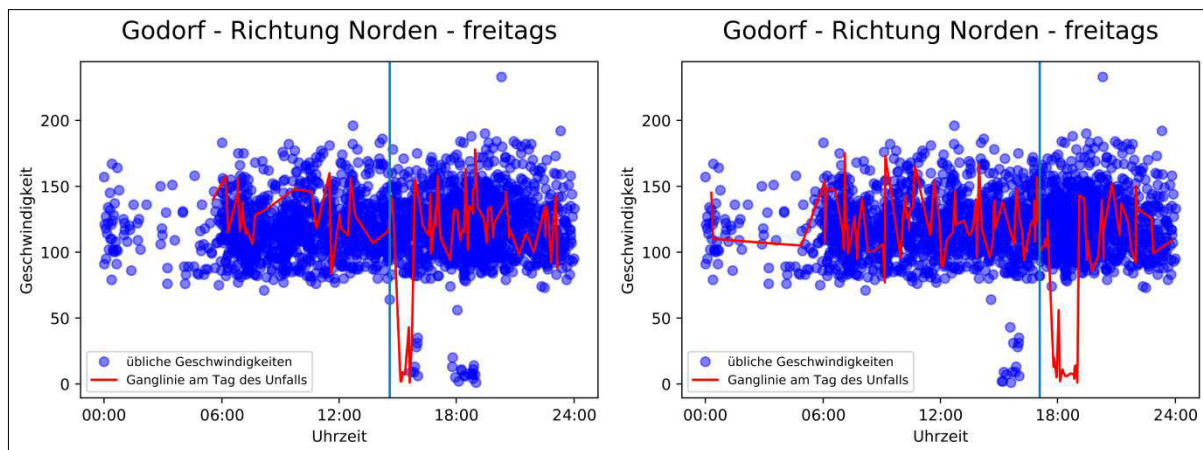


Abbildung 32: Zählstellenbereich Godorf (Fahrtrichtung Norden) freitags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

Einflussbereich von Unfällen der Kategorie 2

Im Jahr 2015 fanden auf Autobahnen in Nordrhein-Westfalen 945 Unfälle der Kategorie 2 statt. In dieser Unfallkategorie wird zunächst ein Unfall analysiert, der am 24.04.2015 (Freitag) um 14:34 Uhr rund 1.700 m stromabwärts der Dauerzählstelle *Godorf* in Fahrtrichtung Norden stattgefunden hat. In der Geschwindigkeitsganglinie in Abbildung 32 links ist ein deutlicher Geschwindigkeitseinbruch kurz nach dem Unfall zu erkennen. Erst um 15:51 Uhr, eine Stunde und 17 Minuten nach dem Unfall, erreichen die Geschwindigkeiten wieder das Niveau wie vor dem Unfall. Der Vergleich mit den üblicherweise an Freitagen gefahrenen Geschwindigkeiten zeigt, dass die Geschwindigkeiten im Bereich der Zählstelle *Godorf* freitags üblicherweise höher liegen und daher ist von einem Einfluss des Unfalls auf den Verkehrsfluss auszugehen.

Lediglich an einem weiteren Freitag konnte ein ähnlicher Geschwindigkeitseinbruch gemessen werden. Ursache hierfür ist ein Unfall, der am 16.01.2015 um 17:03 Uhr in gleicher Fahrtrichtung 4.100 m stromabwärts der Zählstelle *Godorf* stattfand. Abbildung 32 rechts bestätigt, dass diese beiden Unfälle für die gemessenen Einbrüche der Geschwindigkeit verantwortlich sind. Eine Auswertung der Geschwindigkeitsganglinie des 16.01.2015 ergibt, dass ab 19:04 Uhr und somit zwei Stunden und eine Minute nach dem Unfall wieder mit den üblichen Geschwindigkeiten gefahren werden konnte.

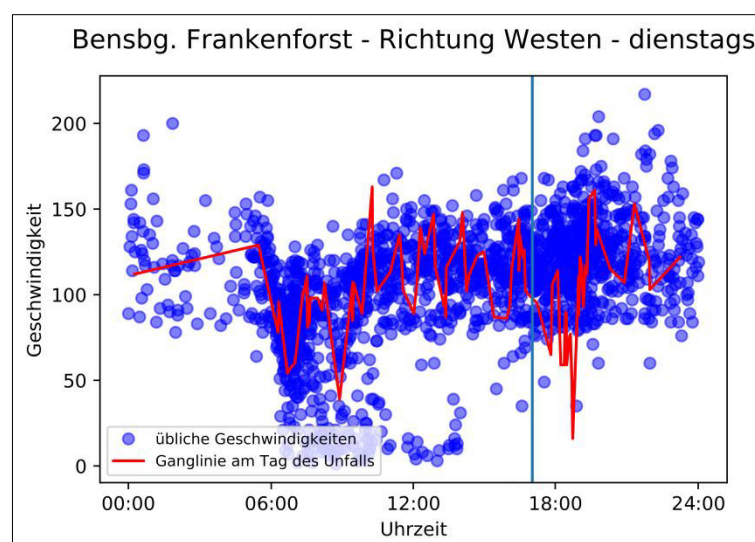


Abbildung 33: Zählstellenbereich Bensbg. Frankenforst (Fahrtrichtung Westen) dienstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

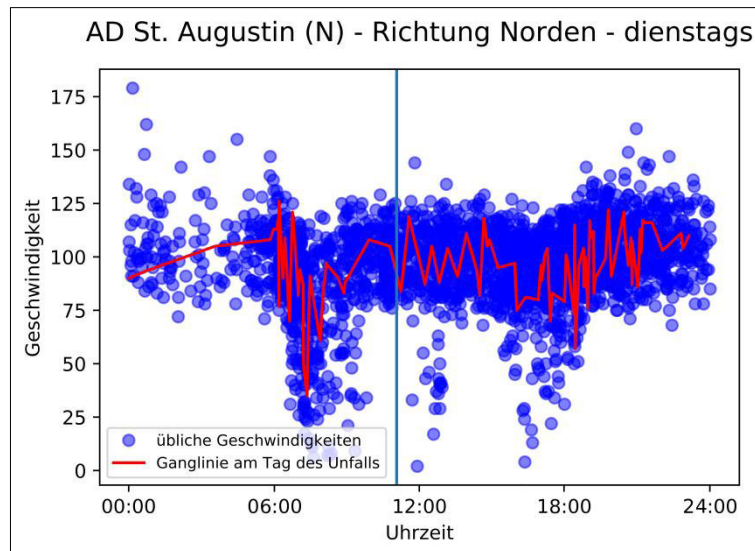


Abbildung 34: Zählstellenbereich AD St. Augustin (N) (Fahrtrichtung Norden) dienstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

Ein weiterer Unfall fand am 27.01.2015 (Dienstag) um 16:58 Uhr ca. 5.600 m stromabwärts der Dauerzählstelle *Bensbg. Frankenforst* in westlicher Fahrtrichtung statt. Die Geschwindigkeitsganglinie und der Vergleich mit den zu dieser Zeit üblichen Geschwindigkeiten in Abbildung 33 zeigen, dass es ab 18:09 Uhr, eine Stunde und elf Minuten nach dem Unfall, zu Geschwindigkeiten kommt, die unter den üblichen Geschwindigkeiten liegen. Allerdings streuen die Geschwindigkeiten recht stark, so dass einige Messwerte auch im Bereich der üblichen Geschwindigkeiten liegen. Ab 18:55 Uhr, eine Stunde und 57 Minuten nach dem Unfall, werden nur noch Geschwindigkeiten im üblichen Bereich gemessen. Somit ist von einem geringen Einfluss des Unfalls auf den Verkehrsablauf auszugehen.

Nach einem Unfall am 12.05.2015 (Dienstag) um 11:04 Uhr ca. 6.800 m stromabwärts der Zählstelle *AD St. Augustin (N)* in nördlicher Fahrtrichtung können an der Zählstelle selbst keine Auswirkungen auf den Verkehrsfluss festgestellt werden, die auf den Unfall zurückzuführen sind. Die Ganglinie in Abbildung 34 gibt keinen Hinweis auf einen durch den Unfall verursachten Geschwindigkeitseinbruch und auch der Vergleich mit den üblichen Geschwindigkeiten zeigt, dass die Geschwindigkeiten am Tag des Unfalls im Bereich der üblicherweise zu dieser Zeit gefahrenen Geschwindigkeiten liegen.

Am Mittwoch den 11.02.2015 um 07:45 Uhr fand ca. 15 m stromaufwärts der Dauerzählstelle

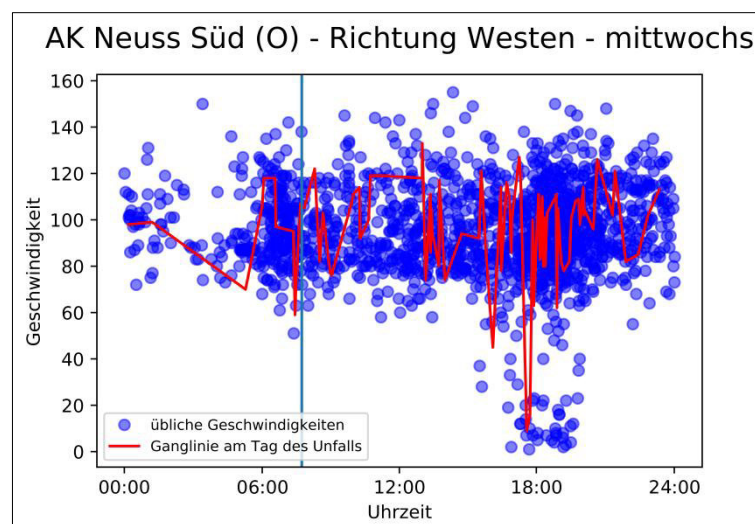


Abbildung 35: Zählstellenbereich AK Neuss Süd (O) (Fahrtrichtung Westen) mittwochs mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

AK Neuss Süd (O) in östlicher Richtung ein Unfall der Kategorie 2 statt. Dieser Unfall wird analysiert um einen möglichen Einfluss des Unfalls auf den Gegenverkehr festzustellen. Abbildung 35 zeigt die Geschwindigkeitsganglinie im Zählstellenbereich auf der Gegenfahrbahn am Tag des Unfalls sowie die üblicherweise mittwochs gefahrenen Geschwindigkeiten. Die Ganglinie gibt jedoch keinen Hinweis darauf, dass der Gegenverkehr durch einen Unfall der Kategorie 2 beeinflusst wird. Auch der Vergleich mit den üblicherweise gefahrenen Geschwindigkeiten bestätigt diese Erkenntnis.

Für Unfälle der Kategorie 2 werden daher eine räumliche Auswirkung von 6 km und eine zeitliche Auswirkung von zwei Stunden angenommen. Eine Beeinflussung des Gegenverkehrs wird nicht angenommen. Da weder für Unfälle der Kategorie 1 noch für Unfälle der Kategorie 2 ein Einfluss auf den Gegenverkehr festgestellt werden konnte, wird davon ausgegangen, dass auch Unfälle der Kategorie 3 und 4 keine Auswirkungen auf den Verkehrsfluss der Gegenfahrbahn haben.

Einflussbereich von Unfällen der Kategorie 3

Im Jahr 2015 fanden auf nordrheinwestfälischen Autobahnen 2882 Unfälle der Kategorie 3 statt. Der erste analysierte Unfall dieser Unfallkategorie ereignete sich am 26.03.2015 (Donnerstag) um 09:04 Uhr auf Höhe der Zählstelle *Unna-Süd* in Fahrtrichtung Westen. Abbildung 36 zeigt die Geschwindigkeitsganglinie und den Vergleich mit den üblicherweise gefahrenen Geschwindigkeiten. Es ist zu erkennen, dass die Geschwindigkeiten über den gesamten Tagesverlauf stark schwanken. Ein Geschwindigkeitseinbruch nach dem Unfall ist dennoch deutlich zu erkennen. Erst um 11:07 Uhr, zwei Stunden und drei Minuten nach dem Unfall, erreichen die Geschwindigkeiten wieder konstant das Niveau wie vor dem Unfall. Dass der Geschwindigkeitseinbruch in Zusammenhang mit dem Unfall steht, bestätigt der Vergleich mit den üblicherweise gefahrenen Geschwindigkeiten. Hier ist zu erkennen, dass es um diese Tageszeit in der Regel zu keinen Geschwindigkeitseinbrüchen kommt.

Für einen Unfall, der sich am 16.04.2015 um 19:18 Uhr (Donnerstag) ca. 500 m stromabwärts der Dauerzählstelle *Dortmund Süd* in Fahrtrichtung Süden ereignete, kann an der Zählstelle selbst bereits kein Einfluss durch den Unfall mehr nachgewiesen werden. Der in Abbildung 37 erkennbare Geschwindigkeitseinbruch in der Ganglinie fand vor dem Unfall statt. Er ist auf eine Dauerbaustelle, die am 16.04.2015 am rund 1.800 m stromabwärts gelegenen *Westhofener Kreuz* eingerichtet wurde, und eine daraus resultierende Überlastung im Feierabendverkehr zurückzuführen. In der Zeit nach

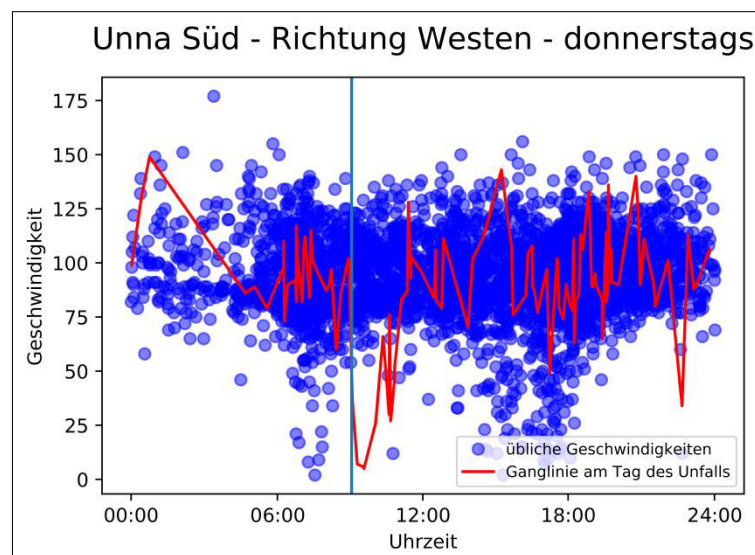


Abbildung 36: Zählstellenbereich Unna-Süd (Fahrtrichtung Westen) donnerstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

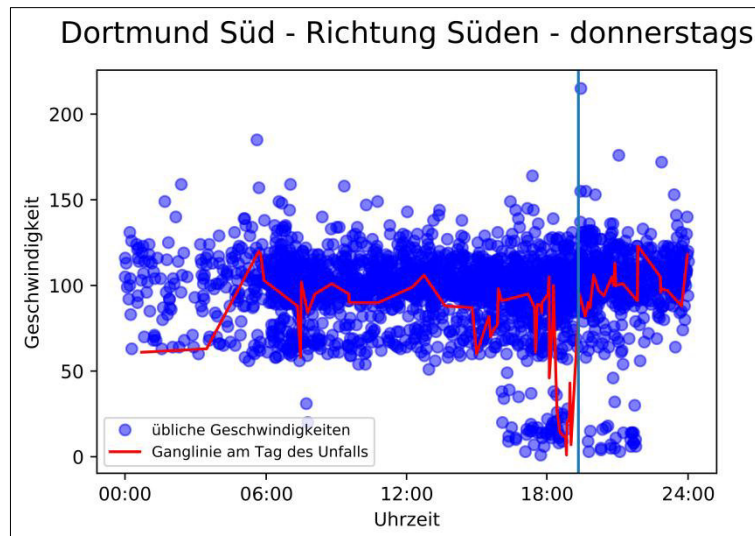


Abbildung 37: Zählstellenbereich Dortmund Süd (Fahrtrichtung Süden) donnerstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

dem Unfall ist hingegen kein Hinweis auf eine Beeinflussung des Verkehrs zu erkennen. Der Vergleich mit den üblicherweise gefahrenen Geschwindigkeiten bestätigt die Überlastung aufgrund der Dauerbaustelle im Feierabendverkehr, gibt aber ebenfalls keinen Hinweis auf eine Beeinflussung durch den Unfall.

Es wird daher angenommen, dass ein Unfall der Kategorie 3 nur dann einen Einfluss auf die in den FC-Datensätzen enthaltenen Geschwindigkeiten hat, wenn sich der Unfall innerhalb eines Zählstellenebereichs ereignet hat. Für die zeitliche Auswirkung auf den Verkehrsfluss werden zwei Stunden angenommen.

Einflussbereich von Unfällen der Kategorie 4

Im Jahr 2015 fanden in NRW 1650 Unfälle der Kategorie 4 auf Autobahnen statt. Bei einem Unfall, der am 27.03.2015 (Freitag) um 20:25 Uhr ca. 50 m stromabwärts der Zählstelle *AK Kamp-Lintfort (N)* in südlicher Richtung stattfand, kann weder über die Geschwindigkeitsganglinie noch über den Vergleich mit den üblichen Geschwindigkeiten (siehe Abbildung 38) ein eindeutiger Hinweis auf eine Beeinflussung des Verkehrsflusses durch den Unfall gewonnen werden.

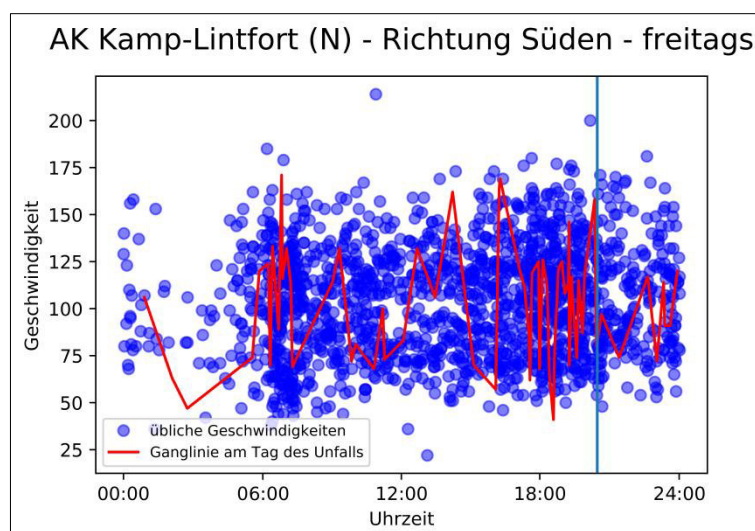


Abbildung 38: Zählstellenbereich AK Kamp-Lintfort (N) (Fahrtrichtung Süden) freitags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

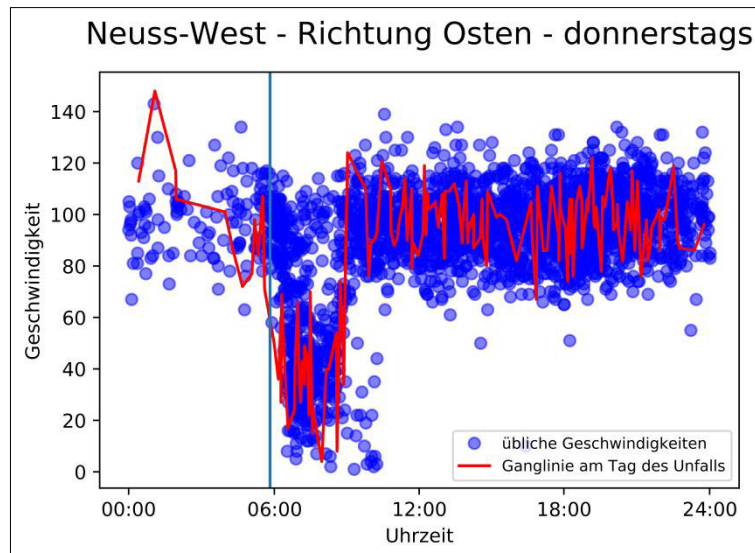


Abbildung 39: Zählstellenbereich Neuss-West (Fahrtrichtung Osten) donnerstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

Ein ähnliches Bild ergibt sich für einen Unfall der Kategorie 4 vom 30.04.2015 (Donnerstag) um 05:50 Uhr ca. 80 m stromabwärts der Zählstelle *Neuss-West* in östlicher Fahrtrichtung. Hier ist in der in Abbildung 39 dargestellten Geschwindigkeitsganglinie zwar unmittelbar nach dem Unfall ein Geschwindigkeitseinbruch zu erkennen, der Vergleich mit den üblichen Geschwindigkeiten zeigt jedoch, dass dieser Einbruch zu dieser Tageszeit regelmäßig stattfindet. Es kann daraus nicht abgeleitet werden, dass der Unfall ursächlich für die geringen Geschwindigkeiten ist.

Die Analyse eines Unfalls der Kategorie 4, der am 14.05.2015 (Donnerstag) um 12:20 ca. 60 m stromabwärts der Zählstelle *AK Leverkusen (W)* in westlicher Fahrtrichtung stattfand, zeigt andere Ergebnisse. Hier zeigt die Ganglinie in Abbildung 40 einen Geschwindigkeitseinbruch, der unmittelbar nach dem Unfall beginnt. Erst gegen 13:55 Uhr, eine Stunde und 35 Minuten nach dem Unfall, erreichen die Geschwindigkeiten wieder das Niveau wie vor dem Unfall. Der Vergleich mit den üblicherweise zu dieser Zeit gefahrenen Geschwindigkeiten zeigt, dass um diese Uhrzeit kein Geschwindigkeitseinbruch zu erwarten ist, was den Unfall als Ursache des Geschwindigkeitseinbruchs bestätigt. Allerdings muss beachtet werden, dass der Streckenabschnitt, auf dem der Unfall

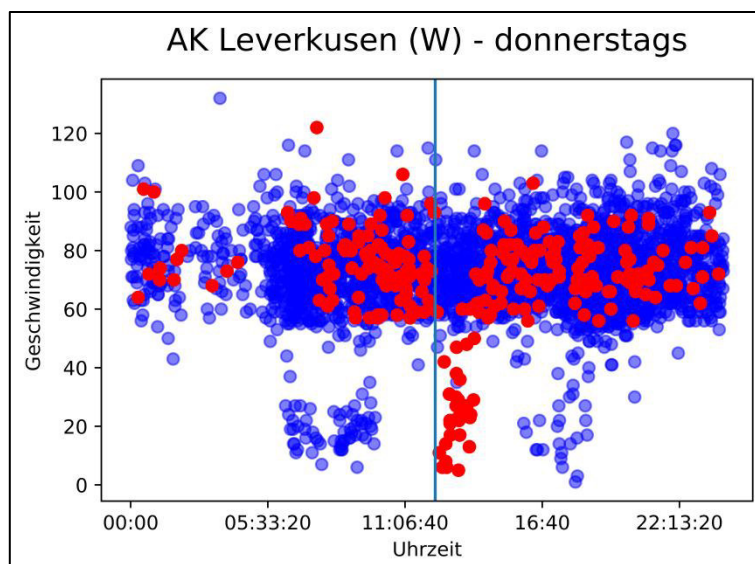


Abbildung 40: Zählstellenbereich AK Leverkusen (W) (Fahrtrichtung Westen) donnerstags mit und ohne Unfall (eigene Darstellung)

passierte, im gesamten ersten Halbjahr 2015 in einer Dauerbaustelle lag. Es kann daher nicht abgeschätzt werden, ob die räumlichen und zeitlichen Auswirkungen auch unter regulären Bedingungen diese Ausmaße angenommen hätten.

Die Wahl der Kennwerte für die räumliche und zeitliche Auswirkung eines Unfalls der Kategorie 4 orientiert sich daher an den ersten beiden untersuchten Unfällen. Einerseits werden die FCD des dritten untersuchten Unfalls ohnehin ausgeschlossen, da sie in einer Dauerbaustelle liegen (vgl. Abschnitt *Einflussbereich von Dauerbaustellen*), andererseits können aus diesem Unfall aufgrund der Baustelle keine allgemein gültigen Aussagen abgeleitet werden. Da allerdings davon auszugehen ist, dass auch Unfälle der Kategorie 4, ähnlich wie Unfälle der Kategorie 3, zumindest im direkten Umfeld des Unfalls einen negativen Einfluss auf den Verkehrsfluss haben, werden FCD von der weiteren Auswertung ausgenommen, wenn sich ein Unfall innerhalb des Zählstellenbereichs ereignet hat. Als zeitlicher Kennwert der Auswirkungen wird eine Stunde angenommen.

Zusammenfassung der Ergebnisse

Die anhand von FCD ermittelten räumlichen und zeitlichen Einflüsse eines Verkehrsunfalls auf den Verkehrsablauf, die als Kennwerte für den Ausschluss irregulärer Messwerte dienen, fasst Tabelle 14 zusammen.

Tabelle 14: Räumliche und zeitliche Auswirkungen von Unfällen

	Kategorie 1	Kategorie 2	Kategorie 3	Kategorie 4
Räumliche Auswirkung (stromaufwärts)	10 km	6 km	nur Zählstellenbereich	nur Zählstellenbereich
Zeitliche Auswirkung	4:30 Stunden	2 Stunden	2 Stunden	1 Stunde

Es ist festzuhalten, dass diese Annahmen auf den Analysen einzelner, zufällig ausgewählter Unfälle beruhen, die auf alle Unfälle der gleichen Unfallkategorie übertragen werden. Zur Differenzierung wird lediglich die Kenngröße Unfallkategorie genutzt. Eine empirische Untersuchung, die nicht auf zufällig gewählten Unfällen, sondern auf einer systematischen Analyse beruht und eine tiefere Differenzierung, beispielweise nach Hauptunfalltyp und Art des Unfalls, vornimmt, kann daher zu anderen Ergebnissen kommen, würde aber den Rahmen dieser Arbeit übersteigen. Eine genauere Untersuchung von Auswirkungen eines Unfalls auf den Verkehrsfluss mittels FCD kann daher als Grundlage für weitere Forschung dienen.

Ein Vergleich der mittels FCD ermittelten Kennwerte mit Werten, die REGLER anhand von Daten aus Dauerzählstellen ermittelte (vgl. Regler 2004, S. 171), zeigt, dass die FCD-Werte meist nahe am Mittelwert der von Regler festgestellten Werte liegen (siehe Tabelle 15). Lediglich für Unfälle der Kategorie 1 kommt es zu großen Abweichungen. Allerdings beruhen die Angaben REGLERs hierzu auf lediglich einem Unfall. REGLERs Analysen zeigen auch, dass die Standardabweichung für die jeweilige Unfallkategorie sehr hoch ist (vgl. Regler 2004, S. 175). Eine weitere Differenzierung der Unfälle in zukünftiger Forschung ist daher sinnvoll, um genauere Angaben über die Auswirkungen von Unfällen machen zu können. Die Feststellung, dass der Gegenverkehr nicht durch Unfälle beeinflusst wird,

deckt sich weitestgehend mit REGLERs Erkenntnissen. Er konnte nur in 24 von 200 Fällen eine Beeinflussung des Gegenverkehrs feststellen (vgl. Regler 2004, S. 187).

Tabelle 15: Räumliche und zeitliche Auswirkungen von Unfällen nach REGLER (vgl. Regler 2004, S. 175)

Unfallkategorie	Anzahl der Datensätze	Mittelwert [min]	Minimum [min]	Maximum [min]
Kategorie 1	1	128	128	128
Kategorie 2	9	120,7	84	231
Kategorie 3	48	82,7	53,5	309
Kategorie 4	15	56,4	26,7	98

Die durch das oben durchgeführte Verfahren anhand von FCD ermittelten Ergebnisse sind daher als plausibel einzuschätzen und können für das weitere Vorgehen übernommen werden. Zudem ist die zeitliche Auswirkung eines Unfalls auf den Verkehrsablauf, bezogen auf ein halbes Jahr, das Grundlage der Untersuchung in dieser Arbeit ist, gering. Daher können die ermittelten Werte als ausreichend genau angesehen und daraus entstehende Ungenauigkeiten vernachlässigt werden.

Die Unfalldaten werden zunächst mit Listing 07 für die weitere Bearbeitung vorbereitet. Um FCD ausschließen zu können, die einem Zählstellenbereich zugeordnet sind, der innerhalb der in Tabelle 14 zusammengefassten räumlichen Wirkungsbereiche liegt, muss für jeden Zählstellenbereich eine Fahrtrichtung und seine Lage im Verhältnis zu einem Unfall (stromaufwärts oder stromabwärts) ermittelt werden. Dies geschieht über die Angaben der Betriebskilometer für die jeweiligen Autobahnen. Ein Datensatz mit den Betriebskilometern kann über (OpenGeodata.NRW 2018) bezogen werden. Die wichtigsten Attribute des Datensatzes fasst Tabelle 16 zusammen.

Tabelle 16: Attribute Betriebskilometer (vgl. Landesbetrieb Straßenbau NRW 2018)

Attribut	Beschreibung
FID	Eindeutige Kennung innerhalb der Tabelle
Shape	Geometrie
STRKL	Straßenklasse
STRNR	Straßennummer
STAT	Station (m)
BKM	Kilometerangabe (m)
RICHT	Richtungsverlauf der Kilometrierung zur Stationierungsrichtung

Die Kilometerangaben sind für jede Autobahn verfügbar. In der Regel betragen die Abstände zwischen zwei Punkten 500 m. Jedem Start- und Endpunkt eines Zählstellenbereichs und jedem Unfall wird die nächstgelegene Kilometerangabe der jeweiligen Autobahn zugewiesen. Zum einen kann somit die Fahrtrichtung der Richtungsfahrbahnen der Zählstellenbereiche bestimmt werden. Zum anderen kann anhand der Angabe über die Fahrtrichtung des Unfalls festgestellt werden, ob sich ein Zählstellenbereich innerhalb des in Tabelle 14 angegebenen Radius stromaufwärts eines Unfalls befindet. Ist dies der Fall, werden die der betroffenen Richtungsfahrbahn zugeordneten FCD für die in Tabelle 14 angegebene Dauer nach dem Unfall von der weiteren Analyse ausgeschlossen. Das beschriebene Verfahren wird direkt mit der Löschung irregulärer Werte in Listing 08 umgesetzt (siehe Abschnitt *Als irregulär einzustufende Messwerte*).

Bei kurzen Zählstellenbereichen kann es passieren, dass Anfangs- und Endpunkt die gleiche Kilometerangabe zugeordnet wird, wenn diese mittig im Zählstellenbereich liegt. Um dies zu verhindern, werden in diesen Fällen „Hilfs-Kilometer“ händisch ergänzt, die die üblichen 500-m-Abstände weiter unterteilen und so sicherstellen, dass Anfangs- und Endpunkt unterschiedliche Kilometerangaben zugewiesen werden.

Als irregulär einzustufende Messwerte

Durch die in diesem Kapitel durchgeführten, stichprobenartigen FCD-Analysen, sowie die auf Messwerten aus Dauerzählstellen beruhenden Ergebnisse früherer Untersuchungen, kann eine Reihe von Kriterien aufgestellt werden, anhand derer ein FCD-Tupel als irregulär einzustufen ist:

- Umfeldbedingungen: Es wird davon ausgegangen, dass Niederschlag und Dauerfrost Einfluss auf den Verkehrsablauf haben. FCD-Tupel, die einem Zählstellenbereich zugeordnet sind, dessen nächstgelegene Wetterstation Niederschlagshöhen über einem Millimeter oder Tageshöchsttemperaturen unter 0°C meldet, werden an den betroffenen Tagen aussortiert. Die Tageszeit und daraus resultierende Lichtverhältnisse bleiben unberücksichtigt.
- Baustellen: Für Dauerbaustellen wird ein Einfluss auf den Verkehrsablauf auf beiden Richtungsfahrbahnen angenommen, bei Tagesbaustellen ist nur ein Einfluss auf den Verkehrsablauf der betroffenen Richtungsfahrbahn anzunehmen. In beiden Fällen beschränkt sich die räumliche Auswirkung auf den in den Datenbanken angegebenen Baustellenbereich. Um auch Baumaßnahmen zu berücksichtigen, die nur an einem Knotenpunkt stattfinden, wird ein Puffer mit 500 m Radius um den Knotenpunkt gelegt. Die zeitliche Auswirkung beschränkt sich ebenfalls auf die in den Datenbanken hinterlegten Anfangs- und Endzeiten der Baumaßnahme. FCD-Tupel, die einem Zählstellenbereich zugeordnet sind, der sich in einem Baustellenbereich befindet, werden für die Dauer der Baumaßnahme von der weiteren Analyse ausgeschlossen.
- Unfälle: Die angenommenen räumlichen und zeitlichen Auswirkungen eines Unfalls sind in Abbildung 14 zusammengefasst. FCD-Tupel, die einem Zählstellenbereich zugeordnet sind, der sich innerhalb des in Abbildung 14 angegebenen räumlichen Auswirkungsbereich stromaufwärts der Unfallstelle befindet, werden für die Dauer der zeitlichen Auswirkung als irregulär eingestuft und von der weiteren Auswertung ausgeschlossen.

Die unter irregulären Umfeldbedingungen erfassten Messwerte werden mittels Listing 08 aus dem in Kapitel 3.2.1 aufbereiteten Datensatz entfernt. Hiervon sind 3.316.265 FCD-Tupel betroffen. Die verbleibenden regulären Daten sind die Grundlage der weiteren Untersuchungen in Kapitel 5. Kapitel 3.3 fasst einige Statistiken zu dem regulären Datensatz zusammen.

3.3 Statistiken zum vorliegenden Datensatz

Der aufbereitete Datensatz, der nur unter regulären Bedingungen gemessene FCD enthält, umfasst 2.829.693 Tupel. Diese sind sowohl räumlich als auch zeitlich unterschiedlich verteilt. Abbildung 41 zeigt die räumliche Verteilung der Dauerzählstellen, an denen reguläre FCD gemessen wurden sowie die Anzahl der an den jeweiligen Zählstellen gemessenen FCD. Der Radius der Zählstellen wächst in der Darstellung linear mit der Anzahl der an der Zählstelle gemessenen FCD. Es ist zu erkennen, dass

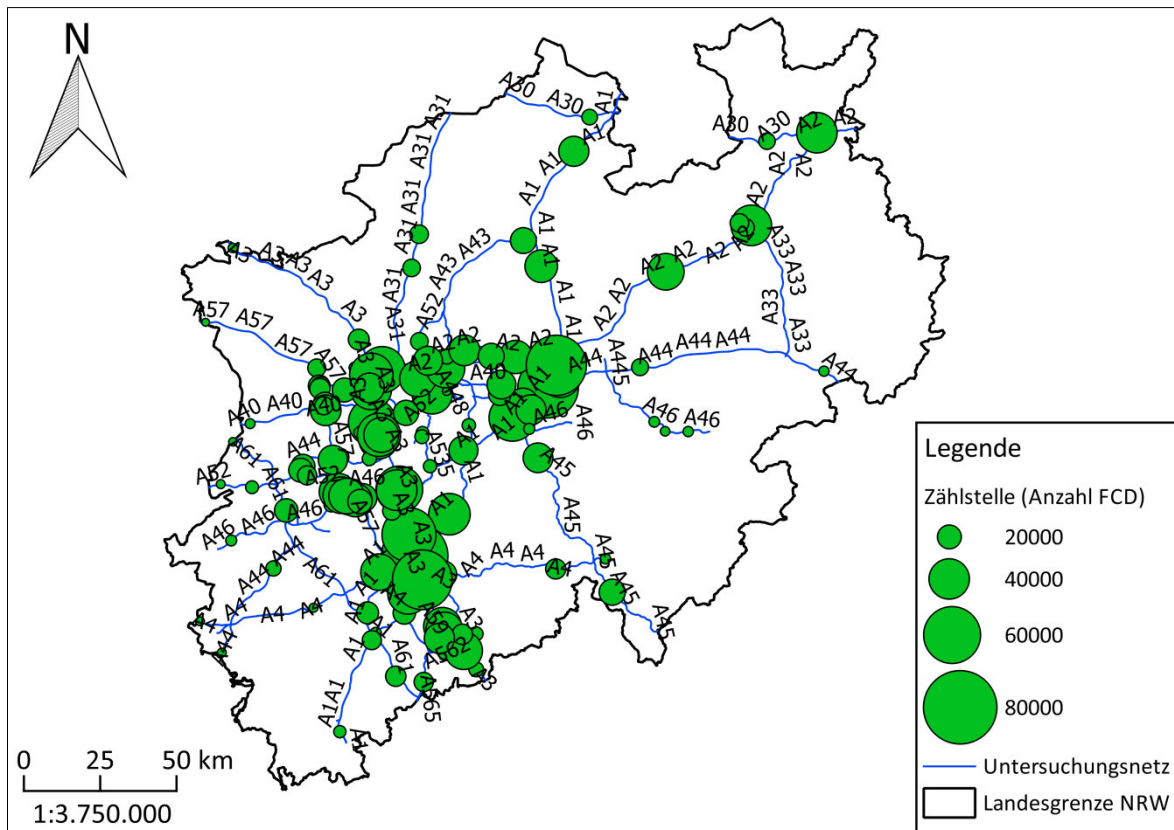


Abbildung 41: Zählstellen mit regulären FCD (eigene Darstellung, Kartengrundlage: OSM)

vor allem im Rhein-Ruhr-Gebiet viele FCD verfügbar sind, während die Anzahl der gemessenen FCD an den Rändern des Untersuchungsgebiets (mit Ausnahme der A1 und der A2) deutlich geringer ist. Die meisten Floating Cars (insgesamt 71.503) wurden im Zählstellenbereich *Leverkusen* erfasst.

Angaben zu Ausstattungsraten sind für den vorliegenden Datensatz nicht sinnvoll, da die Zählstellen alle Fahrzeuge registrieren, während die FCD-Datensätze nur unter regulären Umfeldbedingungen erfasste Messwerte enthalten. Eine Gegenüberstellung beider Werte würde die Ausstattungsraten daher zu gering ausfallen lassen. Insgesamt ist aber davon auszugehen, dass die Ausstattungsraten sehr gering sind. Den höchsten Wert mit regulären FCD weist die Zählstelle Hengsen im Zuge der A1 auf. Hier stehen 64.339 reguläre FCD-Tupel 19.578.434 im ersten Halbjahr an der Zählstelle gemessenen Fahrzeugen gegenüber. Als Ausstattungsraten ergibt sich ein Wert von nur 0,329%, der sich auf 0,486% erhöht, wenn auch irreguläre Werte mit einbezogen werden.

Allerdings ist, anders als bei den in Kapitel 3.1.2 beschriebenen Anwendungsfällen „Störfallerkennung“ bzw. „Schätzung von Verkehrsparametern“, nicht die Ausstattungsraten auf einem Streckenabschnitt, sondern die absolute Anzahl verfügbarer FCD die entscheidende Kenngröße, da nicht das Verkehrsgeschehen an einzelnen Netzabschnitten, sondern die q-v-Beziehungen für unterschiedliche Streckentypen untersucht werden. Um eine möglichst große Datenbasis zu erhalten, können in diesem Fall Messwerte gleicher Streckentypen zusammengefasst werden. Das Verfahren zur Ableitung der q-v-Beziehungen wird in Kapitel 5 näher erläutert.

Auch zeitlich kommt es zu starken Schwankungen. Während die Anzahl der pro Monat gemessenen FCD relativ konstant ist und nur im April und Mai über den in den anderen Monaten gemessenen

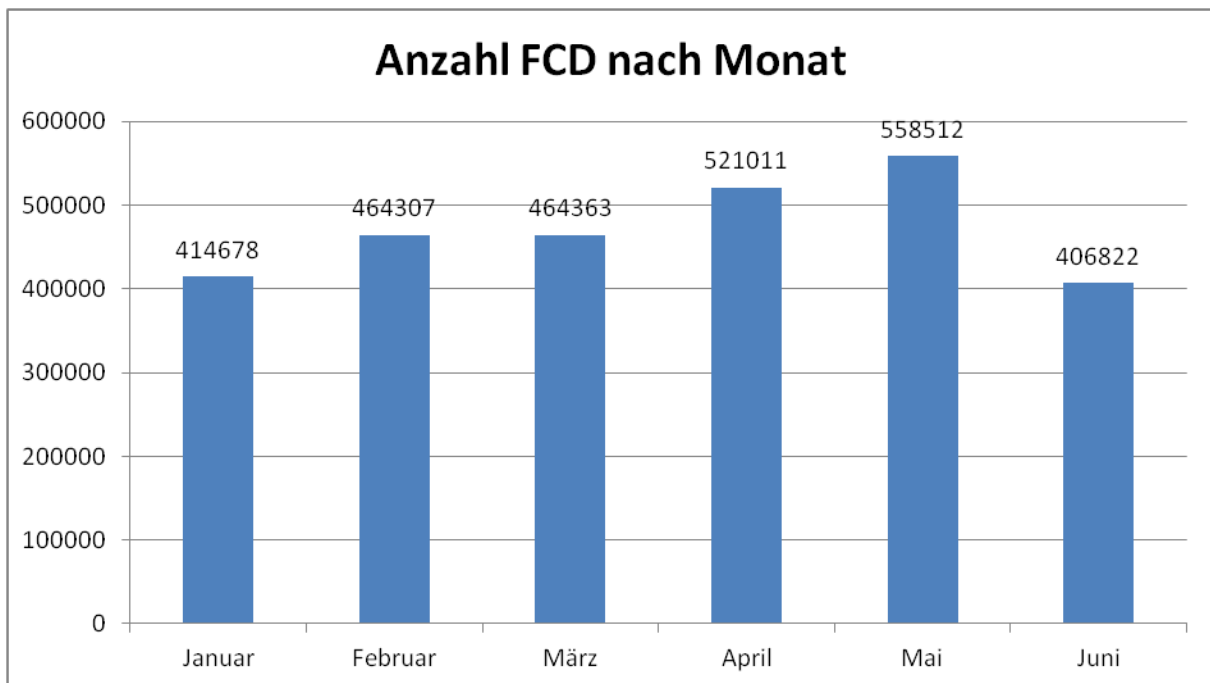


Abbildung 42: Anzahl FCD nach Monat (eigene Darstellung)

Werten liegt (siehe Abbildung 42), zeigt die Betrachtung der Wochentage in Abbildung 43, dass insbesondere am Wochenende vermehrt FCD erfasst werden. Die Analyse der Tagesganglinie ergibt, dass vor allem in den Abendstunden zwischen 17:00 Uhr und 20:00 Uhr hohe Werte auftreten, während nachts, insbesondere zwischen 01:00 Uhr und 05:00 Uhr nur eine geringe Anzahl FCD-Tupel registriert wird (vgl. Abbildung 44).

Ein Vergleich mit der Tagesganglinie der im ersten Halbjahr 2015 an den gleichen Zählstellen gemessenen tatsächlichen Verkehrsstärken (siehe Abbildung 45) zeigt, dass der Ausschlag in den Abendstunden bei den FCD-Werten deutlich höher ausfällt, als bei der Betrachtung aller Kfz. Dies ist ein Indiz dafür, dass sich die FCD-Stichprobe nicht aus dem Durchschnitt aller Verkehrsteilnehmer

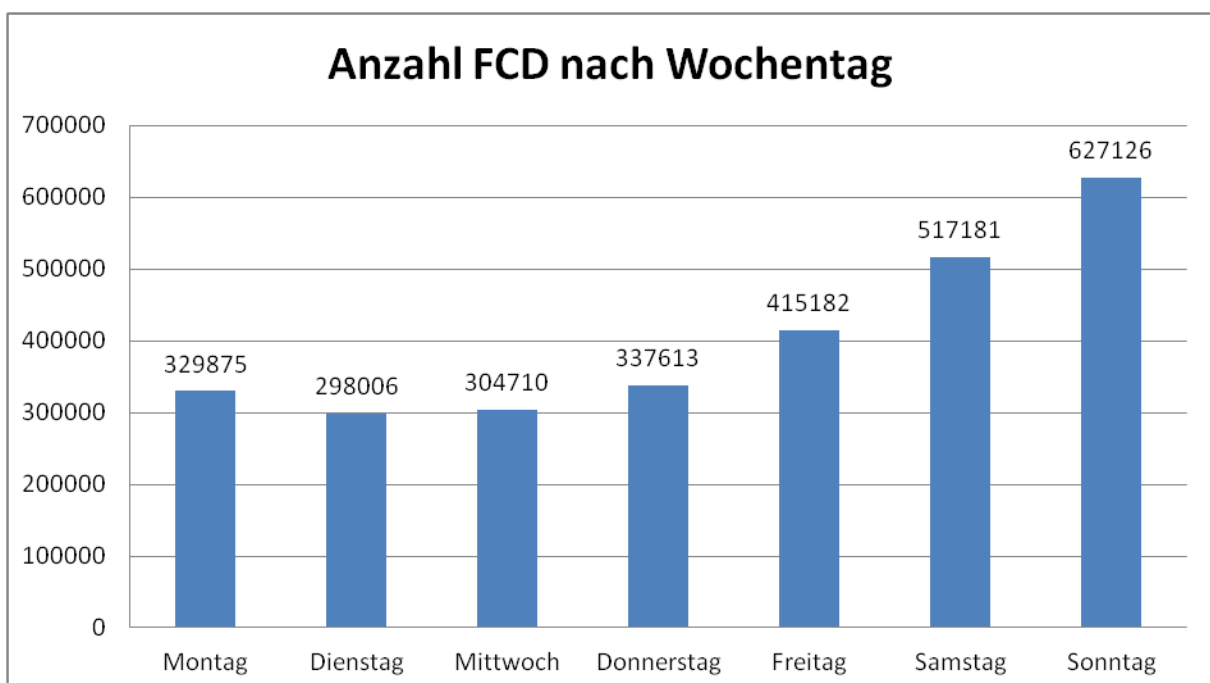


Abbildung 43: Anzahl FCD nach Wochentag (eigene Darstellung)

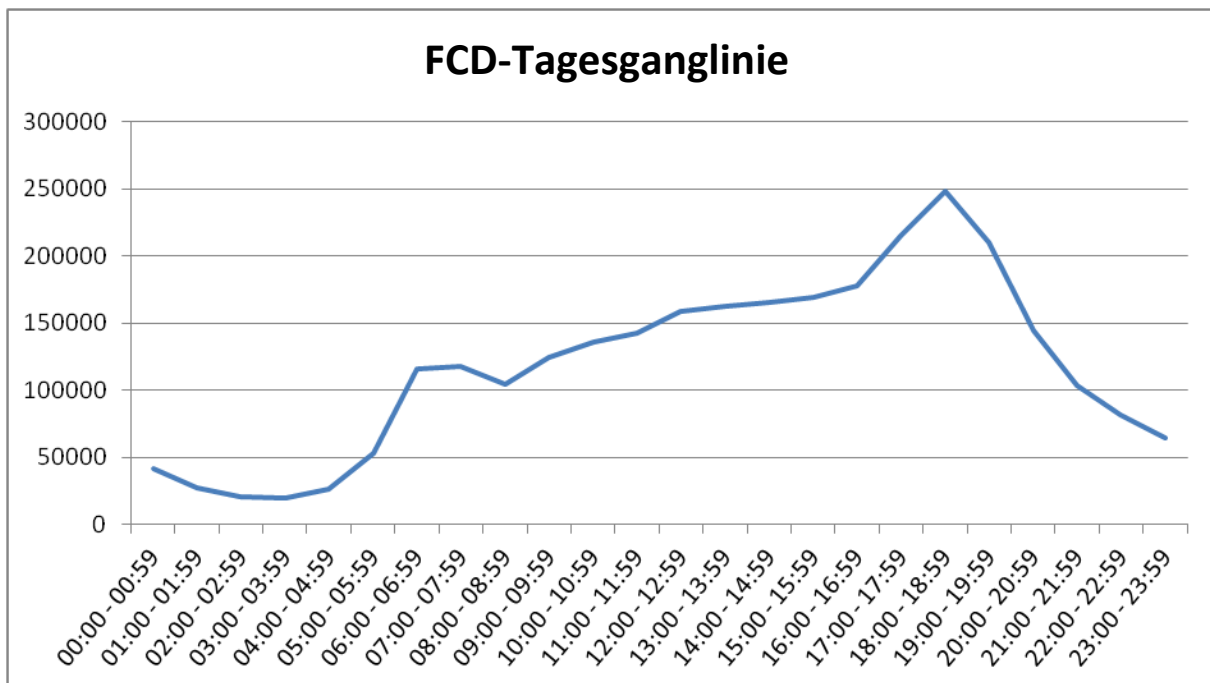


Abbildung 44: FCD-Tagesganglinie (eigene Darstellung)

zusammensetzt. Das bedeutet, dass Verkehrsteilnehmer, die insbesondere in den Mittags- und Abendstunden unterwegs sind, in der FCD-Stichprobe überrepräsentiert sind.

Das Histogramm in Abbildung 46 zeigt die Anzahl der FCD, die je Stunde auf einer Richtungsfahrbahn eines Zählstellenbereichs gemessen wurden, sofern mindestens ein Floating Car erfasst wurde. Insgesamt wurden in 524.788 Stunden reguläre FCD aufgezeichnet. Diese verteilen sich auf 129 Zählstellenbereiche mit jeweils zwei Richtungsfahrbahnen. Dies entspricht im Durchschnitt 2034 Stunden pro Richtungsfahrbahn, in denen im ersten Halbjahr 2015 reguläre FCD aufgezeichnet werden konnten. Somit konnte im Durchschnitt auf jeder der 258 Richtungsfahrbahnen mit regulären FCD in jeder zweiten Stunde mindestens ein FC erfasst werden. Durchschnittlich wurden in den 524.788 Stunden pro Richtungsfahrbahn jeweils 5,4 Floating Cars erfasst.

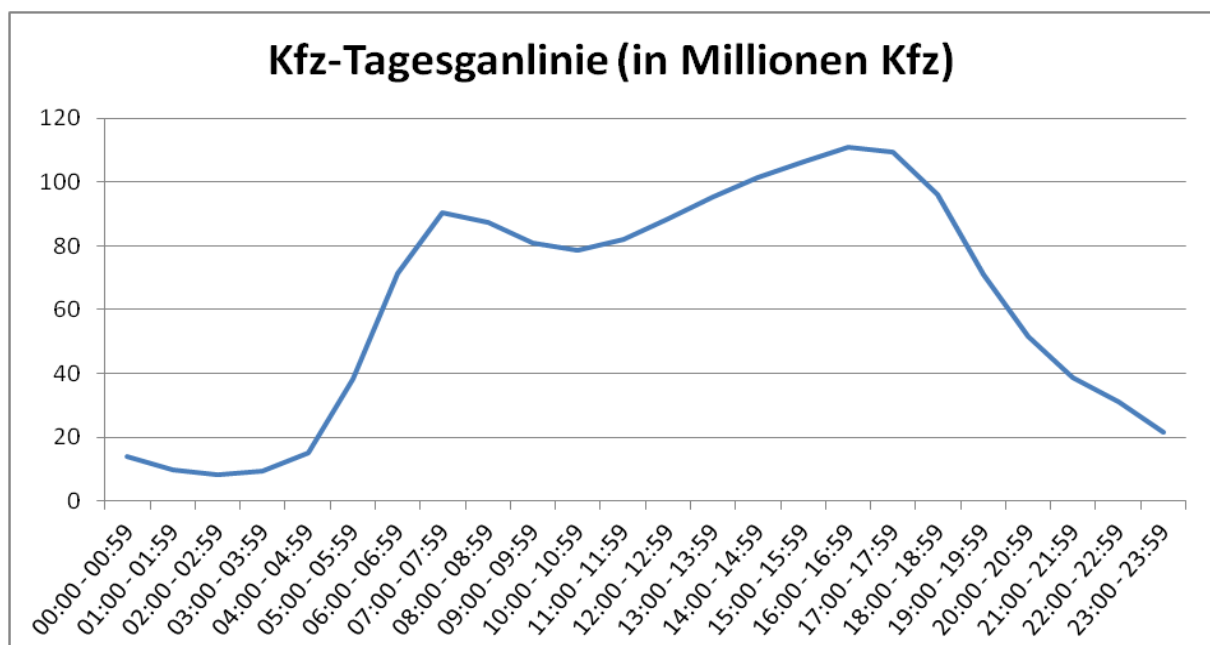


Abbildung 45: Kfz-Tagesganlinie (eigene Darstellung)

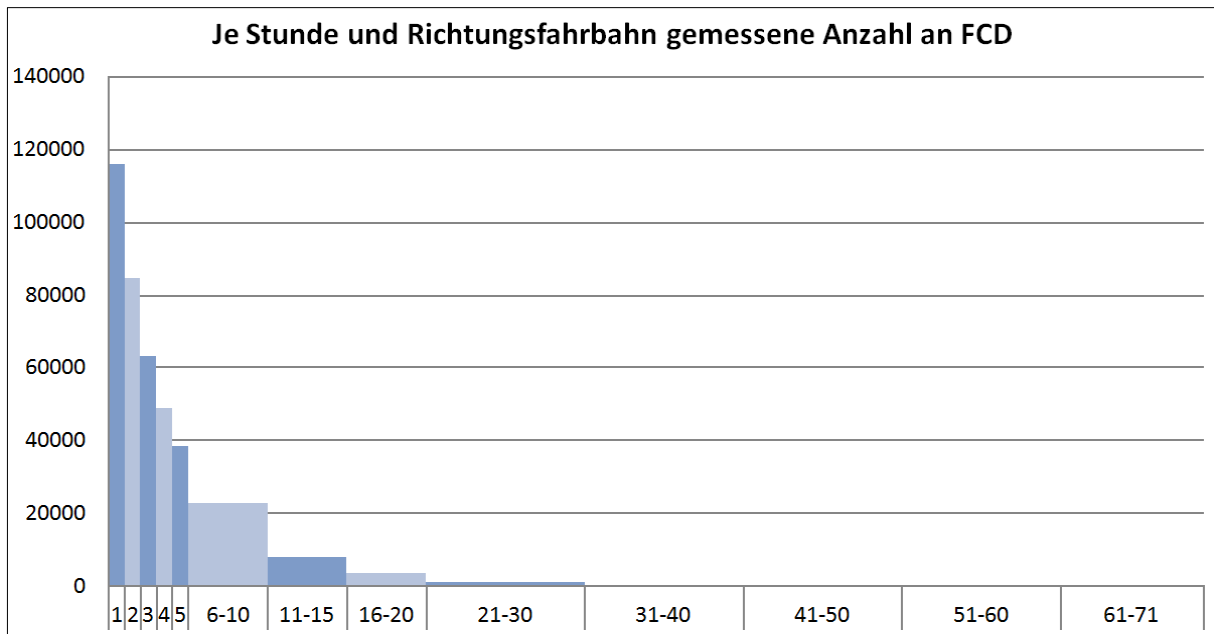


Abbildung 46: Anzahl FCD je Stunde und Richtungsfahrbahn (eigene Darstellung)

Abbildung 46 zeigt, dass am häufigsten lediglich ein FCD-Tupel pro Stunde und Richtungsfahrbahn registriert wurde. Dies war in 115.931 Stunden (22,09%) der Fall. In über 50% der Fälle wurden auf einer Richtungsfahrbahn in einer Stunde drei oder weniger FCD-Tupel aufgezeichnet. In 60.064 Stunden (11,4%) konnten auf einer Richtungsfahrbahn in einer Stunde zwölf oder mehr FC erfasst werden, so dass durchschnittlich alle fünf Minuten ein neuer Messwert aufgezeichnet werden konnte. Der höchste in einer Stunde auf einer Richtungsfahrbahn gemessene Wert liegt bei 71 FCs.

Abbildung 47 zeigt die mittels FCD gemessenen Geschwindigkeiten. Es ist zu erkennen, dass die Geschwindigkeiten auf Autobahnen annähernd einer Normalverteilung folgen, wie dies in Kapitel 3.1.2 angenommen wird. Die durchschnittliche Geschwindigkeit beträgt 110,7 km/h, der Median liegt bei 110 km/h.

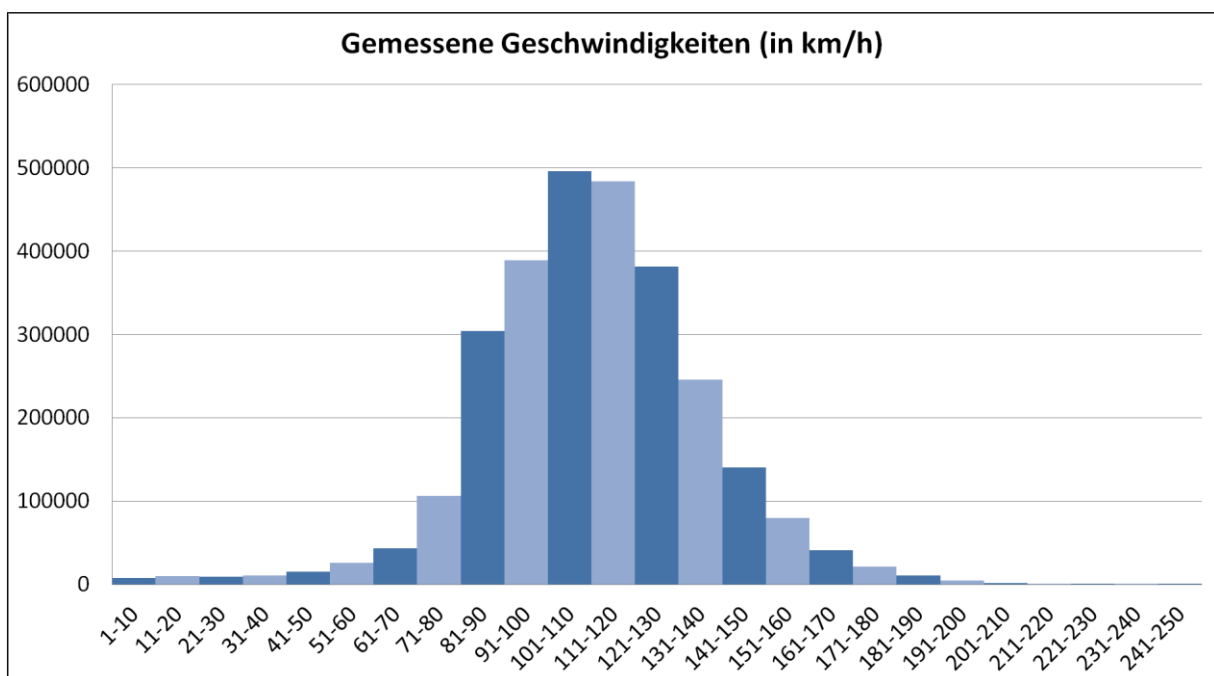


Abbildung 47: Gemessene Geschwindigkeiten (eigene Darstellung)

4. Netz-Parametrisierung

Wie bereits in Kapitel 2.7.1 beschrieben, werden gemäß HBS folgende Informationen benötigt, um die Kapazität bzw. den Verlauf der q-v-Beziehung eines Streckenabschnitts ermitteln zu können:

- Lage in Bezug zu Ballungsräumen,
- Querschnitt/Fahstreifenanzahl,
- Linienführung/Längsneigung,
- Steuerungsbedingungen wie Geschwindigkeitsbeschränkungen, SBA, TSF oder Tunnel,
- SV-Anteil.

Insbesondere eine Zuordnung der Lage innerhalb oder außerhalb von Ballungsräumen ist jedoch nicht ohne Weiteres möglich, da das HBS keine Definition für Ballungsräume liefert. Daher wird in Kapitel 4.2 zunächst geprüft, ob ein Unterschied in den Kennwerten des Verkehrsablaufs an den Dauerzählstellen zu erkennen ist, der auf die Lage innerhalb oder außerhalb von Ballungsräumen zurückzuführen ist. Zusätzlich zur Lage werden in den Kapiteln 4.3 bis 4.5 weitere Datenquellen für die Parametrisierung des Netzes beschrieben und die Aufbereitung der benötigten Informationen erläutert.

Da in dieser Arbeit zunächst die grundsätzliche Möglichkeit der Ableitung der q-v-Beziehungen aus FCD untersucht werden soll, werden nur die gängigsten Streckentypen, also zwei- und dreistreifige Streckenabschnitte ohne Sonderausstattungen wie SBA und TSF und außerhalb von Tunneln untersucht. Die Ausweitung der Untersuchung auf weitere Streckentypen kann die Grundlage für weitere Forschung bilden.

4.1 Netz und Dauerzählstellen

Grundlage der Netzparametrisierung ist ein vom LuF GUT bereitgestelltes Streckennetz. Das Netz umfasst die meisten Autobahnabschnitte in Nordrhein-Westfalen. Die Netzabschnitte sind so zugeschnitten, dass sie jeweils die Strecke zwischen zwei Netzknoten repräsentieren. Dies stellt sicher, dass sich die Verkehrszusammensetzung innerhalb eines Netzabschnitts nicht ändern kann. Jeder Netzabschnitt verfügt über eine eindeutige ID, anhand derer die Zuordnung der in Kapitel 3.2.1 aufbereiteten FCD möglich ist.

Neben dem Netz ist auch die Lage der Dauerzählstellen von Bedeutung. Ein Datensatz mit Informationen zu allen von der Bundesanstalt für Straßenwesen betriebenen Dauerzählstellen kann über die (Bundesanstalt für Straßenwesen 2015c) bezogen werden. Aus diesem Datensatz werden jedoch nur diejenigen Dauerzählstellen benötigt, die sich auf Autobahnen in Nordrhein-Westfalen befinden. Bei Anwendung der entsprechenden Filter (*Land_Code = NW* und *Str_Kl = A*) verbleiben 170 Zählstellen. Der Datensatz enthält eine Vielzahl von Attributen. Die für diese Arbeit relevanten Attribute sind in Tabelle 17 zusammengefasst und beschrieben. Um die Messwerte möglichst vieler Zählstellen nutzen zu können, müssen am Netz zunächst noch einige händische Anpassungen vorgenommen werden:

- Der Streckenabschnitt mit $gid = 1302$ (Kreuz Kamp-Lintfort im Zuge der A57, Fahrtrichtung Norden) umfasst zwei Dauerzählstellen. Da ein Streckenabschnitt jedoch nur einer Zählstelle zugeordnet werden kann, wird das Netzelement geteilt. Der nördliche Abschnitt erhält die $gid = 111302$.
- Im Bereich der Dauerzählstellen mit der $DZ_Nr = 5039$ (Ratingen im Zuge der A524), $DZ_Nr = 5128$ (Wenden-Dahl im Zuge der A4) und $DZ_Nr = 5130$ (Bielefeld-Windflöte im Zuge der A33) enthält das Netz jeweils nur die Netzelemente einer Richtungsfahrbahn. Die andere Richtungsfahrbahn wird händisch ergänzt. Als gid wird jeweils die gid der entgegengesetzten Richtungsfahrbahn um zwei führende Einsen erweitert.

Tabelle 17: Attribute Dauerzählstellen (vgl. Bundesanstalt für Straßenwesen 2017)

Attribut	Bedeutung
TK_Nr	Nummer der Topographischen Karte im Maßstab 1:25.000
DZ_Nr	BAST-Nummer
DZ_Name	Zählstellenname
Land_Code	Bundeslandkürzel
Str_Kl	Straßenklasse
Str_Nr	Straßen-Nummer
Erf_Art	Erfassungsart
Hi_Ri1	Himmelsrichtung des überwiegenden Streckenverlaufs Ri. 1
Hi_Ri2	Himmelsrichtung des überwiegenden Streckenverlaufs Ri. 2
Anz_Fs_Q	Fahrstreifenanzahl (Querschnitt)
Koor_WGS84_N	Breite der Lagekoordinaten in WGS84 (EPSG-Code: 4236)
Koor_WGS84_E	Länge der Lagekoordinaten in WGS84 (EPSG-Code: 4236)

Das angepasste und vervollständigte Netz kann nun mit den Dauerzählstellen verschnitten werden. Gleichzeitig werden die Netzabschnitte auf einen Radius von 500 Meter um die Dauerzählstelle gekürzt, sofern sie nicht ohnehin aufgrund nahegelegener Netzknoten kürzer sind. Die hierdurch entstandenen Zählstellenbereiche (vgl. Abschnitt *Zählstellenbereich* in Kapitel 2.1) bilden die Grundlage für die in Kapitel 3.2.1 beschriebene Zuordnung der FC-Datensätze.

Die Wahl des 500-m-Radius stellt einen Mittelweg aus einer möglichst großen Anzahl an FCD-Tupeln für den jeweiligen Netzabschnitt und einer möglichst exakten Darstellung der Verkehrsverhältnisse an der Zählstelle dar. Durch das in Kapitel 3.1.1 beschriebene, zeitabhängige Sendeverhalten der Daten des vorliegenden Datensatzes ist durch den 500-m-Radius sichergestellt, dass ein Fahrzeug bis zu einer konstanten Geschwindigkeit¹² von 240 km/h mindestens einen Datensatz innerhalb des gewählten Radius sendet, sofern der Netzabschnitt nicht durch die Lage der Netzknoten kleiner ausfällt. Auch Fahrten mit der maximal als plausibel betrachteten Geschwindigkeit von 250 km/h werden mit einer Wahrscheinlichkeit von über 90% erfasst.

¹² Es wird für jeden untersuchten Abschnitt angenommen, dass die Geschwindigkeiten innerhalb des Abschnitts konstant sind.

Fahrzeuge, die mit der Richtgeschwindigkeit für Autobahnen von 130 km/h (vgl. Bundesminister für Verkehr 1978) fahren, senden mit einer Wahrscheinlichkeit von über 90% sogar mindestens zwei Tupel. Somit würde die Fahrt auch dann erfasst werden, wenn in einer Fahrtrichtung unmittelbar auf die Dauerzählstelle ein Netzknoten folgt und der Zählstellenbereich daher dort gekürzt wird. Die Wahl eines größeren Radius würde daher keinen nennenswerten Mehrwert bringen, da die zusätzlich erfassten Tupel in den meisten Fällen von Fahrzeugen stammen würden, die auch bei dem gewählten Radius erfasst werden. Die meisten durch einen größeren Radius zusätzlich gewonnenen Tupel würden somit ohnehin aussortiert werden. Mit zunehmender Entfernung eines Tupels zur Zählstelle steigt jedoch die Wahrscheinlichkeit, dass die Verkehrsverhältnisse von den Verhältnissen an der Zählstelle abweichen, was einer der Grundannahme dieser Arbeit widerspricht.

Bei der Verschneidung der Zählstellen mit den Richtungsfahrbahnen muss darauf geachtet werden, dass die Richtungsfahrbahnen im Bereich der Zählstelle *Bad Oeynhausen* (*DZ_Nr = 5123*) im Zuge der *A2* relativ weit auseinanderliegen (siehe Abbildung 48), weshalb für die Verschneidung ein Puffer mit der Breite 75 m gewählt wird. Dies führt jedoch dazu, dass an der Zählstelle *AK Aachen (W)* (*DZ_Nr = 5654*) im Zuge der *A4* auch das Netzelement mit der *gid = 171* verschnitten werden würde. Hierbei handelt es sich jedoch nicht um einen Abschnitt der betrachteten Hauptfahrbahn (siehe Abbildung 49), weshalb das Element von der Verschneidung ausgeschlossen wird. Ebenfalls ausgeschlossen werden die Dauerzählstellen mit der *DZ_Nr = 5565* und *DZ_Nr = 5567* im Autobahnkreuz *Oberhausen-West* im Zuge der *A3*, da dort in Nord-Süd-Richtung insgesamt drei Dauerzählstellen installiert sind. Der Verkehr auf der Hauptfahrbahn wird von der Zählstelle mit der *DZ_Nr = 5025* erfasst, weshalb die anderen beiden in der Verschneidung nicht berücksichtigt werden (siehe Abbildung 50). Listing 01 zeigt das SQL-Skript der Verschneidung.

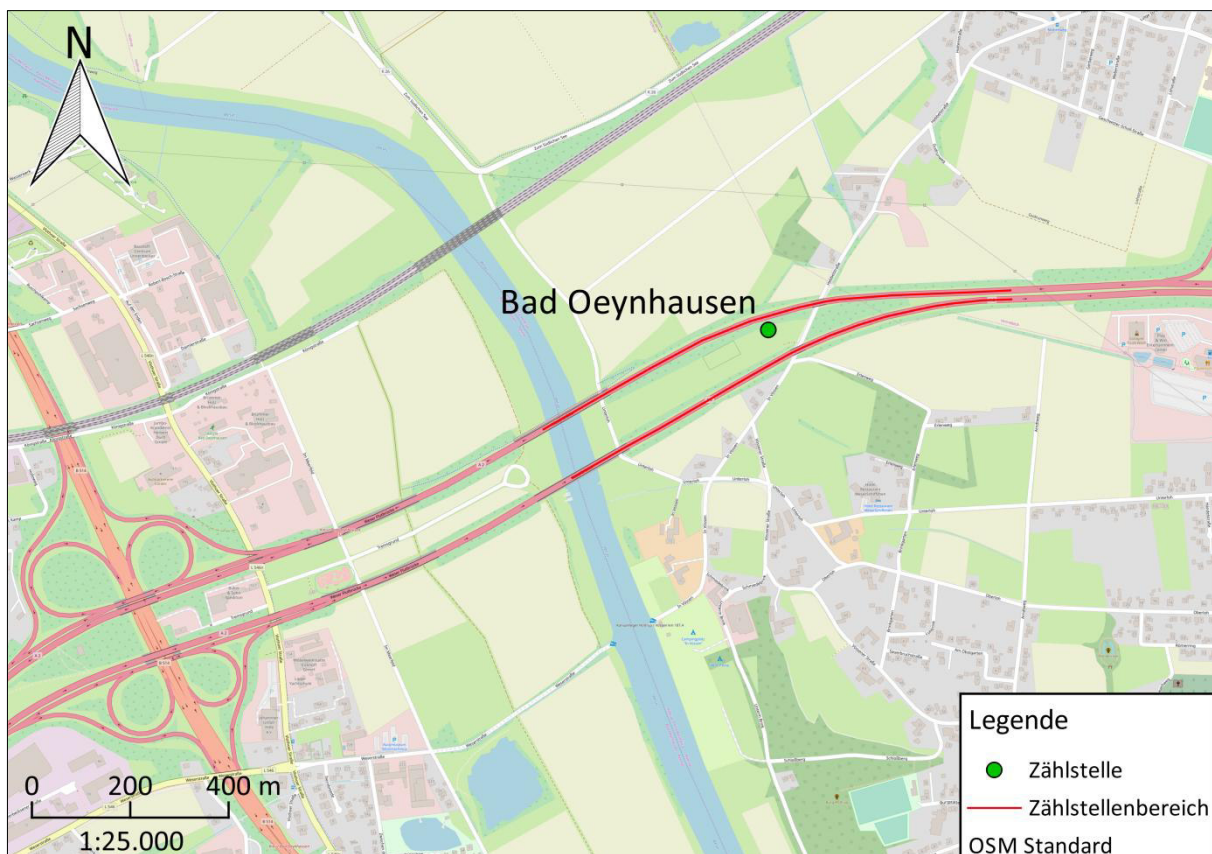


Abbildung 48: Zählstellenbereich Bad Oeynhausen (eigene Darstellung mit QGIS, Kartengrundlage: OSM)

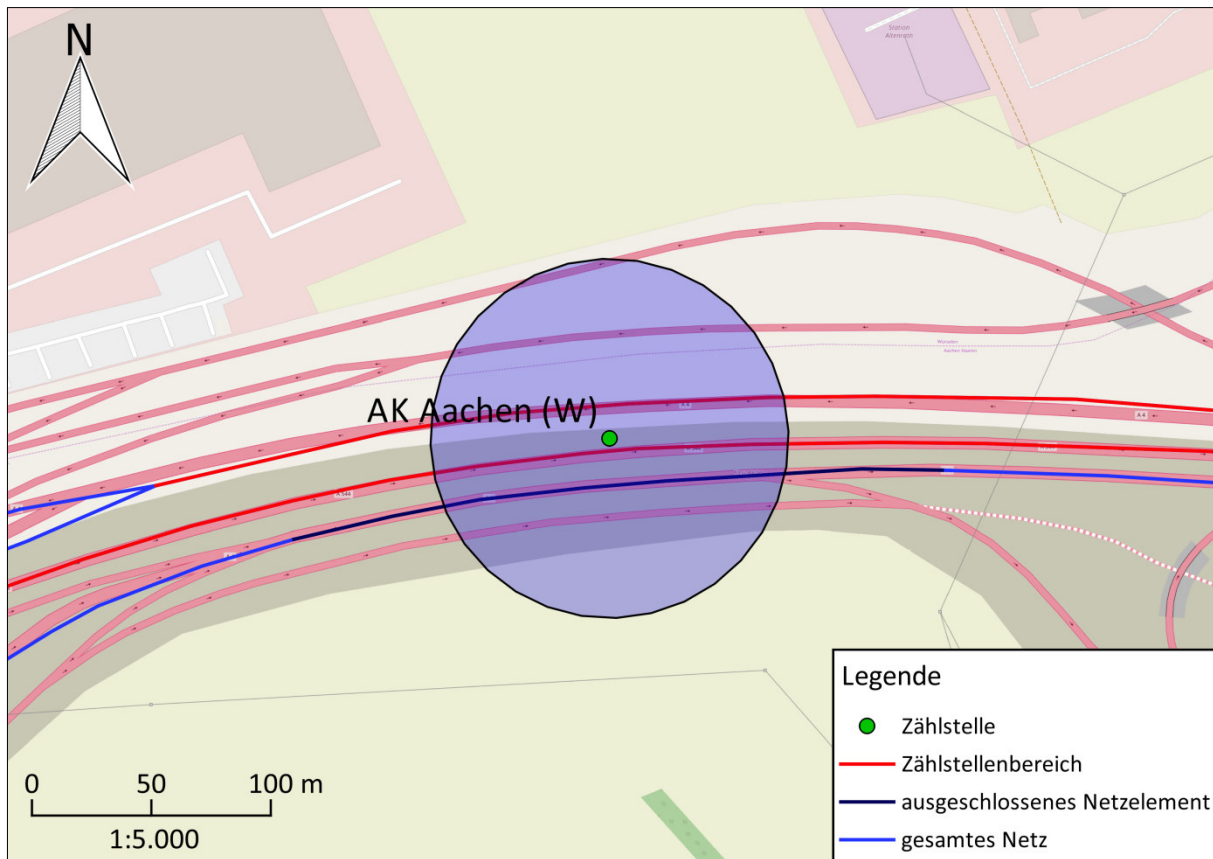


Abbildung 49: Zählstellenbereich AK Aachen (W) (eigene Darstellung mit QGIS, Kartengrundlage: OSM)

Von den 170 Dauerzählstellen können insgesamt 124 Zählstellen für die weitere Analyse genutzt werden. Es gibt mehrere Gründe, warum eine Zählstelle in der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt wird:

- Die Dauerzählstelle liegt außerhalb des vom LuF GUT bereitgestellten Netzes.
- Für die Dauerzählstelle sind im ersten Halbjahr 2015 keine Messdaten vorhanden.
- An der Dauerzählstelle konnten im ersten Halbjahr 2015 keine regulären FCD gemessen werden.
- Im Autobahnkreuz Oberhausen-West im Zuge der A3 wird lediglich die Zählstelle mit der $DZ_Nr = 5025$ berücksichtigt, da diese den Verkehr auf der Hauptfahrbahn erfasst.

Abbildung 50 zeigt die Lage der 124 in der weiteren Analyse berücksichtigten Dauerzählstellen, sowie die Gründe, warum die verbleibenden 46 Dauerzählstellen nicht berücksichtigt werden können. In manchen Fällen kann auch mehr als ein Grund zutreffend sein. Es wird jedoch jeweils nur einer der Gründe angeführt.

Um die Messwerte der Zählstellen und die FCD-Tupel der richtigen Richtungsfahrbahn zuzuordnen zu können, muss darüber hinaus für jede Richtungsfahrbahn eines Zählstellenbereichs eine Zuordnung zur Himmelsrichtung des überwiegenden Streckenverlaufs vorgenommen werden. Den SQL-Code für diese Zuordnung enthält Listing 02.

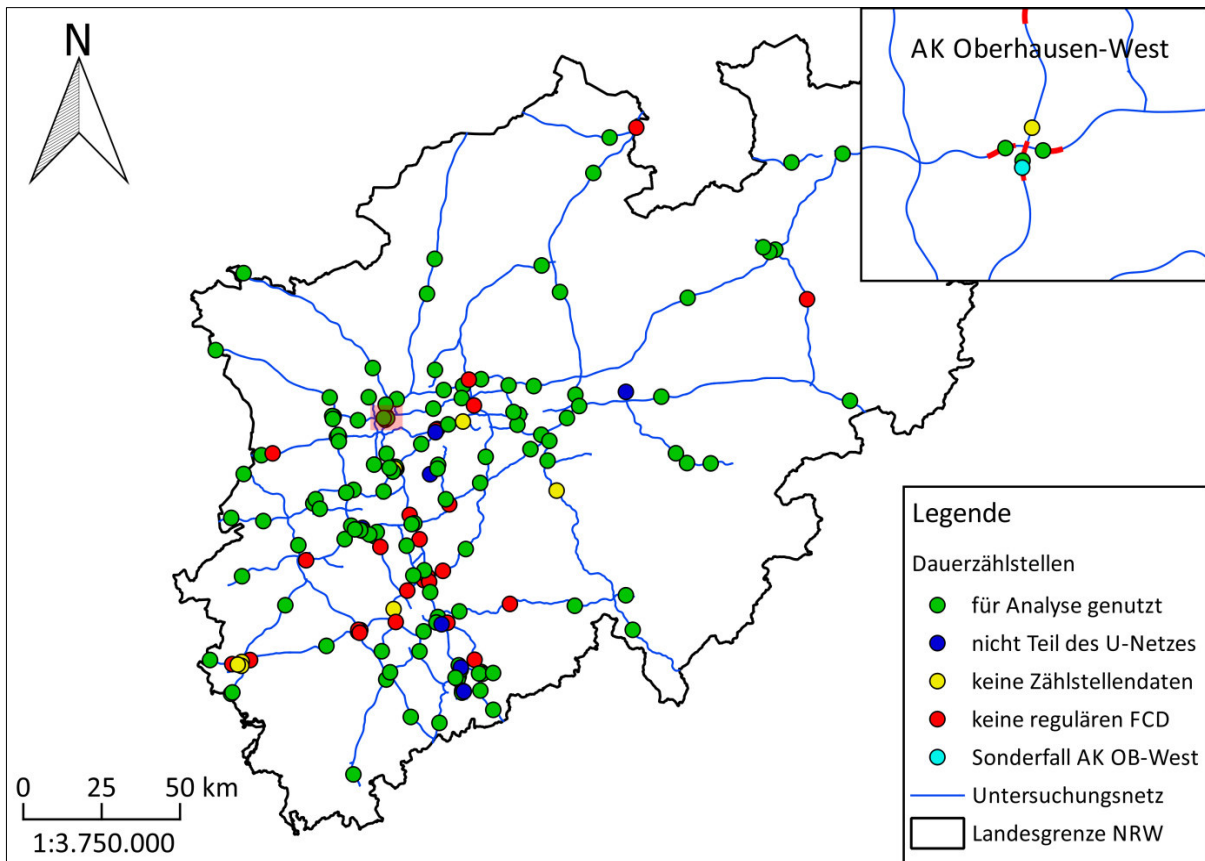


Abbildung 50: Lage der Zählstellen in Nordrhein-Westfalen (eigene Darstellung mit QGIS)

4.2 Lage in Bezug zu Ballungsräumen

Eine Einteilung in Streckenabschnitte innerhalb bzw. außerhalb von Ballungsräumen ist nicht ohne weiteres möglich, da das HBS zwar diese Unterteilung vorsieht, den Begriff Ballungsraum jedoch nicht weiter definiert. Daher wird in dieser Arbeit zunächst auf Grundlage der FCD geprüft, ob diese Unterscheidung überhaupt gerechtfertigt ist und wenn ja, wo eine Grenze gezogen werden kann.

Das HBS begründet die Unterscheidung der Lage innerhalb und außerhalb von Ballungsräumen damit, dass das Fahrerkollektiv in Ballungsräumen verstärkt durch Fahrer geprägt ist, „die mit der örtlichen Situation vertraut sind (beispielsweise Berufspendler)“ (HBS 2015, A3-5). Deren Reiseweiten „liegen überwiegend im regionalen Bereich und die Fahrer erwarten von höheren Geschwindigkeiten keine erheblichen Zeiteinsparungen“ (ebd.), weshalb „sich die Verkehrsströme gleichmäßiger auf die Fahrstreifen“ (ebd.) verteilen. Treffen diese Annahmen zu, sind in Ballungsräumen gegenüber Nicht-Ballungsräumen zwei Effekte zu erwarten:

1. Die durchschnittlichen Geschwindigkeiten sind geringer.
2. Die Geschwindigkeiten sind homogener, d.h. sie streuen weniger stark.

Eine Unterscheidung der Lage innerhalb und außerhalb von Ballungsräumen kann daher anhand der Kriterien

- überdurchschnittliche bzw. unterdurchschnittliche Durchschnittsgeschwindigkeit und
- überdurchschnittliche bzw. unterdurchschnittliche Streuung der Geschwindigkeiten

erfolgen, sofern eine FCD-Analyse Anhaltspunkte dafür liefert, dass diese Unterscheidung gerechtfertigt ist. Diese Analyse wird im Folgenden durchgeführt.

FCD-Analyse zur Lage innerhalb bzw. außerhalb von Ballungsräumen

Geeignete Kennzahlen um die aus den Annahmen des HBS zu erwartenden Effekte zu überprüfen, sind die Durchschnittsgeschwindigkeit, der Interquartilsabstand (IQA) und die Standardabweichung. Diese Werte werden für alle Zählstellenbereiche, für die reguläre FCD vorliegen (vgl. Kapitel 3.2.2) berechnet. Der IQA gibt die Differenz zwischen dem ersten und dem dritten Quartil an. Er beschreibt somit den Geschwindigkeitsbereich, in welchem die mittleren 50% der Fahrzeuge liegen. Die Standardabweichung gibt an, wie stark eine gemessene Geschwindigkeit durchschnittlich von der Durchschnittsgeschwindigkeit abweicht.

Insbesondere die Durchschnittsgeschwindigkeit und der IQA sind in der folgenden Analyse von Bedeutung, da sie in Boxplots gut veranschaulicht werden können. Die Boxplots in Abbildung 65 bis Abbildung 69 in Anhang I geben einen Hinweis darauf, dass die Durchschnittsgeschwindigkeiten bei kleinen IQAs tendenziell geringer sind. Die in Kapitel 3.3 berechnete Durchschnittsgeschwindigkeit von 110,7 km/h wird daher als Grenzwert gewählt. Es ist zu erkennen, dass insbesondere an Zählstellen in der Rhein-Ruhr-Region unterdurchschnittliche Geschwindigkeiten gemessen werden, während die Durchschnittsgeschwindigkeiten der Zählstellenbereiche in ländlicheren Regionen über dem Durchschnitt liegen (vgl. Abbildung 70 in Anhang II). Da insbesondere die Rhein-Ruhr-Region mit dem Begriff Ballungsraum in Verbindung gebracht werden kann, ist eine hohe Übereinstimmung mit den Annahmen des HBS bezüglich der Durchschnittsgeschwindigkeit zu erkennen.

Auch die Analyse der Standardabweichungen (siehe Abbildung 71 in Anhang II) bzw. der IQAs (siehe Abbildung 72 in Anhang II) zeigt ähnliche Ergebnisse. In beiden Fällen wird der Durchschnitt aller 129 Zählstellen als Grenzwert gewählt¹³ und in beiden Fällen befinden sich die Zählstellen mit unterdurchschnittlichen Werten hauptsächlich in der Rhein-Ruhr-Region. Somit kann auch eine hohe Übereinstimmung mit den Annahmen des HBS bezüglich der Homogenität der Geschwindigkeiten festgestellt werden.

Die Analysen zeigen, dass sich die durchschnittlichen Geschwindigkeiten sowie die Streuung der Geschwindigkeiten bzw. die Größe der IQAs tatsächlich räumlich unterscheiden. Tendenziell neigen stark besiedelte Regionen zu geringeren, homogeneren Geschwindigkeiten. Ob dies auf die Zusammensetzung des Fahrerkollektivs oder auf andere Effekte, wie beispielsweise ein höheres Verkehrsaufkommen und somit häufigeres Auftreten von synchronem Verkehr mit geringeren aber auch homogeneren Geschwindigkeiten (vgl. Kapitel 2.4.2), zurückzuführen ist, kann in dieser Untersuchung nicht abschließend geklärt werden.

Es zeigt sich jedoch, dass es Unterschiede in Bezug auf die durchschnittliche Geschwindigkeit und die Geschwindigkeitsverteilung gibt und dass diese Unterschiede in einem räumlichen Zusammenhang mit stark besiedelten Gebieten stehen könnten. Daher bietet sich eine genauere Betrachtung der Gebiete mit unterdurchschnittlichen Geschwindigkeiten bzw. IQAs an.

¹³ durchschnittlicher IQA = 26,8; durchschnittliche Standardabweichung = 22,3

Vergleich der FCD-Analyse mit RegioStaR-Regionen

Grundlage für die räumliche Einordnung der Ergebnisse der FCD-Analyse ist die Einteilung nach der regionalstatistischen Raumtypologie (RegioStaR) des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur. In der differenziertesten Version RegioStaR 17 werden auf Gemeindeebene 17 Raumtypen unterschieden. Diese sind in Tabelle 18 zusammengefasst. (vgl. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur 2018)

Tabelle 18: RegioStaR 17-Typen (vgl. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur 2018)

Typ-Nr.	Bezeichnung	Typ-Nr.	Bezeichnung
111	Metropole	211	Zentrale Stadt einer Stadtreionsnahen ländlichen Region
112	Großstadt einer Metropolitanen Stadtregion	213	Mittelstadt einer Stadtreionsnahen ländlichen Region
113	Mittelstadt einer Metropolitanen Stadtregion	214	Städtischer Raum einer Stadtreionsnahen ländlichen Region
114	Städtischer Raum einer Metropolitanen Stadtregion	215	Kleinstädtischer, dörflicher Raum einer Stadtreionsnahen ländlichen Region
115	Kleinstädtischer, dörflicher Raum einer Metropolitanen Stadtregion	221	Zentrale Stadt einer Peripheren ländlichen Region
121	Regiopole	223	Mittelstadt einer Peripheren ländlichen Region
123	Mittelstadt einer Regiopolitanen Stadtregion	224	Städtischer Raum einer Peripheren ländlichen Region
124	Städtischer Raum einer Regiopolitanen Stadtregion	225	Kleinstädtischer, dörflicher Raum einer Peripheren ländlichen Region
125	Kleinstädtischer, dörflicher Raum einer Regiopolitanen Stadtregion		

In Abbildung 51 wird Zählstellen, die sowohl unterdurchschnittliche Geschwindigkeiten als auch unterdurchschnittliche IQAs aufweisen (und somit die Annahmen des HBS zum Verkehrsablauf bei einer Lage innerhalb von Ballungsräumen erfüllen), das Attribut „Lage in Ballungsräumen“ zugeschrieben. Alle anderen Zählstellen erhalten das Attribut „Lage außerhalb von Ballungsräumen“. Die Nomenklatur erfolgt in Anlehnung an das HBS und hat zunächst nichts mit der tatsächlichen geographischen Lage einer Zählstelle zu tun. Ein Vergleich der Lage dieser Zählstellen mit den RegioStaR-Regionen 111 und 112 zeigt jedoch eine gute Übereinstimmung (siehe Abbildung 51). Allerdings kommt es insbesondere in den Übergangsbereichen zu Ungenauigkeiten. Eine weitere Differenzierung der Regionen, sowie eine angepasste Wahl der Grenzwerte, können zu einer noch deutlicheren Übereinstimmung der Regionen mit den Ergebnissen der FCD-Analyse führen. Hierzu muss jedoch auf zukünftige Forschung verwiesen werden.

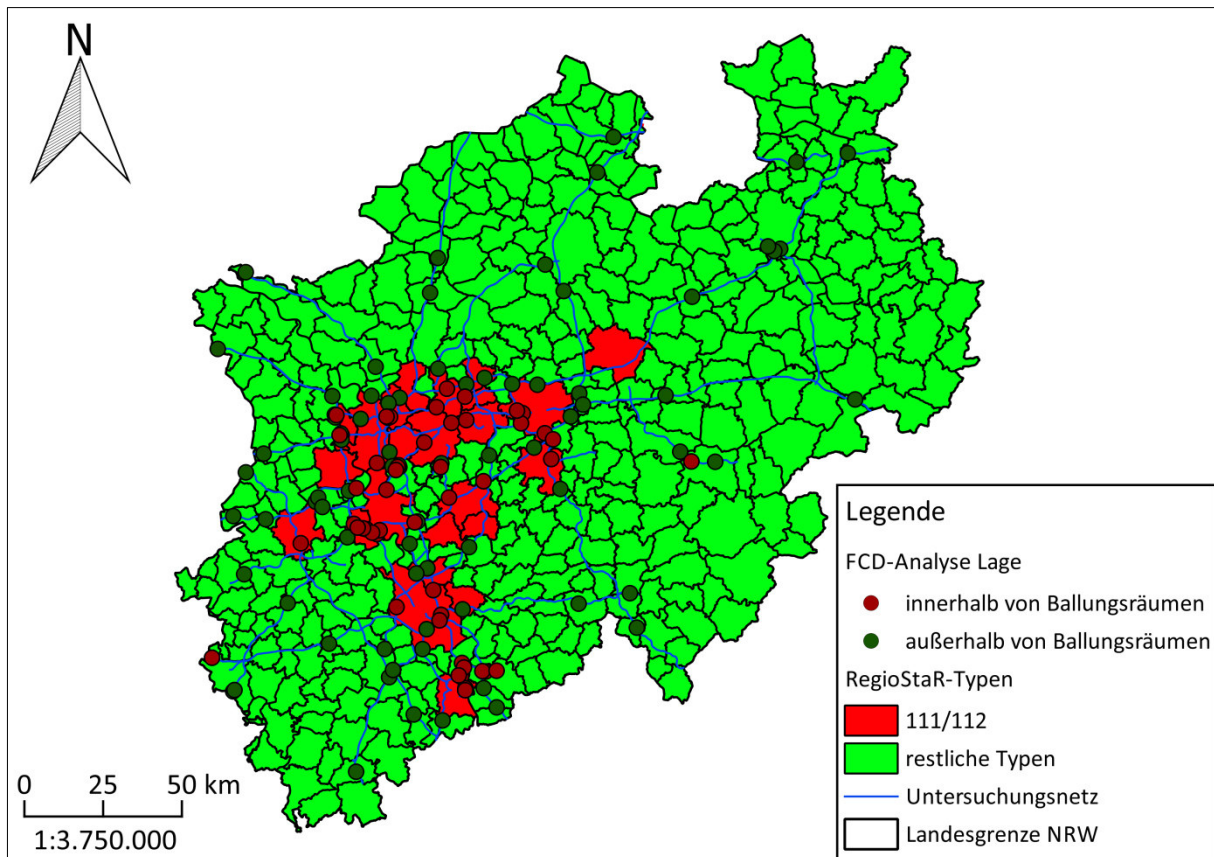


Abbildung 51: Lage nach FCD-Analyse und RegioStaR-Typen (eigene Darstellung mit QGIS)

Aber auch mit den vorliegenden Daten kann festgehalten werden, dass die Unterscheidung von Zählstellen mit überdurchschnittlichem bzw. unterdurchschnittlichem IQA und Geschwindigkeiten zu ähnlichen Ergebnissen führt, wie die Unterscheidung zwischen den RegioStaR-Regionen 111 und 112 und den restlichen Regionen. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass der im HBS beschriebene Einfluss der Lage auf den Verkehrsablauf existiert, das genaue räumliche Ausmaß kann jedoch nicht abschließend definiert werden. In der vorliegenden Arbeit wird das gerade vorgestellte Verfahren genutzt. Die Umsetzung erfolgt in Listing 09. Voraussetzung für dieses Verfahren sind jedoch FCD. Sind diese nicht vorhanden, kann eine Unterscheidung auch anhand der RegioStaR-Typen erfolgen. Diese führt zu ähnlichen Ergebnissen. Der Code in Listing 09 berücksichtigt, dass nicht für alle Zählstellenbereiche reguläre FCD verfügbar sind. Er wendet zunächst das beschriebene Verfahren an. Alle Zählstellenbereiche ohne reguläre FCD werden anhand der RegioStaR-Typen zugeordnet.

4.3 Querschnitt/Fahrstreifenanzahl

Zur Anzahl der Fahrstreifen eines Streckenabschnitts liegen zwei unterschiedliche Quellen vor, die miteinander verknüpft werden müssen, um zu einem möglichst genauen Ergebnis zu führen. Über (OpenGeodata.NRW 2018) steht ein Netz zur Verfügung, das auch Angaben zur Anzahl der Fahrstreifen je Richtungsfahrbahn enthält. Die wichtigsten Attribute des Netzes sind in Tabelle 8 zusammengefasst. Dieses Netz ist jedoch mit Netzstand vom 30.01.2018. Da sich die restlichen Daten auf das Jahr 2015 beziehen und einzelne Streckenabschnitte seitdem ausgebaut worden sein können, ist die Genauigkeit der Daten für das Jahr 2015 nicht garantiert.

Wie bereits Tabelle 17 in Kapitel 4.1 zu entnehmen ist, ist für jede Dauerzählstellen ebenfalls die Anzahl der Fahrstreifen im Querschnitt vermerkt. Bei einer geraden Fahrstreifenanzahl ist davon auszugehen, dass sich die Fahrstreifen jeweils zu gleichen Teilen auf beide Richtungsfahrbahnen aufteilen. Die entsprechende SQL-Abfrage, die bei gerader Fahrstreifenanzahl die Fahrstreifen zu gleichen Teilen auf beide Richtungsfahrbahnen aufteilt, zeigt Listing 10. Lediglich in Fällen, in denen der Querschnitt an der Zählstelle eine ungerade Fahrstreifenanzahl aufweist, müssen die über (OpenGeodata.NRW 2018) bezogenen Daten hinzugezogen werden, um die exakte Fahrstreifenaufteilung zu ermitteln. Hierbei handelt es sich um die Felder, die in Listing 10 zunächst mit dem Wert *null* belegt wurden. Diese Werte müssen händisch ergänzt werden.

4.4 Linienführung/Längsneigung

Wie in Kapitel 2.7.1 dargestellt, hat gemäß HBS bezüglich der Linienführung auf Autobahnen nur die Längsneigung einen Einfluss auf die Kapazität und das q-v-Diagramm. Um die Steigung der jeweiligen Abschnitte berechnen zu können, wird ein Höhenprofil der betrachteten Region benötigt. Über (viewfinderpanoramas.org) können die Daten eines Digital Elevation Models (DEM) bezogen werden. Datengrundlage des Modells ist die Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) der NASA aus dem Jahr 2000. Die Daten liegen mit einer Auflösung von drei Bogensekunden vor. Dies entspricht etwa 90 m in Nord-Süd-Richtung und 60 m in Ost-West-Richtung¹⁴. Innerhalb dieser Fläche gibt das Modell nur einen Höhenwert an. Dies führt zu Ungenauigkeiten, die jedoch vernachlässigt werden können. Um die Höhendaten für ganz Nordrhein-Westfalen zu erhalten, werden die Datensätze von 50° nördl. Br. bis 52° nördl. Br. und von 5° östl. L. bis 9° östl. L. benötigt. Der Datensatz enthält als Information lediglich die Höhe sowie eine ID (siehe Tabelle 19). (vgl. viewfinderpanoramas.org)

Tabelle 19: Attribute Höhe

Attribut	Beschreibung
Id	Eindeutige ID der jeweiligen Fläche
Hoehe	Höhe der jeweiligen Fläche

Die Datensätze, die im hgt-Format vorliegen, können mittels der Software QGIS verschmolzen und vektorisiert werden, so dass sie in die Datenbank überführt werden können. Da der Datensatz sehr groß ist, jedoch nur ein kleiner Teil der Daten tatsächlich benötigt wird¹⁵, kann er mit Listing 11 auf die relevanten Daten reduziert werden.

Mit dem reduzierten Datensatz wird die Steigung aller betrachteten Streckenabschnitte bestimmt. Hierzu wird die Höhe derjenigen Flächen ermittelt in denen sich der Beginn bzw. das Ende eines Streckenabschnitts befinden. Aus dem Quotienten der Differenz der beiden Höhenangaben und der Länge des Streckenabschnitts wird schließlich die Steigung berechnet und auf eine ganzzahlige Prozentzahl gerundet (siehe Listing 12 im digitalen Anhang). Die berechnete Höhenangabe entspricht somit der durchschnittlichen Steigung der Richtungsfahrbahn eines Zählstellenbereichs.

¹⁴ Messung in QGIS

¹⁵ Es werden nur dort Höhendaten benötigt, wo sich auch tatsächlich ein Zählstellenbereich befindet.

Eine Aufteilung eines Streckenabschnitts in mehrere Teilabschnitte mit unterschiedlichen Steigungen ist aufgrund der Auflösung der Höhenangaben nicht sinnvoll. Daher wird hierauf verzichtet und lediglich die durchschnittliche Steigung von Abschnittsbeginn bis Abschnittsende berechnet. Dieser Wert wird als ausreichend genaue Näherung betrachtet. Das Verfahren ähnelt dem Verfahren zur Bestimmung der effektiven Längsneigung bei der Überprüfung der Bemessungswerte des HBS. Dort entspricht die „effektive Längsneigung in Promille [...] der maximalen Höhendifferenz zwischen zwei 1 km voneinander entfernten Punkten in Metern“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 31). Diese Werte werden ebenfalls auf ganzzahlige Prozentwerte gerundet. (vgl. ebd.)

Beide Verfahren unterstellen eine konstante Steigung auf dem jeweiligen Streckenabschnitt. Dies entspricht der Annahme, dass sich die Verkehrsverhältnisse innerhalb eines Zählstellenbereichs nicht ändern. Im Unterschied zu dem bei der Überprüfung der Bemessungswerte des HBS angewandten Verfahrens werden in dieser Arbeit jedoch nicht exakt 1 km lange Abschnitte untersucht, da jeweils für die gesamte Länge der Richtungsfahrbahn eines Zählstellenbereichs konstante Steigungen unterstellt werden und die Längen der einzelnen Richtungsfahrbahnen zwischen 303,66 m und 1017,28 m betragen. Auch mögliche Kuppen oder Wannen werden nicht erfasst. Insgesamt kann die mittlere Steigung auf den jeweiligen Richtungsfahrbahnen jedoch als ausreichend genaue Näherung angesehen werden.

4.5 Geschwindigkeitsbeschränkungen/SBA/TSF/Tunnel

Informationen zu Geschwindigkeitsbeschränkungen im Streckennetz können einem OpenStreetMap - Datensatz (OSM) entnommen werden, der über (geofabrik.de) bezogen werden kann. Da die Daten der Dauerzählstellen und die FC-Daten aus dem Jahr 2015 stammen, wird auch hier der Datensatz mit Stand vom 01.01.2015 gewählt, um die Geschwindigkeitsbeschränkungen möglichst realistisch abzubilden. Da das in Kapitel 4.1 beschriebene Netz auf aktuellen OSM-Daten beruht, kommt es an wenigen Stellen zu Verschiebungen in der Geometrie. Hier müssen die Werte händisch ergänzt werden.

Da nur Streckenabschnitte auf Autobahnen untersucht werden, kann die Datenbank auf diese Netzelemente reduziert werden (Filter *fclass = motorway*). Ist das Geschwindigkeitsattribut eines Netzelements leer bzw. *maxspeed = 0*, wird davon ausgegangen, dass die für das Netzelement typische Geschwindigkeit gilt. Bei Autobahnen ist dies die Richtgeschwindigkeit von 130 km/h (vgl. Bundesminister für Verkehr 1978) bzw. es besteht gar keine Geschwindigkeitsbegrenzung. Zur einfacheren Handhabung der Datenbank werden diese Werte auf die Richtgeschwindigkeit für Autobahnen *maxspeed = 130* gesetzt.

Gemäß HBS haben auch Tunnel einen Einfluss auf den Verlauf des q-v-Diagramms, weshalb für Autobahntunnel ein eigener Parametersatz existiert (vgl. HBS 2015, A3-35). Der OSM-Datensatz enthält auch Informationen darüber, ob sich ein Netzelement in einem Tunnel befindet oder nicht. Da sich die Informationen zu Geschwindigkeitsbeschränkungen und Tunneln im gleichen Datensatz befinden, können sie mit Listing 13 zusammen den jeweiligen Streckenabschnitten zugeordnet werden.

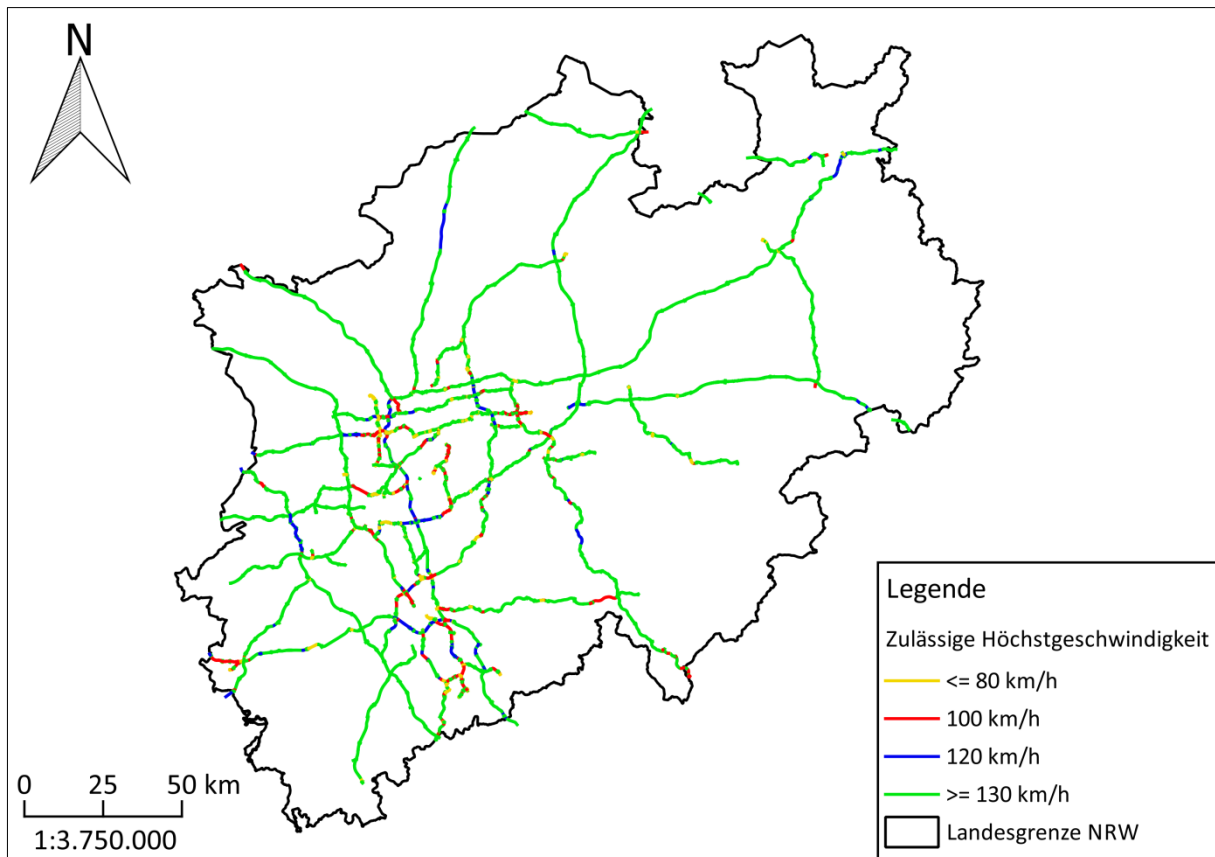


Abbildung 52: Zulässige Höchstgeschwindigkeiten auf Autobahnen in Nordrhein-Westfalen (eigene Darstellung mit QGIS)

Bei dem OSM-Datensatz handelt es sich um Open-Source-Daten, weshalb nicht sichergestellt ist, dass die hinterlegten Geschwindigkeitsbeschränkungen korrekt eingetragen sind. Die in Abbildung 52 dargestellten Geschwindigkeiten machen jedoch einen plausiblen Eindruck. Die wichtigsten Attribute des Datensatzes sind in Tabelle 20 zusammengefasst.

Tabelle 20: Attribute OSM-Netz (vgl. Topf 2009)

Attribut	Beschreibung
osm_id	Eindeutige ID des Netzelements
fclass	Streckentyp des Netzelements
maxspeed	Zulässige Höchstgeschwindigkeit auf Netzelement
tunnel	= T, wenn das Netzelement in einem Tunnel liegt; = F, sonst

Angaben über den Einsatz von SBA und TSF enthält der Datensatz nicht. Diese können über die (Bundesanstalt für Straßenwesen 2015b) bezogen werden und müssen den Netzabschnitten händisch anhand der Angaben in Abbildung 53 zugeordnet werden.

4.6 Parametrisierung der Netzabschnitte

Die in den Kapiteln 4.1 bis 4.5 aufbereiteten Daten können schließlich mit Listing 14 zu einem vollständig parametrisierten Netz zusammengeführt werden. Allen Zählstellenbereichen können so die erforderlichen Parameter zugeordnet werden. Wie bereits an den entsprechenden Stellen beschrieben, ist in Einzelfällen eine vollständige Automatisierung der Parametrisierung nicht mit verhältnismäßigem Aufwand möglich. Daher müssen einzelne Werte per Hand ergänzt werden.

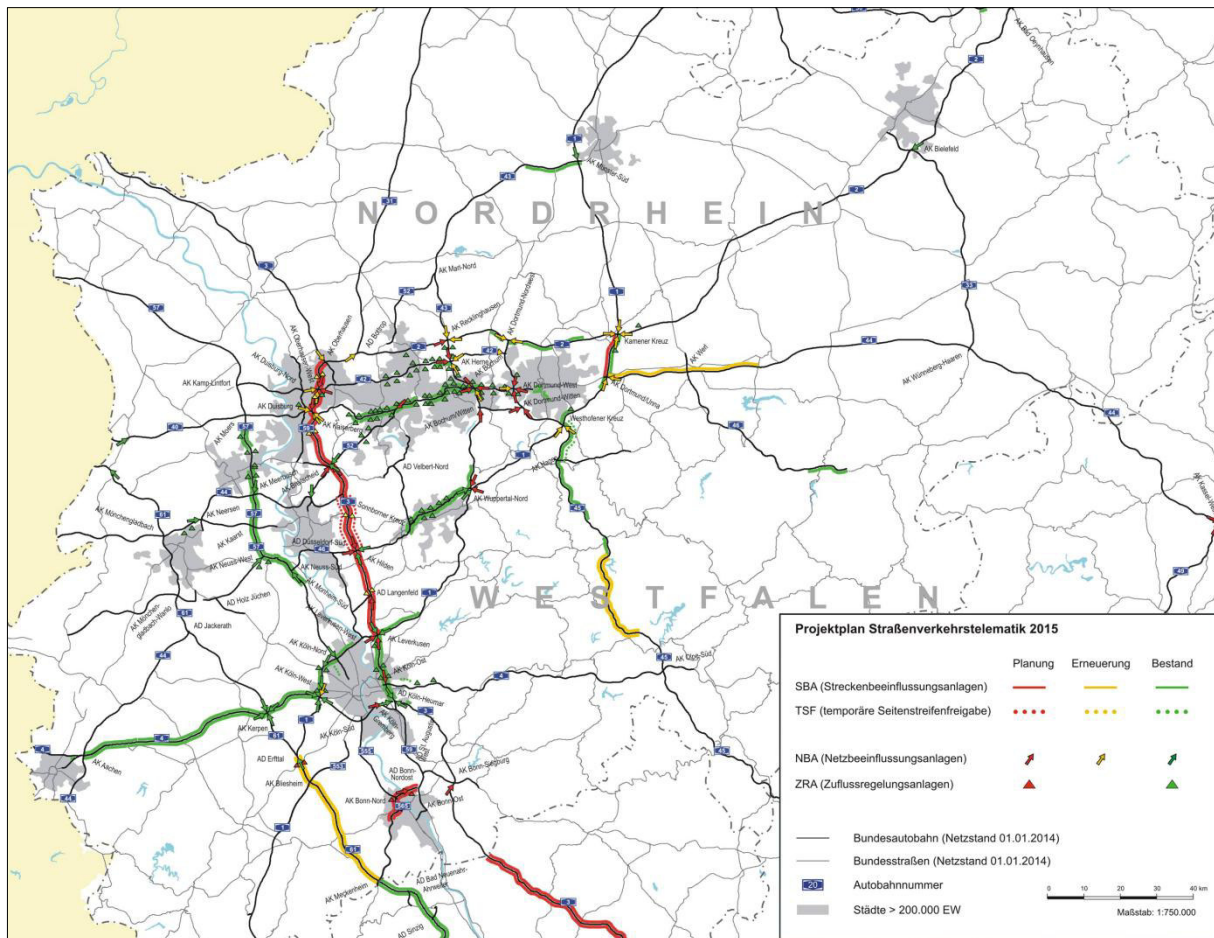


Abbildung 53: Standorte von SBA und TSF in Nordrhein-Westfalen (Bundesanstalt für Straßenwesen 2015a, bearbeitet)

Mit dem vollständig parametrisierten Netz können die Richtungsfahrbahnen der Zählstellenbereiche zu Gruppen gleicher Streckentypen zusammengefasst werden. Dies wird in Listing 15 umgesetzt. Aus den gruppierten Streckentypen werden folgende Typen für die Auswertung in Kapitel 5 gewählt:

- Zweistreifige Richtungsfahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit Längsneigungen $\leq 2\%$, ohne SBA und TSF, außerhalb von Tunneln,
- Zweistreifige Richtungsfahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit Längsneigungen $\leq 2\%$, ohne SBA und TSF, außerhalb von Tunneln,
- Dreistreifige Richtungsfahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit Längsneigungen $\leq 2\%$, ohne SBA und TSF, außerhalb von Tunneln,
- Dreistreifige Richtungsfahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit Längsneigungen $\leq 2\%$, ohne SBA und TSF, außerhalb von Tunneln.

Das Verfahren zur Ableitung der q-v-Beziehungen dieser Streckentypen aus den in Kapitel 3 aufbereiteten FCD wird in Kapitel 5 beschrieben und durchgeführt.

5. Ableitung von q-v-Diagrammen aus FCD

Um aus den mittels FCD ermittelten Geschwindigkeiten und den an Dauerzählstellen gemessenen Verkehrsstärken q-v-Diagramme herleiten zu können, die mit den Diagrammen des HBS (vgl. Kapitel 2.3.4) verglichen werden können, müssen die in Kapitel 3 aufbereiteten FCD mit dem in Kapitel 4 parametrisierten Netz und zusätzlich mit den Zähldaten der Dauerzählstellen verknüpft werden. Die Zähldaten wurden ebenfalls vom LuF GUT bereitgestellt. Die wichtigsten Attribute des Datensatzes fasst Tabelle 21 zusammen.

Tabelle 21: Attribute richtungsbezogene Verkehrsmengendaten (vgl. Bundesanstalt für Straßenwesen 2015a)

Attribut	Beschreibung
Zst	BASSt-Zählstellenummer
Land	Bundesland
Strklas	Straßenklasse
Strnum	Straßennummer
Datum	Datum
Stunde	Erhebungsstunde (Stunde 01 ≡ 00:00 Uhr – 01:00 Uhr etc.)
Kfz_R1	Verkehrsmenge alle Kfz Richtung 1
Kfz_R2	Verkehrsmenge alle Kfz Richtung 2
Lkw_R1	Verkehrsmenge Lkw-Gruppe Richtung 1
Lkw_R2	Verkehrsmenge Lkw-Gruppe Richtung 2

FCD haben einen räumlich-zeitlichen Charakter. Zum einen enthält jeder Datensatz eine eindeutige Geoposition und kann somit lokal zugeordnet werden. Andererseits enthalten die Datensätze in jedem Tupel auch einen eindeutigen Zeitstempel, ein Merkmal einer momentanen Größe. Die in den FCD enthaltenen Geschwindigkeitsangaben können daher als momentane Geschwindigkeiten angesehen werden. Sie müssen nicht erst in eine räumliche Größe umgerechnet werden. Da sich alle Datensätze innerhalb eines Radius von maximal 500 m um die jeweilige Zählstelle befinden, können die Daten gleichzeitig als quasi-lokale Messung interpretiert werden, da in dieser Arbeit davon ausgegangen wird, dass die Verkehrsverhältnisse an der Zählstelle und dem tatsächlichen Ort der Geschwindigkeitsmessung nahezu identischen sind. Dies ermöglicht es, die mittels FCD erfassten Geschwindigkeiten direkt den Verkehrsstärken, die im jeweiligen Zählstellenbereich gemessenen wurden, zuordnen zu können.

Wie die Statistiken in Kapitel 3.3 zeigen, sind die Ausstattungsraten für die einzelnen Zählstellen nicht sinnvoll bestimmbar. Es ist jedoch davon auszugehen, dass sie deutlich unter den in Kapitel 3.1.2 geforderten Ausstattungsraten liegen. Um q-v-Diagramme herzuleiten, ist jedoch keine lückenlose Darstellung des Verkehrsflusses an einzelnen Zählstellen erforderlich. Es genügt eine ausreichend große Zahl an Messwerten, die in Stunden mit stationärem Verkehrsfluss gemessen wurden. Durch Aggregation der Messwerte gleicher Streckentypen, kann für häufig auftretende Streckentypen eine ausreichend große Anzahl an Messwerte gesammelt werden, um q-v-Diagramme herzuleiten, auch wenn die Ausstattungsraten der einzelnen Dauerzählstellen insgesamt sehr gering sind.

Tabelle 22: Anzahl der Streckenabschnitte nach Streckentypen

Lage	Anzahl Fahrstreifen	Zulässige Höchstgeschwindigkeit	Steigung	Tunnel	SBA	TSF	Anzahl Streckenabschnitte
aB	2	130	≤ 2	F	F	F	98
	3	120	≤ 2	F	F	F	14
		130	≤ 2	F	F	F	33
			≤ 2	F	T	F	11
iB	2	100	≤ 2	F	F	F	12
		130	≤ 2	F	F	F	10
	3	100	≤ 2	F	F	F	19
		130	≤ 2	F	T	F	15

Daher fokussiert sich die Analyse dieser Arbeit auf „klassische“ Autobahnabschnitte mit zwei und drei Fahrstreifen. Das heißt, dass Autobahnabschnitte mit SBA oder TSF sowie in Tunneln gelegene Autobahnabschnitte nicht berücksichtigt werden. Zudem gehen nur Streckenabschnitte in die Analyse ein, deren Längsneigung $\leq 2\%$ ist. Grund für die Auswahl ist, dass hauptsächlich für diese Abschnitte eine ausreichend große Datengrundlage vorhanden ist, wie Tabelle 22 zeigt. Die Tabelle enthält alle Streckentypen, denen mindestens zehn der untersuchten Streckenabschnitte zugeordnet werden können. Es handelt sich größtenteils um die beschriebenen „klassischen“ Streckentypen.

5.1 Bestimmung von Stunden mit stationärem Verkehrsfluss

Da die Messwerte der Dauerzählstellen für diese Arbeit nur in Stunden-Werten vorliegen, ist davon auszugehen, dass die Verkehrsstärken oftmals nicht das Ergebnis stationären Verkehrsflusses sind. Eine Gegenüberstellung dieser Messwerte mit den FCD-Geschwindigkeiten würde daher in vielen Fällen einen Verkehrszustand im q-v-Diagramm repräsentieren, der in der Realität gar nicht stattgefunden hat (vgl. Kapitel 2.6.5). Eine Berücksichtigung dieser Werte würde den Kurvenverlauf des q-v-Diagramms verfälschen. Dies wird am Beispiel zweistreifiger Autobahnabschnitte außerhalb von Ballungsräumen und ohne Begrenzung der Geschwindigkeit dargestellt. Die q-v-Paare aller regulärer FCD für diesen Streckentyp sind in Abbildung 54 dargestellt. Die charakteristische q-v-Kurve (vgl. Kapitel 2.6.3) ist kaum zu erkennen, da der Bereich zwischen oberem und unterem Ast mit Messwerten gefüllt ist und die Geschwindigkeiten im oberen Ast sehr stark streuen. Diese Werte sind das Ergebnis mehrerer unterschiedlicher Verkehrszustände, die über eine Stunde zusammengefasst wurden.

Um die Verkehrsverhältnisse möglichst genau abbilden zu können, dürfen daher nur Messwerte aus Stunden mit stationärem Verkehrsfluss berücksichtigt werden. Um diese zu ermitteln werden drei Verfahren angewandt:

1. Ein einfacher Ansatz, der nur Stunden mit weitestgehend homogenen Geschwindigkeiten berücksichtigt.
2. Ein Algorithmus, der Stunden mit unterschiedlichen Verkehrszuständen in „stationäre Phasen“ unterteilt.
3. Eine Kombination aus den ersten beiden Ansätzen.

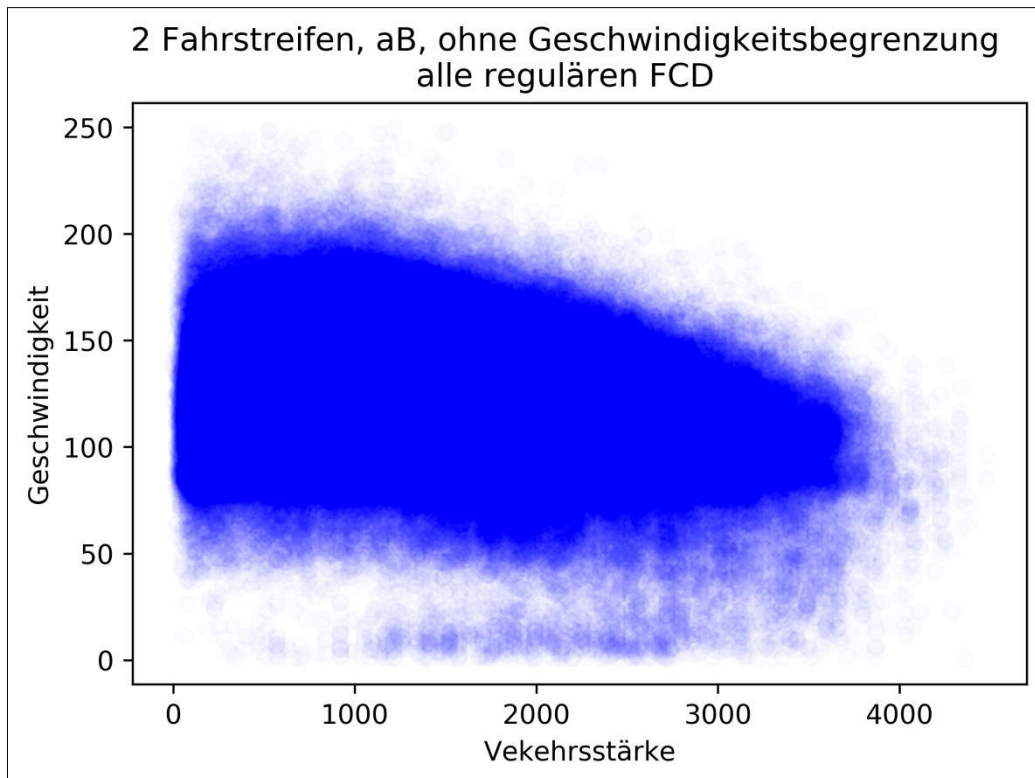


Abbildung 54: q-v-Diagramm für zweistreifige Abschnitte, aB, ohne Geschwindigkeitsbegrenzung mit allen regulären FCD (eigene Darstellung)

Alle Verfahren werden im Folgenden näher vorgestellt. Die Ergebnisse werden anschließend in Kapitel 5.2 verglichen. Insbesondere im zweiten und dritten Fall ist die Grundannahme der Verfahren, dass FCD gleichmäßig im Verkehrsstrom verteilt sind. Zeiten in denen viele FCD registriert wurden, sind daher Zeiten mit hohen Verkehrsstärken. Werden nur wenige FCD registriert, sind die Verkehrsstärken geringer. Dass diese Annahme zumindest teilweise zutrifft, bestätigt der Korrelationskoeffizient der beiden Messgrößen. Mit einem Wert von 0,54 belegt er einen mittleren linearen Zusammenhang zwischen der Anzahl der in einer Stunde erfassten FCD und der Anzahl der im gleichen Zeitraum gemessenen Verkehrsstärke.

5.1.1 Einfacher Ansatz

Aufgrund der oftmals zu geringen Anzahl an FCD kann das im Abschnitt *Stationarität* in Kapitel 2.1 vorgestellte Verfahren zur Bestimmung von Instationarität nach GEISTEFELDT nicht angewendet werden. Daher müssen alternative Kriterien formuliert werden, die Grundgedanken von GEISTEFELDT können jedoch übernommen werden:

- GEISTEFELDT wählte die Streuung der Geschwindigkeit als Kriterium für Instationarität. Auch in diesem Ansatz werden die Geschwindigkeiten als Indikator für instationären Verkehrsfluss herangezogen. Allerdings ist die stündliche Datenverfügbarkeit in den meisten Fällen zu gering, um Fünf-Minuten-Intervalle zu bilden und daraus Standardabweichungen vom Mittelwert zu berechnen. Daher wird als Kriterium für instationären Verkehrsfluss in diesem Ansatz vereinfachend die Differenz zwischen der höchsten und der niedrigsten auf einer Richtungsfahrbahn pro Stunde gemessenen Geschwindigkeit gewählt. Als Grenzwert wird 20 km/h festgelegt. Unter der Annahme, dass der Mittelwert genau in der Mitte zwischen

der größten und der kleinsten gemessenen Geschwindigkeit liegt, entspricht das einer Standardabweichung von 10 km/h in beide Richtungen, wie sie bei GEISTEFELDT als Grenzwert definiert wird. Übersteigt die Differenz diesen Wert, wird der Verkehrsfluss in dieser Stunde als instationär eingestuft und in der weiteren Analyse nicht berücksichtigt.

- Da die Geschwindigkeiten bei freiem Verkehrsfluss in erster Linie von der persönlichen Einstellung des Fahrers und den technischen Möglichkeiten des Fahrzeugs sowie den zulässigen Höchstgeschwindigkeiten abhängen, können sie stark variieren. Daher können die Geschwindigkeitsdifferenzen bei freiem Verkehrsfluss leicht den Grenzwert von 20 km/h übersteigen. Da es sich dennoch um stationären Verkehrsfluss handelt, werden Stundenwerte mit Differenzen über 20 km/h nicht aussortiert, wenn alle Werte über der Richtgeschwindigkeit von 130 km/h bzw. über der jeweils zulässigen Höchstgeschwindigkeit liegen, da in diesen Fällen von freiem Verkehrsfluss auszugehen ist.

Die Bildung der q-v-Paare anhand der beschriebenen Kriterien wird in Listing 16 umgesetzt. Der Datensatz wird hierdurch auf 365.333 FCD-Tupel reduziert. Die geringe Anzahl verbleibender FCD ist eine Schwäche des Verfahrens. Dennoch führt das Verfahren zu einer Verbesserung der Ergebnisse, wie Abbildung 55 zeigt. Der obere Ast ist nun deutlich vom unteren Ast getrennt, im unteren Ast sind jedoch nur wenige q-v-Paare zu finden. Die Streuung der Geschwindigkeit ist geringer aber im Bereich des freien Verkehrs bei sehr geringen Verkehrsstärken weiterhin hoch.

Ein Grund hierfür ist, dass in diesem Bereich oftmals nur ein FCD-Tupel pro Stunde erfasst wurde. Dies entspricht zwar der Grundannahme, dass bei geringen Verkehrsstärken wenige FCD zu erwarten sind. Allerdings ist es fraglich, ob die Verkehrsverhältnisse einer gesamten Stunde mit nur einem Messwert ausreichend genau beschrieben werden können. Aufgrund der ohnehin geringen Datenverfügbarkeit können jedoch keine weiteren Ausschlusskriterien hinzugefügt werden. Die breiten Streuungen müssen daher hingenommen werden.

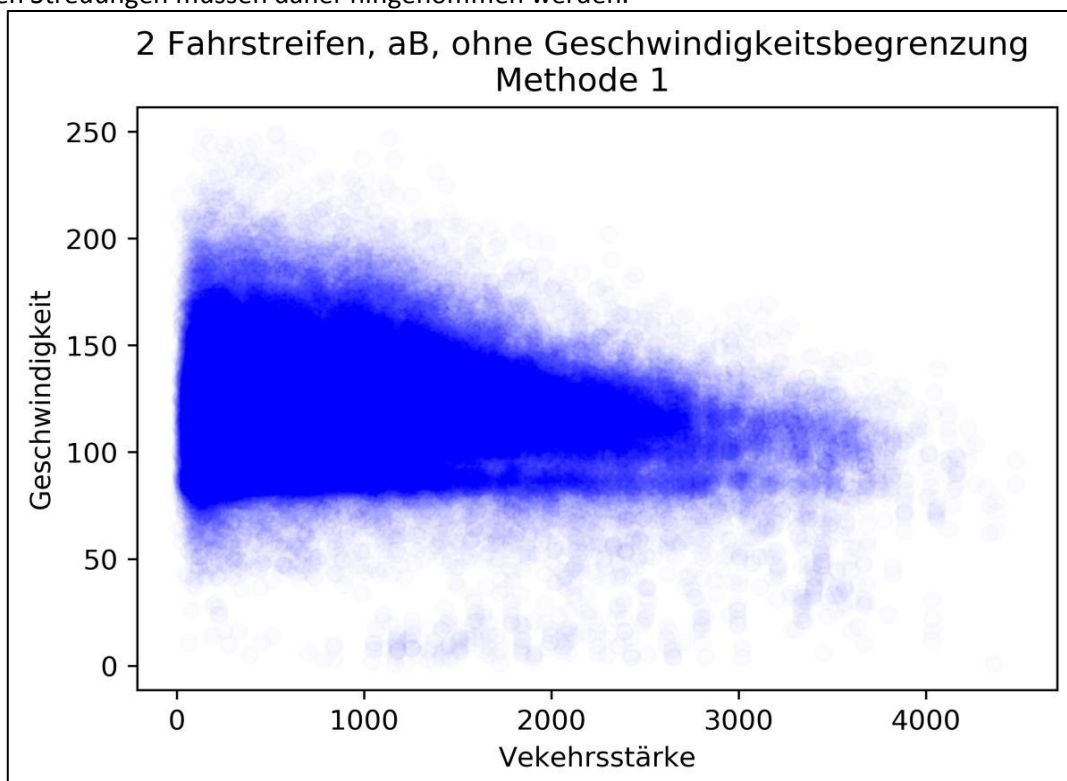


Abbildung 55: q-v-Diagramm für zweistreifige Abschnitte, aB, ohne Geschwindigkeitsbegrenzung nach Methode 1 (eigene Darstellung)

Eine Stärke des Verfahrens ist, dass es leicht umsetzbar ist und auch Stunden mit wenigen FCD mit einbeziehen kann. Zudem ist das Vorgehen in diesem Verfahren mit dem Vorgehen von BRILON und GEISTEFELDT vergleichbar, da auch hier Stundenwerte, die die Stationaritätsbedingung nicht erfüllen, unberücksichtigt bleiben (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17).

5.1.2 Algorithmus zur Unterteilung in „stationäre Phasen“

Für die Anwendung des Algorithmus werden zunächst alle regulären FCD berücksichtigt und mit Listing 18 aufbereitet. Um die Stundenwerte in Phasen mit stationärem Verkehrsfluss zu unterteilen, werden die auf einer Richtungsfahrbahn in einer Stunde gemessenen FCD in „stationäre Gruppen“ eingeteilt. Hierzu wird ein Algorithmus basierend auf dem Verfahren nach GEISTEFELDT angewandt:

1. Beginnend mit dem ersten Messwert einer Stunde werden solange weitere Messwerte in die „stationäre Gruppe“ aufgenommen und die Wurzel der durchschnittlichen quadratischen Abweichung berechnet, bis diese den Grenzwert von 10 km/h übersteigt.
2. Der Messwert, ab dem der Grenzwert überschritten wird, bildet den Anfang einer neuen „stationären Gruppe“. Diese wird analog zu Schritt 1 aufgefüllt.
3. Die Schritte 1 und 2 werden so lange wiederholt, bis alle FCD einer „stationären Gruppe“ zugeordnet sind. Für jede neue Stunde und jede neue Richtungsfahrbahn wird eine neue „stationäre Gruppe“ angefangen.

Durch die Annahme gleichverteilter FCD im Gesamtverkehrsaufkommen ist die Anzahl der in einer „stationären Gruppe“ zusammengefassten FCD als proportional zur Verkehrsstärke anzusehen. Die stündliche Verkehrsstärke einer „stationären Phase“¹⁶ kann daher entsprechend der zeitlichen Ausdehnung der „stationären Gruppe“ berechnet werden:

4. Über den Anteil der einer „stationären Gruppe“ zugeordneten FCD an den insgesamt pro Stunde gemessenen FCD kann die Anzahl der insgesamt in dieser Zeit erfassten Fahrzeuge berechnet werden:

$$q_{SP,i} = \frac{q_{FCD,SP,i}}{q_{FCD}} * q \quad (62)$$

mit $q_{SP,i}$ = Verkehrsstärke in der „stationären Phase“ i
 $q_{FCD,SP,i}$ = Anzahl in „stationärer Phase“ i registrierter FCD
 q_{FCD} = Anzahl in der Stunde insgesamt erfasster FCD

5. Über die zeitliche Ausdehnung der „stationären Phase“ können die für eine „stationäre Phase“ ermittelten Verkehrsstärken auf Stunden-Werte hochgerechnet werden. Da in den wenigsten Fällen unmittelbar vor dem Ende einer Stunde ein FCD-Tupel erfasst wird, wird davon ausgegangen, dass sich die letzte „stationäre Phase“ bis zum Ende der jeweiligen Stunde ausdehnt. Es ergeben sich somit drei Fälle:

5.1 Es handelt sich um die erste „stationäre Gruppe“ in einer Stunde:

Die „stationäre Phase“ beginnt mit der betrachteten Stunde und endet mit dem letzten FCD-Wert, der der „stationären Gruppe“ zugeordnet ist. Der Zeitanteil der „stationären Phase“ an einer Stunde ist

¹⁶ Eine „stationäre Phase“ umfasst die Zeit, in der FCD einer „stationären Gruppe“ gemessen werden.

$$z_{SP,i} = \frac{t_{max,i}}{60} \tag{63}$$

mit $z_{SP,i}$ = Zeitanteil der „stationären Phase“ i,
 $t_{max,i}$ = Minute und Sekunde (als Dezimalzahl) des letzte FCD-Wertes der Phase i.

5.2 Es handelt sich nicht um die erste und nicht um die letzte „stationäre Gruppe“ einer Stunde:

Die „stationäre Phase“ beginnt unmittelbar nach dem letzten FCD-Wert der vorangegangenen „stationären Gruppe“ und endet mit dem letzten der „stationären Gruppe“ zugeordneten Wert. Der Zeitanteil der „stationären Phase“ ist

$$z_{SP,i} = \frac{t_{max,i} - t_{max,i-1}}{60}. \tag{64}$$

5.3 Es handelt sich um die letzte „stationäre Gruppe“ einer Stunde:

Die „stationäre Phase“ beginnt unmittelbar nach dem letzten FCD-Wert der vorangegangenen „stationären Gruppe“ und endet mit Ablauf der betrachteten Stunde. Der Zeitanteil der stationären Phase ist

$$z_{SP,i} = \frac{60 - t_{max,i-1}}{60}. \tag{65}$$

6. Mit der Verkehrsstärke aus Schritt 4 und dem Zeitanteil einer „stationären Phase“ aus Schritt 5 kann für jede „stationäre Gruppe“ die stündliche Verkehrsstärke errechnet werden, die bei gleichbleibendem, stationärem Verkehrsfluss erreicht worden wäre:

$$q_{neu,i} = \frac{q_{SP,i}}{z_{SP,i}} \tag{66}$$

mit $q_{neu,i}$ = Verkehrsstärke, die der stündlichen Verkehrsstärke der Phase i entspricht.

Durch einzelne „Ausreißer“, die die sonst zum jeweiligen Zeitpunkt gefahrenen Geschwindigkeiten deutlich über- oder unterschreiten, berechnet der Algorithmus deutlich zu große Verkehrsstärken, da die „Ausreißer“ einer neuen „stationären Gruppe“ zugeordnet werden, deren zeitliche Ausdehnung extrem kurz sein kann. Dies führt bei einer Hochrechnung auf 60-Minuten-Werte zu extremen

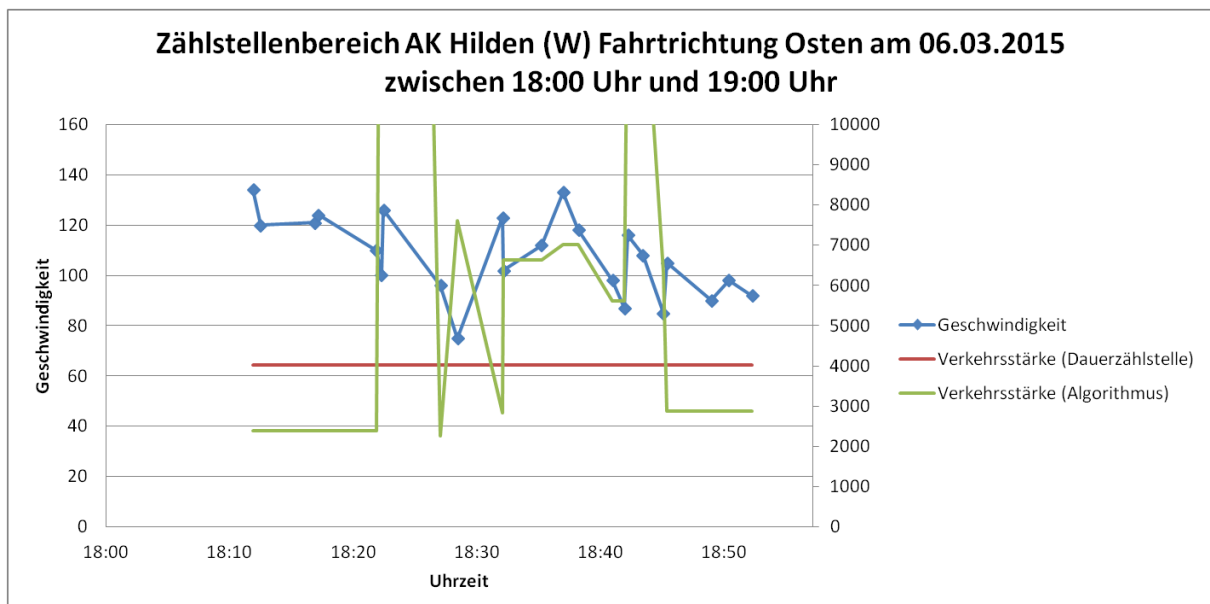


Abbildung 56: Zählstellenbereich AK Hilden (W) Fahrtrichtung Osten am 06.03.2015 zwischen 18:00 Uhr und 19:00 Uhr

Verkehrsstärken. Die Problematik wird in Abbildung 56 bzw. Tabelle 23 veranschaulicht. Die Abbildung zeigt die Geschwindigkeiten sowie die an der Zählstelle gemessenen und durch den Algorithmus berechneten Verkehrsstärken im Zählstellenbereich AK Hilden (W) in östlicher Fahrtrichtung am 06.03.2015 zwischen 18:00 Uhr und 19:00 Uhr, wenn nur die ersten sechs Schritte des Algorithmus durchgeführt werden. Die „Ausreißer“ sind in der Tabelle rot markiert. Der negative Einfluss auf den Algorithmus ist klar erkennbar. Sie führen im Beispiel zu extremen Verkehrsstärken, die weit über der Kapazität eines Streckenabschnitts liegen.

Tabelle 23: Geschwindigkeiten und Verkehrsstärken am AK Hilden (W) (Fahrtrichtung Osten) am 06.03.2015 zwischen 18:00 Uhr und 19:00 Uhr

Uhrzeit	Geschwindigkeit	Verkehrsstärke (Dauerzählstelle)	Verkehrsstärke (Algorithmus)	„Stationäre Gruppe“
18:11:58	134	4030	2389,32806	1
18:12:33	120	4030	2389,32806	1
18:17:00	121	4030	2389,32806	1
18:17:17	124	4030	2389,32806	1
18:22:00	110	4030	2389,32806	1
18:22:26	100	4030	24260,8696	2
18:22:35	126	4030	70086,9565	3
18:27:14	96	4030	2260,86957	4
18:28:37	75	4030	7599,79047	5
18:32:19	123	4030	2841,3631	6
18:32:22	102	4030	6639,81693	7
18:35:29	112	4030	6639,81693	7
18:37:15	133	4030	7008,69565	8
18:38:29	118	4030	7008,69565	8
18:41:17	98	4030	5606,95652	9
18:42:14	87	4030	5606,95652	9
18:42:32	116	4030	14017,3913	10
18:43:44	108	4030	14017,3913	10
18:45:24	85	4030	6307,82609	11
18:45:42	105	4030	2880,28588	12
18:49:19	90	4030	2880,28588	12
18:50:44	98	4030	2880,28588	12
18:52:40	92	4030	2880,28588	12

Diese „Ausreißer“ müssen daher ausgeschlossen werden. Hierzu wird der Algorithmus um folgende Schritte erweitert:

7. Alle „stationären Gruppen“, die weniger als drei FCD-Tupel enthalten, werden entfernt.
8. Die Schritte 1 bis 6 werden wiederholt, um „stationäre Gruppen“, die durch einen dazwischenliegenden „Ausreißer“ getrennt wurden, als eine „stationäre Gruppe“ zusammenzufassen.

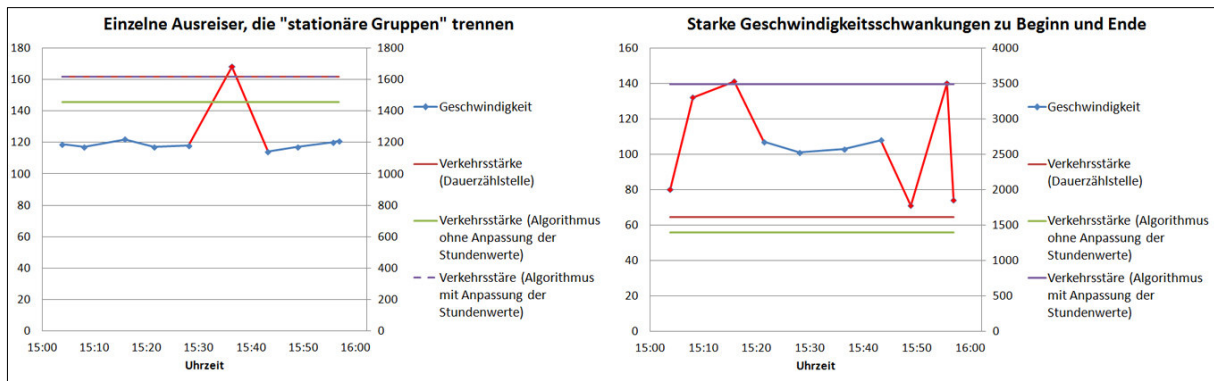


Abbildung 57: Beispiele für die Auswirkung angepasster bzw. nicht angepasster FCD-Stundenwerte (eigene Darstellung)

Die Anzahl der in einer Stunde gemessenen FCD wird auch bei einem Ausschluss von „Ausreißern“ nicht angepasst. Der Grund hierfür wird in Abbildung 57 veranschaulicht. Die Abbildung erläutert anhand zweier beispielhafter Situationen, welche Auswirkungen eine Anpassung der pro Stunde gemessenen FCD-Werte bzw. ein Verzicht auf eine Anpassung haben können. Messwerte, die durch den Algorithmus aussortiert werden, sind rot dargestellt. Zudem werden jeweils die tatsächlich gemessene Verkehrsstärke sowie die bei angepasster Anzahl der FCD-Werte und bei unangepasster Anzahl der FCD-Werte berechneten Verkehrsstärken eingezeichnet.

Links ist eine Situation dargestellt, in der die erfassten Geschwindigkeiten sehr homogen sind. Lediglich ein „Ausreißer“ sorgt dafür, dass die „stationäre Gruppe“ aufgeteilt wird. In Schritt 7 des Algorithmus wird dieser „Ausreißer“ entfernt. Die beiden getrennten „stationären Gruppen“ werden schließlich in Schritt 8 zu einer Gruppe vereinigt. Da die „stationäre Gruppe“ ein FCD-Tupel weniger enthält als ursprünglich in dieser Stunde gemessen wurde, wird die Verkehrsstärke von dem Algorithmus in diesem Fall zu gering eingeschätzt. Je mehr FCD pro Stunde gemessen wurden und je weniger hiervon aussortiert werden müssen, desto geringer fällt dieser Effekt aus.

Ein anderes Beispiel ist rechts in Abbildung 57 dargestellt. Zu Beginn und Ende der Stunde schwanken die Geschwindigkeiten so stark, dass maximal „stationäre Gruppen“ mit zwei Elementen gebildet werden können. Lediglich in der Mitte kann eine „stationäre Gruppe“ mit mehr als drei Elementen gebildet werden. Die restlichen Messwerte werden in Schritt 7 entfernt. Würde die Anzahl der FCD mit angepasst werden, wäre die „stationäre Gruppe“ in der Mitte repräsentativ für die ganze Stunde und die Verkehrsstärken müssten entsprechend stark nach oben korrigiert werden. Tatsächlich ist die „stationäre Gruppe“ jedoch nur für den mittleren Teil der Stunde repräsentativ. Zu den Verkehrsstärken zu Beginn und Ende der Stunde können keine gesicherten Aussagen getroffen werden, dennoch müssen sie berücksichtigt werden, da auch auf sie ein Teil der insgesamt gemessenen Verkehrsstärke entfällt.

Die Ungenauigkeiten, die durch nicht angepasste FCD-Stundenwerte im linken Fall entstehen, werden als deutlich geringer eingeschätzt, als Ungenauigkeiten, die durch angepasste Stundenwerte im rechten Fall entstehen. Daher wird auf eine Anpassung der Werte im Algorithmus verzichtet.

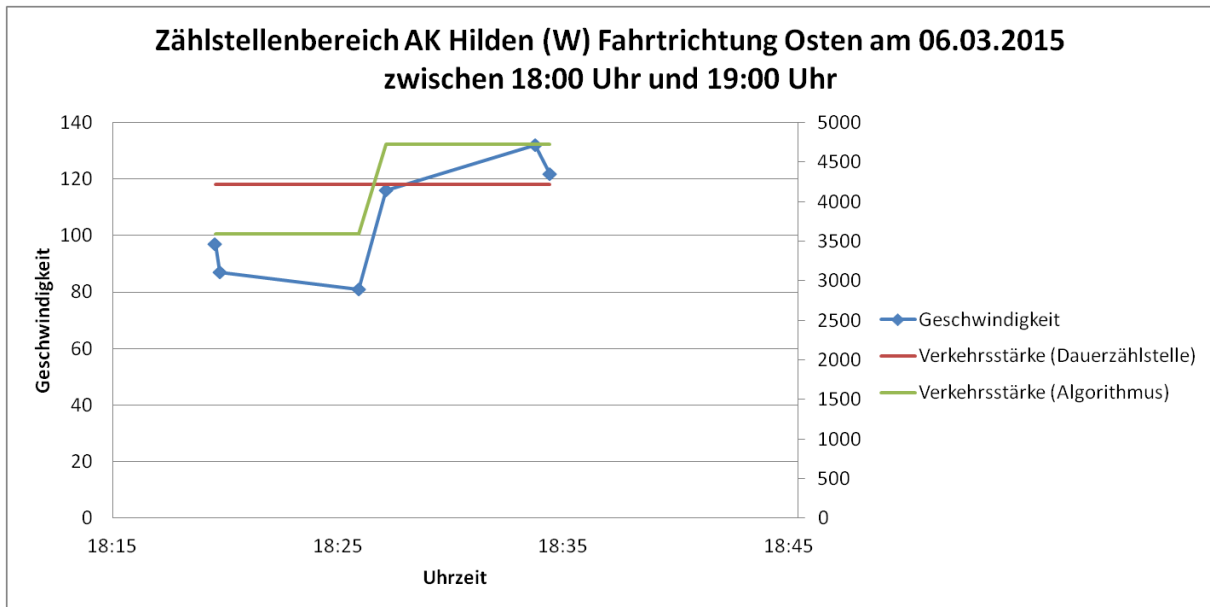


Abbildung 58: Zählstellenbereich AK Hilden (W) Fahrtrichtung Osten am 06.03.2015 zwischen 18:00 Uhr und 19:00 Uhr (vollständiger Algorithmus)

Durch die Erweiterung des Algorithmus kann die Zahl der Extremwerte reduziert und die „stationären Gruppen“ besser zusammengefasst werden. Dies wirkt sich insgesamt positiv auf die Ergebnisse aus, wie in Abbildung 58 zu sehen ist. Die Abbildung zeigt die gleiche Situation, wie in Abbildung 56, in diesem Fall sind die Verkehrsstärken jedoch mit dem vollständigen Algorithmus berechnet. Es ist zu erkennen, dass nur ein Drittel der ursprünglichen q-v-Paare übrig bleibt, was die zeitliche Verfügbarkeit der Daten stark einschränkt. Die Berechnung der Verkehrsstärke für die verbleibenden q-v-Paare führt jedoch zu besseren Ergebnissen als in Abbildung 56. Allerdings hat der Algorithmus weiterhin die Schwäche, dass er auf der Annahme basiert, dass es einen perfekten linearen Zusammenhang zwischen der Anzahl der erfassten FCD und der Verkehrsstärke gibt. Diese Annahme trifft jedoch nicht zu, es konnte lediglich ein mittlerer linearer Zusammenhang festgestellt werden. Es ist daher davon auszugehen, dass Algorithmus in vielen Fällen gute Ergebnisse liefert, in einigen Fällen berechnet er jedoch auch widersprüchliche Ergebnisse, wie ebenfalls in Abbildung 58 zu sehen ist. Trotz höherer Durchschnittsgeschwindigkeit berechnet der Algorithmus eine höhere Verkehrsstärke. Ausgehend von einem typischen Verlauf der q-v-Kurve wären im oberen Ast bei steigenden Geschwindigkeiten jedoch geringere Verkehrsstärken zu erwarten.

Grundsätzlich ist für den Algorithmus nicht erkennbar, ob die durchschnittliche Geschwindigkeit der „stationären Gruppe“ $i+1$ über oder unter der durchschnittlichen Geschwindigkeit der „stationären Gruppe“ i liegt und ob daher eine höhere oder geringere Verkehrsstärke berechnet werden müsste, um konsistente Ergebnisse zu erhalten. Die Höhe der berechneten Verkehrsstärke hängt neben der zeitlichen Ausdehnung der „stationären Gruppe“ nur von der Anzahl der FCD ab. Neben dem nur mittleren linearen Zusammenhang kann daher auch die Gesamtzahl der in einer Stunde erfassten FCD ein Grund für diese Ergebnisse sein, da insbesondere bei geringer FCD-Verfügbarkeit der Zeitpunkt des Auftretens eines FCs erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Hier kann schon eine Minute einen großen Unterschied in den Verkehrsstärken bewirken.

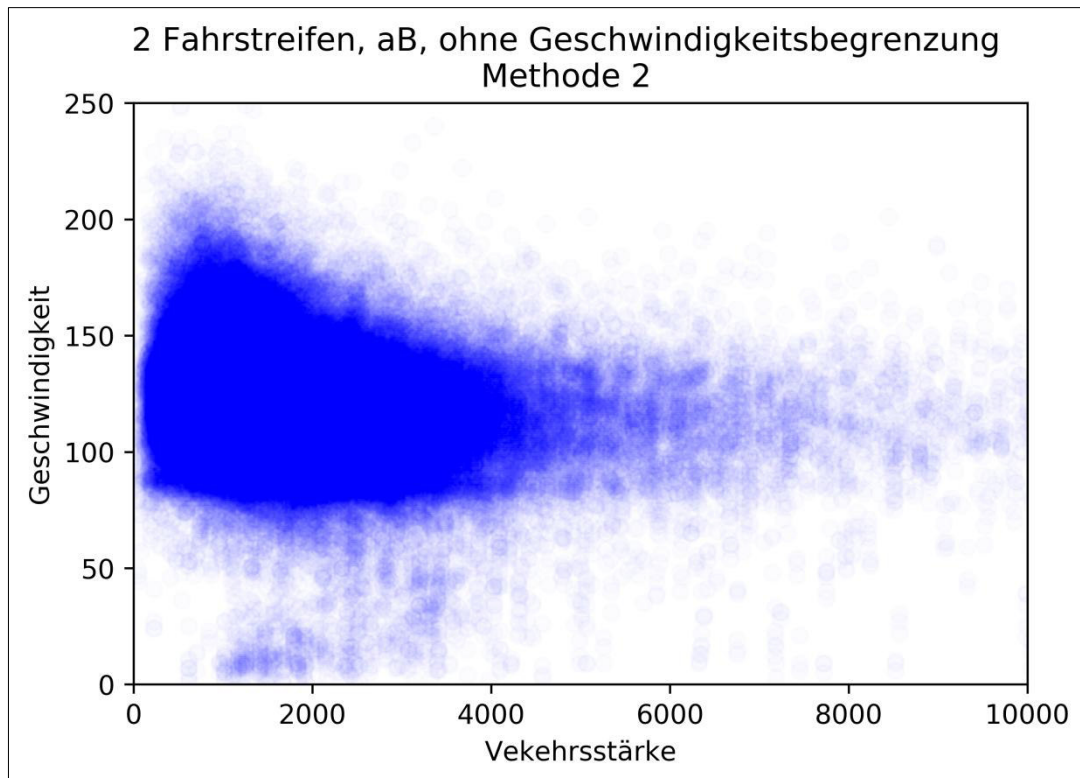


Abbildung 59: q-v-Diagramm für zweistreifige Abschnitte, aB, ohne Geschwindigkeitsbegrenzung nach Methode 2 (eigene Darstellung)

Die Zuordnung der q-v-Werte zu einem Streckentyp erfolgt mit Listing 20. Die mit dem Algorithmus berechneten q-v-Paare für zweistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h sind bis zu einer Verkehrsstärke von 10.000 Kfz/h in Abbildung 59 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Algorithmus in vielen Fällen die Verkehrsstärke zu hoch einschätzt.

Es ist davon auszugehen, dass die Ergebnisse in Stunden mit hoher FCD-Verfügbarkeit besser sind, da die Abstände zwischen dem Auftreten zweier FCs geringer sind und eine zufällige Schwankung geringer ins Gewicht fällt. Zudem ist anzunehmen, dass sich die Zusammenhänge zwischen der Anzahl der FCD und den gemessenen Verkehrsstärken bei höherer FCD-Verfügbarkeit eher einem linearen Zusammenhang annähern und dass Abweichungen von diesem Zusammenhang weniger ins Gewicht fallen. Mit den vorliegenden Daten führt der Algorithmus jedoch zu ungenauen Ergebnissen, weshalb dieser Ansatz für die Auswertung in Kapitel 5.2 nicht berücksichtigt wird.

5.1.3 Kombiniertes Ansatz

Der kombinierte Ansatz verbindet die beiden zuvor beschriebenen Ansätze und nutzt ihre jeweiligen Stärken. Dies sind einerseits die einfache Umsetzung und die relativ guten Ergebnisse des Ansatzes in Kapitel 5.1.1 und andererseits die höhere Datenverfügbarkeit bei Anwendung des Algorithmus aus Kapitel 5.1.2. Die Umsetzung des kombinierten Ansatzes erfolgt in zwei Stufen.

Stufe 1

Wie in Kapitel 5.1.2 beschrieben wurde, ist davon auszugehen, dass der Algorithmus insbesondere in Stunden mit hoher FCD-Verfügbarkeit zu guten Ergebnissen kommt. Seine Anwendung wird daher auf diesen Fall beschränkt und zwischen Stunden mit hoher FCD-Verfügbarkeit und Stunden mit

geringer FCD-Verfügbarkeit unterschieden. Aufgrund der höheren Datenverfügbarkeit im Vergleich zum einfachen Ansatz in Kapitel 5.1.1 kann nun auch für die Anwendung des einfachen Ansatzes eine Mindestzahl an FCD gefordert werden, ohne dass die Datengrundlage zu klein wird. Folgende Mindestwerte werden daher für den kombinierten Ansatz gefordert:

1. Ist der Verkehrsfluss über die ganze Stunde stationär, muss lediglich ein Verkehrszustand erfasst werden. Eine geringe Anzahl FCD genügt, um ein ausreichend genaues Bild der Verkehrssituation erstellen zu können. Es wird gefordert, dass mindestens vier FCs pro Stunde und Richtungsfahrbahn erfasst werden und dass sich deren Maximal- und Minimalgeschwindigkeit um höchstens 20 km/h unterscheiden. So ist auch bei geringer FCD-Verfügbarkeit sichergestellt, dass im Durchschnitt mindestens alle 15 Minuten ein FCD-Tupel aufgezeichnet wird.
2. Für die Anwendung des Algorithmus aus Kapitel 5.1.2 wird eine höhere FCD-Verfügbarkeit gefordert, um die Verkehrszustände ausreichend genau unterscheiden zu können. Weichen die Minimal- und die Maximalgeschwindigkeit um mehr als 20 km/h voneinander ab, müssen mindestens zwölf FCs pro Stunde und Richtungsfahrbahn erfasst werden, so dass im Durchschnitt mindestens alle fünf Minuten ein FCD-Tupel aufgezeichnet wird.

Die Daten, die diese Kriterien erfüllen, werden in Listing 21 ausgewählt. Es verbleiben 817.246 FCD-Tupel, die alle Voraussetzungen erfüllen. Durch Stufe 1 werden insbesondere q-v-Paare zwischen dem oberen und dem unteren Ast des q-v-Diagramms aussortiert, allerdings wird auch die Zahl der q-v-Paare mit geringen Verkehrsstärken und hohen Geschwindigkeiten reduziert.

Stufe 2

In den Daten aus Stufe 1 sind noch Messwerte enthalten, bei denen der Unterschied zwischen der höchsten und der niedrigsten in einer Stunde gemessenen Geschwindigkeit mehr als 20 km/h

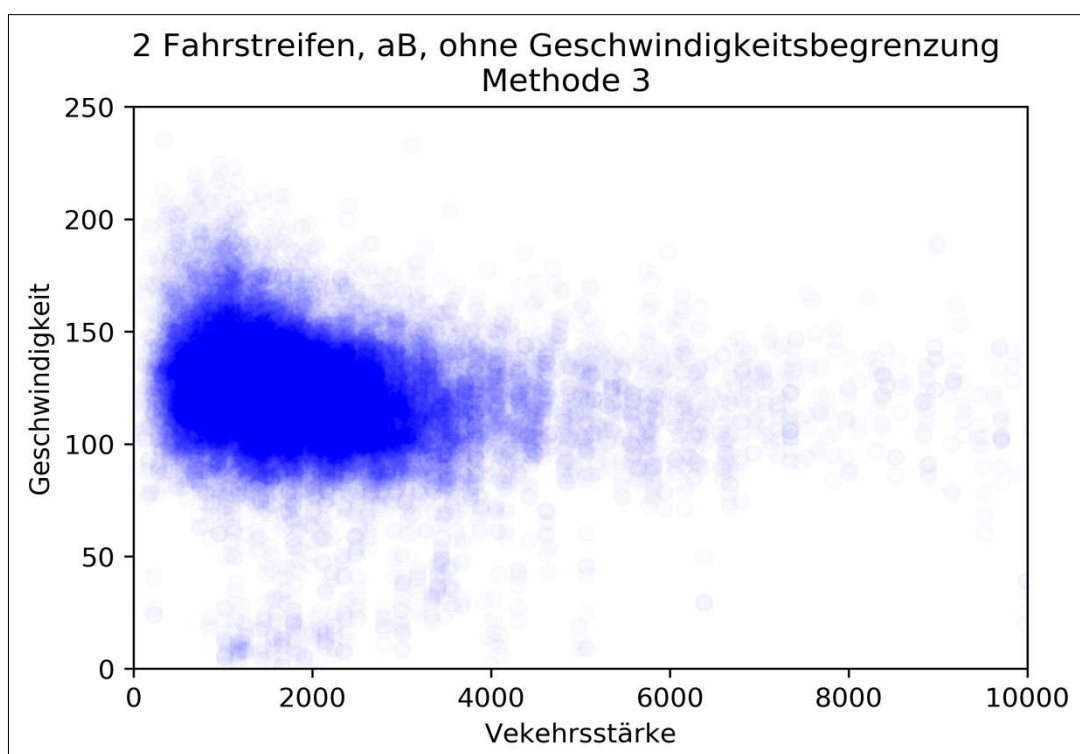


Abbildung 60: q-v-Diagramm für zweistreifige Abschnitte, aB, ohne Geschwindigkeitsbegrenzung nach Methode 3 (eigene Darstellung)

beträgt. Diese Messwerte weisen annahmegemäß in einer Stunde mehr als einen Verkehrszustand auf und müssen mit Hilfe des Algorithmus aus Kapitel 5.1.2 weiter bearbeitet werden. Nach Anwendung des Algorithmus verbleiben in dem Datensatz noch 558.566 q-v-Paare.

Eine Zuordnung der q-v-Paare zu Streckentypen erfolgt ebenfalls über Listing 20. Abbildung 60 zeigt die Ergebnisse des Verfahrens für eine zweistreifige Fahrbahn außerhalb von Ballungsräumen und einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h. Im Vergleich zu Methode 2 ist die Zahl der überschätzten Verkehrsstärken deutlich geringer. Der obere Ast ist besser zu erkennen, im unteren Ast sind auch in diesem Verfahren nur sehr wenige Wertepaare vorhanden.

Die Schwachstellen des Algorithmus wurden bereits in Kapitel 5.1.2 beschrieben. Durch den kombinierten Ansatz kann die Zahl der zu hohen Verkehrsstärken reduziert werden. Daher wird auch der kombinierte Ansatz bei der Ableitung der q-v-Beziehungen in Kapitel 5.2 angewandt und getestet.

5.2 Ergebnisse

Durch Anwendung der Verfahren in Kapitel 5.1 stehen zwei Datensätze zur Verfügung, anhand derer q-v-Diagramme abgeleitet werden können. Das Verfahren zur Ableitung der q-v-Diagramme wird teilweise bereits in Listing 20 und zusätzlich mit Listing 22 bzw. Listing 23 umgesetzt. Es orientiert sich an dem von BRILON und GEISTEFELDT durchgeführten Verfahren zur Überprüfung der Bemessungswerte des HBS für Autobahnabschnitte (vgl. Brilon und Geistefeldt 2010):

1. Für jede Richtungsfahrbahn und jede Stunde wird der Schwerverkehrsanteil (SV-Anteil) berechnet und auf ein Vielfaches von 2,5% gerundet.
2. Die ermittelten SV-Anteile gelten wie die Verkehrsstärken für alle in der jeweiligen Stunde auf der Richtungsfahrbahn erfassten FCD. Die FCD werden entsprechend des ihnen zugeordneten SV-Anteils in die Gruppen
 - SV-Anteil $\leq 5\%$ für SV-Anteile bis einschließlich 5%,
 - SV-Anteil = 10% für SV-Anteile größer 5% bis einschließlich 15%,
 - SV-Anteil = 20% für SV-Anteile größer 15% bis einschließlich 25% und
 - SV-Anteil = 30% für SV-Anteile größer 25% bis einschließlich 35%
 eingeteilt. Die weitere Analyse erfolgt getrennt nach den SV-Gruppen.
3. Die Verkehrsstärken werden in Verkehrsstärkekassen der Breite 60 Kfz/h zusammengefasst.
4. Die q-v-Beziehungen sind nur für Verkehrsstärken kleiner oder gleich der Kapazität gültig. Da in dieser Arbeit keine eigene Kapazitätsermittlung vorgenommen wird, werden die Kapazitätswerte des HBS übernommen und nur q-v-Paare bei der Auswertung berücksichtigt, deren Verkehrsstärke kleiner oder gleich dieser Werte ist. Dies hat insbesondere auf den kombinierten Ansatz Auswirkungen, da hier durch die Schwächen des Algorithmus sehr hohe Verkehrsstärken in den q-v-Paaren vertreten sind.
5. Für jede Verkehrsstärkeklasse wird der Mittelwert der Geschwindigkeiten gebildet.
6. Die Modellfunktion (Warteschlangenmodell, siehe Abschnitt *q-v-Beziehungen nach HBS* in Kapitel 2.7.1) wird durch nicht-lineare Regression mittels der Kleinste-Quadrate-Methode an die Mittelwerte der Verkehrsstärkekassen angepasst. Dies wird mit der Programmiersprache

Python mit der Funktion `scipy.optimize.curve_fit` umgesetzt, die eine nicht-lineare Regression mittels der Kleinste-Quadrate-Methode durchführt (vgl. [scipy.org](https://docs.scipy.org/doc/scipy/) 2018). Um die Regression durchführen zu können, muss ein Startwert festgelegt werden. Die Werte $V_0 = 150$, $L_0 = 0,01$ und $C_0 = 10.000$ haben sich hierbei als gute Anfangswerte herausgestellt.

Die Ergebnisse des Verfahrens für die beiden Datensätze werden in den Kapiteln 5.2.1 und 5.2.2 vorgestellt.

5.2.1 Einfacher Ansatz

Der einfache Ansatz führt für einige Streckentypen zu guten Ergebnissen. Die Qualität der Regressionsergebnisse ist jedoch stark von der Anzahl der zur Verfügung stehenden Daten abhängig. Vor allem für zweistreifige Richtungsfahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h bzw. ohne Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit stehen ausreichend viele Daten zur Verfügung. Die Ergebnisse für diesen Streckentyp sind in Abbildung 61 bzw. Tabelle 24 zu sehen. Die Regressionsergebnisse sind als rote Kurve dargestellt, die HBS-Kurve für diesen Streckentyp ist gelb. Die gemessenen q-v-Paare sind als schwarze Punkte eingezeichnet.

Ein Vergleich der beiden Kurven zeigt, dass die freie Geschwindigkeit in der FCD-Analyse geringer ist als im HBS. Zudem verlaufen die Kurven flacher, was auf eine höhere Kapazität des Streckenabschnitts schließen lässt. Die Darstellungen aller weiteren nach der einfachen Methode ermittelten q-v-Kurven befinden sich in Abbildung 62 bzw. in Anhang III sowie im digitalen Anhang. Im digitalen Anhang sind auch die Regressionsergebnisse aller anderen Streckentypen zu finden.

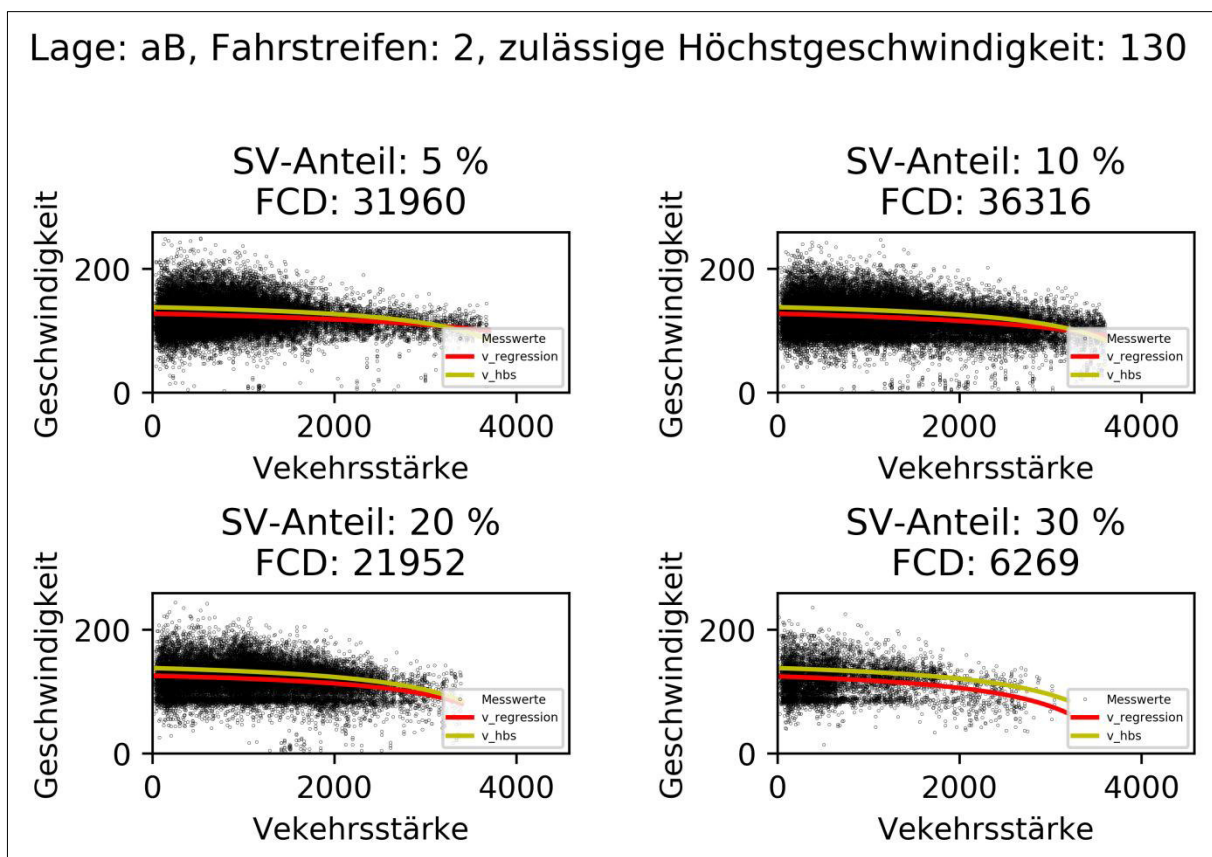


Abbildung 61: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen, aB, mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)

Tabelle 24: Ergebnisse der Regression und HBS-Parameter für zweistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h

	SV-Anteil	V_0	L_0	C_0
Regression	5%	149,37	0,1563	5640
HBS	5%	153,23	0,3236	4290
Regression	10%	150,36	0,1695	4985
HBS	10%	154,51	0,3062	4217
Regression	20%	142,00	0,2645	4104
HBS	20%	156,90	0,2825	4057
Regression	30%	147,15	0,2190	3721
HBS	30%	159,61	0,2617	3895

Verglichen mit dem in Abbildung 61 dargestellten Fall weichen die Regressionsergebnisse der anderen Streckentypen stärker von den Parametern des HBS ab bzw. die Regression führt zu keinen sinnvollen Ergebnissen. Dies kann insbesondere auf die bereits erwähnte geringe Datenverfügbarkeit zurückgeführt werden. Als Folge sind oftmals nicht für das gesamte Spektrum der Verkehrsstärken unterhalb der Kapazität Messwerte vorhanden. Dies führt dazu, dass die Regression die q-v-Kurve in diesen Bereichen nicht korrekt anpassen kann. Hierdurch kann es passieren, dass die Kapazitäten der Streckenabschnitte zu niedrig geschätzt werden. Das ist beispielsweise bei dreistreifigen Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h bzw. ohne Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit und einem SV-Anteil von 5% der Fall (siehe Abbildung 62). Für diesen Streckentyp sind lediglich 4.629 q-v-Paare im Datensatz enthalten. Diese sind vor allem im Bereich geringer Verkehrsstärken bis ca. 2.000 Kfz/h zu finden. Darüber hinaus befinden sich jedoch nur noch wenige q-v-Paare in dem Datensatz. Verkehrsstärken über 4.000 Kfz/h werden nahezu gar nicht registriert. Hierdurch wird die Kapazität des Streckenabschnitts zu gering eingeschätzt. Aufgrund der Funktion, auf der das Warteschlangenmodell beruht (vgl. Gleichung (54) auf Seite 41) kommt es zu einer Sprungstelle im Kurvenverlauf, wie sie in Abbildung 62 zu sehen ist, wenn der Parameter C_0 zu gering geschätzt wird und kleiner ist als die Kapazität C .

Ein ähnliches Problem ergibt sich für den gleichen Streckentyp bei einem SV-Anteil von 30%. Für diesen Fall sind lediglich 3.487 Datensätze verfügbar. Hier sind für Verkehrsstärken über 4.000 Kfz/h ebenfalls nahezu keine Messwerte vorhanden, was zu einem starken Abfallen der q-v-Kurve führt. Da es hier zu einer großen Abweichung von der q-v-Kurve des HBS kommt, ist die Ursache in den fehlenden Messwerten für Verkehrsstärken über 4.000 Kfz/h zu sehen und nicht in möglicherweise ungenauen Parametern im HBS.

Für SV-Anteile von 10% bzw. 20% stehen für den Streckentyp hingegen ausreichend Daten zur Verfügung, um gute Ergebnisse mit der Regression zu erhalten. Bei einem SV-Anteil von 10% sind es 7.540 FCD und bei einem SV-Anteil von 20% sind es 7.683 FCD. Zudem sind die Daten in beiden Fällen bis zum Erreichen der Kapazität verteilt. Es ist daher davon auszugehen, dass bei ausreichend vielen Daten auch eine entsprechende Verteilung der Messwerte auf das gesamte Spektrum der Verkehrsstärken unterhalb der Kapazität gegeben ist und gute Ergebnisse in der Regression möglich sind. Als Richtwert können 7.500 FCD angenommen werden.

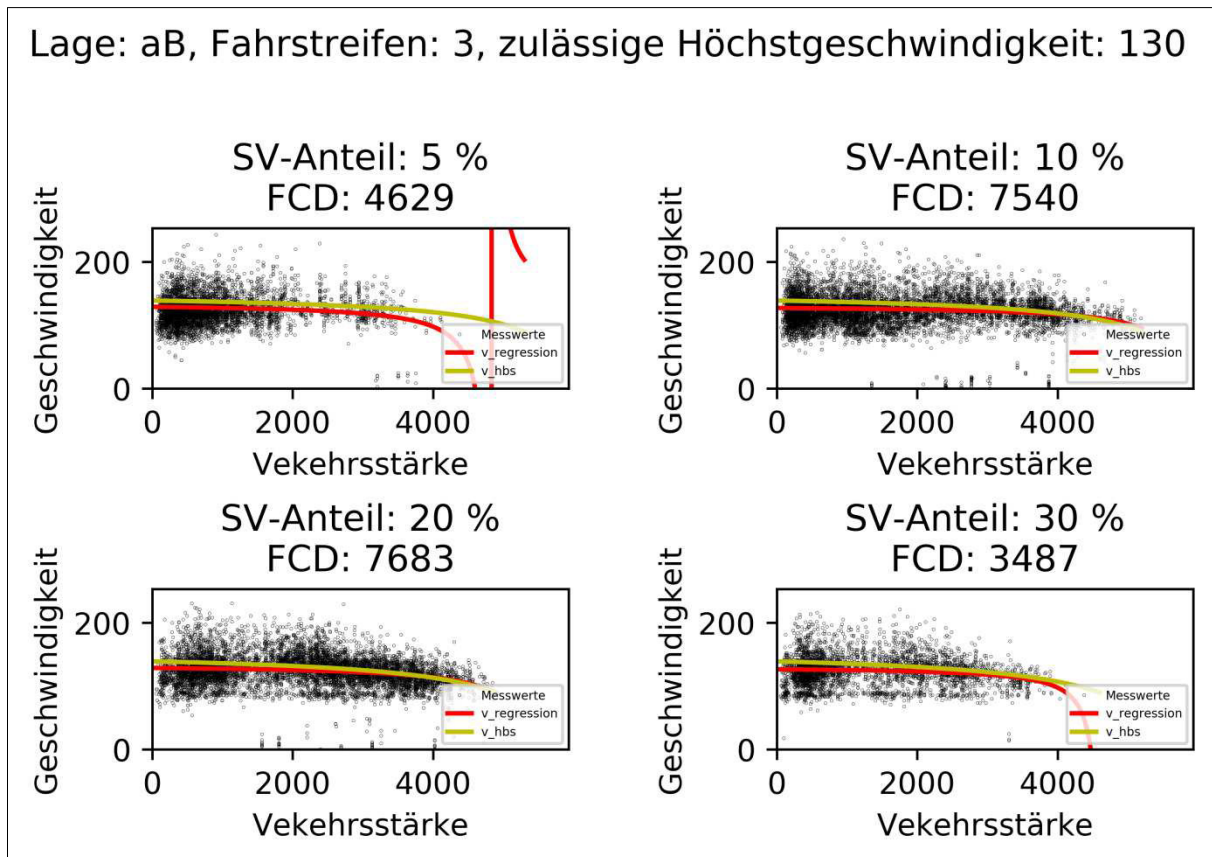


Abbildung 62: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)

5.2.2 Kombiniertes Ansatz

Der kombinierte Ansatz führt zu schlechteren Ergebnissen als der einfache Ansatz. Die Gründe hierfür sind in Abbildung 63 gut erkennbar. Die Abbildung zeigt die mit dem kombinierten Ansatz ermittelten q-v-Diagramme für dreistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h. Wie bereits in Abbildung 60 zu erkennen ist, führt der Algorithmus zu deutlich höheren Verkehrsstärken. Darüber hinaus ist in Abbildung 63 zu erkennen, dass es durch den Algorithmus zu einer Rechtsverschiebung der Verkehrsstärken kommt und im Bereich sehr geringer Verkehrsstärken nahezu keine Messwerte mehr vorliegen. Im Bereich der Kapazität sind hingegen, insbesondere für SV-Anteile von 5% und 10%, deutlich mehr q-v-Paare zu finden als bei Anwendung des einfachen Ansatzes. Alle weiteren mit dem kombinierten Ansatz erzeugten q-v-Diagramme befinden sich in Anhang IV und im digitalen Anhang. Im digitalen Anhang befinden sich zudem die Ergebnisse der Regressionsrechnung.

Die fehlenden Werte im Bereich geringer Verkehrsstärken und die Rechtsverschiebung führen zu nicht verwertbaren Ergebnissen in der Regressionsrechnung. Ein Vergleich der Kurvenverläufe der auf diese Weise ermittelten q-v-Kurve und der q-v-Kurve nach dem HBS zeigt in manchen Fällen einen ähnlichen Kurvenverlauf. Die dahinterstehenden Parameter weichen jedoch teils enorm von den Parametern des HBS ab und können in keinen aussagekräftigen Zusammenhang mit dem Warteschlangenmodell gebracht werden. Die Anwendung eines Algorithmus zur Umrechnung von instationären Stundenwerten in „stationäre Phasen“ und einer Hochrechnung auf stationäre Stundenwerte auf Basis von FCD führt daher nicht zu dem gewünschten Erfolg und sollte bei der

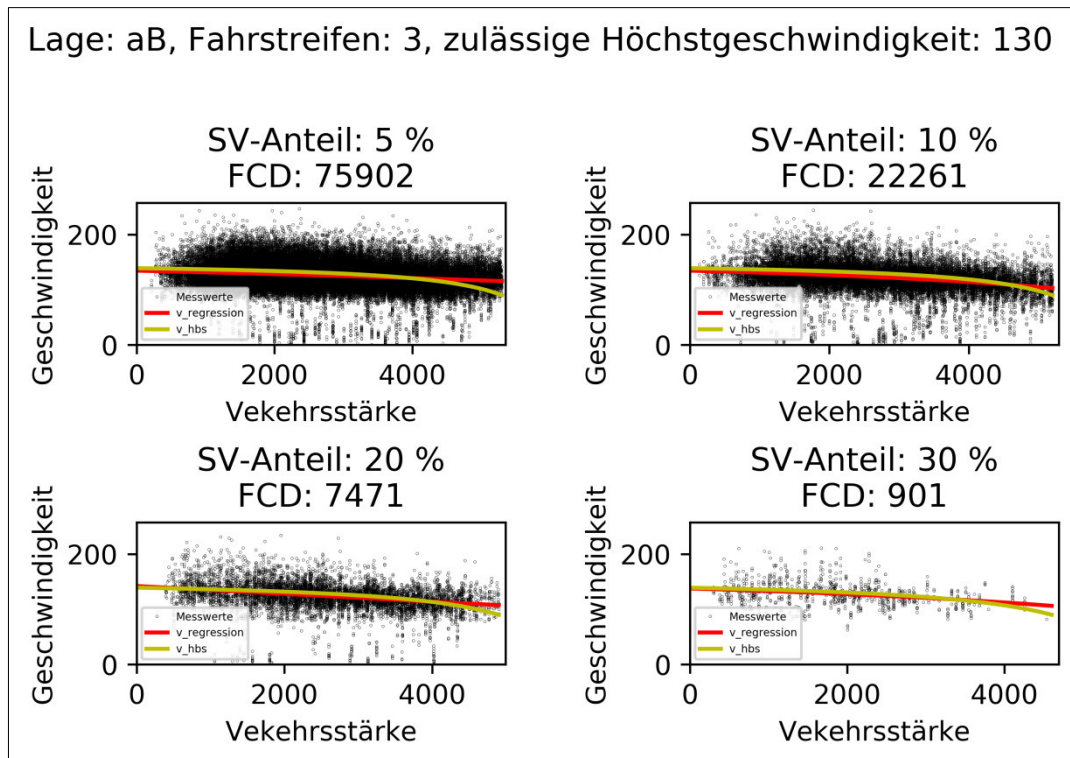


Abbildung 63: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)

Ableitung von q-v-Diagrammen aus FCD nicht angewendet werden. Eine Fokussierung auf tatsächlich gemessene stationäre Stundenwerte, wie dies beim einfachen Ansatz in Kapitel 5.1.1 der Fall ist, führt zu deutlich besseren Ergebnissen. Allerdings werden bei diesem Ansatz sehr viele Tupel aus dem ursprünglichen Datensatz aussortiert, weshalb eine entsprechend große Datenbasis benötigt wird, um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten.

6. Fazit/Ausblick

Wie in Kapitel 5.2 gezeigt wurde, ist es grundsätzlich möglich, aus FCD ermittelte Geschwindigkeiten mit den an Dauerzählstellen gemessenen Verkehrsstärken zu verknüpfen und hieraus q-v-Diagramme abzuleiten. Hierbei ist ein Verfahren, das lediglich Werte, die unter irregulären Umfeldbedingungen gemessen wurden, sowie instationäre Verkehrszustände ausschließt, vorzuziehen. Verfahren, die instationäre Stundenwerte in stationäre Stunden umrechnen, führen zu keinen verwertbaren Ergebnissen. Grund hierfür ist, dass der angenommene lineare Zusammenhang zwischen der Anzahl der gemessenen FCD und der Verkehrsstärke in der Realität nicht gegeben ist. Das Vorgehen, mit dem (bei ausreichender Datenverfügbarkeit) q-v-Diagramme aus FCD abgeleitet werden können, ist in Abbildung 64 zusammengefasst.

Mit den in dieser Arbeit vorliegenden Daten können die q-v-Diagramme jedoch nur bedingt mit den HBS-Kurven in Einklang gebracht werden. Hierfür gibt es mehrere Gründe:

- Die Datengrundlage ist für das Ziel dieser Arbeit nicht optimal. Die Verkehrsstärken liegen nur in Stunden-Werten vor und auch die Anzahl der pro Stunde erfassten FCD ist gering, wie in Kapitel 3.3 gezeigt wurde. Die Messwerte der Dauerzählstellen geben die tatsächlichen Verkehrsverhältnisse daher nur sehr ungenau wieder. Tritt mehr als ein Verkehrszustand innerhalb einer Stunde ein, wird die Verkehrsstärke lediglich als Gesamtwert der in der Stunde aufgetretenen Verkehrszustände ermittelt. Eine Gegenüberstellung dieser Verkehrsstärken mit den FCD-Geschwindigkeiten, die in Abhängigkeit des Verkehrszustands stark variieren können, führt im q-v-Diagramm zu Verkehrszuständen, die in der Realität nicht stattgefunden haben. Diese Werte müssen für die weitere Analyse ausgeschlossen werden. Eine Beurteilung ob stationärer Verkehrsfluss vorlag, ist aufgrund der in vielen Fällen geringen Anzahl an FCD pro Stunde oftmals jedoch mit Ungenauigkeiten verbunden. Um diese Ungenauigkeiten möglichst gering zu halten, müssen entsprechende Filter eingebaut werden, die den verfügbaren FC-Datensatz stark reduzieren. Da jedoch eine ausreichende Anzahl an FCD nötig ist, um q-v-Diagramme herleiten zu können, ist dies nicht für alle Streckentypen möglich.

BRILON und GEISTEFELDT bildeten bei der Überprüfung der Bemessungswerte des HBS „gleitende Stunden-Intervalle in 15-Minuten-Schritten“ (Brilon und Geistefeldt 2010, S. 17) um die Anzahl der zur Verfügung stehenden q-v-Paare zu erhöhen. Da die Messwerte der Dauerzählstellen in dieser Arbeit nur als Stundenwerte vorliegen, kann dieses Verfahren hier nicht angewendet werden. Somit stehen nur für einen Teil der Streckentypen ausreichend Datensätze zur Verfügung, um q-v-Diagramme herzuleiten.

- Bei den FCD handelt es sich um selektive Daten, die nicht den Durchschnitt des Fahrerkollektivs repräsentieren. Dies zeigt unter anderem der Vergleich der FCD- mit der Kfz-Tagesganglinie in Kapitel 3.3. Es ist davon auszugehen, dass bestimmte Fahrergruppen in dem Datensatz überrepräsentiert sind, während andere Fahrergruppen nur zu geringen Teilen oder gar nicht im Datensatz enthalten sind. Dies führt dazu, dass das Fahrverhalten der überrepräsentierten Fahrergruppen starken Einfluss auf den Verlauf der q-v-Kurven hat. Die q-v-Kurven des HBS basieren hingegen auf Daten aus Dauerzählstellen und erfassen alle

Fahrzeuge und somit das durchschnittliche Fahrerkollektiv. Hierdurch kann ein Teil der Abweichungen zwischen den aus FCD hergeleiteten q-v-Kurven und den q-v-Kurven des HBS erklärt werden.

- Da eine genauere Analyse den Rahmen dieser Arbeit um ein Vielfaches übersteigen würde, basiert die Analyse in Kapitel 3.2.2, welche FCD als irregulär einzustufen und somit von der weiteren Auswertung auszuschließen sind, lediglich auf stichprobenartigen Analysen. Hierdurch können Ungenauigkeiten entstehen, da einerseits Messwerte ausgeschlossen werden, die eigentlich unter regulären Bedingungen gemessen wurden. Dies reduziert jedoch lediglich den Datensatz, ändert jedoch nicht den Verlauf der q-v-Kurve. Andererseits können aber auch Messwerte, die unter irregulären Bedingungen erfasst wurden, als reguläre Daten interpretiert und in der Auswertung berücksichtigt werden. Diese Daten haben dann auch Einfluss auf den Verlauf der q-v-Kurve.

Die Ergebnisse in Kapitel 5.2.1 sowie die Analysen über den Einfluss irregulärer Umfeldbedingungen auf den Verkehrsfluss in Kapitel 3.2.2 zeigen jedoch, dass trotz der beschriebenen Schwierigkeiten in der Auswertung von FCD großes Potenzial steckt. Bereits die stichprobenartigen Auswertungen der Einflüsse von Umfeldbedingungen, Baustellen und Unfällen in Kapitel 3.2.2 konnten interessante Erkenntnisse liefern. Es ist davon auszugehen, dass die Potenziale von FCD in den nächsten Jahren aufgrund wachsender Ausstattungsraten noch besser ausgeschöpft werden und zu verbesserten Ergebnissen führen können. Auch ein zusätzlicher Informationsgehalt, wie er beispielsweise im Ansatz der XFCD verfolgt wird, kann weitere Erkenntnisse liefern und neue Forschungsfelder eröffnen.

Dass es auch mit klassischen FCD und geringen Ausstattungsraten grundsätzlich möglich ist, q-v-Diagramme aus den mittels FCD gemessenen Geschwindigkeiten und den Verkehrsstärken aus Dauerzählstellen herzuleiten, sofern insgesamt ausreichend q-v-Paare verfügbar sind, konnte in dieser Arbeit gezeigt werden. Insbesondere die breite räumliche Verfügbarkeit ist eine große Stärke von FCD, die besonders dann zum Tragen kommt, wenn der Fokus nicht nur auf einzelnen Querschnitten sondern auf der Betrachtung ganzer Netze liegt, die nicht flächendeckend mit stationären Messeinrichtungen überwacht werden können. Aber auch bei der Betrachtung einzelner Querschnitte können FCD eine sinnvolle Ergänzung zu stationär erfassten Daten sein, wie in Kapitel 3.1 zu sehen ist.

Darüber hinaus haben sich aber auch weitere Möglichkeiten für die zukünftige Forschung ergeben. Insbesondere in Bezug auf die Untersuchung von Umfeldbedingungen auf den Verkehrsfluss ist von differenzierteren Untersuchungen ein zusätzlicher positiver Beitrag zu erwarten, da irreguläre Umfeldbedingungen hierdurch noch genauer abgegrenzt werden könnten, was sich positiv auf die q-v-Diagramme auswirkt. Dass FCD hierfür grundsätzlich ein geeignetes Forschungsobjekt sind, konnte mit der stichprobenartigen Analyse in dieser Arbeit bereits gezeigt werden. Zudem kommt hier die flächenhafte Verfügbarkeit der Daten zum Tragen, wodurch auch mögliche regionale Einflüsse in Regionen untersucht werden können, die nur unzureichend durch stationäre Messstellen überwacht sind.

Auch in Bezug auf die Lage in Ballungsräumen können FCD ein Mittel sein, um eine eindeutige Definition, die bisher im HBS nicht vorgenommen wird, einzuführen. Ein erster Ansatz hierzu wurde in Kapitel 4.2 untersucht. Dieser ist jedoch auf Nordrhein-Westfalen beschränkt und basiert lediglich auf FCD für ein halbes Jahr. Dennoch sind bereits mit dieser Datengrundlage Unterschiede in den Durchschnittsgeschwindigkeiten in Verbindung mit der Geschwindigkeitsverteilung zu erkennen, die eine grundsätzliche Unterscheidung in den q-v-Diagrammen rechtfertigen. Auch ein räumlicher Zusammenhang zu Metropolen bzw. Großstädten ist in Bezug auf die festgestellten Unterschiede zu erkennen. Durch FCD bietet sich die Möglichkeit, die bislang auf räumlichen Kriterien basierende Unterscheidung anhand von Verkehrskenngrößen durchzuführen und somit eine klare Definition zur Unterscheidung des Lageparameters „innerhalb von Ballungsräumen“ bzw. „außerhalb von Ballungsräumen“ vornehmen zu können. Welche Kenngrößen hierfür am besten geeignet sind und wo eine Grenze bzw. ein Übergangsbereich festgelegt werden sollte, sollte ebenfalls Gegenstand weiterer Forschung sein.

Insgesamt ist daher zu erwarten, dass zukünftig das große Potenzial, das zweifelsohne in FCD steckt, durch weitere Forschung und bessere Datenverfügbarkeit noch gezielter ausgeschöpft werden kann, was zu neuen Möglichkeiten in der Verkehrsforschung und Verkehrsmodellierung führen wird.

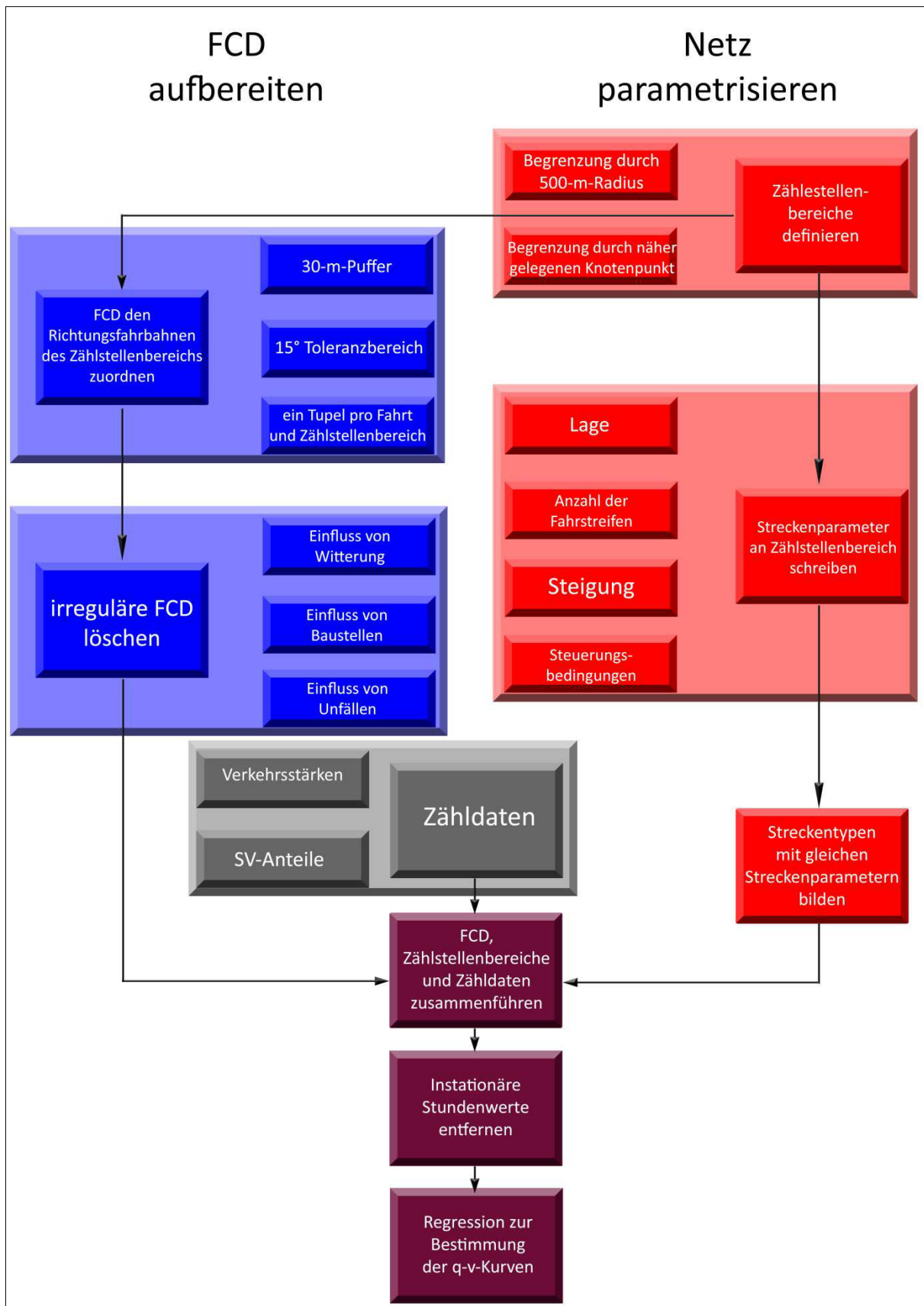


Abbildung 64: Schema zur Ableitung von q-v-Diagrammen aus FCD (eigene Darstellung)

Literaturverzeichnis

- Ambühl, Lukas; Menendez, Monica (2016): Data fusion algorithm for macroscopic fundamental diagram estimation. In: *Transportation Research Part C - Emerging Technologies*, S. 184–197.
- Anderson, Robert; Herman, Robert; Prigogine, I. (1962): On the Statistical Distribution Function Theory of Traffic Flow. In: *Operations research* (2), 180-196.
- Breitenberger, Susanne; Grüber, Bernhard; Neuherz, Martina (2004): Extended Floating Car Data - Potenziale für die Verkehrsinformation und notwendige Durchdringungsraten. In: *Straßenverkehrstechnik* (10), S. 522–531.
- Brilon, Werner (2015): Grundsätze des HBS 2015. In: *Straßenverkehrstechnik* (11), S. 719–721.
- Brilon, Werner; Geistefeldt, Justin (2010): Überprüfung der Bemessungswerte des HBS für Autobahnabschnitte außerhalb der Knotenpunkte. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW Verl. für Neue Wiss (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1033).
- Brilon, Werner; Geistefeldt, Justin; Regler, Matthias (2005a): Reliability of Freeway Traffic Flow: A Stochastic Concept of Capacity. In: Hani S. Mahmassani (Hg.): *Transportation and traffic theory. Flow dynamics and human interaction ; proceedings of the 16th International Symposium on Transportation and Traffic Theory University of Maryland College Park Maryland 19 - 21 July 2005*. 1. ed. Amsterdam: Elsevier, S. 125–144.
- Brilon, Werner; Ponzlet, Martin (1996): Application of Traffic Flow Models. In: D. E. Wolf, Michael Schreckenberg und A. Bachem (Hg.): *Workshop on Traffic and Granular Flow*. HLRZ, Forschungszentrum Jülich, Germany, October 9-11, 1995. Singapore, River Edge, N.J.: World Scientific, S. 23–40.
- Brilon, Werner; Regler, Matthias; Geistefeldt, Justin (2005b): Zufallscharakter der Kapazität von Autobahnen und praktische Konsequenzen - Teil 1. In: *Straßenverkehrstechnik* (3), S. 136–144.
- Brilon, Werner; Regler, Matthias; Geistefeldt, Justin (2005c): Zufallscharakter der Kapazität von Autobahnen und praktische Konsequenzen - Teil 2. In: *Straßenverkehrstechnik* (4), S. 195–201.
- Brilon, Werner; Zurlinden, Hendrik (2003): Überlastungswahrscheinlichkeiten und Verkehrsleistung als Bemessungskriterium für Straßenverkehrsanlagen. Bonn: Bundesministerium für Verkehr Bau- und Wohnungswesen Abt. Straßenbau Straßenverkehr (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 870).
- Brilon, Werner; Zurlinden, Hendrik (2004): Kapazität von Straßen als Zufallsgröße. In: *Straßenverkehrstechnik* (4), S. 164–172.
- Brilon, Werner; Zurlinden, Hendrik; Geistefeldt, Justin (2004): Ganzjahresanalyse des Verkehrsflusses auf Autobahnen. In: *Straßenverkehrstechnik* (11), S. 595–603.

- Bundesanstalt für Straßenwesen (2015a): Datensatzbeschreibung für richtungsbezogene Verkehrsmengendaten. Zeitintervall: Tageswerte oder Stundenwerte. Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch Gladbach. Online verfügbar unter https://www.bast.de/BASSt_2017/DE/Verkehrstechnik/Fachthemen/v2-verkehrszaehlung/pdf-dateien/datensatzbeschreibung-Stundendaten.pdf?__blob=publicationFile&v=4.
- Bundesanstalt für Straßenwesen (2017): Beschreibung der csv-Datei. - Kurzbezeichnungen und ihre Bedeutung -. Bundesanstalt für Straßenwesen, Referat V2. Online verfügbar unter https://www.bast.de/BASSt_2017/DE/Verkehrstechnik/Fachthemen/v2-verkehrszaehlung/pdf-dateien/abkuerzungen.pdf?__blob=publicationFile&v=5, zuletzt geprüft am 10.08.2018.
- Bundesminister für Verkehr (1978): Verordnung über eine allgemeine Richtgeschwindigkeit auf Autobahnen und ähnlichen Straßen. BABRiGeschwV, vom 05.08.2009. Online verfügbar unter http://www.gesetze-im-internet.de/babrigeschwv_1978/BABRiGeschwV_1978.pdf.
- Busch, Fritz; Glas, Florian; Bergmann, Elke (2004): Dispositionssysteme als FCD-Quellen für eine verbesserte Verkehrslagerekonstruktion in Städten. In: *Straßenverkehrstechnik* (9), S. 437–444.
- Coers, Hans Günther (1970): Grundlegende Ergebnisse makroskopischer Untersuchungen des Verkehrsflusses nach dem räumlich-zeitlichen Prinzip. In: *Die Straße* (9), S. 474–479.
- Coers, Hans-Günther (1969): Über die Methodik der wissenschaftlichen Erforschung des Straßenverkehrsflusses. Dresden, T. U., Sekt. Bauingenieurw., Diss. v. 3. Juli 1969 (Nicht f. d. Aust.), Dresden.
- Degener, Sabine (2012): Merkblatt zur örtlichen Unfalluntersuchung in Unfallkommissionen. M Uko. Ausg. 2012. Köln: FGSV-Verl. (FGSV, 316,1 : R 2).
- DWD Climate Data Center (2018a): Historische stündliche Stationsmessungen der Lufttemperatur und Luftfeuchte für Deutschland. Version v006. Online verfügbar unter ftp://ftp-cdc.dwd.de/pub/CDC/observations_germany/climate/hourly/air_temperature/historical/BESCHREIBUNG_obsgermany_climate_hourly_tu_historical_de.pdf, zuletzt geprüft am 14.08.2018.
- DWD Climate Data Center (2018b): Historische stündliche Stationsmessungen der Niederschlagshöhe für Deutschland. Version v006. Online verfügbar unter ftp://ftp-cdc.dwd.de/pub/CDC/observations_germany/climate/hourly/precipitation/historical/BESCHREIBUNG_obsgermany_climate_hourly_precipitation_historical_de.pdf, zuletzt geprüft am 12.08.2018.
- Edie, Leslie C. (1961): Car-Following and Steady-State Theory for Noncongested Traffic. In: *Operations research* (1), S. 66–76.
- Edie, Leslie C. (1965): Discussion of traffic stream measurements and definitions. In: Joyce Almond (Hg.): Proceedings of the Second International Symposium on the Theory of Road Traffic Flow. London 1963. International Symposium on the Theory of Road Traffic Flow. Paris: Organisation for Economic Co-operation and Development, S. 139–154.
- FGSV (2012): Begriffsbestimmungen. Ausg. 2012. Köln: FGSV (FGSV, 220).

- Friedrich, Bernhard (2015): Zeitabhängige Bewertung der Verbindungsqualität und der Zuverlässigkeit in Straßennetzen. Bremen: Fachverl. NW (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1118).
- Gazis, Denos C.; Herman, Robert; Potts, Renfrey B. (1959): Car-Following Theory of Steady-State Traffic Flow. In: *Operations research* (4), S. 499–505.
- Gazis, Denos C.; Herman, Robert; Rothery, Richard W. (1961): Nonlinear Follow-the-Leader Models of Traffic Flow. In: *Operations research* (4), S. 545–567.
- Geistefeldt, Justin (2009a): Überprüfung der verkehrstechnischen Bemessungswerte des HBS für Autobahnen. In: *Straßenverkehrstechnik* (10), S. 643–650.
- Geistefeldt, Justin (2009b): Verkehrsablauf und Verkehrssicherheit auf Autobahnen mit vierstreifigen Richtungsfahrbahnen. In: *Straßenverkehrstechnik* (2), S. 69–77.
- Geistefeldt, Justin (2015): Verkehrsqualität auf Strecken von Autobahnen - Kommentar zum HBS 2015. In: *Straßenverkehrstechnik* (11), S. 722–726.
- Greenberg, Harold (1959): An Analysis of Traffic Flow. In: *Operations research* (1), S. 79–85.
- Greenshields, Bruce D. (1935): A Study of Traffic Capacity. In: Proceedings of the ... annual meeting, Bd. 14. National Research Council / Highway Research Board. Washington, DC (14), S. 448–477.
- HBS (2015): Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen - Teil A - Autobahnen. HBS. Ausgabe 2015. Köln: FGSV-Verl. (FGSV).
- HCM (2000): Highway capacity manual. [4. ed., metric units version]. Washington, DC.
- Hinkel, Jörg (2018): Erläuterung der Datensätze zu Dauerbaustellen und Tagesbaustellen. Wuppertal/Gelsenkirchen, 23.04.2018. Telefonat an Christian Wieder. handschriftliche Notizen.
- Hohmann, Sandra (2014): Verfahren zur modellbasierten Ermittlung von Fahrtzeitverlusten auf Autobahnen. Dissertation. Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Ruhr-Universität Bochum, Bochum.
- Houbraken, Maarten; Logghe, Steven; Audenaert, Pieter; Colle, Didier; Pickavet, Mario (2018): Examining the potential of floating car data for dynamic traffic management. In: *IET Intelligent Transport Systems* (5), S. 335–344.
- Hoyer, Robert (Hg.) (2003): Hinweise zur Datenvervollständigung und Datenaufbereitung in verkehrstechnischen Anwendungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen / Arbeitskreis Datenvervollständigung und Datenaufbereitung. Aug. 2003. Köln: FGSV-Verl. (FGSV, 382).
- Huber, Werner (2001): Fahrzeuggenerierte Daten zur Gewinnung von Verkehrsinformationen. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2001. Techn. Univ., Fachgebiet Verkehrstechnik und Verkehrsplanung, München.

- Isaenko, Natalia; Colombaroni, Chiara; Fusco, Gaetano (2017): Traffic Dynamics Estimation by Using Raw Floating Car Data. In: 5th IEEE International Conference on Models and Technologies for Intelligent Transportation Systems. Napoli, Hotel Royal Continental, 26-28 June 2017 : proceedings. IEEE International Conference on Models and Technologies for Intelligent Transportation Systems; Institute of Electrical and Electronics Engineers; MT-ITS. Piscataway, NJ: IEEE, S. 704–709.
- Jattala, Imran; Durrani, Shakeel; Farooqi, Junaid; Junjua, Ghalib; Shafique, Ambreen; Hussain, Faisal et al. (2013): Secure Automotive Telematics System (SATS). In: Imran Sarwar Bajwa (Hg.): 2013 Eighth International Conference on Digital Information Management (ICDIM). 10 - 12 Sept. 2013, Islamabad, Pakistan. Piscataway, NJ: IEEE, S. 262–267.
- Kim, Youngho; Keller, Hartmut (2001): Zur Dynamik zwischen Verkehrszuständen im Fundamentaldiagramm. In: *Straßenverkehrstechnik* (9), S. 433–442.
- Kühne, Reinhard D. (Hg.) (2005): Hinweise zum Fundamentaldiagramm. Grundlagen und Anwendungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen / Arbeitsausschuss Theoretische Grundlagen des Straßenverkehrs. Ausg. 2005. Köln: FGSV-Verl. (FGSV, 385).
- Kühne, Reinhart (1984): Fernstraßenverkehrsbeeinflussung und Physik der Phasenübergänge. Einen Stau auf der Autobahn erkennen, noch bevor er entsteht. In: *Physik in unserer Zeit* (3), S. 84–92.
- Landesbetrieb Straßenbau NRW (2018): Open Data - Datenbeschreibung zum Datenbestand Straßennetz Landesbetrieb Straßenbau NRW. Online verfügbar unter https://www.opengeodata.nrw.de/produkte/transport_verkehr/strassennetz/datenbeschreibung_strassennetz.pdf, zuletzt geprüft am 10.09.2018.
- Leclercq, Ludovic; Chiabaut, Nicolas; Trinquier, Beatrice (2014): Macroscopic Fundamental Diagrams. A cross-comparison of estimation methods. In: *Transportation Research Part B*, S. 1–12.
- Leerkamp, Bert; Klemmer, Thomas (2017): Tages-, Wochen- und Jahresganglinien sowie Aufenthaltszeiten bei der Nutzung von Rastanlagen (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1126).
- Leutzbach, Wilhelm (1972): Einführung in die Theorie des Verkehrsflusses. Berlin: Springer (Hochschultext).
- Lighthill, M. J.; Whitham, G. B. (1955): On Kinematic Waves.2. A Theory of Traffic Flow on Long Crowded Roads. In: *Proceedings of the Royal Society of London Series A-Mathematical and Physical Sciences* (1178), S. 317–345.
- May, A. D.; Keller, H. E. M. (1969): Evaluation of Single- and Multi-Regime Traffic Flow Models. In: Beiträge zur Theorie des Verkehrsflusses. Referate anlässl. d. 4. Internat. Symposiums über d. Theorie d. Verkehrsflusses in Karlsruhe im Juni 1968. Unter Mitarbeit von Wilhelm Leutzbach. International Symposium on the Theory of Traffic Flow and Transportation. Bonn: Bundesmin. f. Verkehr, Abt. Strassenbau (Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 86), S. 37–48.
- Nagel, Kai; Schreckenberg, Michael (1992): A cellular automation model for freeway traffic. In: *Journal de Physique I* (12), S. 2221–2229.

- Offermann, Frank (2002): Ein Neuro-Fuzzy-Modell zur Reisegeschwindigkeitsabschätzung auf Richtungsfahrbahnen basierend auf einer Fusion lokaler und fahrzeuggenerierter Verkehrsdaten. Aachen, Techn. Hochsch., Diss., 2001, Aachen.
- Ponzlet, Martin (1996): Dynamik der Leistungsfähigkeiten von Autobahnen. Zugl.: Bochum, Univ., Diss. Lehrstuhl für Verkehrswesen, Ruhr-Universität, Bochum.
- Prigogine, I. (1961): A Boltzmann-like Approach to the Statistical Theory of Traffic Flow. In: Robert Herman (Hg.): Theory of traffic flow. Proceedings of the Symposium on the Theory of Traffic Flow, held at the General Motors Research Laboratories, Warren, Michigan (U.S.A.). Amsterdam: Elsevier, S. 158–164.
- Prigogine, I.; Andrews, F. C. (1960): A Boltzmann-Like Approach for Traffic-Flow. In: *Operations research* (6), 789-797.
- Prigogine, I.; Herman, Robert; Anderson, Robert L. (1962): Recherche Opérationnelle - On Individual and Collective Flow. In: *Bulletin de la classe des sciences, Académie Royale de Belgique*, 792-804.
- Regler, Matthias (2004): Verkehrsablauf und Kapazität auf Autobahnen. Zugl.: Bochum, Univ., Diss., 2004. Lehrstuhl für Verkehrswesen, Ruhr-Univ, Bochum.
- Richards, Paul I. (1956): Shock Waves on the Highway. In: *Operations research* (1), S. 42–51.
- Sachse, Thomas (1992): Einfluß des Bezugsintervalls in Fundamentaldiagrammen auf die zutreffende Beschreibung der Leistungsfähigkeit von Straßenabschnitten. Bonn- Bad Godesberg: Bundesminister für Verkehr Abt. Straßenbau (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 614).
- Schick, Peter (2003): Einfluss von Streckenbeeinflussungsanlagen auf die Kapazität von Autobahnabschnitten sowie die Stabilität des Verkehrsflusses. Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 2003, Stuttgart.
- Schnabel, Werner; Lohse, Dieter (2011): Straßenverkehrstechnik. 3., vollst. überarb. Aufl. Berlin: Beuth Verlag (Studium).
- Steinauer, Bernhard (2006): Integration mobil erfasster Verkehrsdaten (FCD) in die Steuerungsverfahren der kollektiven Verkehrsbeeinflussung. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW Verl. für Neue Wiss (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 933).
- Thomas, Karl (1966): Über die räumlich-zeitliche Erfassung des Verkehrsablaufes. Dresden, T. U., F. f. Bauw., Diss. v. 14. Juni 1966 (Nicht f. d. Aust.), Dresden.
- Topf, Jochen (2009): OpenStreetMap Data in Layered GIS Format. geofabrik.de. Online verfügbar unter <http://www.geofabrik.de/data/geofabrik-osm-gis-standard-0.3.pdf>, zuletzt geprüft am 11.08.2018.
- Treiterer, Joseph; Myers, Jeffrey A. (1974): The Hysteresis Phenomenon in Traffic Flow. In: D. J. Buckley (Hg.): Transportation and traffic theory. Proceedings of the Sixth International Symposium on Transportation and Traffic Theory, University of New South Wales, Sydney, Australia, 26 - 28 August 1974. New York, NY: Elsevier, S. 13–38.

Underwood, Robin T. (1961): Speed, Volume and Density Relationships. In: Quality and Theory of Traffic Flow. A Symposium by Bruce D. Greenshields, Henry P. George, Neil S. Guerin, M. Ross Palmer, Robin T. Underwood. Bureau of Highway Traffic, Yale University, S. 141–188.

van Aerde, Michel W. (1995): A Single Regime Speed-Flow-Density Relationship for Freeways and Arterials. PREPRINT. Paper No. 950802. In: Proceedings of the 74th Annual Meeting. 74th Annual Meeting. Washington, D.C., January 2-28. Transportation Research Board.

Wardrop, John Glen (1952): Road Paper. Some Theoretical Aspects of Road Traffic Research. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* (3), S. 325–362.

Wiedemann, Rainer (1968): Verkehrsablauf hinter Lichtsignalanlagen. Auflösung von Fahrzeugpulk. Bonn: Bundesminister für Verkehr Abt. Straßenbau (Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 74).

Wiedemann, Rainer (1974): Simulation des Strassenverkehrsflusses. Zugl.: Karlsruhe, Univ., Fak. f. Bauingenieur- u. Vermessungswesen, Habil.-Schr. 1973. Inst. f. Verkehrswesen d. Univ. Karlsruhe, Karlsruhe.

Wu, Ning (2000): Verkehr auf Schnellstraßen im Fundamentaldiagramm - Ein neues Modell und seine Anwendung. In: *Straßenverkehrstechnik* (8), S. 378–388.

Zhang, H. M. (1999): A mathematical theory of traffic hysteresis. In: *Transportation Research Part B* (1), S. 1–23.

Internetquellen

Bundesamt für Kartographie und Geodaesie: Open Data - Freie Daten und Dienste des BKG.

Bundesamt für Kartographie und Geodaesie. Online verfügbar unter

http://www.geodatenzentrum.de/geodaten/gdz_rahmen.gdz_div?gdz_spr=deu&gdz_akt_zeile=5&gdz_anz_zeile=1&gdz_unt_zeile=0&gdz_user_id=0, zuletzt geprüft am 08.11.2018.

Bundesanstalt für Straßenwesen (2015b): Fachthemen - Anlagen zur Verkehrsbeeinflussung auf Bundesfernstraßen. Online verfügbar unter

https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Verkehrstechnik/Fachthemen/v5-verkehrsbeeinflussungsanlagen.html, zuletzt geprüft am 11.08.2018.

Bundesanstalt für Straßenwesen (2015c): Fachthemen - Automatische Zählstellen 2015. Online verfügbar unter https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Verkehrstechnik/Fachthemen/v2-verkehrszaehlung/Daten/2015_1/Jawe2015.html;

https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Verkehrstechnik/Fachthemen/v2-verkehrszaehlung/Daten/2015_1/Jawe2015.html;jsessionid=00D7038736B82878D3802E52AC143EA3.live11292?nn=1817946, zuletzt geprüft am 10.08.2018.

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2018): Regionalstatistische Raumtypologie (RegioStaR). Online verfügbar unter

<https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/G/regionalstatistische-raumtypologie.html>, zuletzt geprüft am 23.08.2018.

Deutscher Wetterdienst: Wetter und Klima - Deutscher Wetterdienst - Leistungen - Klimadaten Deutschland - Stundenwerte (Archiv). Online verfügbar unter <https://www.dwd.de/DE/leistungen/klimadatendeutschland/klarchivstunden.html;jsessionid=60BB4CBCE1C6D93B96D58AF2D5EA7BA4.live21072?nn=16102>, zuletzt geprüft am 12.08.2018.

geofabrik.de: Geofabrik Download Server. Online verfügbar unter <https://download.geofabrik.de/>, zuletzt geprüft am 11.08.2018.

Ministerium für Verkehr Baden-Württemberg (2015): Erhalt und Sanierung der Straßeninfrastruktur haben höchste Priorität. Verkehrsministerium stellt Straßensanierungsprogramm 2015 vor. Online verfügbar unter <https://vm.baden-wuerttemberg.de/de/ministerium/presse/pressemitteilung/pid/erhalt-und-sanierung-der-strasseninfrastruktur-haben-hoechste-prioritaet/>, zuletzt aktualisiert am 27.11.2018, zuletzt geprüft am 27.11.2018.

OpenGeodata.NRW (2018): Unterkategorie "Straßennetz". Online verfügbar unter https://www.opengeodata.nrw.de/produkte/transport_verkehr/strassennetz/, zuletzt aktualisiert am 18.05.2018, zuletzt geprüft am 14.08.2018.

scipy.org (2018): SciPy v1.1.0 Reference Guide. `scipy.optimize.curve_fit`. Online verfügbar unter https://docs.scipy.org/doc/scipy/reference/generated/scipy.optimize.curve_fit.html, zuletzt aktualisiert am 05.05.2018, zuletzt geprüft am 27.11.2018.

STATISTA (2018a): Autobahnen in Deutschland - Gesamte Staulänge bis 2017. Online verfügbar unter <https://de.statista.com/statistik/daten/studie/200201/umfrage/gesamte-staulaenge-auf-autobahnen-in-deutschland/>, zuletzt geprüft am 22.11.2018.

STATISTA (2018b): Gemeldete Staukilometer nach Bundesländern | 2017. Online verfügbar unter <https://de.statista.com/statistik/daten/studie/185354/umfrage/verteilung-der-gemeldeten-staukilometer-nach-bundeslaendern/>, zuletzt geprüft am 22.11.2018.

STATISTA (2018c): Österreich - Die häufigsten Stauursachen im Sommerreiseverkehr 2018. Online verfügbar unter <https://de.statista.com/statistik/daten/studie/609614/umfrage/die-haeufigsten-stauursachen-im-sommerreiseverkehr-in-oesterreich/>, zuletzt geprüft am 22.11.2018.

STATISTA (2018d): Staumeldungen in Deutschland bis 2017. Online verfügbar unter <https://de.statista.com/statistik/daten/studie/169948/umfrage/anzahl-der-staumeldungen-in-deutschland/>, zuletzt geprüft am 22.11.2018.

STATISTA (2018e): Transportleistung im Straßengüterverkehr in Deutschland 2017. Online verfügbar unter <https://de.statista.com/statistik/daten/studie/2979/umfrage/entwicklung-der-transportleistung-des-strassengueterverkehrs/>, zuletzt geprüft am 22.11.2018.

STATISTA (2018f): Verkehr in Deutschland - Fahrleistung von Pkw bis 2017. Online verfügbar unter <https://de.statista.com/statistik/daten/studie/2984/umfrage/entwicklung-der-fahrleistung-von-pkw/>, zuletzt geprüft am 22.11.2018.

viewfinderpanoramas.org: Digital Elevation Data. Unter Mitarbeit von Jonathan de Ferranti und Christoph Hormann. Online verfügbar unter <http://www.viewfinderpanoramas.org/dem3.html>, zuletzt geprüft am 10.08.2018.

Anhang I

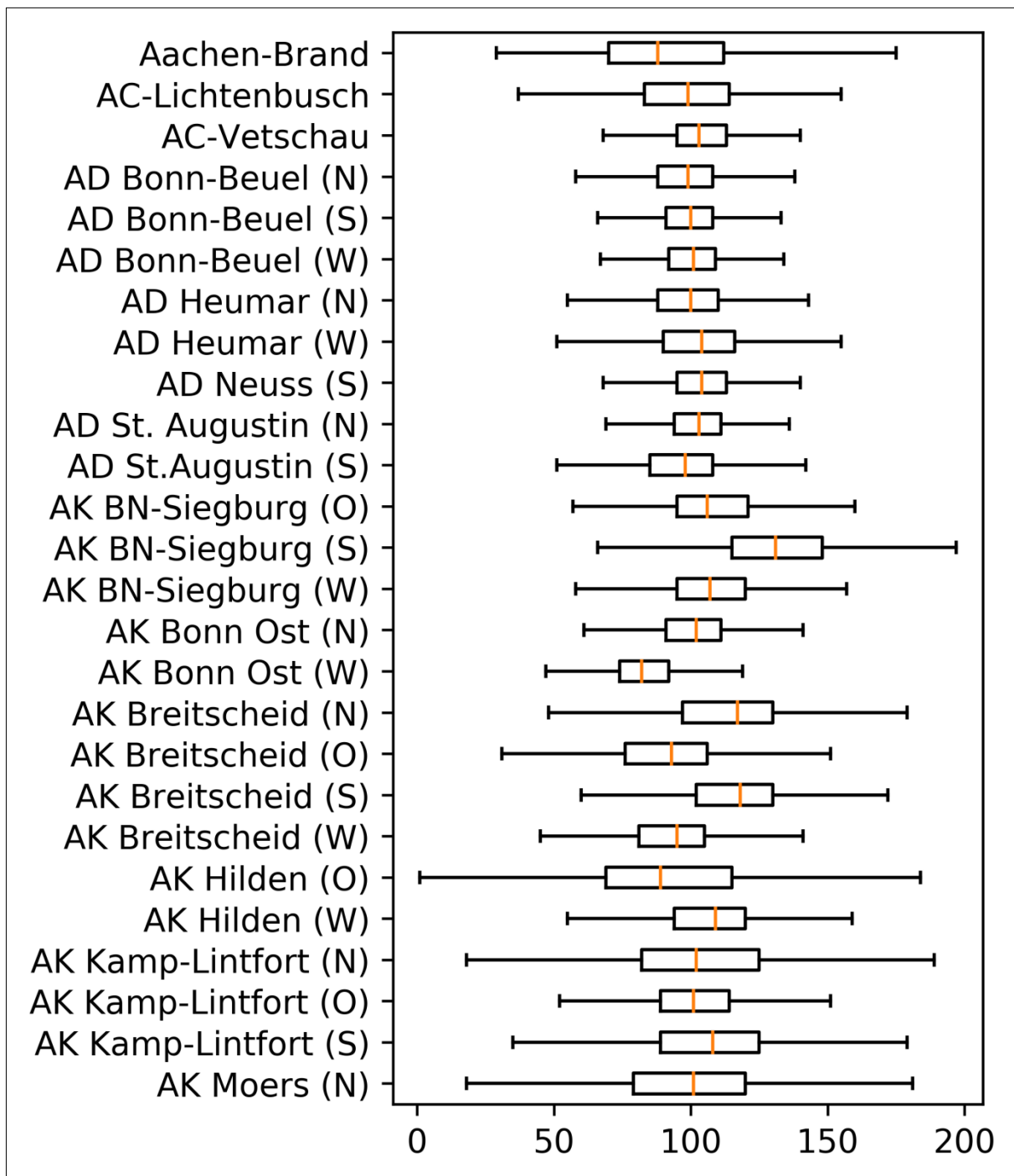


Abbildung 65: Boxplots der Geschwindigkeiten (1/5) (eigene Darstellung)

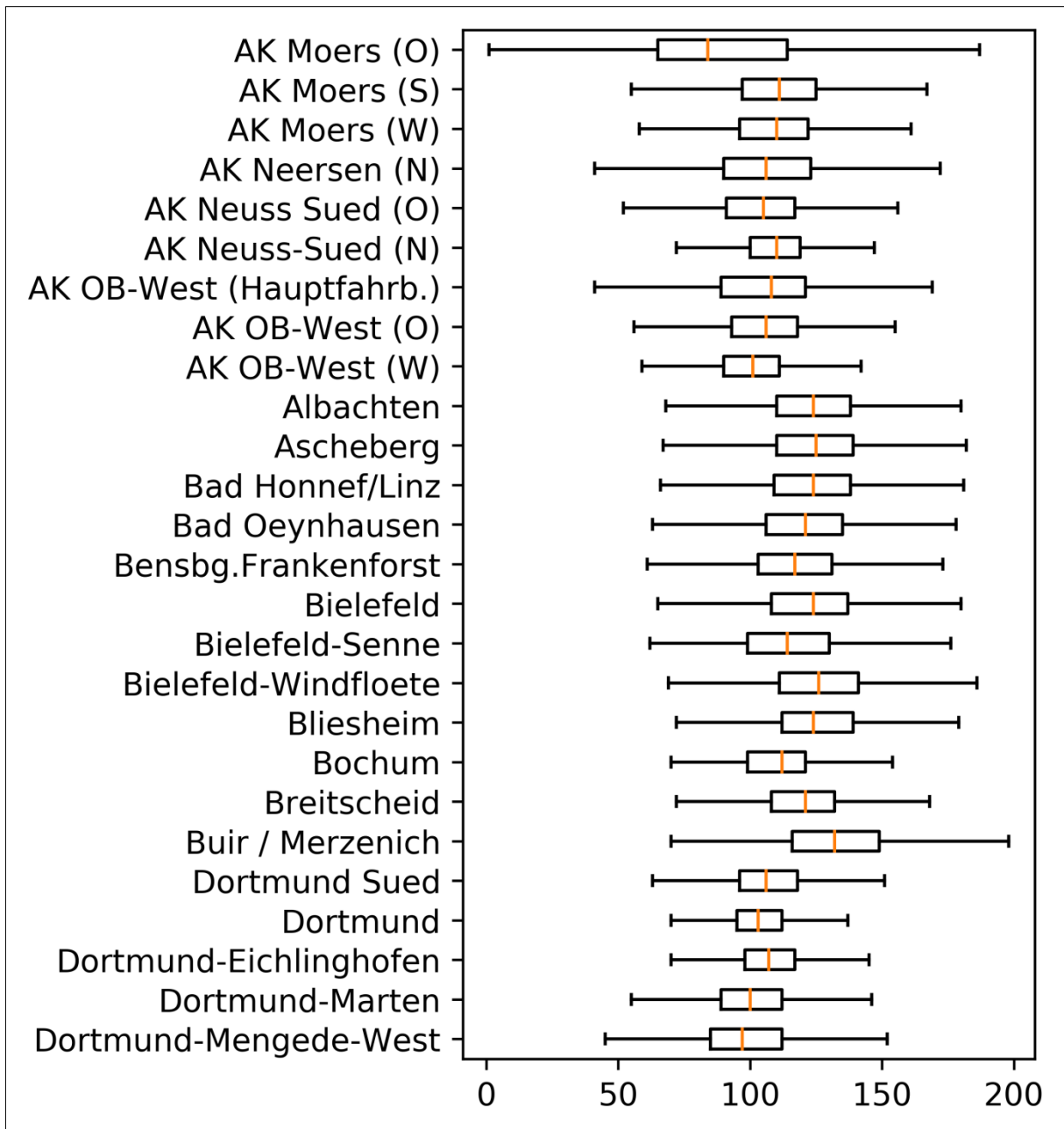


Abbildung 66: Boxplots der Geschwindigkeiten (2/5) (eigene Darstellung)

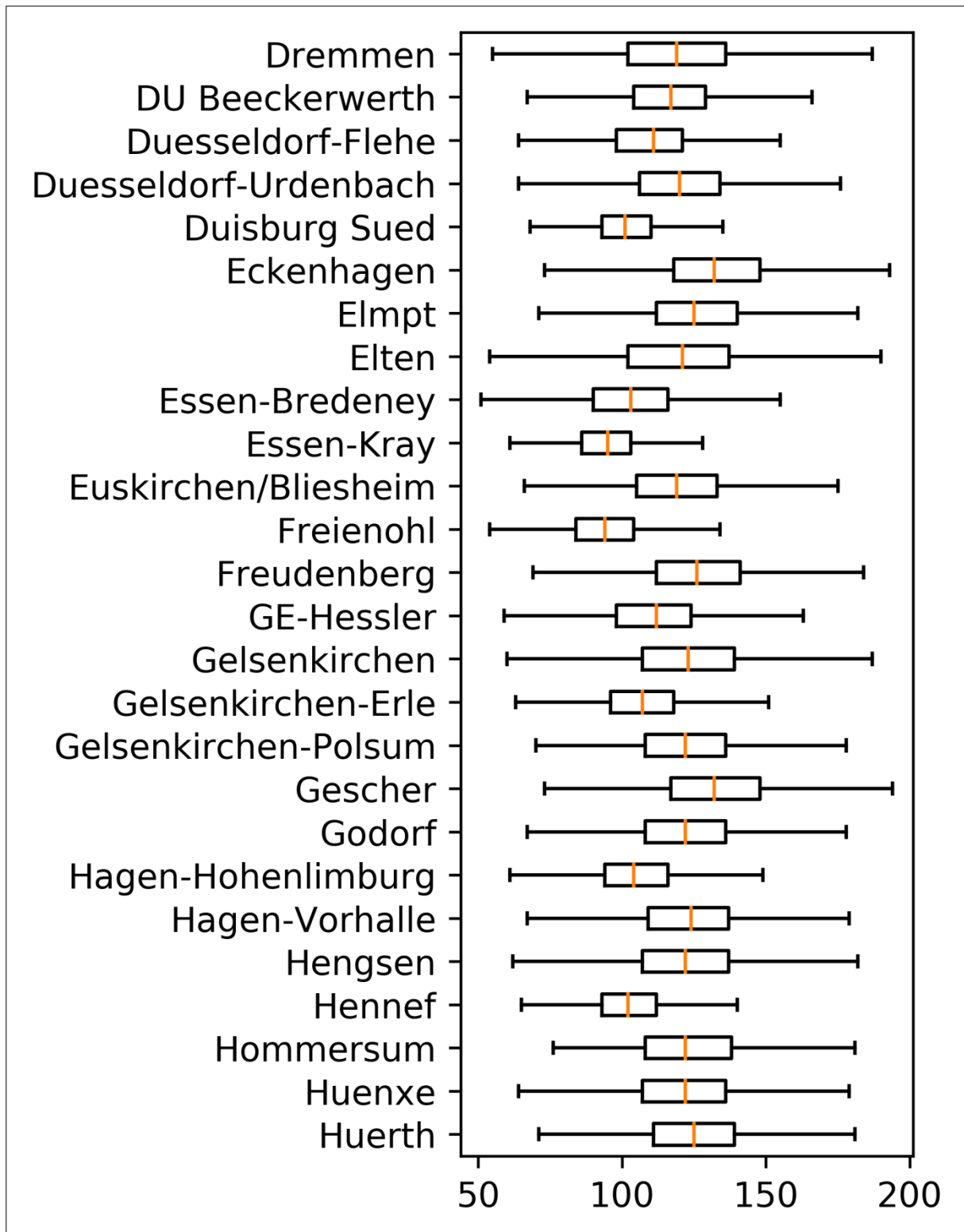


Abbildung 67: Boxplots der Geschwindigkeiten (3/5) (eigene Darstellung)

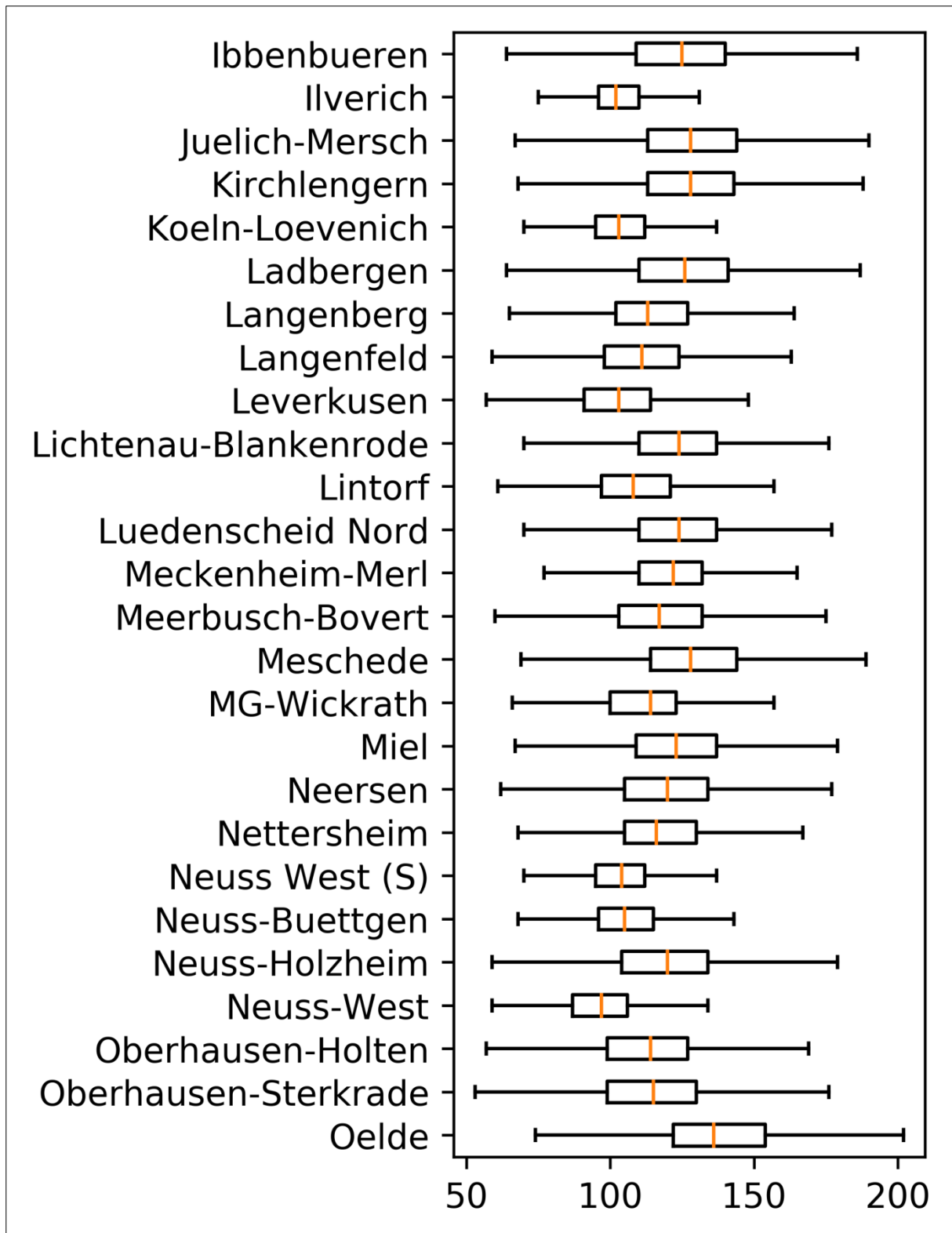


Abbildung 68: Boxplots der Geschwindigkeiten (4/5) (eigene Darstellung)

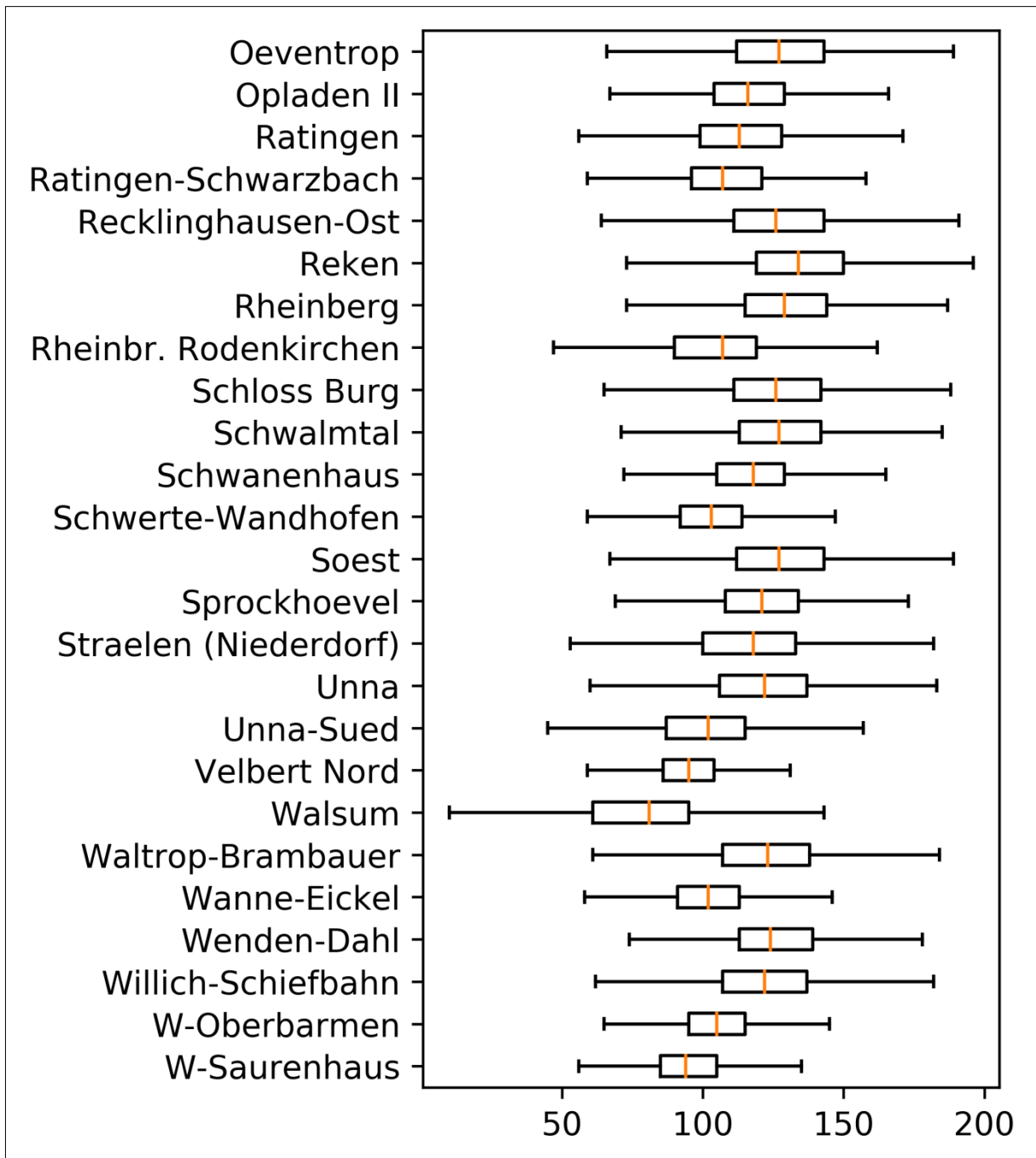


Abbildung 69: Boxplots der Geschwindigkeiten (5/5) (eigene Darstellung)

Anhang II

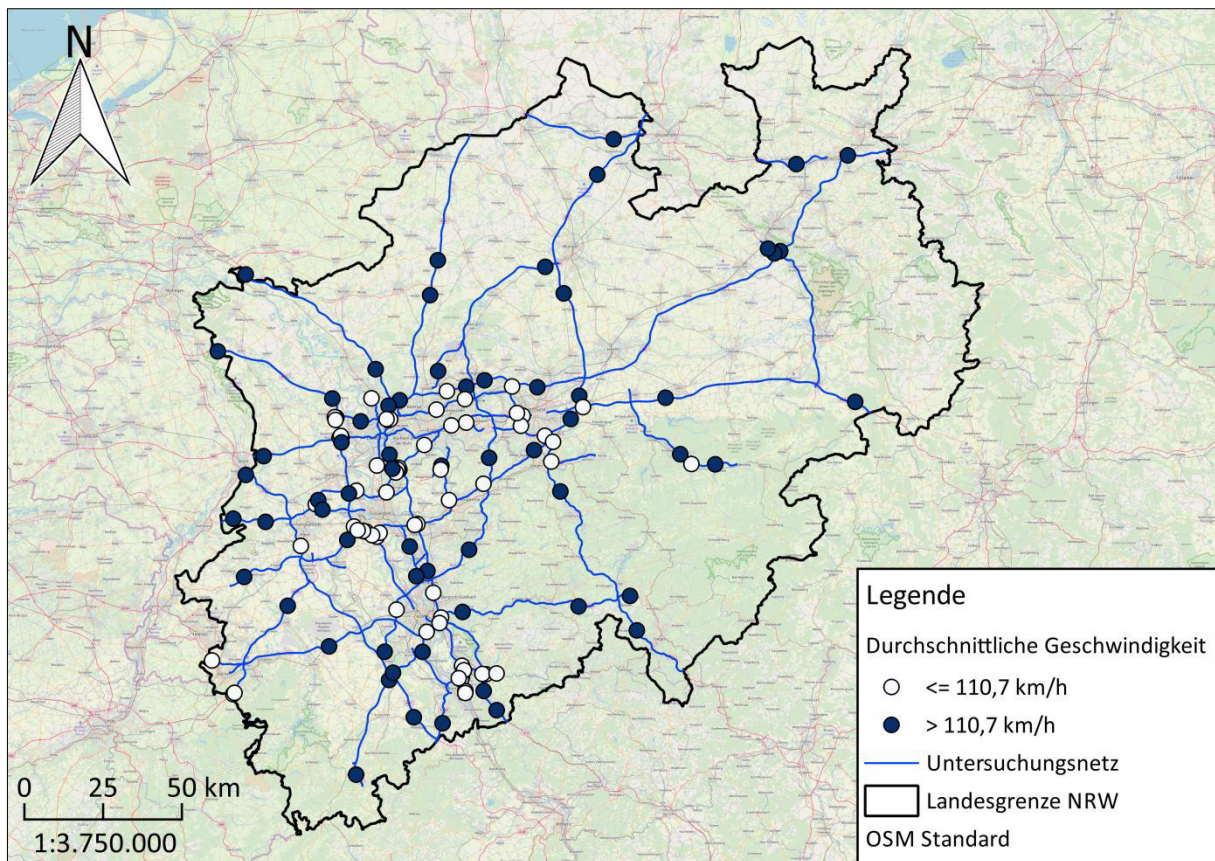


Abbildung 70: Zählstellenbereiche mit durchschnittlicher Geschwindigkeit (eigene Darstellung, Kartengrundlage OSM)

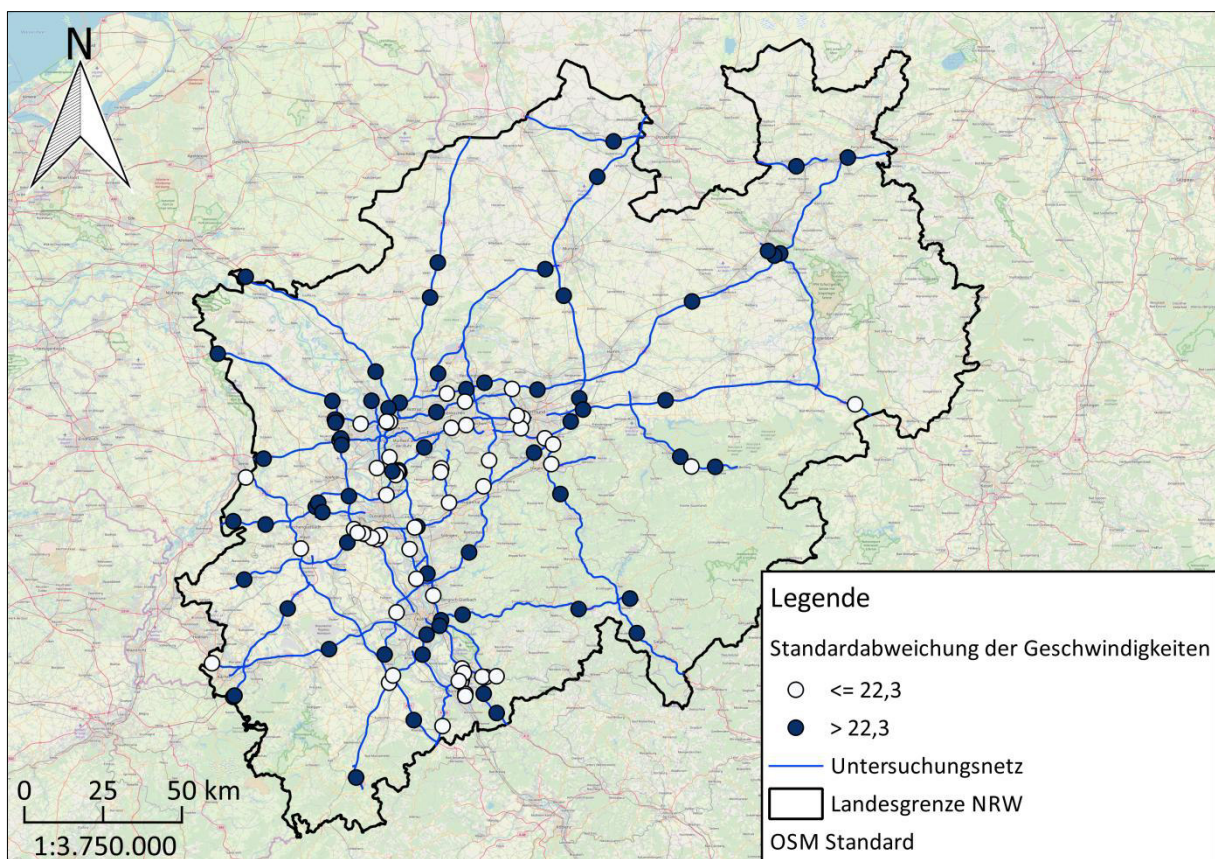


Abbildung 71: Zählstellenbereiche mit Standardabweichung der Geschwindigkeiten (eigene Darstellung, Kartengrundlage OSM)

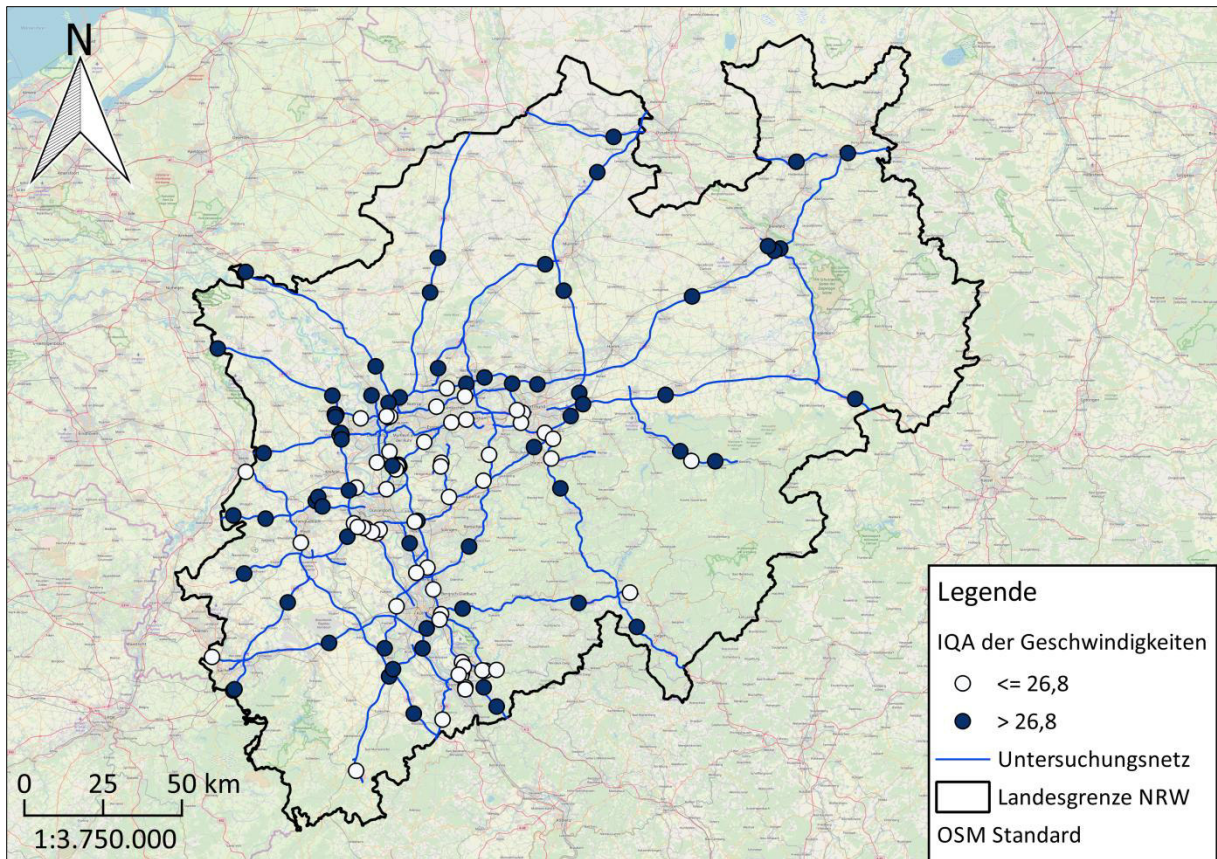


Abbildung 72: Zählstellenbereiche mit IQA der Geschwindigkeit (eigene Darstellung, Kartengrundlage OSM)

Anhang III

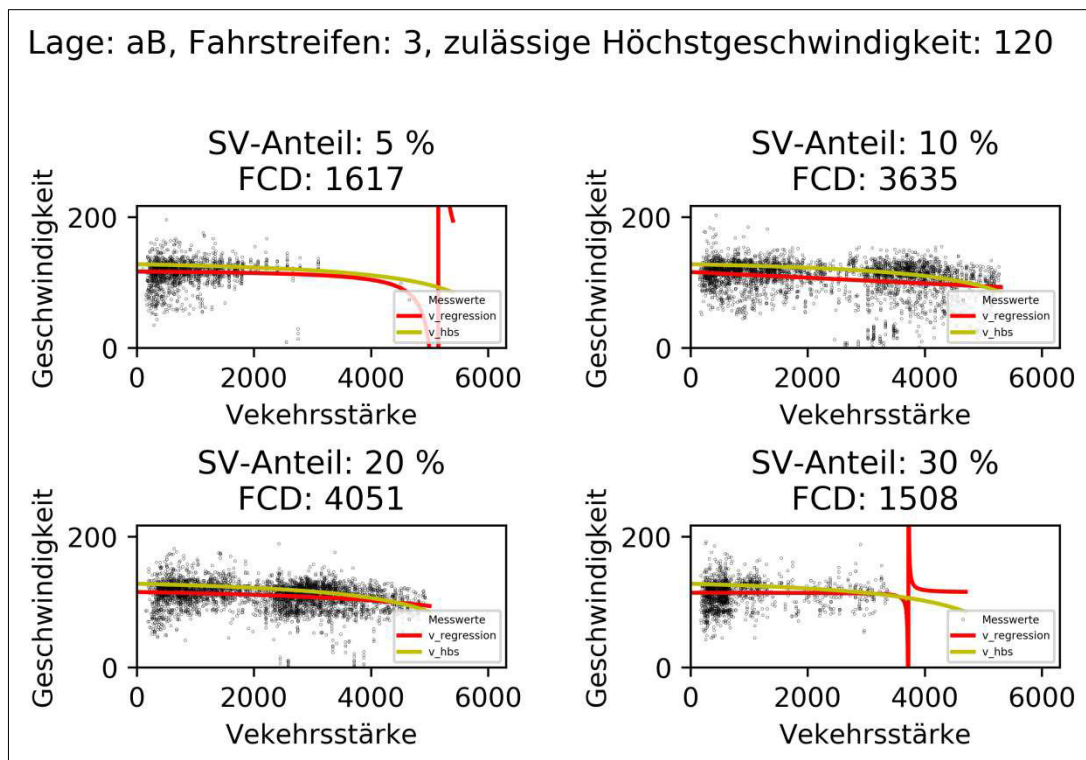


Abbildung 73: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)

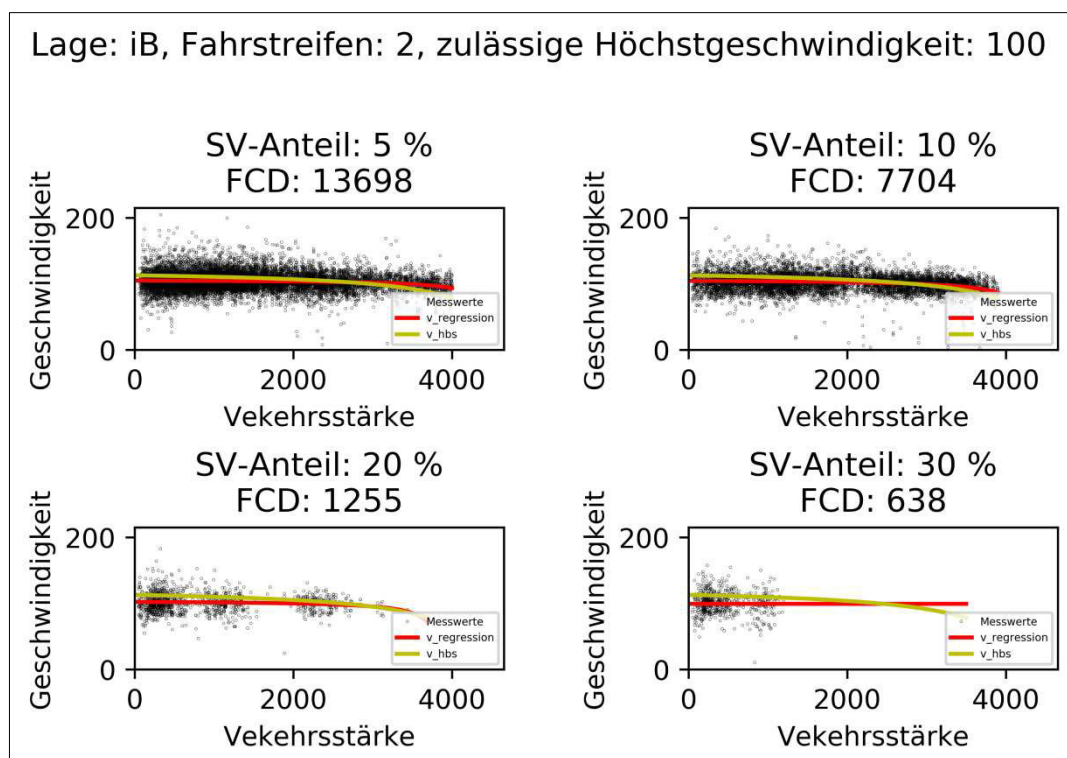


Abbildung 74: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)

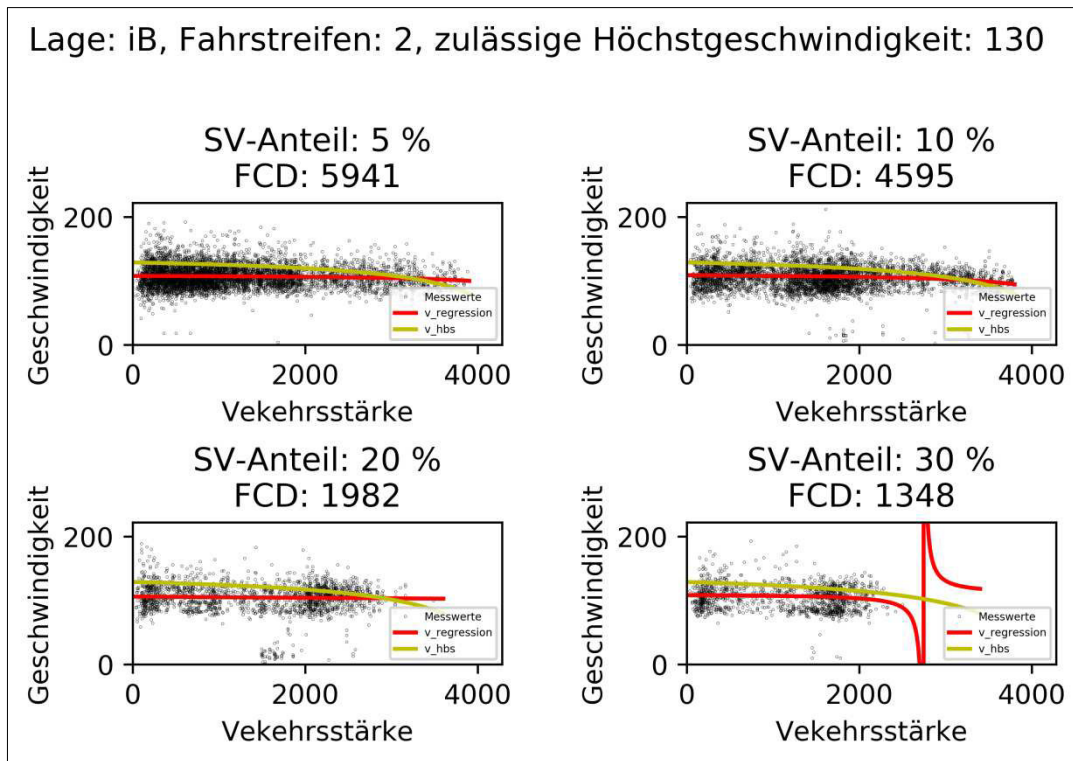


Abbildung 75: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)

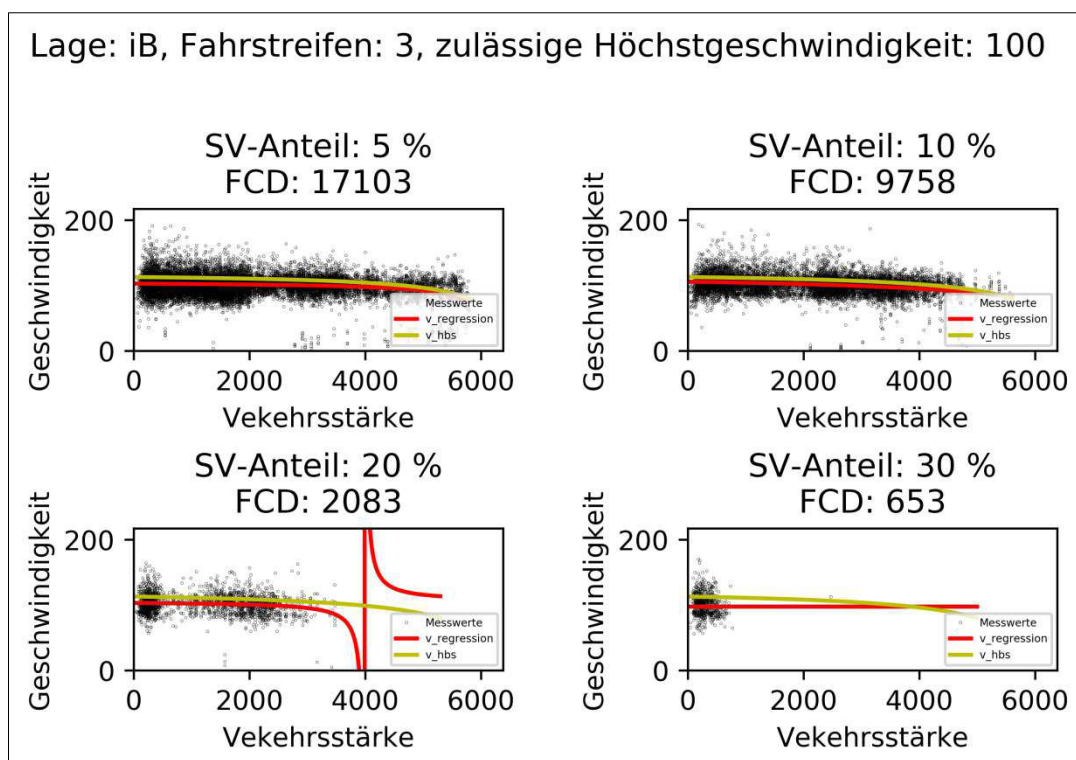


Abbildung 76: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h nach Methode 1 (eigene Darstellung)

Anhang IV

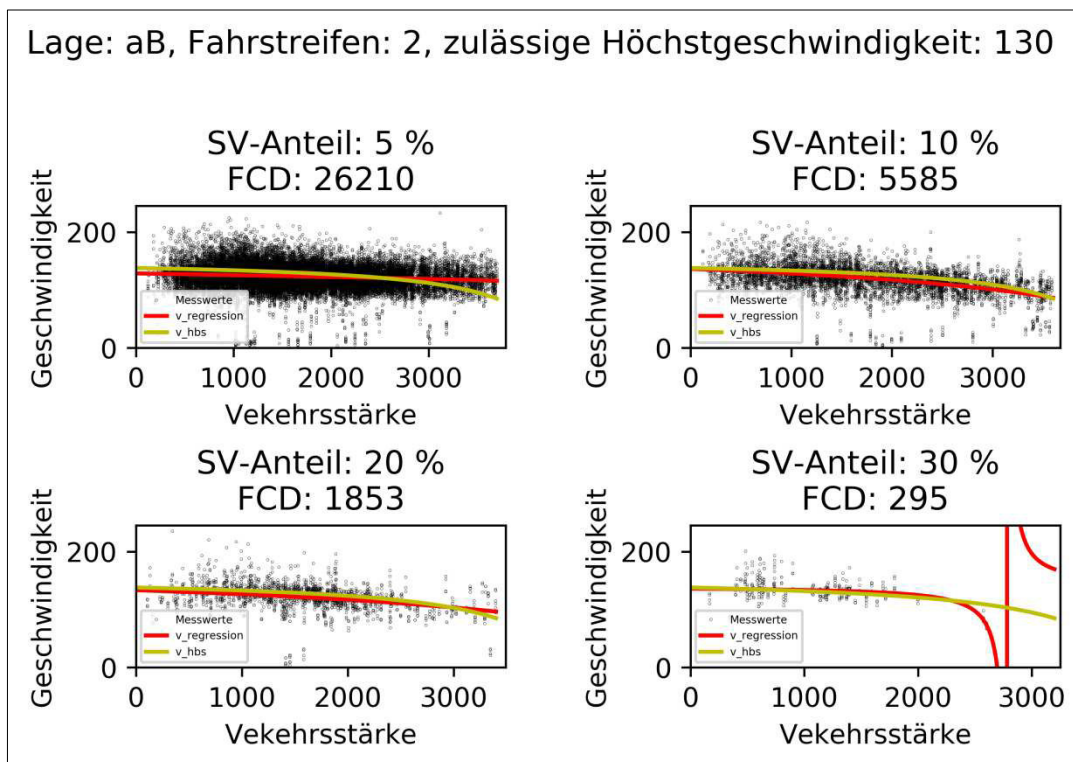


Abbildung 77: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)

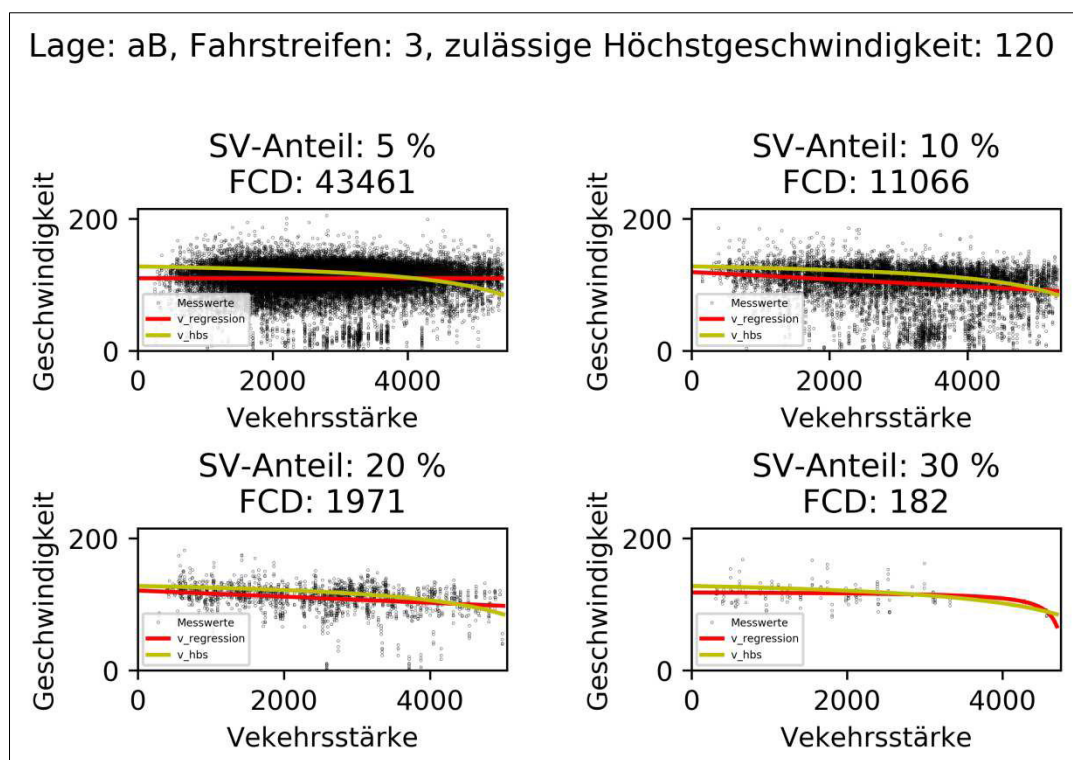


Abbildung 78: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)

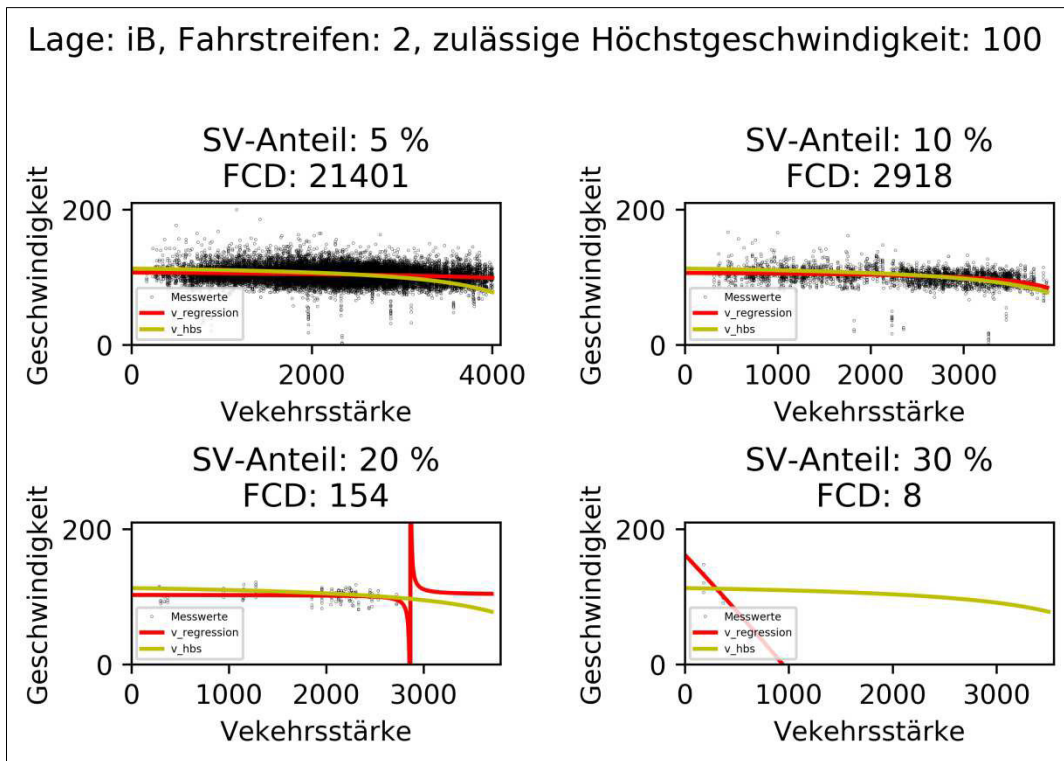


Abbildung 79: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)

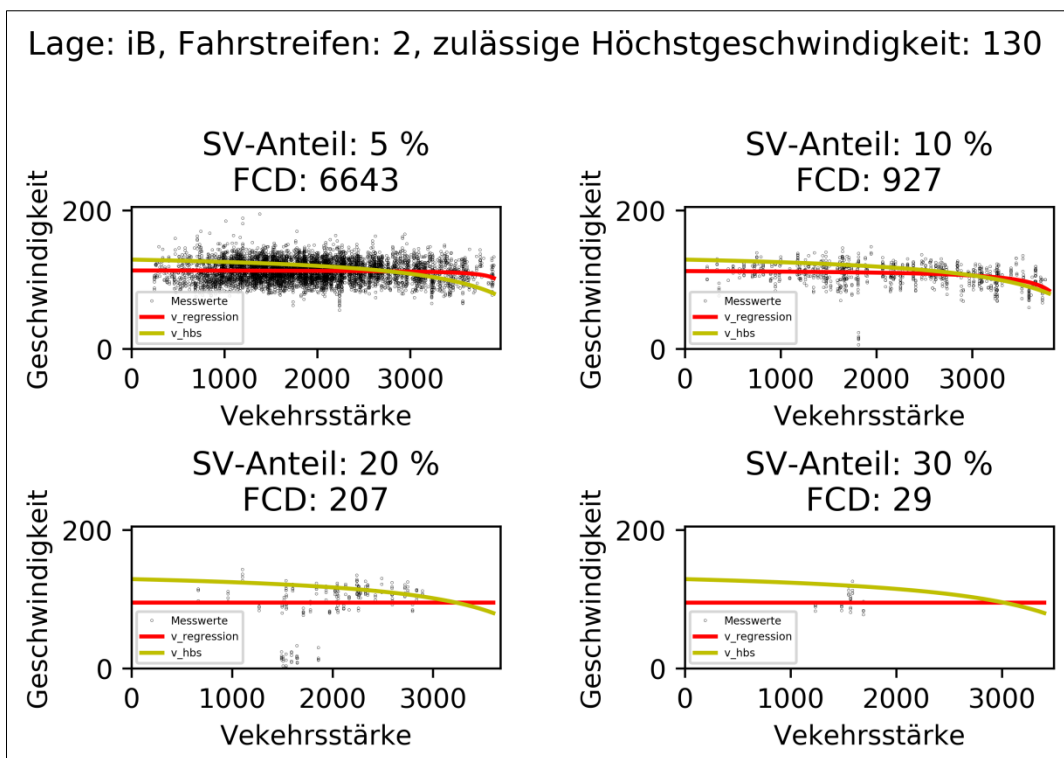


Abbildung 80: q-v-Kurven für zweistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 130 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)

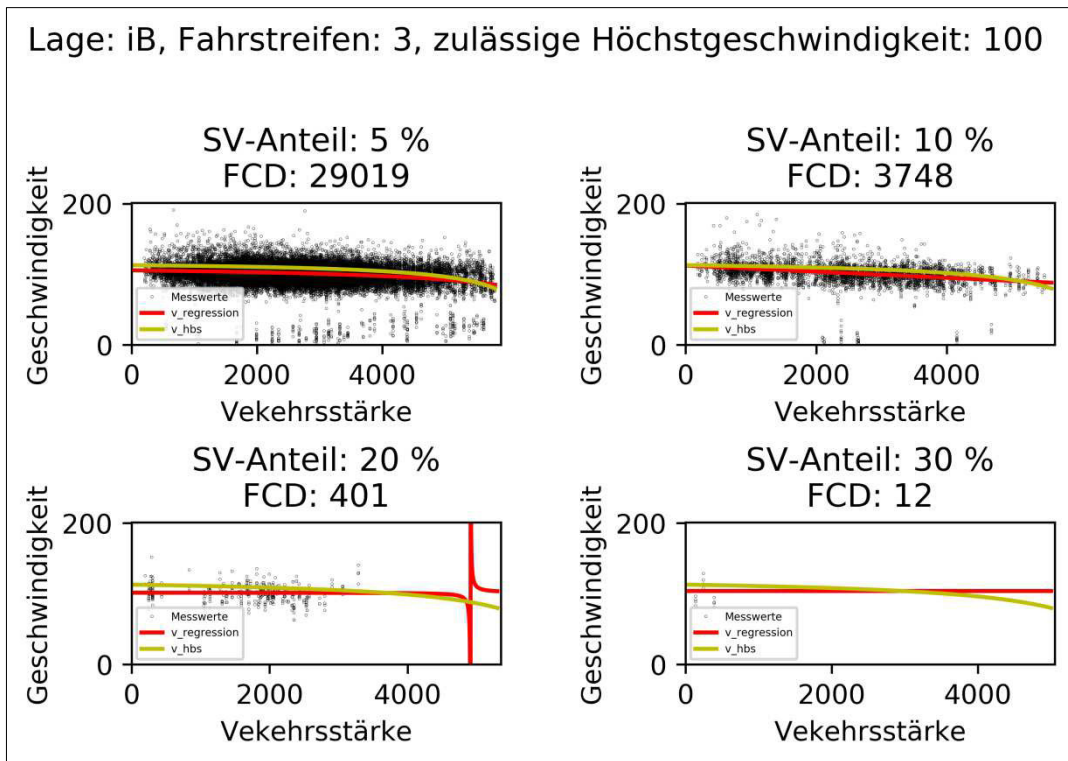


Abbildung 81: q-v-Kurven für dreistreifige Fahrbahnen innerhalb von Ballungsräumen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h nach Methode 3 (eigene Darstellung)