



Aktualisierung der Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit LSA

Berichte der Bundesanstalt für
Straßen- und Verkehrswesen
Verkehrstechnik Heft V 400

Aktualisierung der Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit LSA

von

Justin Geistefeldt, Ning Wu, Julian Schmitz

Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Verkehrswesen – Planung und Management

Michael Vieten, Nicole Stephan

IGS Ingenieurgesellschaft Stolz mbH, Neuss

Die Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt) veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der BASt, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG bezogen werden. Seit 2015 stehen sie zusätzlich als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung: <https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 03.0569
Aktualisierung der Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität
an Knotenpunkten mit LSA

Fachbetreuung:
Matthäus Zelazny

Referat:
Straßenentwurf, Verkehrsablauf, Verkehrsregelung

Herausgeber:
Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion:
Stabsstelle Presse und Kommunikation

Gestaltungskonzept:
MedienMélange:Kommunikation

Druck, Verlag und Produktsicherheit:
Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 0 | E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9331 | ISBN 978-3-95606-860-7 | <https://doi.org/10.60850/bericht-v400>

Bergisch Gladbach, Juni 2025

Kurzfassung – Abstract

Aktualisierung der Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit LSA

Das Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS 2015) enthält ein umfangreiches Berechnungsverfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage (LSA). Die praktische Anwendung des Verfahrens zeigte in den vergangenen Jahren, dass einige Teilkomponenten des Verfahrens die Randbedingungen des aktuellen Verkehrsablaufs nicht mehr ausreichend genau berücksichtigen und relevante Fahrstreifenkonstellationen nicht unmittelbar betrachtet werden können. Daher wurden in der Untersuchung eine Neukalibrierung und Erweiterung der bestehenden Modelle durchgeführt sowie Hinweise für eine HBS-konforme Simulation mit der Software PTV Vissim als alternatives Verfahren zur Ermittlung der Qualität des Verkehrsablaufs erarbeitet.

Grundlage der Untersuchung bildeten umfangreiche empirische Analysen des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten mit LSA. Dabei wurden Sättigungsverkehrsstärken für verschiedene Randbedingungen gemessen, der Einfluss des querenden Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträglich geführte Abbiegeströme anhand der Belegungszeit erhoben, der Verkehrsablauf an Zufahrten mit mindestens einem zusätzlichen kurzen Aufstellstreifen beobachtet sowie Fahrtzeiten an verkehrsabhängig gesteuerten LSA erfasst. Die Datengrundlage wurde teilweise durch mikroskopische Verkehrsflusssimulationen erweitert.

Im Ergebnis der Analysen konnte die Sättigungsverkehrsstärke von 2000 Kfz/h im Pkw-Verkehr ohne weitere Einflüsse bestätigt werden. Es zeigte sich jedoch, dass die Einflüsse des Schwerverkehrs, der Steigung und des Abbiegeradius weniger stark ausgeprägt sind als im HBS 2015 angenommen. Zudem wurde die zulässige Höchstgeschwindigkeit für die Sättigungsverkehrsstärke als eine weitere maßgebende Einflussgröße ermittelt, wobei geringere Geschwindigkeiten zu geringeren Sättigungsverkehrsstärken führen. Die Verwendung eines Zeitzuschlags von einer Sekunde zur Ermittlung der effektiven Freigabezeit konnte näherungsweise bestätigt werden. Bei den Erhebungen an Fußgänger- und Radfurten konnte beobachtet werden, dass die im HBS 2015 angegebene Berechnungsfunktion die Belegungszeiten aufgrund der Nichtberücksichtigung relevanter Randbedingungen wie der Furtgeometrie, der Furtsignalisierung (simultan oder progressiv), der Freigabezeit und der Umlaufzeit nicht ausreichend genau beschreibt und tendenziell unterschätzt. Es wurde ein neues Modell auf der Grundlage der Zeitlückentheorie abgeleitet, welches diese Parameter unmittelbar als Eingangsgrößen verwendet und die Belegungszeit damit deutlich genauer schätzen kann. Die Analyse von Zufahrten mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen zeigte, dass das aktuell im HBS 2015 verwendete Berechnungsmodell die Kapazität sehr gut beschreibt und auch auf Zufahrten mit zwei oder drei durchgehenden Fahrstreifen erweitert werden kann. Zusätzlich wurden unterschiedliche Modellvereinfachungen erarbeitet. Bei der Analyse einfacher verkehrsabhängiger Steuerungen mit einer Grundstellung in einer Dauergrünphase der Hauptrichtung oder einer Alles-Rot-Phase zeigte sich kein Anpassungsbedarf der Kriterien für die Bewertung der Verkehrsqualität. Die Bewertung eines Festzeitprogramms mit mittleren Freigabe- und Sperrzeiten stellt für diese Schaltungen eine akzeptable Näherung dar.

Für die HBS-konforme mikroskopische Verkehrsflusssimulation wurden in der Untersuchung Anwendungshinweise und Parametereinstellungen für das Programm PTV Vissim abgeleitet, die auch die neuen empirischen Erkenntnisse berücksichtigen. Dabei zeigte sich, dass unter Standardeinstellungen deutliche Unterschiede der Simulation zum analytischen Verfahren des HBS 2015 vorhanden sind und damit eine direkte Vergleichbarkeit der Ergebnisse nur eingeschränkt gegeben ist. Die sachgerechte Berücksichtigung der Instationarität in der Simulation im Sinne des HBS wurde ebenfalls analysiert. Durch die erarbeiteten Anwendungshinweise und Parametereinstellungen können diese Unterschiede minimiert werden.

Revision of the quality of service assessment procedures for signalized intersections

The German Highway Capacity Manual (HBS 2015) contains a comprehensive calculation procedure for the assessment of traffic flow quality at signalized intersections. The practical application of the procedure revealed that some subcomponents of the procedure do not sufficiently consider the necessary boundary conditions of the current traffic flow and the specific intersection geometry. Therefore, a recalibration and extension of the existing models was carried out in the study. Furthermore, instructions and parameters for an HBS-conform traffic flow simulation as an alternative quality-of-service assessment procedure were developed.

The study was based on an extensive empirical analyses of traffic flow at signalized intersections. Saturation flow rates were measured for different boundary conditions and the influence of conflicting pedestrians and cyclists on the turning traffic stream was determined based on the blocked green time (blockage time). The traffic flow at intersection approaches with at least one additional short lane was observed, and travel times at traffic-actuated controlled traffic signals were recorded. The data basis was partially extended by microscopic traffic flow simulations.

As a result of the analyses, the base saturation flow rate of 2000 veh/h for passenger car traffic without further influences was confirmed. However, it was shown that the influences of heavy vehicles, the gradient, and the turning radius are less significant than assumed in the HBS 2015. In addition, the posted speed limit was determined as a further factor influencing the saturation flow rate, with lower posted speed limits leading to lower saturation flow rates. The use of an additional time of one second to determine the effective green time was confirmed as a good approximation for German traffic conditions. When surveying pedestrian and bicycle crossings, it was observed that the calculation procedure specified in the HBS 2015 does not describe the blockage times accurately enough and tends to underestimate them due to not considering of relevant boundary conditions such as the geometry of the pedestrian crossing, the signal timing (simultaneous or progressive), the green time of the pedestrian and/or bicycle signal, and the cycle time. A new model based on the gap acceptance theory was derived, in which these parameters are used directly as input variables and can thus be used for estimating the blockage time much more accurately. The analysis of intersection approaches with an additional short lane showed that the current calculation model used in the HBS 2015 describes the capacity very well and can also be extended to intersection approaches with two or three continuous lanes. In addition, different model approximations were developed to simplify the procedure. The analysis of traffic-actuated signal control with two basic control strategies (permanent green phase of the main direction and all-red phase) showed no need for adapting the criteria for the evaluation of traffic flow quality. The evaluation of a fixed-time signal control program with average green and red times represents an acceptable approximation for these basic control strategies.

For an HBS-conform microscopic traffic flow simulation instructions and parameter settings for the simulation program PTV Vissim were derived, taking account for the new empirical findings. It was shown that there are clear differences between the simulation using the program's default settings and the analytical procedures of the HBS 2015 and thus the results are not fully comparable. The exact consideration of the instationarity of demand in the simulation in terms of the HBS was also analyzed. These differences can be minimized by the proposed application instructions and parameter settings.

Summary

Revision of the quality of service assessment procedures for signalized intersections

1 Objective

Traffic signals are a safe and efficient type of control for urban and rural intersections. The traffic flow can be directly influenced by the regular or irregular indication of red and green phases of individual traffic streams at intersections, so that delays can occur to individual road users. For the appropriate planning of a traffic signal, it is therefore of particular importance to estimate and evaluate the exact effects on the traffic flow quality. The German Highway Capacity Manual (HBS 2015, FGSV, 2015) provides a complete set of assessment procedures to determine the quality of service at fixed-time controlled, isolated intersections or a sequence of coordinated traffic signals from the user's point of view. Compared to the previous edition of the HBS (FGSV, 2001), the procedures have been completely revised in several parts and adapted to new research findings.

However, when applying the HBS 2015, it became apparent that despite the further development of the assessment procedures for signalized intersections, some subcomponents of the procedures require a recalibration. Furthermore, in the HBS 2015, not all lane constellations, boundary conditions as well as control strategies can be considered with sufficient accuracy. Especially, this concerns the following issues:

- Determination of the saturation flow rate,
- Determination of the influence of permitted controlled streams against pedestrians and cyclists,
- Consideration of interactions with regard to the capacity of lanes with an additional short lane,
- Evaluation of intersections with traffic-actuated traffic signals,
- Application of an HBS-conform simulation of traffic flow at signalized intersections.

The aim of this research project was to further develop and extend the assessment procedures of the HBS 2015 with regard to the aspects mentioned above. For this purpose, extensive traffic flow measurements were carried out using different measurement techniques at signalized intersections in Germany. In addition to the evaluation of the empirical data, microscopic traffic flow simulations were also used to extend the data basis. By updating the calculation procedures and the derived instructions, the procedures were revised and extended, resulting in a more precise assessment of the traffic quality.

2 Methodology

For the analysis of specific components of the quality of service assessment procedures, different survey procedures and investigation methods were used. The average saturation flow rate or the average headway was measured on 50 individual lanes with different longitudinal gradients, lane widths, turning radii and posted speed limits. The collective includes a total of 14 shared lanes. For each individual vehicle, the crossing time and vehicle type was determined with a time stamp at the stop line. This microscopic information was used to determine the saturation flow rate, the relevant influencing variables, and the effective green time by applying the gap acceptance theory.

In the past, several different interpretations of the pedestrian blockage time and its measurement in studies about the capacity of permitted controlled turning streams against pedestrians and cyclists were used. According to the HBS 2015 (FGSV, 2015), the blockage time is defined as the green time of the pedestrian and cyclist streams during which the pedestrians and cyclists actually impede the turning vehicle traffic stream. In this project, the blockage time was recorded at a total of 12 pedestrian crossings, some of them with additional bicycle crossings. The evaluation method was chosen analogously to the study by TARKO and GACA (1991), which is the basis for the blockage time in the HBS 2015. The time per cycle in which a defined area was occupied by at least one pedestrian or cyclist was measured. According to KRAUS and TRAPP (1986), the blockage area was defined as the conflict area (with a width of 2 m) plus safety margins in front of and behind the conflict area, which were determined empirically. The blockage time could then be calculated by offsetting the individually determined walking speeds of the pedestrians and the underlying blockage area. Since only a limited number of boundary conditions could be observed empirically, the measured data was extended by microscopic traffic flow simulations using the program PTV Vissim.

The capacity of short lanes could not be determined empirically, since tailbacks onto the straight-through lanes only occur a few times a day and the same traffic conditions can hardly be observed. Therefore, extensive simulations with PTV Vissim were carried out analogously to the studies by WU (2003b, 2007 and 2008), on which the HBS 2015 procedure is based. Firstly, the driving behavior was analyzed at three intersections with an additional short lane using a multicopter in order to consider the strategic driving behavior precisely in the simulation. In particular, avoiding the tailback in lane constellations with more than one straight-through lane was observed. In the simulation, the green times of turning and through streams, the number of vehicle spaces on the additional short lane, the number of straight-through lanes and the duration of the green phase were varied, so that in total more than 6000 different scenarios were considered.

The analysis of the delay distribution at intersections with traffic-actuated signal control in comparison to fixed-time control was carried out by simulation. For this purpose, travel times at real-world intersections with two basic control strategies (permanent green phase in the main direction and all-red phase) were recorded and evaluated. Various flow scenarios were then examined at three intersections using PTV Vissim. The resulting two-phase fixed-time signal program, which uses the average green and red times, was compared with the traffic-actuated signal control.

For the derivation of application instructions and parameters for an HBS-conform simulation of traffic flow with PTV Vissim, the default parameters, which are often used in practice, were first examined and compared with the results of the empirical surveys and the assumed boundary conditions of the HBS 2015. Due to the comprehensive data basis, the saturation flow rate, the instationarity of demand, and the estimation of delays could be analyzed. Parameters that consider the boundary conditions of the HBS procedure and the new empirical findings were calibrated. The calibrated parameters were then validated in the simulation of ten real intersections.

3 Results

The analysis of the saturation flow rate confirmed the assumed base saturation flow rate in the HBS 2015 (FGSV, 2015) of 2000 veh/h (equivalent to an average headway of 1.8 s) in uninfluenced passenger car traffic, which is based on the surveys by AHN (1987), AXHAUSEN et al. (1989), and SCHNABEL et al. (2005). On average, a headway of 1.83 s for passenger cars was measured at the 17 straight-through lanes. A more detailed analysis revealed the typical course of position-dependent headways with an average headway of 1.36 s for the first position, which is higher than the values from previous studies possibly due to the increased use of automatic start-stop systems in vehicles. When considering geometric influencing parameters, differences to the analytical assessment procedures could be observed. The adjustment factors used in the HBS 2015 are largely based on the study by PAVEL (1974) and were compiled from several sources of literature rather than being measured under German traffic conditions. The lane gradient clearly showed a lower influence in the new measurements, which has already been observed in other studies. No influence could be determined for a negative gradient, with which, however, only one lane could be considered in the investigation. The turning radius was also less significant than given in the HBS. In addition to the geometric influencing parameters, an influence of the posted speed limit was determined, which is also reasonable with regard to traffic flow theory. A lower saturation flow rate was measured on lanes with a posted speed limit of 30 km/h than on lanes with a posted speed limit of 50 or 70 km/h. Similar observations have already been made by SCHLEICHER-JESTER (1995) or BONNISON et al. (2006). Heavy vehicle traffic showed a slightly smaller influence than assumed in the HBS 2015 according to AHN (1987). Passenger car equivalents of 1.7 (instead of 1.75) for trucks and buses and 2.3 (instead of 2.5) for trucks with trailer were determined. The adjustment factors were therefore updated or modified for the relevant influencing parameters. When determining the effective green time, an addition of one second to the indicated green time, which was derived from the study by WOLFERMANN (2009), was confirmed as a pragmatic approximation for a hand calculation method.

For the empirical determination of the blockage time, safety additions were first determined for crossing pedestrians in front of and behind the immediate conflict area. Different values were obtained for pedestrians walking in the same direction and in the opposite direction, with pedestrians walking in the same direction impeding the turning vehicle traffic flow longer. Cyclists, who generally have clearly higher speeds than pedestrians, often caused turning vehicles to stop at a distance of more than 10 m in front of the conflict area. Cyclists approaching from a standing position influenced the turning vehicle traffic flow due to the

lower speeds only at a smaller distance from the conflict area. The average walking speed of pedestrians was 1.48 m/s with a standard deviation of 0.35 m/s. When determining the empirical blockage time, it became clear that the function stated in the HBS 2015 according to TARKO and GACA (1991) tends to underestimate the blockage times and does not consider all relevant boundary conditions. In the traffic flow simulation based on the empirical measurements, the geometry of pedestrian crossings, the signal timing (simultaneous or progressive), the durations of green time, and the cycle time (or the green time split) were determined as the relevant influencing variables. The derived model based on the gap acceptance theory directly includes these parameters as input variables, which means that the blockage time can be calculated much more precisely. In addition, the blockage time of cyclists is calculated separately, considering the speeds that differ from pedestrian traffic.

When observing the traffic flow at the approaching roads with an additional short lane and two continuous straight-through lanes, it was found that in case of a tailback from the short lane on the adjacent lanes, the vehicles driving straight on usually avoid this queue by changing to the other lanes. Approximately 37 % of the vehicles change back to the blocked upstream lane after detouring. It was also observed that the turning vehicles already changed to the adjacent lane at a distance of more than 100 m from the diverging point. In addition, irregular driving behavior such as crossing the lane boundary and longer conflict-free tailbacks than assumed in the HBS were observed. The simulation showed that the capacities can be reliably estimated with the calculation model used in the HBS according to WU (2003b, 2007 and 2008) and that a second lane is hardly affected by tailbacks. It was determined that the position of the green times in relation to each other has no influence on the capacity for both the simultaneous green times (green times start or end at the same time) and the non-simultaneous green times (green times of the short lane allocated immediately before or after the green time of the continuous lanes). Hence, the model is valid for all cases. The model was calibrated again with the simulation results, since this investigation was based on a significantly larger data base. The consideration of further straight-through lanes was incorporated by an addition to the model. Furthermore, several simplified model approaches were tested. An extension of the approach from BRILON et al. (1994) achieved a good adjustment to the simulated capacity values despite a relatively simple formulation.

The analysis of the average delays and delay distributions of the individual traffic streams at intersections with the two traffic-actuated signal control strategies mentioned above showed only minor differences at medium to high flow rates to those delays occurring under the same conditions at a fixed-time signal control using the average green and red times. The evaluation of this fixed-time signal program therefore represents a good approximation for these simple traffic-actuated signal control strategies. Based on the results determined here, the evaluation of vehicle traffic at intersections with traffic-actuated signal control can also be carried out using the average delay, so that generally no adjusted quality criteria are necessary. Thereby, it must be considered that larger differences may occur in reality due to the non-stationary traffic flow. For more complex signal control strategies or other relevant boundary and environmental conditions such as a direct dependency on neighboring intersections or a public transport priority, which were not considered in this study, larger deviations can also arise and alternative methods should be used.

The microscopic simulation of traffic flow at signalized intersections with PTV Vissim under default settings revealed some differences to the HBS 2015 calculation procedures. A suitable implementation of the lost time measurement must ensure that according to the definition of the delay in the HBS 2015, only the portion of the lost time until crossing the stop line is measured in the simulation. In addition, at a speed limit of 50 km/h, the headways of the departing vehicles decrease to 1.7 s with default settings, which means that the saturation flow rate without other influences is approximately 6 % higher than according to the HBS 2015. In PTV Vissim, the saturation flow rate directly depends on the driving speed of the vehicles and thus the posted speed limit, which corresponds to the empirical results of this investigation but has not yet been considered in the HBS procedure. The influence of the gradient also differs from the factor specified in the HBS 2015 as well as the empirical data, with a clearly lower influence occurring in the simulation. A negative gradient showed no influence at all. The influence of the lane width on the capacity cannot be considered directly in PTV Vissim. In the simulation, the turning radius initially has no direct influence but it must be calibrated using suitable speed distributions in slow-moving areas. The default average standing distance of 6.37 m for cars is around 6 % longer than assumed in the HBS 2015. The analysis showed that it is not useful to evaluate the lost times simulated with default settings by using the quality of service thresholds defined in the HBS, since the simulated delays are not fully consistent with the assumptions of the analytical evaluation procedure.

Based on the results, application instructions and parameter settings for the simulation of traffic flow at signalized intersections were derived. The parameters and assumptions of the HBS 2015 were used as a basis and the main new empirical findings of the study, such as the adjusted factors of the running radius and the influence of heavy vehicles, were considered. Instructions were also given for the appropriate consideration of the instationarity of demand within the analysis interval, which showed a strong influence in the simulation. In particular, the pattern of the approaching traffic volume, which does not correspond to the parabola shape assumed in the HBS 2015, caused deviations from the analytical procedure and should be considered in a differentiated manner. In order to consider the demand instationarity, the delay in the microscopic traffic flow simulation should always be determined as the moving average over a period of one hour with a sufficient lead and follow-up time of at least 30 minutes. By using the determined parameters and application instructions, a good accordance between the delays derived from the simulation and the values calculated according to the HBS could be achieved in the validation at ten signalized intersections with fixed-time signal control or traffic-actuated signal control for various flow scenarios. However, an increasing degree of saturation results in increasing deviations.

4 Conclusions

Overall, the study results yielded the following recommendations for the revision of the HBS 2015 assessment procedure for signalized intersections:

- The basic saturation flow rate of a traffic stream at a signal control without other influencing factors of 2000 veh/h should be maintained, but the adjustment factors should be modified according to the results of this investigation. An adjustment factor for the appropriate consideration of the posted speed limit should also be discussed.
- The calculation procedure of the HBS 2015 for determining the blockage time should be replaced by the approach derived in this investigation, with which all influencing variables can be directly considered and therefore more precise results can be achieved. It is recommended that a distinct definition of the blockage time should be included in the HBS.
- The procedure for calculating the capacity of short lanes generally given in the HBS 2015 delivers good results and can be extended for approaches with two or three continuous lanes according to the formulation proposed in this investigation. The newly calibrated parameters should be used. Alternatively, one of the proposed simplifications could be implemented.
- Microscopic traffic flow simulations with PTV Vissim with default parameters deliver results that are not fully consistent with the HBS 2015. Therefore, simulated lost times should not be evaluated without further calibration with the delay thresholds of the levels of service given in the HBS 2015. The derived application instructions and parameter settings should be used for future simulations that aim to be comparable with the results of the HBS or are used as an alternative method for the quality of service assessment.

With the proposed extensions and adjustments, the assessment procedures of the HBS will continue to provide a reliable basis for the assessment of the traffic flow quality at signalized intersections in the future. Further research is required primarily due to the foreseeable developments in the vehicle technology, especially with regard to the automation of driving functions, new vehicle-to-infrastructure communication technologies and the change in acceleration behavior resulting from the increasing spread of electric drives.

Inhalt

1	Einleitung	12
2	Kenntnis- und Erfahrungsstand	14
2.1	Knotenpunkte mit Lichtsignalanlage	14
2.2	Bewertung von Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage	14
2.2.1	Verfahren des HBS 2015	14
2.2.2	Analyse des weiteren Anpassungsbedarfs des HBS-Bewertungsverfahrens	24
2.2.3	Verfahren des HCM	25
2.2.4	Bewertung von Knotenpunkten mit verkehrsabhängig gesteuerter Lichtsignalanlage	26
2.3	Verkehrsablauf an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage	28
2.3.1	Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken	28
2.3.2	Einfluss des Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträglich geführte Abbieger	36
2.3.3	Kapazität von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen	40
2.3.4	Einflüsse des instationären Verkehrsflusses	44
2.4	Simulation des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage	46
2.4.1	HBS-konforme Simulation für die Bewertung des Verkehrsablaufs	46
2.4.2	Psycho-physisches Fahrzeugfolgemodell nach Wiedemann	47
3	Erhebungskonzept	51
3.1	Untersuchungsschwerpunkte und -objekte	51
3.1.1	Sättigungsverkehrsstärken (A)	51
3.1.2	Belegungszeiten von Fußgänger- und Radfurten (B)	53
3.1.3	Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (C)	53
3.1.4	Fahrtzeiten an verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen (D)	53
3.2	Erhebungsmethodik und Datenaufbereitung	54
3.2.1	Haltlinienmessung	54
3.2.2	Furtmessungen	56
3.2.3	Multicopter-messungen	57
3.2.4	Bluetooth-Messungen	58
4	Auswertung und Analyse der empirischen Daten	59
4.1	Sättigungsverkehrsstärken (A)	59
4.1.1	Ermittlung der Grundsättigungsverkehrsstärke	59
4.1.2	Analyse von geometrischen Einflussgrößen	63
4.1.3	Analyse von planerischen und verkehrlichen Einflüssen auf die Sättigungsverkehrsstärke	67

4.1.4	Sättigungsverkehrsstärken von Mischfahrstreifen	78
4.1.5	Multiple Regression der Zeitbedarfswerte	80
4.1.6	Effektive Freigabezeit	84
4.1.7	Vergleich unterschiedlicher Auswertungsmethoden	91
4.2	Belegungszeiten von Fußgänger- und Radfurten (B)	92
4.2.1	Definition der Belegungszeit	92
4.2.2	Erhebung der Sicherheitszuschläge	93
4.2.3	Ermittlung der Belegungszeit	95
4.3	Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (C)	101
4.4	Fahrtzeiten an verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen (D)	103
4.4.1	Erhebungen an Einzelknotenpunkten mit verkehrsabhängiger Steuerung (D-1 bis D-3)	103
4.4.2	Frühere Erhebungen an Knotenpunkten mit verkehrsabhängiger Steuerung (D-4 bis D-13)	109
4.4.3	Schlussfolgerungen aus den empirischen Erhebungen	110
5	Einfluss des Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträgliche Abbiegeströme	111
5.1	Methodik der Simulationsstudie	111
5.1.1	Untersuchungsschwerpunkte und grundlegende Parametereinstellung	111
5.1.2	Kalibrierung und Validierung des Simulationsmodells	112
5.2	Ergebnisse der Simulationsstudie	113
5.3	Ableitung eines Verfahrens zur Berechnung der Belegungszeit	118
5.3.1	Modellierung der Belegungszeit nach der Zeitlückentheorie	118
5.3.2	Validierung des Berechnungsverfahrens	124
5.3.3	Approximationen der Belegungszeitberechnung für ein Handrechenverfahren	126
6	Kapazitäten von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen	130
6.1	Erweiterungspotenzial des Berechnungsverfahrens nach dem HBS 2015	130
6.2	Methodik der Simulationsstudie	130
6.2.1	Untersuchungsschwerpunkte und grundlegende Parametereinstellung	130
6.2.2	Kalibrierung des Simulationsmodells	131
6.3	Ergebnisse der Simulationsstudie	132
6.4	Ableitung eines Verfahrens zur Berechnung der Kapazität von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen	138
6.4.1	Neukalibrierung und Vereinfachung des aktuellen Berechnungsverfahrens	138
6.4.2	Zufahrten mit mehr als einem durchgehenden Fahrstreifen und zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen	144
7	Instationarität an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage	148
7.1	Definition von Zuflussganglinien auf der Basis von Realdaten	148

7.2	Einfluss von Instationarität unter Standardparametern in der Simulation	149
8	HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs an Einzelknotenpunkten mit Lichtsignalanlage	155
8.1	Definition der Verlustzeit und der Wartezeit	155
8.2	Methodik der Simulationsuntersuchung	156
8.3	Verkehrsfluss unter Standardbedingungen	157
8.4	Einflüsse auf die Zeitbedarfswerte in der Simulation	160
8.4.1	Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeit	160
8.4.2	Einfluss der Steigung	162
8.4.3	Einfluss des Gefälles	163
8.5	Kalibrierung der Simulationsmodelle	165
8.5.1	Methodik	165
8.5.2	Kalibrierung für Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten	165
8.5.3	Kalibrierung der Gelbzeitüberfahrten	169
8.5.4	Kalibrierung für Abbieger	173
8.5.5	Kalibrierung für Schwerverkehr	174
8.6	Zeitbedarfswerte auf Mischfahrstreifen	175
8.7	Vergleich der resultierenden Wartezeiten	177
8.8	HBS-konforme Simulation von festzeit- und verkehrsabhängig gesteuerten Einzelknotenpunkten	178
8.8.1	Methodik	178
8.8.2	Ergebnisse für festzeitgesteuerte Einzelknotenpunkte	180
8.8.3	Ergebnisse für verkehrsabhängig gesteuerte Einzelknotenpunkte	182
9	Wartezeiten an verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen	184
9.1	Methodik der Simulationsstudie	184
9.2	Ergebnisse der Simulationsstudie	184
9.3	Schlussfolgerungen für die Bewertung der Verkehrsqualität	186
10	Zusammenfassung und Empfehlungen	187
	Literatur	192
	Bilder	201
	Tabellen	207
	Anhang	210

1 Einleitung

Lichtsignalanlagen (LSA) stellen eine sichere und leistungsfähige Steuerungsform für inner- und außerorts gelegene Knotenpunkte dar. In Deutschland bilden die Richtlinien für Lichtsignalanlagen (RILSA, FGSV, 2015b) und das Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS 2015, FGSV, 2015a) die Grundlagen für die Planung und die verkehrstechnische Bewertung von Knotenpunkten mit LSA. Das HBS 2015 enthält ein vollständiges Bewertungsverfahren, um die Qualität des Verkehrsablaufs an einem festzeitgesteuerten Einzelknotenpunkt oder einer Folge von koordinierten LSA aus Nutzersicht zu ermitteln. Das Verfahren wurde im Vergleich zur vorherigen Ausgabe, dem HBS 2001 (FGSV, 2001), in Teilen komplett überarbeitet und an neue Forschungserkenntnisse angepasst.

Mit der Einführung und Anwendung des HBS 2015 zeigte sich jedoch, dass trotz der Weiterentwicklung des Bewertungsverfahrens für Knotenpunkte mit LSA einige Teilkomponenten des Verfahrens einer Neukalibrierung bedürfen und nicht alle Fahrstreifenkonstellationen sowie Steuerungsverfahren hinreichend genau betrachtet werden können. Dies betrifft im Einzelnen folgende Frage- und Problemstellungen:

- **Sättigungsverkehrsstärken:** Entsprechen die Sättigungsverkehrsstärken bzw. die Zeitbedarfswerte und ihre Anpassungsfaktoren noch dem aktuellen Verkehrsgeschehen? Diese wurden weitestgehend aus den Untersuchungen von PAVEL (1974), AHN (1987), AXHAUSEN et al. (1989) und SCHNABEL et al. (2005) abgeleitet und könnten sich durch technische Entwicklungen der Fahrzeugflotte und einem veränderten Fahrverhalten maßgeblich verändert haben.
- **Einfluss des Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträgliche Abbiegeströme:** Kann die Funktion zur Ermittlung der Belegungszeit einer Furt durch Fußgänger und Radfahrer weiterhin angewendet werden? Die im HBS 2015 enthaltene Funktion wurde aus der Untersuchung von TARKO und GACA (1991) übernommen, welche diese Funktion für die Belegungszeit an LSA in Polen hergeleitet hatten. Aktuelle Untersuchungen zeigen, dass die realen Belegungszeiten der Fußgänger- und Radfurten mit dieser Funktion nicht ausreichend genau abgebildet werden können (vgl. VORTISCH et al., 2020; BUSCH et al., 2019). Zudem wird im HBS 2015 selbst keine explizite Definition der Belegungszeit genannt.
- **Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen:** Wie kann das Verfahren für kurze Aufstellstreifen des HBS 2015 sinnvoll erweitert oder verändert werden? Mit dem aktuellen Verfahren können nicht alle Fahrstreifenkonstellationen hinreichend genau bewertet werden. In der Praxis wird es oftmals als zu kompliziert angesehen.
- **Verteilung der Wartezeiten an Knotenpunkten mit verkehrsabhängig gesteuerten LSA:** Können die Qualitätskriterien der Festzeitsteuerungen auch für verkehrsabhängige Steuerungen angewandt werden? Nach dem HBS 2015 sollen verkehrsabhängige Steuerungen unter Verwendung der mittleren Umlauf- und Freigabezeit ebenfalls mit der mittleren und der maximalen Wartezeit bewertet werden. Vereinzelt können besonders lange oder besonders kurze Wartezeiten auftreten, die bisweilen nicht explizit berücksichtigt werden.
- **HBS-konforme Simulation von Lichtsignalanlagen:** Welche Modellannahmen und -parameter sind für eine HBS-konforme mikroskopische Simulation notwendig? Im Berechnungsverfahren wird mehrfach auf die Verwendung von mikroskopischen Verkehrsflusssimulationen verwiesen, wenn die Bewertung des vorliegenden Knotenpunktes mit aktuellen Verfahren nicht durchführbar ist. In der Planungspraxis sind Simulationen daher bereits eine gängige Untersuchungsmethode für die Bewertung des Verkehrsablaufs. Jedoch werden im HBS 2015 keine detaillierten Angaben zu Einstellungsmöglichkeiten und Kalibrierungsparametern gegeben, um HBS-konforme Simulationsergebnisse zu erhalten. Besonders die Berücksichtigung der Instationarität der Verkehrsstärken in mikroskopischen Simulationen ist nicht definiert.

Ziel dieses Forschungsprojektes ist die Weiterentwicklung und Ergänzung des Berechnungsverfahrens des HBS 2015 im Hinblick auf die oben genannten Frage- und Problemstellungen, um die Vergleichbarkeit der Bewertungsergebnisse für möglichst alle Knotenpunktausführungen und eine genaue Einschätzung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit LSA zu erreichen. Als Datengrundlage dienen Auswertungen umfangreicher Verkehrsmessungen mit unterschiedlichen Messverfahren (Videomessung an der Haltlinie, Videomessung an der Furt, Multicopter-messung, Bluetooth-Messung) an verschiedenen Knotenpunkten mit LSA in Deutschland. Zusätzlich werden Verkehrsflusssimulationen eingesetzt, um die Datengrundlage zu erweitern. Anhand der gewonnenen Erkenntnisse wird das Berechnungsverfahren überarbeitet, aktualisiert

und erweitert. Dadurch können mehr bewertungsrelevante Eigenschaften der Knotenpunkte berücksichtigt und validere Bewertungsergebnisse erreicht werden. Neben der Überarbeitung des analytischen Berechnungsverfahrens werden Standardparameter für das mikroskopische Simulationsprogramm PTV Vissim abgeleitet, die eine HBS-konforme Simulation von signalisierten Knotenpunkten ermöglichen. Die Ergebnisse werden für die Aufnahme in die fortgeschriebene Fassung des HBS aufbereitet.

Aus Gründen der besseren Lesbarkeit wird für sämtliche Personenbezeichnungen in diesem Bericht verallgemeinernd das generische Maskulinum verwendet. Aufgrund der sehr häufigen Nennung im Text werden das HBS 2001 (FGSV, 2001) und das HBS 2015 (FGSV, 2015a) abweichend von der sonst verwendeten Zitierweise in verkürzter Form als HBS 2001 bzw. HBS 2015 – also ohne die jeweilige Nennung des Herausgebers – zitiert.

2 Kenntnis- und Erfahrungsstand

2.1 Knotenpunkte mit Lichtsignalanlage

Lichtsignalanlagen (LSA) werden zur Verbesserung der Verkehrssicherheit und der Qualität des Verkehrsablaufs für alle Verkehrsteilnehmer an inner- und außerorts gelegenen plangleichen Knotenpunkten eingesetzt. Die verkehrsrechtliche Mindestausstattung einer LSA ergibt sich aus § 37 der Straßenverkehrsordnung (StVO). Die Anforderungen an die Planung und bauliche Ausführung einer LSA leiten sich aus den Richtlinien für die Anlage von Stadtstraßen (RASt, FGSV, 2006b) oder den Richtlinien für die Anlage von Landstraßen (RAL, FGSV, 2012) sowie den RiLSA (FGSV, 2015b) ab.

Für die Qualität des Verkehrsablaufs ist neben dem geometrischen Entwurf des Knotenpunktes das geschaltete Signalprogramm maßgebend, welches durch ein Steuerungsverfahren bestimmt wird. In den RiLSA (FGSV, 2015b) werden die Steuerungsverfahren einer LSA in fünf Kategorien nach Art, Umfang und Zusammenwirken der veränderbaren Steuerungsgrößen und Signalprogrammelementen eingeordnet (Tab. 2-1). Dabei wird zwischen der mikroskopischen und makroskopischen Steuerungsebene unterschieden. Bei der Verwendung von makroskopischen Steuerungsformen wird die LSA-Schaltung auf der Grundlage von mittel- bis langfristigen Veränderungen des Verkehrsablaufs beeinflusst. Dies kann sowohl zeitabhängig als auch in Abhängigkeit von gemessenen Verkehrsstärken erfolgen. Auf der mikroskopischen Steuerungsebene können Anpassungen an das unmittelbare Verkehrsgeschehen an der LSA erfolgen. Um einen möglichst optimalen Verkehrsablauf zu erreichen, werden in der Regel beide Steuerungsebenen miteinander kombiniert.

	Steuerungsverfahren		Ordnungszahl	Aktivierung		Verkehrsabhängig veränderbare Elemente der Signalprogramme				
	Oberbegriff	Hauptmerkmal der Veränderbarkeit der Signalprogramme		zeitplanabhängig	verkehrsabhängig	Umlaufzeit	Phasenfolge	Phasenanzahl	Freigabezeit	Versatzzeit
A: Makroskopische Steuerungsebene	Signalprogramm-auswahl	zeitplanabhängige Auswahl der Signalprogramme	A1	X		In Kombination mit einem Steuerungsverfahren der Gruppe B veränderbare Elemente des Signalprogramms				
		verkehrsabhängige Auswahl der Signalprogramme	A2		X					
	Bildung Rahmensignalprogramm	verkehrsabhängige Bildung der Rahmensignalprogramme	A3		X					
B: Mikroskopische Steuerungsebene	Festzeitsignalprogramm		B1	Aktivierung gemäß Steuerungsverfahren der Gruppe A						
	Signalprogramm-anpassung	Freigabezeitanpassung	B2						X	
		Phasentausch	B3				X			
		Phasen Anforderung	B4					X	X	
		Versatzzeitanpassung	B5							X
	Signalprogramm-bildung	freie Veränderbarkeit	B6			X	X	X	X	X

Tab. 2-1: Übersicht über die LSA-Steuerungsverfahren nach den RiLSA (FGSV, 2015b)

2.2 Bewertung von Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage

2.2.1 Verfahren des HBS 2015

Das im Kapitel S4 des HBS 2015 beschriebene Verfahren ermöglicht eine Bewertung der Qualität des Verkehrsablaufs an plangleichen Knotenpunkten mit LSA. Es gilt für Knotenpunkte im Vorfeld oder innerhalb bebauter Gebiete an Straßen der Kategoriengruppe VS (anbaufreie Hauptverkehrsstraße), HS (ange-

baute Hauptverkehrsstraße) und ES (Erschließungsstraße) gemäß den Richtlinien für integrierte Netzgestaltung (RIN, FGSV, 2008). Die Entwicklung des Verfahrens beruht auf der Untersuchung von BRILON et al. (1994), die eine erste einheitliche Verfahrenssammlung zur Bewertung der Verkehrsqualität in Deutschland lieferte. Nach dem Grundprinzip des amerikanischen Highway Capacity Manual (HCM; TRB, 1985) wurden die in Deutschland geltenden Richtlinien für den Entwurf und die verkehrstechnische Bemessung von Straßenverkehrsanlagen zusammengefasst und ergänzt. Im Jahr 2001 wurde darauf aufbauend die erste Fassung des HBS (FGSV, 2001) veröffentlicht. Mit der Fortschreibung des HBS im Jahr 2015 wurde das Verfahren überarbeitet und an den Stand der Wissenschaft und Technik angepasst. Zudem wurden durch die Einführung des HBS 2015 und der RiLSA 2015 (FGSV, 2015b) die Regelungen für den planerischen Entwurf und die verkehrstechnische Bemessung von LSA konsequent voneinander getrennt. Die wichtigsten Änderungen des Verfahrens wurden von HARDERS und SCHMOTZ (2015) dokumentiert. Durch die Aufteilung des HBS 2015 in separate Teile für Autobahnen, Landstraßen und Stadtstraßen wurde ein zweites Kapitel L4 für die verkehrstechnische Bemessung von LSA an Landstraßen der Kategorien-Gruppe LS (Landstraße) gemäß den RIN (FGSV, 2008) eingeführt. Da das Verfahren im Kapitel L4 im Wesentlichen eine Teilmenge Verfahrens im Kapitel S4 darstellt, wird im Folgenden nur das Kapitel S4 beschrieben.

Das Verfahren des HBS 2015 dient dem Nachweis, dass der betrachtete signalgeregelte Knotenpunkt die zu erwartende Verkehrsstärke aller am Knotenpunkt vorhandenen Verkehrsarten mit ausreichender Qualität abwickeln kann. Die maßgebende Bemessungsverkehrsstärke ist zuvor nach dem Kapitel S2 des HBS 2015 zu ermitteln. Mit dem Verfahren kann die Verkehrsqualität von einzelnen und koordinierten Knotenpunkten mit festzeitgesteuerten Signalprogrammen bewertet werden, die entwurfstechnisch den RAST (FGSV, 2006b) oder den RAL (FGSV, 2012) und signaltechnisch den RiLSA (FGSV, 2015b) entsprechen. Bei Koordinierungen von mehreren LSA können die Wartezeiten unter Berücksichtigung der Koordinierung geschätzt werden. Die Verkehrsqualität der gesamten Koordinierung wird über ein gesondertes Bewertungsverfahren bestimmt. Die Verkehrsqualität an verkehrsabhängig gesteuerten Knotenpunkten kann mit dem Verfahren nicht bewertet werden. Näherungsweise wird empfohlen, ein äquivalentes Festzeitprogramm zu erstellen und zu bewerten (siehe Kapitel 2.2.4).

Mit dem Verfahren wird die Verkehrsqualität eines lichtsignalgeregelten Knotenpunktes aus Nutzersicht bewertet. Dies erfolgt über ein sechsstufiges Bewertungsschema mit den Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs (QSV) A bis F. Das maßgebende Kriterium für die Bewertung der Verkehrsqualität ist die Wartezeit. Dabei wird für den Kfz-Verkehr sowie den ÖPNV die mittlere Wartezeit t_w und für den Fuß- und Radverkehr die maximale Wartezeit $t_{w,max}$ verwendet. Die Wartezeit im Fahrzeugverkehr ist nach den Begriffsbestimmungen der FGSV (2020) der Anteil an der Verlustzeit, den ein Fahrzeug im Vergleich zu einer Fahrt ohne Behinderung bis zum Verlassen der Knotenpunktzufahrt benötigt. Als Wartezeit des Fußverkehrs wird nach FGSV (2020) die Zeitdauer zwischen dem Eintreffen und dem möglichen Weitergehen an einer Querungsanlage definiert. In Tab. 2-2 sind die Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten mit LSA mit den dazugehörigen Grenzwerten der Wartezeit für die verschiedenen Verkehrsarten angegeben. An koordinierten Straßenzügen kann die Qualität des Verkehrsablaufs zusätzlich durch die Koordinierungsqualität mit Hilfe des Koordinierungsmaßes und des Performance Index quantifiziert werden.

QSV	Kfz-Verkehr mittlere Wartezeit t_w [s]	ÖPNV auf Sonderfahrstreifen mittlere Wartezeit t_w [s]	Fußgänger- und Radverkehr maximale Wartezeit $t_{w,max}$ [s]
A	≤ 20	≤ 5	≤ 30
B	≤ 35	≤ 15	≤ 40
C	≤ 50	≤ 25	≤ 55
D	≤ 70	≤ 40	≤ 70
E	> 70	≤ 60	≤ 85
F	$q > C$ (Kapazität)	> 60	> 85

Tab. 2-2: Grenzwerte für die Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs der verschiedenen Verkehrsarten nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a)

Die maximalen Wartezeiten des Fuß- und Radverkehrs entsprechen der Sperrzeit des jeweiligen Verkehrsstroms, die aus dem Signalzeitenplan abgelesen werden kann. Dabei wird davon ausgegangen, dass für diese Verkehrsarten kein maßgeblicher Rückstau entsteht und alle wartenden Personen den Knotenpunkt innerhalb einer Freigabezeit überqueren können. Auch wenn der Radverkehr gemeinsam mit dem Kfz-

Verkehr auf der Fahrbahn oder auf einem Radfahrstreifen geführt wird, ist die Sperrzeit des zugehörigen Kfz-Verkehrsstroms oder ggf. des gesonderten Radsignalgebers als maximale Wartezeit anzusetzen. Für Querungen von Zufahrten mit zwei durch eine Mittelinsel getrennte Furten sind die zusätzlichen Wartezeiten auf der Mittelinsel zu berücksichtigen. Die maximale Wartezeit wird für jede Querungsrichtung getrennt bestimmt und anschließend einer Qualitätsstufe zugeordnet.

Um die mittlere Wartezeit des Kfz-Verkehrs auf einem Fahrstreifen zu bestimmen, muss die Kapazität des Fahrstreifens berechnet werden. Die Kapazität ist von der Sättigungsverkehrsstärke des Fahrstreifens abhängig. Die Sättigungsverkehrsstärke gibt an, wie viele Fahrzeuge fiktiv bei einer ununterbrochenen Freigabezeit durch Einhaltung einer konstanten Folgezeitlücke, dem Zeitbedarfswert, auf dem Fahrstreifen abfließen können:

$$q_{S,j} = \frac{3600}{t_{B,j}} \quad (2-1)$$

mit

$q_{S,j}$ = Sättigungsverkehrsstärke für den Fahrstreifen j [Kfz/h]

$t_{B,j}$ = Zeitbedarfswert nach Gleichung (2-2) [s]

Im Folgenden wird die Bestimmung der Sättigungsverkehrsstärke nach dem HBS 2015 beschrieben, welche auf den Untersuchungen von PAVEL (1974), AHN (1987) und AXHAUSEN et al. (1989) basiert. Weitere Ausführungen zur empirischen Bestimmung der Sättigungsverkehrsstärke und ihrer internationalen Anwendung folgen in Kapitel 2.3.1.

Unter Standardbedingungen (Längsneigung $-2 \% \leq s \leq 2 \%$, Kurvenradius $R \geq 20$ m, Fahrstreifenbreite $b \geq 3$ m) bei reinem Pkw-Verkehr gibt das HBS 2015 einen Zeitbedarfswert von 1,8 s an, der einer Sättigungsverkehrsstärke von 2000 Kfz/h entspricht. Weichen die Geometrie des Fahrstreifens oder die Fahrzeugzusammensetzung des Verkehrsstroms von den Standardbedingungen ab, wird der Zeitbedarfswert durch die Multiplikation von Anpassungsfaktoren nach Gleichung (2-2) bestimmt.

$$t_{B,j} = f_{SV} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot 1,8 \quad (2-2)$$

$$f_1 = \max(f_b, f_R, f_s) \quad (2-3)$$

$$f_2 = \min(1, f_s) \quad (2-4)$$

mit

$t_{B,j}$ = Zeitbedarfswert unter konkreten Bedingungen [s]

f_1, f_2 = Rechengrößen nach Gleichung (2-3) bzw. (2-4) [-]

f_{SV} = Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs nach Gleichung (2-5) bzw. (2-6) [-]

f_b = Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Fahrstreifenbreite nach Bild 2-1a [-]

f_R = Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Abbiegeradius nach Bild 2-1b [-]

f_s = Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Fahrbahnlängsneigung nach Bild 2-1c [-]

Die Anpassungsfaktoren f_b , f_R und f_s können Bild 2-1 entnommen werden. Der anzusetzende Abbiegeradius ist dabei als der kleinste zu durchfahrende Radius des betrachteten Verkehrsstroms definiert. Zur Berücksichtigung der Fahrbahnlängsneigung soll die mittlere Steigung oder das mittlere Gefälle des Fahrwegs von 30 m vor bis 30 m hinter der Haltlinie ermittelt werden. Steigungen und Gefälle kleiner als 2 % sind zu vernachlässigen.

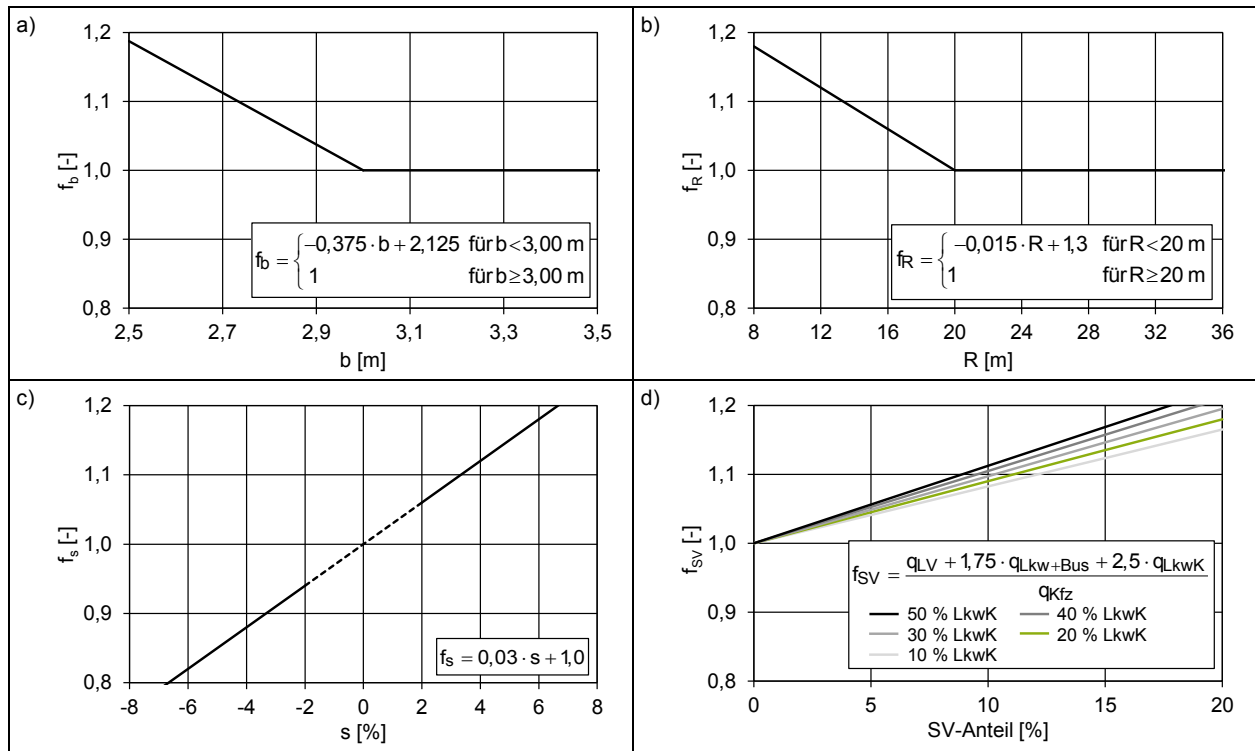


Bild 2-1: a) Anpassungsfaktor f_b , b) Anpassungsfaktor f_R , c) Anpassungsfaktor f_s und d) Anpassungsfaktor f_{SV} nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a)

Um den Einfluss des Schwerverkehrs auf den Zeitbedarfwert und folglich die Sättigungsverkehrsstärke zu quantifizieren, wird der Anpassungsfaktor f_{SV} nach Gleichung (2-5) bzw. (2-6) in Abhängigkeit von der Datenverfügbarkeit zur Aufteilung des Schwerverkehrs bestimmt. Im Diagramm d) in Bild 2-1 sind die Funktionsverläufe der Gleichung (2-5) für unterschiedliche Verkehrsstärkeanteile der Lkw mit Anhänger am gesamten Schwerverkehr aufgetragen. Bei einem Anteil der Lkw mit Anhänger und Sattel-Kfz (Fahrzeugklasse LkwK) am Schwerverkehr von 20 % ergibt sich der Funktionsverlauf der Gleichung (2-6).

$$f_{SV} = \frac{q_{LV} + 1,75 \cdot q_{Lkw+Bus} + 2,5 \cdot q_{LkwK}}{q_{Kfz}} \quad (2-5)$$

$$f_{SV} = \frac{q_{LV} + 1,9 \cdot q_{SV}}{q_{Kfz}} \quad (2-6)$$

mit

q_{LV} = Verkehrsstärke des Leichtverkehrs [Kfz/h]

$q_{Lkw+Bus}$ = Verkehrsstärke der Lkw und Busse [Kfz/h]

q_{LkwK} = Verkehrsstärke der Lkw mit Anhänger und Sattel-Kfz [Kfz/h]

q_{SV} = Verkehrsstärke des Schwerverkehrs = $q_{Lkw+Bus} + q_{LkwK}$ [Kfz/h]

q_{Kfz} = Gesamtverkehrsstärke = $q_{LV} + q_{SV}$ [Kfz/h]

Die Kapazität eines Verkehrsstroms auf einem Fahrstreifen wird, im Unterschied zum HBS 2001, bei unbehindertem Abfluss als ein durch das Verhältnis der Abflusszeit zur Umlaufzeit gewichteter Anteil der Sättigungsverkehrsstärke des Fahrstreifens nach Gleichung (2-7) berechnet. Als Abflusszeit wird im HBS 2015 die Freigabezeit zuzüglich einer Sekunde definiert. Damit greift das HBS 2015 die Erkenntnisse von WOLFERMANN (2009) auf und berücksichtigt so die Startverlustzeit und die Gelbzeitüberfahrten (siehe Kapitel 2.3.1). Im HBS 2001 wurde noch die Dauer der signalisierten Freigabezeit, jedoch auch eine höhere Sättigungsverkehrsstärke bei kurzen Freigabezeiten angesetzt, was einen ähnlichen Effekt erreichte.

$$C_{0,i} = f_{A,i} \cdot q_{S,i} \quad (2-7)$$

mit

$C_{0,i}$ = Kapazität des Verkehrsstroms i auf dem Fahrstreifen bei unbehindertem Abfluss [Kfz/h]

$f_{A,i}$ = Abflusszeitanteil für einen Verkehrsstrom i [-]
 $= t_{A,i}/t_U$

$t_{A,i}$ = Abflusszeit für den Verkehrsstrom i [s]
 $= t_{F,i} + 1 \text{ s}$

$t_{F,i}$ = Freigabezeit für den Verkehrsstrom i [s]

t_U = Umlaufzeit [s]

Abbiegende Verkehrsströme weisen oft keinen unbehinderten, sondern einen bedingt verträglichen Abfluss auf. Sie müssen anderen Kfz-Verkehrsströmen oder den parallel gerichteten Rad- und Fußverkehrsströmen Vorfahrt gewähren, sodass der Abfluss der Verkehrsströme behindert und somit ihre Kapazität reduziert wird. Das HBS 2015 enthält sowohl für Links- als auch Rechtsabbiegeströme mit bedingt verträglichem Abfluss ein Verfahren zur Quantifizierung der jeweiligen Kapazitäten.

Die Kapazität der Linksabbiegeströme bei bedingt verträglichem Abfluss setzt sich aus der Kapazität beim Durchsetzen, der Kapazität beim Phasenwechsel und der Kapazität bei ggf. vorhandener zeitweise gesicherter Führung des Abbiegestroms zusammen. Das Kapazitätsmodell für das Durchsetzen wurde im Rahmen der Fortschreibung des HBS 2015 überarbeitet und um weitere Freigabezeitkombinationen des Abbiege- und Gegenverkehrsstroms ergänzt (vgl. HARDERS, 2016). Zunächst wird im Verfahren die Stauabflusszeit der im Gegenverkehrsstrom über die Sperrzeit angestauten Fahrzeuge bestimmt, während der keine Fahrzeuge des Abbiegestroms abfließen können, da die Zeitlücken im Gegenverkehrsstrom zu klein sind. Dabei wird angenommen, dass bei einer zusätzlichen bedingt verträglichen Führung des Linksabbiegestroms gegenüber dem Fußverkehr die Fußgänger die Furt während der Stauabflusszeit queren. Sollte dies nicht der Fall sein, können nach HARDERS (2016) Anpassungen des Verfahrens vorgenommen werden. Die Kapazität beim Durchsetzen resultiert folglich nur aus der restlichen Freigabezeit nach Abbau des Rückstaus im Gegenverkehr und wird über einen zeitlückentheoretischen Ansatz bestimmt. Im HBS 2001 wurde keine Unterteilung der Freigabezeit durchgeführt, was einen wesentlichen Unterschied zum Verfahren des HBS 2015 darstellt. Die Kapazität beim Phasenwechsel ergibt sich aus der Anzahl der Aufstellplätze der Linksabbieger im Knoteninnenraum, die nach dem Ende der Freigabezeit noch abfließen können, und der Anzahl der Umläufe in einer Stunde. Für die Kapazität während der zeitweise gesicherten Führung wird für den Linksabbiegestrom ein unbehinderter Abfluss mit der Sättigungsverkehrsstärke unterstellt. Wird die gesicherte Freigabe nicht mit Diagonalgrün angezeigt, ist die Dauer der anzusetzenden Freigabezeit um zwei Sekunden zu reduzieren. Die Gesamtkapazität des Linksabbiegestroms wird anschließend als Summe der drei Einzelkapazitäten berechnet.

Die Kapazität von bedingt verträglich geführten Rechtsabbiegeströmen wird ebenfalls in die Kapazität während der Freigabezeit und die Kapazität aufgrund des Phasenwechsels unterteilt, welche analog zu bedingt verträglich geführten Linksabbiegeströmen berechnet wird. Für die Bestimmung der Kapazität während der Freigabezeit wird eine rechnerische radfahrer- und fußgängerfreie Zeit bestimmt, die sich aus der gesamten Freigabezeit des abbiegenden Verkehrsstroms, der ggf. vorhandenen Dauer einer gesicherten Führung, dem Zeitvorsprung der Fußgänger und der Belegungszeit der Furt durch Radfahrer und Fußgänger berechnen lässt. Die Belegungszeit (im HBS 2001 Blockierungszeit genannt) kann nach Gleichung (2-9) oder Bild 2-2 in Abhängigkeit von der Anzahl der Radfahrer und Fußgänger pro Umlauf bestimmt werden. Sie beschreibt die theoretische zeitliche Blockierung des Rechtsabbiegestroms und wurde aus der Untersuchung von TARKO und GACA (1991) übernommen. Sollte eine räumliche Trennung der beiden Verkehrsarten vorliegen, sind die Belegungszeiten getrennt voneinander zu ermitteln und es ist der größere Wert anzusetzen. Überlagerungseffekte der Belegungszeiten der Fußgänger und Radfahrer werden hier nicht berücksichtigt.

$$t_{0,RF,i} = t_{F,Z,GF,i} + \max \begin{cases} t_{F,i} - t_{F,Z,GF,i} - t_{BZ} + t_{vor} - n_{RA} \cdot t_{B,j} \\ 0 \end{cases} \quad (2-8)$$

$$t_{BZ} = \frac{P}{0,024 \cdot P + 0,48} \quad (2-9)$$

mit

$t_{0,RF,i}$	= rechnerische radfahrer- und fußgängerfreie Freigabezeit des Rechtsabbiegestroms	[s]
$t_{F,ZGF,i}$	= Dauer der zusätzlichen Freigabezeit des Rechtsabbiegestroms	[s]
$t_{F,i}$	= gesamte Freigabezeit des Rechtsabbiegestroms	[s]
t_{vor}	= Zeitvorsprung für Fußgänger und Radfahrer	[s]
n_{RA}	= Anzahl der Aufstellplätze zwischen der Haltlinie und der Fußgängerfurt	[Kfz]
$t_{B,j}$	= Zeitbedarfswert für den Rechtsabbiegestrom	[s/Kfz]
t_{BZ}	= Belegungszeit durch Radfahrer und Fußgänger	[s]
P	= Anzahl der Radfahrer und Fußgänger pro Umlauf	[Fg+Rad]

Bei starkem Fuß- und Radverkehrsaufkommen wird eine Erhebung der Belegungszeit durch Verkehrsmessungen empfohlen. In Kapitel 2.3.2 wird der Einfluss der Fußgänger und Radfahrer auf die Kapazität von bedingt verträglichen Kfz-Verkehrsströmen näher erläutert.

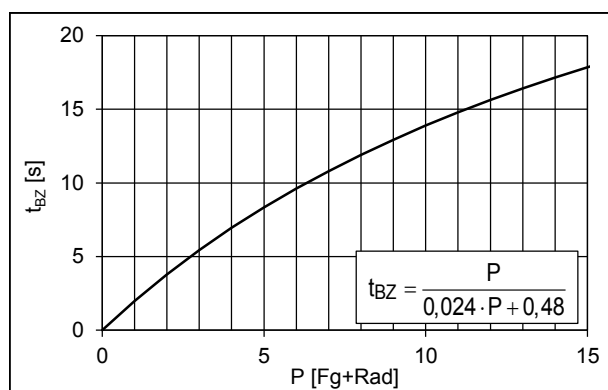


Bild 2-2: Belegungszeit einer Furt in Abhängigkeit von der Anzahl der Radfahrer und Fußgänger pro Umlauf (FGSV, 2015a)

Aus den Kapazitäten der Verkehrsströme können im Anschluss die Kapazitäten der Fahrstreifen ermittelt werden. Wenn auf einem Fahrstreifen nur ein Verkehrsstrom zugelassen ist, entspricht die Kapazität des Fahrstreifens der Kapazität des jeweiligen Verkehrsstroms. Bei Mischfahrstreifen wird die Kapazität nach Gleichung (2-10) als ein harmonisches Mittel der einzelnen Kapazitäten der zugelassenen Verkehrsströme, gewichtet mit den Verkehrsstärkeanteilen, berechnet. Diese Mittelung entspricht bei unbehindertem Abfluss einer linearen Superposition der Zeitbedarfswerte der einzelnen Verkehrsströme auf dem Mischfahrstreifen. Wenn einem Verkehrsstrom mehrere Fahrstreifen zur Verfügung stehen, wird davon ausgegangen, dass sich die Verkehrsstärke verteilt und sich im Mittel ein gleicher Auslastungsgrad für alle Fahrstreifen ergibt.

$$C_{M,j} = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n_j} \frac{a_i}{C_i}} \quad (2-10)$$

mit

$C_{M,j}$	= Kapazität des Mischfahrstreifens j	[Kfz/h]
n_i	= Anzahl der Verkehrsströme i auf dem Mischfahrstreifen j	[-]
a_i	= Verkehrsstärkenanteil des Verkehrsstroms i auf dem Mischfahrstreifen j	[-]
C_i	= Kapazität des Verkehrsstroms i	[Kfz/h]

Da die Kapazität eines Fahrstreifens erst mit ausreichender Länge ausgenutzt werden kann, muss geprüft werden, ob der betrachtete Fahrstreifen unter den vorherrschenden Bedingungen das 95 %-Perzentil der Rückstaulänge aufnehmen kann. Sollte dies nicht der Fall sein, wird der Fahrstreifen nicht als eigenständiger Fahrstreifen betrachtet, sondern als „kurzer Aufstellstreifen“ bezeichnet und im weiteren Verfahren als

erweiternder Teil des benachbarten Fahrstreifens berücksichtigt, da der Rückstau den durchgehenden Fahrstreifen ebenfalls beeinträchtigt. Das Berechnungsverfahren des HBS 2001 für Fahrstreifen mit kurzem Aufstellstreifen wurde im HBS 2015 komplett überarbeitet und durch das Verfahren nach WU (2003b, 2007, 2008) ersetzt. Dabei wurde auf der Grundlage einer Simulationsstudie das stochastische Modell nach WU (1999), welches die gegenseitige Behinderung der Fahrzeuge auf zwei parallel laufenden kurzen Fahrstreifen berücksichtigt, für die Anwendung auf Knotenpunkte mit LSA erweitert. In Kapitel 2.3.3 werden die theoretischen Grundlagen und die Herleitung des Verfahrens beschrieben.

Mit dem neuen Verfahren können Kapazitäten für unterschiedliche Fahrstreifenkonstellationen (Bild 2-3) in Abhängigkeit von der Anzahl der Aufstellplätze auf dem kurzen Aufstellstreifen und den Verkehrsstärkeanteilen bestimmt werden. Manche Konstellationen können nur durch eine iterative Berechnung, bei der die Auslastungsgrade der durchgehenden Fahrstreifen gleichgesetzt werden, betrachtet werden. Es können die gleichzeitige Freigabe (gF), die nicht gleichzeitige Freigabe (ngF) und die überlappende bzw. teilweise gleichzeitige Freigabe (tgF) der beiden Fahrstreifen berücksichtigt werden. Eine gleichzeitige Freigabe liegt vor, wenn eine Freigabezeit vollständig innerhalb der Dauer der anderen Freigabezeit abläuft, wobei $t_{F,1}$ und $t_{F,2}$ nicht zwangsläufig eine identische Dauer haben müssen. Als nicht gleichzeitige Freigabe werden die Anwendungsfälle mit einer vollständigen zeitlichen Trennung der beiden Freigabezeiten bezeichnet.

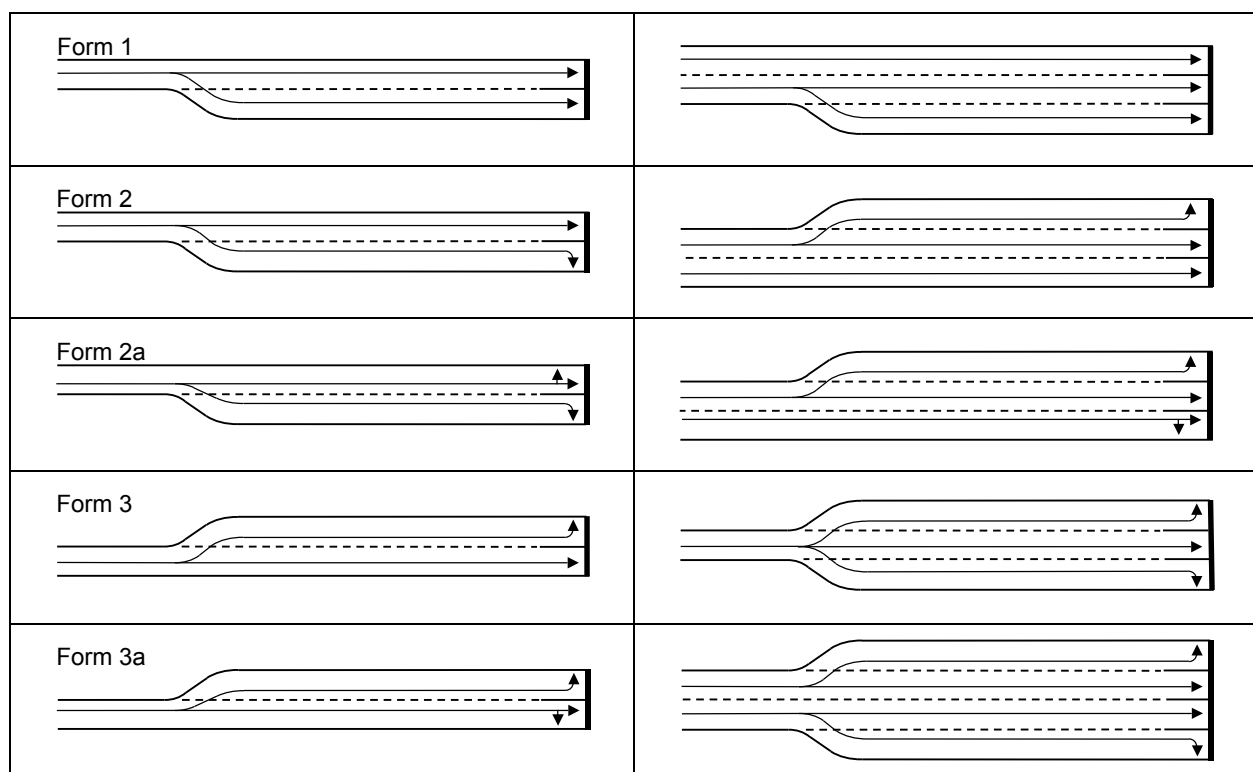


Bild 2-3: Mögliche Fahrstreifenkonstellationen des Verfahrens nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) (links) und indirekt analysierbare Fahrstreifenkonstellationen durch Iteration mit $x_1 = x_2$ (rechts)

Im Verfahren wird zunächst die maximale Anzahl an Fahrzeugen, die während eines Umlaufs aus einem Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen abfließen können, bestimmt. Bei gleichzeitiger Freigabe kann diese mit Gleichung (2-30) bestimmt werden.

Nur bei einer Konstellation mit gleichzeitiger Freigabe und gleichgerichteten Verkehrsströmen auf beiden Fahrstreifen muss $n_{c,gF}$ nicht bestimmt werden, da davon ausgegangen wird, dass sich der Rückstau gleichmäßig auf beide Fahrstreifen verteilt. Die Anzahl der maximal abfließenden Fahrzeuge ergibt sich dann aus der Summe von $n_{c,1}$ und n_K , darf jedoch nicht größer als $2 \cdot n_{c,1}$ sein. Sollte einer der beiden Fahrstreifen ein Mischfahrstreifen sein, ist die Verkehrsstärke des Mischfahrstreifens bei der Berechnung der Verkehrsstärkeanteile zu berücksichtigen. Bei nicht gleichzeitiger Freigabe kann die Kapazität pro Umlauf mit Gleichung (2-31) bestimmt werden. Die resultierende Anzahl der insgesamt abfließenden Fahrzeuge wird dann als $n_{c,ngF}$ bezeichnet. Alternativ können $n_{c,gF}$ und $n_{c,ngF}$ auch aus Diagrammen im HBS 2015 abgelesen und Zwischenwerte interpoliert werden.

Für die Betrachtung der überlappenden Freigabe beider Fahrstreifen müssen zunächst die fiktive maximale Anzahl der in einem Umlauf aus dem Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen abfließenden Fahrzeuge für die gleichzeitige und die nicht gleichzeitige Freigabe bestimmt und die Anzahl bei Überlappung ($n_{c,tgF}$) durch Interpolation ermittelt werden. Die Interpolationsgröße ist die Dauer der Überlappung.

Die Kapazität des Fahrstreifens mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen ergibt sich durch die Multiplikation der maximalen Anzahl der je Umlauf aus dem Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (bei gleichzeitiger oder nicht gleichzeitiger oder überlappender Freigabezeit) abfließenden Kfz und der Anzahl der Umläufe pro Stunde. Anschließend kann der Auslastungsgrad für jeden Fahrstreifen als Quotient der Verkehrsstärke auf dem Fahrstreifen und der Kapazität des Fahrstreifens bzw. Mischfahrstreifens oder Fahrstreifens mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen bestimmt werden. Bei Mischfahrstreifen ist die Verkehrsstärke aus der Summe der Teilströme zu ermitteln. Sollten einem Verkehrsstrom mehrere Fahrstreifen zur Verfügung stehen, ist zunächst die Aufteilung auf die Fahrstreifen als Teilmengen des Stroms zu berechnen.

Die mittlere Wartezeit des Kfz-Verkehrs an einer LSA setzt sich gemäß Gleichung (2-11) aus zwei Bestandteilen zusammen. Zum einen entsteht eine Grundwartezeit aus dem periodischen Wechsel der Freigabe- und Sperrzeit. Zum anderen kann eine Rückstauwartezeit auftreten, welche durch Fahrzeuge entsteht, die bis zum Ende der Freigabezeit nicht abfließen können, und auch als Reststauwartezeit bezeichnet wird. Mit der berechneten mittleren Wartezeit kann die Qualitätsstufe des Verkehrsablaufs auf dem Fahrstreifen nach Tab. 2-2 bestimmt werden. Nachfolgend wird nur die Terminologie für Fahrstreifen mit unbehindertem Abfluss aufgeführt. Bei Fahrstreifen mit bedingt verträglich geführten Verkehrsströmen, Mischfahrstreifen und Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen sind die für die Fahrstreifen entsprechenden Verkehrsbelastungen, Kapazitäten, Auslastungsgrade und Abflusszeitanteile anzusetzen.

$$t_{W,j} = t_{W,G,j} + t_{W,R,j} \quad (2-11)$$

mit

$$t_{W,j} = \text{mittlere Wartezeit der Kfz auf dem Fahrstreifen } j \quad [s]$$

$$t_{W,G,j} = \text{Grundwartezeit des periodischen Wechsels zwischen Freigabezeit und Sperrzeit auf dem Fahrstreifen } j \text{ nach Gleichung (2-12)} \quad [s]$$

$$t_{W,R,j} = \text{Wartezeit aufgrund des Rückstaus bei Freigabezeitende auf dem Fahrstreifen } j \quad [s]$$

Die Grundwartezeit eines Fahrstreifens kann nach der Gleichung von WEBSTER (1958) aus Parametern des Signalzeitenplans und dem Auslastungsgrad bestimmt werden. Dabei wird der Verkehrsablauf an der Haltlinie der LSA mit einem M/D/1-Warteschlangensystem modelliert.

$$t_{W,G,j} = \frac{t_U \cdot (1 - f_{A,j})^2}{2 \cdot (1 - \min(1; x_j) \cdot f_{A,j})} \quad (2-12)$$

mit

$$t_U = \text{Umlaufzeit} \quad [s]$$

$$f_{A,j} = \text{Abflusszeitanteil des Fahrstreifens } j \text{ analog zu Gleichung (2-7)} \quad [-]$$

$$x_j = \text{Auslastungsgrad des Fahrstreifens } j \quad [-]$$

Die Wartezeit aufgrund von Rückstau bei Freigabezeitende bestimmt sich aus der mittleren Anzahl an gestauten Fahrzeugen bei Freigabezeitende auf dem betrachteten Fahrstreifen und dessen Kapazität:

$$t_{W,R,j} = \frac{N_{GE,j} \cdot 3600}{C_{0,i,j}} \quad (2-13)$$

mit

$$N_{GE,j} = \text{mittlere Rückstaulänge bei Freigabezeitende für den Betrachtungszeitraum auf dem Fahrstreifen } j \text{ nach Gleichung (2-14)} \quad [Kfz]$$

$$C_{0,i,j} = \text{Kapazität des Verkehrsstroms } i \text{ auf dem Fahrstreifen } j \text{ bei unbehindertem Abfluss} \quad [Kfz/h]$$

Die Anzahl der am Ende der Freigabezeit gestauten Fahrzeuge wird im HBS 2015 nach Gleichung (2-14) bestimmt, die aus WU (1990) und WU (1992) abgeleitet wurde. In Bild 2-4 sind die Funktionsverläufe der Gleichung für unterschiedliche Kapazitäten dargestellt. Der Faktor von 0,58 wurde von WU (1990) ermittelt und resultiert aus der Annäherung der als Stufenganglinie berücksichtigten Verkehrsstärke an einen parabelförmigen Verkehrsstärkeverlauf, um die Instationarität im Zufluss über den Betrachtungszeitraum zu berücksichtigen (Bild 2-5). Im Vergleich zum HBS 2001 wird im aktuellen Verfahren eine detailliertere Abbildung der realen Ganglinie erreicht.

$$N_{GE,j} = \max \left\{ \frac{0,58 \cdot T \cdot C_{0,i,j}}{4} \cdot \left[(f_{in,j} \cdot x_j - 1) + \sqrt{(f_{in,j} \cdot x_j - 1)^2 + \frac{4 \cdot f_{in,j} \cdot x_j}{0,58 \cdot T \cdot C_{0,i,j}}} \right] \right. \\ \left. \frac{T \cdot C_{0,i,j}}{4} \cdot \left[(x_j - 1) + \sqrt{(x_j - 1)^2 + \frac{4 \cdot x_j}{T \cdot C_{0,i,j}}} \right] \right\} \quad (2-14)$$

mit

T = Betrachtungszeitraum (in der Regel $T = 1$ h) [h]

$C_{0,i,j}$ = Kapazität des Verkehrsstroms i auf dem Fahrstreifen j bei unbehindertem Abfluss [Kfz/h]

$f_{in,j}$ = Instationaritätsfaktor für den Fahrstreifen j nach Gleichung (2-15) [-]

x_j = Auslastungsgrad des Fahrstreifens j [-]

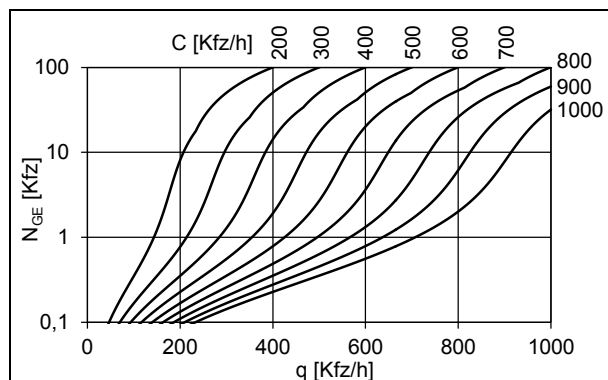


Bild 2-4: Mittlere Rückstaulänge bei Freigabezeitende N_{GE} für $f_{in} = 1,1$ und $T = 1$ nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a)

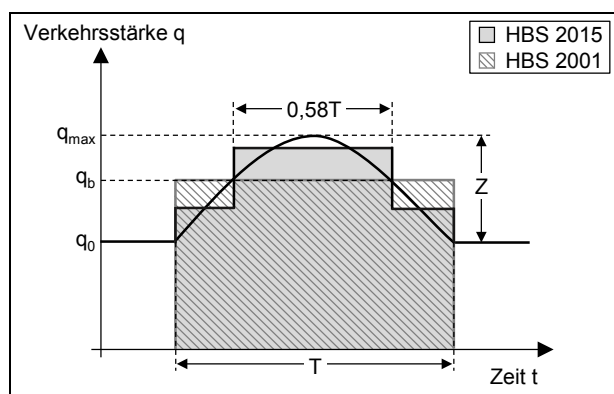


Bild 2-5: Schemazeichnung der angenommenen Verkehrsstärkenganglinie im Vergleich zwischen dem HBS 2001 (FGSV, 2001) und dem HBS 2015 (FGSV, 2015a)

Um reale Verkehrsstärkenganglinien genauer abzubilden, wurde der Instationaritätsfaktor eingeführt, der die Schwankungen der Verkehrsstärke auf dem Fahrstreifen und die daraus resultierenden Einflüsse auf die entstehenden Wartezeiten über den Betrachtungszeitraum berücksichtigt (Bild 2-5). Der Faktor wird nach Gleichung (2-15) aus dem Verhältnis des höchstbelasteten 15-Minuten-Intervalls der Bemessungsstunde

zur durchschnittlichen Verkehrsstärke in der Bemessungsstunde bestimmt. Sollten keine Angaben vorliegen, wird ein Instationaritätsfaktor von 1,1 empfohlen, was einer um 15 % höheren Verkehrsstärke im höchstbelasteten 15-Minuten-Intervall entspricht. Weitere Hintergründe zur Berücksichtigung von Instationaritäten werden in Kapitel 2.3.4 erläutert.

$$f_{in,j} = 1 + \frac{\left(\frac{4 \cdot q_{15,j}}{q_j} - 1 \right)}{1,5} \quad (2-15)$$

mit

$q_{15,j}$ = Verkehrsstärke im höchstbelasteten 15-Minuten-Intervall der betrachteten Stunde auf dem Fahrstreifen j [Kfz/15min]

q_j = Verkehrsstärke in der betrachteten Stunde auf dem Fahrstreifen j [Kfz/h]

Bei der Herleitung der Wartezeit aufgrund des Rückstaus bei Freigabezeitende $t_{w,R}$ wird ebenfalls das M/D/1-Warteschlangensystem zugrunde gelegt. Der pulkweise Abfluss an LSA wird dabei außer Acht gelassen. Auch die Teilgebundenheit im Zufluss, die durch die Mindestzeitlücke der Fahrzeuge entsteht, wird nicht berücksichtigt. Dies führt bei einem Auslastungsgrad zwischen 0,8 und 0,9 in der Regel zur Überschätzung der Wartezeit (vgl. AKÇELIK, 1981; WU, 1990 und 1992 sowie GEISTEFELDT et al., 2017b). Diese Ungenauigkeit wird jedoch als unbedeutend für die Praxis betrachtet. Mit der Erweiterung der Gleichung (2-14) nach WU (1996) können beide Gegebenheiten berücksichtigt werden.

Um Wartezeiten für besonders relevante Verkehrsströme zu reduzieren, werden oftmals mehrere LSA koordiniert geschaltet. Die Wartezeit kann dann nicht mehr mit den Gleichungen (2-11) bis (2-15) ermittelt werden, da so die grundlegende Annahme des unbeeinflussten Verkehrszuflusses nicht mehr gegeben ist. Stattdessen müssen sowohl für die Grund- als auch für die Reststauwartezeit in Gleichung (2-12) und (2-14) jeweils ein Progressionsfaktor berücksichtigt werden. Diese Faktoren wurden aus dem Ansatz des HCM (TRB, 2010) abgeleitet, um die Teilgebundenheit des koordinierten Verkehrsstroms zu berücksichtigen. GEISTEFELDT et al. (2017b) untersuchten die Weiterentwicklung des Ansatzes nach WU (2014) und zeigten, dass beide Verfahren ähnliche Abweichungen zu empirisch gemessenen Werten ergaben. Aufgrund einer geringfügig genaueren Schätzung der Wartezeit und der Möglichkeit, die Koordinierungseffekte über mehrere LSA hinweg zu berücksichtigen, wurde von GEISTEFELDT et al. (2017b) der Ansatz nach WU (2014) für die zukünftige Berechnung der Wartezeiten von koordinierten Verkehrsströmen empfohlen. Neben der Analyse der Wartezeiten koordinierter Verkehrsströme an den einzelnen Knotenpunkten kann eine Bewertung der Koordinierungsqualität über das Koordinierungsmaß erfolgen, welches den mittleren Anteil der Durchfahrten ohne Halt an allen Knotenpunkten, die im koordinierten Verkehrsstrom liegen, beschreibt. Der Anfangsknotenpunkt einer Koordinierung bleibt dabei unberücksichtigt. Die dafür benötigte Kenngröße der Durchfahrten ohne Halt kann über Messfahrten ($M_F \geq 5$) oder mikroskopische Simulationen ermittelt werden. Über im HBS 2015 definierte Grenzwerte können anschließend Güteaussagen zur Qualität der Koordinierung getroffen werden.

Als einen alternativen Ansatz zur Bewertung von Koordinierungen mehrerer LSA nennt das HBS 2015 den Performance Index (PI), der aus der Untersuchung von ROBERTSON (1969) abgeleitet wurde. Dabei werden die Wartezeiten und die Anzahl der Halte eines koordinierten Verkehrsstroms auf einem definierten Netzabschnitt individuell gewichtet berücksichtigt. So können neben der reinen Anforderung aus Nutzersicht (Wartezeit) auch umweltrelevante Einflüsse des Verkehrs wie der Kraftstoffmehrverbrauch bewertet werden, der im Wesentlichen von den Anfahrvorgängen beeinflusst wird. Der Index stellt daher explizit kein Maß der Verkehrsqualität im Sinne des HBS dar und ist nicht unmittelbar geeignet, um unterschiedliche koordinierte Straßenabschnitte miteinander vergleichen zu können. BRANDENBURG und GEISTEFELDT (2018) entwickelten auf der Grundlage von Verkehrsmessungen und mikroskopischen Verkehrsflusssimulationen ein Verfahren zur Normierung des PI, welches standardisierte Gewichtungsfaktoren und ein HBS-konformes Qualitätsmaß definiert und damit einen streckenübergreifenden Vergleich ermöglicht.

Zusätzlich zur Wartezeit kann mit dem HBS 2015 die sich ergebende mittlere Rückstaulänge auf einem Fahrstreifen berechnet werden, um z. B. die notwendige Länge des Fahrstreifens zu bemessen. Dafür wird üblicherweise das 95 %-Perzentil der mittleren Rückstaulänge bei Maximalstau verwendet. Der Maximalstau ist die maximale Staulänge während eines gesamten Umlaufs. Im HBS 2001 wurde nur der Rückstau

bei Beginn der Freigabe bzw. dem Ende der Sperrzeit als Kriterium verwendet. Da sich eine Warteschlange an einer LSA jedoch von der Haltlinie aus abbaut, kann sich der Rückstau auch während der Stauabbauzeit innerhalb der Freigabezeit noch verlängern, sodass der daraus entstehende Maximalstau das relevante Bemessungskriterium darstellt. Anhand des gewählten Perzentils der berechneten mittleren Rückstaulänge bei Maximalstau in Kfz kann mit einer mittleren Aufstelllänge von 6 m, welche mit dem Anpassungsfaktor des Schwerverkehrs f_{sv} nach Gleichung (2-5) bzw. (2-6) multipliziert wird, die erforderliche Stauraumlänge ermittelt werden. Bei der Berechnung des Maximalstaus werden jedoch die Zufluss- und Abflussgeschwindigkeiten, welche die Ausbreitung und den Abbau des Rückstaus beeinflussen, nicht betrachtet. WU (1996) leitete ein Berechnungsmodell zur Berücksichtigung dieser Geschwindigkeiten her und zeigte, dass sich die zusätzliche Länge des Maximalstaus nach dem Beginn der Freigabe bei Zufluss- und Abflussgeschwindigkeiten von 40 km/h und üblichen Verhältnissen der Bemessungsverkehrsstärke zur Sättigungverkehrsstärke (0,25 bis 0,50) im Mittel um ca. 10 % reduziert. Somit überschätzt das Verfahren des HBS 2015 die Rückstaulängen geringfügig.

2.2.2 Analyse des weiteren Anpassungsbedarfs des HBS-Bewertungsverfahrens

Um den Bedarf für die Weiterentwicklung des Berechnungsverfahrens des HBS 2015 für Knotenpunkte mit LSA aus Anwendersicht zu erheben, wurde am 23.09.2019 ein Expertenworkshop an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt. Dafür wurden 20 Vertreter von Ingenieurbüros, Straßenbauverwaltungen und Softwareherstellern eingeladen, die täglich mit dem Verfahren arbeiten. In zwei einleitenden Vorträgen wurde das aktuelle Verfahren zusammengefasst und das Forschungsprojekt vorgestellt. Anschließend wurde nach drei kurzen Impulsvorträgen eine moderierte Diskussionsrunde eröffnet, in welcher die Praxisvertreter Problemstellungen und mögliche Lösungsansätze einbringen konnten. Dabei ergaben sich folgende Diskussionspunkte:

- **Einfluss des Fußverkehrs:** Der Einfluss des Fußverkehrs auf die Kapazität von Rechtsabbiegeströmen wurde im HBS 2001 zusätzlich zur Belegungszeit durch eine Reduktion der Sättigungverkehrsstärke berücksichtigt. Es wurde diskutiert, ob die Verluste aus dem vermehrten Bremsen und Anfahren bei bedingt verträglichem Abbiegen wieder in dieser Form berücksichtigt werden sollten. Zudem wurde die qualitative Einteilung der Fußverkehrsstärke in Klassen wie z. B. „schwach“, „mittel“ und „stark“ vorgeschlagen, da die exakten Belastungszahlen im Planungsprozess oft nicht vorliegen oder ihre Belastbarkeit zu hinterfragen ist.
- **Einfluss des Radverkehrs:** Auch wenn an vielen bestehenden und den meisten neu geplanten Knotenpunkten mit LSA der Kfz- und Radverkehr räumlich getrennt werden, gibt es auch Knotenpunkte, an denen der Radverkehr im Mischverkehr geführt wird. Hinweise zur Berücksichtigung solcher Situationen z. B. bei der anzusetzenden Verkehrsstärke oder der Ermittlung der Sättigungverkehrsstärken fehlen im HBS 2015. Zudem wird der Einfluss des Radverkehrs auf die Belegungszeit von Furten, wie er im HBS 2015 beschrieben ist, als nicht mehr repräsentativ angesehen.
- **Kurze Aufstellstreifen:** Mit dem Verfahren für kurze Aufstellstreifen des HBS 2015 können nicht alle Fahrstreifenkonstellationen und Signalisierungsformen betrachtet werden. Das Verfahren ist beispielsweise bislang nicht anwendbar, wenn einer der beiden Fahrstreifen eine zusätzliche Freigabezeit aufweist. Zudem wird das Verfahren als recht komplex wahrgenommen.
- **Fahrstreifenreduktionen:** An einigen signalisierten Knotenpunkten mit zweistreifigen Zufahrten findet eine Fahrstreifenreduktion unmittelbar hinter dem Knotenpunkt statt. Oftmals weicht dann die Verteilung der Verkehrsstärke von der Annahme des HBS 2015, dass sich eine gleiche Auslastung der Fahrstreifen einstellt, ab.
- **Überbreite Fahrstreifen:** Aktuell wird die Kapazität eines überbreiten Fahrstreifens nicht genauer betrachtet. Ein Verfahren für die Bestimmung der Kapazität solcher Fahrstreifen wird in der Praxis benötigt.
- **Qualitätskriterien:** Neben der Wartezeit können für die Bemessung von LSA weitere Kriterien zur Bewertung der Verkehrsqualität relevant sein (wie z. B. die Rückstaulänge). Bislang wird jedoch in allen HBS-Berechnungsverfahren jeweils nur ein Kriterium verwendet, sodass dies nicht mehr dem Gesamtgrundsatz entsprechen würde.

- **Ganzheitliche Betrachtung:** In der Planung wird häufig durch den Versuch, auf allen Fahrstreifen die QSV D zu erreichen, die Gesamtqualität des Knotenpunktes verschlechtert. Eine ganzheitliche Betrachtung durch eine gewichtete QSV für den gesamten Knotenpunkt wäre denkbar, um dieses Vorgehen in Zukunft auszuschließen.
- **Simulationen:** In der Praxis werden Verkehrsflusssimulationen regelmäßig angewendet. Jedoch fehlen dazu bisweilen genaue Richtlinien, um die Ergebnisse der Simulationen mit den Ergebnissen des HBS zu vergleichen. Es wurde diskutiert, in welcher Form und in welchem Umfang Regeln für eine HBS-konforme Simulation definiert werden könnten. Besonders die Berücksichtigung einheitlicher Qualitätskriterien und der Stationarität wurden als wichtige Faktoren für eine Simulationsstudie im Sinne des HBS angesehen.

2.2.3 Verfahren des HCM

Das Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an plangleichen Knotenpunkten mit LSA des HCM (TRB, 2016) wird weltweit angewendet. Mit dem Verfahren kann sowohl die Qualität des Verkehrsablaufs für Kfz als auch für den Fuß- und Radverkehr an LSA bewertet werden. Als Kriterium für die Bewertung wird für den Kfz-Verkehr die mittlere Wartezeit und für den Fuß- und Radverkehr ein zusammengesetztes Maß aus der Geometrie der Furt, der Verkehrsstärke, der Geschwindigkeit von kreuzenden Kfz und der Wartezeit verwendet. Im Folgenden wird das Verfahren für den Kfz-Verkehr beschrieben.

Für die Anwendung des Verfahrens werden alle in einer Zufahrt ankommenden Kfz-Verkehrsströme in Fahrstreifen- und Stromgruppen eingeteilt. So werden beispielsweise zwei Geradeausfahrstreifen zu einer Fahrstreifengruppe zusammengefasst. Für diese müssen zunächst die Verkehrsstärken bestimmt werden. Sollten einem Verkehrsstrom mehrere Fahrstreifen (ohne Mischfahrstreifen) zur Verfügung stehen, kann davon ausgegangen werden, dass sich die Verkehrsstärken annähernd gleichmäßig auf die Fahrstreifen verteilen. Bei Zufahrten mit einem oder mehreren Mischfahrstreifen ist eine genaue Verteilung der Verkehrsstärken auf die einzelnen Fahrstreifen über ein gesondertes Verfahren zu bestimmen. Dabei wird in einem iterativen Prozess die Verkehrsstärke der Verkehrsströme so über die Fahrstreifen verteilt, dass sich ein einheitlicher Auslastungsgrad einstellt.

Anschließend kann die Sättigungsverkehrsstärke mit Gleichung (2-16) bestimmt werden, welche die Grundlage der Wartezeitbestimmung darstellt. Es ist anzumerken, dass im Verfahren des HCM alle besonderen Einflüsse auf den Abfluss an einem Knotenpunkt mit LSA bereits auf die Sättigungsverkehrsstärke angewendet werden, was einen verfahrenstechnischen Unterschied zu anderen Bewertungsverfahren wie z. B. dem HBS 2015 darstellt.

$$s = s_0 \cdot f_W \cdot f_{HVg} \cdot f_p \cdot f_{bb} \cdot f_a \cdot f_{LU} \cdot f_{LT} \cdot f_{RT} \cdot f_{Lpb} \cdot f_{Rpb} \cdot f_{wz} \cdot f_{ms} \cdot f_{sp} \quad (2-16)$$

mit

s	= Sättigungsverkehrsstärke	[Kfz/h/FS]
s ₀	= Grundsättigungsverkehrsstärke	[Kfz/h/FS]
f _W	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Fahrstreifenbreite	[-]
f _{HVg}	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs und der Steigung	[-]
f _p	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung von Parkmöglichkeiten im Seitenraum des FS	[-]
f _{bb}	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Haltestellen am Knotenpunkt	[-]
f _a	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Gebietstyps	[-]
f _{LU}	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung einer ungleichen Verteilung der Verkehrsstärke	[-]
f _{LT} , f _{RT}	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des links- und rechtsabbiegenden Verkehrs	[-]
f _{Lpb} , f _{Rpb}	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses des Fuß- und Radverkehrs auf abbiegende Fahrzeuge	[-]
f _{wz}	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung von Arbeitsstellen	[-]
f _{ms}	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung von Blockadeeffekten hinter dem Knotenpunkt	[-]

f_{sp} = Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Rückstaus einer stromabwärts gelegenen LSA [-]

Im nächsten Verfahrensschritt wird der Anteil der Fahrzeuge auf dem Fahrstreifen ermittelt, die während der Freigabezeit am Knotenpunkt ankommen. Dafür wird das Umfeld der LSA betrachtet. In Abhängigkeit von der Entfernung zu weiteren LSA und der Steuerungsform (mit oder ohne Koordinierung) kann der Anteil bestimmt werden. Anschließend kann die Kapazität und der Auslastungsgrad der Fahrstreifen berechnet werden. Für Fahrstreifen, die nur einen Verkehrsstrom enthalten, wird die Kapazität nach Gleichung (2-17) bestimmt. Sofern ein Mischfahrstreifen oder ein bedingt verträglicher Linksabbiegestrom betrachtet wird, muss ein gesondertes Verfahren zur Kapazitätsermittlung genutzt werden, welches im Kapitel 31 des HCM beschrieben wird. Die effektive Freigabezeit wird durch eine Verrechnung der gesamten Freigabezeit mit der Startverlustzeit und der überfahrenen Gelbzeit bestimmt, die sich jedoch in der Regel ausgleichen.

$$c = N \cdot s \cdot \frac{g}{C} \quad (2-17)$$

mit

c = Kapazität der Fahrstreifengruppe [Kfz/h]

N = Anzahl der Fahrstreifen in der Fahrstreifengruppe [-]

g = effektive Freigabezeit [s]

C = Umlaufzeit [s]

Nach der Ermittlung des Auslastungsgrades der Fahrstreifengruppe kann die Wartezeit pro Fahrzeug ermittelt werden. Die Gesamtwartezeit, die ein Fahrzeug beim Befahren des jeweiligen Fahrstreifens erfährt, kann nach Gleichung (2-18) berechnet werden und setzt sich aus drei Bestandteilen zusammen. Zunächst wird eine Grundwartezeit (d_1 – Uniform Delay) nach dem Modell von WEBSTER (1958) analog zum HBS 2015 ($t_{w,G,j}$) berechnet, die aus dem periodischen Wechsel der Freigabe- und Sperrzeit resultiert. Im HCM wird die Formel jedoch durch einen Anpassungsfaktor erweitert, der Koordinierungen von LSA berücksichtigt, wodurch die Wartezeiten genauer geschätzt werden können. Die zweite Komponente der Gesamtwartezeit ist die Wartezeit, die durch zeitweise Überlastungen und daraus resultierende Rückstauungen am Freigabezeitende entstehen (d_2 – Incremental Delay). Diese Wartezeit wird nahezu analog zu $t_{w,R,j}$ im HBS 2015 berechnet. Der Einfluss einer verkehrsabhängigen Steuerung kann in d_2 über den k -Faktor berücksichtigt werden (siehe Kapitel 2.2.4). Als dritter Bestandteil der Gesamtwartezeit wird die ggf. vorhandene Wartezeit aufgrund von Rückstau zu Beginn des Betrachtungszeitraums angesetzt (d_3 – Initial Delay).

$$d = d_1 + d_2 + d_3 \quad (2-18)$$

mit

d = Gesamtwartezeit [s/Kfz]

d_1 = Grundwartezeit [s/Kfz]

d_2 = Wartezeit aufgrund von Rückstau am Freigabezeitende [s/Kfz]

d_3 = Wartezeit aufgrund von Rückstau zu Beginn des Betrachtungszeitraums [s/Kfz]

Mit der ermittelten Gesamtwartezeit kann anschließend eine Qualitätsstufe (Level of Service LOS) anhand von definierten Grenzwerten der Wartezeit bestimmt werden. Um eine ganzheitliche Betrachtung des Knotenpunktes durchzuführen, wird empfohlen, ebenfalls eine mittlere Gesamtwartezeit aller Fahrstreifen durch eine Gewichtung der einzelnen Gesamtwartezeiten anhand der Verkehrsstärken zu berechnen und eine Qualitätsstufe zu ermitteln. Abschließend müssen die Rückstaulängen bestimmt und die vorhandene Aufstelllänge des Fahrstreifens überprüft werden.

2.2.4 Bewertung von Knotenpunkten mit verkehrsabhängig gesteuerter Lichtsignalanlage

Verkehrsabhängige Steuerungen sind eine effiziente und mittlerweile weit verbreitete Form der modernen Lichtsignalsteuerung. Durch sie kann auf Änderungen des Verkehrsablaufs an einem Knotenpunkt mit LSA mit unterschiedlichen Beeinflussungen der Steuerung reagiert und so die Verkehrsqualität verbessert werden. Eine Auflistung der in Deutschland üblicherweise verwendeten Steuerungsverfahren enthält Tab. 2-1.

Für die Bewertung der Qualität des Verkehrsablaufs stellen verkehrsabhängige Steuerungen eine Herausforderung dar. Die meisten national und international eingesetzten Bewertungsverfahren sind grundsätzlich zunächst nur für eine Bewertung von Festzeitsteuerungen ausgelegt. Durch die verkehrsabhängigen Eingriffe in das Signalprogramm wird dieses dynamisch verändert und Wartezeiten können somit nicht unmittelbar bestimmt werden. Im HBS 2015 wird darauf verwiesen, ein adäquates Festzeitprogramm zu verwenden, um die grundlegende Leistungsfähigkeit nachzuweisen. Gemeint ist damit ein Signalprogramm, welches einen durchschnittlichen Umlauf der verkehrsabhängigen Steuerung darstellt. Eine Verbesserung der Verkehrsqualität im Vergleich zu Festzeitsteuerungen kann nur mit alternativen Verfahren, in der Regel mit der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation, durchgeführt werden. Sowohl für die Ermittlung des adäquaten Festzeitprogramms als auch für die Anwendung von Simulationen werden keine weiteren Hinweise gegeben.

In der Literatur gibt es unterschiedliche Ansätze zur Ermittlung von Wartezeiten an Knotenpunkten mit verkehrsabhängig gesteuerten LSA. Dabei wird stets die Kenntnis eines durchschnittlichen Umlaufs, d. h. der mittleren Umlaufzeit und Freigabezeiten der Signalgruppen, benötigt. Diese sind nach AKÇELIK (1994) Funktionen der Verkehrsstärke, der Zwischenzeit und der Abbruchzeitlücke und können mit einem in der Untersuchung hergeleiteten Verfahren berechnet werden. WU (2004) zeigte, dass dieses Berechnungsverfahren auch unter deutschen Verkehrsbedingungen anwendbar ist. In der Untersuchung von GEISTEFELDT et al. (2017b) wurden Ergebnisse des Verfahrens des HCM 2000 (TRB, 2000), welches in veränderter Darstellung im HCM 6th Edition (TRB, 2016) genutzt wird, und der Ansatz nach NEWELL (1969) mit einer Erweiterung nach WU (2004) mit empirisch gemessenen und simulierten Wartezeiten verglichen. Dafür wurden Wartezeiten an zehn isolierten Knotenpunkten mit verkehrsabhängig gesteuerter LSA erhoben. Es wurden die Steuerungsverfahren „Alles-Rot/Sofort-Grün“ und „Haupttrichtung Dauergrün“ betrachtet. Mit beiden Verfahren konnten die Wartezeiten bei verkehrsabhängigen Steuerungen ausreichend genau berechnet werden. Aufgrund der minimalen Unterschiede wurde eine Verwendung des HCM-Verfahrens empfohlen und der verwendete Korrekturfaktor K, welcher den Einfluss der verkehrsabhängigen Steuerung auf die Grundwartezeit berücksichtigt, an deutsche Verkehrsverhältnisse kalibriert.

Im aktuellen Verfahren des HCM (TRB, 2016) wird der Faktor K nicht mehr verwendet. Die Einflüsse einer verkehrsabhängigen Steuerung werden im Anteil der Reststauwartezeit d_2 der Gesamtwartezeit nach Gleichung (2-18) berücksichtigt. Bei einer frei wählbaren Freigabezeit ist die Reststauwartezeit für $X < 1$ immer gleich null. Aufgrund der Berücksichtigung von Mindest- und Maximalfreigabezeiten entstehen jedoch auch an vollverkehrsabhängig gesteuerten Knotenpunkten Reststauwartezeiten, die nach Gleichung (2-19) berechnet werden können. Sie sind in der Regel deutlich geringer als bei Festzeitsteuerungen. Durch den Faktor k, der von LI et al. (1994) in einer Simulationsstudie definiert und quantifiziert wurde, können unterschiedliche Freigabezeitverlängerungen einer verkehrsabhängigen Steuerung berücksichtigt werden. Der Faktor charakterisiert die Verteilungsfunktion des Fahrzeugabflusses an der Haltlinie im Sinne der Warteschlangentheorie. Bei Festzeitsteuerungen wird der maximale Wert von 0,50 für k angenommen, sodass bei der Berechnung von d_2 ein M/D/1-System verwendet wird.

$$d_2 = 900T \left[(X_A - 1) + \sqrt{(X_A - 1)^2 + \frac{8kIX_A}{c_A T}} \right] \quad (2-19)$$

mit

T = Betrachtungszeitraum [h]

X_A = mittlerer Auslastungsgrad der Fahrstreifengruppe [-]

k = Korrekturfaktor der Reststauwartezeit zur Berücksichtigung verkehrsabhängiger Steuerungen nach Gleichung (2-20); $0,04 \leq k \leq 0,50$ [-]

I = Progressionsfaktor [-]

c_A = mittlere Kapazität der Fahrstreifengruppe [Kfz/h]

Der Faktor k kann in Abhängigkeit von der Abbruchzeitlücke und dem Auslastungsgrad, berechnet mit der maximal verfügbaren Kapazität der verkehrsabhängig gesteuerten Fahrstreifengruppe unter Verwendung der maximalen Freigabezeit zur Bestimmung der effektiven Freigabezeit, nach Gleichung (2-20) und (2-21)

ermittelt werden. Bei hohen Auslastungen konvergiert der Faktor gegen 0,50, da sich die geschaltete Freigabezeit der Maximalfreigabezeit annähert und kaum variiert. Das verkehrsabhängig gesteuerte Signalprogramm gleicht dann einem Festzeitprogramm.

$$k = (1 - 2k_{\min}) \left(\frac{v}{c_a} - 0,5 \right) + k_{\min} \leq 0,50 \quad (2-20)$$

$$k_{\min} = -0,375 + 0,354 \cdot PT - 0,0910 \cdot PT^2 + 0,00889 \cdot PT^3 \geq 0,04 \quad (2-21)$$

mit

$k_{\min}$ = minimaler Korrekturfaktor der Reststauwartezeit [-]

v = Bemessungsverkehrsstärke [Kfz/h]

c_a = verfügbare Kapazität der Fahrstreifengruppe [Kfz/h]

PT = Abbruchzeitlücke [s]

Weitere Untersuchungen zur Schätzung von Wartezeiten an Knotenpunkten mit verkehrsabhängig gesteuerten LSA wurden z. B. in den Studien von ROUPHAIL et al. (1997), FENG et al. (2014) und WANG et al. (2018) durchgeführt. Neben den motorisierten Verkehrsteilnehmern können auch Fußgänger durch eine Freigabezeitanforderung die Wartezeit an verkehrsabhängig gesteuerten Knotenpunkten beeinflussen. CHENG et al. (2008) zeigten, dass eine Vernachlässigung dieses Einflusses zu Fehleinschätzungen führt, und entwickelten einen Modellansatz, der die Anforderung durch Fußgänger berücksichtigt.

WIETHOLT (2009) führte umfangreiche Vergleiche zwischen koordinierten Streckenzügen mit verkehrsabhängiger und festzeitgesteuerter Koordinierung durch und zeigte, dass besonders bei schwankenden und hohen Belastungen eine verkehrsabhängige Steuerung die Verkehrsqualität maßgeblich verbessert. Bei geringer Auslastung gab es keine wesentlichen Unterschiede. Bei Auslastungen im Bereich der Kapazität und bei einer Überlastung wirkte sich eine verkehrsabhängige Steuerung jedoch teilweise auch negativ aus.

2.3 Verkehrsablauf an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage

2.3.1 Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken

Definition und Modellvorstellung

Die Sättigungsverkehrsstärke ist die grundlegende Kenngröße für die Ermittlung der Kapazität eines signalgeregelten Knotenpunktes. Sie gibt an, wie viele Fahrzeuge theoretisch in einer Stunde während einer ununterbrochenen Freigabezeit auf einem Fahrstreifen unter den gegebenen Randbedingungen maximal abfließen können, und wird in allen gängigen Bewertungsverfahren wie z. B. dem HBS 2015 oder dem HCM (TRB, 2016) als Basisgröße verwendet. Konkret wird unterstellt, dass alle Fahrzeuge eine für den Fahrstreifen konstante Folgezeitlücke, den Zeitbedarfswert $t_{B,j}$, einhalten und sich somit eine für den Fahrstreifen maximal mögliche Sättigungsverkehrsstärke ergibt. Der Zeitbedarfswert bezeichnet dabei die mittlere Bruttozeitlücke von zwei aufeinanderfolgenden Fahrzeugen eines gesättigten Verkehrsstroms an der Haltlinie der LSA (FGSV, 2020). Die Kenngrößen Sättigungsverkehrsstärke und Zeitbedarfswert sind also nur eine unterschiedliche Darstellungsform des gleichen Sachverhaltes und können mit Gleichung (2-1) umgerechnet werden. Dabei verhalten sie sich antiproportional zueinander.

Die Annahme einer konstanten Zeitlücke aller abfließenden Fahrzeuge eines Fahrstreifens ist eine starke Vereinfachung des realen Verkehrsflusses, da jeder Fahrzeugführer aufgrund seines individuellen Fahrverhaltens eine unterschiedliche Zeitlücke einhält. In der Literatur werden die Bruttozeitlücken zwischen den einzelnen Fahrzeugen ebenfalls als Zeitbedarfswerte bezeichnet. Dies kann zu Missverständnissen führen, da diese nicht zwingend dem Zeitbedarfswert, der zur Beschreibung der Sättigungsverkehrsstärke des Fahrzeugabflusses verwendet wird, entsprechen. Im Folgenden wird der Zeitbedarfswert, welcher den Sättigungsfluss beschreibt, auch als mittlerer Zeitbedarfswert bezeichnet.

In einem Umlauf wird der Sättigungsfluss zwangsläufig durch die Freigabezeit begrenzt. Aufgrund der Anfahrvorgänge nach dem Beginn der Freigabezeit steigt die Verkehrsstärke erst über eine gewisse Zeit an, bis sie die Sättigungsverkehrsstärke erreicht. Vergangene Untersuchungen von z. B. AHN (1987),

ANDROSCH (1974) und GREENSHIELDS et al. (1947) zeigten, dass eine starke Abhängigkeit des Zeitbedarfs von der Anfahrposition besteht. Der Zeitbedarfswert des ersten Fahrzeugs, auch Startzeitlücke genannt, ist oft kürzer als die weiteren Zeitbedarfswerte, da nur eine sehr kurze Distanz zur Haltlinie zurückgelegt werden muss. Das Fahrzeug der zweiten Anfahrposition folgt dagegen mit einem längeren Zeitbedarfswert, der durch den längeren zurückzulegenden Weg und die geringere mittlere Geschwindigkeit während des Anfahrvorgangs entsteht. Auch die folgenden Fahrzeuge weisen noch einen systematisch längeren Zeitbedarfswert auf. Erst ab der vierten bis sechsten Anfahrposition stellt sich ein annähernd konstanter Zeitbedarfswert und damit die Sättigungsverkehrsstärke ein (Bild 2-6 und Bild 2-7). Die Summe der Differenzen der einzelnen Zeitbedarfswerte auf den ersten Anfahrpositionen zum mittleren Zeitbedarfswert wird „Startverlustzeit“ oder auch „Anfahrzeitdifferenz“ genannt. Dieser Wert stellt somit den Gesamtzeitverlust dar, welcher zusätzlich zur Sperrzeit durch den periodischen Wechsel zwischen Freigabe und Sperrzeit und die daraus resultierenden regelmäßigen Unterbrechungen des Sättigungsflusses entsteht.

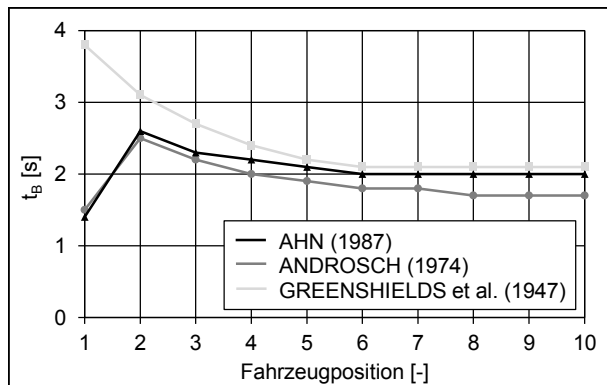


Bild 2-6: Mittlere Zeitbedarfswerte in Abhängigkeit von der Anfahrposition der Fahrzeuge

Der Sättigungsfluss endet nicht abrupt mit dem Ende der Freigabezeit des Umlaufs. Aufgrund der Reaktionszeit der Fahrzeugführer und der Unverhältnismäßigkeit einer Notbremsung überfahren Fahrzeuge in einem gesättigten Verkehrsstrom zwangsläufig teilweise die im Anschluss geschaltete Gelbzeit, auch wenn § 37 Abs. 2 StVO bei Gelb grundsätzlich das Warten vor der Haltlinie anordnet. Die Sättigungsverkehrsstärke sinkt also erst nach dem Freigabezeitende wieder ab. Um diesen Effekt sowie die Startverlustzeit in den Bewertungsverfahren der Verkehrsqualität zu berücksichtigen, wird zwar eine konstante Sättigungsverkehrsstärke, also ein konstanter mittlerer Zeitbedarfswert, angesetzt, aber nicht auf die Freigabezeit, sondern auf die effektive Freigabezeit bezogen. In Bild 2-7 ist die daraus resultierende Modellvorstellung der Sättigungsverkehrsstärke für einen Umlauf visualisiert.

Die effektive Freigabezeit $t_{F,eff}$ nach Gleichung (2-22) ergibt sich aus der geschalteten Freigabezeit des Signalprogramms zuzüglich der Freigabezeitdifferenz Δt_F aus der Verrechnung der Startverlustzeit der ersten Anfahrpositionen und der Überfahrtzeitgewinne nach dem Freigabeende. Im HBS 2015 wird die effektive Freigabezeit, hier Abflusszeit genannt, als die geschaltete Freigabezeit zzgl. einer Sekunde, also mit $\Delta t_F = 1$ s, angenommen (vgl. Gleichung (2-7)). Dieser Wert wurde aus der Untersuchung von WOLFERMANN (2009) bzw. BOLTZE und WOLFERMANN (2011) abgeleitet, in der Freigabezeitdifferenzen von 0,3 s bis 3,0 s gemessen wurden, die eine mittlere Freigabezeitdifferenz von 1,5 s ergaben. Damit wurden die Ergebnisse früherer Studien (BRANSTON und VAN ZUYLEN, 1978; HOFFMANN und NIELSEN, 1994) bestätigt. Im HCM (TRB, 2016) wird standardmäßig davon ausgegangen, dass sich die beiden Effekte gegenseitig aufheben und sich Δt_F somit zu null ergibt. Dies kann damit erklärt werden, dass durch das Fehlen des Rot/Gelb-Signals vor dem Beginn der Freigabezeit die Startverlustzeit an LSA in den USA systematisch höher ist als z. B. in Deutschland.

$$t_{F,eff} = t_F + \Delta t_F \quad (2-22)$$

mit:

$$t_{F,eff} = \text{effektive Freigabezeit} \quad [s]$$

$$t_F = \text{Freigabezeit (geschaltet)} \quad [s]$$

$$\Delta t_F = \text{Freigabezeitdifferenz} \quad [s]$$

$$\Delta t_F = -t_{SVZ} + t_{ÜD}$$

t_{SVZ} = Startverlustzeit [s]

$$t_{SVZ} = \sum_{i=1}^n (t_{B,i} - t_B)$$

$t_{ÜD}$ = Überfahrtzeitdifferenz [s]

$t_{B,i}$ = mittlerer Zeitbedarfswert der Anfahrposition i [s]

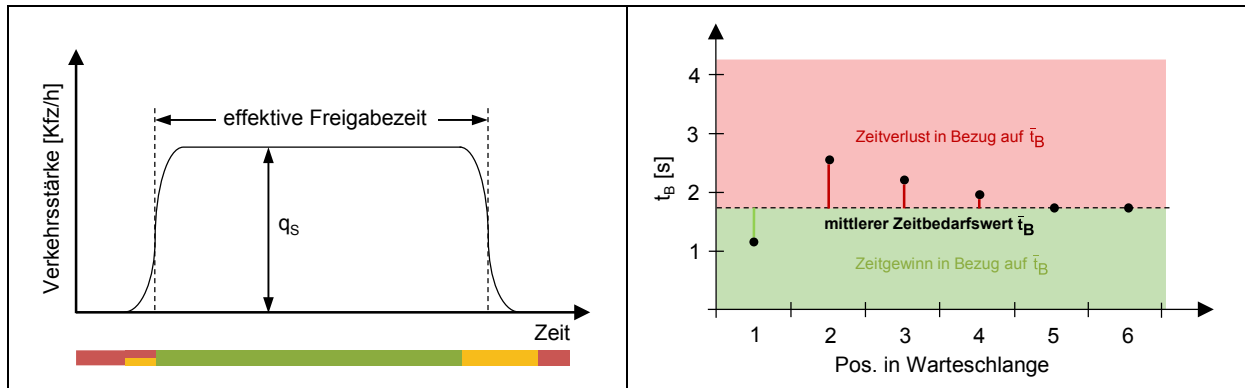


Bild 2-7: Modellvorstellung der Sättigungsverkehrsstärke (links) und der Startverlustzeit (rechts)

Um die Relevanz der Sättigungsverkehrsstärke für die Ergebnisse der Berechnungsverfahren zu verdeutlichen, sind in Bild 2-8 exemplarisch die verkehrsbelastungsabhängigen Verläufe der mit dem HBS 2015 ermittelten mittleren Wartezeiten für verschiedene Sättigungsverkehrsstärken bei einem unbehinderten Abfluss dargestellt. Dabei sind alle weiteren Randbedingungen identisch. Es ist deutlich zu erkennen, dass bereits minimale Unterschiede in der angesetzten Sättigungsverkehrsstärke bei steigender Verkehrsbelastung zu deutlichen Unterschieden in der berechneten mittleren Wartezeit führen.

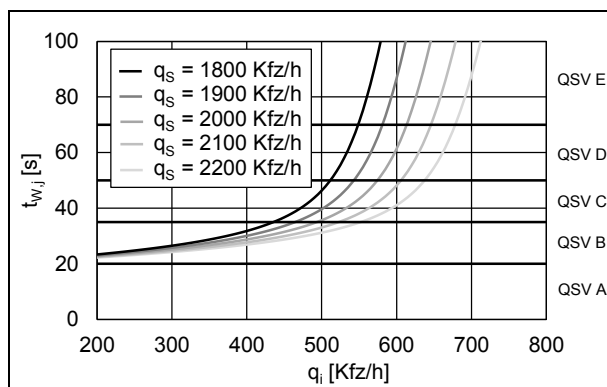


Bild 2-8: Nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) berechnete mittlere Wartezeiten eines Kfz in Abhängigkeit von der Bemessungsverkehrsstärke für unterschiedliche Sättigungsverkehrsstärken (mit: $t_U = 90$ s, $t_r = 30$ s, unbehinderter Abfluss, $f_{in} = 1,1$)

Erhebungsmethoden für die Sättigungsverkehrsstärken

Da die Sättigungsverkehrsstärke die Wartezeiten an Knotenpunkten mit LSA maßgeblich beeinflusst, ist eine möglichst genaue Ermittlung von hoher Bedeutung. Grundsätzlich wurden in vergangenen Untersuchungen zwei Messverfahren für die Bestimmung der mittleren Zeitbedarfswerte verwendet:

1. Zeitleückenverfahren nach GREENSHIELDS et al. (1947): Messung der Überfahrtzeitpunkte einheitlicher Bezugspunkte der Fahrzeuge (in der Regel vordere Stoßstange) an der Haltlinie während des gesättigten Abflusses. Durch Bilden der Differenzen zwischen den einzelnen Überfahrtzeitpunkten können die Bruttofolgezeitleücken bzw. Zeitbedarfswerte ermittelt werden. Im Erhebungsverfahren des HCM (TRB, 2016) wird empfohlen, den Mittelwert der Folgezeitleücken für Fahrzeuge ab der vierten Anfahrposition

als maßgebenden Zeitbedarfswert des Umlaufs für die Hochrechnung der Sättigungsverkehrsstärke nach Gleichung (2-1) zu verwenden.

2. Querschnittsverfahren nach RRL (1963): Messung der abfließenden Fahrzeuge pro Umlauf oder in festen Zeitintervallen, die bei voll ausgelasteten Freigabezeiten die Haltlinie überfahren. Der Zeitbedarfswert kann bei bekannter Abflusszeit t_A berechnet werden, indem die Abflusszeit durch die gemessene Anzahl der abfließenden Fahrzeuge dividiert wird. Die Sättigungsverkehrsstärke berechnet sich anschließend analog nach Gleichung (2-1).

Der Hauptvorteil des Zeitlückenverfahrens ist, dass nicht nur der mittlere Zeitbedarfswert und damit die Sättigungsverkehrsstärke ermittelt, sondern auch die einzelnen Zeitbedarfswerte analysiert werden können. Somit können Anfahrzeitdifferenzen und Überfahrzeiten des Gelbsignals ermittelt werden. Beim Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte unterschiedlicher Studien, die mit dem Zeitlückenverfahren erhoben wurden, sind die ersten Anfahrpositionen jedoch differenziert zu betrachten. Der Zeitbedarfswert auf der ersten Position hängt maßgeblich von der Dauer der vor der Freigabezeit geschalteten Rot/Gelb-Zeit ab, da als zeitlicher Bezugspunkt bei der Erhebung der Startzeitlücke der Beginn der Freigabezeit definiert ist (vgl. HOFFMANN und NIELSEN, 1994). Bei den in früheren Messungen untersuchten LSA betrug die Rot/Gelb-Zeit meist 2 s, wohingegen die RiLSA (FGSV, 2015b) eine Dauer von 1 s festlegen. An LSA im Ausland ist teilweise keine Rot/Gelb-Zeit vorhanden. Durch die Rot/Gelb-Zeit können bereits Teile der Reaktionszeiten der Fahrer kompensiert und so die ersten Zeitbedarfswerte beeinflusst werden.

Neben der Betrachtung unterschiedlicher zeitlicher Bezugspunkte zeigten TEPLY und JONES (1991), dass in der Literatur ebenfalls unterschiedliche räumliche Bezugspunkte verwendet werden, was die Erhebung von Zeitbedarfswerten und Sättigungsverkehrsstärken beeinflussen kann (Bild 2-9). So wurde z. B. in der Untersuchung von GREENSHIELDS et al. (1947) aufgrund fehlender Haltlinien die „curb line“, eine gedachte Verlängerung des anliegenden Bordsteins der Querstraße, als räumlicher Bezugspunkt der LSA verwendet. AHN (1987) ermittelte die Zeitbedarfswerte anhand von Drucksensoren, die auf der Haltlinie angebracht wurden. Diese Betrachtungsweise hat sich in deutschen und internationalen Studien durchgesetzt. Eine Betrachtung der Haltlinie als Bezugspunkt der LSA ist notwendig, da diese auch als Bezugspunkt für die Ermittlung von Wartezeiten an Knotenpunkten mit LSA verwendet wird. Eine direkte Vergleichbarkeit der resultierenden positionsabhängigen Zeitbedarfswerte, die auf unterschiedlichen Bezugspunkten an der LSA beruhen, ist jedoch nur eingeschränkt möglich.

Des Weiteren ist die Wahl des räumlichen Bezugspunktes am Fahrzeug zu berücksichtigen. Diese definiert die Zuordnung der Fahrzeuglängen der abfließenden Fahrzeuge zu den für die Ermittlung der Zeitbedarfswerte betrachteten Bruttoweglücken der Einzelfahrzeuge. Bei der Verwendung der Fahrzeugfront wird die Länge eines Fahrzeugs n in der Bruttoweglücke des Fahrzeugs $n+1$ berücksichtigt, wohingegen beim Fahrzeugheck als Bezugspunkt die Länge in die Bruttoweglücke des Fahrzeugs n eingeht. In Bild 2-10 sind die betrachteten Bruttoweglücken am Beispiel von zwei verschiedenen Fahrzeugkonstellationen bei der Ermittlung der Zeitbedarfswerte mit den Bezugspunkten Front (F) und Heck (H) dargestellt. Bei der Betrachtung eines reinen Pkw-Abflusses, bei dem wie in Fall 1 nahezu homogene Fahrzeuglängen angenommen werden können, wirkt sich die Definition des Bezugspunktes zunächst nur maßgeblich auf die erste Bruttoweglücke und somit die Startzeitlücke aus ($s_{F,1} < s_{H,1}$). Die Bruttoweglücken der folgenden Fahrzeuge sind dann für die Betrachtung von Front und Heck als räumlicher Fahrzeugbezugspunkt identisch (z. B. $s_{F,2} = s_{H,2}$). Aufgrund der Beschleunigung aus dem Stand nach Freigabezeitbeginn ist der resultierende Zeitbedarfswert für die beiden Bezugspunkte jedoch auch auf den Positionen 2 bis 4 noch unterschiedlich (Bild 2-9). Der charakteristische Verlauf der positionsabhängigen Ganglinie der Zeitbedarfswerte ist somit maßgeblich vom räumlichen Bezugspunkt des Fahrzeugs abhängig. Erst ab der vierten Anfahrposition, also dem Erreichen einer relativ homogenen Abflussgeschwindigkeit, wirkt sich der räumliche Bezugspunkt am Fahrzeug nicht mehr maßgeblich auf die ermittelten Zeitbedarfswerte eines reinen Pkw-Verkehrsstroms aus. Bei der Analyse von heterogenen Verkehrsflüssen, die mehrere Fahrzeugtypen mit deutlich unterschiedlichen Fahrzeuglängen enthalten, muss der Einfluss des Bezugspunktes differenziert betrachtet werden. Fall 2 in Bild 2-10 zeigt eine Pkw-Lkw-Pkw-Konstellation bei der Erhebung der Zeitbedarfswerte. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Bruttoweglücken der Fahrzeuge 2 und 3 für die beiden Bezugspunkte Front und Heck unterscheiden, da die Länge des Lkw jeweils unterschiedlich berücksichtigt wird. Die resultierenden Zeitbedarfswerte der Einzelfahrzeuge sind somit für beide Betrachtungsweisen unterschiedlich. Bei Mischfahrstreifen, also bei Folgekonstellationen von Abbiegern und Geradeausfahrern, tritt dieser

Effekt ebenfalls auf. Auch bei gleichen Fahrzeuglängen und Bruttoweglücken unterscheidet sich die Fahrgeschwindigkeit der Fahrtrichtungen, sodass bei den beiden Bezugspunkten unterschiedliche Zeitbedarfswerte ermittelt werden. Schlussendlich können beide Bezugspunkte bei der Ermittlung von Zeitbedarfswerten verwendet werden, sollten nach TEPLY und JONES (1991) jedoch beim Vergleich von Ergebnissen von Studien mit unterschiedlicher Definition berücksichtigt werden.

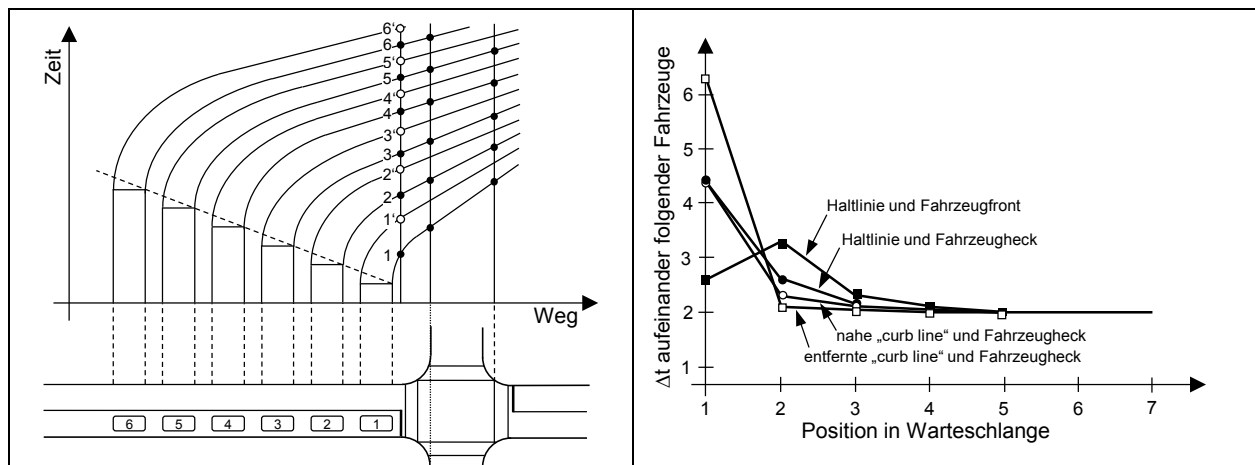


Bild 2-9: Zeitlicher Abfluss der Fahrzeuge an einer LSA (links) und resultierende Zeitbedarfswerte bei unterschiedlichen räumlichen Bezugspunkten (rechts) nach TEPLY und JONES (1991)

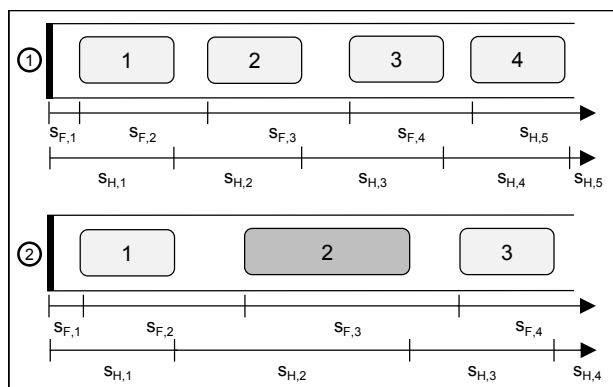


Bild 2-10: Betrachtete Bruttoweglücken s bei der Erhebung der Zeitbedarfswerte mit den Bezugspunkten Front (F) und Heck (H)

Die Überfahrtzeitpunkte der Haltlinie für die Bestimmung der einzelnen Zeitbedarfswerte wurden im Zeitlückenverfahren traditionell über die Auswertung von Videoaufzeichnungen oder durch Drucksensoren erhoben. Eine neue Methodik zur Erhebung dieser Zeitstempel verwendet GPS-Fahrzeugtrajektorien, die aus Floating Car Data (FCD) generiert werden. Diese Daten werden aktuell im Verkehrswesen zur Analyse von unterschiedlichen Fragestellungen verwendet. An signalisierten Knotenpunkten wurden sie genutzt, um Verkehrsstärken (ZHENG und LIU, 2017), Wartezeiten (COLYAR und ROUPHAIL, 2003; BAN et al., 2009), Anzahl der Halte oder Rückstaulängen (COMERT und CETIN, 2009; CHENG et al., 2011) zu bestimmen und Simulationsmodelle zu validieren (PUNZO und SIMONELLI, 2005). Auch Parameter der Signalsteuerung wie der Beginn und die Dauer der Freigabezeit können aus den FCD-Bewegungsprofilen abgeleitet werden (KEEPER et al., 2012; CHUANG et al., 2015; FAYAZI et al., 2015; DU et al., 2019). FOURATI und FRIEDRICH (2019) entwickelten einen Ansatz zur automatischen Ermittlung der Überfahrtzeitpunkte aus FCD für Festzeitsteuerungen. Damit können diese ohne aufwändige Verkehrsmessungen und über einen beliebig langen Zeitraum erhoben werden. Der räumliche Bezugspunkt am Fahrzeug kann so jedoch nicht genau differenziert werden.

Die Notwendigkeit der Vollausslastung bei der Verwendung des Querschnittsverfahrens schränkt die Auswahl der Messstellen stark ein, sodass in deutschen Untersuchungen vermehrt das Zeitlückenverfahren eingesetzt wurde (vgl. AHN, 1987; AXHAUSEN et al., 1989; HOFFMANN und NIELSEN, 1994; SCHNABEL et al., 2005). Zudem kann der positionsabhängige Verlauf nur indirekt berücksichtigt werden. Ebenfalls ist eine einheitliche Definition der Sättigungsverkehrsstärke für die Verwendung des Querschnittsverfahrens

unbedingt erforderlich. Besonders die Berücksichtigung oder ggf. Nichtberücksichtigung von Gelbüberfahrten zeigte in der Untersuchung von HOFFMANN und NIELSEN (1994) bei kurzen Freigabezeiten einen hohen Einfluss auf die mittlere Sättigungsverkehrsstärke. Jedoch entfällt bei der Verwendung des Querschnittsverfahrens die beschriebene Problematik des räumlichen Bezugspunktes am Fahrzeug. Sollte eine Einteilung des Umlaufs in Zeitintervalle erfolgen, kann nach AXHAUSEN et al. (1989) auch die gewählte Intervalldauer die Ergebnisse beeinflussen. Auch die Dauer der Freigabezeit kann einen Einfluss auf die Vergleichbarkeit der beiden Messverfahren haben, da die Startverluste und Überfahrtzeitgewinne, die im Querschnittsverfahren in der Regel direkt enthalten sind, unterschiedlich stark gewichtet werden.

Mittlere Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken unter verschiedenen Randbedingungen in Deutschland

Das HBS 2015 verwendet bei reinem Pkw-Verkehr und Standardbedingungen einen mittleren Zeitbedarfswert von 1,8 s (vgl. Kapitel 2.2.1). Dieser Grundwert entspricht einer Sättigungsverkehrsstärke von 2000 Kfz/h und wurde aus den Messungen von AHN (1987) abgeleitet. Insgesamt wurden in der Untersuchung Zeitbedarfswerte an zehn Knotenpunkten mit LSA zu verschiedenen Tageszeiten durchgeführt. Es zeigte sich, dass der Zeitbedarfswert bei Standardbedingungen von der Grundbelastung des Knotenpunktes abhängig ist. So wurde ein mittlerer Zeitbedarfswert von 2,0 s für Standardbedingungen und 1,8 s für besonders hoch ausgelastete Fahrstreifen ermittelt. Zuvor hatten bereits GLÜCK und SCHELZKE (1960), HEEB und SCHWESING (1963), HEIDEMANN (1964), ANDROSCH (1974) und GENZ (1983) Messungen von Zeitbedarfswerten größeren Umfangs in Deutschland durchgeführt, die ähnliche Ergebnisse für Standardbedingungen ergaben. Durch die Messungen von AXHAUSEN et al. (1989) sowie HOFFMANN und NIELSEN (1994) wurde der mittlere Zeitbedarfswert von 1,8 s nach AHN (1987) bestätigt und die resultierende Sättigungsverkehrsstärke von 2000 Kfz/h (für $t_f > 10$ s) in das Verfahren des HBS 2001 übernommen.

Das Folgeverhalten der Fahrzeuge bzw. die Ausprägung des mittleren Zeitbedarfswertes wird von einer Vielzahl an knotenpunktspezifischen Umfeldbedingungen systematisch beeinflusst. PAVEL (1974) führte eine umfangreiche Literaturrecherche durch und stellte eine Auswahl relevanter Einflussgrößen mit den jeweiligen Anpassungsfaktoren für die Sättigungsverkehrsstärke aus verschiedenen nationalen und internationalen Studien zusammen. Besonders der Einfluss der Breite (aus DÖRFLER, 1965; WEBSTER und COBBE, 1966), des Abbiegeradius (aus WEBSTER und COBBE, 1966) und der Längsneigung (aus DICK, 1963) des betrachteten Fahrstreifens wurden als signifikanteste Einflussgrößen bestimmt. Zudem wurde von PAVEL (1974) ebenfalls eine reduzierende Wirkung des Nebeneinanderfahrens (aus DÖRFLER, 1965), des Mischverkehrs (aus HEIDEMANN, 1964) und des Kreuzens von Fußverkehrsströmen (aus SCHLUMS, 1965) auf die Sättigungsverkehrsstärke aufgeführt. Auch die Messungen von AXHAUSEN et al. (1989) an neun signalisierten Knotenpunkten zeigten einen systematisch höheren Zeitbedarfswert an Steigungsstrecken und bei geringer Fahrbahnbreite. Eine kurze Freigabezeit für Linksabbieger führte zu geringeren Zeitbedarfswerten. Es wird betont, dass die Ergebnisse an einer geringen Anzahl an Untersuchungsobjekten erhoben wurden und nicht als allgemeingültig anzusehen sind. Der von DICK (1963) ermittelte kapazitätssteigernde Einfluss von Gefälle konnte in der Untersuchung von HOFFMANN und NIELSEN (1994) nicht bestätigt werden. Des Weiteren wurden Auswirkungen der Witterung (GENZ, 1983), der Fahrstreifenanzahl (KRUG, 1965), der Knotenpunktlage (SCHLEICHER-JESTER, 1995), des Mischverkehrs (HOFFMANN und NIELSEN, 1994), der Altersstruktur der Verkehrsteilnehmer (KÖNIG, 2008), des Verkehrsdrucks (AHN, 1987) und des Reisezwecks (AHN, 1987; HOFFMANN und NIELSEN, 1994) auf den durchschnittlichen Zeitbedarfswert festgestellt. Ebenfalls konnte AHN (1987) zeigen, dass der Zeitbedarfswert des linken Fahrstreifens um 9 % niedriger als der des rechten ist, wenn zwei Fahrstreifen für den Geradeausverkehr zur Verfügung stehen. SCHLEICHER-JESTER (1995) bestätigte dies für nicht zentrumsnahe Knotenpunkte.

Der mittlere Zeitbedarfswert stellt den mittleren räumlichen Bruttoabstand zwischen zwei Fahrzeugen der sich einstellenden Abflussgeschwindigkeit gegenüber. Die Abflussgeschwindigkeit ist neben dem Beschleunigungsverhalten in Kombination mit der Freigabedauer und den geometrischen Randbedingungen des Fahrstreifens maßgeblich von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit in der Knotenpunktzufahrt abhängig. Da der eingehaltene Bruttoabstand zwischen Fahrzeugen im Allgemeinen von der Geschwindigkeit abhängig ist, aber nicht zwangsläufig im gleichen Maße mit zunehmender Geschwindigkeit ansteigt, kön-

nen der resultierende Zeitbedarfswert und somit die Sättigungsverkehrsstärke durch die zulässige Höchstgeschwindigkeit beeinflusst werden. Dabei erreichen höhere Abflussgeschwindigkeiten auch höhere Sättigungsverkehrsstärken. SCHLEICHER-JESTER (1995) führte umfangreiche Erhebungen an 34 Fahrstreifen mit unterschiedlichen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten durch und stellte fest, dass die mittleren Zeitbedarfswerte durch die Geschwindigkeit beeinflusst werden. Dabei wurden für 30 km/h um ca. 0,1 s höhere Zeitbedarfswerte und für 70 km/h um ca. 0,1 s geringere Zeitbedarfswerte als bei 50 km/h gemessen, wobei das Kollektiv bei 30 km/h nur vier Fahrstreifen umfasste. Auch in internationalen Studien wurde dieser Effekt nachgewiesen. Das Phänomen der geschwindigkeitsabhängigen Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken wird auch in vielen mikroskopischen Simulationsmodellen wie z. B. PTV Vissim durch das zugrunde gelegte Abstandsmodell (hier: WIEDEMANN, 1974) berücksichtigt (FORNALCHYK et al., 2013).

Aufgrund mangelnder allgemeingültiger Forschungserkenntnisse wurden die von PAVEL (1974) zusammengestellten Einflussfaktoren in der Untersuchung von BRILON et al. (1994) für die Anpassung der Zeitbedarfswerte an die Umfeldbedingungen im ersten deutschen Bemessungsverfahren für Knotenpunkte mit LSA empfohlen. Bei der Ermittlung des Zeitbedarfswertes sollen nach SCHNABEL und LOHSE (1997) aufgrund von Überlagerungseffekten maximal zwei Faktoren berücksichtigt werden. Für die Anpassung der Sättigungsverkehrsstärke an die knotenpunktspezifischen Umfeldbedingungen wurde im HBS 2001 die Verwendung der Anpassungsfaktoren nach PAVEL (1974) daher auf die zwei maßgebendsten Faktoren begrenzt. Zudem wurden nur die Faktoren der Fahrstreifenbreite, des Abbiegeradius, der Längsneigung und des Fußverkehrs übernommen und die Grenzwerte minimal angepasst. Im HBS 2015 wird der zweite Anpassungsfaktor lediglich zur Berücksichtigung eines Gefälles verwendet, sodass oftmals nur noch ein Faktor der Umfeldbedingungen wirksam wird (f_1 in Gleichung (2-2)). Der Faktor zur Berücksichtigung des Kreuzens von Fußverkehrsströmen wird im HBS 2015 nicht mehr verwendet (siehe Kapitel 2.3.2). VORTISCH et al. (2020) zeigten, dass der Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Längsneigung nicht mehr dem aktuellen Verkehrsablauf entspricht und den Einfluss stark überschätzt. Ebenfalls wurde in der Untersuchung eine Abhängigkeit des Zeitbedarfswertes von der Auslastung des Fahrstreifens festgestellt, die bereits von AHN (1987) ermittelt wurde.

Zusätzlich zu den Umfeldbedingungen wirkt sich die Fahrzeugart maßgeblich auf den Zeitbedarfswert eines Fahrzeugs und somit auf die Sättigungsverkehrsstärke aus. Der erhöhte Bedarf an Aufstellfläche und das geringere Beschleunigungsvermögen von Schwerverkehrsfahrzeugen führen zu einer signifikanten Steigerung des Zeitbedarfswertes. Der mittlere Schwerverkehrsanteil beeinflusst damit den mittleren Zeitbedarfswert bzw. die mittlere Sättigungsverkehrsstärke maßgeblich und ist ein wichtiger Parameter für die Berechnung der Kapazität. Bereits PAVEL (1974) nannte den Schwerverkehrsanteil (aus HEEB und SCHWESING, 1963) als einen der maßgebenden Faktoren, der ebenfalls im Bewertungsansatz nach BRILON et al. (1994) übernommen wurde. Im HBS 2015 wird der Einfluss des Schwerverkehrs auf den Zeitbedarfswert durch einen eigenen Anpassungsfaktor f_{sv} und somit bei jeder Berechnung berücksichtigt (vgl. Gleichung (2-2)), wohingegen der Einfluss im HBS 2001 noch in den beiden Anpassungsfaktoren f_1 und f_2 enthalten war und damit teilweise nicht wirksam wurde. Zudem wurde im HBS 2001 ein unterschiedlicher Gewichtungsansatz gewählt. Die Gewichtung des Schwerverkehrs im HBS 2015 durch Gleichung (2-5) und (2-6) beruht auf den Untersuchungen von AHN (1987). In der Studie wurden Start- und Folgezeitlücken für Lkw und Sattelzüge an der ersten bis zehnten Warteposition gemessen, um den Zeitmehrbedarf zu quantifizieren. Die Auswirkungen der Schwerverkehrsfahrzeuge auf die Folgezeitlücke eines folgenden Pkw wurden ebenfalls erfasst. Im Ergebnis wurde ein Modell aufgestellt, mit dem der mittlere Zeitbedarfswert für eine beliebige Verkehrszusammensetzung von zehn abfließenden Kfz bestimmt werden kann. AHN (1987) ermittelte so einen Pkw-Gleichwert von 1,75 für Lkw und von 2,5 für Sattelzüge. Da in der Untersuchung ein mittlerer Sattelzuganteil von 20 % am gesamten Schwerverkehr festgestellt wurde, ist ein Pkw-Gleichwert von 1,9 für eine unbekannte Schwerverkehrszusammensetzung in Gleichung (2-6) festgelegt worden. Der Einfluss des Schwerverkehrs steigt durch einen konstanten Faktor linear mit dem Schwerverkehrsanteil an. HOFFMANN und NIELSEN (1994) ermittelten einen exponentiellen Zusammenhang zwischen der Abminderung der Sättigungsverkehrsstärke und dem Schwerverkehrsanteil, berücksichtigten jedoch nicht die Anfahrposition der Schwerverkehrsfahrzeuge.

Auch für den Radverkehr können Zeitbedarfswerte ermittelt werden. BUSCH et al. (2019) ermittelten den Zeitbedarfswert von gesättigt abfließenden Radfahrern durch eine Abwandlung des Querschnittsverfahrens, indem sie die zeitliche Differenz zwischen dem Freigabezeitbeginn und der vollständigen Überfahrt des letzten anstehenden Radfahrers über die Haltlinie durch die Anzahl der in dieser Zeit abgeflossenen

Radfahrer dividierten. Die ermittelten Zeitbedarfswerte zeigten eine starke Abhängigkeit von der Breite der Radverkehrsanlage, da bei ausreichender Breite der Radverkehrsanlage mehrere Radfahrer parallel nebeneinander fahren können. Des Weiteren werden Einflüsse der Längsneigung sowie der Zusammensetzung des Radverkehrs vermutet, die in der Untersuchung jedoch nicht näher quantifiziert werden konnten. Ähnliche Ergebnisse wurden in internationalen Studien von z. B. RAKSUNTORN und KAHN (2003) und YUAN et al. (2019) ermittelt.

Mittlere Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken unter verschiedenen Randbedingungen in internationalen Bewertungsverfahren und Untersuchungen

Auch im Ausland wird die Sättigungsverkehrsstärke als die grundlegende Größe der Kapazität eines Fahrstreifens bei der Bewertung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit LSA verwendet. Daher gibt es eine Vielzahl an Studien, die Sättigungsverkehrsstärken bzw. mittlere Zeitbedarfswerte für unterschiedliche Randbedingungen untersuchten. Dabei wurden unter anderem Einflussgrößen der Knotenpunktgeometrie wie der Abbiegeradius (KIMBER et al., 1986), die Fahrstreifenbreite (POTTS et al., 2007), die Fahrstreifenanzahl der Geradeaus- und Abbiegeströme (BONNISON et al., 2006; ACKERET, 1995) und die Längsneigung (KIMBER et al., 1986; BRUWER et al. 2019) untersucht. Zudem wurden in internationalen Studien Einflüsse auf die Sättigungsverkehrsstärke wie die zulässige Höchstgeschwindigkeit (AGENT und CARBTREE, 1982; BONNISON et al., 2006; BESTER und MEYERS, 2007; MURAT und CETIN, 2019), die Freigabezeit (LI und PREVEDOUROS, 2002; LIN und THOMAS, 2005; KHOSLA und WILLIAMS, 2006), der Gebietstyp (LE et al., 2000; BONNISON et al., 2005) und die Witterung (ASAMER und VAN ZUYLEN, 2011, SUN et al., 2013) analysiert. Darüber hinaus war der Einfluss unterschiedlicher Fahrzeugarten in einer heterogenen Verkehrszusammensetzung Gegenstand von Untersuchungen im Ausland (BRANSTON und VAN ZUYLEN, 1978; KIMBER et al., 1985; SHAO et al., 2011; CHAND et al., 2017). In der Simulationsstudie von SKABARDONIS et al. (2014) wurde das Zusammenwirken von Schwerverkehrsfahrzeugen und Längsneigung untersucht und der im HCM (TRB, 2016) verwendete Abminderungsfaktor entwickelt.

In den internationalen Verfahren für die Bewertung der Verkehrsqualität werden unterschiedliche Einflussfaktoren angesetzt, um die knotenpunktspezifischen Gegebenheiten zu berücksichtigen. In Tab. 2-3 sind Sättigungsverkehrsstärken und Anpassungsfaktoren unterschiedlicher Verfahren zusammengefasst.

Land	$q_{s,0}$ [Pkw-E/h]	Einflussfaktoren	
USA (TRB, 2016)	1900	• Fahrstreifenbreite • Schwerverkehr und Steigung • Parkmöglichkeiten • ÖV-Haltestellen • Arbeitsstellen	• Gebietstyp • Verkehrsaufteilung • Links- und Rechtsabbieger • Fuß- und Radverkehr • Stromabwärtsgelegene LSA
Australien (AKÇELIK, 1981)	1850	• Gebietstyp • Links- und Rechtsabbieger • Fahrstreifenbreite	• Steigung • Schwerverkehr
Großbritannien (KIMBER et al., 1986)	1940 (nearside) 2080 (non nearside)	• Fahrstreifenbreite • Steigung • Abbiegeradius	• Fahrstreifenposition • Fahrstreifenanzahl an der HL • Witterung
Kanada (ITE, 2008)	1820	• Fahrstreifenbreite • Steigung • Abbiegeradius • Aufstellfläche	• ÖV-Haltestellen • Parkmöglichkeiten • Fuß- und Radverkehr • Dauer der Freigabezeit

Tab. 2-3: Sättigungsverkehrsstärken und ihre Einflussfaktoren in internationalen Bewertungsverfahren

Insgesamt zeigt der internationale Vergleich, dass die Sättigungsverkehrsstärken gewisse regionale Unterschiede aufweisen. Auch die anzusetzenden Anpassungsfaktoren unterscheiden sich zwischen den Bewertungsverfahren in ihrer Anzahl und Ausprägung, was teilweise auch auf die unterschiedliche Struktur der Rechenverfahren zurückzuführen ist. Eine direkte Übertragung von Sättigungsverkehrsstärken und ihren Anpassungsfaktoren aus internationalen Bewertungsverfahren und Untersuchungen ist daher in der Regel nicht möglich. BONNISON et al. (2005) und DUNLAP (2005) zeigten, dass das Verfahren des HCM

2000 (TRB, 2000) die Sättigungsverkehrsstärke an LSA auch in Amerika unter gewissen Randbedingungen systematisch unter- oder überschätzt. Unterschiede werden unter anderem auf das länderspezifische Fahrverhalten (JOSEPH und CHANG, 2005; HAMAD und ABUHAMDA, 2015) und die Fahrzeugflotte (WU, 2003a; SHAO et al., 2011; CHAND et al., 2017) zurückgeführt. Auch die verwendeten Erhebungsverfahren und signaltechnischen Randbedingungen können die Vergleichbarkeit von Ergebnissen unterschiedlicher Studien einschränken (TEPLY und JONES, 1991).

Modellierung des positionsabhängigen Abflussverhaltens

Neben der Ermittlung einer pauschalen Sättigungsverkehrsstärke durch die Verwendung eines pauschalen Zeitbedarfswertes und der Annahme einer effektiven Freigabezeit für die Kapazitätsbestimmung wurden auch Berechnungsmodelle entwickelt, die das zeitliche Abflussverhalten möglichst genau beschreiben. Dafür wird das Folgeverhalten der Fahrzeuge verkehrstheoretisch in Abhängigkeit von verschiedenen Einflussgrößen beschrieben. Die daraus resultierenden Folgezeitlücken ergeben dann den Zeitbedarfswert. Zeitliche Veränderungen des Zeitbedarfswertes über die Dauer der Freigabezeit können so genauer abgebildet werden. Zudem ist es möglich, unterschiedliche Fahrzeugeigenschaften einzelner Fahrzeuge wie z. B. das Beschleunigungsvermögen direkt zu berücksichtigen. Ein bekanntes Folgemodell ist das GHR-Modell nach GAZIS et al. (1961), welches auf der Grundlage der Untersuchungen von CHANDLER et al. (1958) und HERMAN et al. (1959) entwickelt wurde. Im Modell wird die Beschleunigung eines Folgefahrzeugs proportional zur Geschwindigkeitsdifferenz zum vorausfahrenden Fahrzeug modelliert. Das Modell wurde als Grundlage für eine Vielzahl weiterer Modelle verwendet und weiterentwickelt. BONNESON (1992a, 1992b) entwickelte ein Modell zur Berechnung des Zeitbedarfswertes der Kfz in Abhängigkeit von ihrer Startposition unter Berücksichtigung der Reaktionszeiten der Fahrzeugführer, des Beschleunigungsvermögens und der Wunschgeschwindigkeit. AKÇELIK und BESLEY (2002) untersuchten 18 Knotenpunkte und kalibrierten den Ansatz von AKÇELIK et al. (1999) zur Beschreibung der Sättigungsverkehrsstärken und der Abflussgeschwindigkeiten im zeitlichen Verlauf der Freigabezeit. Weitere Modelle zur Beschreibung des Abflusses an LSA wurden z. B. von JIN et al. (2009) und QU et al. (2013) entwickelt.

2.3.2 Einfluss des Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträglich geführte Abbieger

Bei schwach belasteten Abbiegeströmen oder geringem Fuß- und Radverkehrsaufkommen ist die bedingt verträgliche Führung, bei der eine gleichzeitige Freigabe der parallel gerichteten Fuß- und Radverkehrsströme erfolgt, möglich. Dabei beginnt die Freigabe der Fuß- und Radverkehrsströme gleichzeitig oder einige Sekunden vor der Freigabe des Kfz-Verkehrs. Abbiegende Fahrzeuge müssen nach § 9 Abs. 3 StVO den querenden Fußgängern und Radfahrern Vorfahrt gewähren. Damit beeinflusst die bedingt verträgliche Führung der abbiegenden Kfz-Verkehrsströme deren Kapazität, da der Abfluss durch querende Fußgänger und Radfahrer unterbrochen wird. Zudem wurde die zulässige Abbiegegeschwindigkeit von Fahrzeugen mit einer Gesamtmasse von mehr als 3,5 t mit der StVO-Novelle 2020 innerorts auf Schrittgeschwindigkeit beschränkt, wenn „auf oder neben der Fahrbahn mit geradeausfahrendem Radverkehr oder im unmittelbaren Bereich des Einbiegens mit der Fahrbahn überquerendem Fußgängerverkehr zu rechnen ist“.

Im Verfahren des HBS 2015 wird zur Bestimmung der Kapazität von bedingt verträglich geführten Rechtsabbiegeströmen eine rechnerische fußgänger- und radfahrerfreie Freigabezeit bestimmt, während der der Kfz-Verkehr ungehindert abbiegen kann (vgl. Kapitel 2.2.1). Sie wird maßgeblich von der zeitlichen Belegung der Furt nach Gleichung (2-9) beeinflusst. Diese Methodik wurde bereits in den Bemessungsverfahren nach BRILON et al. (1994) und im HBS 2001 angewendet (hier als Blockierungszeit bezeichnet und ohne Berücksichtigung von Radverkehrsströmen ermittelt). Für Linksabbieger wird angenommen, dass die Fußgänger queren, während der Gegenverkehr die Knotenüberfahrt der Abbieger verhindert. Im HBS 2001 wurde beim Kreuzen von Fußverkehrsströmen zusätzlich ein Abminderungsfaktor bei der Berechnung der Sättigungsverkehrsstärke angewendet, der eine erhöhte Aufmerksamkeit der Fahrer und daraus resultierende geringere Abbiegegeschwindigkeiten berücksichtigte. Dieser Faktor wird im HBS 2015 nicht mehr verwendet, da die reduzierte Abbiegegeschwindigkeit bereits im Faktor des Abbiegeradius enthalten ist und keine quantitative Angabe zur Bestimmung des Faktors vorhanden war (HARDERS und SCHMOTZ, 2015).

Der quantitative Zusammenhang zwischen der Anzahl der Fußgänger und Radfahrer und der Belegungszeit des HBS 2015 wurde aus der Untersuchung von TARKO und GACA (1991) übernommen. Sie untersuchten den Einfluss von Fußgängern auf den Kfz-Verkehr an 23 Fußgängerfurten in Polen mit unterschiedlichen Furtbreiten, Fußgängerfreigabezeiten und Fußverkehrsstärken über insgesamt 1120 Umläufe und ermittelten die Gleichung (2-9) als funktionalen Zusammenhang mithilfe einer Regressionsrechnung. Die Belegungszeit einer Furt (in der Studie als „vehicle blockage time“ bezeichnet) wurde in der Untersuchung nach der Methodik und Definition von KRAUS und TRAPP (1986) als Zeit während der Anwesenheit eines Fußgängers auf der relevanten Teilfläche der betrachteten Fußgängerfurt definiert (Belegungsfläche in Bild 2-11). Dabei wurden beide Gehrichtungen, also zu den Rechtsabbiegern gleichgerichtete und entgegengerichtete Fußgänger, berücksichtigt. Die Teilfläche setzt sich aus der Konfliktfläche (mit der Breite B_K eines Fahrzeugs) und jeweils einem Sicherheitsabstand vor und nach dem Queren der Konfliktfläche (A_v und A_n) zusammen. Die Sicherheitsabstände werden dabei nicht räumlich, sondern in Anlehnung an die Messungen von HÄCKELMANN (1976) mit pauschalen Zeitzuschlägen von 1,50 s vor einem Fußgänger und 1,00 s hinter einem Fußgänger berücksichtigt. Dieser hatte A_v mit 3,50 m bzw. 2,05 s und A_n mit 2,77 m bzw. 1,34 s ermittelt, wobei die Gehgeschwindigkeit der querenden Fußgänger ca. 1,7 m/s (6,1 km/h) betrug. Anzumerken ist, dass in der Untersuchung von TARKO und GACA (1991) nur Fußgänger betrachtet wurden. Zudem werden Faktoren wie die Furtgeometrie sowie das Signalprogramm, die in jedem Fall Auswirkungen auf die zeitliche Belegung einer Furt haben, nicht direkt in der resultierenden Gleichung (2-9) berücksichtigt. Auch die Ankunftsverteilung der Fußgänger wird nicht berücksichtigt, da die Gleichung direkt aus den gemessenen Verkehrsstärken je Umlauf bestimmt worden ist. Damit ist die Funktion strenggenommen nur für genau n querende Fußgänger und nicht für im Mittel n querende Fußgänger gültig.

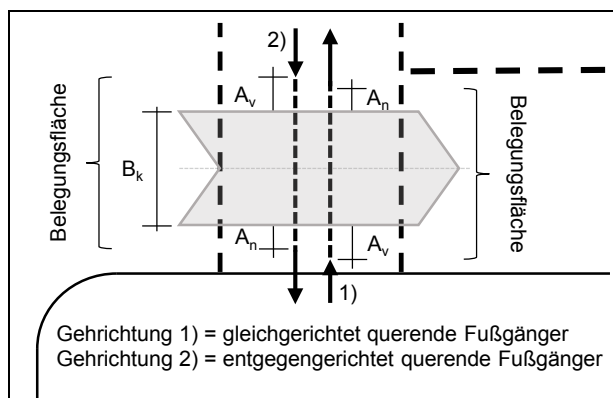


Bild 2-11: Belegungsrelevante Teilfläche der Furt nach KRAUS und TRAPP (1986)

In einer Untersuchung von FISCHER (1993) wurden die Ansätze von TARKO und GACA (1991), von KRAUS und TRAPP (1986) sowie des HCM (TRB, 1985) zur Beschreibung der Belegungszeit einer Furt an zwei Knotenpunkten mit hohem Fußverkehrsaufkommen in Bochum untersucht und verglichen. Die Furten wiesen unterschiedliche Geometrien (Gesamtlänge 23,5 m und 15 m) und Freigabezeiten (18 und 24 s) auf. Insgesamt wurden 243 Umläufe mit 2759 querenden Fußgängern betrachtet. Die Beschreibung mit dem Ansatz nach TARKO und GACA (1991) konnte dabei die beobachteten Belegungszeiten am besten abbilden (Bild 2-12). Die spezifische Belegungszeit je Fußgänger verdeutlicht die Überlagerung der Belegungen der einzelnen Fußgänger bei unterschiedlichen Fußverkehrsstärken. Die Festlegung der Belegungsfläche wich in der Untersuchung von FISCHER (1993) allerdings geringfügig von der Definition nach KRAUS und TRAPP (1986) ab. Radfahrer wurden nur an einem der beiden Knotenpunkte im Mischverkehr mit den Fußgängern auf der Furt beobachtet und wie ein zügig laufender Fußgänger behandelt, da sie keine besonders hohen Geschwindigkeiten erreichten und die Belegungszeit somit ähnlich wie ein Fußgänger beeinflussten.

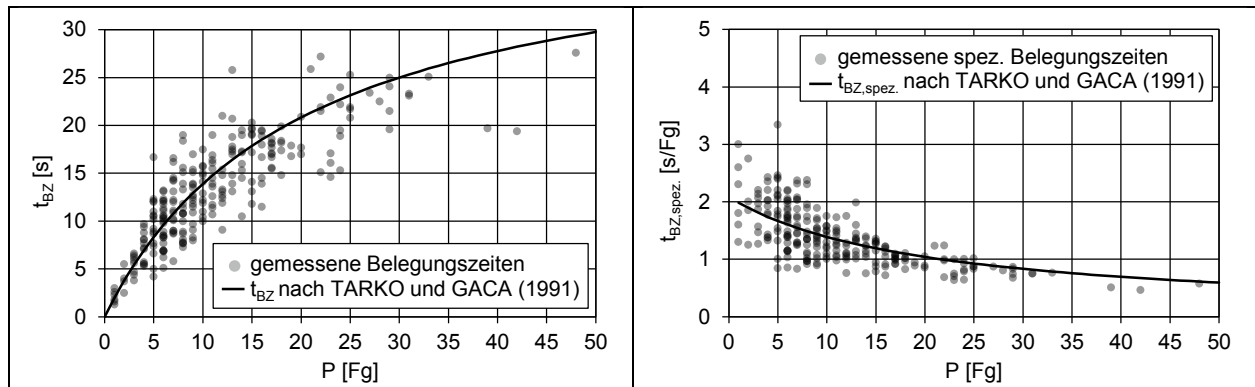


Bild 2-12: Gemessene und nach TARKO und GACA (1991) berechnete Belegungszeit (links) und resultierende spezifische Belegungszeit (rechts) je Fußgänger pro Umlauf (FISCHER, 1993)

VORTISCH et al. (2020) untersuchten ebenfalls den Einfluss des Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträglich geführte Abbiegeströme an vier Knotenpunkten. Besonders der Unterschied zwischen der Definition einer Belegungszeit und einer Blockierungszeit wurde in der Untersuchung thematisiert. Dabei wurde die Belegungszeit als Zeit, während der ein Fußgänger auf der Furt anwesend ist (abweichend von der dem Verfahren des HBS 2015 zugrunde liegenden Definition), und die Blockierungszeit als Zeit, während der ein Fußgänger den Kfz-Verkehrsstrom tatsächlich am Abbiegen hindert (entspricht der Definition der Belegungszeit im HBS), definiert. Es konnte gezeigt werden, dass sowohl die gemessenen Belegungszeiten als auch die Blockierungszeiten in den meisten Fällen deutlich über dem mit Gleichung (2-9) nach dem HBS 2015 ermittelten Wert lagen. Zusätzlich wurde festgestellt, dass die Belegungszeiten von Radfahrern und Fußgängern deutliche Unterschiede aufweisen, sodass ein Zusammenfassen zu einer starken Streuung der Messwerte führt und eine getrennte Betrachtung sinnvoll ist. Zudem wurde ein Einfluss der Furtlänge festgestellt, wobei kürzere Furten höhere Belegungszeiten erreichten. Dies erscheint ohne weitere Angaben zur Signalisierung wie z. B. einer versetzten Gehrichtungs freigabe nicht plausibel. Bei längeren Furten und standardmäßig gleichzeitiger Freigabe der Gehrichtungen wird der Versatz zwischen den Einzelbelegungen der Gehrichtungspulks größer und die zeitliche Blockade der Furt steigt somit insgesamt an, weil sich die Blockaden der Richtungen weniger überlagern. Wie die Teilfläche, die durch Belegung eine Blockierung einer Furt erzeugt, oder ggf. ein anderes Blockierungskriterium in der Untersuchung definiert wurde, ist im Bericht nicht eindeutig beschrieben, sodass ein Vergleich zu anderen Studien nur eingeschränkt möglich ist.

In der Untersuchung von BUSCH et al. (2019) wurden Belegungszeiten von Radfahrern an Knotenpunkten mit LSA mit unterschiedlichen Führungsformen näher untersucht. Mit einem automatisierten Auswertetool wurden aus Videoaufnahmen die Trajektorien der Radfahrer ermittelt und die Belegungszeit als zeitliche Anwesenheit auf einer fest definierten Konfliktfläche bestimmt. Die genaue Positionierung und Geometrie dieser Fläche wurde im Bericht nicht erläutert, in einem Beispielbild ist jedoch erkennbar, dass hier lediglich die Konfliktfläche ohne Berücksichtigung von Sicherheitsabständen vor und hinter querenden Radfahrern als relevante Teilfläche der Furt betrachtet worden ist. Da in der Untersuchung nur der erste abfließende Pulk erfasst wurde, wurde das anschließende Durchsetzen des Radverkehrsstroms nicht berücksichtigt. Diese Definition stimmt somit nicht mit der eigentlichen Definition der Belegungszeit der Gleichung (2-9) überein. Daher wurden in dieser Untersuchung deutlich geringere Belegungszeiten von Radfahrern beobachtet, als nach dem Verfahren des HBS 2015 mit der Gleichung von TARKO und GACA (1991) für die jeweilige Radverkehrsstärke anzusetzen sind. Für die verschiedenen Führungsformen wurden geringfügige Unterschiede festgestellt, wobei eine Führung des Radverkehrs auf der Fahrbahn die größten Belegungszeiten erreichte. Durch eine auf den empirischen Erkenntnissen aufbauende Simulationsstudie ermittelten BUSCH et al. (2019) einen Abminderungsfaktor für die Kapazität des Rechtsabbiegestroms für eine fahstreifennahe Führung des Radverkehrs in Abhängigkeit von der Radverkehrsstärke der Furt und dem Freigabezeitanteil des Rechtsabbiegestroms, welcher ebenfalls das Durchsetzen und die nach dem Phasenwechsel abfließenden Fahrzeuge berücksichtigt.

Im Verfahren des HCM (TRB, 2016) wird der Einfluss des Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträglich geführte Abbiegeströme direkt durch einen Abminderungsfaktor der Sättigungsverkehrsstärke bestimmt (vgl. Gleichung (2-16)). Das Verfahren zur Ermittlung der Faktoren wurde in der Untersuchung von MILAZZO et al. (1998) hergeleitet. Dabei wird zunächst ein Anteil der Freigabezeit bestimmt, während dem

die Furt durch Fußgänger belegt ist. Dieser Anteil kann über einen linearen Zusammenhang in Abhängigkeit von der Fußverkehrsstärke während der Freigabezeit bestimmt werden, der auf der Grundlage umfangreicher empirischer Erhebungen mit einer Regressionsrechnung ermittelt wurde. Die absolute Belegungszeit ist somit auch von der Freigabezeit abhängig, wobei die Belegungszeit mit maximal 90 % der Freigabezeit angesetzt wird. Analog wird der Anteil der Freigabezeit, der von Radfahrern blockiert ist, separat über einen weiteren linearen Zusammenhang abhängig von der Radverkehrsstärke bestimmt. Dabei ist eine maximale Radverkehrsstärke angegeben, für welche eine bedingt verträgliche Führung sinnvoll ist. In Bild 2-13 sind die resultierenden Belegungszeiten für unterschiedliche Freigabezeiten getrennt für Fußgänger und Radfahrer der Funktion des HBS 2015 gegenübergestellt. Das Kriterium der Furtbelegung wurde von MILAZZO et al. (1998) ähnlich der Methodik von KRAUS und TRAPP (1986) als Anwesenheit eines Fußgängers oder Radfahrers auf der mit dem Kfz-Verkehrsstrom in Konflikt stehenden Teilfläche der Furt definiert. Der Abminderungsfaktor für Rechtsabbiegeströme kann anschließend aus den Belegungsanteilen der Freigabezeit für Fußgänger und Radfahrer bestimmt werden. Dabei können unterschiedliche Freigabezeiten für Fußgänger und Kfz berücksichtigt werden. Der Überlagerungseffekt, der aufgrund der gleichzeitigen Belegung durch Radfahrer und Fußgänger entsteht, wird im HCM (TRB, 2016) durch den Ansatz nach ALLEN et al. (1998) berücksichtigt. Sollte die Anzahl der Abbiegefahrstreifen kleiner sein als die Anzahl der Fahrstreifen der Straße, in welche die Kfz abbiegen, werden nach MILAZZO et al. (1998) nur 60 % des Belegungsanteils der Freigabezeit für die Berechnung des Abminderungsfaktors angesetzt, um das taktische Umfahren der Fußgänger und Radfahrer abzubilden. Handelt es sich bei dem betrachteten Verkehrsstrom um einen Linksabbiegestrom, ist nur der relevante Anteil der belegten Freigabezeit anzusetzen, der nach dem Abfließen des Rückstaus im Gegenverkehr noch Auswirkungen auf die abbiegenden Kfz hat.

$$t_{BZ,HCM,Fg} = \begin{cases} t_F \cdot \left(\frac{P \cdot 3600}{2000 \cdot t_F} \right) & \text{für } \frac{P \cdot 3600}{t_F} \leq 1000 \\ \min \left(t_F \cdot \left(0,4 + \frac{P \cdot 3600}{10000 \cdot t_F} \right); 0,9 \cdot t_F \right) & \text{für } \frac{P \cdot 3600}{t_F} > 1000 \end{cases} \quad (2-23)$$

$$t_{BZ,HCM,Rad} = t_F \left(0,02 + \frac{P \cdot 3600}{2700 \cdot t_F} \right) \quad \text{für } \frac{P \cdot 3600}{t_F} \leq 1900 \quad (2-24)$$

mit

$t_{BZ,HCM,Fg}$ = Belegungszeit durch Fußgänger [s]

$t_{BZ,HCM,Rad}$ = Belegungszeit durch Radfahrer [s]

P = Anzahl der Fußgänger bzw. Radfahrer pro Umlauf [Fg bzw. Rad]

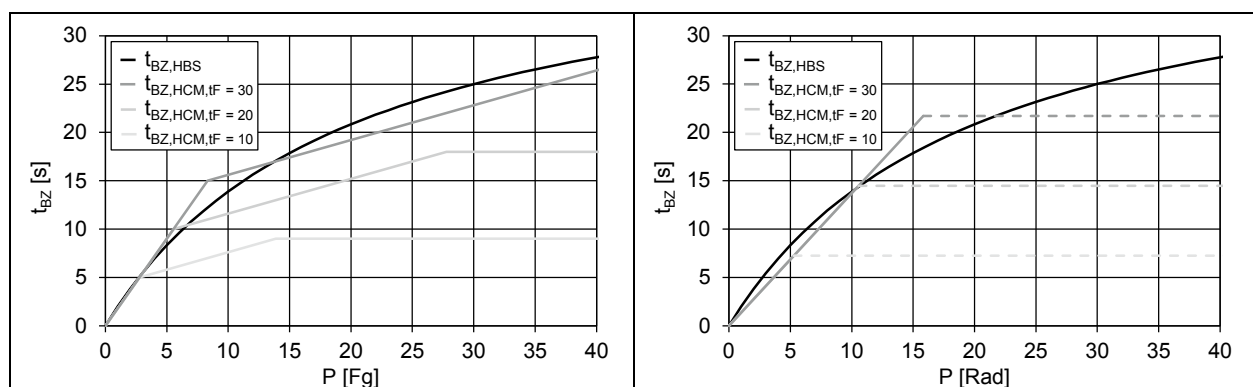


Bild 2-13: Vergleich der Belegungszeit einer Fußgängerfurt (links) und einer Radfahrerfurt (rechts) nach dem HBS (FGSV, 2015) und dem HCM (TRB, 2016) ohne Umfahren in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke pro Umlauf

Neben der im HBS 2015 und im HCM (TRB, 2016) verwendeten Methodik der Bestimmung einer Belegungszeit und eines Belegungsanteils in Abhängigkeit von der Fußverkehrsstärke kann auch ein zeitlückentheoretischer Ansatz zur Ermittlung des Einflusses des bevorrechtigten Fuß- und Radverkehrs genutzt

werden. VINEY und PRETTY (1982) entwickelten auf der Grundlage des schwedischen Bemessungsverfahrens nach BANG (1978) ein zeitlückentheoretisches Modell zur Bestimmung der Sättigungsverkehrsstärke von abbiegenden Fahrzeugen, die einen Fußverkehrsstrom durchsetzen. CHEN et al. (2008) merken an, dass das Verfahren des HCM 2000 (TRB, 2000) nur für amerikanische Knotenpunkte aufgestellt wurde und daher nicht auf die Verkehrsbedingungen anderer Länder übertragen werden kann. In der Untersuchung wird die Interaktion zwischen Kfz und Fußgängern mit einem analytischen Modell der Konflikttheorie allgemein beschrieben und für chinesische Verhältnisse kalibriert. Dabei wurden besonders das Verhalten der Fußgänger und die Bildung von Fußgängerpuls berücksichtigt. Es konnte gezeigt werden, dass die ermittelten Kapazitäten deutlich unter den mit dem HCM berechneten Werten lagen. Mit einer mit PTV Vissim durchgeführten Verkehrsflusssimulation bestätigen CHEN et al. (2008) ihr Modell.

CHEN et al. (2014) modellierten den Einfluss von Fußgängern auf die Sättigungsverkehrsstärke von Mischfahrstreifen über ein kombiniertes Berechnungsmodell, welches sowohl die Verwendung einer theoretischen Belegungszeit am Beginn der Freigabezeit als auch die Zeitlückentheorie für das Durchsetzen des Fußverkehrsstroms nach dem Abfluss des ersten Fußgängerpuls verwendet. Dabei wird das Abflussverhalten der Fahrzeuge durch vier unterschiedliche Abflusszustände charakterisiert, für welche die Sättigungsverkehrsstärke einzeln bestimmt werden kann. Im ersten Zustand, welcher unmittelbar nach der Freigabe eintritt, kann der Rechtsabbiegestrom aufgrund von Fußgängerblockierung nicht abfließen. Die Aufstellplätze im Knotenpunkt reichen jedoch aus, um den geradeausfließenden Verkehr des Mischfahrstreifens nicht zu beeinträchtigen. Der zweite Abflusszustand tritt ein, wenn die Abbieger auf den Mischfahrstreifen zurückstauen und diesen blockieren. Die Dauer der ersten beiden Zustände wird durch eine berechnete Belegungszeit definiert. Im dritten Zustand, nach dem Abfluss des ersten Fußgängerpuls, wird ein zeitlückentheoretischer Modellansatz verwendet, um die Sättigungsverkehrsstärke des abbiegenden Verkehrsstroms zu bestimmen und diese mit dem Verkehrsstärkeanteil zu gewichten. Sofern dem Fahrzeugverkehr anschließend eine gesicherte Freigabezeit nach dem Freigabezeitende der Fußgänger zur Verfügung steht, kann der daraus resultierende Abfluss als vierter Abflusszustand bestimmt werden. Die gesamte Sättigungsverkehrsstärke des Mischfahrstreifens resultiert aus der Summe der einzeln bestimmten Sättigungsverkehrsstärken in den vier Abflusszuständen. In einer empirischen Untersuchung kalibrierten CHEN et al. (2014) das Modell und zeigten, dass der reale Verkehrsablauf im Vergleich zum Ansatz des HCM (TRB, 2010), welcher die Sättigungsverkehrsstärken systematisch überschätzte, genauer beschrieben werden konnte.

2.3.3 Kapazität von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen

Aufgrund begrenzter Flächenverfügbarkeit stehen bestimmten Verkehrsströmen an Knotenpunkten mit LSA nur kurze Aufstellstreifen zur Verfügung, deren Länge nicht ausreicht, um den auftretenden Rückstau aufzunehmen. Somit beeinflusst ihre Kapazität ebenfalls den anliegenden durchgehenden Fahrstreifen. Kurze Aufstellstreifen werden dann in der Regel nicht als eigenständiger Fahrstreifen betrachtet, sondern mit dem durchgehenden Fahrstreifen zusammengefasst.

Bereits in BRILON et al. (1994) und im HBS 2001 waren vereinfachte Verfahren enthalten, um die Kapazität von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen zu bestimmen. Maßgebendes Kriterium für die Klassifizierung war im HBS 2001, dass der mögliche Abfluss eines Umlaufs größer als die Anzahl der Aufstellplätze auf einem kurzen Aufstellstreifen ist ($t_F/t_B > n_K$). Das Verfahren des HBS 2001 ist bei gleichzeitiger und nicht gleichzeitiger Freigabe der beiden Fahrstreifen anwendbar. Bei gleichzeitiger Freigabe ergibt sich die Gesamtkapazität aus der Kapazität des durchgehenden Fahrstreifens und des kurzen Aufstellstreifens zu:

$$C = C_1 + C_2 = f \cdot q_{S1} + n_K \cdot U \quad (2-25)$$

oder pro Umlauf:

$$n_c = n_{c,1} + n_{c,2} = t_f \cdot \frac{q_{S1}}{3600} + n_K \quad (2-26)$$

mit

C_1, C_2 = Kapazität der Fahrstreifen 1 und 2 [Kfz/h]

f = Freigabezeitanteil [-]

	$= t_F/t_U$	
t_F	= Freigabezeit	[s]
t_U	= Umlaufzeit	[s]
q_{S1}, q_{S2}	= Sättigungsverkehrsstärken der Ströme 1 und 2	[Fz/h]
	$= 3600/t_B$	
t_B	= Zeitbedarfswert	[s]
n_K	= Anzahl der Aufstellplätze in kurzen Aufstellfahrstreifen der Länge $l = l_{Fz}$	[-]
l	= Länge des Kurzfahrstreifens	[m]
l_{Fz}	= Länge eines Fahrzeugs	[m]
	$= 6 \text{ m}$	
U	= Anzahl der Umläufe pro Stunde	[-]
	$= 3600/t_U$	
n_c	= Kapazität pro Umlauf	[Fz/Umlauf]
	$= C/U$	

Bei den Gleichungen (2-25) und (2-26) wird vorausgesetzt, dass die Verkehrsstärke des ersten Fahrstreifens größer ist als die des zweiten Fahrstreifens ($q_1 > q_2$). Wenn dies nicht der Fall ist, soll anstelle der Sättigungsverkehrsstärke des ersten Fahrstreifens q_{S1} die Sättigungsverkehrsstärke des zweiten Fahrstreifens q_{S2} angesetzt werden. Zudem muss bei bedingt verträglich geführten Linksabbiegeströmen geprüft werden, ob die Kapazität des kurzen Aufstellstreifens ($n_K \cdot U$) überhaupt genutzt werden kann.

Werden die beiden Fahrstreifen nicht gleichzeitig freigegeben, wird nach dem HBS 2001 die Kapazität maßgeblich vom kurzen Aufstellstreifen beeinflusst und ergibt sich zu:

$$C = C_1 + C_2 = 2 \cdot n_K \cdot U \quad (2-27)$$

oder pro Umlauf:

$$n_c = n_{c,1} + n_{c,2} = 2 \cdot n_K \quad (2-28)$$

Bei beiden Freigabekonstellationen werden mehrere fundamentale Randbedingungen der Kapazität, die in Tab. 2-4 dargestellt sind, nicht eingehalten (WU, 2003b, 2007, 2008).

Nr.	Randbedingung	Ansatz nach HBS 2001 für nicht gleichzeitige Freigabe	Ansatz nach HBS 2001 für gleichzeitige Freigabe
1 ^{a)}	$C_1 \leq f_A \cdot q_{S1}$	erfüllt	nicht erfüllt, $n_K \cdot n_U$ kann größer als $f_A \cdot q_{S1}$ sein
2 ^{a)}	$C_2 \leq f_A \cdot q_{S2}$	nicht erfüllt, $n_K \cdot n_U$ kann größer als $f_A \cdot q_{S2}$ sein	nicht erfüllt, $n_K \cdot n_U$ kann größer als $f_A \cdot q_{S2}$ sein
3 ^{b)}	$C = f_A \cdot q_{S1}$ bei $q_1 = 0$	nicht erfüllt, q_1 hat keinen Einfluss auf C	nicht erfüllt, q_1 hat keinen Einfluss auf C
4 ^{b)}	$C = f_A \cdot q_{S2}$ bei $q_2 = 0$	nicht erfüllt, q_1 hat keinen Einfluss auf C	nicht erfüllt, q_1 hat keinen Einfluss auf C
5 ^{c)}	$C \rightarrow \min(f_A \cdot q_{S1} \cdot (q_1 + q_2)/q_1; f_A \cdot q_{S2} \cdot (q_1 + q_2)/q_2)$ bei $n_K \rightarrow \infty$	nicht erfüllt, $C \rightarrow \infty$ bei $n_K \rightarrow \infty$	nicht erfüllt, $C \rightarrow \infty$ bei $n_K \rightarrow \infty$
6 ^{d)}	$C = C_{\text{Misch}}$ bei $n_K = 0$	erfüllt	nicht erfüllt, $C = 0$ bei $n_K = 0$

a) Die Kapazität des kurzen Aufstellfahrstreifens ist immer kleiner als die Kapazität eines unendlich langen Fahrstreifens.

b) Die Kapazität der Mischfahrstreifen ist gleich der Kapazität eines unendlich langen Fahrstreifens, wenn bei einer der beiden Fahrtrichtungen die Belastung gleich null ist.

c) Das Verhältnis der Verkehrsbelastungen zwischen den beiden Fahrtrichtungen muss aufrecht erhalten bleiben.

d) Die Kapazität des Mischfahrstreifens mit kurzen Aufstellstreifen ist gleich der Kapazität eines Mischfahrstreifens für $n_K=0$.

Tab. 2-4: Notwendige Randbedingungen an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (WU, 2003b und 2008)

Die Annahmen, die dem Verfahren zugrunde liegen, führten dazu, dass die Kapazität nach dem HBS 2001 einfach ermittelt werden kann, aber meist nicht realistisch ist. Das Verfahren ist bei vielen Konstellationen ungenau und teilweise auch nicht plausibel. Der Anteil der Linksabbieger wird bei der Berechnung der Zufahrtskapazität für kurze Aufstellfahrstreifen nicht berücksichtigt. Dies gilt sowohl bei gleichzeitiger Freigabe als auch bei nicht gleichzeitiger Freigabe der beiden Fahrstreifen. Die ermittelten Kapazitäten des Fahrstreifens mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen werden nicht mit der maximal möglichen Kapazität verglichen. So kann es vorkommen, dass die Kapazität des Fahrstreifens mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen größer als die Summe der Kapazität aller Fahrstreifen ist. In BRILON et al. (1994) waren beide Problemstellungen durch eine Prüfung der Kapazitäten ausreichend abgesichert. Im HBS 2001 können Zufahrten mit teilweise überlagerten Freigabezeiten oder Zufahrten mit bedingt verträglichen Linksabbiegern nicht berechnet werden.

Um die Gesetzmäßigkeit der kurzen Aufstellstreifen zu untersuchen, hat WU (2003b, 2007, 2008) eine mikroskopische Simulationsstudie mit PTV Vissim (Version 3.50) durchgeführt, welche in WU (2003b) ausführlich dargestellt ist. Zur Überprüfung der Simulationsergebnisse wurden zuerst die Sättigungsverkehrsstärken q_s eines Fahrstreifens unendlicher Länge simuliert. Es wurde festgestellt, dass die Simulation mit PTV Vissim andere Ergebnisse liefert als die Berechnungen nach dem HBS 2001. Dieser Unterschied wurde damit begründet, dass im HBS 2001 die Rot/Gelb-Zeit und die überfahrene Gelbzeit anders behandelt werden als in PTV Vissim. Da in der Programmversion 3.50 die Sättigungsverkehrsstärke nicht ohne weiteres variiert werden konnte, war eine Anpassung der Sättigungsverkehrsstärke an das HBS 2001 nicht möglich. Um die Aussage der Simulationsergebnisse jedoch allgemein interpretieren zu können, wurde bei der Auswertung die Kapazität pro Umlauf ($n_c = q_s \cdot t_f/3600$) verwendet. Diese Kapazität war dann weder von der Sättigungsverkehrsstärke noch von der Umlaufzeit abhängig.

Anhand der Simulationsergebnisse stellte WU (2007, 2008) fest, dass die Kapazität eines Fahrstreifens mit kurzem Aufstellstreifen im Wesentlichen von der Anzahl der Aufstellplätze, der Kapazität pro Umlauf der beiden Fahrstreifen (einzeln betrachtet) und dem Anteil des abbiegenden Verkehrs abhängig ist. Mit den Simulationsergebnissen wurde anschließend über eine Regressionsrechnung die allgemeine Annäherungsfunktion für zwei Ströme (Gleichung (2-29)) nach WU (1999) für Knotenpunkte mit LSA kalibriert:

$$C_M = \frac{1}{\sqrt[1+f(n_k)]{\left(\frac{a_1}{C_1}\right)^{1+f(n_k)} + \left(\frac{1-a_1}{C_2}\right)^{1+f(n_k)}}} \quad (2-29)$$

mit

C_M = Gesamtkapazität einer Zufahrt mit kurzem Aufstellstreifen [Kfz/h]

n_k = Anzahl der Aufstellplätze auf dem kurzen Aufstellstreifen [Kfz]

C_1, C_2 = Kapazitäten der einzelnen Fahrstreifen 1 und 2 mit unendlicher Länge [Kfz/h]

a_1 = Verkehrsstärkeanteil des ersten Fahrstreifens [-]

Dabei kann C jedoch auch durch die Sättigungsverkehrsstärke oder die Kapazität pro Umlauf substituiert werden. Die Funktion $f(n_k)$ ist eine monoton in Abhängigkeit von der Anzahl der Aufstellplätze des kurzen Aufstellstreifens steigende Funktion.

Als Ergebnis der Kalibrierung ermittelte WU (2003b, 2007) durch eine Minimierung der Fehlerquadrate Gleichung (2-30) für die gleichzeitige Freigabe beider Fahrstreifen sowie Gleichung (2-31) mit veränderten Parametern bei nicht gleichzeitiger Freigabe. Es konnte ebenfalls gezeigt werden, dass zur Bestimmung der Kapazität bei überlappender Freigabe näherungsweise eine Interpolation zwischen gleichzeitiger und nicht gleichzeitiger Freigabe mit der Dauer der Überlappung als Interpolationsgröße zulässig ist. Das kalibrierte Modell ist für die in Bild 2-3 dargestellten Fahrstreifenkonstellationen direkt oder iterativ anwendbar. Diese Funktionen sind anschließend ins Berechnungsverfahren des HBS 2015 zur Bestimmung der Kapazität von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen übernommen worden (vgl. Kapitel 2.2.1). Es ist anzumerken, dass in der Untersuchung von WU (2003b, 2007, 2008) für den Fall der gleichzeitigen Freigabe nur identische Freigabezeiten berücksichtigt wurden. Um die zufällige, gegenseitige Blockade beider Aufstellstreifen zu untersuchen, haben TIAN und WU (2006) sowie WU (2011) zwei weitere Modelle hergeleitet, die die stochastischen Eigenschaften der Rückstaulänge berücksichtigen.

Fall gF: gleichzeitige Freigabe für beide kurze Fahrstreifen

$$n_{c,gF} = \frac{1}{\left[\left(\frac{a_1}{n_{c,1}} \right)^{1+n_K/m} + \left(\frac{a_2}{n_{c,2}} \right)^{1+n_K/m} \right]^{\frac{1}{1+n_K/m}}} \quad (2-30)$$

mit

$n_{c,gF}$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus dem Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen bei gleichzeitiger Freigabe (gF) abfließenden Kfz [Kfz/Umlauf]

a_1, a_2 = Verkehrsstärkeanteile der der beiden Fahrtrichtungen 1 und 2 [-]

$n_{c,1}, n_{c,2}$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus dem Aufstellstreifen 1 und 2 als getrennte Fahrstreifen mit unendlicher Länge abfließenden Fahrzeuge [Kfz/Umlauf]

= C_1/n_U bzw. C_2/n_U

n_K = Anzahl der Aufstellplätze in kurzen Aufstellfahrstreifen der Länge l [Kfz]

= $l/l_{Kfz} = l/(6 \cdot f_{SV})$

$m = \left(a \cdot \sqrt{n_{c,1} \cdot n_{c,2}} \right)^b$ [-]

$a = 0,32$ [-]

$b = 1,22$ [-]

Fall ngF: nicht gleichzeitige Freigabe für beide kurze Fahrstreifen

$$n_{c,ngF} = \frac{1}{\left[\left(\frac{a_1}{n_{c,1}^*} \right)^{1+n_K/m} + \left(\frac{a_2}{n_{c,2}^*} \right)^{1+n_K/m} \right]^{\frac{1}{1+n_K/m}}} \quad (2-31)$$

mit

$n_{c,ngF}$ = maximale Anzahl der je Umlauf aus dem Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen bei nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF) abfließenden Kfz [Kfz/Umlauf]

$m = \left(c \cdot \sqrt{n_{c,1} \cdot n_{c,2}} \right)^d$ [-]

$n_{c,1}^* = \left(\frac{a_1 \cdot a_2}{2 + a_1 \cdot n_K^e} + \frac{1}{n_{c,1}} \right)^{-1}$ [Kfz/Umlauf]

$n_{c,2}^* = \left(\frac{a_1 \cdot a_2}{2 + a_2 \cdot n_K^e} + \frac{1}{n_{c,2}} \right)^{-1}$ [Kfz/Umlauf]

$c = 0,13$ [-]

$d = 2,87$ [-]

$e = 3,00$ [-]

VESPER (2018) führte auf der Grundlage von theoretischen Überlegungen eine umfangreiche Simulationsstudie zur Ermittlung der Kapazität von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen durch und entwickelte einen neuen Berechnungsansatz für die Signalisierungsform der gleichzeitigen Freigabe. Dabei können auch Zufahrten mit zwei kurzen Aufstellstreifen betrachtet werden.

Die Problematik der kurzen Aufstellstreifen wird in einigen internationalen Ansätzen zur Bestimmung der Verkehrsqualität oftmals nicht betrachtet. Die lokale Siedlungsstruktur und die jeweiligen Entwurfsrichtlinien

der einzelnen Länder führen oft dazu, dass Fahrstreifen in der Regel mit einer ausreichenden Länge ausgebildet werden und eine entsprechende Rückstaubildung an signalisierten Knotenpunkten auf den durchgehenden Fahrstreifen nicht oder nur vereinzelt auftritt. Es gibt daher eine Vielzahl an Studien, die Modellansätze zur Bestimmung der notwendigen Länge von Aufstellstreifen unter verschiedenen Verkehrsbelastungen und Signalisierungsformen darstellen (vgl. z. B. OPPENLANDER und OPPENLANDER, 2002; KIKUCHI und KRONPRASERT, 2008, 2010; KIKUCHI et al., 2004; QI et al. 2007). Ansätze zur Bestimmung des Einflusses eines kurzen Aufstellstreifens auf die Kapazität der gesamten Zufahrt wurden von ZHANG und TONG (2008), REYNOLDS et al. (2010), ZHAO et al. (2013) sowie QI und HU (2018) vorgestellt.

Die Kapazität eines Fahrstreifens mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen wird in der Regel ermittelt, um anschließend die Wartezeit und somit die Qualität des Verkehrsablaufs zu bestimmen. Mit dem aktuellen Verfahren des HBS 2015 werden die Kapazität und somit auch die Wartezeit am Verzweigungspunkt der beiden Fahrstreifen bestimmt. Analog gilt dies für Knotenpunkte ohne LSA. Im Verfahren wird somit die Wartezeit vernachlässigt, die hinter dem Verzweigungspunkt entsteht, so dass die Gesamtwartezeit ggf. unterschätzt wird. WU und BRILON (2019) entwickelten mit der Warteschlangentheorie ein Verfahren für vorfahrtsregelte Knotenpunkte, mit dem die Wartezeit an Fahrstreifen mit zusätzlichen kurzen Aufstellstreifen genauer berechnet werden kann. Dabei wird das Warteschlangensystem als System aus zwei Warteschlangen, die am Punkt n_K+1 miteinander verbunden sind, aufgefasst (Bild 2-14). Die resultierende Gesamtwartezeit der beiden Warteschlangen bildet die reale Wartezeit, die ein Fahrzeug beim Befahren einer solchen Fahrstreifenkonstellation erfährt, besser ab. Ein weiterer Ansatz zur Bestimmung der Wartezeit an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen wurde von YIN et al. (2011) entwickelt und mit einer Simulationsstudie validiert.

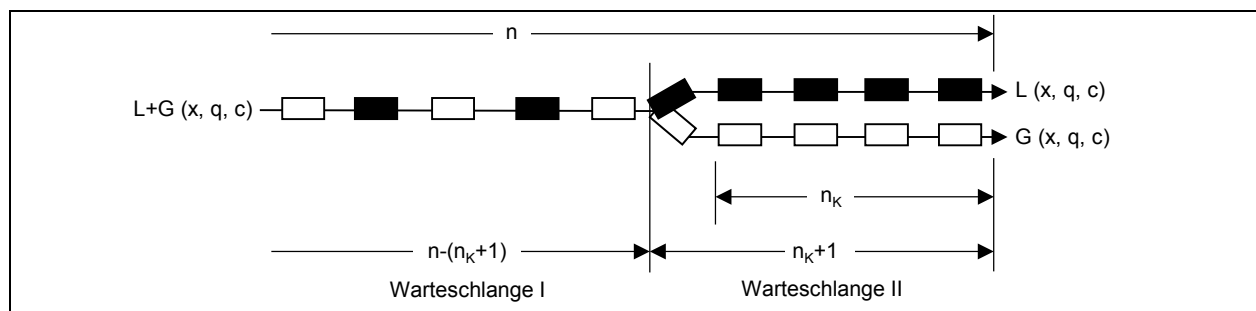


Bild 2-14: Warteschlangensystem eines Fahrstreifens mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen an einem vorfahrtsregelten Knotenpunkt nach WU und BRILON (2019)

2.3.4 Einflüsse des instationären Verkehrsflusses

Das zuvor im Kapitel 2.2.1 beschriebene Verfahren zur Ermittlung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit LSA nach dem HBS 2015 basiert grundsätzlich auf einer erweiterten Warteschlangentheorie. Der zugrunde gelegte Berechnungsansatz kann als instationäres Warteschlangenmodell mit temporären Überlastungen bezeichnet werden (AKÇELIK, 1980; KIMBER und HOLLIS, 1979; WU 1990). Als Betrachtungszeitraum wird in der Regel eine Stunde angesetzt ($T_0 = 1$ h). Es wird davon ausgegangen, dass die Verkehrsstärke außerhalb dieser Spitzenstunde deutlich geringer ist und daher bei der Berechnung der Wartezeit vernachlässigt werden kann. In der Spitzenstunde kann der Auslastungsgrad auch über eins sein. Diesem Ansatz wird aber ein gleichmäßiger (stationärer) Verkehrsfluss in der betrachteten Spitzenstunde zugrunde gelegt. Demzufolge wird zuerst angenommen, dass die Zuflussverkehrsstärken und Abflusskapazitäten in der Spitzenstunde konstant sind sowie poissonverteilte Fahrzeugankünfte vorherrschen (vgl. Gleichung (2-19)). In der Realität kann ein solcher konstanter bzw. stationärer Zufluss in der Regel nicht beobachtet werden. Stattdessen schwanken die Verkehrsmengen innerhalb eines Betrachtungszeitraums, sodass der Auslastungsgrad ebenfalls schwankt. In solchen Fällen liegt ein instationärer Verkehrsfluss vor, wodurch die mittleren Rückstaulängen sowie die mittlere Wartezeit zeitabhängig schwanken und somit teilweise größer sind als unter stationären Bedingungen (WU, 1990; LEYN, 2016).

Um Auswirkungen der Instationarität innerhalb der Spitzenstunde zu berücksichtigen, wurde mit Gleichung (2-14) im HBS 2015 eine neue Formel für die Berechnung der Reststauwartezeit eingeführt, welche aus

den Untersuchungen von WU (1990) und WU (1992) abgeleitet wurde. WU (1990) ermittelte mithilfe der Technik der Markow-Ketten in Anlehnung an die Grundideen von AKÇELIK (1980) sowie KIMBER und HOLLIS (1979) eine Gleichung, welche die Schwankungen der zufließenden Verkehrsstärke und die damit verbundenen Auswirkungen auf die Rückstaulänge nach dem Ende der Freigabezeit bzw. auf die resultierende mittlere Wartezeit über einen Betrachtungszeitraum von einer Stunde berücksichtigt (vgl. Bild 2-5 und Bild 2-15). Die Instationarität des Verkehrszuflusses im Betrachtungszeitraum wird in diesem Fall durch einen angenäherten parabelförmigen Verlauf der Verkehrsstärkenganglinie beschrieben, der als Stufenganglinie approximiert wird, wobei die Flächeninhalte unter beiden Ganglinien gleichgesetzt werden. WU (1990) untersuchte ebenfalls die Abbildung der Ganglinie als Cosinusfunktion und als zwei Geraden, welche eine Dachfunktion bilden.

Die Ausprägung der oberen Stufe der Stufenganglinie wird durch die Multiplikation des sog. Instationaritätsfaktors, der sich aus dem Verhältnis der Verkehrsstärke im höchstbelasteten 15-Minuten-Intervall der Bemessungsstunde zur durchschnittlichen Verkehrsstärke in der Bemessungsstunde nach Gleichung (2-15) berechnet, und dem mittleren Auslastungsgrad bestimmt ($x^* = \bar{x} \cdot f_{in}$). Für $f_{in} = 1$ wird der Verkehr als stationär betrachtet. Bei einer unbekannten Zuflussganglinie sollte jedoch immer mindestens $f_{in} = 1,1$ angenommen werden, da gewisse Schwankungen in der Realität fast immer auftreten. Durch die Annahme einer parabelförmigen Ganglinie hat diese Stufe immer eine Dauer von $T_0^* = k \cdot T_0 = 0,58 \cdot T_0$ (WU 1990). Der Betrachtungszeitraum verkürzt sich somit von standardmäßig 60 Minuten auf etwa 35 Minuten (Bild 2-15). In diesem verkürzten Betrachtungszeitraum wird der Teil der stündlichen Verkehrsbelastung, durch die ein Rückstau nach dem Ende der Freigabezeit entsteht, zusammengefasst. Der Berechnung der mittleren Rückstaulängen bei Freigabezeitende nach dem HBS 2015 wird dieser verkürzte Betrachtungszeitraum und folglich eine Überlastung zugrunde gelegt.

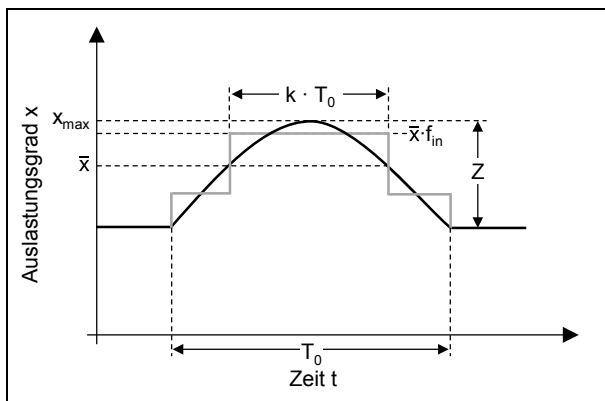


Bild 2-15: Erläuterung des Instationaritätsfaktors anhand der aus der Ganglinie in Parabelform approximierten Stufenganglinie

Die Wartezeitformel des HBS 2015 enthält eine Fallunterscheidung (vgl. auch WU, 1990). Wenn die Höhe der unteren Stufe kleiner als eins ist, kann die Wartezeit für die untere Stufe vernachlässigt werden. Die Reststauwartezeit des Betrachtungszeitraums wird dann nur vom Verkehr in der oberen Stufe verursacht. Wenn die Höhe der unteren Stufe größer oder gleich eins ist, hat die Schwankung der Zuflussverkehrsstärke in der Spitzenstunde nur geringfügigen Einfluss auf die Gesamtwartezeit, da die ganze Spitzenstunde überlastet ist. Die Berechnung der Wartezeit erfolgt dann mit $x^* = \bar{x}$ und $T_0^* = T_0$.

Inwiefern sich Instationarität in der Spitzenstunde auf die Wartezeit an signalisierten Knotenpunkten auswirkt, wurde u. a. von LEYN (2016) mit einem mikroskopischen Simulationsmodell einer einstreifigen Strecke mit einer festzeitgesteuerten LSA untersucht. Neben verschiedenen Auslastungsgraden, die alle annähernd eins waren, wurden die stündlichen Zuflüsse sowie Signalzeitenprogramme variiert. Die untersuchten Zuflussprofiltypen repräsentieren verschiedene Kombinationen von Verkehrsstärkeverläufen innerhalb eines Betrachtungszeitraums von einer Stunde und unterscheiden sich teilweise stark von der nach WU (1990) angenommenen parabelförmigen Ganglinie. Betrachtet wurden sowohl konstante An- und Abstiege, Wellenformen sowie parabel- und wannenförmige Profiltypen. In allen Fällen liegt der nach dem HBS 2015 berechnete Instationaritätsfaktor f_{in} zwischen etwa 1,0 und 1,2.

Der Vergleich der von LEYN (2016) ermittelten Ergebnisse aus den Simulationen mit berechneten Wartezeiten nach dem HBS 2015 zeigte, dass die berechneten Wartezeiten im Durchschnitt die in der Simulation ermittelten Verlustzeiten überschätzen. Steigt die Verkehrsbelastung innerhalb des Betrachtungszeitraums

stark an, so sind die Abweichungen zwischen den Wartezeiten und Verlustzeiten deutlich. Wenn der Zuflussprofilltyp dagegen der parabelförmigen Ganglinie des HBS 2015 annähernd entspricht oder ein annähernd konstanter Zufluss vorliegt, sind die Abweichungen geringer. Die Messergebnisse zeigten ebenfalls, dass die Auslastung der Fahrstreifen einen Einfluss auf die Wartezeiten hat, da die Abweichungen zwischen den Messergebnissen bei höheren Auslastungen ansteigen.

Darüber hinaus wurde von LEYN (2016) beobachtet, dass im Falle eines instationären Verkehrsflusses höhere Verlustzeiten als bei einem stationären Verkehrsfluss auftreten. Je größer die Abweichung der Verkehrsbelastungen innerhalb der 15-Minuten-Intervalle im Vergleich zu der minimalen bzw. maximalen Belastung ist und je höher somit das Ausmaß der Instationarität ist, desto größer sind die Verlustzeiten. Insbesondere wenn bereits zu Beginn des Betrachtungszeitraums die größte Verkehrsbelastung auftritt, steigen die Verlustzeiten signifikant an. Dies begründet sich dadurch, dass der hierdurch bereits zu Beginn des Betrachtungszeitraums lange Rückstau eine höhere Zeitdauer benötigt, um wieder abgebaut zu werden, wodurch die Verlustzeiten für die einzelnen Verkehrsteilnehmer ansteigen. Sind die Abweichungen zwischen den Verkehrsbelastungen in den 15-Minuten-Intervallen dagegen gering, steigen die Verlustzeiten im Vergleich zum stationären Fall lediglich minimal an.

Die Ergebnisse verdeutlichen somit, dass Instationarität in der Simulation wie auch im realen Verkehrsablauf die Wartezeiten an signalisierten Knotenpunkten beeinflusst. Steigt die Verkehrsbelastung innerhalb des Betrachtungszeitraums aufgrund einer kurzzeitigen Belastungsspitze an, sodass diese nicht innerhalb der Freigabezeit abfließen kann und sich ein Rückstau am Freigabezeitende bildet, führt dies zu höheren Verlust- bzw. Wartezeiten. LEYN (2016) leitete aus den ermittelten Ergebnissen einen angepassten Instationaritätsfaktor ab (Gleichung (2-32)), welcher die Auswirkungen der Instationarität des Zuflusses in der Spitzenstunde genauer berücksichtigen soll. Dieser Faktor kann anstelle des Instationaritätsfaktors des HBS 2015 angesetzt werden. Bei der Berechnung der Reststaulänge am Freigabeende nach Gleichung (2-14) entfällt dann jedoch der Faktor $k = 0,58$.

$$f_{IN,neu,j} = 1 + 0,25 \cdot \left(\frac{q_{15,max,j} - q_{60,j}}{q_{60,j}} \right) - 0,01 \cdot n_{q, \frac{1}{2},j} - 0,03 \cdot x_j \quad (2-32)$$

mit

- $f_{IN,neu}$ = neuer Instationaritätsfaktor [-]
- $q_{15,max}$ = Verkehrsstärke im höchstbelasteten 15-Minuten-Intervall innerhalb der Spitzenstunde [Kfz/h]
- q_{60} = Verkehrsstärke im 60-Minuten-Intervall (Spitzenstunde) [Kfz/h]
- x = Auslastungsgrad [-]
- $n_{q, \frac{1}{2}}$ = Parameter für die Lage des stärker belasteten 30-Minuten-Intervalls, wobei:
 $n_{q, \frac{1}{2}} = 1$, wenn $q_{30,1} > q_{30,2}$ (erste Hälfte der Spitzenstunde ist die höher belastete),
 $n_{q, \frac{1}{2}} = 2$ für $q_{30,1} < q_{30,2}$ sowie $n_{q, \frac{1}{2}} = 1,5$ für den symmetrischen und
 $n_{q, \frac{1}{2}} = 0$ für den stationären Fall [-]

2.4 Simulation des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage

2.4.1 HBS-konforme Simulation für die Bewertung des Verkehrsablaufs

Die Anwendung von Simulationsverfahren für die Bewertung des Verkehrsablaufs ist in vielen Bereichen des Verkehrswesens mittlerweile gängige Praxis. Aufgrund der Komplexität der zu untersuchenden Aufgabenstellungen ist die Anwendung von Simulationsverfahren häufig unumgänglich, um die vielfachen Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Teilelementen eines Streckenzuges oder eines komplexen Knotenpunktes ausreichend berücksichtigen zu können. Auch in der Forschung werden mittlerweile viele komplexe Fragestellungen auf der Basis von Verkehrsflusssimulationen analysiert. Einige im HBS 2015 verwendete Teilmodelle und Faktoren wurden auf der Grundlage von Verkehrsflusssimulationen abgeleitet oder kalibriert, z. B. das Modell der kurzen Aufstellstreifen nach WU (2007 und 2008).

Das HBS 2015 verweist in verschiedenen Kapiteln auf die Verwendung der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation als alternatives Verfahren, wenn die Bewertung einer Verkehrsanlage mit den analytischen Verfahren nicht möglich ist. Allerdings sind im HBS 2015 keine Angaben zu Einstellungsmöglichkeiten und

Kalibrierungsparametern vorhanden. Ebenso wenig sind Hinweise vorhanden, wie eine den analytischen Verfahren vergleichbare Bewertung des Verkehrsablaufs erfolgen soll.

Bei der Verwendung von mikroskopischen Verkehrsflusssimulationsmodellen handelt es sich um eine anspruchsvolle Methodik, für deren Anwendung ein grundlegendes Modellverständnis erforderlich ist. Die FGSV hat daher die Hinweise zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation (FGSV, 2006a) veröffentlicht. Im Sinne der Förderung des Verständnisses und der Vereinheitlichung der Anwendung dieser Methodik sind in diesen Hinweisen die theoretischen Grundlagen der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation und grundlegende Empfehlungen für die Anwendungspraxis enthalten. Konkrete Vorgaben zur Anwendung hinsichtlich der Vergleichbarkeit der Bewertung der Verkehrsqualität einer Verkehrsanlage mittels einer Simulation und der analytischen Verfahren nach dem HBS sind in diesen Hinweisen jedoch nicht enthalten.

Während die Anwendung der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation in der Praxis in den vergangenen Jahren eine immer größere Bedeutung erlangt hat, wurden zunächst nur wenige vertiefende Betrachtungen zu einer HBS-konformen Simulation des Verkehrsablaufs veröffentlicht. Exemplarisch sei an dieser Stelle auf AMSCHEL und BOSSERHOFF (2007) sowie VIETEN (2011) verwiesen. Allerdings befassen sich diese vertiefenden Betrachtungen auch nur mit ausgewählten Aspekten oder lassen gewisse Fragestellungen offen. Erst nach Veröffentlichung der fortgeschriebenen Fassung des HBS im Jahr 2015 wurden verstärkt detailliertere Untersuchungen zu einer HBS-konformen Simulation des Verkehrsablaufs durchgeführt. GEISTEFELDT et al. (2017a) und GEISTEFELDT et al. (2020) entwickelten Empfehlungen und Standardparameter für eine HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen bzw. einbahnigen Landstraßen mit verschiedenen Softwareprodukten (PTV Vissim, BABSIM, Aimsun, Paramics und SUMO).

Umfangreichere Untersuchungen zum Verkehrsablauf an signalgeregelten Knotenpunkten mit einem Vergleich von empirischen, mit den HBS-Verfahren bestimmten und aus Simulationen abgeleiteten Ergebnissen wurden von GEISTEFELDT et al. (2017b) und VORTISCH et al. (2020) veröffentlicht. Beide Untersuchungen kommen zu dem Ergebnis, dass es zwischen den nach dem HBS-Verfahren bestimmten und den mittels Simulation abgeleiteten Ergebnissen zu Abweichungen kommen kann. Einen Vorschlag für eine HBS-konforme Simulation von signalgeregelten Knotenpunkten enthalten beide Untersuchungen nicht. VORTISCH et al. (2020) empfehlen daher, dass zur Verbesserung der Simulationspraxis Hinweise zur HBS-konformen Simulation erarbeitet und als Regelwerk zur Verfügung gestellt werden sollten.

Die bisherigen Veröffentlichungen lassen hinsichtlich der HBS-konformen Simulation von signalgeregelten Knotenpunkten u. a. folgende Fragen offen:

- Welche Kenngrößen zur HBS-konformen Beurteilung der Qualität des Verkehrsablaufs sind aus den Simulationsergebnissen abzuleiten?
- Sind die Ergebnisse der theoretischen Modellansätze der HBS-Verfahren mit den Simulationsergebnissen vergleichbar oder sind entsprechende Transformationen erforderlich?
- Welche Eingangsgrößen müssen angepasst werden?
- Wie kann die Instationarität der Verkehrsstärken in mikroskopischen Simulationsmodellen ausreichend berücksichtigt werden?

2.4.2 Psycho-physisches Fahrzeugfolgmodell nach Wiedemann

Grundlage für die Modellierung der Bewegung von Fahrzeugen bzw. Fahrer-Fahrzeug-Einheiten (FFE) im Netz eines Simulationsmodells ist ein Fahrzeugfolgmodell. In der Anwendungspraxis bzw. den existierenden Softwareanwendungen für mikroskopische Verkehrsflusssimulationen werden unterschiedliche Modelle verwendet, was teilweise auch durch den Anwendungszweck beeinflusst wird. An signalgeregelten Knotenpunkten wird weltweit oftmals die Simulationssoftware PTV Vissim eingesetzt, welche das psycho-physische Fahrzeugfolgmodell von WIEDEMANN (1974) in einer modifizierten Form verwendet (PTV, 2021) und daher hier genauer erläutert wird. Das Modell von WIEDEMANN (1974) wurde in der Vergangenheit vorwiegend dazu genutzt, den Verkehrsablauf auf Strecken und an Knotenpunkten im Stadtverkehr zu simulieren. Auch in anderen Simulationsanwendungen wie z. B. BABSIM wird dieses Fahrzeugfolgmodell verwendet. Zusätzlich wurde das Folgmodell im Jahr 1999 vereinfacht, für die Anwendung auf Autobahnen kalibriert und anschließend in PTV Vissim übernommen. Das Modell aus dem Jahr 1999 ist

jedoch nie wissenschaftlich publiziert worden. Im Folgenden werden die beiden Modelle auch WIEDEMANN 74 und WIEDEMANN 99 genannt.

Die Grundidee des psycho-physischen Fahrzeugfolgmodells nach WIEDEMANN (1974) ist, dass Fahrer ihr Fahrverhalten an das der Fahrer in ihrer Umgebung anpassen. Ursprung des Fahrzeugfolgmodells waren Messungen am Institut für Verkehrswesen der Universität Karlsruhe. Das Modell enthält vier Fahrzustände, zu denen das freie Fahren, die Annäherung, das Folgen sowie das Bremsen gehören (Bild 2-16). Das freie Fahren stellt den unbeeinflussten Fahrzustand dar. Die Fahrzeuge fahren in einem ausreichenden Abstand zueinander, sodass sie sich nicht gegenseitig beeinflussen. Die gefahrene Geschwindigkeit entspricht dann der Wunschgeschwindigkeit der einzelnen Fahrzeuge. Wenn sich ein schnelleres Fahrzeug einem langsameren Fahrzeug annähert, fängt der Fahrer des schnelleren Fahrzeugs an zu bremsen, sobald er seine individuelle Wahrnehmungsschwelle zum vorausfahrenden Fahrzeug erreicht hat. Die Geschwindigkeit des sich von hinten nähernden Fahrzeugs fällt infolgedessen im weiteren Fahrtverlauf durch das kontinuierliche Bremsen unter die Geschwindigkeit des vorausfahrenden Fahrzeugs, da der Fahrer dessen Geschwindigkeit nicht genau einschätzen kann. Der Abstand zum vorausfahrenden Fahrzeug nimmt dann wieder zu. Wird dabei wieder eine gewisse individuelle Wahrnehmungsschwelle erreicht, sodass der Fahrer wieder zu beschleunigen beginnt. Folglich ist die resultierende Bewegung des folgenden Fahrzeugs durch ein ständiges Beschleunigen und Abbremsen geprägt und kann als eine Oszillation beschrieben werden. In PTV Vissim wird dieses Fahrverhalten direkt in den FFE berücksichtigt. Die Veränderung des Fahrzustandes wird dabei über eine Verteilungsfunktion über das Geschwindigkeits- und Abstandsverhalten berücksichtigt (PTV, 2021).

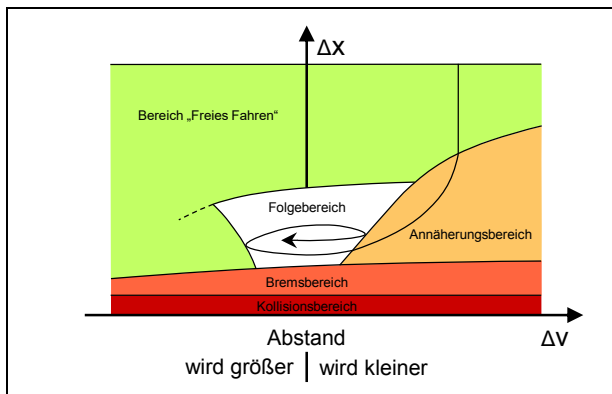


Bild 2-16: Fahrzeugfolgmodell nach WIEDEMANN (1974) aus PTV (2021)

Das Fahrverhalten wird im Zuge des Fahrzeugfolgmodells WIEDEMANN 74 in PTV Vissim maßgeblich durch den Wunschsicherheitsabstand zu einem vorausfahrenden Fahrzeug definiert, welcher anhand von drei Parametern beeinflusst werden kann. Dazu zählen der mittlere Stillstandsabstand (a_x), der additive Einfluss des Sicherheitsabstands ($b_{x_{add}}$) sowie der multiplikative Einfluss des Sicherheitsabstands ($b_{x_{mult}}$). Der mittlere Stillstandsabstand (a_x) dient als Basiswert für die mittlere Wunschkistanz zwischen zwei stehenden Fahrzeugen. Mit Hilfe von $b_{x_{add}}$ und $b_{x_{mult}}$ wird der Wunschsicherheitsabstand d nach Gleichung (2-33) und (2-34) für unterschiedliche Geschwindigkeiten ermittelt. Der Wunschsicherheitsabstand bezeichnet die angestrebte Nettoweglücke zwischen zwei Fahrzeugen.

$$d = a_x + b_x \quad (2-33)$$

$$b_x = (b_{x_{add}} + b_{x_{mult}} \cdot z) \cdot \sqrt{v} \quad (2-34)$$

mit

d = Wunschsicherheitsabstand [m]

a_x = mittlerer Stillstandsabstand, Wert schwankt zwischen 1 und 3 m mit dem Standardwert 2 m [m]

b_x = geschwindigkeitsabhängiger Sicherheitsabstand [m]

$b_{x_{add}}$ = additiver Einfluss Sicherheitsabstand, Standardwert 2 m [m]

$b_{x_{mult}}$ = multiplikativer Einfluss Sicherheitsabstand, Standardwert 3 m [m]

z = Wert aus dem Intervall $[0,1]$, Normalverteilt um $\mu = 0,5$ mit $\sigma = 0,15$ [-]
 v = Geschwindigkeit des Fahrzeugs [m/s]

In Bild 2-17 ist der Verlauf der aus dem Wunschsicherheitsabstand nach WIEDEMANN (1974) resultierenden Bruttowunschweglücke (als Summe des Wunschsicherheitsabstands und der Fahrzeuglänge des vorausfahrenden Fahrzeugs) und Bruttowunschzeitlücke (als Quotient der Bruttoweglücke und der Geschwindigkeit) exemplarisch für eine Fahrzeuglänge von 4,37 m, die dem Mittelwert der standardmäßig in Vissim für Pkw verwendeten Längenverteilung entspricht, dargestellt. Zwar kann daraus nicht der konkrete Abstand einer Fahrzeugfolgekonstellation in PTV Vissim abgeleitet werden, da sich im Programm noch weitere Faktoren wie z. B. der reduzierte Sicherheitsabstand an LSA auswirken. Jedoch kann veranschaulicht werden, dass der räumliche und der zeitliche Fahrzeugabstand durch die Geschwindigkeit grundsätzlich stark beeinflusst werden.

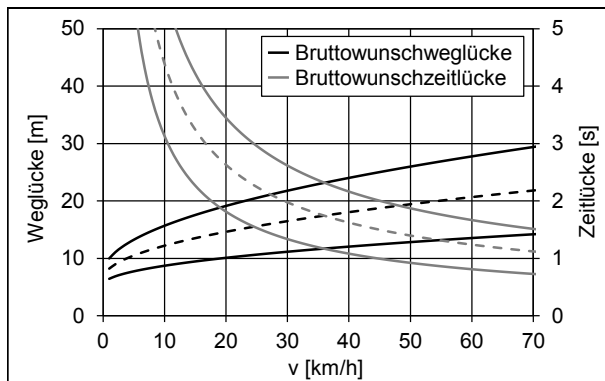


Bild 2-17: Minimale, mittlere und maximale Bruttowunschweglücke sowie resultierende Bruttowunschzeitlücke in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit nach WIEDEMANN (1974) mit einer Fahrzeuglänge von 4,37 m

In PTV Vissim bzw. mit dem Modell WIEDEMANN 74 können Kapazitäten von Verkehrsanlagen wie z. B. auch die Sättigungsverkehrsstärke an LSA durch eine Kombination der Parameter bx_{add} und bx_{mult} angepasst werden, was im Handbuch der Software erläutert wird (PTV, 2021). Dabei ist die Geschwindigkeit der Fahrzeuge, welche durch die Wunschgeschwindigkeitsverteilung definiert wird, ein maßgebender Faktor, da diese das Folgeverhalten und somit auch die Sättigungsverkehrsstärke maßgeblich beeinflusst. Dies ist z. B. von ASAMER et al. (2011) und FORMALCHYK et al. (2013) untersucht worden.

Im Unterschied zu dem Modell WIEDEMANN 74 enthält das Fahrzeugfolgemodell WIEDEMANN 99 mehr Parameter, anhand derer das Fahrverhalten angepasst werden kann. Neben dem Stillstandsabstand (CC0), dem Folgeabstand (CC1), der Längs-Oszillation (CC2), der Wahrnehmungsschwelle für Folgen (CC3), der negativen und positiven Geschwindigkeitsdifferenz (CC4 und CC5) sowie dem Einfluss von Geschwindigkeit auf Oszillation (CC6) kann die Beschleunigung bei Oszillation (CC7), aus dem Stillstand (CC8) und bei 80 km/h (CC9) verändert werden (PTV, 2021). Die Bedeutung der einzelnen Parameter kann Tab. 2-5 entnommen werden.

Der Folgeabstand (CC1) für ein Fahrzeug wird im Fahrzeugfolgemodell WIEDEMANN 99 auf der Grundlage einer Folgezeitlückenverteilung berechnet. Hierbei handelt es sich um den Abstand in Sekunden, den ein Fahrer bei einer bestimmten Geschwindigkeit konstant halten möchte. Je höher der Wert ist, desto vorsichtiger ist der Fahrer. Da der Sicherheitsabstand im Fahrzeugfolgemodell den minimalen Abstand definiert, ist die Kapazität bei hohen Auslastungen maßgeblich von diesem Wert abhängig. Die Sättigungsverkehrsstärke wird im Modell WIEDEMANN 99 folglich maßgeblich durch den Parameter Folgeabstand (CC1) beeinflusst (PTV, 2021).

Parameter	Beschreibung
CC0 Stillstandsabstand	Wunsch-Stillstandsabstand zweier Fahrzeuge.
CC1 Folgezeitlückenverteilung	Zeitlückenverteilung der Wunschfolgezeitlücke (Nettozeitlücke) der einzelnen Fahrer
CC2 Längs-Oszillation	Beschränkt die Abstandsdifferenz, die ein Fahrer zum vorausfahrenden Fahrzeug zulässt, bevor er bewusst aufrückt.
CC3 Wahrnehmungsschwelle für Folgen	Definiert den Beginn des Verzögerungsvorgangs in Sekunden vor dem Erreichen des Sicherheitsabstandes. Zu diesem Zeitpunkt erkennt ein Fahrer ein langsames Vor-fahrzeug.
CC4 negative Geschwindigkeitsdifferenz	Negative Geschwindigkeitsdifferenz während des Folgevorgangs.
CC5 positive Geschwindigkeitsdifferenz	Positive Geschwindigkeitsdifferenz während des Folgevorgangs. Der positive Wert für CC5 entspricht dem negativen Wert für CC4.
CC6 Einfluss von Geschwindigkeit auf Oszillation	Einfluss des Abstandes auf die Oszillation der Geschwindigkeit während des Folgevorgangs.
CC7 Beschleunigung bei Oszillation	Minimalwert für die absolute Beschleunigung/Verzögerung, den ein Fahrer verwendet, wenn er einem anderen Fahrzeug folgt.
CC8 Beschleunigung aus Stillstand	Die Wunschbeschleunigung aus dem Stillstand wird begrenzt durch die Maximalbeschleunigung der Beschleunigungskurven.
CC9 Beschleunigung bei 80 km/h	Die Wunschbeschleunigung bei 80 km/h wird begrenzt durch die Maximalbeschleunigung der Beschleunigungskurven.

Tab. 2-5: Parameter des Modells WIEDEMANN 99 nach PTV (2021)

3 Erhebungskonzept

3.1 Untersuchungsschwerpunkte und -objekte

Als Grundlage der vorliegenden Untersuchung wurden umfangreiche Verkehrserhebungen zu den in Tab. 3-1 aufgeführten Schwerpunktthemen durchgeführt. Die Auswahl der Untersuchungsobjekte erfolgte getrennt nach den vier Untersuchungsschwerpunkten, bezeichnet mit A bis D, da diese unterschiedliche Messkonzepte und Randbedingungen zur Erhebung der notwendigen Verkehrsdaten erforderten. Dabei wurde eine Verteilung der Messstellen auf verschiedene Regionen angestrebt, sodass repräsentative Verkehrsabläufe an signalisierten Knotenpunkten in Deutschland erhoben werden konnten. Nachfolgend wird eine Übersicht über die betrachteten Untersuchungsobjekte gegeben. Eine detaillierte Abbildung der Messstellen enthält Anhang A.

Bezeichnung	Untersuchungsschwerpunkt	Erhebungsmethodik
A	Sättigungsverkehrsstärken	Haltlinienmessung
B	Belegungszeiten von Fußgänger- und Radfurten	Furtmessung
C	Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen	Multicoptermessung
D	Fahrtzeiten an verkehrsabhängig gesteuerten LSA	Bluetooth-Messung

Tab. 3-1: Untersuchungsschwerpunkte und zugehörige Erhebungsmethoden

3.1.1 Sättigungsverkehrsstärken (A)

Die Fahrstreifen, die für die Erhebung der Sättigungsverkehrsstärken, d. h. der Zeitbedarfswerte und der Anpassungsfaktoren, betrachtet wurden, sind in Tab. 3-2 aufgelistet. Die Nummerierung der Zufahrten sowie die Bezeichnung der Fahrstreifen und Verkehrsströme wurde in der gesamten Untersuchung gemäß dem HBS 2015 durchgeführt, wobei die westliche Zufahrt als Zufahrt 1 definiert und die weiteren Zufahrten entgegen dem Uhrzeigersinn nummeriert werden. Es wurden Erhebungen an insgesamt 50 Fahrstreifen durchgeführt. Dabei wurden sowohl unterschiedliche geometrische und verkehrstechnische Randbedingungen (Fahrstreifenbreite b , Längsneigung s , Abbiegeradius R , zulässige Höchstgeschwindigkeit v_{zul}) als auch verschiedene Verkehrszusammensetzungen (Schwerverkehrsanteil) in der Auswahl der untersuchten Fahrstreifen berücksichtigt. Die Fahrstreifenbreite wurde im Bereich der Haltlinie gemessen. Die Längsneigung sowie der Abbiegeradius wurden gemäß den Vorgaben des HBS 2015 ermittelt (vgl. Kapitel 2.2.1). Um die Grundsättigungsverkehrsstärke möglichst genau bestimmen zu können, wurden auch Fahrstreifen ohne besondere Merkmale betrachtet. Im Untersuchungskollektiv wurden sowohl Fahrstreifen, die von nur einem Verkehrsstrom befahren werden können, als auch Mischfahrstreifen berücksichtigt. Zudem wurden auch Zufahrten betrachtet, bei denen ein Verkehrsstrom mehrere Fahrstreifen (ggf. einschl. Mischfahrstreifen) nutzen kann. Die Dauer der Freigabe variiert zwischen den Untersuchungsobjekten und aufgrund einer verkehrsabhängigen Signalsteuerung teilweise auch innerhalb der einzelnen Untersuchungsobjekte. So konnten sowohl lange als auch kürzere Freigabezeiten untersucht werden. Die Rot/Gelb-Zeit betrug an allen untersuchten LSA eine Sekunde. Die verwendete Methodik für die Erhebung der Sättigungsverkehrsstärken wird in Kapitel 3.2.1 erläutert.

KP Nr.	Ort	Straßen	Zu-fahrt	FS Nr.	FS Bez.	Verkehrs-strom	b [m]	R [m]	s [%]	V _{zul} [km/h]	Q _{S, HBS} [Kfz/h]
1	Bochum	Königsallee L 551 / Markstraße	2	A-1	21	5, 6	3,5	15,0	< 2	70	-
				A-2	22	5	3,5	-			2000
2	Bochum	Nordring B 226 / Herner Straße L 551	1	A-3	13	1	2,9	14,0	< 2	50	1835
3	Bochum	Herner Straße L 551 / Poststraße / Vierhausstraße	2	A-4	21	5, 6	3,2	9,5	< 2	30	-
				A-5	22	5	3	-			2000
			4	A-6	41	11, 12	3	8	< 2	30	-
				A-7	42	11	3	-			2000
4	Bochum	Herner Straße L 551 / Rensingstraße / Cruismannstraße	2	A-8	21	5, 6	3,3	16	< 2	30	-
				A-9	22	5	3,3	-			2000
			4	A-10	41	11, 12	3,3	14	< 2	30	-
				A-11	42	11	3,3	-			2000
5	Essen	Wuppertaler Straße B 227 / Frankenstraße L 441 / Marie-Juchacz-Straße L 925	2	A-12	21	5, 6	3,2	14	< 2	50	-
				A-13	22	5	3,5	-			2000
			4	A-14	42	11	3,5	-	< 2	50	2000
				A-15	43	11	3,5	-			2000
6	Hamburg	Rentzelstraße / An der Verbindungsbahn / Schröderstiftstraße	1	A-16	12	2	3,5	-	< 2	50	2000
				A-17	13	2	3,5	-			2000
			3	A-18	31	8, 9	3,2	10,0	< 2	50	-
				A-19	32	8	3,2	-			2000
7	Kassel	Druseltalstraße L 3218 / Baunsbergstraße L 3217 / Heinrich-Schütz-Allee	1	A-20	11	2, 3	3,5	18,5	-6,5	50	-
				A-21	12	2	3,5	-			2430
			3	A-22	31	8, 9	3,5	16,0	6	50	-
				A-23	32	8	3,2	-			1695
8	Kassel	Ihringhäuser Straße B 3 / Am Fasanenhof / Eisenschmiede	2	A-24	21	5	3,0	-	< 2	50	2000
			4	A-25	41	11, 12	2,9	12,0	-3,5	50	-
				A-26	42	10, 11	2,7	12,5			-
9	Münster	B 219 / Gerichtsstraße / Universitätsstraße	2	A-27	21	5, 6	3,0	9,0	< 2	50	-
				A-28	22	5	3,2	-			2000
			4	A-29	42	11	3,5	-	< 2	50	2000
				A-30	43	11	3,3	-			2000
10	Neuss	Stresemannallee / Willy-Brandt-Ring L 137	1	A-31	12	2	3,1	-	< 2	50	2000
				A-32	13	2	3,1	-			2000
			3	A-33	32	8	3,5	-	< 2	50	2000
				A-34	33	8	3,0	-			2000
			4	A-35	44	10	3,6	43,0	< 2	50	2000
				A-36	45	10	3,5	40,0			2000
			4	A-37	42	11	3,5	-	< 2	50	2000
				A-38	43	11	3,6	-			2000
11	Remscheid	Lenneper Straße B 229 / Hohenhagener Straße	1	A-39	11	2, 3	3,0	7,0	5	50	-
				A-40	12	2	3,0	-			1739
			3	A-41	32	8	3,2	-	< 2	50	2000
				A-42	33	8	3,0	-			2000
12	Wuppertal	Anschluss A 46 / Sonnenborner Ufer B 228	1	A-43	12	2	3,6	-	3,5	50	1810
				A-44	13	2	3,2	-			1810
			2	A-45	21	4, 6	3,2	15,0	< 2	50	-
				A-46	22	4	3,2	12,0			1786
			3	A-47	33	7	3,0	14,0	<2	50	1835
13	Wuppertal	Hoefstraße / Südstraße L 427 / Bahnhofstraße L 70	1	A-48	11	3	3,3	13,0	5	50	1739
			2	A-49	24	4	3,0	15,0	<2	50	1860
			3	A-50	34	7	3,0	19,0	<2	50	1970

Tab. 3-2: Untersuchte Fahrstreifen für die Ermittlung der Sättigungsverkehrsstärken

3.1.2 Belegungszeiten von Fußgänger- und Radfurten (B)

Bei der Auswahl der Messstellen für die Analyse des Einflusses der Fuß- und Radverkehrsströme auf die bedingt verträglich geführten Kfz-Verkehrsströme gemäß Tab. 3-3 wurde darauf geachtet, ein möglichst breites Spektrum an möglichen Randbedingungen abzudecken. Es wurden unterschiedlich lange Furten und verschiedene Führungsformen des Radverkehrs einbezogen. Die Bezeichnung der Furten wurde gemäß dem HBS 2015 gewählt. Die Längen der beiden Teilfurten, die durch die Mittelinsel getrennt werden, wurden als l_{TF1} und l_{TF2} definiert, wobei l_{TF1} die Teilfurt bezeichnet, die mit dem Rechtsabbiegestrom im unmittelbaren Konflikt steht. Die Gesamtlänge der Furt $l_{F,ges}$ wurde als Summe der Längen der Teilfurten und der Länge der Mittelinsel definiert. Die Furten wurden so ausgewählt, dass unterschiedliche Fuß- und Radverkehrsstärken zu erwarten waren. In Kapitel 3.2.2 wird die verwendete Erhebungsmethodik beschrieben.

KP Nr.	Ort	Straßen	Furt Nr.	Furt Bez.	Mittelinsel	l_{TF1} [m]	l_{TF2} [m]	$l_{F,ges}$ [m]	Führung Radverkehr
1	Bochum	Oberstraße / Unterstraße / Hauptstraße	B1	F _A	ja	7,9	10,7	20,0	/
			B2	F _C	ja	6,9	6,0	15,7	/
2	Münster	B 219 / Gerichtstraße / Universitätsstraße	B3	F _A	ja	6,5	6,4	15,3	furtnah
			B4	F _C	nein	12,4	-	12,4	furtnah
3	Münster	Weseler Straße / Bonhoefferstraße / Inselbogen / Kappenberger Damm	B5	F _A	ja	7,2	10,9	21,0	furtnah
			B6	F _C	nein	9,2	-	9,2	furtnah
4	Hamburg	Neuer Pferdemarkt (B 4) / Neuer Kamp	B7	F _C	ja	8,7	10,7	23,0	FS-nah
5	Hamburg	Rentzelstraße / An der Verbindungsbahn / Schröderstiftstraße	B8	F _B	ja	7,0	12,2	21,4	furtnah
			B9	F _C	ja	6,6	14,0	23,0	furtnah
			B10	F _D	ja	7,7	6,7	18,5	furtnah
6	Essen	Rüttenscheider Straße / Martinstraße	B11	F _A	ja	8,2	15,5	23,7	furtnah
			B12	F _C	ja	6,5	9,7	18,8	furtnah

Tab. 3-3: Untersuchte Fußgänger- und Radfurten für die Ermittlung des Einflusses des Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträglich geführte Abbiegeströme

3.1.3 Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (C)

Der Verkehrsablauf auf Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen wurde an den in Tab. 3-4 aufgeführten Zufahrten durch Videomessungen mit einem Multicopter (siehe Kapitel 3.2.3) analysiert. Die Aufstellstreifen unterscheiden sich in ihrer Länge und der Freigabeform. Es wurden Zufahrten mit mehr als einem durchgehenden Fahrstreifen ausgewählt, um Erkenntnisse für eine diesbezügliche Erweiterung des Berechnungsverfahrens des HBS 2015 zu gewinnen.

KP Nr.	Ort	Straßen	kAS Nr.	Zufahrt	kAS Bez.	Verkehrsstrom	Länge [m]	Freigabe
1	Bochum	Wattenscheider Hellweg L 654 / Zeppelindamm L 651 / Berliner Straße L 651	C-1	1	14	1	40	gF
2	Bochum	Königsallee L 551 / Markstraße	C-2	3	33	7	20	gF
3	Essen	Wuppertaler Straße B 227 / Frankenstraße L 441 / Marie-Juchacz-Straße L 925	C-3	3	34	7	24	ngF

Tab. 3-4: Untersuchte Zufahrten für die Modellierung von Fahrstreifen mit kurzem Aufstellstreifen (kAS)

3.1.4 Fahrtzeiten an verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen (D)

Für die Analyse der Wartezeiten an Knotenpunkten mit verkehrsabhängiger LSA-Steuerung wurden drei Erhebungen an den in Tab. 3-5 aufgeführten Untersuchungsstellen (D-1 bis D-3) durchgeführt. Zusätzlich wurden die Daten von Wartezeitmessungen an zehn weiteren Knotenpunkten (D-4 bis D-13) aus der Untersuchung von GEISTEFELDT et al. (2017b) hinzugezogen. Als Steuerungsformen wurden dabei vollver-

kehrsabhängige Schaltungen, die in der Grundstellung die Hauptrichtung dauerhaft freigeben (Hauptrichtung Dauergrün – HDG), und Schaltungen, die in der Grundstellung in eine Alles-Rot-Phase schalten (Alles-Rot), betrachtet. Die Fahrtzeiten wurden in dieser Untersuchung über eine Bluetooth-Wiedererkennung erhoben, welche in Kapitel 3.2.4 beschrieben ist. In der Untersuchung von GEISTEFELDT et al. (2017b) wurden die Wartezeiten mittels Kennzeichenerfassung an jeweils einem Tag erhoben.

KP Nr.	Ort	Straßen	Nr.	Knotenpunkt-typ	Verkehrs-ströme	Steuerungs-form
1	Dortmund	Walzwerkstraße / Sinterstraße	D-1	Einmündung	5, 11	HDG
2	Essen	Fulerumer Straße L 64 / Am Ehrenfriedhof	D-2	Kreuzung	5, 11	HDG
3	Oberhausen	Mellighofer Straße / Nathlandstraße / Falkensteinstraße	D-3	Kreuzung	5, 11	HDG
4	Bochum	Kirchharpener Straße / Heinrichstraße	D-4	Einmündung	alle	Alles-Rot
5	Bochum	Kirchharpener Straße / Ecksee	D-5	Einmündung		Alles-Rot
6	Bochum	Bövinghauser Hellweg L 654 / Dieselstraße	D-6	Einmündung		Alles-Rot
7	Drensteinfurt	B 58 / L 585	D-7	Kreuzung		Alles-Rot
8	Hamm	Wittekindstraße L 507 / Am Lausbach L 881	D-8	Kreuzung		Alles-Rot
9	Hattingen	Wuppertaler Straße L 651 / Denkmalstraße	D-9	Kreuzung		HDG
10	Hennef	B 560 / B 8 / Europaallee L 333	D-10	Kreuzung		HDG
11	Karlsruhe	Haid-und-Neu Straße L 560 / Ostring	D-11	Einmündung		HDG
12	Kassel	B 83 / Nürnberger Straße	D-12	Kreuzung		HDG
13	Lünen	Kamener Straße B 61 / Kreuzstraße	D-13	Kreuzung		HDG

Tab. 3-5: Untersuchte Knotenpunkte für die Ermittlung von Fahrtzeiten an Knotenpunkten mit verkehrsabhängig gesteuerten LSA (1 bis 3: eigene Erhebung, 4 bis 13: aus GEISTEFELDT et al., 2017b)

3.2 Erhebungsmethodik und Datenaufbereitung

3.2.1 Haltlinienmessung

Für die Erhebung von Zeitbedarfswerten zur Ermittlung der Sättigungsverkehrsstärken muss der genaue Überfahrtzeitpunkt jedes Fahrzeugs, welches den betrachteten Fahrstreifen befährt, an der Haltlinie erfasst werden. Dafür wurde der Verkehrsablauf an der Haltlinie an den in Tab. 3-2 aufgelisteten Fahrstreifen mittels Videotechnik erfasst. An jedem Fahrstreifen wurde jeweils eine Kamera auf die Haltlinie (Kamera 1 in Bild 3-1 links) und eine Kamera auf den Signalgeber (Kamera 2 in Bild 3-1) ausgerichtet, die den Verkehrsablauf synchron aufnehmen. Über einen Zeitstempel zu Beginn der Aufnahmen konnten die Videos in einer simultanen Nachbearbeitung mit dem Videoschnittprogramm DaVinci Resolve 16 auf einen Frame genau synchronisiert werden. Durch die verwendete Bildfrequenz von 25 fps ist so eine maximale Genauigkeit von 0,04 s möglich. Die Standorte und Stativhöhen wurden so gewählt, dass die Haltlinie möglichst nicht durch andere Verkehrsteilnehmer verdeckt werden konnte und die Kamera für die Verkehrsteilnehmer unauffällig positioniert war (Bild 3-1). Des Weiteren wurde durch die eingestellte Perspektive und die Aufnahme in geringer Videobildauflösung die Erfassung von personenbezogenen Daten ausgeschlossen. Die Dauer der Videoerhebungen betrug jeweils mindestens vier Stunden während der Morgen- oder Nachmittagsspitze. An einer Vielzahl der ausgewählten Knotenpunkte wurde die Erhebung über zwölf Stunden durchgeführt, um so einen möglichen auslastungsbedingten Unterschied der Sättigungsverkehrsstärken im Tagesverlauf untersuchen zu können und das Datenkollektiv durch Betrachtung beider Verkehrsspitzen zu erweitern. Die Aufnahmen wurden ohne Unterbrechung durchgeführt. Eine Synchronisation der Kameras war daher nur zu Beginn der Aufnahmen erforderlich, wurde jedoch kontinuierlich über den gesamten Erhebungszeitraum überprüft. Alle Erhebungen wurden bei trockener Fahrbahn und hellen Lichtverhältnissen durchgeführt.

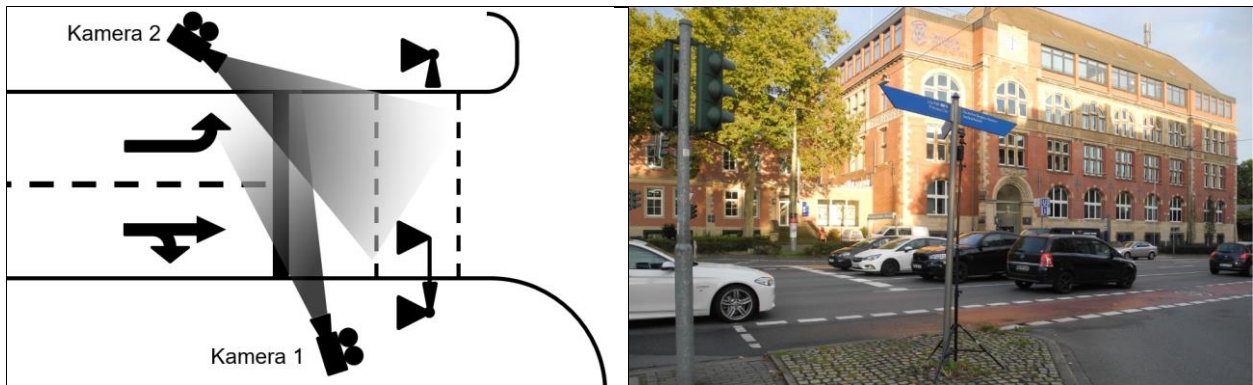


Bild 3-1: Messaufbau in einer Zufahrt (links) und Beispiel für die Positionierung der Kamera 2 (rechts)

Die Auswertung der Aufnahmen erfolgte manuell mit Hilfe eines VBA-basierten Auswertungstools. Das Tool ermöglicht die synchrone Steuerung der beiden Videos über verschiedene Steuerungselemente. Dabei können sowohl die Abspielgeschwindigkeit angepasst als auch eine Betrachtung in einzelnen Frames durchgeführt werden, wodurch eine genaue Zeitstempelerfassung ermöglicht wird. Im Tool erfolgte die Auswertung nach Umläufen getrennt. Betrachtet wurde immer nur ein Fahrstreifen, der dem Untersuchungskollektiv in Tab. 3-2 eindeutig zugeordnet wurde. Es wurde jeweils ein Zeitstempel für den Beginn und das Ende der Freigabe des betrachteten Fahrstreifens gesetzt. So konnten sowohl festzeitgesteuerte als auch verkehrsabhängige Schaltungen untersucht werden, da in jedem Umlauf die Freigabezeit einzeln erhoben wurde. Für jedes Fahrzeug, welches im Umlauf auf dem betrachteten Fahrstreifen abgeflossen ist, wurde ein Zeitstempel bei der Überfahrt der Haltlinie mit der Angabe des Fahrzeugtyps gespeichert. Bei der Betrachtung von Mischfahrstreifen wurde zusätzlich die Fahrtrichtung jedes Fahrzeugs festgehalten, damit im Nachgang eine eindeutige Zuordnung der einzelnen Zeitstempel zum abbiegenden und geradeausfahrenden Verkehrsstrom erfolgen konnte. Sofern eine Behinderung des abbiegenden Verkehrsstroms z. B. durch bevorrechtigte Fußgänger stattfand, wurde dies vermerkt, da in diesem Fall kein gesättigter Abfluss herrschte und die Zeitbedarfswerte beeinflusst waren. Zudem wurden die vollständig gesättigten Umläufe durch eine Angabe markiert und in jedem Umlauf das Ende der Warteschlange der bei Grünbeginn abfließenden Fahrzeuge erfasst. Des Weiteren wurden noch zusätzliche Angaben zu Unregelmäßigkeiten des Verkehrsflusses in einem Umlauf, wie z. B. eine Blockade des Knotenpunktes oder die Überfahrt eines Rettungsfahrzeugs, ermittelt, um diese Umläufe in der weiteren Auswertung nicht weiter zu berücksichtigen. Alle erhobenen Informationen wurden in einer Datenbank gespeichert, welche über alle betrachteten Fahrstreifen 18.091 Umläufe mit insgesamt 192.162 einzelnen Fahrzeugen umfasst.

Die Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken wurden anschließend durch die Auswertung der Zeitstempel der abfließenden Fahrzeuge an der Haltlinie und den Zeitstempeln des Beginns und des Endes der Freigabezeit bestimmt. Als Erhebungsverfahren der mittleren Zeitbedarfswerte wurde das Zeitlückenverfahren nach GREENSHIELDS et al. (1947) gewählt. Zum einen liefert das Zeitlückenverfahren deutlich mehr Ergebnisse, da für betrachtete Umläufe keine Vollausslastung vorausgesetzt wird. Zum anderen können nur mit diesem Verfahren positionsabhängige Zeitbedarfswerte ermittelt werden, die z. B. für eine detaillierte Auswertung von Mischfahrstreifen oder für die Analyse unterschiedlicher Fahrzeugtypen benötigt werden. Ein Vergleich mit dem Querschnittsverfahren ist in Kapitel 4.1.7 dokumentiert. Mithilfe einer automatischen Verarbeitung der einzelnen Zeitstempel konnten die positionsabhängigen Zeitbedarfswerte der Fahrzeuge eines Umlaufs fahrstreifenfein, an Mischfahrstreifen auch verkehrsstromfein, berechnet werden. Als mittlerer Zeitbedarfswert für die Bestimmung der Sättigungsverkehrsstärke wurde der Mittelwert der Positionen 5 bis 10 gewählt. Die Berechnung wurde mit Gleichung (2-1) durchgeführt.

Als räumlicher Bezugspunkt am Fahrzeug wurde bei der Zeitstempelerfassung in Anlehnung an die Untersuchungen von AHN (1987), AXHAUSEN et al. (1989), HOFFMANN und NIELSEN (1994) sowie SCHNABEL et al. (2005) die Fahrzeugfront gewählt. Somit stellt ein daraus resultierender Zeitbedarfswert die Bruttozeitlücke zwischen den beiden Überfahrtzeitpunkten der Fahrzeugfronten zweier aufeinander folgender Fahrzeuge an der Haltlinie dar, wodurch die Dauer der Überfahrt der Fahrzeuglänge eines Fahrzeugs n im Zeitbedarfswert des Fahrzeugs $n+1$ berücksichtigt wird. Die Startzeitlücke, also der Zeitbedarfswert der ersten Anfahrposition, wurde zwischen dem Beginn der Freigabezeit und der Haltlinienüberfahrt der Fahrzeugfront des ersten Fahrzeugs definiert. Die Rot/Gelb-Zeit ist somit nicht enthalten.

Bei der Bestimmung der Zeitbedarfswerte wurden ausschließlich gesättigt abfließende Fahrzeuge betrachtet. Alle Fahrzeuge, die nicht gesättigt abfließen, also aufgrund ihrer Ankunft am Knotenpunkt nicht direkt einem vorausfahrenden Fahrzeug folgen, wurden aus der Auswertung zunächst ausgeschlossen. In der weiteren Analyse wurden dann nur Umläufe berücksichtigt, in denen mindestens 10 Fahrzeuge unter gesättigten Bedingungen abgeflossen sind, da nur so ein repräsentativer Zeitbedarfswert, der sich erst nach der vierten Anfahrposition einstellt, ermittelt werden konnte. Zudem konnte durch diese Betrachtung davon ausgegangen werden, dass ein ausreichender Verkehrsdruck vorhanden ist, um den Sättigungsfluss zu erreichen. Bei der Analyse der Überfahrzeitdifferenzen von Freigabezeiten unter 20 s, die mit üblichen Zeitbedarfswerten keine Überfahrt von mindestens 10 Fahrzeugen ermöglichen, wurde die Mindestanzahl gesättigt abfließender Fahrzeuge entsprechend der jeweiligen Freigabezeit reduziert.

Aufgrund der detaillierten Zeitstempelerfassung konnten Umläufe mit Besonderheiten, die keine Erhebung repräsentativer Zeitbedarfswerte ermöglichen (z. B. Rückstaubildung im Knoteninnenraum oder Behinderung des Abbiegens durch bevorrechtigten Fußverkehr), automatisch aus der Auswertung ausgeschlossen werden. Für die Analyse der einzelnen Untersuchungsschwerpunkte konnte die Auswertung der Zeitbedarfswerte weiter spezifiziert werden. Es konnte beispielsweise die Berücksichtigung von bestimmten Fahrzeugtypen oder von behindert sowie nicht behindert abbiegenden Fahrzeugen verhindert werden.

Da für alle Fahrzeuge, die die Haltlinie während des Untersuchungszeitraums überquert haben, ein Zeitstempel erfasst wurde, konnten ebenfalls die Anzahl der Gelb- und Rotfahrer und deren Überfahrzeitpunkte nach dem Freigabezeitende quantifiziert werden.

3.2.2 Furtmessungen

Der Einfluss des Fuß- und Radverkehrs bei bedingt verträglicher Führung der Abbiegeströme wird im HBS 2015 über die theoretische fußgänger- und radfahrerfreie Freigabezeit berücksichtigt, die im Wesentlichen von der Belegungszeit der Furt abhängig ist (vgl. Kapitel 2.2.1 und 2.3.2). Die Belegungszeit, die im HBS 2015 nach Gleichung (2-9) berechnet wird, beschreibt die Dauer der Freigabezeit, in der die Furt durch Fußgänger und Radfahrer blockiert wird, sodass der konkurrierende Kfz-Verkehrsstrom nicht abfließen kann.

Um die Belegungszeiten der in Tab. 3-3 aufgelisteten Fußgänger- und Radfahrerfurten und den daraus resultierenden Einfluss auf die abbiegenden Fahrzeuge zu erheben, wurden diese ebenfalls mit Kameras erfasst. Für jede Furt wurde eine Kamera im Seitenraum der Straße auf einem Hochstativ aufgebaut. Die Videobildauflösung und Bildfrequenz wurde analog zur Erhebung der Sättigungsverkehrsstärken gewählt. Da an den Furten Kameras mit Weitwinkelobjektiv verwendet wurden, konnte eine Furt jeweils durch eine Kamera aufgenommen werden. Eine Synchronisation war daher nicht erforderlich.

Die Belegung einer Furt impliziert nicht zwangsläufig die Anwesenheit eines oder mehrerer Fußgänger oder Radfahrer auf der gesamten Furt, da bei ausreichenden Platzverhältnissen ein Abfließen der Fahrzeuge bereits erfolgen kann, obwohl sich z. B. noch ein Fußgänger auf der Furt befindet. In vergangenen Studien wurde die Belegungszeit als Aufenthaltszeit eines Fußgängers oder Radfahrers auf der Belegungsfläche definiert, welche nur die relevante Teilfläche der Furt darstellt, deren Belegung zu einer Blockierung des Kfz-Verkehrsstroms führt (vgl. KRAUS und TRAPP, 1986; TARKO und GACA, 1991). Die Fläche setzt sich aus der direkten Konfliktfläche der Kraftfahrzeug- und Fuß- bzw. Radverkehrsströme und zusätzlichen Sicherheitsabständen vor und nach dem Queren dieser Fläche zusammen (vgl. Bild 2-11). Dabei können aber auch bereits Flächen unmittelbar vor der Furt, also vor dem Betreten der Fahrbahn, zur Belegungsfläche hinzugerechnet werden. Die Definition dieser Fläche ist entscheidend für die resultierende Belegungszeit.

Ein Großteil der Belegung erfolgt unmittelbar nach dem Beginn der Freigabe, da zunächst der Fußgänger- und Radfahrerpulk quert, der sich über die vergangene Sperrzeit angestaut hat. Jedoch berücksichtigt die Belegungszeit ebenfalls die zeitliche Blockierung der Furt, die während des Durchsetzens des Fuß- und Radverkehrsstroms nach dem Queren des ersten Pulks auftritt und aus zufälligen Ankünften einzelner Fußgänger und Radfahrer resultiert. Die Ankunftsverteilung wird analog zu vergangenen Studien zunächst nicht berücksichtigt.

Für die Auswertung ist eine Unterscheidung der Gehrichtungen, auch Querungsrichtungen genannt, von Bedeutung. Diese wurden analog zu Bild 2-11 als Gehrichtung 1 (dem Rechtabbiegestrom gleichgerichtet)

und Gehrichtung 2 (dem Rechtsabbiegestrom entgegengerichtet) bezeichnet. Die Belegungszeiten für Fußgänger und Radfahrer werden in dieser Untersuchung getrennt voneinander erhoben, um diese auch getrennt voneinander analysieren zu können. Zudem wirken sich die vergleichsweise schnellen Radfahrer und die langsameren Fußgänger unterschiedlich auf die Blockierung der Furt aus, sodass eine getrennte Erhebung notwendig ist.

Als grundlegendes Modell der Belegungsfläche wurde für Fußgängerfurten in dieser Untersuchung der Ansatz von KRAUS und TRAPP (1986) verwendet, welcher auch der im HBS 2015 verwendeten Gleichung zugrunde liegt. Dabei wird die Belegungsfläche in die Konfliktfläche und Sicherheitsabstände vor und hinter der Konfliktfläche unterteilt (vgl. Bild 2-11). Da ein Fußgänger seine Gehgeschwindigkeit während der Querung im Regelfall nicht maßgeblich verändert, kann die Belegungszeit aus den Querungszeitpunkten, den Querungsgeschwindigkeiten und den Abmessungen der Belegungsfläche errechnet werden. Dies hat den maßgeblichen Vorteil, dass die Fläche nicht im Vorfeld der Erhebung definiert werden muss, sondern aus den empirischen Erkenntnissen abgeleitet und jederzeit angepasst werden kann. Die Querungszeitpunkte wurden mithilfe von Zeitstempeln bestimmt, die aus den Videos mithilfe eines Auswertungstools ermittelt wurden. Dabei wurden auch der Beginn und das Ende der Freigabezeit sowie die Querungsrichtung der Fußgänger erfasst. Aus der zeitlichen Differenz zwischen dem Betreten und Verlassen der Fahrbahn sowie der Furtbreite wurden die mittleren Querungsgeschwindigkeiten der einzelnen Fußgänger ermittelt. Über eine automatisierte Auswertung wurde anschließend die zeitliche Belegung der Belegungsfläche durch die einzelnen Fußgänger errechnet und daraus die Belegungszeit der Furt ermittelt. Dabei müssen die sich überschneidenden Zeiten, bei denen mehrere Fußgänger auf der Belegungsfläche anwesend sind, ermittelt werden, sodass diese nur einmal berücksichtigt werden. In Bild 3-2 ist die Ermittlung der Belegungszeit für einen Umlauf exemplarisch dargestellt. Die gesamte Belegungszeit des Umlaufs errechnet sich als Summe der einzelnen zeitlichen Belegungen (in diesem Beispiel $t_{BZ,1}$ und $t_{BZ,2}$). Die Belegungszeit bezeichnet somit die zeitliche Blockade über die gesamte Freigabezeit und berücksichtigt neben dem Abfluss des ersten Fußgängerpulses auch die während des Durchsetzens im weiteren Freigabeverlauf blockierte Zeit.

Die direkte Konfliktfläche eines Fahrzeugstroms und eines Fußgängerstroms, die von KRAUS und TRAPP zu 1,8 m gewählt wurde, wird mit einer Länge von 2,0 m angesetzt. Damit wird die Entwicklung der gestiegenen Fahrzeugbreite berücksichtigt, die z. B. von GERIKE et al. (2020) berichtet wird. Die Erhebung repräsentativer Sicherheitsabstände vor und nach den querenden Fußgängern wird in Kapitel 4.2.2 erläutert. Der Beginn der Konfliktfläche aus Sicht der gleichgerichtet querenden Fußgänger wurde um 1,0 m vom Fahrbahnrand abgerückt. Das methodische Vorgehen der Belegungszeitermittlung der Radfurten ist identisch zu den Fußgängerfurten. Als Breite der Konfliktfläche wird ebenfalls 2,0 m verwendet. Jedoch müssen die Sicherheitsabstände differenziert gewählt werden, da aufgrund der höheren Fahrgeschwindigkeit eines Radfahrers, die für abbiegende Fahrzeugführer allgemein schwierig abzuschätzen ist, bereits in einem größeren Abstand vor dem Radfahrer gehalten werden muss.

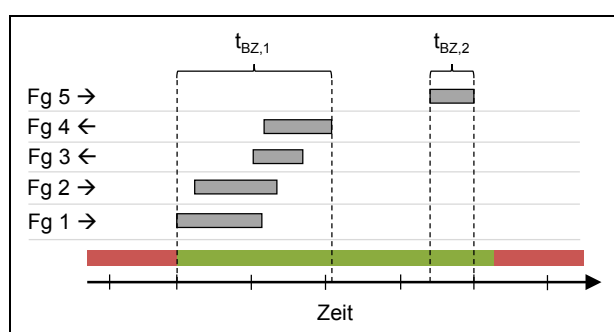


Bild 3-2: Beispiel für die Zusammensetzung der Belegungszeit eines Umlaufs aus den Belegungszeiten einzelner Fußgänger (Fg) beider Gehrichtungen einer Fußgängerfurt

3.2.3 Multicoptermessungen

Um den Verkehrsablauf an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen zu analysieren, wurden an den in Tab. 3-4 aufgeführten Messstellen Multicoptermessungen durchgeführt. Dabei wurden die betrachteten Zufahrten über jeweils vier Stunden (mit kurzen Unterbrechungen von ca. 2 min für den Akkuwechsel) aus der Luft gefilmt. Durch die konstante Flughöhe von 100 m konnte der Verkehrsablauf in der

gesamten Zufahrt einschließlich des Verzweigungspunktes des kurzen Aufstellstreifens aufgezeichnet werden.

An den kurzen Aufstellstreifen sind besonders die Fahrstreifenaufteilungen, die das taktische Fahrverhalten der Verkehrsteilnehmer charakterisieren, relevant. Diese wurden über manuelle Zählungen aus den Videos erhoben. In Bild 3-3 ist der Aufnahmebereich des Multicopters exemplarisch dargestellt. Zudem können Konfliktsituationen aus den Aufnahmen detailliert erkannt und Aufstelllängen abgemessen werden.



Bild 3-3: Beispiel des Aufnahmebereichs

3.2.4 Bluetooth-Messungen

Die Fahrtzeiten an verkehrsabhängig gesteuerten Knotenpunkten, welche unmittelbare Rückschlüsse auf die entstehenden Wartezeiten liefern, wurden anhand von Bluetooth-Messungen erhoben. Jedes eingeschaltete bluetoothfähige Gerät (Mobiltelefon, Navigationsgerät usw.) besitzt eine individuelle Media-Access-Control-Adresse (MAC), die von Bluetooth-Detektoren erfasst und mit der Angabe eines Zeitstempels verschlüsselt gespeichert werden kann. Somit kann durch einen Datenabgleich zweier Bluetooth-Detektoren die Fahrtzeit von zwei Verkehrsströmen zwischen den Standorten als Differenz der beiden Zeitstempel fahrtrichtungsfein ermittelt werden. Da durch die Bluetooth-Messung nur ein Teil der Fahrzeuge erfasst werden kann, wurden parallel dazu die Verkehrsstärken in den Zufahrten mit Seitenradargeräten oder anhand der Auswertung der LSA-Detektoren erfasst. Die Messungen wurden jeweils über einen Zeitraum von einer Woche durchgeführt, um unterschiedliche Verkehrsbelastungen an den Knotenpunkten betrachten zu können. Die Schaltdaten der LSA und Protokolle der Detektoranforderungen wurden für den Messzeitraum von den Straßenbetreibern bereitgestellt. Die Standorte der Geräte wurden so gewählt, dass die gesamte Wartezeit für alle Fahrzeuge in einem ggf. entstandenen Rückstau erfasst werden konnte.

4 Auswertung und Analyse der empirischen Daten

4.1 Sättigungsverkehrsstärken (A)

4.1.1 Ermittlung der Grundsättigungsverkehrsstärke

Als Grundlage aller weiteren Auswertungen der Sättigungsverkehrsstärke und ihrer Anpassungsfaktoren wurde zunächst die Grundsättigungsverkehrsstärke bestimmt. Eine abgesicherte Erhebung dieser Kenngröße ist von hoher Bedeutung, da sie den unbeeinflussten Zustand des Sättigungsabflusses repräsentiert und somit als Vergleichswert für die Ermittlung aller weiteren Einflussgrößen gilt. Wie sich schon geringe Fehleinschätzungen der Sättigungsverkehrsstärke auf berechnete mittlere Wartezeiten im Bewertungsverfahren des HBS 2015 auswirken, ist in Bild 2-8 dargestellt. Dort wird der korrespondierende mittlere Zeitbedarfswert ohne weitere Beeinflussungen mit 1,8 s angegeben, was einer Grundsättigungsverkehrsstärke von 2000 Kfz/h entspricht. Die Startzeitverluste auf den ersten Anfahrpositionen werden mit den Überfahrzeitgewinnen am Ende der Freigabezeit verrechnet und in der effektiven Freigabezeit berücksichtigt, die im HBS 2015 „Abflusszeit“ genannt wird (siehe Kapitel 4.1.6). Daher wirken sie sich nicht auf die Grundsättigungsverkehrsstärke aus.

Um den unbeeinflussten Zustand zu analysieren, wurden nur Geradeausfahrstreifen betrachtet, die keine geometrischen Besonderheiten (enge Fahrbahn, Steigung oder Gefälle, Abbiegeradius etc.) aufweisen, nicht als Mischfahrstreifen geführt werden und auf denen eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h gilt. Zudem wurden lediglich Umläufe mit reinem Pkw-Abfluss berücksichtigt. Es wurde keine Einschränkung bzgl. des Untersuchungszeitraums getroffen. Die Fahrstreifen, die zur Ermittlung der Grundsättigungsverkehrsstärke analysiert wurden, sind in Tab. 4-1 angegeben. Der mittlere Zeitbedarfswert eines Fahrstreifens $\bar{t}_{B,5-10}$, welcher den Sättigungsabfluss darstellt, sowie der Median des Zeitbedarfswertes $\bar{t}_{B,5-10}$ wurden anhand der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte auf den Anfahrpositionen 5 bis 10 berechnet, da ab der fünften Position im Allgemeinen die Sättigungsverkehrsstärke erreicht wird. In einzelnen vergangenen Studien wurde die Beobachtung gemacht, dass die Sättigungsverkehrsstärke auch nach der zehnten Position, also einer Freigabezeit von über 20 s, noch weiter ansteigt. Für die Grundsättigungsverkehrsstärke werden dennoch nur die Fahrzeuge bis zur zehnten Position betrachtet, da sie die Sättigungsverkehrsstärke repräsentieren soll, die bei gewöhnlichen Freigabezeiten in jedem Fall erreicht werden kann. In Kapitel 4.1.3 werden die Auswirkungen der Freigabedauer detailliert betrachtet.

Insgesamt wurden 1117 Umläufe mit gesättigtem Abfluss zur Ermittlung der Grundsättigungsverkehrsstärke betrachtet, sodass dem berechneten mittleren Zeitbedarfswert über alle Fahrstreifen einzelne Zeitbedarfswerte von insgesamt 6702 Fahrzeugen auf den Anfahrpositionen 5 bis 10 zugrunde liegen. Die Spanne der gemessenen mittleren Zeitbedarfswerte der Fahrstreifen reicht von 1,71 bis 1,95 s, wobei die Standardabweichung der einzelnen Zeitbedarfswerte zwischen den Fahrstreifen nur geringfügig variiert und allgemein in der Größenordnung vergangener Untersuchungen liegt (vgl. z. B. HOFFMANN und NIELSEN, 1994). Die resultierenden fahrstreifenfeinen mittleren Sättigungsverkehrsstärken wurden anschließend über Gleichung (2-1) bestimmt und liegen folglich zwischen 1855 und 2117 Kfz/h. Die Schwankung der umlauffeinen Sättigungsverkehrsstärke ist deutlich größer.

Der mittlere Zeitbedarfswert beträgt über alle betrachteten Fahrstreifen 1,82 s, was einer Grundsättigungsverkehrsstärke von 1978 Kfz/h entspricht. Das 95 %-Konfidenzintervall ergibt sich zu [1,81; 1,83]. Werden die mittleren Zeitbedarfswerte der einzelnen Fahrstreifen arithmetisch gemittelt, berechnet sich dieser mittlere Zeitbedarfswert zu 1,83 s. Damit liegt die ermittelte Grundsättigungsverkehrsstärke von 1967 Kfz/h um 33 Kfz/h oder 1,8 % unter dem Standardwert des HBS. Unter Berücksichtigung der in Kapitel 4.1.3 dargestellten Einflüsse der Auslastung kann die Verwendung eines Zeitbedarfswertes von 1,80 s als Standardwert im HBS-Berechnungsverfahren für Geradeausfahrstreifen ohne geometrische oder verkehrliche Besonderheiten und mit $v_{zul} = 50$ km/h mit den vorliegenden Daten bestätigt werden.

FS Nr.	Anz. t_B (U) [-]	$\bar{t}_{B,5-10}$ [s]	σ_{5-10} [s]	$\bar{t}_{B,5-10}$ [s]	$q_s(\bar{t}_{B,5-10})$ [Kfz/h]
A-13	1296 (216)	1,75	0,45	1,67	2057
A-14	96 (16)	1,92	0,55	1,83	1875
A-15	372 (62)	1,72	0,50	1,63	2093
A-16	252 (42)	1,93	0,50	1,87	1865
A-17	840 (140)	1,81	0,47	1,73	1988
A-19	492 (82)	1,92	0,51	1,85	1875
A-28	390 (65)	1,95	0,50	1,9	1846
A-29	216 (36)	1,82	0,46	1,76	1978
A-30	432 (72)	1,82	0,50	1,76	1978
A-31	90 (15)	1,82	0,46	1,74	1978
A-32	102 (17)	1,76	0,45	1,72	2045
A-33	144 (24)	1,87	0,47	1,85	1925
A-34	276 (46)	1,71	0,47	1,62	2105
A-37	96 (16)	1,79	0,43	1,73	2011
A-38	336 (56)	1,72	0,49	1,61	2093
A-41	372 (62)	1,88	0,52	1,79	1914
A-42	900 (150)	1,84	0,51	1,75	1956
ges.	6702 (1117)	1,82	0,49	1,74	1978

Tab. 4-1: Ermittelte Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken an Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten

In Bild 4-1 sind die Zeitbedarfswerte auf den Anfahrpositionen 5 bis 10 der einzelnen Fahrstreifen als Boxplots dargestellt. Die Whisker repräsentieren die 2,5 %- bzw. 97,5 %-Quantile und die Punkte die Minima und Maxima der Verteilung. Die mittleren Zeitbedarfswerte sind zusätzlich als Kreuze gekennzeichnet. Es fällt auf, dass der Median an allen betrachteten Untersuchungsstellen deutlich unter dem Mittelwert liegt. Über alle Fahrstreifen entspricht der mittlere Zeitbedarfswert dem 56 %-Quantil der Zeitlückenverteilung auf den Positionen 5 bis 10. Diese systematische Abweichung wurde bereits in der Untersuchung von AXHAUSEN et al. (1989) ermittelt. In der Studie wird der Median als der geeignetere Wert für die Beschreibung des Sättigungsabflusses genannt, da er geringer von Ausreißerwerten beeinflusst wird. Die Einzelwerte verteilen sich aufgrund eines Mindestabstands zwischen Fahrzeugen nicht gleichmäßig um den Mittelwert, sodass die Werte oberhalb des Mittelwertes stärker ausreißern können, was z. B. auch durch die Lage der 2,5 %- und 97,5 %-Quantile erkennbar ist. In der vorliegenden Studie wird jedoch der Mittelwert der Zeitbedarfswertverteilung als maßgebender Parameter für die Ermittlung der Grundsättigungsverkehrsstärke verwendet, da eine repräsentative Abbildung des gesamten Verkehrsablaufs an Knotenpunkten mit LSA unter Berücksichtigung aller Fahrverhaltensweisen das Ziel der Untersuchung ist.

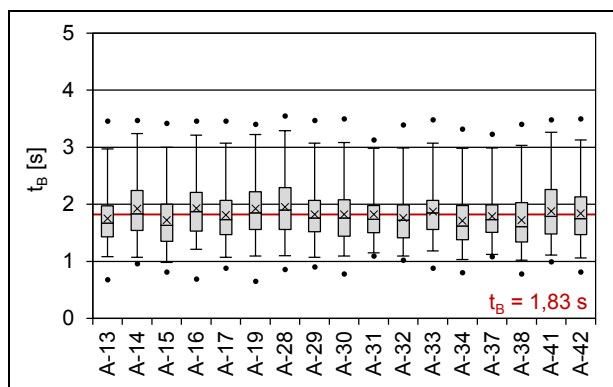


Bild 4-1: Boxplots der Zeitbedarfswerte auf den Anfahrpositionen 5 bis 10 an Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten

Um den detaillierten Verlauf der Sättigungsverkehrsstärken analysieren zu können, sind in Tab. 4-2 die Kennwerte der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte gemittelt über alle in Tab. 4-1 aufgeführten Fahrstreifen dargestellt. Die Anzahl der zugrundeliegenden Umläufe ist auf allen dargestellten Positionen identisch, da nur Umläufe betrachtet wurden, in denen mindestens 10 Fahrzeuge abgeflossen sind. In Bild 4-2 sind

die einzelnen und kumulierten positionsabhängigen Zeitbedarfswerte als Boxplots dargestellt. Zusätzlich sind die kumulierten Verteilungen der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte über alle in Tab. 4-1 aufgeführten Fahrstreifen in Bild 4-3 abgebildet. Der Verlauf der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte zeigt eine für deutsche Verhältnisse typische Abhängigkeit von der Anfahrposition. Die Fahrzeuge auf der ersten Anfahrposition weisen einen im Mittel geringeren Zeitbedarfswert auf, was im Wesentlichen an der Definition der räumlichen und zeitlichen Bezugspunkte bei der Ermittlung der Zeitbedarfswerte liegt (vgl. Kapitel 2.3.1). Auffällig ist, dass die gemessenen Zeitbedarfswerte der ersten Anfahrposition mit 1,36 s geringfügig höher sind als in vergangenen Untersuchungen an LSA in Deutschland mit gleichen räumlichen Bezugspunkten. WOLFERMANN (2009) ermittelte an drei LSA im Mittel einen Zeitbedarfswert von 1,2 s. In der Untersuchung von HOFFMANN und NIELSEN (1994) wurde an der einzigen LSA mit einer Rot/Gelb-Zeit von einer Sekunde ein Zeitbedarfswert von 1,24 s erhoben. Von VORTISCH et al. (2020) wurde jedoch auch eine hohe Anfahrzeit von 2,5 s mit dem Beginn des Rot/Gelb-Signals als zeitlichen Bezugspunkt bzw. 1,5 s mit dem Grünbeginn als zeitlichen Bezugspunkt und einer Rot/Gelb-Zeit von 1 s gemessen. Die Erhöhung könnte unter anderem an der deutlich stärkeren Verbreitung der Start-Stopp-Automatik in den Fahrzeugen liegen, die den Motor bei längeren Standphasen abschaltet und erst bei der Weiterfahrt automatisch wieder einschaltet. Dieser Vorgang kann zu einer geringen Startverzögerung und einem verringerten Beschleunigungsvermögen beim Anfahrvorgang der Fahrzeuge führen, die sich maßgeblich auf die erste Anfahrposition auswirkt (vgl. FONSECA et al., 2011). Auch andere zusätzliche Ursachen wie eine Ablenkung durch Navigationsgeräte oder Mobiltelefone wären hier denkbar. Dennoch liegt der erste Zeitbedarfswert unter dem mittleren Zeitbedarfswert und stellt somit einen Zeitgewinn dar. Auf den Positionen 2 bis 2 treten erwartungsgemäß höhere Zeitbedarfswerte auf und nähern sich ab der fünften Position einem nahezu konstanten Wert an, sodass hier vom Erreichen des Sättigungsflusses gesprochen werden kann. Die Auswirkungen des Verlaufs der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte auf die effektive Freigabezeit werden in Kapitel 4.1.6 diskutiert. Die Streuung der Zeitbedarfswerte weist auf allen Positionen ein ähnliches Ausmaß auf und ist vergleichbar mit vergangenen Untersuchungen (vgl. HOFFMANN und NIELSEN, 1994).

		Anfahrposition									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mittelwert	[s]	1,36	2,62	2,17	2,04	1,90	1,82	1,82	1,79	1,77	1,79
σ	[s]	0,47	0,52	0,51	0,51	0,48	0,47	0,49	0,48	0,49	0,52
Median	[s]	1,34	2,58	2,12	1,97	1,84	1,75	1,75	1,72	1,68	1,70
Q _{2,5 %}	[s]	0,45	1,67	1,35	1,23	1,17	1,15	1,09	1,06	1,03	1,02
Q _{97,5 %}	[s]	2,23	3,71	3,38	3,29	3,02	2,89	2,96	2,96	2,97	3,03
Anzahl U	[-]	1117									

Tab. 4-2: Positionsabhängige Zeitbedarfswerte aller Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten

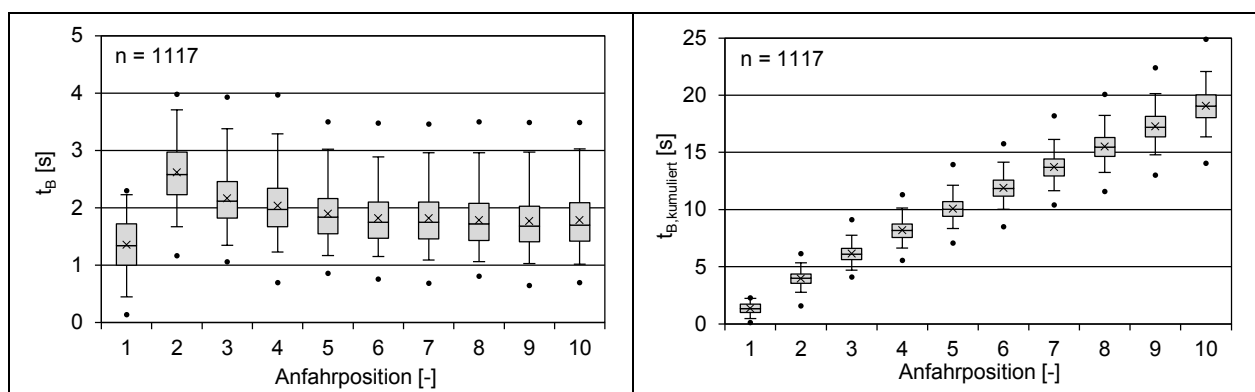


Bild 4-2: Boxplot der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte (links) und der kumulierten Zeitbedarfswerte (rechts) der ersten zehn Anfahrpositionen aller Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten

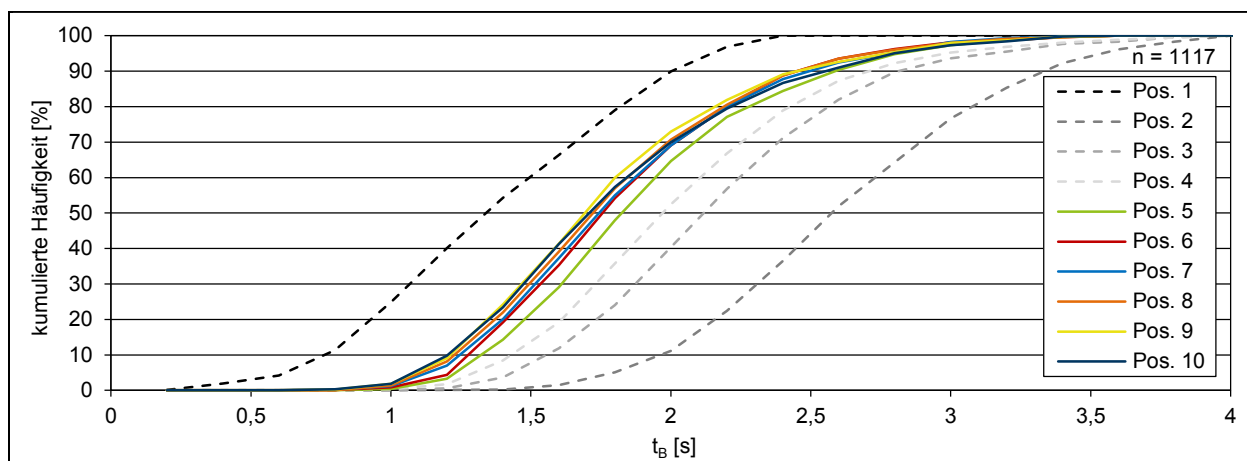


Bild 4-3: Kumulierte Häufigkeitsverteilungen der Zeitbedarfswerte auf den einzelnen Anfahrpositionen aller 1117 Umläufe an den Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten

In Bild 4-4 ist die Verteilung der einzelnen Zeitbedarfswerte auf den Positionen 1 bis 10 aus den 1117 Umläufen aller in Tab. 4-1 berücksichtigten Fahrstreifen dargestellt. Erneut zeigt sich deutlich, dass die Sättigungsverkehrsstärke keine konstante Kenngröße ist, sondern zwischen den Umläufen schwankt und als Zufallsgröße aufgefasst werden muss. Dies konnte bereits durch die Streuung der mittleren und positionsabhängigen Zeitbedarfswerte anhand der Standardabweichung beobachtet werden (vgl. Tab. 4-1 und Tab. 4-2). Im Mittel resultiert daraus ein Variationskoeffizient von $0,49 / 1,82 = 0,269$. Die Streuungen entstehen aufgrund des individuellen Fahr- und Abstandsverhaltens der einzelnen Verkehrsteilnehmer. Ähnliche Phänomene können auch bei Kapazitäten anderer Verkehrsanlagen wie z. B. der Kapazität von Autobahnen beobachtet werden. Inwieweit diese Schwankungen der Sättigungsverkehrsstärke die Qualität des Verkehrsablaufs beeinflussen, kann hier nicht bewertet werden. In den nationalen und internationalen Berechnungsverfahren werden diese nicht berücksichtigt, da die Sättigungsverkehrsstärke in der Modellvorstellung sowohl in einem Umlauf als auch zwischen mehreren Umläufen als konstant angenommen wird. Eine direkte Berücksichtigung ist nur in mikroskopischen Verkehrsflusssimulationen möglich. Die Analyse der Auswirkungen dieser Schwankungen sollte Gegenstand zukünftiger Forschung sein.

Insgesamt zeigt die Verteilung in Bild 4-4 zudem, dass die Auswahl der Messstellen eine sehr realistische Schätzung der mittleren Grundsättigungsverkehrsstärke ermöglicht, da keine maßgeblichen Abweichungen erkennbar sind, die auf Ausreißerwerte einzelner Messstellen zurückzuführen sind.

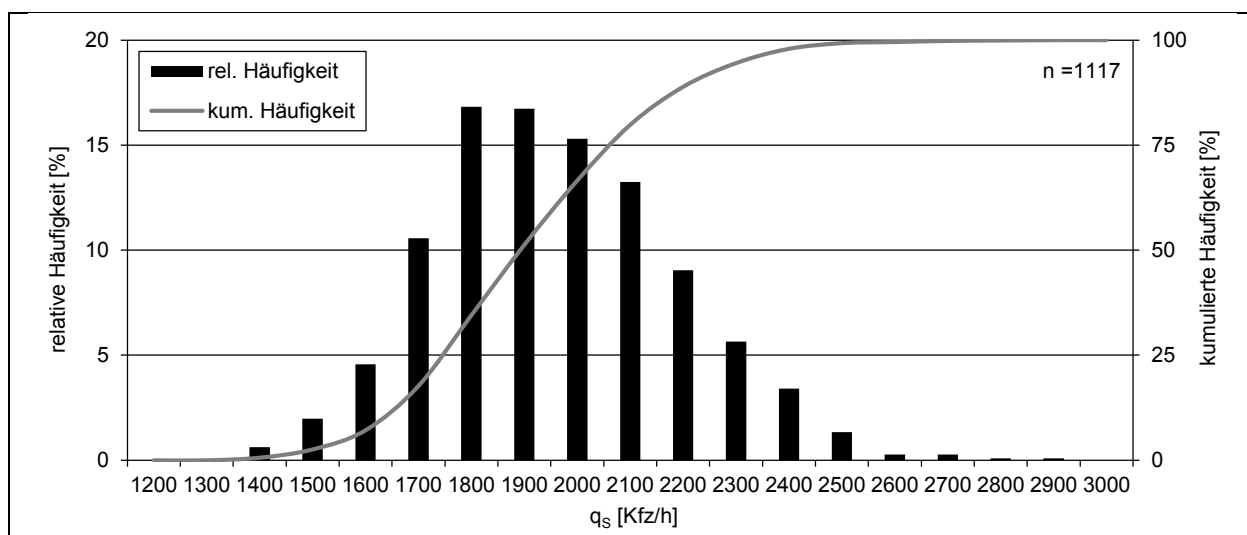


Bild 4-4: Relative Häufigkeitsverteilung der umlauffeinen Sättigungsverkehrsstärken an Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten und angepasste Normalverteilung

4.1.2 Analyse von geometrischen Einflussgrößen

Der Sättigungsabfluss wird durch die geometrische Gestaltung des Knotenpunktes direkt beeinflusst. Verschiedene Untersuchungen haben z. B. den Einfluss der Längsneigung, des Abbiegeradius und der Fahrstreifenbreite nachgewiesen (vgl. Kapitel 2.3.1). In diesem Kapitel werden ausschließlich die Einflüsse der geometrischen Randbedingungen auf die sich einstellende Sättigungsverkehrsstärke behandelt. Weitere Auswirkungen auf die effektive Freigabezeit werden in Kapitel 4.1.6 diskutiert.

Für die Untersuchung möglicher Einflussfaktoren wurde zunächst eine zur Grundsättigungsverkehrsstärke analoge Auswertung durchgeführt. Dabei wurden Umläufe mit Schwerverkehrsfahrzeugen ausgeschlossen. In Tab. 4-3 sind die Ergebnisse aufgeführt und die nach dem HBS 2015 berechneten Werte angegeben. An den meisten Fahrstreifen kann ein deutlicher Einfluss der geometrischen Besonderheiten festgestellt werden. So konnten mit einer Ausnahme an allen Fahrstreifen deutlich höhere Zeitbedarfswerte als der für die Grundsättigungsverkehrsstärke ermittelte Wert von 1,83 s gemessen werden.

FS Nr.	Einflussgröße	Anz. $t_B(U)$ [-]	$\bar{t}_{B,5-10}$ [s]	σ_{5-10} [s]	$\bar{t}_{B,5-10}$ [s]	$q_s(\bar{t}_{B,5-10})$ [Kfz/h]	$q_{s,HBS}$ [Kfz/h]
A-3	R = 15,0 m b = 2,9 m	210 (35)	2,04	0,42	1,97	1764	1835
A-21	s = -6,5 %	90 (15)	1,79	0,41	1,74	2011	2484
A-23	s = 6 %	162 (27)	2,00	0,56	1,89	1800	1695
A-24	s = 4 %*	408 (68)	2,05	0,45	2,02	1756	2000
A-35	R = 43 m	30 (5)	1,78	0,50	1,63	2022	2000
A-36	R = 40 m	72 (12)	1,72	0,49	1,67	2093	2000
A-40	s = 5 %	1104 (184)	1,84	0,49	1,76	1956	1739
A-43	s = 3,5 %	174 (29)	1,92	0,45	1,85	1875	1810
A-44	s = 3,5 %	504 (84)	1,96	0,47	1,89	1836	1810
A-46	R = 12 m	60 (10)	1,92	0,41	1,88	1875	1782
A-47	R = 14 m	420 (70)	1,94	0,44	1,94	1855	1835
A-48	R = 13 m s = 5 %	120 (20)	2,12	0,49	2,09	1698	1810
A-49	R = 15 m	186 (31)	1,81	0,41	1,75	1988	1860
A-50	R = 19 m	192 (32)	1,86	0,45	1,78	1935	1970

* Steigung zwischen der Haltlinie und einem 100 m stromaufwärts gelegenen Punkt gemessen

Tab. 4-3: Ermittelte Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken an Fahrstreifen mit geometrischen Besonderheiten

Die Abweichung der gemessenen Sättigungsverkehrsstärken von den nach dem HBS 2015 berechneten Werten variiert stark zwischen den einzelnen Fahrstreifen. In Bild 4-5 sind die gemessenen den nach HBS 2015 berechneten Sättigungsverkehrsstärken gegenübergestellt. An einigen Fahrstreifen konnten höhere Sättigungsverkehrsstärken gemessen werden, als unter den gegebenen geometrischen Bedingungen nach dem HBS 2015 auftreten sollten. An den anderen Fahrstreifen wird mit den Werten des HBS 2015 die Sättigungsverkehrsstärke überschätzt. Über alle Fahrstreifen mit geometrischen Besonderheiten weichen die gemessenen Werte im Mittel absolut um 132 Kfz/h (ohne Fahrstreifen A-21 nur um 102 Kfz/h) von den HBS-Werten ab. Im Folgenden werden die einzelnen geometrischen Einflussfaktoren genauer betrachtet. Als Basis- und Vergleichswert des Geradeausverkehrs wurde dabei nach dem HBS 2015 immer ein Zeitbedarfswert von 1,80 s verwendet, der in Kapitel 4.1.1 bestätigt worden ist. Die Anpassungsfaktoren ergeben sich damit als Quotient des jeweiligen erhobenen Zeitbedarfswertes und 1,80 s.

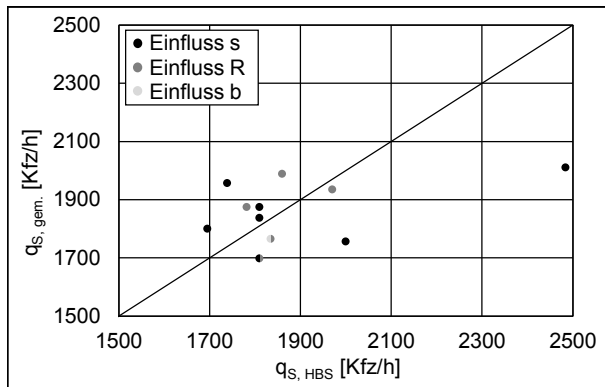


Bild 4-5: Abweichungen der gemessenen Sättigungsverkehrsstärke von den Werten des HBS 2015 (FGSV, 2015a) an Fahrstreifen mit geometrischen Besonderheiten

Längsneigung

An Fahrstreifen A-21, der ein starkes Gefälle aufweist, weicht die gemessene Sättigungsverkehrsstärke besonders stark vom berechneten Wert des HBS 2015 ab. Der stark kapazitätssteigernde Einfluss von Gefälle, der im HBS 2015 berücksichtigt wird, wird in der Anwendungspraxis oftmals bezweifelt. Diese Vermutung kann hier bestätigt werden, da der gemessene Zeitbedarfswert mit 1,79 s dem eines Geradeausfahrstreifens entspricht und keine wesentliche Reduktion aufgrund des Gefälles aufweist. Jedoch ist die Datengrundlage mit einem Fahrstreifen, an dem 90 Fahrzeuge in 15 Umläufen erfasst wurden, gering. Vor dem Hintergrund der Fahrzeugdynamik erscheint der starke Einfluss des Gefälles nicht sinnvoll, da sich der Bremsweg bei Gefälle tendenziell erhöht und eine starke Reduktion der Bruttoweglücke somit unwahrscheinlich erscheint. Die maximale Abflussgeschwindigkeit sollte im Pkw-Verkehr nicht durch die Längsneigung beeinflusst werden. So würde der mittlere Zeitbedarfswert bei einem Gefälle von 6 % nach dem HBS 1,48 s ($f_s = 0,82$) betragen, was bei einer Abflussgeschwindigkeit von 50 km/h und einer mittleren Fahrzeuglänge von 4,5 m einer Nettoweglücke von 16 m entspricht und damit unter einem sicheren Fahrzeugabstand im Gefälle liegt. Bereits der Reaktionsweg beträgt bei 50 km/h und einer Reaktionszeit von 1 s ca. 13,9 m.

Für Fahrstreifen mit Steigung konnte ebenfalls festgestellt werden, dass im HBS 2015 der Einfluss überschätzt wird. Auch wenn an allen Fahrstreifen ein Einfluss der Steigung erkennbar ist, lagen die gemessenen Sättigungsverkehrsstärken über den nach HBS 2015 berechneten Werten. Ähnliche Beobachtungen haben bereits VORTISCH et al. (2020) gemacht. Auffällig ist jedoch, dass in den hier erhobenen Daten eine höhere Längsneigung nicht zwangsläufig zu geringeren Sättigungsverkehrsstärken führt. In Bild 4-6 ist der Anpassungsfaktor der Längsneigung nach HBS 2015 den aus den Messungen ermittelten Faktoren gegenübergestellt. Es wurden nur Fahrstreifen mit einer vom Standardfall abweichenden geometrischen Einflussgröße (Steigung > 2 %) berücksichtigt. Bei der Ermittlung der linearen Regressionsgleichungen wurde der Faktor von 1 bei 0 % Steigung gesetzt. Für Gefälle ist auf der Grundlage der Daten kein Einfluss mehr zu erkennen. Der ermittelte Einfluss der Steigung ist im Vergleich zum HBS 2015 halb so groß. Dies könnte durch das Alter der zugrundeliegenden Studie (DICK, 1963), in welcher der Anpassungsfaktor für die Berücksichtigung der Steigung im HBS 2015 ermittelt wurde, begründet sein. Im Vergleich zu den damaligen Fahrer- und Fahrzeugkollektiven wird heutzutage das Anfahren an Steigungen durch eine stärkere Motorisierung, Fahrerassistenzsysteme wie Berganfahrhilfen oder auch die weitere Verbreitung von Automatikgetrieben deutlich erleichtert. Aus den vorliegenden Daten wurde ein angepasster Faktor zur Berücksichtigung der Längsneigung in Gleichung (4-1) abgeleitet, welcher jedoch analog zum HBS 2015 erst ab einer Steigung von ca. 2 % verwendet werden sollte. Der Faktor wird mit 0,02 etwas höher angesetzt als der Parameter der Regressionsgerade, da diese stark von einem Ausreißerwert (A-40) beeinflusst wird. Der neue Faktor liegt in der Größenordnung der im Ausland verwendeten Faktoren wie z. B. denen des HCM (TRB, 2010).

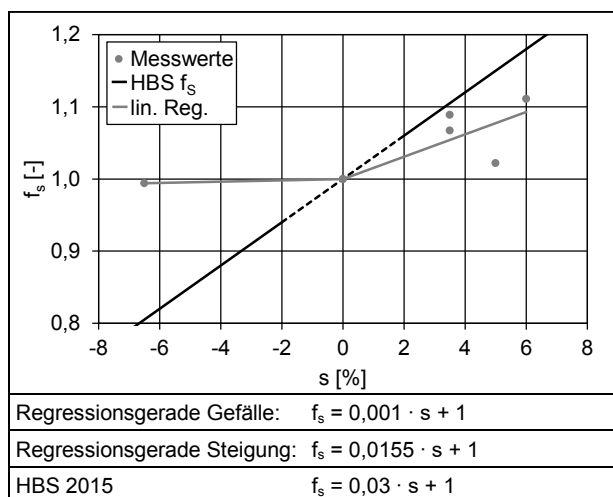


Bild 4-6: Vergleich des Anpassungsfaktors der Längsneigung f_s nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) mit den gemessenen Werten

$$f_{s,neu} = \begin{cases} 0,02 \cdot s + 1 & \text{für } s > 0 \% \\ 1 & \text{für } s \leq 0 \% \end{cases} \quad (4-1)$$

mit

$f_{s,neu}$ = neuer Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Längsneigung [-]

s = Längsneigung [%]

Am Fahrstreifen A-24, an dem nach dem Ansatz des HBS 2015 keine Steigung vorliegt, konnte auch ein Einfluss der vorgelagerten Steigungsstrecke festgestellt werden ($s = 4$ % im Bereich bis 100 m vor der Haltlinie). Es zeigt sich hier, dass auch Steigungen, die nicht unmittelbar an der Haltlinie liegen, die Ausprägung der Sättigungsverkehrsstärke beeinflussen können. Vermutet wird, dass die sich beim Anfahren bildenden Weglücken in der Abflusskolonne, die aufgrund der Steigung größer sind als bei ebenen Fahrstreifen, noch nicht vollständig auf das Niveau eines Fahrstreifens ohne Steigung reduziert haben. So kann es sein, dass der Auswirkungsbereich von Steigungen länger ist als die im HBS 2015 angesetzten 30 m vor und nach der Haltlinie. Die Herkunft und der Hintergrund dieser Länge konnten nicht nachvollzogen werden. Bezüglich des Auswirkungsbereiches der Längsneigung besteht weiterer Forschungsbedarf.

Abbiegeradius

An den Abbiegefahrstreifen mit freiem Abfluss konnte der Einfluss des Abbiegeradius beobachtet werden. Bei kleinen bis mittleren Abbiegeradien wurden im Vergleich zum Geradeausverkehr niedrigere Sättigungsverkehrsstärken festgestellt. Bei großen Radien (A-35 und A-36) wurden höhere Sättigungsverkehrsstärken als an Geradeausfahrstreifen gemessen. Im HBS 2015 wird für alle Fahrstreifen mit $R \geq 20$ m kein Einfluss des Abbiegeradius mehr berücksichtigt. Da ein kapazitätssteigernder Einfluss großer Radien verkehrstechnisch nicht plausibel ist, wird die Annahme des HBS 2015 grundsätzlich als korrekt angesehen. Die hohen Sättigungsverkehrsstärken könnten durch andere Faktoren wie z. B. die spezifischen Konstellationen des lokalen Fahrerkollektivs hervorgerufen werden. Insgesamt lagen die Differenzen zum Geradeausverkehr im typischen Bereich der Schwankungen des mittleren Zeitbedarfswertes für Geradeausfahrstreifen (siehe Tab. 4-1). Bei der weiteren Analyse wurden diese beiden Fahrstreifen daher nicht berücksichtigt. In Bild 4-7 ist der Vergleich des Anpassungsfaktors für den Abbiegeradius nach HBS 2015 zu den aus den Daten ermittelten Faktoren für alle Abbiegefahrstreifen mit freiem Abfluss und nur einem vom Standardfall abweichenden Einflussfaktor (ohne A-35 und A-36) dargestellt. Es wird deutlich, dass der Einfluss des Abbiegeradius im HBS 2015 eher überschätzt wird und die Messdaten auf eine geringere Reduzierung des Zeitbedarfswertes mit abnehmendem Abbiegeradius hindeuten. Ab welchem Radius kein Einfluss mehr vorhanden ist, kann auf der Grundlage der vorliegenden Daten nicht sicher eingeschätzt werden. Bei Betrachtung der linearen Regressionsgleichung würde erst bei einem Abbiegeradius von ca. 23 m der Anpassungsfaktor von 1 erreicht werden. Zusätzlich ist in Bild 4-7 die resultierende Regressionsgerade mit

dem festen Schnittpunkt P(20|1) dargestellt. Es ist anzumerken, dass im Kollektiv der Fahrstreifen mit freiem Abfluss keine besonders kleinen Abbiegeradien (≤ 12 m) vorhanden waren.

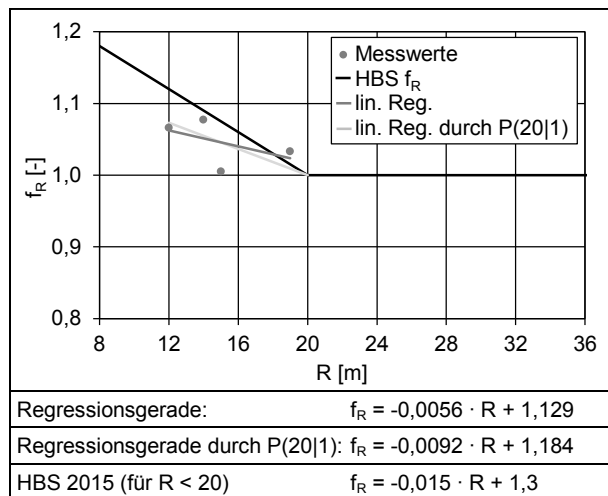


Bild 4-7: Vergleich des Anpassungsfaktors des Abbiegeradius f_R nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) mit den gemessenen Werten

Zur Erweiterung des Datenkollektivs um kleine Abbiegeradien wurden die Zeitbedarfswerte der Rechtsabbieger auf den Mischfahrstreifen in der multiplen Regression in Kapitel 4.1.5 ebenfalls zum Kollektiv hinzugezogen. Dabei wurde der Einfluss des Mischverkehrs bereits ausgeschlossen. Unter Berücksichtigung dieser Fahrstreifen ergibt sich aus Gleichung (4-2) ein neuer Anpassungsfaktor des Abbiegeradius, welcher etwas geringer als der im HBS 2015 enthaltene Faktor ist.

$$f_{R,neu} = \begin{cases} -0,013 \cdot R + 1,26 & \text{für } R < 20 \text{ m} \\ 1 & \text{für } R \geq 20 \text{ m} \end{cases} \quad (4-2)$$

mit

$f_{R,neu}$ = neuer Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Abbiegeradius [-]

R = Abbiegeradius [m]

Fahrstreifenbreite

Die Einflüsse von geringen Fahrstreifenbreiten können auf der Grundlage der durchgeführten Messungen nicht einzeln betrachtet werden, da sie immer in Kombination mit anderen Einflüssen oder Mischverkehr auftraten, und werden daher nur in Kapitel 4.1.5 behandelt. Es kann aber bestätigt werden, dass ab einer Fahrstreifenbreite von 3,0 m kein Einfluss der Fahrstreifenbreite mehr zu erwarten ist. In Bild 4-8 sind die aus den Zeitbedarfswerten der Grundsättigungsverkehrsstärke resultierenden Anpassungsfaktoren dargestellt. Die ermittelte Regressionsgerade zeigt keinen Einfluss der Fahrstreifenbreite, sondern verläuft horizontal knapp über dem Wert von 1,0, da der in Kapitel 4.1.1 bestimmte mittlere Zeitbedarfswert geringfügig von dem im HBS 2015 zugrunde gelegten Wert von 1,80 s abweicht. Eine Anpassung des Faktors f_b ist somit für $b \geq 3,0$ m nicht notwendig, d. h. f_b kann weiterhin mit 1,0 angenommen werden. Für den Einfluss von Fahrstreifenbreiten $< 3,0$ m besteht weiterer Forschungsbedarf. In zukünftigen Studien sollten ebenfalls Erkenntnisse zur Sättigungsverkehrsstärke von überbreiten Fahrstreifen, die ein Aufstellen von zwei Pkw nebeneinander, aber nur von einem Lkw erlauben und somit einen speziellen Anwendungsfall für den Einfluss der Fahrstreifenbreite darstellen, gewonnen werden.

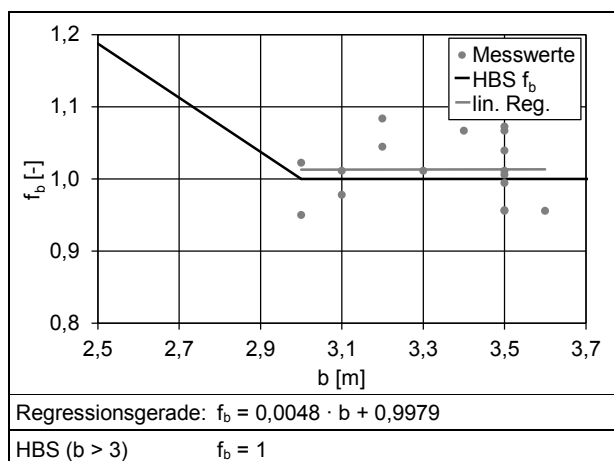


Bild 4-8: Vergleich des Anpassungsfaktors der Fahrstreifenbreite f_b nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) mit den gemessenen Werten

Überlagerungen geometrischer Einflüsse

An den Fahrstreifen A-3 und A-48, an denen mehrere geometrische Besonderheiten auftraten, liegt die gemessene Sättigungsverkehrsstärke unter dem berechneten Wert, was zunächst auf eine geringere Überlagerung der einzelnen Effekte schließen lässt, als sie im HBS 2015 angenommen wird. Die Abweichungen betragen 3,9 % bzw. 6,2 %. Für eine statistisch abgesicherte Überprüfung und genaue Analyse der Überlagerungen müsste jedoch eine weitaus größere Stichprobe an Fahrstreifen mit mehreren Faktoren betrachtet werden, bei der sämtliche Kombinationen überprüft werden müssten. Dabei könnten sich Unterschiede in der Überlagerung ergeben. Es ist zu vermuten, dass bei zwei stark ausgeprägten Merkmalen (z. B. hohe Steigung und geringer Abbiegeradius) an einem Fahrstreifen ggf. auch das zweite Merkmal einen Einfluss haben kann, wohingegen bei der Kombination eines stark und eines schwach ausgeprägten Merkmals (z. B. hohe Steigung und mittlerer Abbiegeradius) der Einfluss der schwächeren Einflussgröße nicht nachweisbar ist. Vorerst kann die Vorgehensweise des HBS 2015 mit der Betrachtung nur einer geometrischen Einflussgröße als gute Näherung angesehen werden. In der Praxis sollte bei Fahrstreifen mit mehreren Einflussgrößen beachtet werden, dass die berechnete Sättigungsverkehrsstärke auch etwas geringer sein kann, was besonders bei der Betrachtung hoher Auslastungen relevant ist. Weitere Untersuchungen zur Überlagerung mehrerer Einflüsse sind in Kapitel 4.1.5 dokumentiert.

4.1.3 Analyse von planerischen und verkehrlichen Einflüssen auf die Sättigungsverkehrsstärke

Freigabedauer

Im Allgemeinen wird in der Modellvorstellung davon ausgegangen, dass die Sättigungsverkehrsstärke nach dem Abfluss des vierten Fahrzeugs erreicht wird und anschließend konstant bleibt. Die Anfangszeitverluste werden mit den Überfahrzeitgewinnen zur effektiven Freigabezeit verrechnet und somit im Modell der Sättigungsverkehrsstärke berücksichtigt (siehe Kapitel 4.1.6). In einzelnen Studien (z. B. LIN und THOMAS, 2005) wurde jedoch auch noch nach der vierten Anfahrposition ein signifikanter Anstieg der Sättigungsverkehrsstärke bzw. Abnahme des Zeitbedarfswertes ermittelt. Andere Untersuchungen (z. B. LI und PREVEDOUROS, 2002) berichten das Gegenteil. Sollte sich die Sättigungsverkehrsstärke auch nach der vierten Anfahrposition noch maßgeblich verändern, würde die Dauer der Freigabezeit die Ausprägung der Sättigungsverkehrsstärke eines Umlaufs beeinflussen, da kürzere Freigabezeiten ggf. den weiteren Anstieg der Sättigungsverkehrsstärke unterbinden.

Um diesen Effekt in den gemessenen Daten zu überprüfen, wurden die Zeitbedarfswerte an allen Fahrstreifen aus Tab. 4-2, die zur Ermittlung der Grundsättigungsverkehrsstärke genutzt wurden, bis zur 15. Anfahrposition analysiert. In 424 Umläufen konnten Sättigungsabflüsse von 15 oder mehr Pkw beobachtet werden. Eine ANOVA-Analyse ($F(2.846) = 5,7184$; $p = 0,017$) zeigte, dass der mittlere Zeitbedarfswert der Positionen 11 bis 15 bei $\alpha = 5\%$ signifikant vom mittleren Zeitbedarfswert der Positionen 5 bis 10 des jeweiligen Umlaufs abweicht. Die mittlere absolute Abweichung beträgt 13,2 %, was zunächst recht hoch

erscheint. Jedoch kann diese Abweichung bereits durch einzelne Fahrzeuge auf den Positionen 5 bis 10 oder 11 bis 15, die eine besonders hohe bzw. niedrige Zeitlücke einhalten, verursacht werden. Relevanter ist die Verteilung der einzelnen Abweichungen in den Umläufen. Mit dem Kolmogorow-Smirnow-Test wurde bei einem Signifikanzniveau von $\alpha = 5\%$ nachgewiesen, dass die Abweichungen um $\mu = -0,8\%$ mit $\sigma = 16,6\%$ normalverteilt sind. Die positiven und negativen Abweichungen gleichen sich somit nahezu vollständig aus, sodass die mittlere Abweichung über alle 424 Umläufe nur $-0,8\%$ beträgt. Die Sättigungsverkehrsstärke der Positionen 11 bis 15 ist also nur um weniger als 20 Kfz/h größer als die Sättigungsverkehrsstärke der Positionen 5 bis 10, was in einem für die Praxis vernachlässigbaren Bereich liegt. Die in der Literatur berichteten Differenzen von mehreren hundert Fahrzeugen pro Stunde können hier nicht bestätigt werden. Vielmehr deuten die Ergebnisse darauf hin, dass der Zeitbedarfswert nach dem Abfluss des vierten Fahrzeugs nahezu konstant ist und die Sättigungsverkehrsstärke zuverlässig aus dem mittleren Zeitbedarfswert der Anfahrpositionen 5 bis 10 ermittelt werden kann. Längere Freigabezeiten führen damit nicht zu wesentlich höheren Sättigungsverkehrsstärken. Es ist jedoch anzumerken, dass an allen hier betrachteten Fahrstreifen eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h angeordnet war.

Neben der Fragestellung des Einflusses besonders langer Freigabezeiten ist ebenfalls der Einfluss besonders kurzer Freigabezeiten zu diskutieren. An deutschen LSA beträgt die Mindestfreigabezeit nach den RiLSA (FGSV, 2015b) 5 s. Da sich die Sättigungsverkehrsstärke erst nach dem Abfluss des vierten Fahrzeugs einstellt, was an den Fahrstreifen aus Tab. 4-2 im Mittel ca. 8,19 s dauerte, können die bei ausreichend langen Freigabezeiten ermittelten Sättigungsverkehrsstärken nicht direkt auf Fahrstreifen mit einer kürzeren Freigabezeit übertragen werden. Die abfließenden Fahrzeuge sind dann noch direkt vom Beschleunigungsvorgang beeinflusst, was z. B. in Bild 4-2 visualisiert ist, und die abfließende Verkehrsstärke liegt unter der Sättigungsverkehrsstärke. Im HBS 2001 wurden für kurze Freigabezeiten höhere Sättigungsverkehrsstärken angesetzt. Dies hatte jedoch den Hintergrund, die Kapazitätsgewinne der Gelbüberfahrten zu berücksichtigen, da hier noch nicht das Modell der effektiven Freigabezeit verwendet wurde, welches im HBS 2015 Anwendung findet (vgl. HARDERS und SCHMOTZ, 2015). In der vorliegenden Untersuchung wurden derart kurze Freigabezeiten nicht berücksichtigt. Eine Aussage über den Einfluss besonders kurzer Freigabezeiten ist somit nicht möglich. Würden lediglich die entsprechenden Zeitbedarfswerte der ersten drei oder vier Positionen aus Tab. 4-2 berücksichtigt, so würden in der Regel geringere Abflussverkehrsstärken resultieren. Denkbar wären aber auch z. B. geringere Zeitbedarfswerte auf den ersten Anfahrpositionen, da erfahrene Fahrer, die den Knotenpunkt regelmäßig befahren, die Dauer der Freigabezeit kennen und somit besonders aufmerksam reagieren bzw. zügig fahren. Ebenfalls könnte die effektive Freigabezeit durch geringere Startverlustzeiten oder höhere Überfahrtzeitdifferenzen beeinflusst werden (siehe Kapitel 4.1.6).

Zulässige Höchstgeschwindigkeit

Die zulässige Höchstgeschwindigkeit einer Straße wirkt sich maßgeblich auf das Abstandsverhalten der Fahrzeuge aus. Bei höheren Geschwindigkeiten muss aufgrund des zunehmenden Bremsweges ein größerer Abstand eingehalten werden, um Kollisionen zu vermeiden. Ein genauer Mindestabstand ist in Deutschland nicht definiert. Nach § 4 StVO muss der Abstand zu einem vorausfahrenden Fahrzeug „in der Regel so groß sein, dass auch dann hinter diesem gehalten werden kann, wenn es plötzlich gebremst wird“.

In der Literatur existiert eine Vielzahl an unterschiedlichen geschwindigkeitsabhängigen Abstandsmodellen, die u. a. von KRAUSS (1998) sowie BRACKSTONE und MCDONALD (2000) zusammengefasst wurden. Für die Ermittlung der Sättigungsverkehrsstärke ist jedoch nicht ausschließlich die Weglücke zwischen den Fahrzeugen, sondern die resultierende Zeitlücke, welche sich aus der Weglücke und der Fahrtgeschwindigkeit ergibt, relevant. Zwar erhöht sich bei steigender Geschwindigkeit der Abstand zum vorausfahrenden Fahrzeug, jedoch wird dieser auch schneller zurückgelegt, sodass sich die Effekte in einem gewissen Maße ausgleichen. In einer Beispielrechnung des Umweltbundesamtes UBA (2016) wird für die Faustformel „Sicherheitsabstand gleich halber Tacho in Metern“ festgestellt, dass sich keine Auswirkungen der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf den Zeitbedarfswert ergeben, da sich die Geschwindigkeit bei der Berechnung herauskürzt. Auf diesen Ansatz wird in einer Vielzahl an verkehrstechnischen Gutachten verwiesen, welche z. B. Geschwindigkeitsreduzierungen an LSA bewerten. Dabei ist die Fahrzeuglänge jedoch im Sicherheitsabstand enthalten, welcher somit einer Bruttoweglücke entspricht. Wird der Sicher-

heitsabstand als Nettoabstand definiert, also als Abstand des Fahrzeughecks des vorausfahrenden Fahrzeugs zur Fahrzeugfront des folgenden Fahrzeugs, so treten auch bei dieser Faustformel für unterschiedliche Geschwindigkeiten unterschiedliche Zeitbedarfswerte auf. Zudem entspricht die Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen der gefahrenen Geschwindigkeit und dem tatsächlich eingehaltenen Abstand nicht zwangsläufig dem realen Verkehrsablauf. Verschiedene nationale und internationale Untersuchungen ergaben, dass es durchaus einen Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf die sich einstellende Sättigungsverkehrsstärke geben kann (vgl. Kapitel 2.3.1).

Ein weit verbreitetes Abstandsmodell wurde von WIEDEMANN (1974) hergeleitet (vgl. Kapitel 2.4.2). Das Modell wird u. a. in modifizierter Form im mikroskopischen Verkehrsflusssimulationsprogramm PTV Vissim verwendet (PTV, 2021) und ist damit die Grundlage einer Vielzahl der weltweit durchgeführten Simulationsstudien im innerörtlichen Bereich. In diesem Modell steigt der Wunschsicherheitsabstand, welcher die angestrebte Nettoweglücke der Fahrzeuge darstellt, mit der Quadratwurzel der Geschwindigkeit an.

Der Verlauf der aus dem minimalen und maximalen Wunschsicherheitsabstand nach WIEDEMANN (1974) resultierenden Bruttowunschweg- und -zeitlücke für Geschwindigkeiten von 1 bis 70 km/h und eine Fahrzeuglänge von 4,37 m ist in Bild 2-17 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Geschwindigkeitseinfluss auf den Sicherheitsabstand in Form einer Wurzelfunktion bei steigender Geschwindigkeit zu geringeren Bruttozeitlücken zwischen den Fahrzeugen führt. So wird bei einer Geschwindigkeit von 30 km/h im Mittel eine Bruttowunschzeitlücke von 1,98 s, bei 50 km/h von 1,40 s und bei 70 km/h von 1,12 s angestrebt. Von diesen mit dem Abstandsmodell nach WIEDEMANN (1974) ermittelten Bruttowunschzeitlücken kann zwar nicht unmittelbar auf den Zeitbedarfswert in den Simulationstools geschlossen werden, da sich dort noch weitere Parameter wie die Fahrzeuglängenverteilung, die Wunschgeschwindigkeitsverteilung sowie der Faktor für einen reduzierten Sicherheitsabstand auf den tatsächlich eingehaltenen Abstand auswirken. Jedoch kann veranschaulicht werden, dass der Zeitbedarfswert z. B. in PTV Vissim grundsätzlich geschwindigkeitsabhängig ist und mit steigender Geschwindigkeit sinkt, sodass die Sättigungsverkehrsstärke somit zunimmt. Dies wurde auch bereits in Studien wie z. B. FORMALCHYK et al. (2013) herausgestellt.

In der vorliegenden Untersuchung wurden ebenfalls Zeitbedarfswerte an Fahrstreifen mit unterschiedlichen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten erhoben. Am Großteil der Geradeausfahrstreifen war eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h angeordnet, was auch der häufigste Fall an Knotenpunkten mit LSA ist und daher den Fokus der Untersuchung darstellte. Die Sättigungsverkehrsstärke dieser Fahrstreifen wurde bereits in Kapitel 4.1.1 für den unbeeinflussten Zustand ermittelt. In Bild 4-9 sind die Ergebnisse der Zeitbedarfswertmessung für Fahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h und 70 km/h, aber ohne weitere geometrische Besonderheiten dargestellt. Dabei wurden analog zur Ermittlung der Grundsättigungsverkehrsstärke nur Umläufe mit reinem Pkw-Abfluss betrachtet.

FS Nr.	v_{zul} [km/h]	Anz. t_B (U) [-]	$\bar{t}_{B,5-10}$ [s]	σ_{5-10} [s]	$\bar{t}_{B,5-10}$ [s]	$q_s(\bar{t}_{B,5-10})$ [Kfz/h]
A-2	70	378 (63)	1,72	0,51	1,63	2093
A-5	30	336 (56)	2,03	0,43	1,98	1773
A-7	30	690 (115)	2,06	0,50	1,99	1747
A-9	30	96 (16)	2,06	0,48	2,06	1747
A-11	30	264 (44)	2,07	0,48	2,03	1739

Tab. 4-4: Ermittelte Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken an Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten mit unterschiedlichen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten

In den ermittelten Daten lässt sich der Trend abnehmender Zeitbedarfswerte bei steigender Geschwindigkeit, der in vergangenen Untersuchungen (z. B. SCHLEICHER-JESTER, 1995; BONNESON et al., 2006; MURAT und CETIN, 2019) ebenfalls beobachtet werden konnte und z. B. auch im Modell von WIEDEMANN (1974) berücksichtigt wird, wiedererkennen. An den vier Fahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h wurde ein mittlerer Zeitbedarfswert von 2,05 s gemessen. Das entspricht einer Sättigungsverkehrsstärke von 1756 Kfz/h und weicht somit von den Werten der Fahrstreifen mit $v_{zul} = 50$ km/h ab. Dieser Trend konnte ebenfalls an den angrenzenden Mischfahrstreifen beobachtet werden. Am Fahrstreifen A-2 beträgt die zulässige Höchstgeschwindigkeit 70 km/h. Hier wurde auf den ersten zehn Anfahrpositionen ein mittlerer Zeitbedarfswert von 1,72 s ermittelt. Am Fahrstreifen A-2 konnte beobachtet werden, dass der mittlere Zeitbedarfswert der Positionen 11 bis 15 mit 1,60 s weiter abnimmt, da die Fahrzeuge länger brauchen, um die Abflussgeschwindigkeit von 70 km/h zu erreichen. Es ist anzu-

nehmen, dass dies dem Sättigungsfluss entspricht. Somit ergibt sich für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h eine Sättigungsverkehrsstärke von 2250 Kfz/h. Bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h hätte die Freigabezeit dann ggf. einen Einfluss auf die Ausprägung der Sättigungsverkehrsstärke, da die maximale Abflussgeschwindigkeit erst ab der neunten bis zehnten Position erreicht wird. Auf der Grundlage dieser Daten wäre es bei der Berechnung des Zeitbedarfswertes eines Verkehrsstroms sinnvoll, neben den geometrischen Einflussgrößen auch einen Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit zu verwenden.

Aus den erhobenen Daten ergeben sich aus der Division der ermittelten Zeitbedarfswerte durch 1,80 s die Anpassungsfaktoren $f_{v,30 \text{ km/h}} = 2,05/1,80 = 1,14$ und $f_{v,70 \text{ km/h}} = 1,60/1,80 = 0,89$ zur Berücksichtigung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit und dem resultierenden Zeitbedarfswert bzw. dem Anpassungsfaktor zeigte in den Ergebnissen zwischen 30 und 70 km/h einen linearen Verlauf, sodass sich näherungsweise Gleichung (4-3) ergibt, deren Verlauf in Bild 4-9 dargestellt ist. Besonders der stark ausgeprägte kapazitätssteigernde Einfluss über 50 km/h scheint auf die kleine Stichprobe zurückzuführen zu sein, sodass sich hier der lineare Verlauf ergibt, der nach der Fahrzeugfolge Theorie nicht realistisch ist. Mit Gleichung (4-4) kann der Anpassungsfaktor, welcher den nichtlinearen Zusammenhang des Abstandsverhaltens der Fahrzeugführer und der Fahrtgeschwindigkeit berücksichtigt, modelliert werden. In Bild 4-9 ist erkennbar, dass der Verlauf bei 70 km/h maßgeblich vom gemessenen Wert abweicht, was jedoch eher auf eine Besonderheit des Fahrstreifens A-2 hindeutet.

$$f_{v,\text{neu}} = -0,006 \cdot v_{\text{zul}} + 1,3 \quad (4-3)$$

mit

$f_{v,\text{neu}}$ = neuer lin. Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit [-]

v_{zul} = zulässige Höchstgeschwindigkeit [km/h]

$$f_v = a + \frac{b}{v} \quad (4-4)$$

mit

f_v = Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit [-]

a = Kalibrierungsparameter = 0,803 [-]

b = Kalibrierungsparameter = 9,824 [-]

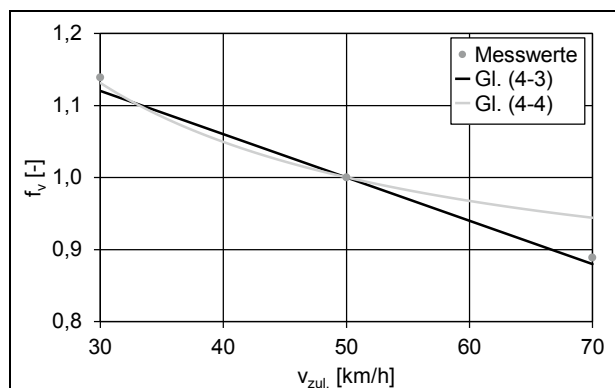


Bild 4-9: Möglicher Anpassungsfaktor f_v zur Berücksichtigung des Geschwindigkeitseinflusses bei der Zeitbedarfswertbestimmung eines Verkehrsstroms

Schlussendlich ist die Stichprobe von Fahrstreifen mit einer von 50 km/h abweichenden zulässigen Höchstgeschwindigkeit in dieser Studie noch zu gering, um allgemeingültige Ergebnisse zu liefern. Insbesondere konnte nur ein Fahrstreifen mit freiem Abfluss und einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h betrachtet werden. Zudem könnte die Dauer der Freigabe sich bei hohen Geschwindigkeiten aufgrund der länger andauernden Beschleunigung auf die Zeitbedarfswerte auswirken. Der Schwerverkehr könnte einen größeren Einfluss haben, was aufgrund der Datengrundlage nicht untersucht werden konnte. Die Ergebnisse könnten in ihrer Ausprägung von nicht näher klassifizierbaren fahrfeldspezifischen Eigenschaften

beeinflusst sein und dienen somit zunächst nur als Anhaltswerte für zukünftige Forschungsarbeiten. Auch die Zwischenwerte 40 und 60 km/h, welche in dieser Untersuchung nicht betrachtet wurden, aber zunehmend an Bedeutung gewinnen, sollten in künftigen Studien untersucht werden. Zudem sollten die Überlagerungseffekte mit anderen Anpassungsfaktoren überprüft werden. Besonders für abbiegende Verkehrsströme wird vermutet, dass die zulässige Höchstgeschwindigkeit keine Auswirkungen hat, da sie in jedem Fall höher als die Abbiegegeschwindigkeit ist. Ein grundsätzlicher Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf die Sättigungsverkehrsstärke wird auf der Grundlage der Fahrzeugfolgetheorie und der Ergebnisse der vorliegenden Untersuchung sowie vergangener Studien jedoch für wahrscheinlich gehalten sowie auch bereits heute in gängigen Simulationsanwendungen wie z. B. PTV Vissim berücksichtigt (siehe Kapitel 8.4.1).

Verkehrsdrucks im Tagesverlauf

Die Auslastung einer Verkehrsanlage variiert über den Tag erheblich. In den Spitzenstunden treten höhere Verkehrsstärken auf, sodass die Auslastung in diesen Zeiten deutlich größer ist. In vergangenen Studien wurde teilweise eine Auslastungsabhängigkeit des Zeitbedarfswertes bzw. der Sättigungsverkehrsstärke festgestellt. AHN (1987) beobachtete, dass der Zeitbedarfswert eines Fahrstreifens im Tagesverlauf bei einem Auslastungsgrad von 0,5 um ca. 8 % höher lag als in Zeitbereichen, in denen der Auslastungsgrad nahe 1 lag, obwohl jeweils nur voll ausgelastete Umläufe betrachtet wurden. Es wurde gefolgert, dass der allgemeine Verkehrsdruck zu einem zügigeren Fahrverhalten der Fahrzeugführer führt und Fahrstreifen, die insgesamt stärker belastet sind, somit höhere Kapazitäten aufweisen als Fahrstreifen, die weniger stark ausgelastet sind.

Für die Analyse des Verkehrsdrucks wurde an allen Fahrstreifen aus Tab. 4-1 für die gesättigten Umläufe der mittlere Zeitbedarfswert dem jeweiligen Auslastungsgrad gegenübergestellt (Bild 4-10). Bei der Bestimmung des Auslastungsgrades wurden die Verkehrsstärke und der Freigabezeitanteil aus einem 15-Minuten-Intervall um den betrachteten Umlauf hochgerechnet. So konnten auch verkehrsabhängig gesteuerte LSA, bei denen Umlauf- und Freigabezeit nicht konstant sind, betrachtet und kurzzeitige Schwankungen in der Verkehrsstärke berücksichtigt werden. Es wurden Intervalldauern von 15 Minuten bis 1 Stunde getestet. Die Ergebnisse wurden dadurch jedoch nicht beeinflusst. Lediglich die Datenverfügbarkeit verringert sich mit steigender Intervalldauer, da für Umläufe in den Randbereichen der Erhebungen kein Auslastungsgrad mehr ermittelt werden kann.

Für die Ermittlung der Kapazität wurde in Anlehnung an AHN (1987) und das HBS für die Geradeausfahrstreifen ein konstanter Zeitbedarfswert von 1,8 s verwendet, da bei der Verwendung der spezifischen mittleren Zeitbedarfswerte der Fahrstreifen der Einfluss des Auslastungsgrades bereits gewichtet berücksichtigt würde. Dadurch kann es jedoch auch zu Auslastungen über 1 kommen, obwohl die tatsächliche Auslastung des Fahrstreifens ggf. noch geringer ist. Der Schwerverkehr wurde über Gleichung (2-5) berücksichtigt. Im Bild 4-10 wurden neben den Einzelwerten der gesättigten Umläufe sowie der ganzheitlichen Betrachtung aller Fahrstreifen ebenfalls die linearen Regressionsgeraden der einzelnen Fahrstreifen dargestellt. Die Regressionsrechnung wurde über die Mittelwerte von Klassen des Auslastungsgrades der Breite 10 % durchgeführt, um die unterschiedliche Gewichtung von Auslastungsbereichen auszuschließen. Es zeigte sich, dass die mittleren Zeitbedarfswerte mit steigender Auslastung geringfügig abfallen. So liegen die mittleren Zeitbedarfswerte in der ganzheitlichen Betrachtung bei einem Auslastungsgrad von 0,5 um ca. 0,06 s oder 3,2 % höher als bei einer Vollauslastung. Die Regressionsfunktionen der einzelnen Fahrstreifen zeigen jedoch, dass dieser Abfall nicht gleichmäßig ausgeprägt ist und an einigen Fahrstreifen kein Einfluss oder sogar ein leichter Anstieg beobachtet werden konnte. Es ist anzumerken, dass die meisten gesättigten Umläufe bei höheren Auslastungen auftreten. So konnten 82,3 % der Zeitbedarfswerte aus Bild 4-10 bei einem Auslastungsgrad über 0,6 und 46,7 % der Zeitbedarfswerte bei einem Auslastungsgrad über 0,8 ermittelt werden. Die Einflüsse des Verkehrsdrucks auf die repräsentativen mittleren Zeitbedarfswerte eines gesamten Fahrstreifens aus z. B. Kapitel 4.1.1 sind daher sehr gering.

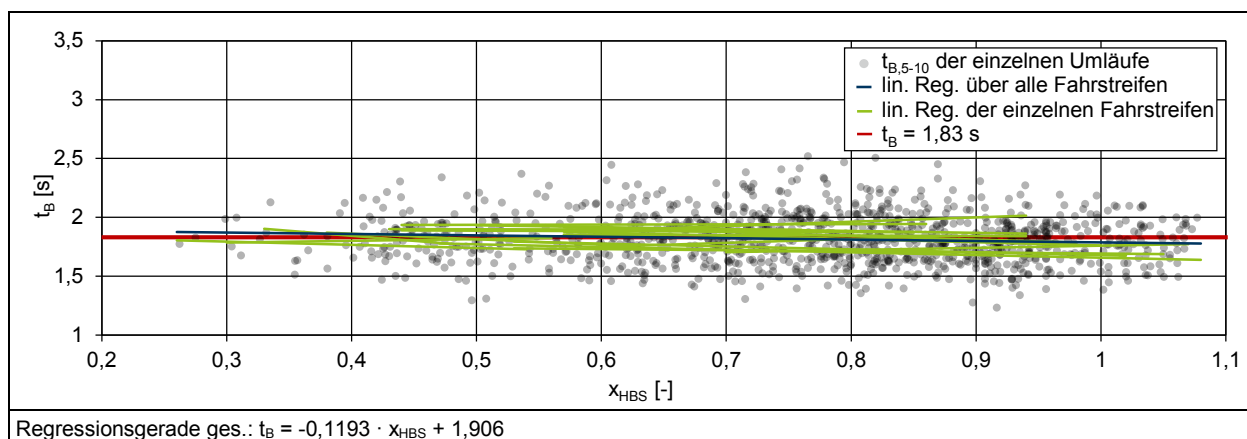


Bild 4-10: Mittlere Zeitbedarfswerte der gesättigten Umläufe auf den Fahrstreifen aus Tab. 4-1 in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad

Auch aus Bild 4-11 wird deutlich, dass der Auslastungsgrad und der resultierende mittlere Zeitbedarfswert eines Umlaufs in einem gewissen Zusammenhang stehen. Zwar ist die Auslastung der Fahrstreifen über den Tag recht konstant, was aus der allgemeinen Anforderung einer hohen Auslastung bei der Auswahl der Messstellen resultiert, jedoch ist zu erkennen, dass in den Spitzenverkehrszeiten die mittlere Auslastung ansteigt und die mittleren Zeitbedarfswerte absinken. Dies ist in der Morgenspitze besonders ausgeprägt. Allerdings kann nicht die gesamte Abweichung vom mittleren Zeitbedarfswert von 1,83 s durch die Auslastung erklärt werden. Der Effekt der Auslastung überlagert sich zwangsläufig mit dem vorherrschenden Fahrtzweck. Besonders in der morgendlichen Spitzenstunde fahren vermehrt Pendler, die in der Regel ortskundig sind und teilweise sogar Parameter der Signalprogramme wie den Freigabebeginn oder die Freigabezeit einschätzen können. Diese Fahrer scheinen die Zeitbedarfswerte ebenfalls geringfügig zu beeinflussen, da hier teilweise bei gleichen Auslastungsgraden zu anderen Zeiten geringere Werte erreicht werden. Der Einfluss ist jedoch eher gering und nur schwer nachweisbar.

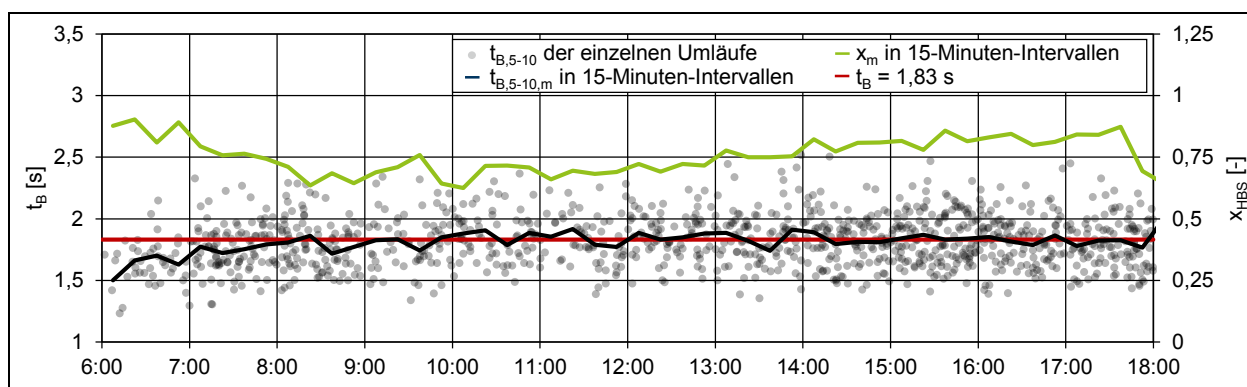


Bild 4-11: Mittlere Zeitbedarfswerte der gesättigten Umläufe und mittlerer Auslastungsgrad auf den Fahrstreifen aus Tab. 4-1 im Tagesverlauf

Aufgrund der unterschiedlichen Ausprägung des Einflusses des Auslastungsgrades und eines vermuteten geringen Einflusses des Fahrtzwecks ist es schwer, eine allgemeine Aussage aus den vorliegenden Daten abzuleiten. Tendenziell kann ein steigender Auslastungsgrad zu geringfügig niedrigeren Zeitbedarfswerten und damit zu einer Erhöhung der Kapazität führen. Jedoch ist dieser Einfluss im Verhältnis zu anderen Einflussgrößen, besonders vor dem Hintergrund der Auslastungsverteilung der gesättigten Umläufe, recht gering. Die Ermittlung einer repräsentativen Sättigungsverkehrsstärke eines Fahrstreifens sollte dennoch möglichst aus einer Zeitperiode erfolgen, die unterschiedliche Auslastungsgrade abdeckt. Dazu sollte neben mindestens einer Spitzenbelastung (morgens oder nachmittags) auch eine Zeit mit geringeren Verkehrsstärken beobachtet werden. Eine ausschließliche Erhebung in den Spitzenstunden kann zu einer Überschätzung der Sättigungsverkehrsstärke führen. Da nahezu alle Erhebungen dieser Untersuchung über 11 Stunden durchgeführt wurden, kann der Einfluss des Auslastungsgrades auf die mittleren Zeitbedarfswerte der Fahrstreifen vernachlässigt werden. Für ein Bemessungsverfahren ist eine Berücksichtigung nicht erforderlich. Auch wenn im Verfahren ein konstanter Zeitbedarfswert verwendet wird, welcher

im Wesentlichen die Auslastungsbereiche ab ca. 60 % berücksichtigt, wirken sich die ggf. entstehenden Fehleinschätzungen der Sättigungsverkehrsstärke bei geringeren Auslastungen nur minimal auf die ermittelte Wartezeit aus (vgl. Bild 2-8).

Fahrstreifenanzahl eines Verkehrsstroms

Oftmals stehen hoch ausgelasteten Verkehrsströmen mehrere Fahrstreifen für die Überfahrt des Knotenpunktes zur Verfügung. Vergangene Untersuchungen haben gezeigt, dass bei solchen Fahrstreifenkonstellationen der rechte dieser Fahrstreifen im Mittel höhere Zeitbedarfswerte aufweist. AHN (1987) ermittelte beispielsweise für den rechten von zwei Fahrstreifen auf den ersten zehn und den ersten zwanzig Anfahrpositionen einen um 9 % höheren Zeitbedarfswert als für den links daneben liegenden Fahrstreifen, wobei ausschließlich Pkw-Kolonnen betrachtet wurden. AHN vermutete, dass dieser Unterschied aus der Fahrstreifenwahl der Fahrer resultiert, bei der Fahrer, die im Allgemeinen zügiger fahren, tendenziell eher links fahren. Im HBS 2015 wird für zwei parallele Fahrstreifen mit gleichem Verkehrsstrom die gleiche Sättigungsverkehrsstärke angesetzt. Zudem wird standardmäßig von einer gleichmäßigen Verteilung der Pkw über die beiden Fahrstreifen ausgegangen, wenn keiner der beiden Fahrstreifen ein Mischfahrstreifen ist. So würden sich bei zwei Geradeausfahrstreifen in einer Zufahrt gleiche Auslastungen einstellen. Im realen Verkehrsfluss wird die Fahrstreifenwahl durch viele fahrerspezifische Faktoren wie z. B. die Fahrtroute am Folgeknotenpunkt beeinflusst. Der im HBS 2015 verwendete Ansatz kann somit nur als Näherungslösung verstanden werden. Die Aufteilung soll daher bei begründeten Zweifeln an einer gleichmäßigen Verteilung an die lokalen Gegebenheiten manuell angepasst werden.

In der vorliegenden Untersuchung wurden mehrere Zufahrten betrachtet, bei der einem geradeaus verlaufenden Verkehrsstrom zwei Fahrstreifen zur Verfügung stehen, keine geometrischen Besonderheiten vorhanden sind und kein Fahrstreifen ein Mischfahrstreifen ist. Zunächst wurde die Verkehrsstärkenaufteilung dieser Fahrstreifenkonstellationen in Stunden-Intervallen untersucht. Dabei zeigte sich, dass die im HBS 2015 getroffene Annahme der gleichmäßigen Aufteilung nur für wenige Fahrstreifen und Zeitbereiche zutrifft (Bild 4-12). In den meisten Konstellationen war die Verkehrsstärke des linken Fahrstreifens höher als die Verkehrsstärke des rechten Fahrstreifens ($q_L / q_R > 1$).

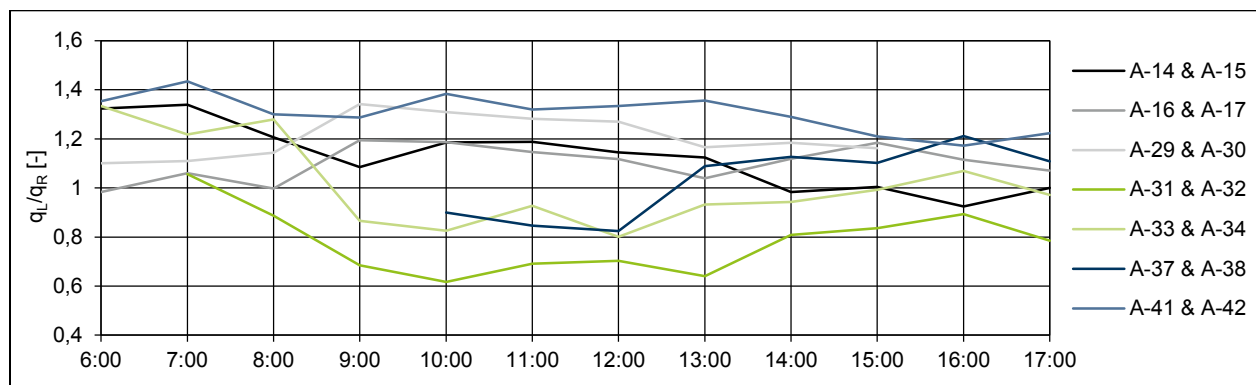


Bild 4-12: Verkehrsaufteilung der Geradeausfahrstreifenkonstellationen im Tagesverlauf (Stunden-Intervalle)

In Tab. 4-5 ist der Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte dargestellt. Es wurden nur Umläufe ohne Schwerverkehrsfahrzeuge betrachtet. Weil die Aufteilung der Verkehrsstärken und somit die Auslastung der Fahrstreifen nicht immer gleichmäßig ist, mussten Überlagerungen mit der Auslastungsabhängigkeit ausgeschlossen werden. Daher wurde das Verhältnis der mittleren Zeitbedarfswerte der Positionen fünf bis zehn auf dem linken Fahrstreifen zum rechten Fahrstreifen ($f_s = t_{B,5-10,L}/t_{B,5-10,R}$) in Klassen des Auslastungsgrades der Breite 10 % berechnet und anschließend über die Klassen arithmetisch gemittelt ($f_{s,m}$). Es zeigt sich, dass auch an den hier betrachteten Fahrstreifen der Zeitbedarfswert auf dem linken Fahrstreifen, mit der Ausnahme von A.29, meist geringer ist als auf den rechts angrenzenden Fahrstreifen. Die Höhe der Differenz zwischen dem rechten und dem linken Fahrstreifen variiert jedoch. Im Mittel über alle Fahrstreifen beträgt die Abweichung ca. 4 %. Grundsätzlich kann damit die Beobachtung von AHN (1987) bestätigt werden, auch wenn die Werte nicht unmittelbar vergleichbar sind, da AHN auch die Startverluste im Vergleich berücksichtigte und den Einfluss der unterschiedlichen Fahrstreifenauslastung nicht ausgeschlossen hat.

In einem Bewertungsverfahren ist es dennoch ausreichend, einen mittleren Zeitbedarfswert für beide Geradeausfahrstreifen anzusetzen, da sich hier die Effekte der höheren Kapazität und der Fahrstreifenaufteilung tendenziell ausgleichen. Für die empirische Ermittlung von Zeitbedarfswerten für Geradeausfahrstreifen kann daraus jedoch gefolgert werden, dass auf eine repräsentative Verteilung der Fahrstreifenkonstellationen im Untersuchungskollektiv geachtet werden sollte.

FS Nr. (rechts)	FS Nr. (links)	$f_{s,m}$
A-14	A-15	0,928
A-16	A-17	0,956
A-29	A-30	1,030
A-31	A-32	0,948
A-33	A-34	0,911
A-37	A-38	0,962
A-41	A-42	0,987

Tab. 4-5: Vergleich des Zeitbedarfswertes in Zufahrten mit zwei Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten, Schwerverkehr und Einfluss der Fahrstreifenauslastung

Schwerverkehr

Der Anteil des Schwerverkehrs wirkt sich maßgeblich auf die Ausprägung der Zeitbedarfswerte bzw. der Sättigungsverkehrsstärke aus. Aufgrund der höheren Fahrzeuglänge sowie des Brems- und Beschleunigungsvermögens erhöht die Anwesenheit eines Schwerverkehrsfahrzeugs die positionsabhängigen Zeitbedarfswerte und reduziert somit die Sättigungsverkehrsstärke des Umlaufs (vgl. Kapitel 2.3.1). Im HBS 2015 wird der Schwerverkehr je nach Datengrundlage durch Gleichung (2-5) oder Gleichung (2-6) anhand eines eigenen Anpassungsfaktors berücksichtigt. Dabei wird der Schwerverkehr durch sog. Pkw-Gleichwerte, also der entsprechenden Anzahl an Pkw, die anstelle eines Schwerverkehrsfahrzeugs die Haltlinie überqueren könnte, gewichtet. Die verwendeten Pkw-Gleichwerte von 1,75 für Lastkraftwagen (Lkw) und Busse sowie 2,50 für Sattelkraftfahrzeuge und Lastzüge (Lz) wurden von AHN (1987) für den Geradeausverkehr bestimmt (1,90 bei unbekannter Aufteilung). Aufgrund von Weiterentwicklungen der Fahrzeugtechnik, insbesondere hinsichtlich der Motorisierung und der zunehmenden Verbreitung von Fahrerassistenzsystemen, kann sich dieser Einfluss seitdem verändert haben, sodass er in der vorliegenden Untersuchung erneut analysiert wurde. Im HCM 2010 (TRB, 2010) wurde an LSA ein konstanter Pkw-Gleichwert von 2,00 verwendet. Im HCM 6th Edition (TRB, 2016) wird für die Berechnung der Sättigungsverkehrsstärke der Einfluss des Schwerverkehrs in Abhängigkeit von der Längsneigung berücksichtigt und besitzt keinen konstanten Pkw-Gleichwert mehr. Für vorfahrtgeregelter Knotenpunkte werden im Verfahren des HBS 2015 zur Berechnung des Umrechnungsfaktors für die Verkehrszusammensetzung Pkw-Gleichwerte von 1,5 für Lkw und Busse sowie 2,0 für Sattelkraftfahrzeuge und Lastzüge angesetzt.

AHN (1987) betrachtete den Abfluss von Kolonnen von 10 und 20 Fahrzeugen an Knotenpunkten mit LSA und analysierte den resultierenden Gesamtzeitbedarf. Dafür bestimmte er zunächst für sämtliche Folgekonstellationen die positionsabhängigen Zeitbedarfswerte auf einem Geradeausfahrstreifen und stellte fest, dass Lkw noch das zweite folgende Fahrzeug geringfügig beeinflussen. Über die von AHN hergeleitete Gleichung (4-5) wurden in einer Kombinationsrechnung unterschiedliche Anfahrkonstellationen eines oder mehrerer Lkw und ihre Auswirkungen auf den Gesamtzeitbedarf in der betrachteten Kolonne verglichen. Als Vergleichswert dient in Gleichung (4-5) immer der mittlere Gesamtzeitbedarf einer entsprechenden Kolonne mit ausschließlich abfließenden Pkw.

$$f = \frac{n_{\text{ges}}}{n_{\text{sv}}} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{ges}}} t_i}{\sum_{i=1}^{n_{\text{ges}}} t_{\text{pkw},i}} - \frac{n_{\text{pkw}}}{n_{\text{sv}}} \quad (4-5)$$

mit

f = Umrechnungsfaktor zur Gewichtung des Schwerverkehrs (Pkw-Gleichwert) [-]

n_{ges}	= Anzahl der abfließenden Kfz in der betrachteten Kolonne	[-]
n_{Pkw}	= Anzahl der Pkw in der betrachteten Kolonne	[-]
n_{SV}	= Anzahl der Schwerverkehrsfahrzeuge (Lkw oder Lz) in der betrachteten Kolonne	[-]
t_i	= Zeitbedarfswert eines Kfz in der Kolonne auf der Anfahrposition i	[s]
$t_{\text{Pkw}, i}$	= Zeitbedarfswert eines Pkw in der Kolonne auf der Anfahrposition i	[s]

Die Betrachtung des Einflusses des Schwerverkehrs wurde in der vorliegenden Untersuchung ebenfalls auf mikroskopischer Ebene durchgeführt. Dafür wurden an den Geradeausfahrstreifen nach Tab. 4-1 die positionsabhängigen Zeitbedarfswerte der Fahrzeugfolgekonstellationen Pkw folgt Pkw, Pkw folgt Lkw, Pkw folgt Lz, Lkw folgt Pkw, Lkw folgt Lkw, Lkw folgt Lz, Lz folgt Pkw, Lz folgt Lkw und Lz folgt Lz positionsfine analysiert. Sattelkraftfahrzeuge wurden auch der Gruppe Lz zugeordnet, sodass diese der Definition der Lkw-K des HBS 2015 entspricht. Es ist anzumerken, dass aufgrund der räumlichen Bezugspunkte der Zeitbedarfswertmessung bei Lkw im Mittel ca. 55 % des Einflusses durch den erhöhten Zeitbedarfswert des Schwerverkehrsfahrzeugs selbst und 45 % durch die anschließend resultierende Erhöhung des Zeitbedarfswertes des Folgefahrzeugs entsteht. Bei Lz verändert sich die Verteilung des Einflusses aufgrund der größeren Fahrzeuglänge zu 46 % durch die Erhöhung des Zeitbedarfswertes des Schwerverkehrsfahrzeugs und zu 54 % durch die Erhöhung des Zeitbedarfswertes des Folgefahrzeugs. Bei Fahrzeugen, die einem Schwerverkehrsfahrzeug als zweites Fahrzeug folgen, wie z. B. Pkw folgt Pkw folgt Lkw, konnte im Geradeausverkehr keine Beeinflussung festgestellt werden. In Tab. 4-6 sind die Ergebnisse der Analyse der Pkw-Gleichwerte analog zur Auswertung von AHN (1987) für eine Fahrzeugkolonne von mindestens 10 abfließenden Fahrzeugen dokumentiert. Dabei wurden unterschiedliche Anfahrpositionen der Schwerverkehrsfahrzeuge betrachtet. Eine Analyse von mindestens 20 abfließenden Fahrzeugen war aufgrund der Datenverfügbarkeit nicht möglich. Aus den vorliegenden Daten für Geradeausfahrstreifen ergeben sich mittlere Pkw-Gleichwerte von 1,60 für Lkw und 2,20 für Lz, während von AHN etwas höhere Pkw-Gleichwerte von 1,68 bzw. 2,33 ermittelt wurden. Es zeigt sich, dass sich der Einfluss des Schwerverkehrs geringfügig reduziert hat. Insgesamt können die Pkw-Gleichwerte des HBS 2015 von 1,75 und 2,50 somit für heutige Verhältnisse nur eingeschränkt bestätigt werden. Zwar gibt es immer noch Konstellationen, bei denen so hohe Pkw-Gleichwerte erreicht werden, jedoch sind die Mittelwerte geringer. Daher wird empfohlen, die Pkw-Gleichwerte im HBS 2015 auf 1,7 für Lkw und 2,3 für Lz zu reduzieren, wodurch sich der Anpassungsfaktor des Schwerverkehrs nach Gleichung (4-6) ergibt. So kann auch der stärkere Einfluss auf den ersten Anfahrpositionen ausreichend berücksichtigt werden. Die Differenz des neuen Anpassungsfaktors zum bisherigen Anpassungsfaktor des HBS 2015 ist unter Einbezug des gesamten Schwerverkehrsanteils jedoch vergleichsweise gering (vgl. Tab. 4-7).

$$f_{\text{SV,neu}} = \frac{q_{\text{LV}} + 1,7 \cdot q_{\text{Lkw+Bus}} + 2,3 \cdot q_{\text{LkwK}}}{q_{\text{Kfz}}} \quad (4-6)$$

mit

$f_{\text{SV,neu}}$	= neuer Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs	[-]
q_{LV}	= Verkehrsstärke des Leichtverkehrs	[Kfz/h]
$q_{\text{Lkw+Bus}}$	= Verkehrsstärke der Lkw und Busse	[Kfz/h]
q_{LkwK}	= Verkehrsstärke der Lkw mit Anhänger und Sattel-Kfz	[Kfz/h]

Anzumerken ist, dass die Pkw-Gleichwerte des Ermittlungsverfahrens nach AHN (1987) in geringem Maße von der Länge der abfließenden Fahrzeugkolonne abhängig sind. AHN (1987) stellte selbst fest, dass z. B. die sich ergebenden Pkw-Gleichwerte einer Kolonne von 20 Fahrzeugen geringfügig höher liegen, da aufgrund des positionsabhängigen Verlaufs der Zeitbedarfswerte der Gesamtzeitbedarf im Vergleich zu einer Kolonne mit 10 Fahrzeugen prozentual geringer ist. Um den Einfluss der Kolonnenlänge auszuschließen, wurde zusätzlich ein ausschließlicher Vergleich der durch die Schwerverkehrsfahrzeuge beeinflussten Positionen mit den entsprechenden Werten einer Pkw-Kolonne durchgeführt. Die einzelnen Pkw-Gleichwerte der unterschiedlichen Fahrzeugkombinationen weichen zwar minimal voneinander ab, jedoch ergeben sich im Mittel nahezu identische Pkw-Gleichwerte, die lediglich in der dritten Nachkommastelle variieren, was somit vernachlässigt werden kann. Die mit dem Verfahren nach AHN (1987) für den Abfluss einer Kolonne mit 10 Fahrzeugen ermittelten Werte konnten somit bestätigt werden.

n _{SV}	Pos. SV	Σt _i mit Lkw	Σt _i mit Lz	f _{Lkw}	f _{Lkw, m}	f _{Lz}	f _{Lz,m}	n _{SV}	Pos. SV	Σt _i mit Lkw	Σt _i mit Lz	f _{Lkw}	f _{Lkw,m}	f _{Lz}	f _{Lz,m}	
0	-	19,13		1				2	1, 3	21,72	24,45	1,68	1,61	2,39	2,24	
1	1	20,44	21,52	1,69	1,60	2,25	2,22		2, 4	21,56	25,15	1,64		2,57		
	2	20,59	22,31	1,77		2,66			3, 5	21,49	24,46	1,62		2,39		
	3	20,41	22,06	1,67		2,53			4, 6	21,47	24,10	1,61		2,30		
	4	20,09	21,96	1,51		2,48			5, 7	21,32	23,57	1,57		2,16		
	5	20,20	21,53	1,56		2,25			6, 8	21,65	23,47	1,66		2,14		
	6	20,50	21,27	1,72		2,12			7, 9	21,25	23,13	1,55		2,05		
	7	20,24	21,17	1,58		2,07			8, 10	20,96	22,55	1,48		1,89		
	8	20,28	21,33	1,60		2,15		2	1, 4	21,41	24,35	1,60	2,37	1,60	2,46	2,23
	9	20,14	21,08	1,53		2,02			2, 5	21,67	24,71	1,67	2,33			
	10	19,81	20,34	1,36		1,64			3, 6	21,78	24,20	1,69	2,27			
2	1, 2	22,09	23,43	1,77	1,59	2,13	2,06		4, 7	21,21	24,00	1,54	2,20			
	2, 3	21,92	23,87	1,73		2,24			5, 8	21,36	23,73	1,58	2,07			
	3, 4	21,66	23,69	1,66		2,19			6, 9	21,51	23,22	1,62	1,85			
	4, 5	21,05	23,94	1,50		2,26			7, 10	20,92	22,39	1,47	2,25			
	5, 6	21,58	23,04	1,64		2,02			2	1, 5	21,52	23,92	1,63		1,61	
	6, 7	20,56	22,88	1,50		1,98		2, 6		21,97	24,45	1,74	2,30			
	7, 8	21,07	23,04	1,51		2,02		3, 7		21,52	24,10	1,63	2,32			
	8, 9	21,42	22,94	1,60		2,00		4, 8		21,25	24,17	1,55	2,14			
	9, 10	20,30	21,79	1,31		1,70		5, 9		21,21	23,48	1,55	1,88			
										6, 10	21,18	22,48	1,54			

Tab. 4-6: Kombinationsrechnung zur Ermittlung des Einflusses des Schwerverkehrs mit dem Ansatz nach AHN (1987) an den Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten auf den Anfahrpositionen eins bis zehn

		Lastzuganteil [%]					
		0	10	20	30	40	50
SV-Anteil [%]	5	-0,24	-0,31	-0,38	-0,45	-0,52	-0,59
	10	-0,47	-0,60	-0,73	-0,87	-1,00	-1,12
	15	-0,67	-0,87	-1,06	-1,24	-1,43	-1,60
	20	-0,87	-1,12	-1,36	-1,59	-1,82	-2,04
	25	-1,05	-1,35	-1,63	-1,91	-2,18	-2,44
	30	-1,22	-1,56	-1,89	-2,21	-2,51	-2,80
	35	-1,39	-1,77	-2,13	-2,48	-2,82	-3,14
	40	-1,54	-1,95	-2,35	-2,73	-3,10	-3,45

Tab. 4-7: Prozentuale Differenz des neuen Anpassungsfaktors des Schwerverkehrs im Vergleich zum Faktor des HBS (FGSV, 2015a)

AHN (1987) bestimmte den Pkw-Gleichwert im Geradeausverkehr für den gesamten Schwerverkehr ohne Aufschlüsselung in Lkw und Lz zu 1,90 (vgl. Gleichung (2-6)). Dies resultierte aus der Beobachtung, dass im Mittel in der damaligen Untersuchung der Anteil der Lz am gesamten Schwerverkehr ca. 20 % betrug. In den hier erhobenen Daten variiert die Aufteilung des Schwerverkehrs ebenfalls stark in Abhängigkeit von der Uhrzeit und dem Erhebungsort. Das arithmetische Mittel der Lastzuganteile aller Fahrstreifen beträgt ca. 25 %. Dabei ist zu berücksichtigen, dass auch Erhebungsstellen an Bundes- oder Landesstraßen und in der Nähe von Autobahnanschlussstellen sowie Industrie- und Gewerbegebieten betrachtet wurden, an denen deutlich höhere Anteile von bis zu 50 % vorhanden waren. Diese Beobachtungen wurden durch umfangreiche Analysen des Schwerverkehrskollektivs auf Landstraßen und Autobahnen in anderen Untersuchungen bestätigt (vgl. z. B. GEISTEFELDT et al., 2020 und GEISTEFELDT et al., 2021). Hier würde ein Pkw-Gleichwert, dem ein Lastzuganteil von 20 % zugrunde liegt, zu einer Fehleinschätzung des Einflusses des Schwerverkehrs auf die Sättigungsverkehrsstärke führen. Im Kernstadtbereich lag der Anteil aber auch teilweise unter 20 %, sodass hier ebenfalls eine Fehleinschätzung vorliegen würde. Daher wird empfohlen, im HBS keine pauschale Angabe zum Pkw-Gleichwert bei unbekannter Aufteilung des Schwerverkehrs vorzugeben. So muss der Anwender selbst eine für die vorliegende Situation plausible Aufteilung

des Schwerverkehrs wählen und schlüssig begründen. Unterstützend könnten Hinweise auf Randbedingungen, welche die Aufteilung des Schwerverkehrs beeinflussen, mit entsprechenden Richtwerten angegeben werden. Eventuell könnten in den Kapiteln S4 und L4 des HBS 2015 unterschiedliche Hinweise gegeben werden.

Inwieweit der Schwerverkehrsanteil den Einfluss der geometrischen Randbedingungen beeinträchtigt, ist mit der vorliegenden Datengrundlage nur schwer einzuschätzen. Besonders die Längsneigung und der Abbiegeradius könnten sich auf den Einfluss des Schwerverkehrs auswirken. Steigungsstrecken beeinflussen die Beschleunigung von Schwerverkehrsfahrzeugen deutlich stärker als von Pkw. Es ist also davon auszugehen, dass Lkw hier die Zeitbedarfswerte einer Abflusskolonne besonders auf den ersten Anfahrpositionen noch stärker erhöhen, was zu höheren Pkw-Gleichwerten führen würde. In der vorliegenden Untersuchung lagen die Zeitbedarfswerte der Lkw und Lz im Mittel zwar geringfügig über den Zeitbedarfswerten auf ebenen Fahrstreifen. Da aber nur wenige Fahrzeuge betrachtet werden konnten, kann keine Aussage zum genauen Einfluss getroffen werden. An Gefällestrecken könnte sich der Einfluss reduzieren. Ebenfalls beeinflussen geringe Abbiegeradien die Abbiegegeschwindigkeit von Lkw und Lz stärker als die von Pkw. Analog zu Steigungsstrecken müssten sich somit höhere Pkw-Gleichwerte ergeben. Eine Analyse dieser Überlagerungseffekte anhand einer mit PTV Vissim durchgeführten mikroskopischen Simulationsstudie ohne ausreichende empirische Grundlagen, wie sie bei der Ableitung des im HCM (TRB, 2016) angesetzten Faktors von SKABARDONIS et al. (2014) verwendet wurde, wird kritisch gesehen. Da der Schwerverkehr im HBS 2015 über einen eigenen Anpassungsfaktor berücksichtigt wird und dieser über eine Multiplikation mit den Anpassungsfaktoren der Knotenpunktgeometrie verknüpft ist, kann zunächst weiter davon ausgegangen werden, dass Überlagerungseffekte ausreichend genau berücksichtigt werden.

Eine maßgebliche Auswirkung auf den Einfluss von abbiegenden Schwerverkehrsfahrzeugen könnte auch die Neuregelung der Abbiegegeschwindigkeit der StVO-Novelle 2020 haben. Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht von mehr als 3,5 t dürfen nach § 9 Abs. 3 StVO nur noch mit Schrittgeschwindigkeit (4-7 km/h, max. 11 km/h) abbiegen, wenn „auf oder neben der Fahrbahn mit geradeausfahrendem Radverkehr oder im unmittelbaren Bereich des Einbiegens mit der Fahrbahn überquerendem Fußverkehr zu rechnen ist“. In der vorliegenden Untersuchung konnten aufgrund der Aktualität der Novelle dazu noch keine empirischen Erkenntnisse gewonnen werden. Wird jedoch theoretisch davon ausgegangen, dass ein 12 m langer Lkw an der Haltlinie bereits seine Geschwindigkeit auf 7 km/h reduziert hat, würde er nur für die Überfahrt seiner Fahrzeuglänge schon 6,17 s benötigen. Der Zeitbedarfswert des Lkw selbst sowie der Folgefahrzeuge, welche folglich ebenfalls ihre Geschwindigkeit stark reduzieren müssen, wird dadurch deutlich erhöht, sodass ein Schwerverkehrsfahrzeug die Sättigungsverkehrsstärke stärker reduziert und die Pkw-Gleichwerte der Schwerverkehrsfahrzeuge somit bei bedingt verträglicher Führung größer sein müssten. Da eine bedingt verträgliche Führung allerdings ohnehin in Kombination mit mittlerem bis starkem Schwerverkehr aus Gesichtspunkten der Verkehrssicherheit nicht angewandt werden sollte, wird dieser Effekt nur Einzelfälle betreffen und hat für die Anwendungspraxis damit eine untergeordnete Relevanz.

Im HBS 2015 wird der Anpassungsfaktor des Schwerverkehrs f_{SV} auch für die Ermittlung des Einflusses der Schwerverkehrsfahrzeuge auf die Aufstelllängen an LSA verwendet. Dies stellt jedoch nur eine pragmatische Näherungslösung dar, da der Faktor zunächst nur den Einfluss auf die Sättigungsverkehrsstärke abbildet. Zwar spielt die Fahrzeuglänge eine wichtige Rolle für die Ausprägung der zuvor berechneten Pkw-Gleichwerte, jedoch wirken im Sättigungsfluss noch viele weitere Faktoren, sodass der Einfluss auf die Aufstelllänge im Stillstand davon abweichen kann. Zudem werden an vorfahrtsregulierten Knotenpunkten in den Kapiteln S5 und L5 des HBS 2015 abweichende Pkw-Gleichwerte bei der Berechnung von f_{PE} verwendet, sodass der Einfluss auf die Aufstelllänge eines identischen Schwerverkehrsfahrzeugs in den Verfahren unterschiedlich gewichtet wird. In der aktuellen Betrachtung geht an LSA ein Fahrzeug der Klasse Lkw mit $6 \cdot 1,7 = 10,2$ m Länge und ein Fahrzeug der Klasse Lkw-K mit $6 \cdot 2,5 = 15,0$ m Länge in die Berechnung ein. Neben der Fahrzeuglänge ist hiermit bereits der Nettoabstand zum vorderen Fahrzeug berücksichtigt. Gerade bei Sattelkraftfahrzeugen (Lkw-K) ist dieser Wert als recht gering anzusehen, da diese oftmals bereits eine Fahrzeuglänge von ca. 16,5 m aufweisen. Wenn zusätzlich der Fahrzeugabstand zum vorderen Fahrzeug in der Warteschlange von ca. 1 bis 2 m hinzuaddiert wird, weichen die realen Aufstelllängen von der Definition im HBS 2015 ab. Die Differenzen könnten zu einer Fehleinschätzung der Rückstaulänge führen. Bei der Fortschreibung des HBS sollte, sofern keine abweichenden empirischen Erkenntnisse vorliegen, unabhängig von der Knotenpunktgrundform eine einheitliche Definition des Einflusses des Schwerverkehrs auf die Aufstelllänge gewählt werden, welche die realen Fahrzeuglängen und Nettoabstände im

Stillstand berücksichtigt. Bei der Betrachtung des Verkehrsablaufs können in den Berechnungsverfahren weiterhin unterschiedliche Faktoren verwendet werden.

4.1.4 Sättigungsverkehrsstärken von Mischfahrstreifen

Mischfahrstreifen werden von zwei oder drei Verkehrsströmen befahren. Oftmals werden Mischfahrstreifen in Kombination mit einer bedingt verträglichen Führung von Rechtsabbiegern eingesetzt. Die Kapazität eines Mischfahrstreifens wird im HBS 2015 nach Gleichung (2-10) als ein in Abhängigkeit von den einzelnen Verkehrsstärken gewichtetes harmonisches Mittel der Kapazitäten der Verkehrsströme berechnet. Bei freiem Abfluss ist die Kapazität eines Verkehrsstroms lediglich eine Verrechnung der Sättigungsverkehrsstärke und des Abflusszeitanteils der Verkehrsströme. Somit entspricht in diesem Fall die Sättigungsverkehrsstärke des Mischfahrstreifens nach dem HBS 2015 dem gewichteten harmonischen Mittel der Sättigungsverkehrsstärken der einzelnen Verkehrsströme, da die Abflusszeitanteile aller Verkehrsströme eines Mischfahrstreifens identisch sind. Bezogen auf den Zeitbedarfswert eines Mischfahrstreifens wird dieser im unbehinderten Abfluss folglich als eine lineare Superposition der einzelnen Zeitbedarfswerte nach Gleichung (4-7) behandelt. Damit wird die Annahme getroffen, dass sich unterschiedliche Verkehrsströme auf einem Mischfahrstreifen nicht direkt beeinflussen und der resultierende Abfluss sich direkt aus den Zeitbedarfswerten der Verkehrsströme bestimmen lässt. Im HBS 2015 werden für die Verkehrsströme eines Mischfahrstreifens mit und ohne bedingt verträglich geführten Abbiegern grundsätzlich die gleichen Zeitbedarfswerte angenommen wie bei der Führung des jeweiligen Stroms auf einem eigenen Fahrstreifen und unbehindertem Abfluss.

$$t_{B,M,j} = \sum_{i=1}^n a_i \cdot t_{B,i} \quad (4-7)$$

mit

$t_{B,M,j}$ = resultierender Zeitbedarfswert des Mischfahrstreifens j [s]

n_i = Anzahl der Verkehrsströme i auf dem Mischfahrstreifen j [-]

a_i = Verkehrsstärkenanteil des Verkehrsstroms i auf dem Mischfahrstreifen j [-]

$t_{B,i}$ = Zeitbedarfswert des Verkehrsstroms i [s]

Um diese Annahme zu überprüfen, wurden Erhebungen der Zeitbedarfswerte an insgesamt 14 Mischfahrstreifen durchgeführt. Im Kollektiv waren nur Mischfahrstreifen mit zwei Verkehrsströmen enthalten. An allen Mischfahrstreifen wurde die abbiegenden Kfz-Verkehrsströme bedingt verträglich geführt. Somit können keine direkten Rückschlüsse auf Fahrstreifen ohne bedingt verträgliche Führung getroffen werden. Jedem abfließenden Fahrzeug wurde bei der Zeitstempelerfassung an der Haltlinie ebenfalls die folgende Fahrtrichtung zugeordnet. Somit konnten im Nachgang die einzelnen positionsabhängigen Zeitbedarfswerte unter Berücksichtigung der Fahrzeugfolgekonstellationen analysiert werden. Dabei wurde zwischen den Konstellationen

- Geradeausfahrer folgt Geradeausfahrer (GG),
- Geradeausfahrer folgt Abbieger (GA),
- Abbieger folgt Geradeausfahrer (AG) und
- Abbieger folgt Abbieger (AA)

unterschieden. Am Fahrstreifen A-45, auf dem Rechtsabbieger und Linksabbieger im Mischverkehr geführt werden, wurden die entsprechenden Fahrzeugfolgekonstellationen der abbiegenden Ströme betrachtet. Es wurden ausschließlich Umläufe betrachtet, in denen die abbiegenden Fahrzeuge nicht durch Radfahrer oder Fußgänger beim Abbiegevorgang behindert wurden, sodass der Abfluss zunächst als annähernd frei angenommen werden konnte. Zudem wurden analog zu den weiteren Auswertungen der Sättigungsverkehrsstärke nur gesättigte Umläufe betrachtet. Der Einfluss von Schwerverkehrsfahrzeugen wurde ausgeschlossen.

Die gemessenen mittleren Zeitbedarfswerte der einzelnen Fahrzeugfolgebeziehungen auf den Positionen 5 bis 10 sowie die Anzahl der zugrundeliegenden Zeitlücken sind in Tab. 4-8 dargestellt. Gerade bei den

abbiegenden Strömen ist die Datenverfügbarkeit oftmals begrenzt, weil in den Zeitbereichen, in denen gesättigte Bedingungen herrschen, oftmals auch die angrenzende Fußgängerfurt stärker belastet ist und somit kein freier Abfluss vorliegt.

Bereits für die Konstellation GG kann beobachtet werden, dass die gemessenen mittleren Zeitbedarfswerte sowohl systematisch über den berechneten Werten des HBS 2015 als auch über den gemessenen Zeitbedarfswerten der angrenzenden Fahrstreifen liegen. Fahrzeugführer können auf einem Mischfahrstreifen, insbesondere bei bedingt verträglicher Führung, nicht mit absoluter Sicherheit wissen, ob das vor ihnen fahrende Fahrzeug tatsächlich geradeaus fährt oder abbiegt, da dieses seine Fahrtrichtung ggf. erst kurz vor der Kurvenfahrt oder auch gar nicht anzeigt und dann zügig die Fahrgeschwindigkeit reduziert oder sogar anhält. Es ist also anzunehmen, dass auch geradeausfahrende Fahrzeuge auf Mischfahrstreifen höhere Sicherheitsabstände einhalten oder ihre Fahrgeschwindigkeit reduzieren, um das Risiko eines Auffahrunfalls zu reduzieren, und somit ihren Zeitbedarfswert erhöhen. PAVEL (1974) berücksichtigte in einem seiner abgeleiteten Anpassungsfaktoren diesen Effekt an Mischfahrstreifen. Die Abweichung des Zeitbedarfswertes zum angrenzenden Geradeausfahrstreifen beträgt durchschnittlich 5,2 %. Vor dem Hintergrund, dass bereits ohne Mischverkehrsführung ein rechter Fahrstreifen generell im Mittel um 4 % höhere Zeitbedarfswerte aufweist (vgl. Kapitel 4.1.3), liegen die Zeitbedarfswerte der Konstellation GG jedoch nur geringfügig über den ohne Mischverkehr ermittelten Werten.

Des Weiteren fällt auf, dass die mittleren Zeitbedarfswerte der einem Abbieger folgenden geradeaus fahrenden Fahrzeuge (GA) über alle Mischfahrstreifen nochmals im Mittel um ca. 10 % über dem korrespondierenden Wert der Folgekonstellation GG und oftmals sogar über den Werten der Konstellationen AG und AA liegen. Diese Beobachtung kann ebenfalls auf das erhöhte Abstandsverhalten und die reduzierte Fahrgeschwindigkeit zurückgeführt werden, was folglich zu einer Erhöhung des Zeitbedarfswertes führt. Eine lineare Superposition der Zeitbedarfswerte der Mischverkehrsströme aus den Standardwerten für einzeln geführte Verkehrsströme ist dann streng genommen nicht mehr möglich, da mit steigendem Anteil der Abbieger auch der Zeitbedarfswert der Geradeausfahrer beeinflusst wird.

Auch die Zeitbedarfswerte der abbiegenden Verkehrsteilnehmer sind vergleichsweise hoch und liegen deutlich über den nach dem HBS 2015 berechneten Werten. Ein erhöhter Zeitbedarfswert kann auf die erhöhte Aufmerksamkeit und das defensivere Fahrverhalten bei bedingt verträglicher Führung zurückgeführt werden. Das HBS 2001 enthielt einen entsprechenden Anpassungsfaktor für abbiegende Verkehrsströme, welcher die erhöhte Aufmerksamkeit bei bedingt verträglicher Führung und die daraus resultierende Reduktion der Sättigungsverkehrsstärke zusätzlich zum Faktor des Abbiegeradius berücksichtigte. Dieser Faktor stammt ebenfalls aus der Studie von PAVEL (1974), in der dieser Faktor aus der Untersuchung von SCHLUMS (1965) abgeleitet wurde. Die Sättigungsverkehrsstärke von Abbiegeströmen, die eine Fußgängerfurt mit hoher Fußverkehrsstärke kreuzen, wurde um bis zu 20 % abgemindert. Zusätzlich wurde die Kapazität des Rechtsabbiegestroms durch die Belegungszeit abgemindert. Bei der Fortschreibung des HBS wurde der Anpassungsfaktor des Fußverkehrs jedoch bewusst entfernt, da diese Einflüsse bereits durch den Anpassungsfaktor des Abbiegeradius berücksichtigt werden (vgl. HARDERS und SCHMOTZ, 2015). Zudem wurde im HBS 2001 der Einfluss des Fußverkehrs auf die Sättigungsverkehrsstärke nur durch eine qualitative Bewertung der Fußverkehrsstärke („stark“, „mittel“ und „schwach“) berücksichtigt, was in der praktischen Anwendung unpräzise ist. Eine Abhängigkeit vom beobachteten Radverkehrs- und Fußgängeraufkommen, welches anhand der Aufnahmen qualitativ eingeschätzt wurde, konnte hier nicht festgestellt werden. Lediglich der Ausreißerwert an A-27 kann durch eine besonders hohe Belastung der Radfurt erklärt werden. Für die Konstellation AA konnte aufgrund des geringen Datenumfangs kein sinnvoller Zusammenhang bestimmt werden.

Nr. FS	Besonderheit	R [m]	n_{GG} [-]	$\bar{t}_{B,5-10,GG}$ [s]	n_{GA} [-]	$\bar{t}_{B,5-10,GA}$ [s]	n_{AG} [-]	$\bar{t}_{B,5-10,AG}$ [s]	n_{AA} [-]	$\bar{t}_{B,5-10,AA}$ [s]	$\bar{t}_{B,5-10,angrenzend}$ [s]	$t_{B,HBS,G}$ [s]	$t_{B,HBS,A}$ [s]
A-1	$v_{zul} = 70 \text{ km/h}$	14,0	82	1,89	26	2,11	30	1,99	12	2,09	1,72	1,80	1,96
A-4	$v_{zul} = 30 \text{ km/h}$	9,5	255	2,21	73	2,27	74	2,31	18	2,26	2,03	1,80	1,96
A-6	$v_{zul} = 30 \text{ km/h}$	8,0	402	2,14	9	2,23	9	2,11	-	-	2,06	1,80	2,12
A-8	$v_{zul} = 30 \text{ km/h}$	16,0	120	2,14	8	2,35	10	2,29	-	-	2,06	1,80	1,91
A-10	$v_{zul} = 30 \text{ km/h}$	14,0	79	2,15	37	2,27	42	2,13	22	1,97	2,07	1,80	1,96
A-12	-	14,0	349	1,90	22	2,19	22	2,07	3	1,63	1,75	1,80	1,96
A-18	-	10,0	71	1,92	1	2,50	-	-	-	-	1,92	1,80	2,07
A-20	$s = -6,5 \%$	18,5	24	1,87	17	2,04	15	1,95	4	2,19	-	1,45	1,48
A-22	$s = 6 \%$	16,0	59	1,95	20	2,05	17	1,95	6	2,51	-	2,12	2,12
A-25	$s = -3,5 \%$ $b = 2,9 \text{ m}$	12,5	64	2,06	39	2,20	40	1,94	37	2,04	-	1,67	1,79
A-26	$s = -3,5 \%$ $b = 2,7 \text{ m}$	12,0	198	1,99	-	-	-	-	-	-	-	1,79	1,8
A-27	-	9,0	85	2,11	13	2,30	10	2,61	-	-	1,95	1,80	2,1
A-39	$s = 5 \%$	7,0	116	1,96	2	2,46	2	2,12	-	-	1,76	2,07	2,15
A-45	RA (A) und LA (G)	15,0	39	1,90	15	1,88	18	1,97	12	2,15	1,92	2,07	2,07

Tab. 4-8: Mittlere Zeitbedarfswerte der einzelnen Fahrzeugfolgekonstellationen an Mischfahrstreifen (ohne Schwerverkehr)

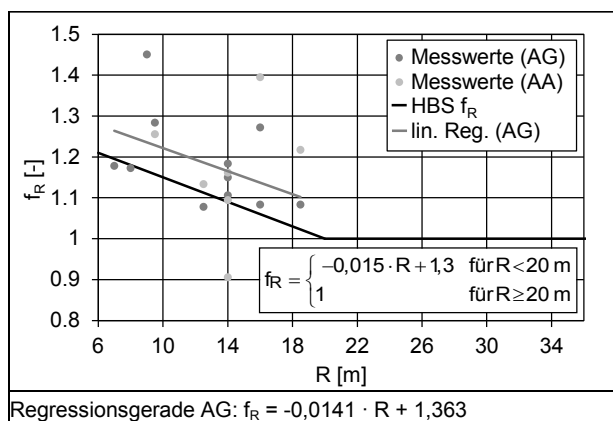


Bild 4-13: Vergleich des Anpassungsfaktors des Abbiegeradius f_R nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) mit den gemessenen Werten der Fahrzeugfolgekonstellation AG an allen bedingt verträglich geführten Mischfahrstreifen

Insgesamt lässt sich folgern, dass an Mischfahrstreifen mit bedingt verträglicher Führung der Abbiegeströme auch für frei abfließende Pkw die lineare Superposition der Zeitbedarfswerte der einzelnen Ströme bei unbehindertem Abfluss nicht zutrifft, da auch die geradeausfahrenden Pkw durch frei abfließenden Abbieger beeinflusst werden können. Zudem erscheint die Abminderung der Sättigungsverkehrsstärke der Abbieger bei bedingt verträglicher Führung stärker ausgeprägt zu sein, als es im HBS 2015 bisher berücksichtigt wird. Dies kann auf die erhöhte Aufmerksamkeit der Fahrer und die resultierende Anpassung der Fahrtgeschwindigkeit zurückgeführt werden. Da sich an Mischfahrstreifen aber oftmals mehrere Einflüsse überlagern, wird die genaue Analyse des Einflusses in der multiplen Regressionsanalyse in Kapitel 4.1.5 durchgeführt.

4.1.5 Multiple Regression der Zeitbedarfswerte

Zur Überprüfung der ermittelten Faktoren, die anhand der mittleren Zeitbedarfswerte der jeweiligen Fahrstreifen bestimmt wurden, wurde eine multiple lineare Regression über alle Einzelfahrzeugdaten der 50 erhobenen Fahrstreifen durchgeführt. Dabei wurden alle gesättigt abfließenden Fahrzeuge ab der fünften Anfahrposition berücksichtigt, die nicht durch weitere Einflüsse wie Fußgänger oder Rückstau im Knotenpunkt behindert worden sind ($n = 30566$ Kfz). Als maßgebliche Einflussfaktoren wurden die Längsneigung, die Fahrstreifenbreite, der Abbiegeradius, die zulässige Höchstgeschwindigkeit, der Mischverkehr sowie

der Schwerverkehr betrachtet, welche alle als signifikant bestätigt wurden. Der Einfluss des Schwerverkehrs teilt sich dabei in die Erhöhungen der Zeitlücken der Schwerverkehrsfahrzeuge und der Folgefahrzeuge auf. Beim Mischverkehr wurde ein konstanter Faktor sowie der Einfluss der Abbieger auf den Geraudeauström berücksichtigt. Durch die gemeinsame Betrachtung aller Faktoren können die gegenseitigen Beeinflussungen berücksichtigt werden. In Tab. 4-9 sind die resultierenden Regressionskoeffizienten dargestellt. Dabei entsprechen die einzelnen Koeffizienten k_i der absoluten Erhöhung bzw. Reduktion des Zeitbedarfswertes in Sekunden. Da im HBS 2015 jedoch der Zeitbedarfswert durch relative Faktoren bestimmt wird, wurden die Koeffizienten k_i^* bereits auf den ermittelten Zeitbedarfswert ohne Beeinträchtigung (Schnittpunkt SP) bezogen. Das Bestimmtheitsmaß der Regressionsgleichung beträgt 0,175. Zwischen den einzelnen Koeffizienten konnte keine signifikante Korrelation festgestellt werden.

Bezeichnung	Koeffizienten k_i [s]	Standardfehler	t-Statistik	P-Wert	$k_i^* = k_i/SP$
Schnittpunkt (SP)	1,822054811	0,003216048	-	-	1
Steigung ($s \geq 2\%$)	0,019309109	0,001908312	10,11842477	< 0,01	0,010597436
Fahstreifenbreite ($b - 3\text{ m}$)	-0,315169478	0,077757779	-4,053221186	< 0,01	-0,172974751
Abbiegeradius ($R - 20\text{ m}$)	-0,023365385	0,001339355	-17,4452512	< 0,01	-0,012823645
zul. Höchstgeschwindigkeit ($v - 50\text{ km/h}$)	-0,01009065	0,000327418	-30,81886921	< 0,01	-0,005538061
Lkw	0,658609368	0,015850976	41,55008258	< 0,01	0,361465179
Lz	1,111025755	0,025717913	43,20046335	< 0,01	0,609765276
Folgefahrzeug eines Lkw	0,509608803	0,016918542	30,12131999	< 0,01	0,279689063
Folgefahrzeug eines Lz	1,036929471	0,037078295	27,9659428	< 0,01	0,569098946
Mischverkehr (MFS)	0,124642694	0,007538214	16,53477881	< 0,01	0,068407763
Folgefahrzeug eines Abbiegers (MFS)	0,218369234	0,019517791	11,18821432	< 0,01	0,119847785

Tab. 4-9: Multiple Regression der fahrzeugfeinen Zeitbedarfswerte (ab Pos. 5)

Auch mit der Berechnung der mittleren Zeitbedarfswerte über die multiple Regression können die Zeitbedarfswerte jedoch nur im Mittel realistisch bestimmt werden. In Bild 4-14 sind die einzelnen gemessenen und berechneten Zeitbedarfswerte gegenübergestellt. Die teilweise erheblichen Differenzen resultieren aus der hohen stochastischen Streuung der Zeitbedarfswerte, welche bereits z. B. in Kapitel 4.1.1 aufgezeigt wurde, und waren somit zu erwarten. Auch unter gleichbleibenden Bedingungen variieren die Zeitbedarfswerte einzelner Fahrzeuge und somit auch einzelner Umläufe teilweise stark. Dies kann nicht auf konkrete Randbedingungen zurückgeführt werden, sondern ergibt sich aus dem individuellen Fahrverhalten, welches nicht in einem Berechnungsmodell berücksichtigt werden kann. Das Bestimmtheitsmaß der multiplen Regression von 0,175 ist hier folglich als gut zu bewerten. Inwieweit sich diese stochastischen Schwankungen auf z. B. die Wartezeit oder die Rückstaulänge auswirken, kann auf der Grundlage der vorliegenden Untersuchung nicht eingeschätzt werden und sollte in zukünftigen Forschungsarbeiten beobachtet werden. Grundsätzlich liegt hier im HBS 2015 eine Vereinfachung des realen Verkehrsflusses vor, da bei der Bestimmung der Wartezeit mit Gleichung (2-11) ein M/D/1 Warteschlangensystem zugrunde gelegt wird, welches von einem deterministischen Abfluss an der Haltlinie ausgeht und diese Schwankungen folglich nicht berücksichtigt. Es wird erwartet, dass bei geringeren Auslastungsgraden keine großen Einflüsse vorhanden sind und hier der Mittelwert eine ausreichende Eingangsgröße ist. Auch bei größerer Auslastung könnten sich die Schwankungen der Sättigungsverkehrsstärke, die sich sehr gleichmäßig um den Mittelwert verteilen (vgl. z. B. Bild 4-4), über mehrere Umläufe ausgleichen.

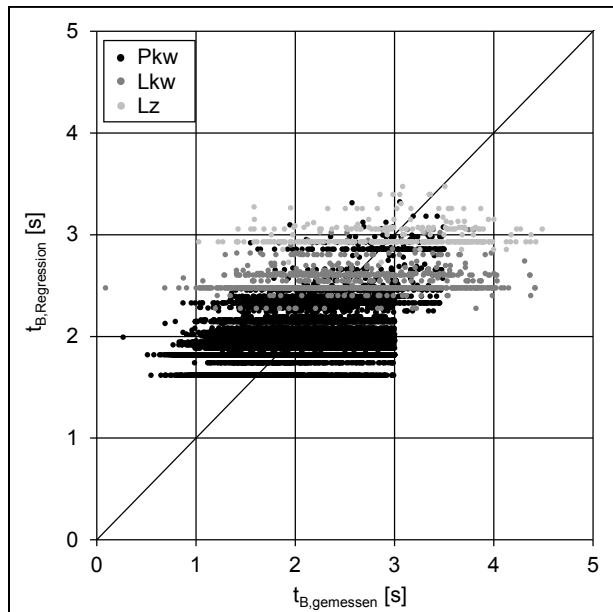


Bild 4-14: Vergleich der gemessenen und mit der Regressionsgleichung berechneten Zeitbedarfswerte

Aus der Regressionsanalyse wurde Gleichung (4-8) abgeleitet, um den mittleren Zeitbedarfswert einer gesättigt abfließenden Fahrzeugkolonne zu ermitteln. Dazu müssen die beiden bereits erläuterten Bestandteile des Einflusses des Schwerverkehrs (z. B. Lkw: $(1,822 + 0,658 + 0,509)/1,822 = 1,641$) zusammengefasst werden. Die weiteren Faktoren werden additiv miteinander verknüpft.

$$t_B = 1,822 \cdot \left[\frac{q_{LV} + 1,641 \cdot q_{Lkw+Bus} + 2,179 \cdot q_{LkwK}}{q_{Kfz}} + 0,0106 \cdot s^* - 0,173 \cdot b^* - 0,0128 \cdot R^* - 0,00553 \cdot v^* + (0,0684 + 0,120 \cdot a_{GA}) \cdot \chi_T(MFS) \right] \quad (4-8)$$

mit

t_B	= Zeitbedarfswert des Verkehrsstroms	[s]
q_{LV}	= Verkehrsstärke des Leichtverkehrs	[Kfz/h]
$q_{Lkw+Bus}$	= Verkehrsstärke der Lkw und Busse	[Kfz/h]
q_{LkwK}	= Verkehrsstärke der Lkw mit Anhänger und Sattel-Kfz	[Kfz/h]
q_{Kfz}	= Gesamtverkehrsstärke	[Kfz/h]
	= $q_{LV} + q_{SV}$	
s^*	= $s (\geq 2 \%)$	[%]
b^*	= $\min(3; b) - 3$	[m]
R^*	= $\min(20; R) - 20$	[m]
v^*	= $v - 50$	[km/h]
χ_T	= Indikatorfunktion des Mischverkehrs	[0/1]
a_{GA}	= $b_A \cdot b_G = b_A \cdot (1 - b_A)$	[-]

Für die Grundsättigungsverkehrsstärke ohne weitere Einflüsse konnte über die Regression mit Berücksichtigung aller erhobenen Fahrstreifen ein Zeitbedarfswert von 1,822 s ermittelt werden, was einer Sättigungsverkehrsstärke von 1975 Kfz/h entspricht. Damit kann der in Kapitel 4.1.1 ermittelte Wert von 1,83 s bzw. die 1,80 s des HBS 2015 bestätigt werden. Auch die weiteren Einflussfaktoren stimmen sehr gut mit den zuvor bestimmten Anpassungsfaktoren überein. So sind die Pkw-Gleichwerte für Lkw und Lastzüge in der ganzheitlichen Regressionsanalyse nahezu identisch mit den in Kapitel 4.1.3 abgeleiteten Faktoren. Der

Einfluss der Steigung ist im Regressionsmodell etwas geringer ausgeprägt als in der Einzelbetrachtung der Fahrstreifen. Zum Einfluss der Fahrstreifenbreite unter 3 m konnte in der Einzelbetrachtung keine Aussage getroffen werden, da schmale Fahrstreifen nur in der Kombination mit anderen Merkmalen auftraten. In der Regression zeigte sich, dass sich geringe Fahrstreifenbreiten weniger stark auf die mittleren Zeitbedarfs- werte auswirken, als dies im HBS 2015 angenommen wird. Bei einer Breite über 3 m konnte bereits zuvor gezeigt werden, dass kein Einfluss auf die Sättigungsverkehrsstärke mehr vorhanden ist. Der Abbiegera- dius zeigte im Regressionsmodell einen etwas größeren Einfluss auf die Sättigungsverkehrsstärke, als durch die Einzelbetrachtung der Fahrstreifen mit freiem Abfluss ermittelt werden konnte. Dies ist durch die Erweiterung der Stichprobe durch die umfangreiche Berücksichtigung der Rechtsabbieger im Mischverkehr zu begründen und ist somit für eine Fortschreibung des HBS vorzuziehen. Für den Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeit konnte ein nahezu identischer Anpassungsfaktor abgeleitet werden.

Ein maßgeblicher Vorteil der Regression ist, dass der Einfluss des Mischverkehrs auf bedingt verträglich geführten Fahrstreifen losgelöst von anderen Einflussgrößen bestimmt werden kann. Wie bereits vermutet hat der Mischverkehr einen Einfluss auf die Sättigungsverkehrsstärke, der von den weiteren Einflussfaktoren getrennt ermittelt werden konnte. An diesen Fahrstreifen lag der Zeitbedarfswert systematisch über den mittleren Zeitbedarfswerten, die auf eigenständigen Geradeaus- oder Abbiegefahrstreifen mit gleichen Randbedingungen auftraten, was durch das letzte Glied der Gleichung (4-8) berücksichtigt wird. Dabei wirkt sich neben einem konstanten Einfluss ebenfalls der Anteil der abbiegenden Fahrzeuge an der gesamten Verkehrsstärke aus, da diese durch die vergleichsweise langsame Abbiegegeschwindigkeit die Zeitbe- darfswerte der folgenden Geradeausfahrer erhöhen. Inwieweit die Faktoren auch auf Mischfahrstreifen ohne bedingt verträgliche Führung übertragen werden können, kann hier nicht eingeschätzt werden. Zwar wurden nur unbehindert abfließende Kfz betrachtet, jedoch wirkt sich die bedingt verträgliche Führung ver- mutlich auf das Abstandsverhalten der Fahrzeugführer aus. Tendenziell sollten die Ergebnisse aber ähnlich sein.

Zusätzlich wurde analysiert, welche Modellberechnung die gemessenen Daten am besten beschreiben kann. Dafür wurden Messdaten so umgerechnet, dass die Einflüsse auf die Folgefahrzeuge in den Schwer- verkehrsfahrzeugen selbst berücksichtigt werden. Mit Gleichung (4-8) konnte ein Bestimmtheitsmaß von 0,309 erreicht werden. Das Standardmodell des HBS 2015 ohne Anpassung der Faktoren erreichte ein Bestimmtheitsmaß von 0,272. Werden die in der vorliegenden Untersuchung abgeleiteten angepassten geometrischen Faktoren im HBS-Modell verwendet, wird über alle Daten ein Bestimmtheitsmaß von 0,277 erreicht. Die multiplikative Kombination aller geometrischen Faktoren und des Anpassungsfaktors der zu- lässigen Höchstgeschwindigkeit ergibt ein Bestimmtheitsmaß von 0,300. Ein Ausschluss der gleichzeitigen Berücksichtigung der Einflüsse f_R und f_V zeigte keine maßgebliche Veränderung in der Anpassungsgüte, da die Überschneidung dieser Randbedingungen an untersuchten Messstellen nicht in ausreichender An- zahl auftrat. Wird zusätzlich noch den Einfluss des Mischverkehrs in der Multiplikation berücksichtigt, wird ein Bestimmtheitsmaß von 0,306 erreicht. Wird der Einfluss des Schwerverkehrs nicht multiplikativ, son- dern der Mehrzeitbedarf der Schwerverkehrsfahrzeuge additiv berücksichtigt, erhöht sich das Be- stimmtheitsmaß auf 0,308.

Bei der Gegenüberstellung des Regressionsmodells mit den Berechnungsansätzen in Bild 4-15 zeigt sich, dass die multiplikative Berücksichtigung aller Faktoren für die Pkw sehr ähnliche Ergebnisse liefert wie die additive Berücksichtigung in Gleichung (4-8). Jedoch wird der Einfluss des Schwerverkehrs besonders in Kombination mit dem Einfluss des Mischverkehrs dann deutlich überschätzt. Durch eine getrennte additive Berücksichtigung des Einflusses des Schwerverkehrs wird eine sehr gute Annäherung an das Regressi- onsmodell erreicht.

Insgesamt bestätigt die multiple Regression die bereits gewonnenen Erkenntnisse. Die zuvor ermittelten Anpassungsfaktoren ermöglichen eine realistische Schätzung des Zeitbedarfswertes und sollten bei einer Fortschreibung des HBS berücksichtigt werden. Mit dem HBS-Verfahren, also der Berücksichtigung eines geometrischen Anpassungsfaktors und des Schwerverkehrs (Ausnahme bei Gefälle), können bereits gute Ergebnisse erreicht werden. Die gleichzeitige Berücksichtigung aller Faktoren erreicht zwar eine höhere Anpassungsgüte, jedoch sind im betrachteten Datenkollektiv auch nur wenige extreme Merkmalskombina- tionen vorhanden. Es wird daher empfohlen, das Verfahren des HBS 2015 beizubehalten und die Anpas- sungsfaktoren des Zeitbedarfswertes entsprechend anzupassen. Zusätzlich sollte der Einfluss der zulässi- gen Höchstgeschwindigkeit entsprechend in f_1 und f_2 berücksichtigt werden. Für die genaue Berücksichti- gung eines Zuschlags für den Mischverkehr sollten weitere Erhebungen an Mischfahrstreifen ohne bedingt verträgliche Führung mit einer detaillierten Betrachtung des Schwerverkehrs durchgeführt werden. Der hier

ermittelte Zuschlag sollte nicht multiplikativ mit dem Anpassungsfaktor des Schwerververkehrs verwendet werden.

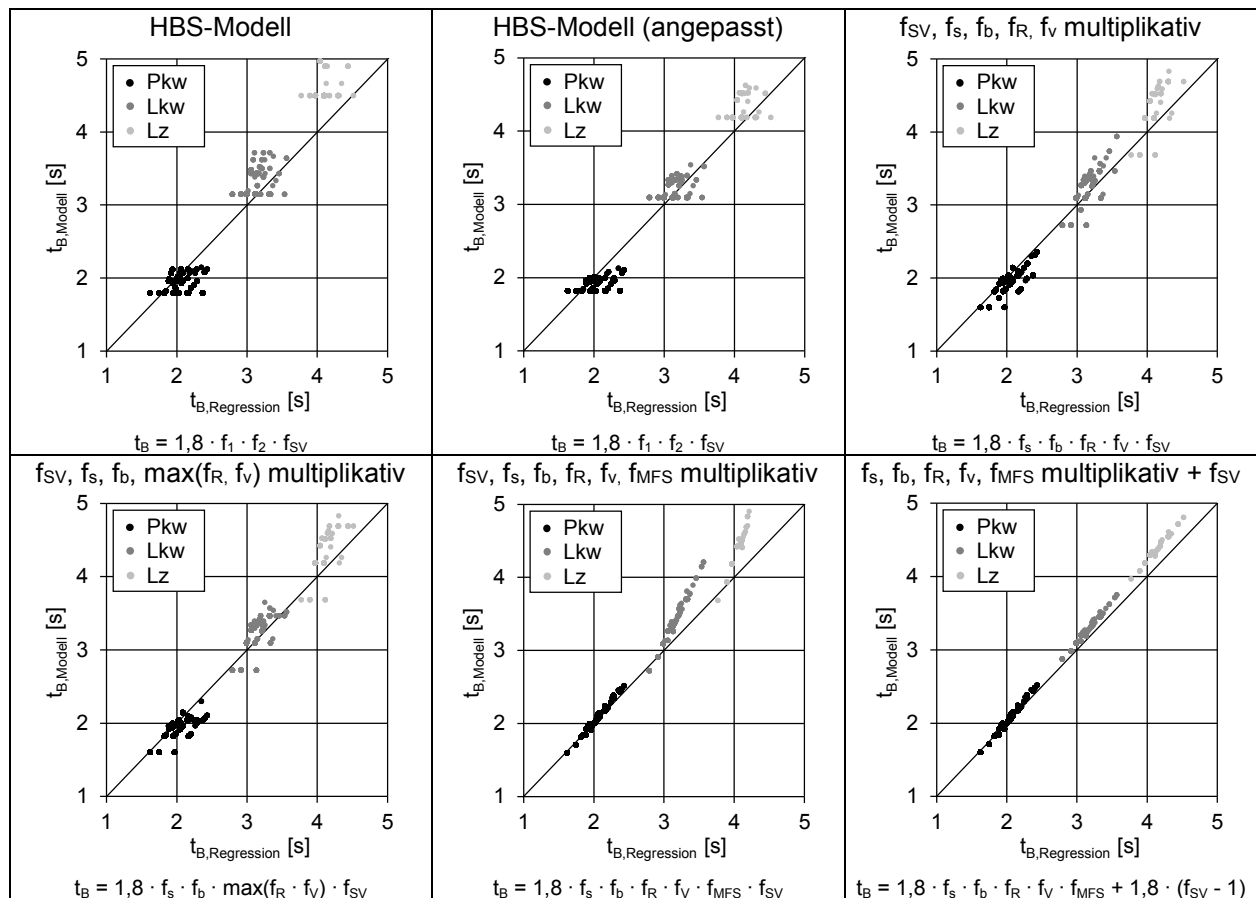


Bild 4-15: Vergleich des Regressionsmodells mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen unter Verwendung der abgeleiteten Anpassungsfaktoren (Ausnahme HBS-Modell oben links)

4.1.6 Effektive Freigabezeit

Die Modellvorstellung der Sättigungsverkehrsstärke impliziert eine konstante Abflussverkehrsstärke bzw. einen konstanten Zeitbedarfswert über die gesamte Freigabezeit. Diese Randbedingung entspricht, wie bereits gezeigt, aufgrund des menschlichen Reaktionsvermögens am Freigabezeitbeginn und -ende sowie des Beschleunigungsvorgangs nicht dem realen Verkehrsablauf an Knotenpunkten mit LSA. Um diese Effekte im Modell zu berücksichtigen, wird die Sättigungsverkehrsstärke auf die effektive Freigabezeit (auch Abflusszeit genannt) bezogen, welche die geschaltete Freigabezeit des Signalprogramms mit der Startverlustzeit der ersten Anfahrpositionen sowie den Überfahrtzeitgewinnen am Ende der Freigabe nach Gleichung (2-22) verrechnet (vgl. Kapitel 2.3.1).

Startverlustzeit

Die Startverlustzeit t_{SVZ} beschreibt die Summe der mittleren Differenzen der Zeitbedarfswerte auf den ersten Anfahrpositionen zum mittleren Zeitbedarfswert. Bei der Berechnung der Startverlustzeit nach Gleichung (2-22) wurden die ersten vier Positionen als erheblich vom mittleren Zeitbedarfswert abweichend betrachtet. Aufgrund des Beschleunigungsverhaltens wurden ausschließlich Warteschlangen mit reinem Pkw-Abfluss einbezogen. An Mischfahrstreifen ist eine Ermittlung der Startverlustzeit nicht möglich, da diese maßgeblich vom Abfluss der Abbieger auf den ersten Positionen und somit dem Abbiegeranteil der Erhebung abhängig ist.

Über alle Fahrstreifen konnte eine resultierende mittlere Startverlustzeit von 0,89 s ermittelt werden, wobei die Werte auf den einzelnen Fahrstreifen zwischen 0,19 s und 1,44 s lagen (Tab. 4-10). Es fällt jedoch auf, dass die Startverlustzeiten bei einem höheren mittleren Zeitbedarfswert des Fahrstreifens absinken, was in Bild 4-16 dargestellt ist. Diese Beobachtung resultiert aus dem positionsabhängigen Folgeverhalten. Die Zeitbedarfswerte der Positionen 1 bis 4 steigen unter geometrischen oder verkehrlichen Einflüssen nicht in gleichem Maße an wie der mittlere Zeitbedarfswert (Bild 4-17). Die erste Anfahrposition zeigt nahezu keinen Einfluss. Hier stehen die Fahrzeuge in der Regel so nah an der Haltlinie, dass lediglich die Reaktionszeiten der Fahrer, nicht aber die fahstreifenspezifischen Einflussfaktoren die Ausprägung des ersten Zeitbedarfswertes beeinflussen. Der Zeitbedarfswert der zweiten Anfahrposition steigt dafür überproportional mit einem steigenden mittleren Zeitbedarfswert an (Steigung der Regressionsgerade > 1), wohingegen die Zeitbedarfswerte der dritten und vierten Position mit einer Steigung der Regressionsgerade nahe eins in etwa gleichmäßig mit dem mittleren Zeitbedarfswert anstiegen. In Summe ergibt sich dadurch eine Reduktion der Startverlustzeit bei steigenden mittleren Zeitbedarfswerten. Bereits in den Daten von BOLTZE und WOLFERMANN (2011) kann dieser Trend festgestellt werden. Dort wurden insgesamt recht geringe Startverlustzeiten von im Mittel ca. 0,50 s ermittelt, wobei die gemessenen mittleren Zeitbedarfswerte relativ hoch sind. Für die Praxis erscheinen diese Differenzen jedoch als unerheblich, da sie verhältnismäßig gering sind. So zeigten die vorliegenden Daten bei einem Fahrstreifen mit einem mittleren Zeitbedarfswert von 1,80 s eine Startverlustzeit von 0,95 s, wohingegen bei einem mittleren Zeitbedarfswert von 2,1 s eine Startverlustzeit von 0,69 s und somit ein um 0,26 s geringerer Wert vorliegt. Eine Auslastungsabhängigkeit der Startverlustzeit konnte für die erhobenen Daten nicht festgestellt werden. Ebenfalls wurde kein einheitlicher Unterschied zwischen den Startverlustzeiten von nebeneinander liegenden Geradeausfahrstreifen beobachtet. Weitere knotenpunktspezifische Faktoren, wie die Sichtbarkeit des Signalgebers der parallel gerichteten Fußgänger, können die Startverlustzeit ebenfalls reduzieren, was in der empirischen Untersuchung jedoch nicht berücksichtigt werden konnte.

Nr. FS	$\bar{t}_{svz}$ [s]	σ [s]	$\bar{t}_{svz}$ [s]	Nr. FS	$\bar{t}_{svz}$ [s]	σ [s]	$\bar{t}_{svz}$ [s]
A-2	0,94	1,20	0,81	A-31	0,61	0,86	0,76
A-3	1,09	1,16	1,05	A-32	0,44	0,25	0,77
A-5	0,80	1,24	0,24	A-33	0,79	0,83	0,69
A-7	0,70	1,21	0,77	A-34	1,16	1,30	0,24
A-9	0,82	1,21	0,39	A-35	1,43	1,16	0,25
A-11	0,76	1,23	0,61	A-36	1,04	1,33	0,69
A-13	0,91	1,04	0,30	A-37	1,10	1,24	0,06
A-14	1,29	1,57	0,60	A-38	0,96	0,79	0,60
A-15	1,31	1,07	0,98	A-40	1,44	1,34	0,48
A-16	0,82	1,16	0,82	A-41	0,79	1,36	0,95
A-17	1,05	1,12	1,15	A-42	0,92	1,22	0,94
A-19	0,63	1,09	0,88	A-43	1,06	0,96	0,28
A-21	0,74	0,25	0,77	A-44	1,07	1,01	0,10
A-23	0,35	1,16	1,21	A-46	0,70	1,30	0,70
A-24	0,19	1,16	0,25	A-47	0,86	1,17	0,97
A-28	0,55	1,31	0,98	A-48	0,79	1,00	1,67
A-29	1,17	1,57	1,98	A-49	1,05	1,31	1,06
A-30	0,87	1,30	0,59	A-50	0,73	2,02	0,47

Tab. 4-10: Startverlustzeiten auf den untersuchten Fahrstreifen (ohne Schwerverkehr und Mischfahrstreifen)

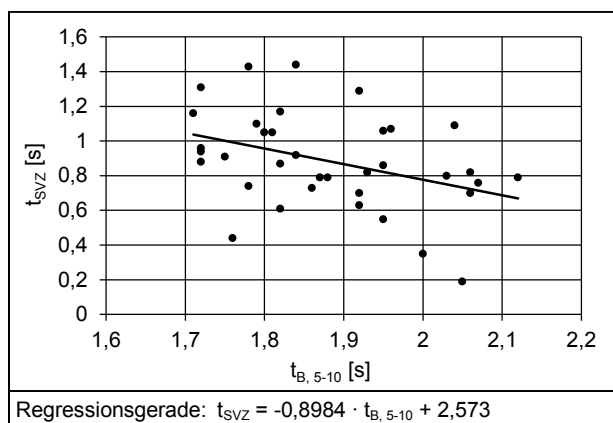


Bild 4-16: Mittlere Startverlustzeit auf den Fahrstreifen in Abhängigkeit von den zugehörigen mittleren Zeitbedarfswerten

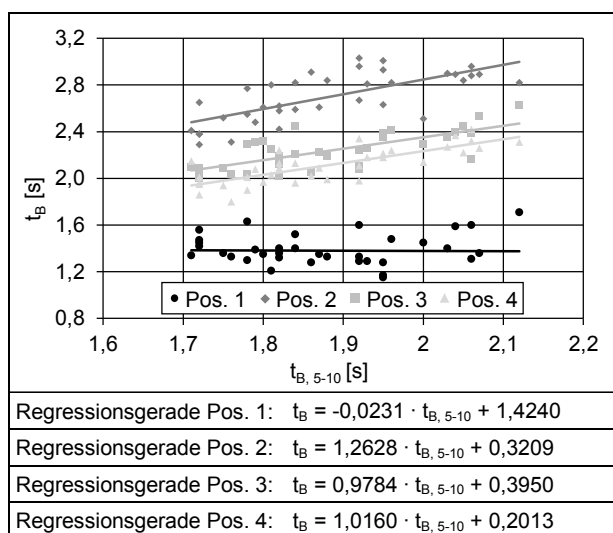


Bild 4-17: Mittlere Zeitbedarfswerte auf den Fahrstreifen auf den Anfahrpositionen 1 bis 4 in Abhängigkeit von den zugehörigen mittleren Zeitbedarfswerten

Überfahrzeitdifferenz

Um die Überfahrzeitgewinne am Freigabezeitende zu ermitteln, muss die Differenz zwischen dem Zeitstempel der Überfahrt des letzten unter Vollsättigung abfließenden Fahrzeugs und dem Freigabezeitende ermittelt werden. Diese Zeitdifferenz wird als Überfahrzeitdifferenz $t_{ÜD}$ bezeichnet. Sie kann sowohl positiv (das letzte Fahrzeug fährt nach dem Ende der Freigabezeit) als auch negativ (das letzte Fahrzeug fährt vor dem Ende der Freigabezeit) sein.

Die Voraussetzung der Vollsättigung schränkt das Datenkollektiv deutlich ein, sodass eine Erhebung nicht an allen betrachteten Fahrstreifen möglich war. In der Auswertung der Überfahrzeit wurden nur Pkw betrachtet, da die Entscheidung für das Bremsen oder die Weiterfahrt mutmaßlich durch das unterschiedliche Bremsvermögen von Pkw und Lkw beeinflusst wird. Um die Datengrundlage zu erhöhen, wurden dennoch gesättigte Umläufe mit Schwerverkehrsfahrzeugen im Abfluss berücksichtigt, wenn diese nicht das letzte oder vorletzte Fahrzeug waren. In Tab. 4-11 sind die resultierenden mittleren Überfahrzeitdifferenzen der Fahrstreifen aufgelistet, für die mindestens 10 Einzelwerte ermittelt werden konnten. Die mittleren Überfahrzeitdifferenzen liegen im Bereich zwischen 0,36 s und 2,27 s. Im Mittel wird das Gelbsignal über alle in Tab. 4-11 erhobenen Fahrstreifen 1,50 s nach dem Freigabezeitende überfahren. Damit zeigen die Daten eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von BOLTZE und WOLFERMANN (2011), die Werte zwischen 1,50 s und 2,80 s ermittelt hatten, wobei Schwerverkehrsfahrzeuge nicht generell ausgeschlossen wurden und stets eine Gelbzeit von 3 s vorhanden war.

FS Nr.	$\bar{t}_{B,5-10}$ [s]	t_{svz} [s]	n_{UD} [-]	$\bar{t}_{UD}$ [s]	σ [s]	$\bar{t}_{UD}$ [s]	Δt_F [s]
A-2	1,72	0,94	90	1,94	1,6	2,27	1,00
A-3	2,04	1,09	29	1,14	1,32	1,31	0,05
A-5	2,03	0,80	11	1,19	1,46	1,35	0,39
A-7	2,06	0,70	126	1,60	1,26	1,62	0,90
A-11	2,07	0,76	32	1,12	1,56	0,96	0,36
A-13	1,75	0,91	169	2,23	1,30	2,36	1,32
A-14	1,92	1,29	18	1,66	1,14	1,98	0,37
A-15	1,72	1,31	33	1,99	1,32	1,89	0,68
A-16	1,93	0,82	89	1,96	1,44	2,23	1,14
A-17	1,81	1,05	140	1,69	1,46	1,95	0,64
A-19	1,92	0,63	156	1,90	1,32	2,21	1,27
A-23	2,00	0,35	47	0,36	1,12	0,31	0,01
A-24	2,05	0,19	90	1,59	1,10	1,79	1,40
A-28	1,95	0,55	45	1,29	1,34	1,63	0,74
A-33	1,87	0,79	55	1,65	1,27	1,95	0,86
A-34	1,71	1,16	67	1,20	1,35	1,51	0,04
A-37	1,79	1,10	23	1,43	1,27	1,47	0,33
A-38	1,72	0,96	35	2,27	1,31	2,45	1,31
A-40	1,84	1,44	22	1,66	1,62	1,92	0,22
A-41	1,88	0,79	19	1,50	1,35	1,74	0,71
A-42	1,84	0,92	102	1,44	1,35	1,71	0,52
A-43	1,95	1,06	50	0,80	1,34	0,86	-0,26
A-44	1,96	1,07	169	1,18	1,16	1,31	0,11
A-46	1,92	0,70	107	1,48	1,28	1,61	0,78
A-47	1,95	0,86	90	1,66	1,20	1,77	0,80
A-49	1,80	1,05	64	1,14	1,14	1,19	0,09

Tab. 4-11: Startverlustzeiten, Überfahrzeitdifferenzen und resultierende Freigabezeitdifferenzen auf den einzelnen Fahrstreifen, für die beide Werte erhoben werden konnten (ohne Schwerverkehr, keine Mischfahrstreifen)

Die vorliegenden Daten zeigen, dass die Überfahrzeit eine zwischen den Fahrstreifen stark schwankende Größe ist und auch innerhalb eines Fahrstreifens eine große Streuung aufweist. Die zulässige Höchstgeschwindigkeit des Fahrstreifens führt hier zu einem vergleichsweise geringen Unterschied (Bild 4-19). Das arithmetische Mittel der mittleren Überfahrzeitdifferenzen aller Fahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h beträgt 1,51 s. In Bild 4-18 ist die Häufigkeitsverteilung der Überfahrzeitdifferenzen in Sekunden-Intervallen sowie die kumulierte Verteilung für die Fahrstreifen mit $v_{zul} = 50$ km/h aus Tab. 4-11 dargestellt. In ca. 14 % aller berücksichtigten gesättigten Umläufe überquerte das letzte Fahrzeug vor dem Ende der Freigabezeit die Haltlinie. In 10 % der Umläufe fuhr das letzte Fahrzeug bei Rot über die Haltlinie. Ähnliche Werte konnten in der Studie von WOLFERMANN (2009) ermittelt werden. Für die Geradeausfahrstreifen aus Tab. 4-11 mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h beträgt die mittlere Überfahrzeitdifferenz 1,71 s. Am Fahrstreifen A-2 ist eine Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h angeordnet. Die Überfahrzeitdifferenzen liegen hier mit 1,94 s erwartungsgemäß höher als der Mittelwert bei 50 km/h, jedoch gibt es auch Fahrstreifen mit einer Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h, die teilweise noch höhere Differenzen erreichen. Die Fahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h (A-8 bis A-11) weisen etwas geringere Überfahrzeitdifferenzen (im Mittel 1,31 s) auf, was auf den kürzeren Bremsweg bei Tempo 30 km/h zurückgeführt werden kann. Auch an Abbiegefahrstreifen, an denen die Haltlinie aufgrund des Abbiegeradius ebenfalls mit reduzierter Geschwindigkeit überfahren wird, treten geringere Überfahrzeitdifferenzen auf. Zudem konnte beobachtet werden, dass die Überfahrzeitdifferenz auf einem Fahrstreifen mit der Erhöhung der Auslastung ansteigt, also ein höherer Verkehrsdruck zu einer verstärkten Überfahrt des Gelb-Signals führt (Bild 4-21).

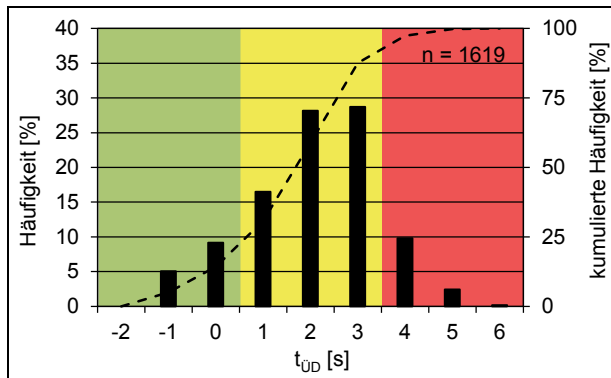


Bild 4-18: Häufigkeitsverteilung der Überfahrzeitdifferenzen auf den Fahrstreifen mit $v_{zul} = 50$ km/h in Sekunden-Intervallen (ohne Mischfahrstreifen, kein Schwerverkehr)

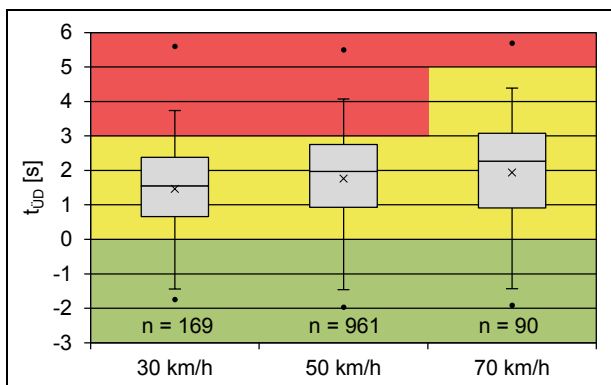


Bild 4-19: Boxplots der Überfahrzeitdifferenzen auf Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten bei zulässigen Höchstgeschwindigkeiten von 30, 50 und 70 km/h

Eine naheliegende Vermutung ist, dass die Ausprägung der Überfahrzeit unter anderem durch die Dauer der Freigabezeit beeinflusst wird. Kürzere bis sehr kurze Freigabezeiten führen möglicherweise zu einer verstärkten Ausnutzung des Gelb-Signals und somit zu einer größeren Überfahrzeit, da Fahrzeugführer, welche den Knotenpunkt regelmäßig befahren, die Dauer der Freigabezeit einschätzen können und durch die Überfahrt während des Gelb-Signals lange Wartezeiten vermeiden wollen. Diese Beobachtung wird auch immer wieder aus der Praxis besonders im Bereich der Mindestfreigabezeit berichtet. Dagegen spricht jedoch, dass bei so kurzen Freigabezeiten in der Regel noch nicht die zulässige Höchstgeschwindigkeit der abfließenden Fahrzeuge erreicht wird und so tendenziell früher angehalten werden kann. In der vorliegenden Untersuchung konnte ein Einfluss der Freigabezeitdauer nicht beobachtet werden (Tab. 4-12 für Geradeausfahrer und Abbieger mit $v_{zul} = 50$ km/h). Zwar unterscheiden sich die mittleren Überfahrzeiten in den einzelnen Gruppen, jedoch kann zunächst kein Zusammenhang zwischen der Länge der Freigabezeit und der Überfahrzeit festgestellt werden. Die Gruppen mit mehr als acht Werten weisen ähnliche Auslastungsverteilungen auf. Bei der Auswahl der Messstellen für diese Erhebung wurde explizit auf eine ausreichend lange Freigabezeit geachtet, die das Erreichen des gesättigten Abflusses ermöglicht. Daher ist die Stichprobengröße der kurzen ($t_F \leq 10$ s) und besonders langen Freigabezeiten ($t_F > 50$ s) verhältnismäßig klein. Ein möglicher Einfluss kann daher nicht ausreichend genau beobachtet werden, sodass eine allgemeine Aussage hier nicht abgeleitet werden kann. Es wird jedoch vermutet, dass vielmehr die Auslastung des Fahrstreifens, die bei kurzen Freigabezeiten durch die Instationarität des Zuflusses und die verhältnismäßig geringe Kapazität kurzfristig stark ansteigen kann, für höhere Überfahrzeitdifferenzen verantwortlich ist.

	$5 \leq t_F < 10$	$10 \leq t_F < 20$	$20 \leq t_F < 30$	$30 \leq t_F < 40$	$40 \leq t_F < 50$	$50 \leq t_F < 60$	$60 \leq t_F$
n_{UD} [-]	1	341	633	400	231	8	5
$\bar{t}_{UD}$ [s]	1,51	1,29	1,44	1,85	1,54	1,67	2,47

Tab. 4-12: Mittlere Überfahrzeit der einzelnen Freigabezeitgruppen (Geradeausfahrer und Abbieger, $v_{zul} = 50$ km/h, ohne Schwerverkehr)

An Mischfahrstreifen wurde die Auswertung der Überfahrzeitdifferenzen zusätzlich auch getrennt nach Verkehrsströmen durchgeführt. Es wurden nur Fahrzeuge betrachtet, die unbehindert abfließen konnten. In Tab. 4-13 sind die ermittelten Werte für alle Mischfahrstreifen dargestellt, für die mindestens 10 Überfahrzeitdifferenzen ermittelt werden konnten. Dabei lässt sich kein eindeutiger Unterschied zwischen den geradeausfahrenden und abbiegenden Fahrzeugen feststellen, obwohl die Abbieger aufgrund der anschließenden Kurvenfahrt die Haltlinie langsamer überfahren als die Geradeausfahrer (Bild 4-20).

FS Nr.	n_{UD} [-]	$\bar{t}_{UD}$ [s]	σ [s]	$\tilde{t}_{UD}$ [s]	$\tilde{t}_{UD, Geradeaus}$ [s]	$\tilde{t}_{UD, Abbieger}$ [s]
A-1	89	2,1	1,26	2,15	2,13	2,01
A-4	41	1,61	1,39	1,78	1,55	1,70
A-6	102	1,43	1,06	1,60	1,43	1,87
A-8	27	1,55	1,16	1,51	1,55	1,54
A-10	64	1,5	1,10	1,54	1,34	1,69
A-12	111	2,08	1,32	2,08	2,10	1,90
A-18	36	1,81	1,46	2,17	1,88	-
A-25	76	1,88	1,12	2,07	1,89	1,87
A-26	75	1,81	1,17	1,99	1,81	-
A-27	25	1,27	1,28	1,15	1,21	1,47
A-39	10	1,07	1,61	1,89	1,07	-
A-45	184	1,88	1,42	2,16	1,91	1,81

Tab. 4-13: Überfahrzeitdifferenzen auf Mischfahrstreifen (ohne Schwerverkehr)

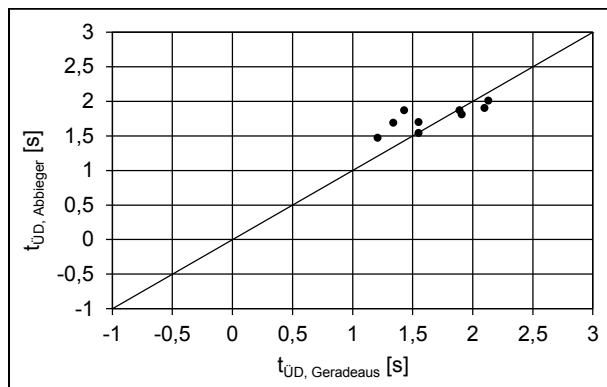


Bild 4-20: Vergleich der Überfahrzeitdifferenzen von Geradeausfahrern und Abbiegern an Mischfahrstreifen

Der Einfluss des Schwerverkehrs auf die Überfahrzeiten muss differenziert betrachtet werden. Zum einen haben Schwerverkehrsfahrzeuge ein geringeres Bremsvermögen als Pkw. Das spricht zunächst für höhere Überfahrzeitdifferenzen von Schwerverkehrsfahrzeugen, da die Lkw in gewissen Situationen ggf. nicht mehr vor der Haltlinie anhalten können und daher eher das Gelbsignal überfahren. Auf der anderen Seite ist die Folgezeitlücke eines Fahrzeugs, welches hinter einem Schwerverkehrsfahrzeug fährt, allgemein höher, da die Länge des Schwerverkehrsfahrzeugs in der Bruttoweglücke des folgenden Fahrzeugs enthalten ist (vgl. Kapitel 4.1.3). Somit können Fahrzeuge, die einem Lkw folgen, der die Haltlinie mit der Fahrzeugfront genau bei Ende des Grünsignals überfährt, noch vor der Haltlinie anhalten, wohingegen dies bei einer Folgekonstellation Pkw-Pkw ggf. nicht mehr möglich ist. Dieses Phänomen führt dann zu geringeren Überfahrzeitdifferenzen. In der empirischen Analyse können nur bedingt Aussagen über den Einfluss des Schwerverkehrs getroffen werden, da das Datenkollektiv aufgrund des geringen Anteils der Umläufe mit Vollsättigung und einem Schwerverkehrsfahrzeug an letzter Position sehr klein wird. Für die Auswertung wurden alle Schwerverkehrsfahrzeuge daher zusammengefasst, obwohl gewisse Unterschiede zwischen den einzelnen Fahrzeugklassen des Schwerverkehrs bestehen könnten. Nur an vier der zuvor betrachteten Fahrstreifen konnten ausreichend Daten gemessen werden, welche in Tab. 4-14 dargestellt sind. An zwei Fahrstreifen wurden dabei höhere und an zwei Fahrstreifen niedrigere Überfahrzeitdifferenzen gemessen. Die arithmetisch gemittelte Überfahrzeitdifferenz beträgt über alle vier Fahrstreifen 1,72 s und liegt damit 0,05 s höher als der für Pkw ermittelte Wert an diesen Fahrstreifen. Somit beeinflussen die Schwerverkehrsfahrzeuge die Überfahrzeit in einem kaum nachweisbaren Maße. Besonders vor dem Hintergrund

des innerorts im Vergleich zum Außerortsverkehr verhältnismäßig geringen Schwerverkehrsanteils in den Spitzenverkehrszeiten kann dieser Einfluss für die Bewertung der Verkehrsqualität vernachlässigt werden.

FS Nr.	$n_{UD,sv}$ [-]	$\bar{t}_{UD,sv}$ [s]	σ [s]	$\hat{t}_{UD,sv}$ [s]	$\hat{t}_{UD,Pkw}$ [s]	$\Delta \hat{t}_{UD}$ [s]
A-16	28	1,21	1,23	1,58	1,96	-0,75
A-19	12	2,58	1,00	2,85	1,90	0,68
A-33	10	1,47	1,02	1,81	1,65	-0,18
A-44	11	1,61	1,31	1,31	1,18	0,43

Tab. 4-14: Überfahrzeitdifferenzen der Schwerverkehrsfahrzeuge ($v_{zul} = 50$ km/h)

Freigabezeitdifferenz

Die resultierenden Freigabezeitdifferenzen wurden über Gleichung (2-22) ermittelt und sind in Tab. 4-11 für alle Fahrstreifen, an denen sowohl die Startverlustzeit als auch die Überfahrzeitdifferenz bestimmt werden konnte, aufgelistet. Die mittlere Freigabezeitdifferenz ohne Einfluss des Schwerverkehrs beträgt 0,60 s. Die unter gesättigten Bedingungen genutzte Freigabezeit ist also um 0,60 s länger als die durch den Signalzeitenplan geschaltete Freigabezeit. Aufgrund der starken Schwankungen der Startverlustzeiten und Überfahrzeitdifferenzen der einzelnen Fahrstreifen variiert die Freigabezeitdifferenz auch deutlich zwischen den einzelnen Fahrstreifen von -0,26 s bis 1,40 s. An Fahrstreifen mit $v_{zul} = 30$ km/h wird eine Freigabezeitdifferenz von 0,45 s, bei $v_{zul} = 50$ km/h von 0,60 s (nur Geradeausfahrstreifen: 0,76 s) und bei $v_{zul} = 70$ km/h von 1,00 s erreicht. BOLTZE und WOLFERMANN (2011) ermittelten eine mittlere Freigabezeitdifferenz von 1,5 s, was aus niedrigen Startverlustzeiten und hohen Überfahrzeitdifferenzen resultierte. Im HBS 2015 wird eine Freigabezeitdifferenz von einer Sekunde berücksichtigt, die in der vorliegenden Untersuchung an einigen Fahrstreifen erreicht wurde, jedoch im Mittel unterschritten wird.

Eine Analyse der Freigabezeitdifferenz in Bezug auf den Auslastungsgrad zeigte, dass diese mit steigender Auslastung tendenziell zunimmt. Es wurde die umlauffeine Startverlustzeit, die Überfahrzeitdifferenz und die daraus resultierende Freigabezeitdifferenz an allen Geradeausfahrstreifen mit $v_{zul} = 50$ km/h in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad ausgewertet. Eine Auswertung der einzelnen Fahrstreifen ist aufgrund der Datenverfügbarkeit nicht möglich. Der Auslastungsgrad wurde analog zu Kapitel 4.1.3 bestimmt. In Bild 4-21 sind die resultierenden Regressionsgeraden über die jeweiligen Mittelwerte der 10 %-Klassen des Auslastungsgrades dargestellt. Es zeigt sich, dass die Startverlustzeit nicht durch die Auslastung des Fahrstreifens beeinträchtigt wird. Die Überfahrzeit hingegen steigt bei einem höheren Verkehrsdruck an, sodass die aus beiden Werten resultierende effektive Freigabezeit ebenfalls ansteigt. Konkret bedeutet diese Beobachtung, dass das Gelb-Signal bei einem höheren Auslastungsgrad länger überfahren wird und die Kapazität in diesen Zeitbereichen somit geringfügig erhöht ist. Die Differenz der effektiven Freigabezeit zwischen einem Auslastungsgrad von 0,5 zu einer Vollaustung beträgt ca. 1 s. Ab einer Auslastung von ca. 85 % wird an den Geradeausfahrstreifen die im HBS 2015 verwendete Freigabezeitdifferenz von 1 s erreicht. Bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h oder 70 km/h konnten ähnliche Tendenzen beobachtet werden. Es zeigt sich somit, dass die Verwendung einer konstanten Freigabezeitdifferenz nicht zwangsläufig dem realen Verkehrsfluss entspricht und auch die in dieser Untersuchung ermittelten mittleren Freigabezeitdifferenzen durch die Auslastungsverteilung der Fahrstreifen während der Erhebung beeinflusst sind. Durch den Einfluss des Auslastungsgrades könnten sich auch die Unterschiede zu den Ergebnissen von BOLTZE und WOLFERMANN (2011) erklären, da in dieser Studie ausschließlich die Spitzenverkehrszeiten betrachtet wurden.

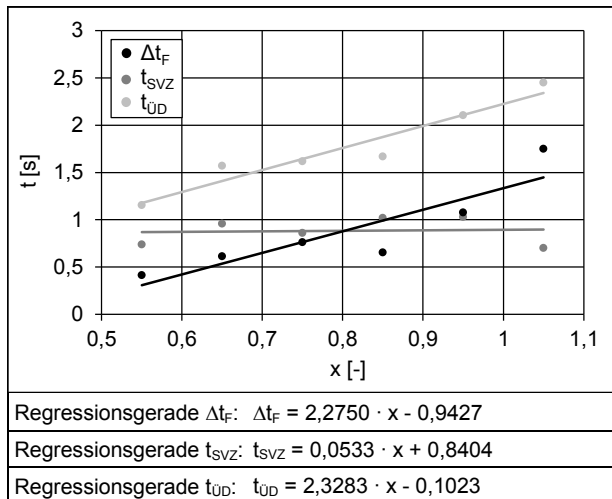


Bild 4-21: Mittlere Startverlustzeiten t_{SVZ} , Überfahrzeitdifferenzen t_{UD} und Freigabezeitdifferenzen Δt_F in Klassen des Auslastungsgrades x der Breite 10 % auf Geradeausfahrstreifen mit $v_{zul} = 50$ km/h

In einem Bewertungsverfahren ist es jedoch aufgrund der Komplexität nicht sinnvoll, auslastungsabhängige Zuschläge für die Bestimmung der effektiven Freigabezeit zu verwenden. Hier empfiehlt es sich, einen Wert anzusetzen, der möglichst das gesamte Auslastungsspektrum gut abbildet. Daher kann der im HBS 2015 für die Freigabezeitdifferenz verwendete Wert von 1 s auf der Grundlage der vorliegenden Daten bestätigt werden. Da unterschiedliche zulässige Höchstgeschwindigkeiten, geometrische Einflüsse, die Mischverkehrsführung und auch der Einfluss des Schwerverkehrs nur geringe Auswirkungen auf die Überfahrzeitdifferenz und damit die Freigabezeitdifferenz zeigten, ist es durchaus möglich, den pauschalen Wert von 1 s für alle Fahrstreifen anzusetzen.

4.1.7 Vergleich unterschiedlicher Auswertungsmethoden

Grundsätzlich kann für die Ermittlung der Sättigungsverkehrsstärke, neben dem in dieser Untersuchung verwendeten Zeitlückenverfahren, auch das Querschnittsverfahren verwendet werden (vgl. Kapitel 2.3.1). Für beide Verfahren wurden bereits Vor- und Nachteile diskutiert. Eine konkrete Vergleichbarkeit ist im Detail oftmals nur bedingt vorhanden, da beide Verfahren die Sättigungsverkehrsstärke geringfügig anders definieren. Das Zeitlückenverfahren ermittelt einen repräsentativen Zeitbedarfswert und die Sättigungsverkehrsstärke für den unbeeinflussten gesättigten Abfluss. Startverluste und Überfahrzeitgewinne nach dem Ende der Freigabe werden nicht in die Sättigungsverkehrsstärke einbezogen, sondern über die effektive Freigabezeit berücksichtigt (vgl. Kapitel 4.1.6). Beim Querschnittsverfahren wird die Sättigungsverkehrsstärke aus der Anzahl der abfließenden Fahrzeuge bezogen auf die Dauer der Freigabezeit ermittelt. Dabei können Gelbüberfahrten ein- oder ausgeschlossen werden. Das Verfahren berücksichtigt die Startverluste aber in jedem Fall direkt und bezieht die Überfahrzeitgewinne je nach gewählter Berücksichtigung der Gelbzeitüberfahrten in die Sättigungsverkehrsstärke mit ein. Damit ist die resultierende Sättigungsverkehrsstärke nach dem Querschnittsverfahren direkt von der Freigabezeit abhängig, da die Startverluste und Überfahrzeitgewinne mit steigender Freigabezeit geringere Auswirkungen auf die Sättigungsverkehrsstärke haben.

Um die Ergebnisse der unterschiedlichen Auswertungsmethoden darzustellen und so auch den Vergleich mit anderen Studien zu erleichtern, wurden die Grundsättigungsverkehrsstärken der Geradeausfahrstreifen aus Tab. 4-1 zusätzlich mit dem Querschnittsverfahren ermittelt. Das Querschnittsverfahren wurde dabei mit und ohne Berücksichtigung von Gelbüberfahrten durchgeführt und die Anzahl der abfließenden Fahrzeuge dann auf die Dauer der Freigabezeit bezogen. Umläufe mit Schwerverkehrsfahrzeugen wurden nicht berücksichtigt. Für das Zeitlückenverfahren wurde der mittlere Zeitbedarfswert analog zu den weiteren Auswertungen aus den Einzelwerten der Anfahrpositionen fünf bis zehn bestimmt.

Insgesamt wurden 198 vollständig gesättigte Umläufe betrachtet. Mit der Berücksichtigung von Gelbüberfahrten wurde eine Sättigungsverkehrsstärke von 2033 Kfz/h ermittelt. Die mittlere Abweichung der einzelnen Umläufe zum Zeitlückenverfahren betrug 3,8 %, die mittlere absolute Abweichung 9,1 %. Ohne die

Berücksichtigung von Gelbüberfahrten ergab sich eine Sättigungsverkehrsstärke von 1838 Kfz/h. Hier betrug die mittlere Abweichung je Umlauf -6,1 % und die mittlere absolute Abweichung 8,8 %. Die Abweichungen resultieren aus der bereits erläuterten unterschiedlichen Definition der Sättigungsverkehrsstärke. In Tab. 4-15 werden die mittleren prozentualen Abweichungen in Bezug zur Dauer der Freigabezeit gesetzt. Es zeigt sich erwartungsgemäß, dass die Abweichungen der Verfahren bei steigender Freigabezeit tendenziell abnehmen. An LSA im Ausland könnten die Differenzen zwischen den Verfahren geringer sein, da sich aufgrund des fehlenden Rot/Gelb-Signals die Startverluste und Überfahrtzeitgewinne am Ende der Freigabezeit innerhalb eines Umlaufs oftmals ausgleichen.

t_F [s]	10	15	20	25	30	35	40
	15	20	25	30	35	40	45
Abweichung mit GÜ [%]	24,6	10,7	-0,3	5,6	3,16	2,53	2,1
Abweichung ohne GÜ [%]	-12,8	-12,9	-8,5	-5,4	-5,1	-5,4	2,1
n [-]	1	5	37	91	47	16	1

Tab. 4-15: Prozentuale Abweichungen des Querschnittsverfahrens zum Zeitlückenverfahren mit und ohne Gelbüberfahrten in Abhängigkeit von der Dauer der Freigabezeit

Sinnvoller erscheint es jedoch, die mit dem Querschnittsverfahren ermittelte Sättigungsverkehrsstärke mit einer bereits auf die effektive Freigabezeit bezogenen Sättigungsverkehrsstärke des Zeitlückenverfahrens zu vergleichen, um so eine einheitliche Definition der Kenngröße zu verwenden. Dafür wurde für jeden Umlauf die effektive Freigabezeit berechnet und anschließend mit dem mittleren Zeitbedarfswert des Umlaufs, der nach dem Zeitlückenverfahren bestimmt worden ist, die Anzahl der abgeflossenen Fahrzeuge ermittelt. Die somit bestimmte Sättigungsverkehrsstärke beträgt 2022 Kfz/h. Mit dem Kolmogorow-Smirnow-Test wurde ermittelt, dass die Abweichungen der einzelnen Umläufe zum Querschnittsverfahren mit der Berücksichtigung der Gelbüberfahrten mit $\mu = 0,8 \%$ und $\sigma = 6,2 \%$ bei einem Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$ normalverteilt sind. Im Mittel weicht die mit dem Querschnittsverfahren ermittelte Sättigungsverkehrsstärke somit nur um 0,8 % von der mit dem Zeitlückenverfahren ermittelten Sättigungsverkehrsstärke ab. Die Abweichung ist aufgrund der analogen Definition der Sättigungsverkehrsstärke nicht mehr abhängig von der Dauer der Freigabezeit. Daraus lässt sich zum einen ableiten, dass die Verfahren bei gleicher Definition der Sättigungsverkehrsstärke nahezu identische Ergebnisse liefern. Zum anderen ist beim Zeitlückenverfahren die Ermittlung des mittleren Zeitbedarfswertes aus den positionsabhängigen Zeitbedarfswerten der Anfahrpositionen fünf bis zehn geeignet, um den gesättigten Verkehrsfluss zu beschreiben. In der Praxis kann das Querschnittsverfahren genutzt werden, um z. B. zuvor berechnete Sättigungsverkehrsstärken an einer LSA zu überprüfen. Es lässt sich mit einem deutlich geringeren Aufwand durchführen als das Zeitlückenverfahren. Hier ist dann auf die korrekte Berücksichtigung der Startverluste und Gelbüberfahrten zu achten. Für die detaillierte Analyse des Sättigungsabflusses empfiehlt sich jedoch nur das Zeitlückenverfahren, da nur so das mikroskopische Fahr- und Folgeverhalten, die Startverluste und die Gelbüberfahrten analysiert werden können.

4.2 Belegungszeiten von Fußgänger- und Radfurten (B)

4.2.1 Definition der Belegungszeit

Oftmals werden die parallel zum Kfz-Verkehr gerichteten Fuß- und Radverkehrsströme gleichzeitig mit dem Fahrzeugverkehr freigegeben. An diesen bedingt verträglich geführten Abbiegern blockiert ein Fußgänger oder Radfahrer, dem der Abbieger Vorfahrt gewähren muss, den Abfluss. Die sog. Belegungszeit nach TARKO und GACA (1991) wird im HBS 2015 dazu verwendet, diese Blockade zu berücksichtigen, indem mit Gleichung (2-9) eine Zeit berechnet wird, in der eine Furt theoretisch durch Fußgänger und Radfahrer belegt ist und somit den Fahrzeugen nicht für den Abfluss zur Verfügung steht (vgl. Kapitel 2.2.1 und Kapitel 2.3.2). Damit ist die Belegungszeit ein zentraler Parameter bei der Bestimmung der Kapazität bedingt verträglicher Abbieger. Eine genaue Definition der Zeit wird jedoch nicht angegeben, sodass sie in der Vergangenheit in Untersuchungen oftmals uneinheitlich interpretiert wurde (vgl. Kapitel 2.3.2). Daher wird grundsätzlich empfohlen, die Beschreibung der Belegungszeit im HBS 2015 zu präzisieren. Es wird vorgeschlagen, diese Zeit analog zum HBS 2001 wieder als Blockierungszeit zu bezeichnen. Dann ist bereits durch die Bezeichnung eindeutig erkennbar, dass es sich nicht um die Zeit handelt, bei der gleichzeitig freigegebene Fußgänger oder Radfahrer auf der parallel geführten Furt anwesend sind, sondern um die

Zeit, in der sie den Abfluss des Fahrzeugverkehrs tatsächlich behindern. Diese Bezeichnung würde zudem der international gebräuchlichen Bezeichnung „blockage time“ oder „occupied time“ entsprechen. Da die Zeit aktuell jedoch als Belegungszeit bezeichnet wird, wird in dieser Untersuchung ebenfalls diese Bezeichnung verwendet. Zusätzlich zur Anpassung der Bezeichnung sollte eine explizite Definition der Zeit aufgeführt werden, welche der verwendeten Gleichung zugrunde liegt. Vorgeschlagen wird dafür:

„Die Blockierungszeit beschreibt die rechnerische Freigabezeit des Fuß- und Radverkehrsstroms, während dem Fußgänger oder Radfahrer beider Geh- bzw. Fahrtrichtungen den Abfluss des bedingt verträglich abbiegenden Kfz-Verkehrsstroms behindern. Dabei wird sowohl die Blockierung der Furt unmittelbar nach dem Beginn der Freigabe als auch die Blockierung während des Durchsetzens des Fuß- und Radverkehrsstroms im weiteren Freigabeverlauf berücksichtigt.“

Der Hinweis des HBS 2015, die Belegungszeit bei hohen Fuß- und Radverkehrsstärken durch Erhebungen vom Anwender selbst zu bestimmen, wird ohne eine Anleitung oder einen Verweis auf eine einheitliche Erhebungsmethodik, welche Ergebnisse im Sinne des HBS 2015 liefert, als nicht zielführend angesehen (vgl. z. B. abweichende Methodik und Ergebnisse von BUSCH et al., 2019, sowie VORTISCH et al., 2020). Zudem ist eine Erhebung bei einer Neuplanung eines Knotenpunktes oder Signalprogramms oftmals nicht möglich und kann nur im Nachgang mit vergleichsweise hohem messtechnischem Aufwand realisiert werden. Bei starken Fuß- und Radverkehrsströmen sollte aus Gründen der Verkehrssicherheit ohnehin von einer bedingt verträglichen Führung abbiegender Verkehrsströme abgesehen werden. Daher sollte die im HBS angegebene Berechnungsfunktion für alle gängigen Situationen anwendbar sein.

Bereits auf der Grundlage einfacher theoretischer Überlegungen ist erkennbar, dass die aktuelle Gleichung (2-9) des HBS 2015 nur als Näherungslösung verstanden werden kann. Die Gleichung von TARKO und GACA (1991) wurde für Fußgänger entwickelt. Eine analoge Verwendung für Radfahrer ist daher fragwürdig, da diese sich deutlich schneller bewegen als Fußgänger und somit die Furt schneller queren können. Jedoch erhöht sich auch der Sicherheitsabstand der Fahrzeuge vor und nach dem Queren maßgeblich durch die höhere Geschwindigkeit. Zudem ist das Pulkverhalten von Radfahrern und Fußgängern grundsätzlich verschieden. Während mehrere Fußgänger eine Furt nebeneinander queren können, müssen mehrere Radfahrer eine Furt in der Regel hintereinander queren, was die Belegungszeit erhöht. Zum anderen wurde die Gleichung auf Basis einer Regressionsrechnung ermittelt, der Daten von 23 verschiedenen Furt mit unterschiedlichen Geometrien und Signalprogrammen zugrunde liegen. Da diese Faktoren die Belegung direkt beeinflussen können, ist die ermittelte Gleichung direkt von der Verteilung der Merkmale in den Erhebungen abhängig und somit nicht als allgemeingültige Funktion zur Berechnung der Belegungszeit zu verstehen. Zudem sollte in einem Bewertungsverfahren die Ankunftsverteilung der Fußgänger und Radfahrer berücksichtigt werden, da hier nicht von konstanten Verkehrsstärken in jedem Umlauf ausgegangen werden kann. Dies ist in Gleichung (2-9) nicht der Fall, da diese unmittelbar aus einer gezählten Fußverkehrsstärke des Umlaufs und der gemessenen Belegungszeit für genau diese Verkehrsstärke ermittelt worden ist. Zudem wurde die Pulkung von mehreren Fußgängern nicht explizit, sondern nur über das Datenkollektiv berücksichtigt. Für die resultierende Belegungszeit ist es von großer Bedeutung, ob Fußgänger alle einzeln die Furt queren oder diese in Gruppen laufen. Eine differenzierte Betrachtung der zeitlichen Blockade einer Fußgängerfurt ist somit für eine verlässliche Kapazitätsermittlung der bedingt verträglichen Abbiegeströme notwendig.

4.2.2 Erhebung der Sicherheitszuschläge

Für die empirische Ermittlung der Belegungszeit gibt es kein standardisiertes Vorgehen. Die Ergebnisse unterschiedlicher Studien sind oftmals nur bedingt vergleichbar, da die Definition der Blockade die resultierende Belegungszeit maßgeblich beeinflusst. Die in dieser Untersuchung verwendete Methodik orientiert sich an der dem HBS 2015 zugrundeliegenden Studie von TARKO und GACA (1991), welche in Kapitel 3.1.2 erläutert wird. Die Bezeichnungen der Gehrichtungen und Abstände sind in Bild 2-11 dargestellt.

Ein Fußgänger oder Radfahrer behindert nicht erst den bedingt verträglich geführten abbiegenden Kfz-Verkehrsstrom, wenn er sich auf der unmittelbaren Konfliktfläche der beiden Ströme befindet. Schon bei der Annäherung der Fußgänger und Radfahrer an die Konfliktfläche muss ein abbiegendes Fahrzeug ggf. bereits anhalten, um eine Kollision zu vermeiden. Der Abstand der Fußgänger und Radfahrer zur Konfliktfläche, ab dem das Fahrzeug nicht mehr seinen Abbiegevorgang fortsetzt, sondern anhält, ist dabei stark

vom individuellen Fahrverhalten der einzelnen Fahrzeugführer abhängig. Zudem beeinflussen die konkreten Randbedingungen der Konfliktsituation, wie z. B. die Geschwindigkeit der Fahrzeuge sowie der Fußgänger und Radfahrer oder das allgemeine Verkehrsaufkommen auf der Furt, die Entscheidung zum Anhalten oder Weiterfahren in großem Maße. Auch beim Verlassen der Konflikthfläche wird die Fahrt erst fortgesetzt, wenn der Fußgänger einen gewissen Abstand zur Konflikthfläche erreicht hat. In der Untersuchung von TARKO und GACA (1991), in welcher die Formel der Belegungszeit des HBS 2015 ermittelt worden ist, wurde das Modell der Belegungsfläche von KRAUS und TRAPP (1986) verwendet. In diesem Modell wird die Blockade einer Furt vor und nach dem Betreten der Konflikthfläche durch pauschale zeitliche Sicherheitszuschläge basierend auf den Erkenntnissen von HÄCKELMANN (1976) berücksichtigt. KRAUS und TRAPP (1986) reduzierten die Sicherheitszuschläge jedoch auf 1,5 s vor einem querenden Fußgänger und 1,0 s nach einem querenden Fußgänger (vgl. Kapitel 2.3.2). In anderen Untersuchungsberichten wird oftmals nicht erläutert, wie die relevante Fläche oder sogar die Belegung der Furt selbst definiert worden ist.

Für die Analyse der Sicherheitszuschläge müssen konkrete Konflikte der Konstellationen Fahrzeug-Fußgänger und Fahrzeug-Radfahrer betrachtet werden, bei denen das Fahrzeug anhalten muss. Die Sicherheitsabstände wurden dann aus dem Videobild abgemessen. Dabei wurden die bekannten Furtlängen sowie die Gestaltung der regelkonformen Markierung als Referenzlängen verwendet. Die Sicherheitszuschläge wurden nach der Gehrichtung der Fußgänger (gleichgerichtete Fußgänger, also aus der Richtung des Fahrzeugstroms kommend, und entgegengerichtete Fußgänger, also dem Fahrzeugstrom entgegentkommend) sowie nach Fußgängern und Radfahrern getrennt ermittelt. Bei den Radfahrern wurde zusätzlich qualitativ zwischen langsamen Radfahrern (in der Regel Radfahrer, die am Freigabebeginn vor der Furt warten und aus dem Stand beschleunigen) und schnellen Radfahrern (in der Regel Radfahrer, welche die Furt erst nach dem Beginn der Freigabe erreichen und somit nicht abbremesen müssen) unterschieden. Da die Konflikthkonstellationen, in denen ein Fahrzeug eindeutig nur durch einen Fußgänger oder Radfahrer behindert wird, allgemein relativ selten auftreten, konnte die Auswertung nicht messstellenfein durchgeführt werden, obwohl gewisse Unterschiede z. B. aufgrund der Sichtbedingungen nicht ausgeschlossen werden können.

Der Sicherheitszuschlag hinter einem querenden Fußgänger oder Radfahrer kann direkt gemessen werden, da das Fahrzeug bereits angehalten hat und unmittelbar die Entfernung des Fußgängers zur Konflikthfläche erhoben werden kann, ab der das Fahrzeug seine Fahrt fortsetzt. Der Sicherheitsabstand vor einem Fußgänger, bei dem der Fahrzeugführer anhält, kann nicht direkt gemessen werden. Hier handelt es sich ähnlich z. B. der Grenzzeitlücke an vorfahrtgeregelten Knotenpunkten um eine fiktive Größe. Es können lediglich angenommene und abgelehnte Sicherheitsabstände der Fußgänger zur Konflikthfläche gemessen werden. Der tatsächliche Sicherheitsabstand, der zum Anhalten eines Fahrzeugs führt, kann nur durch Schätzverfahren wie die Maximum-Likelihood-Schätzung erhoben werden. Zudem befinden sich sowohl die Fußgänger und Radfahrer als auch die Fahrzeuge in Bewegung, sodass eine sachgemäße Ermittlung deutlich komplexer wird und sich der Datenumfang stark verringert. Daher konnte in der vorliegenden Untersuchung der Sicherheitsabstand vor den querenden Fußgängern und Radfahrern nicht ermittelt werden. Aus der qualitativen Betrachtung der Videos erscheint jedoch ein Sicherheitsabstand von 2,5 bis 3,5 m als ein realistischer Abstand für Fußgänger. In der weiteren Untersuchung wird daher ein Sicherheitsabstand $s_{\text{vor,Fg}}$ von 3,0 m für Fußgänger verwendet. Inwieweit sich die beiden Gehrichtungen hier unterscheiden, kann nicht beurteilt werden. Es wäre ggf. jedoch sinnvoll, der entgegengerichteten Gehrichtung einen höheren Sicherheitsabstand zuzuordnen, da das Abbiegen vor einem entgegentkommenden Fußgänger meist schwerer möglich ist als das Abbiegen vor einem gleichgerichtet querenden Fußgänger. Bei gleichgerichteten Fußgängern kann der Abbiegeradius bei ausreichender Straßenbreite erhöht werden was fahrdynamisch in der Regel einfacher möglich ist als den Radius zu reduzieren und vor einem entgegengerichteten Fußgänger zu queren (siehe Bild 4-22). Bei Radfahrern halten die Fahrzeuge deutlich höhere Sicherheitsabstände ein. Hier ist besonders die Fahrgeschwindigkeit der Radfahrer ein entscheidender Faktor. Für Radfahrer, welche die Furt im Mittel mit weniger als 10 km/h queren, wird ein Sicherheitsabstand $s_{\text{vor,Rad}}$ von 5,0 m angesetzt. Bei schnelleren Radfahrern werden 10,0 m verwendet.

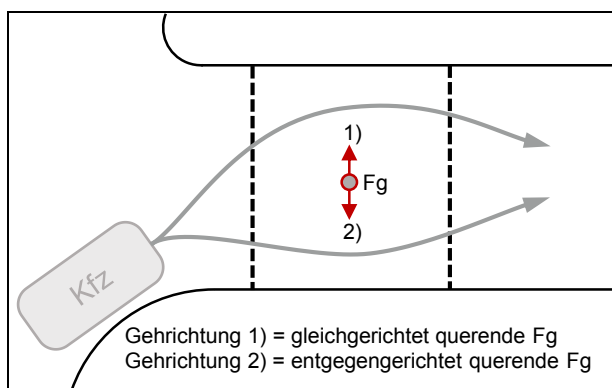


Bild 4-22: Umfahren eines in Gehrichtung 1 (gleichgerichtet) oder Gehrichtung 2 (entgegengerichtet) querenden Fußgängers

Der empirisch ermittelte Sicherheitsabstand nach dem Queren eines Fußgängers oder Radfahrers ist in Bild 4-23 dargestellt. Dabei kann festgestellt werden, dass sich die Abstände der Fußgänger der beiden Gehrichtungen unterscheiden, wobei von den Fahrzeugen nach gleichgerichtet querenden Fußgängern im Mittel ein Sicherheitsabstand von 2,7 m und nach entgegengerichtet laufenden Fußgängern von 1,9 m eingehalten wird. Dies resultiert aus der Erhebungsmethodik, bei der die Breite der Konfliktfläche als fest definiert wurde. Da Fahrzeuge teilweise entgegengerichtet querende Fußgänger einfacher umfahren können, wurde dies im Sicherheitsabstand nach dem Queren berücksichtigt (siehe Bild 4-22). Dabei ist zu beachten, dass dies nur bei einer ausreichenden Breite der Fahrbahn, in welche das Fahrzeug einbiegt, möglich ist, was jedoch an den meisten Messstellen der Untersuchung gegeben war. Ähnliche Beobachtungen wurden von MILAZZO et al. (1998) berichtet und anschließend im Verfahren des HCM (TRB, 2016) durch eine Reduktion der Kapazitätsminderung berücksichtigt (vgl. Kapitel 2.3.2). Bei Radfahrern zeigt sich erwartungsgemäß, dass der räumliche Abstand nach dem Queren eines schneller fahrenden Radfahrers größer ist (3,1 m und 4,7 m). Bei der zeitlichen Blockierung der Furt wird dieser Effekt durch die höhere Geschwindigkeit jedoch wieder teilweise ausgeglichen. Entgegengerichtete Radfahrer konnten in der Untersuchung nicht beobachtet werden, da die Radfurten nur für den Einrichtungsverkehr vorgesehen waren.

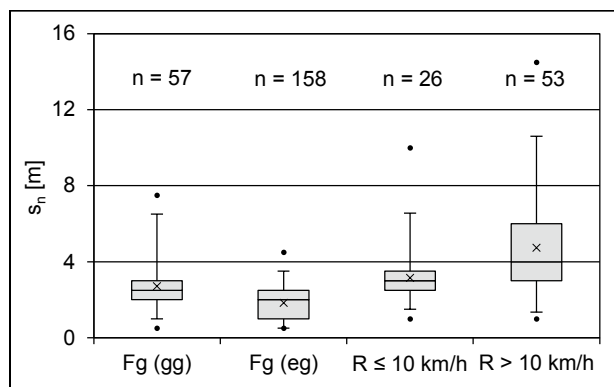


Bild 4-23: Sicherheitsabstand nach einem querenden Fußgänger (Fg) der gleichgerichteten (gg) oder entgegengerichteten (eg) Gehrichtung und gleichgerichtet querenden Radfahrern (R) an den Erhebungsstellen B 1 bis B 12

4.2.3 Ermittlung der Belegungszeit

Nach der Ermittlung der Sicherheitszuschläge konnte die Belegungszeit der betrachteten Fußgänger- und Radfurten ermittelt werden. Insgesamt wurden an allen Erhebungsstellen zusammen über 4300 Umläufe betrachtet, wobei 12700 Fußgänger und 13174 Radfahrer erfasst wurden.

Die in der Auswertung der Belegungszeiten ermittelten Gehgeschwindigkeiten der Fußgänger der Untersuchungsstellen zeigten erwartungsgemäß zwischen den einzelnen Erhebungsorten keine signifikanten Unterschiede. Für die beiden Gehrichtungen konnten ebenfalls keine Unterschiede festgestellt werden, was die Annahme konstanter Gehgeschwindigkeiten bestätigt. In Bild 4-24 ist die Geschwindigkeitsverteilung der Fußgänger aller Untersuchungsstellen in Geschwindigkeitsklassen mit einer Breite von 0,5 km/h

dargestellt, wobei die maximale Geschwindigkeit zu 12 km/h gesetzt wurde und nur während der Freigabezeit querende Fußgänger berücksichtigt sind. Die mittlere Gehgeschwindigkeit der 12567 Fußgänger beim Queren lag insgesamt bei 1,48 m/s ($\sigma = 0,35$ m/s; $v_{15} = 1,20$ m/s; $v_{85} = 1,70$ m/s). Damit liegen die gemessenen Gehgeschwindigkeiten nur geringfügig unter den Werten von HÄCKELMANN (1976) und beschreiben den üblichen Bereich von Gehgeschwindigkeiten. In den RiLSA (FGSV, 2015b) wird beim Räumen der Furt für Fußgänger im Regelfall eine Geschwindigkeit von 1,20 m/s (Spannweite: 1,00 m/s bis maximal 1,50 m/s) angesetzt, was genau der in der vorliegenden Untersuchung ermittelten Geschwindigkeit entspricht, die von 15 % der Fußgänger unterschritten wird. Zu berücksichtigen ist, dass für die verkehrssichere Erstellung des Signalprogramms bei der Berechnung der Zwischenzeiten eher die Untergrenze oder zumindest ein unteres Quantil der Gehgeschwindigkeiten verwendet wird. Anhand der vorliegenden Daten kann daher gefolgert werden, dass die in den RiLSA im Regelfall angesetzte Geschwindigkeit und die angegebene Spannweite diese Bedingung größtenteils erfüllen. Lediglich die Obergrenze von 1,50 m/s erscheint zu hoch gewählt, da diese von 62 % aller Fußgänger unterschritten wird. Auch wenn bereits in den RiLSA angemerkt wird, dass dieser Wert nur in Ausnahmefällen angesetzt werden sollte, wird empfohlen, die Obergrenze auf z. B. 1,3 m/s zu reduzieren, was dem 30 %-Quantil der erhobenen Geschwindigkeiten entsprechen würde. Zwischen den Querungsgeschwindigkeiten aller Fußgänger und den Gehgeschwindigkeiten der räumenden Fußgänger am Freigabeende konnten keine systematischen Unterschiede festgestellt werden. Dazu wurden die Gehgeschwindigkeiten der Fußgänger, welche die Fahrbahn erst 4 s vor dem Ende der Freigabezeit betreten und somit in jedem Fall das Rot-Signal sehen, analysiert. An einzelnen Erhebungsstellen ergaben sich dabei geringfügig höhere, an anderen aber auch niedrigere Gehgeschwindigkeiten. Über alle Erhebungsstellen lag die Differenz im Bereich der statistischen Streuung. Daher kann gefolgert werden, dass die Räumgeschwindigkeiten in etwa den Gehgeschwindigkeiten des gesamten Fußgängerkollektivs entsprechen.

Für Radfahrer wurden für die Geschwindigkeiten auf der Furt deutlich größere Unterschiede ermittelt, was auf die unterschiedlichen Randbedingungen der Knotenpunkte wie z. B. die Position der Haltlinie der Radfahrer oder dem Anteil der ohne Halt durchfahrenden Radfahrer zurückzuführen ist. Daher wird auf eine Darstellung der einzelnen Geschwindigkeiten verzichtet. Insgesamt lagen die Geschwindigkeiten der Radfahrer, die nicht vor dem Knotenpunkt anhalten müssen, im für den Radverkehr üblichen Bereich zwischen 12 und 25 km/h. Radfahrer, die während der Sperrzeit vor der Haltlinie warteten und aus dem Stand beschleunigen mussten, erreichten teilweise etwas geringere Geschwindigkeiten.

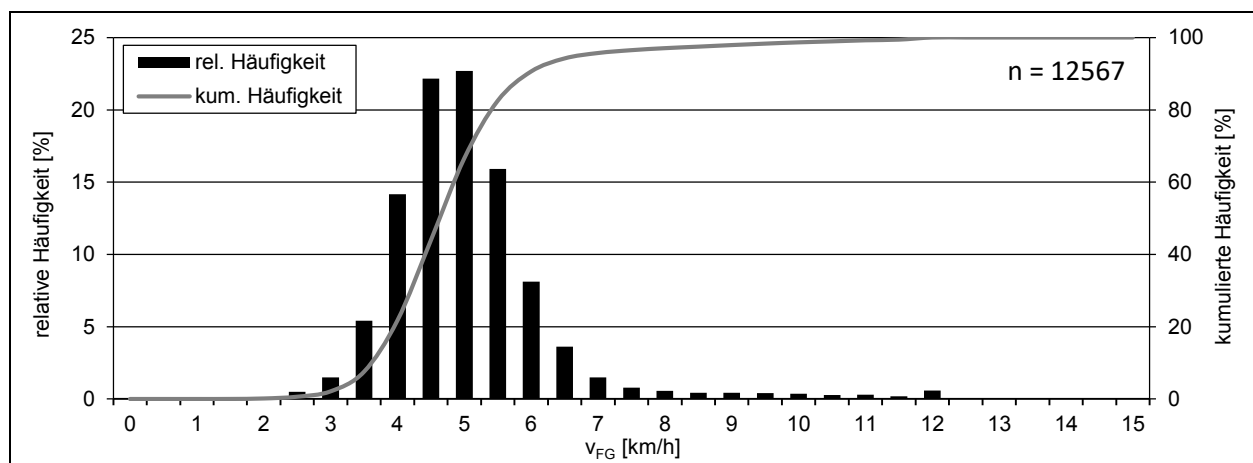


Bild 4-24: Ermittelte Gehgeschwindigkeitsverteilung der Fußgänger in Geschwindigkeitsklassen mit einer Breite von 0,5 km/h an den Untersuchungsstellen B-1 bis B-12

Aus den zeitlichen Ankünften der Fußgänger und Radfahrer, den ermittelten Geschwindigkeiten und der Belegungsfläche wurden die Belegungszeiten der Furten berechnet. Die Ankunftsverteilung wurde dabei zunächst nicht berücksichtigt. Die Belegungszeit ist also nur für genau die Anzahl der querenden Verkehrsteilnehmer gültig. Die Belegungsfläche wurde gemäß der in Kapitel 3.2.2 beschriebenen Definition berücksichtigt. Die entsprechend verwendeten Sicherheitszuschläge werden in Kapitel 4.2.2 beschrieben. Da Personen, die während der Sperrzeit auf der Mittelinsel gewartet haben, nur in Ausnahmefällen aufgetreten sind, wurden diese zu den entgegengerichtet querenden Fußgängern hinzugezählt. Aufgrund der detail-

lierten Erhebungsmethodik und der automatisierten Auswertung konnten die Belegungszeiten und spezifischen Belegungszeiten sowohl kombiniert also auch nach Strömen getrennt erhoben werden. Die spezifische Belegungszeit ist der Quotient der Belegungszeit und der jeweiligen Anzahl der Fußgänger oder Radfahrer im Umlauf und stellt ein Maß für die Überlagerung der Belegungszeiten der einzelnen Fußgänger da. Aufgrund des Umfangs sind in Bild 4-25 nur die Belegungszeiten und die spezifischen Belegungszeiten der Furt B-8 dargestellt. Die Ergebnisse der weiteren Messstellen sind in Anhang B dokumentiert.

Die ermittelten Belegungszeiten zeigen insgesamt, dass die im HBS 2015 mit Gleichung (2-9) nach TARKO und GACA (1991) berechneten Belegungszeiten die tatsächliche Blockade der Furt unterschätzen. An allen Furten wurden für Fußgänger über nahezu die gesamte Bandbreite der Fußverkehrsstärken höhere Belegungszeiten ermittelt. Die Unterschiede der Belegungszeit zwischen den einzelnen betrachteten Furten sind auf die verschiedenen Randbedingungen zurückzuführen, welche im Folgenden erläutert werden. Zudem verwendeten TARKO und GACA (1991) mit der Methodik nach KRAUS und TRAPP (1986) recht gering gewählte Sicherheitsabstände, die zudem keine Unterscheidung der Gehrichtung und somit kein Umfahren der Fußgänger berücksichtigten. Bei der Betrachtung der Gehrichtung können teilweise Unterschiede erkannt werden, was direkt mit der Furtgeometrie und dem Signalprogramm zusammenhängt. Für Radfahrer lagen die Belegungszeiten oftmals ebenfalls leicht oberhalb der HBS-Ergebnisse. Dabei fällt auf, dass die Belegungszeiten der Radfahrer zwar geringer sind als die der Fußgänger, was zunächst aufgrund der höheren Geschwindigkeit zu vermuten war. Jedoch ist die Differenz oftmals recht gering, da die Sicherheitsabstände vor und nach dem Queren bei Radfahrern deutlich größer sind als bei Fußgängern.

Ein Vergleich zu den Untersuchungen von BUSCH et al. (2019) und VORTISCH et al. (2020) ist nur eingeschränkt möglich, da sich die Definition der Belegungszeit teilweise unterscheidet und die Randbedingungen der Knotenpunkte variieren. Die geringen Belegungszeiten bei BUSCH et al. (2019) sind auf die ausschließliche Berücksichtigung des ersten Radfahrerpulk zurückzuführen, was nicht der hier verwendeten Definition der Belegungszeit entspricht. Zudem wurde in der Studie die Belegungsfläche nur als die Konfliktfläche des Kfz-Verkehrsstroms mit dem Radverkehrsstrom ohne eine Berücksichtigung von Sicherheitszuschlägen definiert. VORTISCH et al. (2020) haben zwischen einer Belegungszeit und einer Blockierungszeit unterschieden. Die Blockierungszeit entspricht dabei der in der vorliegenden Untersuchung verwendeten Definition der Belegungszeit. Zwar wird im Forschungsbericht nicht beschrieben, wie Blockierungszeiten der Fußgänger ermittelt wurden, jedoch stimmt die Tendenz der Ergebnisse mit den hier ermittelten Werten überein.

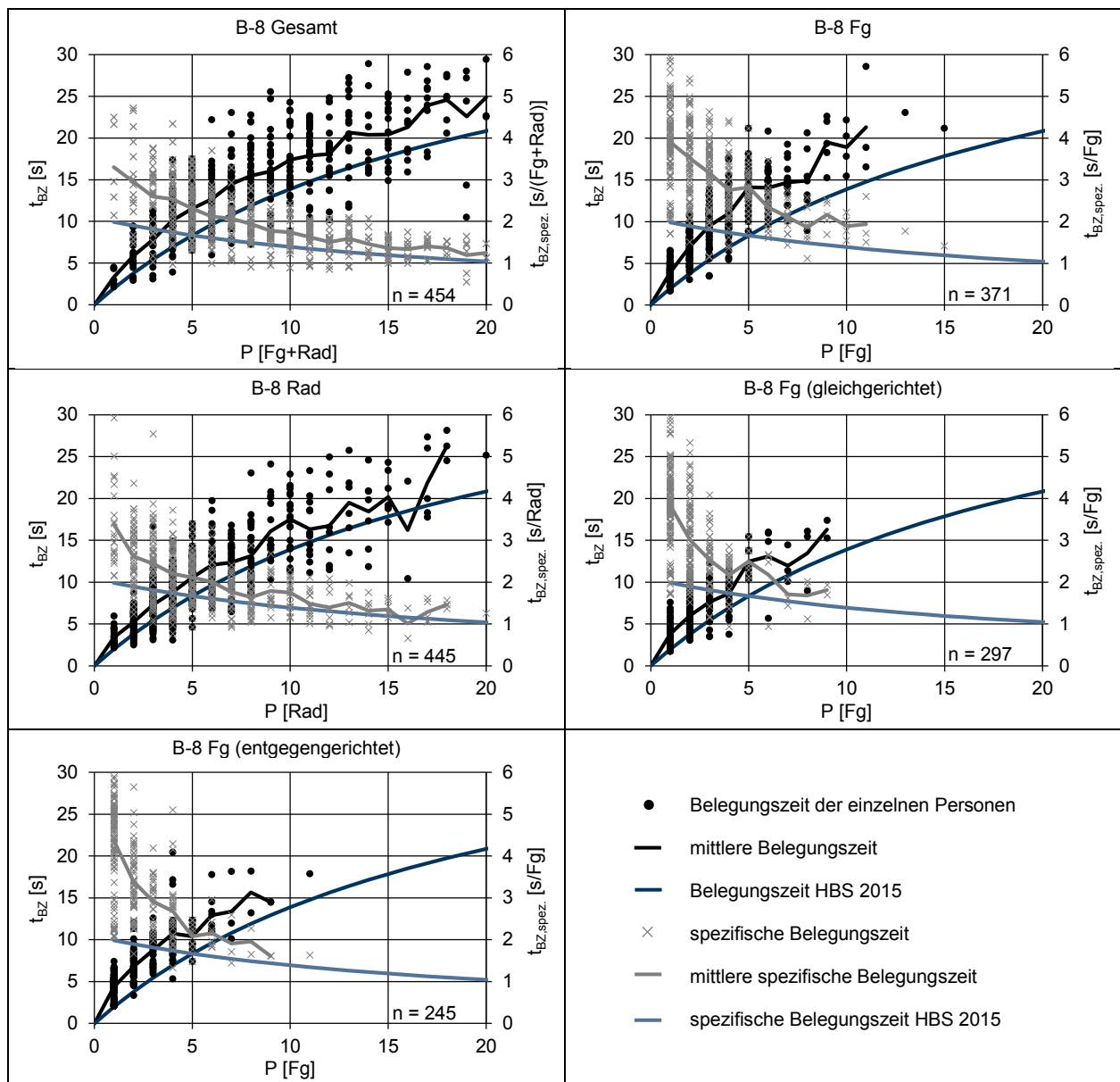


Bild 4-25: Belegungszeiten und spezifische Belegungszeiten an der Furt B-8 ($t_F = 30$ s; $t_U = 90$ s; Freigabezeitversatz Gegenrichtung: 2 s)

Im HBS 2015 wird die Fuß- und Radverkehrsstärke je Umlauf als einzige Einflussgröße der Belegungszeit verwendet. Die Ergebnisse zeigen jedoch, dass die Belegungszeiten in der Realität auch von weiteren Faktoren beeinflusst werden können. Ein maßgebender Faktor für die Ausprägung der Belegungszeit ist die zeitliche Verteilung der Querungsvorgänge. Allgemein wird im HBS 2015 davon ausgegangen, dass die meisten Fußgänger und Radfahrer bereits kurz nach dem Beginn der Freigabezeit die Furt queren, da diese sich über die vergangene Sperrzeit angestaut haben und die Furt abschließend im Pulk queren. Die Ausprägung dieses Pulks ist unmittelbar vom Freigabezeitanteil der Fußgänger und der Umlaufzeit abhängig, welche somit als Einflussfaktoren definiert werden können. Ein niedrigerer Anteil führt dabei zu einem größeren Pulk und somit tendenziell zu geringeren Belegungszeiten, da sich die zeitliche Belegung der Belegungsfläche durch die Fußgänger in einem Pulk in großen Teilen überschneidet. Jedoch wird der Abfluss der Fahrzeuge auch durch die zufälligen Ankünfte der Fußgänger im weiteren Freigabeverlauf teilweise blockiert, was als Durchsetzen des Fußverkehrsstroms bezeichnet wird.

Entscheidend für die zeitliche Verteilung der einzelnen Belegungen der Belegungsfläche sind zudem auch die knotenpunktspezifische Furtgeometrie sowie die jeweilige Signalprogrammstruktur. Für die gleichgerichtet querenden Fußgänger trifft die beschriebene Annahme der hauptsächlichen Querung nach dem

Freigabebeginn zwar näherungsweise zu, jedoch müssen die entgegengerichtet querenden Fußgänger differenziert betrachtet werden. Diese Fußgänger müssen zunächst die Teilfurt, in denen die Fußgänger nicht mit den rechtsabbiegenden Fahrzeugen konkurrieren (hier als Teilfurt 2 bezeichnet), und anschließend die Mittelinsel queren, bevor sie auf die für die Belegungszeit relevante Teilfurt eintreten (hier als Teilfurt 1 bezeichnet). Bei der exemplarischen Betrachtung der Furt B-11, bei der die Länge der Teilfurt 2 13,5 m und die Länge der Mittelinsel 2 m beträgt, benötigt ein Fußgänger, der mit 1,48 m/s läuft, ca. 10,5 s für diese Strecke. Der entgegengerichtet querende Fußgängerpulk, der unmittelbar nach dem Beginn der Freigabe die Querung beginnt, trifft daher deutlich später an der Teilfurt 1 ein, sodass sich die Überlagerung der zeitlichen Blockade der Furt mit dem gleichgerichtet querenden Pulk reduziert und die gesamte Belegungszeit der Furt steigt. An manchen LSA werden die Gehrichtungen zudem nicht gleichzeitig freigegeben. Dann beeinflusst neben der Knotengeometrie auch der Freigabeversatz und die Freigabedauer der beiden Gehrichtungen die Ausprägung der Belegungszeit. Werden die entgegengerichtet querenden Fußgänger einige Sekunden vor den gleichgerichtet querenden Fußgängern freigegeben, überlagern sich die Einzelbelegungen der Gehrichtungen stärker und die gesamte Belegungszeit der Furt sinkt. Bei Radfahrern tritt diese Problematik in der Regel nicht auf, da die meisten Radfurten nur in die gleichgerichtete Fahrtrichtung befahren werden. Die Ankünfte der Radfahrer und die damit verbundene Belegungszeit können aber durch eine auf den Radverkehr abgestimmte Koordinierung mehrerer LSA beeinträchtigt werden. Personen, die während der Sperrzeit auf der Mittelinsel gewartet haben, queren die Teilfurt 1 gleichzeitig mit dem gleichgerichtet querenden Fußgängerpulk am Beginn der Freigabezeit. Meist treten diese Wartevorgänge nur bei einer simultanen Freigabe der hintereinander liegenden Teilfurten auf, wobei auch hier darauf geachtet wird, dass der größte Anteil der Fußgänger als Pulk die gesamte Fahrbahn queren kann. Ausnahmen sind z. B. Knotenpunkte mit einer ÖV-Haltestelle in Mittellage, an denen eine vermehrte Anzahl an Fußgängern auftreten, die von der Mittelinsel aus queren.

Zur Verdeutlichung dieses Sachverhaltes ist in Bild 4-26 exemplarisch die zeitliche Verteilung des Betretens der Teilfurt 1 durch die beiden Gehrichtungen für die Erhebungsstelle B-11 dargestellt. Dabei wurde die Gesamtfreigabezeit der Furt als Referenzgröße genutzt, welche als Zeitdifferenz der frühesten Freigabe und der spätesten Sperrung der beiden Gehrichtungen definiert wurde, da dies die relevante Zeitdauer für die Belegungszeit der Furt darstellt. Die Gesamtfreigabezeit der Teilfurt 1 betrug 20 s. Die Freigabe der beiden Gehrichtungen begann gleichzeitig (kein Freigabezeitversatz). Es fällt auf, dass die Fußgänger der Gehrichtungen die Teilfurt 1 deutlich versetzt betreten und sich daraus resultierend die Belegungszeiten der Gehrichtungen kaum überschneiden. Der Versatz entspricht in etwa der theoretisch berechneten Gehzeit von 10,5 s, was einem Anteil an der Gesamtfreigabezeit von 43,8 % entspricht, und einem Reaktionszeitzuschlag. Zudem ist erkennbar, dass die gleichgerichtete Gehrichtung bereits nach 10 s, also einem Anteil von 50 % an der Gesamtfreigabezeit der Teilfurt 1, wieder gesperrt wird. Bei der entgegengerichteten Gehrichtung kann ebenfalls bereits eine gewisse Pulkauflösung beobachtet werden. In Tab. 4-16 sind die resultierenden mittleren Belegungszeiten und mittleren spezifischen Belegungszeiten für unterschiedliche Fußverkehrsstärken der Gehrichtungen an Furt B-11 dargestellt. Es zeigt sich, wie bereits aus der zeitlichen Verteilung in Bild 4-26 vermutet wurde, dass sich die Belegungszeiten der Gehrichtungen kaum überlagern und somit die Belegungszeit der Furt bei beispielsweise drei gleichgerichtet und drei entgegengerichtet querenden Fußgängern mit 15,9 s deutlich höher ist als für sechs ausschließlich gleichgerichtet (9,9 s) oder sechs ausschließlich entgegengerichtet querende Fußgänger (12,8 s). Die Belegungszeit bei drei gleichgerichtet und drei entgegengerichtet querenden Fußgängern liegt in der Größenordnung der Summe der Belegungszeiten bei drei ausschließlich gleichgerichtet und drei ausschließlich entgegengerichtet querenden Fußgängern ($7,2 \text{ s} + 8,7 \text{ s} = 15,9 \text{ s}$). Dies zeigt sich ebenfalls bei der Betrachtung der spezifischen Belegungszeiten, welche ein Maß für die Überlagerung der Einzelbelegungen darstellen.

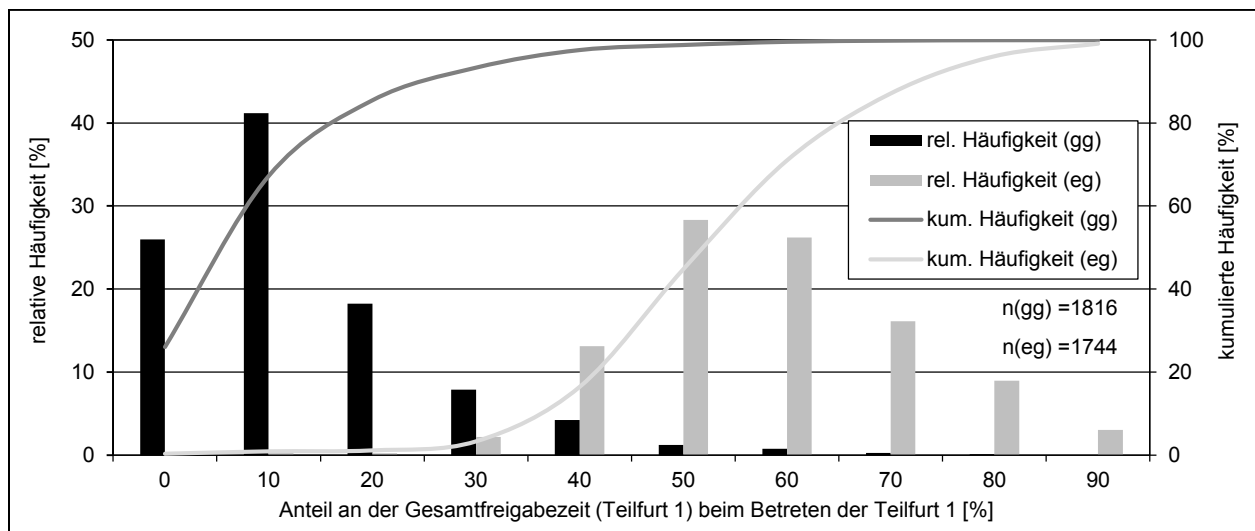


Bild 4-26: Zeitliche Verteilung des Betretens der Teilfurt 1 durch die Fußgänger der gleichgerichteten (gg) und entgegengerichteten (eg) Gehrichtungen bezogen auf die Gesamtfreigabezeit der Teilfurt 1 an der Erhebungsstelle B-11

		$q_{Fg, \text{gleichgerichtet}} [Fg/U]$						
		0	1	2	3	4	5	6
$q_{Fg, \text{entgegengerichtet}} [Fg/U]$	0		4,2 (4,2)	5,7 (2,9)	7,2 (2,4)	6,4 (1,6)	9,3 (1,9)	9,9 (1,6)
	1	5,0 (5,0)	8,5 (4,2)	9,6 (3,2)	11,7 (2,9)	12,2 (2,4)	12,4 (2,1)	13,6 (1,9)
	2	8,0 (4,0)	10,8 (3,6)	12,1 (3,0)	14,1 (2,8)	14,5 (2,4)	15,5 (2,2)	14,8 (1,8)
	3	8,7 (2,9)	11,8 (3,0)	15,1 (3,0)	15,9 (2,7)	15,8 (2,3)	17,4 (2,2)	16,4 (1,8)
	4	10,6 (2,7)	13,6 (2,7)	14,5 (2,4)	18,3 (2,6)	17,6 (2,2)	18,0 (2,0)	18,9 (1,9)
	5	12,6 (2,5)	15,0 (2,5)	16,4 (2,3)	18,3 (2,3)	17,8 (2,0)	17,6 (1,8)	17,4 (1,6)
	6	12,8 (2,1)	16,2 (2,3)	18,5 (2,3)	17,6 (2,0)	19,4 (1,9)	20,2 (1,8)	19,6 (1,6)

Tab. 4-16: Mittlere Belegungszeit und mittlere spezifische Belegungszeit (Werte in Klammern) in Sekunden der Fußgänger an Furt B-11 in Abhängigkeit von unterschiedlichen Fußverkehrsstärken der Gehrichtungen

Da die Ausprägung der Belegungszeit demnach offensichtlich auch von der Furtgeometrie sowie der Signalisierung (Dauer der Umlaufzeit, Freigabezeit und ggf. Versatzzeit der beiden Gehrichtungen) abhängig ist und die notwendige Bandbreite dieser Randbedingungen mit einem gerechtfertigten Erhebungsaufwand empirisch nicht erfasst werden kann, wird von der Ableitung einer Gleichung zur Ermittlung der Belegungszeit rein auf Basis der empirischen Ergebnisse abgesehen. In einer Simulationsstudie in Kapitel 5 werden daher die Auswirkungen der Fußgänger und Radfahrer auf die bedingt verträglich geführten Abbieger aufbauend auf den empirisch gewonnenen Erkenntnissen detailliert analysiert. Festzuhalten ist jedoch bereits, dass die mit dem HBS 2015 berechneten Belegungszeiten wichtige Einflussgrößen außer Acht lassen und die realen Belegungszeiten in der Regel unterschätzen und somit die Kapazität des bedingt verträglich geführten Fahrzeugstroms ggf. überschätzt wird. Radfahrer blockieren den Fahrzeugabfluss meist kürzer als Fußgänger. Zudem trifft die Annahme einer hauptsächlichen Blockierung des Fahrzeugstroms kurz nach dem Beginn der Freigabezeit für bestimmte geometrische und signaltechnische Randbedingungen nicht zu. Neben der Fuß- und Radverkehrsstärke sollten weitere Parameter in die Berechnung einbezogen werden. Auch die Ankunftsverteilung muss in einem Bewertungsverfahren berücksichtigt werden.

4.3 Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (C)

Die Erweiterung des Berechnungsverfahrens für Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen konnte nicht auf der Grundlage empirischer Daten erfolgen, da die Rückstaubildung oftmals nur in wenigen Umläufen am Tag auftritt, sodass annähernd konstante Umfeldbedingungen kaum erreicht werden und die relevanten Randbedingungen eine unverhältnismäßig große Stichprobe erfordern würden. Daher wurde die Analyse der Kapazitäten, wie bereits auch bei der Erstellung des im HBS 2015 verwendeten Verfahrens von WU (2003b, 2007, 2008), mithilfe einer umfangreichen Simulationsstudie (siehe Kapitel 6) durchgeführt. Dennoch wurde der Verkehrsablauf an realen Knotenpunkten mit zusätzlichem kurzen Aufstellstreifen beobachtet, um das Fahrverhalten in der Simulation genau nachbilden zu können. Dafür wurde der Verkehrsablauf an den in Tab. 3-4 angegebenen Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen mit einem Multicopter aufgezeichnet (vgl. Kapitel 3.2.3).

An Zufahrten mit nur einem durchgehenden Fahrstreifen mussten keine besonderen Merkmale des Verkehrsablaufs untersucht werden, da die Fahrzeugführer hier keine Fahrstreifenwahl treffen müssen bzw. auf einen Fahrstreifen festgelegt sind. Bei Zufahrten mit zwei Fahrstreifen können die Fahrzeugführer jedoch bereits frühzeitig einen Fahrstreifen wählen und so z. B. den Rückstau des kurzen Fahrstreifens umfahren. Daher wurde an diesen Zufahrtskombinationen der Verkehrsablauf genauer untersucht.

Für die abbiegenden Fahrzeuge konnte festgestellt werden, dass diese sich bereits deutlich vor dem Knotenpunkt bzw. vor dem Beginn des Rückstaus auf den jeweils an den Abbiegefahrstreifen angrenzenden durchgehenden Fahrstreifen einordnen. Bei hohen Auslastungen wurde dabei auch ein größerer Rückstau akzeptiert. In den drei Zufahrten wurden in keinem der betrachteten Umläufe Fahrstreifenwechsel durchgeführt, die auch den zweiten Geradeausfahrstreifen beeinträchtigt haben. Es ist anzumerken, dass mit der Drohne nur ein Bereich von ca. 150 m vor der Haltlinie betrachtet werden konnte und somit keine Aussagen zur Fahrstreifenwahl in noch größerer Entfernung möglich sind. In der Simulation muss also sichergestellt werden, dass die abbiegenden Fahrzeuge auch bereits in größerer Entfernung auf den an den Abbiegefahrstreifen angrenzenden durchgehenden Fahrstreifen wechseln und somit den zweiten Geradeausfahrstreifen vorerst nicht direkt beeinträchtigen.

Der wesentliche Unterschied zwischen einer Zufahrt mit nur einem und mit zwei durchgehenden Fahrstreifen ist, dass die auf dem angrenzenden Fahrstreifen geradeausfahrenden Fahrzeuge den Rückstau des kurzen Aufstellstreifens durch einen Fahrstreifenwechsel umfahren können. Somit ist bei einer Überstauung des kurzen Aufstellstreifens zunächst nicht die gesamte Zufahrt blockiert, da mindestens der zweite Geradeausfahrstreifen noch befahrbar ist. Bei einer gewissen Länge des kurzen Aufstellstreifens können die Fahrzeuge auch nach dem Umfahren auf dem zweiten durchgehenden Fahrstreifen auch wieder vor der Haltlinie auf den angrenzenden Fahrstreifen wechseln (Bild 4-27). Durch das Zurückwechseln nach der Umfahrung des Rückstaus auf den angrenzenden Fahrstreifen können auch auf diesem Fahrstreifen trotz Rückstau auf dem kurzen Aufstellstreifen Fahrzeuge abfließen oder sich aufstellen, um im nächsten Umlauf abzufließen. Damit besitzt auch ein stromaufwärts blockierter Fahrstreifen eine gewisse Restkapazität.

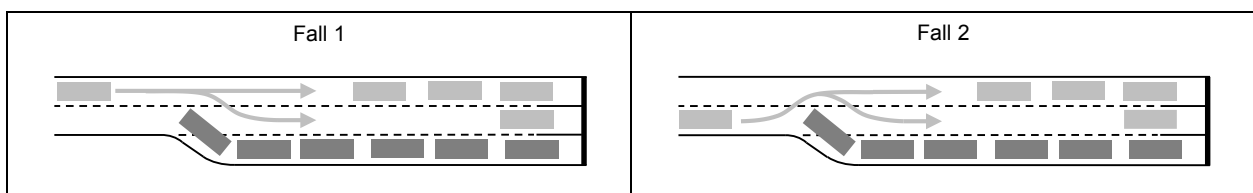


Bild 4-27: Schematische Darstellung des Umfahrens eines Rückstaus des kurzen Aufstellstreifens

Da das Umfahren des Rückstaus ein wichtiger Faktor für die Kapazität der Fahrstreifenkonstellationen mit zwei durchgehenden Fahrstreifen ist, wurde an den drei Erhebungsobjekten die Fahrstreifenaufteilung der Fahrzeuge, welche den Rückstau durch einen Fahrstreifenwechsel umfahren, analysiert. In Tab. 4-17 sind die entsprechenden Ergebnisse der Messstellen dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass ein signifikanter Anteil der Fahrzeuge, die den Rückstau des kurzen Aufstellstreifens umfahren, vor der Haltlinie auf den angrenzenden Fahrstreifen wechseln. Im Mittel beträgt dieser Anteil 36,9 %. An der Messstelle C-1 konnte der höchste Anteil auf dem angrenzenden Fahrstreifen ermittelt werden. In dieser Zufahrt besitzt der kurze Aufstellstreifen mit 40 m eine deutlich größere Länge als an den beiden weiteren Untersuchungsobjekten. Daher wird die Hypothese aufgestellt, dass der Anteil der auf den angrenzenden Fahrstreifen wechselnden

Fahrzeuge mit der Länge des Aufstellstreifens steigt, da den Fahrzeugen eine größere Distanz für den Fahrstreifenwechsel zur Verfügung steht. Durch das begrenzte Datenkollektiv kann dies allerdings nicht verifiziert werden. Zudem können im realen Verkehrsablauf weitere knotenpunktspezifische Faktoren wie z. B. die Fahrstreifenauslastung, die Wegebeziehungen stromabwärts des Knotenpunktes oder das Fahrzeugkollektiv die Fahrstreifenaufteilung beeinflussen, sodass hier eine große Stichprobe an unterschiedlichen Knotenpunkten betrachtet werden müsste. Die Auslastung der durchgehenden Fahrstreifen lag in den Zeitabschnitten einer Überstauung des kurzen Aufstellstreifens meist nur in einem geringen bis mittleren Bereich. Daher ist zu erwarten, dass nach dem Umfahren des Rückstaus bei hohen Auslastungen eine gleichmäßige Fahrstreifenaufteilung eintritt. In der Simulation muss in jedem Fall sichergestellt werden, dass nach dem Umfahren auch der angrenzende Fahrstreifen genutzt wird.

Zufahrt	Anteil angrenzender FS [%]	Anteil weiterer FS [%]
C-1	40,4	59,6
C-2	37,1	62,9
C-3	33,1	66,9
Mittelwert	36,9	63,1

Tab. 4-17: Fahrstreifenaufteilung auf die durchgehenden Fahrstreifen nach dem Umfahren eines Rückstaus auf dem kurzen Aufstellstreifen an der Haltlinie

In Bereichen einer Überstauung auf dem angrenzenden durchgehenden Geradeausfahrstreifen über den Verzweigungspunkt konnte in den Erhebungen an allen Knotenpunkten mehrfach regelwidriges Fahrverhalten beobachtet werden. Oftmals wurde z. B. die Fahrstreifenbegrenzung (Zeichen 295 StVO) überfahren, um auf den Abbiegefahrstreifen zu fahren (Bild 4-28). Teilweise wurde auch auf der Fahrstreifenbegrenzung gehalten. Grundsätzlich führt solches Verhalten zu einer Erhöhung der Kapazität, da der durch den Rückstau gesperrte Abbiegefahrstreifen dennoch erreicht werden kann und die Fahrzeuge dann im nächsten Umlauf abfließen können. Solche verbotswidrigen Fahrmanöver sind in Bezug auf die Verkehrssicherheit jedoch als kritisch anzusehen. Ein abgeleitetes Berechnungsverfahren zur Kapazitätsermittlung sollte nur regelkonformes und verkehrssicheres Fahrverhalten berücksichtigen. Daher wurden die genauen Auswirkungen dieser regelwidrigen Fahrmanöver nicht weiter untersucht und in der Simulation nicht implementiert. Es kann jedoch festgehalten werden, dass eine solche Form der Rückstaubildung auf dem durchgehenden Fahrstreifen die Verkehrsteilnehmer offensichtlich zu diesen Fahrmanövern verleitet. Daher ist es wichtig, dieses Verhalten durch die Anordnung ausreichend langer Fahrstreifen in der Planung möglichst weitgehend auszuschließen.



Bild 4-28: Exemplarische Darstellung von regelwidrigem Fahrverhalten an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (links: C-2; rechts C-3)

Ein grundlegender Parameter bei der Analyse der Verkehrsablaufs an Fahrstreifen mit kurzen Aufstellstreifen ist die Länge des Aufstellstreifens bzw. die Anzahl der Aufstellplätze. Je mehr Fahrzeuge ein Aufstellstreifen bei konstanten verkehrlichen Randbedingungen aufnehmen kann, desto unwahrscheinlicher ist eine Rückstaubildung auf den angrenzenden durchgehenden Fahrstreifen. Die Kapazität des Fahrstreifens mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen steigt also mit der Anzahl der Aufstellplätze. Im HBS 2015 wird die Anzahl der Aufstellplätze durch die Division der Fahrstreifenlänge und der mittleren Aufstelllänge eines Fahrzeugs (6 m für Pkw gewichtet mit dem Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs) bestimmt. Dabei wird die Fahrstreifenlänge direkt aus dem Lageplan abgelesen. Im Regelfall wird

die Fahrstreifenlänge zwischen der Haltlinie und dem Punkt, an dem der kurze Fahrstreifen nach der Aufweitung seine vollständige oder zumindest eine für einen Pkw ausreichende Breite erreicht hat, bestimmt. Die empirischen Erhebungen zeigen, dass im realen Verkehrsablauf auch ein belegter Aufweitungsbereich nicht zwangsläufig zu einer Blockade des angrenzenden Fahrstreifens führen muss. Wenn der durchgehende Fahrstreifen eine gewisse Breite aufweist, können die Fahrzeuge, die sich im Bereich der Aufweitung aufgestellt haben und somit teilweise auch auf dem durchgehenden Fahrstreifen stehen, umfahren werden, ohne einen Fahrstreifenwechsel durchzuführen. Grundsätzlich kann dieses Umfahren als sicherheitskritische Konfliktsituation eingeordnet werden, da keine ausreichenden Breiten mehr zur Verfügung stehen und das Unfallrisiko damit ansteigt. Teilweise kann sogar auch vor der Aufweitung ein paralleles Aufstellen beobachtet werden.

In Bild 4-29 ist die Ausnutzung der Aufstelllänge für zwei Beispiele abgebildet. Am Untersuchungsobjekt C-3 konnte z. B. mehrfach beobachtet werden, dass sich auf dem kurzen Aufstellstreifen, der nur 24 m lang ist und somit nach der Definition des HBS 2015 vier Pkw aufnehmen kann, bis zu sieben Pkw aufgestellt haben, ohne den angrenzenden Fahrstreifen vollständig zu blockieren. Auch an der Messstelle C-2, die mit einer Aufstelllänge von 20 m rechnerisch nur drei Fahrzeuge aufnehmen kann, konnten sich fünf und in Ausnahmefällen auch sechs Pkw aufstellen, ohne den Geradeausverkehr wesentlich zu behindern. Durch die in der Realität variablen Aufstelllängen der einzelnen Fahrzeuge, die unterschiedlichen Fahrstreifenbreiten und die unterschiedliche Bereitschaft der Fahrzeugführer, auch bei reduzierten Platzverhältnissen am Rückstau des Aufstellstreifens vorbeizufahren, kann in der Regel keine genaue Anzahl an Fahrzeugen ermittelt werden, die zu einer Blockade des angrenzenden Fahrstreifens führt. In einem Berechnungsverfahren sollte ohnehin nur die Aufstelllänge berücksichtigt werden, die konfliktfrei belegt werden kann. Es ist aber ersichtlich, dass sich in der Realität im Vergleich zu den Ergebnissen des Berechnungsansatzes nach dem HBS 2015 teilweise mehr Fahrzeuge auf dem kurzen Aufstellstreifen ohne eine Behinderung des angrenzenden Fahrstreifens aufstellen können. Die berechnete Kapazität unterschätzt dann das tatsächliche Leistungsvermögen und sollte daher als Untergrenze verstanden werden, welche mindestens erreicht werden kann.

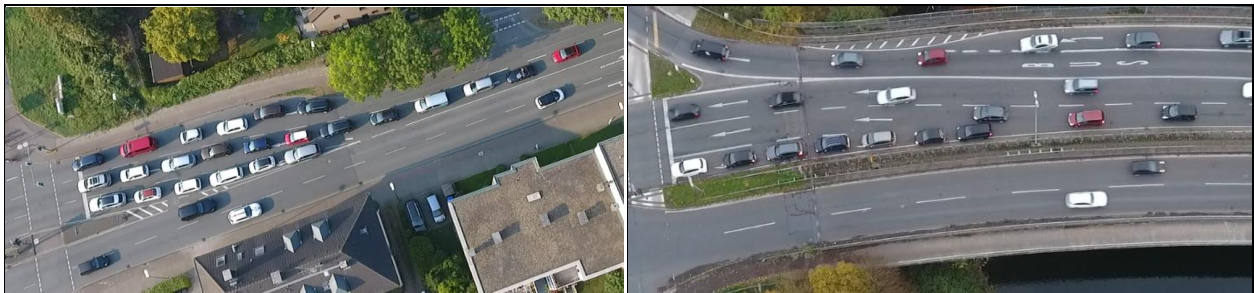


Bild 4-29: Exemplarische Darstellung der Aufstelllängennutzung an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (links: C-2; rechts: C-3)

4.4 Fahrtzeiten an verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen (D)

4.4.1 Erhebungen an Einzelknotenpunkten mit verkehrsabhängiger Steuerung (D-1 bis D-3)

Zur Analyse realer Wartezeiten bzw. Fahrtzeiten an Knotenpunkten mit verkehrsabhängig gesteuerten LSA wurden empirische Untersuchungen an den in Tab. 3-5 aufgeführten Knotenpunkten durchgeführt. Dabei wurden nicht direkt die Wartezeiten der Fahrzeuge, sondern die Fahrtzeiten t_F zwischen zwei Punkten vor und hinter der Haltlinie sowie Zuflussverkehrsstärken in den Zufahrten erhoben. Die verwendete Methodik der in dieser Untersuchung durchgeführten Erhebungen ist in Kapitel 3.2.4 beschrieben.

Mit der Entfernung zwischen den Punkten und der zulässigen Höchstgeschwindigkeit konnte eine optimale Fahrtzeit ohne Beeinflussung der LSA ermittelt werden. Somit können aus den einzelnen Fahrtzeiten der Fahrzeuge jeweils Verlustzeiten abgeleitet werden. Diese entsprechen zwar nicht der eigentlichen Definition der Wartezeit an einer LSA nach dem HBS 2015 bzw. den Begriffsbestimmungen der FGSV (2020), da die Wartezeit lediglich den „Anteil der Verlustzeit bis zum Verlassen der Knotenpunktzufahrt“ berücksichtigt. Da die Differenzen bei freiem Abfluss hinter der Haltlinie im Allgemeinen recht gering sind, kann die Verlustzeit jedoch als gute Näherung der Wartezeit verwendet werden.

Dortmund: Walzwerkstraße / Sinterstraße (D-1)

Am Knotenpunkt D-1 mündet die Walzwerkstraße in die Sinterstraße ein (Bild 4-30). Der Knotenpunkt liegt im Bereich eines Gewerbegebietes und wird mit einer zweiphasigen LSA mit HDG-Schaltung geregelt, wobei die Verkehrsströme 5 und 11 auf der Sinterstraße die Hauptrichtung darstellen. In der ersten Zufahrt (Walzwerkstraße) steht den abbiegenden Verkehrsströmen jeweils ein eigener Fahrstreifen zur Verfügung. Die Detektion der Fahrzeuge in der Nebenrichtung erfolgt über einen haltliniennahen Detektor. Die zweite Zufahrt besteht aus einem Geradeausfahrstreifen und einem separaten Linksabbiegestreifen mit einer Länge von 60 m. Die Linksabbieger biegen bedingt verträglich ab. Zufahrt 3 wird als ein Mischfahrstreifen geführt, wobei die Rechtsabbieger gleichzeitig mit dem parallel verkehrenden Fuß- und Radverkehr freigegeben werden. Das Fuß- und Radverkehrsaufkommen wird als recht gering eingeschätzt. Im Bereich des Knotenpunktes befindet sich zusätzlich eine Bushaltestelle, die in Zufahrt 2 über eine Busschleuse dem Kfz-Verkehr gegenüber bevorrechtigt geführt wird.

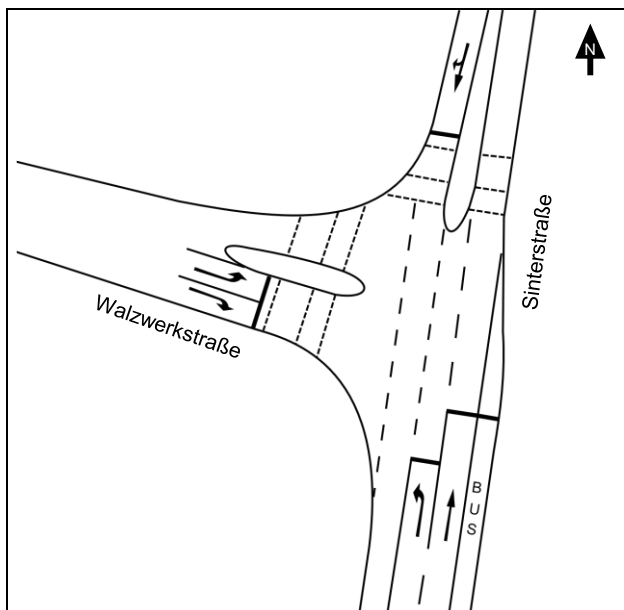


Bild 4-30: Schematische Darstellung des Knotenpunktes D-1

In Bild 4-31 sind exemplarisch die Messergebnisse vom 10.03.2021 in der Hauptverkehrszeit zwischen 06:00 und 18:00 Uhr dargestellt. Es zeigt sich, dass der Knotenpunkt im Wesentlichen eine über den Tagesverlauf konstante Verkehrsbelastung aufweist. Die Nebenrichtung ist nur schwach belastet. Daher unterliegen auch die Fahrtzeiten nur geringen Schwankungen und die Abweichungen der gemessenen mittleren Fahrtzeiten zur optimalen Fahrtzeit sind aufgrund der Grundstellung der LSA mit einer dauerhaften Freigabe der Ströme 5 und 11 sehr gering. Dennoch sind die Freigabezeitenanforderungen der Nebenrichtung im Verlauf der Fahrtzeiten der Hauptrichtung sichtbar. Da der Knotenpunkt insgesamt eher schwach belastet ist, treten in den Nebenverkehrszeiten nur geringfügig unterschiedliche Fahrtzeiten auf, die kaum von der optimalen Fahrtzeit abweichen (Bild 4-32).

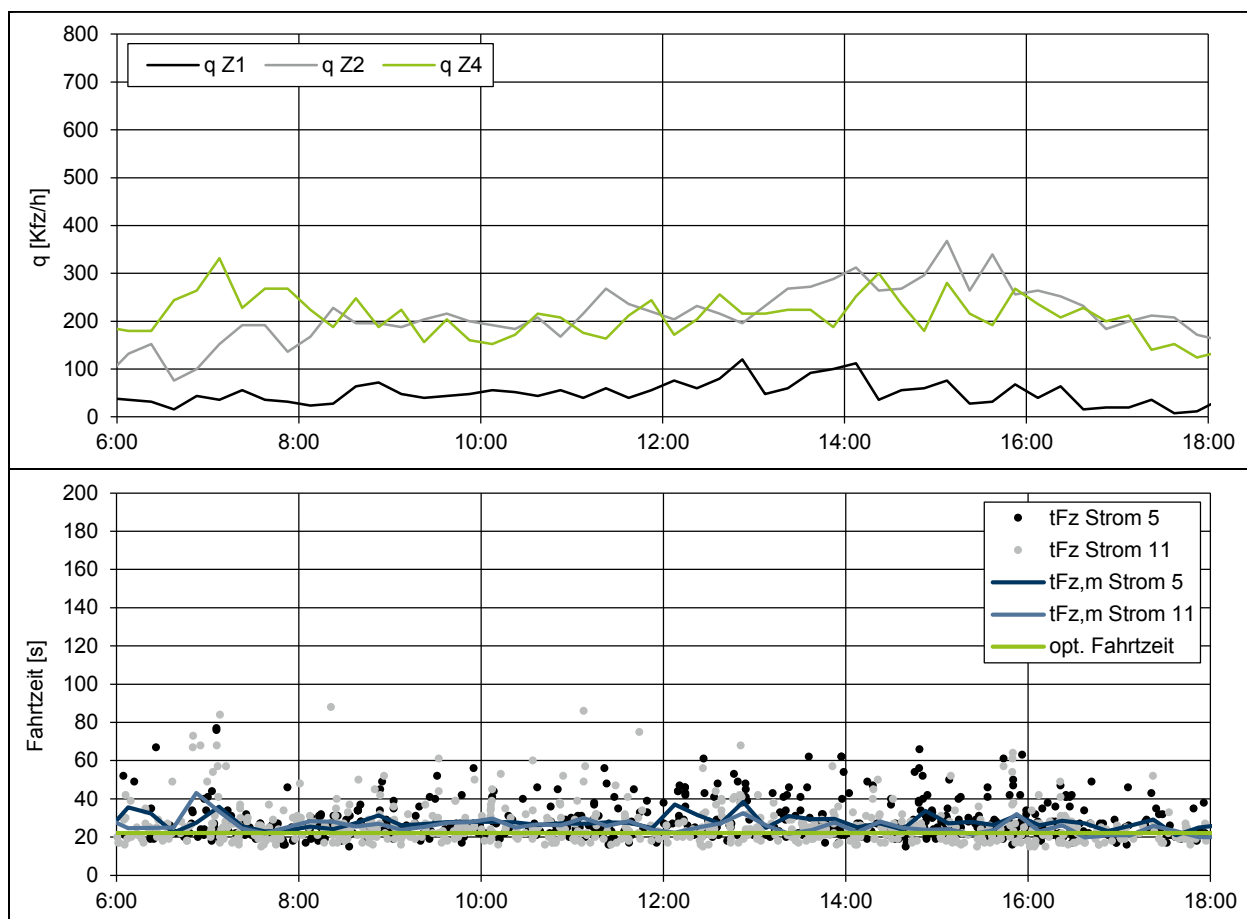


Bild 4-31: Verkehrsstärken der Zufahrten (oben) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (unten) am Knotenpunkt D-1 am 10.03.2021 in der Hauptverkehrszeit von 06:00 bis 18:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)

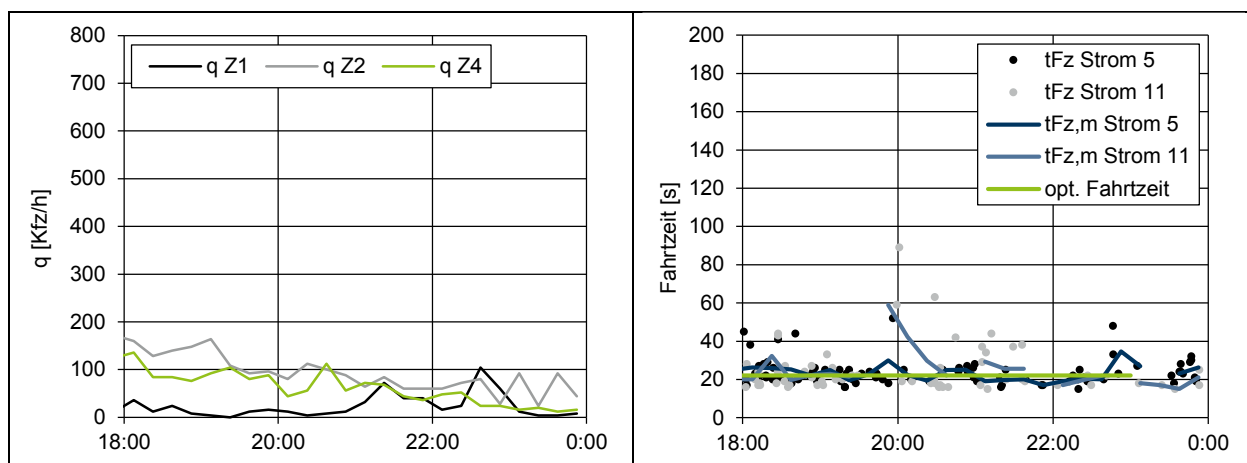


Bild 4-32: Verkehrsstärken der Zufahrten (links) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (rechts) am Knotenpunkt D-1 am 10.03.2021 in der Nebenverkehrszeit von 18:00 bis 00:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)

Essen: Fulerumer Straße L 64 / Am Ehrenfriedhof (D-2)

Am Knotenpunkt D-2 kreuzen sich die Fulerumer Straße und die Straße am Ehrenfriedhof, wobei die Verkehrsströme 5 und 11 auf der Fulerumer Straße in der HDG-Schaltung als Hauptrichtung definiert sind (Bild 4-33). Die Zufahrten 1 und 3 sowie 2 und 4 werden jeweils gleichzeitig freigegeben. In Zufahrt 1 wird der rechtsabbiegende Verkehr über einen nicht signalisierten Fahrstreifen abgeführt, an dem die Fußgänger

mit einem FGÜ bevorrechtigt sind. Die Linksabbieger und Geradeausfahrer werden im Mischverkehr geführt. In dieser Zufahrt befindet sich ein Kreisverkehr in unmittelbarer Nähe zum Knotenpunkt. In Zufahrt 2 ist ein 84 m langer Fahrstreifen für den Linksabbiegestrom 4 vorhanden, welcher nur auf Anforderung gesichert nach dem Geradeausverkehr der Gegenrichtung freigegeben wird. Die Geradeausfahrer und Rechtsabbieger teilen sich einen Mischfahrstreifen. Zufahrt 3 ist analog zu Zufahrt 1 aufgebaut. Zufahrt 4 besitzt zwar ebenfalls eine gleiche Fahrstreifenkonstellation wie Zufahrt 2, jedoch ist der Linksabbiegestreifen nur 15 m lang und wird bedingt verträglich freigegeben. Zudem befindet sich in dieser Zufahrt eine Bushaltestelle direkt am Knotenpunkt, welche als Haltestellenkap ausgebaut ist. Die Rechtsabbieger der Hauptrichtung werden gleichzeitig mit den parallel gerichteten Fuß- und Radverkehrsströmen freigegeben.

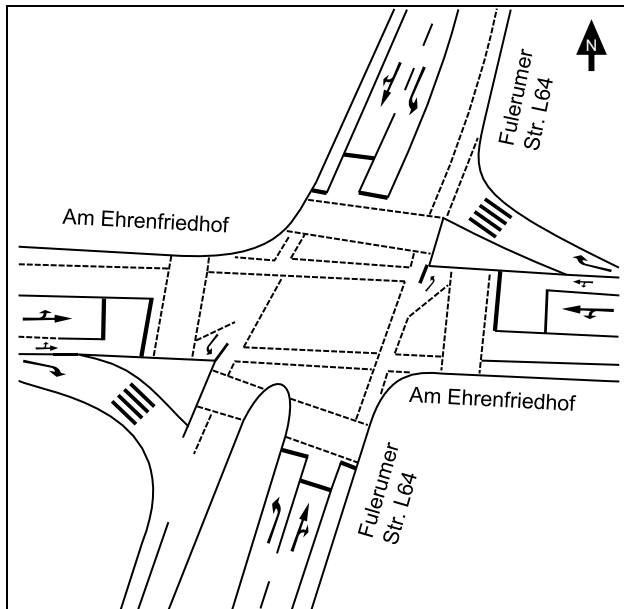


Bild 4-33: Schematische Darstellung des Knotenpunktes D-2

Die Ergebnisse der Erhebung sind in Bild 4-34 exemplarisch für den 19.11.2020 von 06:00 bis 18:00 Uhr dargestellt. Es ist zu erkennen, dass neben der Hauptrichtung auch die Zufahrt 1 stark belastet ist. Dies führt zwangsläufig dazu, dass in diesen Bereichen die Dauergrün-Stellung der Hauptrichtung kaum geschaltet werden kann, da die Nebenrichtung häufig ebenfalls die Freigabe anfordert. Nahezu über den gesamten Zeitbereich treten daher in der Hauptrichtung deutlich erhöhte Fahrtzeiten auf, welche zudem stark schwanken (Bild 4-34). Diese sind in Zufahrt 3 noch ausgeprägter. In den Zeitbereichen mit geringerer Verkehrsstärke der Nebenrichtung sinken die Fahrtzeiten deutlich ab und nähern sich der optimalen Fahrtzeit an (Bild 4-35).

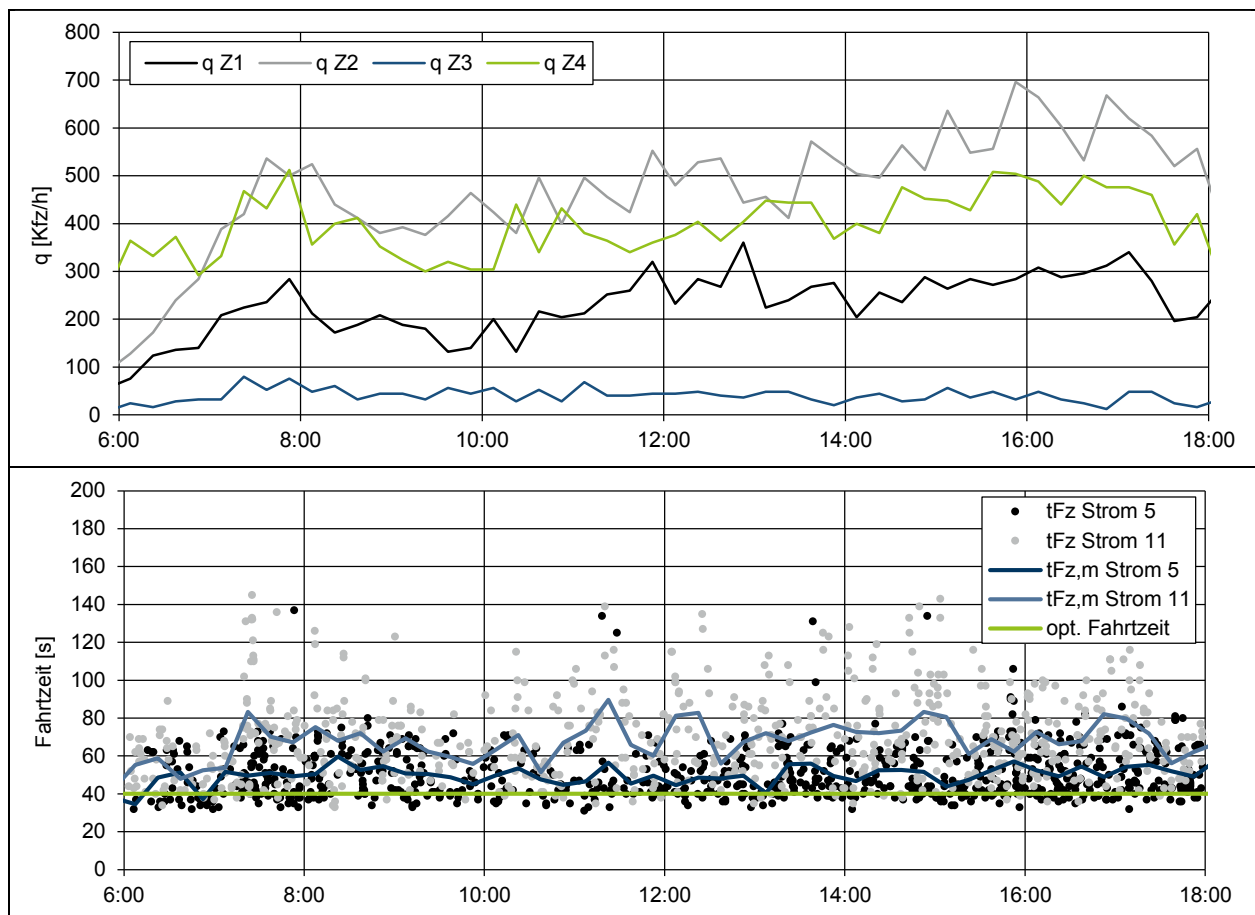


Bild 4-34: Verkehrsstärken der Zufahrten (oben) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (unten) am Knotenpunkt D-2 am 19.11.2020 in der Hauptverkehrszeit von 06:00 bis 18:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)

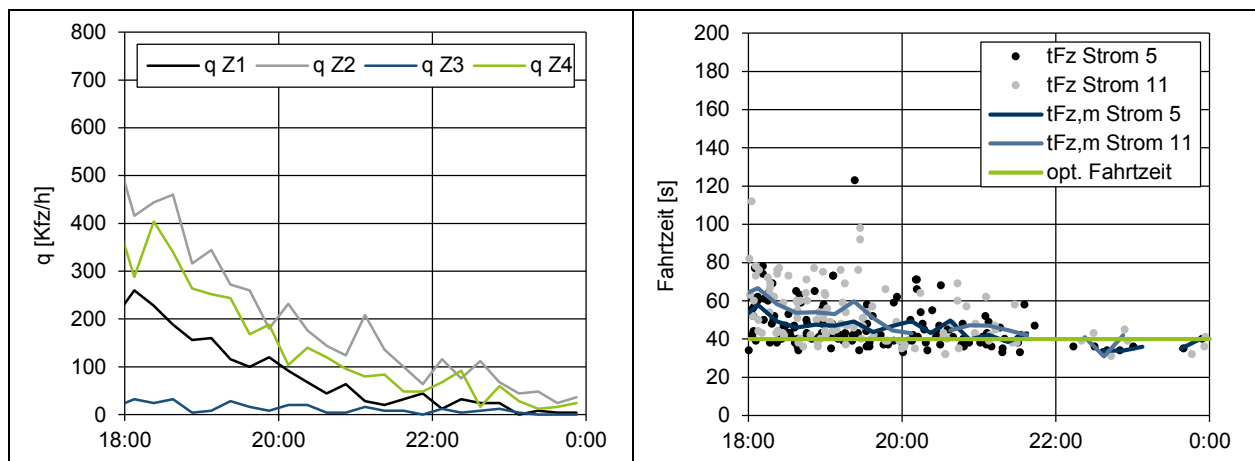


Bild 4-35: Verkehrsstärken der Zufahrten (links) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (rechts) am Knotenpunkt D-2 am 19.11.2020 in der Nebenverkehrszeit von 18:00 bis 00:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)

Oberhausen: Mellinghofer Straße / Nathlandstraße / Falkensteinstraße (D-3)

Bei der Messstelle D-3 handelt es sich um eine signalgeregelte Kreuzung mit HDG-Schaltung, wobei die Mellinghofer Straße (Verkehrsströme 5 und 11) die Hauptrichtung darstellt (Bild 4-36). Alle Zufahrten besitzen einen Mischfahrstreifen für die Geradeaus- und Rechtsabbiegeströme sowie einen eigenen Aufstellstreifen für die Linksabbieger. Die Freigabe der einzelnen Fahrstreifen erfolgt in zwei Phasen, dabei bilden Zufahrt 1 und 3 sowie Zufahrt 2 und 4 jeweils eine Phase. Alle Linksabbiegeströme werden somit

gleichzeitig mit dem jeweils gegenüberliegenden Geradeausverkehrsstrom freigegeben. Die Rechtsabbiegeströme werden jeweils bedingt verträglich mit den parallelen Fuß- und Radverkehrsströmen freigegeben.

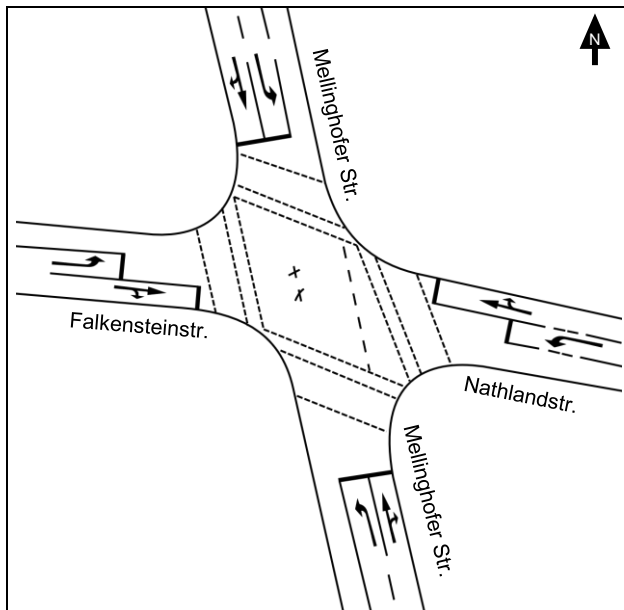


Bild 4-36: Schematische Darstellung des Knotenpunktes D-3

Die erhobenen Verkehrsstärken und Fahrtzeiten sind exemplarisch für den 17.03.2021 zwischen 06:00 und 18:00 Uhr in Bild 4-37 dargestellt. Es fällt auf, dass alle Zufahrten eine hohe Verkehrsbelastung aufweisen, obwohl das Signalprogramm eine Hauptrichtung festlegt. Daraus folgt, dass die Dauergrün-Stellung der Hauptrichtung in diesen Zeiten kaum eingenommen werden kann und die dauerhafte Freigabe regelmäßig durch die Anforderungen der Nebenrichtung unterbrochen wird. Das lässt sich ebenfalls in den gemessenen Fahrtzeiten der Hauptrichtung feststellen. Diese liegen über nahezu den gesamten Zeitraum zwischen 06:00 und 18:00 Uhr in einem konstanten Bereich, in dem sie wiederum stark schwanken. Nur wenige Fahrzeuge können die optimale Fahrtzeit erreichen. Betrachtet man die Zeitbereiche, in denen die Nebenrichtung geringer belastet ist, zeigt sich, dass durch die Grundstellung der LSA die Fahrtzeiten der Hauptrichtung deutlich reduziert werden (Bild 4-38).

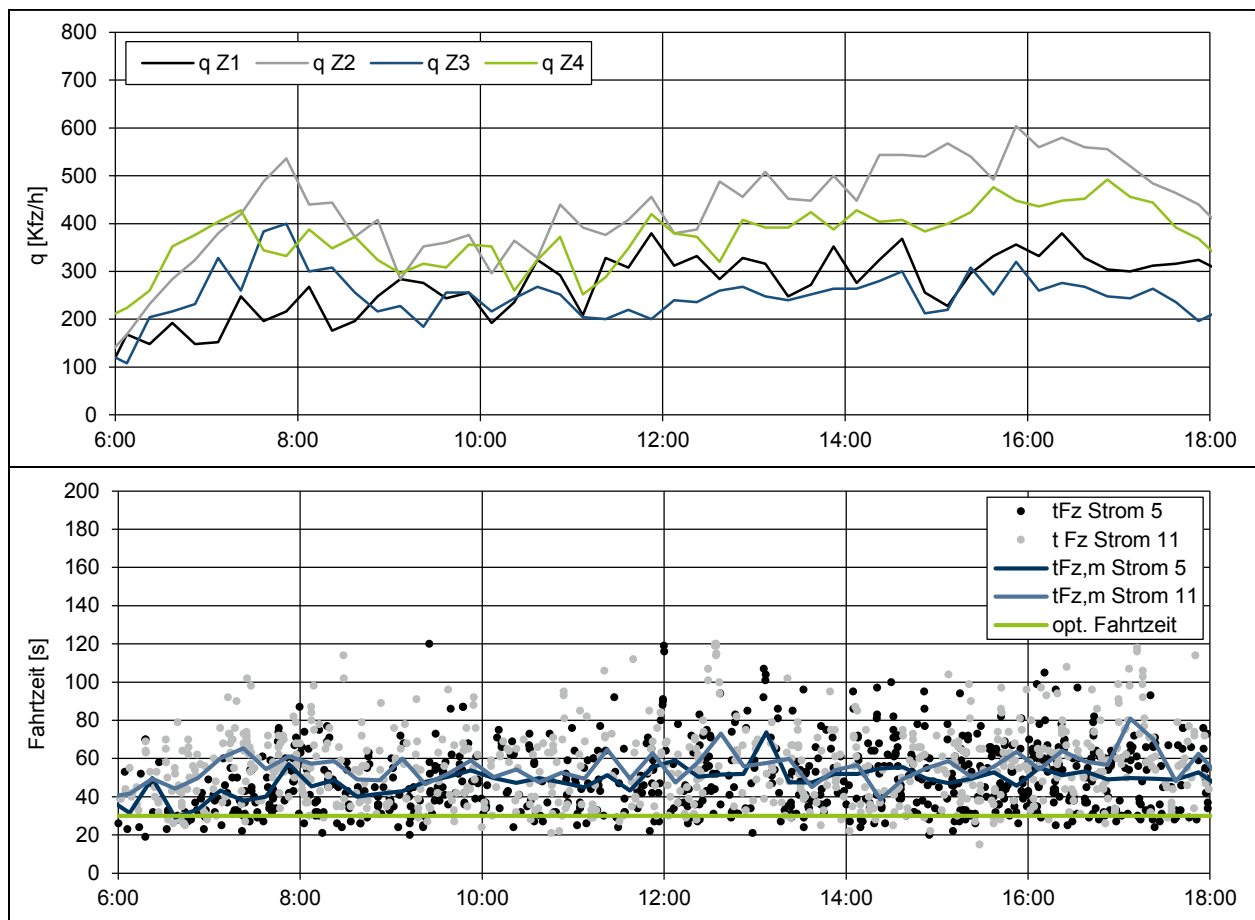


Bild 4-37: Verkehrsstärken der Zufahrten (oben) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (unten) am Knotenpunkt D-3 am 17.03.2021 in der Hauptverkehrszeit von 06:00 bis 18:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)

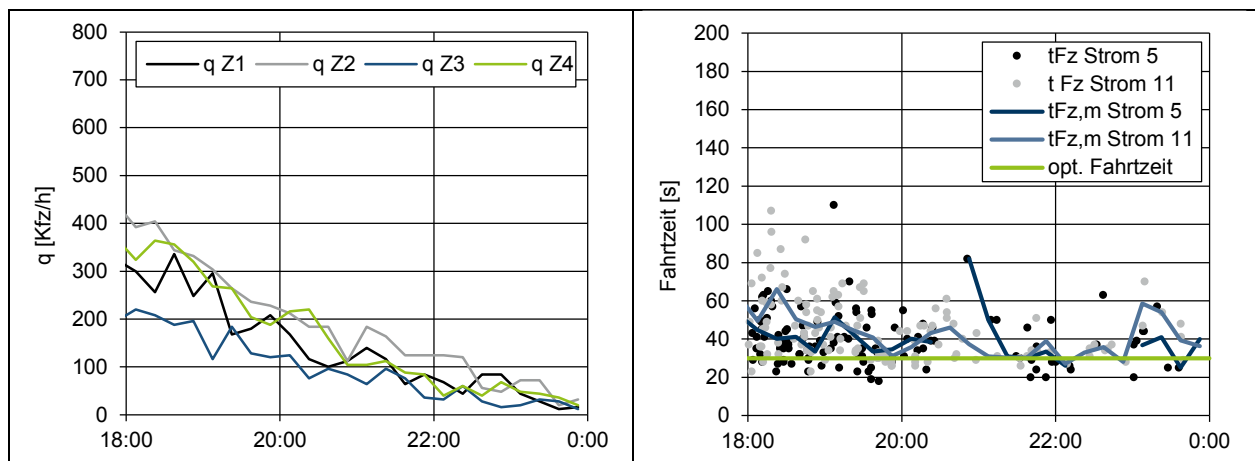


Bild 4-38: Verkehrsstärken der Zufahrten (links) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (rechts) am Knotenpunkt D-3 am 17.03.2021 in der Nebenverkehrszeit von 18:00 bis 00:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)

4.4.2 Frühere Erhebungen an Knotenpunkten mit verkehrsabhängiger Steuerung (D-4 bis D-13)

Zusätzlich zu den durchgeführten Erhebungen an den Knotenpunkten D-1 bis D-3 konnten die Daten der von GEISTEFELDT et al. (2017) durchgeführten Messungen an den Knotenpunkten D-4 bis D-13 für die Simulation verkehrsabhängiger Steuerungen verwendet werden. Für die Beschreibung der Erhebungsmethodik, die auf einer Kennzeichenerfassung basierte, und die Beschreibung der Messstellen sowie der Sig-

nalprogramme wird auf den Forschungsbericht verwiesen. Grundsätzlich wurden auch Fahrtzeiten zwischen zwei Punkten vor und hinter der Haltlinie erhoben, sodass die Daten als gleichwertig angesehen werden können. Jedoch liegt die Erfassungsrate einer Kennzeichenerfassung deutlich über der einer Bluetooth-Detektion. Daher wurden hier auch nur relativ kurze Zeitbereiche betrachtet. Die empirisch erhobenen Fahrtzeiten der Knotenpunkte D-4 bis D-13 sind in Anhang C dargestellt.

4.4.3 Schlussfolgerungen aus den empirischen Erhebungen

Die empirisch gemessenen Fahrtzeiten zeigen, dass auch an verkehrsabhängig gesteuerten LSA mit einer HDG- oder Alles-Rot-/Sofort-Grün-Schaltung teilweise starke Schwankungen der Fahrtzeit und somit auch der Wartezeit auftreten. Dies hängt erwartungsgemäß mit der Belastung der Nebenrichtung bzw. der einzelnen Verkehrsströme zusammen, was in den gemessenen Fahrtzeiten unmittelbar zu erkennen ist. Durch die hohe Anzahl an Anforderungsvorgängen kann die Grundstellung der LSA nur noch selten erreicht werden. Das sich einstellende Signalprogramm ist dann maßgeblich durch Randbedingungen wie die minimale Freigabezeit einzelner Phasen beeinflusst. In den Zeitbereichen mit geringen Auslastungen können diese Steuerungsformen deutlich zur Verbesserung der Verkehrsqualität beitragen. Inwieweit hier eine Verbesserung zu einem Festzeitprogramm erreicht werden kann, konnte empirisch nicht untersucht werden, sondern wird in Kapitel 9 über eine Simulationsstudie analysiert.

5 Einfluss des Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträgliche Abbiegeströme

5.1 Methodik der Simulationsstudie

5.1.1 Untersuchungsschwerpunkte und grundlegende Parametereinstellung

Da die Belegungszeit neben der Fußverkehrsstärke und ihrer Verteilung auf die beiden Gehrichtungen sowie ggf. der Radverkehrsstärke auch von der Gestaltung des Signalprogramms und der Knotenpunkt- bzw. Furtgeometrie abhängig ist, wurde sie in einer umfangreichen mikroskopischen Simulationsstudie mit PTV Vissim betrachtet. Mithilfe von Laborobjekten wurden die relevanten Parameter über die in der Praxis gängige Bandbreite variiert (Tab. 5-1). Insgesamt wurden 129 Simulationsszenarien berücksichtigt, da für die simultane Freigabe keine Freigabezeit von 5 s betrachtet wurde. In der Simulation wurden die nach den RiLSA (FGSV, 2015b) zulässigen Signalisierungsformen einer Fußgängerfurt bzw. zweier hintereinanderliegender Furten berücksichtigt. Eine Signalisierung kann ohne Mittelinsel, mit Mittelinsel und simultaner Signalisierung oder mit Mittelinsel und progressiver Signalisierung durchgeführt werden. Eine progressive Freigabe ist jedoch bei der Betrachtung der Belegungszeiten mit einer Signalisierung ohne Mittelinsel gleichzusetzen und wurde daher nicht in gesonderten Simulationsszenarien untersucht. Die getrennte Signalisierung hintereinanderliegender Furten wurde in der Simulation nicht betrachtet, da es dabei eine zu große Variation an Ausführungsformen gibt und diese nicht dem Standardfall entsprechen. Bei der Simulation wurden die in Kapitel 4.2 gesammelten empirischen Erkenntnisse (Geschwindigkeiten, Pulkverhalten, Reaktionszeiten am Freigabebeginn usw.) für die Kalibrierung der Simulationsmodelle verwendet. Für die Fußgänger wurde ein interaktionsfreies Laufverhalten gewählt, da in der Praxis bei üblichen Fußverkehrsstärken an Furten mit bedingt verträglicher Führung der Abbiegeströme stets ausreichende Breiten für die Fußgänger zur Verfügung stehen.

Parameter	Wertebereich
Umlaufzeit t_U [s]	60, 75, 90
Freigabezeit t_F [s]	5, 15, 25, 35
Länge der Teilfurten $l_{TF1} - (l_{TF2} + \text{Mittelinsel})$ l [m]	4 – 0 4 – 4 4 – 8 8 – 8 8 – 12 8 – 16
Teilfurtsignalisierung [-]	• Simultan • (progressiv) • ohne Mittelinsel

Tab. 5-1: Gewählte Wertebereiche der untersuchten Parameter in der Simulationsstudie an Fußgänger- und Radfurten

Die Haltlinie der Radfahrer wurde in unterschiedlichem Abstand (0, 2, 4, 6, 8 und 10 m) vor der Fußgängerfurt gewählt. Es wurde lediglich der Einrichtungsverkehr in die gleichgerichtete Fahrtrichtung betrachtet, da dies den Standardfall an LSA darstellt. Auf Basis der empirischen Beobachtungen wurde das Überholen und temporäre Nebeneinanderfahren von zwei Radfahrern auf dem Radweg berücksichtigt. Noch breitere Radverkehrsanlagen, die das Nebeneinanderfahren von drei Radfahrern ermöglichen, wurden nicht betrachtet. Der Radverkehr wurde gleichzeitig mit den Fußgängern freigegeben. Gelbüberfahrten wurden ausgeschlossen.

Für alle Szenarien wurden 10 Simulationsläufe durchgeführt. Je Simulationslauf wurden vier Stunden mit einem Vor- und Nachlauf von jeweils 900 s simuliert, während denen die Verkehrsbelastung kontinuierlich gesteigert wurde, sodass unterschiedliche Fuß- und Radverkehrsstärken an der Furt untersucht werden konnten. Grundsätzlich wurden die Belastungen der Gehrichtungen als identisch angesetzt. Aufgrund der zufälligen Erzeugung der Fußgänger und der Variation der Umlaufzeit in der Simulation konnten dennoch unterschiedliche Gehrichtungsaufteilungen beobachtet werden.

Die Erhebung der einzelnen Belegungszeiten erfolgte dabei analog zu den empirischen Auswertungen im Nachgang der Simulation über ein VBA-Skript, welches die in PTV Vissim erhobenen Zeitstempel des Betretens und Verlassens der Furt sowie die empirische Definition der Belegungsfläche verarbeitet. Die Methodik ist in Kapitel 3.2.2 beschrieben.

In vergangenen Studien sowie in der empirischen Analyse in Kapitel 4.2 wurden in der Regel lediglich die Anzahl der querenden Fußgänger oder Radfahrer erfasst und eine resultierende Belegungszeit erhoben. Grundsätzlich kann eine Auswertung so erfolgen, jedoch ist dies in einem Bemessungsverfahren, welches eine mittlere Anzahl an querenden Fußgängern oder Radfahrern je Umlauf ansetzt, keine geeignete Rechengröße. Da die Belegungszeit keinen linearen Verlauf aufweist und bei z. B. 360 Fg/h und $n_U = 60$ nicht immer genau $360/60 = 6$ Fg in einem Umlauf queren, sondern diese Anzahl lediglich den Mittelwert darstellt, ist es nicht korrekt, die gemessene mittlere Belegungszeit von exakt 6 Fg pro Umlauf anzusetzen. Aus den gemessenen Belegungszeiten muss zunächst auf der Grundlage der poissonverteilten Ankünfte der Fußgänger und Radfahrer im freien Zufluss eine Zeit berechnet werden, welche die unterschiedlichen Anzahlen an querenden Fußgängern und Radfahrern berücksichtigt, die bei im Mittel z. B. 6 Fg je Umlauf auftreten. Im Folgenden werden daher ausschließlich die bereits mittels der Poissonverteilung umgerechneten Fuß- und Radverkehrsstärken und die dazugehörigen mittleren Belegungszeiten verwendet.

5.1.2 Kalibrierung und Validierung des Simulationsmodells

Die Simulationsstudie sollte im Wesentlichen die unterschiedlichen Ankunftssituationen der Fußgänger untersuchen, welche die Ausprägung der Belegungszeit einer Furt maßgeblich bestimmen und durch die Geometrie der Furt sowie das Signalprogramm beeinflusst werden. Eine umfangreiche Kalibrierung im eigentlichen Sinne ist daher nicht erforderlich, da aufgrund des interaktionsfreien Laufverhaltens hier keine Anpassung vorgenommen werden muss. Lediglich die Wunschgeschwindigkeitsverteilung der Fußgänger und Radfahrer und die Reaktionszeit wurden angepasst. Die Überprüfung des Simulationsmodells erfolgte an der Furt B 7, da dort eine große Variation der Fuß- und Radverkehrsstärken vorherrschte. Der Fuß- und Radverkehr wurden dabei getrennt voneinander betrachtet, da nur so sichergestellt werden konnte, dass die gleichen Verhältnisse wie in der empirischen Erhebung gegeben sind. Die Wunschgeschwindigkeitsverteilungen wurden an die gemessenen Geschwindigkeiten der Messstelle angepasst. Bereits ohne weitere Anpassung konnte eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Belegungszeiten festgestellt werden, sodass eine grundsätzliche Verwendbarkeit des Modells bestätigt werden konnte. Jedoch reagieren die Verkehrsteilnehmer in PTV Vissim standardmäßig sofort auf eine Freigabe. In der Realität besitzen die Fußgänger und Radfahrer eine gewisse Reaktionszeit, welche die Belegungszeit des ersten Fußgängerpulses beeinflusst. Diese wurde über die Implementierung einer Reaktionszeitverteilung im Simulationsmodell umgesetzt, sodass diese den empirischen Daten entsprach und die Belegungszeit realistisch abgebildet werden konnte. In Bild 5-1 sind die resultierenden simulierten Belegungszeiten den gemessenen Werten bei poissonverteilten Ankünften gegenübergestellt. Auch wenn der RMSPE-Wert im Bereich der Belastung bis 10 Fg/U bzw. Rad/U geringfügig über der angestrebten Zielgröße von 5 % liegt, kann die Simulation als hinreichend genau betrachtet werden. Die Abweichungen resultieren im Wesentlichen aus den Schwankungen der Messdaten, welche unter anderem auch auf den Gruppenanteil am Knotenpunkt zurückzuführen sind.

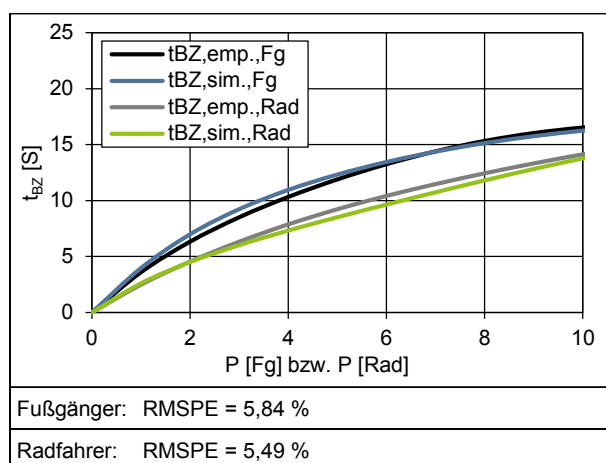


Bild 5-1: Vergleich der empirischen und simulierten Belegungszeiten bei poissonverteilten Ankünften an der Furt B7

5.2 Ergebnisse der Simulationsstudie

Die Ergebnisse der in Kapitel 5.1.1 beschriebenen Simulationsszenarien sind in Bild 5-2 bis Bild 5-4 dargestellt. Schon bei der visuellen Betrachtung fällt auf, dass die Ergebnisse der einzelnen Szenarien deutliche Unterschiede aufweisen, die mit steigender Fußverkehrsstärke erwartungsgemäß größer werden. Es kann also auch hier, wie bereits in der empirischen Analyse in Kapitel 4.2, gefolgert werden, dass es neben der Fuß- bzw. Radverkehrsstärke weitere systematische Einflussfaktoren auf die Belegungszeit geben muss. Daher beschreibt die Funktion des HBS 2015 nach TARKO und GACA (1991), welche neben der Fußgängerbelastung keine weitere Einflussgröße berücksichtigt, die Belegungszeit nicht ausreichend genau, wobei mit dem HBS 2015 meist geringere Belegungszeiten ermittelt werden (Bild 5-5). Dabei wurden die Simulationsergebnisse bereits auf poissonverteilte Fußgängerankünfte umgerechnet, was grundsätzlich die resultierenden Belegungszeiten bereits reduziert. Die bei vier Radfahrern pro Umlauf endenden Kurven in Bild 5-4 sind auf die begrenzende Kapazität der Radverkehrsanlage bei einer Freigabezeit von 5 s zurückzuführen.

Die Differenz in der Belegungszeit führt dann in vielen Fällen zu einer erheblichen Abweichung der theoretischen fußgänger- und radfahrerfreien Zeit, wodurch die Kapazität des abbiegenden Fahrzeugstroms fehlergeschätzt wird. So führt exemplarisch eine Differenz der Belegungszeit von 5 s bei einem Zeitbedarfswert der abbiegenden Kfz von 2 s und einer Umlaufzeit von 60 s zu einer Fehleinschätzung der Kapazität um 150 Kfz/h. Es ist daher notwendig, den Berechnungsansatz des HBS 2015 zu überarbeiten und so die Abschätzung genauerer Belegungszeiten zu ermöglichen. Zur Ableitung eines neuen Verfahrens für die Berechnung der Belegungszeit werden im Folgenden zunächst die einzelnen Einflussfaktoren isoliert voneinander betrachtet.

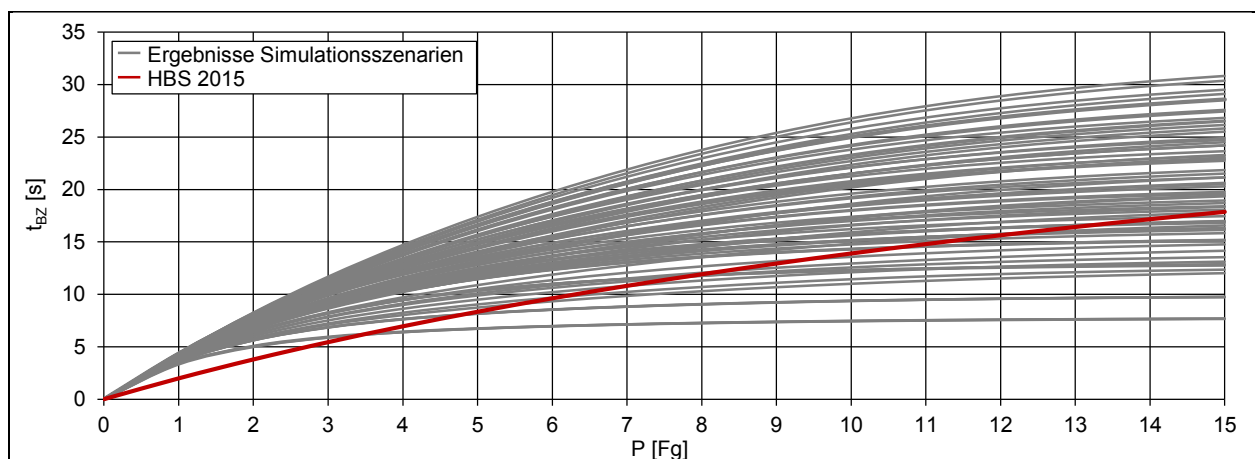


Bild 5-2: Simulierte Belegungszeit des Fußverkehrs in den Simulationsszenarien für die progressive Freigabe bzw. eine Furt ohne Mittelinsel

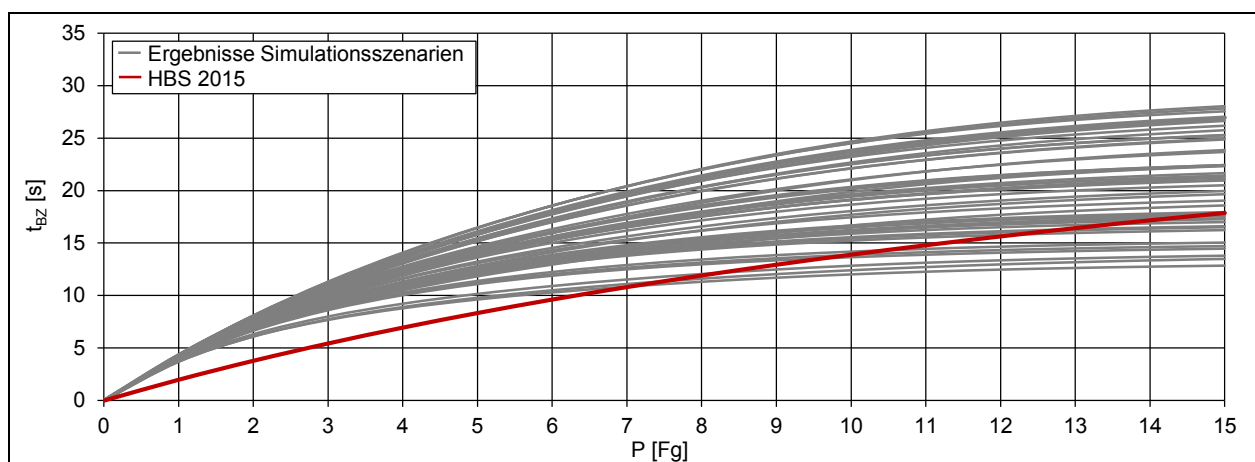


Bild 5-3: Simulierte Belegungszeit des Fußverkehrs in den Simulationsszenarien für die simultane Freigabe

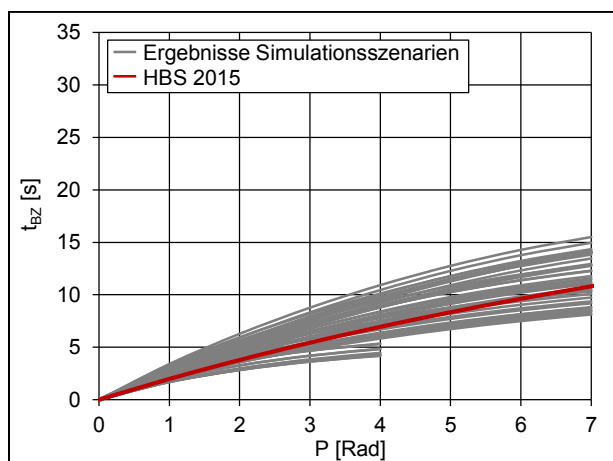


Bild 5-4: Simulierte Radfahrer-Belegungszeit in den Simulationsszenarien

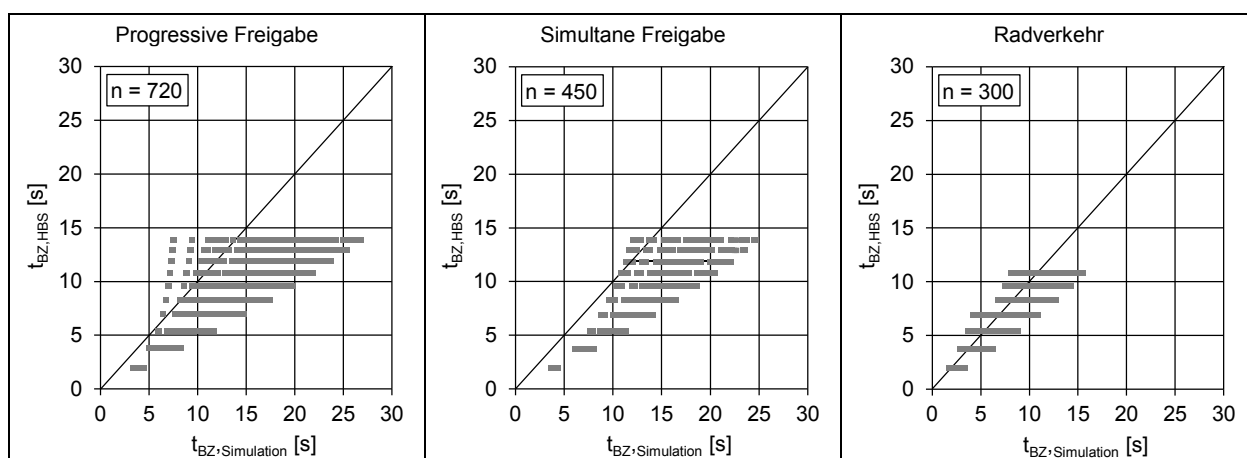


Bild 5-5: Vergleich der simulierten Belegungszeiten mit dem Berechnungsansatz des HBS 2015

Einfluss der Umlaufzeit und des Freigabezeitanteils

Die Umlaufzeit wirkt sich in Kombination mit der Freigabezeit auf die Pulkbildung der Verkehrsteilnehmer aus. Ein geringerer Freigabezeitanteil bzw. eine längere Umlaufzeit bei unveränderter Freigabezeit und gleicher Anzahl an Fußgängern im Umlauf führt zu einer höheren Wahrscheinlichkeit, dass diese Personen während der Sperrzeit ankommen und somit gepulkt am Beginn der Freigabe queren. Dies führt tendenziell zu geringeren Belegungszeiten, als wenn mehr Fußgänger im Freigabeverlauf ankommen und queren, da sich die Belegungszeiten der einzelnen Fußgänger stärker überlagern. In Bild 5-6 ist dies für sowohl die progressive als auch die simultane Freigabe erkennbar. Im Vergleich zu den weiteren Einflüssen wirkt sich die Umlaufzeit bzw. der Freigabezeitanteil aber recht gering auf die Belegungszeiten aus. Auch bei den Radfahrern im Einrichtungsverkehr in Bild 5-7 zeigt die Umlaufzeit bzw. die Ausprägung des Freigabezeitanteils einen analogen Einfluss auf die resultierenden Belegungszeiten.

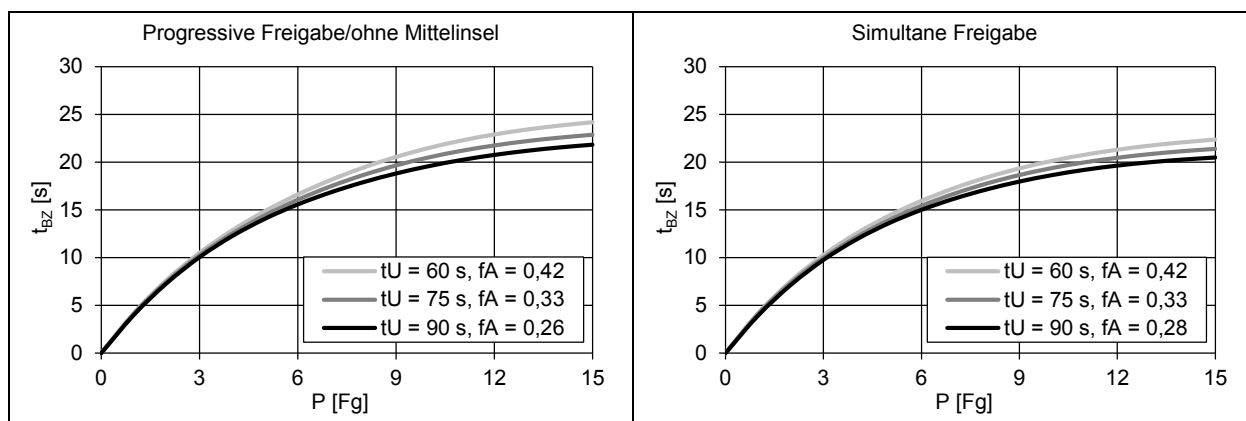


Bild 5-6: Einfluss des Freigabezeitanteils auf die Belegungszeit von Fußgängern ($t_F = 25$ s; Furtgeometrie: 8 – 8)

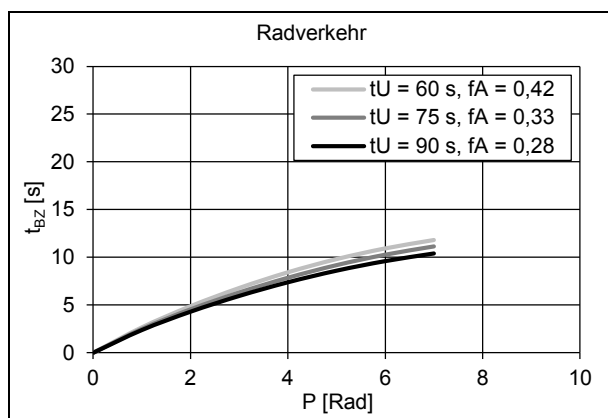


Bild 5-7: Einfluss des Freigabezeitanteils auf die Belegungszeit von Radfahrern ($t_F = 25$ s; $s = 6$ m)

Einfluss der Freigabezeit

Die Freigabezeit begrenzt die Belegungszeit in einem gewissen Maße. Regelkonform querende Fußgänger können nur während der Freigabezeit die Querung beginnen. Somit bieten längere Freigabezeiten zwangsläufig die Möglichkeit einer längeren Belegung der Furt. Jedoch quert der größte Anteil der Fußgänger und Radfahrer, welche sich während der Sperrzeit vor der Furt angesammelt haben, die Furt als Pulk am Anfang der Freigabezeit. Diese werden nur indirekt von der Freigabezeit beeinflusst, da für die Ausprägung des Pulks die Sperrzeit, welche sich aus der Umlaufzeit und der Freigabezeit errechnet, relevant ist. Lediglich die Zeit, welche durch Fußgänger während der Freigabe im freien Zufluss belegt wird, wird durch die Freigabezeit der Furt begrenzt. Dabei kann jedoch nicht gefolgert werden, dass eine Furt, die z. B. nur 15 s freigegeben wird, auch maximal 15 s belegt werden kann. Durch den geometriebedingten Versatz der Gehrichtungen kann die Belegungszeit auch deutlich höher als die Freigabezeit sein. In Bild 5-8 ist der Einfluss der Freigabezeit auf die Belegungszeit einer Fußgängerfurt dargestellt. Besonders im Bereich höherer Fußgängerbelastungen treten große Differenzen zwischen den Belegungszeiten bei unterschiedlichen Freigabezeiten auf. Zwischen der progressiven und der simultanen Freigabe der Furten können keine maßgeblichen Unterschiede in der Ausprägung des Freigabezeiteinflusses erkannt werden. Es ist anzumerken, dass in dieser Betrachtungsweise ebenfalls der Einfluss des Freigabezeitanteils enthalten ist, da die Umlaufzeit in Bild 5-8 für alle Freigabezeiten identisch ist.

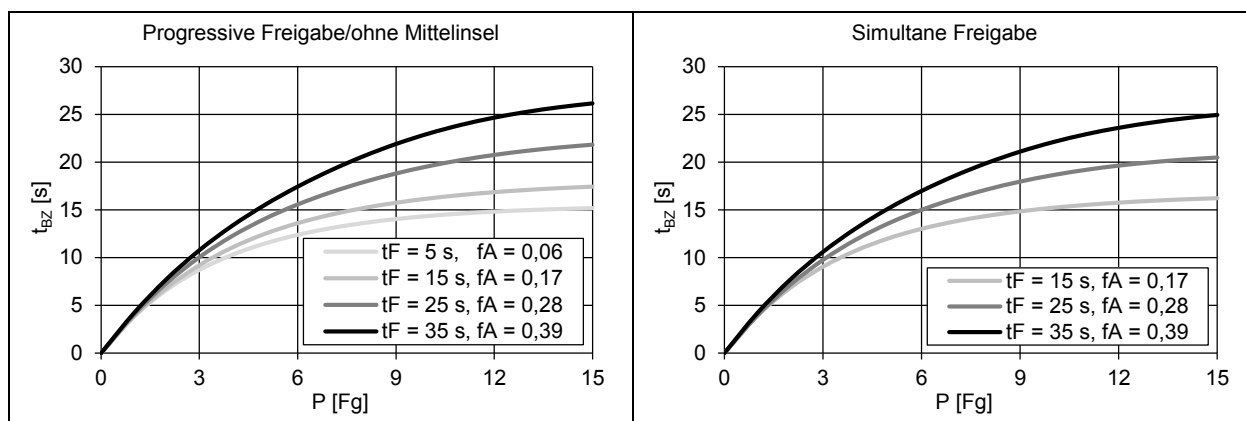


Bild 5-8: Einfluss der Freigabezeit auf die Belegungszeit von Fußgängern ($t_U = 90$ s; Furtgeometrie: 8 – 8)

Die Belegungszeiten von Radfahrern weisen ebenfalls einen erheblichen Einfluss der Freigabezeit auf (Bild 5-9). Hier wirkt sich zusätzlich die Kapazität der Radverkehrszufahrt auf die maximal abfließende Verkehrsstärke aus, welche bei Fußgängern dagegen in der Regel nicht maßgebend ist.

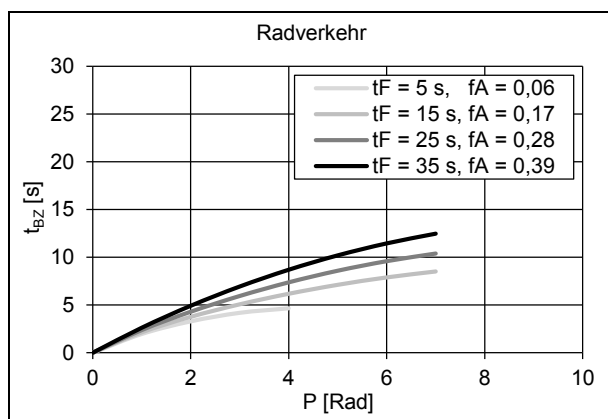


Bild 5-9: Einfluss der Freigabezeit auf die Belegungszeit von Radfahrern ($t_U = 90$ s; $s = 6$ m)

Einfluss der Furtgeometrie

Die Furtgeometrie ist ebenfalls eine relevante Einflussgröße, die sich auf die Ausprägung der Belegungszeit der Fußgänger auswirkt. Durch die Geometrie wird maßgeblich die Überlagerung der Fußgängerpuls der beiden Gehrichtungen beeinflusst. Eine insgesamt längere Furt (Teilfurt 1, Mittelinsel und Teilfurt 2) führt dazu, dass die entgegengerichteten Fußgänger zunächst eine gewisse Strecke zurücklegen müssen bis sie die für die Blockierung der Furt relevante Fläche erreichen. Dies wurde bereits in der empirischen Erhebung in Kapitel 4.2.3 festgestellt. In der Praxis sind Längen von 12 bis 16 m für die Teilfurt 2 und die Mittelinsel durchaus übliche Abmessungen. Bei den vergleichsweise geringen Gehgeschwindigkeiten (im Mittel 1,48 m/s) benötigen die Fußgänger dann mehrere Sekunden, bis sie diese Strecke zurückgelegt haben. In dieser Zeit quert der gleichgerichtete Fußgängerpuls sowie der Radfahrerpuls, sodass sich die gesamte Belegungszeit erhöht, da anschließend die entgegengerichteten Fußgänger die Furt blockieren. Zwischen den Richtungspulks können je nach Furtlänge mehrere Fahrzeuge abfließen. Zudem erhöhen Fußgänger, die an breiten Furten bei einer progressiven Freigabe genau zum Ende der Freigabezeit aus der entgegengerichteten Gehrichtung die Furt queren, die Belegungszeit besonders, da auch diese erst deutlich nach dem Ende der Freigabezeit die Belegungsfläche erreichen und den Fahrzeugstrom blockieren. Bei einer simultanen Freigabe der Teilfurten müssen die Fußgänger, die die Querung erst am Ende der Freigabezeit beginnen, auf der Mittelinsel warten und erhöhen die Belegungszeit somit nicht zusätzlich. In Bild 5-10 ist der Einfluss der Furtgeometrie dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Geometrie einen großen Einfluss auf die resultierende Belegungszeit hat. Ebenfalls ist erkennbar, dass dieser Einfluss

bei der simultanen Freigabe nicht so stark ausgeprägt ist, da der Einfluss am Ende der Freigabezeit querender Fußgänger entfällt. Bereits VORTISCH et al. (2020) hatten ermittelt, dass die Furtgeometrie einen Einfluss auf die Belegungszeit hat. Dort wurden jedoch für kürzere Furten höhere Belegungszeiten ermittelt, was nach den Erkenntnissen der vorliegenden Untersuchung ohne nähere Angaben zur Signalisierung und Furtgeometrie nicht logisch erscheint. Jedoch kann dies auch aus einer ggf. abweichenden Definition der Furtbelegung resultieren, die im Bericht nicht weiter erläutert wird.

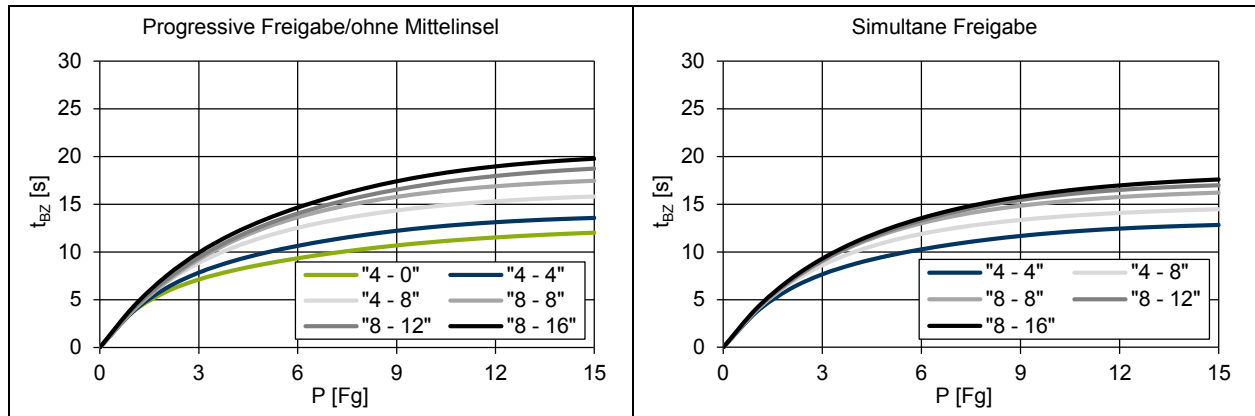


Bild 5-10: Einfluss der Furtgeometrie auf die Belegungszeit von Fußgängern ($t_U = 90$ s; $t_F = 15$ s)

Der Abstand der Haltlinie des Radverkehrs zur Fußgängerfurt bzw. zur Konfliktfläche mit dem Fahrzeugstrom hat einen direkten Einfluss auf die Belegungszeit (Bild 5-11). Radfahrer, die am Ende ihrer Freigabezeit noch die Haltlinie passieren, benötigen bei einem größeren Abstand mehr Zeit, um die belegungsrelevante Fläche zu erreichen. Somit kann die Belegungszeit länger sein als bei geringerem Abstand. Aufgrund der zum Fußverkehr vergleichsweise hohen Geschwindigkeiten sind die Auswirkungen jedoch deutlich geringer als bei der Geometrie der Fußgängerfurt.

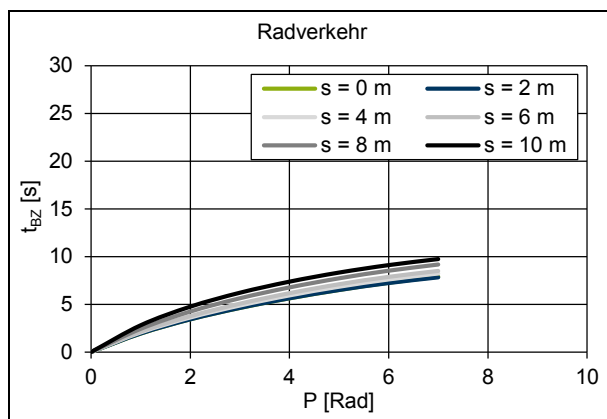


Bild 5-11: Einfluss der Furtgeometrie auf die Belegungszeit von Radfahrern ($t_U = 90$ s; $t_F = 25$ s)

Einfluss der Teilfurtsignalisierung

Wie zuvor aufgezeigt wurde, wirkt sich die Signalisierungsform im gewissen Maße auf die Ausprägung der Belegungszeit aus. Bei einer progressiven Schaltung wird durch die längere Freigabe der in Gehrichtung zweiten Teilfurt sichergestellt, dass Fußgänger einer Gehrichtung auch die gesamte Furt queren können. Im Regelfall queren also keine Fußgänger von der Mittelinsel aus. Die Belegungszeit verhält sich dann analog zu einer Furt ohne Mittelinsel. Durch das gleichzeitige Freigabeende beider Teilfurten und Gehrichtungen müssen bei der simultanen Schaltung Fußgänger, die sich noch auf der ersten Teilfurt in ihrer Querungsrichtung befinden, auf der Mittelinsel warten und setzen die Querung der Furt im nächsten Umlauf von dieser fort. Tendenziell reduziert sich dann die Belegungszeit, da sich die Belegungen der Fußgänger, die von der Mittelinsel starten, mit der Belegung des gleichgerichtet querenden Pulks überlagern und damit

die Gesamtbelegung insgesamt nur geringfügig ansteigt. Die Wahrscheinlichkeit, dass bei gleicher Anzahl an querenden Personen in einem Umlauf mehr Personen am Beginn der Freigabezeit die Furt belegen, ist höher. Dies ist z. B. durch die geringere Belegungszeit der simultanen Schaltung in Bild 5-10 erkennbar. Die Ausprägung dieses Effektes steigt erwartungsgemäß mit der Länge der Furt, insbesondere der zweiten Teilfurt, und der Anzahl der querenden Personen an. In Bild 5-12 ist der unmittelbare Vergleich der Signalisierungsformen aller Szenarien mit ansonsten gleichen Randbedingungen dargestellt. Insgesamt liegen die Differenzen zwischen den Signalisierungsformen für 1 bis 10 Fußgänger pro Umlauf im Bereich weniger Sekunden.

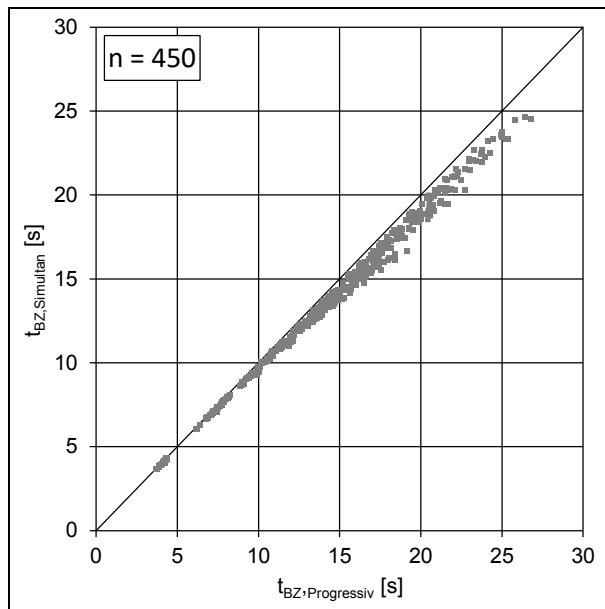


Bild 5-12: Vergleich der Signalisierungsformen für ansonsten gleiche Randbedingungen für 1 bis 10 Fg pro Umlauf

Da der Radverkehr in dieser Untersuchung analog zur üblichen Praxis bei bedingt verträglicher Führung nur im Einrichtungsverkehr berücksichtigt wurde, hat dieser Aspekt keinen Einfluss auf die resultierenden Belegungszeiten des Radverkehrs.

5.3 Ableitung eines Verfahrens zur Berechnung der Belegungszeit

5.3.1 Modellierung der Belegungszeit nach der Zeitlückentheorie

Die Belegungszeit t_{BZ} kann getrennt für die am Freigabebeginn wartenden Fußgänger und für die danach frei ankommenden Fußgänger berechnet werden. Die am Beginn der Freigabe wartenden Fußgänger belegen die Freigabezeit um den Betrag $t_{BK,0}$. Wenn die Verteilung der Gehgeschwindigkeit der Fußgänger, wie z. B. in Bild 4-24, bekannt ist, kann diese berücksichtigt werden. Ein frei ankommender Fußgänger belegt die Freigabezeit um den Betrag t_{BK} , dabei können sich die Belegungszeiten mehrerer Fußgänger überschneiden. Dies kann nach der Zeitlückentheorie exakt beschrieben werden. Die Verteilung von t_{BK} wird in der Regel außer Acht gelassen, da die sich ergebenden Abweichungen als nicht signifikant erachtet werden. Die Zeitlücken der frei ankommenden Fußgänger können als negativ-exponentialverteilt betrachtet werden. Hier ist zu beachten, dass ein Fußgänger die Furt im Mittel noch $t_{BK}/2$ Sekunden über das Ende der Freigabezeit hinaus belegen kann. Wenn der Fußverkehrsstrom aufgrund des Laufweges oder auch der Signalsteuerung noch eine Versatzzeit Δt zur Belegungsfläche aufweist, belegt der Fußverkehrsstrom die Furt zusätzlich um diesen Betrag. Es wird davon ausgegangen, dass der Kfz-Verkehr bei ausreichender Zeitlücke die Furt auch vor dem ersten Fußgänger überfahren kann. In der Realität ist die Versatzzeit aber in der Regel nur zum Teil blockiert.

Für einen Fußverkehrsstrom können für die Berechnung zwei Fälle unterschieden werden:

- 1) Mindestens ein Fußgänger wartet am Beginn der Freigabezeit
- 2) Kein Fußgänger wartet am Beginn der Freigabezeit.

Für beide Fälle ist die Verkehrsstärke der frei ankommenden Fußgänger gleich. Die gesamte Belegungszeit t_{BZ} beider Fälle kann wie folgt zusammengesetzt werden:

$$t_{BZ} = P_S \cdot \left[t_{BK,0}^* + P_{BK} \cdot \left(t_{F,Fg} + \frac{t_{BK}}{2} - t_{BK,0}^* + \Delta t \right) \right] + (1 - P_S) \cdot P_{BK} \cdot \left(t_{F,Fg} + \frac{t_{BK}}{2} + \Delta t \right) \quad (5-1)$$

mit

P_S = Wahrscheinlichkeit, dass mind. ein Fußgänger während der Sperrzeit t_S angekommen ist [-]

$$= P(t \leq t_S) = 1 - e^{-q_{Fg} \cdot t_{S,Fg}}$$

q_{Fg} = Verkehrsstärke der Fußgänger (= P/t_u) [Fg/s]

P = (mittlere) Anzahl der Fußgänger(gruppen) pro Umlauf [Fg]

$t_{S,Fg}$ = Sperrzeit des Fußgänger-Signals [s]

t_{BK} = Belegungszeit eines während der Freigabezeit ankommenden Fußgängers [s]

P_{BK} = Wahrscheinlichkeit, dass eine Zeitlücke im Fußverkehrsstrom kleiner als t_{BK} ist [-]

$$= P(t \leq t_{BK}) = 1 - e^{-q_{Fg} \cdot t_{BK}}$$

$t_{F,Fg}$ = Freigabezeit des bevorrechtigten Fußverkehrsstroms [s]

t_{BK0}^* = Belegungszeit des ersten Fußgängerpulses [s]

$$= t_{BK0} + k \cdot \Delta t$$

k = Anteil der blockierten Versatzzeit [-]

Δt = Versatzzeit (in der Regel Gehzeit) des Fußverkehrsstroms bis zur Belegungsfläche [s]

$$= \begin{cases} 0 & \text{gleichgerichteter Strom} \\ \max\left(\frac{b_{Furt} - 6}{1,5}; 0\right) & \text{entgegengerichteter Strom} \end{cases}$$

b_{Furt} = Breite der gesamten Fußgängerfurt [m]

$$b_{Furt} = b_{TF1} + b_{TF2} + b_{Mittelinsel}$$

Die Länge von $t_{BK,0}$ ist von der Pulk-Größe N_S der Fußgänger am Beginn der Freigabezeit abhängig. Da in der Realität aufgrund z. B. unterschiedlicher Gehgeschwindigkeiten oder Reaktionszeiten die einzelnen Werte von $t_{BK,0}$ nicht für alle Fußgänger gleich sind, ist der Beginn und das Ende der Anfangsbelegungszeit maßgebend. Folglich steigt die Belegungszeit des ersten Pulks mit der Pulkgröße an, da sich die Wahrscheinlichkeit erhöht, dass ein vergleichsweise langsamer oder schneller Fußgänger im Pulk vorhanden ist, was den Beginn oder das Ende der Blockade des abbiegenden Kfz-Verkehrsstroms beeinflusst. Die maximale Anfangsbelegungszeit eines Pulks der Größe N_S kann direkt durch eine Simulation oder umfangreiche Erhebung bestimmt werden. Hierfür ergibt sich:

$$t_{BK0,N_S} = t_{BK,0} \cdot N_S^{0,226} \quad (5-2)$$

$$t_{BK0,N_S}^* = t_{BK,0} \cdot N_S^{\left(\frac{1}{4,4}\right)} + k \cdot \Delta t \quad (5-3)$$

mit

$$N_S = q_{FG} \cdot t_{S,FG}$$

Analog kann für zwei entgegengesetzte Fußgängerströme die Belegungszeit herleitet werden. Für den Standardfall, dass:

- a) die beiden Fußgängerströme Fg1 (gg: dem rechtsabbiegenden Fahrzeugverkehr gleichgerichtet) und Fg2 (eg: dem rechtsabbiegenden Fahrzeugverkehr entgegengerichtet) die gleichen Signalzeiten aufweisen und die Freigabe gleichzeitig beginnt,
- b) die Freigabe progressiv erfolgt oder keine Mittelinsel vorhanden ist,
- c) der Strom Fg1 keine Versatzzeit aufweist und der Strom Fg2 eine geometriebedingte Versatzzeit Δt aufweist sowie
- d) $q_{Fg1} = q_{Fg2} = q_{Fg} = P/t_U/2$, $t_{BK1} = t_{BK2} = t_{BK}$ und $t_{BK1,0} = t_{BK2,0} = t_{BK,0}$ gilt,

kann eine exakte Formulierung der Belegungszeit hergeleitet werden. In diesem Fall überlappen sich die Anfangsbelegungszeiten beider Fußgängerströme gegenseitig. Für die einzelnen Ströme Fg1 und Fg2 kann daher $k = 0$ gesetzt werden. Es ergibt sich:

$$t_{BK0,N_S}^* = t_{BK0,N_S} = t_{BK,0} \cdot N_S^{0,226} \quad (5-4)$$

Die Belegungszeit lautet dann:

$$t_{BZ} = \bar{t}_{BK0} + P_{BK12} \cdot (t_{F,Fg} + \frac{t_{BK}}{2} - \bar{t}_{BK0}) + P_{BK2} \cdot \Delta t \quad (5-5)$$

$$\bar{t}_{BK0} = 2 \cdot t_{BK0,N_S} \cdot (1 - P_S) \cdot P_S + \min(2 \cdot t_{BK0,N_S}; t_{BK0,N_S} + \Delta t) \cdot P_S^2 \quad (5-6)$$

mit

$$\bar{t}_{BK0} = \text{mittlere Anfangsbelegungszeit beider Fußgängerströme} \quad [s]$$

$$P_S = 1 - e^{-q_{Fg} \cdot t_{S,Fg}} \quad [-]$$

$$P_{BK12} = 1 - e^{-2q_{Fg} \cdot t_{BK}} \quad [-]$$

$$P_{BK2} = 1 - e^{-q_{Fg} \cdot t_{BK}} \quad [-]$$

$$t_{BK0,N_S} = t_{BK0} \cdot (q_{Fg} \cdot t_{S,Fg})^{0,226} \quad [s]$$

In der Realität sind die Parameter t_{BK0} und t_{BK} nicht leicht zu ermitteln und können anhand der gemessenen bzw. simulierten Belegungszeiten kalibriert werden. Aus den simulierten Ergebnissen wurden die Parameter $t_{BK0} = 5,45$ s und $t_{BK} = 4,20$ s mit Abweichungen zwischen 1,1 s und -1,8 s kalibriert. Auch wenn die Annahme gleicher Belegungszeiten für beide Gehrichtungen eine gewisse Vereinfachung der empirischen Erkenntnisse darstellt, kann mit der Modellrechnung eine sehr genaue Abbildung der simulierten Belegungszeiten (RMSPE = 4,7 %), welche diesen Faktor berücksichtigen, erreicht werden. Wenn ein zeitlicher Versatz der beiden Gehrichtungen signaltechnisch vorgesehen ist, muss dieser zusätzlich zur Furtgeometrie entsprechend in Δt berücksichtigt werden, wobei eine frühere Freigabe der entgegengerichteten Fußgänger Fg2 die gesamte Belegungszeit der Furt reduziert und eine frühere Freigabe der gleichgerichteten Fußgänger Fg1 die gesamte Belegungszeit erhöht.

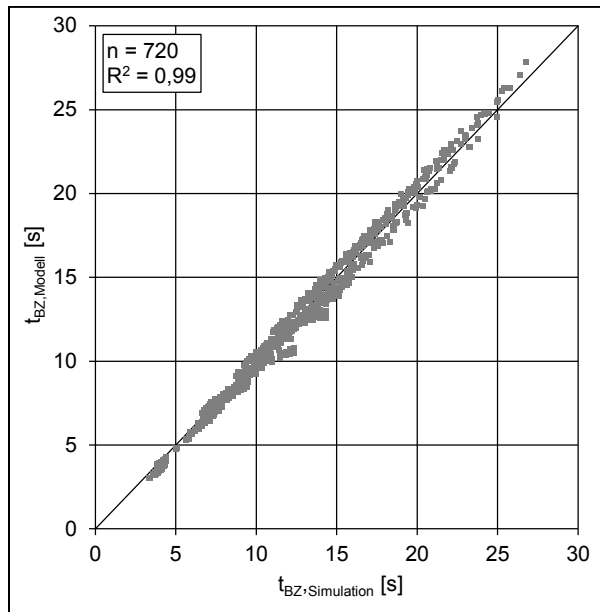


Bild 5-13: Vergleich der berechneten und der simulierten Belegungszeit (beide Gehrichtungen, progressive Schaltung) mit kalibrierten Parametern $t_{BK0} = 5,45$ s und $t_{BK} = 4,20$ s für 1 bis 10 Fg pro Umlauf

In der Simulationsstudie konnten nur zufällig auftretende Pulks berücksichtigt werden, die z. B. durch das gleichzeitige Queren am Beginn der Freigabezeit mit gleicher oder ähnlicher Gehgeschwindigkeit entstehen. In der Realität laufen Fußgänger nicht nur zufällig, sondern auch aufgrund einer sozialen Beziehung zueinander in kleinen Gruppen. Diese Gruppen laufen dann in der Regel nahezu parallel zueinander und wirken auf die Belegungszeit nur in der Größenordnung eines einzelnen Fußgängers. Für die Ermittlung der Belegungszeit ist somit eigentlich nicht die absolute mittlere Anzahl der Fußgänger pro Umlauf relevant, sondern die mittlere Anzahl der Gruppen. Da diese Information meist nicht zur Verfügung steht, kann näherungsweise die gezählte Fußgängeranzahl pro Umlauf mit einem Anpassungsfaktor nach Gleichung (5-7) reduziert werden. Dieser Faktor variiert stark in Abhängigkeit von der Lage des Knotenpunktes. So können im Kernstadtbereich, z. B. vor Schulen oder Veranstaltungsorten, hohe sozial bedingte Gruppenanteile auftreten, woraus Anpassungsfaktoren von über 0,70 resultieren können. Als mittlerer Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung von nicht zufällig auftretenden Fußgängergruppen an Knotenpunkten mit LSA wird mindestens 0,85 bis 0,90 empfohlen. Zur genauen Ausprägung dieses Faktors besteht noch weiterer Forschungsbedarf. Im Radverkehr ist das Nebeneinanderfahren oftmals nicht zulässig. Zusammengehörige Gruppen fahren meist hintereinander oder zumindest versetzt, sodass dort eine Reduktion der gezählten Radfahrer pro Umlauf nicht notwendig ist.

$$P = P_{\text{Zählung}} \cdot f_G \quad (5-7)$$

$$f_G = \frac{N_{G(\text{sozial})}}{N_{Fg}} \quad (5-8)$$

mit

$P_{\text{Zählung}}$ = mittlere Anzahl der Fußgänger pro Umlauf aus der Verkehrszählung [Fg] [Fg]

f_G = Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von nicht zufällig auftretenden Fußgängergruppen [-]

$N_{G(\text{sozial})}$ = Anzahl querender, nicht zufällig auftretender Fußgängergruppen (sozial bedingt) [-]

N_{Fg} = Anzahl querender Fußgänger [-]

Für den Fall, dass bei einer Mittelinsel die beiden Teilfurten simultan geschaltet werden, müssen zum Teil die Fußgänger auf der Mittelinsel warten und ihre Querung der gesamten Zufahrt im nächsten Umlauf fortsetzen. Der Parameter Δt_2 beschreibt dabei die Zeit (in der Regel Laufzeit) der entgegengerichtet querenden Fußgänger bis zum Erreichen der ersten Teilfurt TF1 bzw. dem Ende der Mittelinsel. Die Differenz Δt_{BZ} in der Belegungszeit, welche mit der für die progressive Freigabe nach Gleichung (5-5) berechneten Belegungszeit verrechnet wird, kann vereinfachend mit folgender Näherung dargestellt werden:

$$\Delta t_{BZ} = -a \cdot P_{BK2} \cdot \Delta t_2 \quad (5-9)$$

mit

Δt_2 = Zeitdauer der entgegengerichtet querenden Fußgänger bis zum Erreichen der ersten Teilfurt [s]

$$= \frac{b_{TF2} + b_{Mittelinsel}}{1,5}$$

a = Kalibrierungsparameter [-] [-]

Anhand der simulierten Belegungszeiten wurde der Parameter $a = 0,75$ kalibriert, woraus Abweichungen zwischen 0,3 s und -0,5 s resultieren. In Bild 5-14 ist der Vergleich der simulierten und berechneten Differenzen dargestellt.

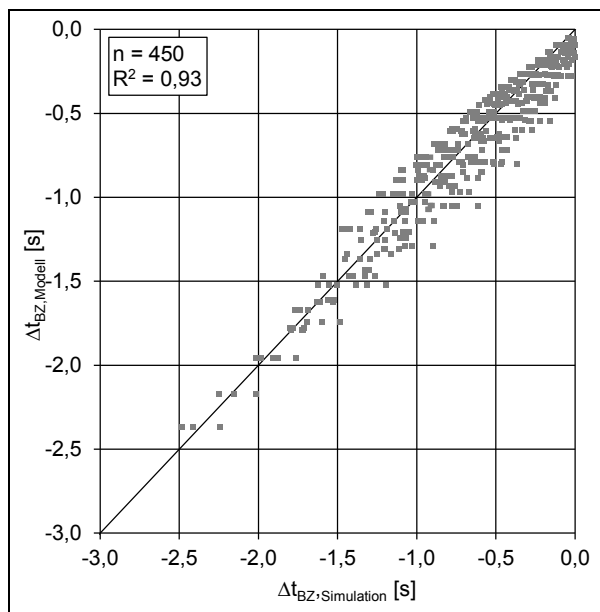


Bild 5-14: Vergleich der berechneten und der simulierten Belegungszeitdifferenz (beide Gehrichtungen, simultane Schaltung) mit kalibriertem $a = 0,75$ für 1 bis 10 Fg pro Umlauf

Entsprechend kann nach dem Prinzip eines Fußverkehrsstroms zusätzlich ein gleichgerichteter Fahrradstrom modelliert werden. Die exakte Formulierung ist hierfür jedoch sehr komplex und für die Praxis somit kaum geeignet. Daher sollte der Fahrradstrom zuerst getrennt betrachtet und später mit den Fußgängerströmen kombiniert werden. Eine getrennte Betrachtung der Rad- und Fußgängerströme ohne anschließende Kombination führt zu einer Unterschätzung der Belegungszeit, da sich die Belegungszeiten der Ströme nicht zwangsläufig vollständig überlagern. Bei der Betrachtung des Radverkehrs müssen die entsprechenden Größen (Verkehrsstärke bzw. Radfahrer pro Umlauf, Freigabezeit, Sperrzeit) für den Radverkehrsstrom angesetzt werden. Die Belegungszeit kann wie folgt formuliert werden:

$$t_{BZ,Rad} = \bar{t}_{BK,Rad,0}^* + P_{BK,Rad} \cdot (t_{F,Rad} - \bar{t}_{BK,Rad,0}^* + \frac{t_{BK,Rad}}{2}) \quad (5-10)$$

$$\bar{t}_{BK,Rad,0}^* = t_{BK,Rad,0} \cdot N_{S,Rad} + k \cdot \Delta t_{Rad} \quad (5-11)$$

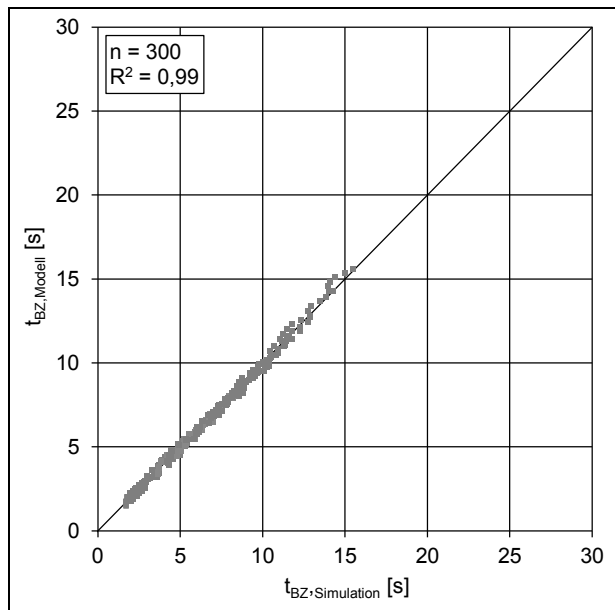
mit

Δt_{Rad} = Versatzzeit (in der Regel Fahrzeit) des Radverkehrsstroms bis zum Ende der Belegungsfläche [s]

$$= \frac{7,2 + s}{4,2}$$

s = Abstand der Haltlinie der Radfahrer zur Furt [m] [m]

Durch die Kalibrierung anhand der Simulation ergab sich $t_{BKrad,0} = 0,557$ s, $t_{BK,Rad} = 3,497$ s und $k = 0,887$. Dabei wird auch für bis zu sieben Radfahrer pro Umlauf mit einem RMSPE von 4,6 % eine sehr gute Abbildung der zuvor simulierten Ergebnisse erreicht (?Bild 5-15). Die Abweichungen zu den simulierten Belegungszeiten liegen im Bereich zwischen 0,8 s und -0,6 s.



?Bild 5-15: Vergleich der berechneten und simulierten Belegungszeit der Radfahrer mit kalibrierten Parametern $t_{BKrad,0} = 0.557$ s, $t_{BKrad} = 3,497$ s und $k = 0,887$ für 1 bis 7 Radfahrer pro Umlauf

Der durch den Fuß- und Radverkehr belegte Anteil der Freigabezeit des abbiegenden Kfz-Verkehrsstroms ist dann:

$$B_{BZ,Fg} = \max\left(\frac{t_{BZ,Fg} - t_{vor,Fg}}{t_{F,Kfz}}; 0\right) \leq 1 \quad (5-12)$$

$$B_{BZ,Rad} = \max\left(\frac{t_{BZ,Rad} - t_{vor,Rad}}{t_{F,Kfz}}; 0\right) \leq 1 \quad (5-13)$$

mit

$B_{BZ,Fg}$ = Anteil der durch Fußgänger belegten Freigabezeit (ohne $t_{z,GF}$) des Abbiegestroms [-]

$B_{BZ,Rad}$ = Anteil der durch Radfahrer belegten Freigabezeit (ohne $t_{z,GF}$) des Abbiegestroms [-]

$t_{F,Kfz}$ = Freigabezeit des Kfz-Signals (ohne zusätzliche gesicherte Freigabezeit $t_{z,GF}$) = $t_F - t_{F,zGF}$ [s]

$t_{vor,Fg}$ = Zeitvorsprung der Fußgänger vor dem Abbiegestrom [s]

$t_{vor,Rad}$ = Zeitvorsprung der Radfahrer vor dem Abbiegestrom [s]

Die rechnerische Gesamtbelegungszeit durch Fußgänger und Radfahrer kann dann analog zum HCM (TRB, 2016) nach ALLEN et al. (1998) mit Gleichung (5-14) berechnet werden. Bei der Kombination der Belegungsanteile wird angenommen, dass die Anteile der Fußgänger und Radfahrer als unabhängig voneinander betrachtet werden können.

$$t_{BZ,Fg+Rad} = t_{F,Kfz} \cdot B_{BZ,Fg+Rad} \quad (5-14)$$

$$B_{BZ,Fg+Rad} = 1 - (1 - B_{BZ,Fg}) \cdot (1 - B_{BZ,Rad}) = B_{BZ,Fg} \cdot (1 - B_{BZ,Rad}) + B_{BZ,Rad} \quad (5-15)$$

mit

$t_{BZ,Fg+Rad}$ = durch Fußgänger und Radfahrer belegte Freigabezeit (ohne $t_{z,GF}$) des Abbiegestroms [s]

$B_{BZ,Fg+Rad}$ = Anteil der durch Fußgänger und Radfahrer belegten Freigabezeit (ohne $t_{z,GF}$) des Abbiegestroms [-]

Die mit Gleichung (5-14) berechnete Belegungszeit kann dann im Verfahren des HBS 2015 in Gleichung (2-8) anstelle von $t_{BZ} + t_{vor}$ eingesetzt werden. Da die Vorlaufzeit bereits in der Berechnung der Belegungszeit berücksichtigt worden ist, darf sie nicht mehr in dieser Gleichung betrachtet werden. Anschließend kann die Berechnung der Kapazität des Rechtsabbiegestroms nach dem Verfahren des HBS 2015 fortgesetzt werden. Die Ankunftsverteilungen der Fußgänger und Radfahrer wurden bereits bei der Kalibrierung des Modells berücksichtigt.

Inwieweit das in dieser Untersuchung erarbeitete Berechnungsverfahren auch für Linksabbieger angewendet werden kann, wurde nicht überprüft. Linksabbieger könnten andere Sicherheitsabstände vor und hinter einem Fußgänger oder Radfahrer einhalten, was folglich zu unterschiedlichen Belegungszeiten führen würde. Es wird aber angenommen, dass sich im Allgemeinen die Belegungszeiten nicht maßgeblich von denen der Rechtsabbieger unterscheiden. Die Untersuchung hat jedoch in jedem Fall gezeigt, dass z. B. bei langen Furten die Furt nicht nur unmittelbar nach der Freigabezeit belegt ist. Der Einfluss von Fußgängern und Radfahrern, die vor allem im Verlauf der Freigabezeit ankommen, sollte daher nicht ausgeschlossen werden.

Nach der hier angegebenen Modellvorstellung kann der Einfluss des Fuß- bzw. Radverkehrs als Anteil der blockierten Freigabezeit des abbiegenden Kfz-Verkehrstroms aufgefasst werden. Dieser zeitliche Anteil berücksichtigt auch die frei ankommenden Fußgänger und Radfahrer, die während der Freigabezeit eintreffen. Die Behinderung des linksabbiegenden Kfz kann demnach mit einem Impedanzfaktor f_{Fg+Rad} dargestellt werden. Der Impedanzfaktor durch Fußgänger und Radfahrer, der auf die Grundkapazität des Abbiegestroms angewandt wird, lautet demnach:

$$f_{Fg+Rad} = 1 - B_{BZ,Fg+Rad} = (1 - B_{BZ,Fg}) \cdot (1 - B_{BZ,Rad}) \quad (5-16)$$

Die Kapazität eines linksabbiegenden Pkw-Stroms für das Durchsetzen des Gegenverkehrs (t_v und G_D nach dem HBS 2015) einschließlich Fußgängern und Radfahrern ist dann:

$$C_D = \frac{t_v}{t_u} \cdot G_D \cdot f_{Fg+Rad} \quad (5-17)$$

Somit kann der Einfluss der bevorrechtigten Fußgänger und Radfahrer auf die mit dem Verfahren im HBS 2015 ermittelte Kapazität des bedingt verträglichen Linksabbiegestroms mit dem zusätzlichen Impedanzfaktor f_{Fg+Rad} berücksichtigt werden. Auch die Behinderung des bedingt verträglichen Rechtsabbiegestroms kann mit dem Impedanzfaktor f_{Fg+Rad} dargestellt werden. Allerdings müsste dann die Formulierung der Kapazitätsberechnung im HBS 2015 entsprechend angepasst werden.

5.3.2 Validierung des Berechnungsverfahrens

Zur Überprüfung des Modells wurde ein Vergleich mit den gemessenen Belegungszeiten durchgeführt. Dabei wurden die berechneten Belegungszeiten mit den gleitenden Mittelwerten von zehn aufeinander folgenden Umläufen (schwarz) und den mittels poissonverteilten Fußgängerankünften umgerechneten Mittelwerten der Verkehrsstärkekassen (rot) in Bild 5-16 gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass mit dem neuen Berechnungsmodell eine sehr gute Näherung an die empirischen Belegungszeiten erreicht werden kann. Der RMSPE des Berechnungsmodells zu den auf die poissonverteilten Ankünfte umgerechneten Mittelwerten der gemessenen Belegungszeiten für 1 bis 10 Fg pro Umlauf beträgt 31,2 %. Das Modell des HBS 2015 erreicht mit einem RMSPE von 54,4 % eine deutlich schlechtere Anpassungsgüte. Die Abweichungen des neuen Modells resultieren dabei zum großen Teil aus einer Verkehrsabhängigkeit mancher LSA in der empirischen Erhebung, welche die Bestimmung repräsentativer Signalzeiten behindert. Vor allem die genaue Bestimmung der mittleren Freigabezeit ist hier von entscheidender Bedeutung, da diese als ein multiplikativer Faktor in die Berechnung der Belegungszeit eingeht und die Höhe der Gesamtfunktion direkt beeinflusst. Andere Gründe könnten ungleichmäßige Verkehrsstärkeaufteilungen der Gehrrichtungen oder beeinflusste Fußgängerankünfte, welche die Pulkbildung verstärken, sein.

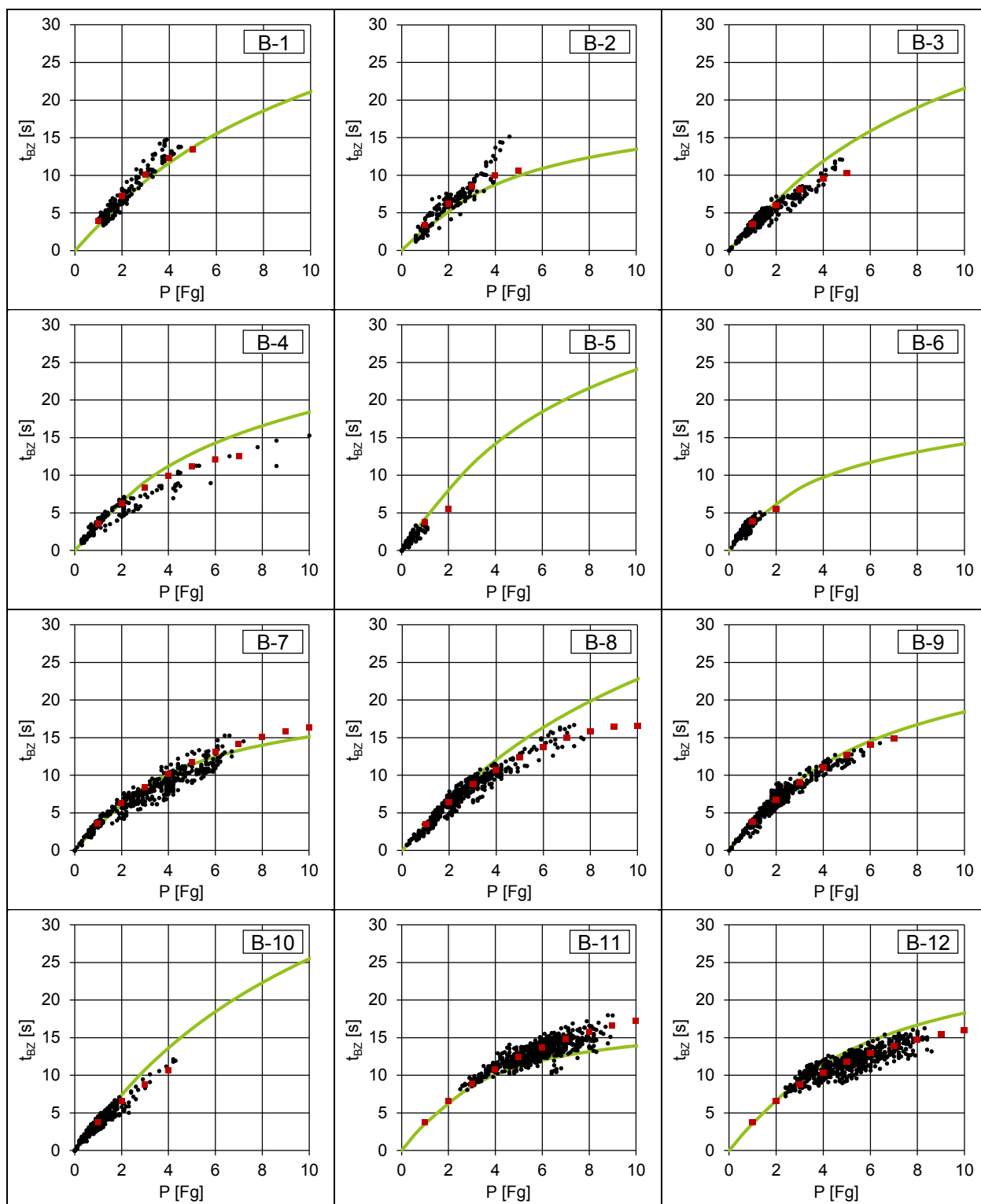


Bild 5-16: Vergleich des neuen Berechnungsmodells mit den Messergebnissen (schwarz: gleitende Mittelwerte aus zehn Umläufen, rot: auf poissonverteilte Ankünfte umgerechnete Mittelwerte, grün: Ergebnisse des neuen Berechnungsmodells)

Somit bestätigt sich, dass mit dem in dieser Untersuchung entwickelten Berechnungsverfahren eine realistische Schätzung der Belegungszeit unter Berücksichtigung der relevanten Einflussfaktoren Umlaufzeit, Freigabezeit, Furtgeometrie und Art der Teilfurtsignalisierung erfolgen kann. Dabei kann der Bereich der üblichen Fuß- und Radverkehrsstärken von bis zu 15 Fg bzw. Rad pro Umlauf modelliert werden. Für höhere Verkehrsstärken wurde das Verfahren nicht unmittelbar kalibriert. Jedoch sollte bei derart hohen Verkehrsstärken der nicht motorisierten Verkehrsteilnehmer ohnehin keine bedingt verträgliche Führung

mehr verwendet werden. Die anschließend im Verfahren des HBS 2015 berechnete Kapazität des abbiegenden Verkehrsstroms wird mit dem neuen Berechnungsmodell somit deutlich realistischer geschätzt.

Das hier entwickelte Berechnungsmodell beruht grundsätzlich auf dem bereits vielfach eingesetzten Modell der Zeitlückentheorie, sodass es theoretisch abgesichert ist. Anhand weiterer Mess- oder Simulationsdaten z. B. für ausländische Verkehrsverhältnisse kann das Verfahren mit einem geringen Aufwand kalibriert werden. Es wurde so entwickelt, dass es ohne weitere Anpassungen oder als vereinfachter Ansatz nach Kapitel 5.3.3 in das Bewertungsverfahren des HBS 2015 aufgenommen werden kann. Bei besonderen Situationen, welche die Ankünfte der Verkehrsteilnehmer an der LSA maßgeblich beeinflussen, wie beispielsweise eine Rad-Koordinierung oder eine ÖPNV-Haltestelle in Mittellage, können die Belegungszeiten ggf. nicht zuverlässig mit dem Verfahren berechnet werden.

5.3.3 Approximationen der Belegungszeitberechnung für ein Handrechenverfahren

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wurde eine Vielzahl an Randbedingungen ermittelt, welche sich unmittelbar auf die Belegungszeit auswirken. Das hier auf Basis der Zeitlückentheorie abgeleitete Berechnungsverfahren kann diese Randbedingungen direkt berücksichtigen, sodass die simulierten Belegungszeiten sehr gut abgebildet werden können. Das Verfahren ist somit recht komplex und daher für ein Handrechenverfahren kaum geeignet. Dafür wurden zusätzlich drei mögliche vereinfachte Berechnungsansätze zur Approximation der Belegungszeit entwickelt. Alle Gleichungen beziehen sich zunächst auf die progressive Freigabe bzw. eine Furt ohne Mittellinsel. Um ebenfalls die simultane Freigabe berücksichtigen zu können, muss die entsprechende Differenz nach Gleichung (5-9) ermittelt und mit der jeweiligen Approximation verrechnet werden. Die Umlaufzeit wurde aufgrund des vergleichsweise geringen Einflusses (für $60 \text{ s} \leq t_u \leq 90 \text{ s}$) zur Vereinfachung der Modellfunktionen bei den drei Approximationen nicht berücksichtigt. Die mit den folgenden Gleichungen ermittelten Belegungszeiten der Fußgänger und Radfahrer können anschließend zur Berechnung der gesamten Belegungszeit nach Gleichung (5-14) verwendet werden.

Belegungszeiten des Fußverkehrs (progressive Freigabe bzw. Furt ohne Mittellinsel):

Ansatz 1:

$$t_{BZ} = (1 - e^{-a \cdot P^b}) \cdot (t_{F,Fg} + c \cdot t_{BK,Fg} + d \cdot \Delta t) \quad (5-18)$$

mit

P = (mittlere) Anzahl der Fußgänger(gruppen) pro Umlauf [Fg]

$t_{F,Fg}$ = Freigabezeit des bevorrechtigten Fußverkehrsstroms [s]

$t_{BK,Fg}$ = Belegungszeit eines während der Freigabezeit ankommenden Fußgängers [s]
= 4,20 s

Δt = Versatzzeit (in der Regel Gehzeit) des Fußverkehrsstroms bis zur Belegungsfläche [s]
 $= \max\left(\frac{b_{Furt} - 6}{1,5}; 0\right)$

b_{Furt} = Breite der gesamten Fußgängerfurt [m]

$$b_{Furt} = b_{TF1} + b_{TF2} + b_{Mittellinsel}$$

a = Kalibrierungsparameter = 0,109 [-]

b = Kalibrierungsparameter = 0,595 [-]

c = Kalibrierungsparameter = 1,430 [-]

d = Kalibrierungsparameter = 5,103 [-]

Ansatz 2:

$$t_{BZ} = \frac{P}{a \cdot P + b} \cdot (t_{F,Fg} + c \cdot t_{BK,Fg} + d \cdot \Delta t) \quad (5-19)$$

mit

$$a = \text{Kalibrierungsparameter} = 1,764 \quad [-]$$

$$b = \text{Kalibrierungsparameter} = 10,910 \quad [-]$$

$$c = \text{Kalibrierungsparameter} = 5,221 \quad [-]$$

$$d = \text{Kalibrierungsparameter} = 1,499 \quad [-]$$

Ansatz 3:

$$t_{BZ} = (1 - e^{-a \cdot P}) \cdot t_{F,Fg} + e^{-a \cdot P} \cdot (1 - e^{-b \cdot P}) \cdot \min(2 \cdot t_{BK,Fg}; t_{BK,Fg} + c \cdot \Delta t) \cdot d \quad (5-20)$$

mit

$$a = \text{Kalibrierungsparameter} = 0,045 \quad [-]$$

$$b = \text{Kalibrierungsparameter} = 0,142 \quad [-]$$

$$c = \text{Kalibrierungsparameter} = 0,736 \quad [-]$$

$$d = \text{Kalibrierungsparameter} = 3,092 \quad [-]$$

In Bild 5-17 ist der Vergleich der mit den drei Approximationen ermittelten Belegungszeiten und den simulierten Belegungszeiten für die progressive Freigabe bzw. eine Furt ohne Mittelinsel dargestellt. Dabei zeigen alle drei Ansätze eine sehr gute Abbildung der Belegungszeiten. Die Abweichungen zu den simulierten Werten liegen im Bereich zwischen 3,3 s und -3,4 s, wobei nur geringfügige Differenzen zwischen den drei Ansätzen vorhanden sind. Der dritte Ansatz entspricht der Grundformel zur Ermittlung der Belegungszeit nach der Zeitlückentheorie mit Gleichung (5-1).

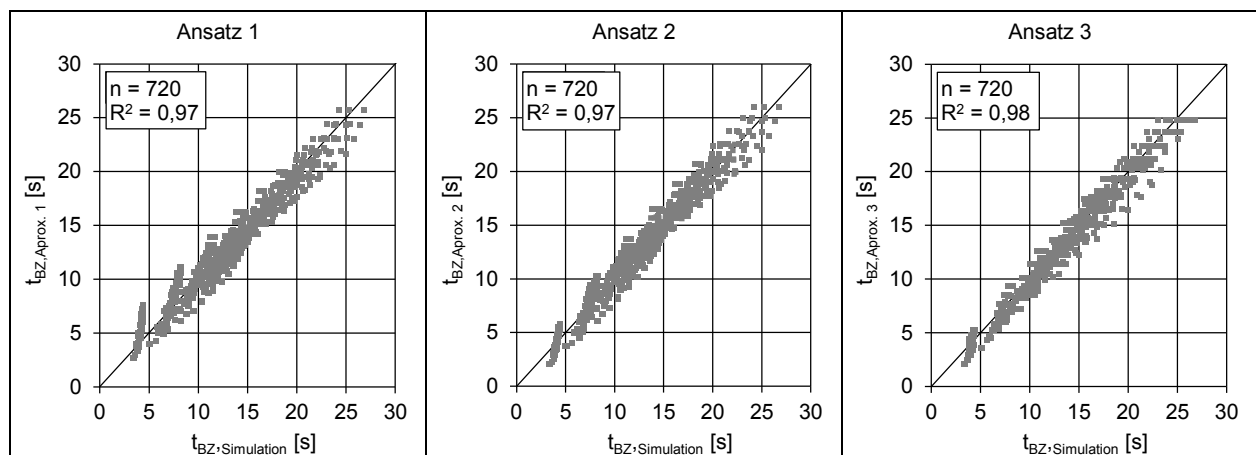


Bild 5-17: Vergleich der simulierten Belegungszeiten der Fußgänger (progressive Freigabe oder Furt ohne Mittelinsel) mit den nach den drei vereinfachten Ansätzen berechneten Belegungszeiten für 1 bis 10 Fg pro Umlauf

Belegungszeiten des Radverkehrs (Einrichtungsverkehr):

Ansatz 1:

$$t_{BZ} = (1 - e^{-a \cdot P^b}) \cdot (t_{F,Rad} + c \cdot t_{BK,Rad} + d \cdot \Delta t_{Rad}) \quad (5-21)$$

mit

P	= (mittlere) Anzahl der Radfahrer pro Umlauf	[Rad]
$t_{F,Rad}$	= Freigabezeit des bevorrechtigten Radverkehrsstroms	[s]
$t_{BK,Rad}$	= Belegungszeit eines während der Freigabezeit ankommenden Radfahrers	[s]
	= 3,50 s	
Δt_{Rad}	= Versatzzeit (in der Regel Fahrzeit) des Radverkehrsstroms bis zum Ende der Belegungsfläche	[s]
	= $\frac{7,2 + s}{4,2}$	
s	= Abstand der Haltlinie der Radfahrer zur Furt	[m]
a	= Kalibrierungsparameter = 0,058	[-]
b	= Kalibrierungsparameter = 0,766	[-]
c	= Kalibrierungsparameter = 4,412	[-]
d	= Kalibrierungsparameter = 3,922	[-]

Ansatz 2:

$$t_{BZ} = \frac{P}{a \cdot P + b} \cdot (t_{F,Rad} + c \cdot t_{BK,Rad} + d \cdot \Delta t_{Rad}) \quad (5-22)$$

mit

a	= Kalibrierungsparameter = 1,587	[-]
b	= Kalibrierungsparameter = 11,135	[-]
c	= Kalibrierungsparameter = 0,777	[-]
d	= Kalibrierungsparameter = 2,462	[-]

Ansatz 3:

$$t_{BZ} = (1 - e^{-a \cdot P}) \cdot t_{F,Rad} + e^{-a \cdot P} \cdot (1 - e^{-b \cdot P}) \cdot \min(2 \cdot t_{BK,Rad}, t_{BK,Rad} + c \cdot \Delta t_{Rad}) \cdot d \quad (5-23)$$

mit

a	= Kalibrierungsparameter = 0,041	[-]
b	= Kalibrierungsparameter = 0,203	[-]
c	= Kalibrierungsparameter = 0,853	[-]
d	= Kalibrierungsparameter = 1,527	[-]

Der Vergleich der mit den drei Approximationen für den Radverkehr berechneten und den simulierten Belegungszeiten ist in Bild 5-18 dargestellt, wobei die Abweichungen zwischen 1,3 s und -1,9 s liegen. Ansatz 2 führt zu einer geringfügig schlechteren Abbildung der simulierten Belegungszeiten als Ansatz 1 und 3.

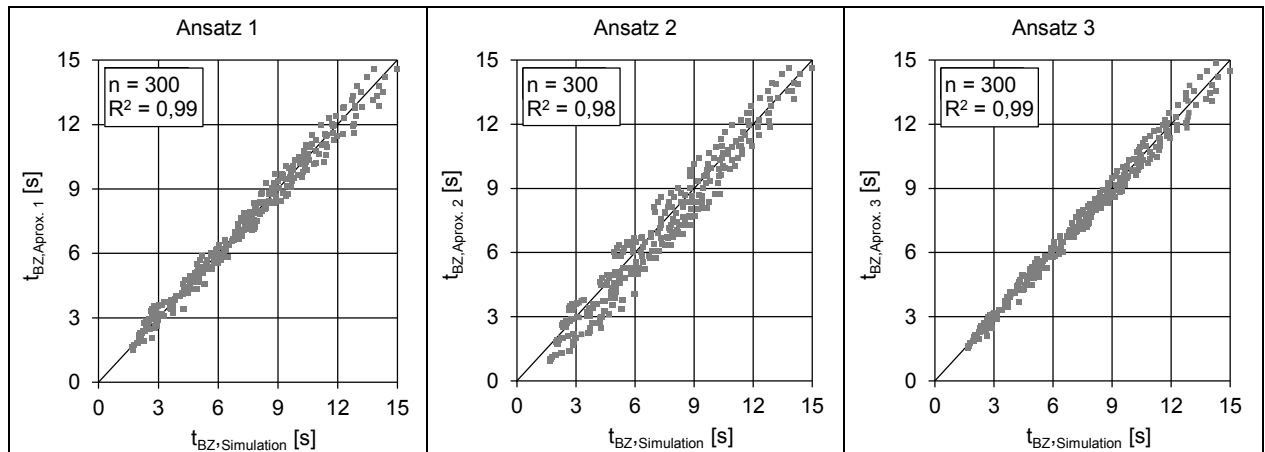


Bild 5-18: Vergleich der simulierten Belegungszeiten der Radfahrer mit den nach den drei vereinfachten Ansätzen berechneten Belegungszeiten für 1 bis 7 Rad pro Umlauf

Insgesamt konnte mit allen Approximationen sowohl für den Fuß- als auch den Radverkehr eine gute Abbildung der simulierten Belegungszeiten erreicht werden. Für die Anwendung in einem Handrechenverfahren können folglich alle drei Ansätze empfohlen werden. Bei der Auswahl ist zwischen der Komplexität und der theoretischen Exaktheit abzuwägen. Alle drei Ansätze können mit geringem Aufwand an weiteren Messdaten kalibriert werden.

6 Kapazitäten von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen

6.1 Erweiterungspotenzial des Berechnungsverfahrens nach dem HBS 2015

Das Verfahren des HBS 2015 zur Berücksichtigung von Fahrstreifen, deren Länge nicht ausreichend dimensioniert ist, um das 95 %-Perzentil der mittleren Rückstaulänge bei Maximalstau aufzunehmen, wurde von WU (2003b, 2007, 2008) hergeleitet (vgl. Kapitel 2.3.3). Dabei wurden recht einfache Knotenpunktgeometrien und Schaltungsszenarien berücksichtigt. Einer der wichtigsten Anwendungsfälle an innerörtlichen Knotenpunkten mit LSA ist die Berücksichtigung von mehreren durchgehenden Fahrstreifen. Hier können Umfahrungeffekte auftreten, sodass das Verfahren hier ergänzt werden sollte. Bei der gleichzeitigen Freigabe wurden in der vergangenen Simulationsstudie von WU nur identisch lange Freigabezeiten berücksichtigt. In der Praxis ist es üblich, die Fahrstreifen zwar gleichzeitig, jedoch nicht zwangsläufig mit der gleichen Zeitdauer freizugeben. Im HBS 2015 wird die von WU (2003b, 2007, 2008) hergeleitete Gleichung zwar bereits für diesen Fall angewendet, sollte aber dahingehend überprüft werden. Zudem wurde in der Untersuchung von WU für die nicht gleichzeitige Freigabe keine Aussage zu möglichen Einflüssen der Reihenfolge der Freigaben (kurzer Aufstellstreifen unmittelbar vor oder nach der Freigabe des durchgehenden Fahrstreifens) getroffen. Eine weitere Erweiterungsmöglichkeit ist die gleichzeitige Betrachtung von zwei kurzen Aufstellstreifen (z. B. für Linksabbieger und Rechtsabbieger), wie sie bereits durch das Verfahren von VESPER (2018) berücksichtigt werden kann.

Neben der Erweiterung des aktuellen Verfahrens ist die Prüfung einer möglichen Vereinfachung des Berechnungsansatzes notwendig. Die Verfahren nach BRILON et al. (1994) oder dem HBS 2001 waren in der Anwendung deutlich simpler, wenngleich gewisse notwendige Randbedingungen nicht berücksichtigt wurden (vgl. Tab. 2-4). Aus der Anwendungspraxis wird jedoch eine Vereinfachung der Berechnung sehr begrüßt, was auch während des im Projekt durchgeführten Expertenworkshop geäußert wurde (vgl. Kapitel 2.2.2). Dabei darf natürlich die Qualität der Ergebnisse nicht unverhältnismäßig beeinträchtigt werden.

6.2 Methodik der Simulationsstudie

6.2.1 Untersuchungsschwerpunkte und grundlegende Parametereinstellung

Für die Überprüfung und Erweiterung des Berechnungsverfahrens für Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen wurde eine umfangreiche Simulationsstudie mit dem mikroskopischen Simulationsprogramm PTV Vissim durchgeführt. Anhand von Laborobjekten konnte eine Vielzahl an geometrischen und schaltungstechnischen Szenarien untersucht und miteinander verglichen werden. Die dabei variierten Parameter sind in Tab. 6-1 mit den jeweiligen Wertebereichen dargestellt. Zunächst wurde ein kurzer Aufstellstreifen berücksichtigt, welcher als Linksabbiegestreifen betrachtet wurde. Die Ergebnisse können aufgrund der gewählten Untersuchungsmethodik jedoch auch auf einen Rechtsabbiegestreifen übertragen werden. In den Netzmodellen wurde die Behinderung des angrenzenden Fahrstreifens durch den kurzen Aufstellstreifen mittels einer Konfliktfläche realisiert, welche durch das Fahrzeug $n_K + 1$ blockiert wird. Für einzelne Parameterkombinationen wurden weitere Randbedingungen untersucht, wie z. B. die Lage der Freigabezeit bei gleichzeitiger Freigabe. Insgesamt wurden in 6000 unterschiedlichen Szenarien mit jeweils 10 Simulationsläufen über 4,2 Millionen einzelne Umläufe betrachtet. Ein derart umfangreiches Datenkollektiv ist notwendig, um zum einen die relevanten Randbedingungen betrachten zu können und zum anderen die erwartungsgemäß hohe Streuung der Ergebnisse auszugleichen. Die Kapazität wurde mithilfe einer automatisierten Auswertung für jeden einzelnen Umlauf ermittelt und anschließend über alle Simulationsläufe und die jeweiligen Randbedingungen aggregiert.

Parameter	Wertebereich
Freigabezeit Geradeaus $t_{F,1}$ [s]	10; 20; 30; 40
Freigabezeit Abbieger $t_{F,2}$ [s]	5; 10; 20; 30; 40
Anzahl Aufstellplätze n_K [-]	0; 1; 3; 6; 9; 20
Abbiegeranteil a_2 [-]	0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5
Form der Freigabe	• gleichzeitig (gF) • nicht gleichzeitig (ngF) kAS vor GFS • nicht gleichzeitig (ngF) kAS nach GFS
Anzahl Geradeausfahrstr. n_D [-]	1; 2; 3

Tab. 6-1: Gewählte Wertebereiche der untersuchten Parameter in der Simulationsstudie an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen

Zur Ermittlung der Kapazität wurde ein Dauerstau in der Zufahrt erzeugt, der nicht in einem Umlauf abgebaut werden kann. Dafür wurde eine ausreichend lange Vorlaufstrecke berücksichtigt. Analog zu WU (2003b, 2007, 2008) werden als relevante Größen die Fahrstreifenkapazitäten pro Umlauf verwendet. In der vorliegenden Untersuchung wurde diese Umlaufkapazität anhand des tatsächlichen Fahrzeugabflusses an der Haltlinie ermittelt. Mit dieser Betrachtungsweise ist es nicht notwendig, die Umlaufzeit zu variieren. Durch eine stichprobenartige Untersuchung konnte bestätigt werden, dass die Umlaufzeit bei ansonsten gleichen Parametern keinen signifikanten Einfluss auf die Fahrstreifenkapazität der einzelnen Umläufe hat. Somit wurde im Regelfall eine Umlaufzeit von 90 s verwendet. Ebenfalls müssen die Sättigungsverkehrsstärken der einzelnen Ströme nicht zwangsläufig angepasst werden, da diese implizit in der Kapazität eines Umlaufs berücksichtigt werden. Dies reduziert auf der einen Seite die Anzahl an Simulationsszenarien, welche sonst in einem nicht handhabbaren Bereich liegen würden. Zudem kann so die Komplexität des resultierenden Berechnungsverfahrens deutlich gemindert werden, was für eine einfache praktische Anwendung von besonderer Relevanz ist und somit eine der Zielgrößen darstellt. Eine Variation der zulässigen Höchstgeschwindigkeit, welche sowohl in den empirischen Erhebungen als auch in der Simulation mit PTV Vissim einen Einfluss auf die Sättigungsverkehrsstärke zeigte (vgl. Kapitel 4.1.3 und Kapitel 8.4.1), entfällt aus dem gleichen Grund, sodass in allen Szenarien eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h zugrunde gelegt wurde. Dennoch ist es zielführend, eine HBS-konforme Einstellung der Sättigungsverkehrsstärken zu wählen, sodass hier für die Geradeausfahrer 2000 Kfz/h und für die Abbieger 1850 Kfz/h angesetzt wurden.

Für die Ermittlung des Rückstaeinflusses des kurzen Aufstellstreifens wurden stets die Umlaufkapazitäten eines ausreichend langen Fahrstreifens mit gleicher Signalisierung als Vergleichswerte genutzt. Diese Umlaufkapazitäten wurden direkt in der Simulation für die jeweilige Freigabezeit erhoben, sodass hier ein unmittelbarer Vergleich möglich war.

Der Anteil der Linksabbieger wird gemäß dem HBS 2015 auf die Summe der Verkehrsstärken der Fahrzeuge auf dem kurzen Aufstellstreifen und dem durchgehenden Fahrstreifen bezogen. Daher wurde der relative Linksabbiegeranteil bei den Fällen mit mehr als einem durchgehenden Fahrstreifen entsprechend reduziert, da ansonsten die absolute Belastung des Linksabbiegestreifens zu hoch war. Bei zwei durchgehenden Fahrstreifen wurden die Anteile 0,05 bis 0,25 und bei drei durchgehenden Fahrstreifen 0,03 bis 0,16 verwendet.

Die durchgehende Fahrtrichtung wird in der Auswertung mit dem Index 1 und der kurze Aufstellstreifen mit dem Index 2 bezeichnet. Die maximale Anzahl der in einem Umlauf aus einem Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen abfließenden Fahrzeuge wird als Umlaufkapazität definiert. Die Umlaufkapazitäten $n_{c,1}$ und $n_{c,2}$ beschreiben jeweils die Kapazitäten der Fahrstreifen je Umlauf, sodass bei der Berücksichtigung mehrerer durchgehender Fahrstreifen die Kapazität $\sum n_{c,1}$ die Summe der Kapazitäten dieser Fahrstreifen in einem Umlauf darstellt.

6.2.2 Kalibrierung des Simulationsmodells

Da der Verkehrsablauf an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen in der Realität sehr heterogen ist und kaum konstante Verkehrsbedingungen beobachtet werden können, war es nicht möglich, belastbare empirische Umlaufkapazitäten für die Untersuchungsobjekte in Tab. 3-4 zu erheben. Daher

kann die Kalibrierung, wie auch bereits in den vergangenen Untersuchungen, nicht anhand von empirischen Kapazitäten durchgeführt werden. Daher wurde der Abfluss in Form der Sättigungsverkehrsstärken sowie die Überfahrtzeitdifferenz eingestellt und das taktische Fahrverhalten entsprechend der Verkehrsbeobachtungen nachgebildet.

Für die Kalibrierung des Simulationsmodells wurden zunächst die Sättigungsverkehrsstärken und die Überfahrtzeitdifferenz angepasst, da diese in PTV Vissim, wie in Kapitel 8.3 erläutert, unter Standardbedingungen maßgeblich von den im HBS 2015 angesetzten Werten abweichen. Mithilfe der in Kapitel 8.5 ermittelten Parameterkombinationen konnten die Sättigungsverkehrsstärke und die effektive Freigabezeit genau eingestellt werden. Für die Herleitung und Kalibrierung der jeweiligen Parameter wird daher auf Kapitel 8.5 verwiesen.

Zudem wurden das Fahrverhalten der Abbieger und Geradeausfahrer auf Basis der in Kapitel 4.3 gewonnenen Erkenntnisse modelliert. Dabei ist besonders wichtig, dass bei der Simulation von zwei durchgehenden Fahrstreifen die Linksabbieger bereits frühzeitig auf den linken und die Rechtsabbieger auf den rechten Fahrstreifen wechseln. Dafür wurde die Fahrstreifenwechseldistanz der Verbindungsstrecken von standardmäßig 200 m auf 500 m erhöht. Zudem wurde die Option des „kooperativen Fahrstreifenwechsels“ in den Zufahrten mit zwei durchgehenden Geradeausfahrstreifen verwendet. Es ist anzumerken, dass in der Simulation ausschließlich regelkonformes Fahrverhalten berücksichtigt wird. In der empirischen Untersuchung konnten z. B. mehrere Fahrstreifenwechsel auf den kurzen Aufstellstreifen beobachtet werden, bei denen die durchgezogene Fahrstreifenmarkierung deutlich überfahren wurde. Diese Fahrmanöver sind in der Simulation nicht möglich. An den Netzmodellen mit nur einem durchgehenden Geradeausfahrstreifen mussten keine weiteren Anpassungen vorgenommen werden.

Wenn mehr als ein durchgehender Fahrstreifen ($n_D > 1$) vorhanden war, wurde analog zu den empirischen Erkenntnissen in Kapitel 4.3 auch das Umfahren des auftretenden Rückstaus über die nicht blockierten Fahrstreifen ermöglicht, sodass der angrenzende Fahrstreifen teilweise für den Abfluss genutzt werden kann. Dabei wurde der angrenzende Fahrstreifen etwas stärker genutzt als in der empirischen Analyse. Dies ist jedoch sachlogisch, da in der Simulation zur Kapazitätsermittlung mit dem Dauerstau eine Überlastung betrachtet wird und in den Erhebungen meist nur eine mittlere Auslastung der durchgehenden Fahrstreifen bei einer Rückstaubildung vorlag.

Auch wurde in der empirischen Analyse des Verkehrsablaufs an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen festgestellt, dass die Aufstellplätze eines Aufstellstreifens nicht immer eindeutig sind. Teilweise wurde auch der Verzweigungsbereich genutzt, ohne dass der durchgehende Fahrstreifen blockiert wurde, obwohl die angestauten Fahrzeuge diesen bereits teilweise belegten. Somit variierte die Anzahl der Fahrzeuge, die zu einer Blockade des angrenzenden Fahrstreifens führten. Dieses Verhalten wurde nicht in die Simulation überführt. Bei der Erstellung des Netzmodells wurde sichergestellt, dass genau das Fahrzeug $n_K + 1$ den angrenzenden Fahrstreifen blockiert.

6.3 Ergebnisse der Simulationsstudie

Die Ergebnisse der Simulationsstudie zeigen, dass für die mit dem HBS 2015 bereits berechenbaren Szenarien eine sehr gute Übereinstimmung mit dem aktuellen Berechnungsverfahren erreicht werden kann. Aufgrund des Umfangs der Ergebnisse werden diese hier nicht alle in der Form der HBS-Darstellung abgebildet. Exemplarisch ist in Bild 6-1 eine Gegenüberstellung der simulierten und mit Gleichung (2-30) bzw. Gleichung (2-31) berechneten Umlaufkapazitäten visualisiert. Es ist deutlich erkennbar, dass die einzelnen Umlaufkapazitäten und somit auch die Kurvenverläufe mit der Simulation sehr ähnlich zum HBS 2015 bestimmt werden konnten. Bei den weiteren Parameterkombinationen konnte meist eine ähnlich gute visuelle Übereinstimmung beobachtet werden.

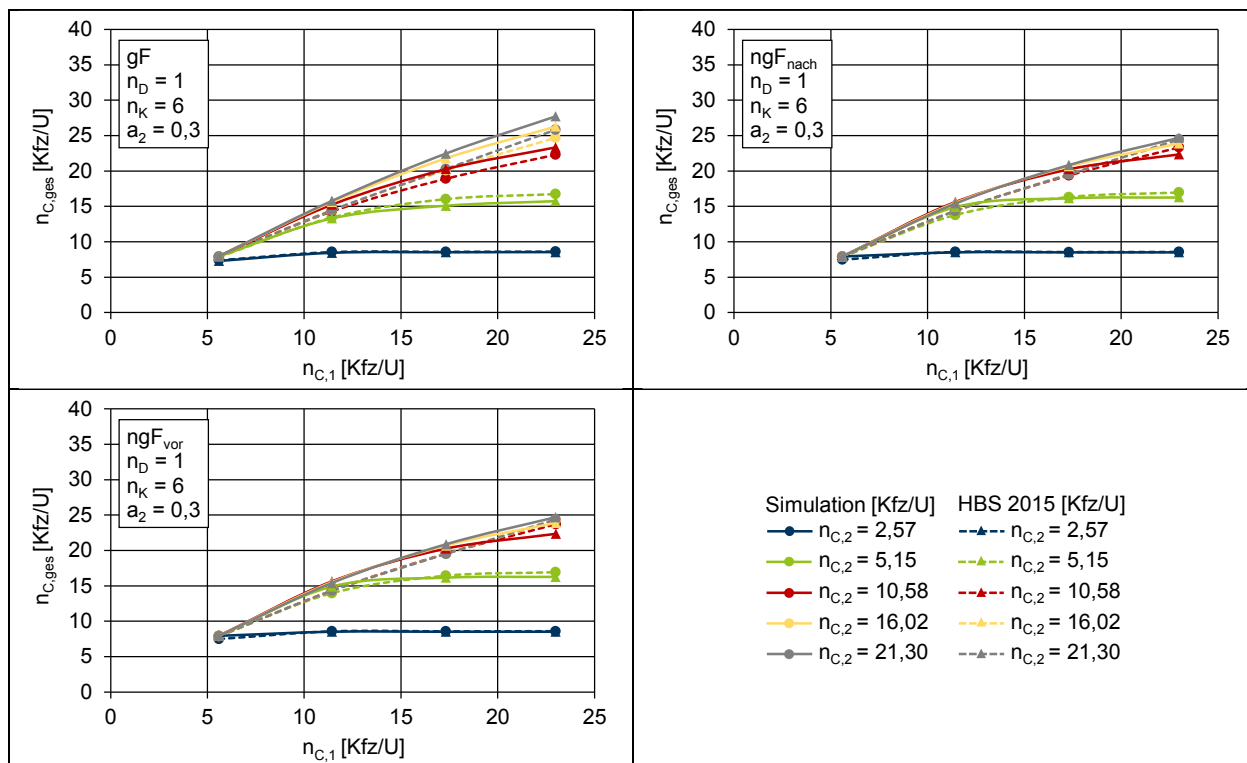


Bild 6-1: Simulierte und nach dem HBS 2015 berechnete Umlaufkapazitäten für $n_K = 6$; $a_2 = 0,3$; $n_D = 1$

Bei der Betrachtung jeweils aller 600 Szenarien der gleichzeitigen und nicht gleichzeitigen Freigabe für einen durchgehenden Fahrstreifen kann die gute Übereinstimmung der simulierten und berechneten Umlaufkapazitäten bestätigt werden (Bild 6-2). Die Wertepaare orientieren sich an der Winkelhalbierenden, welche die exakte Übereinstimmung beschreibt. Die auftretenden Abweichungen müssen hier besonders eingeordnet werden. Zum einen wird hier die Abweichung zu einer Modellfunktion ermittelt, sodass zwangsläufig gewisse Unterschiede auftreten müssen. Zum anderen wurde in der vorliegenden Untersuchung ein deutlich umfangreicheres Parameterkollektiv betrachtet als in der dem HBS 2015 zugrundeliegenden Studie von WU (2003b, 2007, 2008). Gerade die vermeintlich großen Abweichungen bei der nicht gleichzeitigen Freigabe resultieren aus Parameterkombinationen, für welche die HBS-Funktion nicht kalibriert worden ist (z. B. $n_K = 20$). Auch bei der gleichzeitigen Freigabe wurde in der vergangenen Untersuchung nur der Fall von identischen Freigabezeiten betrachtet, sodass hier gewisse Differenzen auftreten können. Systematische Abweichungen können nicht erkannt werden. Zudem weisen die Simulationsergebnisse trotz der umfangreichen Stichprobe eine gewisse Streuung auf.

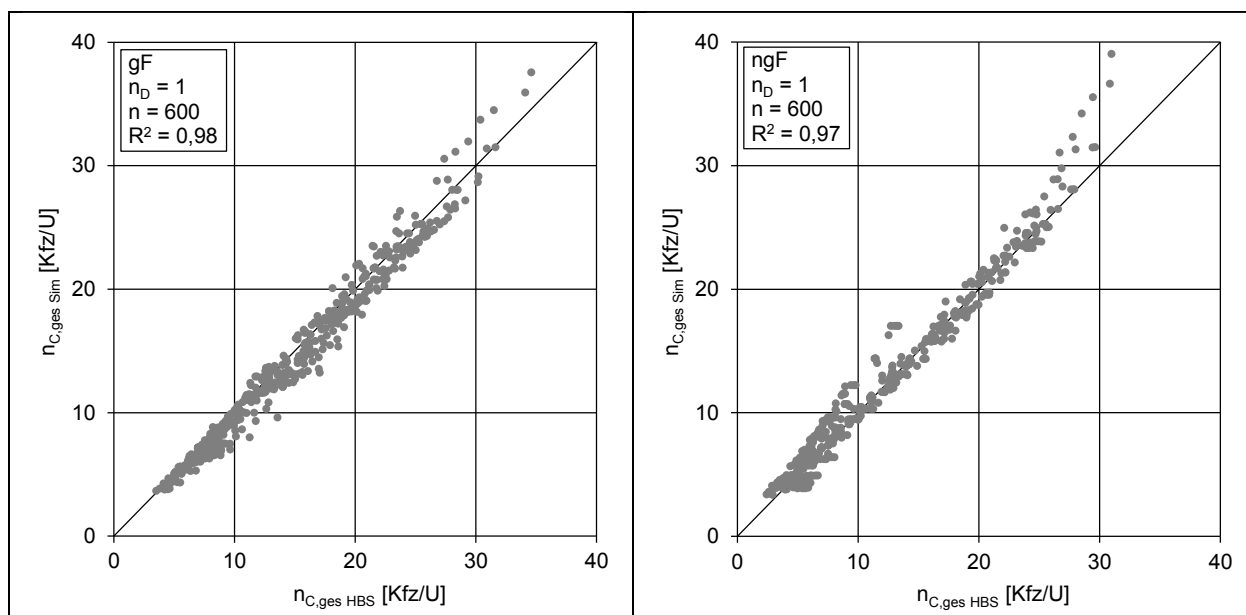


Bild 6-2: Vergleich der simulierten und nach dem HBS 2015 berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)

Eine Analyse der Ergebnisse der Simulationsstudie zeigt für gewisse Randbedingungen starke Einflüsse auf die ermittelten Gesamtkapazitäten pro Umlauf. Andere Randbedingungen wirken sich nur geringfügig oder auch gar nicht auf diese aus. Im Folgenden werden daher die einzelnen möglichen Einflussgrößen detailliert betrachtet. Dabei ist zu beachten, dass oftmals mehrere Einflüsse untereinander interferieren und teilweise nicht losgelöst bewertet und dargestellt werden können.

Einfluss der Umlaufkapazität des kurzen Aufstellstreifens und des durchgehenden Fahrstreifens

Die Kapazität pro Umlauf des kurzen Aufstellstreifens wirkt sich unmittelbar auf die Gesamtkapazität der Zufahrt aus. Eine höhere Umlaufkapazität führt zwangsläufig zu einer höheren Gesamtkapazität der Zufahrt pro Umlauf. In Bild 6-1 kann z. B. die Auswirkung der unterschiedlichen Umlaufkapazitäten beobachtet werden. Zunächst können grundsätzlich mehr Fahrzeuge die Haltlinie während der Freigabezeit überfahren, sodass in einer Zufahrt mit ausreichend langen Fahrstreifen die Gesamtkapazität unter Berücksichtigung der jeweiligen Verkehrsstärkeanteile ansteigt. An kurzen Aufstellstreifen kommt zusätzlich noch die Gegebenheit hinzu, dass mit steigender Kapazität des kurzen Aufstellstreifens die Rückstauwahrscheinlichkeit auf den durchgehenden Fahrstreifen bei gleicher Verkehrsbelastung und Fahrstreifenlänge sinkt. Die Kurven flachen daher erst bei einer höheren Belastung ab.

Auch die Umlaufkapazität des durchgehenden Fahrstreifens wirkt sich stark auf die gesamte Umlaufkapazität der Zufahrt aus. Hier kann grundsätzlich gefolgert werden, dass mit steigender Anzahl abfließender Fahrzeuge die Gesamtkapazität der Zufahrt steigt. Die genaue Ausprägung dieser Steigerung ist jedoch auch von der Rückstauwahrscheinlichkeit des kurzen Aufstellstreifens und der Anzahl der Aufstellplätze abhängig.

In der Realität ist die Umlaufkapazität im Wesentlichen von der Sättigungsverkehrsstärke und der Freigabezeit abhängig. In der vorliegenden Untersuchung wurden die Umlaufkapazitäten jedoch lediglich über die Dauer der Freigabezeit variiert, da für die Rückstauwahrscheinlichkeit nur die sich ergebene Umlaufkapazität relevant ist und so die Variation eines weiteren Parameters vermieden werden konnte.

Einfluss der Anzahl der Aufstellplätze

Die Anzahl der Aufstellplätze ist eine der maßgeblichen Einflussgrößen für die Umlaufkapazität der Zufahrt. In Abhängigkeit von der Anzahl der Fahrzeuge, die sich konfliktfrei auf dem kurzen Aufstellstreifen vor der Haltlinie aufstellen können, sinkt oder steigt bei ansonsten gleichen Randbedingungen die Rückstauwahr-

scheinlichkeit auf den angrenzenden Fahrstreifen unmittelbar. In Bild 6-3 kann für eine exemplarische Parameterkombination erkannt werden, dass die Gesamtkapazität der Zufahrt durch eine Erhöhung der Anzahl der Aufstellplätze deutlich ansteigt und die Kurven erst bei höheren Belastungen abflachen. Lediglich bei sehr geringer Umlaufkapazität des abbiegenden Verkehrsstroms kann kein Unterschied festgestellt werden, da hier der Aufstellstreifen in beiden Szenarien in nahezu allen Umläufen überstaut ist.

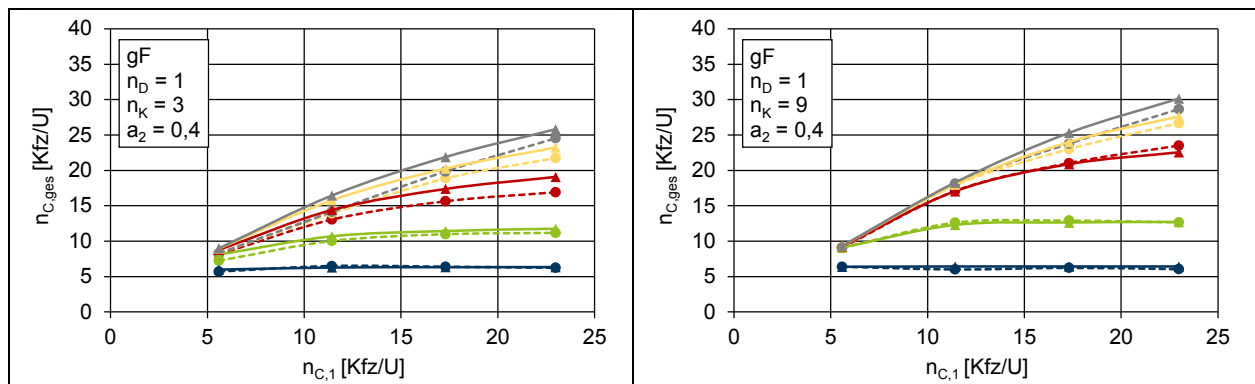


Bild 6-3: Einfluss der Anzahl der Aufstellplätze n_K auf dem kurzen Aufstellstreifen an Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen (Legende siehe Bild 6-1)

Einfluss der Signalisierung

In der Anwendungspraxis gibt es verschiedene Möglichkeiten, die durchgehenden Fahrstreifen und die Aufstellstreifen freizugeben. In der Regel wird hier zwischen der gleichzeitigen (gF), nicht gleichzeitigen (ngF) und überlappenden Freigabe (tgF) unterschieden. Die Auswirkungen eines Rückstaus auf den angrenzenden Fahrstreifen können zwischen den einzelnen Fällen unterschiedlich sein. In Bild 6-4 ist der Einfluss der Signalisierungsform deutlich erkennbar. Die Umlaufkapazitäten sind bei einer nicht gleichzeitigen Freigabe stets geringer oder gleich den entsprechenden Werten bei gleichzeitiger Freigabe.

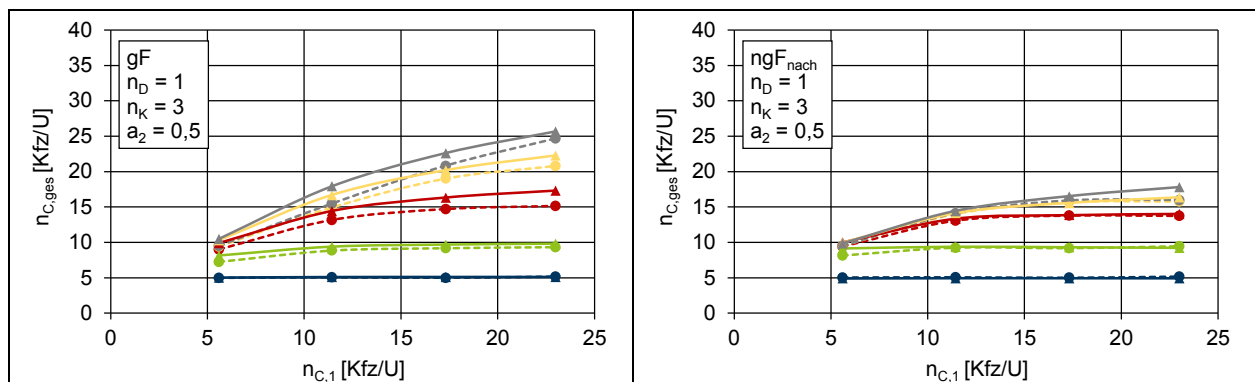


Bild 6-4: Einfluss der Signalisierungsform an Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen (Legende siehe Bild 6-1)

Eine Betrachtung der Anordnung der Freigabezeiten zeigte, dass bei nicht gleichzeitiger Freigabe die Lage der Freigabezeit keine Auswirkungen auf die Kapazität hat. Es ist also für die Umlaufkapazitäten nicht relevant, ob die Freigabe des kurzen Aufstellstreifens unmittelbar vor oder nach der Freigabe der durchgehenden Fahrstreifen erfolgt. Im Folgenden wird daher für die nicht gleichzeitige Freigabe nur noch die Freigabe des kurzen Aufstellstreifens nach den durchgehenden Fahrstreifen ngF_{nach} betrachtet und als ngF bezeichnet. Zudem konnte festgestellt werden, dass bei einer gleichzeitigen Freigabe ebenfalls keine signifikant unterschiedlichen Ergebnisse in den simulierten Umlaufkapazitäten auftreten, wenn die Freigabe gleichzeitig beginnt oder gleichzeitig endet. In Bild 6-5 sind jeweils die Vergleiche der simulierten Kapazitäten dargestellt. Somit kann die Unterteilung im Verfahren nach WU (2003b, 2007, 2008) in die drei Signalisierungsformen grundsätzlich als ausreichend bestätigt werden.

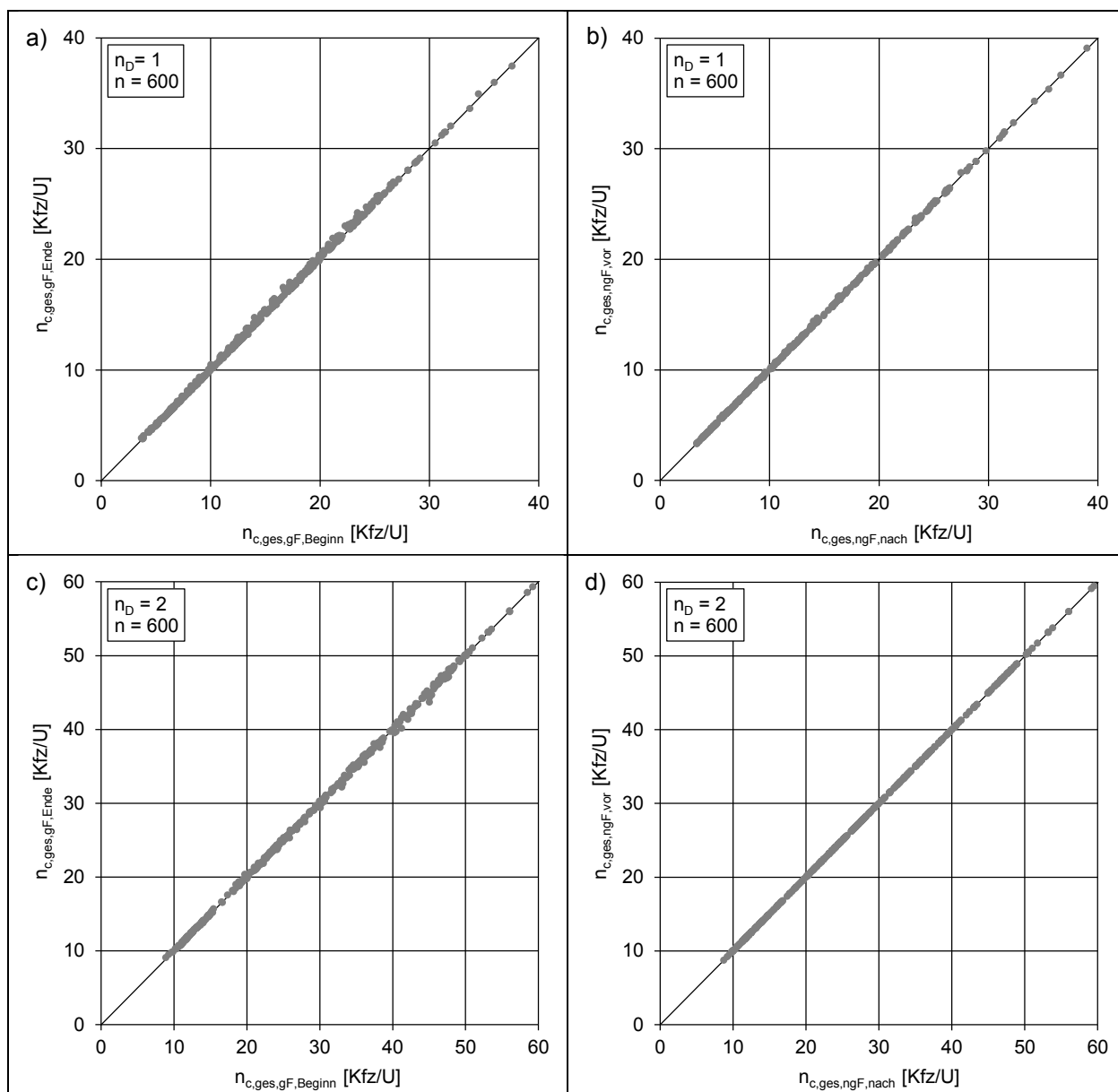


Bild 6-5: Vergleich der Umlaufkapazitäten für a) $n_D = 1$, gF, gleichzeitiger Beginn oder gleichzeitiges Ende der Freigabezeiten, b) $n_D = 1$, ngF, Freigabe des kurzen Aufstellstreifens unmittelbar vor oder nach dem durchgehenden Fahrstreifen, c) $n_D = 2$, gF, gleichzeitiger Beginn oder gleichzeitiges Ende der Freigabezeiten und d) $n_D = 2$, ngF, Freigabe des kurzen Aufstellstreifens unmittelbar vor oder nach den durchgehenden Fahrstreifen

Einfluss der Fahrstreifenanzahl des durchgehenden Verkehrsstroms

Die Fahrstreifenanzahl des durchgehenden Verkehrsstroms (n_D) stellte einen der Untersuchungsschwerpunkte dar. Durch weitere Fahrstreifen können grundsätzlich mehr Fahrzeuge während eines Umlaufs die Haltlinie überqueren. Zudem kann ein Rückstau des kurzen Aufstellstreifens auf den angrenzenden Fahrstreifen umfahren werden (vgl. Kapitel 4.3). In Bild 6-6 ist diese Kapazitätssteigerung direkt erkennbar. Die Umlaufkapazität der durchgehenden Fahrstreifen $n_{c,1}$ steigt durch den weiteren Fahrstreifen entsprechend an. Es ist anzumerken, dass der relative Verkehrsstärkeanteil wie beschrieben reduziert wurde, was jedoch absolut in etwa die gleiche Anzahl an Fahrzeugen ergibt, sodass die Werte vergleichbar sind. Bemerkenswert ist, dass die Kurven grundsätzlich einen ähnlichen Verlauf aufweisen. Der Einfluss des Umfahrens ist unmittelbar erkennbar, da z. B. bei $n_{c,2} = 10,58$ Kfz/U die Kurven in den Szenarien mit zwei und drei durchgehenden Fahrstreifen kaum absinken. Hier wurde der Rückstau umfahren.

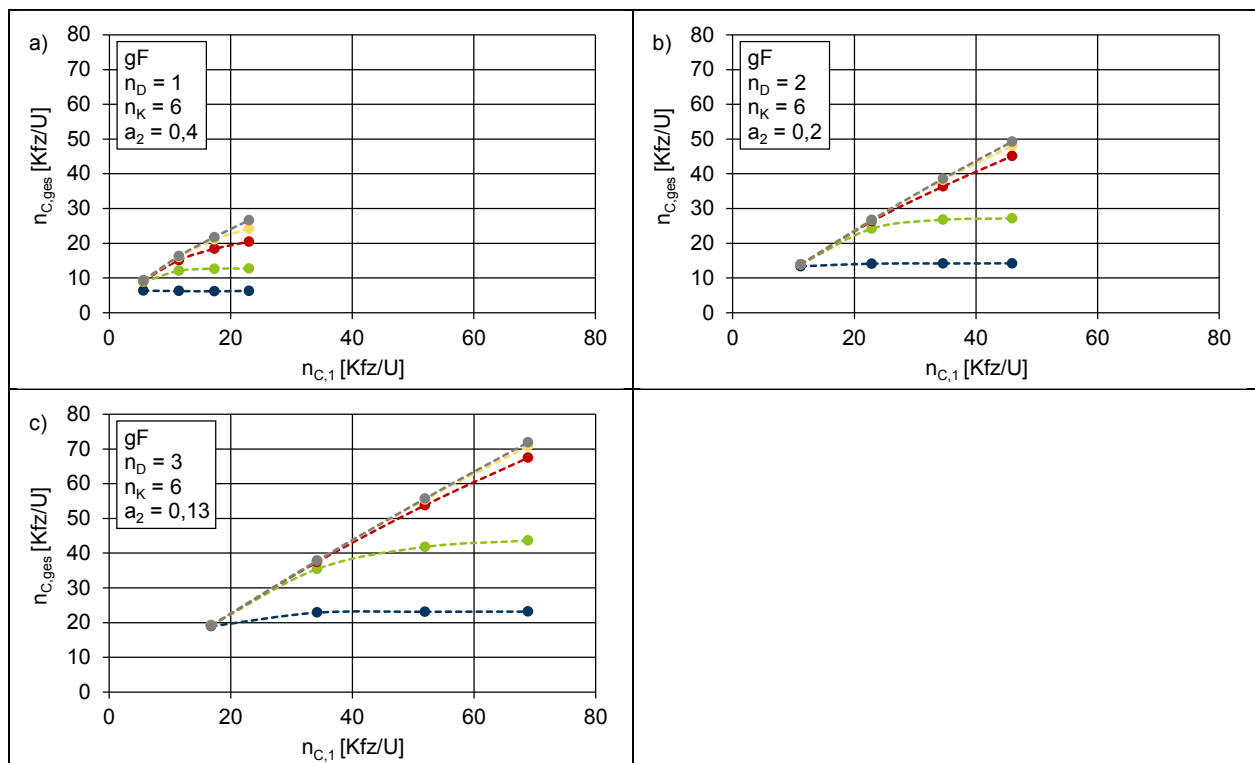


Bild 6-6: Umlaufkapazitäten an Zufahrten mit a) einem, b) zwei und c) drei durchgehenden Fahrstreifen für $n_K = 6$ und gleichzeitige Freigabe (Legende siehe Bild 6-1)

In Bild 6-7 ist der Vergleich der simulierten Zufahrtskapazitäten pro Umlauf für $n_D = 2$ und $n_D = 3$ mit hochgerechneten Kapazitäten aus der Betrachtung mit $n_D = 1$ dargestellt. Dabei wurde die Hochrechnung für die entsprechende Fahrstreifenaufteilung mit $n_{C,ges,Sim}(n_D = 1) + n_{C,1}$ bzw. $n_{C,ges,Sim}(n_D = 1) + 2 \cdot n_{C,1}$ durchgeführt. In der Rechnung wird somit unterstellt, dass ein zusätzlicher Fahrstreifen die Umlaufkapazität der Zufahrt mit seiner eigenen Umlaufkapazität unbeeinflusst erhöht. Es zeigt sich, dass die Kapazitäten insgesamt sehr gut durch diese Hochrechnung beschrieben werden können, was bestätigt, dass die zusätzlichen Fahrstreifen kaum durch den kurzen Aufstellstreifen beeinflusst werden. Für die Szenarien mit einer nicht gleichzeitigen Freigabe erreichen die zusätzlichen Fahrstreifen teilweise nicht ihre volle Kapazität, sodass die berechnete Kapazität hier etwas höher liegt. Bei sehr geringen Kapazitäten des Aufstellstreifens bzw. sehr kurzen Freigabezeiten für den kurzen Aufstellstreifen $t_{F,2}$ und vergleichsweise langen Freigabezeiten für die durchgehenden Fahrstreifen $t_{F,1}$ wird auch bei Fahrstreifen mit mehr als einem durchgehenden Fahrstreifen die gesamte Zufahrt blockiert. Die Ergebnisse weichen dann stark von den hochgerechneten Umlaufkapazitäten ab. In der Simulation erreichte der Rückstau dann den Zuflussquerschnitt und war damit deutlich länger als 350 m. Dieses Phänomen kann auch im realen Verkehrsablauf beobachtet werden. Ein extremer Rückstau eines kurzen Aufstellstreifens führt oftmals aufgrund von Fahrstreifenwechseln zur Blockade aller Fahrstreifen der Zufahrt oder auch angrenzender Knotenpunkte.

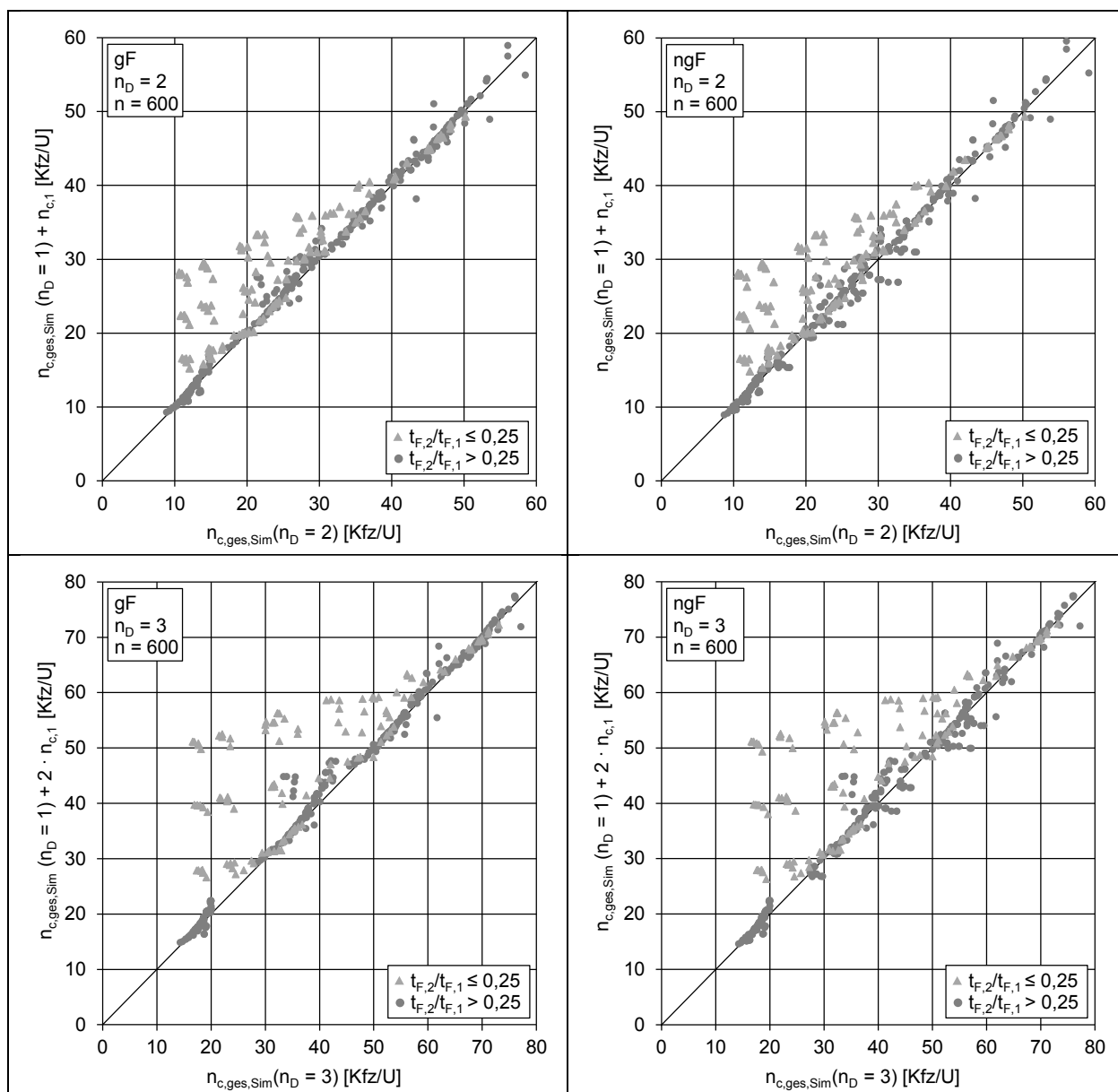


Bild 6-7: Vergleich der simulierten Zufahrtkapazität pro Umlauf und der Hochrechnung aus den simulierten Ergebnissen bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF) sowie zwei ($n_D = 2$) und drei ($n_D = 3$) durchgehenden Fahrstreifen

6.4 Ableitung eines Verfahrens zur Berechnung der Kapazität von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen

6.4.1 Neukalibrierung und Vereinfachung des aktuellen Berechnungsverfahrens

Im HBS 2015 ist nur ein Berechnungsverfahren für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen und einem zusätzlichen kurzen Aufstellstreifen enthalten. Stromabwärts des Abzweigpunkts sind also zwei Fahrstreifen vorhanden, die von zwei unterschiedlichen Fahrtrichtungen benutzt werden können. Stromaufwärts des Abzweigpunkts steht nur ein Fahrstreifen für alle Fahrtrichtungen zur Verfügung. Die Kapazitäten je Umlauf können dann mit Gleichung (2-30) für die gleichzeitige bzw. Gleichung (2-31) für die nicht gleichzeitige Freigabe der beiden Fahrstreifen berechnet werden.

In Gleichung (2-30) und Gleichung (2-31) dürfen die Nenner nicht gleich 0 sein. Da zum Teil eine Potenzrechnung mit großen Exponenten durchgeführt wird, können die Werte der Nenner sehr klein sein. In solchen extremen Fällen gilt die Randbedingung 5 in Tab. 2-4.

Grundsätzlich können Gleichung (2-30) und Gleichung (2-31) mit den hier ermittelten Simulationsergebnissen bestätigt werden (vgl. Bild 6-2). Die geringfügigen Abweichungen sind maßgeblich auf den deutlich größeren Datensatz der vorliegenden Untersuchung und eine gewisse Streuung der Simulationsergebnisse zurückzuführen. Anzumerken ist auch, dass die Simulationsergebnisse gezeigt haben, dass die im HBS 2015 verwendete Formel auch für die gleichzeitige Freigabe mit unterschiedlich langen Freigabezeiten angewendet werden kann und die Position der Freigabe des kurzen Aufstellstreifens bei der nicht gleichzeitigen Freigabe (vor oder nach den durchgehenden Fahrstreifen) keine Auswirkung auf die Umlaufkapazität hat (vgl. Kapitel 6.3).

Die Parameter in Gleichung (2-30) und Gleichung (2-31) können mit den neuen Simulationsergebnissen erneut kalibriert werden. Die neuen Parameter für Gleichung (2-30) sind $a = 0,290$ und $b = 1,428$. Für Gleichung (2-31) ergeben sich die neuen Parameter $c = 0,066$, $d = 2,632$ und $e = 1,733$. Die durch die neue Kalibrierung erreichte Verbesserung der Anpassungsgüte ist aber recht gering (Bild 6-8).

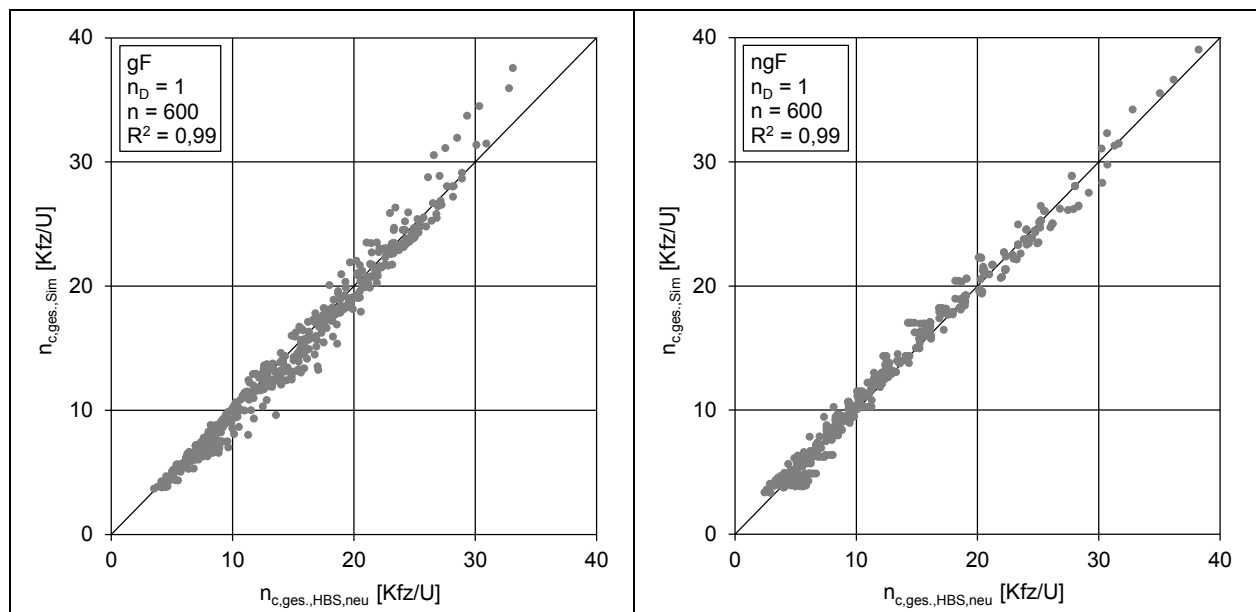


Bild 6-8: Vergleich der simulierten und nach Gleichung (2-30) bzw. Gleichung (2-31) mit neu kalibrierten Parametern berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)

Mögliche Vereinfachungen des Verfahrens

1) Reduzierung der Anzahl der Parameter (konstanter Parameter m)

Als erste Möglichkeit zur Vereinfachung des Verfahrens im HBS 2015 wurde geprüft, ob sich die Anzahl der Parameter in Gleichung (2-30) und Gleichung (2-31) reduzieren lässt. Z. B. kann der Parameter m als eine Konstante betrachtet werden. Die Kalibrierung führte zu einem Parameter $m = 8$ für Gleichung (2-30). Daraus ergibt sich eine vereinfachte Darstellung der Gleichung (2-30):

$$n_{c,gF} = \frac{1}{\left[\left(\frac{a_1}{n_{c,1}} \right)^{1+0,125n_k} + \left(\frac{a_2}{n_{c,2}} \right)^{1+0,125n_k} \right]^{\frac{1}{1+0,125n_k}}} \quad (6-1)$$

Für Gleichung (2-31) ergibt sich ein konstanter Parameter $m = 0,646$ und $e = 1,622$. Gleichung (2-31) reduziert sich dann zu:

$$n_{c,ngF} = \frac{1}{\left[\left(\frac{a_1}{n_{c,1}^*} \right)^{1+1,548n_K} + \left(\frac{a_2}{n_{c,2}^*} \right)^{1+1,548n_K} \right]^{\frac{1}{1+1,548n_K}}} \quad (6-2)$$

mit

$$n_{c,1}^* = \left(\frac{a_1 \cdot a_2}{2 + a_1 \cdot n_K^{1,622}} + \frac{1}{n_{c,1}} \right)^{-1} \quad [\text{Kfz/Umlauf}]$$

$$n_{c,2}^* = \left(\frac{a_1 \cdot a_2}{2 + a_2 \cdot n_K^{1,622}} + \frac{1}{n_{c,2}} \right)^{-1} \quad [\text{Kfz/Umlauf}]$$

Mit weniger Parametern ist die Güte der Anpassung zwangsläufig schlechter (Bild 6-9). Jedoch muss berücksichtigt werden, dass hier für die gleichzeitige Freigabe beider Fahrtrichtungen auch die Freigabezeiten mit unterschiedlichen Werten simulierten wurden. Wenn nur identische Freigabezeiten beider Fahrtrichtungen betrachtet werden, was einen häufigen Anwendungsfall darstellt (Signalisierung mit einer Signalgruppe per Vollscheibe), sind die Unterschiede zwischen den Simulations- und Modellergebnissen sehr gering, was in Bild 6-12 dargestellt ist.

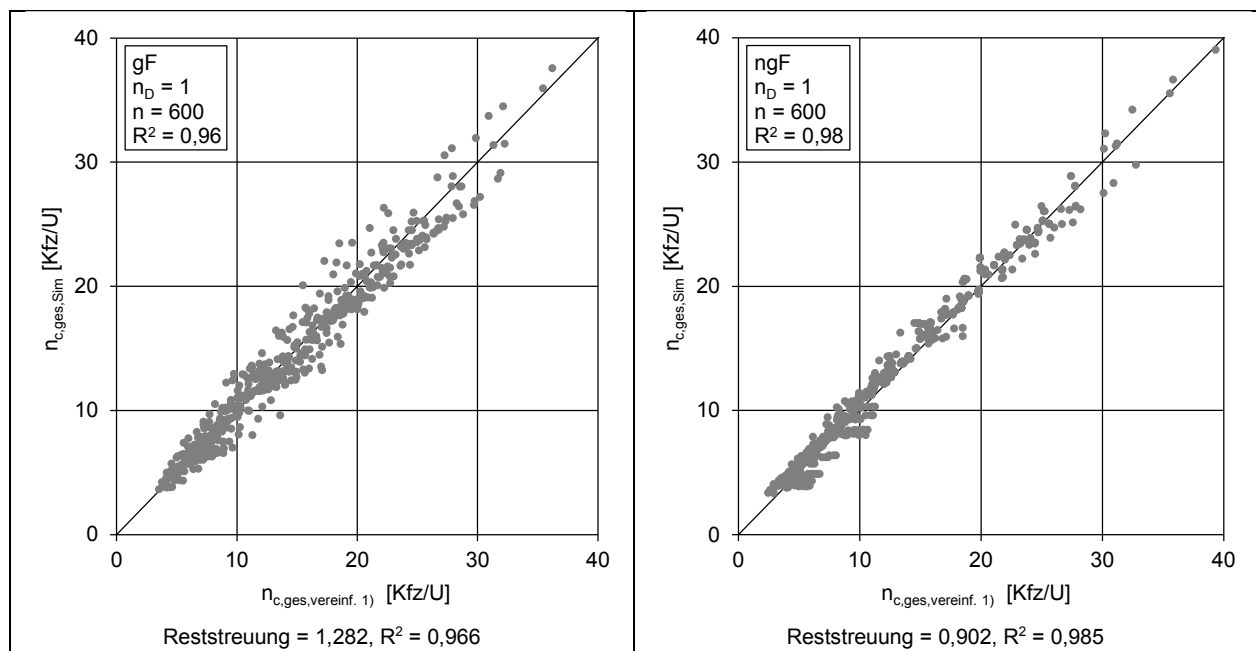


Bild 6-9: Vergleich der simulierten und nach Gleichung (6-1) bzw. Gleichung (6-2) (vereinfachtes Modell: konstanter Parameter m) berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)

2) Vereinfachtes Verfahren anhand einer Zufluss-Abfluss-Analyse

Die Umlaufkapazitäten der Zufahrten mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen können anhand einer Zufluss-Abfluss-Analyse unter Berücksichtigung der Randbedingungen getrennt für die Bereiche vor und hinter dem Abzweigpunkt ermittelt werden. Die Vorgehensweise entspricht im Grundsatz dem Ansatz in BRILON et al. (1994). Dieser Ansatz ist überwiegend deterministisch und berücksichtigt nicht vollständig die stochastischen Eigenschaften des Verkehrsflusses. Dies kann zum Teil zur Überschätzung und zum Teil auch zur Unterschätzung der resultierenden Kapazität je Umlauf führen.

Anstelle der Gleichung (2-30) kann die Umlaufkapazität für eine gleichzeitige Freigabe der Fahrstreifen vereinfacht wie folgt angegeben werden:

$$n_{c,gF} = \min\left(\frac{n_{K,1}}{a_1}; \frac{n_{K,2}}{a_2}\right) + \left[\max\left(0; \frac{t_{F,1} + t_{F,2}}{2} - \min\left(\frac{\min(n_{K,1}; n_{c,1})}{q_{s,1}}; \frac{\min(n_{K,2}; n_{c,2})}{q_{s,2}}\right)\right) \right] \cdot q_{s,m} \quad (6-3)$$

mit

$n_{c,gF}$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus dem Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen bei gleichzeitiger Freigabe (gF) abfließenden Fahrzeuge [Kfz/Umlauf]

a_1, a_2 = Verkehrsstärkeanteile der beiden Fahrtrichtungen 1 und 2 [-]

$n_{c,1}, n_{c,2}$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus dem Aufstellstreifen 1 und 2 als getrennte Fahrstreifen mit unendlicher Länge abfließenden Fahrzeuge [Kfz/Umlauf]

= C_1/n_U bzw. C_2/n_U

$n_{K,1}, n_{K,2}$ = Anzahl der Aufstellplätze in den kurzen Aufstellstreifen stromabwärts des Abzweigpunkts [Kfz]

$q_{s,1}, q_{s,2}$ = Sättigungsverkehrsstärke der Aufstellstreifen 1 und 2 des Fahrstreifens mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen [Kfz/s]

$q_{s,m}$ = Sättigungsverkehrsstärke am Abzweigpunkt [Kfz/s]

$$= \left(\frac{a_1}{q_{s,1}} + \frac{a_2}{q_{s,2}} \right)^{-1}$$

Gleichung (6-3) gilt auch für unterschiedliche Längen $n_{K,1}$ und $n_{K,2}$ der kurzen Fahrstreifen vor dem Abzweigpunkt. Für $n_{K,1} = n_{K,2} = n_K$ folgt:

$$n_{c,gF} = \min\left(\frac{n_K}{a_1}; \frac{n_K}{a_2}\right) + \left[\max\left(0; \frac{t_{F,1} + t_{F,2}}{2} - \min\left(\frac{\min(n_K; n_{c,1})}{q_{s,1}}; \frac{\min(n_K; n_{c,2})}{q_{s,2}}\right)\right) \right] \cdot q_{s,m} \quad (6-4)$$

Das erste Glied der Gleichung stellt die Kapazität je Umlauf beider Fahrstreifen im Bereich der kurzen Aufstellstreifen stromabwärts des Abzweigpunkts dar. Das zweite Glied beschreibt die Kapazität je Umlauf des durchgehenden Fahrstreifens stromaufwärts des Abzweigpunkts.

Als Obergrenze der möglichen Umlaufkapazitäten der Zufahrt gilt für Gleichung (6-3) und Gleichung (6-4) die allgemeine Randbedingung:

$$n_{c,gF} \leq \min\left(\frac{n_{c,1}}{a_1}; \frac{n_{c,2}}{a_2}\right)$$

Die Umlaufkapazitäten nach Gleichung (6-3) und Gleichung (6-4) müssen gegebenenfalls mit der Randbedingung gedeckelt werden.

Anstelle von Gleichung (2-31) kann die Kapazität je Umlauf für eine nicht gleichzeitige Freigabe vereinfacht wie folgt angegeben werden:

$$n_{c,ngF} = \min \begin{cases} \frac{n_{K,1}}{a_1} + \frac{1+a_1}{a_1 a_2} \\ \frac{n_{K,2}}{a_2} + \frac{1+a_2}{a_1 a_2} \end{cases} \quad (6-5)$$

Für $n_{K,1}$ und $n_{K,2} = n_K$ gilt dann:

$$n_{c,ngF} = \min \begin{cases} \frac{n_K}{a_1} + \frac{1+a_1}{a_1 a_2} \\ \frac{n_K}{a_2} + \frac{1+a_2}{a_1 a_2} \end{cases} \quad (6-6)$$

mit

$n_{c,ngF}$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus dem Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen bei nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF) abfließenden Fahrzeuge [Kfz/Umlauf]

a_1, a_2 = Verkehrsstärkeanteile der beiden Fahrtrichtungen 1 und 2 [-]

$n_{c,1}, n_{c,2}$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus dem Aufstellstreifen 1 und 2 als getrennte Fahrstreifen mit unendlicher Länge abfließenden Fahrzeuge [Kfz/Umlauf]

= C_1/n_U bzw. C_2/n_U

$n_{K,1}, n_{K,2}$ = Anzahl der Aufstellplätze in den kurzen Aufstellstreifen stromabwärts des Abzweigpunkts [Kfz]

Das erste Glied der Gleichung stellt ebenfalls die Kapazität je Umlauf beider Fahrstreifen im Bereich der kurzen Aufstellstreifen dar. Das zweite Glied beschreibt die Kapazität je Umlauf des durchgehenden Fahrstreifens hinter dem Abzweigpunkt mit Berücksichtigung der gegenseitigen Blockierung aufgrund der Überstauung der kurzen Fahrstreifen.

Als Obergrenze der möglichen Umlaufkapazität der gesamten Zufahrt gilt für Gleichung (6-5) und Gleichung (6-6) ebenfalls die allgemeine Randbedingung:

$$n_{c,ngF} \leq \min\left(\frac{n_{c,1}}{a_1}, \frac{n_{c,2}}{a_2}\right)$$

In Bild 6-10 sind die Ergebnisse der beiden Gleichungen (6-4) und (6-6) zusammen mit den Simulationsergebnissen dargestellt. Erwartungsgemäß ist die Güte der Anpassung schlechter als für die vorherigen Ansätze. Die Anpassung kann aber aus pragmatischer Sicht noch als hinreichend genau für praktische Anwendungen angesehen werden, da keine signifikanten Fehleinschätzungen erfolgen. Besonders für den Fall von identischen Freigabezeiten (Signalisierung in einer Signalgruppe per Vollscheibe) wird eine gute Abbildung der Umlaufkapazitäten erreicht.

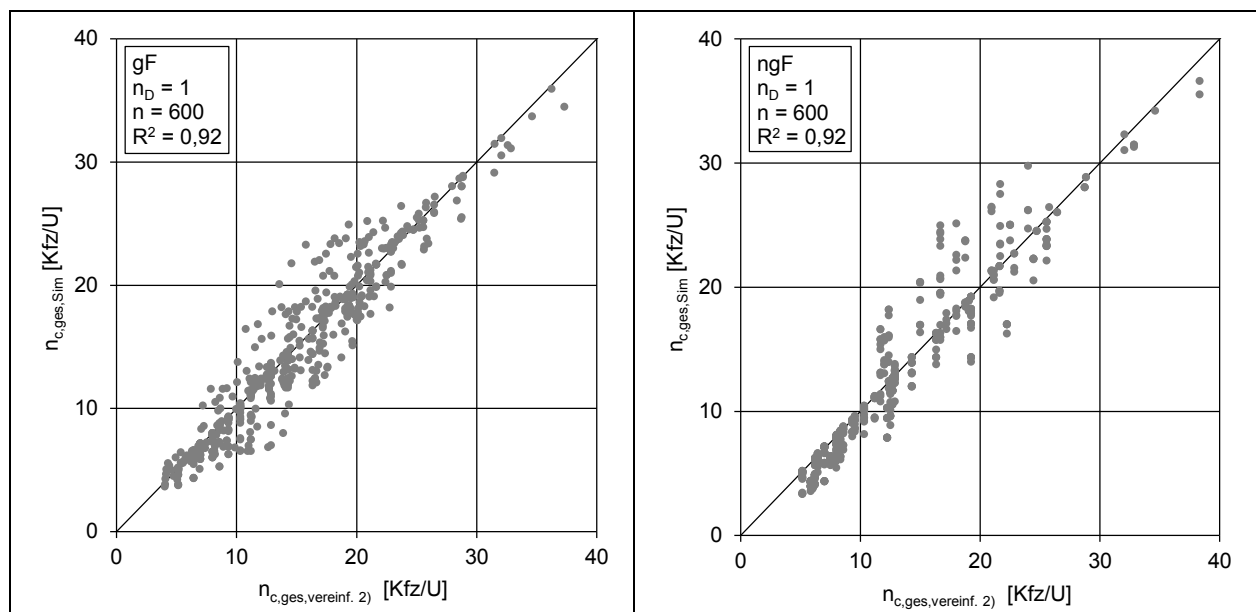


Bild 6-10: Vergleich der simulierten und nach Gleichung (6-4) bzw. Gleichung (6-6) (vereinfachtes Modell: Zufluss-Abfluss-Analyse) berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)

3) Ansatz des HBS 2001 als vereinfachtes Verfahren

Der Ansatz im HBS 2001 (Gleichung (2-25) und Gleichung (2-26)) stellt ebenfalls ein vereinfachtes Verfahren dar. Bereits aus theoretischer Sicht kann der Ansatz als nicht hinreichend genau bewertet werden, da nicht alle der notwendigen Randbedingungen (vgl. Tab. 2-4) erfüllt werden. Die Ergebnisse nach Gleichung (2-25) und Gleichung (2-26) müssen mit der fünften allgemeinen Randbedingung gedeckelt werden.

In Bild 6-11 sind die Ergebnisse der Gleichung (2-25) und Gleichung (2-26) mit den Simulationsergebnissen bereits unter Berücksichtigung der notwendigen Randbedingung gegenübergestellt. Erwartungsgemäß ist die Güte der Anpassung zu den Simulationsergebnissen sehr schlecht. Auch mit der Berücksichtigung der Deckelung über die Randbedingung können keine zufriedenstellenden Ergebnisse erreicht werden. Der Ansatz im HBS 2001 kann die simulierten Umlaufkapazitäten nicht wiedergeben und wird daher nicht weiter betrachtet.

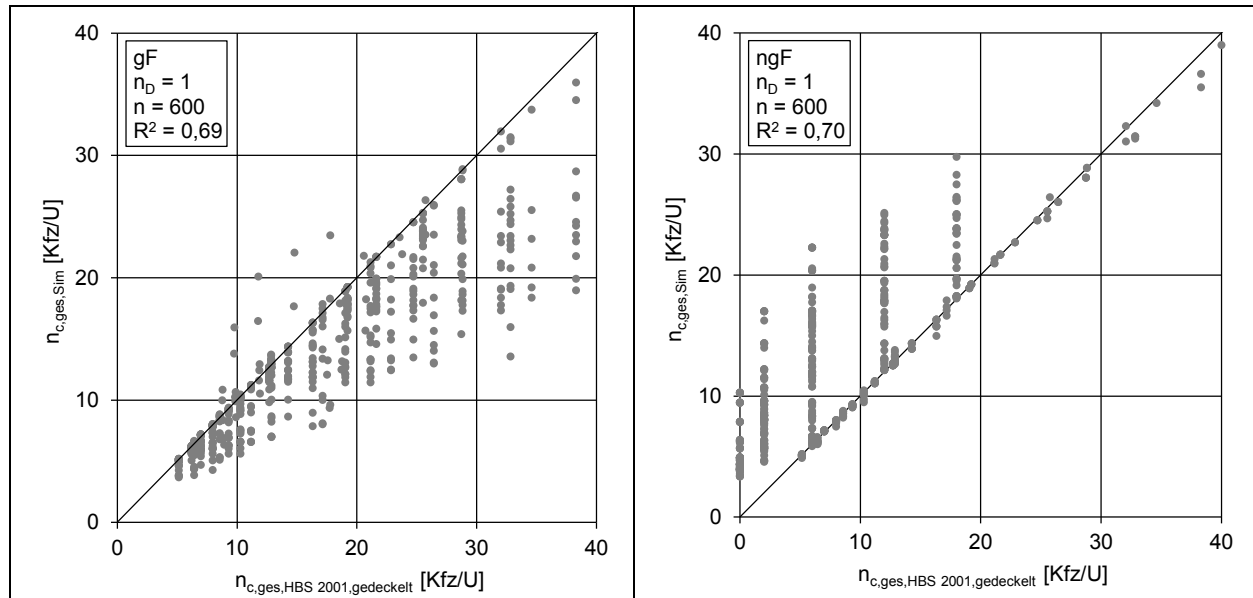


Bild 6-11: Vergleich der simulierten und nach dem HBS 2001 mit Gleichung (2-26) bzw. Gleichung (2-28) berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) unter Berücksichtigung der notwendigen Randbedingung bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)

Sonderfall bei gleichzeitiger Freigabe mit identischen Freigabezeiten für beide Fahrtrichtungen

Das Verfahren des HBS 2015 wurde nur für identische Freigabezeiten für beide Fahrtrichtungen bei gleichzeitiger Freigabe kalibriert. Es ist sinnvoll zu analysieren, wie sich die hier neu formulierten Ansätze in diesem Sonderfall gegenüber dem Verfahren im HBS 2015 verhalten, da in der Praxis in vielen Fällen beide Fahrtrichtungen nur mit einer Signalgruppe (Vollscheibe) gesteuert werden und daher wirklich identischen Freigabezeiten untergeordnet sind. In Bild 6-12 ist ein Vergleich des Ansatzes des HBS 2015 nach Gleichung (2-30) und der neuen Ansätze (Gleichung (6-1) und Gleichung (6-4)) mit den Simulationsergebnissen für diesen Sonderfall dargestellt. Die Anpassungsgüte aller Ansätze ist hier sehr hoch, sodass keine klare Empfehlung einer Vorzugsvariante abgeleitet werden kann. Bemerkenswert ist, dass mit dem deterministischen Ansatz nach Gleichung (6-4) die beste Abbildung der Umlaufkapazität erreicht wird.

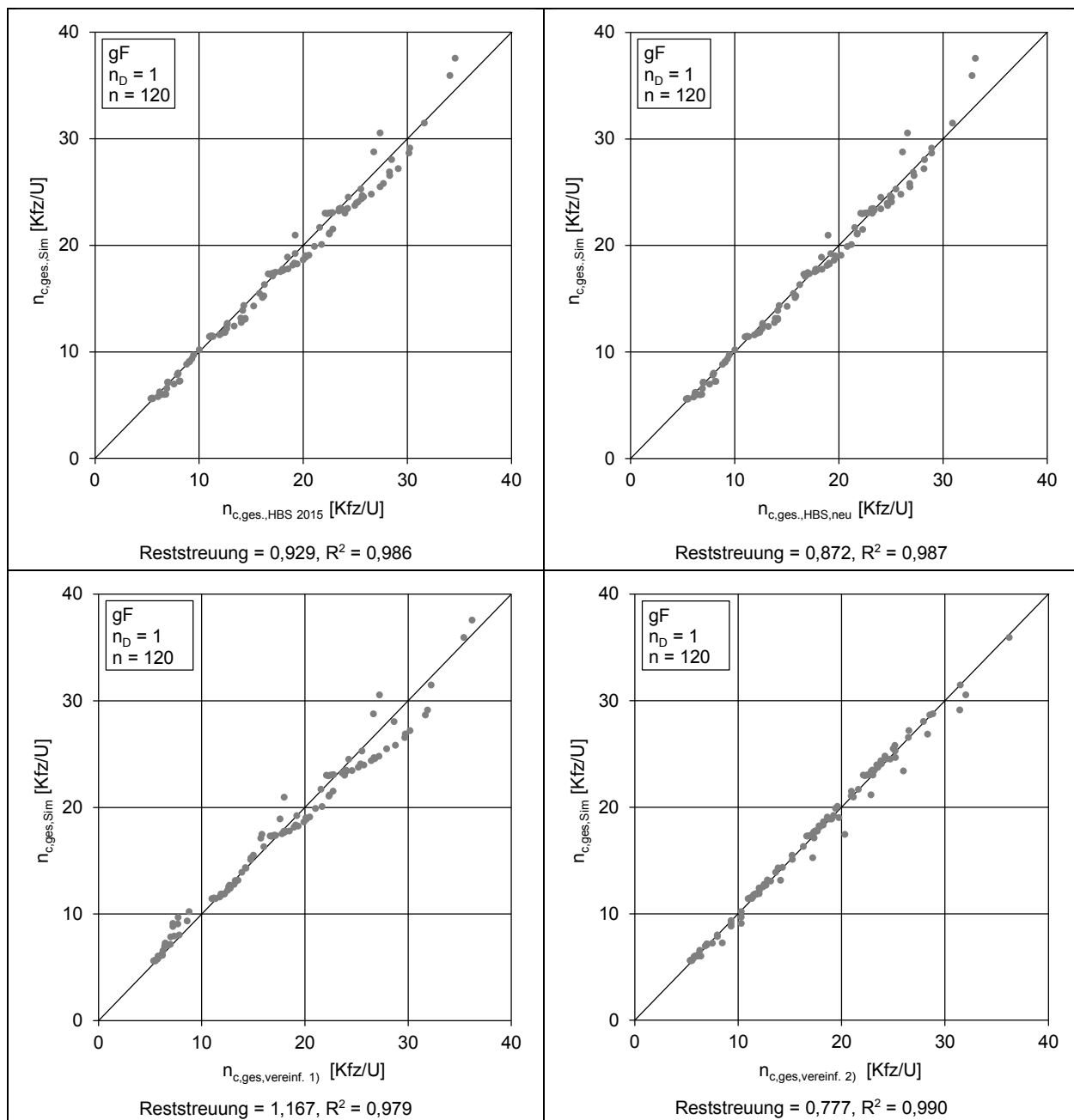


Bild 6-12: Vergleich der simulierten und berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) für den Sonderfall $t_{F,1} = t_{F,2}$ für a) HBS 2015, Gleichung (2-30), b) HBS neu kalibriert, Gleichung (2-30), c) vereinfachte HBS-Lösung mit $m = \text{konstant}$, Gleichung (6-1) und d) vereinfachte Lösung der Zufluss-Abfluss-Analyse, Gleichung (6-4)

6.4.2 Zufahrten mit mehr als einem durchgehenden Fahrstreifen und zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen

In einer Zufahrt mit mehr als einem durchgehenden Fahrstreifen und einem zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen kann in der Regel nur ein durchgehender Fahrstreifen durch Überstauung eines kurzen Aufstellstreifens blockiert werden. Daher können die Kapazitäten der nicht blockierten durchgehenden Fahrstreifen fast immer voll ausgeschöpft werden. In Kapitel 6.3 sind die Auswirkungen eines zweiten und dritten durchgehenden Fahrstreifens analysiert worden. Nur bei sehr niedriger Umlaufkapazität einer der beiden Fahrtrichtungen kann die Gesamtzufahrt blockiert werden. Dies kann jedoch durch Berücksichtigung der Randbedingung abgefangen werden. Die hier betrachtete Fahrstreifenkonfiguration ist dann nicht mehr

symmetrisch. Die durchgehende Fahrtrichtung wird mit dem Index 1 und der kurze Aufstellstreifen mit dem Index 2 bezeichnet.

Nach dem Vergleich der simulierten Umlaufkapazitäten in Zufahrten mit nur einem durchgehenden Fahrstreifen und den simulierten Umlaufkapazitäten in Zufahrten mit mehr als einem Fahrstreifen in Kapitel 6.3, kann für die gleichzeitige sowie nicht gleichzeitige Freigabe folgende allgemeine Formulierung für die Umlaufkapazitäten einer mehrstreifigen Zufahrt aufgestellt werden:

$$n_{c,n_D}(a_2) = n_{c,n_D}(n_D \cdot a_2) + \sum_{n=2}^{n_D} n_{c,1,n} \quad (6-7)$$

Auch hier gilt die allgemeine Randbedingung, welche auf die Mehrstreifigkeit angepasst wurde:

$$n_{c,n_D} \leq \min \left(\frac{n_{c,2}}{a_2}, \frac{\sum_{n=1}^{n_D} n_{c,1,n}}{a_1} \right)$$

mit

$n_{c,n_D}(a_2)$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus der Zufahrt mit n_D durchgehenden Fahrstreifen und zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen abfließenden Fahrzeuge (Verkehrsstärkeanteil a_2 der Fahrtrichtung 2) [Kfz/Umlauf]

$n_{c,n_D}(n_D \cdot a_2)$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus einem durchgehenden Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen abfließenden Fahrzeuge (Verkehrsstärkeanteil $n_D \cdot a_2$ der Fahrtrichtung 2) [Kfz/Umlauf]

a_1, a_2 = Verkehrsstärkeanteile der Fahrtrichtungen 1 und 2 in der Zufahrt [-]

$n_{c,1,n}$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus einem der n_D Fahrstreifen der Fahrtrichtung 1 (betrachtet als getrennter Fahrstreifen mit unendlicher Länge) abfließenden Fahrzeuge [Kfz/Umlauf]

$n_{c,2,n}$ = maximale Anzahl der in einem Umlauf aus dem Fahrstreifen der Fahrtrichtung 2 (betrachtet als getrennter Fahrstreifen mit unendlicher Länge) abfließenden Fahrzeuge [Kfz/Umlauf]

n_D = Anzahl der durchgehenden Fahrstreifen (Fahrtrichtung 1) [-]

In Bild 6-13 sind die Ergebnisse der Gleichung (6-7) für $n_D = 2$ und $n_D = 3$ zusammen mit den Simulationsergebnissen dargestellt. Die Güte der Anpassung ist sehr gut und die Abweichungen sind für praktische Anwendungen nicht signifikant. Das Modell kann somit einfach für diese Anwendungsfälle erweitert werden.

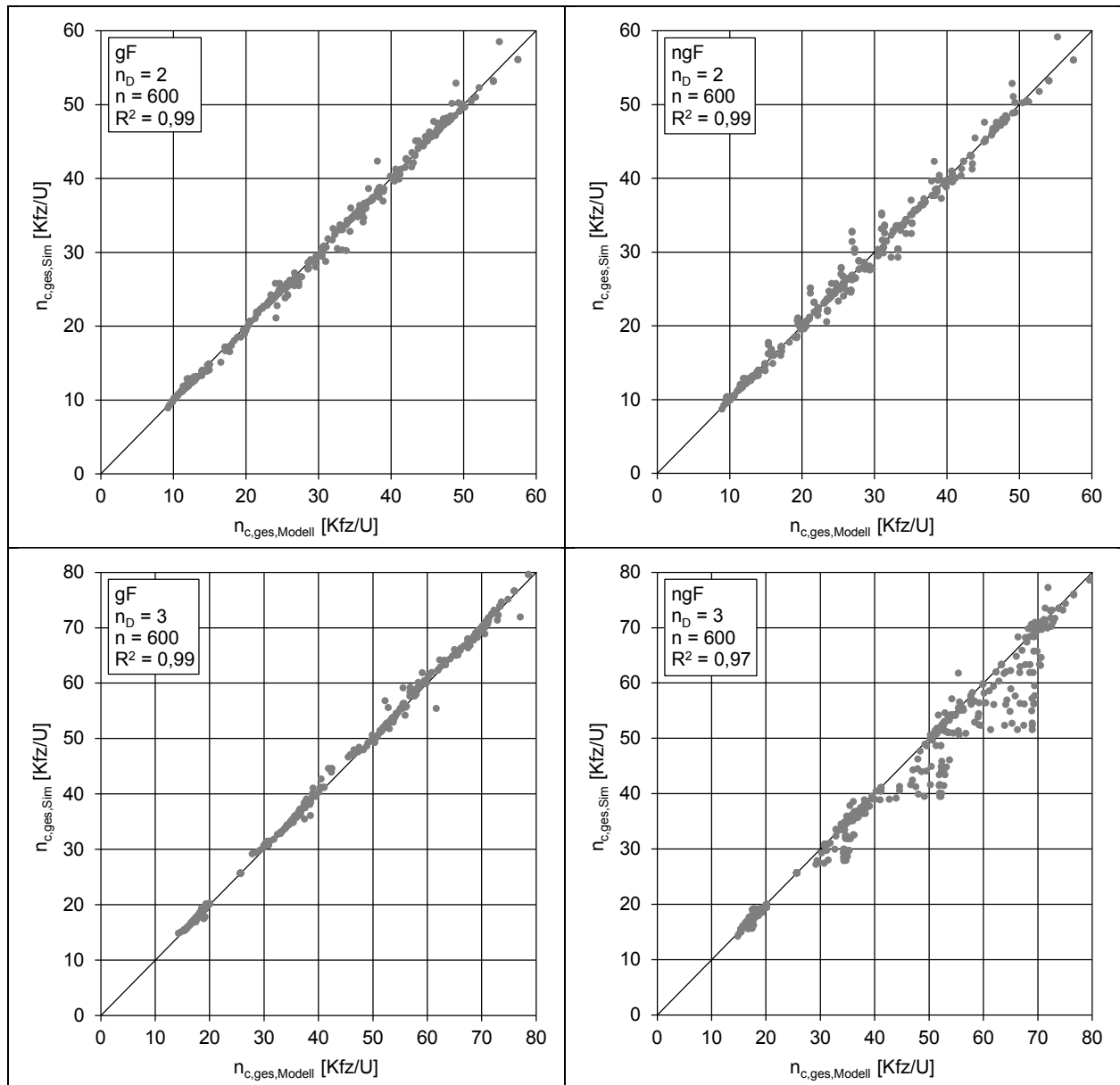


Bild 6-13: Vergleich der simulierten und nach Gleichung (6-7) berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF) sowie zwei ($n_D = 2$) und drei ($n_D = 3$) durchgehenden Fahrstreifen

Es ist anzumerken, dass in der Simulation allen durchgehenden Fahrstreifen die gleiche Grundkapazität zugewiesen wurde. In der Praxis können die einzelnen durchgehenden Fahrstreifen auch unterschiedliche Grundkapazitäten aufweisen. Der äußere rechte durchgehende Fahrstreifen könnte z. B. als Mischfahrstreifen ausgeführt sein. In diesem Zusammenhang kann als Näherung ein kurzer Aufstellstreifen für die Rechtsabbieger in Gleichung (6-7) integriert werden. Die Grundkapazität des angrenzenden durchgehenden Fahrstreifens kann im Voraus als Kapazität eines Mischfahrstreifens mit kurzem Aufstellstreifen berechnet werden.

Die realisierbaren Kapazitäten der einzelnen Fahrstreifen (Fahrrichtungen) sind wie folgt zu ermitteln:

$$n_{c,1}^* = a_1 \cdot n_{c,n_D} \quad (6-8)$$

$$n_{c,2}^* = a_2 \cdot n_{c,n_D} \quad (6-9)$$

Der Anteil der Kapazität des durchgehenden Fahrstreifens n ist dann:

$$a_{FS,n} = \frac{n_{c,1,n}}{\sum_{n=1}^{n_D} n_{c,1,n}} \quad (6-10)$$

mit

$$n_{c,1,n=1} = n_{c,n_D=1} (n_D \cdot a_2) = \text{Kapazität des ersten durchgehenden Fahrstreifens als Mischfahrstreifen}$$

Der durchgehende Fahrstreifen n hat die realisierbare Kapazität:

$$n_{FS,n}^* = a_{FS,n} \cdot n_{c,n_D} \quad (6-11)$$

Für die Weiterführung des Verfahrens kann die gesamte Verkehrsstärke $q_1 + q_2$ proportional zu den Kapazitäten der einzelnen durchgehenden Fahrstreifen aufgeteilt werden, um z. B. die Wartezeit zu berechnen. Dies entspricht dem Prinzip, dass die Auslastungsgrade aller durchgehenden Fahrstreifen gleichgesetzt werden. Die Verkehrsstärken auf den einzelnen durchgehenden Fahrstreifen lauten:

$$q_{FS,n} = a_{FS,n} \cdot (q_1 + q_2) \quad (6-12)$$

Auf dem ersten durchgehenden Fahrstreifen ist die Verkehrsstärke der Fahrtrichtung 1 enthalten. Daher lautet die Verteilung der Verkehrsstärke der Fahrtrichtung 2 auf den durchgehenden Fahrstreifen n wie folgt:

$$q_n = \begin{cases} q_{FS,n=1} - q_2 & \text{für } n=1 \\ q_{FS,n} & \text{sonst} \end{cases} \quad (6-13)$$

7 Instationarität an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage

7.1 Definition von Zuflussganglinien auf der Basis von Realdaten

Um den Einfluss der Instationarität in der Simulation zu analysieren und die Formen der standardmäßig definierten Zuflussganglinien nach LEYN (2016) zu überprüfen, erfolgte eine Definition von Zuflussganglinien anhand von empirischen Daten, die im Zuge verschiedener Zählungen an realen signalisierten innerörtlichen sowie außerörtlichen Knotenpunkten generiert wurden. Insgesamt wurden über 500 Zufahrten in den Städten Mönchengladbach, Krefeld, Hamm, Meerbusch und Wuppertal für die Morgen- und/oder Nachmittagsspitzenstunde betrachtet. Ziel war es, den Anteil der Verkehrsstärken in 15-Minuten-Intervallen in den Spitzenstunden an den Gesamtverkehrsstärken in der Spitzenstunde zu berechnen und die sich ergebenden Verhältnisse zu analysieren. Ein Zeitraum von 30 Minuten vor und nach der Spitzenstunde wurde ebenfalls betrachtet. Die Verkehrsstärken in den 15-Minuten-Intervallen vor und nach der Spitzenstunde wurden ebenso auf die Spitzenstunde bezogen. Eine Unterscheidung nach Fahrzeugarten (Pkw, Lkw/Bus, LkwK) erfolgte nicht.

Um zu überprüfen, ob die Instationarität durch lokale Einflüsse wie den Abstand zu einem vorgelagerten unsignalisierten oder signalisierten Knotenpunkt oder die Lage inner- oder außerorts beeinflusst wird, wurden die vorliegenden Daten aus den Zählungen nach verschiedenen Kriterien gruppiert. Für alle Zufahrten galt, dass eine Verkehrsbelastung von mindestens 200 Kfz/h vorliegen musste. Zunächst wurden die Daten anhand der Lage der Knotenpunkte differenziert, sodass jeweils eine Auswertung für innerörtliche und außerörtliche Knotenpunkte erfolgte. Anschließend wurde danach unterschieden, ob an den Knotenpunkten Wohnbebauung vorhanden ist sowie ob der vorgelagerte Knotenpunkt signalisiert oder unsignalisiert ist. Für vorgelagerte signalisierte Knotenpunkte wurde zusätzlich die Distanz zwischen den beiden Knotenpunkten erhoben. Hierbei wurde danach differenziert, ob der Abstand zum vorgelagerten Knotenpunkt kleiner oder größer als 200 m ist, um den direkten Einfluss benachbarter Knotenpunkte zu berücksichtigen. Zuflussganglinien wurden lediglich dann abgeleitet, wenn die zuvor genannten Auswertungskriterien auf mindestens zehn Zufahrten zutrafen, wobei fünf Kombinationen verworfen wurden.

Die abgeleiteten Zuflussganglinien für die Verkehrsstärken in 15-Minuten-Intervallen zeigen, dass in allen betrachteten Fällen eine gewisse Instationarität während der Morgenspitzenstunde vorliegt (vgl. Beispiel in Bild 7-1, weitere Randbedingungen sind im Anhang D dargestellt). Bezogen auf die Mediane ähnelt der Verlauf der relativen Verkehrsstärke in den 15-Minuten-Intervallen oftmals einer leicht parabelförmigen Ganglinie. In der nachmittäglichen Spitzenstunde schwanken die Mediane in den vier 15-Minuten-Intervallen sehr gering.

Da die Auswertungen für die Morgen- und Nachmittagsspitzenstunde folglich trotz gleicher lokaler Einflüsse, wie dem Abstand zu einem vorgelagerten unsignalisierten oder signalisierten Knotenpunkt oder der Lage inner- oder außerorts, verschieden sind (siehe Ausprägung der Boxplots) und nicht die gleiche bzw. eine ähnliche Ganglinie auftritt, haben die zuvor festgelegten Kriterien keinen Einfluss auf die Instationarität an einem signalisierten Knotenpunkt. Am selben Knotenpunkt können trotz gleicher lokaler Einflüsse an unterschiedlichen Tagen oder Tageszeiten verschiedene instationäre oder stationäre Verkehrszuflüsse bzw. Ganglinienprofile innerhalb der bemessungsrelevanten Stunde auftreten. Dem HBS 2015 liegt als vereinfachende Annahme eine parabelförmige Ganglinie zugrunde (vgl. Kapitel 2.3.4). Unterschiedliche Formen von Ganglinien können nicht über den Instationaritätsfaktor berücksichtigt werden.

Auch die Betrachtung eines einzelnen Knotenpunktes verdeutlicht diese Eigenschaft des instationären Zuflusses (vgl. Anhang D). Am selben Knotenpunkt erfolgten zwei Erhebungen in den Jahren 2018 und 2019. Der Knotenpunkt wurde in der Zeit zwischen den Erhebungen nicht umgestaltet, sodass beiden Erhebungen die gleichen der zuvor definierten Einflüsse zugrunde lagen. Dennoch traten an allen betrachteten Zufahrten sowohl in der Morgen- als auch in der Nachmittagsspitzenstunde in den beiden Jahren verschiedene Ganglinien auf. Diese Tatsache bestätigt, dass Instationarität nicht aus lokalen geometrischen Einflüssen resultiert, sondern durch die Zufälligkeit im Zufluss des Knotenpunktes entsteht.

Die Auswertung der Ganglinien der über 500 Zufahrten zeigte zudem, dass die standardmäßig definierten Zuflussganglinien nach LEYN (2016) in der Empirie nicht in der Form auftreten, wie sie in der Theorie definiert wurden. Zwar ähneln die Ganglinien optisch oftmals einem der definierten Zuflussganglinientypen, jedoch entsprechen die Anteilswerte der 15-Minuten-Intervalle nicht den definierten Werten, sodass dem Großteil der Ganglinien kein standardisierter Typ zugeordnet werden konnte. Dies verdeutlicht, dass eine

grobe Darstellung von denkbaren Ganglinientypen in der Theorie möglich ist. Durch die in der Realität auftretenden Schwankungen können jedoch nicht alle möglichen Ganglinientypen abgedeckt werden.

Über alle 500 Zufahrten liegt der maximale und minimale Anteil der Verkehrsstärke eines 15-Minuten-Intervalls an der Gesamtverkehrsstärke der Spitzenstunde in der Morgenspitze bei 39 bzw. 12 % sowie in der Nachmittagspitze bei 34 bzw. 16 %. (Bild 7-2). Demzufolge treten in einigen Fällen signifikante Instationaritäten auf.

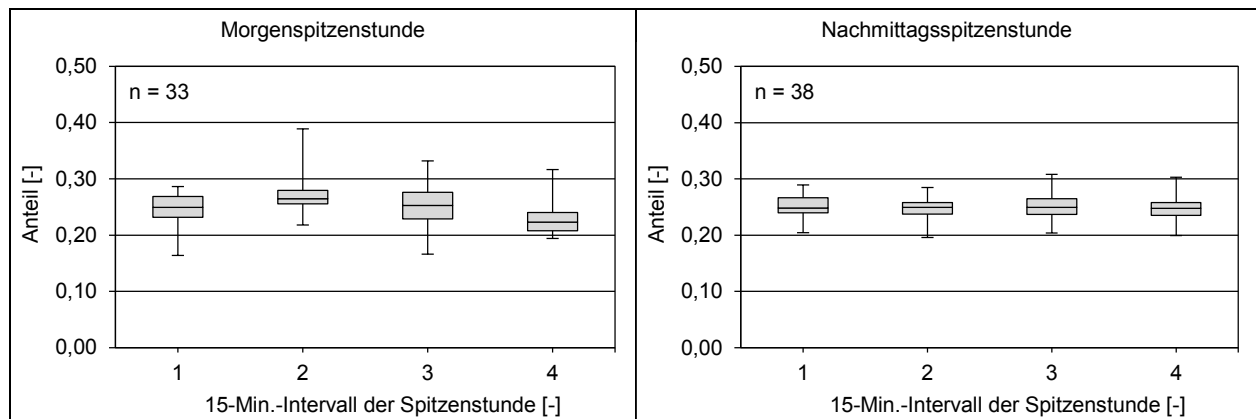


Bild 7-1: Boxplot der Anteile der 15-Min.-Belastungen an der Spitzenstunde für einen innerörtlichen Knotenpunkt mit Wohnbebauung, vorgelagerter Knotenpunkt signalisiert, Abstand vorgelagerter Knotenpunkt ≤ 200 m

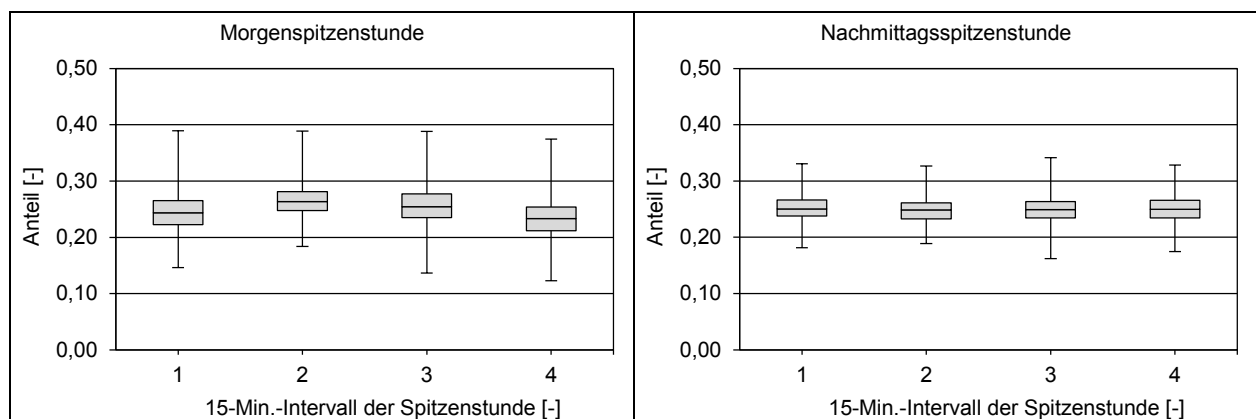


Bild 7-2: Boxplot der Anteile der 15-Min.-Belastungen an der Spitzenstunde über alle betrachteten Zufahrten

7.2 Einfluss von Instationarität unter Standardparametern in der Simulation

Für die Untersuchung des Einflusses eines instationären Verkehrsflusses in der Simulation wurde das Programm PTV Vissim (Version 20.00-11) verwendet. Dabei wurde auf die in PTV Vissim hinterlegten Standardparametereinstellungen für das innerörtliche Fahrverhalten zurückgegriffen. Grundlage des Fahrverhaltens bildet das Fahrzeugfolgmodell WIEDEMANN 74 (vgl. Kapitel 2.4.2).

Für die Simulationsstudie wurde eine einstreifige Strecke mit einer Länge von 1250 m sowie mit einer festzeitgesteuerten LSA angelegt. Die Umlaufzeit für die festzeitgesteuerte LSA betrug 60 s und die Freigabezeit 20 s. Weil vorangegangene Untersuchungen zeigten, dass vor allem bei höheren Auslastungen eine größere Messdistanz erforderlich ist, um die maximale Wartezeit messen zu können, wurde die LSA so positioniert, dass eine Vorlaufstrecke mit einer Länge von 1000 m vorhanden war.

Für den Zufluss wurde eine Fahrzeugzusammensetzung eingepflegt, welche lediglich den Fahrzeugtyp Pkw enthielt. Als Wunschgeschwindigkeitsverteilung wurde die standardmäßig hinterlegte Verteilung für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h verwendet. Um eine umfangreiche Analyse des Einflusses der Instationarität durchführen zu können, wurden verschiedene Lastfälle untersucht. Eingespeist

wurden dabei 400 bis 750 Kfz/h in Schritten von 50 Kfz/h, sodass sowohl eine mittlere Belastung als auch ein gesättigter Verkehrsfluss untersucht wurden.

Ziel der Untersuchung des Einflusses der Instationarität war der Vergleich der Wartezeiten nach dem HBS 2015 und in der Simulation. Um die Wartezeiten in der Simulation messen zu können, wurden im Simulationsmodell Fahrzeug-Reisezeitmessungen definiert, über die eine Verlustzeitmessung erfolgte. Damit eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse der Bemessung nach dem HBS 2015 mit der mikroskopischen Verkehrssimulation gewährleistet werden kann, muss in der Simulation ebenfalls die Verlustzeit, die bis zur Haltlinie entsteht, gemessen werden. Daher wurde die Endposition für die Fahrzeug-Reisezeitmessung auf der Haltlinie (Position 1000 m) angeordnet. Die Startposition für die Verlustzeitmessung war Position 0 m, sodass sich die Verlustzeitmessung über die gesamte Vorlaufstrecke erstreckte.

Um den Einfluss der Instationarität auf die Wartezeit in der Simulation zu untersuchen, wurde unter anderem eine stark abfallende Zuflussganglinie betrachtet, da diese vermeintlich zu signifikant steigenden Wartezeiten während der Spitzenstunde führt und somit den ungünstigsten Fall darstellt (vgl. Kapitel 2.3.4). Zudem wurden eine parabelförmige sowie eine stark ansteigende Zuflussganglinie betrachtet. Durch eine ansteigende Verkehrsbelastung während der Spitzenstunde wächst ebenfalls der Rückstau immer weiter an und kann erst nach dem Ende der Spitzenstunde bei sinkender Verkehrsnachfrage abgebaut werden. Dies kann dazu führen, dass die Wartezeiten nach der Spitzenstunde weiterhin erhöht sind.

Da bisher nicht bekannt ist, ob der durch eine ansteigende oder abfallende Verkehrsbelastung resultierende Rückstau vor und nach der Spitzenstunde in der Simulation mit dem Auswertungswerkzeug der Fahrzeug-Reisezeitmessung berücksichtigt wird, erfolgte eine Simulation der gleitenden Stunde. Die Dauer eines Simulationslaufs betrug dabei 7200 s, wovon eine Stunde den Verkehrszustand in der Spitzenstunde im betrachteten Untersuchungsfall abbildete. Als Vor- und Nachlaufzeit wurden je 30 Minuten angesetzt. Um zu überprüfen, ob – wie im HBS 2015 vorgesehen – alle in der Spitzenstunde einfahrenden Fahrzeuge und damit die gesamte Rückstaulänge bei der Wartezeitberechnung in der Simulation berücksichtigt wird, wurden insgesamt fünf Auswertungen über jeweils eine Stunde durchgeführt (Tab. 7-1). Anschließend erfolgte ein Vergleich der ermittelten Wartezeiten je Ganglinie, sodass abgeleitet werden konnte, ob die höchste Wartezeit in der Simulation in der Spitzenstunde oder in einer anderen Kombination von vier aufeinander folgenden 15-Minuten-Intervallen auftrat und demzufolge nicht der Rückstau nach dem Ende der Spitzenstunde bei der Wartezeitmessung berücksichtigt wurde.

Um die 15-Minuten-Verkehrsstärken in der Simulation einzuspeisen, wurden acht Zeitintervalle für den Fahrzeugzufluss angelegt, die sich jeweils über 15 Minuten erstreckten. Die Verkehrsbelastungen wurden anhand der aufgeführten Verhältnisfaktoren für den jeweiligen Lastfall berechnet und als exakte Belastung in die Simulation eingelegt (Tab. 7-2).

	15-Minuten-Intervalle der gleitenden Stunde							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1. Auswertung								
2. Auswertung								
3. Auswertung								
4. Auswertung								
5. Auswertung								

Tab. 7-1: Messintervalle für die Wartezeitmessung in der Simulation (fett umrandet: Spitzenstunde nach dem HBS 2015)

Ganglinienform	Verhältnisfaktoren der 15-Minuten-Intervalle der gleitenden Stunde							
	Vorlauf		Spitzenstunde				Nachlauf	
	1	2	3	4	5	6	7	8
ansteigend (A)	0,16	0,17	0,18	0,22	0,27	0,33	0,17	0,15
abfallend (B)			0,33	0,27	0,22	0,18	0,18	
Parabel (C)			0,20	0,30	0,30	0,20		

Tab. 7-2: Verhältnisfaktoren für die 15-Minuten-Intervalle der Spitzenstunde für die verschiedenen Ganglinientypen

Der Vergleich der gemessenen Wartezeiten je Ganglinie zeigt, dass lediglich im Fall einer stark abfallenden Ganglinie die höchste Wartezeit in der Simulation während der Spitzenstunde auftritt (Tab. 7-3). Jedoch ist

die Wartezeit für einen um ein Intervall vorverlegten Betrachtungszeitraum bis zu einer etwa 90-prozentigen Auslastung nahezu identisch mit der Wartezeit in der Spitzenstunde (Bild 7-4).

Im Falle einer stark ansteigenden sowie einer parabelförmigen Ganglinie tritt die höchste Wartezeit erst auf, wenn der Betrachtungszeitraum um ein bzw. zwei 15-Minuten-Intervalle verschoben wird (Bild 7-3 und Bild 7-5). Im Fall einer parabelförmigen Ganglinie ist die Wartezeit für einen um zwei Intervalle verschobenen Betrachtungszeitraum (Intervall 5 bis 8) bis zu einer 98-prozentigen Auslastung nahezu identisch mit der Wartezeit in dem um ein Intervall verschobenen Betrachtungszeitraum (Intervall 4 bis 7).

Dass die höchste Wartezeit in der Simulation z. T. erst nach der Spitzenstunde auftritt, unterstützt die Vermutung, dass in PTV Vissim die Wartezeit lediglich für diejenigen Fahrzeuge gemessen wird, die während des Betrachtungszeitraums nicht nur ins Netz eingespeist werden, sondern ebenfalls die Haltlinie passieren. Wird in diesen Fällen dennoch die Spitzenstunde für die Bewertung der Verkehrsqualität nach dem HBS 2015 zugrunde gelegt, so erfolgt generell eine bessere Bewertung des Knotenpunkts, da eine niedrigere Wartezeit berücksichtigt wird.

Ganglinienform	Vorlauf		Spitzenstunde				Nachlauf	
	1	2	3	4	5	6	7	8
ansteigend (A)								
abfallend (B)								
Parabel (C)								

Tab. 7-3: Zeitintervalle der höchsten Wartezeit in der Simulation für die verschiedenen Ganglinientypen

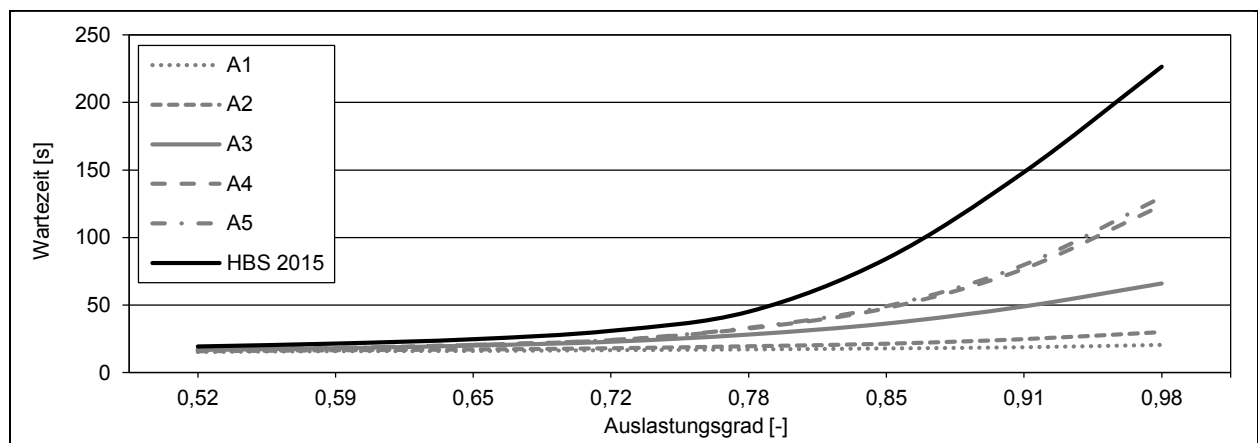


Bild 7-3: Vergleich der Wartezeiten für eine stark ansteigende Ganglinie sowie für verschiedene Kombinationen von vier aufeinander folgenden Messintervalle der gleitenden Stunde

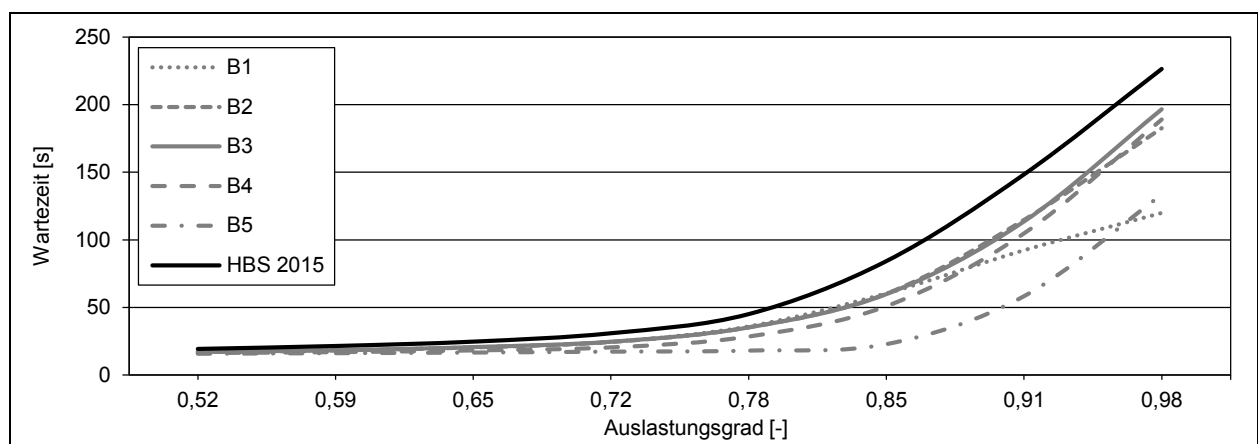


Bild 7-4: Vergleich der Wartezeiten für eine stark abfallende Ganglinie sowie für verschiedene Kombinationen von vier aufeinander folgenden Messintervalle der gleitenden Stunde

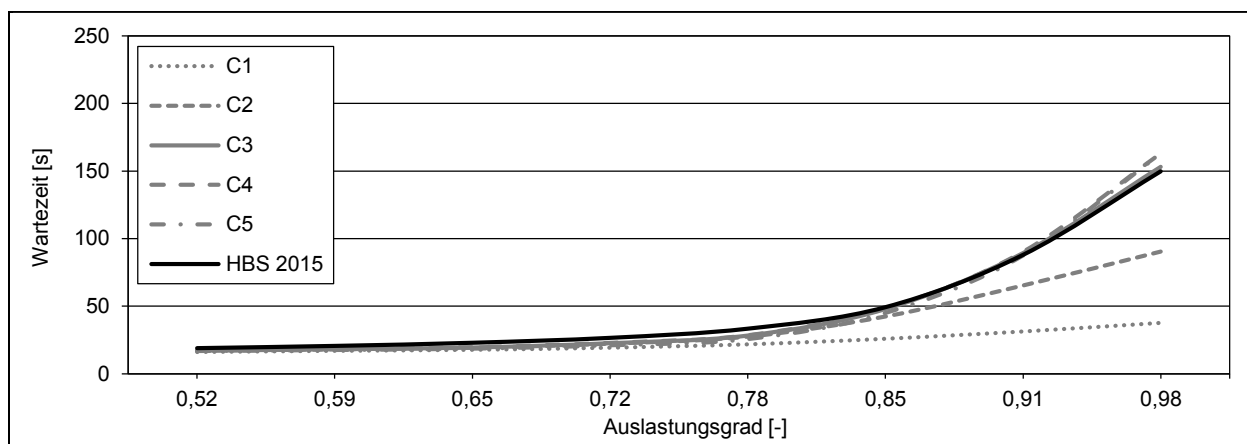


Bild 7-5: Vergleich der Wartezeiten für eine parabelförmige Ganglinie sowie für verschiedene Kombinationen von vier aufeinander folgenden Messintervalle der gleitenden Stunde

Eine Auswertung der Rohdaten für einen Auslastungsgrad von 0,98, bei der – wie im HBS 2015 vorgesehen – alle während der Spitzenstunde in das Netz eingespeisten Fahrzeuge für die Wartezeitberechnung berücksichtigt wurden, ergab jedoch, dass in der Simulation die höchste Wartezeit im Fall einer ansteigenden sowie parabelförmigen Ganglinie erst nach der Spitzenstunde auftritt. Dabei tritt die höchste Wartezeit in den gleichen Kombinationen von vier aufeinander folgenden Intervallen wie bei der vorherigen Auswertung mittels aggregierter Daten (Tab. 7-3) auf. Die Abweichungen zwischen der Rohdatenauswertung und den aggregierten Wartezeiten (Ergebnisattribute) sind meist minimal (Tab. 7-4). Obwohl es sich bei der Verwendung des gängigen Auswertungswerkzeuges (aggregierte Daten/Ergebnisattribute) um keine HBS-konforme Wartezeitermittlung handelt, führt diese Herangehensweise somit nicht zwangsläufig zu signifikant unterschiedlichen Ergebnissen in Bezug auf eine HBS-konforme Ermittlung der Wartezeiten in der Simulation. Lediglich in den Szenarien, in denen das letzte Intervall stark ausgelastet ist (z. B. ansteigende oder parabelförmige Zuflussganglinie), weichen die Werte stärker voneinander ab.

Ganglinientyp	Auswertungsmethode	Wartezeit [s] in den Intervallen (vgl. Tab. 7-1)				
		1 – 4	2 – 5	3 – 6	4 – 7	5 – 8
stark ansteigend (A)	Rohdaten	21,00	33,60	93,82	122,25	128,10
	Aggregierte Daten	20,55	30,06	66,04	123,75	130,00
	HBS 2015	226,45				
stark abfallend (B)	Rohdaten	143,75	185,41	193,15	185,49	131,44
	Aggregierte Daten	119,98	182,59	196,53	188,98	133,41
	HBS 2015	226,45				
Parabel (C)	Rohdaten	49,30	116,23	154,09	160,31	160,18
	Aggregierte Daten	37,60	90,37	153,21	163,11	162,75
	HBS 2015	149,89				
konstant (Stationarität)	Rohdaten	34,72	42,07	48,68	46,89	40,73
	Aggregierte Daten	33,57	41,25	48,13	47,39	41,07
	HBS 2015	64,86				

Tab. 7-4: Vergleich der Wartezeitmessungen für verschiedene Ganglinientypen und verschiedene Kombinationen von vier aufeinander folgenden Messintervallen der gleitenden Stunde

Sofern keine Informationen über die Verkehrsstärke in 15-Minuten-Intervallen in der Spitzenstunde sowie den Vor- und Nachlauf vorliegen, kann für eine HBS-konforme Simulation ausschließlich eine Simulation der Spitzenstunde erfolgen, da die Spitzenstunde in der Simulation die höchste Wartezeit aufweist (vgl. Tab. 7-4). Hierbei ist jedoch zu beachten, dass ein stationärer Verkehrsfluss betrachtet wird. Sofern die Einflüsse von Instationarität berücksichtigt werden sollen und die Daten für die Vor- und Nachlaufzeit sowie die Spitzenstunde in 15-Minuten-Intervallen vorliegen, sollte generell die gleitende Stunde simuliert werden. Zudem sollten wie zuvor aufgeführt alle fünf Kombinationen von vier aufeinander folgenden 15-Minuten-Intervallen ausgewertet werden. Bemessungsrelevant ist dann generell die höchste gemessene Wartezeit.

Für den Analyse-Fall sollten die Verhältnissfaktoren für die acht 15-Minuten-Intervalle anhand der Verkehrserhebung ermittelt werden. Die Intervalle des Vor- und Nachlaufs sind dabei auf die Spitzenstunde zu beziehen. Da für den Prognose-Fall keine Daten zu den Ganglinien vorliegen, müssen Annahmen getroffen werden. Hierfür sind grundsätzlich zwei mögliche Hochrechnungsvarianten zu differenzieren. Zum einen können die Verkehrsbelastungen in den vier 15-Minuten-Intervallen der Spitzenstunde anhand der Verhältnissfaktoren, welche auf Basis der Verkehrserhebung ermittelt wurden, berechnet werden (Variante P1). Der Berechnung wird jedoch die neue Spitzenstundenbelastung des Prognose-Falls zugrunde gelegt. Durch diese Vorgehensweise wird der Instationaritätsfaktor aus dem Analyse-Fall nicht verändert sowie die Ganglinie beibehalten.

Eine weitere Variante P2 stellt die Gleichverteilung der zusätzlichen Verkehre in der Spitzenstunde dar. Der Berechnung der Verkehrsbelastungen in den vier 15-Minuten-Intervallen der Spitzenstunde werden erneut die Verhältnissfaktoren, welche auf Basis der Verkehrserhebung ermittelt wurden, zugrunde gelegt. Anders als in der zuvor beschriebenen möglichen Hochrechnungsvariante wird für diese Berechnung die Spitzenstundenbelastung des Analyse-Falls herangezogen. Auf die hierdurch berechneten Verkehrsbelastungen in den vier 15-Minuten-Intervallen der Spitzenstunde werden nun je 25 % der zusätzlichen Verkehre in der Spitzenstunde aufaddiert, sodass die Neuverkehre gleich verteilt werden. Diese Variante führt dazu, dass sich der Instationaritätsfaktor sowie die Ganglinie im Vergleich zum Analyse-Fall verändern.

Die Verkehrsstärken im Vor- und Nachlauf sind in beiden Fällen auf die Spitzenstundenbelastung des Prognose-Falls zu beziehen.

In Tab. 7-5 ist ein Rechenbeispiel für die Hochrechnungsvarianten P1 und P2 dargestellt. Dabei wurde in beiden Hochrechnungsvarianten auf eine fiktive Ganglinie des Analyse-Falls (A) eine zusätzliche Verkehrsbelastung von 200 Kfz/h umgelegt. Mit den beiden Varianten ergeben sich unterschiedliche Verkehrsstärken und Verhältnissfaktoren in den einzelnen Intervallen, sodass schlussendlich auch der nach dem HBS 2015 ermittelte Instationaritätsfaktor unterschiedlich ist. Dies führt zu einer unterschiedlichen Schätzung der Wartezeit, wobei mit der Variante P₂ geringere Wartezeiten ermittelt werden.

		Summe	Intervall 1	Intervall 2	Intervall 3	Intervall 4	$f_{in,HBS}$
A	q [Kfz/h]	500	100	150	150	100	1,13
	q/q _{ges} [-]	1	0,2	0,3	0,3	0,2	
P1	q [Kfz/h]	700	140	210	210	140	1,13
	q/q _{ges} [-]	1	0,2	0,3	0,3	0,2	
P2	q [Kfz/h]	700	150	200	200	150	1,10
	q/q _{ges} [-]	1	0,21	0,29	0,29	0,21	

Tab. 7-5: Rechenbeispiel für die beiden Hochrechnungsvarianten P1 und P2 für eine zusätzliche Verkehrsbelastung von 200 Kfz/h

Ein Vergleich der beiden möglichen Hochrechnungsvarianten für eine parabelförmige Ganglinie im Simulationsprogramm zeigt, dass durch die verschiedenen Instationaritätsfaktoren Unterschiede bei den Wartezeiten auftreten (Bild 7-6). Da im Fall einer Verteilung der zusätzlichen Verkehre anhand der Ganglinie (P1) der Instationaritätsfaktor höher ist als bei einer Gleichverteilung der zusätzlichen Verkehre auf die Intervalle der Spitzenstunde (P2), führt dies zu einer höheren Wartezeit ab einer Auslastung von 80 %. Demnach stellt die Beibehaltung der Ganglinie bzw. des Instationaritätsfaktors mit der Variante P₁ den ungünstigsten Fall bei der Berechnung des Prognose-Falls dar und sollte daher vorrangig verwendet werden. Mit steigender zusätzlicher Verkehrsbelastung im Prognose-Fall steigt auch die Abweichung zwischen den beiden Hochrechnungsvarianten an, da mit der Variante P₂ ein immer größerer Anteil der Instationarität ausgeglichen wird.

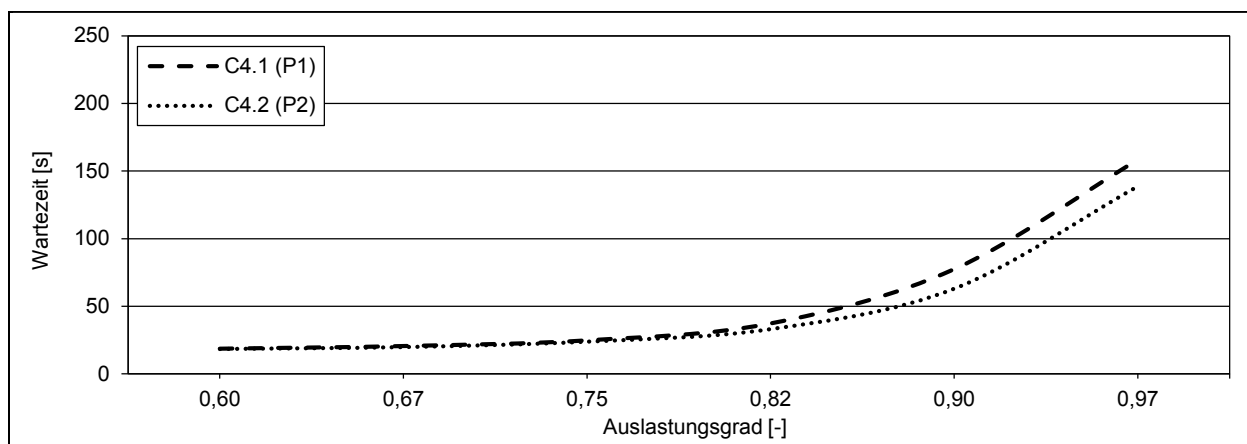


Bild 7-6: Vergleich der maximalen Wartezeiten für eine parabelförmige Ganglinie für die beiden Hochrechnungsvarianten zur Berechnung der Verkehrsbelastung im Prognose-Fall

Da die HBS-konforme Ermittlung der Wartezeiten in der Simulation z. T. zeigte, dass die höchste Wartezeit trotz einer Berücksichtigung des gesamten Rückstaus nicht wie angenommen während der Spitzenstunde auftritt, kann vermutet werden, dass der durch die Spitzenstunde resultierende Rückstau einen stärkeren Einfluss auf die nachfolgenden 15-Minuten-Intervalle hat als bisher angenommen. Wird für Ganglinien mit einer Spitze in der zweiten Hälfte der Spitzenstunde dennoch die Spitzenstunde für die Bewertung der Verkehrsqualität nach dem HBS 2015 zugrunde gelegt, so erfolgt generell eine bessere Bewertung der Knotenpunkte, da eine niedrigere Wartezeit berücksichtigt wird.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass in allen zuvor betrachteten Untersuchungsfällen die Instationarität erst ab einer Auslastung von 80 % einen Einfluss auf die Wartezeit hat. In allen Fällen, mit Ausnahme der parabelförmigen Ganglinie wie im HBS 2015 unterstellt, ist die Wartezeit ab dieser Auslastung in der Simulation deutlich geringer als der nach dem analytischen Verfahren des HBS 2015 ermittelte Wert. Der Einfluss der Instationarität ist demzufolge für bestimmte Ganglinienprofile in der Simulation nicht so signifikant, wie es im HBS 2015 angenommen wird.

8 HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs an Einzelknotenpunkten mit Lichtsignalanlage

Ziel einer HBS-konformen Simulation des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten mit LSA ist eine direkte Vergleichbarkeit der Simulationsergebnisse mit den Ergebnissen des Bemessungsverfahrens des HBS 2015. Dies ist in der Anwendungspraxis besonders unter dem Gesichtspunkt immer komplexerer Signalschaltungen und Knotenpunktgeometrien, die nicht mit dem analytischen Verfahren des HBS 2015 bewertet werden können, von großer Relevanz. Dabei ist die Übereinstimmung der ermittelten Wartezeiten von wesentlicher Bedeutung, da diese das Maß der Qualität des Verkehrsablaufs für signalgesteuerte Knotenpunkte im HBS 2015 sind. Soll mithilfe eines Simulationsmodells die Verkehrsqualität bewertet werden, so ist eine Vergleichbarkeit der in einer Simulation ermittelbaren Warte- bzw. Verlustzeit mit der Wartezeit nach dem HBS 2015 erforderlich. Ein Vergleich simulierter Warte- bzw. Verlustzeiten mit den in Tab. 2-2 angegebenen Grenzwerten der Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs, welche explizit für das Rechenverfahren festgelegt wurden, ist ohne eine vorherige Überprüfung der Vergleichbarkeit nur bedingt aussagekräftig und kann zu Fehleinschätzungen der Verkehrsqualität führen. Um diese Vergleichbarkeit zu gewährleisten, müssen die grundlegenden Einflussgrößen, welche die Wartezeit beeinflussen, wie beispielsweise Zeitbedarfswerte, Überfahrtzeitdifferenzen oder Instationarität, ebenfalls mit den im HBS 2015 getroffenen Annahmen übereinstimmen. Inwiefern dies bei Standardeinstellungen in der Verkehrsflusssimulation zutrifft, wird in der vorliegenden Untersuchung betrachtet.

8.1 Definition der Verlustzeit und der Wartezeit

Nach den Begriffsbestimmungen der FGSV (FGSV, 2020) handelt es sich bei der Wartezeit bezogen auf den Kfz-Verkehr um den Anteil der Verlustzeit bis zum Verlassen der Knotenpunktzufahrt. Die Verlustzeit beschreibt die Zeitdifferenz zwischen der Zeitdauer für das Durchfahren eines Knotenpunktbereichs und dem fiktiven Zeitbedarf ohne Knotenpunkt. Die mit der Simulationssoftware PTV Vissim ermittelbare Verlustzeit ist als Differenz zu einer optimalen Fahrtzeit definiert (PTV, 2021).

Ein Vergleich der Begriffsdefinitionen zeigt, dass es sich bei der mittleren Wartezeit nach dem HBS 2015 und der in der Simulation ermittelbaren Verlustzeit nicht um die gleiche Messgröße handelt. Der grundlegende Unterschied liegt im Messbereich, über den die Zeitverluste erhoben werden (Bild 8-1). Während sich die Verlustzeit auf den gesamten Knotenpunkt bezieht und Zeitverluste, die sowohl in der Knotenzufahrt bis zur Haltlinie als auch innerhalb des Knotenpunktinnenraums entstehen, berücksichtigt, wird die Wartezeit nach dem HBS 2015 lediglich anhand der Verlustzeit in der Knotenpunktzufahrt bestimmt. Demzufolge werden in der mittleren Wartezeit nach dem HBS 2015 die Zeitverluste, die nach dem Überfahren der Haltlinie entstehen, nicht berücksichtigt.

Aufgrund der unterschiedlichen Definition und Messgrundlage sind die Verlustzeiten aus der Simulation nicht mit den Wartezeiten nach dem HBS 2015 gleichzusetzen. Für eine Untersuchung, inwiefern sich die Wartezeiten bei verschiedenartigen Einflüssen bzw. Rahmenbedingungen nach dem HBS 2015 und in der Simulation verändern, ist jedoch eine Vergleichbarkeit der beiden Kriterien notwendig. Um diese zu gewährleisten, muss in der Simulation eine Zeitverlustmessung erfolgen, die der Wartezeitdefinition nach dem HBS 2015 entspricht. Daher erfolgte für die nachfolgende Untersuchung des Einflusses geometrischer und verkehrlicher Besonderheiten eine Verlustzeitmessung bis zur Haltlinie. Hierdurch konnte gewährleistet werden, dass lediglich die Zeitverluste in der Knotenpunktzufahrt bis zur Haltlinie in der Simulation gemessen werden, wodurch die Verlustzeit in der Simulation der Wartezeit im Sinne des HBS entspricht. Die bis zur Haltlinie in der Simulation gemessene Verlustzeit wird daher nachfolgend als Wartezeit bezeichnet.

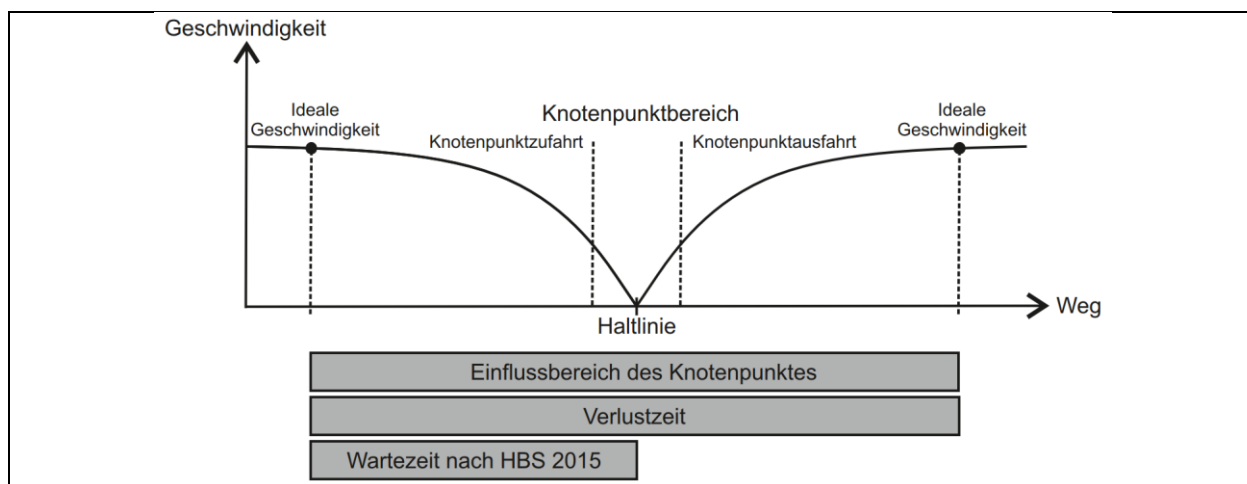


Bild 8-1: Zusammenhang zwischen der Wartezeit nach dem HBS 2015 und der Verlustzeit in der Simulation nach SCHUCKLISS et al. (2003)

8.2 Methodik der Simulationsuntersuchung

Für die mikroskopische Simulation des Verkehrsablaufs wurde in der vorliegenden Untersuchung das Programmsystem PTV Vissim (Version 20.00-11) verwendet. Für die Simulationsstudie wurde eine einstreifige gerade Strecke mit einer Länge von 500 m sowie mit einer festzeitgesteuerten LSA angelegt. Für die Umlaufzeit wurden generell 60 s und für die Freigabezeit 20 s gewählt. Für eine ausreichende Aufstelllänge vor der Haltlinie wurde die LSA so positioniert, dass eine Vorlaufstrecke mit einer Länge von 250 m vorhanden war. Da ein Überholen innerhalb eines Fahrstreifens nicht möglich ist und somit die Fahrstreifenbreite in der Simulation keine Auswirkungen auf die Ergebnisse hat, wurde in allen Untersuchungsfällen für die Strecke eine Fahrstreifenbreite von 3,50 m festgelegt.

Sofern keine Untersuchung in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad durchgeführt wurde, wurde in allen Untersuchungsfällen eine Verkehrsstärke von 3000 Kfz/h für den Fahrzeugzufluss festgelegt, um eine vollständige Sättigung einzelner Umläufe erzeugen zu können. Dies war erforderlich, damit in jedem Umlauf die maximale Anzahl an Fahrzeugen während der Freigabezeit abfließen und somit eine größtmögliche Anzahl an Daten generiert werden konnte.

Für den Zufluss wurde eine neue Fahrzeugzusammensetzung eingepflegt, welche lediglich den Fahrzeugtyp Pkw enthält. Um möglichst wenige Anpassungen an den Standardparametern vorzunehmen, wurden, soweit nicht anders angegeben, die in PTV Vissim hinterlegten Standard-Wunschgeschwindigkeitsverteilungen für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h verwendet. Da Geschwindigkeitsverteilungen generell von den örtlichen Randbedingungen abhängig sind und demzufolge variieren können, kann keine für alle Knotenpunkte gültige Geschwindigkeitsverteilung erstellt werden. Falls zur Berücksichtigung der örtlichen Besonderheiten eine spezifische Wunschgeschwindigkeitsverteilung verwendet werden soll, ist eine Geschwindigkeitsauswertung und anschließend eine Neukalibrierung der örtlichen Wunschgeschwindigkeitsverteilung notwendig.

Die standardmäßig hinterlegte Länge von 100 m für den Beginn des reduzierten Sicherheitsabstands nahe einer Haltlinie wurde auf 250 m stromaufwärts der Haltlinie erhöht, sodass alle eingespeisten Fahrzeuge ihr Fahrverhalten durch den genannten Parameter anpassten (siehe Kapitel 8.3).

Die Dauer eines Simulationslaufs betrug allgemein 3900 s, wovon eine Stunde die Simulation des Verkehrszustandes im betrachteten Untersuchungsfall umfasste und 5 Minuten als Vorlaufzeit angesetzt wurden. Eine Vorlaufzeit war notwendig, damit sich die zur Startzeit leere Strecke mit Fahrzeugen füllt. Die Vorlaufzeit wurde nicht in die Auswertung einbezogen.

Grundlage für die Untersuchung der verschiedenen Einflüsse geometrischer und verkehrlicher Randbedingungen sowie für die Kalibrierung war die Messung von Zeitbedarfswerten. Daher wurden in den Simulationsmodellen an der Haltlinie Abflussprotokolle zur Zeitbedarfswertmessung generiert. Die Zeitbedarfs-

werte wurden positionsbezogen erhoben und ausgewertet. Hierfür wurde über alle Simulationsläufe je Anfahrposition ein mittlerer Zeitbedarfswert ermittelt. Der positionsbezogene mittlere Zeitbedarfswert wurde lediglich in die Auswertung mit einbezogen, wenn für mindestens die Hälfte der Umläufe Daten vorlagen, was lediglich die Fahrzeuge auf der letzten querenden Anfahrposition betrifft, die nicht in jedem Umlauf noch über die Haltlinie fahren. Die Gelbüberfahrten wurden gesondert betrachtet.

Neben der Messung der Zeitbedarfswerte je Anfahrposition wurden z. T. Querschnittmessungen an der Haltlinie durchgeführt. Über dieses Auswertungswerkzeug erfolgte eine Auswertung der erreichten Geschwindigkeiten beim Überfahren der Haltlinie sowie des Beschleunigungsvermögens der Fahrzeuge in der Simulation.

Die HBS-konforme Auswertung der Untersuchungsfälle in der Simulation erfolgte bis zu einer Auslastung knapp unter der Kapazität. Sobald die Kapazität eines Knotenpunktes erreicht wird, wird im HBS 2015 die Verkehrsqualität als ungenügend bewertet (QSV F, vgl. Tab. 2-2). In diesem Fall stellt die mittlere Wartezeit nicht mehr das maßgebende Kriterium für die Bewertung der Verkehrsqualität dar, sodass Abweichungen zwischen den simulierten Wartezeiten und den Wartezeiten nach dem HBS 2015 nicht mehr relevant sind.

Sofern eine Wartezeitberechnung nach dem HBS 2015 erfolgte, wurde der Bemessung der mittlere Zeitbedarfswert sowie die Kapazität des Verkehrsstroms für den jeweiligen Untersuchungsfall aus der Simulation zugrunde gelegt, damit die Wartezeiten nach dem HBS 2015 mit den Wartezeiten in der Simulation vergleichbar waren. Mögliche Abweichungen zwischen den beiden Messwerten sind folglich nicht auf unterschiedliche Eingangswerte zurückzuführen. Abweichungen von dem beschriebenen Vorgehen in Einzelfällen sind an der jeweiligen Stelle angegeben.

Im Rahmen der Auswertungen der Simulationen wurde deutlich, dass die Zeitbedarfswertmessung über das Abflussprotokoll einer LSA in PTV Vissim für die erste Anfahrposition nicht der in den Messungen verwendeten und allgemein in Deutschland gängigen Definition entspricht, die mit der effektiven Freigabezeit indirekt auch im HBS 2015 verwendet wird. Als zeitlicher Bezugspunkt des Signalprogramms wird in PTV Vissim bei der Ermittlung des ersten Zeitbedarfswertes einer abfließenden Kolonne nicht der Beginn der Freigabezeit, sondern das Ende des Rotsignals genutzt (Bild 8-2). Dies hat zur Folge, dass die Zeitbedarfswerte der ersten Anfahrposition, welche in der Simulation generiert werden, nicht unmittelbar mit denen der empirischen Daten vergleichbar sind und sich entsprechend um die Dauer des Übergangssignals Rot/Gelb unterscheiden. Um dennoch eine Vergleichbarkeit der Messergebnisse zu gewährleisten, wurde bei allen Untersuchungsfällen, in denen eine Auswertung der Zeitbedarfswerte erfolgte, die Zeitdauer des Rot/Gelb-Signals von genau 1 s von dem in PTV Vissim ermittelten Zeitbedarfswert der ersten Anfahrposition abgezogen.

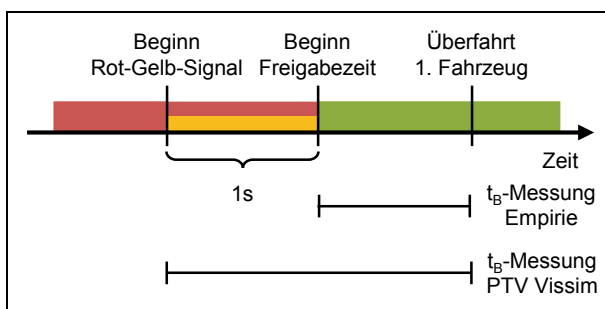


Bild 8-2: Zeitbedarfswertmessung für die erste Anfahrposition in PTV Vissim und in der empirischen Erhebung

8.3 Verkehrsfluss unter Standardbedingungen

Als Grundlage für die nachfolgenden Untersuchungen des Verkehrszustandes unter verschiedenen geometrischen und verkehrlichen Randbedingungen wurde zunächst der Standardfall einer ebenen Strecke mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h für einen Fahrstreifen im Geradeausverkehr unter Nutzung der in PTV Vissim hinterlegten Standardparameter simuliert.

Für die Auswertung dieses sowie jedes nachfolgenden Untersuchungsfalls wurden 30 Simulationsläufe mit verschiedenen Startzufallszahlen durchgeführt. Bei einer Auswertung für verschiedene Lastfälle wurden je

Lastfall ebenfalls 30 Simulationsläufe durchgeführt. Gemäß den Hinweisen zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation (FGSV, 2006a) ist die erforderliche Anzahl der Simulationsumläufe für jeden Untersuchungsfall zu berechnen. Für die nachfolgenden Untersuchungen wurde davon abweichend eine feste Anzahl an Simulationsläufen festgelegt. Dabei wurde für den Standardfall für einen Auslastungsgrad von 0,98 die Anzahl der erforderlichen Simulationsläufe gemäß der nachfolgenden Gleichung berechnet:

$$n \geq \frac{t(\alpha, n-1)^2 \cdot s^2}{C^2} \quad (8-1)$$

mit

n = Anzahl der erforderlichen Simulationsläufe

C = gewünschtes Konfidenzintervall

s = Standardabweichung der untersuchten Kenngröße

$t(\alpha, n-1)$ = Wert aus der Student-Verteilung für einen einseitigen Fehler

Anhand von fünf Testsimulationen wurde die Standardabweichung der Wartezeiten zu $s = 17$ s bestimmt. Bei einer angestrebten Signifikanz von 95 % sowie einer maximalen Abweichung von 6 s reichen demnach 30 Simulationsläufe aus. Bei einer Umlaufzeit von 60 s wurden somit 1800 einzelne Umläufe für jedes Szenario simuliert.

Zeitbedarfswerte

Für die Analyse der Zeitbedarfswerte wurde abweichend von den in Kapitel 8.2 festgelegten Parametern die Freigabezeit von 20 auf 40 s verlängert. Die Ergebnisse in Bild 8-3 zeigen, dass unter Nutzung der Standardparameter in PTV Vissim die Kurven der Zeitbedarfswerte ab der Position 8 bis zur Position 16 konstant verlaufen. Ab der Position 17 steigen die Zeitbedarfswerte sprunghaft an und verlaufen dann auf einem höheren Niveau ebenfalls konstant.

Um diesen sprunghaften Anstieg der Zeitbedarfswerte zu vermeiden, wurde der Beginn des reduzierten Sicherheitsabstandes unmittelbar stromaufwärts der Haltlinie angepasst. Die Anpassung dieses Faktors ist damit zu begründen, dass Fahrzeuge an der 17. Anfahrposition etwa 100 m von der Haltlinie entfernt stehen und der reduzierte Sicherheitsabstand nahe einer Haltlinie standardmäßig 100 m vor der Haltlinie beginnt. Da die Vorlaufstrecke eine Länge von 250 m umfasst, wurde der Beginn des reduzierten Sicherheitsabstandes nahe einer Haltlinie auf diesen Wert erhöht, sodass alle eingespeisten Fahrzeuge ihr Fahrverhalten durch den genannten Parameter anpassen.

Durch die Anpassung des Beginns des reduzierten Sicherheitsabstandes nahe einer Haltlinie verlaufen die Zeitbedarfswerte ab der 8. Anfahrposition konstant. Da die Zeitbedarfswerte bis zur 17. Anfahrposition in beiden Fällen identisch und lediglich die Zeitbedarfswerte ab dieser Position verschieden sind, kann davon ausgegangen werden, dass der sprunghafte Anstieg der Zeitbedarfswerte lediglich auf den Beginn des reduzierten Sicherheitsabstandes nahe einer Haltlinie zurückzuführen war.

Der Vergleich des mittleren Zeitbedarfswertes für die Positionen 5 bis 10 in der Simulation und nach dem HBS 2015 zeigt, dass der mittlere Zeitbedarfswert in der Simulation unter Nutzung der Standardparameter in PTV Vissim mit 1,70 s deutlich unter dem Zeitbedarfswert unter Standardbedingungen des HBS 2015 von 1,80 s liegt (Tab. 8-1). Daraus resultiert ebenfalls eine Abweichung der Sättigungsverkehrsstärke in der Simulation und nach dem HBS 2015 für den Standardfall.

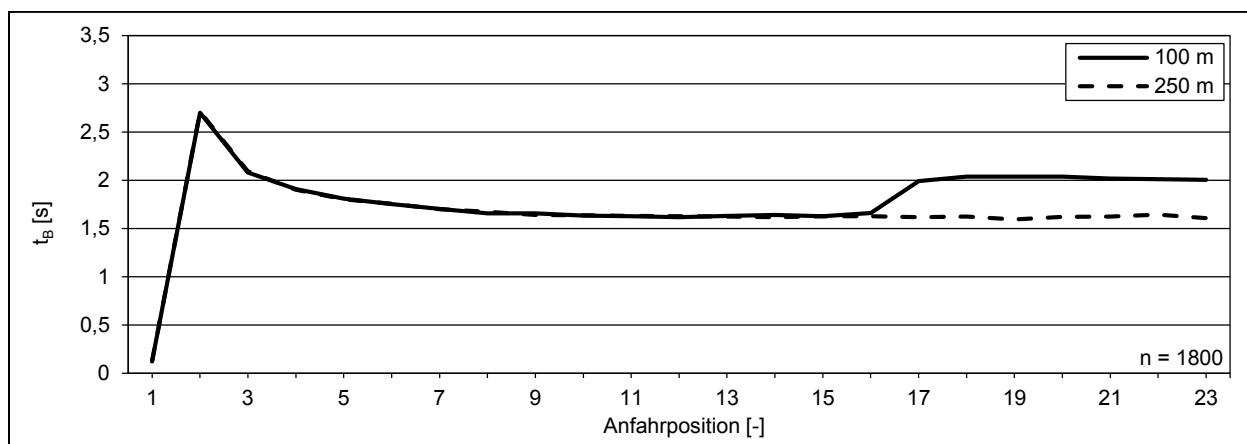


Bild 8-3: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte unter Standardbedingungen

Mittlerer Zeitbedarfswert $t_{B,5-10}$ [s]			Grundsättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		
Simulation	HBS 2015	Abweichung [%]	Simulation	HBS 2015	Abweichung [%]
1,70	1,80	5,56	2117	2000	5,85

Tab. 8-1: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Grundsättigungsverkehrsstärke (nach dem HBS 2015) in der Simulation (vor der Kalibrierung) und Empirie unter Standardbedingungen

Aufstelllängen

Eine Betrachtung der Fahrzeuglängen in der Simulation für den Fahrzeugtyp Pkw zeigte, dass die mittlere Fahrzeuglänge bei 4,37 m liegt (Tab. 8-2). Im Fahrzeugfolgemodell nach WIEDEMANN 74, welches diesem und allen weiteren Untersuchungsfällen zugrunde gelegt wurde, wird standardmäßig ein mittlerer Stillstandabstand von 2 m vorgegeben, sodass die mittlere Aufstelllänge in der Simulation 6,37 m beträgt. Demnach wird in der Simulation im Vergleich zu der im HBS 2015 angenommenen Aufstelllänge von 6 m eine um 6 % höhere Aufstelllänge berücksichtigt. Ein Lkw wird in PTV Vissim standardmäßig mit einer Länge von 10,22 m berücksichtigt, was einer Aufstelllänge von 12,22 m entspricht und damit auch über dem Wert von $6 \cdot 1,9 = 11,4$ m liegt, der im HBS 2015 bei einer unbekannten Aufteilung des Schwerverkehrs berücksichtigt wird. Bei zusätzlicher Berücksichtigung des Schwerverkehrs steigt unter Standardeinstellungen die Abweichung an, sodass in der Simulation längere Rückstaulängen auftreten als nach dem HBS 2015. Für eine HBS-konforme Simulation sollten die Fahrzeuglängen entsprechend angepasst werden. Wenn genaue Daten zur Aufschlüsselung des Schwerverkehrs vorliegen, sollten in der Simulation zwei unterschiedliche Fahrzeugtypen (Lkw und LkwK) berücksichtigt werden. Dies hat zudem den Vorteil, dass z. B. auch ein unterschiedliches Beschleunigungsverhalten implementiert werden kann. Als vereinfachte Lösung kann auch ein Fahrzeugtyp mit einer mittleren Fahrzeuglänge zugrunde gelegt werden.

Anteil [%]	2D/3D-Modelle	Fahrzeuglänge [m]
24	1: Car - Volkswagen Golf	4,211
18	2: Car - Audi A4	4,610
16	3: Car - Mercedes CLK	4,644
16	4: Car - Peugeot 607	4,760
14	5: Car - Volkswagen Beetle	4,012
2	6: Car - Porsche Cayman	4,359
10	7: Car - Toyota Yaris	3,749
Mittelwert (arithmetisch)		4,335
Mittelwert (gewichtet)		4,369

Tab. 8-2: Verteilung und Fahrzeuglängen der 2D/3D-Modelle des Fahrzeugtyps Pkw in PTV Vissim bei Standardeinstellungen

Auswertungswerkzeuge zur Verlustzeitmessung

Das gängige Auswertungswerkzeug in PTV Vissim für Verlustzeiten ist die Knotenauswertung. Standardmäßig beginnt die Verlustzeitmessung der Knotenauswertung dabei 100 m vor und endet mit dem definierten Knoten. Demzufolge ist die berücksichtigte Distanz abhängig von der jeweiligen Knotendefinition. Beim vorliegenden Knotenpunkt wurde der Beginn und das Ende des Knotens 50 m vor und nach der Haltlinie definiert. Für die Verlustzeitmessung der Knotenauswertung werden also hier standardmäßig 150 m vor und 50 m hinter der Haltlinie berücksichtigt. Die Knotenauswertung in Vissim entspricht nicht der Definition des HBS 2015, da dort die Wartezeitermittlung beim Überfahren der Haltlinie endet. Das kann mittels einer Verlustzeitmessung über eine Fahrzeug-Reisezeitmessung abgebildet werden, bei der die Länge der Messdistanz frei gewählt werden kann. Die Messung der Verlustzeitmessung endete daher an der Haltlinie.

Werden die für die Verlustzeitermittlung berücksichtigten Distanzen vor der Haltlinie gleich gewählt, ergeben sich nahezu identische Verlustzeiten (Tab. 8-3). Die geringen Differenzen resultieren lediglich aus den 50 m hinter der Haltlinie, welche ausschließlich in der Knotenauswertung berücksichtigt werden. Für die Anwendungspraxis können diese Differenzen als vernachlässigbar betrachtet werden. Dennoch sollte die Verlustzeit bzw. die Wartezeit für eine HBS-konforme Definition über Verlustzeitmessungen, welche an der Haltlinie enden, ermittelt werden.

Anhand der Ergebnisse in Tab. 8-3 für Messdistanzen von 150 und 250 m wird deutlich, dass die voreingestellten 100 m vor dem Knoten bei einer Knotenauswertung nicht ausreichend sind. Bei den Messdistanzen vor der Haltlinie von 150 m und 250 m steigen die Verlustzeiten weiter an.

Die erforderliche Distanz zur Ermittlung der maximalen Verlustzeit in der Simulation wurde nicht näher analysiert. Jedoch sollte in der Praxis möglichst in jeder Zufahrt hinter dem vorgelagerten Knotenpunkt mit der Verlustzeitmessung begonnen werden. Als Beginn für die Verlustzeitmessung sollte hierfür bei der Knotenauswertung die Distanz zwischen dem vorgelagerten Knotenpunkt und dem Beginn der Knotendefinition eintragen werden. Problematisch ist dies bei verschiedenen Abständen in den Zufahrten, da nur ein Wert eingepflegt werden kann. Daher sollte dieses Auswertungswerkzeug vorwiegend bei der Simulation von Einzelknotenpunkten verwendet werden, da in diesem Fall die Vorlaufstrecken in allen Zufahrten die gleiche Länge aufweisen können. Bei der Simulation mehrerer Knotenpunkte sollte dagegen nach Möglichkeit die Fahrzeug-Reisezeitmessung angewendet werden. Bei einer Verlustzeitmessung über eine Fahrzeug-Reisezeitmessung sollte der Abstand zwischen dem vorgelagerten Knotenpunkt bis zur Haltlinie eingestellt werden. Da für jede Zufahrt eine neue Fahrzeug-Reisezeitmessung eingepflegt werden muss, sind hier verschiedene Messdistanzen möglich.

Messdistanz KA [m]	Messdistanz VZM [m]	Verlustzeit [s]		Differenz [s]
		Knotenauswertung	Verlustzeitmessung	
150 (+50 nach HL)	150	48,16	47,62	0,54
250 (+50 nach HL)	250	59,32	58,79	0,53

Tab. 8-3: Vergleich der Verlustzeiten für die beiden Auswertungswerkzeuge Verlustzeitmessung (VZM) und Knotenauswertung (KA) in der Simulation (Auslastungsgrad 0,98)

8.4 Einflüsse auf die Zeitbedarfswerte in der Simulation

8.4.1 Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeit

Um den Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeit in der Simulation zu untersuchen, wurden für die Fahrzeugzuflüsse verschiedene Wunschgeschwindigkeitsverteilungen verwendet. Für die Fahrzeugzusammensetzung wurde eine der vorgegebenen Verteilungen ausgewählt, die der zu untersuchenden zulässigen Höchstgeschwindigkeit entspricht. Untersucht wurden dabei die zulässigen Höchstgeschwindigkeiten 30, 50 und 70 km/h.

Der Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeit wurde für eine Umlaufzeit von 60 s und eine Freigabezeit von 40 s untersucht. Auf den ersten Anfahrpositionen kann zwischen den einzelnen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten kein Unterschied festgestellt werden. In Bild 8-4 ist zu erkennen, dass etwa bis zur zwölften Anfahrposition die Kurven für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 und 70 km/h kaum

voneinander abweichen. Die Zeitbedarfswerte für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h verlaufen jedoch etwa ab der zehnten Anfahrposition konstant. Wie Bild 8-5 verdeutlicht, resultierten diese konstanten Zeitbedarfswerte ab der zehnten Anfahrposition daraus, dass ab dieser Position die Wunschgeschwindigkeit erreicht wird. In der empirischen Erhebung wurden die konstanten Zeitbedarfswerte in der Regel bereits ab der fünften Anfahrposition erreicht (vgl. Kapitel 4.1.1). Da die Wunschgeschwindigkeit bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h jedoch erst ab der 23. Anfahrposition erreicht wird (Bild 8-5), sinken die Zeitbedarfswerte infolgedessen im Vergleich zu einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h ab der zwölften Anfahrposition minimal. Die maximale Abweichung liegt bei etwa 0,15 s. Erhebliche Unterschiede zwischen einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 und 70 km/h treten somit erst bei sehr langen Freigabezeiten auf.

Bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h wird bereits ab der vierten Anfahrposition die Wunschgeschwindigkeit erreicht (Bild 8-5), wodurch die Zeitbedarfswerte ab dieser Position konstant verlaufen (Bild 8-4). Aus den bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h ab der fünften Anfahrposition konstant höher liegenden positionsbezogenen Zeitbedarfswerten im Vergleich zu einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 oder 70 km/h resultiert im Unterschied zum HBS 2015 eine niedrigere Grundsättigungsverkehrsstärke (Tab. 8-4). Dagegen kann wie im HBS 2015 durch die minimale Abweichung zwischen den positionsbezogenen Zeitbedarfswerten bei zulässigen Höchstgeschwindigkeiten von 50 und 70 km/h kein Unterschied bei der Grundsättigungsverkehrsstärke festgestellt werden, solange die Freigabezeit nicht länger als 25 s ist. Die Grundsättigungsverkehrsstärke nach dem HBS 2015 wird jedoch in der Simulation bei allen untersuchten zulässigen Höchstgeschwindigkeiten um etwa 6 % unter- oder überschätzt.

In PTV Vissim wirkt sich die zulässige Höchstgeschwindigkeit im Gegensatz zum HBS 2015 in einem hohen Maß auf den Zeitbedarfswert und die Sättigungsverkehrsstärke aus. Dies konnte bereits aus der theoretischen Betrachtung des Fahrzeugfolgmodells nach WIEDEMANN (1974) in Bild 2-17 abgeleitet werden. Die in der Simulation ermittelten Ergebnisse weisen die gleichen Zusammenhänge wie die empirischen Erhebungen in Kapitel 4.1.3 auf, sodass mit steigender zulässiger Höchstgeschwindigkeit auch die Sättigungsverkehrsstärke zunimmt.

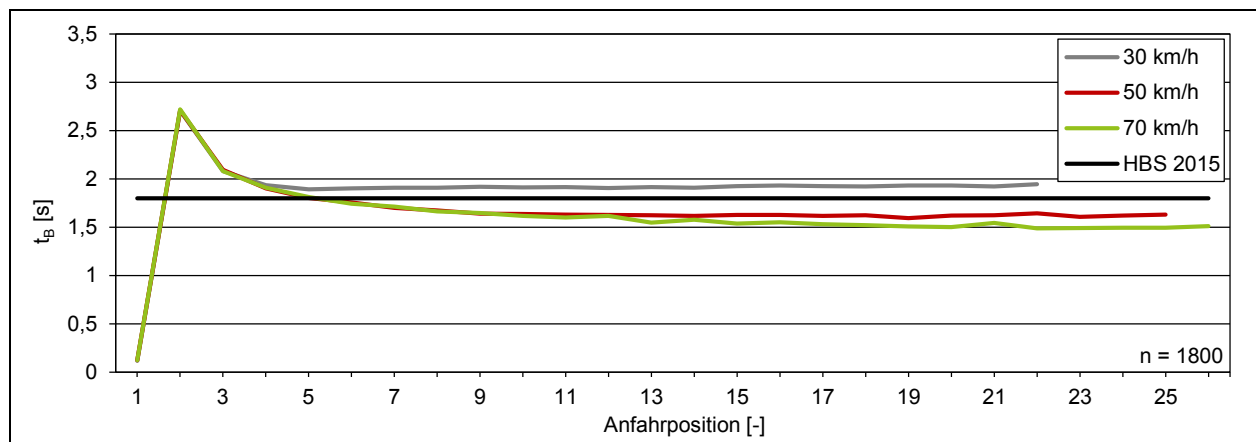


Bild 8-4: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene zulässige Höchstgeschwindigkeiten unter Nutzung der Standardparameter in der Simulation, einer verlängerten Freigabezeit sowie eines verlängerten reduzierten Sicherheitsabstands nahe einer Haltlinie

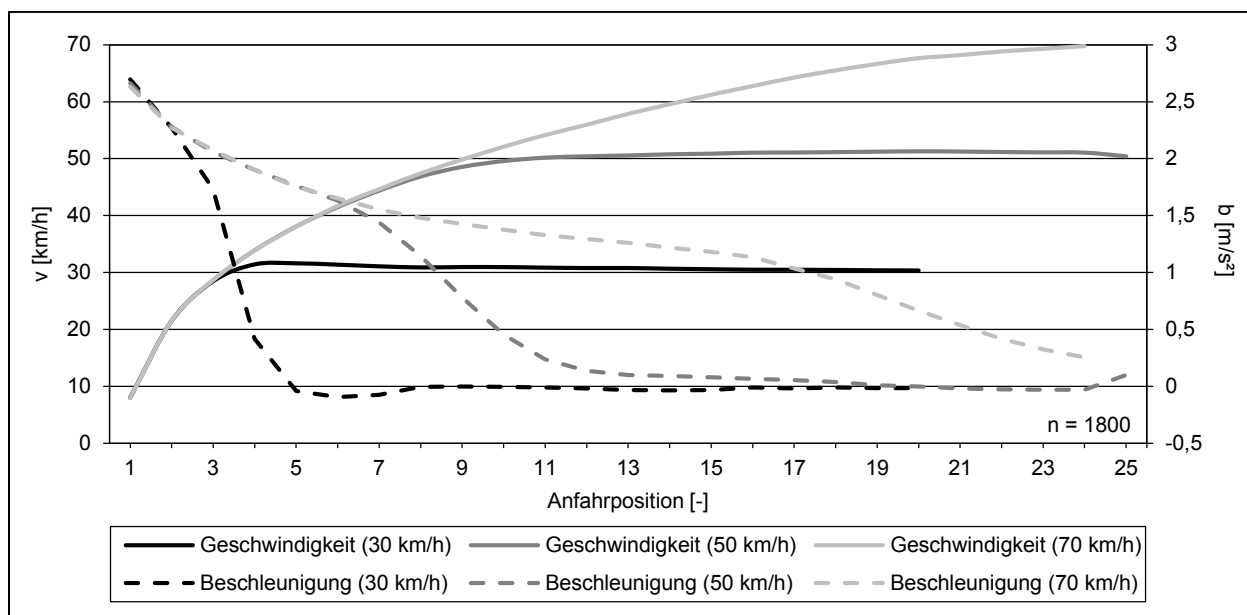


Bild 8-5: Positionsabhängige Geschwindigkeits- und Beschleunigungsverteilungen für verschiedene zulässige Höchstgeschwindigkeiten

v_{zul} [km/h]	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]		Abweichung [%]	Grundsättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		Abweichung [%]
	Simulation	HBS 2015		Simulation	HBS 2015	
30	1,91	1,80	6,11	1884	2000	5,80
50	1,70	1,80	5,56	2117	2000	5,85
70	1,70	1,80	5,56	2117	2000	5,85

Tab. 8-4: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke in der Simulation (vor der Kalibrierung auf den Positionen 5 bis 10) und nach dem HBS 2015 für verschiedene zulässige Höchstgeschwindigkeiten

8.4.2 Einfluss der Steigung

Um den Einfluss der Steigung in der Simulation untersuchen zu können, erfolgte eine Anpassung der Streckenparameter um die jeweils zu untersuchende Längsneigung. Hierfür wurde die jeweilige (positive) Längsneigung in die Streckenparameter eingepflegt. Es wurden Steigungen von 3, 5, 8 und 10 % untersucht. Als Vergleichswert diente eine Auswertung für eine ebene Strecke.

Die Auswertungen der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in Bild 8-6 zeigen, dass eine ebene Strecke und eine Strecke mit einer Steigung von 3 % in der Simulation nahezu deckungsgleiche Kurvenverläufe aufweisen. Eine Steigung von 5 % führt lediglich zu minimalen Zunahmen der Zeitbedarfswerte. Erst bei einer Steigung von 8 und 10 % sind größere Zunahmen der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte zu erkennen. Die maximale Abweichung zwischen Steigungen von 0 und 10 % beträgt 0,33 s an der zweiten Anfahrposition. Über alle Anfahrpositionen liegt die Abweichung im Mittel bei etwa 0,21 s. Für die erste Anfahrposition beträgt die maximale Abweichung zwischen 0 und 10 % Steigung nur etwa 0,11 s. Aufgrund dieser geringen Abweichungen lässt sich schlussfolgern, dass die Zeitbedarfswerte in der Simulation durch die Steigung kaum beeinflusst werden.

Auffällig ist, dass die Kurvenverläufe der verschiedenen Steigungen ab der zweiten Anfahrposition nahezu den gleichen Verlauf aufweisen. Da der Zeitbedarfswert für die zweite Anfahrposition mit höherer Steigung ansteigt, fallen die Zeitbedarfswerte der folgenden Positionen jedoch ebenfalls höher aus. Ein ähnlicher Effekt konnte bei der Kalibrierung der Simulationsmodelle beobachtet werden (siehe Kapitel 8.5.2). Ausschlaggebend war in diesem Fall der Faktor für einen reduzierten Sicherheitsabstand nahe einer Haltlinie.

Für Fahrstreifen mit Steigung konnte in der Simulation wie auch in der empirischen Analyse (vgl. Kapitel 4.1.2) festgestellt werden, dass im HBS 2015 der Einfluss der Steigung überschätzt wird (Tab. 8-5). Auch wenn bei allen betrachteten Steigungen deren Einfluss in der Simulation erkennbar ist, lagen die Sättigungsverkehrsstärken in der Simulation über den nach dem HBS 2015 berechneten Werten. In Bild 8-7

werden die Zeitbedarfswerte nach dem HBS 2015 denen aus der Simulation gegenübergestellt. Der ermittelte Anstieg des Zeitbedarfswertes mit zunehmender Steigung ist im Vergleich zum HBS 2015 deutlich geringer.

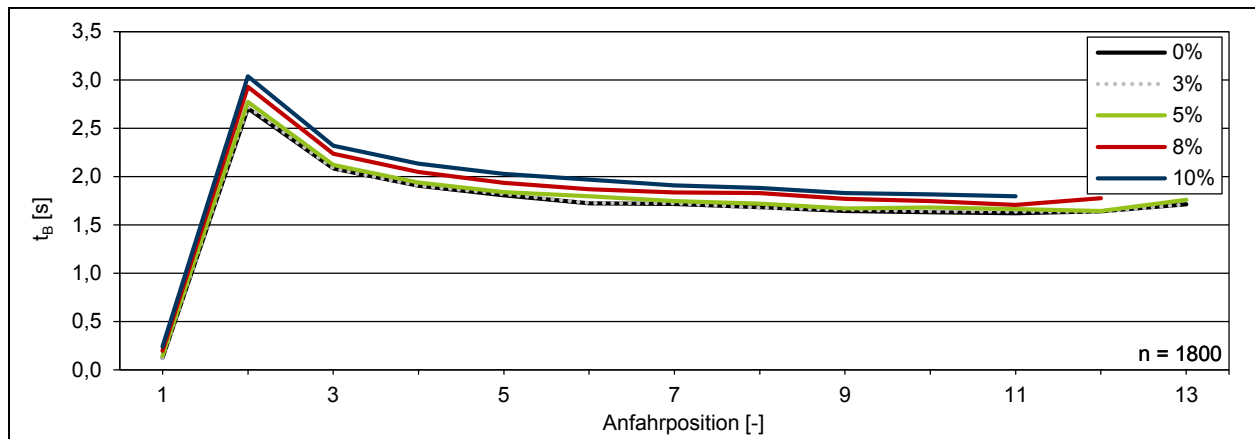


Bild 8-6: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene Steigungen unter Nutzung der Standardparameter in der Simulation

s [%]	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]		Abweichung [%]	Sättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		Abweichung [%]
	Simulation	HBS 2015		Simulation	HBS 2015	
0	1,70	1,80	5,56	2117	2000	5,85
3	1,71	1,96	12,76	2105	1836	16,64
5	1,74	2,07	15,94	2068	1739	18,92
8	1,83	2,23	17,94	1967	1614	21,87
10	1,91	2,34	18,38	1884	1538	22,50

Tab. 8-5: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke in der Simulation (vor der Kalibrierung) und nach dem HBS 2015 für verschiedene Steigungen

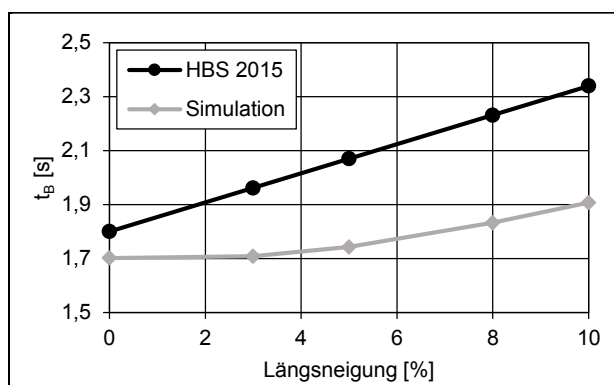


Bild 8-7: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene Steigungen in der Simulation und nach dem HBS 2015 unter Nutzung der Standardparameter

8.4.3 Einfluss des Gefälles

Um den Einfluss des Gefälles in der Simulation untersuchen zu können, erfolgte analog zu der Untersuchung des Einflusses der Steigung eine Anpassung der Streckenparameter um die jeweils zu untersuchende Längsneigung. Hierfür wurde die jeweilige (negative) Längsneigung in die Streckenparameter eingepflegt. Es wurden Längsneigungen von -5, -8 und -10 % untersucht. Als Vergleichswert diente eine Auswertung für eine ebene Strecke.

Die Ergebnisse in Bild 8-8 zeigen, dass alle betrachteten Gefälle in der Simulation die gleichen positionsabhängigen Zeitbedarfswerte ergeben. Abweichungen im Vergleich zu einer ebenen Strecke liegen bei

allen untersuchten Gefällen lediglich im Promillebereich und können somit auch durch die zufällige Streuung der Simulationsergebnisse begründet sein. Über alle Anfahrpositionen liegt die mittlere Abweichung zwischen den beiden Längsneigungen bei 0,003 s. Somit kann davon ausgegangen werden, dass ein Einfluss des Gefälles auf die Zeitbedarfswerte in der Simulation nicht gegeben ist.

Für Fahrstreifen mit Gefälle konnte demnach in der Simulation – wie auch bereits in der empirischen Analyse vermutet (vgl. Kapitel 4.1.2) – festgestellt werden, dass der Einfluss im HBS 2015 deutlich überschätzt wird (Tab. 8-6). Bei allen betrachteten Gefällen konnte kein Einfluss des Gefälles in der Simulation beobachtet werden, sodass die Sättigungsverkehrsstärken in der Simulation signifikant unter den nach dem HBS 2015 berechneten Werten liegen. In Bild 8-9 werden die Zeitbedarfswerte nach dem HBS 2015 denen aus der in der Simulation ermittelten Zeitbedarfswerten gegenübergestellt. Der ermittelte Einfluss des Gefälles in der Simulation verläuft im Vergleich zum HBS 2015 konstant.

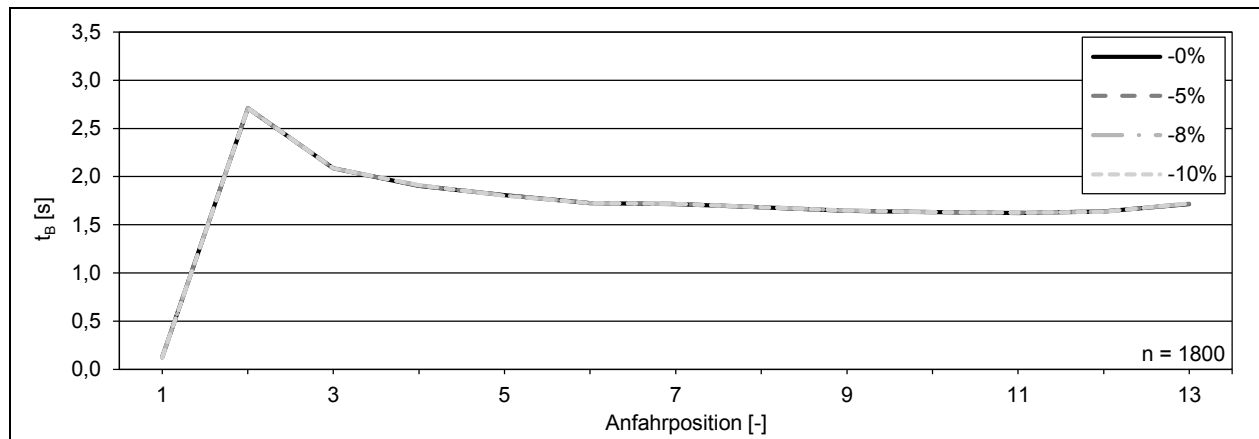


Bild 8-8: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene Gefälle unter Nutzung der Standardparameter in der Simulation

s [%]	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]		Abweichung [%]	Sättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		Abweichung [%]
	Simulation	HBS 2015		Simulation	HBS 2015	
0	1,70	1,80	5,56	2117	2000	5,85
-5	1,70	1,53	11,11	2117	2352	9,99
-8	1,70	1,37	24,09	2117	2627	19,41
-10	1,70	1,26	34,91	2117	2857	25,9

Tab. 8-6: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke in der Simulation (vor der Kalibrierung) und nach dem HBS 2015 für verschiedene Gefälle

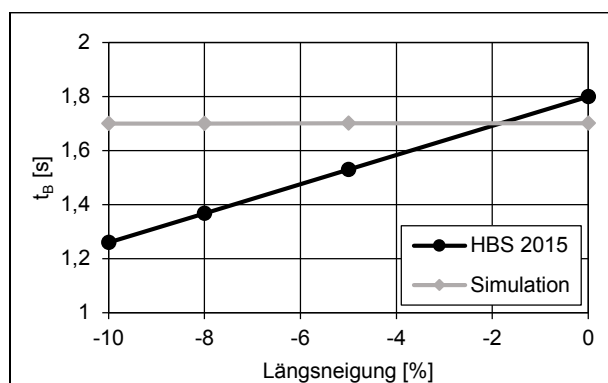


Bild 8-9: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene Gefälle unter Nutzung der Standardparameter in der Simulation

8.5 Kalibrierung der Simulationsmodelle

8.5.1 Methodik

Für eine HBS-konforme Simulation ist zunächst eine Kalibrierung der Simulationsmodelle notwendig. Hierfür erfolgte eine Anpassung der Zeitbedarfswerte in der Simulation an die empirischen Zeitbedarfswerte (vgl. Kapitel 4.1.1). Grundlage für die Kalibrierung war eine Auswertung der Abflussprotokolle, über die die positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Simulation ausgegeben werden. Dafür erfolgte zunächst eine Simulation mit den standardmäßig in PTV Vissim hinterlegten Parametern für das Innerorts-Fahrverhalten, welches auf dem Fahrzeugfolgemodell WIEDEMANN 74 basiert (vgl. Kapitel 2.4.2). Die in der Simulation erhobenen positionsbezogenen mittleren Zeitbedarfswerte wurden anschließend mit den empirischen Messwerten aus Kapitel 4.1 verglichen. Sofern keine ausreichende Übereinstimmung der empirischen und simulierten Werte vorlag, wurden abhängig vom jeweiligen Untersuchungsfall Parameter durch einen iterativen Prozess verändert.

Um zu überprüfen, wie gut die simulierten Werte mit den empirischen Werten übereinstimmen, wurden Fehlermaße nach Gleichung (8-1) und Gleichung (8-2) bestimmt. Die Berechnung des Fehlers erfolgte anhand der positionsbezogenen mittleren Zeitbedarfswerte für die Positionen 1 bis 10 bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 und 50 km/h und bis zur Position 13 bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h. Ziel der Ermittlung der Fehlermaße war es, einen Parametersatz zu finden, bei dem der Fehler minimal ist und folglich die Simulation und die Realität größtmöglich übereinstimmen. Daher sollte der RMSPE (Root Mean Square Percent Errors) möglichst kleiner als 5 % sowie der Theil'sche Ungleichheitskoeffizient U nahe 0 sein (FGSV, 2006a). Die Anpassung der verschiedenen Parameter erfolgte iterativ, bis diese angestrebte Genauigkeit erreicht wurde.

$$\text{RMSPE} = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum_{n=1}^N \left(\frac{x_n^{\text{sim}} - x_n^{\text{obs}}}{x_n^{\text{obs}}} \right)^2} \quad (8-1)$$

$$U = \frac{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (x_n^{\text{sim}} - x_n^{\text{obs}})^2}}{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (x_n^{\text{sim}})^2} + \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (x_n^{\text{obs}})^2}} \quad (8-2)$$

mit:

- RMSPE = Root Mean Square Percent Errors
- U = Theil'sche Ungleichheitskoeffizient
- N = Stichprobenumfang
- x^{sim} = Simulierte Werte
- x^{obs} = Empirisch gemessene Werte

8.5.2 Kalibrierung für Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten

Zunächst erfolgte eine Kalibrierung der Simulationsmodelle für Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten anhand einer iterativen Anpassung des Innerorts-Fahrverhaltens. Eine Anpassung der Fahrverhaltensparameter wurde als nicht sinnvoll erachtet, da sich durch eine Veränderung dieser Parameter das Fahrverhalten nicht nur vor der Haltlinie, sondern auch auf der freien Strecke ändern würde. Demnach würde in der Simulation kein realitätsgetreues Fahrverhalten auf der freien Strecke erreicht werden. Daher wurde versucht, das Fahrverhalten vor der Haltlinie durch eine Anpassung der LSA-Steuerungsparameter zu verändern. Dabei wurde eine Anpassung der Zeitbedarfswerte durch eine Veränderung der Reaktionszeitverteilung für eine Reaktion nach Rotende sowie des Faktors für einen reduzierten Sicherheitsabstand nahe einer Haltlinie durchgeführt.

Die Wunschgeschwindigkeitsverteilung wurde in Abhängigkeit von der zu untersuchenden zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30, 50 oder 70 km/h ausgewählt.

Bild 8-10 bis Bild 8-12 veranschaulichen, dass das reale Fahrverhalten der Verkehrsteilnehmer nicht durch die in PTV Vissim hinterlegten Standardparameter abgebildet werden kann. Ein Vergleich der empirischen und simulierten Zeitbedarfswerte macht deutlich, dass für alle untersuchten zulässigen Höchstgeschwindigkeiten mit den Standardparametern nicht das angestrebte Fehlermaß ($\text{RMSPE} < 5\%$) eingehalten werden kann. Demnach weichen die simulierten Zeitbedarfswerte signifikant von den empirischen Messwerten ab. Damit das reale Fahrverhalten in der Simulation abgebildet werden kann und somit die simulierten Zeitbedarfswerte annähernd den empirischen Werten entsprechen, ist eine Kalibrierung der Zeitbedarfswerte erforderlich.

Auffällig ist, dass durch die Standardparameter insbesondere die erste Anfahrposition in der Simulation signifikant von der Empirie abweicht. Diese Abweichung entsteht, wenn wie zuvor im Kapitel 8.2 beschrieben die Zeitdauer des Rot/Gelb-Signals vom Zeitbedarfswert der ersten Anfahrposition abgezogen wird. Ohne diese Anpassung zeigt sich jedoch eine signifikante Abweichung der Grundsättigungsverkehrsstärke in der Simulation von der Empirie.

Im Rahmen der Kalibrierung des Innerorts-Fahrverhaltens veranschaulichen Bild 8-13 und Bild 8-14, dass für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 bzw. 50 km/h die angestrebten Fehlermaße eingehalten werden können. Demzufolge kann durch die aufgeführten Parameter das reale Fahrverhalten in der Simulation nachgebildet werden.

Im Gegensatz dazu können mit dem kalibrierten Simulationsmodell für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h nicht die angestrebten Fehlermaße eingehalten werden (Bild 8-15). Die Abweichungen sind vermutlich auf die geringere Datengrundlage zurückzuführen. Da davon auszugehen ist, dass bei einer umfangreicheren Datenbasis die Kurve der Zeitbedarfswerte ab der vierten Anfahrposition einen ähnlichen Verlauf wie bei den anderen beiden untersuchten Höchstgeschwindigkeiten annehmen würde, wird das Simulationsmodell mit den angegebenen Parametern dennoch der HBS-konformen Simulation zugrunde gelegt.

Wie Tab. 8-10 zu entnehmen ist, weichen die mittleren Zeitbedarfswerte für die Anfahrpositionen 5 bis 10 sowie die daraus resultierende Grundsättigungsverkehrsstärke in der Simulation nach der Kalibrierung lediglich minimal von den empirischen Werten ab. Dies zeigt, dass eine Kalibrierung der Simulationsmodelle anhand der Reaktionszeitverteilung und des Faktors für einen reduzierten Sicherheitsabstand nahe einer Haltlinie für Geradeausfahrer möglich und folglich eine Anpassung der Fahrverhaltensparameter nicht erforderlich ist. Die einzupflegenden Werte für diese beiden Parameter sind jedoch von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit abhängig.

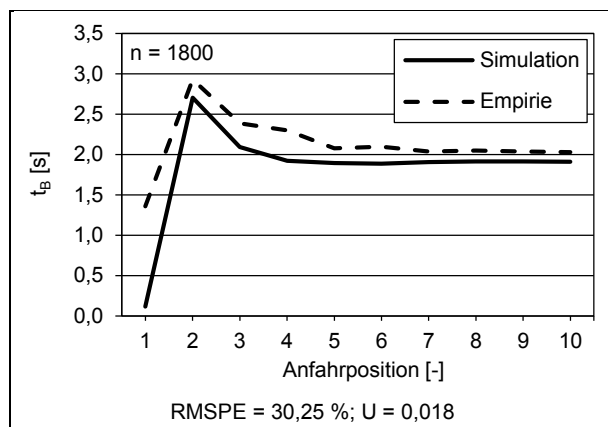


Bild 8-10: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der (unkalibrierten) Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h

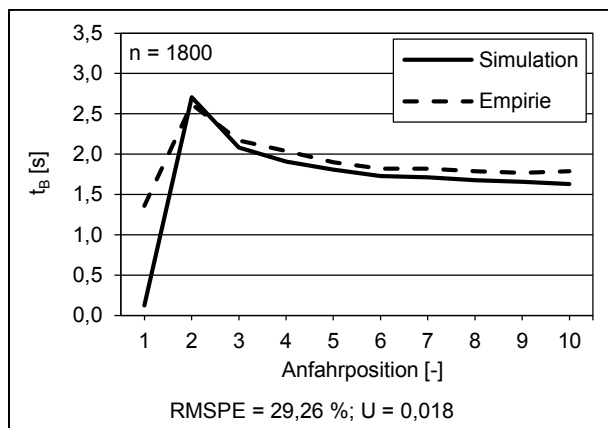


Bild 8-11: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der (unkalibrierten) Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h

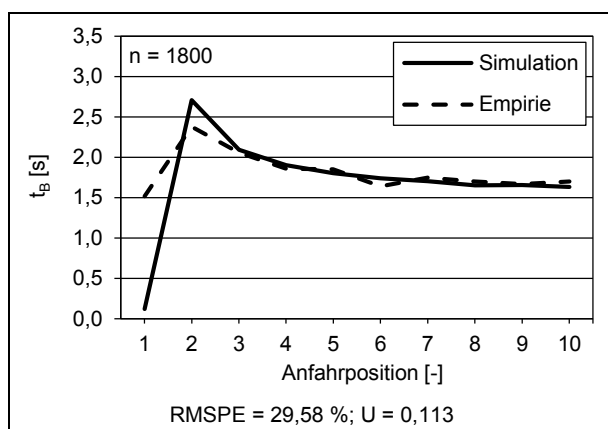


Bild 8-12: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der (unkalibrierten) Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h

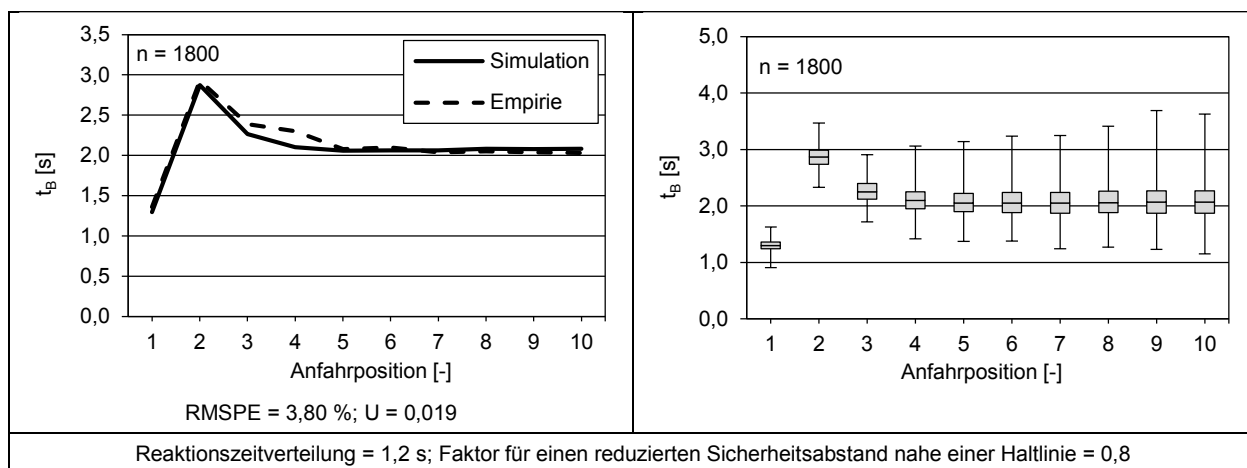


Bild 8-13: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der (kalibrierten) Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h

		Anfahrposition									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mittelwert	[s]	1,30	2,87	2,26	2,10	2,06	2,06	2,06	2,08	2,08	2,08
σ	[s]	0,09	0,19	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,28	0,29	0,31
Median	[s]	1,30	2,87	2,25	2,10	2,05	2,05	2,05	2,06	2,07	2,07
Anzahl U	[-]	1800									

Tab. 8-7: Positionsabhängige Zeitbedarfswerte in der Simulation für Geradeausfahrtstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h

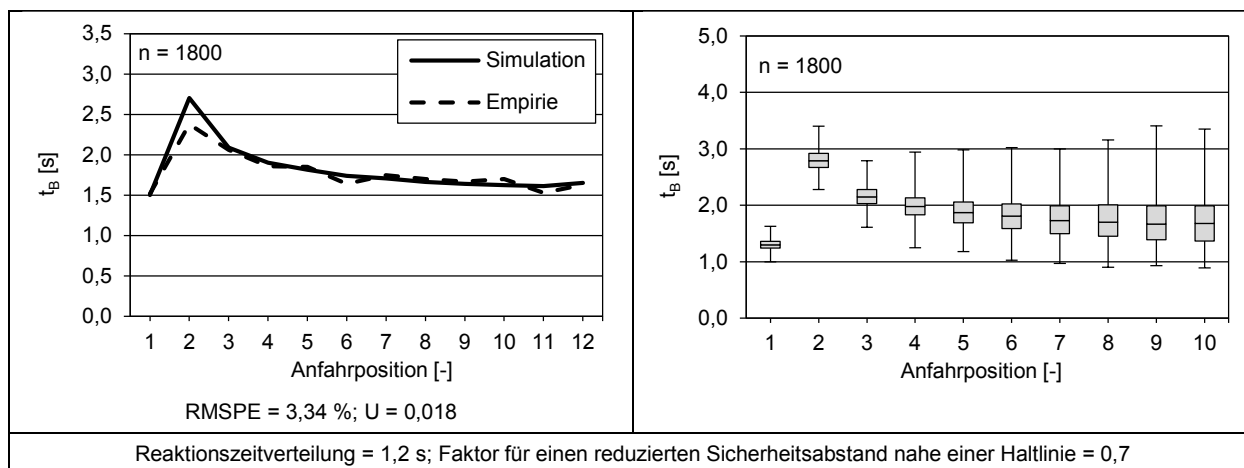


Bild 8-14: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der kalibrierten Simulation für Geradeausfahrtstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h

		Anfahrposition									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mittelwert	[s]	1,30	2,80	2,16	1,99	1,88	1,83	1,76	1,75	1,72	1,72
σ	[s]	0,08	0,18	0,19	0,23	0,28	0,32	0,34	0,39	0,41	0,43
Median	[s]	1,30	2,79	2,15	1,98	1,87	1,81	1,73	1,70	1,67	1,68
Anzahl U	[-]	1800									

Tab. 8-8: Positionsabhängige Zeitbedarfswerte in der Simulation für Geradeausfahrtstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h

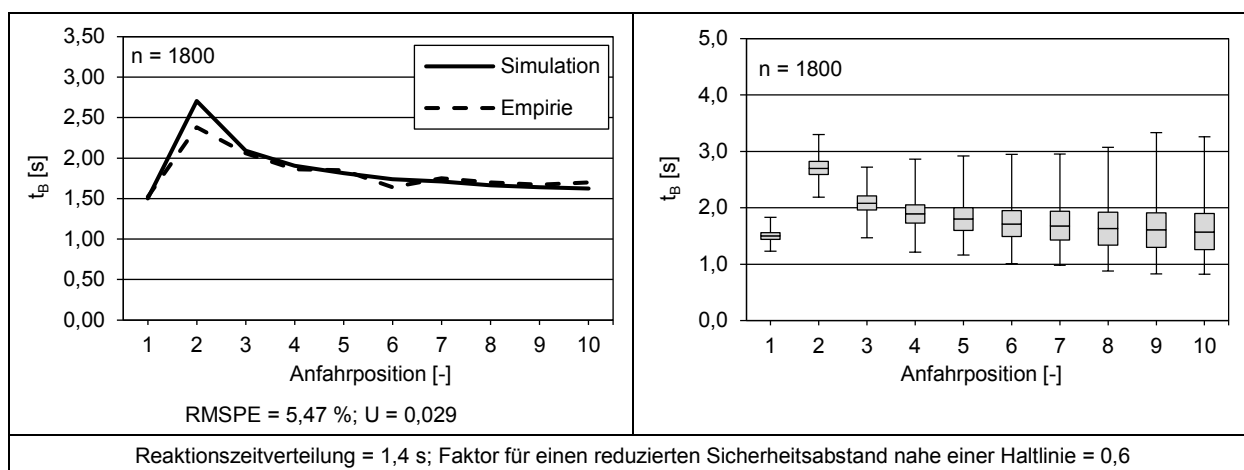


Bild 8-15: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der kalibrierten Simulation für Geradeausfahrtstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h

		Anfahrposition									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mittelwert	[s]	1,50	2,70	2,09	1,90	1,81	1,74	1,71	1,66	1,64	1,62
σ	[s]	0,09	0,17	0,19	0,24	0,29	0,33	0,35	0,39	0,41	0,43
Median	[s]	1,50	2,70	2,08	1,89	1,80	1,71	1,68	1,63	1,61	1,57
Anzahl U	[-]	1800									

Tab. 8-9: Positionsabhängige Zeitbedarfswerte in der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h

v_{zul} [km/h]	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]		Abweichung [%]	Grundsättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		Abweichung [%]
	Simulation	Empirie		Simulation	Empirie	
30	2,071	2,057	0,71%	1738	1750	0,71%
50	1,777	1,815	2,12%	2025	1983	2,12%
70	1,699	1,718	1,16%	2119	2095	1,16%

Tab. 8-10: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Grundsättigungsverkehrsstärke in der Simulation (nach der Kalibrierung) und Empirie

8.5.3 Kalibrierung der Gelbzeitüberfahrten

Um das Fahrverhalten in der Simulation möglichst realitätsgetreu nachbilden zu können, erfolgte nach der Kalibrierung der Zeitbedarfswerte ergänzend eine Kalibrierung der Gelbzeitüberfahrten. Hierfür wurden die Überfahrtzeiten in der Simulation an die empirischen Überfahrtzeiten (vgl. Kapitel 4.1.6) angepasst. Als Ausgangswert erfolgte zunächst eine Simulation unter den zuvor ermittelten Parametern für das Innerorts-Fahrverhalten (vgl. Bild 8-13 bis Bild 8-15).

Die in der Simulation erhobenen Überfahrtzeiten von 3 s vor dem Beginn der Freigabezeit bis 10 s nach dem Ende der Freigabezeit wurden anschließend mit den Messwerten verglichen. Falls keine zufriedenstellende Übereinstimmung der empirischen und simulierten Messdaten vorlag, erfolgte eine iterative Anpassung der Reaktion nach Grünende.

Zunächst erfolgte eine Simulation für eine einmalige Entscheidung (Gelbverhalten) mit den hierfür standardmäßig hinterlegten Wahrscheinlichkeitsfaktoren Alpha, Beta 1 und Beta 2. Sofern hierdurch ebenfalls keine zufriedenstellende Übereinstimmung der Überfahrtzeiten in der Simulation und Empirie erzielt werden konnte, wurden anschließend die Wahrscheinlichkeitsfaktoren iterativ angepasst.

Die einmalige Entscheidung zeichnet sich dadurch aus, dass eine einmal getroffene Entscheidung, ob die Haltlinie passiert und ggf. beschleunigt oder abgebremst wird, bestehen bleibt, bis das Fahrzeug die Haltlinie überfahren hat. Bei der standardmäßig hinterlegten kontinuierlichen Prüfung entscheidet das Fahrzeug dagegen kontinuierlich, ob es weiterfährt oder anhält. Hierfür wird von den Fahrzeugen angenommen, dass die Gelbphase 2 s andauert. Danach erfolgt in jedem Zeitschritt eine Entscheidung, ob weitergefahren wird (PTV, 2021).

Die Wunschgeschwindigkeitsverteilung wurde wiederum in Abhängigkeit von der untersuchten zulässigen Höchstgeschwindigkeit festgelegt.

Wie schon bei der Kalibrierung der Zeitbedarfswerte zeigte sich, dass mit den in PTV Vissim hinterlegten Standardparametern für die Reaktion nach Grünende keine zufriedenstellende Übereinstimmung der Empirie und Simulation zu erreichen ist (Bild 8-16 bis Bild 8-18). Folglich kann mit der Standardparametereinstellung für die Reaktion nach Grünende nicht das reale Fahrverhalten in der Simulation abgebildet werden, sodass eine Anpassung der Standardparameter erfolgen muss.

Für die Kalibrierung des Innerorts-Fahrverhaltens veranschaulichen Bild 8-16 bis Bild 8-18, dass für alle untersuchten zulässigen Höchstgeschwindigkeiten die empirischen Gelbzeitüberfahrten annähernd nachgebildet werden können. Demzufolge kann durch die aufgeführten Parameter das reale Fahrverhalten in der Simulation nachgebildet werden. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Abweichung zwischen Simulation und Empirie im Bereich vor Beginn der Freigabezeit (bis Sekunde 0) signifikant ist. Durch eine An-

passung der Reaktion nach Grünende kann diese Abweichung nicht reduziert werden. Hierzu wäre vermutlich eine Anpassung der Fahrverhaltensparameter notwendig, auf die im Zuge dieser Untersuchung verzichtet wird.

Um die Übertragbarkeit der ermittelten Parametereinstellungen zu überprüfen, erfolgte je eine Simulation für eine Freigabezeit von 15 und 30 s bei einer unveränderten Umlaufzeit von 60 s. Für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h konnte mit den abgeleiteten Parametern eine gute Übereinstimmung zwischen der Simulation und Empirie erreicht werden, die Abweichungen zwischen der Simulation und Empirie bei den betrachteten Freigabezeiten sind jedoch größer als für eine Freigabezeit von 20 s (Bild 8-19).

Insbesondere die Ergebnisse für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 und 70 km/h verdeutlichen, dass die Gelbzeitüberfahrten in der Simulation von der Freigabezeit bzw. vorrangig von der daraus resultierenden Geschwindigkeitsverteilung abhängig sind (Bild 8-20 und Bild 8-21). Für eine Simulation mit einer Freigabezeit von 16 bis 26 s bei einer Umlaufzeit von 60 s sowie unter Verwendung der standardmäßigen Wunschgeschwindigkeitsverteilung führen die angegebenen Parameter bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h zu einer guten Übereinstimmung mit den empirischen Daten. Eine höhere zulässige Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h führt lediglich für Freigabezeiten zwischen 16 und 24 s unter den abgeleiteten Parametern zu einer ausreichenden Übereinstimmung.

Es ist zu berücksichtigen, dass die aufgeführten Parameter nur für eine Simulation mit den in dieser Untersuchung verwendeten Wunschgeschwindigkeitsverteilungen und Signalzeiten gültig sind. Für davon abweichende Radbedingungen muss eine neue Kalibrierung der Eingangsparameter erfolgen. Des Weiteren ist zu erwähnen, dass sich die in Kapitel 8.5.2 aufgeführten mittleren Zeitbedarfswerte durch die Kalibrierung der Gelbzeitüberfahrten leicht verändert haben. Die Abweichungen liegen jedoch im Promillebereich, sodass keine signifikanten Veränderungen bezüglich der Grundsättigungsverkehrsstärke vorliegen.

v_{zul} [km/h]	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]		Abweichung [%]	Grundsättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		Abweichung [%]
	Simulation	Empirie		Simulation	Empirie	
30	2,073	2,057	0,81%	1736	1750	0,81%
50	1,781	1,815	1,93%	2022	1983	1,93%
70	1,698	1,718	1,20%	2120	2095	1,20%

Tab. 8-11: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Grundsättigungsverkehrsstärke in der Simulation (nach der Kalibrierung der Gelbzeitüberfahrten) und Empirie

v_{zul} [km/h]	kontinuierliche Entscheidung [s]		Abweichung [%]	einmalige Entscheidung, kalibriert [s]		Abweichung [%]
	Simulation	Empirie		Simulation	Empirie	
30	1,58	1,47	7,49	1,66	1,47	12,93
50	1,33	1,77	25,86	1,89	1,77	6,78
70	1,25	1,94	35,57	2,17	1,94	11,86

Tab. 8-12: Vergleich der Mittelwerte der Gelbzeitüberfahrten in Sekunden in der Simulation und Empirie

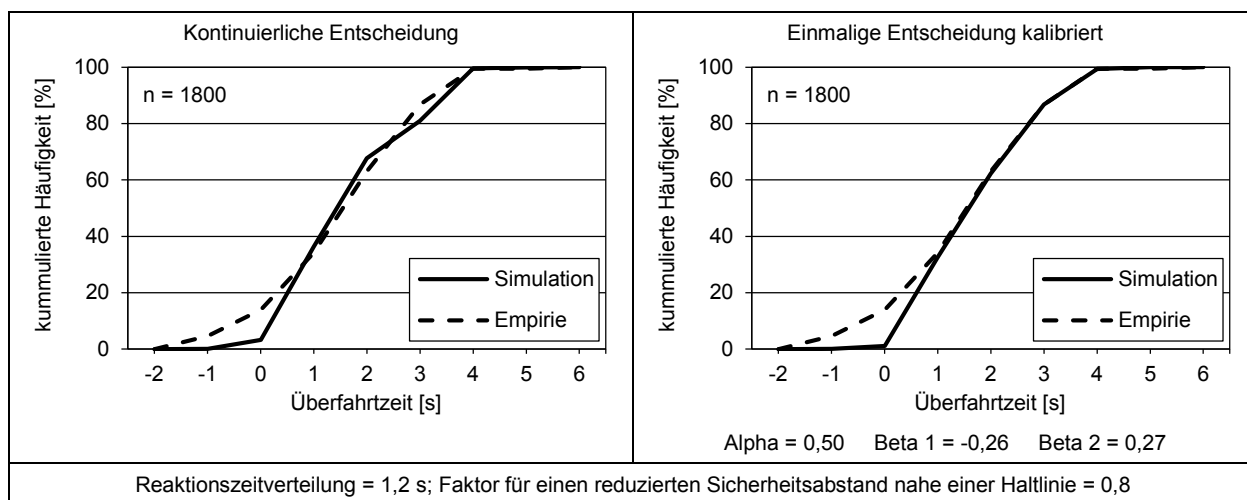


Bild 8-16: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h

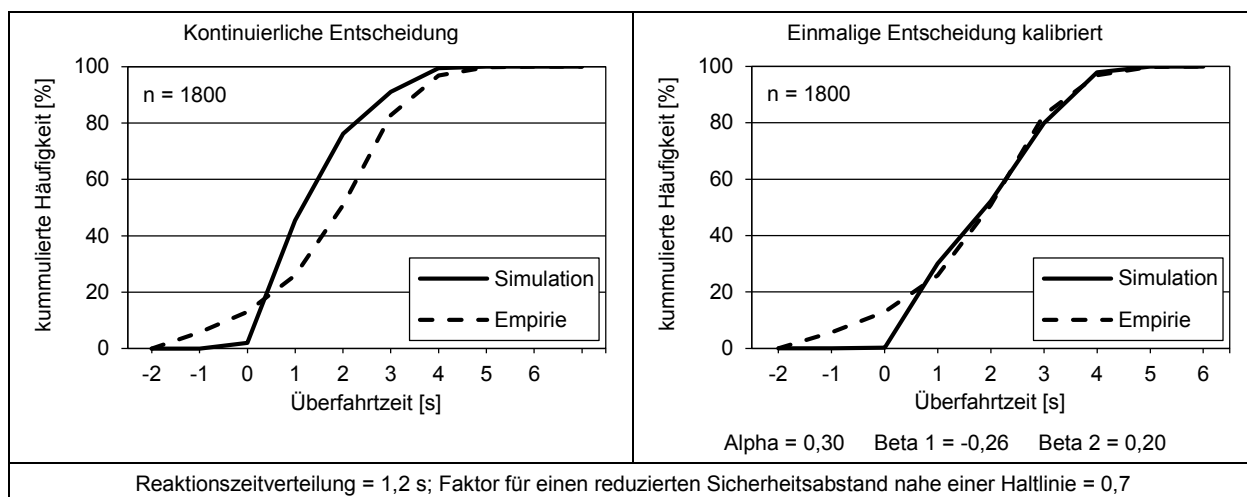


Bild 8-17: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h

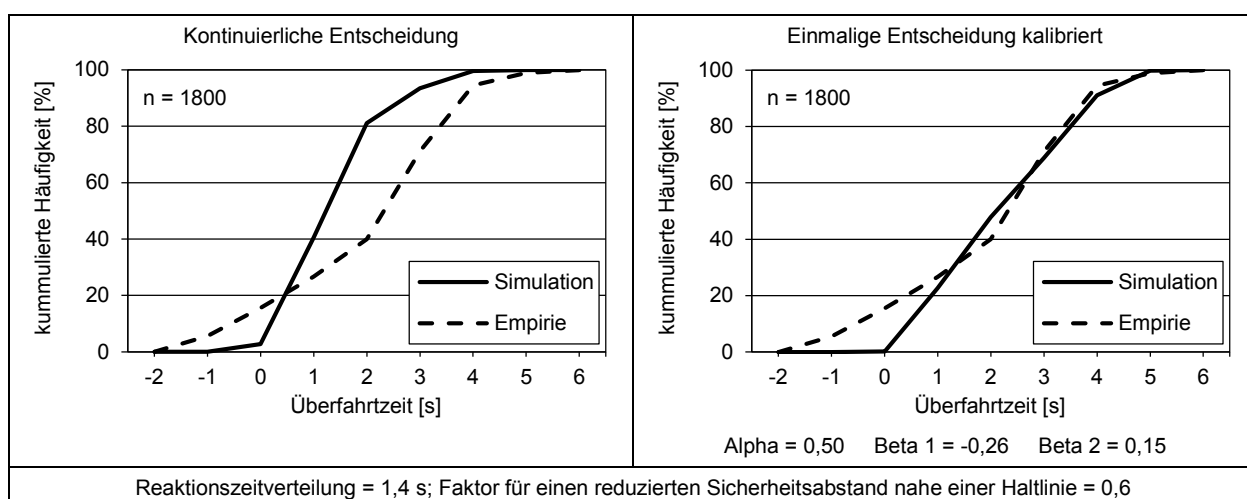


Bild 8-18: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h

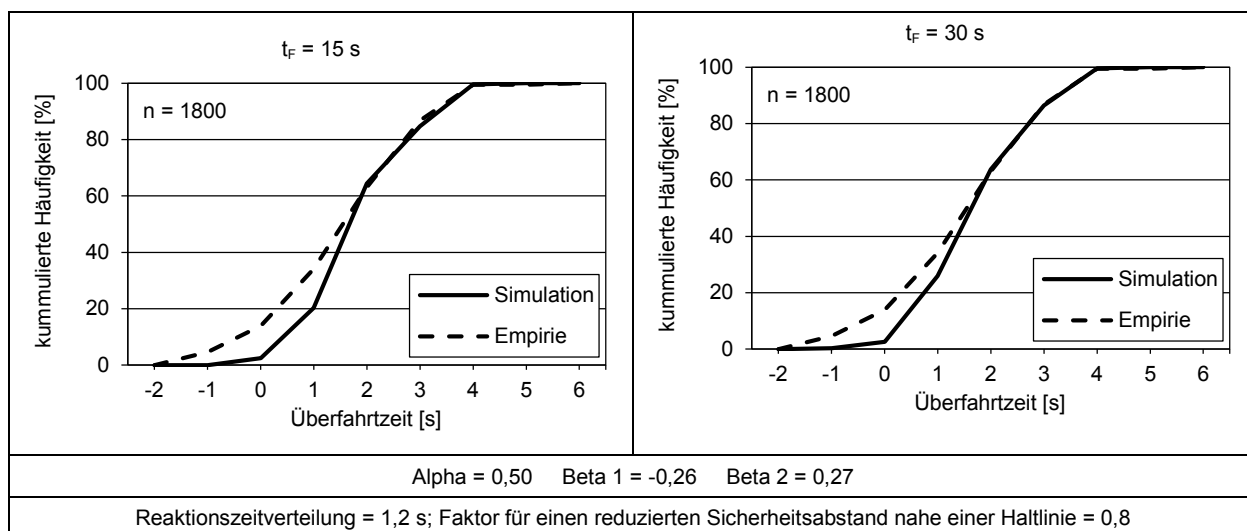


Bild 8-19: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h bei veränderter Freigabezeit

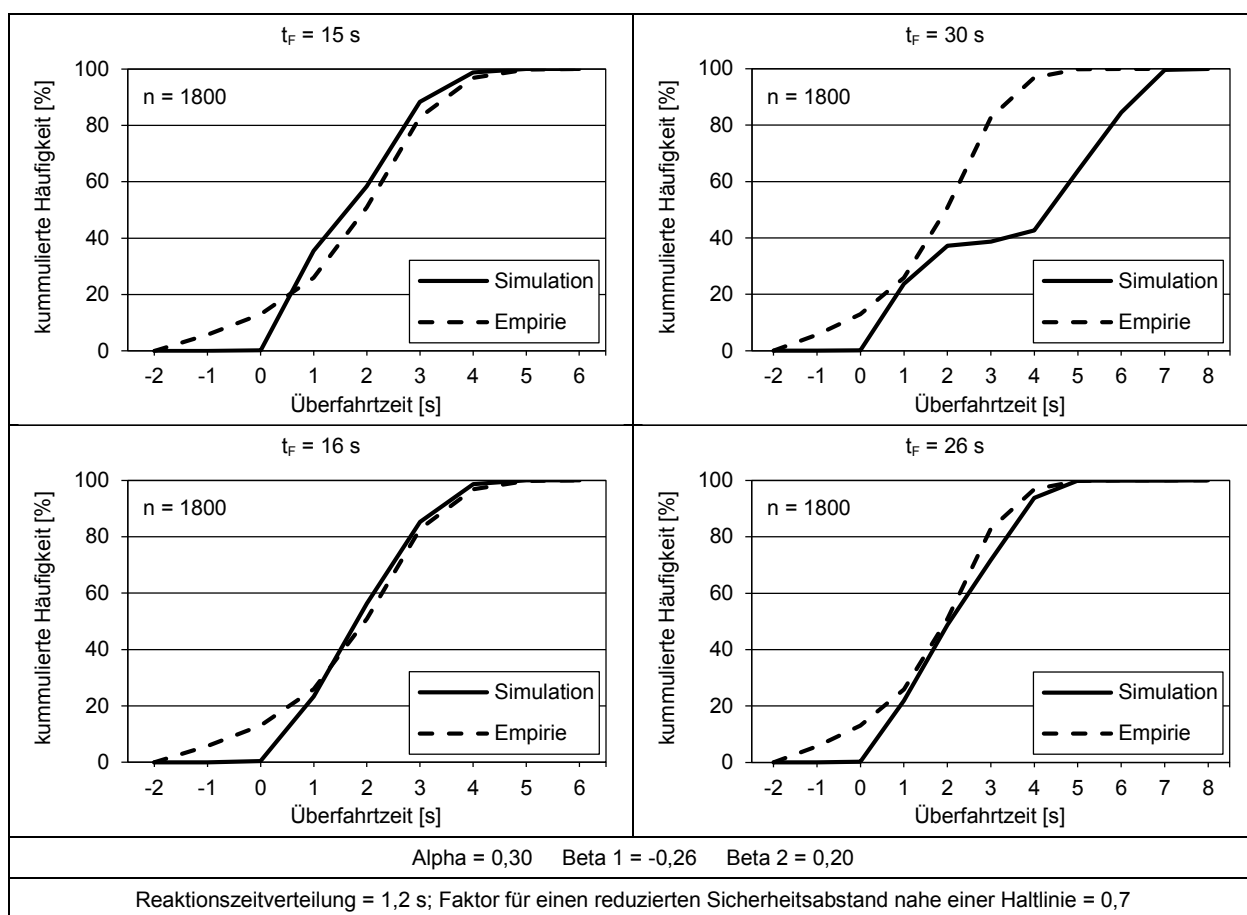


Bild 8-20: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h bei veränderter Freigabezeit

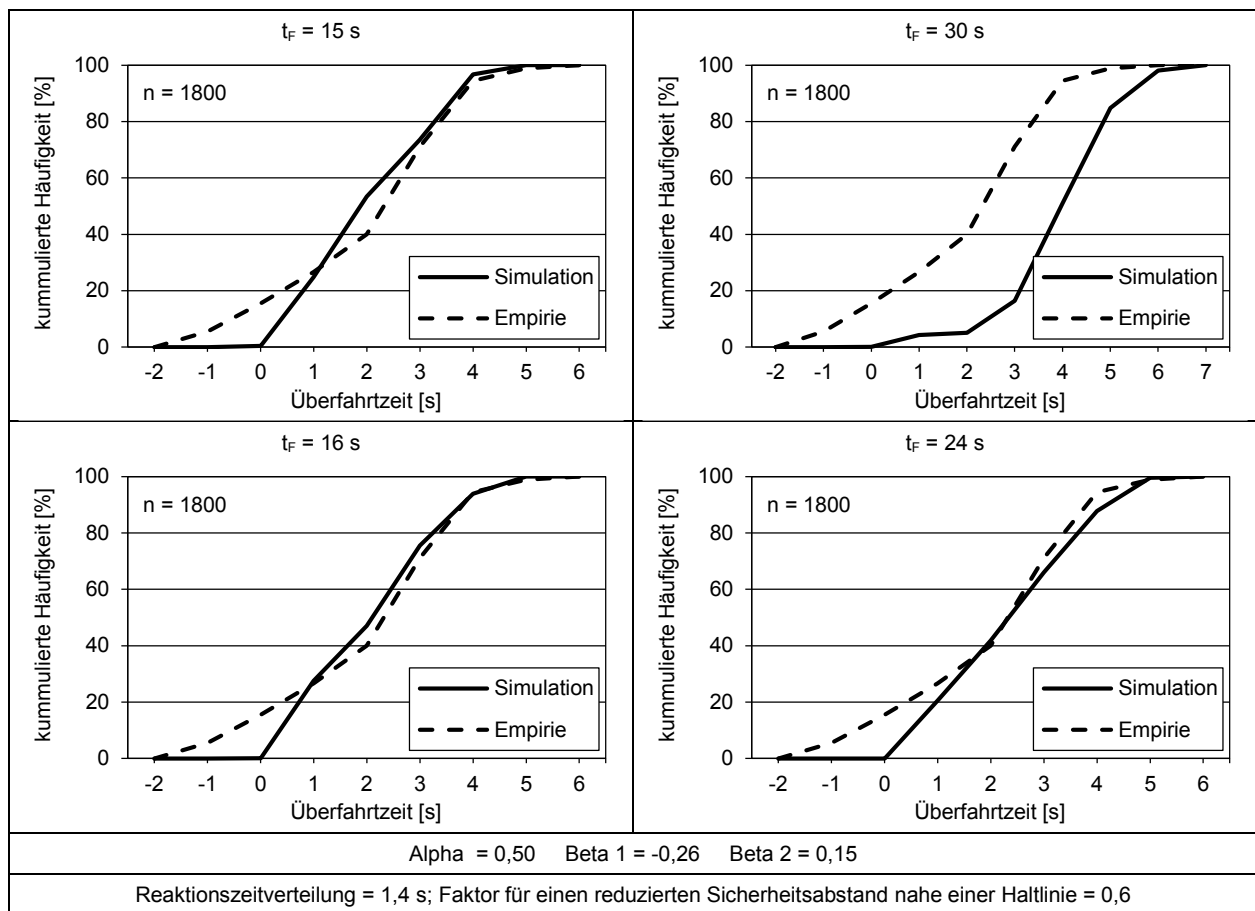


Bild 8-21: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h bei veränderter Freigabezeit

8.5.4 Kalibrierung für Abbieger

Der Kalibrierung der Simulationsmodelle für Abbieger wurden die zuvor für Geradeausfahrstreifen abgeleiteten Simulationsparameter für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h (vgl. Kapitel 8.5.2 und 8.5.3) zugrunde gelegt.

Im Zuge der Kalibrierung erfolgte eine iterative Anpassung der Geschwindigkeitsverteilung für einen Langsamfahrbereich im Kurvenbereich. Durch die nicht an den Streckenverlauf angepasste Geschwindigkeit der Fahrzeuge in der Simulation ist ein Langsamfahrbereich zur Reduzierung der Geschwindigkeit während des Abbiegevorgangs notwendig. Da je nach Abbiegeradius die Durchfahrgeschwindigkeit verschieden ist, wurden die Geschwindigkeitsverteilungen in Abhängigkeit vom Abbiegeradius ermittelt. Als Vergleichswert diente der nach dem HBS 2015 berechnete Zeitbedarfswert, wobei der in der vorliegenden Untersuchung abgeleitete Anpassungsfaktor des Abbiegeradius nach Gleichung (4-2) angesetzt wurde.

Damit die Fahrzeuge bereits frühzeitig auf den Langsamfahrbereich reagieren und dementsprechend ihre Geschwindigkeit reduzieren, wurde der Beginn des Langsamfahrbereichs 2 m nach der Haltlinie positioniert. Um zu gewährleisten, dass die Fahrzeuge während des Abbiegevorgangs bzw. des Durchfahrens des Kurvenbereichs die reduzierte Geschwindigkeit beibehalten, erstreckt sich der Langsamfahrbereich über den gesamten Kurvenbereich (Bild 8-22). Das Simulationsmodell sollte im weiteren Verlauf auch zur Untersuchung des Einflusses des Mischfahrstreifens verwendet werden, sodass neben der Strecke für die Rechtsabbieger auch eine Strecke für die Geradeausfahrer eingepflegt wurde. Damit in diesem Untersuchungsfall jedoch nur Rechtsabbieger untersucht werden, wurde eine statische Routenentscheidung eingepflegt, die alle eingespeisten Fahrzeuge rechts abbiegen lässt. Da die Geschwindigkeitsreduzierung innerhalb des Langsamfahrbereichs unabhängig von der Fahrtrichtung ist, gelten die nachfolgend abgeleiteten Parameter ebenfalls für Linksabbieger.

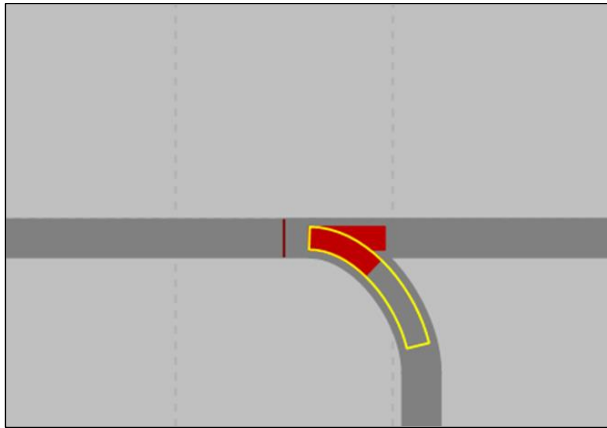


Bild 8-22: Ausschnitt des Simulationsmodells für einen Mischfahrstreifen

Für die Kalibrierung der Abbieger und der Geschwindigkeitsverteilung wurden insgesamt vier Radien mit Werten von 17,5 m, 15 m, 12,5 m und 10 m betrachtet. Für Radien ab 20 m wurde vorausgesetzt, dass aufgrund der Größe des Radius die Geschwindigkeit nicht reduziert wird, sodass die standardmäßig hinterlegte Wunschgeschwindigkeitsverteilung für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h verwendet wird. Demnach wird ab einem Radius von mindestens 20 m kein Langsamfahrbereich benötigt.

Für die aufgeführten Radien wurde jeweils die obere und untere Grenze der Geschwindigkeitsverteilung iterativ angepasst, bis eine zufriedenstellende Übereinstimmung der mittleren Zeitbedarfswerte in der Simulation mit den Zeitbedarfswerten nach dem HBS 2015 erreicht werden konnte (Tab. 8-13).

Mit den aufgeführten Radien konnten die mittleren Zeitbedarfswerte nach dem HBS 2015 in der Simulation annähernd exakt nachgebildet werden (Tab. 8-14), sodass mit den abgeleiteten Parametern für Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten unter Zuhilfenahme der aufgeführten Geschwindigkeitsverteilungen für einen Langsamfahrbereich eine HBS-konforme Simulation gewährleistet werden kann.

Radius [m]	Untere Grenze ($f(x) = 1$)	Obere Grenze ($f(x) = 2$)
$\geq 20,0$	48	58
17,5	33	43
15,0	27	37
12,5	25	32
10,0	22	28
Standardmäßige Wunschgeschwindigkeitsverteilung für $v_{zul} = 50$ km/h		

Tab. 8-13: Geschwindigkeitsverteilungen für Langsamfahrbereiche

R [m]	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]		Abweichung [%]	Sättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		Abweichung [%]
	Simulation	Empirie		Simulation	Empirie	
$\geq 20,0$	1,781	1,800	1,07%	2022	2000	1,08%
17,5	1,855	1,858	0,14%	1941	1938	0,14%
15,0	1,918	1,915	0,16%	1877	1880	0,16%
12,5	1,964	1,973	0,46%	1833	1825	0,46%
10,0	2,026	2,030	0,21%	1777	1773	0,22%

Tab. 8-14: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärken in der Simulation (nach der Kalibrierung) und nach dem HBS 2015 mit Gleichung (4-2) aus der Empirie für verschiedene Radien

8.5.5 Kalibrierung für Schwerverkehr

Der Kalibrierung der Simulationsmodelle für Schwerverkehr wurden die zuvor für Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten abgeleiteten Simulationsparameter für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h (vgl. Kapitel 8.5.2 und 8.5.3) zugrunde gelegt. Für den Fahrzeugtyp Lkw wurde

das standardmäßig hinterlegte 2D/3D-Modell mit einer Fahrzeuglänge von 10,215 m verwendet. Um zudem Sattelzüge zu berücksichtigen, wurde auf Basis des 2D/3D-Modells für einen Lkw ein neues Modell für Sattelzüge mit einer Fahrzeuglänge von 16 m erstellt. Die beiden Fahrzeugtypen unterscheiden sich demnach zunächst nur in der Fahrzeuglänge.

Eine Simulation mit den in Kapitel 8.5.2 und 8.5.3 abgeleiteten Parametern sowie mit einem Schwerverkehrsanteil von 20 % zeigte, dass sowohl die Zeitbedarfswerte für Lkw als auch für Sattelzüge in der Simulation geringer sind als nach dem HBS 2015 (Tab. 8-15 und Tab. 8-16). Aufgrund dieser Unterschätzung des HBS 2015 in der Simulation konnte davon ausgegangen werden, dass die Beschleunigung der Schwerverkehrsfahrzeuge zu hoch ist. Daher erfolgte eine iterative Anpassung der Maximal- und Wunschbeschleunigung getrennt für die beiden Fahrzeugtypen Lkw und Sattelzug.

Als Vergleichswert für die Simulation diente der nach dem HBS 2015 berechnete Zeitbedarfswert, der unter Zuhilfenahme der im Zuge dieses Forschungsprojektes neu ermittelten Gleichwerte zur Gewichtung des Schwerverkehrs von 1,7 für Lkw und 2,3 für Sattelzüge bestimmt wurde (vgl. Tab. 4-6).

Mit den in Anhang E aufgeführten Beschleunigungsfunktionen können die mittleren Zeitbedarfswerte nach dem HBS 2015 in der Simulation annähernd nachgebildet werden (Tab. 8-15 und Tab. 8-16), sodass mit den abgeleiteten Parametern für Geradeausfahrstreifen unter Zuhilfenahme der aufgeführten Beschleunigungsfunktionen für die beiden Fahrzeugtypen Lkw und Sattelzug eine HBS-konforme Simulation gewährleistet werden kann.

	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]		Abweichung [%]	Sättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		Abweichung [%]
	Simulation	Empirie		Simulation	Empirie	
Vor Kalibrierung	1,908	2,052	7,01%	1887	1754	7,54%
Nach Kalibrierung	2,020	2,052	1,54%	1782	1754	1,56%

Tab. 8-15: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke in der Simulation und nach dem HBS 2015 mit der Gewichtung 1,7 aus der Empirie für den Fahrzeugtyp Lkw und einen Schwerverkehrsanteil von 20 %

	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]		Abweichung [%]	Sättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		Abweichung [%]
	Simulation	Empirie		Simulation	Empirie	
Vor Kalibrierung	1,990	2,268	12,28%	1809	1587	13,99%
Nach Kalibrierung	2,239	2,268	1,30%	1608	1587	1,32%

Tab. 8-16: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärken in der Simulation und nach dem HBS 2015 Gewichtung 2,3 aus der Empirie für den Fahrzeugtyp Sattelzug und einen Schwerverkehrsanteil von 20 %

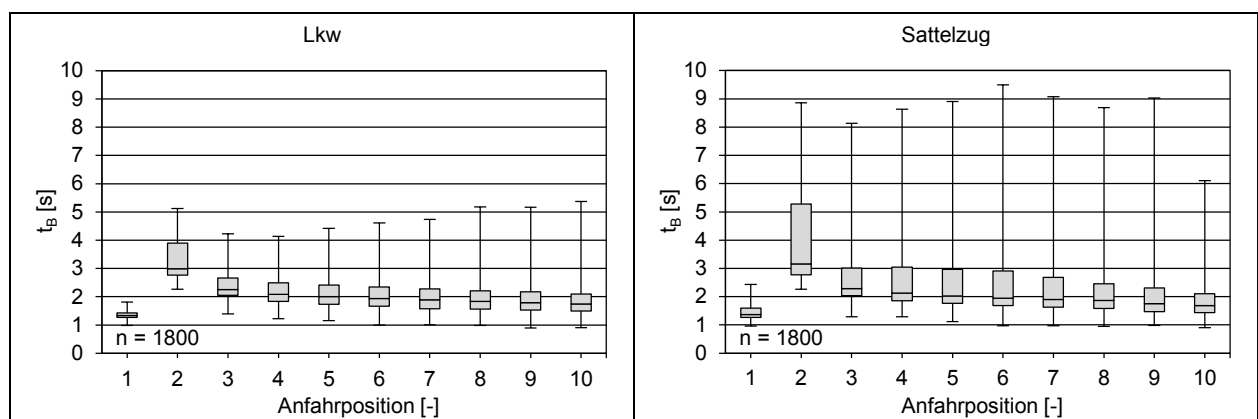


Bild 8-23: Boxplots der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für einen Schwerverkehrsanteil von 20 % nach der Kalibrierung

8.6 Zeitbedarfswerte auf Mischfahrstreifen

Für die Untersuchung der Zeitbedarfswerte auf Mischfahrstreifen in der Simulation wurden die zuvor abgeleiteten Simulationsparameter für Geradeausfahrer für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h sowie für Abbieger zugrunde gelegt. Untersucht wurden drei verschiedene Abbiegeranteile von 25, 50 und

75 %. Die Simulation erfolgte für nicht bedingt verträglich geführte Rechtsabbieger. Durch den freien Abfluss diente der nach dem HBS 2015 berechnete Zeitbedarfswert für Mischfahrstreifen, welcher als lineare Superposition der einzelnen Zeitbedarfswerte nach Gleichung (4-7) berechnet wurde, als Vergleichswert für die Simulation.

Mit den abgeleiteten Simulationsparametern können die mittleren Zeitbedarfswerte nach dem HBS 2015 in der Simulation annähernd nachgebildet werden (Tab. 8-18). Folglich kann durch diese Parameter für Mischfahrstreifen mit einem freien Abfluss eine HBS-konforme Simulation gewährleistet werden. Damit wird die Annahme für die Simulation bestätigt, dass sich bei einem freien Abfluss unterschiedliche Verkehrsströme auf einem Mischfahrstreifen nicht direkt beeinflussen und sich der resultierende Abfluss direkt aus den Zeitbedarfswerten der Verkehrsströme bestimmen lässt.

Zu beachten ist, dass in der Simulation in Bezug auf eine Reaktion auf abbiegende Vorderfahrzeuge kein vorrausschauendes Fahrverhalten eingestellt werden kann. Somit reduzieren Fahrzeuge auf einem Mischfahrstreifen nicht automatisch ihre Geschwindigkeit bzw. erhöhen die Zeit- oder Weglänge zum Vorderfahrzeug. Demzufolge liegt hier ggf. eine systematische Abweichung zwischen der Realität und der Simulation vor.

Radien [m]	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s] nach dem HBS 2015	Abbiegeranteile [%]		
		25	50	75
≥ 20,0	1,800			
17,5	1,858			
15,0	1,915			
12,5	1,973			
10,0	2,030			
Mittelwert	1,915	1,829	1,858	1,886

Tab. 8-17: Berechnung der mittleren Zeitbedarfswerte für Mischfahrstreifen je Abbiegeranteil nach dem HBS 2015

Abbiegeranteile [%]	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]			Sättigungsverkehrsstärke [Kfz/h]		
	Simulation	HBS 2015	Abweichung	Simulation	HBS 2015	Abweichung
0	1,781	1,800	1,07%	2022	2000	1,08%
25	1,861	1,829	1,75%	1935	1969	1,72%
50	1,904	1,858	2,52%	1890	1938	2,45%
75	1,930	1,886	2,31%	1865	1908	2,26%

Tab. 8-18: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke (nach dem HBS 2015) in der Simulation und nach dem HBS 2015 für Mischfahrstreifen mit verschiedenen Abbiegeranteilen sowie für Radien ≥ 10 m

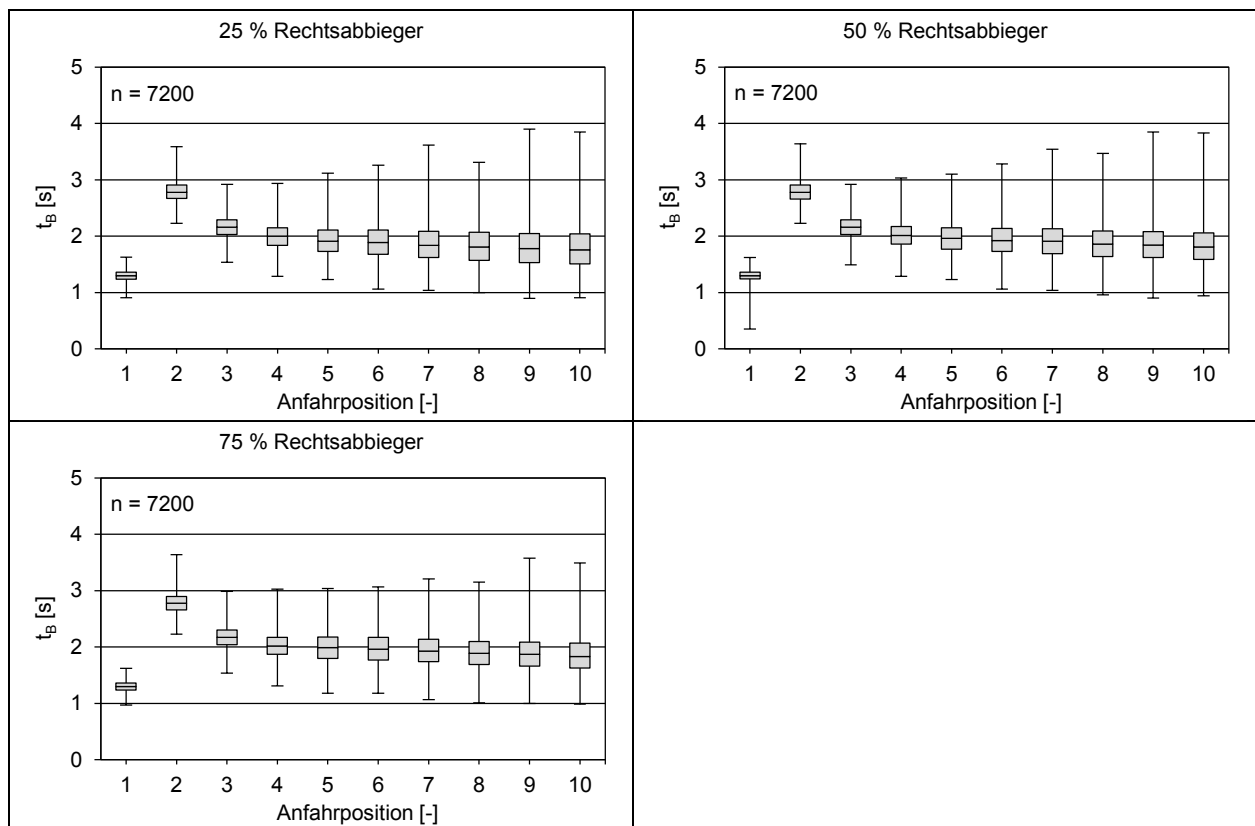


Bild 8-24: Boxplots der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für einen Mischfahrstreifen für verschiedene Abbiegeranteile

8.7 Vergleich der resultierenden Wartezeiten

Die Verwendung der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation als alternatives Verfahren für die Bewertung der Verkehrsqualität nach dem HBS 2015 setzt die Kalibrierung der relevanten Grundparameter voraus. Mit den in der Untersuchung erarbeiteten Parametern und Hinweisen können die Zeitbedarfswerte sowie die Überfahrtzeitdifferenzen und somit die Kapazitäten für viele Randbedingungen gemäß dem HBS 2015 eingestellt werden. Da im HBS die Wartezeit als maßgebliches Kriterium der Qualität des Verkehrsablaufs an LSA betrachtet wird, ist ein Vergleich der berechneten und der mit kalibrierten Kapazitäten aus der Simulation abgeleiteten Wartezeiten sinnvoll. Eine unmittelbare Bewertung simulierter Wartezeiten mit den in Tab. 2-2 angegebenen Grenzwerten der Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs ist ohne eine vorherige Überprüfung der Vergleichbarkeit nur bedingt aussagekräftig und kann zu Fehleinschätzungen der Verkehrsqualität führen. Aus der Simulation abgeleitete Verlustzeiten, welche auch die Zeitverluste hinter der Haltlinie berücksichtigen (vgl. Kapitel 8.1), können nicht mit diesen Grenzwerten bewertet werden.

Der Vergleich der Wartezeiten wurde für den Standardfall, also einen ebenen Geradeausfahrstreifen mit reinem Pkw-Verkehr und einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h, durchgeführt. Die Freigabezeit betrug 20 s und die Umlaufzeit wurde zu 60 s gewählt. Es wurde lediglich der stationäre Fall betrachtet, da die Einflüsse der verschiedenen Ganglinien zunächst unberücksichtigt bleiben sollten (vgl. Kapitel 7.2). Als Vergleichswert dienten die nach HBS 2015 berechneten Wartezeiten.

Um die simulierten und berechneten Wartezeiten zu vergleichen, erfolgte wie bereits im Kapitel 7.2 eine Simulation verschiedener Lastfälle. Im Unterschied zu dem Vorgehen wurden jedoch mehr Lastfälle in einer feineren Abstufung von 25 Kfz/h eingespeist, sodass 100 bis 725 Kfz/h simuliert wurden. Demnach erfolgte eine Simulation von einer geringen Auslastung bis hin zu einem gesättigten Verkehrsfluss nahe der Kapazität. In PTV Vissim werden – wie auch im HBS 2015 – poissonverteilte Fahrzeugankünfte zugrunde gelegt. Die Ergebnisse sind in Bild 8-25 dargestellt. Dabei fällt auf, dass die simulierten und berechneten Wartezeiten voneinander abweichen, obwohl die Kapazitäten des Fahrstreifens gemäß den Annahmen des HBS 2015 eingestellt worden sind. Dabei liegen die simulierten Wartezeiten stets unter den mit dem HBS 2015

berechneten Wartezeiten, wobei die absoluten Abweichungen mit dem Auslastungsgrad ansteigen und bei einem Auslastungsgrad von 0,98 ca. 7 s betragen. Die Abweichungen können somit durchaus für die Einordnung des Verkehrsablaufs in eine Qualitätsstufe maßgebend werden. Dennoch erscheint eine grundsätzliche Bewertung des Verkehrsablaufs anhand der simulierten Wartezeiten praktikabel. Die Ergebnisse der Simulation sollten für eine vollständige Bewertung mit den Ergebnissen der HBS-Berechnung in Relation gesetzt werden.

Die Gründe für die systematischen Abweichungen zwischen den simulierten und den nach dem HBS 2015 berechneten Wartezeiten konnten in der vorliegenden Untersuchung nicht abschließend geklärt werden. Die korrekte Erhebung der Wartezeiten aus der Simulation wurde mehrfach überprüft. Weitere Einflussgrößen wie ein behinderter Abfluss oder eine von 50 km/h abweichende zulässige Höchstgeschwindigkeit könnten die Abweichungen ggf. auch noch weiter beeinflussen. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf. Daher wird hier auf die Ableitung eines Anpassungsfaktors zur Vereinheitlichung der Ergebnisse der Simulation und des HBS verzichtet. Der instationäre Verkehrsfluss, welcher bereits umfassend von LEYN (2016) und auch in Kapitel 7.2 untersucht worden ist, stellt darüber hinaus einen weiteren Einflussfaktor für die Differenzen zum Handrechenverfahren des HBS 2015 dar.

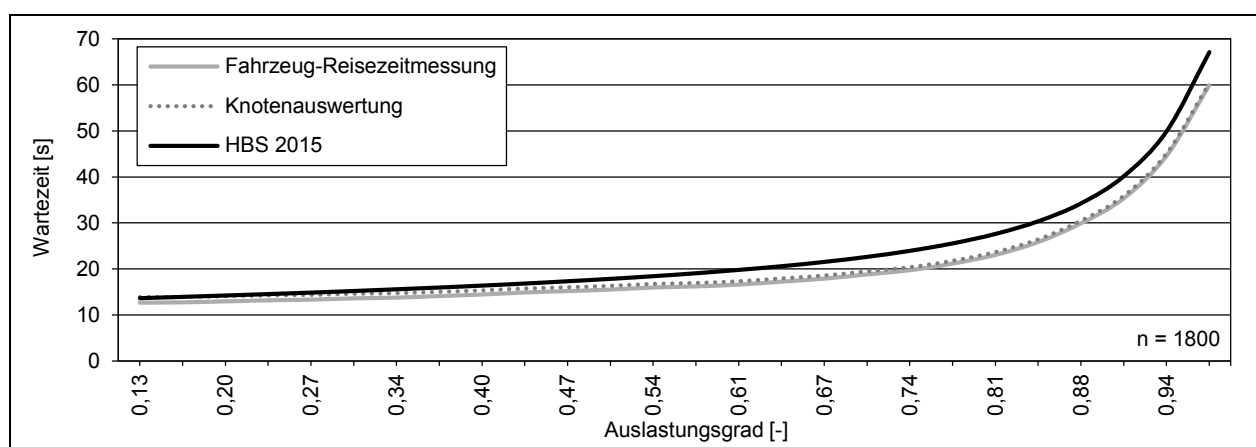


Bild 8-25: Vergleich der Wartezeit nach dem HBS 2015 und der Wartezeit in der Simulation für den kalibrierten Standardfall

8.8 HBS-konforme Simulation von festzeit- und verkehrsabhängig gesteuerten Einzelknotenpunkten

8.8.1 Methodik

Mit den zuvor abgeleiteten Simulationsparametern erfolgte eine Simulation von insgesamt zehn sowohl festzeitgesteuerten als auch verkehrsabhängig gesteuerten Einzelknotenpunkten (Tab. 8-19). Ziel war der Vergleich der aus der standardisierten Simulation resultierenden Wartezeiten mit den Wartezeiten nach dem HBS 2015.

Die betrachteten Knotenpunkte wurden jeweils in PTV Vissim nachgebildet. Das Netzmodell basiert auf der zur Verfügung gestellten Plangrundlage, die in PTV Vissim als Hintergrund geladen wurde, oder aus der in PTV Vissim implementierten Hintergrundkarte BingMaps. Die Signalprogramme wurden entsprechend der vor Ort geschalteten Programme eingepflegt. Sofern keine Informationen zu den Steuerungsprogrammen bei den verkehrsabhängig gesteuerten Knotenpunkten vorlagen, wurde ein fiktives Programm entwickelt, welches der vor Ort geschalteten Steuerungsform entsprach. Alle Routenentscheidungen der Verkehrsströme wurden im Netz eingegeben. Für die Verkehrsbelastung wurden sechs Belastungsfälle betrachtet (vgl. Tab. 8-20). Die Verkehrsbelastungen je Zufahrt bzw. statischer Route wurden entsprechend des jeweiligen Szenarios eingepflegt. Grundlage der Belastungsfälle bildeten die tatsächlichen Spitzenstundenbelastungen an den jeweiligen Knotenpunkten und Verkehrsströmen (Szenario 1), die durch die zuständigen Behörden bereitgestellt wurden oder durch Verkehrszählungen vorlagen. Sofern keine Daten bezüglich der Verkehrsbelastungen vorlagen, wurde für das Szenario 1 eine fiktive Verkehrsbelastung definiert.

KP Nr.	Ort	Straßen	Nr.	Knotenpunkttyp	Verkehrsströme	Steuerungsform
1	Meschede	Oesterweg / Martin-Luther-Straße	E-1	Einmündung	2, 8, 10	Festzeit
2	Duisburg	Fährstraße / Ruhrdeich / Emmericher Straße / Meidericher Straße	E-2	Kreuzung	2/3, 8, 11	Festzeit
3	Krefeld	Düsseldorfer Straße / Hafenstraße	E-3	Kreuzung	2/3, 5, 8, 11	Festzeit
4	Krefeld	Düsseldorfer Straße / Mündelheimer Straße	E-4	Einmündung	5, 9, 11	Festzeit
5		Fiktiver Knotenpunkt	F-1	Kreuzung	2, 5	Alles-Rot
6		Fiktiver Knotenpunkt	F-2	Einmündung	2/3, 8	Alles-Rot
7		Fiktiver Knotenpunkt	F-3	Kreuzung	2, 5, 8	Haupttrichtung Dauergrün
8		Fiktiver Knotenpunkt	F-4	Kreuzung	2/3, 5/6, 8	Haupttrichtung Dauergrün
9	Nettetal	Freiheit Straße / Von-Bocholtz-Straße	F-5	Einmündung	5/6, 11	Freigabezeit- verlängerung
10	Viersen	Dülkener Straße / Aachener Weg	F-6	Kreuzung	2/3, 8/9	Freigabezeit- verlängerung

Tab. 8-19: Untersuchte Knotenpunkte für den Vergleich von Wartezeiten an Knotenpunkten mit festzeit- und verkehrsabhängig gesteuerten LSA in der Simulation und nach dem HBS 2015

Szenario	Verkehrsbelastung
1	Tatsächliche Verkehrsbelastung
2	70 % der tatsächlichen Verkehrsbelastung
3	80 % der tatsächlichen Verkehrsbelastung
4	90 % der tatsächlichen Verkehrsbelastung
5	110 % der tatsächlichen Verkehrsbelastung
6	Steigerung der tatsächlichen Verkehrsbelastung, bis an mindestens einem betrachteten Verkehrstrom des Knotenpunktes ein Auslastungsgrad von größer 80 % erreicht wird

Tab. 8-20: Szenarien der Verkehrsbelastungen

Abweichend von dieser Vorgehensweise wurden für die Knotenpunkte mit einer Alles-Rot-/Sofort-Grün- sowie einer Haupttrichtung-Dauergrün-Steuerung (HDG) keine realen Knotenpunkte nachgebildet. Insbesondere die Steuerungsform Alles-Rot-/Sofort-Grün findet in der Praxis selten Anwendung. Um die Gültigkeit der abgeleiteten Simulationsparameter dennoch auch für diese Steuerungsformen untersuchen zu können, wurden Beispielknotenpunkte mit fiktiven Signalprogrammen in PTV Vissim eingepflegt.

Da über alle betrachteten Knotenpunkte verschiedene Schwerverkehrsanteile vorlagen, wurde für die folgende Untersuchung festgelegt, dass in der Simulation lediglich der Fahrzeugtyp Pkw betrachtet wird. Daher wurde eine Fahrzeugzusammensetzung eingepflegt, welche lediglich den Fahrzeugtyp Pkw enthält.

Die zulässige Höchstgeschwindigkeit lag an allen betrachteten Knotenpunkten bei 50 km/h. Aus diesem Grund wurde in allen Simulationsmodellen für die Zuflüsse die Standard-Wunschgeschwindigkeitsverteilung für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h verwendet.

Die Dauer eines Simulationslaufs betrug 1,5 Stunden, wovon eine Stunde die Simulation des Verkehrszustandes während der Spitzenstunde im betrachteten Szenario umfasste. Um zu Beginn der Bemessungsstunde an den Messstellen eine realistische Situation zu simulieren, wurde für die Vorlaufzeit von 30 Minuten eine Verkehrsbelastung eingespeist, die in etwa 90 % der Verkehrsbelastung der Bemessungsstunde entspricht. Daran anschließend wurden 60 Minuten mit der vollen Verkehrsbelastung der Bemessungsstunde simuliert (Untersuchungszeitbereich). Da keine Daten für die Verkehrsbelastungen vor und nach der Spitzenstunde vorlagen sowie die Verkehrsbelastungen in der Spitzenstunde nicht in 15-Minuten-Intervallen vorlagen, wurde lediglich die Spitzenstunde simuliert und ausgewertet.

Sowohl bei der Untersuchung der festzeitgesteuerten Knotenpunkte als auch bei den Knotenpunkten mit einer verkehrsabhängigen Steuerung erfolgte ein Vergleich der Wartezeiten nach dem HBS 2015 mit den Wartezeiten aus der Simulation. Aus diesem Grund wurde der Bemessung nach dem HBS 2015 der mittlere Zeitbedarfswert des Verkehrstroms für den jeweiligen Untersuchungsfall aus der Simulation zugrunde gelegt (Tab. 8-21). Der Instationaritätsfaktor wurde im Zuge der HBS-Bemessung auf 1,0 gesetzt, da keine Daten hinsichtlich der Instationaritäten an den einzelnen Knotenpunkten vorlagen. Zudem werden die Fahr-

zeuge in der Simulation generell gleichverteilt über die Bemessungsstunde eingespeist, sodass in der Simulation keine Instationarität vorlag. Wie zuvor im Kapitel 7.2 aufgeführt, sind die Wartezeiten u. a. abhängig von den Ganglinien. Dieser Einfluss blieb im Zuge der Untersuchung zunächst unberücksichtigt, sollte in zukünftigen Forschungsvorhaben jedoch näher betrachtet werden. Die Berechnung der Wartezeiten der verkehrsabhängig gesteuerten Knotenpunkte wurde gemäß dem HBS 2015 durch die Betrachtung eines Festzeitprogramms mit mittleren Freigabe- und Sperrzeiten durchgeführt.

Die Auswertung der Wartezeiten in der Simulation erfolgte über das Werkzeug der Knotenauswertung. Da lediglich Einzelknotenpunkte betrachtet wurden, konnten mit diesem Auswertungswerkzeug die Wartezeiten in allen Zufahrten zufriedenstellend erhoben werden. Der Ort des Beginns der Verlustzeitmessung wurde auf 250 m vor dem Knotenpunkt festgelegt, damit die Wartezeiten über die gesamte Vorlaufstrecke erhoben wurden.

	Radius [m]	Mittlerer Zeitbedarfswert $\bar{t}_{B,5-10}$ [s]		
Geradeausfahrer	-	1,781		
Linksabbieger / Rechtsabbieger	$\geq 20,0$	1,781		
	17,5	1,855		
	15,0	1,918		
	12,5	1,964		
	10,0	2,026		
		Abbiegeranteil		
		25 %	50 %	75 %
Mischfahrstreifen (GA + RA / GA + LA)	$\geq 20,0$	1,781	1,781	1,781
	17,5	1,809	1,828	1,844
	15,0	1,846	1,888	1,909
	12,5	1,874	1,922	1,952
	10,0	1,913	1,980	2,015

Tab. 8-21: Mittlere Zeitbedarfswerte in der Simulation für die Bemessung nach dem HBS 2015

8.8.2 Ergebnisse für festzeitgesteuerte Einzelknotenpunkte

Ein Vergleich der Wartezeiten nach dem HBS 2015 mit den in der Simulation ermittelten Wartezeiten zeigt für die Szenarien 1 bis 5 und folglich für einen nicht gesättigten Verkehrsfluss insgesamt eine gute Übereinstimmung der simulierten und berechneten Wartezeiten der einzelnen Verkehrsströme (Bild 8-26 oben links), wobei die Wartezeiten in der Simulation mit Ausnahme von drei Fällen am Untersuchungsobjekt E-1 konstant etwas niedriger ausfallen als die Wartezeiten nach dem HBS 2015. Die maximale Unterschätzung in der Simulation liegt bei etwa 5,5 s. Die ermittelten Abweichungen liegen im Bereich der in Kapitel 8.7 ermittelten Differenzen.

Im Szenario 6 erfolgte ein Vergleich der Wartezeiten nach dem HBS 2015 mit den in der Simulation ermittelten Wartezeiten für einen gesättigten Verkehrsfluss. Hierbei konnte ein signifikanter Einfluss der Verkehrsströme mit kurzem Aufstellstreifen auf die betrachteten Ströme mit unendlich langem Aufstellstreifen beobachtet werden. Da die Auswirkungen des Rückstaus der Verkehrsströme mit kurzem Aufstellstreifen nicht untersucht werden sollten, wurden alle Fahrstreifen in den Knotenpunktzufahrten auf mindestens 250 m verlängert.

Ein Vergleich der Wartezeiten aus der Simulation mit den Wartezeiten nach dem HBS 2015 verdeutlicht erneut (vgl. Kapitel 7.2 und 8.7), dass mit steigender Auslastung die Abweichungen zwischen den simulierten und berechneten Wartezeiten zunehmen. So weicht z. B. die Wartezeit für einen Verkehrsstrom am Untersuchungsobjekt E-2 für einen Auslastungsgrad von 0,98 um etwa 28 s von der Wartezeit nach dem HBS 2015 ab. Insgesamt kann festgestellt werden, dass in den meisten Fällen mit Ausnahme von je einem Verkehrsstrom an drei Untersuchungsobjekten die Abweichungen zwischen den Wartezeiten nach dem analytischen Verfahren des HBS 2015 und den Wartezeiten in der Simulation auch bei einem gesättigten Verkehrsstrom im Bereich der in Kapitel 8.7 ermittelten Differenzen liegen. Grundsätzlich ist damit eine Bewertung des Verkehrsablaufs mit den simulierten Wartezeiten möglich. Hinsichtlich der Gründe und des Ausmaßes der Abweichungen zwischen den simulierten und den analytisch berechneten Wartezeiten besteht weiterer Forschungsbedarf.

8.8.3 Ergebnisse für verkehrsabhängig gesteuerte Einzelknotenpunkte

Ein Vergleich der nach dem HBS 2015 berechneten Wartezeiten mit den in der Simulation ermittelten Wartezeiten zeigt für die Szenarien 1 bis 5 und folglich für einen ungesättigten Verkehrsfluss bei allen drei betrachteten Steuerungsformen eine insgesamt gute Übereinstimmung der simulierten und berechneten Wartezeiten (Bild 8-26 oben rechts, unten links und unten rechts). Erneut fallen die Wartezeiten in der Simulation konstant niedriger aus als die berechneten Wartezeiten. Die maximale Unterschätzung in der Simulation liegt bei etwa 6,5 s. Die Abweichungen in dieser Höhe zwischen den statischen Berechnungen und der Verkehrsflusssimulation entsprechen den in Kapitel 8.7 für eine Festzeitsteuerung ermittelten Differenzen. Somit können auch Knotenpunkte mit verkehrsabhängiger Steuerung grundsätzlich mit den simulierten Wartezeiten bewertet werden. Es zeigt sich zudem, dass die Bewertung eines Festzeitprogramms mit mittleren Freigabe- und Umlaufzeiten im HBS 2015 für diese Untersuchungsfälle eine durchaus geeignete Näherungslösung darstellt.

Im Szenario 6 erfolgte ein Vergleich der berechneten Wartezeiten mit den in der Simulation ermittelten Wartezeiten für einen gesättigten Verkehrsfluss. Hierbei konnte erneut ein signifikanter Einfluss der Verkehrsströme mit kurzem Aufstellstreifen auf die betrachteten Ströme mit unendlich langem Aufstellstreifen beobachtet werden. Daher wurden, wie bereits im Kapitel 8.8.2, alle Fahrstreifen in den Knotenpunktzufahrten auf mindestens 250 m verlängert, um so den Einfluss der Verkehrsströme mit kurzem Aufstellstreifen zu minimieren.

Ein Vergleich der Wartezeiten aus der Simulation mit den berechneten Wartezeiten verdeutlicht erneut (vgl. Kapitel 7.2 und 8.7), dass mit steigender Auslastung die Abweichungen zwischen den simulierten und berechneten Wartezeiten zunehmen. Die Wartezeit für einen Verkehrsstrom am Untersuchungsobjekt F-2 für einen Auslastungsgrad von 0,96 unterschätzt die berechnete Wartezeit um etwa 47 s. Diese hohen Abweichungen könnten auch aus der Bewertung des verkehrsabhängig gesteuerten Einzelknotens anhand der mittleren Freigabe- und Umlaufzeit resultieren.

Für alle drei Steuerungsformen kann festgestellt werden, dass ab einer Auslastung von etwa 85 % die Abweichung zwischen den simulierten Wartezeiten und den nach dem HBS 2015 berechneten Wartezeiten signifikant mit steigender Auslastung zunimmt. Demzufolge sind die Abweichungen zwischen den Wartezeiten nach HBS 2015 und den simulierten Wartezeiten abhängig vom Auslastungsgrad. Diese Abhängigkeit ist bei den verkehrsabhängig gesteuerten Knotenpunkten stärker ausgeprägt als bei den festzeitgesteuerten Knotenpunkten. Zudem scheinen die Umlaufzeit sowie die Belastungskombinationen der einzelnen Verkehrsströme ebenfalls einen Einfluss auf die Wartezeiten zu haben. Wenn signifikante Unterschiede bei den Belastungen der verschiedenen Signalgruppen sowie ein hoher Auslastungsgrad und im Fall einer Hauptrichtung-Dauergrün- oder Alles-Rot-/Sofort-Grün-Schaltung eine hohe Umlaufzeit vorlagen, traten deutlichere Unterschiede zwischen den Wartezeiten nach dem HBS 2015 und den simulierten Wartezeiten auf. Die Umlaufzeit scheint jedoch bei einer Hauptrichtung-Dauergrün-Schaltung einen geringeren Einfluss auf die Wartezeiten zu haben als bei einer Alles-Rot-/Sofort-Grün-Schaltung. Insgesamt ist die Wartezeit in der Simulation bzw. die Abweichung zwischen den Wartezeiten nach dem HBS 2015 und den Wartezeiten in der Simulation zudem von der Komplexität des Steuerungsprogramms abhängig. Je mehr Ströme abgewickelt werden oder je mehr Phasen das Steuerungsprogramm enthält, desto stärker ist der anzunehmende Einfluss auf die Wartezeiten.

Aufgrund der im Vergleich zu der vorangegangenen Untersuchung der Festzeitsteuerung höheren Abweichungen zwischen dem HBS 2015 und der Simulation kann die Hypothese aufgestellt werden, dass eine verkehrsabhängige Steuerung im Vergleich zu einem gleichwertigen Festzeitprogramm tendenziell zu einer höheren Leistungsfähigkeit führt. Dennoch stellt dieses Vorgehen für einen nicht gesättigten Verkehrsfluss eine akzeptable Näherungslösung für ein Handrechnungsverfahren dar. Inwieweit die Abweichungen durch z. B. Korrekturfaktoren reduziert werden können, kann hier nicht weiter untersucht werden. Durch die hohe Diversität an verkehrsabhängigen Steuerungsmöglichkeiten ist eine sinnvolle Ableitung ohnehin nur schwer umzusetzen. Bei komplexen Steuerungen oder einer hohen Auslastung ist die Verwendung von alternativen Verfahren ggf. nicht vermeidbar, um den Verkehrsablauf adäquat bewerten zu können.

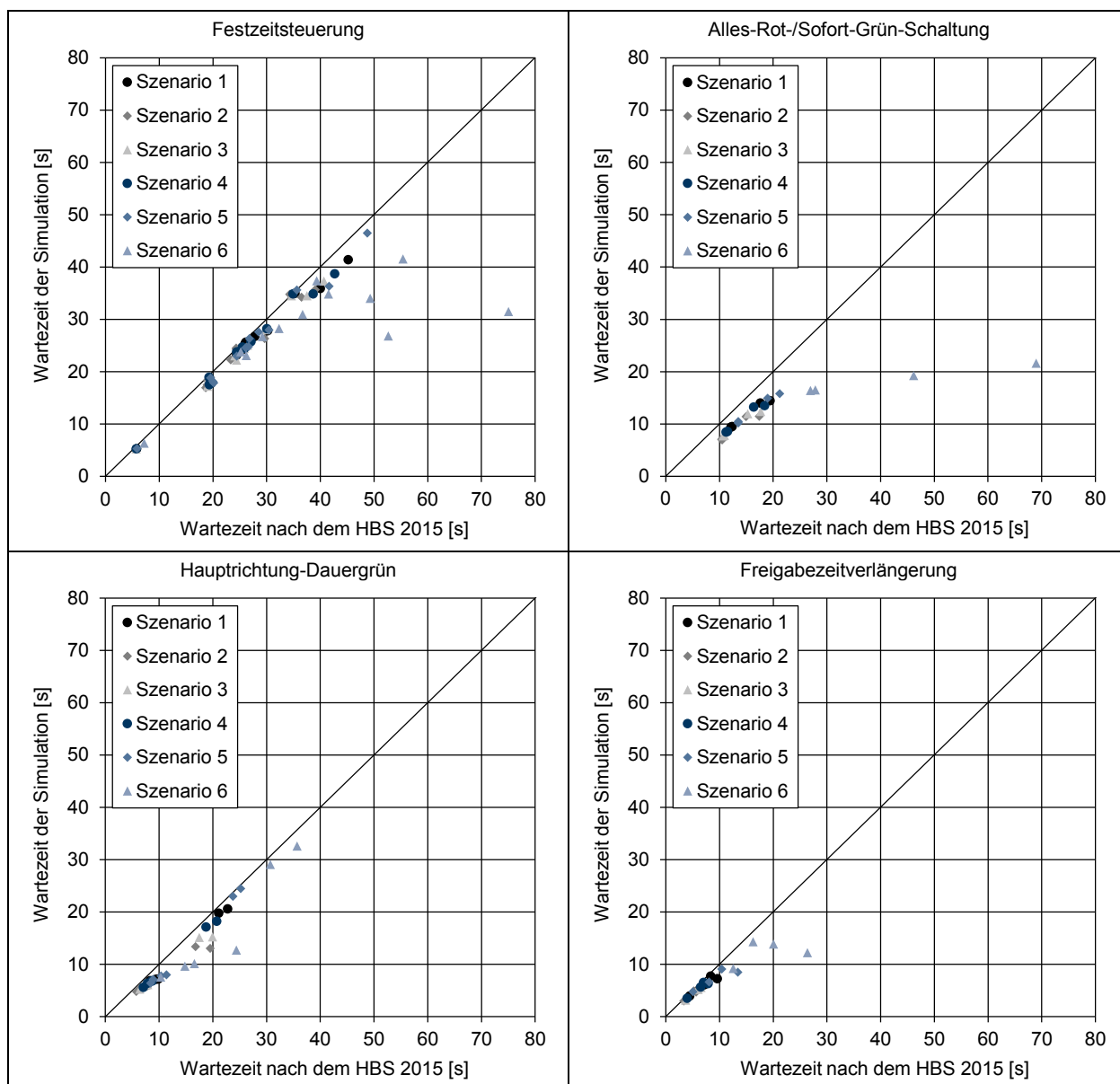


Bild 8-26: Vergleich der Wartezeiten in der Simulation mit den Wartezeiten nach dem HBS 2015

9 Wartezeiten an verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen

9.1 Methodik der Simulationsstudie

Für die Analyse der Wartezeitverteilung an verkehrsabhängig gesteuerten LSA wurden umfangreiche simulationsbasierte Untersuchungen an drei Knotenpunkten mit unterschiedlichen Steuerungsformen durchgeführt. Es wurde eine Hauptrichtung-Dauergrün- (HDG-) Schaltung am Knotenpunkt D-3 (Kreuzung), eine Schaltung mit einer Alles-Rot-Phase als Grundstellung am Knotenpunkt D-5 (Einmündung) und eine Schaltung mit Freigabezeitverlängerung der Nebenrichtung in Kombination mit einer HDG-Schaltung am Knotenpunkt 9 (Einmündung) aus Tab. 8-19 betrachtet. Die Steuerungslogiken wurden in PTV Vissim mit dem Tool VISVAP implementiert. Die Netzmodelle wurden anhand von Original-Lageplänen erstellt und ausreichend lange Vorlaufstrecken implementiert. Schematische Darstellungen der Knotenpunkte und Bezeichnungen der Verkehrsströme sind in Anhang F visualisiert. Die Zwischenzeiten wurden den Signalzeitenplänen bzw. den Zwischenzeitenmatrizen der Knotenpunkte entnommen.

Bei der Simulationsstudie wurden verschiedene Belastungsszenarien berücksichtigt, die unterschiedliche Belastungen sowohl der Haupt- als auch der Nebenrichtung und der Fußgängerfurten abbilden. Die gewählten Szenarien sind in Anhang F dargestellt. Es wurde jeweils eine Stunde mit 900 s Vor- und Nachlauf ohne die Berücksichtigung eines instationären Verkehrsflusses mit ausschließlicher Berücksichtigung des Pkw-Verkehrs simuliert. Für jedes Belastungsszenario wurden insgesamt zehn Simulationsläufe mit unterschiedlichen Startzufallszahlen durchgeführt. Für die Kalibrierung des Simulationsmodells wurden die Sättigungsverkehrsstärken und die Überfahrtzeitdifferenz angepasst, da diese in PTV Vissim, wie in Kapitel 8.3 erläutert, unter Standardbedingungen maßgeblich von den im HBS 2015 angesetzten und in der empirischen Analyse ermittelten Werten abweichen. Mithilfe der in Kapitel 8.5 ermittelten Parameterkombinationen konnten die Sättigungsverkehrsstärke und die effektive Freigabezeit genau eingestellt werden. Für die Herleitung und Kalibrierung der jeweiligen Parameter wird daher auf Kapitel 8.5 verwiesen. Die Wartezeiten wurden über Verlustzeitmessungen bis zur Haltlinie erhoben, sodass definitionsgemäß eine Übereinstimmung der simulierten Wartezeit mit der Wartezeit des HBS 2015 gegeben war (vgl. Kapitel 8.1).

In der Simulation wurde zuerst immer das jeweilige Szenario mit der verkehrsabhängigen Steuerung der LSA umgesetzt. Dabei wurden sowohl die auftretenden Wartezeiten der einzelnen Fahrzeuge als auch die sich einstellenden mittleren Freigabe- und Sperrzeiten ermittelt. Somit konnte im Anschluss die Simulation eines resultierenden zweiphasigen Festzeitprogramms, welches auf Basis der mittleren Signalzeiten sowie der Zwischenzeiten für jedes Szenario einzeln abgeleitet wurde, durchgeführt werden, wobei ebenfalls die Wartezeiten erhoben wurden. Die resultierenden Freigabe- und Sperrzeiten sowie die Phaseneinteilung der Festzeitprogramme sind ebenfalls in Anhang F aufgeführt. Im Ergebnis konnten die beiden Signalprogramme daher unmittelbar miteinander verglichen werden.

9.2 Ergebnisse der Simulationsstudie

Da in der Simulationsstudie sehr umfangreiche Ergebnisse ermittelt wurden, werden diese hier nur auszugsweise für einzelne Szenarien dargestellt. Die mittleren Wartezeiten sowie die Standardabweichungen der Wartezeiten getrennt nach den Verkehrsströmen für alle Simulationsszenarien sind zusätzlich in Anhang F dargestellt.

In Bild 9-1 sind die resultierenden Wartezeiten der einzelnen Verkehrsströme für das Simulationsszenario 7 als Boxplotdarstellung für die verkehrsabhängige Steuerung sowie das entsprechende Festzeitprogramm am Knotenpunkt D-3 in Oberhausen visualisiert. Dabei ist unmittelbar erkennbar, dass die Hauptrichtung zwar geringe Wartezeiten aufweist, diese jedoch offensichtlich auf den hohen Freigabezeitanteil zurückzuführen sind, da die Ergebnisse der Festzeitsteuerung für diese Ströme sehr ähnlich sind. In der Nebenrichtung sind die Unterschiede zum Festzeitprogramm ebenfalls nur gering. Anhand der Freigabezeitverteilung der Hauptrichtung in Bild 9-2 wird deutlich, dass oftmals der festgesetzte Mindestwert von 45 s maßgeblich wird. Eine längere Freigabezeit der Hauptrichtung wird nur selten geschaltet. Somit ist plausibel, dass mit dem Festzeitprogramm sehr ähnliche Wartezeiten ermittelt wurden. In den weiteren Belastungsszenarien des Knotenpunktes konnten ähnliche Beobachtungen gemacht werden.

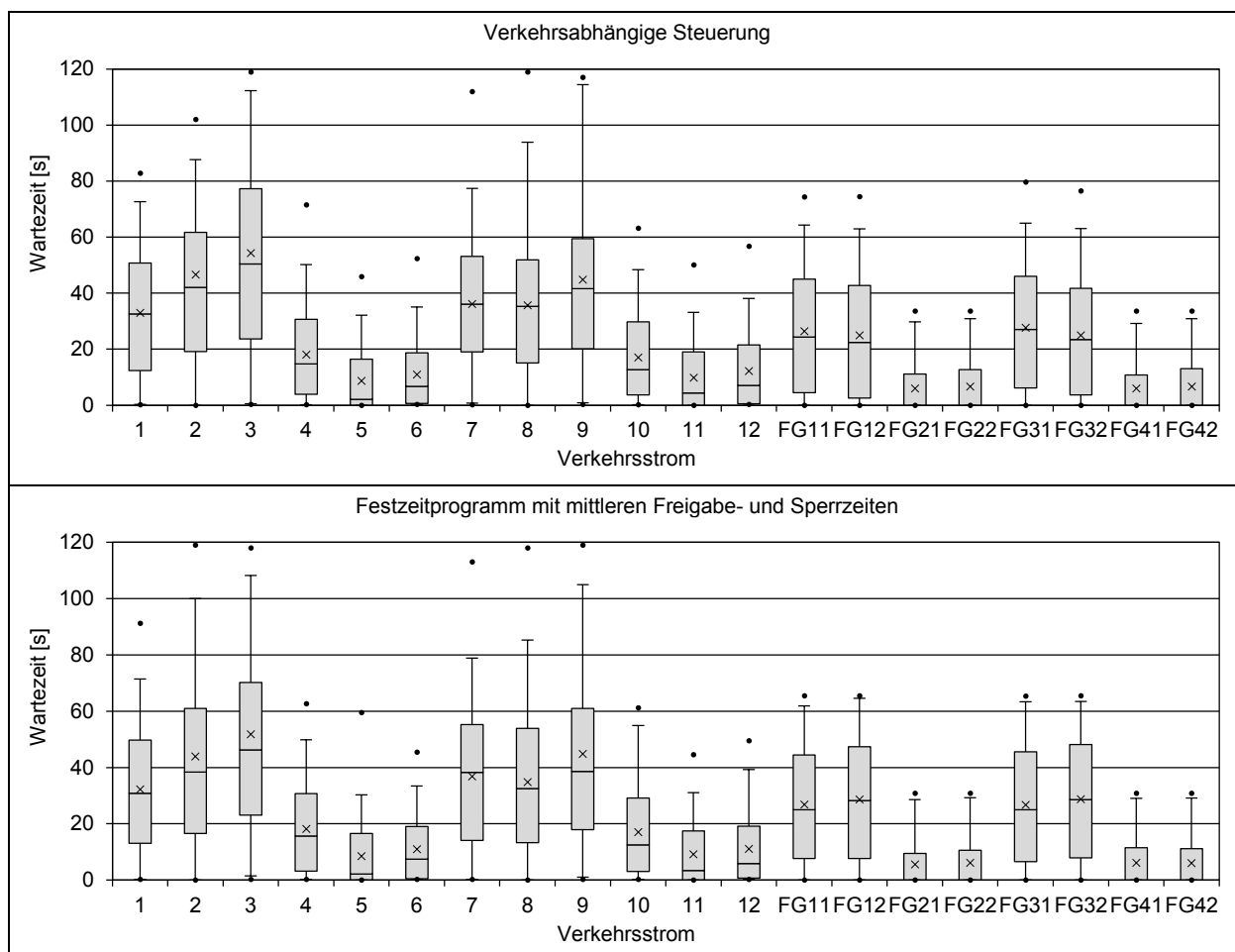


Bild 9-1: Boxplot der simulierten Wartezeiten des Szenarios 7 am Knotenpunkt D-3

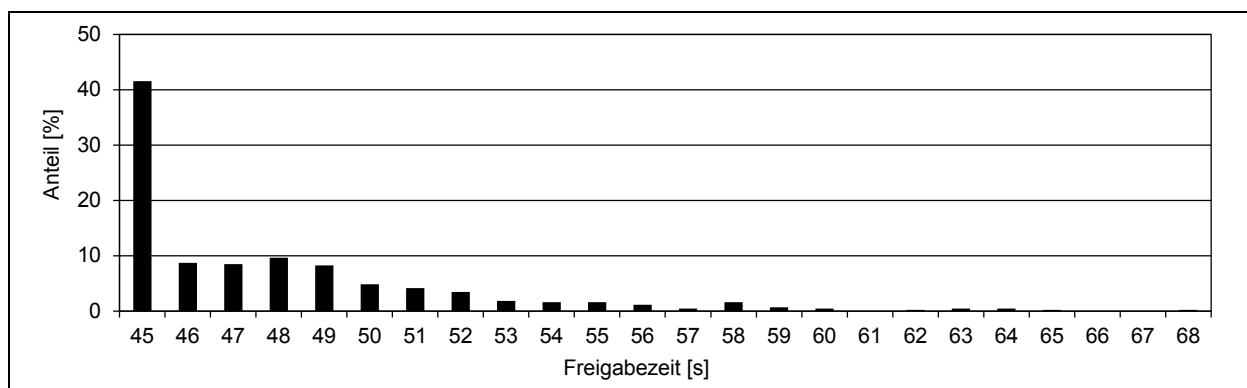


Bild 9-2: Freigabezeitverteilung der Hauptrichtung für Szenario 7 am Knotenpunkt D-3 (Mittelwert: 48,2 s)

Am Knotenpunkt D-5, an dem die LSA eine Grundstellung mit einer Alles-Rot-Phase aufweist, wurden insgesamt recht geringe Wartezeiten ermittelt (Bild 9-3). Die Differenzen zum Festzeitprogramm sind auch hier sehr gering, was vor allem an den geringen resultierenden Umlaufzeiten liegt. An den Ergebnissen der weiteren Belastungsszenarien im Anhang F wird deutlich, dass bei geringen Auslastungen größere Differenzen auftreten, da hier die Alles-Rot-Grundstellung deutlich häufiger ohne eine unmittelbare Anforderung eines Verkehrsstroms erreicht wird. Insgesamt liegen die Wartezeiten und Wartezeitverteilungen der beiden Signalschaltungen in einem vergleichbaren Bereich.

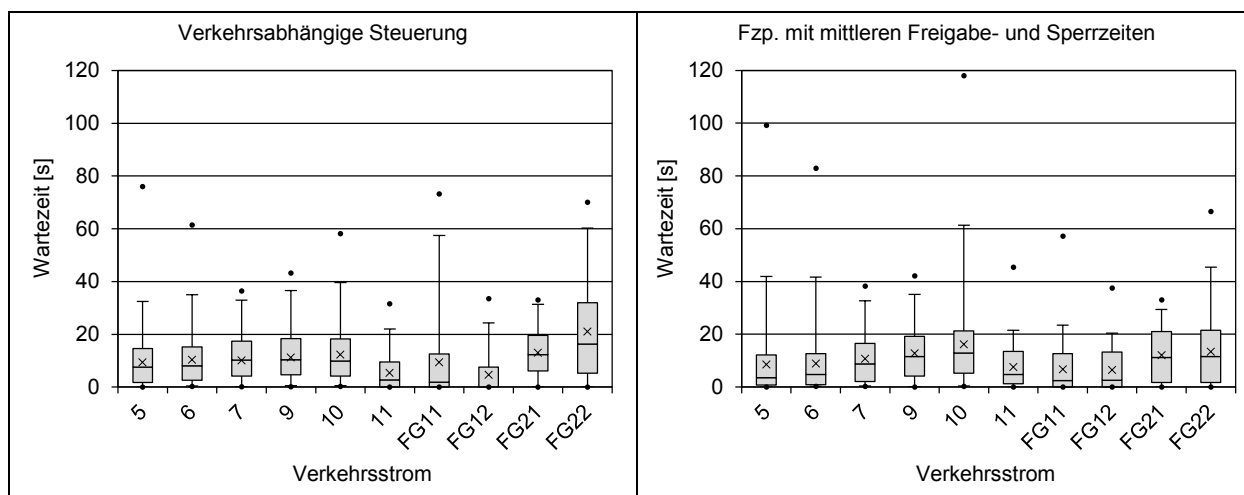


Bild 9-3: Boxplot der simulierten Wartezeiten des Szenarios 7 am Knotenpunkt D-5

Die Ergebnisse am Knotenpunkt 9 in Nettetal sind grundsätzlich sehr ähnlich zu den Ergebnissen am Knotenpunkt D-3 (Bild 9-4). Auch hier führen im Szenario 7 die hohen Auslastungen zu geringen Streuungen der Freigabezeiten, sodass sich die Wartezeiten der verkehrsabhängigen Steuerung und des Festzeitprogramms ähneln. Die Einflüsse der Grundstellung in einer Dauergrünphase sind also in den Spitzenstunden wieder recht gering. Sichtbar sind jedoch unmittelbar die Auswirkungen der zusätzlichen Freigabezeitverlängerung für den Nebenstrom, sodass im Vergleich zum Festzeitprogramm die hohen Wartezeiten für die Nebenströme 7 und 9 deutlich reduziert werden, da Fahrzeuge, die sonst erst im nächsten Umlauf abfließen können, noch über die Haltlinie fahren können. Diese Einflüsse sind in der Regel auch in den anderen Belastungsszenarien zu erkennen.

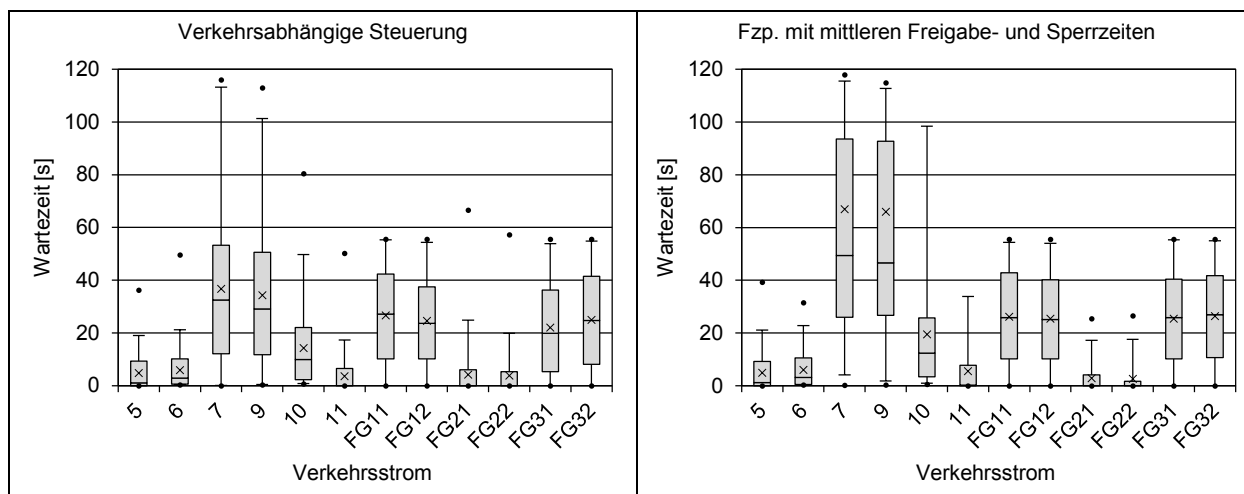


Bild 9-4: Boxplot der simulierten Wartezeiten des Szenarios 7 am Knotenpunkt 9 aus Tab. 8-19

9.3 Schlussfolgerungen für die Bewertung der Verkehrsqualität

Die Ergebnisse der Simulationsstudie, aber auch der empirischen Erhebungen in Kapitel 4.4 zeigen, dass die hier betrachteten verkehrsabhängigen Steuerungen bei mittleren bis hohen Auslastungen zu einer starken Streuung der Wartezeiten führen. Durch die hohe Anzahl an Freigabezeitanforderungen stellt sich ein Signalprogramm ein, was maßgeblich durch die definierten Mindestfreigabezeiten einzelner Phasen sowie die Zwischenzeiten definiert wird und somit geringere Unterschiede zu einem reinen Festzeitprogramm aufweist. Die HDG- oder Alles-Rot-/Sofort-Grün-Schaltung kann erst bei relativ geringen Verkehrsstärken des Nebenstroms bzw. der einzelnen Verkehrsströme oder ggf. einer deutlichen Instationarität im Zufluss die Wartezeiten und deren Streuung gegenüber einem Festzeitprogramm reduzieren. In der vorliegenden

Untersuchung wurde jedoch aufgrund des Bewertungsansatzes des HBS ausschließlich eine Spitzenstunde betrachtet. Bei variablen Verkehrsbelastungen über mehrere Stunden sind die Vorteile deutlich ausgeprägter, da die Freigabe- und Sperrzeiten deutlich stärker streuen und ein Festzeitprogramm somit stärker von der verkehrsabhängigen Steuerung abweicht, was jedoch nicht Gegenstand der Untersuchung war.

In Bezug auf die Bewertung der Verkehrsqualität im Sinne des HBS ergibt sich auf der Grundlage der hier ermittelten Ergebnisse keine Notwendigkeit einer Anpassung der Bewertungsgrundlage. Die Streuungen der Wartezeiten der verkehrsabhängigen Steuerungen unterscheiden sich in einer Spitzenstunde nicht maßgeblich von denen der mittels der mittleren Freigabe- und Sperrzeit abgeleiteten Festzeitprogramme. Dabei ist zu berücksichtigen, dass hier keine weiteren Randbedingungen für die Ableitung der Festzeitprogramme sowie ausschließlich der stationäre Verkehrsfluss berücksichtigt wurden. In der Realität sind Umlauf- oder Freigabezeiten oftmals von vielen weiteren Faktoren abhängig, sodass dann auch Unterschiede zur verkehrsabhängigen Steuerung auftreten können. Zudem wurde für jedes Belastungsszenario ein optimiertes Festzeitprogramm abgeleitet, was in der Praxis nicht umsetzbar ist. Des Weiteren wurden nur vergleichsweise einfache Schaltlogiken betrachtet. In Einzelfällen können diese durch weitere Detektionen und Abfragen optimiert werden. Bei geringen Verkehrsstärken wirken die Steuerungsformen zwar effektiv, jedoch ist auch hier kein Anlass für eine Ableitung neuer Qualitätskriterien gegeben. Die Wartezeiten und Streuungen liegen in diesem Fall meist ohnehin in einem akzeptablen Bereich, sodass die weitere Minimierung eine Einzelfallentscheidung darstellt und nicht durch starre Kriterien bewertet werden kann bzw. sollte.

Im Hinblick auf das HBS kann gefolgert werden, dass die Bewertung eines Festzeitprogramms mit mittleren Freigabe- und Sperrzeiten für die Spitzenstunde über die mittlere Wartezeit eine gute Näherung für die Bewertung der Verkehrsqualität einfacher verkehrsabhängiger Schaltungen darstellt. Dies bestätigen auch die Ergebnisse aus Kapitel 8.8.3. Wenn die genauen Vorteile in den Nebenverkehrszeiten bzw. bei einer generell geringen oder schwankenden Auslastung untersucht werden sollen oder weitere maßgebliche Rand- und Umfeldbedingungen berücksichtigt werden müssen, sollte weiterhin eine Bewertung über alternative Verfahren erfolgen. Zudem werden in der Realität oftmals deutlich komplexere Steuerungslogiken verwendet, die zudem durch mikroskopische Eingriffe wie eine aktive ÖPNV-Beschleunigung oder direkte Abhängigkeiten zu benachbarten Knotenpunkten durch eine Koordinierung die Verwendung von alternativen Verfahren unabdingbar machen. Beim Einsatz der mikroskopischen Simulation als alternatives Verfahren sollten dann die Anwendungshinweise sowie Parametereinstellungen aus Kapitel 8 berücksichtigt werden, um eine möglichst HBS-konforme Simulation durchzuführen.

Die Verkehrsqualität des Fuß- und Radverkehrs wird im HBS 2015 über die maximale Wartezeit (Sperrzeit) bewertet. Bei der verkehrsabhängigen Steuerung ist diese in der Regel variabel, sodass teilweise sehr hohe maximale Wartezeiten auftreten können. Bei der Bewertung eines Festzeitprogramms mit mittleren Freigabe- und Sperrzeiten wird jedoch die mittlere maximale Wartezeit angesetzt. Daher ist es nicht erforderlich, die maximal mögliche Wartezeit aus dem verkehrsabhängigen Signalprogramm abzuleiten und für die Bewertung anzusetzen. Es kann jedoch zielführend sein, die Verteilung der maximalen Wartezeiten (Sperrzeiten) zu betrachten. Bei einer ungleichmäßigen Verteilung oder einer großen Anzahl an langen Sperrzeiten sollten im Einzelfall weitere Maßnahmen geprüft werden, um das Potenzial regelwidriger Querungen der Furten durch Fußgänger und Radfahrer während der Sperrzeit zu reduzieren.

Aus den hier ermittelten Ergebnissen und Schlussfolgerungen ergeben sich keine Anhaltspunkte für die Effektivität oder den Nutzen einer verkehrsabhängigen Steuerung. Besonders die Vorteile aus der dynamischen Anpassung des Signalprogramms an unterschiedliche Belastungssituationen im Tagesverlauf waren nicht Gegenstand der Untersuchung, da ausschließlich die Qualitätskriterien betrachtet wurden. Für eine Evaluation einer verkehrsabhängigen Steuerung sollten diese Aspekte stets berücksichtigt werden.

10 Zusammenfassung und Empfehlungen

In der vorliegenden Untersuchung wurden verschiedene Aspekte des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten mit LSA umfassend untersucht, um das Bemessungsverfahren des HBS 2015 zu überprüfen und zu aktualisieren. Dafür wurden zunächst unterschiedliche empirische Erhebungen durchgeführt, welche anschließend durch mikroskopische Verkehrsflusssimulationen erweitert wurden. Zudem wurden Anwendungshinweise für eine HBS-konforme Simulation mit der Software PTV Vissim als alternatives Verfahren zur Ermittlung der Qualität des Verkehrsablaufs erarbeitet.

Die Sättigungsverkehrsstärke als Kehrwert des Zeitbedarfswertes wurde an insgesamt 50 einzelnen Fahrstreifen mit dem Zeitleistenverfahren erhoben. Für 17 Fahrstreifen mit vorliegenden Standardbedingungen (Geradeausverkehr, kein Schwerverkehr, keine Steigung, Fahrstreifenbreite $> 3,0$ m und $v_{zul} = 50$ km/h) bestätigte sich der im HBS 2015 verwendete Wert des Zeitbedarfswertes von 1,80 s, der einer Sättigungsverkehrsstärke von 2000 Kfz/h entspricht. In den empirischen Erhebungen konnte der charakteristische Kurvenverlauf der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte beobachtet werden, welche ungefähr ab der fünften Anfahrposition einen konstanten Wert von im Mittel 1,83 s annehmen. Dabei muss jedoch beachtet werden, dass der sich einstellende mittlere Zeitbedarfswert einer gewissen stochastischen Schwankung unterliegt, sodass sich bei der ermittelten Standardabweichung von 0,49 s ein Variationskoeffizient von 0,27 ergibt. Der Zeitbedarfswert der ersten Anfahrposition liegt mit 1,36 s relativ hoch, was möglicherweise mit der gestiegenen Verbreitung der Start-Stopp-Automatik begründet werden kann.

Die im HBS 2015 verwendeten Anpassungsfaktoren zur Berücksichtigung der Einflüsse der jeweiligen Knotenpunktgeometrie auf die Sättigungsverkehrsstärke beruhen weitestgehend noch auf den Studien von PAVEL (1974) und AHN (1987) und berücksichtigen daher nicht den aktuellen Stand der Fahrzeugtechnik und des Fahrverhaltens. Die Erhebungen zeigten, dass der Einfluss der Steigung auf die Zeitbedarfswerte deutlich geringer ausfällt als im HBS 2015 angenommen. Dies könnte durch Entwicklungen in der Fahrzeugtechnik wie z. B. die Berganfahrhilfe und eine stärkere Motorisierung zu erklären sein und bestätigt die Ergebnisse anderer Studien. Es wird trotz der geringen Datengrundlage nicht mehr als sinnvoll angesehen, den kapazitätssteigernden Faktor für Gefälle des HBS 2015, welcher durch seine starke Ausprägung zudem keine verkehrssicheren Fahrzeugabstände für starke Gefällestrrecken unterstellt, anzusetzen. Für die Längsneigung wurde auf der Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse ein entsprechender Faktor abgeleitet, welcher für die Aufnahme in das Bemessungsverfahren empfohlen wird. Der für den Abbiegeradius abgeleitete Faktor zeigte in den Erhebungen nur geringfügige Unterschiede zum HBS 2015. Unbehindert abfließende Linksabbieger erreichten etwas geringere Zeitbedarfswerte als bedingt verträglich geführte Rechtsabbieger mit gleichem Abbiegeradius, wobei der Einfluss der Fußgänger bereits ausgeschlossen wurde. Der Unterschied kann jedoch vernachlässigt werden. Für den Einfluss der Fahrstreifenbreite konnten für Breiten < 3 m keine Erkenntnisse gewonnen werden. Bei Breiten von 3 m bzw. > 3 m wurde jedoch analog zu der Annahme des HBS 2015 kein Einfluss festgestellt.

Neben den im HBS 2015 bereits verwendeten Faktoren der Knotenpunktgeometrie zeigte sich ein maßgeblicher Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf die Zeitbedarfswerte bzw. die Sättigungsverkehrsstärken. Dies bestätigt die Ergebnisse früherer Untersuchungen wie z. B. von SCHLEICHER-JESTER (1995) und BONNISON et al. (2006) sowie die Erkenntnisse verschiedener verkehrsflusstheoretischer Modellvorstellungen wie z. B. des in PTV Vissim verwendeten Modells nach WIEDEMANN (1974). Geringere zulässige Höchstgeschwindigkeiten führen dabei zu geringeren Kapazitäten, da der Fahrzeugabstand und die Geschwindigkeit sich nicht im gleichen Maße verändern, wobei nur Fahrstreifen mit $v_{zul} = 30$, 50 und 70 km/h betrachtet wurden. Fahrstreifen mit $v_{zul} = 30$ km/h erreichten um über 10 % geringere Sättigungsverkehrsstärken als Fahrstreifen mit $v_{zul} = 50$ km/h. Auf der Grundlage der Ergebnisse wurde ein Anpassungsfaktor abgeleitet, welcher den Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeit berücksichtigt. Es ist jedoch anzumerken, dass nur ein begrenztes Kollektiv von fünf Fahrstreifen mit einer von 50 km/h abweichenden zulässigen Höchstgeschwindigkeit untersucht wurde, sodass weitere Untersuchungen anhand einer umfangreicheren Datengrundlage, die ebenfalls Fahrstreifen mit $v_{zul} = 40$ und 60 km/h einbeziehen könnten, sinnvoll wären.

Für den Einfluss des Schwerverkehrs wurde sowohl mit dem Verfahren nach AHN (1987) als auch in einer multiplen Regression ein deutlich geringeres Ausmaß im Vergleich zur Untersuchung nach AHN festgestellt. Besonders im Schwerverkehr sorgt eine stärkere Motorisierung für ein zügigeres Anfahrverhalten. Als neue Pkw-Gleichwerte werden für Lkw ein Wert von 1,7 sowie für Lkw mit Anhänger und Sattel-Kfz (LkwK) ein Wert von 2,3 empfohlen. Inwieweit diese Pkw-Gleichwerte von der Steigung beeinflusst werden,

konnte nicht untersucht werden. Zudem wird die Verwendung eines pauschalen Pkw-Gleichwertes bei unbekannter Schwerverkehrsaufteilung nicht weiter für die Praxis empfohlen, da der Sattelzuganteil von den unmittelbaren Umfeldbedingungen des Knotenpunktes abhängig ist. Hier erscheint eine begründete Annahme im Einzelfall sinnvoller als die Verwendung eines pauschalen Pkw-Gleichwertes von 1,9, der einem Sattelzuganteil von 20 % entspricht.

In der Analyse wurde auch der Mischverkehr teilweise als ein maßgeblicher Einflussfaktor auf die Sättigungsverkehrsstärke ermittelt. Dabei ist jedoch schwer einzuschätzen, inwieweit die Ergebnisse für alle Mischfahrstreifen als repräsentativ angesehen werden können, da ausschließlich Mischfahrstreifen betrachtet wurden, an denen der Rechtsabbiegestrom bedingt verträglich geführt wird. Weitere Auswertungen zur Fahrstreifenauslastung, Dauer der Freigabezeit oder Variation im Tagesverlauf zeigten keine maßgeblichen Auswirkungen auf die Sättigungsverkehrsstärke.

Die effektive Freigabezeit (im HBS 2015 als Abflusszeit bezeichnet) beschreibt die Zeitdauer, welche von den abfließenden Fahrzeugen tatsächlich genutzt wird, und stellt somit die Verrechnung der signalisierten Freigabezeit, der Startverlustzeit, die durch den Beschleunigungsvorgang entsteht, und der Überfahrzeitdifferenz, die aus Überfahrten nach dem Ende der Freigabe resultiert, dar. Die empirische Untersuchung zeigte, dass die Startverlustzeit vom sich einstellenden mittleren Zeitbedarfswert des Fahrstreifens abhängig ist, da der Zeitbedarfswert der ersten Anfahrposition nicht durch weitere Randbedingungen beeinflusst wird und damit bei höheren mittleren Zeitbedarfswerten einen stärkeren Zeitgewinn darstellt. Insgesamt liegen die Startverlustzeiten in einem Bereich von 0,19 s bis 1,44 s bei einem Mittelwert von 0,89 s. Die Überfahrzeit wird erwartungsgemäß durch die zulässige Höchstgeschwindigkeit beeinflusst, da der Bremsweg mit der Geschwindigkeit ansteigt und somit das Gelbsignal bei höheren Fahrtgeschwindigkeiten vermehrt überfahren wird. Dieser Einfluss gleicht sich bei der Betrachtung der effektiven Freigabezeit jedoch im Regelfall durch eine geringere Startverlustzeit aus. Zudem zeigte sich bei der Überfahrzeitdifferenz eine Abhängigkeit vom Auslastungsgrad, sodass in Zeitbereichen höherer Auslastung das Gelbsignal häufiger überfahren wurde. Im HBS 2015 wird zur Ermittlung der effektiven Freigabezeit ein konstanter Zeitzuschlag zur signalisierten Freigabezeit von einer Sekunde angesetzt, welcher aus der Untersuchung von WOLFERMANN (2009) abgeleitet wurde. Auch wenn die hier ermittelten Ergebnisse nahelegen, dass dieser Zuschlag in gewissem Maße von der unmittelbaren Fahrstreifenauslastung abhängig ist, kann näherungsweise die Berücksichtigung eines Zeitzuschlags von einer Sekunde bestätigt werden.

Da es bei der Ermittlung der Belegungszeit an Fußgänger- und Radfurten in der Vergangenheit mehrere unterschiedliche Auffassungen zu dieser Kenngröße und ihrer Erhebung gegeben hat, wurde die Belegungszeit zunächst gemäß dem HBS 2015 als die Freigabezeit des Fuß- und Radverkehrsstroms, während der die Fußgänger und Radfahrer den abbiegenden Fahrzeugverkehrsstrom tatsächlich behindern (inkl. dem Vorgang des Durchsetzens), definiert. Es wird empfohlen, eine genaue Definition der Belegungszeit ins HBS 2015 und/oder die Begriffsbestimmungen aufzunehmen und die Belegungszeit wie im HBS 2001 als „Blockierungszeit“ zu bezeichnen, da diese Bezeichnung eindeutiger ist und der international verwendeten Bezeichnung „blockage time“ oder „occupied time“ entspricht. An insgesamt 12 Furten wurde die Belegungszeit mit der Auswertungsmethodik nach der dem HBS 2015 zugrunde liegenden Studie von TARKO und GACA (1991) empirisch ermittelt. Dazu wurden zunächst die Sicherheitszuschläge für Fußgänger und Radfahrer vor bzw. hinter der unmittelbaren Konfliktfläche mit dem Kfz-Verkehrsstrom erhoben, wobei sich für die gleichgerichtet und entgegengerichtet querenden Fußgänger geringfügig unterschiedliche Werte ergaben. Radfahrer belegten aufgrund der vergleichsweise hohen Geschwindigkeiten bereits in einem deutlich höheren Abstand zur Konfliktfläche den abbiegenden Fahrzeugstrom, wobei hier nochmals zwischen anfahrenden und durchfahrenden Radfahrern unterschieden werden muss. Die mittlere Gehgeschwindigkeit der Fußgänger beim Queren der Furt lag bei 1,48 m/s mit einer Standardabweichung von 0,35 m/s. Die ermittelten Belegungszeiten zeigten, dass die im HBS 2015 angegebene Funktion die Belegungszeit oftmals unterschätzt und relevante Randbedingungen wie die Furtgeometrie, die Furtsignalisierung (simultan oder progressiv), die Freigabezeit und die Umlaufzeit bzw. den Freigabezeitanteil nicht berücksichtigt. In einer auf die empirischen Erhebungen aufbauenden Simulationsstudie konnten diese Einflüsse bestätigt werden. Es wurde ein Modell auf der Grundlage der Zeitlückentheorie abgeleitet, welches diese Parameter unmittelbar als Eingangsgrößen verwendet. Die mit dem Modell berechneten Belegungszeiten bilden die simulierten Belegungszeiten sehr genau ab. Auch ein Vergleich mit den empirischen Belegungszeiten zeigte eine deutliche Verbesserung zum Verfahren des HBS 2015. Für die Anwendung in einem Handrechenverfahren wurden vereinfachte Ansätze abgeleitet, welche hinreichend genaue Ergebnisse liefern.

Zur Erweiterung des Verfahrens für die Ermittlung der Kapazität von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen nach WU (2003b, 2007, 2008) wurde zunächst der Verkehrsablauf an drei Zufahrten mit kurzem Aufstellstreifen und zwei durchgehenden Fahrstreifen beobachtet. Dabei zeigte sich, dass der Rückstau auf dem kurzen Aufstellstreifen, welcher den angrenzenden Fahrstreifen blockierte, im Regelfall über den zusätzlichen durchgehenden Fahrstreifen umfahren wurde, sodass die Zufahrt nicht vollständig blockiert war. Nach dem Umfahren wechselten im Mittel 37 % der Fahrzeuge wieder auf den angrenzenden Fahrstreifen zurück, bevor die Haltlinie überfahren wurde, wobei die durchgehenden Fahrstreifen nur moderat ausgelastet waren. Zudem konnte beobachtet werden, dass die abbiegenden Fahrzeuge bereits in großer Entfernung von über 100 m zum Verzweigungspunkt auf den angrenzenden Fahrstreifen wechselten oder diesen bereits befuhren. Im Zusammenhang mit einer Überstauung des kurzen Aufstellstreifens oder der durchgehenden Fahrstreifen wurden in der empirischen Erhebung vermehrt Regelverstöße wie das Überfahren der Fahrstreifenbegrenzung beobachtet. Zudem traten längere konfliktfreie Aufstelllängen auf als im HBS 2015 angenommen.

In der Simulation wurden die Freigabezeiten der Abbieger und Geradeausfahrer, die Anzahl der Aufstellplätze, die Anzahl der Geradeausfahrstreifen sowie die Form der Freigabe (gF oder ngF) variiert, sodass insgesamt über 6000 verschiedene Szenarien betrachtet wurden. Es zeigte sich, dass die Kapazitäten mit dem im HBS 2015 verwendeten Berechnungsmodell nach WU (2003b, 2007, 2008) zuverlässig geschätzt werden können und ein zweiter Fahrstreifen kaum von den Rückstauwirkungen beeinträchtigt wird. Es wurde ermittelt, dass die Lage der Freigabezeiten zueinander sowohl für die gleichzeitige Freigabe (Freigaben beginnen oder enden gleichzeitig) als auch für die nicht gleichzeitige Freigabe (Freigabe des Aufstellstreifens unmittelbar vor oder nach der Freigabe der durchgehenden Fahrstreifen) keinen Einfluss auf die Kapazität hat und das Modell somit für alle Fälle gültig ist. Mit den Simulationsergebnissen wurde das Modell erneut kalibriert. Die Berücksichtigung weiterer durchgehender Fahrstreifen wurde durch eine Ergänzung des Modells ermöglicht. Zudem wurden mehrere vereinfachte Modellansätze erprobt. Als vielversprechend erwies sich eine Erweiterung des Ansatzes von BRILON et al. (1994), welcher trotz vergleichsweise unkomplizierter Berechnung eine gute Anpassung an die simulierten Kapazitäten erreichte.

Bei der Analyse der Wartezeiten an verkehrsabhängig gesteuerten LSA mit einer Dauergrünphase der Hauptrichtung oder einer Alles-Rot-Phase als Grundstellung zeigten sich bei mittleren und hohen Auslastungen ähnliche mittlere Wartezeiten und Wartezeitverteilungen wie bei den resultierenden Festzeitprogrammen, welche jeweils die mittleren Freigabe- und Sperrzeiten berücksichtigen. Dies resultiert aus den häufigen Freigabezeitanforderungen der einzelnen Verkehrsströme. Für diese einfachen verkehrsabhängigen Steuerungen stellt die Bewertung des Festzeitprogramms im ungesättigten Verkehrsfluss also eine gute Näherung dar. Auf der Grundlage der hier ermittelten Ergebnisse kann die Bewertung von verkehrsabhängigen Steuerungen im Kfz-Verkehr ebenfalls über die mittlere Wartezeit erfolgen, sodass allgemein keine angepassten Qualitätskriterien notwendig sind. Hier ist zu berücksichtigen, dass durch den instationären Verkehrsfluss in der Realität ggf. größere Differenzen auftreten können. Bei komplexeren Schaltungen oder weiteren maßgeblichen Rand- und Umfeldbedingungen wie z. B. einer unmittelbaren Abhängigkeit zu benachbarten Knotenpunkten oder einer ÖPNV-Bevorrechtigung, die in dieser Untersuchung nicht betrachtet wurden, können ebenfalls größere Abweichungen entstehen und es sollten alternative Verfahren verwendet werden.

Für die Umsetzung einer HBS-konformen Simulation mit PTV Vissim wurde zunächst der Verkehrsablauf an LSA für Standardeinstellungen, welche oftmals von den Anwendern genutzt werden, untersucht. Dabei traten teilweise erhebliche Differenzen zu den Ergebnissen und Modellannahmen des HBS 2015 auf, sodass die Vergleichbarkeit eingeschränkt ist. Der Zeitbedarfswert der abfließenden Fahrzeuge sinkt in der Simulation bei Standardeinstellungen und $v_{zul} = 50 \text{ km/h}$ auf 1,7 s ab, wodurch die Sättigungsverkehrsstärke ohne weitere Einflüsse ca. 6 % über dem Wert des HBS 2015 liegt. Auch in PTV Vissim ist die Sättigungsverkehrsstärke unmittelbar von der gefahrenen Geschwindigkeit der Fahrzeuge und somit der zulässigen Höchstgeschwindigkeit abhängig, was zwar den empirischen Ergebnissen dieser Untersuchung entspricht, jedoch im HBS bislang nicht berücksichtigt wird. Der Einfluss der Steigung ist in der Simulation deutlich geringer als nach dem im HBS angegebenen Faktor. Ein Gefälle hat keinen Einfluss. Der kapazitätsmindernde Einfluss der Fahrstreifenbreite kann in PTV Vissim nicht direkt berücksichtigt werden. Auch der Abbiegeradius hat zunächst keinen unmittelbaren Einfluss, sondern muss über geeignete Geschwindigkeitsverteilungen der Langsamfahrbereiche modelliert werden. Die mittlere Pkw-Aufstelllänge ist standardmäßig mit 6,37 m um ca. 6 % länger als im HBS 2015 angenommen. Über eine geeignete Implementierung der Verlustzeitmessung muss gewährleistet werden, dass in der Simulation gemäß der Definition

der Wartezeit des HBS 2015 ausschließlich der Anteil der Verlustzeit bis zur Überfahrt der Haltlinie berücksichtigt wird. Insgesamt zeigte die Analyse, dass eine Bewertung der mit Standardeinstellungen simulierten Verlust- oder Wartezeiten mit den im HBS 2015 definierten Grenzwerten der Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs nicht zielführend ist, weil diese Simulationsergebnisse nicht vollständig konsistent mit den Randbedingungen des analytischen Bewertungsverfahrens sind.

Basierend auf den gesammelten Erkenntnissen wurden Anwendungshinweise und Parametereinstellungen für die Simulation des Verkehrsablaufs an LSA abgeleitet. Dabei wurden die Parameter und Annahmen des HBS 2015 zugrunde gelegt und die wesentlichen neuen empirischen Erkenntnisse der Untersuchung, wie die angepassten Faktoren für den Abbiegeradius und den Schwerverkehr, berücksichtigt.

Es wurden ebenfalls Hinweise zur sachgemäßen Berücksichtigung der Instationarität innerhalb des Bemessungszeitraums gegeben, welche in der Simulation einen starken Einfluss auf die Ausprägung der resultierenden Wartezeit zeigte. Besonders die Ganglinien der Zuflussverkehrsstärke, die nicht der im HBS 2015 zugrunde liegenden Parabelform entsprechen, verursachten Abweichungen zum Berechnungsverfahren und sollten differenziert betrachtet werden. Für die Berücksichtigung der Instationarität sollte in der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation die Wartezeit als gleitender Mittelwert einer Stunde über einen Zeitraum mit einer ausreichenden Vor- und Nachlaufzeit von mindestens 30 Minuten ermittelt werden. Durch die Verwendung der ermittelten Parameter und Anwendungshinweise konnte in der Validierung an zehn Knotenpunkten mit Festzeitsteuerung oder verkehrsabhängiger Steuerung für verschiedene Belastungsszenarien eine gute Übereinstimmung der aus der Simulation abgeleiteten Wartezeiten mit den nach dem HBS berechneten Werten erreicht werden, wobei mit steigender Auslastung zunehmende Abweichungen entstehen.

Zusammenfassend ergeben sich aus den durchgeführten Untersuchungen folgende Empfehlungen für die Fortschreibung des HBS:

- Die Sättigungsverkehrsstärke eines Verkehrstroms an einer LSA ohne weitere Einflussfaktoren von 2000 Kfz/h sollte beibehalten werden, jedoch sind die Anpassungsfaktoren entsprechend der empirisch gewonnenen Erkenntnisse anzupassen. Dabei sollte auch ein Anpassungsfaktor zur sachgerechten Berücksichtigung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit diskutiert werden.
- Das aktuell im HBS 2015 vorhandene Berechnungsverfahren für die Ermittlung der Belegungszeit durch Fußgänger und Radfahrer sollte durch den in dieser Untersuchung entwickelten Ansatz ersetzt werden, da somit sämtliche Einflussgrößen direkt berücksichtigt und deutlich genauere Ergebnisse erreicht werden können. Es wird empfohlen, eine genaue Definition der Belegungszeit in das HBS und/oder die Begriffsbestimmungen aufzunehmen und wie im HBS 2001 den Begriff „Blockierungszeit“ zu verwenden, der eindeutiger ist und der englischen Bezeichnung „blockage time“ entspricht.
- Das Verfahren des HBS 2015 zur Berechnung der Kapazität von kurzen Aufstellstreifen liefert grundsätzlich gute Ergebnisse und kann für Zufahrten mit zwei oder drei durchgehenden Fahrstreifen entsprechend der in dieser Untersuchung vorgeschlagenen Formulierung erweitert werden. Dabei sollten die neu kalibrierten Parameter verwendet werden. Alternativ kann auch eine der vorgeschlagenen Vereinfachungen implementiert werden.
- Mikroskopische Verkehrsflusssimulationen mit PTV Vissim liefern unter Standardeinstellungen nur bedingt mit dem HBS 2015 vergleichbare Ergebnisse. Daher sollten simulierte Verlustzeiten nicht ohne weitere Kalibrierung mit den Grenzwerten der Wartezeit der Qualitätsstufen des HBS 2015 bewertet werden. Für zukünftige Simulationen, die eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen des HBS anstreben oder sogar als alternative Verfahren verwendet werden, sollten die hier abgeleiteten Anwendungshinweise und Parametereinstellungen genutzt werden.

Mit den hier vorgeschlagenen Erweiterungen und Anpassungen, die in Tab. 10-1 zusammengefasst sind, stellt das Bemessungsverfahren des HBS auch in Zukunft eine belastbare Grundlage für die Bewertung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit LSA dar. Weiterer Forschungsbedarf ergibt sich vor allem durch die bereits absehbaren Entwicklungen in der Fahrzeugtechnik, insbesondere hinsichtlich der Automatisierung von Fahrfunktionen, neuer Kommunikationsmöglichkeiten mit der Infrastruktur sowie der aus der zunehmenden Verbreitung elektrischer Antriebe resultierenden Änderung des Beschleunigungsverhaltens.

	HBS 2015	Erkenntnisse / Änderungsvorschlag
Sättigungsverkehrsstärke		
Grundsättigungsverkehrsstärke	$t_b = 1,8 \text{ s}$ bzw. $q_s = 2000 \text{ Kfz/h}$	Der Wert des HBS konnte bestätigt werden.
Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Steigung s	$f_{s,HBS} = 0,03 \cdot s + 1$	$f_{s,neu} = \begin{cases} 0,02 \cdot s + 1 & \text{für } s > 0 \% \\ 1 & \text{für } s \leq 0 \% \end{cases}$
Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Abbiegeradius R	$f_{b,HBS} = \begin{cases} -0,015 \cdot R + 1,3 & \text{für } R < 20 \text{ m} \\ 1 & \text{für } R \geq 20 \text{ m} \end{cases}$	$f_{R,neu} = \begin{cases} -0,013 \cdot R + 1,26 & \text{für } R < 20 \text{ m} \\ 1 & \text{für } R \geq 20 \text{ m} \end{cases}$
Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Fahrstreifenbreite b	$f_{b,HBS} = \begin{cases} -0,375 \cdot b + 2,125 & \text{für } b < 3 \text{ m} \\ 1 & \text{für } b \geq 3 \text{ m} \end{cases}$	Der Faktor des HBS für $b \geq 3 \text{ m}$ konnte bestätigt werden.
Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der zul. Höchstgeschwindigkeit v_{zul}	nicht berücksichtigt	Ein Einfluss konnte festgestellt werden, wobei geringere zulässige Höchstgeschwindigkeiten zu geringeren Sättigungsverkehrsstärken führten. Für eine Ableitung eines Anpassungsfaktors war die Stichprobe nicht ausreichend.
Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs	$f_{SV,HBS} = \frac{q_{LV} + 1,75 \cdot q_{Lkw+Bus} + 2,5 \cdot q_{LkwK}}{q_{Kfz}}$ $f_{SV,HBS} = \frac{q_{LV} + 1,9 \cdot q_{SV}}{q_{Kfz}}$	$f_{SV,neu} = \frac{q_{LV} + 1,7 \cdot q_{Lkw+Bus} + 2,3 \cdot q_{LkwK}}{q_{Kfz}}$ Der LkwK-Anteil am SV-Kollektiv variierte zwischen den Messorten stark, so dass der Ansatz eines pauschalen Faktors (im HBS: 1,9) zu hinterfragen ist.
Abflusszeit (effektive Freigabezeit)	Zuschlag von 1 s zur signalisierten Freigabezeit	Der Wert des HBS konnte bestätigt werden.
Einfluss des Fuß- und Radverkehrs (Belegungszeit)		
Bezeichnung	„Belegungszeit“	Bezeichnung als „Blockierungszeit“ und die Ergänzung einer genauen Definition
Berechnung	$t_{BZ} = \frac{P}{0,024 \cdot P + 0,48}$	Neues Verfahren, welches die Randbedingungen direkt als Eingangsgrößen berücksichtigen kann.
Zeitpunkt der Belegung	„Eine Furt ist meist nur unmittelbar nach Freigabezeitbeginn durch Radfahrer und Fußgänger belegt.“	Die Annahme des HBS ist nur für kurze Furten oder bestimmte Formen der Signalisierung zutreffend.
Kapazität von Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen		
Berechnung	Parameter für die Ermittlung von $n_{c,gF}$: $a = 0,32$, $b = 1,22$ Parameter für die Ermittlung von $n_{c,ngF}$: $c = 0,13$, $d = 2,87$ und $e = 3,0$	Grundsätzlich konnte die Anwendbarkeit des HBS-Verfahrens für aktuelle Konstellationen bestätigt werden. Neukalibrierung der Parameter für $n_{c,gF}$: $a = 0,290$, $b = 1,428$ Neukalibrierung der Parameter für $n_{c,ngF}$: $c = 0,066$, $d = 2,632$ und $e = 1,733$
Behandlung von Konstellationen mit mehr als einem durchgehenden Fahrstreifen	nicht möglich	Ansatz kann auf Konstellationen mit mehr als einem durchgehenden Fahrstreifen erweitert werden mit: $n_{c,n_b}(a_2) = n_{c,n_b}(n_D \cdot a_2) + \sum_{n=2}^{n_b} n_{c,1,n}$

Tab. 10-1: Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse und Änderungsvorschläge für die Fortschreibung des HBS-Verfahrens

Literatur

- ACKERET, K. W. (1995): Analysis of saturation flows at single, dual and triple left-turn lanes lane. UNLV Retrospective Theses & Dissertations, No. 2992, University of Nevada, Las Vegas (USA).
- AGENT, K. R.; CRABTREE, J. D. (1982): Analysis of Saturation Flow at Signalized Intersections. Kentucky Transport Research Program, University of Kentucky, Lexington (USA).
- AHN, M. (1987): Veränderung der Leistungsfähigkeit städtischer Hauptverkehrsstraßen über die Tageszeit. Dissertation, Schriftenreihe Lehrstuhl für Verkehrswesen, Heft 4, Ruhr-Universität Bochum.
- AKÇELIK, R. (1980): Time-dependent expressions for delay, stop rate and queue length at traffic Signals. Internal Report AIR No. 367-1, Australian Road Research Board, Vermont South (AUS).
- AKÇELIK, R. (1981): Traffic Signals: Capacity and Timing Analysis. Research Report ARR No. 123, Australian Road Research Board, Vermont South (AUS).
- AKÇELIK, R. (1994): Estimation of Green Times and Cycle Time for Vehicle-Actuated Signals. Transportation Research Record 1457, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- AKÇELIK, R.; BESLEY, M. (2002): Queue Discharge Flow and Speed Models for Signalized Intersections. Transportation and Traffic Theory in the 21st Century (Taylor, M. ed.), Emerald Group Publishing Ltd.
- AKÇELIK, R.; ROPER, R.; BESLEY, M. (1999): Fundamental Relationships for Freeway Traffic Flows. Research Report ARR No. 341, Australian Road Research Board, Vermont South (AUS).
- ALLEN, D. P.; ROUPHAIL, N. M.; HUMMER, J. E.; MILAZZO, J. S. (1998): Effect of Bicycles on Capacity of Signalized Intersections. Transportation Research Record 1646, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- AMSCHEL, K.-H.; BOSSERHOFF, D. (2007): Simulation des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten. Handbuch für Verkehrssicherheit und Verkehrstechnik, Heft 53-2, Hessische Straßen und Verkehrsverwaltung, Wiesbaden.
- ANDROSCH, W. (1974): Zur Problematik der Übergangszeit bei Startvorgängen an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlagen. Dissertation, TH Darmstadt.
- ASAMER, J.; VAN ZUYLEN, H. J. (2011): Saturation Flow Under Adverse Weather Conditions. Transportation Research Record 2258, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- ASAMER, J.; VAN ZUYLEN, H. J.; B. HEILMANN (2011): Calibrating VISSIM To Adverse Weather Conditions. 2nd International Conference on Models and Technologies for Intelligent Transportation Systems, Leuven (BEL).
- AXHAUSEN, K. W.; FELLENDORF, M.; HOOK, D. (1989): Zur Abhängigkeit der Zeitbedarfswerte von der Knotenpunktsgeometrie. Straßenverkehrstechnik, Heft 5, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- BAN, X.; HERRING, R.; BAYEN, A. M.; HAO, P. (2009): Delay Pattern Estimation for Signalized Intersections using Sampled Travel Times. Transportation Research Record 2130, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- BANG, K. L. (1978): Swedish capacity Manual (Part 3: Capacity of signalised intersections). Transportation Research Record 677, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- BESTER, C. J.; MEYERS, W. L. (2007): Saturation flow rates. Proceedings of the 26th South African Transport Conference (SATC), Stellenbosch (ZAF).
- BOLTZE, M; WOLFERMANN, A. (2011): Der Einfluss von Zwischenzeiten auf die Kapazität von Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage. Straßenverkehrstechnik, Heft 11, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- BONNIESON, J. (1992a): Modeling Queued Driver Behavior at Signalized Junctions. Transportation Research Record 1365, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).

- BONNESON, J. (1992b): Study of Headway and Lost Time at Single-Point Urban Interchanges. Transportation Research Record 1365, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- BONNESON, J.; NEVERS, B.; ZEGER, J.; NGUYEN, T.; FONG, T. (2005): Guidelines for Quantifying the Influence of Area Type and Other Factors on Saturation Flow Rate. Final Report Project PR9385-V2, Texas Transport Institute, Texas A&M University, College Station (USA).
- BONNESON, J.; NEVERS, B.; PRATT, M. P.; BONYANI, G. (2006): Influence of Area Population, Number of Lanes, and Speed Limit on Saturation Flow Rate. Transportation Research Record 1988, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- BRACKSTONE, M.; MCDONALD, M. (2000): Car-following: a historical review. Transportation Research Part F 2, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- BRANDENBURG, A.; GEISTEFELDT, J. (2018): Bewertung von koordinierten Lichtsignalsteuerungen mit einem Performance Index. Straßenverkehrstechnik, Heft 8, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- BRANSTON, D.; VAN ZUYLEN, H. (1978): The estimation of saturation flow, effective green time and passenger car equivalents at traffic signals by multiple linear regression. Transportation Research, Volume 12, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- BRILON, W.; GROSSMANN, M.; BLANKE, H. (1994): Verfahren für die Berechnung der Leistungsfähigkeit und Qualität des Verkehrsablaufs auf Straßen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 669, Bonn.
- BRUWER, M. M.; BESTER, C. J.; VILJOEN, E. S. (2019): The influence of gradient on saturation flow rate at signalised intersections. Journal of the South African Institution of Civil Engineering, Vol. 61 No. 2, Midrand (ZAF).
- BUSCH, F.; GRIGOROPOULOS, G.; KATHS, H.; BAIER, M.; SCHUCKLISS, L.; JUNGHANS, M.; LÜCKEN, L.; LEONHARDT, A. (2019): Verkehrsablauf an signalisierten Knotenpunkten mit hohem Radverkehrsaufkommen. Schlussbericht FE 70.0925/2015 im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, München. (unveröffentlicht)
- CHAND, S.; GUPTA, N. J.; VELMURUGAN, S. (2017): Development of Saturation Flow Model at Signalized Intersection for Heterogeneous Traffic. Transportation Research Procedia, Volume 25, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- CHANDLER, R. E.; HERMAN, R.; MONTROLL, E. W. (1958): Traffic Dynamics: Studies in Car Following. Operations Research Vol. 6.
- CHEN, P.; QI, H.; SUN, J. (2014): Investigation of Saturation Flow on Shared Right-Turn Lane at Signalized Intersections. Transportation Research Record 2461, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- CHEN, X.-M.; SHAO, C.; YUE, H. (2008): Influence of Pedestrian Traffic on Capacity of Turning Movements at Typical Signalized Intersections. Transportation Research Record 2073, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- CHENG, D.; TIAN, Z.; LIU, H. (2008): Implementing Actuated Signal-Controlled Intersection Capacity Analysis with Pedestrians. Transportation Research Record 2071, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- CHENG, Y.; QIN, X.; JIN, J.; RAN, B.; ANDERSON, Y. (2011): Cycle-by-Cycle Queue Length Estimation for Signalized Intersections using Sampled Trajectory Data. Transportation Research Record 2257, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- CHUANG, Y. T.; YI, C. W.; TSENG, Y. C.; NIAN, C.S. (2015): Discovering Phase Timing Information of Traffic Light Systems by Stop-Go Shockwaves. IEEE Transactions on Mobile Computing, Vol. 14, New York (USA).
- COLYAR, J.; ROUPHAIL, N. (2003): Measured Distributions of Control Delay on Signalized Arterials. Transportation Research Record 1852, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).

- COMERT, G.; CETIN, M. (2009): Queue Length Estimation from Probe Vehicle Location and the Impacts of Sample Size. *European Journal of Operational Research*, Volume 197, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- DICK, A. C. (1963): Effects of gradients on Saturation flow at traffic Signals. *Traffic Engineering & Control*, Vol. 4, Hemming Group Ltd., London (UK).
- DÖRFLER, W. (1965): Fahrdynamik an signalgesteuerten Knotenpunkten. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 38, Bonn.
- DU, Z.; YAN, X.; ZHU, J.; SUN, W. (2019): Signal Timing Parameters Estimation for Intersections using Floating Car Data. *Transportation Research Record 2673*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- DUNLAP, B. M. (2005): Field Measurements of Ideal Saturation Flow Rate from the Highway Capacity Manual. Department of Civil Engineering, West Virginia University, Morgantown (USA).
- FAYAZI, S. A.; VAHIDI, A.; MAHLER, G.; WINCKLER, A. (2015): Traffic Signal Phase and Timing Estimation from Low-Frequency Transit Bus Data. *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, Vol. 16, New York (USA).
- FENG, S.; CI, Y.; WU, L.; ZHANG, F. (2014): Vehicle Delay Estimation for an Isolated Intersection under Actuated Signal Control. *Mathematical Problems in Engineering*. Hindawi Publishing Corporation, London (UK).
- FGSV (2001): Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2006a): Hinweise zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2006b): Richtlinien für die Anlage von Stadtstraßen (RASt). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2008): Richtlinien für integrierte Netzgestaltung (RIN). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2012): Richtlinien für die Anlage von Landstraßen (RAL). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2015a): Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2015b): Richtlinien für Lichtsignalanlagen (RiLSA). Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2020): Begriffsbestimmungen für das Straßen- und Verkehrswesen (BBSV). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FISCHER, A. (1993): Leistungsfähigkeit für rechtsabbiegende Kfz an LSA mit gleichzeitig freigegebenen (bedingt verträglichen) Fußgängern. Studienarbeit am Lehrstuhl für Verkehrswesen der Ruhr-Universität Bochum. (unveröffentlicht)
- FONSECA, N.; CASANOVA, J.; VALDES, M. (2011): Influence of the stop/start system on CO2 emissions of a diesel vehicle in urban traffic. *Transportation Research Part D*, Volume 16, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- FORNALCHYK, Y.; MOHYLA, I.; HILEVYCH, V. (2013): The Saturation Flow Volume as a Function of the Intersection Passing Speed. *Transport Problems*, Vol. 8, Katowice (POL).
- FOURATI, W.; FRIEDRICH, B. (2019): Trajectory-Based Measurement of Signalized Intersection Capacity. *Transportation Research Record 2673*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- GAZIS, D. C.; HERMAN, R.; ROTHERY, R. W. (1961): Nonlinear Follow-the-Leader Models of Traffic Flow. *Operations Research* Vol. 9.

- GEISTEFELDT, J.; GIULIANI, S.; BUSCH, F.; SCHENDZIELORZ, T.; HAUG, A.; VORTISCH, P.; LEYN, U.; TRAPP, R. (2017a): HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen. Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe Verkehrstechnik, Heft V 279, Bergisch Gladbach.
- GEISTEFELDT, J.; GIULIANI, S.; VIETEN, M.; DIAS PAIS, S. (2017b): Verkehrsqualität an verkehrabhängig gesteuerten und koordinierten Lichtsignalanlagen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe Verkehrstechnik, Heft V 289, Bergisch Gladbach.
- GEISTEFELDT, J.; HOHMANN, S.; FINKBEINER, J.; SAUER, J.; VORTISCH, P.; BUCK, S.; WEYLAND, C.; WEISER, F.; GIULIANI, S. (2020): HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf einbahnigen Landstraßen. Schlussbericht FE 02.0418/2017/FRB im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, Bochum. (unveröffentlicht)
- GEISTEFELDT, J.; HASS, H.; LEERKAMP, B.; HOLTHAUS, T. (2021): Empfehlungen für Lkw-Überholverbote an Bundesautobahnen. Schlussbericht FE 03.0577/2019/IRB im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, Bochum. (unveröffentlicht)
- GENZ, H. (1983): Zeitbedarfswerte an Lichtsignalanlagen bei winterlichen Straßenverhältnissen. Straßenverkehrstechnik Heft 4, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- GERIKE, R.; SCHMOTZ, M.; BAIER, M.; REINARTZ, A. (2020): Planungspraxis im Stadtstraßenentwurf: Erfahrungen mit dem Regelwerk und Perspektiven. Straßenverkehrstechnik, Heft 9, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- GLÜCK, K.; SCHELZKE, R. (1960) Startzeit und Zeitlücken an signalgesteuerten Knoten. Straßenverkehrstechnik, Heft 8, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- GREENSHIELDS, B. D.; SCHAPIRO, D.; ERICKSEN, E. L. (1947): Traffic Performance at Urban Street Intersections. Yale Bureau of Highway Traffic, Technical Report No. 1, New Haven (USA).
- HÄCKELMANN, P. (1976): Steuerung des Fußgängerverkehrs an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlagen. Dissertation am Fachbereich Wasser und Verkehr, TH Darmstadt.
- HAMAD, K.; ABUHAMDA, H. (2015): Estimating Base Saturation Flow Rate for Selected Signalized Intersections in Doha. Journal of Traffic and Logistics Engineering, Vol. 3, Rowland Heights (USA).
- HARDERS, J. (2016): Leistungsfähigkeit beim Durchsetzen des Gegenverkehrs durch Linksabbieger – Kommentar zum HBS 2015. Straßenverkehrstechnik, Heft 2, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- HARDERS, J.; SCHMOTZ, M. (2015): Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit Lichtsignalanlage - Kommentar zum HBS 2015. Straßenverkehrstechnik, Heft 11, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- HEEB, A.; SCHWESING, M. (1963): Die Leistungsfähigkeit von Geradeauspuren an signalgeregelten Knotenpunkten des Straßenverkehrs. Straßenverkehrstechnik, Heft 8, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- HEIDEMANN, C. (1964): Messung der Leistungsfähigkeit signalgesteuerter Knoten. Straßenverkehrstechnik, Heft 8, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- HERMAN, R.; MONTROLL, E. W.; POTTS, R. B.; ROTHERY, R. W. (1959): Traffic Dynamics: Analysis of Stability in Car Following. Operations Research Vol. 7.
- HOFFMANN, G.; NIELSEN, S.-M. (1994): Beschreibung von Verkehrsabläufen an signalisierten Knotenpunkten. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 693, Bonn.
- ITE (2008): Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections. Third Edition, Canadian Institute of Transportation Engineers, Transportation Association of Canada, Ottawa (CAN).
- JACKSON, S.; MIRANDA-MORENO, L. F.; ST-AUBIN, P.; SAUNIER, N. (2013): Flexible, Mobile Video Camera System and Open Source Video Analysis Software for Road Safety and Behavioral Analysis. Transportation Research Record 2365, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- JIN, X.; ZHANG, Y.; WANG, F.; LI, L.; YAO, D.; SU, Y.; WEI, Z. (2009): Departure headways at signalized intersections: A log-normal distribution model approach. Transportation Research Part C, Volume 17, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.

- JOSEPH, J.; CHANG, G.-L. (2005): Saturation Flow Rates and Maximum Critical Lane Volumes for Planning Applications in Maryland. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 131, American Society of Civil Engineers, Reston (USA).
- KEEPER, M.; WEWETZER, C.; SASSE, A.; MAUVE, M. (2012): Learning Traffic Light Phase Schedules from Velocity Profiles in the Cloud. *IEEE 2012 5th International Conference on New Technologies, Mobility and Security (NTMS)*, New York (USA).
- KHOSLA, K.; WILLIAMS, J. C. (2006): Saturation Flow at Signalized Intersections During Longer Green Time. *Transportation Research Record 1978*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- KIKUCHI, S.; KII, M.; CHAKROBORTY, P. (2004): Lengths of Double or Dual Left-Turn Lane. *Transportation Research Record 1881*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- KIKUCHI, S.; KRONPRASERT, N. (2008): Determining the Length of the Right Turn Lane at a Signalized Intersection. *Transportation Research Record 2060* Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- KIKUCHI, S.; KRONPRASERT, N. (2010): Determining Lengths of Left-Turn Lanes at Signalized Intersections Under Different Left-Turn Signal Schemes. *Transportation Research Record 2195* Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- KIMBER, R. M.; HOLLIS, E. M. (1979): Traffic queues and delays at road junctions. *Transport and Road Research Laboratory (TRRL)*, Laboratory Report No. 909, Crowthorne (UK).
- KIMBER, R. M.; McDONALD, M.; HOUNSELL, N. (1985): Passenger car units in saturation flows: Concept, definition, derivation. *Transportation Research Part B*, Volume 12, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- KIMBER, R. M.; McDONALD, M.; HOUNSELL, N. (1986): The Prediction of Saturation Flows for Road Junctions Controlled by Traffic Signals. *Transport and Road Research Laboratory (TRRL)*, Research Report No. 67, Crowthorne (UK).
- KÖNIG, R. (2008): Verkehrsablauf an plangleichen Knotenpunkten unter Berücksichtigung der Altersstruktur der Verkehrsteilnehmer. *Dissertation, Schriftenreihe Lehrstuhl für Verkehrswesen, Heft 32*, Ruhr-Universität Bochum.
- KRAUSS, S. (1998): Microscopic Modeling of Traffic Flow: Investigation of Collision Free Vehicle Dynamics. *Dissertation, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät, Universität Köln*.
- KRAUS, B.; TRAPP, K.-H. (1986): Untersuchung über die Beeinflussung des Verkehrsablaufs an städtischen Knotenpunkten mit Lichtsignalanlagen durch Fußgänger und Radfahrer. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 464*, Bonn.
- KRUG, W. (1965): Einfluss der Straßenbahn auf die Leistungsfähigkeit signalgeregelter Knotenpunkte. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 41*, Bonn.
- LE, X.; LU, J. J.; MIERZWEJEWSKI, E. A.; ZHOU, Y. (2000): Variations in Capacity at Signalized Intersections with Different Area Types. *Transportation Research Record 1710*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- LEYN, U. (2016): Einfluss von Instationarität auf die Wartezeit an Knotenpunkten mit und ohne Lichtsignalanlage. *Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen, Heft 72*, Karlsruher Institut für Technologie.
- LI, H.; PREVEDOUROS, P. D. (2002): Detailed observations of saturation Headways and Start-Up Lost Times. *Transportation Research Record 1802*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- LI, J.; ROUPHAIL, N. M.; AKÇELIK, R. (1994): Overflow Delay Estimation for a Simple Intersection with Fully Actuated Signal Control. *Transportation Research Record 1457*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).

- LIN, F.-B.; THOMAS, D. R. (2005): Headway Compression During Queue Discharge at Signalized Intersections. Transportation Research Record 1920, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- MILAZZO, J. S.; ROUPHAIL, N. M.; HUMMER, J. E.; ALLEN, D. P. (1998): Effect of Pedestrians on Capacity of Signalized Intersections. Transportation Research Record 1646, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- MURAT, Y. S.; CETIN, M. (2019): A New Perspective for Saturation Flows at Signalized Intersections. Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol. 63, Budapest (HUN).
- NEWELL, G. F. (1969): Properties of Vehicle Actuated Signals: I. One-Way Streets. Transportation Science, Volume 3.
- OPPENLANDER, J. C.; OPPENLANDER, J. E. (2002): Simulation of Left-Turn Storage Lengths without Separate Signal Phase, Institute of Transportation Engineers Journal, Vol. 72, No. 5, Washington D.C. (USA).
- PAVEL, G. (1974): Planen von Signalanlagen für den Straßenverkehr. Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen (Hrsg.). Schriftenreihe Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 91, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- POTTS, I. B.; RINGERT, J. F.; BAUER, K. M.; ZEGER, J. D.; HARWOOD, D. W.; GILMORE, D. K. (2007): Relationship of Lane Width to Saturation Flow Rate on Urban and Suburban Signalized Intersection Approaches. Transportation Research Record 2027, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- PTV (2021): PTV Vissim 2021 Benutzerhandbuch (Version 2021 SP 07). PTV AG, Karlsruhe.
- PUNZO, V.; SIMONELLI, F. (2005): Analysis and Comparison of Microscopic Traffic Flow Models with real Traffic Microscopic Data. Transportation Research Record 1934, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- QI, H.; HU, X. (2018): Bayesian inference of channelized section spillover via Markov Chain Monte Carlo sampling. Transportation Research Part C, Volume 97, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- QI, Y.; YU, L.; AZIMI, M.; GUO, L. (2007): Determination of Storage Lengths of Left-Turn Lanes at Signalized Intersections. Transportation Research Record 2023, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- QU, Z.; XING, Y.; HU, H.; DUAN, Y.; SONG, X.; CHAI, T. T.; ZHANG, H. (2013): The Departure Characteristics of Traffic Flow at the Signalized Intersection. Mathematical Problems in Engineering, Hindawi Publishing Corporation, London (UK).
- RAKSUNTORN, W.; KAHN, S. I. (2003): Saturation Flow Rate, Start-Up Lost Time, and Capacity for Bicycles at Signalized Intersections. Transportation Research Record 1852, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- REYNOLDS, W. L.; ZHOU, X.; ROUPHAIL, N. M.; LI, M. (2010): Estimating Sustained Service Rates at Signalized Intersections with Short Left-Turn Pockets. Transportation Research Record 2173, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- ROBERTSON, D. I. (1969): TRANSYT: A Traffic Network Study Tool. Transport and Road Research Laboratory (TRRL), Report LR 253, Crowthorne (UK).
- ROUPHAIL, N. M.; ANWAR, M.; FAMBRO, B.; SLOUP, P.; PEREZ, C. E. (1997): Validation of Generalized Delay Model for Vehicle-Actuated Traffic Signals. Transportation Research Record 1572, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- RRL (1963): A method for measuring saturation flow at traffic signals. Transport and Road Research Laboratory (TRRL), Road Note 34, Crowthorne (UK).
- SCHLEICHER-JESTER, F. (1995): Leistungsfähigkeit innerörtlicher Hauptverkehrsstraßen im motorisierten Individualverkehr bei verschiedenen Geschwindigkeiten. TOPP, H. H. (Hrsg.), Projektbericht zu FE-Nr. 77 234/90. Grüne Reihe Nr. 32, Fachgebiet Verkehrswesen, Universität Kaiserslautern.

- SCHLUMS, J. (1965): Umdruck Straßenverkehrstechnik III. TH Stuttgart.
- SCHNABEL, W.; LOHSE, D. (1997): Grundlagen der Straßenverkehrstechnik und der Verkehrsplanung Band 1: Verkehrstechnik. Verlag für Bauwesen, Berlin.
- SCHNABEL, W.; SCHOLZ, T.; POHL, K. (2005) Sättigungsverkehrsstärken in lichtsignalgesteuerten Knotenpunktzufahrten. Straßenverkehrstechnik, Heft 10, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- SCHUCKLIESS, W.; BAIER, M. M.; BAUER, O. (2003): Maß für die Qualität des Verkehrsablaufes an Kreisverkehren – Wartezeit, Haltezeit oder Verlustzeit? Perspektiven für das Straßenwesen. Aachener Mitteilungen Straßenwesen, Erd- und Tunnelbau, Nr. 43, Aachen.
- SHAO, C.-Q.; RONG, J.; LIU, X.-M. (2011): Study on the Saturation Flow Rate and Its Influence Factors at Signalized Intersections in China. Procedia - Social and Behavioral Sciences, Volume 16, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- SKABARDONIS, A.; DOWLING, R.; KIATTIKOMOL, V.; SAFI, C. (2014): Developing Improved Truck Passenger Car Equivalent Values at Signalized Intersections. Transportation Research Record 2461, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- SUN, H.; YANG, J.; WANG, L.; LI, L.; WU, B. (2013): Saturation Flow Rate and Start-up Lost Time of Dual-left Lanes at Signalized Intersection in Rainy Weather Condition. Procedia - Social and Behavioral Sciences Vol. 96, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- TARKO, A.; GACA, S. (1991): Pedestrians at signalized intersections. In: Highway Capacity and Level of Service (Brannolte, U. ed.), International Symposium on Highway Capacity, Karlsruhe.
- TIAN, Z.; WU, N. (2006): A probabilistic model for signalized intersection capacity with a short-right-turn lane. Journal of Transportation Engineering, Vol. 132, No. 3, ASCE.
- TEPLY, S.; JONES, A.M. (1991): Saturation Flow: Do We Speak the Same Language? Transportation Research Record 1320, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- TRB (1985): Highway Capacity Manual Highway Capacity Manual. Special Report 109, Transportation Research Board, Washington D.C. (USA).
- TRB (2000): Highway Capacity Manual Highway Capacity Manual. Special Report 109, Transportation Research Board, Washington D.C. (USA).
- TRB (2010): Highway Capacity Manual Highway Capacity Manual. Special Report 109, Transportation Research Board, Washington D.C. (USA).
- TRB (2016): Highway Capacity Manual Highway Capacity Manual 6th Edition: A Guide for Multimodal Mobility Analysis. Special Report 109, Transportation Research Board, Washington D.C. (USA).
- UBA (2016): Wirkungen von Tempo 30 an Hauptverkehrsstraßen. Umweltbundesamt (Hrsg.), Dessau-Roßlau. online verfügbar: www.umweltbundesamt.de/sites/default/files/medien/2546/publikationen/wirkungen_von_tempo_30_an_hauptstrassen.pdf (zuletzt abgerufen am 03.03.2021).
- VESPER, A. (2018): Entwicklung eines Berechnungsverfahrens zur Ermittlung der Kapazität in lichtsignal-geregelten Zufahrten mit zusätzlichen Aufstellstreifen bei gleichzeitiger Freigabezeit. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.
- VIETEN, M. (2011): HBS-konforme Bewertung von Lichtsignalanlagen mittels Simulation. Vortrag im Rahmen des 4. Aachener Simulations-Symposiums.
- VINEY, N. D.; PRETTY, R. L. (1982): Saturation Flow of a Movement Subject to a Pedestrian Stream at Traffic Signals, Proceedings of the Eleventh Australian Road Research Board Conference, Vol. 11, Melbourne (AU).
- VORTISCH, P.; BUCK, S.; LEYN, U.; BAIER, M.; SCHUCKLIESS, W.; SCHIMPF, M.; SCHMOTZ, M. (2020): Konzept zur Bewertung der Qualität des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten mit und ohne LSA. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe Verkehrstechnik, Heft V 324, Bergisch Gladbach.

- WANG, X. B.; YIN, K.; LIU, H. (2018): Vehicle actuated signal performance under general traffic at an isolated intersection. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, Volume 95, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- WEBSTER, F.V. (1958): *Traffic Signal Settings*. Road Research Laboratory, Technical Paper 39, London (UK).
- WEBSTER, F. V.; COBBE, B. M. (1966): *Traffic Signals*. Road Research Technical Papers, No. 57, London (UK).
- WIEDEMANN, R. (1974): *Simulation des Straßenverkehrsflusses*. Habilitationsschrift, Schriftenreihe Institut für Verkehrswesen, Heft 8, Universität Karlsruhe (heute KIT).
- WIETHOLT, T. (2009): *Einsatzbereiche Grüner Wellen und verkehrsabhängiger Steuerungen*. Dissertation, Schriftenreihe Lehrstuhl für Verkehrswesen, Heft 33, Ruhr-Universität Bochum.
- WOLFERMANN, A. (2009): *Influence of Intergreen Times on the Capacity of Signalised Intersections*. Dissertation, TH Darmstadt.
- WU, N. (1990): *Wartezeit und Leistungsfähigkeit von Lichtsignalanlagen unter Berücksichtigung von Instationarität und Teilgebundenheit des Verkehrs*. Dissertation, Schriftenreihe Lehrstuhl für Verkehrswesen, Heft 8, Ruhr-Universität Bochum.
- WU, N. (1992): *Wartezeit an festzeitgesteuerten Lichtsignalanlagen unter zeitlich veränderlichen (instationären) Verkehrsbedingungen*. Straßenverkehrstechnik, Heft 3, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- WU, N. (1996): *Rückstaulängen an Lichtsignalanlagen unter verschiedenen Verkehrsbedingungen*. Straßenverkehrstechnik, Heft 5, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- WU, N. (1999): *Capacity of Shared/Short Lanes at Unsignalised Intersections*. *Transportation Research Part A*, Volume 33, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- WU, N. (2003a): *Bemessung und Bewertung von Lichtsignalanlagen - Vergleich zweier neuen Regelwerke HCM 2000 und HBS 2001*. Straßenverkehrstechnik, Heft 12, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- WU, N. (2003b): *Kapazität der Zufahrten an signalisierten Knotenpunkten mit kurzem Aufstellfahrstreifen*. Arbeitsblätter des Lehrstuhls für Verkehrswesen, Nr. 23, Ruhr-Universität Bochum.
- WU, N. (2004): *Evaluierung und Erweiterung von Verfahren zur Bewertung von verkehrsabhängigen, zeitlückengesteuerten Lichtsignalanlagen*. Arbeitsblätter des Lehrstuhls für Verkehrswesen, Nr. 27, Ruhr-Universität Bochum.
- WU, N. (2007): *Total Capacity of Shared-Short Lanes at Signalized Intersection – a Generalized Approach based on Simulation Study*. *Transportation Research Record 2027*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- WU, N. (2008): *Gesamtkapazität an signalisierten Knotenpunkten mit kurzen Aufstellfahrstreifen*. Straßenverkehrstechnik, Heft 6, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- WU, N. (2011): *Modelling Blockage Probability and Capacity of Shared Lanes at Signalized Intersections*. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, Vol. 16. Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- WU, N. (2014): *Modifying Progression Adjustment Factor and Upstream Filtering Adjustment Factor at Signalized Intersections in HCM*. *Transportation Research Board 93rd Annual Meeting Compendium of Papers*, Washington D.C. (USA).
- WU, N.; BRILON, W. (2019): *Delays of Shared-short Lanes at Unsignalized Intersections*. *Transportation Research Record 2673*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- YIN, K.; ZHANG, Y.; WANG, B. X. (2011): *Modeling Delay During Heavy Traffic for Signalized Intersections with Short Left-Turn Bays*. *Transportation Research Record 2257*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).

- YUAN, Y.; GONI-ROS, B.; POPPE, M.; DAAMEN, W.; HOOGENDORN, S. P. (2019): Analysis of Bicycle Headway Distribution, Saturation Flow and Capacity at a Signalized Intersection using Empirical Trajectory Data. Transportation Research Record 2673, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- ZHANG, Y.; TONG, J. (2008): Modeling Left-Turn Blockage and Capacity at Signalized Intersection with Short Left-Turn Bay. Transportation Research Record 2071, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. (USA).
- ZHENG, J.; LIU, H. X. (2017): Estimating Traffic Volumes for Signalized Intersections using Connected Vehicle Data. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, Volume 79, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.
- ZHAO, J.; YUN, M.; YANG, X. (2013): Capacity Model for Signalized Intersection under the Impact of Upstream Short Lane. Procedia - Social and Behavioral Sciences, Vol. 96, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford.

Bilder

Hinweis: Auszüge aus dem FGSV-Regelwerk (HBS - FGSV 299) sind mit freundlicher Genehmigung der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. auszugsweise wiedergegeben worden. Maßgebend für das Anwenden des FGSV-Regelwerkes ist dessen Fassung mit dem neuesten Ausgabedatum, die beim FGSV Verlag, Wesselinger Str. 15-17, 50999 Köln, www.fgsv-verlag.de, erhältlich ist.

- Bild 2-1: a) Anpassungsfaktor f_b , b) Anpassungsfaktor f_R , c) Anpassungsfaktor f_s und d) Anpassungsfaktor f_{sv} nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a)
- Bild 2-2: Belegungszeit einer Furt in Abhängigkeit von der Anzahl der Radfahrer und Fußgänger pro Umlauf (FGSV, 2015a)
- Bild 2-3: Mögliche Fahrstreifenkonstellationen des Verfahrens nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) (links) und indirekt analysierbare Fahrstreifenkonstellationen durch Iteration mit $x_1 = x_2$ (rechts)
- Bild 2-4: Mittlere Rückstaulänge bei Freigabezeitende N_{GE} für $f_{in} = 1,1$ und $T = 1$ nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a)
- Bild 2-5: Schemazeichnung der angenommenen Verkehrsstärkeganglinie im Vergleich zwischen dem HBS 2001 (FGSV, 2001) und dem HBS 2015 (FGSV, 2015a)
- Bild 2-6: Mittlere Zeitbedarfswerte in Abhängigkeit von der Anfahrposition der Fahrzeuge
- Bild 2-7: Modellvorstellung der Sättigungsverkehrsstärke (links) und der Startverlustzeit (rechts)
- Bild 2-8: Nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) berechnete mittlere Wartezeiten eines Kfz in Abhängigkeit von der Bemessungsverkehrsstärke für unterschiedliche Sättigungsverkehrsstärken (mit: $t_U = 90$ s, $t_r = 30$ s, unbehinderter Abfluss, $f_{in} = 1,1$)
- Bild 2-9: Zeitlicher Abfluss der Fahrzeuge an einer LSA (links) und resultierende Zeitbedarfswerte bei unterschiedlichen räumlichen Bezugspunkten (rechts) nach TEPLY und JONES (1991)
- Bild 2-10: Betrachtete Bruttoweglücken s bei der Erhebung der Zeitbedarfswerte mit den Bezugspunkten Front (F) und Heck (H)
- Bild 2-11: Belegungsrelevante Teilfläche der Furt nach KRAUS und TRAPP (1986)
- Bild 2-12: Gemessene und nach TARKO und GACA (1991) berechnete Belegungszeit (links) und resultierende spezifische Belegungszeit (rechts) je Fußgänger pro Umlauf (FISCHER, 1993)
- Bild 2-13: Vergleich der Belegungszeit einer Fußgängerfurt (links) und einer Radfahrerfurt (rechts) nach dem HBS (FGSV, 2015) und dem HCM (TRB, 2016) ohne Umfahren in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke pro Umlauf
- Bild 2-14: Warteschlangensystem eines Fahrstreifens mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen an einem vorfahrtgeregelten Knotenpunkt nach WU und BRILON (2019)
- Bild 2-15: Erläuterung des Instationaritätsfaktors anhand der aus der Ganglinie in Parabelform approximierten Stufenganglinie
- Bild 2-16: Fahrzeugfolgemodell nach WIEDEMANN (1974) aus PTV (2021)
- Bild 2-17: Minimale, mittlere und maximale Bruttowunschweglücke sowie resultierende Bruttowunschzeitlücke in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit nach WIEDEMANN (1974) mit einer Fahrzeuglänge von 4,37 m
- Bild 3-1: Messaufbau in einer Zufahrt (links) und Beispiel für die Positionierung der Kamera 2 (rechts)
- Bild 3-2: Beispiel für die Zusammensetzung der Belegungszeit eines Umlaufs aus den Belegungszeiten einzelner Fußgänger (F_g) beider Gehrichtungen einer Fußgängerfurt
- Bild 3-3: Beispiel des Aufnahmebereichs
- Bild 4-1: Boxplots der Zeitbedarfswerte auf den Anfahrpositionen 5 bis 10 an Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten
- Bild 4-2: Boxplot der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte (links) und der kumulierten Zeitbedarfswerte (rechts) der ersten zehn Anfahrpositionen aller Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten

- Bild 4-3: Kumulierte Häufigkeitsverteilungen der Zeitbedarfswerte auf den einzelnen Anfahrpositionen aller 1117 Umläufe an den Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten
- Bild 4-4: Relative Häufigkeitsverteilung der umlaufenden Sättigungsverkehrsstärken an Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten und angepasste Normalverteilung
- Bild 4-5: Abweichungen der gemessenen Sättigungsverkehrsstärke von den Werten des HBS 2015 (FGSV, 2015a) an Fahrstreifen mit geometrischen Besonderheiten
- Bild 4-6: Vergleich des Anpassungsfaktors der Längsneigung f_s nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) mit den gemessenen Werten
- Bild 4-7: Vergleich des Anpassungsfaktors des Abbiegeradius f_R nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) mit den gemessenen Werten
- Bild 4-8: Vergleich des Anpassungsfaktors der Fahrstreifenbreite f_b nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) mit den gemessenen Werten
- Bild 4-9: Möglicher Anpassungsfaktor f_v zur Berücksichtigung des Geschwindigkeitseinflusses bei der Zeitbedarfswertbestimmung eines Verkehrsstroms
- Bild 4-10: Mittlere Zeitbedarfswerte der gesättigten Umläufe auf den Fahrstreifen aus Tab. 4-1 in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad
- Bild 4-11: Mittlere Zeitbedarfswerte der gesättigten Umläufe und mittlerer Auslastungsgrad auf den Fahrstreifen aus Tab. 4-1 im Tagesverlauf
- Bild 4-12: Verkehrsaufteilung der Geradeausfahrstreifenkonstellationen im Tagesverlauf (Stunden-Intervalle)
- Bild 4-13: Vergleich des Anpassungsfaktors des Abbiegeradius f_R nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a) mit den gemessenen Werten der Fahrzeugfolgekonstellations AG an allen bedingt verträglich geführten Mischfahrstreifen
- Bild 4-14: Vergleich der gemessenen und mit der Regressionsgleichung berechneten Zeitbedarfswerte
- Bild 4-15: Vergleich des Regressionsmodells mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen unter Verwendung der abgeleiteten Anpassungsfaktoren (Ausnahme HBS-Modell oben links)
- Bild 4-16: Mittlere Startverlustzeit auf den Fahrstreifen in Abhängigkeit von den zugehörigen mittleren Zeitbedarfswerten
- Bild 4-17: Mittlere Zeitbedarfswerte auf den Fahrstreifen auf den Anfahrpositionen 1 bis 4 in Abhängigkeit von den zugehörigen mittleren Zeitbedarfswerten
- Bild 4-18: Häufigkeitsverteilung der Überfahrtzeitdifferenzen auf den Fahrstreifen mit $v_{zul} = 50$ km/h in Sekunden-Intervallen (ohne Mischfahrstreifen, kein Schwerverkehr)
- Bild 4-19: Boxplots der Überfahrtzeitdifferenzen auf Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten bei zulässigen Höchstgeschwindigkeiten von 30, 50 und 70 km/h
- Bild 4-20: Vergleich der Überfahrtzeitdifferenzen von Geradeausfahrern und Abbiegern an Mischfahrstreifen
- Bild 4-21: Mittlere Startverlustzeiten t_{svz} , Überfahrtzeitdifferenzen t_{UD} und Freigabezeitdifferenzen Δt_F in Klassen des Auslastungsgrades x der Breite 10 % auf Geradeausfahrstreifen mit $v_{zul} = 50$ km/h
- Bild 4-22: Umfahren eines in Gehrichtung 1 (gleichgerichtet) oder Gehrichtung 2 (entgegengerichtet) querenden Fußgängers
- Bild 4-23: Sicherheitsabstand nach einem querenden Fußgänger (Fg) der gleichgerichteten (gg) oder entgegengerichteten (eg) Gehrichtung und gleichgerichtet querenden Radfahrern (R) an den Erhebungsstellen B 1 bis B 12
- Bild 4-24: Ermittelte Gehgeschwindigkeitsverteilung der Fußgänger in Geschwindigkeitsklassen mit einer Breite von 0,5 km/h an den Untersuchungsstellen B-1 bis B-12
- Bild 4-25: Belegungszeiten und spezifische Belegungszeiten an der Furt B-8 ($t_F = 30$ s; $t_U = 90$ s; Freigabezeitversatz Gegenrichtung: 2 s)

- Bild 4-26: Zeitliche Verteilung des Betretens der Teilfurt 1 durch die Fußgänger der gleichgerichteten (gg) und entgegengerichteten (eg) Gehrichtungen bezogen auf die Gesamtfreigabezeit der Teilfurt 1 an der Erhebungsstelle B-11
- Bild 4-27: Schematische Darstellung des Umfahrens eines Rückstaus des kurzen Aufstellstreifens
- Bild 4-28: Exemplarische Darstellung von regelwidrigem Fahrverhalten an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (links: C-2; rechts C-3)
- Bild 4-29: Exemplarische Darstellung der Aufstelllängennutzung an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (links: C-2; rechts: C-3)
- Bild 4-30: Schematische Darstellung des Knotenpunktes D-1
- Bild 4-31: Verkehrsstärken der Zufahrten (oben) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (unten) am Knotenpunkt D-1 am 10.03.2021 in der Hauptverkehrszeit von 06:00 bis 18:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)
- Bild 4-32: Verkehrsstärken der Zufahrten (links) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (rechts) am Knotenpunkt D-1 am 10.03.2021 in der Nebenverkehrszeit von 18:00 bis 00:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)
- Bild 4-33: Schematische Darstellung des Knotenpunktes D-2
- Bild 4-34: Verkehrsstärken der Zufahrten (oben) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (unten) am Knotenpunkt D-2 am 19.11.2020 in der Hauptverkehrszeit von 06:00 bis 18:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)
- Bild 4-35: Verkehrsstärken der Zufahrten (links) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (rechts) am Knotenpunkt D-2 am 19.11.2020 in der Nebenverkehrszeit von 18:00 bis 00:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)
- Bild 4-36: Schematische Darstellung des Knotenpunktes D-3
- Bild 4-37: Verkehrsstärken der Zufahrten (oben) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (unten) am Knotenpunkt D-3 am 17.03.2021 in der Hauptverkehrszeit von 06:00 bis 18:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)
- Bild 4-38: Verkehrsstärken der Zufahrten (links) und Fahrtzeiten der Verkehrsströme 5 und 11 (rechts) am Knotenpunkt D-3 am 17.03.2021 in der Nebenverkehrszeit von 18:00 bis 00:00 Uhr (15-Minuten-Intervalle)
- Bild 5-1: Vergleich der empirischen und simulierten Belegungszeiten bei poissonverteilten Ankünften an der Furt B7
- Bild 5-2: Simulierte Belegungszeit des Fußverkehrs in den Simulationsszenarien für die progressive Freigabe bzw. eine Furt ohne Mittelinsel
- Bild 5-3: Simulierte Belegungszeit des Fußverkehrs in den Simulationsszenarien für die simultane Freigabe
- Bild 5-4: Simulierte Radfahrer-Belegungszeit in den Simulationsszenarien
- Bild 5-5: Vergleich der simulierten Belegungszeiten mit dem Berechnungsansatz des HBS 2015
- Bild 5-6: Einfluss des Freigabezeitanteils auf die Belegungszeit von Fußgängern ($t_F = 25$ s; Furtgeometrie: 8 – 8)
- Bild 5-7: Einfluss des Freigabezeitanteils auf die Belegungszeit von Radfahrern ($t_F = 25$ s; $s = 6$ m)
- Bild 5-8: Einfluss der Freigabezeit auf die Belegungszeit von Fußgängern ($t_U = 90$ s; Furtgeometrie: 8 – 8)
- Bild 5-9: Einfluss der Freigabezeit auf die Belegungszeit von Radfahrern ($t_U = 90$ s; $s = 6$ m)
- Bild 5-10: Einfluss der Furtgeometrie auf die Belegungszeit von Fußgängern ($t_U = 90$ s; $t_F = 15$ s)
- Bild 5-11: Einfluss der Furtgeometrie auf die Belegungszeit von Radfahrern ($t_U = 90$ s; $t_F = 25$ s)

- Bild 5-12: Vergleich der Signalisierungsformen für ansonsten gleiche Randbedingungen für 1 bis 10 Fg pro Umlauf
- Bild 5-13: Vergleich der berechneten und der simulierten Belegungszeit (beide Gehrichtungen, progressive Schaltung) mit kalibrierten Parametern $t_{BK0} = 5,45$ s und $t_{BK} = 4,20$ s für 1 bis 10 Fg pro Umlauf
- Bild 5-14: Vergleich der berechneten und der simulierten Belegungszeitdifferenz (beide Gehrichtungen, simultane Schaltung) mit kalibriertem $a = 0,75$ für 1 bis 10 Fg pro Umlauf
- ?Bild 5-15: Vergleich der berechneten und simulierten Belegungszeit der Radfahrer mit kalibrierten Parametern $t_{BKrad,0} = 0,557$ s, $t_{BKrad} = 3,497$ s und $k = 0,887$ für 1 bis 7 Radfahrer pro Umlauf
- Bild 5-16: Vergleich des neuen Berechnungsmodells mit den Messergebnissen (schwarz: gleitende Mittelwerte aus zehn Umläufen, rot: auf poissonverteilte Ankünfte umgerechnete Mittelwerte, grün: Ergebnisse des neuen Berechnungsmodells)
- Bild 5-17: Vergleich der simulierten Belegungszeiten der Fußgänger (progressive Freigabe oder Furt ohne Mittelinsel) mit den nach den drei vereinfachten Ansätzen berechneten Belegungszeiten für 1 bis 10 Fg pro Umlauf
- Bild 5-18: Vergleich der simulierten Belegungszeiten der Radfahrer mit den nach den drei vereinfachten Ansätzen berechneten Belegungszeiten für 1 bis 7 Rad pro Umlauf
- Bild 6-1: Simulierte und nach dem HBS 2015 berechnete Umlaufkapazitäten für $n_K = 6$; $a_2 = 0,3$; $n_D = 1$
- Bild 6-2: Vergleich der simulierten und nach dem HBS 2015 berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)
- Bild 6-3: Einfluss der Anzahl der Aufstellplätze n_K auf dem kurzen Aufstellstreifen an Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen (Legende siehe Bild 6-1)
- Bild 6-4: Einfluss der Signalisierungsform an Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen (Legende siehe Bild 6-1)
- Bild 6-5: Vergleich der Umlaufkapazitäten für a) $n_D = 1$, gF, gleichzeitiger Beginn oder gleichzeitiges Ende der Freigabezeiten, b) $n_D = 1$, ngF, Freigabe des kurzen Aufstellstreifens unmittelbar vor oder nach dem durchgehenden Fahrstreifen, c) $n_D = 2$, gF, gleichzeitiger Beginn oder gleichzeitiges Ende der Freigabezeiten und d) $n_D = 2$, ngF, Freigabe des kurzen Aufstellstreifens unmittelbar vor oder nach den durchgehenden Fahrstreifen
- Bild 6-6: Umlaufkapazitäten an Zufahrten mit a) einem, b) zwei und c) drei durchgehenden Fahrstreifen für $n_K = 6$ und gleichzeitige Freigabe (Legende siehe Bild 6-1)
- Bild 6-7: Vergleich der simulierten Zufahrtskapazität pro Umlauf und der Hochrechnung aus den simulierten Ergebnissen bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF) sowie zwei ($n_D = 2$) und drei ($n_D = 3$) durchgehenden Fahrstreifen
- Bild 6-8: Vergleich der simulierten und nach Gleichung (2-30) bzw. Gleichung (2-31) mit neu kalibrierten Parametern berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)
- Bild 6-9: Vergleich der simulierten und nach Gleichung (6-1) bzw. Gleichung (6-2) (vereinfachtes Modell: konstanter Parameter m) berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)
- Bild 6-10: Vergleich der simulierten und nach Gleichung (6-4) bzw. Gleichung (6-6) (vereinfachtes Modell: Zufluss-Abfluss-Analyse) berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)
- Bild 6-11: Vergleich der simulierten und nach dem HBS 2001 mit Gleichung (2-26) bzw. Gleichung (2-28) berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$)

unter Berücksichtigung der notwendigen Randbedingung bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF)

- Bild 6-12: Vergleich der simulierten und berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten mit einem durchgehenden Fahrstreifen ($n_D = 1$) für den Sonderfall $t_{F,1} = t_{F,2}$ für a) HBS 2015, Gleichung (2-30), b) HBS neu kalibriert, Gleichung (2-30), c) vereinfachte HBS-Lösung mit $m = \text{konstant}$, Gleichung (6-1) und d) vereinfachte Lösung der Zufluss-Abfluss-Analyse, Gleichung (6-4)
- Bild 6-13: Vergleich der simulierten und nach Gleichung (6-7) berechneten Umlaufkapazitäten für Zufahrten bei gleichzeitiger (gF) und nicht gleichzeitiger Freigabe (ngF) sowie zwei ($n_D = 2$) und drei ($n_D = 3$) durchgehenden Fahrstreifen
- Bild 7-1: Boxplot der Anteile der 15-Min.-Belastungen an der Spitzenstunde für einen innerörtlichen Knotenpunkt mit Wohnbebauung, vorgelagerter Knotenpunkt signalisiert, Abstand vorgelagerter Knotenpunkt ≤ 200 m
- Bild 7-2: Boxplot der Anteile der 15-Min.-Belastungen an der Spitzenstunde über alle betrachteten Zufahrten
- Bild 7-3: Vergleich der Wartezeiten für eine stark ansteigende Ganglinie sowie für verschiedene Kombinationen von vier aufeinander folgenden Messintervalle der gleitenden Stunde
- Bild 7-4: Vergleich der Wartezeiten für eine stark abfallende Ganglinie sowie für verschiedene Kombinationen von vier aufeinander folgenden Messintervalle der gleitenden Stunde
- Bild 7-5: Vergleich der Wartezeiten für eine parabelförmige Ganglinie sowie für verschiedene Kombinationen von vier aufeinander folgenden Messintervalle der gleitenden Stunde
- Bild 7-6: Vergleich der maximalen Wartezeiten für eine parabelförmige Ganglinie für die beiden Hochrechnungsvarianten zur Berechnung der Verkehrsbelastung im Prognose-Fall
- Bild 8-1: Zusammenhang zwischen der Wartezeit nach dem HBS 2015 und der Verlustzeit in der Simulation nach SCHUCKLIESS et al. (2003)
- Bild 8-2: Zeitbedarfswertmessung für die erste Anfahrposition in PTV Vissim und in der empirischen Erhebung
- Bild 8-3: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte unter Standardbedingungen
- Bild 8-4: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene zulässige Höchstgeschwindigkeiten unter Nutzung der Standardparameter in der Simulation, einer verlängerten Freigabezeit sowie eines verlängerten reduzierten Sicherheitsabstands nahe einer Haltlinie
- Bild 8-5: Positionsabhängige Geschwindigkeits- und Beschleunigungsverteilungen für verschiedene zulässige Höchstgeschwindigkeiten
- Bild 8-6: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene Steigungen unter Nutzung der Standardparameter in der Simulation
- Bild 8-7: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene Steigungen in der Simulation und nach dem HBS 2015 unter Nutzung der Standardparameter
- Bild 8-8: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene Gefälle unter Nutzung der Standardparameter in der Simulation
- Bild 8-9: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für verschiedene Gefälle unter Nutzung der Standardparameter in der Simulation
- Bild 8-10: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der (unkalibrierten) Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h
- Bild 8-11: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der (unkalibrierten) Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h
- Bild 8-12: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der (unkalibrierten) Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h

- Bild 8-13: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der (kalibrierten) Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h
- Bild 8-14: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der kalibrierten Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h
- Bild 8-15: Vergleich der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte in der Empirie und der kalibrierten Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h
- Bild 8-16: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h
- Bild 8-17: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h
- Bild 8-18: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h
- Bild 8-19: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h bei veränderter Freigabezeit
- Bild 8-20: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h bei veränderter Freigabezeit
- Bild 8-21: Vergleich der Gelbzeitüberfahrten in der Empirie und der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h bei veränderter Freigabezeit
- Bild 8-22: Ausschnitt des Simulationsmodells für einen Mischfahrstreifen
- Bild 8-23: Boxplots der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für einen Schwerverkehrsanteil von 20 % nach der Kalibrierung
- Bild 8-24: Boxplots der positionsabhängigen Zeitbedarfswerte für einen Mischfahrstreifen für verschiedene Abbiegeranteile
- Bild 8-25: Vergleich der Wartezeit nach dem HBS 2015 und der Wartezeit in der Simulation für den kalibrierten Standardfall
- Bild 8-26: Vergleich der Wartezeiten in der Simulation mit den Wartezeiten nach dem HBS 2015
- Bild 9-1: Boxplot der simulierten Wartezeiten des Szenarios 7 am Knotenpunkt D-3
- Bild 9-2: Freigabezeitverteilung der Hauptrichtung für Szenario 7 am Knotenpunkt D-3 (Mittelwert: 48,2 s)
- Bild 9-3: Boxplot der simulierten Wartezeiten des Szenarios 7 am Knotenpunkt D-5
- Bild 9-4: Boxplot der simulierten Wartezeiten des Szenarios 7 am Knotenpunkt 9 aus Tab. 8-19

Tabellen

Hinweis: Auszüge aus dem FGSV-Regelwerk (RiLSA - FGSV 321; HBS - FGSV 299) sind mit freundlicher Genehmigung der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. auszugsweise wiedergegeben worden. Maßgebend für das Anwenden des FGSV-Regelwerkes ist dessen Fassung mit dem neuesten Ausgabedatum, die beim FGSV Verlag, Wesseling Str. 15-17, 50999 Köln, www.fgsv-verlag.de, erhältlich ist.

- Tab. 2-1: Übersicht über die LSA-Steuerungsverfahren nach den RiLSA (FGSV, 2015b)
- Tab. 2-2: Grenzwerte für die Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs der verschiedenen Verkehrsarten nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015a)
- Tab. 2-3: Sättigungsverkehrsstärken und ihre Einflussfaktoren in internationalen Bewertungsverfahren
- Tab. 2-4: Notwendige Randbedingungen an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (WU, 2003b und 2008)
- Tab. 2-5: Parameter des Modells WIEDEMANN 99 nach PTV (2021)
- Tab. 3-1: Untersuchungsschwerpunkte und zugehörige Erhebungsmethoden
- Tab. 3-2: Untersuchte Fahrstreifen für die Ermittlung der Sättigungsverkehrsstärken
- Tab. 3-3: Untersuchte Fußgänger- und Radfurten für die Ermittlung des Einflusses des Fuß- und Radverkehrs auf bedingt verträglich geführte Abbiegeströme
- Tab. 3-4: Untersuchte Zufahrten für die Modellierung von Fahrstreifen mit kurzem Aufstellstreifen (kAS)
- Tab. 3-5: Untersuchte Knotenpunkte für die Ermittlung von Fahrtzeiten an Knotenpunkten mit verkehrsabhängig gesteuerten LSA (1 bis 3: eigene Erhebung, 4 bis 13: aus GEISTEFELDT et al., 2017b)
- Tab. 4-1: Ermittelte Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken an Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten
- Tab. 4-2: Positionsabhängige Zeitbedarfswerte aller Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten
- Tab. 4-3: Ermittelte Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken an Fahrstreifen mit geometrischen Besonderheiten
- Tab. 4-4: Ermittelte Zeitbedarfswerte und Sättigungsverkehrsstärken an Fahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten mit unterschiedlichen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten
- Tab. 4-5: Vergleich des Zeitbedarfswertes in Zufahrten mit zwei Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten, Schwerverkehr und Einfluss der Fahrstreifenauslastung
- Tab. 4-6: Kombinationsrechnung zur Ermittlung des Einflusses des Schwerverkehrs mit dem Ansatz nach AHN (1987) an den Geradeausfahrstreifen ohne geometrische Besonderheiten auf den Anfahrpositionen eins bis zehn
- Tab. 4-7: Prozentuale Differenz des neuen Anpassungsfaktors des Schwerverkehrs im Vergleich zum Faktor des HBS (FGSV, 2015a)
- Tab. 4-8: Mittlere Zeitbedarfswerte der einzelnen Fahrzeugfolgekonstellationen an Mischfahrstreifen (ohne Schwerverkehr)
- Tab. 4-9: Multiple Regression der fahrzeugfeinen Zeitbedarfswerte (ab Pos. 5)
- Tab. 4-10: Startverlustzeiten auf den untersuchten Fahrstreifen (ohne Schwerverkehr und Mischfahrstreifen)
- Tab. 4-11: Startverlustzeiten, Überfahrtzeitdifferenzen und resultierende Freigabezeitdifferenzen auf den einzelnen Fahrstreifen, für die beide Werte erhoben werden konnten (ohne Schwerverkehr, keine Mischfahrstreifen)
- Tab. 4-12: Mittlere Überfahrtzeit der einzelnen Freigabezeitgruppen (Geradeausfahrer und Abbieger, $v_{zul} = 50 \text{ km/h}$, ohne Schwerverkehr)
- Tab. 4-13: Überfahrtzeitdifferenzen auf Mischfahrstreifen (ohne Schwerverkehr)

- Tab. 4-14: Überfahrzeitdifferenzen der Schwerverkehrsfahrzeuge ($v_{zul} = 50 \text{ km/h}$)
- Tab. 4-15: Prozentuale Abweichungen des Querschnittsverfahrens zum Zeitlückenverfahren mit und ohne Gelbüberfahrten in Abhängigkeit von der Dauer der Freigabezeit
- Tab. 4-16: Mittlere Belegungszeit und mittlere spezifische Belegungszeit (Werte in Klammern) in Sekunden der Fußgänger an Furt B-11 in Abhängigkeit von unterschiedlichen Fußverkehrsstärken der Gehrichtungen
- Tab. 4-17: Fahrstreifenaufteilung auf die durchgehenden Fahrstreifen nach dem Umfahren eines Rückstaus auf dem kurzen Aufstellstreifen an der Haltlinie
- Tab. 5-1: Gewählte Wertebereiche der untersuchten Parameter in der Simulationsstudie an Fußgänger- und Radfurten
- Tab. 6-1: Gewählte Wertebereiche der untersuchten Parameter in der Simulationsstudie an Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen
- Tab. 7-1: Messintervalle für die Wartezeitmessung in der Simulation (fett umrandet: Spitzenstunde nach dem HBS 2015)
- Tab. 7-2: Verhältnisfaktoren für die 15-Minuten-Intervalle der Spitzenstunde für die verschiedenen Ganglinientypen
- Tab. 7-3: Zeitintervalle der höchsten Wartezeit in der Simulation für die verschiedenen Ganglinientypen
- Tab. 7-4: Vergleich der Wartezeitmessungen für verschiedene Ganglinientypen und verschiedene Kombinationen von vier aufeinander folgenden Messintervallen der gleitenden Stunde
- Tab. 7-5: Rechenbeispiel für die beiden Hochrechnungsvarianten P1 und P2 für eine zusätzliche Verkehrsbelastung von 200 Kfz/h
- Tab. 8-1: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Grundsättigungsverkehrsstärke (nach dem HBS 2015) in der Simulation (vor der Kalibrierung) und Empirie unter Standardbedingungen
- Tab. 8-2: Verteilung und Fahrzeuglängen der 2D/3D-Modelle des Fahrzeugtyps Pkw in PTV Vissim bei Standardeinstellungen
- Tab. 8-3: Vergleich der Verlustzeiten für die beiden Auswertungswerkzeuge Verlustzeitmessung (VZM) und Knotenauswertung (KA) in der Simulation (Auslastungsgrad 0,98)
- Tab. 8-4: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke in der Simulation (vor der Kalibrierung auf den Positionen 5 bis 10) und nach dem HBS 2015 für verschiedene zulässige Höchstgeschwindigkeiten
- Tab. 8-5: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke in der Simulation (vor der Kalibrierung) und nach dem HBS 2015 für verschiedene Steigungen
- Tab. 8-6: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke in der Simulation (vor der Kalibrierung) und nach dem HBS 2015 für verschiedene Gefälle
- Tab. 8-7: Positionsabhängige Zeitbedarfswerte in der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h
- Tab. 8-8: Positionsabhängige Zeitbedarfswerte in der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h
- Tab. 8-9: Positionsabhängige Zeitbedarfswerte in der Simulation für Geradeausfahrstreifen mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 70 km/h
- Tab. 8-10: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Grundsättigungsverkehrsstärke in der Simulation (nach der Kalibrierung) und Empirie
- Tab. 8-11: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Grundsättigungsverkehrsstärke in der Simulation (nach der Kalibrierung der Gelbzeitüberfahrten) und Empirie
- Tab. 8-12: Vergleich der Mittelwerte der Gelbzeitüberfahrten in Sekunden in der Simulation und Empirie
- Tab. 8-13: Geschwindigkeitsverteilungen für Langsamfahrbereiche

- Tab. 8-14: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärken in der Simulation (nach der Kalibrierung) und nach dem HBS 2015 mit Gleichung (4-2) aus der Empirie für verschiedene Radien
- Tab. 8-15: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke in der Simulation und nach dem HBS 2015 mit der Gewichtung 1,7 aus der Empirie für den Fahrzeugtyp Lkw und einen Schwerverkehrsanteil von 20 %
- Tab. 8-16: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärken in der Simulation und nach dem HBS 2015 Gewichtung 2,3 aus der Empirie für den Fahrzeugtyp Sattelzug und einen Schwerverkehrsanteil von 20 %
- Tab. 8-17: Berechnung der mittleren Zeitbedarfswerte für Mischfahrstreifen je Abbiegeranteil nach dem HBS 2015
- Tab. 8-18: Vergleich der mittleren Zeitbedarfswerte und der resultierenden Sättigungsverkehrsstärke (nach dem HBS 2015) in der Simulation und nach dem HBS 2015 für Mischfahrstreifen mit verschiedenen Abbiegeranteilen sowie für Radien ≥ 10 m
- Tab. 8-19: Untersuchte Knotenpunkte für den Vergleich von Wartezeiten an Knotenpunkten mit festzeit- und verkehrsabhängig gesteuerten LSA in der Simulation und nach dem HBS 2015
- Tab. 8-20: Szenarien der Verkehrsbelastungen
- Tab. 8-21: Mittlere Zeitbedarfswerte in der Simulation für die Bemessung nach dem HBS 2015
- Tab. 10-1: Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse und Änderungsvorschläge für die Fortschreibung des HBS-Verfahrens

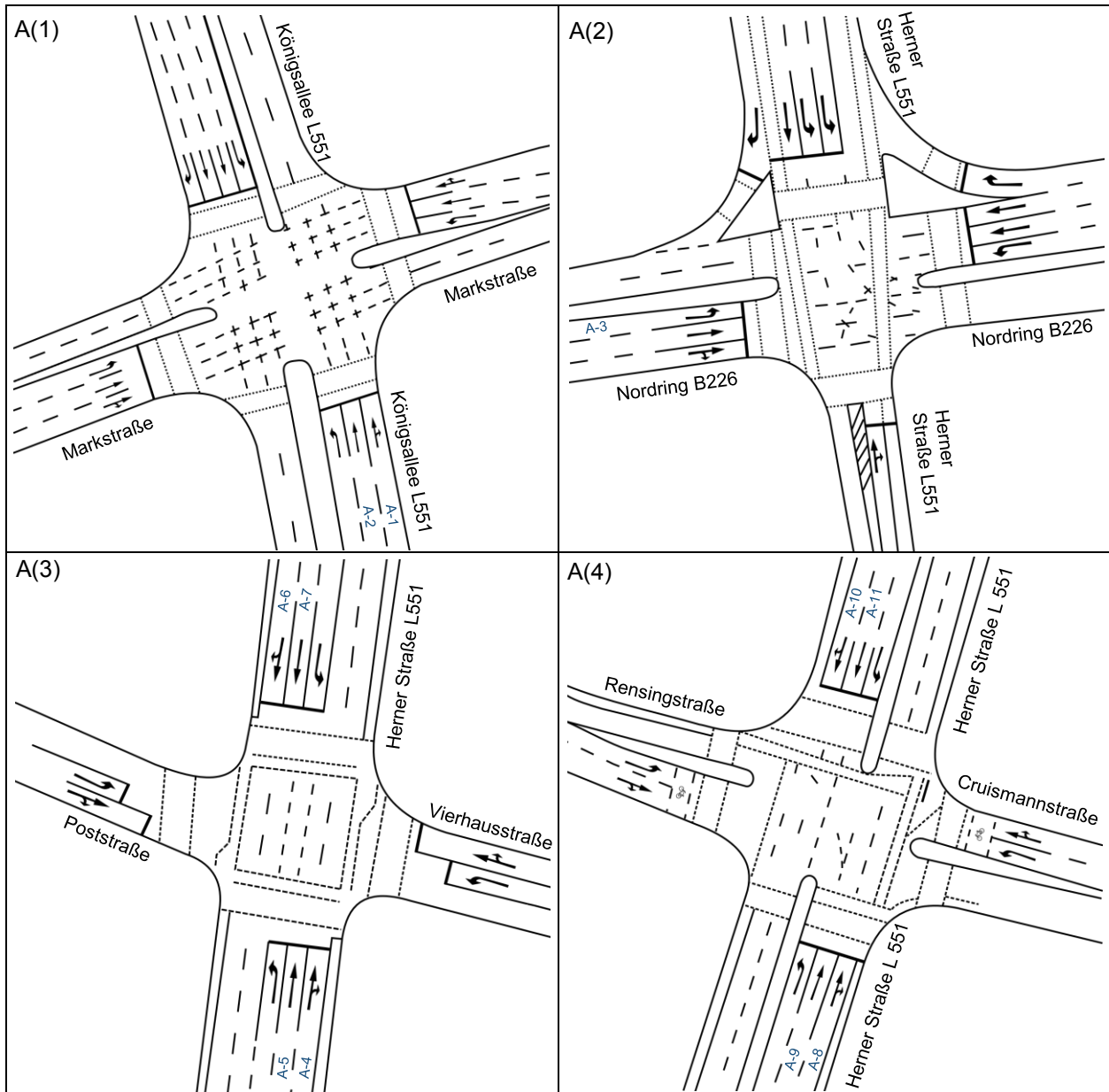
Anhang

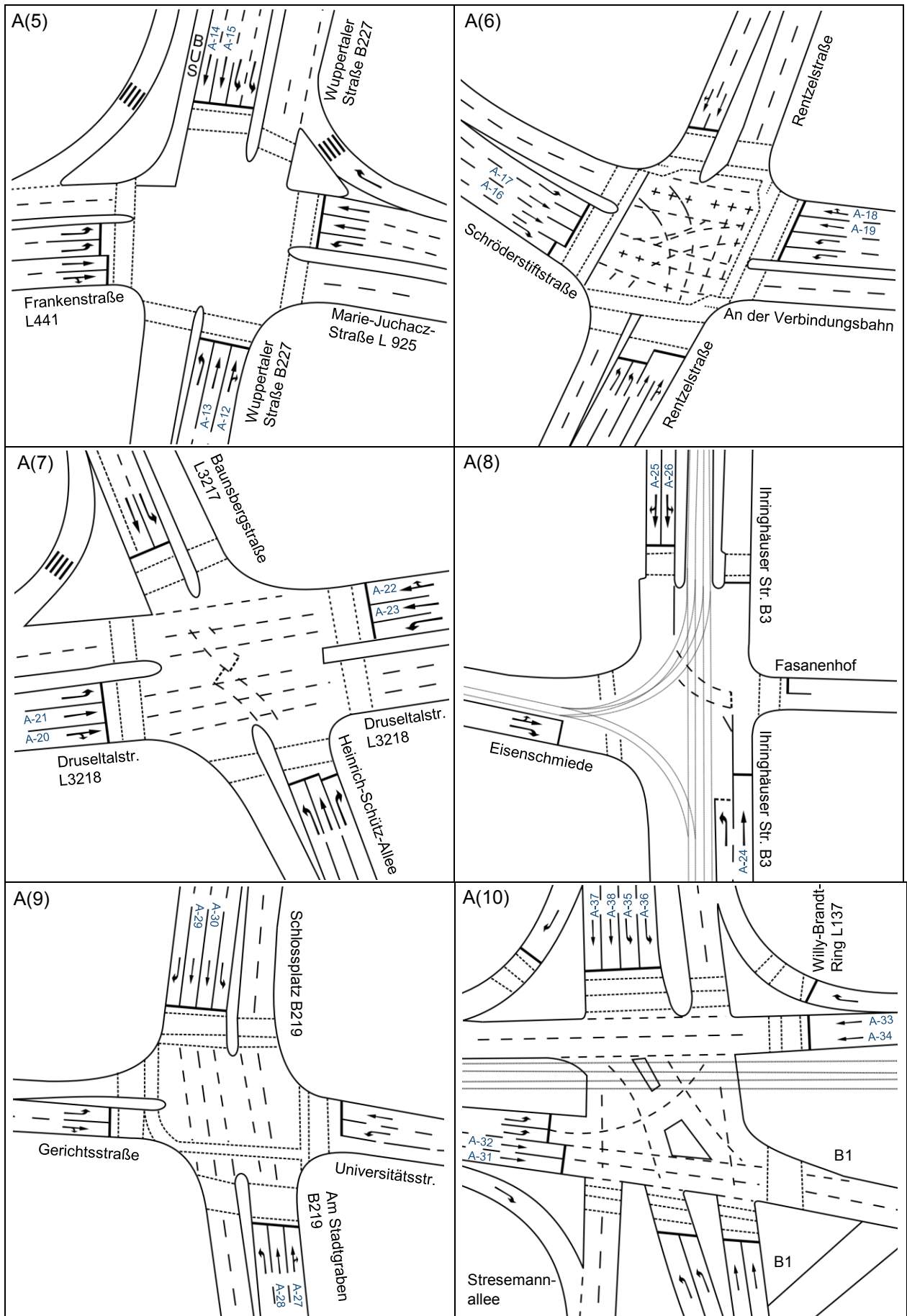
Anhang A	Untersuchungsobjekte (A bis D).....	211
Anhang B	Gemessene Belegungszeiten der Furten B-1 bis B-12	219
Anhang C	Messergebnisse von Einzelknotenpunkten mit verkehrsabhängiger Steuerung (D-4 bis D-13)	223
Anhang D	Ergebnisse der Instationaritätsanalyse	235
Anhang E	Ergebnisse der HBS-konformen Simulation.....	239
Anhang F	Simulationsstudie an verkehrsabhängig gesteuerten LSA	241

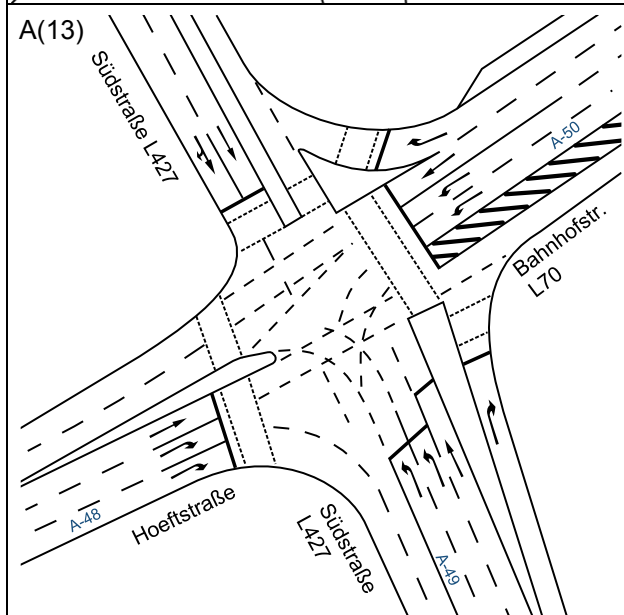
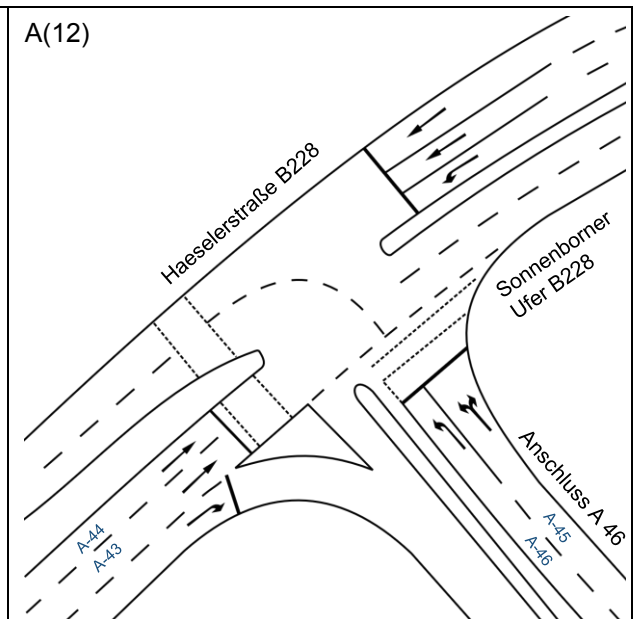
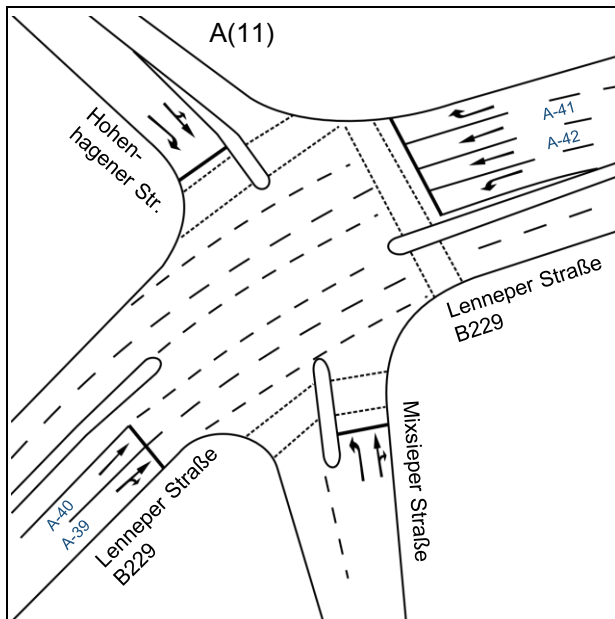
Anhang A Untersuchungsobjekte (A bis D)

Die Schemazeichnungen der Knotenpunkte sind genordnet. Es sind jeweils die Bezeichnungen der Knotenpunkte (z. B. „A(1)“) und der Untersuchungsobjekte (z. B. „A-1“) aus Tab. 3-2 bis Tab. 3-5 eingefügt.

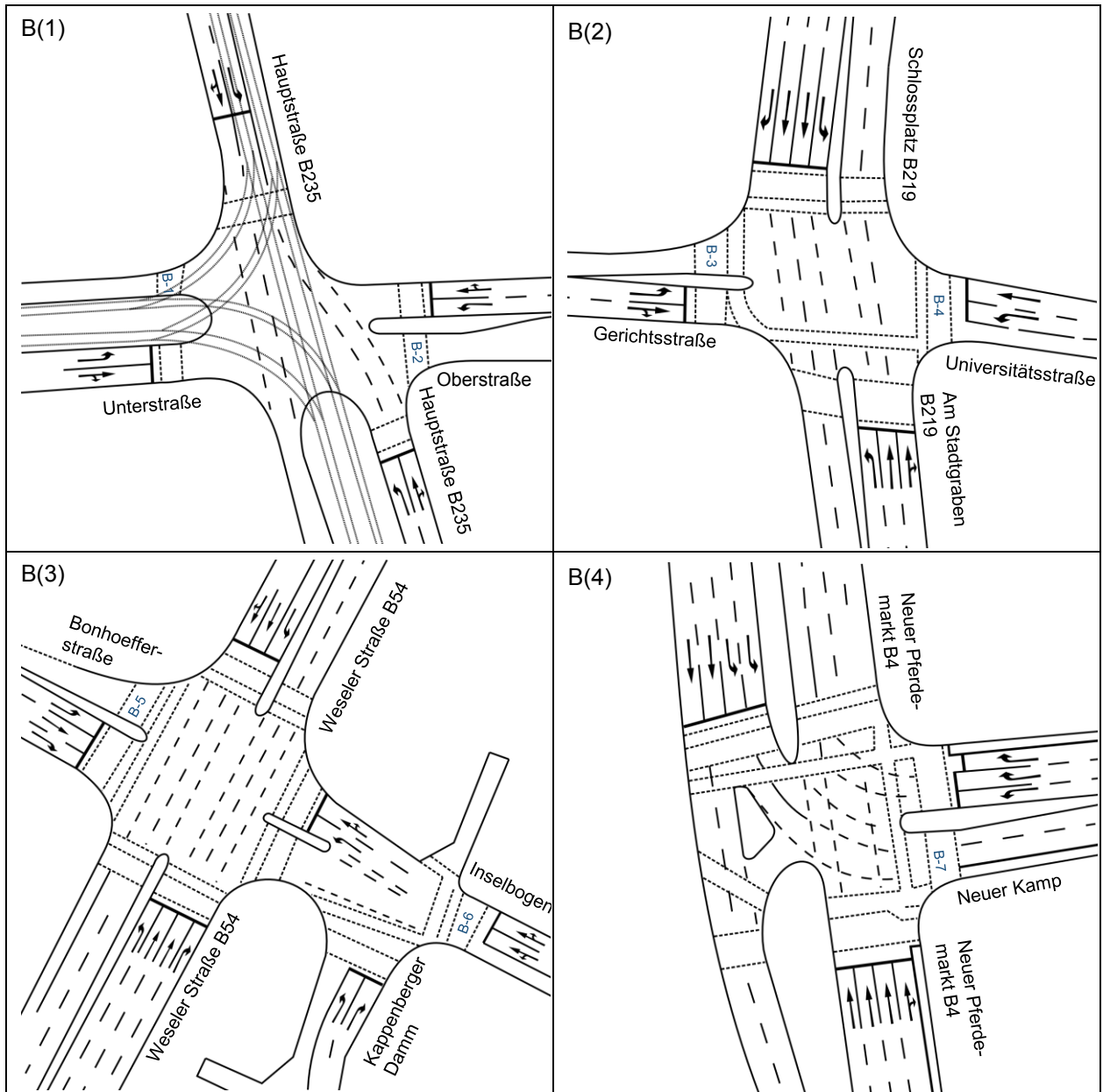
Anhang A – Teil Sättigungsverkehrsstärken (A)

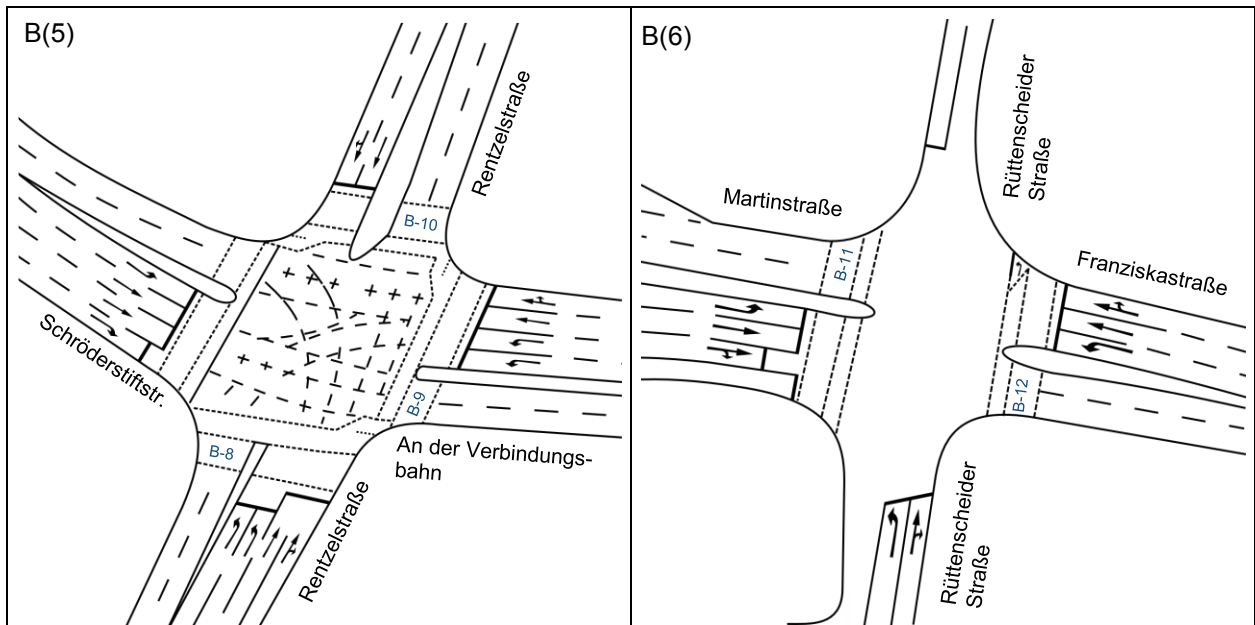




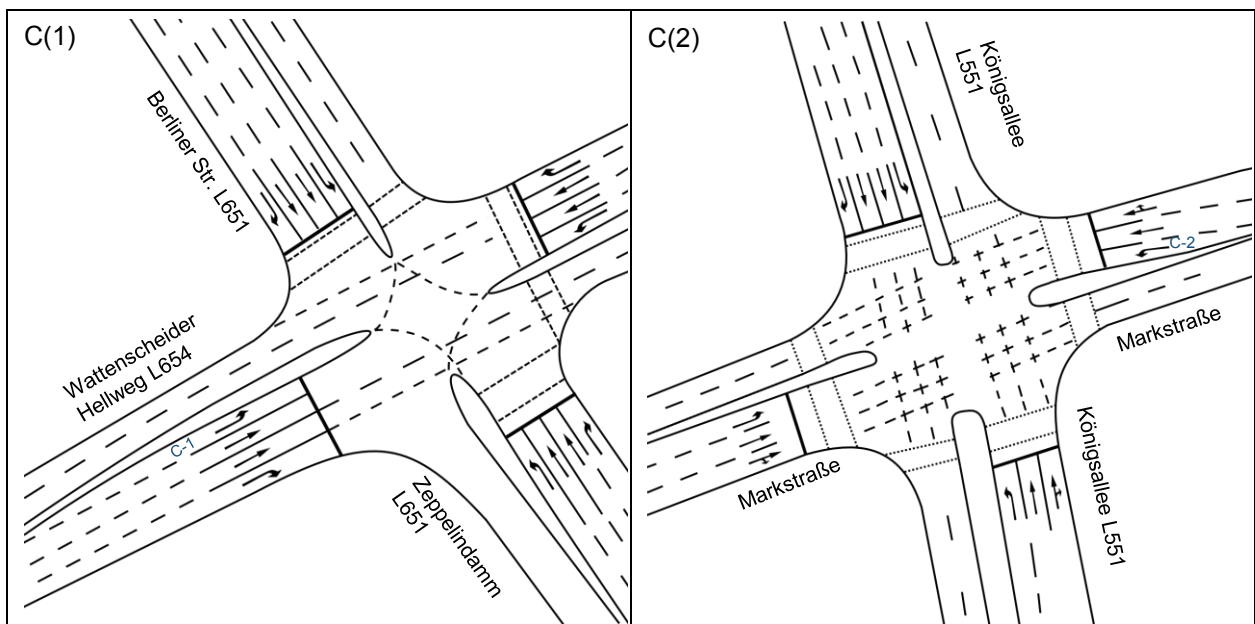


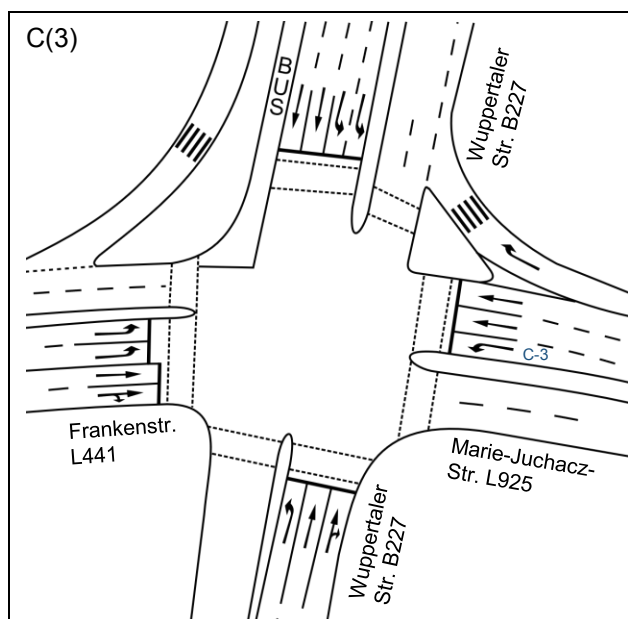
Anhang A – Teil Einfluss bedingt vertraglich geführter Fußgänger und Radfahrer (B)



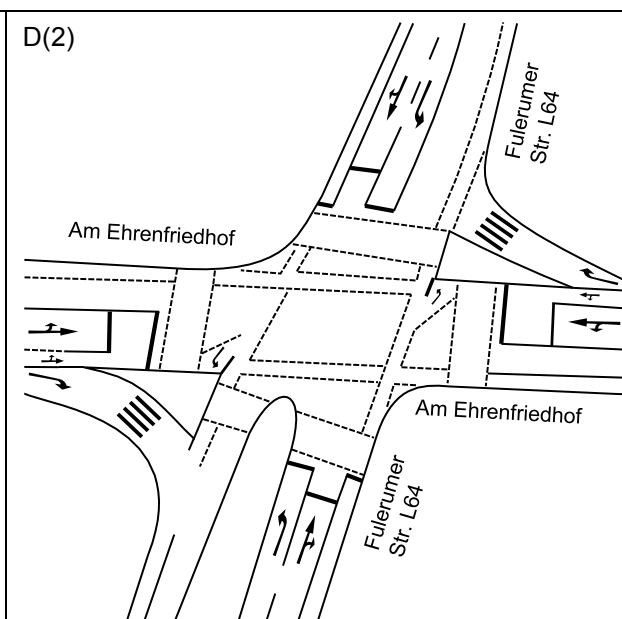
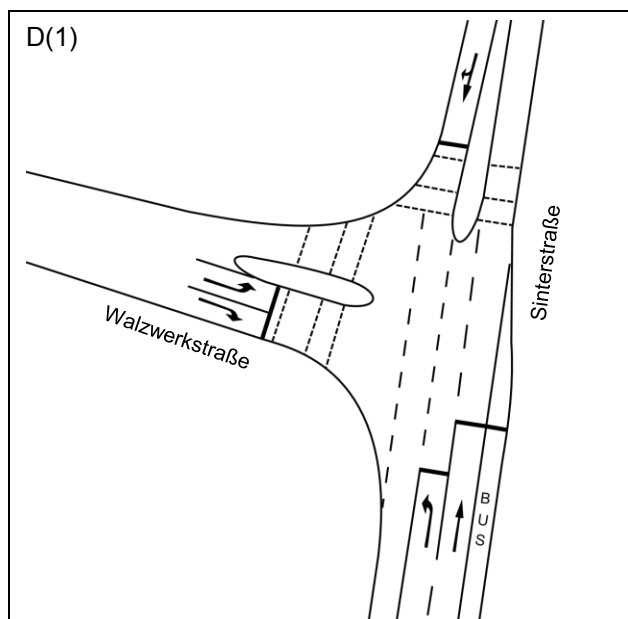


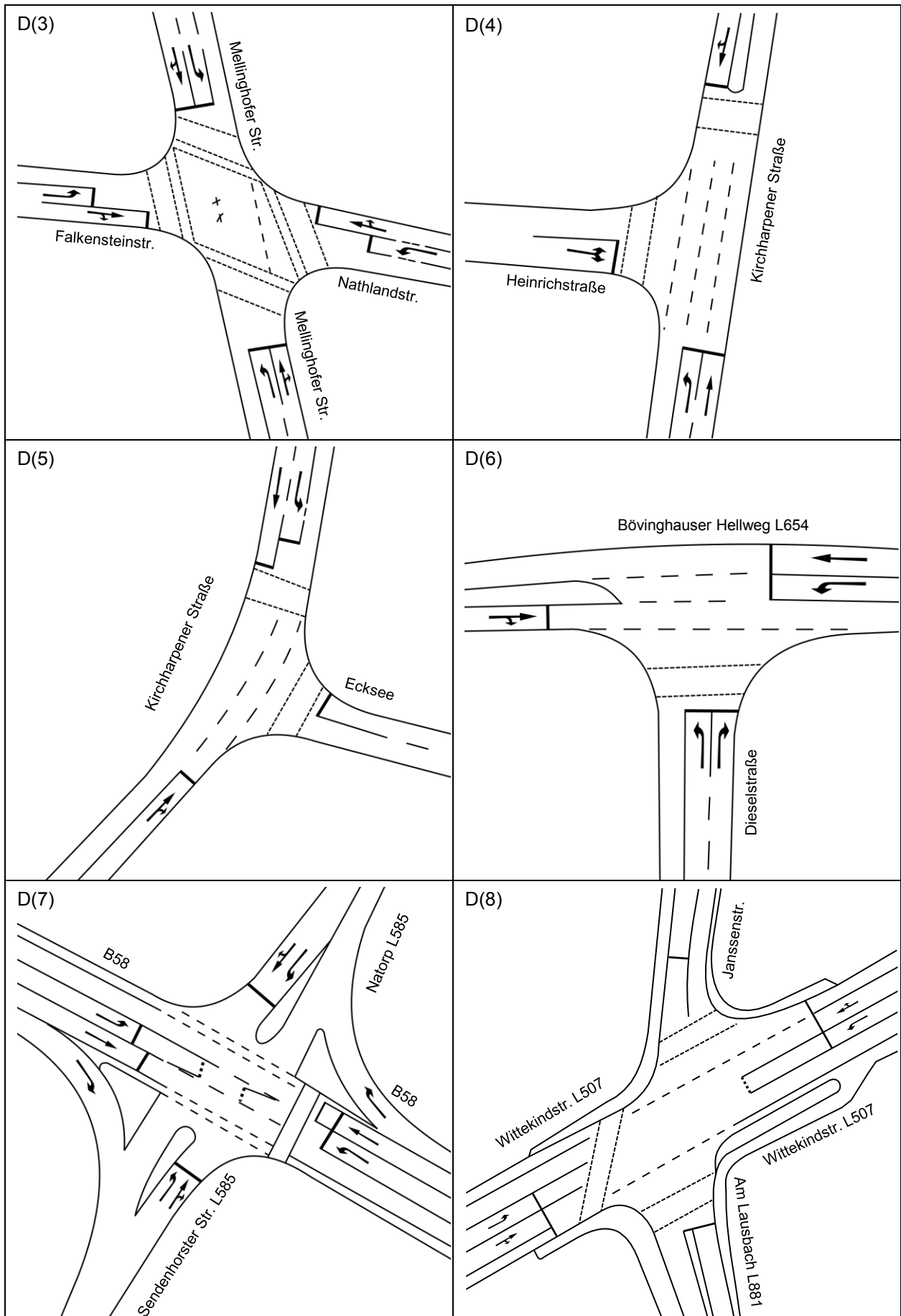
Anhang A – Teil Fahrstreifen mit zusätzlichem kurzem Aufstellstreifen (C)

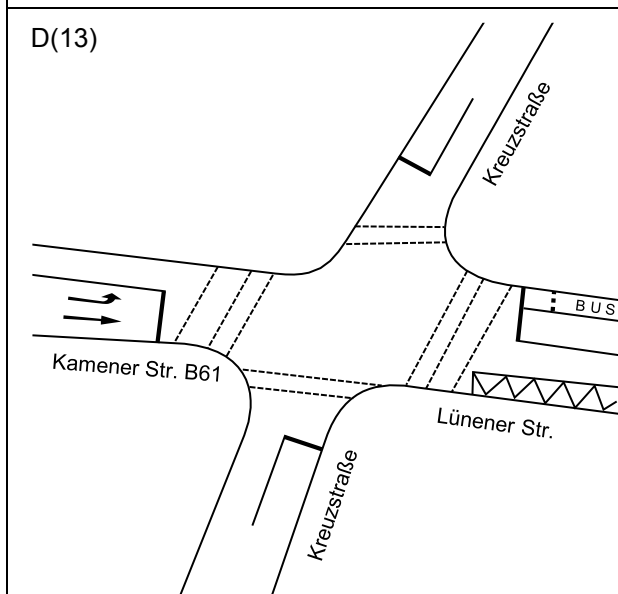
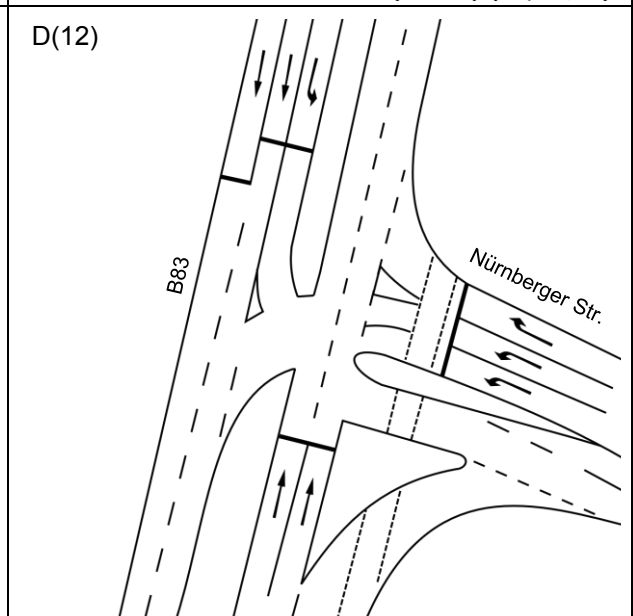
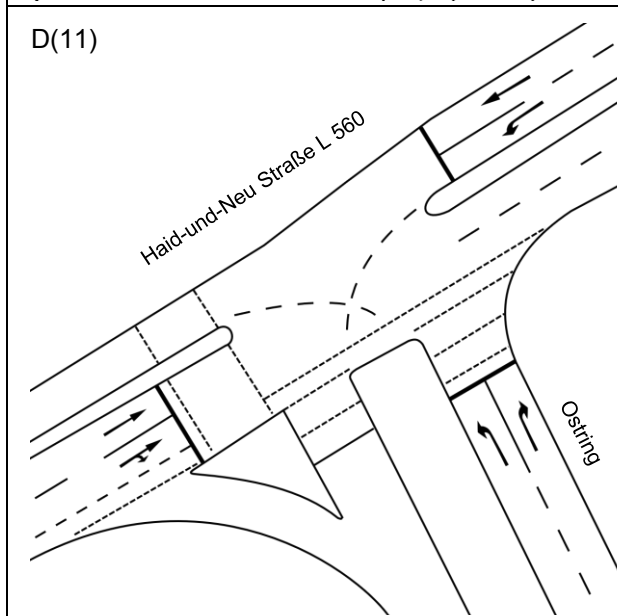
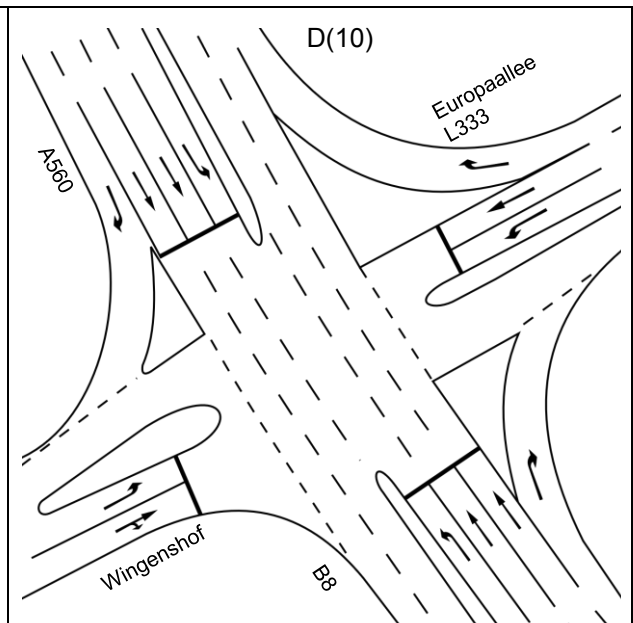
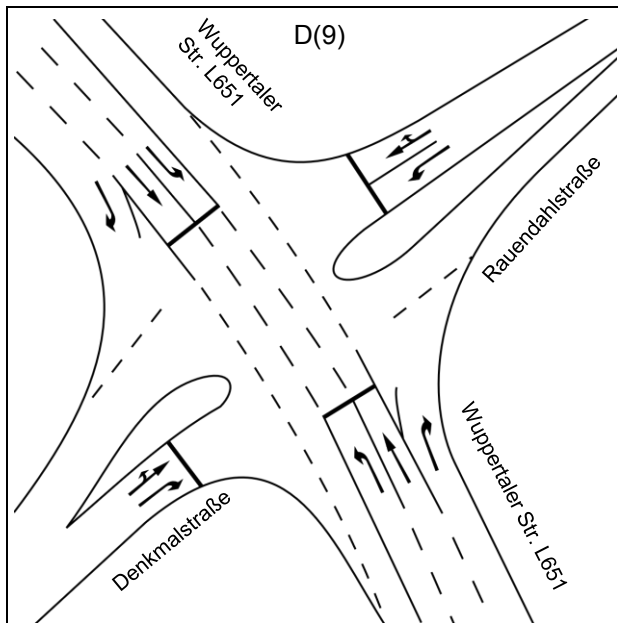




Anhang A – Teil Wartezeiten an verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen (D)

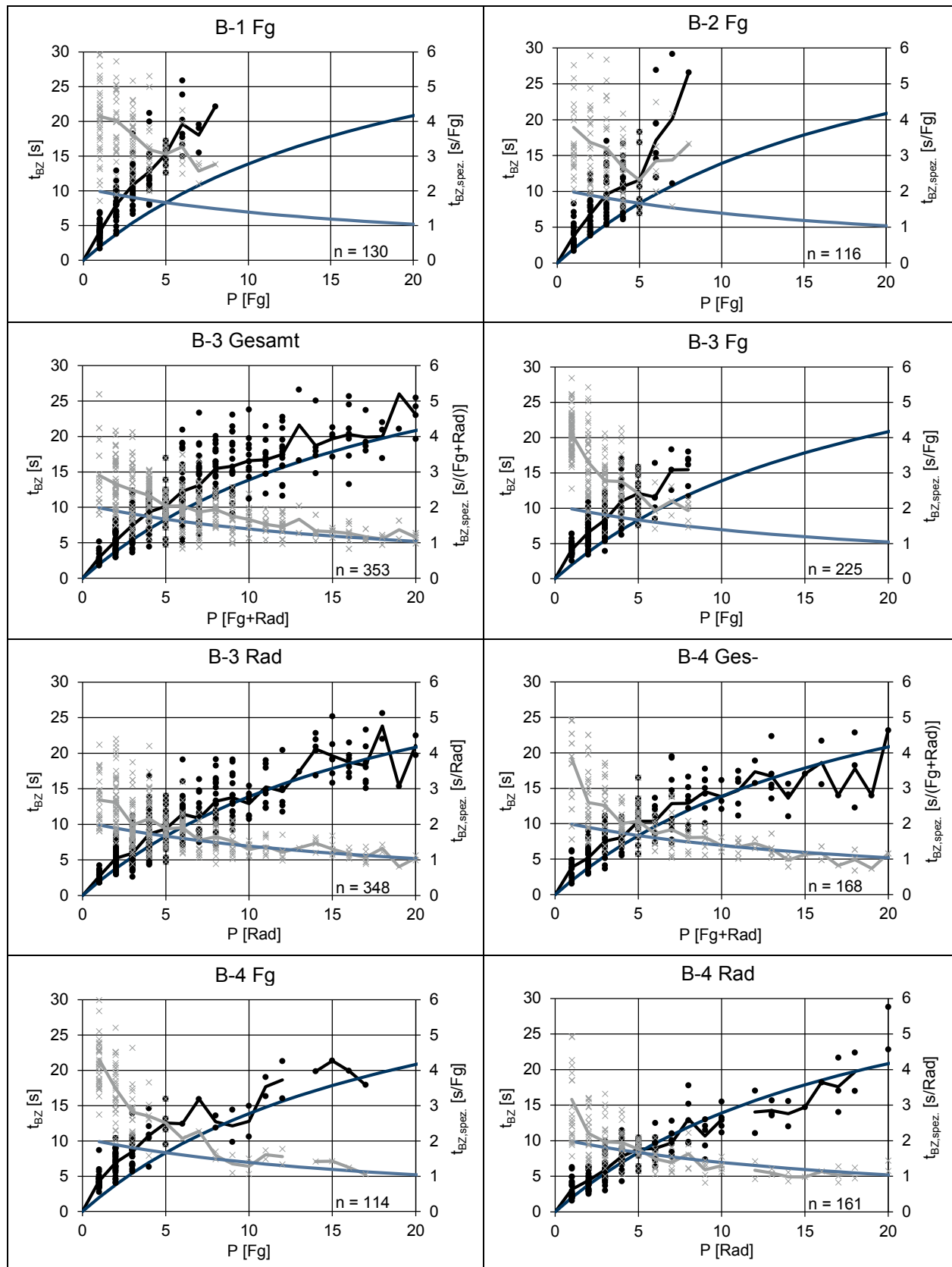


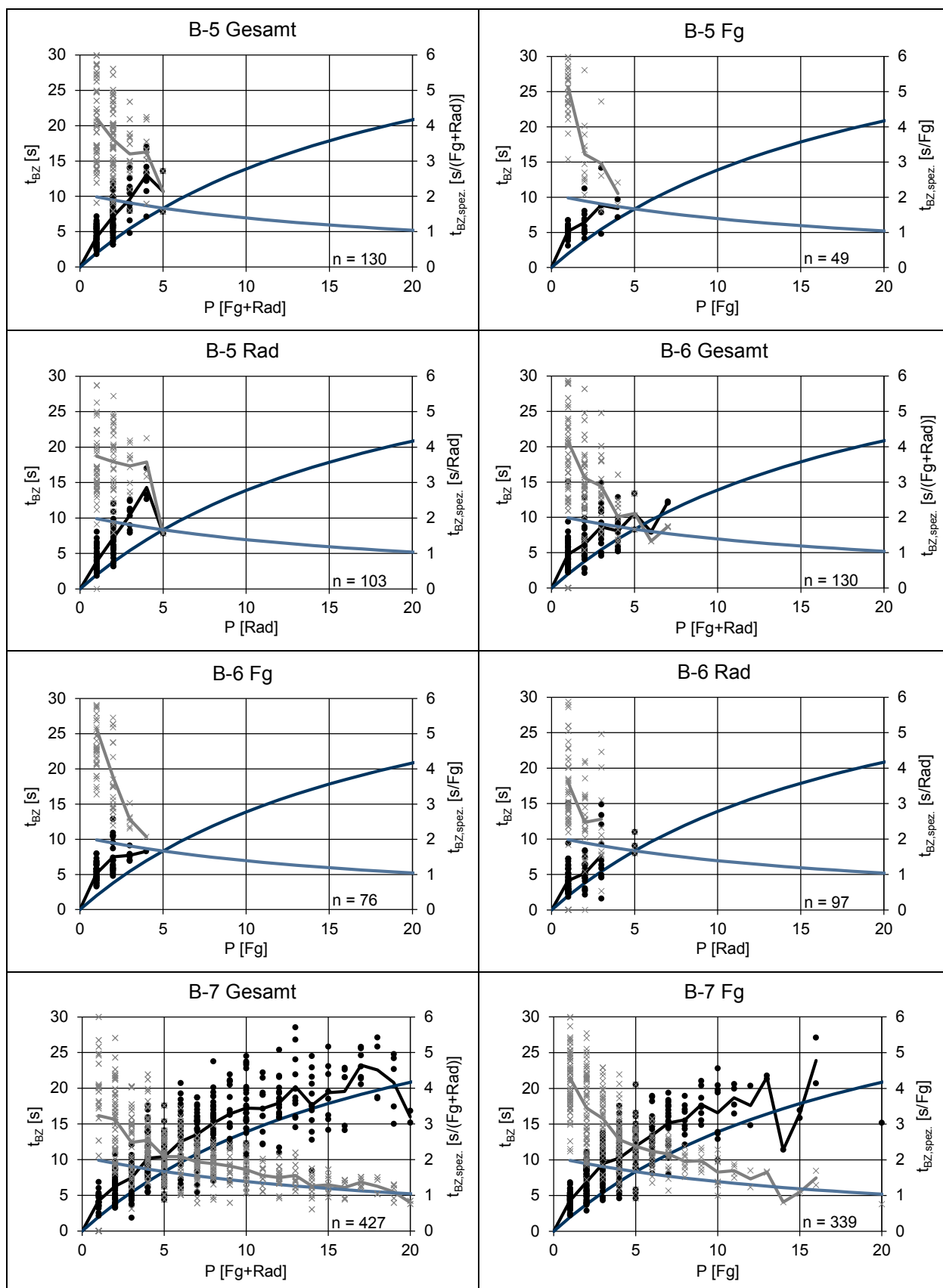


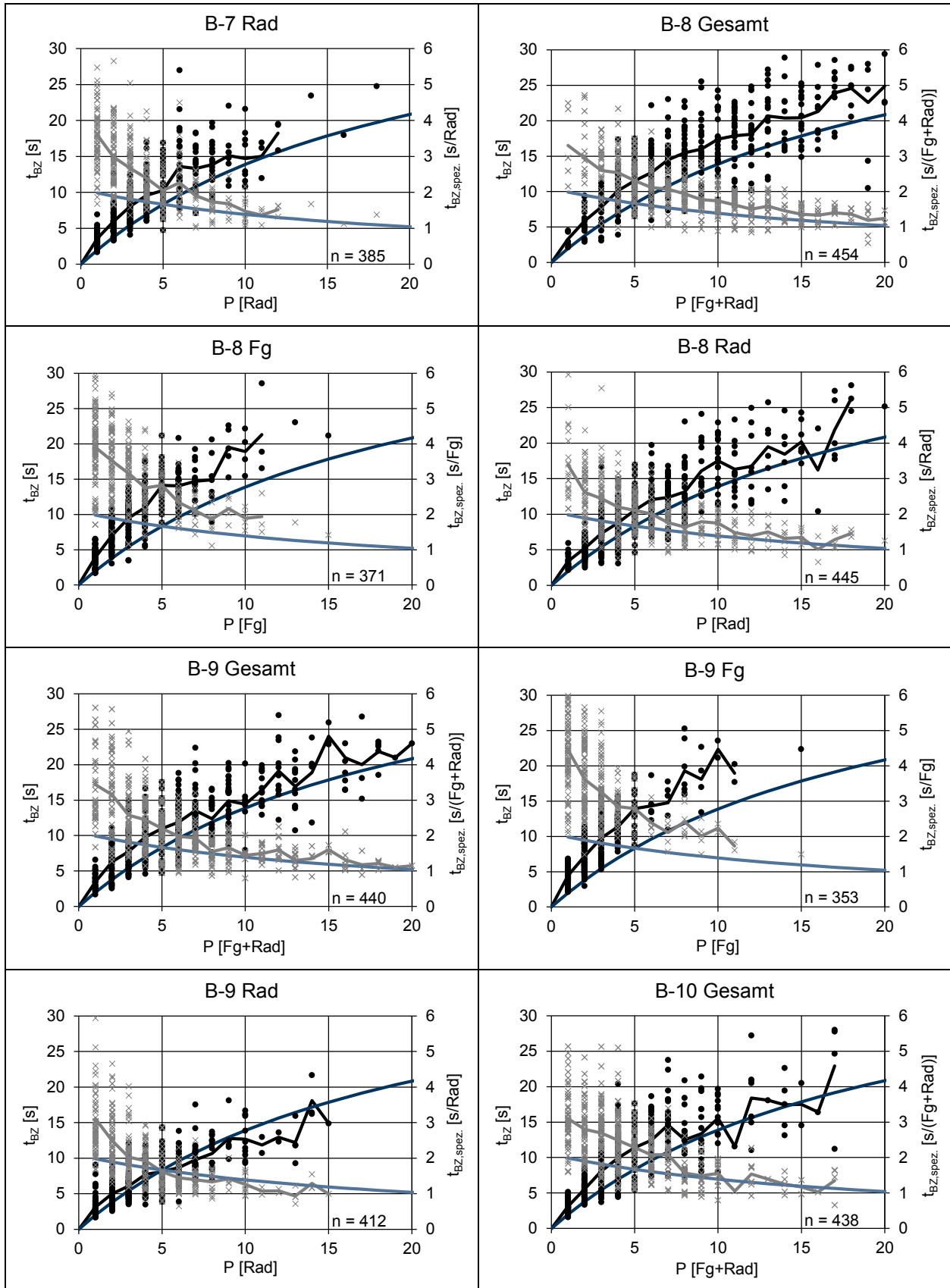


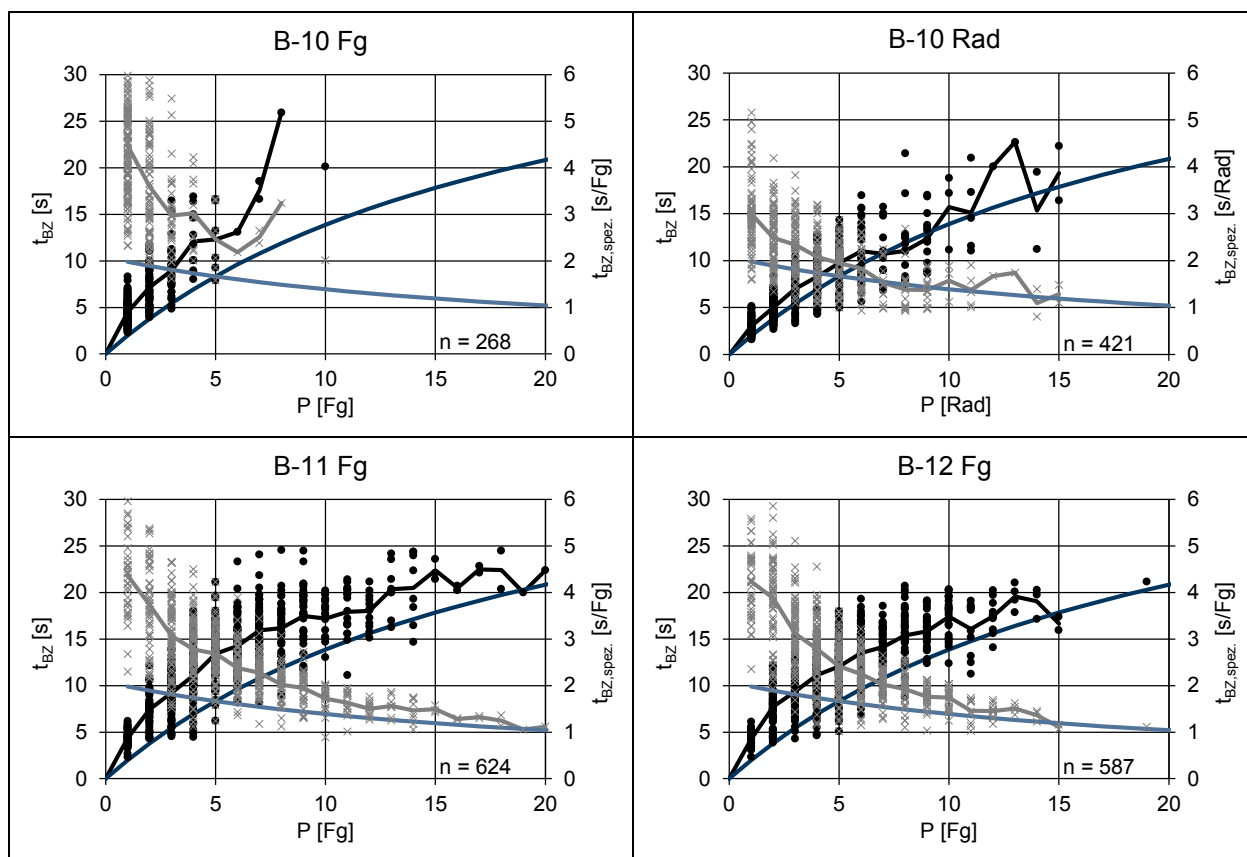
Anhang B Gemessene Belegungszeiten der Furten B-1 bis B-12

Legende: • t_{BZ} — $t_{BZ,m}$ — $t_{BZ,HBS}$ × $t_{BZ,spez.}$ — $t_{BZ,spez.,m}$ — $t_{BZ,spez.,HBS}$









Anhang C Messergebnisse von Einzelknotenpunkten mit verkehrsabhängiger Steuerung (D-4 bis D-13)

Die Messergebnisse von Einzelknotenpunkten mit verkehrsabhängiger Steuerung wurden aus der Untersuchung von GEISTEFELDT et al. (2017b) übernommen. Nachfolgend dargestellt sind jeweils die Fahrtzeiten der einzelnen Fahrzeuge t_{Fz} , die mittlere Fahrtzeit aggregiert in 15-Minuten-Intervallen $t_{Fz,m}$ und die optimale Fahrtzeit $t_{Fz,opt.}$, welche sich aus der Distanz zwischen den beiden Messpunkten und der zulässigen Höchstgeschwindigkeit berechnet. Die in Stunden-Intervallen aggregierten Fahrtzeiten, Reisegeschwindigkeiten und Verlustzeiten sind im Untersuchungsbericht von GEISTEFELDT et al. (2017b) dokumentiert. Teilweise wurde die Strombezeichnung an die Definition der vorliegenden Untersuchung angepasst, wobei die westliche Zufahrt als Zufahrt 1 und der Linksabbiegestrom in Zufahrt 1 als Verkehrsstrom 1 bezeichnet wird. Alle weiteren Zufahrten und Verkehrsströme sind dann entgegen dem Uhrzeigersinn nummeriert, wobei fehlende Zufahrten und Ströme übersprungen werden.

Bochum: Kirchharpener Straße / Heinrichstraße (D-4)

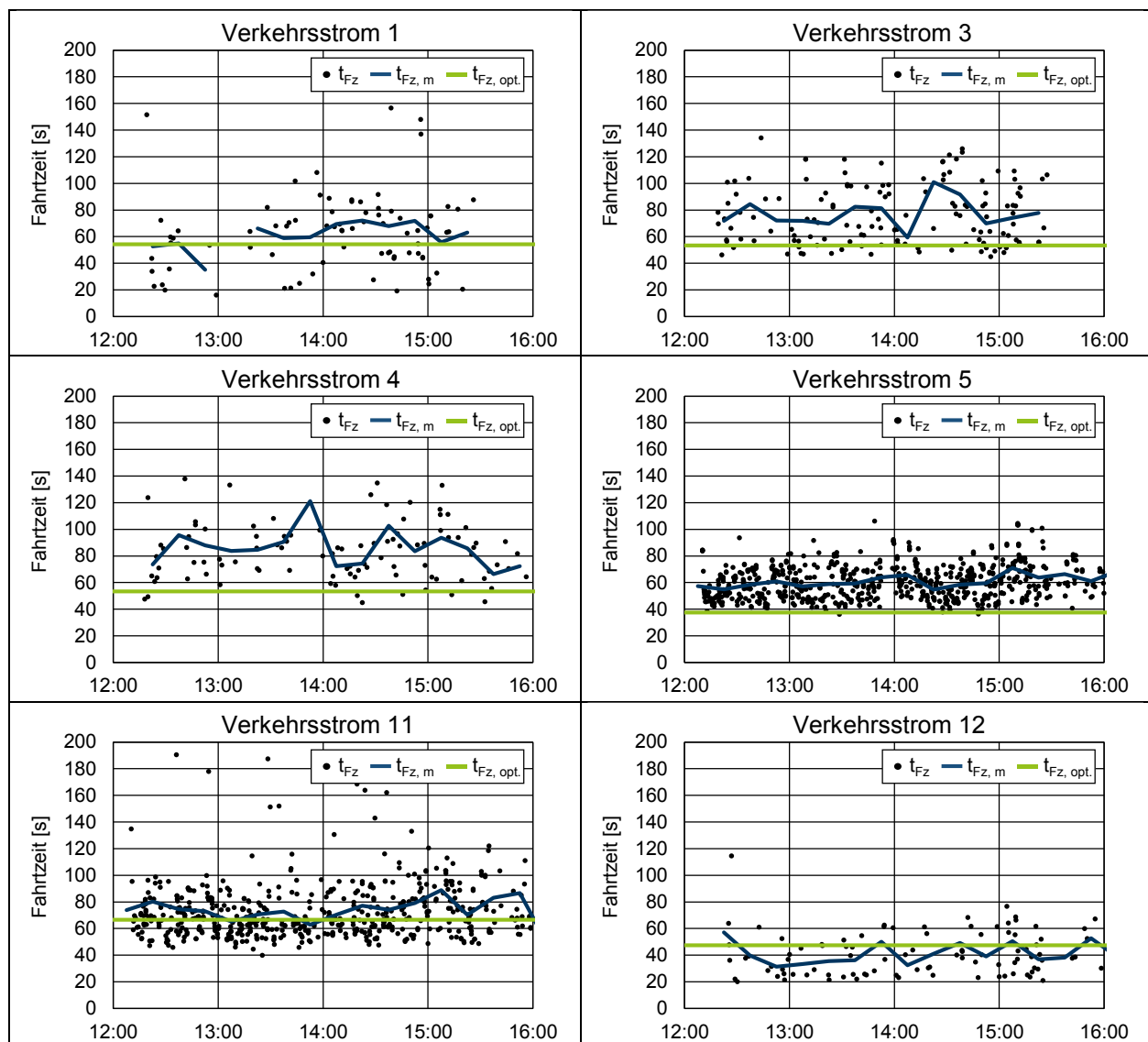


Bild C-1: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-4 am 08.11.2012 von 12:00 bis 16:00 Uhr

Bochum: Kirchharpener Straße / Ecksee (D-5)

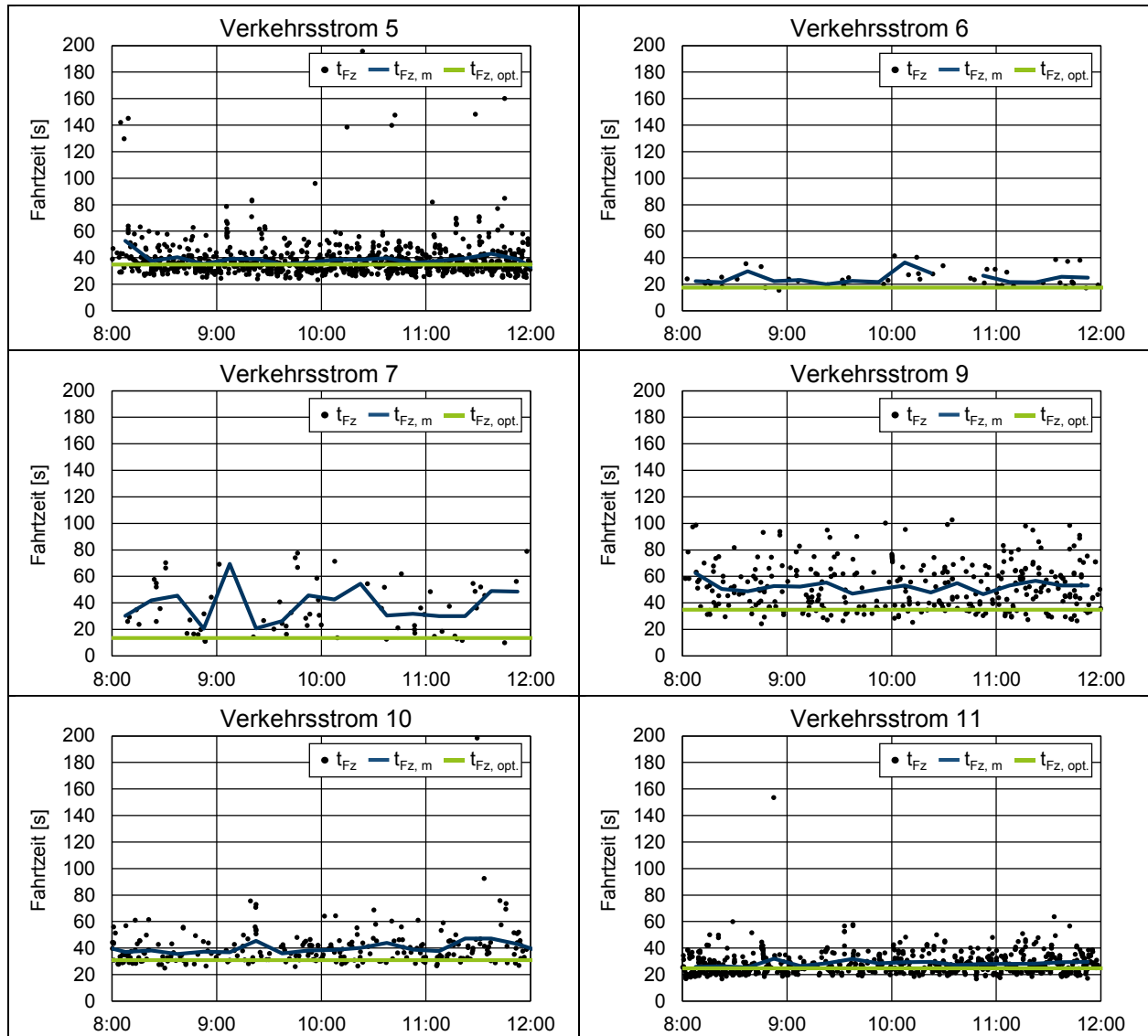
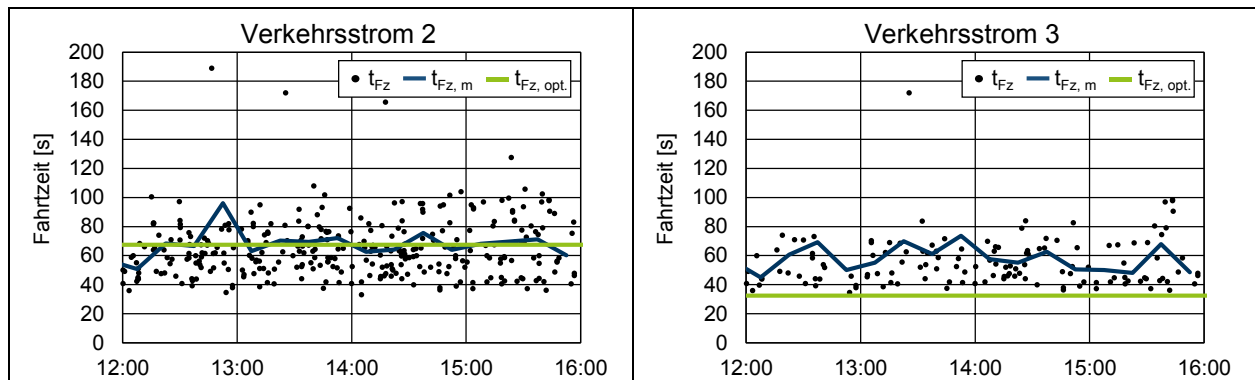


Bild C-2: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-5 am 08.11.2012 von 08:00 bis 12:00 Uhr

Bochum: Bövinghauser Hellweg L 654 / Dieselstraße (D-6)



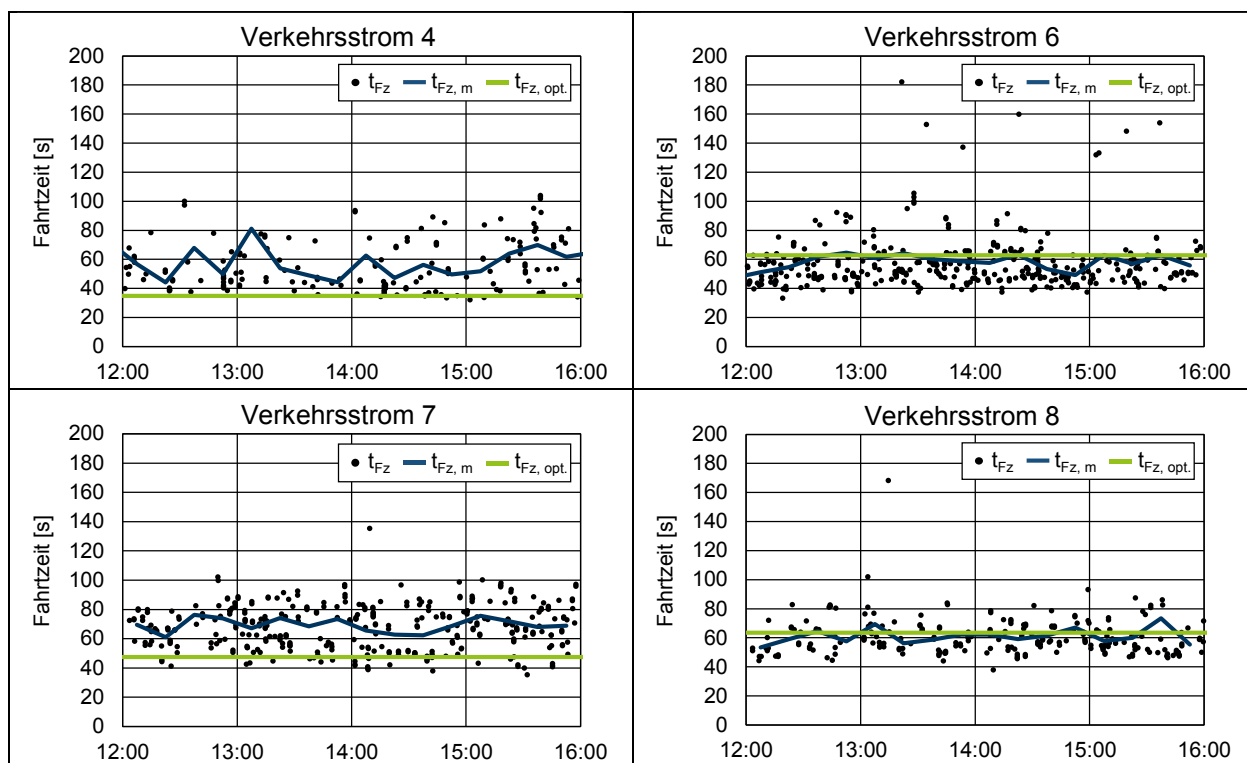
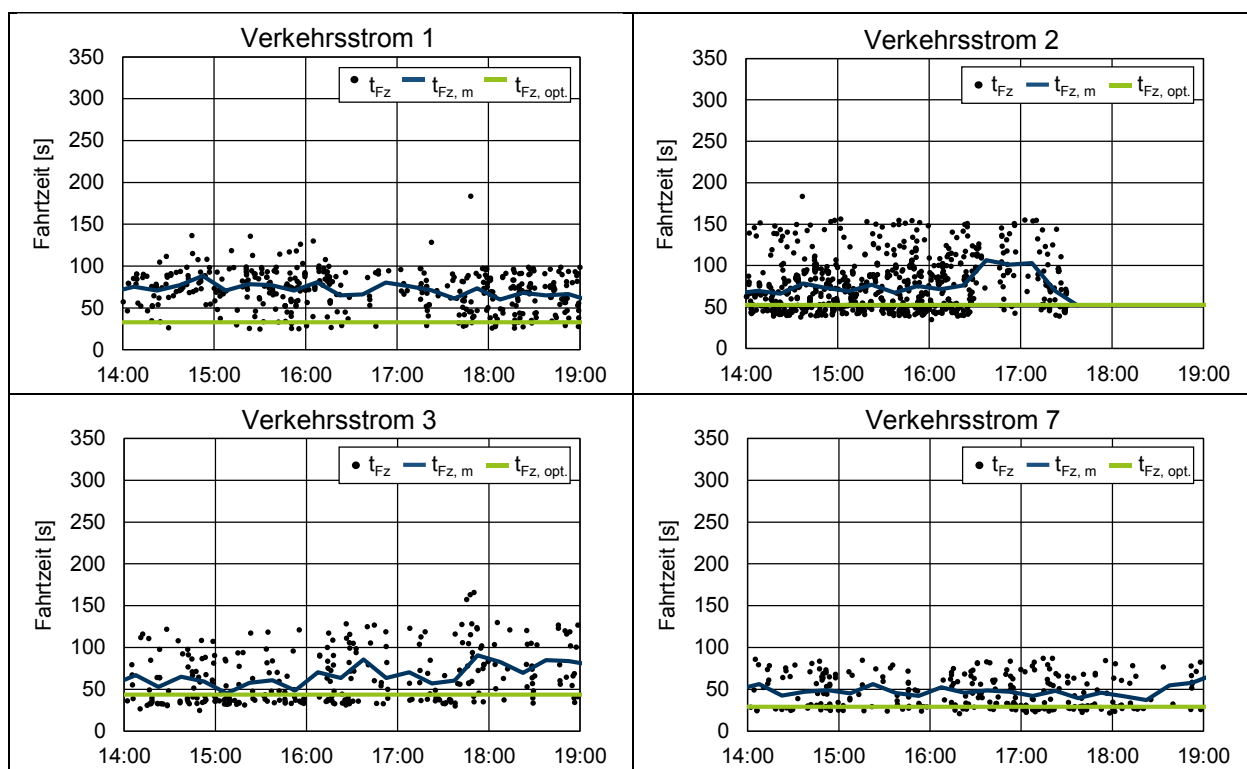


Bild C-3: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-6 am 15.11.2012 von 12:00 bis 16:00 Uhr

Drensteinfurt: B 58 / L 585 (D-7)



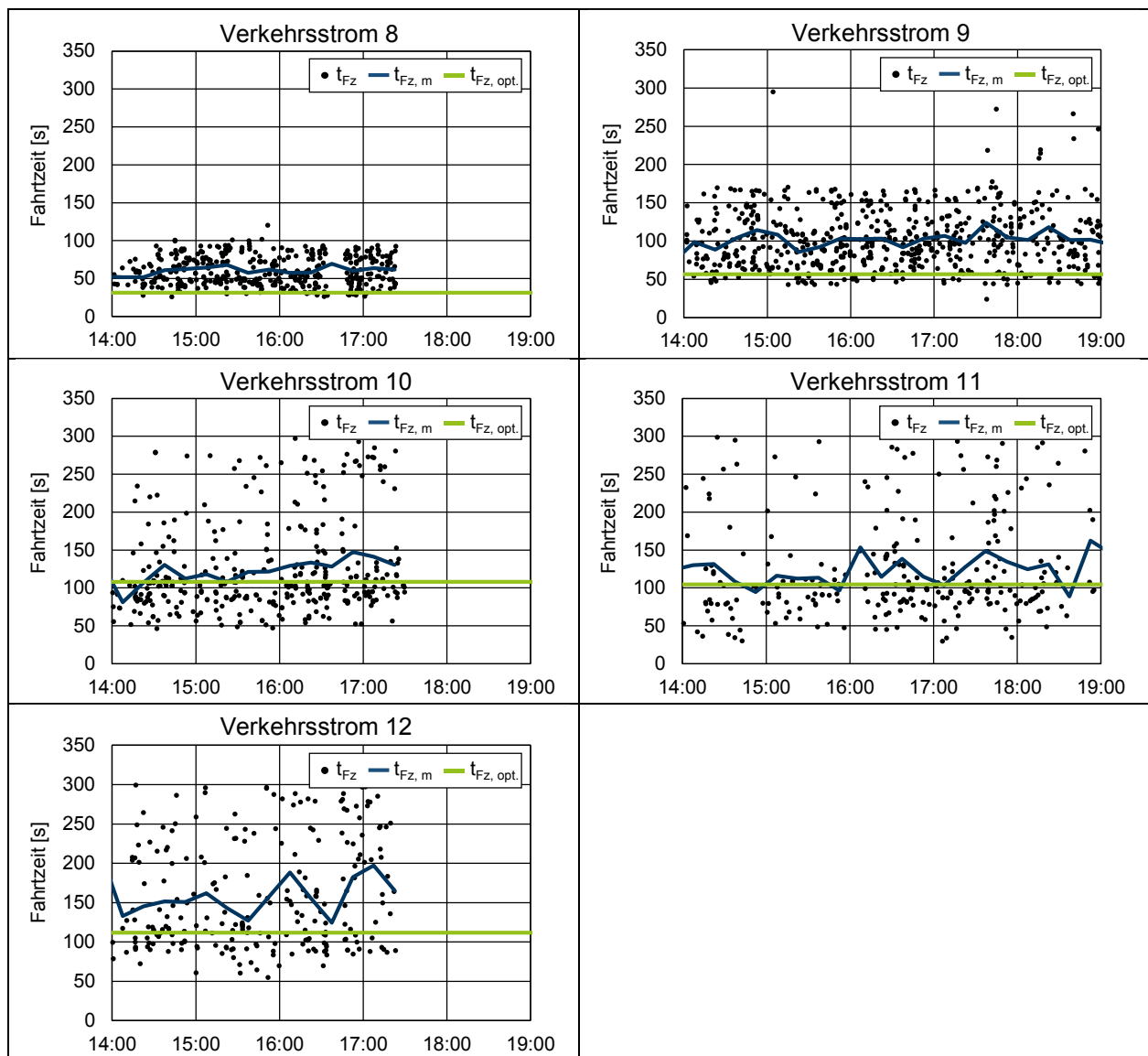
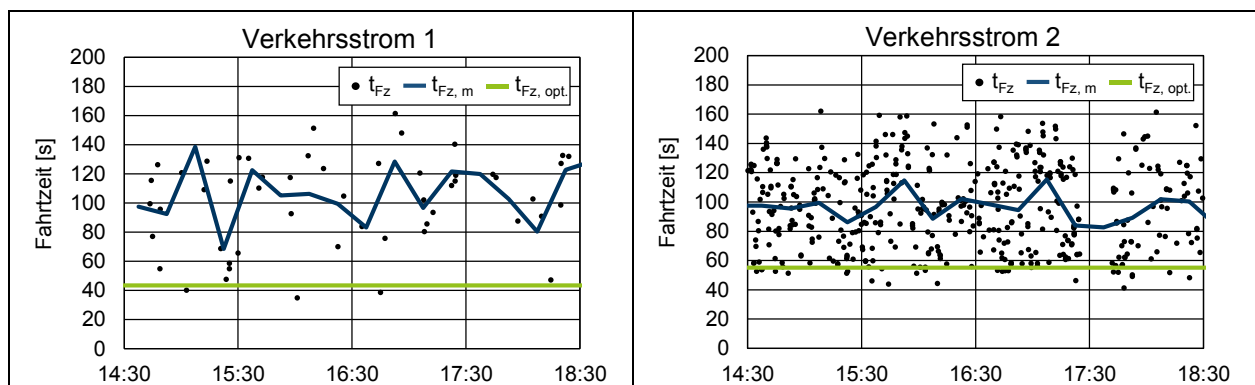
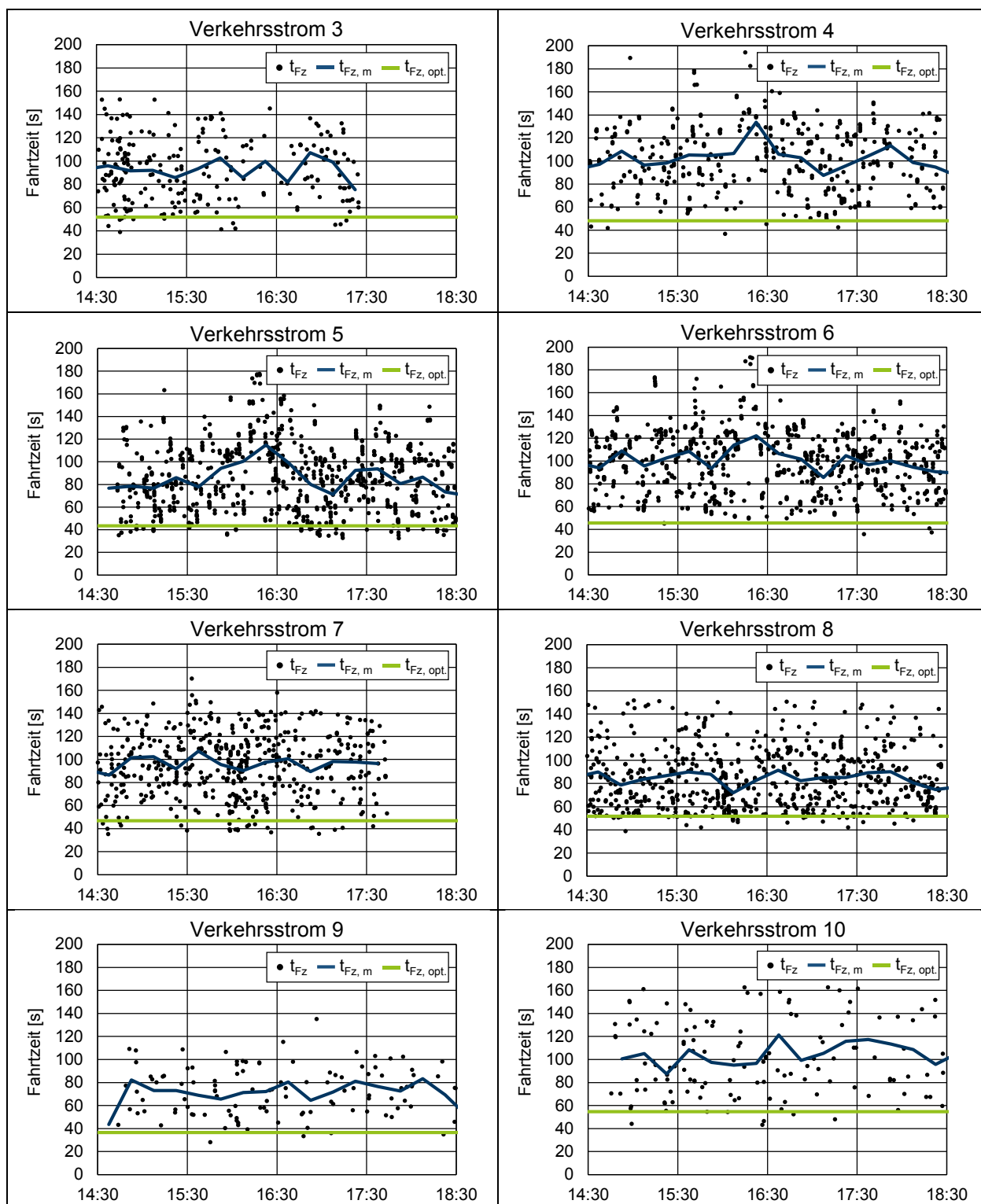


Bild C-4: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-7 am 18.09.2014 von 14:00 bis 19:00 Uhr

Hamm: Wittekindstraße L 507 / Am Lausbach L 881 (D-8)





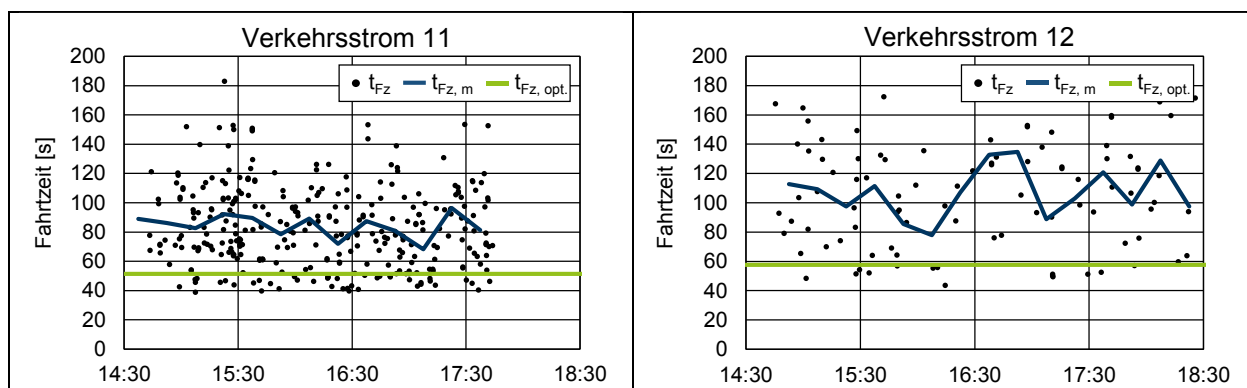
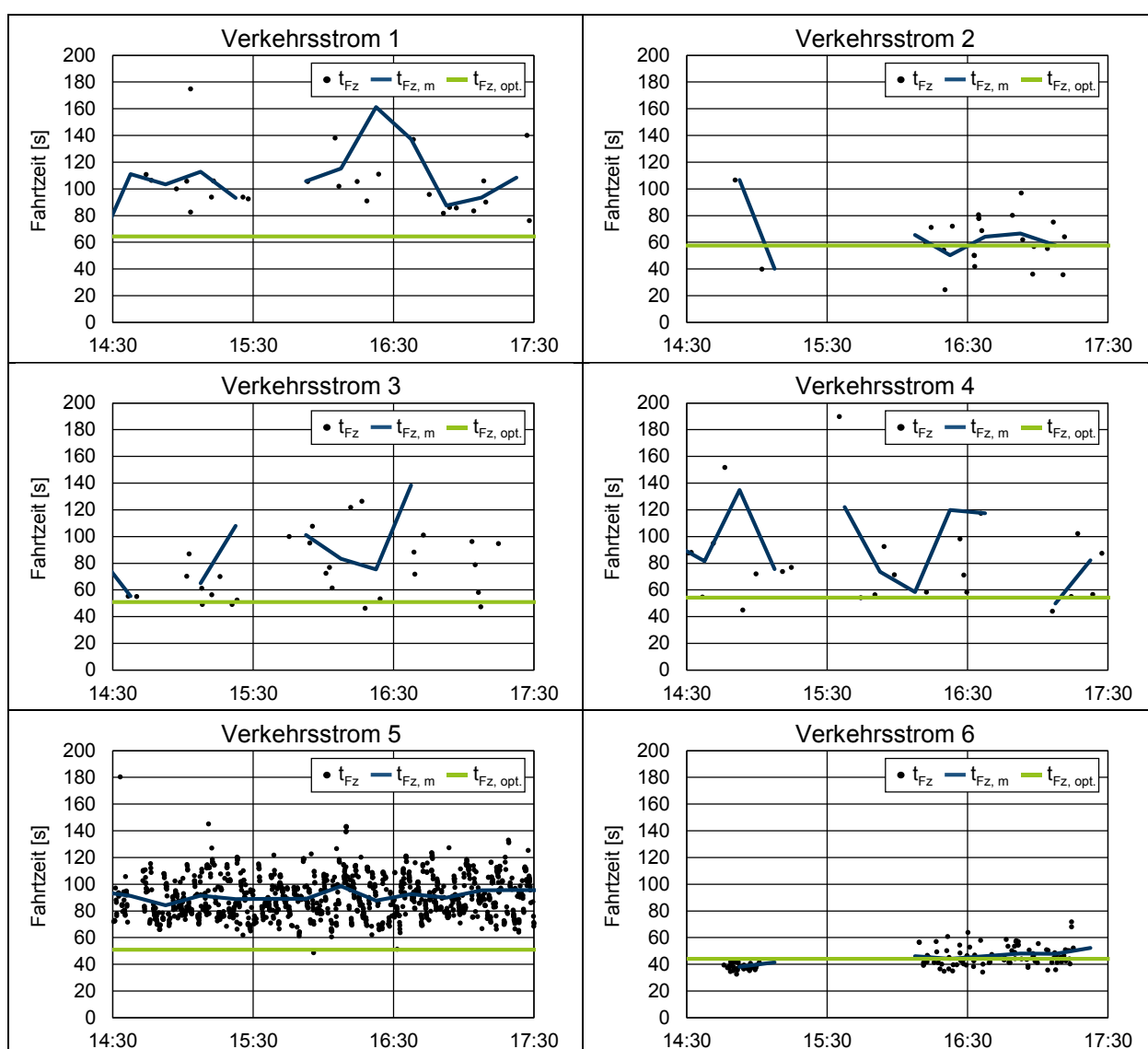


Bild C-5: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-8 am 24.07.2014 von 14:30 bis 18:30 Uhr

Hattingen: Wuppertaler Straße L 651 / Denkmalstraße (D-9)



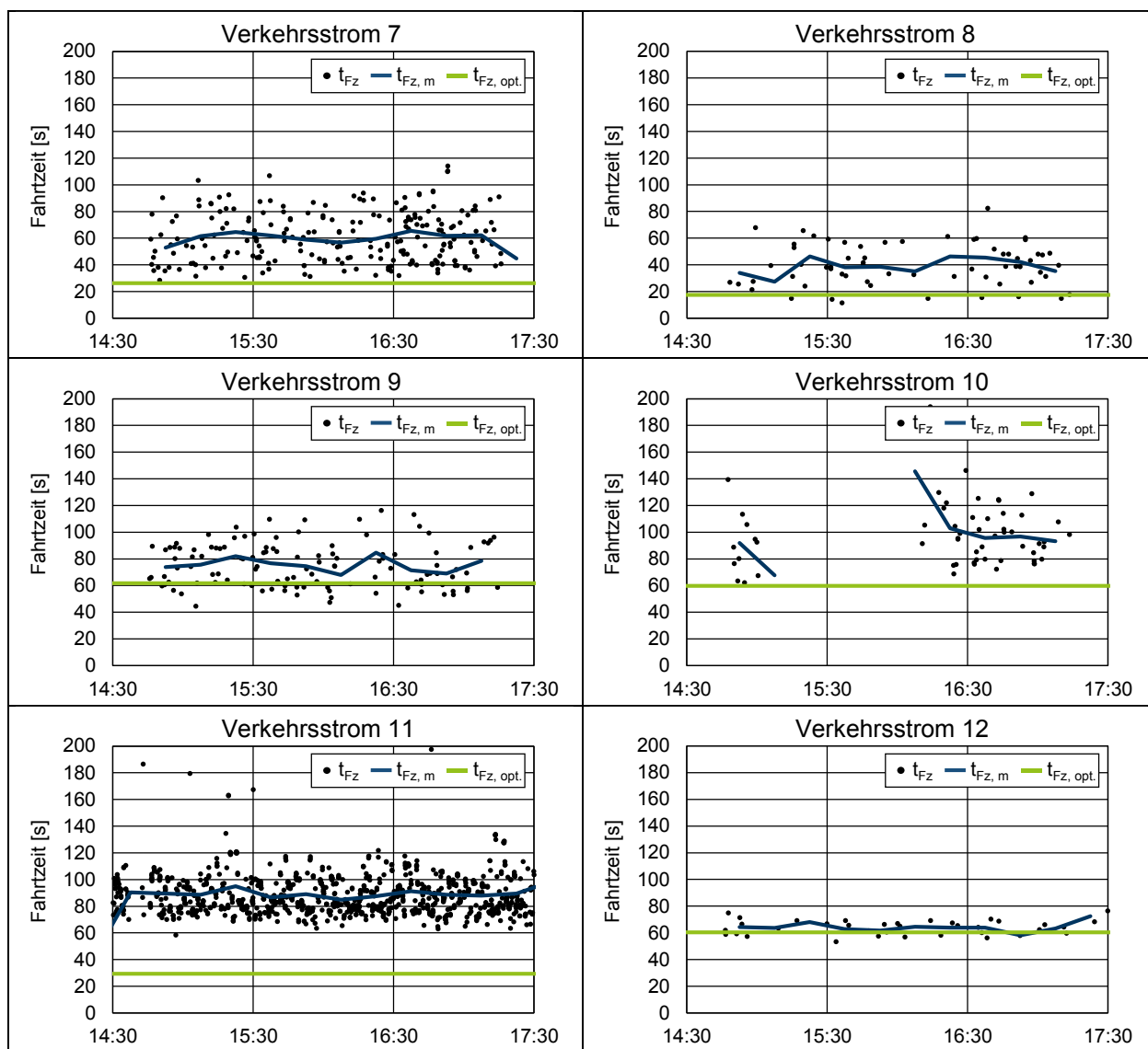
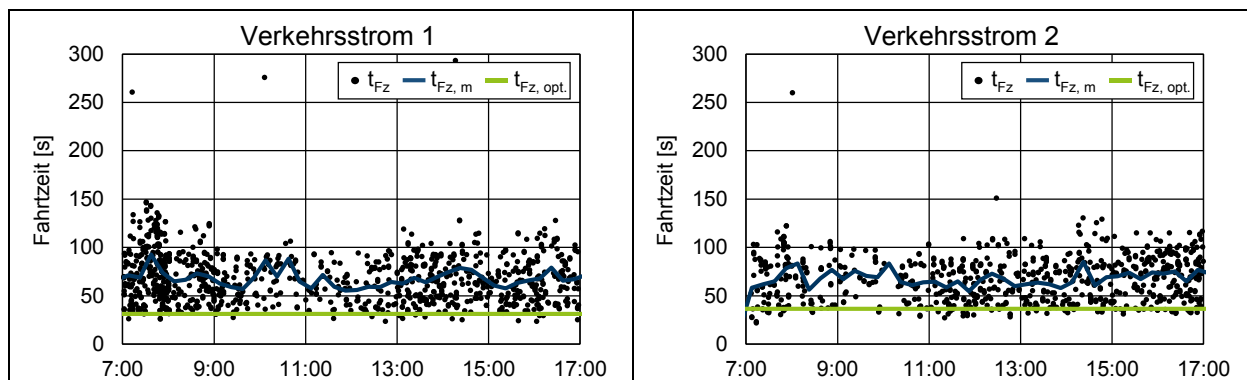
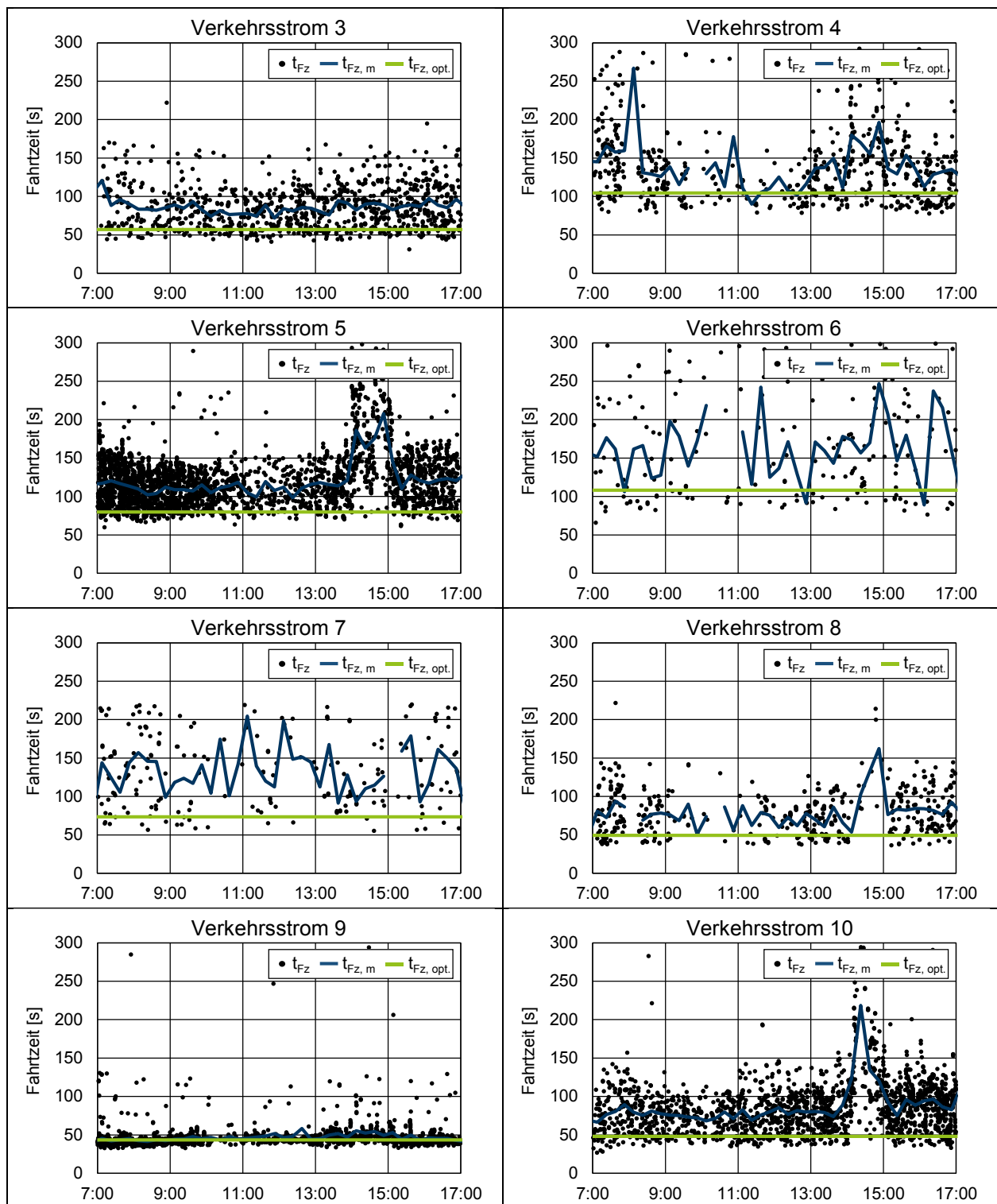


Bild C-6: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-9 am 05.05.2014 von 14:30 bis 17:30 Uhr

Hennef: B 560 / B 8 / Europapallee L 333 (D-10)





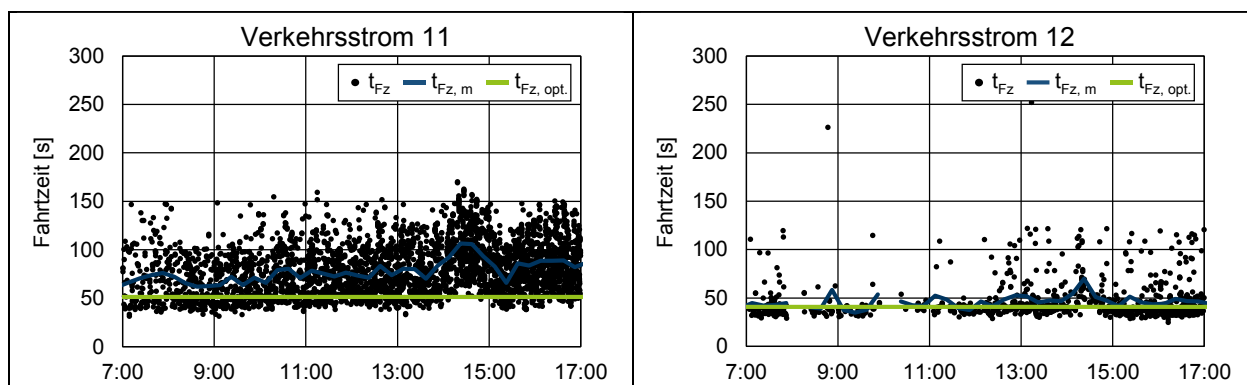


Bild C-7: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-10 am 03.06.2014 von 07:00 bis 17:00 Uhr

Karlsruhe: Haid-und-Neu Straße L 560 / Ostring (D-11)

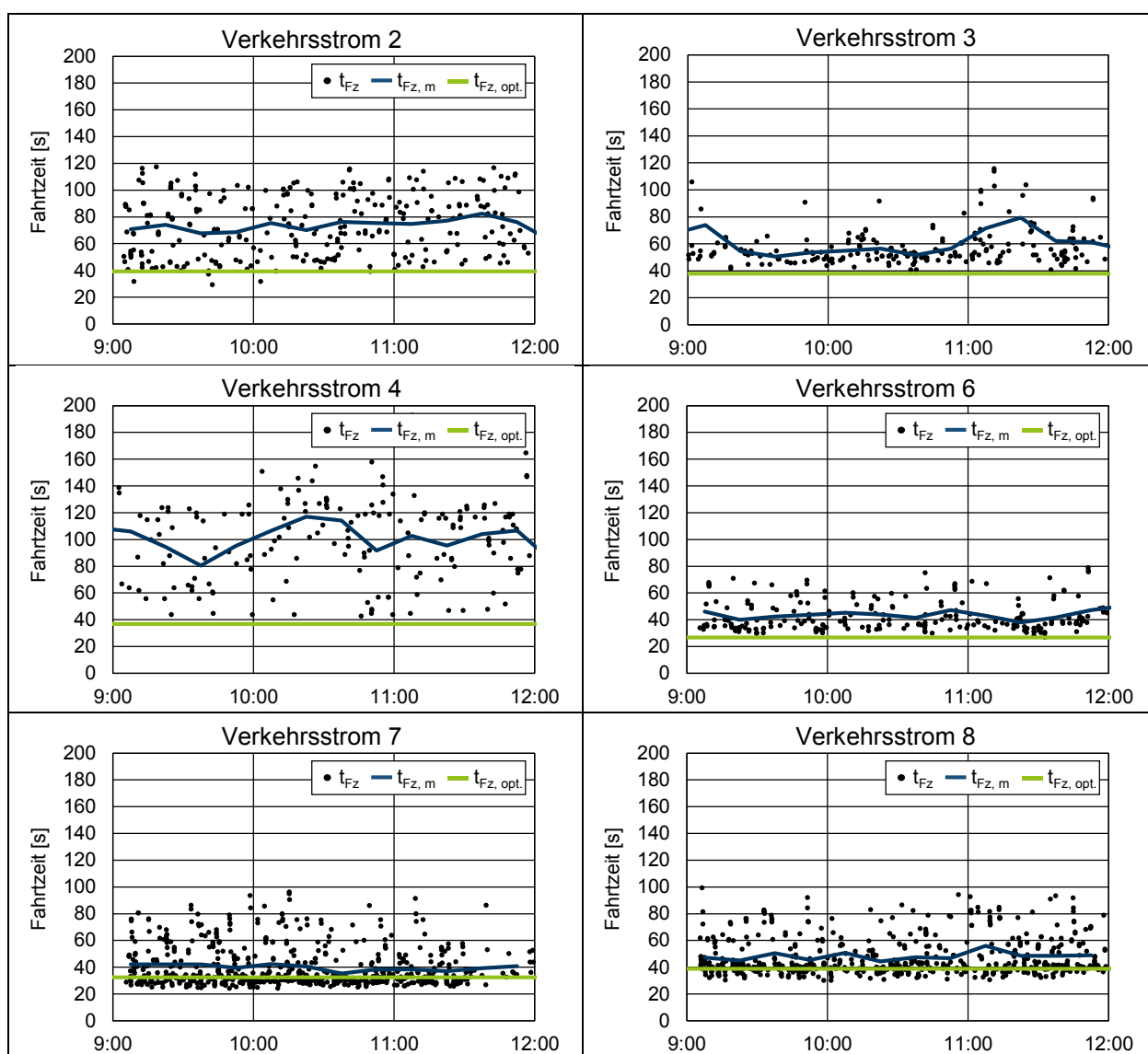


Bild C-8: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-11 am 10.03.2021 von 09:00 bis 12:00 Uhr

Kassel: B 83 / Nürnberger Straße (D-12)

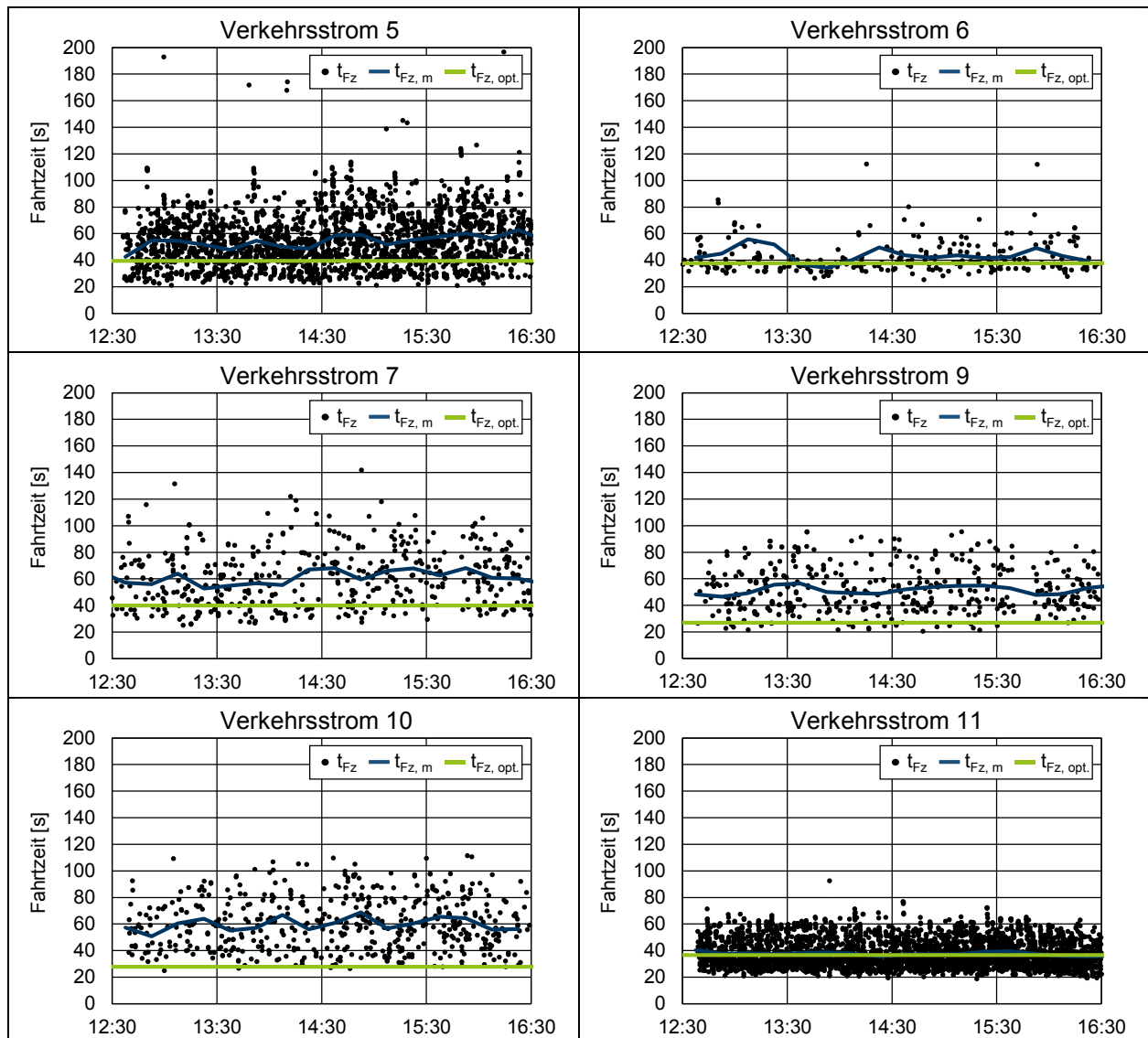
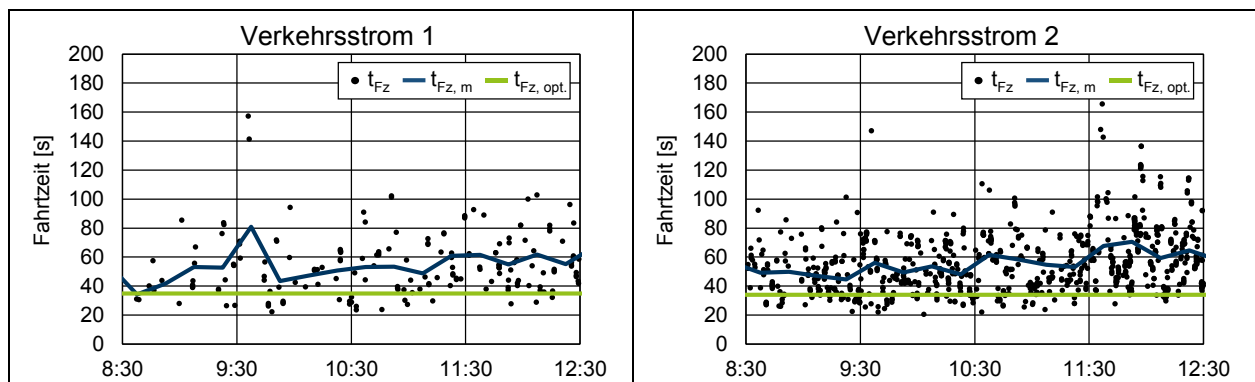
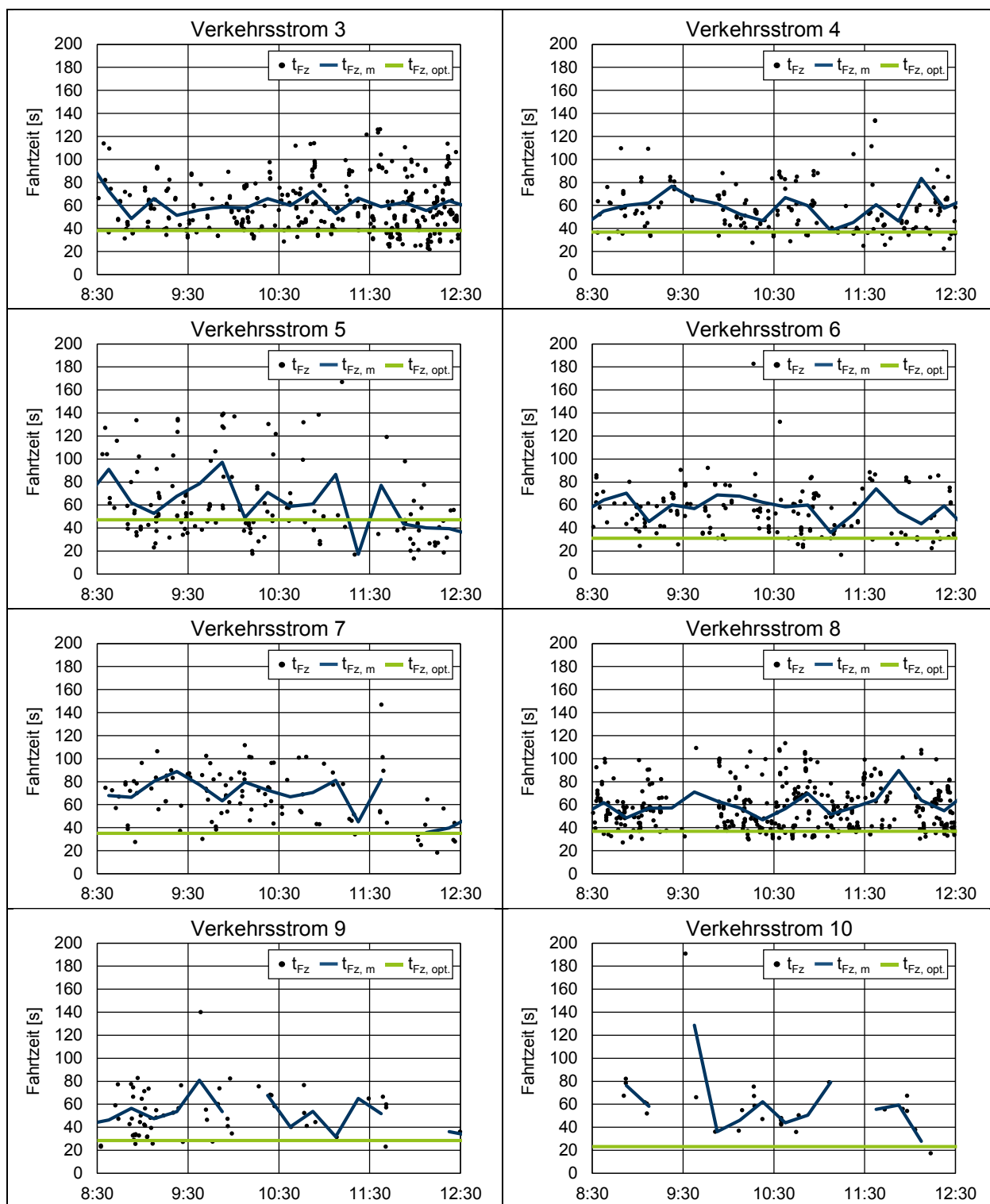


Bild C-9: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-12 am 12.11.2012 von 12:30 bis 16:30 Uhr

Lünen: Kamener Straße B 61 / Kreuzstraße (D-13)





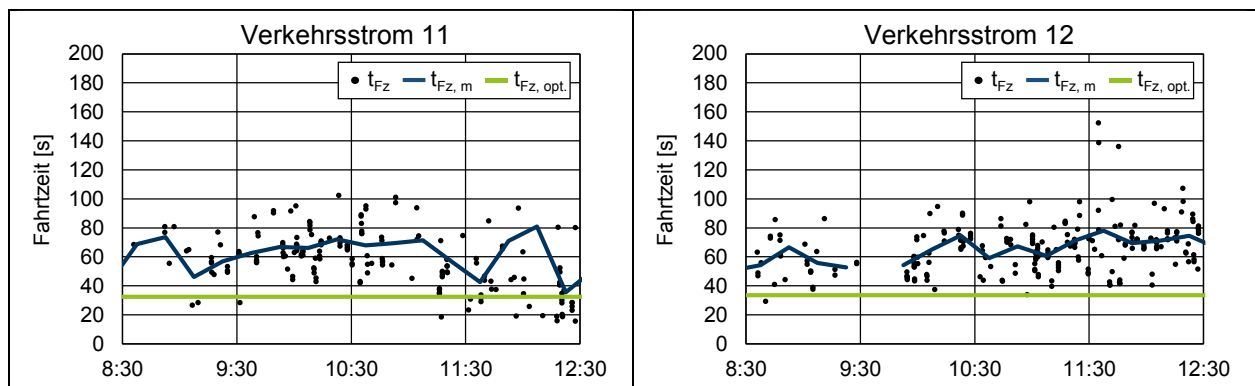


Bild C-10: Fahrtzeiten, mittlere Fahrtzeit (15-Minuten-Intervalle) und optimale Fahrtzeit am Knotenpunkt D-13 am 21.11.2013 von 08:30 bis 12:30 Uhr

Anhang D Ergebnisse der Instationaritätsanalyse

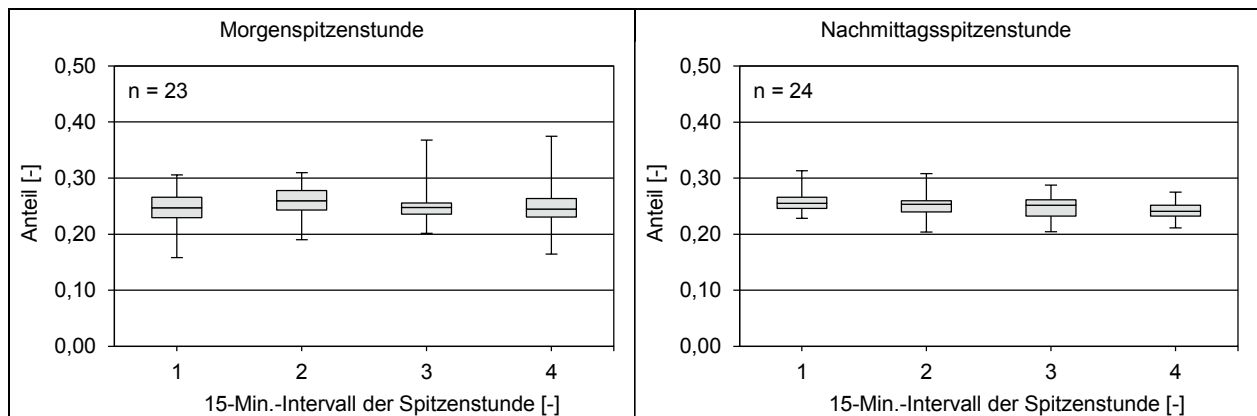


Bild D-1: Boxplots der Anteile der Verkehrsstärken in den einzelnen 15-Minuten-Intervallen an der Verkehrsstärke der Spitzenstunde für einen innerörtlichen Knotenpunkt mit Wohnbebauung, vorgelagerter Knotenpunkt signalisiert, Abstand vorgelagerter Knotenpunkt > 200 m

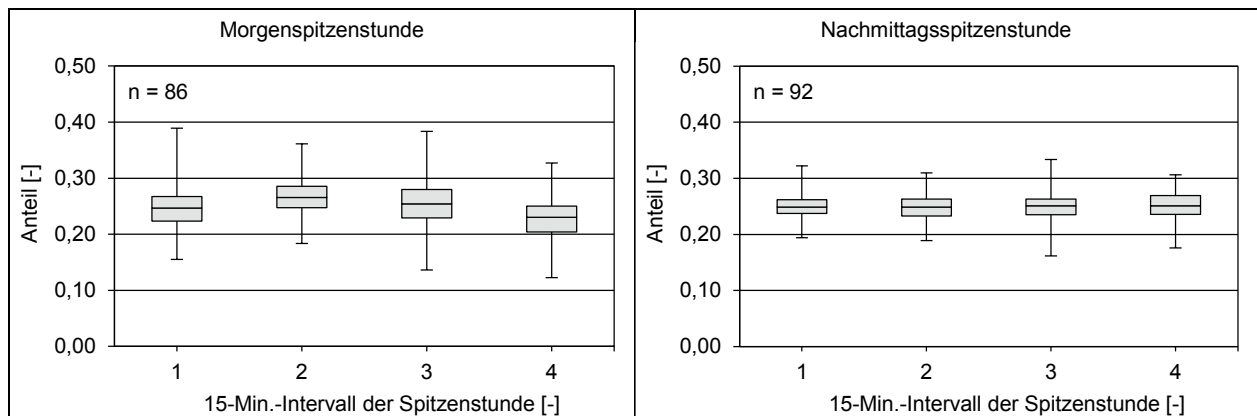


Bild D-2: Boxplots der Anteile der Verkehrsstärken in den einzelnen 15-Minuten-Intervallen an der Verkehrsstärke der Spitzenstunde für einen innerörtlichen Knotenpunkt mit Wohnbebauung, vorgelagerter Knotenpunkt unsignalisiert

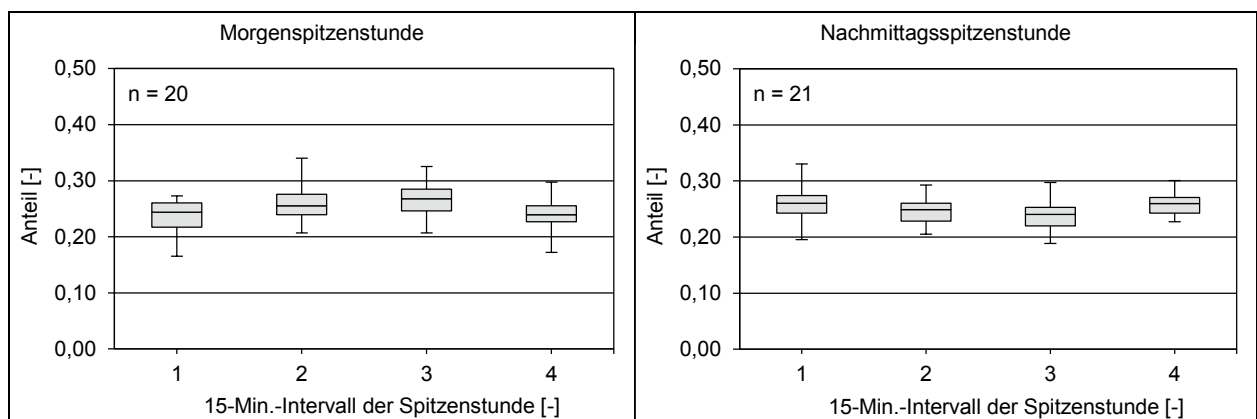


Bild D-3: Boxplots der Anteile der Verkehrsstärken in den einzelnen 15-Minuten-Intervallen an der Verkehrsstärke der Spitzenstunde für einen innerörtlichen Knotenpunkt ohne Wohnbebauung, vorgelagerter Knotenpunkt unsignalisiert

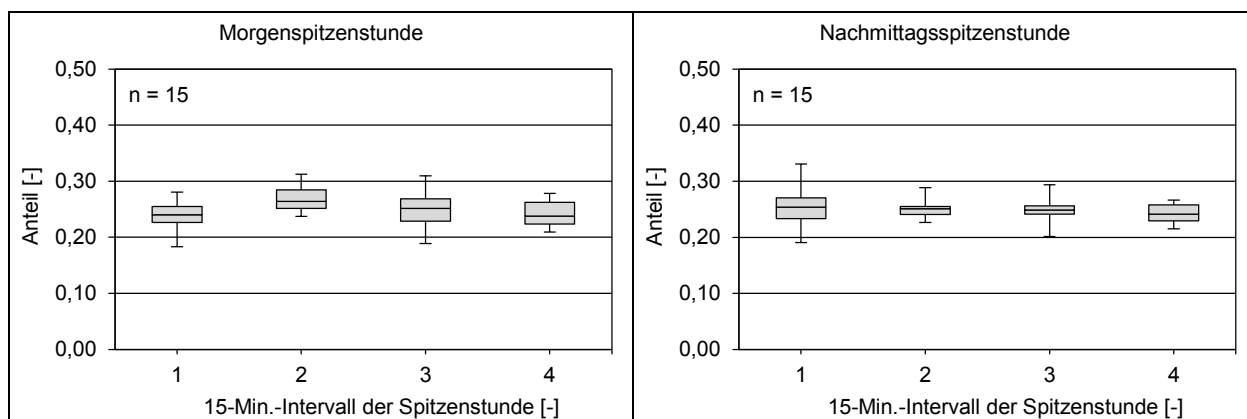


Bild D-4: Boxplots der Anteile der Verkehrsstärken in den einzelnen 15-Minuten-Intervallen an der Verkehrsstärke der Spitzenstunde für einen außerörtlichen Knotenpunkt ohne Wohnbebauung, vorgelagerter Knotenpunkt signalisiert, Abstand vorgelagerter Knotenpunkt ≤ 200 m

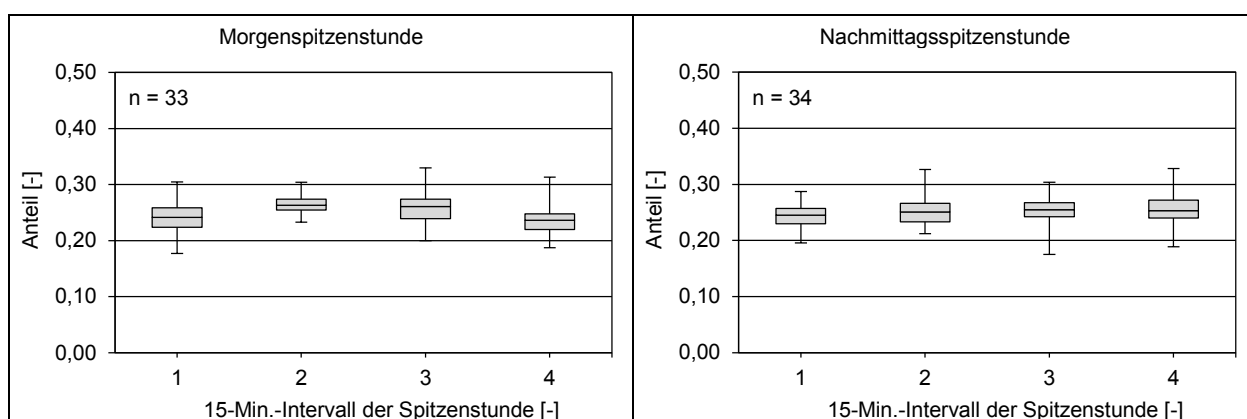


Bild D-5: Boxplots der Anteile der Verkehrsstärken in den einzelnen 15-Minuten-Intervallen an der Verkehrsstärke der Spitzenstunde für einen außerörtlichen ohne Wohnbebauung, vorgelagerter Knotenpunkt signalisiert, Abstand vorgelagerter Knotenpunkt > 200 m

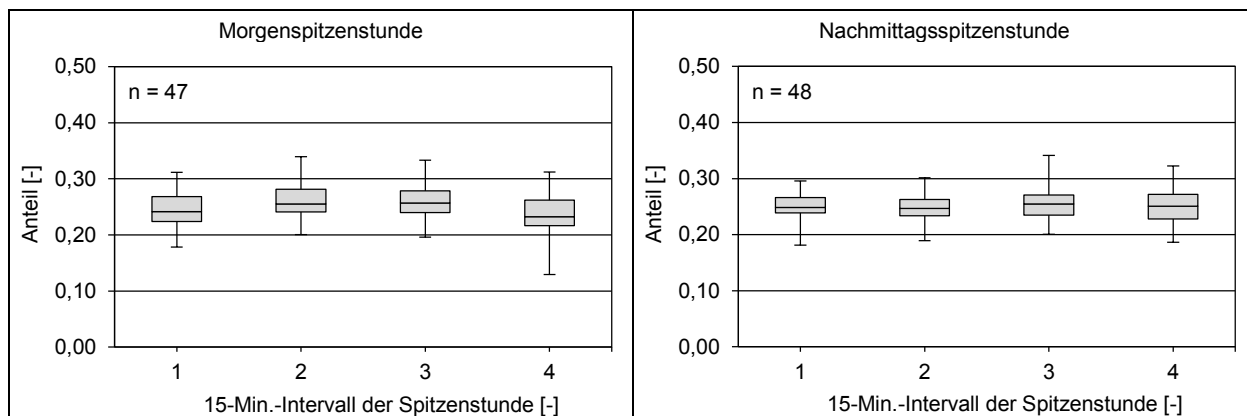


Bild D-6: Boxplots der Anteile der Verkehrsstärken in den einzelnen 15-Minuten-Intervallen an der Verkehrsstärke der Spitzenstunde für einen außerörtlichen ohne Wohnbebauung, vorgelagerter Knotenpunkt signalisiert, Abstand vorgelagerter Knotenpunkt > 200 m

Nicht analysierbar:

- Innerorts, ohne Wohnbebauung, vorgelagerter KP signalisiert, Abstand vorgelagerter KP ≤ 200 m
- Innerorts, ohne Wohnbebauung, vorgelagerter KP signalisiert, Abstand vorgelagerter KP > 200 m
- Außerorts, mit Wohnbebauung, vorgelagerter KP signalisiert, Abstand vorgelagerter KP ≤ 200 m
- Außerorts, mit Wohnbebauung, vorgelagerter KP signalisiert, Abstand vorgelagerter KP > 200 m
- Außerorts, mit Wohnbebauung, vorgelagerter KP unsignalisiert

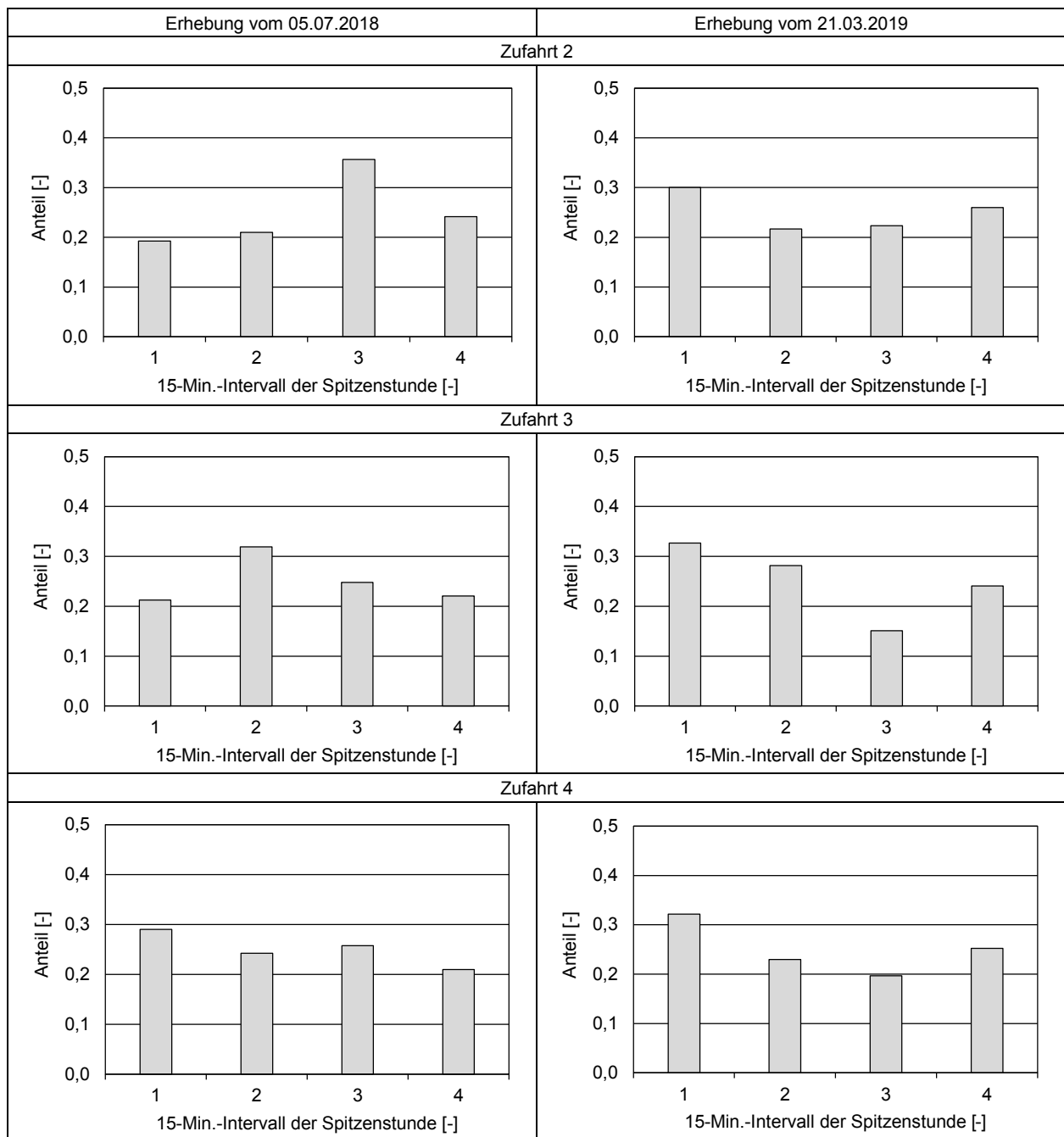


Bild D-7: Vergleich der Ganglinien des Anteils der Verkehrsstärken in den einzelnen 15-Minuten-Intervallen an der Verkehrsstärke der Spitzenstunde für einen Knotenpunkt für die Morgenspitzenstunde

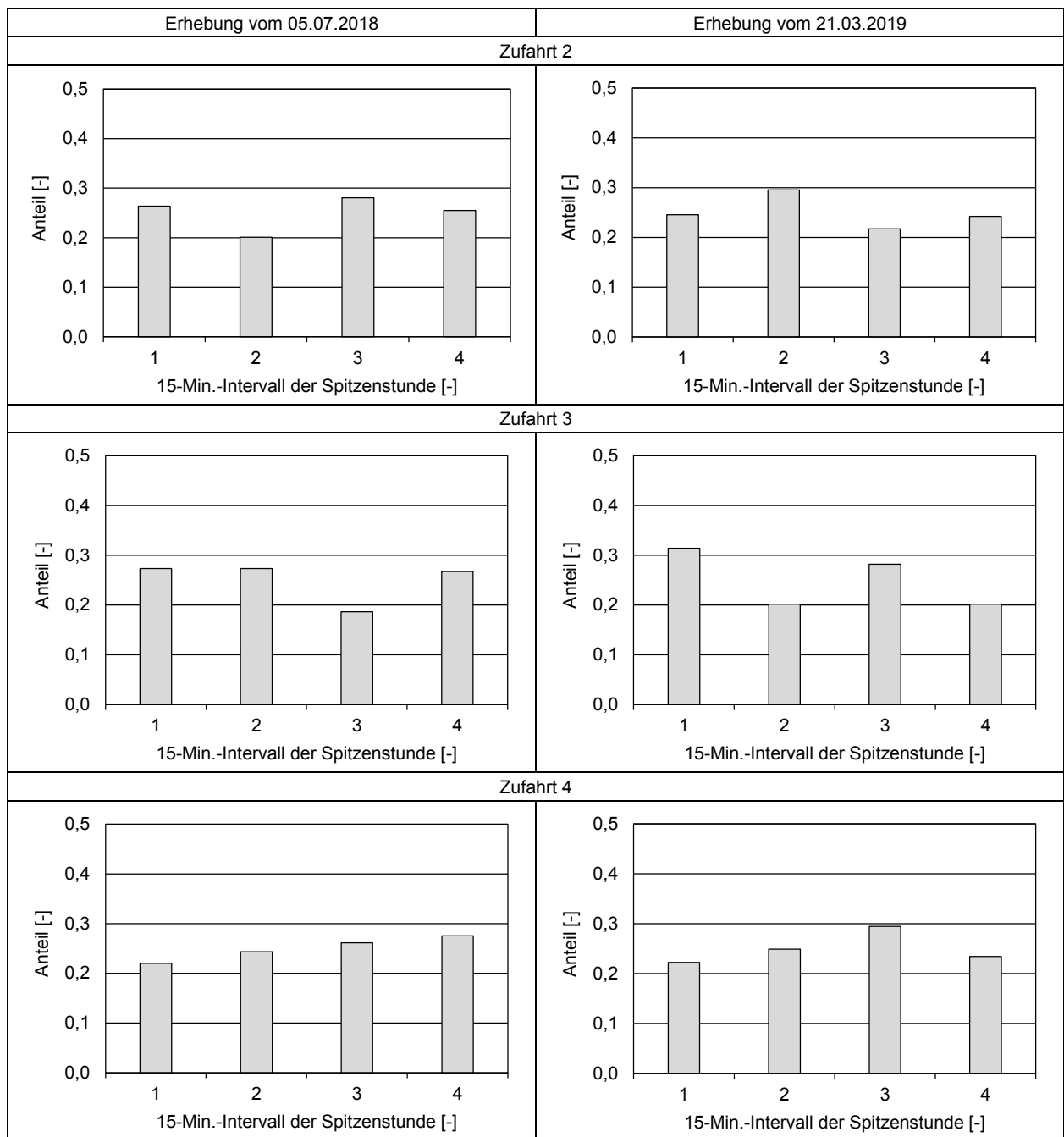


Bild D-8: Vergleich der Ganglinien des Anteils der Verkehrsstärken in den einzelnen 15-Minuten-Intervallen an der Verkehrsstärke der Spitzenstunde für einen Knotenpunkt für die nachmittägliche Spitzenstunde

Anhang E Ergebnisse der HBS-konformen Simulation

Kalibrierung der Simulationsmodelle für den Schwerverkehr

	Fahrzeugtyp Lkw							
	Standard Maximalbeschleunigung-Funktion				Standard Wunschbeschleunigung-Funktion			
	x	y	yMin	yMax	x	y	yMin	yMax
1	0,00	7,30	2,50	9,30	0,00	2,50	2,50	2,50
2	10,00	6,90	2,40	9,30	10,00	2,50	2,40	2,50
3	20,00	3,10	1,12	5,20	20,00	2,50	1,12	2,50
4	30,00	2,00	0,73	3,20	30,00	2,00	0,73	2,50
5	40,00	1,52	0,53	2,35	40,00	1,52	0,53	2,35
6	50,00	0,95	0,32	1,55	50,00	0,95	0,32	1,55
7	60,00	0,79	0,25	1,31	60,00	0,79	0,25	1,31
8	70,00	0,64	0,19	1,10	70,00	0,64	0,19	1,10
9	80,00	0,52	0,15	0,90	80,00	0,52	0,15	0,90
10	90,00	0,41	0,11	0,75	90,00	0,41	0,11	0,75
11	100,00	0,35	0,08	0,65	100,00	0,35	0,08	0,65
12	110,00	0,20	0,00	0,55	110,00	0,20	0,00	0,55
13	120,00	0,00	0,00	0,10	120,00	0,00	0,00	0,10
14	130,00	0,00	0,00	0,00	130,00	0,00	0,00	0,00
...	...	...	...	...				
26	250,00	0,00	0,00	0,00	250,00	0,00	0,00	0,00

Tab. E-1: Standard Maximalbeschleunigung-Funktion und Standard Wunschbeschleunigung-Funktion für den Fahrzeugtyp Lkw

	Fahrzeugtyp Lkw							
	Kalibrierte Maximalbeschleunigung-Funktion				Kalibrierte Wunschbeschleunigung-Funktion			
	x	y	yMin	yMax	x	y	yMin	yMax
1	0,00	6,51	1,71	8,51	0,00	2,01	2,01	2,01
2	10,00	5,50	1,45	8,35	10,00	1,90	1,90	2,07
3	20,00	3,10	1,12	5,20	20,00	2,02	0,64	2,02
4	30,00	2,00	0,73	3,20	30,00	1,56	0,29	2,06
5	40,00	1,42	0,43	2,25	40,00	1,00	0,16	1,98
6	50,00	0,95	0,32	1,55	50,00	0,80	0,17	1,40
7	60,00	0,79	0,25	1,31	60,00	0,65	0,11	1,17
8	70,00	0,64	0,19	1,10	70,00	0,57	0,12	1,03
9	80,00	0,52	0,15	0,90	80,00	0,52	0,15	0,90
10	90,00	0,41	0,11	0,75	90,00	0,41	0,11	0,75
11	100,00	0,35	0,08	0,65	100,00	0,35	0,08	0,65
12	110,00	0,20	0,00	0,55	110,00	0,20	0,00	0,55
13	120,00	0,00	0,00	0,10	120,00	0,00	0,00	0,10
14	130,00	0,00	0,00	0,00	130,00	0,00	0,00	0,00
...	...	...	...	...	...	...	...	...
26	250,00	0,00	0,00	0,00	250,00	0,00	0,00	0,00

Tab. E-2: Kalibrierte Maximalbeschleunigung-Funktion und Kalibrierte Wunschbeschleunigung-Funktion für den Fahrzeugtyp Lkw

	Fahrzeugtyp Sattelzug (LkwK)							
	Kalibrierte Maximalbeschleunigung-Funktion				Kalibrierte Wunschbeschleunigung-Funktion			
	x	y	yMin	yMax	x	y	yMin	yMax
1	0,00	5,50	0,70	7,50	0,00	1,52	1,52	1,52
2	10,00	4,90	0,47	7,37	10,00	1,53	1,44	1,54
3	20,00	2,40	0,44	4,52	20,00	1,50	0,11	1,50
4	30,00	1,50	0,42	2,89	30,00	1,10	0,00	1,60
5	40,00	1,30	0,43	2,25	40,00	0,77	0,00	1,58
6	50,00	0,95	0,32	1,55	50,00	0,64	0,01	1,24
7	60,00	0,79	0,25	1,31	60,00	0,55	0,00	1,06
8	70,00	0,64	0,19	1,10	70,00	0,45	0,00	0,89
9	80,00	0,52	0,15	0,90	80,00	0,28	0,00	0,66
10	90,00	0,41	0,11	0,75	90,00	0,28	0,00	0,62
11	100,00	0,35	0,08	0,65	100,00	0,20	0,00	0,50
12	110,00	0,20	0,00	0,55	110,00	0,08	0,00	0,70
13	120,00	0,00	0,00	0,10	120,00	0,00	0,00	0,10
14	130,00	0,00	0,00	0,00	130,00	0,00	0,00	0,00
...	...	...	...	...	...	...	...	...
26	250,00	0,00	0,00	0,00	250,00	0,00	0,00	0,00

Tab. E-3: Kalibrierte Maximalbeschleunigung-Funktion und Kalibrierte Wunschbeschleunigung-Funktion für den Fahrzeugtyp Sattelzug

Anhang F Simulationsstudie an verkehrsabhängig gesteuerten LSA

Szenarien der Simulationsstudie

Szenario	$q_{Kfz,HR}$ [kfz/h]	$q_{Fg,HR}$ [kfz/h]	$q_{Kfz,NR}$ [kfz/h]	$q_{Fg,NR}$ [kfz/h]	$\bar{t}_{F,P1}$ [s]	$\bar{t}_{F,P2}$ [s]	$\bar{t}_{S,P1}$ [s]	$\bar{t}_{S,P2}$ [s]
1	400	100	50	40	9,3	48,1	64,1	25,3
2	400	100	50	80	11,1	48,0	64,0	27,1
3	400	100	50	120	13,1	47,9	63,9	29,1
4	400	100	100	40	12,4	47,9	63,9	28,4
5	400	100	100	80	13,9	47,8	63,8	29,9
6	400	100	100	120	14,2	47,9	63,9	30,2
7	400	100	150	40	14,9	48,2	64,2	30,9
8	400	100	150	80	16,3	48,2	64,2	32,3
9	400	100	150	120	16,9	48,1	64,1	32,9
10	600	100	50	40	9,4	51,9	67,9	25,4
11	600	100	50	80	11,3	51,9	67,9	27,3
12	600	100	50	120	12,8	51,6	67,6	28,8
13	600	100	100	40	12,9	52,0	68,0	28,9
14	600	100	100	80	14,6	52,2	68,2	30,6
15	600	100	100	120	16,1	52,1	68,1	32,1
16	600	100	150	40	15,1	52,3	68,3	31,1
17	600	100	150	80	16,5	52,0	68,0	32,5
18	600	100	150	120	16,9	51,7	67,7	32,9

Tab. F-1: Simulationsszenarien (Verkehrsbelastung und resultierenden Freigabe- sowie Sperrzeiten) am Knotenpunkt D-3 in Oberhausen

Szenario	$q_{Kfz,1}$ [kfz/h]	$q_{Fg,1}$ [kfz/h]	$q_{Kfz,2}$ [kfz/h]	$q_{Fg,2}$ [kfz/h]	$\bar{t}_{F,P1}$ [s]	$\bar{t}_{F,P2}$ [s]	$\bar{t}_{S,P1}$ [s]	$\bar{t}_{S,P2}$ [s]
1	100	20	300	80	7,8	13,6	25,6	19,8
2	100	40	300	80	8,1	13,5	25,5	20,1
3	100	60	300	80	8,3	13,5	25,5	20,3
4	150	20	300	80	9,4	13,8	25,8	21,4
5	150	40	300	80	9,5	13,7	25,7	21,5
6	150	60	300	80	9,7	13,7	25,7	21,7
7	100	20	400	80	7,9	15,7	27,7	19,9
8	100	40	400	80	8,2	15,9	27,9	20,2
9	100	60	400	80	8,5	16,0	28,0	20,5
10	150	20	400	80	9,7	16,3	28,3	21,7
11	150	40	400	80	9,7	16,1	28,1	21,7
12	150	60	400	80	9,9	16,3	28,3	21,9
13	100	20	500	80	8,2	18,0	30,0	20,2
14	100	40	500	80	8,5	18,1	30,1	20,5
15	100	60	500	80	8,8	18,3	30,3	20,8
16	150	20	500	80	9,9	18,4	30,4	21,9
17	150	40	500	80	10,2	18,7	30,7	22,2
18	150	60	500	80	10,2	18,7	30,7	22,2

Tab. F-2: Simulationsszenarien (Verkehrsbelastung und resultierenden Freigabe- sowie Sperrzeiten) am Knotenpunkt D-5 in Bochum

Szenario	$q_{Kfz,HR}$ [kfz/h]	$q_{Fg,HR}$ [kfz/h]	$q_{Kfz,NR}$ [kfz/h]	$q_{Fg,NR}$ [kfz/h]	$\bar{t}_{F,P1}$ [s]	$\bar{t}_{F,P2}$ [s]	$\bar{t}_{S,P1}$ [s]	$\bar{t}_{S,P2}$ [s]
1	200	100	100	50	43,0	5,1	17,1	55,0
2	200	100	150	50	43,0	5,9	17,9	55,0
3	200	100	200	50	43,0	7,8	19,8	55,0
4	200	100	250	50	43,0	10,4	22,4	55,0
5	200	100	300	50	43,0	12,5	24,5	55,0
6	200	100	350	50	43,0	12,8	24,8	55,0
7	400	100	100	50	43,0	5,1	17,1	55,0
8	400	100	150	50	43,0	5,9	17,9	55,0
9	400	100	200	50	43,0	7,8	19,8	55,0
10	400	100	250	50	43,0	10,4	22,4	55,0
11	400	100	300	50	43,0	12,5	24,5	55,0
12	400	100	350	50	43,0	12,8	24,8	55,0
13	600	100	100	50	43,0	5,1	17,1	55,0
14	600	100	150	50	43,0	5,9	17,9	55,0
15	600	100	200	50	43,0	7,8	19,8	55,0
16	600	100	250	50	43,0	10,4	22,4	55,0
17	600	100	300	50	43,0	12,5	24,5	55,0
18	600	100	350	50	43,0	12,8	24,8	55,0

Tab. F-3: Simulationsszenarien (Verkehrsbelastung und resultierenden Freigabe- sowie Sperrzeiten) am Knotenpunkt 9 in Nettetal

Schemazeichnungen der Knotenpunkte mit Phaseneinteilung der Festzeitsteuerung

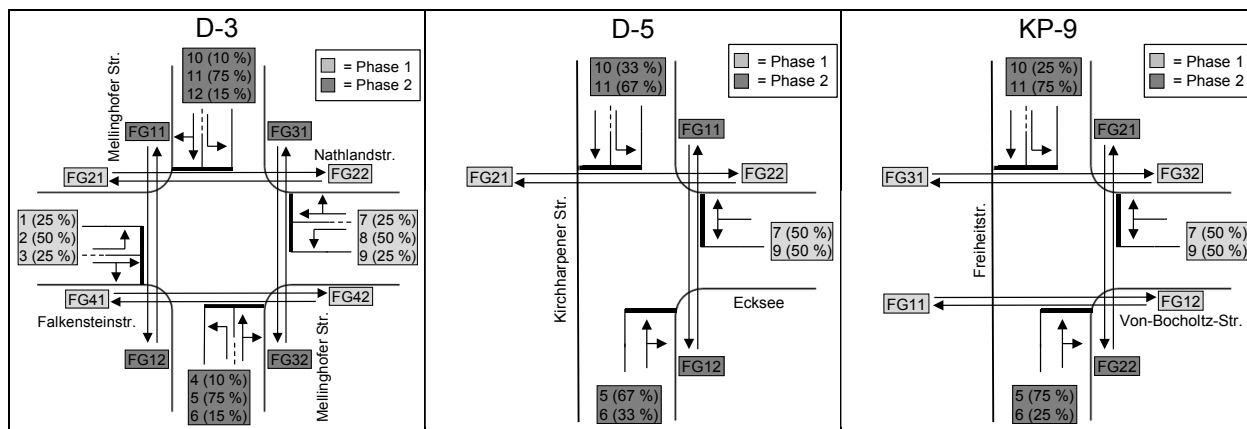


Bild F-1: Schemazeichnungen der Knotenpunkte mit Phaseneinteilung der Festzeitsteuerung

Ströme der Hauptrichtung am Knotenpunkt D-3: 4, 5, 6, 10, 11 und 12

Ströme der Hauptrichtung am Knotenpunkt 9: 5, 6, 10 und 11

Ergebnisse der Simulationsstudie

S	Mittlere Wartezeit (Standardabweichung der Wartezeit) [s]									
	Strom 1	Strom 2	Strom 3	Strom 4	Strom 5	Strom 6	Strom 7	Strom 8	Strom 9	Strom 10
1	30,8 (20,3)	35,3 (26,4)	44,5 (33,7)	15 (14)	6,8 (9)	8,2 (9)	30,6 (20,3)	29,4 (19,7)	40,5 (27,7)	14 (14,4)
	30,5 (21,4)	36,8 (27,9)	44,8 (33,6)	15,3 (13,9)	6,8 (8,9)	8,5 (8,8)	32,8 (21,1)	31,7 (22,5)	42 (28,6)	13,4 (13,3)
2	33,6 (23,2)	39,8 (33,1)	59,6 (42,3)	16,6 (15,7)	7,8 (9,7)	9,1 (9,5)	32,8 (20,7)	30,5 (24,3)	50,9 (33,6)	14,8 (14,8)
	30,7 (21,1)	43,4 (37,7)	59,9 (41,7)	17,1 (15,6)	7,6 (9,7)	10 (11,1)	36,1 (21,7)	31 (25,2)	54,3 (42,9)	15,1 (15)
3	34,5 (21,6)	47,1 (37,7)	68,7 (46,6)	16,7 (16,2)	8,6 (10,9)	10,4 (11,2)	36,4 (22,5)	30,3 (23)	59,4 (41,6)	16 (15,4)
	34 (23,6)	44,7 (40)	84 (50,4)	17,8 (15,9)	8,9 (11,2)	11,9 (12,7)	37,6 (22,5)	37 (28)	64,7 (43,2)	15,8 (15,2)
4	34 (21,9)	36,5 (29,4)	44,5 (34,4)	16,5 (15,1)	8,1 (10,1)	10,1 (10,7)	34,7 (20,5)	30,7 (21,9)	41,6 (28,3)	16,4 (14,2)
	33,2 (22,2)	38,3 (30,6)	50 (37,7)	16,7 (14,7)	8,5 (10,2)	10,9 (11)	34,7 (23)	31,8 (22,4)	41 (27,2)	15,4 (14,6)
5	35,5 (22,5)	46,9 (40,8)	65,1 (45,8)	17,6 (16,2)	8,2 (10,5)	9,8 (10,5)	36,5 (21,9)	32,9 (29)	52,2 (39,3)	16 (15)
	37,1 (22,7)	47,6 (40,3)	73 (51,2)	18 (15,4)	9 (11)	11,9 (11,8)	40,4 (22,3)	35,5 (30,1)	55,6 (40,5)	15,9 (14,9)
6	34,7 (23,7)	74 (49,6)	93,3 (48,8)	19,1 (17,1)	9,8 (11,5)	12,2 (12,1)	36,1 (23,2)	38,5 (33)	59,8 (42,8)	16,3 (15,3)
	38,5 (24,1)	70,2 (51,1)	87,5 (47,4)	16,9 (15,3)	8,4 (10,6)	10,9 (11,3)	39,7 (23,7)	38,1 (35,5)	63,2 (43,5)	16 (15)
7	32,9 (22,1)	46,6 (35,7)	54,2 (37,9)	18,1 (16)	8,6 (10,7)	10,9 (11,2)	36,1 (22,2)	35,7 (26,7)	44,8 (32,4)	17 (15,3)
	32,2 (21,9)	43,9 (35)	51,8 (36,3)	18,1 (15,7)	8,4 (10,3)	10,9 (10,7)	36,8 (24,5)	34,8 (27,2)	44,7 (34,6)	17 (15,9)
8	36,5 (24,1)	60,6 (46,3)	76,9 (50)	18,1 (16)	9,5 (11,1)	11,1 (11,2)	37,9 (25,5)	40,1 (34,3)	54,6 (38,7)	17 (15,5)
	36,1 (23,8)	63,9 (49,2)	81,2 (49)	19 (16,9)	10,6 (11,7)	12,2 (12,6)	34 (24,2)	40,4 (33,4)	59,3 (40,3)	16,2 (16)
9	33,7 (22,2)	31 (25,8)	36,5 (23)	19 (17,1)	9,1 (11,1)	10,6 (10,7)	41,1 (24,7)	49,8 (42,4)	72,1 (46,6)	17,9 (15,6)
	37,9 (26,2)	33,5 (25,3)	37,1 (24)	18,9 (16,9)	10,6 (12,1)	12,4 (12)	40,8 (28,3)	43,2 (35,9)	58,1 (39,3)	17,2 (16,4)
10	36,5 (20)	39,5 (26,9)	46,3 (25)	19,5 (16,9)	8 (9,7)	9,9 (10,4)	35,3 (21,4)	35,1 (26,5)	43,1 (28,4)	17,2 (16,6)
	37,3 (22,8)	39,8 (30,4)	50,8 (34,8)	19,4 (16,6)	8 (9,5)	9,8 (9,6)	38,3 (23,5)	32 (22,3)	46,1 (36,5)	15,9 (14,5)
11	37,7 (21,5)	47 (36,9)	64,9 (46,6)	20,2 (18)	9,2 (10,6)	10,2 (10,7)	36 (21,9)	37 (27,9)	57 (41)	15,8 (15,7)
	37,8 (23,6)	43,3 (38,3)	71,6 (43,6)	20,7 (18,7)	9,1 (10,5)	11,1 (10,8)	34,7 (22,8)	35,2 (25,1)	50,2 (37,5)	17,8 (17,9)
12	35,4 (22,2)	52,4 (40,1)	77,5 (44,6)	20,7 (18,6)	9 (10,5)	9,8 (10,2)	34,7 (23,2)	33 (31,7)	59,1 (41,5)	19,1 (17,9)
	38 (21)	51,4 (44)	86,3 (53)	21,6 (18,7)	9,9 (11,4)	12 (11,5)	38,4 (22,3)	30,2 (25,4)	51,1 (37,1)	19 (16,5)
13	33,2 (22,4)	40,8 (32,5)	55,3 (34,7)	20,7 (18,2)	9,3 (10,4)	10,9 (10,9)	36,5 (22,6)	32,2 (24)	41,6 (34,1)	18,5 (16,8)
	35,4 (23)	42,9 (35)	54,8 (38,4)	19,3 (17,3)	10 (11,1)	11,9 (11,6)	38,7 (23,3)	32,1 (23,9)	39,5 (29,3)	18,5 (16,4)
14	36,5 (22,9)	59 (48,7)	79 (48,1)	23 (19,2)	11,1 (11,5)	13,2 (12,3)	36,5 (25,3)	33,1 (26,1)	49,3 (37,7)	20 (17,8)
	37,1 (24,7)	59 (49,1)	80,9 (48,2)	23 (18,7)	11,5 (12,6)	13,4 (12,7)	40 (23,5)	35,9 (29,2)	53,8 (34,3)	19,7 (18,6)
15	42,1 (24,4)	73,6 (53,8)	93,4 (46,6)	23,2 (19,8)	11,2 (11,6)	12,7 (11,8)	39,4 (24,1)	39,2 (35,7)	62,4 (41,6)	19,9 (18,4)
	39,2 (23,9)	75,5 (51,2)	84,2 (45,7)	23,4 (19,5)	12 (12,1)	13,6 (12,4)	34,6 (23,7)	37,3 (29,9)	64,5 (45,1)	19,8 (17,8)
16	38,1 (23,8)	46,3 (37,2)	57,5 (42,1)	23,7 (20)	10,6 (11,3)	12,9 (11,9)	34,5 (24,8)	34,5 (25,5)	47,8 (33,5)	19,3 (17,9)
	36 (24,2)	49,8 (37,8)	55,5 (40,9)	22 (18,5)	11,2 (12,3)	13,1 (13,1)	40,1 (24,4)	37,8 (28,9)	44,7 (33,9)	19,8 (18,7)
17	37,5 (23,2)	63,2 (49)	75,4 (46,7)	23,7 (19,6)	11,9 (11,8)	14,1 (12,1)	36,8 (24,9)	40,5 (32,6)	62,2 (41,8)	19,2 (17,5)
	36,5 (24,2)	71,8 (52,3)	83,9 (48,9)	24,9 (19,7)	12,3 (12,5)	13,2 (12,6)	40,2 (25,7)	43,6 (35,5)	56,8 (41,4)	20,6 (17,4)
18	44,8 (27,1)	34,4 (25,2)	36,4 (23,4)	23,2 (18,8)	11 (11,6)	13,4 (11,9)	39,6 (26)	56,4 (45,2)	75,6 (47,5)	19,6 (17,9)
	33,6 (22,7)	50,6 (41,4)	58,8 (44,3)	23,4 (19,6)	12,1 (12,2)	13,6 (12,5)	35,3 (24,3)	46,1 (40,2)	63,1 (43,3)	20 (18)

Tab. F-4: Mittlere Wartezeiten sowie deren Standardabweichung nach Szenarien für das verkehrsanhängige Signalprogramm (nicht schattierte Zeilen) und das Festzeitprogramm (grau schattierte Zeilen) am Knotenpunkt D-3 in Oberhausen (Strom 1 bis Strom 10)

S	Mittlere Wartezeit (Standardabweichung der Wartezeit) [s]									
	Strom 11	Strom 12	FG11	FG12	FG21	FG22	FG31	FG32	FG41	FG42
1	7,3 (9,4)	9,3 (10,2)	27,5 (20,6)	26,5 (20,4)	4,8 (8,1)	4,5 (7,8)	27,8 (20,6)	27,7 (21)	4,6 (7,8)	4,9 (8,1)
	7,2 (9,2)	9,4 (10,5)	28,8 (20,1)	29,8 (20,9)	4,3 (7,5)	4,7 (7,8)	29,4 (20)	30,2 (20,4)	4,7 (7,9)	5 (8,1)
2	8 (10)	11,4 (11,8)	25,1 (20,6)	28,6 (20,9)	5,1 (8,6)	5,2 (8,8)	28,4 (21,6)	27 (21,2)	4,7 (8,2)	5,4 (8,6)
	8,3 (9,8)	10,7 (11,2)	28 (21,2)	27,8 (20,7)	5 (8,2)	4,9 (8,2)	28,4 (20,3)	26,8 (19,9)	5,3 (8,6)	5,3 (8,5)
3	9 (10,7)	11,3 (11,7)	27,2 (21,2)	26,1 (20,9)	6 (9,5)	5,5 (9,2)	27,2 (20,8)	27,3 (20,9)	6 (9,5)	5,5 (9,1)
	9,6 (10,8)	12,2 (12)	27,7 (21,5)	28 (20,9)	6,3 (9,4)	6,1 (9,2)	28,2 (21,3)	28,4 (21,2)	6,3 (9,4)	6,9 (10)
4	8,4 (10,1)	10,8 (11,3)	26,1 (21,5)	26,5 (20,5)	5,4 (9)	5,9 (9,4)	27,8 (21)	26,5 (20,5)	5,1 (8,6)	5,6 (9,2)
	8,6 (10,3)	11,2 (11,6)	26,8 (20,2)	28,9 (21,5)	5,8 (8,9)	5,6 (8,7)	29,2 (21,5)	28,1 (20,5)	5,5 (8,9)	6,1 (9,1)
5	9,5 (11)	11,9 (12,7)	25,4 (20,4)	27,6 (21,7)	6,2 (9,9)	6,8 (9,9)	27,1 (20,9)	27,5 (21,4)	6,1 (9,5)	6,2 (9,4)
	10 (11,1)	12,4 (12,5)	28,4 (21,1)	28,9 (20,9)	6,2 (9,3)	6,4 (9,7)	27,1 (21,4)	27,1 (21,1)	6,5 (9,8)	6,8 (9,8)
6	10,5 (11,8)	12,8 (12,9)	27,3 (21,5)	26,5 (21,7)	6,6 (10,1)	6,5 (10)	26,8 (21,8)	27,2 (21,4)	6,8 (10,2)	6,5 (10,2)
	9,8 (11,1)	13,5 (13,1)	26,8 (21,5)	27,1 (20,5)	6,2 (9,4)	6,5 (9,4)	27,3 (21,1)	27,4 (20,9)	6,6 (9,6)	6,4 (9,7)
7	9,8 (11,2)	12,1 (12,5)	26,4 (21,7)	24,9 (21)	6 (9,4)	6,7 (10)	27,6 (21,5)	24,9 (20,8)	5,9 (9,4)	6,6 (10)
	9,2 (10,7)	11,1 (12)	26,7 (20,4)	28,5 (21,3)	5,5 (9)	6,1 (9,5)	26,7 (21,5)	28,7 (21,5)	6,1 (9,4)	6 (9,4)
8	10 (11,3)	12,1 (12,5)	27,6 (21,2)	27,2 (21,3)	7,1 (10,5)	6,9 (10,2)	27 (21,6)	25,8 (20,7)	6,6 (10,1)	6,6 (10)
	10,5 (11,8)	14 (14,1)	25,1 (21,5)	27,1 (21,1)	7,4 (10,5)	7,1 (10,5)	26,1 (20,7)	28 (21,9)	6,4 (10,1)	6,6 (10)
9	10,3 (11,5)	12 (12,9)	28,1 (21,2)	26,9 (21,7)	7,5 (10,7)	6,7 (10)	25,5 (20,9)	26,6 (21,3)	6,4 (10,1)	6,7 (9,9)
	10,7 (12)	13,1 (13)	26,4 (20,8)	26,3 (21,7)	7,4 (10,7)	7,1 (10,6)	27 (20,8)	25,6 (20,3)	7 (10,4)	7,7 (10,6)
10	8,4 (9,6)	10 (10,3)	27,9 (21,2)	29,2 (21,7)	4,4 (7,9)	4,6 (7,9)	29,3 (23,1)	30,4 (21)	5 (8,1)	5 (8,1)
	8,4 (9,6)	10,3 (10,4)	31,1 (21,5)	29,1 (21,9)	3,9 (7,3)	4,4 (7,6)	31,4 (20,6)	32,5 (21,8)	4,1 (7,5)	4,4 (7,8)
11	9,9 (10,7)	12,4 (11,3)	29,5 (22,4)	29,5 (22,1)	5,6 (8,9)	5 (8,7)	29,1 (22,9)	30,2 (22,8)	5,1 (8,8)	5,7 (9,2)
	9,5 (10,4)	11,6 (11,6)	30,3 (21,9)	29 (22,5)	4,9 (8,2)	5,1 (8,5)	31,1 (22,4)	29,1 (22,2)	5,1 (8,3)	4,9 (8,1)
12	10,4 (11,1)	12,8 (12,3)	29,3 (22,3)	29,3 (22,4)	5,4 (9,2)	5,7 (9,2)	30,5 (22,7)	26,7 (22,2)	5,7 (9,4)	5,7 (9,3)
	10,7 (11,6)	12,9 (12,7)	28,6 (21,4)	29,7 (21,9)	5,4 (8,8)	5,8 (9,2)	29,1 (21,1)	28,4 (22,3)	5,4 (9,1)	5,6 (9,2)
13	10 (10,9)	12,1 (12)	26,4 (20,9)	27,8 (22,9)	5,6 (9,3)	6 (9,6)	27,7 (21,6)	27,3 (21,2)	5,9 (9)	5,6 (9,1)
	10,8 (11,2)	13,5 (12,7)	27,2 (21,6)	29,9 (23,6)	5,9 (9,3)	5,4 (8,9)	29,9 (22,3)	28,4 (21,3)	5,2 (8,6)	5,7 (8,8)
14	10,7 (11,3)	12,3 (11,7)	27,8 (22,7)	29,5 (22,3)	5,8 (9,4)	6,8 (10,2)	27,7 (22,1)	28,6 (22,9)	6,5 (9,9)	6,1 (9,6)
	13,1 (13,1)	16,2 (14,3)	30,1 (22,5)	27,9 (22,6)	6,1 (10,1)	7,1 (10,4)	30,1 (22,2)	30,6 (22,5)	7,6 (10,5)	6,9 (10,6)
15	12,2 (12)	14,3 (12,5)	27,9 (22,9)	27,6 (22,8)	5,9 (9,8)	6,2 (9,7)	29,2 (23,4)	29 (23)	7 (10,3)	6,3 (10)
	12,6 (12,6)	14,4 (13,8)	27,8 (22,9)	29,4 (22,6)	6,2 (9,9)	6,8 (10)	27,3 (22,3)	28,7 (22,5)	6,1 (9,6)	6,2 (10,1)
16	11,2 (11,7)	13,7 (12,7)	29,3 (21,5)	28,6 (23,1)	6,2 (9,5)	6,5 (10)	27,3 (22)	27,1 (21,6)	6,5 (9,9)	6,1 (9,7)
	11,8 (12,5)	14,2 (13,5)	30 (22,6)	28,3 (22,4)	6,9 (10,1)	6 (9,7)	29 (22,7)	29,7 (22,8)	6 (9,7)	6,1 (9,5)
17	12,4 (12,2)	15,6 (13)	29,2 (22,7)	29,6 (22,9)	7,5 (10,7)	6,4 (10,2)	28,3 (22,5)	27,5 (23,2)	7,5 (10,5)	7 (10,3)
	13 (12,6)	14,7 (13,6)	29 (22,6)	29,2 (22,9)	6,3 (10)	7,5 (10,6)	26,6 (22,3)	27,9 (22,5)	6,7 (10,1)	6 (9,9)
18	12,2 (12,1)	15,8 (13)	28,1 (22,6)	28,9 (23,5)	6,9 (10,4)	5,8 (9,8)	28,9 (22,4)	30 (23,1)	7,2 (10,5)	6,7 (10,1)
	12,5 (12,5)	14,2 (13,7)	28 (22,9)	29,3 (22,4)	6,1 (9,8)	6,7 (9,9)	27,5 (22,4)	28,5 (22,4)	6,1 (9,6)	6,2 (10)

Tab. F-5: Mittlere Wartezeiten sowie deren Standardabweichung nach Szenarien für das verkehrsanhängige Signalprogramm (nicht schattierte Zeilen) und das Festzeitprogramm (grau schattierte Zeilen) am Knotenpunkt D-3 in Oberhausen (Strom 11, Strom 12 und Fußgänger)

S	Mittlere Wartezeit (Standardabweichung der Wartezeit) [s]									
	Strom 5	Strom 6	Strom 7	Strom 9	Strom 10	Strom 11	FG11	FG12	FG21	FG22
1	9,2 (8,2)	9,9 (8,4)	7,3 (8,7)	8,7 (8,9)	10,9 (8,4)	6,4 (6,5)	6,5 (11,2)	4,7 (7,3)	12 (8,1)	17,9 (18,1)
	10,6 (13,7)	10,4 (12,7)	10,6 (9,1)	12,3 (10)	16,3 (17,4)	7,9 (7,6)	6,7 (8,6)	7,1 (7,5)	11,4 (9,5)	12,8 (12)
2	9,9 (8,4)	10,3 (8,2)	7 (9,1)	9,7 (9,2)	11,3 (8,8)	7,1 (7,1)	11,7 (17)	5 (7,5)	10,1 (8,5)	18,5 (18,3)
	10,9 (13,5)	11 (12,6)	10 (9,2)	12,2 (10,3)	16,7 (17,1)	8 (7,5)	7,2 (8,6)	6,7 (7,6)	10,9 (9,2)	11,5 (11,3)
3	10,7 (9,1)	11,3 (9,4)	6,6 (8,7)	10,3 (9,5)	12,0 (9,0)	7,7 (7,3)	11,4 (16,6)	5,1 (7,4)	10,3 (9)	17 (17,1)
	11,8 (13,6)	11,6 (12,7)	10,2 (9,2)	12,3 (10,3)	16,7 (17,3)	8,2 (7,6)	7,5 (8,9)	7,2 (7,7)	11,1 (9,2)	11,8 (10,6)
4	11 (9,3)	11,9 (9,7)	7,3 (8,8)	9,6 (9,4)	12,2 (9,6)	7,7 (7,4)	11,5 (16,5)	5,4 (7,8)	10 (9,1)	21,4 (19,5)
	10,4 (13,7)	10,3 (12,7)	9,3 (8,6)	11,3 (9,5)	16,3 (17,3)	8,8 (7,9)	7,9 (9)	7,6 (8)	11,9 (9,4)	12,4 (12)
5	11,3 (9,6)	12,1 (9,6)	7 (9,1)	9,1 (9,3)	12,8 (9,7)	8,3 (7,8)	11,8 (16,4)	5,9 (8,1)	9,9 (8,8)	18,8 (18,2)
	11,4 (13,7)	11,1 (12,8)	9,4 (8,7)	11,3 (9,7)	16,7 (17,5)	8,8 (7,9)	7,9 (9)	7,6 (8)	11,2 (9,3)	11,9 (11,3)
6	12,9 (10,9)	13,2 (10,7)	7,2 (8,9)	10 (9,5)	13,5 (10,2)	8 (7,5)	11,4 (15,7)	5,8 (8)	10,3 (9,3)	15,8 (17,1)
	11,4 (13,6)	11,3 (12,5)	9,3 (8,9)	11,5 (9,8)	16,9 (17,5)	8,3 (7,8)	7,9 (9,1)	7,1 (7,9)	10,7 (9,3)	10,7 (10,7)
7	9,4 (9,3)	10,3 (9,7)	10,2 (9,3)	11,2 (10)	12,2 (10,5)	5,3 (6,6)	9,4 (15,2)	4,6 (7,2)	13,1 (9,1)	21 (18,8)
	8,5 (11,9)	8,9 (11,5)	10,7 (9,2)	12,7 (9,9)	16,1 (15,6)	7,5 (7,3)	6,7 (8,7)	6,4 (7,6)	12 (9,9)	13,3 (12,5)
8	10,3 (10,1)	10,6 (10)	8,6 (9,6)	11,4 (10,2)	13,2 (11,5)	5,8 (7,3)	9,7 (14,9)	4,6 (7,1)	11,6 (9,3)	17,6 (16,6)
	9,3 (10,9)	9,3 (10,8)	10,4 (9,2)	12,7 (10,1)	16,1 (15,3)	7,5 (7,3)	7,2 (8,8)	6,4 (7,5)	12,1 (9,8)	12,7 (11,7)
9	10,1 (10,6)	10,6 (10,5)	8,4 (9,7)	11,4 (10,8)	12,2 (11,7)	5,3 (7,5)	9,6 (14,3)	4,7 (6,9)	11,1 (9,7)	15,6 (15,3)
	10,1 (11,2)	10,4 (10,9)	10,5 (9,1)	12,7 (10)	15,7 (13,6)	7,6 (7,3)	6,8 (8,9)	6,6 (7,5)	12,2 (9,6)	12,8 (11,3)
10	9,8 (10,9)	10,4 (12,3)	9,5 (9,7)	10,8 (9,9)	12,4 (11,6)	4,6 (7,8)	9,3 (14,4)	4,8 (7,3)	11,5 (9,5)	19,8 (18,1)
	8,2 (10,7)	8,2 (10,2)	9,4 (8,5)	11 (9,3)	15,1 (13,2)	7,8 (7,5)	7,2 (9,1)	7,1 (7,8)	12,1 (9,9)	13,7 (12,5)
11	10,1 (11,9)	10,8 (12,7)	8,8 (9,8)	10,4 (10)	12,3 (12,3)	4,2 (8,2)	9,6 (14,4)	5,9 (7,8)	11,5 (9,8)	16,9 (16,4)
	9,1 (10,1)	9,4 (9,9)	9,9 (8,7)	11,9 (9,5)	15,5 (13,4)	8,2 (7,7)	7,3 (9,2)	6,9 (7,8)	10,7 (9,5)	12,7 (11,6)
12	10,7 (12,5)	11,5 (13)	8,5 (10)	11,3 (10,7)	12,4 (12,4)	4,7 (8,6)	9,4 (13,9)	6 (8)	10,5 (9,8)	15 (14,8)
	10,1 (10,5)	9,9 (10,4)	9,1 (8,7)	11,8 (9,7)	15 (12,4)	8,3 (7,7)	7,6 (9,2)	6,7 (7,9)	12 (9,7)	12,2 (11,2)
13	9,8 (11,5)	10 (11,1)	9,8 (10,1)	12,1 (10,1)	14,9 (13,5)	3,3 (6,9)	7,1 (12,2)	4,8 (7,1)	12,8 (9,6)	19,1 (17,1)
	7,7 (9,7)	7,9 (9,5)	10,4 (8,8)	11,2 (9,4)	17,2 (13,9)	7,7 (7,1)	7 (8,9)	5,7 (7,2)	12,6 (10,2)	13,5 (13,3)
14	10,5 (10,9)	10,6 (10,4)	9,6 (10)	12 (10,6)	15,7 (14,8)	4 (7,4)	6,9 (10,9)	4,9 (7,3)	12,1 (9,4)	15,5 (14,9)
	8,9 (10,2)	8,5 (9,7)	9,8 (9,1)	11,9 (9,8)	17,1 (14)	7,3 (7,2)	7 (8,8)	6,5 (7,5)	12,4 (10,4)	13,3 (12,2)
15	12,1 (13)	12,5 (12,3)	9,2 (10,2)	12,3 (10,3)	17,7 (16,2)	4,4 (7,8)	6,6 (10,3)	4,9 (7)	11,6 (9,7)	13,6 (13,2)
	10,7 (10,7)	10,7 (10,6)	8,9 (8,2)	12,6 (10,1)	18 (15,1)	7,4 (7,2)	6,7 (9)	6 (7,3)	13,1 (10,2)	13,6 (11,5)
16	10,8 (13,5)	10,5 (12,8)	10,3 (10)	12,6 (10,6)	17,3 (17,9)	2,8 (8,1)	6,9 (10,5)	5,5 (7,5)	12,2 (10,2)	15,8 (15,9)
	7,4 (8,9)	7,4 (8,6)	8,9 (8,1)	10,9 (9,0)	18,5 (16)	8,2 (7,7)	7,3 (9,2)	6,9 (7,9)	11,5 (10,3)	14,5 (13,6)
17	11,7 (14,9)	11,2 (14,3)	10,7 (10,1)	12,3 (10,8)	19,3 (22,8)	2,7 (8,3)	7 (10,3)	5,7 (7,8)	12 (10,2)	14,2 (14,2)
	9,3 (10,2)	8,9 (9,4)	9,7 (8,5)	11,5 (9,5)	19,4 (16,4)	8,2 (7,8)	7,6 (9,6)	6,1 (7,6)	12,3 (10,7)	14,3 (12,4)
18	12,2 (16)	12,2 (15,5)	9,2 (10,2)	11,8 (10,9)	17,8 (19,9)	2 (8,4)	6,8 (9,7)	6,2 (8)	11,9 (10)	12,9 (11,8)
	9,8 (10,3)	9,6 (9,7)	9,5 (8,6)	11,7 (9,7)	19,5 (16,3)	8,1 (7,7)	7,6 (9,6)	6,1 (7,6)	13,7 (10,8)	13,6 (12)

Tab. F-6: Mittlere Wartezeiten sowie deren Standardabweichung nach Szenarien für das verkehrsanhängige Signalprogramm (nicht schattierte Zeilen) und das Festzeitprogramm (grau schattierte Zeilen) am Knotenpunkt D-5 in Bochum

S	Mittlere Wartezeit (Standardabweichung der Wartezeit) [s]									
	Strom 5	Strom 6	Strom 7	Strom 9	Strom 10	Strom 11	FG11	FG12	FG21	FG22
1	3,7 (5,8)	4,9 (6,4)	21,7 (23,7)	21,4 (23,4)	8,3 (8,7)	3 (5,4)	27,2 (17,6)	21,7 (16,4)	5,1 (8,8)	4,3 (7,8)
	3,5 (5,5)	5,4 (6,8)	23,5 (28,8)	23 (28)	8,2 (8,5)	3 (5,2)	26,5 (17,9)	21,7 (16,4)	4,8 (8,7)	4,1 (7,7)
2	3,6 (5,8)	4,8 (7,3)	33,6 (33,9)	33,1 (32,8)	8,3 (9,1)	3,1 (5,6)	25,8 (17,4)	22,3 (17,1)	5,1 (8,8)	4,3 (7,9)
	6,7 (8,9)	7,6 (8,8)	101,3 (59)	97,9 (59,7)	31,4 (40,3)	11,7 (20,5)	26,1 (17,8)	25,8 (17,8)	3,3 (6)	3,5 (6,1)
3	4,7 (7,1)	6,3 (8,1)	45,9 (40,6)	45,4 (38,7)	9,5 (10,4)	4 (6,6)	26,2 (18,5)	22,5 (17,1)	5,4 (9)	4,8 (8,3)
	6,5 (8,3)	7,5 (8,4)	104,7 (53,6)	103,5 (52,8)	30,6 (38,4)	10,8 (18,5)	25,8 (17,9)	24,6 (17,3)	3,8 (6,5)	3,7 (6,3)
4	4,9 (7,4)	6,6 (8,4)	62,1 (51,7)	62,6 (51,5)	10,4 (10,8)	4,4 (7,2)	24 (18)	20,8 (17,5)	5,8 (9,4)	5,8 (9,1)
	7 (8,7)	8,2 (8,7)	113,7 (55,1)	111 (54,2)	28,1 (36,5)	10,4 (17,7)	23,4 (17,9)	24 (18)	4,5 (7,3)	4,5 (7,2)
5	6 (8,5)	7,6 (9)	91,7 (68,8)	91,9 (67,8)	12 (11,8)	5,3 (7,9)	23,3 (17,7)	21,4 (17,1)	6,3 (9,9)	6,1 (9,3)
	7,2 (8,9)	8 (8,9)	124,9 (51,2)	126,4 (49,8)	26,8 (33,7)	9,9 (16,5)	23,7 (18,4)	23,2 (18,1)	4,7 (7,6)	4,6 (7,5)
6	6,1 (8,3)	7,8 (9,2)	105,8 (78,3)	107,6 (77,9)	12,6 (12,4)	5 (7,8)	23,8 (18,5)	22 (17,4)	6,7 (9,9)	6 (9,2)
	7,1 (8,9)	8,3 (8,7)	160,1 (26,5)	160,4 (26,1)	26,2 (33,7)	9,6 (16,5)	22,5 (18,6)	24 (18,1)	4,9 (7,8)	4,8 (7,8)
7	4,8 (6,4)	5,9 (6,8)	36,7 (30)	34,3 (28,1)	14,3 (14,1)	3,6 (5,8)	26,6 (17,6)	24,6 (16,9)	4,2 (8,1)	3,9 (7,8)
	5 (6,7)	6,1 (6,8)	67 (53,9)	66 (54,5)	19,5 (24,5)	5,6 (11,9)	26,2 (17,8)	25,5 (17,1)	2,9 (5,3)	2,7 (5,3)
8	4,9 (6,7)	6 (7,2)	52,9 (34,5)	51,5 (33,6)	15,5 (15,5)	3,9 (6,4)	25,8 (17,4)	25,4 (17,7)	4,1 (8,1)	3,9 (7,9)
	5,4 (6,9)	6,1 (6,8)	76,4 (49,7)	75,3 (50,7)	18,8 (22,5)	5,4 (11,6)	26,7 (17,7)	26,3 (17,4)	3,2 (5,7)	3,3 (5,8)
9	5,8 (7,5)	6,7 (7,9)	70,8 (34,8)	69,9 (32)	17,1 (16,7)	4,6 (7,1)	26,2 (18,5)	25,7 (17,8)	4,5 (8,4)	4,5 (8,4)
	6,1 (7,6)	6,5 (7,5)	85,7 (46,3)	85,4 (45,1)	18,2 (19)	4,8 (7,8)	26,2 (17,9)	25 (16,9)	3,6 (6,2)	3,5 (6,1)
10	7,1 (8,5)	8 (8,8)	91,9 (41,3)	92,2 (41,2)	18,7 (16,9)	5,6 (8,3)	24 (18)	23,1 (18,6)	4,5 (7,6)	5,1 (8,2)
	6,7 (8,1)	7,4 (7,9)	99,5 (53,2)	96,3 (51,2)	19,7 (19,8)	5,5 (7,8)	23,5 (18)	24,5 (17,8)	4,5 (7,1)	4,5 (7,2)
11	7,4 (8,9)	8 (8,9)	135,2 (42,3)	134,8 (41)	21,1 (18,5)	6,2 (8,6)	23,4 (17,7)	23,6 (17,9)	4,8 (7,9)	5,3 (8,1)
	7,8 (9)	8,5 (9,2)	116,6 (52,1)	118,6 (50,6)	21,9 (21)	6,6 (9,6)	23,9 (18,6)	23,5 (18,1)	4,7 (7,6)	4,6 (7,6)
12	7,6 (8,9)	8,6 (8,8)	167,8 (16,1)	168,7 (14,3)	21,4 (19,2)	6,4 (8,8)	23,8 (18,6)	24,4 (18,1)	5,2 (8)	5,2 (8)
	7,5 (9)	8,1 (9)	158,8 (28,1)	158,9 (27,7)	22 (21,2)	6,3 (8,7)	22,4 (18,8)	24,3 (18,1)	4,9 (7,7)	4,9 (7,9)
13	6,4 (7,2)	6,9 (7,2)	43,2 (26,3)	41,6 (26,3)	34,3 (30,1)	7,9 (13,6)	27,1 (17,5)	25,9 (16,9)	3 (5,3)	2,8 (5,3)
	5,8 (7)	6,1 (6,8)	48,8 (34,3)	46,5 (33,4)	33,5 (29,7)	7,9 (13,3)	26,9 (18)	25,5 (17)	2,8 (4,9)	2,5 (4,9)
14	6,6 (7,6)	7,4 (7,7)	57 (30,7)	55,9 (30,6)	37,3 (32,3)	8,5 (15,4)	25,8 (17,4)	26,2 (17,6)	3,1 (5,6)	3 (5,4)
	6,3 (7,2)	7,1 (7,2)	67,3 (42,3)	65,6 (41,8)	34,8 (30,9)	8,1 (13,9)	26,8 (17,5)	26,5 (17,8)	3 (5,4)	3,2 (5,6)
15	7,9 (8,8)	8,9 (8,7)	70,6 (33,9)	69,9 (31,8)	37,8 (32)	9,5 (15,4)	26,1 (18,6)	25,6 (17,8)	3,7 (6,2)	3,6 (6,4)
	7,9 (8,4)	8,4 (8,3)	79,4 (41,9)	79,1 (40,1)	40,2 (34,7)	10,4 (17,4)	26,4 (18)	25,6 (16,7)	3,4 (6)	3,5 (5,9)
16	9,3 (9,5)	9,7 (9,2)	87,6 (39,3)	88,2 (38,5)	43,5 (36,1)	12,5 (18,3)	24,7 (17,8)	23,4 (18,6)	4,3 (7,1)	5 (7,8)
	9,1 (9)	9,8 (9)	95,1 (54)	92,6 (51,5)	45,6 (37,1)	13,6 (20,8)	23,7 (18,1)	24 (17,9)	4,4 (7,1)	4,5 (7,1)
17	10,4 (10,5)	10,8 (10,2)	136,3 (41,5)	137 (39,9)	53,8 (40,2)	17 (23)	24,4 (17,9)	23,3 (18,1)	4,7 (7,9)	5,2 (7,9)
	9,8 (9,5)	10,4 (9,5)	113,5 (52,9)	115,9 (51,5)	50,1 (40)	15,5 (21,5)	23,9 (19)	24,1 (18)	4,8 (7,6)	4,5 (7,5)
18	10,1 (9,9)	10,4 (9,7)	167,8 (15,3)	168,3 (14,4)	54,4 (41,2)	18,2 (25)	24 (18,8)	24,2 (17,9)	5 (7,9)	4,9 (7,9)
	10,1 (9,5)	10,3 (9,3)	157,7 (29)	157,9 (28,7)	49,1 (38,4)	16,2 (22,7)	22,1 (18,8)	24,7 (18,5)	5,1 (7,9)	5 (7,9)

Tab. F-7: Mittlere Wartezeiten sowie deren Standardabweichung nach Szenarien für das verkehrsanhängige Signalprogramm (nicht schattierte Zeilen) und das Festzeitprogramm (grau schattierte Zeilen) am Knotenpunkt 9 in Nettetal

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen Unterreihe „Verkehrstechnik“

2024

V 380: Maßnahmen zum Umgang mit japanischem Staudenknöterich

Molder, Gaar, Münch, Alberternst

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 381: Akustische Wirksamkeit abknickender und gekrümmter Lärmschirme

Lindner, Ruhnau, Schulze

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 382: Potenziale für Photovoltaik an Bundesfernstraßen

Ludwig, Tegeler, Schmedes, Tomhave, Hensel, Forster, Kleinhans, Heinrich, John, Schill

€ 19,50

V 383: Analyse und Entwicklung leistungsfähiger Einfahrttypen ohne Fahrstreifenaddition für Autobahnen

Geistefeldt, Brandenburg, Sauer

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 384: Wirksamkeit von Verkehrsbeeinflussungsanlagen – Methoden zur Untersuchung und Metaanalyse

Maier, Leonhardt, Ehm

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 385: HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf einbahnigen Landstraßen

Geistefeldt, Hohmann, Finkbeiner, Sauer, Vortisch, Buck, Weyland, Weiser, Giuliani

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2025

V 386: Pilothafte Anwendung des Bridge-WIM Verfahrens zur Ergänzung des Achslastmessstellennetzes

Firus, Petschacher

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 387: Akustische Wirksamkeit von Vegetation

Lindner, Schulze

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 388: Hochaufgelöste multisensorielle Verkehrsdaten in der Streckenbeeinflussung

Schwietering, Löbbeling, Weinreis, Maier, Feldges

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 389: Lärmwetter in der Praxis – Erprobung und Weiterentwicklung der Methodik zur Anwendung meteorologischer Korrekturen auf die Schallausbreitung

Skowronek, Liepert, Müller, Schady, Elsen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 390: Wirkung von Fahrstreifenbegrenzungen an Einfahrten von Autobahnen auf das Fahrverhalten und auf die Verkehrssicherheit

Geistefeldt, Sauer, Brandenburg

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 391: Erprobung psychoakustischer Parameter für innovative Lärminderungsstrategien

Oehme, Böhm, Horn, Pourpart, Schweidler, Weinzierl, Fiebig, Schuck

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 392: Evaluierung der Wirksamkeit bestehender Überflughilfen für Fledermäuse an Straßen
Albrecht, Reers, Scharf, Grimm, Radford, Namyslo, Günther, Martin, Behr
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 393: Optimierung der Abstände von Anzeigequerschnitten und Messquerschnitten in Streckenbeeinflussungsanlagen
Schwietering, Löbbbering, Abarghooie, Geistefeldt, Marnach
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 394: Optimierte Steuerungsstrategien für Lichtsignalanlagen durch die Berücksichtigung der Fahrzeug-Infrastruktur-Kommunikation (C2X)
Schendzielorz, Schneider, Künzelmann, Sautter, Höger
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 395: Empfehlungen zur Breite von hochfrequentierten Radverkehrsanlagen unter Berücksichtigung der Verkehrsqualität
Geistefeldt, Brandenburg, Vortisch, Buck, Zeidler, Baier
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 396: Wirkung von Behandlungsanlagen der Straßenentwässerung im Hinblick auf AFS63
Rüter, Grotehusmann, Lambert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 397: Gestaltung innerörtlicher Verkehrswegenetze
Friedrich, Wohnsdorf, Gerike, Koszowski, Baier, Wothge
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 398: Verfahren für die Engpass- und Mängelanalyse im städtischen Hauptverkehrsstraßennetz
Vortisch, Buck, Fuchs, Grau, Friedrich, Hoffmann, Lelke, Baier
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 399: Detektion von Radfahrern im signalgeregelten Bereich von Knotenpunkten in Verbindung mit Absetzung einer Warnmeldung für Kraftfahrzeuge
Kaiser, Schade, Czogalla, Abboud, Mischke
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 400: Aktualisierung der Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit LSA
Geistefeldt, Wu, Schmitz, Vieten, Stephan
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Telefon (04 21) 3 69 03 - 0 · E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de
Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.
www.schuenemann-verlag.de
Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.



ISSN 0943-9331
ISBN 978-3-95606-860-7
<https://doi.org/10.60850/bericht-v400>

www.bast.de